
Optimierung der Leistungsfähigkeit von Regenüberlaufbecken mittels Schrägklärertechnologie

14. April 2015

Projektbearbeitende Institutionen:

Karlsruher Institut für Technologie
Institut für Wasser und Gewässerentwicklung
Bereich Siedlungswasserwirtschaft und
Wassergütewirtschaft

Fachhochschule Münster
Institut für Wasser · Ressourcen ·
Umwelt (IWARU)

UFT Umwelt und Fluidtechnik
Dr. Brombach GmbH

Untersuchungs- und Entwicklungsvorhaben im Auftrag des Ministerium für Klima-
schutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz des Landes
Nordrhein-Westfalen

Untersuchungs- und Entwicklungsvorhaben im Auftrag des Ministeriums für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen mit dem Titel „Überwachung und Optimierung der Leistungsfähigkeit von Mischwasserbehandlungsanlagen“

Laufzeit: 10/2012 – 06/2014

Der Teil 1 des Abschlussberichtes trägt den Titel: „Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Regenüberlaufbecken und Überwachung durch Online-Messtechnik“

Der vorliegende Teil 2 des Abschlussberichtes trägt den Titel: „**Optimierung der Leistungsfähigkeit von Regenüberlaufbecken mittels Schrägklärertechnologie**“

Projektbearbeitung:

Karlsruhe Institut für Technologie

Dipl. Geoökol. Mike Kemper

Dr.-Ing. Stephan Fuchs

Fachhochschule Münster

Dipl.-Ing. Dipl.-Verwaltungsw. Nina Voßwinkel M. Eng.

Prof. Dr.-Ing. Rainer Mohn

Prof. Dr.-Ing. Mathias Uhl

B. Eng. Stefan Rehtien

UFT Umwelt und Fluid-Technik Dr. Brombach GmbH

Dr.-Ing. Gebhard Weiß

Inhaltsverzeichnis

ZUSAMMENFASSUNG	1
1 EINLEITUNG	7
2 GRUNDLAGEN ZUM EINSATZ VON SCHRÄGKLÄRERN UND HALBTECHNISCHE VERSUCHE	9
2.1 Theoretische und konstruktive Vorüberlegungen	9
2.1.1 Stand der Technik: Anwendung von Schrägklärern in der Regenwasserbehandlung.....	9
2.1.2 Grundlagen zur Sedimentation im Schrägklärer.....	11
2.1.3 Abreinigung der Schrägklärer	16
2.2 Konzeption der halbtechnischen Versuche	19
2.2.1 Ausführung der Pilotanlage.....	19
2.2.2 Modellsediment und seine Eigenschaften	24
2.2.3 Kunststoff-Modellsediment.....	25
2.2.4 Korrektur der Sinkgeschwindigkeit	27
2.3 Versuchsauswertung der halbtechnischen Versuche	31
2.3.1 Vorgehensweise	31
2.3.2 Der Abscheidewirkungsgrad	31
2.3.3 Dimensionslose Darstellung	33
2.3.4 Ergebnisse der Versuche mit Kunststoff-Modellsediment	34
2.4 Vergleich mit Ergebnissen zu Wirkungsgraden von Schrägklärern aus der Literatur.....	42
2.4.1 Vergleich mit der Theorie.....	42
2.4.2 Vergleich mit dem Wirkungsgrad von Durchlaufbecken	44
2.4.3 Vergleich mit großtechnischen Untersuchungen anderer Autoren an Schrägklärern	46
2.5 Versuch der Festlegung einer Wirkungsgradkurve für ein Bemessungsverfahren für den Schrägklärer.....	50
2.6 Gleichmäßigkeit der Durchströmung der Wabenpakete	51
3 ERMITTLUNG DES FESTSTOFFRÜCKHALTS EINER SCHRÄGKLÄRER-PILOTANLAGE.....	54
3.1 Konzeption der Pilotanlage.....	54
3.2 Hydraulische Untersuchungen	59

3.2.1	Methodik.....	60
3.2.2	Auswertung.....	63
3.2.3	Ergebnisse der hydraulischen Untersuchungen.....	67
3.3	Untersuchungen zum Feststoffrückhalt	68
3.3.1	Standort.....	68
3.3.2	Methodik.....	69
3.3.3	Auswertung.....	71
3.3.4	Ergebnisse.....	81
3.4	Empfehlungen zur Konzeption und Betriebsweise von Gegenstrom- Schrägklärern.....	84
3.4.1	Konstruktionshinweise	84
3.4.2	Handreichungen für Sanierung und Neubau	85
3.4.3	Betriebsweise	89
4	VALIDIERUNG DES NUMERISCHEN MODELLS ZUR SIMULATION VON SCHRÄGKLÄRERN.....	91
4.1	Untersuchungskonzept.....	91
4.1.1	Hydraulische und geometrische Randbedingungen	91
4.1.2	Modell Setup.....	92
4.1.3	Auswertemethoden.....	92
4.2	Ergebnisse	94
4.2.1	Fließgeschwindigkeitsmessungen	94
4.2.2	Ermittlung der Verweilzeitverteilung.....	99
4.2.3	Ermittlung des Sedimentationswirkungsgrades.....	100
5	KONSTRUKTIONSHINWEISE ZU SCHRÄGKLÄRERN	102
5.1	Untersuchungskonzept.....	102
5.1.1	Geometrische Randbedingungen	105
5.1.2	Hydraulische Randbedingungen.....	116
5.1.3	Modell-Setup im numerischen Modell	118
5.2	Ergebnisse zur Optimierung des Einbaus sowie der baulichen Konstruktion der Lamellen	123
5.2.1	Optimierung des Einbaus der Lamellen	123
5.2.2	Optimierung der Durchströmung der Lamellen	126
5.2.3	Optimierung der Anströmung der Lamellen.....	127
5.2.4	Variante 5 - Optimierte Variante.....	132

5.3	Ergebnisse zum Sedimentationswirkungsgrad.....	134
5.4	Plausibilitätsprüfung der Feststoffberechnungen.....	141
5.4.1	Zusammenfassung der Plausibilitätsprüfung:.....	146
5.5	Empfehlungen zur Konstruktionsweise von Schrägklärern.....	147
6	LITERATUR.....	148

Zusammenfassung

Halbtechnische Versuche

Um einen näheren Einblick in die in einem Gegenstrom-Schrägklärer auftretenden Prozesse zu erhalten, wurde im hydraulischen Labor des Projektpartners UFT ein hydraulisches Modell erstellt. Dieser Versuchsstand erlaubte Untersuchungen mit variablem, aber während eines Versuchs konstantem Durchfluss an Original-Schrägklärerelementen. Als Sediment wurde Kunststoff-Modellsediment mit sehr eng gestufter, geringer Sinkgeschwindigkeit verwendet; zusätzlich wurde dem Wasser in einigen Versuchen Salz zur weiteren Verringerung der Sinkgeschwindigkeit zugegeben.

Die Versuche zeigten die erwartete Abhängigkeit des Abscheidewirkungsgrades vom Zufluss. Es wurde jedoch auch klar, dass das Abrutschen des Sediments von den Schrägen und das Wiedereinmischen in die von unten in die Schrägklärerpakete eintretende Strömung ein sehr wichtiger Effekt ist, der in den Modellversuchen zunächst nur einen vergleichsweise geringen Abscheidewirkungsgrad ergab.

Großtechnische Versuche

Von den Projektpartnern wurde ein Konzept für eine mobile Schrägkläreranlage erarbeitet, die von UFT angefertigt wurde. Diese Anlage wurde zuerst hydraulisch mit Klarwasser untersucht, um den Fragen zur Gleichmäßigkeit der Durchströmung nachzugehen. Aufgrund der guten Infrastruktur fanden diese Untersuchungen auf dem Gelände der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe statt. So konnte die grundlegende Funktionalität der Anlage überprüft werden.

Aus den hydraulischen Untersuchungen können folgende Erkenntnisse über die Beziehung Zulaufgestaltung und Durchströmung abgeleitet werden:

Rohrzulauf: Aufgrund der Fehlströmungen (Kurzschluss-, Rotationsströmungen und Wirbel) verbunden mit hohen Fließgeschwindigkeiten ist diese Zulaufvariante für eine Sedimentationsanlage ungeeignet.

Rohrzulauf mit Prallblech: Diese Variante stellt eine hydraulische Verbesserung gegenüber dem Rohrzulauf dar. Durch eine ungleichmäßige Durchströmung der Zwischenräume der Platten mit instabilen Strömungsverhalten, wird das Potential der Absetzfläche jedoch nicht vollständig ausgeschöpft.

Verteilerrohr (T-Stück): Insgesamt zeigt diese Variante im Vergleich zu den vorherigen genannten Varianten eine gleichmäßigere Durchströmung der Platten mit einem ruhigeren und stabileren Strömungsverhalten. Relativ gleichmäßige Fließgeschwindigkeiten und ein großflächiges Ausnutzen der effektiven Absetzfläche weisen auf verhältnismäßig günstige Sedimentationsbedingungen hin. Es besteht jedoch weiterhin ein Potential zur konstruktiven Optimierung.

Aus den Untersuchungen können folgende übertragbare Aussagen zusammengefasst werden:

- Die Gestaltung der Zu- und Ablaufsituation beeinflusst die gesamte Funktionalität der Sedimentationsanlage maßgeblich.

- Die Zulaufgestaltung von Regenbecken mit Schrägklärern muss hohe Anforderungen hinsichtlich Strömungsverteilung und Energiedissipation erfüllen.
- Eine gleichmäßige Anordnung der Abzugsrinnen über den Abscheiderelementen ist eine Notwendigkeit, um eine gleichmäßige Durchströmung des Abscheiders zu erzielen.
- Die Ausrichtung bzw. Nivellierung der Ablaufrinnen ist für einen gleichmäßigen Klarwasserabzug sowie die gleichmäßige Durchströmung von hoher Bedeutung.
- Schrägklärer werden mit geringen Fließgeschwindigkeiten betrieben. Die Strömungsverhältnisse reagieren sehr empfindlich auf äußere Einflüsse wie Wind und Regen.

Nach Abschluss des hydraulischen Messprogramms wurde die Pilotanlage zur Kläranlage nach Rastatt gebracht, wo ein Untersuchungsprogramm zur Wirksamkeit der Anlage folgte. Der Standortvorteil gegenüber der Positionierung an einem Regenbecken war, dass durch den kontinuierlichen Mischwasserzufluss zur Kläranlage weitgehend unabhängig vom Überlaufgeschehen eines Regenbeckens beliebig viele „Regenereignisse“ unterschiedlichster Charakteristik simuliert werden konnten.

Auf Basis der Untersuchungen von Fuchs et al. (2014) wurden für die Oberflächenbeschickung Bemessungsempfehlungen für Schrägklärer abgeleitet und ins DWA-M 176 übernommen. Das Merkblatt M 176 empfiehlt die Bemessung analog der von Durchlaufbecken, jedoch mit einer Oberflächenbeschickung von $q_A \leq 4$ m/h für in freiem Gefälle beschickte Anlagen, bei denen der Zufluss mit dem Regengeschehen schwankt und während eines Großteils der Zeit geringer als dieser Bemessungswert ist. Für kontinuierlich (etwa mit einer Pumpe) beschickte Systeme empfiehlt M 176 eine reduzierte Oberflächenbeschickung von $q_A = \leq 2$ m/h.

Um die Datengrundlage für die Bemessungsempfehlung zu überprüfen und zu verdichten, wurden in diesem Vorhaben mehrere Serienversuche durchgeführt. Die erste Versuchsreihe zielte darauf, die Anlage unter definierten Oberflächenbeschickungen von $q_A = 1$ bis 6 m/h auf ihre Sedimentationswirksamkeit zu untersuchen.

Die Anlage erreichte unter hydraulisch optimierten Bedingungen (Zulaufvariante Verteilerrohr) bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 4$ m/h einen Feststoffrückhalt von 48 % (Median) für die Feinfraktion ($< 63 \mu\text{m}$). Bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 2$ m/h wurde ein Wirkungsgrad von 75% erreicht. Somit wurden in diesem Vorhaben erstmals stationäre Wirkungsgrade mit definiertem, konstantem Mischwasserzufluss an großtechnischen Schrägklärern ermittelt. Diese relativ guten Ergebnisse gehen über die Erwartungen hinaus, insbesondere auch im Licht der bescheidenen Modellversuchs-Wirkungsgrade. Die großtechnischen Ergebnisse mit echtem Abwassersediment werden den Anforderungen, die an eine Regenwasserbehandlungsanlage gestellt werden, gerecht.

Aus den Ergebnissen wird eine leichte Korrelation zwischen dem Feststoffrückhalt und der hydraulischen Belastung erkennbar (Abbildung 55). Die Ergebnisse weisen allerdings eine weite Streuung auf. Die Zusammensetzung bzw. die Inhaltsstoffe werden als Ursache für die unterschiedlich hohen Wirkungsgrade angesehen.

Die differenzierte Betrachtung der Ergebnisse, welche bei Regen- und Trockenwetter erhoben wurden, brachte keinen Erkenntnisgewinn darüber, inwiefern sich die organische Substanz auf den Sedimentationswirkungsgrad auswirkt. Der Anteil des Glühverlustes variierte zwischen Trocken- und Regenwetterproben nur geringfügig.

In 5 Stichproben wurde der Frachtwirkungsgrad für den Parameter CSB_{gesamt} ermittelt. Die Versuche wurden bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 4 \text{ m/h}$ durchgeführt. Der Wirkungsgrad lag im Median bei 29 %.

In einer weiteren Versuchsreihe wurde der Einfluss der Zulaufsituation auf den Feststoffrückhalt anhand von zwei unterschiedlichen Zulaufvarianten verglichen. Es wurden die Varianten Rohrzulauf mit Prallblech und Verteilerrohr untersucht. Aus den Ergebnissen geht hervor, dass die strömungsoptimierte Variante mit Verteilerrohr bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 2 \text{ m/h}$ einen Feststoffrückhalt von 75 % erreichte. Diese Variante erreichte gegenüber der Variante mit Prallblech einen 11 % höheren Wirkungsgrad. Bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 4 \text{ m/h}$ ist der Feststoffrückhalt um 8 % höher ausgefallen (siehe Kapitel 3.3.3.6).

Die im Rahmen dieses Projektes durchgeführte Untersuchungsreihe unterstreicht die Notwendigkeit, Regenbecken und Schrägklärer hinsichtlich ihrer Durchströmung zu optimieren, um einen maximalen Feststoffrückhalt zu erreichen. Andernfalls ist es möglich, dass neue oder nachgerüstete Regenbecken mit Schrägklärern deutlich hinter dem möglichen Frachtwirkungsgrad zurückbleiben.

Numerische Modellierung

Ziel der numerischen Simulationsstudien war es, die Wirkungsweise von Lamellenklären durch numerische Simulationen zu untersuchen. Insbesondere sollten die Strömungs- und Stofftransportprozesse in Lamellenklären modelliert werden.

In einer ersten numerischen Simulationsstudie erfolgte die Validierung des numerischen Modells zur Simulation von Schrägklärern. Hierzu wurde die Pilotanlage modelliert. Weiterhin sollten hierdurch die Durchströmungs- und Absetzprozesse visualisiert werden und ein vertieftes Verständnis der Vorgänge in der Pilotanlage ermöglicht werden.

Die Ergebnisse der Simulation der Schrägklärer Pilotanlage (Großtechnische Versuche) zeigen, dass das numerische Modell das integrale Durchströmungsverhalten korrekt modelliert. Eine Abbildung der zeitlich veränderlichen Vorgänge ist hingegen nicht möglich. Hierzu sind sehr zeitintensive instationäre Simulationen durchzuführen. Diese konnten jedoch aufgrund der hohen Netzkomplexität innerhalb dieses Projektes nicht durchgeführt werden. Anhand der durchgeführten Tracerversuche und dem Vergleich der ermittelten Verweilzeitverteilung konnte jedoch nachgewiesen werden, dass das integrale Verhalten korrekt modelliert wird.

Erste Abschätzungen des Sedimentationswirkungsgrades wurden mit ausgewählten Partikelfractionen vorgenommen. Diese zeigten, dass die Pilotanlage im Vergleich zu einem Becken, welches ohne Lamellenklärer ausgestattet ist, bei gleicher Oberflächenbeschickung höhere Sedimentationswirkungsgrade der Partikelfraktion $< 63 \mu\text{m}$ erzielt.

Die Verweilzeitverteilung des Tracers sowie auch eine Detailbetrachtung der Strömung in den Lamellen lassen auf eine nicht vollständig gleichmäßige Durchströmung der Lamellen schließen. Optimierungspotential besteht möglicherweise im Anströmbereich der Lamellen. Leitbleche und Bauteile zur Energiedissipation könnten die Durchströmung zusätzlich zum T-Stück im Zulauf der Pilotanlage vergleichmäßigen. Eine Validierung der simulierten Sedimentationswirkungsgrade konnte jedoch innerhalb des Projektes nicht durchgeführt werden.

In einer weiteren Simulationsstudie sollte eine mögliche Leistungssteigerung von Regenbecken durch den Einsatz von Schrägklärern (Lamellenklärer) bewertet sowie Vorschläge zur konstruktiven Gestaltung der Lamellenklärer entwickelt werden.

Hierzu wurde in einem ersten Schritt ein Referenzbecken mit einem spezifischen Volumen von 376 m³ ausgewählt. Drei verschiedene Einbauweisen der Lamellen wurden im numerischen Modell untersucht. Aus den Ergebnissen ist abzuleiten, dass der Einbau von Überlaufwannen einen entscheidenden Einfluss auf die gleichmäßige Durchströmung der Lamellen hat. Ein gekippter Einbau der Lamellen hingegen führt zu einer ungleichmäßigeren Durchströmung. Dieses entspricht auch den Erkenntnissen von Dohmann [2003]. Die Gleichmäßigkeit der Durchströmung wurde mit Hilfe des Variationskoeffizienten der Durchflüsse durch die Lamellen bewertet.

In einem nächsten Schritt wurden verschiedene konstruktive Maßnahmen getestet und hinsichtlich ihres Einflusses auf eine gleichmäßige Durchströmung der Lamellen ausgewertet. Es zeigt sich, dass besonders die Kombination aus Überlaufwannen und Trennblechen einen positiven Einfluss auf die Gleichmäßigkeit der Durchströmung in den Lamellen aufweist.

Weiterhin wurden die Anströmungsverhältnisse zu den Lamellenpaketen optimiert. Hierbei stellte sich ein an der vordersten Lamelle angebrachter Umlenkbogen als besonders strömungsgünstig heraus.

Durch die Kombination aller sich als positiv herausgestellten Maßnahmen wurde eine optimierte Variante konzipiert.

Mit Hilfe von Mehrphasensimulationen und einem dem Mischwasser ähnlichen Partikelgemisch wurden Sedimentationswirkungsgrade der Becken ermittelt. Zum einen sollte untersucht werden, ob sich eine gleichmäßige Durchströmung der Lamellen positiv auf den Sedimentationswirkungsgrad auswirkt und somit die Optimierungsmaßnahmen erfolgreich waren. Zum anderen sollte untersucht werden, ob der Einsatz von Lamellen in einem Regenüberlaufbecken im Vergleich zu einem baugleichen Becken ohne Lamellen zu einem verbesserten Sedimentationswirkungsgrad führt. In der Modellierung wurden für die Berechnung der Sedimentationswirkungsgrade Einzelereignisse unter kontrollierten, stationären Randbedingungen simuliert. Diese Vorgehensweise im Rahmen der Modellierung hat das Ziel, aufzuzeigen, wie hoch der maximal theoretische Sedimentationswirkungsgrad der Becken bei kontrolliertem Betrieb ist und soll so einen relativen Vergleich der unterschiedlichen im Projekt konzipierten Varianten ermöglichen.

Anhand von verschiedenen Partikeldichten und -größen wurden ein Gesamtwirkungsgrad sowie ein Fraktionswirkungsgrad für die AFS-Fraktionen kleiner als 63 µm und größer als 63 µm ermittelt. Die Ergebnisse zeigten, dass der Sedimentationswirkungsgrad durch den Einsatz von Lamellen gesteigert werden kann. Dieses entspricht den Erkenntnissen von Hermann et al. [2010] sowie Fuchs et al. [2010]. In der Arbeit von Dohmann [2003] erzielten die Lamellenklärer bei einer Lamellenoberflächenbeschickung von 3 - 5 m/h gegenüber einem konventionellen Regenbecken (<10 m/h) bis zu 25 % geringere AFS-Ablaufwerte. Dabei wurden Becken mit gleichem Volumen und gleicher Form sowie identischer hydraulischer Belastung verglichen. Deren Oberflächenbeschickung unterscheidet sich lediglich wegen der nachträglich eingesetzten Lamellen, welche im vorhandenen Volumen weitere absetz wirksame Fläche zur Verfügung stellen.

Die Ergebnisse von Dohmann [2003] konnten in der hier vorliegenden Untersuchung bestätigt werden. Die Sedimentationswirkungsgrade für die Fraktionen mit einem Partikeldurch-

messer $d < 63 \mu\text{m}$ konnten bei der simulierten Oberflächenbeschickung von 4 m/h durch den Einsatz von Lamellen deutlich erhöht werden.

Weiterhin ist aus den Ergebnissen der Mehrphasensimulationen ersichtlich, dass eine gleichmäßige Durchströmung den Sedimentationswirkungsgrad im Becken verbessert.

Bei der Interpretation der Ergebnisse ist zu berücksichtigen, dass Resuspensionsvorgänge durch instationäre Effekte oder auch ein Abrutschen der Partikel von den Lamellen und ein Wiedereinmischen in die Strömung im numerischen Modell nicht berücksichtigt sind. Weiterhin wird in der Simulation lediglich die Überlaufphase betrachtet. Der Speicherwirkungsgrad des Beckens bleibt unberücksichtigt.

Im Rahmen der Untersuchung zur Optimierung des Einbaus sowie der baulichen Konstruktion der Lamellen kann durch eine qualitative sowie quantitative Auswertung der numerischen Simulationen Folgendes festgestellt werden:

- Durch die Anordnung von Abzugsrinnen über den Lamellen kann eine deutlich gleichmäßigere Durchströmung erzielt werden als durch einen am Ende des Beckens angeordneten Klärüberlauf.
- Eine alleinige Erhöhung der Ablaufrinnenanzahl trägt nicht zwingend zu einem gleichmäßigeren Durchströmungsverhalten bei. Dennoch ist eine Mindestanzahl an Abzugsrinnen notwendig. Eine Abzugsrinne pro Lamellenpaket (5 Lamellen) hat sich im Rahmen der Untersuchung als positiv erwiesen.
- Die Anzahl der Lamellenpakete hängt von der erwünschten Verbesserung des Wirkungsgrads und damit von der erforderlichen Absenkung der Oberflächenbeschickung ab.
- Die Anbringung von Trennblechen wirkt sich insgesamt positiv auf die Durchströmung aus. Hierdurch lässt sich die Strömung gezielter abführen. Zudem werden größere Rezirkulationen der Strömung oberhalb der Lamellen verhindert.
- Die Mächtigkeit des Wasserpolsters über den Lamellen kann sowohl einen positiven als auch negativen Einfluss haben. Es hat sich hierbei ein Wasserpolster mit einer Mächtigkeit von 200 und 300 mm als positiv erwiesen.
- Durch den Einbau einer Einlaufkonstruktion kann die Anströmung der Lamellen beeinflusst und die gleichmäßige Durchströmung verbessert werden.
- Der Einbau eines Umlenkbogens mit einem Radius von 250 mm wirkt sich von allen untersuchten Einlaufkonstruktionen am positivsten aus. Rechnerisch wurde dazu jedoch idealisierend eine gleichmäßige Verteilung des Zuflusses über die gesamte Beckentiefe angesetzt, die bei einem realen Becken nicht immer so gegeben ist.

Über die durchgeführten Untersuchungen hinaus kann keine Aussage zur konstruktiven Gestaltung des Becken-Zulaufs, zu eventuellen Einbauten im Becken und ggf. über den Betrieb gemacht werden.

Auf Grundlage der o. a. Erkenntnisse ist in Abbildung 1 eine optimierte Variante zu sehen.

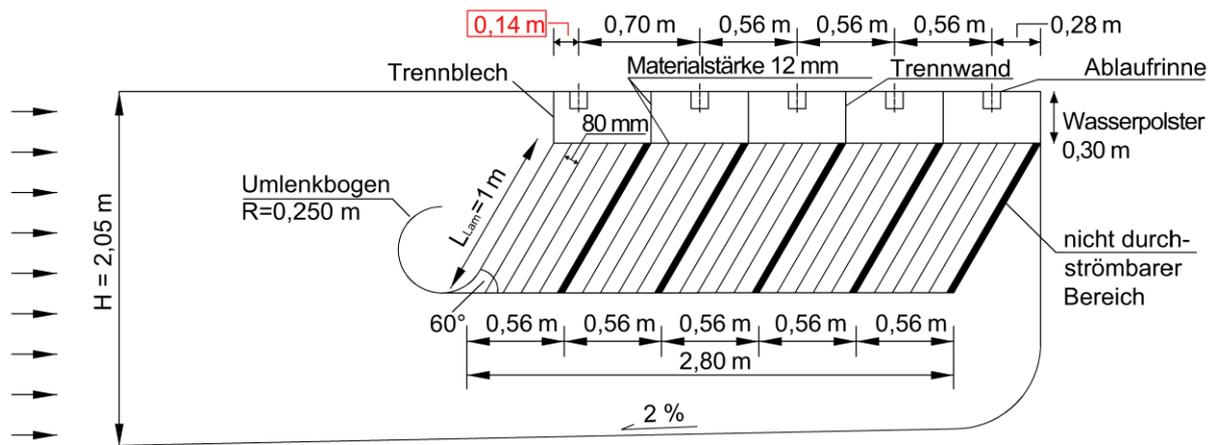


Abbildung 1: Optimierte Variante

1 Einleitung

Regenbecken sind ein wesentlicher Eintragspfad schadstoffbelasteter Feststoffe aus urbanen Gebieten in die Fließgewässer. Der Bestand an Regenbecken liegt deutschlandweit bei 23.880 Regenüberlaufbecken (RÜB) und 3.317 Regenklärbecken (RKB) (DeStatis 2010). Trotz dieser hohen Beckenanzahl liegen nur wenige Studien zur Sedimentationswirksamkeit von Regenbecken vor. Um bestehende Wissenslücken zu schließen, wurde in dem ersten Teil dieses Vorhabens ein Monitoring an 6 Regenüberlaufbecken durchgeführt. Diese Anlagen wurden über einen Zeitraum von einem Jahr untersucht und deren Wirksamkeit ermittelt. Die Ergebnisse sind dem Abschlussbericht „Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Regenüberlaufbecken und Überwachung durch Online-Messtechnik“ zu entnehmen (siehe Kemper et al. 2015).

Der zweite Teil dieses Vorhabens widmet sich der Optimierung der Sedimentationsleistung. Im Hinblick auf eine Anwendbarkeit bei möglichst vielen bestehenden und noch zu bauenden Becken ist hier insbesondere an den Einsatz von Schrägklärern gedacht, auch als Lamellenabscheider bezeichnet.

Die Technologie dieser Abscheider kommt aus der industriellen Anwendung bzw. Produktaufbereitung. In der Industrie werden sie meist als Kompakt- oder Containeranlagen eingesetzt. Erste verfahrenstechnische Untersuchungen fanden Anfang der 70er Jahre statt (Beach, 1972; Willis, 1978, Delporte et al., 1995). Die Anwendung und Erfahrungen in der kommunalen Abwasserreinigung beschränkten sich bisher auf den Einsatz in Belebungs- und Nachklärbecken (siehe auch Plass, 1998).

Schrägklärer werden als Platten- oder Röhrenelemente (Waben) ausgeführt und können im Gleichstrom (mit der Fließrichtung von oben nach unten), im Gegenstrom (Durchströmung von unten nach oben) oder im Kreuzstrom (horizontale Durchströmung) betrieben werden. Gegenstand der meisten Untersuchungen in der Siedlungswasserwirtschaft sind die Gegenstromabscheider.

Die in Regenbecken eingebauten Abscheiderelemente werden von Regen- bzw. Mischwasser in einer aufwärtsgerichteten Strömung durchströmt. Die mitgeführten Partikel sinken auf die geneigten Platten ab und rutschen abwärts. Eine verbesserte Sedimentationsleistung ergibt sich dadurch, dass der Sedimentationsweg der Partikel auf den vertikalen Abstand der Platten verkürzt wird.

Für Regenwasserbehandlungsanlagen mit Schrägklärern liegen zum aktuellen Zeitpunkt noch wenige Erfahrungen vor. Bemessungsempfehlungen wurden innerhalb der Projektlaufzeit von Fuchs et al. 2012 publiziert. In ihrem Vorhaben wurden 3 Regenbecken mit Schrägklärern auf ihre Wirksamkeit untersucht. Aus den Ergebnissen wurden erste Bemessungsempfehlungen abgeleitet. Nach Fuchs et al. 2012 sind Regenbecken mit Schrägklärern auf eine Oberflächenbeschickung von 4 m/h zu beschicken, um einen Feststoffrückhalt von 50 % zu erreichen.

In diesem Vorhaben wurden diese Bemessungsempfehlungen überprüft und Konstruktionsempfehlungen erarbeitet. Der Ablauf der systematischen Untersuchungen wird in Abbildung 2 dargestellt.

Zu Beginn des Projektes wurden durch den Projektpartner UFT halbtechnische Modellversuche durchgeführt. Im Anschluss wurde eine großtechnische Pilotanlage konzipiert, an der

Versuche mit realem Mischwasser durchgeführt wurden. Parallel führte die FH Münster numerische Strömungssimulationen mit der Software Ansys Fluent durch.

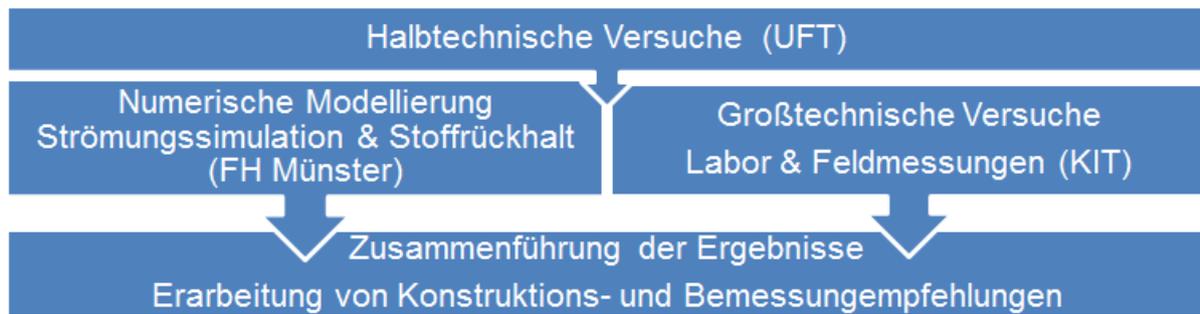


Abbildung 2: Strategie der Untersuchungen an der Pilotanlage

2 Grundlagen zum Einsatz von Schrägklärern und halbtechnische Versuche

von Gebhard Weiß

2.1 Theoretische und konstruktive Vorüberlegungen

2.1.1 Stand der Technik: Anwendung von Schrägklärern in der Regenwasserbehandlung

Der Schrägklärer, auch Lamellenabscheider oder Plattenseparator genannt, ist eine seit langem bekannte Technologie in der Verfahrenstechnik, um die Sedimentation im Erdschwerefeld zu verbessern. Grundidee ist es, die zu behandelnde Feststoffsuspension durch ein Platten-, Waben- oder Röhrenpaket zu leiten, in dem die Feststoffe nur einen Absetzweg von einigen cm haben und außerdem eine parallele Strömungsführung gewährleistet ist.

Schrägklärer werden in verschiedenen Varianten z.B. in der industriellen Wasseraufbereitung verwendet. Abbildung 3 zeigt drei Grundtypen, die sich in der Richtung der Durchströmung und derjenigen des Abrutschens des Sedimentes unterscheiden. Am häufigsten dürfte der Gegenstromklärer (Abbildung 3 links) sein, bei dem das Platten- oder Wabenpaket aufwärts durchströmt wird und das Sediment entgegen der Strömung nach unten rutscht. Dieser Typ ist Gegenstand des vorliegenden Forschungsprojektes.

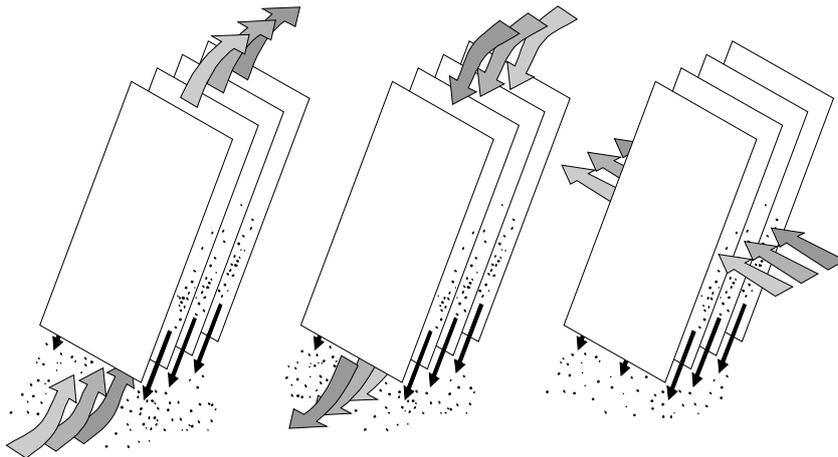


Abbildung 3: Schrägklärer im Gegenstrom-, Gleichstrom- und Kreuzstrom-Prinzip

Auch auf Kläranlagen fanden Schrägklärer bereits Verwendung, z.B. in Belebungsbecken (Schönberger et al. 2001) oder zur Verbesserung der Abtrennung von Belebtschlamm im Nachklärbecken (Dorgeloh et al. 1996, Buer und Dorgeloh 2001, Fujisaki 2010). Es gibt bereits seit Langem auch einen Arbeitsbericht einer ATV-Arbeitsgruppe (ATV 1980).

Es gab bereits in den vergangenen Jahren einzelne Projekte, bei denen Schrägklärer für die Regenwasserbehandlung eingesetzt wurden. Krauth und Bondareva (1999) sprechen die Technik im Zusammenhang mit dem möglichen Einsatz von Flockungsverfahren bei der Regenwasserbehandlung an. In Baden-Württemberg wurden als Pilotprojekte in Göbrichen und in Brühl Durchlaufbecken mit Schrägklärerpaketen ausgerüstet. Die zugehörigen wissenschaftlichen Untersuchungen wurden durch den Projektpartner KIT durchgeführt, vgl. Fuchs und Mayer 2010, Fuchs et al. 2010, Fuchs und Mayer (2011 a,b,c). Auch in Nordrhein-Westfalen gab es einige Regenbecken, in denen diese Technik ausprobiert wurde, etwa in Aachen-Soers, z.B. Dohmann und Hördemann (2003), Buer und Stepkes (2004). Gemein-

sam war diesen Projekten, dass vorhandene Regenüberlaufbecken mit eingehängten Schrägklärern ausgerüstet wurden. Die Becken füllen sich bei Regen, und das über den Klärüberlauf überlaufende Wasser passiert vorher mehr oder weniger ausgedehnte Lamellen- oder Wabepakete. Die Anordnung der Schrägklärer ist in den genannten Projekten unterschiedlich. Die meisten Anlagen arbeiteten mit von unten nach oben durchströmten, fest eingebauten Gegenstrom-Schrägklärern. Ein gravierender Nachteil ist – vor allem im Mischsystem – die teils beträchtliche Verschmutzung der Schrägklärermodule. Das macht eine Reinigungsmöglichkeit wünschenswert und erlaubt nur Schrägklärerwaben der -lamellen mit größeren Abständen (etwa > 80 mm).

Auch zur Regenwasserbehandlung in Trennsystemen werden Schrägklärer eingesetzt. Als kleine dezentrale Behandlungsanlagen bieten einige Firmen Fertigschächte mit eingebauten Schrägklärern an, die als Absetzbecken im Dauerstau betrieben werden. Daneben gibt es einige Pilotprojekte in Baden-Württemberg (Glas und Störr 2007, Pforzheim Klingklamm) und in Berlin (Andritschke 2010), bei denen solche Schrägklärer in größeren zentralen Regenklärbecken im Trennsystem eingehängt wurden. Umfangreiche numerische Untersuchungen wurden zu Schrägklärern der Firmen Steinhardt bzw. Hydroconcept (Frankreich) durchgeführt, die kommerziell Abscheider mit aufwärts oder aber quer durchströmten Platten für die Regenwasserbehandlung anbieten (Schaffner, Morin und Steinhardt 2010, Schaffner, Pfeffermann et al. 2010, Steinhardt und Schaffner 2007, Vasquez et al. 2010).



Abbildung 4: Schrägklärer-Pilotanlage im Einsatz am RKB „Abelt“ im Sommer 2010 (Vorversuche durch UFT, noch außerhalb des vorliegenden Projektes). Links Betriebsstellung, rechts Abreinigungsstellung. Über den Schrägklärerwaben war bei diesen Versuchen ein Lochblech zur Vergleichmäßigung der Durchströmung angeordnet.

UFT hat unter Verwendung handelsüblicher Schrägklärerwaben gleichfalls einen Prototyp eines Gegenstrom-Schrägklärers zum Einsatz in Trennsystemen entwickelt. Während des Sommerhalbjahres 2010 wurden – noch außerhalb des vorliegenden zu diesem Zeitpunkt noch nicht bewilligten Projektes – erste, recht positive Erfahrungen in einem Feldtest in Bad Mergentheim am RKB „Im Abelt“ gewonnen. Dabei handelt es sich um ein gut zugängliches offenes Regenklärbecken in einem Trennsystem. Die Schrägklärereinheit wurde neben das Becken gestellt und mit einer Pumpe beschickt. Überlaufwasser und Schlamm gelangten während der Versuchsphase in das RKB zurück.

Seit März 2012 ist außerdem in Rheinstetten bei Karlsruhe eine Schrägkläreranlage für Regenwasser aus einem Trennsystem (in Kombination mit einem relativ großen vorhandenen Kanalvolumen) in Betrieb, die UFT ausgerüstet hat.

2.1.2 Grundlagen zur Sedimentation im Schrägklärer

2.1.2.1 Die Sedimentationstheorie nach Hazen

Basis für die folgenden Ausführungen ist die Sedimentationstheorie nach Hazen (1904), zitiert bei Camp (1953). Diese ist die einfachste und gleichzeitig bekannteste Theorie zur stationären Abscheidewirkung eines idealisierten rechteckigen Absetzbeckens in Abhängigkeit vom Durchfluss Q , den Beckenabmessungen $L:B:H$ und von den Absetzeigenschaften des Sediments. In der Literatur finden sich weitere theoretische Studien, die von laminarer Strömung ausgehen, aber die Geometrie des von der Strömung ausgefüllten Raumes zwischen den Platten genauer berücksichtigen (Yao 1970, Binder und Wiesmann 1983). Im Folgenden soll die Theorie nur soweit wiedergegeben werden, wie sie für das Verständnis der in den eigenen Modellversuchen beobachteten Phänomene und die zugrundeliegenden Größen wichtig ist.

Für ein ideales Sediment, welches durch seine Sinkgeschwindigkeit v_s eindeutig charakterisiert ist¹, ist der stationäre Abscheidewirkungsgrad $\eta = 1 - C_{\text{über}} / C_{\text{zu}}$ nach Hazen in folgender Weise von der zeitlich konstanten Oberflächenbeschickung $q_A = Q / (L \cdot B)$ abhängig:

$$\eta = \min\left(1, \frac{v_s}{q_A}\right) \quad (1)$$

Das Becken wird dabei mit einer horizontalen Pfropfenströmung durchflossen. Alle Sedimentpartikel, deren Sinkgeschwindigkeit v_s größer als die Oberflächenbeschickung q_A ist, werden dann im Becken sedimentiert, Partikel mit geringerer Sinkgeschwindigkeit hingegen teilweise ausgetragen. Der Quotient v_s/q_A heißt auch Hazenzahl. $C_{\text{über}}$ und C_{zu} sind die Sedimentkonzentrationen im Überlauf bzw. im Zulauf.

In Wirklichkeit wird diese theoretische Abscheidewirkung in einem realen Becken nicht erreicht. Gründe sind, wie bei Camp (1953) angegeben, der Umstand, dass das Becken dreidimensional gesehen nicht als parallele Pfropfenströmung durchflossen wird und die Turbulenz, die zu einem Rückmischen bereits abgesetzter Teilchen führt. Hinzu kommen nicht-ideale Sedimenteigenschaften (Streuung der Sinkgeschwindigkeit v_s , Flockung usw.) Der tatsächliche Abscheidewirkungsgrad η wird also geringer sein als nach Hazen.

¹ Die Frage nach der Sinkgeschwindigkeit v_s als Funktion der Größe und Dichte des Sedimentkorns, wie in Kap. 2.2.4, wird hier ausgeklammert. Formal könnte man statt v_s aber auch die diese bestimmenden Größen d , ρ_s , ρ verwenden. Die Liste der Abhängigkeiten würde dadurch aber deutlich komplexer.

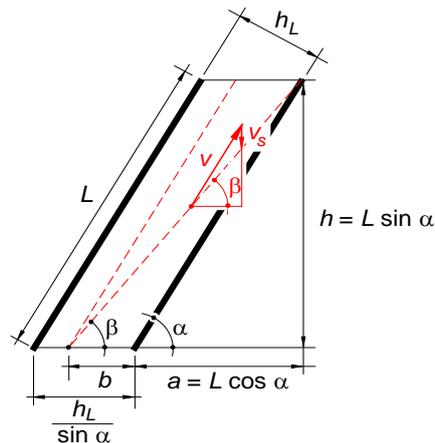


Abbildung 5: Definitionsskizze

Im Weiteren soll die Hazen-Theorie auf einen geneigt aufgestellten Gegenstrom-Schräglklärer übertragen werden. Abbildung 5 zeigt die Definitionsskizze für einen idealisierten Lamellenklärer mit plattenförmiger Geometrie. Es wird angenommen, dass das Wasser von unten mit der über den gesamten Eintrittsquerschnitt konstanten Geschwindigkeit v und einer gleichfalls über den Eintrittsquerschnitt konstanten Sedimentkonzentration parallel zu den Platten eintritt. Rechtwinklig zur Zeichenebene wird ein Streifen der Breite $B = 1$ betrachtet. Das Sediment bewegt sich in diesem Strömungsfeld mit seiner überlagerten Sinkgeschwindigkeit v_s nach unten. Körner, die die untere Lamelle erreichen, bleiben dort liegen. Diese haben sich vorher während des Absatzvorgangs parallel zu dem in Abbildung 5 gezeigten, unter dem Winkel β geneigten Grenzpfad bewegt, und zwar rechts von diesem. Teilchen, die links von diesem Grenzpfad eintreten, erreichen die untere Platte nicht und werden ausgetragen. So ergibt sich der stationäre Abscheidewirkungsgrad η einfach aus der Geometrie zu:

$$\eta = \frac{b \cdot \sin \alpha}{h_L} \quad (2)$$

Das Maß b hängt mit dem Winkel β der idealisierten Bahn des Sedimentteilchens zusammen, der sich wiederum aus den Geschwindigkeiten v und v_s ergibt, und zwar gelten folgende geometrische Zusammenhänge:

$$h = (b + L \cos \alpha) \cdot \tan \beta \quad (3)$$

$$v \cdot \cos \alpha \cdot \tan \beta + v_s = v \cdot \sin \alpha \quad (4)$$

Schließlich gibt es noch folgenden Zusammenhang zwischen der Geschwindigkeit v und der auf die Projektion der Grundfläche, $A_{\text{proj}} = B \cdot L \cos \alpha$, bezogene Oberflächenbeschickung q_A und dem Verhältnis q_A/v_s :

$$q_A = \frac{Q}{B \cdot L \cos \alpha} = \frac{v \cdot h_L}{L \cos \alpha} \quad (5)$$

$$\frac{q_A}{v_s} = \frac{v}{v_s} \cdot \frac{h_L}{L \cos \alpha} \quad (6)$$

Ein „Verkochen“ der Gleichungen (2) bis (5) - hier nicht im Einzelnen wiedergegeben - führt schließlich zu dem Ausdruck:

$$\eta = \frac{\frac{v_s}{q_A} \cdot \frac{1}{C}}{\frac{1}{C} - \frac{1}{\zeta} \cdot \frac{v_s}{q_A} \cdot \frac{1}{C^2}} \quad \text{mit den Abkürzungen } \zeta = L/h_L \quad \text{und} \quad C = \sin \alpha \cdot \cos \alpha \quad (7)$$

In den Wirkungsgrad η geht also die Geometrie des Schrägklärers (L , h_L , α) ein, welche die Werte für ζ und C ergibt. Ansonsten ist η aber in eindeutiger Weise vom dimensionslosen Verhältnis q_A/v_s abhängig – ebenso wie bei der Hazen-Theorie für das idealisierte Absetzbecken.

Der Ausdruck hat eine Polstelle bei $q_A/v_s = 1/(C \cdot \zeta)$. Für kleinere q_A/v_s wird das Ergebnis $\eta < 0$ und damit irrelevant (die idealisierte Bahn des Teilchens würde dann schräg nach unten und gar nicht in den Schrägklärer hinein führen). Ist q_A/v_s nur wenig größer als $1/(C \cdot \zeta)$, ergeben sich $\eta > 1$, die gleichfalls nicht relevant sind (dann erreichen alle in den Schrägklärer eintretenden Partikel die untere Platte, der Wirkungsgrad ist $\eta = 1$).

Für unterschiedliche Wabenhöhen h_L ergibt sich keine einheitliche Kurve, denn das dann unterschiedliche Verhältnis $h_L/L = 1/\zeta$ geht im Nenner ein. Es lässt sich allerdings unmittelbar zeigen, dass für sehr enge und lange Lamellenzwischenräume mit sehr kleinem $h_L/L = 1/\zeta$ der zweite Term im Nenner gegen Null strebt. Der Wirkungsgrad berechnet sich für sehr lange Lamellen dann zu:

$$\eta = \min\left(1, \frac{v_s}{q_A}\right) \quad (8)$$

Das ist das gleiche Ergebnis wie beim idealisierten Absetzbecken nach Gl. (1).

Für einen guten Wirkungsgrad ist also generell eine kleine hydraulische Belastung q_A/v_s anzustreben. Bei Schrägklärern mit breiten Lamellenzwischenräumen und dadurch gedrungener Geometrie (L/h_L relativ klein) ergibt sich geometriebedingt ein gewisser „Bonus“, denn die resultierenden Kurven $\eta = f(q_A/v_s)$ liegen über denjenigen für Schrägklärer mit schmalen Lamellen, also größeren Werten für L/h_L .

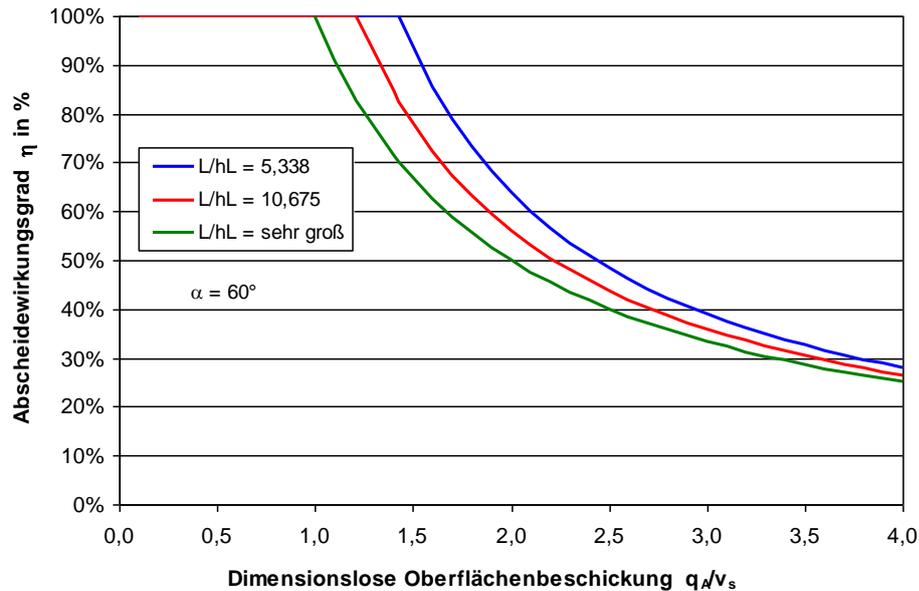


Abbildung 6: Ergebnisse der Hazen-Absetztheorie für idealisierte Schrägklärer

Natürlich ist ein kleines q_A bei gegebenem Durchfluss mit einer möglichst großflächigen Schrägkläreranlage zu erreichen. Das erfordert entweder ein großes Bauvolumen oder aber einen möglichst engen Lamellenzwischenraum h_L . Die Hersteller von Wabenelementen geben eine spezifische Projektionsfläche (Klärfläche) in m^2/m^3 Schrägklärervolumen an. Hier gibt es für die Anwendung in Misch- oder Regenwasser aber Grenzen wegen der geforderten Verschmutzungsunempfindlichkeit.

Bei wabenartigen Schrägklärern ist der mittlere gegenseitige Abstand der Wabenflächen (der ja für die Projektionsfläche maßgebend ist) infolge der räumlichen Ausbildung kleiner als die Wabenhöhe. Theoretisch verbessert das die Wirkung gegenüber einem idealisierten Plattenabscheider mit $h_L =$ Wabenhöhe. Auf ein Einarbeiten des Effektes in die Theorie wird hier jedoch verzichtet.

Es sei nochmals betont, dass die wichtigste Annahme dieser Theorie darin besteht, dass Sedimentkörner, die sich auf einer Lamellenfläche abgesetzt haben, dort liegenbleiben. Abrutschprozesse werden nicht betrachtet, ebensowenig ein mögliches Wiederaufwirbeln des Sedimentes, z.B. bei instationärer Strömung. Auch in der im Rahmen des Projektes betrachteten Literatur finden sich keine theoretischen Ansätze über einen möglichen Abrutschvorgang und dessen Auswirkungen in Gegenstromklärern. Freilich wird dieser Vorgang aus betrieblichen Gründen postuliert – die Gegenstromklärer seien im Betrieb selbstreinigend.

2.1.2.2 Einfluss einer ungleichmäßigen Durchflussverteilung

Den späteren Erkenntnissen vorgehend, ist für die „Performance“ eines Schrägklärers eine gleichmäßige Durchströmung sehr wichtig. Wenn bestimmte Lamellenzwischenräume einen größeren Zufluss erhalten, strömt dort pro Zeiteinheit auch mehr Sediment hinein. Dieses wird dort aber dann mit einem geringeren Wirkungsgrad abgesetzt, es gelangt also von diesem Sediment mehr in den Auslauf, was den Gesamtwirkungsgrad der Anordnung – wie man zunächst annehmen möchte – verschlechtert. Dieser Gedanke soll hier mit einem einfachen Theoriemodell verfolgt werden.

Dazu wird der Schrägklärer zweidimensional idealisiert; es wird angenommen, es gäbe in der Beckenlängsrichtung x gesehen i Lamellenzwischenräume, die jeweils mit dem Durchfluss Q_i durchströmt werden (Abbildung 7). Es gilt $\sum_i Q_i = Q$.

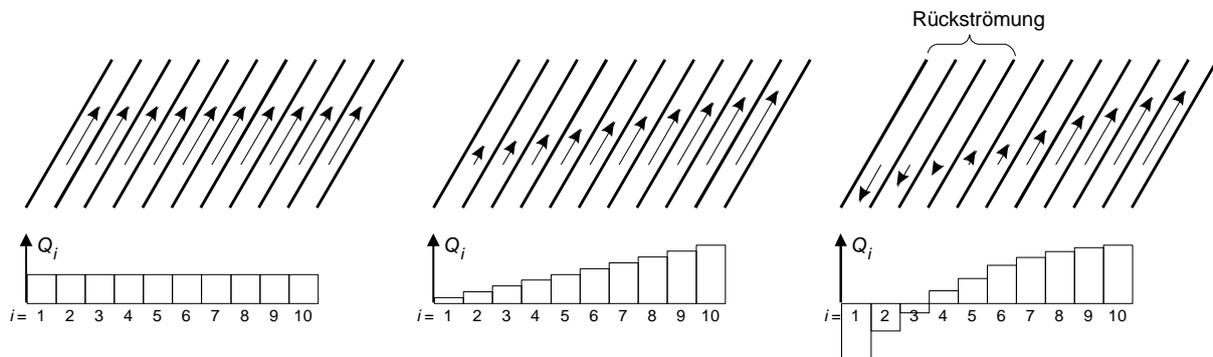


Abbildung 7: Schrägklärer mit gleichmäßiger und ungleichmäßiger Durchströmung

Die Zuflusskonzentration des Sediments C_{zu} in mg/l sei konstant. Dann fließt in jeden Lamellenzwischenraum i von unten der Sedimentfluss $C_{zu} \cdot Q_i$ in mg/s hinein. Im Lamellenzwischenraum setzt sich das Sediment nun mit einem Wirkungsgrad $\eta(Q_i)$ ab, der neben den als konstant angesetzten Sedimenteigenschaften, insbesondere der Sinkgeschwindigkeit v_s , vor allem von Q_i abhängt. Aus dem i -ten Lamellenzwischenraum strömt oben idealisiert der Sedimentfluss $C_{zu} \cdot Q_i \cdot (1 - \eta(Q_i))$ in mg/s heraus.

An dieser Stelle gilt es nun, eine Annahme über den Zusammenhang $\eta(Q_i)$ zu treffen. Setzt man wie im Vorkapitel die Hazen-Theorie (einfachheitshalber ohne Geometriekorrektur) an, so gilt Gl. (1) mit $\eta(Q_i) = (v_s \cdot A_{Lam}) / Q_i$, wobei A_{Lam} die Projektionsfläche einer Lamelle darstellt. Es ist also $\eta \sim 1/Q_i$. Der Fall, dass bei sehr geringem Zufluss (für $Q_i/A_{Lam} < v_s$) der Wirkungsgrad $\eta = 1$ wird, sei zunächst ausgeschlossen.

Man kann nun den Sedimentzufluss und -abfluss über alle i Lamellenzwischenräume bilanzieren und zu einem Gesamtwirkungsgrad zusammenfassen. Wir erhalten dann:

$$\eta = 1 - \frac{\sum_i [C_{zu} \cdot Q_i \cdot (1 - \eta(Q_i))]}{\sum_i C_{zu} \cdot Q_i} = 1 - \frac{\sum_i \left[Q_i \cdot \left(1 - \frac{v_s \cdot A_{Lam}}{Q_i} \right) \right]}{\sum_i Q_i} \quad (9)$$

$$\eta = 1 - \frac{\sum_i [Q_i - v_s \cdot A_{Lam}]}{\sum_i Q_i} = 1 - \frac{\sum_i Q_i - i \cdot v_s \cdot A_{Lam}}{\sum_i Q_i} = 1 - 1 + \frac{i \cdot v_s \cdot A_{Lam}}{Q} = \frac{v_s}{q_{A,ges}}$$

wobei $q_{A,ges} = Q / (i \cdot A_{Lam})$ die mittlere Oberflächenbeschickung des gesamten Schrägklärers ist. Dieses Ergebnis überrascht etwas, denn über die Verteilung $Q_i(x)$ brauchte gar keine Annahme getroffen zu werden; sie ist also beliebig. Das sagt aus, dass bei Hazenschem Absetzverhalten in den Schrägklärerzwischenräumen eine Ungleichförmigkeit der Geschwindigkeitsverteilung auf den Gesamtwirkungsgrad keine Auswirkungen hat! Der eingangs angesprochene Gedanke ist also ein Trugschluss. Lamellenzwischenräume, die einen besonders großen Durchfluss und auch infolge des dort schlechten Wirkungsgrades großen

Sedimentaustausch haben, werden – über den gesamten Schrägklärer gesehen – durch solche mit besonders geringem Durchfluss und daher großem Wirkungsgrad kompensiert.

Diese Schlussfolgerung hängt an der Annahme, dass die Durchflussverteilung über den Schrägklärer sich überall im stetigen Bereich der Hazen-Formel befindet. Ist die Durchflussverteilung so ungleichmäßig, dass in den Bereichen geringeren Durchflusses der Wirkungsgrad zu 1 wird oder herrscht gar Rückströmung, gilt diese Aussage nicht mehr. Es lässt sich zeigen, dass dann der Wirkungsgrad mit zunehmender Ungleichförmigkeit des Zuflusses tatsächlich schlechter wird. Nehmen wir an, dass über $\frac{1}{4}$ der Schrägklärerlamellen Rückströmung herrscht, muss diese durch eine gleich große Vorwärtsdurchströmung in gleichfalls $\frac{1}{4}$ der Schrägklärerfläche kompensiert werden. Für den zu behandelnden Durchfluss steht dann nur noch die Hälfte der Schrägklärerfläche zur Verfügung; der Rest ist eine Totwasserzone ohne Sedimentaustausch, vgl. Abbildung 8 – die Totwasserzone ist doppelt so groß wie die Rückströmzone und nimmt also auch bei kleinen Rückströmgebieten einen großen Raum ein. Es ist unmittelbar einsichtig, dass dann die effektive Oberflächenbeschickung doppelt so groß und der Gesamtwirkungsgrad entsprechend geringer (nach Hazen halb so groß) wird. In der Praxis ist also die Vergleichmäßigung des Durchflusses und vor allem auch das Vermeiden von Rückströmzonen eine wichtige konstruktive Aufgabe. Aus diesem Grund wurde diese Frage im vorliegenden Forschungsprojekt sowohl durch numerische Modellierung (Kap. 4) wie auch mit Geschwindigkeitsmessungen am großtechnischen Container untersucht.

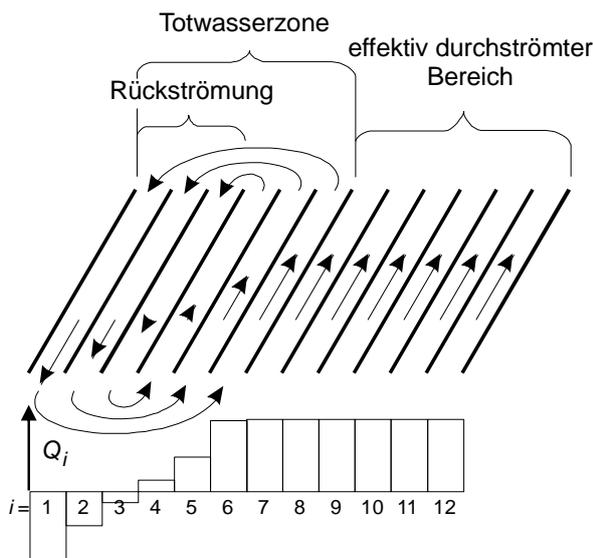


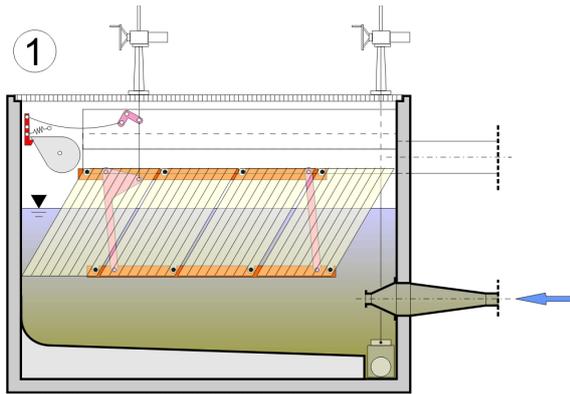
Abbildung 8: Schrägklärer mit Rückströmung

2.1.3 Abreinigung der Schrägklärer

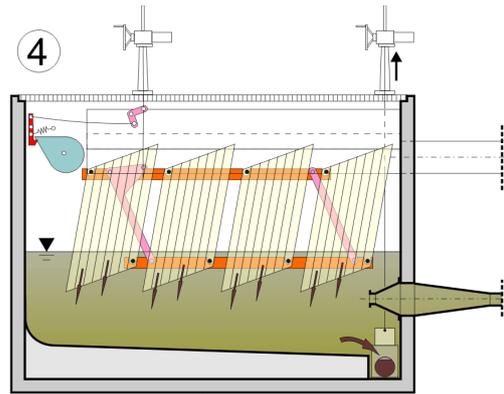
Die Abreinigung der Schrägklärerpakete erfolgt im einfachsten Fall durch Abrutschen des Sedimentes von den festen Waben oder Lamellen unter Wasser. In der Wasseraufbereitung z.B. von Steinbruchwasser, wofür etwa die Leiblein-Schrägklärer vorgesehen sind, reicht das zumeist aus. Die Erfahrungen bei Pilotanlagen zur Abwasserreinigung zeigen aber, dass dort (zumindest im Mischwasser) diese Abreinigung ungenügend ist, weil Anbackungen infolge von Fett, fasrigen Inhaltsstoffen und Biofilmen auftreten. Handabreinigung durch Abspritzen der Waben ist betrieblich sehr aufwändig und unzweckmäßig (Zugänglichkeit von oben erforderlich). Es gibt eine Vielzahl von Patenten zur Verbesserung der Abreinigung, etwa das

Parallelverschwenken von Flachlamellen mit einem Schwimmer (bei wassergefüllter Kammer hängen die Lamellen dann in schräger Arbeitsstellung, bei leerer senkrecht, so dass der Schlamm besser abrutschen kann). Der Projektpartner UFT hat ein Patent für ein Schwenken der Schrägklärer-Wabenpakete unter Wasser angemeldet, vgl. Abbildung 9 (UFT 2010). Der Schlammammelraum unter den Wabenpaketen kann wie dort gezeigt mit einer Spülkippe oder anderen in Regenbecken üblichen Methoden (Rührwerke, Räumer, Schwallspülung) erfolgen.

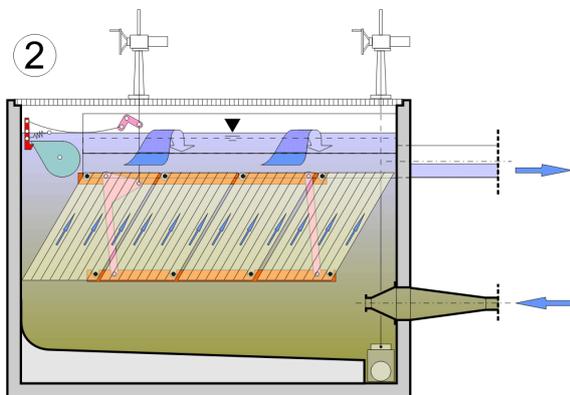
Im Rahmen der halbtechnischen Vorversuche wird das Problem der Abreinigung zunächst noch zurückgestellt. Bei den großtechnischen Versuchen in der zweiten Projektphase ist dies jedoch im Konzept zu berücksichtigen.



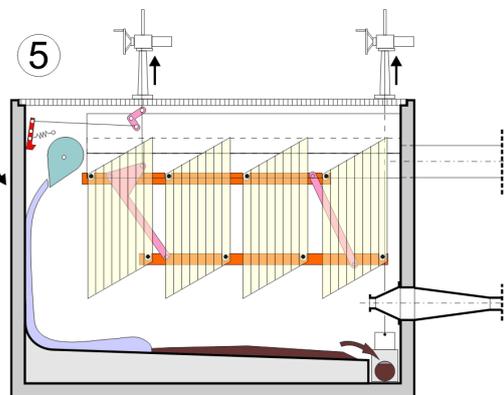
Befüllen des Lamellenabscheiders



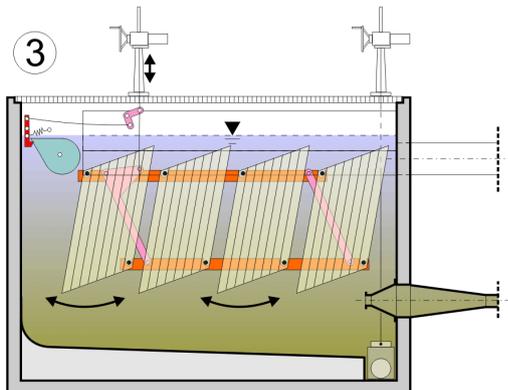
Entleerung des Abscheiders in den Schmutzwasserkanal
Schlamm rutscht aus den Lamellenzwischenräumen nach unten heraus
Spülkippe ist noch arretiert und wassergefüllt



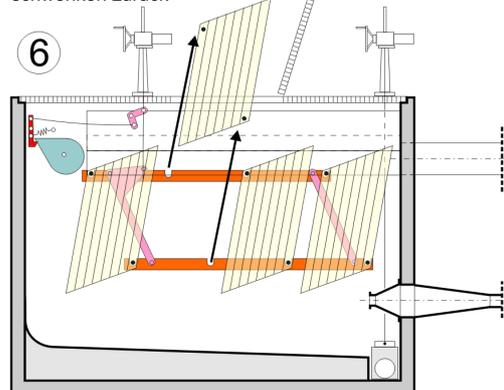
Lamellenabscheider in stationärem Betrieb:
Lamellenpakete werden aufwärts durchströmt
Gleichmäßige Lamellenbelastung durch seitliche lange Wehrschwelle. Spülkippe füllt sich automatisch.
Auslauf in freiem Gefälle



Abscheider ist ganz entleert. Schwenken der Lamellen in die senkrechte Position entriegelt die Spülkippe, die abschließend die Schlammschicht auf dem Boden entfernt.
Die Spülkippe kehrt automatisch in die Ruheposition zurück. Abschließend schließt der Schieber und die Lamellen schwenken zurück



Zuflusspumpe wird abgestellt
Wasser bleibt zunächst im Abscheider stehen
Schwenkbewegungen zur Reinigung der Lamellen



Zur Wartung lassen sich bei entleertem Abscheider die Lamellenpakete herausnehmen. Alles ist dann von oben problemlos zugänglich.

Abbildung 9: Arbeitsphasen einer Schrägklärereinheit mit zur Abreinigung schwenkbaren Wabenpakete (hier als Lamellenpakete bezeichnet). Quelle: UFT

2.2 Konzeption der halbtechnischen Versuche

Im Rahmen des vorliegenden Projektes „Mischwasserbehandlung“ sollen Grundlagen für einen Einsatz von Schrägklärern zur Mischwasserreinigung erarbeitet werden, speziell vor dem Hintergrund, die Leistungsfähigkeit von Durchlaufbecken durch eingebaute Schrägklärerpakete zu steigern. Die wenigen bislang durchgeführten großtechnischen Pilotversuche lieferten trotz eines großen Aufwandes für die Probenahme und -auswertung keine signifikanten und übertragbaren Ergebnisse über eine zu erwartende Leistungsfähigkeit. Die Schwierigkeit liegt unter anderem in der Inhomogenität echten Mischwassers und in der zeitlichen Instationarität der Strömungsprozesse.

Im vorliegenden Projekt ist deshalb bewusst ein halbtechnischer Teil vorgeschaltet, bevor in einer zweiten Projektphase auch hier großtechnische Tests vorgesehen sind. Die halbtechnischen Versuche zielen auf die Ermittlung von Kennlinien über die Abscheidewirkung, speziell in Form eines Abscheidewirkungsgrades in Abhängigkeit von der Oberflächenbeschickung des Schrägklärerpaketes sowie der Sedimenteigenschaften.

UFT hat die Möglichkeit, einen vorhandenen Versuchsstand, der im Sommerhalbjahr 2010 am RKB „Im Abelt“ im Feldversuch eingesetzt war, ins Labor umzusetzen und dort nach geringen Umbauten für das vorliegende Projekt weiter zu nutzen. Im Folgenden wird der Versuchsstand und die durchzuführenden Versuche beschrieben.

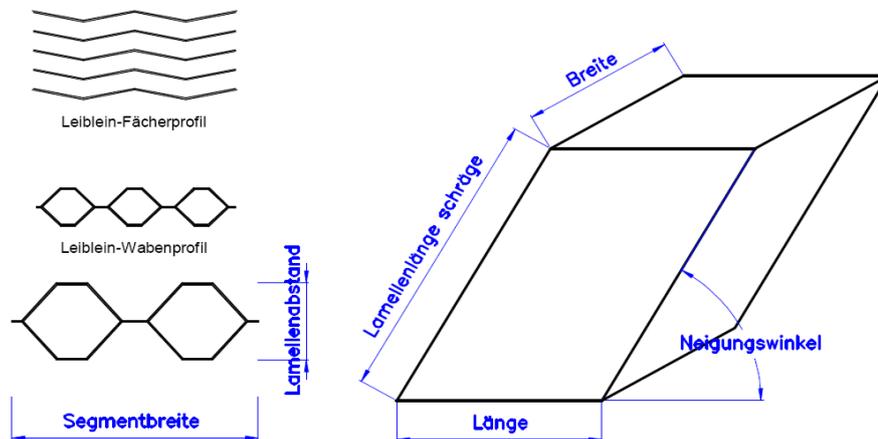
2.2.1 Ausführung der Pilotanlage

Die Pilotanlage nutzt sechseckige Schrägklärerwaben der Firma Leiblein, Hardheim, in Originalgröße. Die technischen Daten sind wie folgt (Tabelle 1):

Tabelle 1: Technische Daten

Volumen des Behälters	ca. 1,0 m ³
Abmessungen des Wabenpaketes in der Projektion	L:B:H = 1200 x 800 x 370 mm
Zufluss (gepumpt)	max. 5,0 l/s (im Versuch variabel)
Wabentyp	a) Leiblein LW 40, 40 mm Wabenhöhe b) Leiblein LW 80, 80 mm Wabenhöhe
Spezifische Klärfläche dieses Wabentyps bei 60° Aufstellwinkel	a) 12,5 m ² /m ³ b) 6,3 m ² /m ³
Aufstellwinkel	60°
Klärfläche gesamt	a) 4,44 m ² b) 2,22 m ²
Oberflächenbeschickung unter Ansatz völlig gleichmäßiger Durchströmung der Waben	a) 4,1 m/h @ 5,0 l/s b) 8,2 m/h @ 5,0 l/s

Datenblatt Lamellen



Lamellentyp	Fächerlamellen 20 mm	Wabenprofil 40 mm	Wabenprofil 80 mm
Lamellenabstand	20 mm	40 mm	80 mm
Werkstoff	Polypropylen	Polypropylen	Polypropylen
Segmentbreite	200 mm	200 mm	250 mm
Projizierte Klärfläche pro m ³ bei 60° Neigung	25 m ²	12,5 m ²	6,3 m ²
Gewicht pro m ³ ca.	142 kg	64 kg	43 kg

die Paketbreite ergibt sich durch ein Vielfaches der jeweiligen Segmentbreite
die Lamellenlänge (schräge) ist frei wählbar, Vorzugslängen sind 1 / 1,5 / 2 m

2 geometrisch ähnliche Wabentypen in den halbtechnischen Versuchen verwendet

Abbildung 10: Geometrie der Waben der Fa. Leiblein

Die vom Hersteller angegebene spezifische Klärfläche ist etwas größer als unter der Annahme paralleler Platten mit $h_L = 40$ bzw. 80 mm Abstand berechnet, berücksichtigt also offenbar die Wabengeometrie.

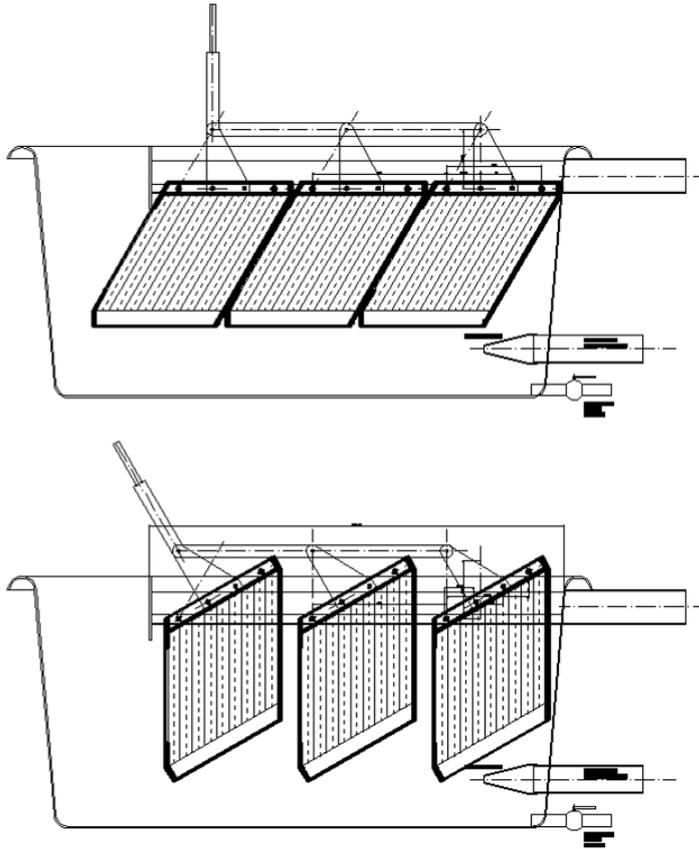


Abbildung 11: Skizze der Pilotanlage von 2010 (vgl. Abbildung 4). Oben: Betriebsstellung, unten: Abreinigungsstellung. Das Schwenken der Wabenmodule erfolgt von Hand. Für die vorliegenden Versuche im Labor wurde die Schwenkeinrichtung wieder ausgebaut und der Zulauf und der Ablauf umgestaltet.

Die Anlage hat drei in Kästen aus PVC eingebaute Wabenpakete, die unten auf hochkant gestellten Leisten liegen und oben mit einem Lochblech gehalten sind, welches später aber entfernt wurde. Für die halbtechnischen Versuche des vorliegenden Projektes wurde auch die in Abbildung 11 gezeigte, beim Vorprojekt erfolgreich getestete Wabenschwenkvorrichtung außer Betrieb genommen, weil diese Hilfe zur Abreinigung bei Versuchen mit Kunststoff-Modellsediment nicht erforderlich ist. Die Abreinigung erfolgt hier bei der Entleerung der Wanne durch Abspritzen mit dem Gartenschlauch von Hand. Abweichend zu Abbildung 11 wurde auch der Zulauf umgestaltet, die gezeigte Düse entfiel und das Zulaufrohr wanderte nach oben unter die Schräge des ersten Wabenpaketes. Die Wanne ist mit einem Kugelhahn entleerbar.

Der Ablauf erfolgte ursprünglich und auch bei der ersten Versuchsserie des vorliegenden Projektes über zwei seitliche Rinnen, die noch mit Trenn- und Tauchwänden komplettiert wurden. Zur zweiten Versuchsserie erfolgte ein Umbau: statt der beiden seitlichen Rinnen wurden sechs quer angeordnete offene Rinnen mit Zackenschwellen eingebaut.

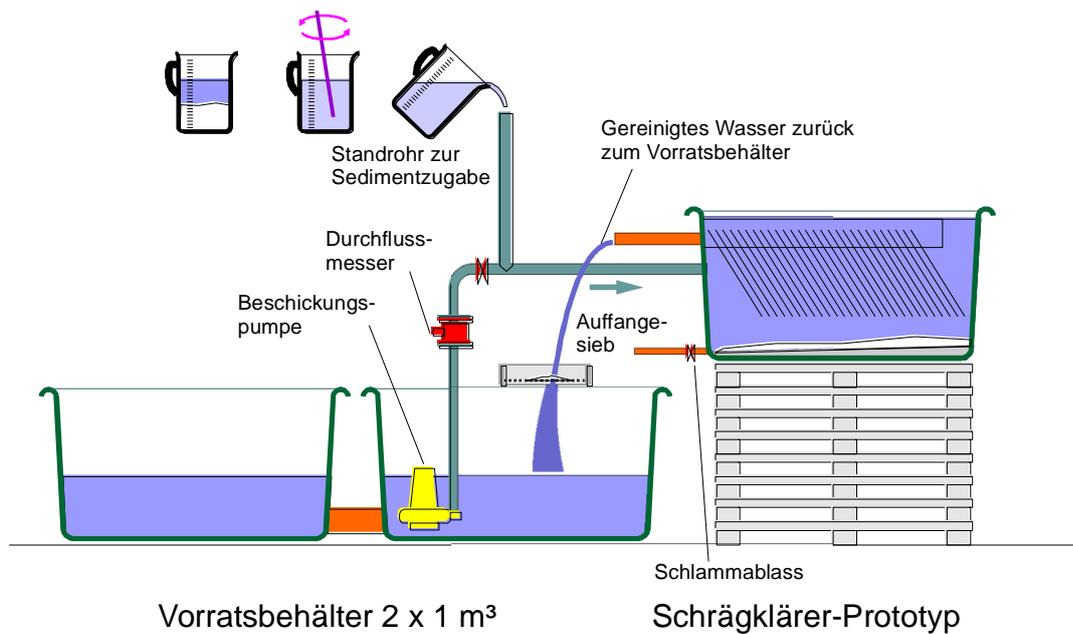


Abbildung 12: Anordnung der Pilotanlage in der UFT-Versuchshalle

Nach dem Abbau am RKB Abelt im November 2010 wurde die Anlage nach gründlicher Reinigung in der Versuchshalle der Fa. UFT aufgestellt. Abbildung 12 zeigt die dortige Anordnung. Die Versuchseinrichtung hat einen eigenen Wasserkreislauf, was den Vorteil hat, dass auch Versuche mit aufgesalzenem Wasser zur Verminderung der Sinkgeschwindigkeit von Modellsedimenten möglich sind. Zwei mit einem Rohr verbundene 1 m³-Mostwannen dienen als Vorratsbehälter. Das Modellsediment wird aufgeschlämmt und in ein Standrohr geschüttet. Eine Tauchpumpe beschickt den Schräglärer. Der Zufluss (max. ca. 8 l/s) wird mit einem Schieber einreguliert und kann mit einem MID sehr genau gemessen werden. Das in den Schräglärern gereinigte Wasser läuft über seitliche Rinnen über und in den Vorratsbehälter zurück. Zum Auffangen des Sedimentes passiert das Überlaufwasser ein Auffangsieb, das mit einer feinen Gaze belegt ist. Dieses Sieb ist zur Bestimmung der in der Schräglärerwanne abgesetzten Sedimentmenge auch unter den Schlammablasshahn verschiebbar.



Abbildung 13 a und b: Versuchsstand in der UFT-Versuchshalle

Bei den ersten Versuchen wurden die in Abbildung 10 gezeigten Leiblein-Schrägklärer mit 40 mm Wabenhöhe eingebaut. Diese eignen sich wegen der erhöhten Verschmutzungsgefahr kaum für einen Einsatz im Mischwasser, sondern wurden hier im Hinblick auf die grundsätzlich gewünschten Ergebnisse gewählt bzw. beibehalten. In einer zweiten Versuchsserie wurden ab Juli 2011 die Leiblein-Waben mit 80 mm Wabenhöhe installiert. Die Querschnittsform ist bei diesen geometrisch in etwa ähnlich. Waben anderer Hersteller wurden bislang nicht untersucht.



Abbildung 14 a und b: Links Anordnung von Trenn- und Tauchwänden über den Wabepaketeten bei den ersten Versuchen. Rechts Detailansicht der seitlichen Überfallschwelle während eines Versuchs

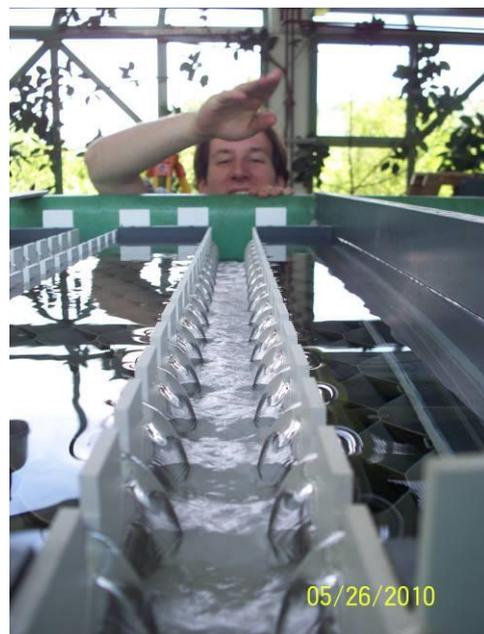


Abbildung 15 a und b: Einbau der 6 Ablaufrinnen über den Wabepaketeten, rechts Probelauf (der im Foto eingeblendeten Aufnahmetag ist falsch, die Bilder sind vom Juni 2011)



Abbildung 16:
Entleeren des Wanneninhaltes durch ein Auffangsieb. Das aufgefangene weiße Modellsediment ist deutlich erkennbar.



Abbildung 17:
Absetzen des aufgefangenen Modellsedimentes in Imhofftrichtern

2.2.2 Modellsediment und seine Eigenschaften

Die im Versuch eingesetzten Schrägklärer sind Originalkomponenten. Es handelt sich somit um Modellversuche im Maßstab 1:1 und Maßstabseffekte sind dann ohne Belang, was eine wichtige Fehlerquelle hydraulischer Modellversuche beseitigt. Der einzige Unterschied zu einer großtechnischen Installation ist die geringere Höhe der Wabenpakete bzw. die geringere Länge der Wabenröhren.

Das verwendete Modellsediment sollte im Idealfall in seinen Absetzeigenschaften echtem Kanalsediment des Mischwasserkanals entsprechen. Wegen der Inhomogenität des Sedimentes – organische Flocken ebenso wie mineralische Partikel mit unterschiedlicher Dichte, Flockenbildung usw. – wird nicht der Korndurchmesser, sondern ausschließlich die Sinkgeschwindigkeit und ihre Verteilung zur Beschreibung der Sedimenteigenschaften herangezogen.

Abwasserbürtiges Sediment zeichnet sich durch ein breites Spektrum an Sinkgeschwindigkeiten aus. Die Regen- und Mischwasserbehandlung zielen dabei insbesondere auch auf die sehr feinen Fraktionen, etwa die AFS_{Fein} mit Korngrößen $< 63 \mu\text{m}$. Das verwendete Modellsediment sollte also auch möglichst geringe Sinkgeschwindigkeiten haben, die im Idealfall zudem eng gestuft sind, d.h. man kann dann in erster Näherung von einer konstanten Sinkgeschwindigkeit des im Versuch befindlichen Sedimentes ausgehen und Klassiereffekte vernachlässigen.

Für das Modellsediment bieten sich folgende Möglichkeiten an:

- a) Verwendung von Kunststoffgranulaten verschiedener Wichten und Partikelgrößen, optional in Verbindung mit einem Aufsalzen des im Kreislauf befindlichen Wassers. Das Granulat kann aus den Wasserproben ausgesiebt werden, was eine sehr einfache Versuchsdurchführung zulässt.
- b) Verwendung von sehr feinem Quarzmehl, das es mit dokumentierter und relativ eng tolerierter Körnungssummenlinie in verschiedenen „Feinheiten“ von einigen Herstellern gibt („Millisil“ oder „Sikron“). Ebenso könnte sich Kalkmehl eignen. Hier wäre eine Auswertung nur durch das Ziehen von Proben möglich, auch ist die Flüssigkeit trübe, so dass man den Sedimentationsvorgang nicht beobachten kann.

Im Rahmen des vorliegenden Projekts wurde wegen der einfacheren Handhabung ausschließlich von der erstgenannten Möglichkeit Gebrauch gemacht und Kunststoff-Modellsediment verwendet.

Nicht genauer untersucht und auch nicht berücksichtigt wurden die unterschiedlichen Abrutsch-Eigenschaften des Modellsediments gegenüber Original-Abwassersediment. Man kann jedoch annehmen, dass das im Folgenden beschriebene sphärische, leichte Kunststoffsediment mit seinen verhältnismäßig großen, rollfähigen Körnern auf den glatten Schrägkläreroberflächen leichter abrutscht als es ein mineralisches Modellsediment oder aber abwasserbürtiges Sediment täte.

2.2.3 Kunststoff-Modellsediment

Bereits bei früheren Modellversuchen der Firma UFT hat sich Styropor in nicht aufgeschäumter Form (der Rohstoff zur Herstellung z.B. von Verpackungs-Styroportteilen) als Modellsediment bewährt. Es ist in mehreren Qualitäten erhältlich. Dabei handelt es sich um runde Polystyrolkügelchen mit etwa 0,5 mm Korndurchmesser, die innen kleine mit Lösungsmittel gefüllte Bläschen enthalten. Frühere Modellversuche ergaben für dieses relativ eng gestufte Material in nicht aufgesalzenem Wasser z.B. für Styropor P 423 der BASF eine Sinkgeschwindigkeit von $v_s = 4 \text{ mm/s}$. Durch Einstellen einer Salzkonzentration von ca. 4 % – bei 2000 l Inhalt des Versuchsstandes sind dazu etwa 80 kg Siedesalz aus dem Bäckereibedarf nötig – erhöht sich die Dichte des Wassers auf ca. $1,03 \text{ kg/dm}^3$ und die Sinkgeschwindigkeit dieses Materials verringert sich auf 0,8 mm/s. Das Material deckt also den interessanten Bereich geringerer Sinkgeschwindigkeiten weitgehend ab. Trotz enger Stufung resultiert keine einheitliche Sinkgeschwindigkeit, sondern eine mehr oder weniger breite Verteilung dieser Größe, was bei der Interpretation beachtet werden muss.

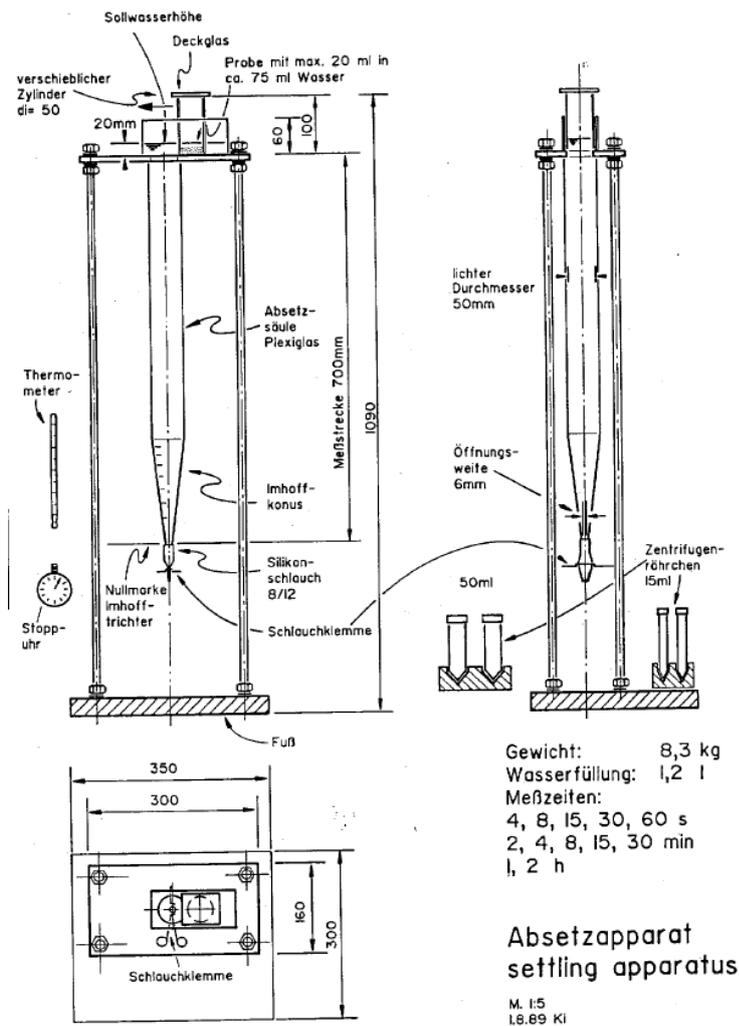


Abbildung 18: Die UFT-Absetzsäule (Brombach et al. 1993)

Von Styropor P 423 war bereits eine größere Menge vorhanden. Zur Gewinnung genauerer Daten über die Absetzeigenschaften wurden parallel zu den Versuchen erneut Absetzversuche in der UFT-Absetzsäule (Abbildung 18) zur Ermittlung der Sinkgeschwindigkeitsverteilung durchgeführt. Dazu wurde die Säule mit ca. 1,2 l Wasser aus dem Versuchsstand gefüllt und die Temperatur und bei Salzwasser auch die Dichte gemessen. Eine Probe von ca. 10 g des zu untersuchenden Sedimentes (bei einigen Versuchen auch direkt des übergelaufenen oder im Schrägklärer abgesetzten Sedimentes) wird in diesem Wasser (gleicher Salzgehalt und gleiche Temperatur) aufgeschlämmt. Vorher trockenes Sediment wurde zur besseren Benetzung mit einem Tropfen Spülmittel versetzt. Dann wird die Probe mit der Zugabevorrichtung in die Säule gegeben und unten in regelmäßigen Zeitabständen die abgesetzte Fraktion in Probenröhrchen (mit Volumenteilung) abgezogen.

Anders als bei Versuchen mit Abwassersedimenten, bei denen ein breites Band an Sinkgeschwindigkeiten zu erwarten ist und deshalb nach Brombach et al. (1993) das Abziehen zu Zeitpunkten in einer in etwa logarithmischen Skala stattfindet (nach 4 s, 8 s, 16 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h), war es hier zweckmäßiger, mit einer angepassten Skala zu arbeiten (1 min, 1,5 min, 2 min, 3 min, 4 min, 5 min, 6 min). Das P 423 hat in Süßwasser offenbar eine so eng gestufte Sinkgeschwindigkeitsverteilung, dass vor

1 min und nach 6 min Absetzzeit noch kein Sediment bzw. kein Sediment mehr aufgefangen werden kann.

2.2.4 Korrektur der Sinkgeschwindigkeit

Zur weiteren Auswertung der Versuchsergebnisse wird die maßgebende Sinkgeschwindigkeit v_s des im Versuch verwendeten Sedimentes als Parameter benötigt. Diese Größe wurde wegen des hohen Aufwandes nicht bei jedem Schrägklärerversuch in der Absetzsäule bestimmt. Andererseits weist jeder Schrägklärerversuch eine andere Wassertemperatur und – bei Versuchen mit Salz – auch eine andere Dichte des Fluids (Salzwasser) auf, die die maßgebende Sinkgeschwindigkeit v_s beeinflussen. Um für jeden Versuch in Abhängigkeit von Wassertemperatur und Fluidichte eine maßgebende Sinkgeschwindigkeit v_s angeben zu können, wurde daher folgender Weg beschritten:

- Messung der Sinkgeschwindigkeitsverteilung für dasselbe Sediment in mehreren Versuchen in der Absetzsäule. Ergebnis sind mehrere Reihen von Fraktions-Sinkgeschwindigkeiten und zugehörigen Volumenprozenten der betreffenden Probe, die als Sinkgeschwindigkeitsverteilungen aufgetragen werden können. Zu jedem Versuch ist außerdem die Temperatur und Fluidichte bekannt.
- Die Sinkgeschwindigkeit einer bestimmten Fraktion wird in einer auf theoretischem Wege berechenbaren Weise von der Temperatur und Fluidichte beeinflusst. Hat z.B. in Süßwasser bei einer bestimmten Temperatur T_1 die Fraktion X eine Sinkgeschwindigkeit v_{s1} , lässt sich berechnen, wie die Sinkgeschwindigkeit v_{s2} dieser Fraktion bei der Temperatur T_2 wäre. Die Ergebnisse der Absetzversuche lassen sich somit auf Normalbedingungen (z.B. Süßwasser bei 20°C) zurückführen und damit systematische Einflüsse und Experimentalstreuung trennen.
- Derart korrigierte Kurven mehrerer Versuche lassen sich übereinander auftragen, vergleichen und man kann dann z.B. einen mittleren Medianwert als maßgebende Sinkgeschwindigkeit für die Normalbedingungen ermitteln. Diese kann dann mit der gleichen Methode wieder umgekehrt auf die Temperatur und Fluidichte des betreffenden Versuchs umgerechnet werden.

Der theoretische Ansatz für die Korrektur geht von der gleichförmigen Sinkgeschwindigkeit v_s eines Körpers in einem unbegrenzten Fluid aus, vgl. z.B. Hirschbeck (2010):

$$v_s = \sqrt{\frac{4}{3} \cdot \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \cdot \frac{g d}{C_D}} \quad (10)$$

Diese Gleichung ist dimensionsecht. Es ist d der Korndurchmesser, ρ_s die Dichte des Sedimentes, ρ diejenige des Wassers und g die Erdbeschleunigung. C_D ist der (dimensionslose) Widerstandsbeiwert infolge der Umströmung des absinkenden Kornes. Für diesen Parameter kann man in Abhängigkeit der Reynoldszahl $Re = v_s \cdot d / \nu$ bei kugelförmigen Sedimentkörnern näherungsweise Zusammenhänge definieren, z.B. den Folgenden nach Kaskas (Hirschbeck (2010)):

$$C_D = \frac{24}{Re} + \frac{4}{\sqrt{Re}} + 0,4 \quad (11)$$

Dieser Ansatz deckt – anders als das bekannte Stokesche Gesetz – nicht nur den Bereich laminarer Umströmung der Körner ($Re < 1$), sondern auch den Übergangsbereich bei größeren Re -Zahlen ab. Im vorliegenden Fall liegt mit der Größenordnung $d = 0,5 \text{ mm}$ und $v_s = 0,5 \text{ cm/s}$ in Süßwasser bei 20°C mit $\nu = 1,0\text{e-}6 \text{ m}^2/\text{s}$ die Reynoldszahl bei $Re = 2,5$, also nicht mehr im laminaren Bereich.

Die kinematische Zähigkeit ν von Süßwasser² ist im Bereich von 0°C bis ca. 50°C wie folgt temperaturabhängig (ν in N/m^2 , T in $^\circ\text{C}$):

$$\nu(T) = -7,91 \cdot 10^{-12} T^3 + 1,03 \cdot 10^{-9} T^2 - 5,65 \cdot 10^{-8} T + 1,78 \cdot 10^{-6} \quad (12)$$

Für die Dichte ρ von Süßwasser in kg/m^3 kann folgender Ausdruck gefunden werden, der das Dichtemaximum bei 4°C wiedergibt und für einen Temperaturbereich von etwa 0°C – 40°C gilt (eigene Approximation nach Tabellenwerten aus Dietrich und Kalle 1965):

$$\rho(T) = 7,9653 \cdot 10^{-10} (T - 4)^4 - 6,99295 \cdot 10^{-6} (T - 4)^2 + 0,999972 \quad (13)$$

mit T in $^\circ\text{C}$.

Die Dichte ρ von Salzwasser ist temperatur- und salzgehaltsabhängig (Abbildung 19). Diese Größe wurde bei den Versuchen mit einem Aräometer direkt gemessen. Aus der Graphik könnte bei Bedarf der jeweilige Salzgehalt rückgerechnet werden (diese Größe wurde selbst nicht gemessen und änderte sich während mehrerer Versuche allmählich durch Wasserverluste und die Verdünnung durch das Spülwasser).

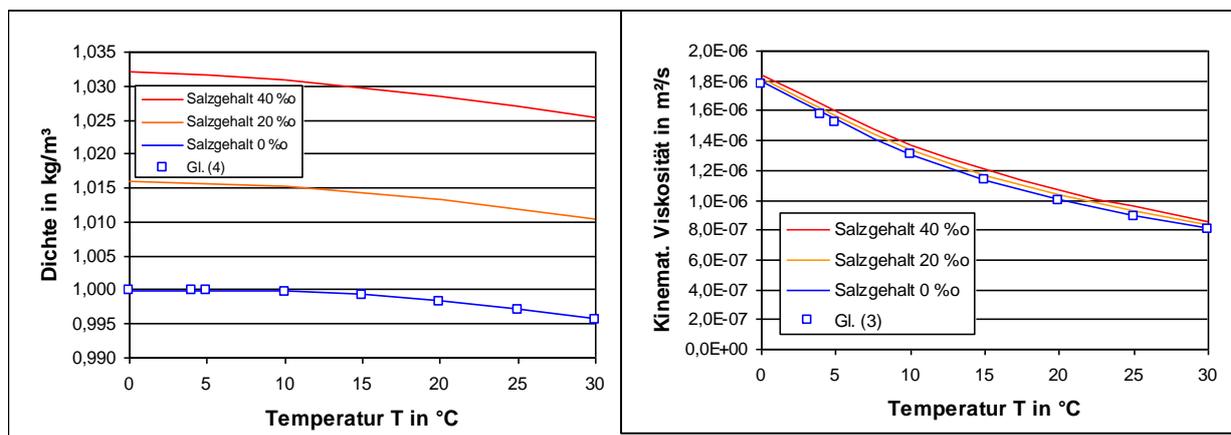


Abbildung 19:
Abhängigkeit der Dichte von Salzwasser von Temperatur und Salzgehalt (nach Angaben in Dietrich und Kalle 1965)

Abbildung 20:
Abhängigkeit der kinematischen Viskosität ν von Salzwasser von Temperatur und Salzgehalt (nach Angaben in Dietrich und Kalle 1965)

Bei Salzwasser gibt es infolge der Salzbeimischung auch eine geringe Änderung der kinematischen Zähigkeit ν (Abbildung 20). Diese ist jedoch um eine Größenordnung geringer als die Temperaturabhängigkeit nach Gl. (12). Sie wird deshalb vernachlässigt und Gl. (12)

² Quelle: <http://physikpraktika.uni-oldenburg.de/download/GPR/pdf/Viskositaet.pdf> (Formel für $\eta(T)$)

auch für Salzwasser der hier untersuchten Konzentrationen als gültig angesetzt. Die Kenntnis des Salzgehaltes in % ist daher für die Korrekturprozedur nicht erforderlich.

Schließlich ist auch die Dichte des Modellsediments temperaturabhängig. Polystyrol hat je nach Art eine Dichte von etwa $\rho_s = 1050 \text{ kg/m}^3$ und bei $T = 25^\circ\text{C}$ einen linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten³ von $\alpha = \Delta L/L = 7,0 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$. Daraus errechnet sich, isotropes Material vorausgesetzt, ein Volumen-Wärmeausdehnungskoeffizient von $\gamma = \Delta V/V = 3\alpha = 2,1 \cdot 10^{-4} \text{ K}^{-1}$. Die Dichte $\rho_s = m/V$ in kg/m^3 des Styropor-Modellsedimentes ist also wie folgt von der Temperatur T abhängig:

$$\frac{\rho_{s1}}{\rho_{s2}} = \frac{V_2(T_2)}{V_1(T_1)} = \frac{V_1 + \Delta V(T_2 - T_1)}{V_1} = 1 + \gamma \cdot (T_2 - T_1) \quad (14)$$

$$\text{bzw.} \quad \rho_{s2}(T_2) = \rho_{s1} \cdot [1 + \gamma \cdot (T_1 - T_2)] \quad (15)$$

und für den Korndurchmesser d_2 bei der Temperatur T_2 gilt:

$$d_2(T_2) = d_1 \cdot [1 + \alpha \cdot (T_2 - T_1)] \quad (16)$$

Bei einer Temperaturänderung von $10^\circ\text{C} = 10 \text{ K}$ nimmt die Dichte also um $2,1 \cdot 10^{-4} / \text{K} \cdot 10 \text{ K} = 2,1$ Promille zu bzw. ab. Das sieht gering aus, aber da die Dichte stets als Differenz eingeht, kann dieser Effekt nicht von vornherein vernachlässigt werden. – Zusätzliche Effekte infolge der Lösungsmiteleinschlüsse in den Styroporperlen sind denkbar, werden aber mangels Daten vernachlässigt.

Das komplette Korrekturverfahren vergleicht Sinkgeschwindigkeiten nach Gl. (10) für die beiden betrachteten Temperaturen und Flüssigkeitsdichten und sieht dann wie folgt aus:

Bekannt: gemessene Sinkgeschwindigkeit z.B. einer bestimmten Sedimentfraktion, v_{s1} , bei der Temperatur T_1 und der Salzwasserdichte ρ_1

Gesucht: korrigierter Wert v_{s2} bei einer Temperatur T_2 (z.B. der Normaltemperatur $T_2 = 20^\circ\text{C}$) und der Salzwasserdichte ρ_2 (z.B. der Dichte für Süßwasser, $\rho_2 = 1000 \text{ kg/m}^3$). Es gilt dann:

$$\frac{v_{s2}}{v_{s1}} = \sqrt{\frac{d_2}{d_1} \cdot \frac{\rho_{s1} \cdot [1 + \gamma \cdot (T_1 - T_2)] - \rho_2}{\rho_2}} \cdot \sqrt{\frac{24 v_1 + \frac{4 \sqrt{v_1}}{\sqrt{v_{s1} \cdot d_1}} + 0,4}{24 v_2 + \frac{4 \sqrt{v_2}}{\sqrt{v_{s2} \cdot d_2}} + 0,4}} \quad (17)$$

$$\text{mit:} \quad d_2 = d_1 \cdot [1 + \alpha \cdot (T_2 - T_1)]$$

$$v_1 = -7,91 \cdot 10^{-12} T_1^3 + 1,03 \cdot 10^{-9} T_1^2 - 5,65 \cdot 10^{-8} T_1 + 1,78 \cdot 10^{-6}$$

$$v_2 = -7,91 \cdot 10^{-12} T_2^3 + 1,03 \cdot 10^{-9} T_2^2 - 5,65 \cdot 10^{-8} T_2 + 1,78 \cdot 10^{-6}$$

Weiterhin ist je ein Wert für die Sedimentdichte, ρ_{s1} , und für den Korndurchmesser d_1 anzusetzen. Für die Sedimentdichte wird ein Standardwert angesetzt, z.B. $\rho_{s1} = 1050 \text{ kg/m}^3$. Für

³ Quellen: <http://de.wikipedia.org/wiki/Polystyrol>,
http://www.chemgapedia.de/vsengine/vlu/vsc/de/ch/9/mac/werkstoff_polystyren/eigenschaften/thermisch_schmelze.vlu/Page/vs_c/de/ch/9/mac/werkstoff_polystyren/eigenschaften/thermisch/ausdehnung.vscml.html,
<http://de.wikipedia.org/wiki/Ausdehnungskoeffizient>, alle besucht am 12.09.2011

den Korndurchmesser d_1 wird jedoch aus der bekannten Sinkgeschwindigkeit v_{s1} ein Wert zurückgerechnet, für die Gl. (1) „aufgeh“ (implizite Gleichung und numerische Prozedur). Gl. (17) ist darüber hinaus nochmals implizit, weil die gesuchte Sinkgeschwindigkeit v_{s2} auch rechts unter der Wurzel auftaucht.

Zunächst ist die resultierende Sinkgeschwindigkeitsverteilung für verschiedene Proben in Süßwasser in Abbildung 21 links wiedergegeben. Dabei ist die beschriebene Temperaturabhängigkeit direkt zu beobachten; mit zunehmender Wassertemperatur steigt die Sinkgeschwindigkeit an (Abbildung 22). Die Wassertemperatur wurde bei jedem Versuch gemessen.

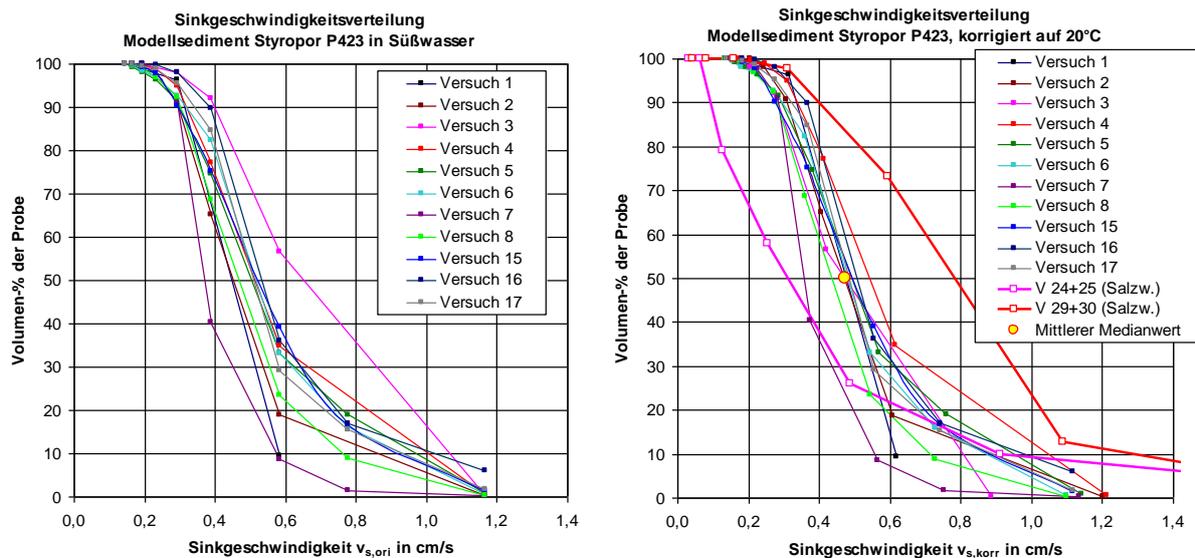


Abbildung 21: Absetzkurven für das in den Versuchen verwendete Styropor P 423 in Süßwasser. Links: Direkt gemessen, rechts: temperaturkorrigiert

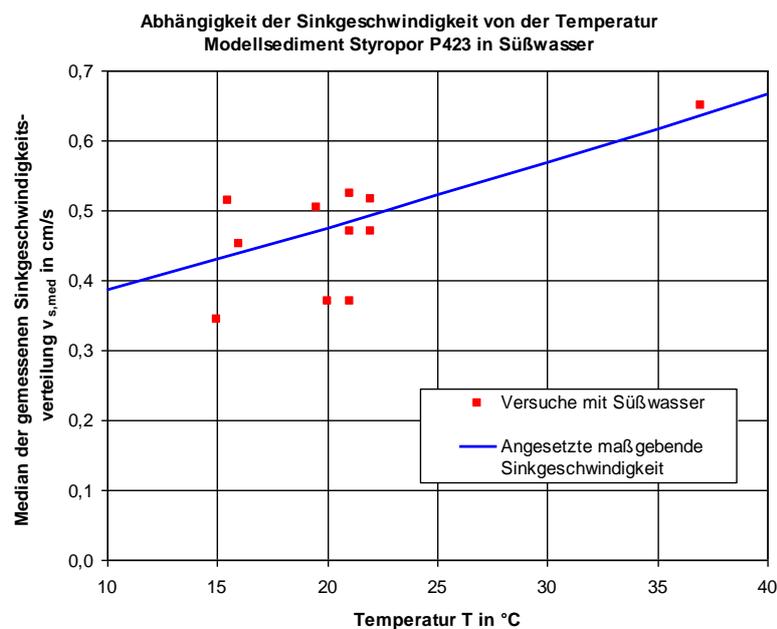


Abbildung 22: Abhängigkeit des Medianwertes der gemessenen Sinkgeschwindigkeitsverteilung von der Wassertemperatur für Süßwasser

Die Datenpunkte der Sinkgeschwindigkeitsmessungen in Abbildung 21 links weisen eine erhebliche Streuung auf. In Abbildung 21 rechts wurde der Temperatureinfluss mit der beschriebenen Methode herausgerechnet. Die Streuung (nur die Kurven für Versuch 1 – Versuch 17 betrachten!) wird dadurch etwas geringer. Nichtsdestotrotz ist sie immer noch relativ hoch, was auf die Imperfektionen der Messung in der Absetzsäule zurückzuführen ist.

Für die Auswertung der einzelnen Versuche ist es nötig, eine Median-Sinkgeschwindigkeit $v_{s,med}$ anzugeben, die zur jeweiligen Wassertemperatur gehört. Dazu wurde nach dem optischen Schwerpunkt der Kurven in Abbildung 21 rechts eine mittlere Median-Sinkgeschwindigkeit für P 423 bei 20°C in Süßwasser zu $v_{s,med}(20^\circ\text{C}) = 0,475 \text{ cm/s}$ bestimmt. Diese Median-Sinkgeschwindigkeit bei diesen Normbedingungen wird im Folgenden als universell gültig angenommen, wird aber für jeden Versuch mit dem beschriebenen Verfahren gemäß der herrschenden Temperatur und gegebenenfalls der Dichte korrigiert. In Abbildung 22 ist die dadurch definierte Kurve $v_s = f(T)$ für P 423 in Süßwasser dargestellt. Zur Ermittlung der Median-Sinkgeschwindigkeit wurden nur Absetzversuche in Süßwasser herangezogen, da die Salzwasserversuche weit größere Streuungen zeigten (vgl. die in Abbildung 21 rechts eingezeichneten Kurven für die Versuche 24 + 29 und 29 + 30).

2.3 Versuchsauswertung der halbtechnischen Versuche

2.3.1 Vorgehensweise

Basis aller Versuche ist eine stationäre Durchströmung des Schrägklärers mit $Q = \text{const.}$ Der Abfluss Q wird in den Versuchsserien variiert und kann mit dem Regulatorschieber stabil eingestellt werden.

Die ersten Versuche mit Kunststoff-Modellsediment wurden so durchgeführt, dass nach Auffüllen der Schrägkläreinheit und Einstellen des konstanten Durchflusses eine bestimmte Einwaage des trockenen Modellsedimentes (meist 500 g) mit einigen Tropfen Spülmittel versetzt und in einem 3 l-Krug aufgeschlämmt wurden. Diese Suspension wurde dann auf einmal in das Sedimentzugaberohr der Apparatur hineingekippt und mit Wasser nachgespült. Während der Versuchslaufzeit wurden der Abfluss überwacht und die Wassertemperatur und -dichte einmal gemessen, aber sonst keine Aufzeichnungen durchgeführt. Das überlaufende Sediment wurde mit einem Flachsieb, das mit feiner Seidengaze ausgelegt ist, aus dem Wasser gesiebt. Zum festgelegten Versuchsende (in der Regel nach 120 min Versuchszeit) wurde der Schieber geschlossen, die Pumpe ausgeschaltet und nach Ende des Überlaufs der Siebinhalt vorsichtig in einen Imhofftrichter gespült. Dann wurde das saubere Sieb unter den Entleerungsstutzen geschoben und die Schrägklärerwanne durch das Sieb entleert. Bei leerer Wanne wurden mit sanftem Wasserstrahl die Waben abgespritzt und anschließend auch der Wannenboden; das liegengebliebene Sediment wurde so gelöst und landete auch im Sieb, von wo es in einen zweiten Imhofftrichter transferiert wurde. Das Material setzte sich ab und am nächsten Tag konnte das Volumen abgelesen werden. Auf Trocknen und Wiegen wurde wegen des großen Aufwandes verzichtet.

2.3.2 Der Abscheidewirkungsgrad

Zur Beschreibung der Wirkung einer beliebigen stationär durchströmten Absetzeinrichtung, wie sie der Schrägklärer in diesen Versuchen darstellt, kann ein Wirkungsgrad definiert wer-

den, und zwar entweder als Konzentrations- oder aber als Frachtwirkungsgrad. Grundlagen sind bei Hübner (1997) zusammengestellt. Dies erfordert folgende Annahmen:

- Der Wirkungsgrad gilt nur für eine Fraktion des Sedimentes, die durch eine bestimmte Sinkgeschwindigkeit charakterisiert ist.
- Der Abscheidewirkungsgrad der Absetzeinrichtung ist zwar vom Durchfluss, der Größe und Form des Schrägklärers und den Sedimenteigenschaften, z.B. der Sinkgeschwindigkeit, nicht aber von der Konzentration des Sedimentes abhängig. (Solange man „dünne“ Suspensionen und keine Schlämme und Dichteströmungen betrachtet, bei denen sich die sich absetzenden Partikel gegenseitig behindern (so genannte Schwarmbehinderung, vgl. z.B. Luckert (2004), Cheremisinoff (1995), ist diese Annahme in guter Näherung erfüllt).

Ein Konzentrationswirkungsgrad kann durch Ermittlung der Zulauf- und Überlaufkonzentration C_{zu} und $C_{KÜ}$ definiert werden, wobei diese Konzentrationen entweder als Volumenkonzentrationen, etwa in ml/l, oder aber als Massenkonzentrationen in mg/l definiert werden können (es wird angenommen, dass das Sediment eine konstante Dichte hat). Die Definition ist unter der weiteren Voraussetzung, dass der gesamte Zufluss den Schrägklärer über den Überlauf wieder verlässt, dann einfach:

$$\eta = 1 - \frac{C_{KÜ}}{C_{zu}} \quad (18)$$

Alternativ kann – stationäre Durchströmung vorausgesetzt – auch die Fracht am Zulauf (Index „zu“), am Überlauf (Index „KÜ“) und die nach Versuchsende in der Schrägklärerwanne sedimentierte Fracht (Index „Sed“) bestimmt werden. Die Frachten können als Volumen in ml oder als Masse in g angegeben werden. Eine weitere Voraussetzung sind 100 % Wiederfindungsrate des zugegebenen Sedimentes, also $V_{zu} = V_{Sed} + V_{KÜ}$. Es ergibt sich dann folgende Definition des Wirkungsgrades:

$$\eta = \frac{V_{Sed}}{V_{zu}} = \frac{V_{Sed}}{V_{Sed} + V_{KÜ}} = 1 - \frac{V_{KÜ}}{V_{Sed} + V_{KÜ}} \quad (19)$$

Störend wirkt sich aus, wenn die Wiederfindungsrate nicht 100 % beträgt, also die Summe der aufgefangenen Sedimentvolumina größer oder kleiner als die zugegebene Menge ist. Dies wurde in den Versuchen beobachtet und kann verschiedene Gründe haben. Wichtigster Effekt dürfte sein, dass auch nach sorgfältigem Ausspritzen des Versuchsstandes und der Wabenpakete dort immer noch geringe Reste an Modellsediment anhaften oder auf der Sohle z.B. in toten Winkeln liegen bleiben können. Dadurch kann Sediment verloren gehen, es kann aber auch geschehen, dass beim nächsten Versuch sich dieses versteckte Sediment wieder remobilisiert und dann ausgetragen wird oder aber durch sorgfältigeres Ausspritzen sich schließlich in der sedimentierten Fracht wiederfindet. Um dieses Sediment zu berücksichtigen, wurde der Wirkungsgrad immer auf die Summe $V_{Sed} + V_{KÜ}$ bezogen und nicht auf V_{zu} . Es ist durch sorgfältiges Ausspritzen anzustreben, dass $V_{Sed} + V_{KÜ}$ möglichst wenig von V_{zu} abweicht, weil sich abgelagertes bzw. beim Ausspritzen remobilisiertes verstecktes Sediment unmittelbar in einem zu geringen bzw. zu großen Wirkungsgrad äußert. Dieser Effekt ist also eine wesentliche Quelle von Streuung.

Verwendet man Modellsediment, welches eng gestuft ist, also eine steile Kurve der Sinkgeschwindigkeitsverteilung hat, kann man in erster Näherung z.B. den Median dieser Verteilung als maßgebende Sinkgeschwindigkeit definieren. Man setzt dann aber an, dass beim

Durchgang durch den Schrägklärer keine Klassierung, also Veränderung der Sinkgeschwindigkeit eintritt. Bei den vorliegenden Versuchen mit Kunststoffgranulat wurde dieser Ansatz getroffen.

Hat das Modellsediment eine breite Sinkgeschwindigkeitsverteilung, ist es notwendig, Klassierungseffekte mit zu berücksichtigen. Dann gilt es, zulauf- wie überlaufseitig die Sinkgeschwindigkeitsverteilungen der Proben festzustellen und fraktionsweise Wirkungsgrade zu bestimmen. Diese Auswertemethode wurde hier jedoch nur probeweise angewandt, vor allem bei einigen Versuchen mit Salzwasser.

Ein wichtiger Punkt für die weitere Interpretation der Wirkungsgradkurven ist der Umstand, dass der gemessener Abscheidewirkungsgrad stets für die gesamte Versuchsanordnung gilt, also eine Sedimentation in der Wanne ebenso wie die im Schrägklärer summarisch umfasst. Die beiden Effekte lassen sich nicht elementar auseinanderdividieren, und gerade bei Versuchen mit geringem Durchfluss wirkt auch die Wanne selbst als Absetzbecken.

2.3.3 Dimensionslose Darstellung

Zur Reduktion der zu untersuchenden Parametereinflüsse wie auch zur Übertragung auf andere Schrägklärergeometrien, Durchflüsse und Sedimenteigenschaften bietet sich eine dimensionslose Darstellung an. Sie wurde in Anlehnung an Untersuchungen aus der Literatur über Sedimentationsanlagen gewählt (vgl. Hübner 1997, Weiß und Michelbach 1996). Auch die theoretischen Herleitungen in Kap. 2.1.2 machten bereits weitgehend von dimensionslosen Größen Gebrauch.

Ein idealisierter Schrägklärer hat gemäß Kap. 2.1.2 folgenden funktionellen Zusammenhang zwischen dem stationären Abscheidewirkungsgrad η und den restlichen dimensionsbehafteten Ausgangsgrößen:

$$\eta = f(v, h_L, L, \alpha, v_s) \quad (20)$$

Dabei kann man einzelne Größen durch mit den restlichen Größen umgerechnete ersetzen. z.B. nach Gl. (5) die Längsgeschwindigkeit v durch die Oberflächenbeschickung q_A :

$$q_A = \frac{v \cdot h_L}{L \cos \alpha} \quad (21)$$

Es ist also dann gleichwertig zu Gl.(20):

$$\eta = f(q_A, h_L, L, \alpha, v_s) \quad (22)$$

Aus diesen 5 dimensionsbehafteten Größen kann man mit Hilfe der Dimensionsanalyse (Details hier nicht angegeben) folgenden dimensionslosen Parametersatz mit nur 3 Größen generieren (der interessierende Wirkungsgrad η ist bereits dimensionslos):

$$\eta = f\left(\frac{q_A}{v_s}, \frac{h_L}{L}, \alpha\right) \quad (23)$$

Dies sind genau die Größen, wie sie in Kap. 2.1.2 bereits in der theoretisch hergeleiteten Formel stehen. Die Auftragung $\eta = f(q_A/v_s, h_L/L, \alpha)$ beschreibt somit den Sedimentations-Mechanismus nach Hazen eindeutig. Der Vorteil der dimensionslosen Darstellung ist die

einfache Übertragbarkeit auf andere Größen des Schrägklärers, Abflüsse und Sedimentei-genschaften und der Umstand, dass weniger Einzelparameter zu untersuchen sind.

Es ist jedoch bei der Interpretation der Ergebnisse zu beachten, dass weder die formale Di-mensionsanalyse noch die theoretische Herleitung nach Hazen eine Aussage darüber lie-fern, ob die angesetzten Abhängigkeiten vollständig sind. Wie bereits erwähnt, spielt hier z.B. auch die Sedimentation in der Wanne unter den Schrägklärern eine Rolle. Dann müsste aber der Parametersatz nach (22) noch durch Größen der Wannengeometrie ergänzt wer-den, die in (23) dann auch zusätzliche dimensionslose Größen zur Folge hätten. Ein Indiz für solche zusätzliche unberücksichtigte Abhängigkeiten wäre es, wenn hier z.B. Absetzver-suche mit demselben q_A/v_s , h_L/L und α (also derselbe Schrägklärer mit demselben Sediment und demselben Durchfluss) in unterschiedlich großen Wannen zu abweichenden Wirkungs-gradkurven führen würden.

2.3.4 Ergebnisse der Versuche mit Kunststoff-Modellsediment

2.3.4.1 Rohdaten

In Tabelle 2 sind die Ergebnisse der Versuche zusammengestellt. In allen Versuchen wurde ausschließlich mit dem Material P 423 gearbeitet. Folgende Abhängigkeiten des Abscheide-wirkungsgrades wurden vermutet und untersucht:

Abhängigkeit von der Art und Anordnung der Klarwasserabzugs: Diese beeinflusst die er-reichbare Gleichmäßigkeit der Beschickung. Bei den ersten Versuchen erfolgte der Klarwas-serabzug über den Wabepaketen mit zwei seitlichen Rinnen. Der allererste Versuch 110303_1 arbeitete zusätzlich mit über den Waben angeordneten Lochblechen, vgl. Abbil-dung 4, die bei den weiteren Versuchen entfernt wurden. Bei 110309_1 wurden quer ange-ordnete Trennwände eingebaut, ab 110315_1 zusätzlich auch Tauchwände vor den Über-laufwehren. Nach Abbildung 23 zeigt sich bei vorhandenen Lochblechen, die den Durchfluss effektiv vergleichmäßigen, ein sehr guter Wirkungsgrad; werden die Lochbleche entfernt, sinkt dieser signifikant ab. Die zusätzlichen Trennwände bringen wieder etwas mehr Ver-gleichmäßigung und damit einen besseren Wirkungsgrad. Die zusätzliche Tauchwand hält zwar einige schwimmende Sedimentpartikel zurück, doch macht sich das offenbar im Wir-kungsgrad kaum bemerkbar.

Ende Mai 2011 wurde der Versuchsstand umgebaut, um durch eine andere Rinnenanord-nung mit 6 beidseitig angeströmten Querrinnen mit Zackenschwellen einen gleichmäßigeren Klarwasserabzug und dadurch eine gleichmäßigere Beschickung zu erreichen. Auf Tauch-wände wurde dabei aus Platzgründen verzichtet. Diese Maßnahme ergab deutlich bessere Wirkungsgrade (grüne Punkte in Abbildung 23) und schon optisch eine gleichmäßigere Durchströmung der Pakete, siehe Kap. 2.6.

Tabelle 2: Zusammenstellung der Versuchsergebnisse, 1. Versuchsserie

Versuch	Datum	Experimentator	Abfluss in l/s	Konfiguration Versuchsstand: A = 2 seitl. Rinnen + Tauchwände, B = 6 Querrinnen ohne Tauchwände	S = Versuch mit Salz- wasser	Lamellen- abstand in mm	Zugabe- menge in g	Dichte (Salz)- wasser in kg/l	Temper- atur in °C	Versuchs- dauer in min	Übergela- ufenes Sediment- volumen in ml	Aufgefan- genes Sediment- volumen in ml	Summe in ml	Wirkungs- grad in %	Oberflächen- beschi- ckung qA in m/h	Maßgebende Sinkgeschwin- digkeit vs in cm/s	qA/vs
110303_1	03.03.2011	Ws	5,00	mit Lochblechen		40	350	0,9991	15,00	105	56	610	666	91,6%	4,09	0,430	0,265
110304_1	04.03.2011	Ws	5,00	ohne Lochbleche		40	500	0,9991	15,00	90	245	510	755	67,5%	4,09	0,430	0,265
110309_1	09.03.2011	Ws, Hotz	5,00	6 weitere Leitbrettchen		40	500	0,9987	17,50	138	150	580	730	79,5%	4,09	0,452	0,251
110315_1	15.03.2011	Ws, Hotz	4,00	A		40	500	0,9988	17,00	120	84	690	774	89,1%	3,27	0,447	0,203
110314_1	14.03.2011	Ws, Hotz	5,00	A		40	500	0,9988	17,00	120	180	590	770	76,6%	4,09	0,447	0,254
110317_1	17.03.2011	Hotz, Halbmann	5,00	A		40	500	0,9988	17,00	120	170	590	760	77,6%	4,09	0,447	0,254
110407_1	07.04.2011	Ws, Hotz	4,70	A		40	500	0,9985	18,75	60	115	550	665	82,7%	3,85	0,463	0,230
110408_1	08.04.2011	Ws, Hotz	4,70	A		40	500	0,9983	19,50	120	130	670	800	83,8%	3,85	0,470	0,227
110408_2	08.04.2011	Ws, Hotz	4,70	A		40	500	0,9982	20,25	240	150	715	865	82,7%	3,85	0,477	0,224
110411_1	11.04.2011	Ws	2,50	A		40	500	0,9984	19,00	120	18	705	723	97,5%	2,05	0,466	0,122
110411_2	11.04.2011	Ws	1,25	A		40	500	0,9983	19,50	120	10	700	710	98,6%	1,02	0,470	0,060
110411_3	11.04.2011	Ws	7,50	A		40	500	0,9981	20,50	120	440	430	870	49,4%	6,14	0,480	0,355
110413_1	13.04.2011	Hotz	3,00	A		40	500	0,9986	18,00	120	31	720	751	95,9%	2,45	0,457	0,149
110413_2	13.04.2011	Hotz	2,00	A		40	500	0,9986	18,00	120	13	750	763	98,3%	1,64	0,457	0,100
110513_1	13.05.2011	Ws, Cou	4,68	A		40	500	0,9991	15,50	60	90	550	640	85,9%	3,83	0,434	0,245
110516_1	16.05.2011	Cou	5,98	A		40	500	0,9986	18,00	120	260	405	665	60,9%	4,89	0,457	0,298
110516_2	16.05.2011	Cou	5,99	A		40	500	0,9986	18,00	120	300	645	945	68,3%	4,90	0,457	0,298
110517_1	17.05.2011	Cou	1,01	A		40	500	0,9985	18,50	120	0,2	740	740,2	100,0%	0,83	0,461	0,050
110518_1	18.05.2011	Cou	2,02	A		40	500	0,9984	19,00	129	1,5	630	631,5	99,8%	1,65	0,466	0,099
110518_2	18.05.2011	Cou	3,00	A		40	500	0,9982	20,00	120	16	530	546	97,1%	2,45	0,475	0,144
110519_1	19.05.2011	Cou	4,01	A		40	500	0,9982	20,00	120	63	660	723	91,3%	3,28	0,475	0,192
110519_2	19.05.2011	Cou	5,01	A		40	500	0,9980	21,00	120	150	900	1050	85,7%	4,10	0,484	0,235
110520_1	20.05.2011	Cou	6,00	A		40	500	0,9982	20,00	122	240	470	710	66,2%	4,91	0,475	0,287
110520_2	20.05.2011	Cou	7,02	A		40	500	0,9981	20,50	120	350	340	690	49,3%	5,74	0,480	0,333
110520_3	20.05.2011	Cou	8,01	A		40	500	0,9979	21,50	110	450	400	850	47,1%	6,55	0,489	0,372
110531_1	31.05.2011	Cou	3,99	B		40	500	0,9981	20,50	120	18	700	718	97,5%	3,26	0,480	0,189
110531_2	31.05.2011	Cou	5,02	B		40	500	0,9980	21,00	120	23	566	589	96,1%	4,11	0,484	0,236
110606_1	06.06.2011	Cou	0,99	B		40	500	0,9979	21,50	120	3	800	803	99,6%	0,81	0,489	0,046
110606_2	06.06.2011	Cou	1,98	B		40	500	0,9978	22,00	120	1,5	650	651,5	99,8%	1,62	0,493	0,091
110607_1	07.06.2011	Cou	3,03	B		40	500	0,9978	22,00	120	2	650	652	99,7%	2,48	0,493	0,140
110607_2	07.06.2011	Cou	3,98	B		40	500	0,9978	22,00	120	23	575	598	96,2%	3,26	0,493	0,183
110608_1	08.06.2011	Cou	5,01	B		40	500	0,9986	18,00	120	84	630	714	88,2%	4,10	0,457	0,249
110608_2	08.06.2011	Cou	5,98	B		40	500	0,9984	19,00	120	28	575	603	95,4%	4,89	0,466	0,292
110609_1	09.06.2011	Cou	8,66	B		40	500	0,9984	19,00	120	110	275	385	71,4%	7,09	0,466	0,423
110609_2	09.06.2011	Cou	5,00	B	S	40	500	1,040	19,00	120	280	125	405	30,9%	4,09	0,101	1,129
110610_1	10.06.2011	Cou	1,00	B	S	40	500	1,041	19,50	120	345	355	700	50,7%	0,82	0,091	0,249
110610_2	10.06.2011	Cou	2,98	B	S	40	500	1,039	20,00	120	700	115	815	14,1%	2,44	0,110	0,613
110614_1	14.06.2011	Cou	6,99	B	S	40	500	1,035	20,00	120	560	97	657	14,8%	5,72	0,148	1,071
110614_2	14.06.2011	Cou	3,00	B	S	40	500	1,033	21,00	120	545	195	740	26,4%	2,45	0,168	0,405
110615_1	15.06.2011	Cou	1,00	B	S	40	500	1,040	21,50	120	280	400	680	58,8%	0,82	0,101	0,225
110616_1	16.06.2011	Cou	2,02	B	S	40	500	1,040	22,50	120	410	260	670	38,8%	1,65	0,101	0,455
110617_1	17.06.2011	Cou	1,99	B	S	40	500	1,025	21,00	120	115	620	735	84,4%	1,63	0,243	0,186
110617_2	17.06.2011	Cou	4,02	B	S	40	500	1,024	21,50	120	470	305	775	39,4%	3,29	0,254	0,360
110620_1	20.06.2011	Cou	6,01	B	S	40	500	1,025	20,50	120	575	100	675	14,8%	4,92	0,242	0,565
110620_2	20.06.2011	Cou	7,98	B	S	40	500	1,024	21,00	120	625	92	717	12,8%	6,53	0,252	0,719
110621_1	21.06.2011	Cou	0,98	B	S	40	500	1,025	21,00	120	54	670	724	92,5%	0,80	0,243	0,092
110704_1	04.07.2011	Cou	2,98	B	S	40	500	1,024	20,00	120	310	450	760	59,2%	2,44	0,249	0,272
110705_1	05.07.2011	Cou	4,99	B	S	40	500	1,025	21,00	120	600	175	775	22,6%	4,08	0,243	0,466
110706_1	06.07.2011	Cou	7,00	B	S	40	500	1,025	22,00	120	625	74	699	10,6%	5,73	0,246	0,646
110706_2	06.07.2011	Cou	2,50	B	S	40	500	1,023	23,00	120	240	500	740	67,6%	2,05	0,268	0,212
110707_1	07.07.2011	Cou	2,99	B	S	40	500	1,015	21,00	120	100	590	690	85,5%	2,45	0,334	0,203
110707_2	07.07.2011	Cou	5,00	B	S	40	500	1,014	22,00	120	350	380	730	52,1%	4,09	0,348	0,327
110708_1	08.07.2011	Cou	7,00	B	S	40	500	1,015	22,50	120	560	120	680	17,6%	5,73	0,341	0,467
110714_1	14.07.2011	Cou	2,00	B	S	80	500	1,015	22,00	120	24	700	724	96,7%	3,27	0,339	0,268
110715_1	15.07.2011	Cou	4,02	B	S	80	500	1,014	21,50	120	275	460	735	62,6%	6,58	0,345	0,529
110718_1	18.07.2011	Cou	6,01	B	S	80	500	1,015	20,50	120	550	210	760	27,6%	9,83	0,332	0,823
110718_2	18.07.2011	Cou	7,98	B	S	80	500	1,015	21,00	120	550	140	690	20,3%	13,06	0,334	1,086
110719_1	19.07.2011	Cou	5,01	B	S	80	500	1,015	20,50	120	390	310	700	44,3%	8,20	0,332	0,686
110719_2	19.07.2011	Cou	7,02	B	S	80	500	1,015	21,50	120	570	140	710	19,7%	11,49	0,336	0,948
110720_1	20.07.2011	Cou	2,98	B	S	80	500	1,015	21,00	120	145	590	735	80,3%	4,88	0,334	0,405
110720_2	20.07.2011	Cou	2,00	B	S	80	500	0,9986	18,00	120	6,5	650	656,5	99,0%	3,27	0,457	0,199
110721_1	21.07.2011	Cou	4,02	B	S	80	500	0,9983	19,50	120	63	650	713	91,2%	6,58	0,470	0,388
110721_2	21.07.2011	Cou	5,99	B	S	80	500	0,9981	20,50	120	260	460	720	63,9%	9,80	0,480	0,568
110722_1	22.07.2011	Cou	8,00	B	S	80	500	0,9980	21,00	120	450	180	630	28,6%	13,09	0,484	0,751
110722_2	22.07.2011	Cou	3,03	B	S	80	500	0,9990	21,00	120	18	650	668	97,3%	4,96	0,484	0,284
110722_3	22.07.2011	Cou	5,00	B	S	80	500	0,9978	22,00	120	115	600	715	83,9%	8,18	0,493	0,461
110725_1	25.07.2011	Cou	7,00	B	S	80	500	0,9982	20,00	120	390	350	740	47,3%	11,45	0,475	0,670
110725_2	25.07.2011	Cou	1,01	B	S	80	500	0,9980	21,00	120	5	705	710	99,3%	1,65	0,484	0,095
110726_1	26.07.2011	Cou	8,60	B	S	80	500	0,9981	20,50	120	600	160	760	21,1%	14,07	0,480	0,815

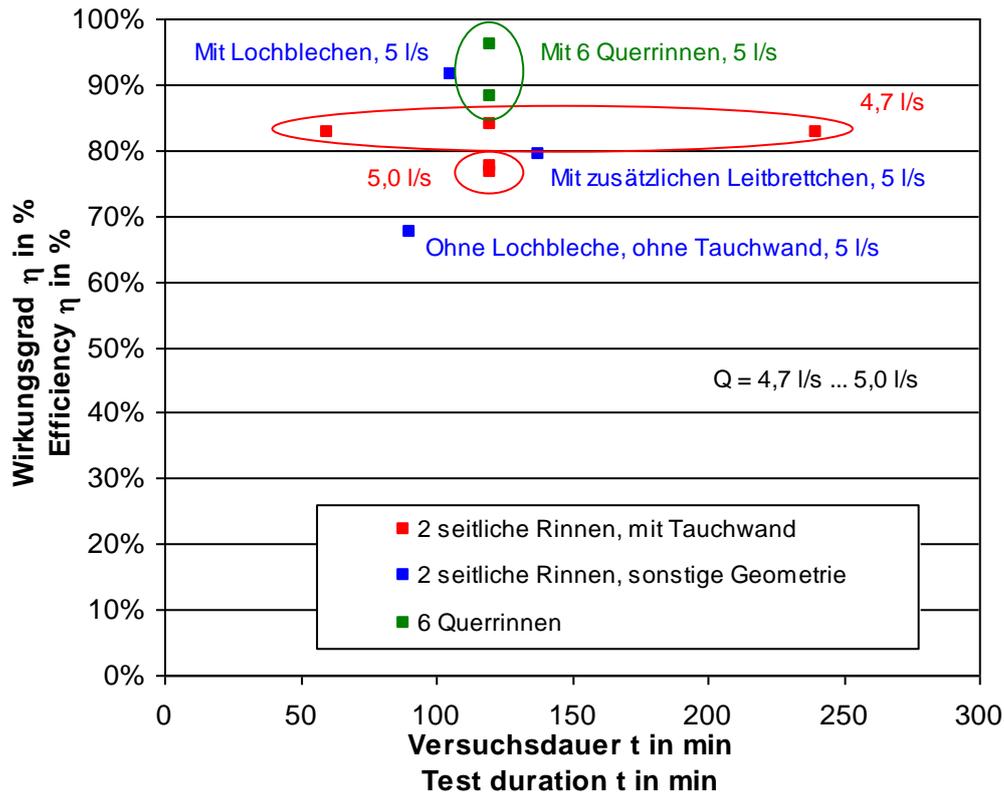


Abbildung 23: Abhängigkeit des Abscheidewirkungsgrades von der Ausbildung der Überläufe am Schrägklärer und von der Versuchsdauer (nur Versuche mit $Q = \text{ca. } 5 \text{ l/s}$)

Abhängigkeit von der Versuchsdauer: Gibt man, wie hier, das Sediment auf einmal zu, mischt sich dieses mit dem Wanneninhalt und es dauert einige Zeit, bis die meisten Sedimentpartikel den Weg entweder über die Auslaufwehre oder aber auf den Schrägklärerflächen oder auf den Boden der Wanne abgesetzten Sediment gefunden haben. Wird ein Versuch nach zu kurzer Zeit abgebrochen, würde das noch in Schwebelage befindliche Sediment zwangsläufig dem Abgesetzten zugeschlagen und der Wirkungsgrad würde dadurch überschätzt. Auch dies wurde untersucht und in Abbildung 23 dargestellt, und zwar sind es die roten Datenpunkte für 4,7 l/s. Zwischen 60 min und 240 min Versuchsdauer (1 h bis 4 h) ist dabei aber keine signifikante Abhängigkeit des Wirkungsgrades zu erkennen.

Zur Beurteilung der Versuchsdauer kann man diese auf die Zeit beziehen, die rechnerisch beim betreffenden Durchfluss für ein einmaliges Austauschen des Schrägklärer-Wannenvolumens notwendig ist. Diese beträgt bei $Q = 5 \text{ l/s}$ und ca. 1000 l Volumen $T = 200 \text{ s} = 3,33 \text{ min}$. 60 min Versuchsdauer sind also die 18-fache Austauschzeit. Verglichen mit Ergebnissen von Uhl (2011), der bei der Untersuchung von Sedimentationsanlagen mit Modellsedimenten bereits ab 2-3 Austauschzeiten keine Veränderung des Wirkungsgrades von der Versuchsdauer mehr beobachtet hatte, ist dieses Ergebnis also plausibel und eine Stunde Versuchsdauer mehr als ausreichend. Dennoch wurde für die weiteren Versuche dieser Serie die Standard-Versuchsdauer zu 120 min festgelegt.

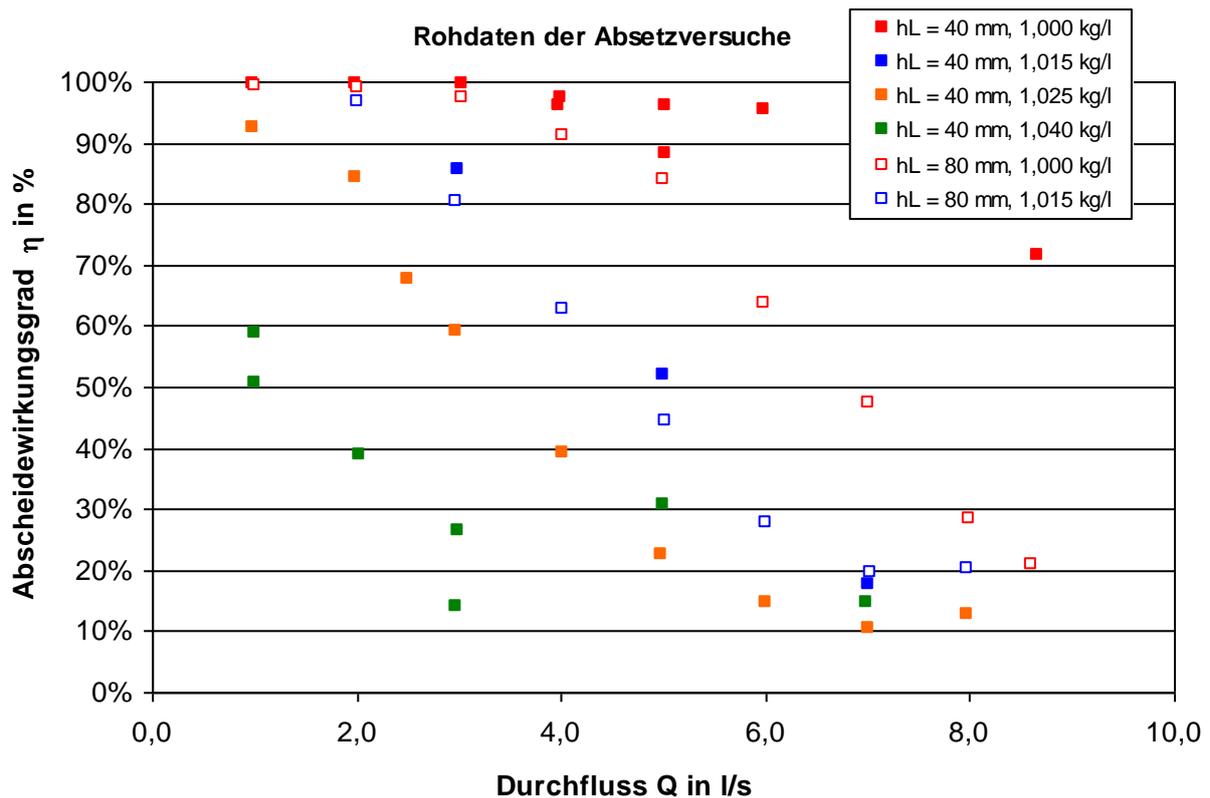


Abbildung 24: Abhängigkeit des Wirkungsgrades vom Zufluss, nur Versuche mit 6 quer angeordneten Ablaufrinnen

Abbildung 24 zeigt bei gleicher Geometrie die Abhängigkeit des Wirkungsgrades $\eta = f(Q)$ vom Zufluss. Hier ergibt sich erwartungsgemäß mit zunehmendem Durchfluss ein abnehmender Wirkungsgrad η . Als weitere Parameter wurde hier die Dichte des Wassers durch Salzzugabe variiert, außerdem sind Versuche mit größeren Waben ($h_L = 80$ mm Wabenhöhe) eingezeichnet. Es ergibt sich infolge der geringeren Sinkgeschwindigkeit der Partikel in Salzwasser bei diesen Versuchen erwartungsgemäß ein geringerer Wirkungsgrad. Die Verwendung größerer Wabenprofile führt, gleichfalls erwartungsgemäß, ebenfalls zu einem schlechteren Wirkungsgrad. Bei der maximal in den Versuchen mit Salz eingestellten Dichte von 1,040 kg/l zeigen die Datenpunkte eine deutlich stärkere Streuung, offenbar machen sich dort Störeffekte (z.B. Luftbläschen an den Sedimentkörnern durch schlechte Benetzung) mehr bemerkbar.

2.3.4.2 Dimensionslose Auftragung der Ergebnisse

Abbildung 25 zeigt eine dimensionslose Darstellung gemäß Gl. (23) als $\eta = f(q_A/v_s, L/h_L)$. In diese Darstellung geht zunächst ausschließlich die Absetzfläche des Schrägklärers ein (die Oberflächenbeschickung q_A wurde mit dieser gebildet), da man davon ausging, dass das Absetzen im Schrägklärer maßgebend ist und die Wanne vernachlässigt werden kann. Der Winkel α der Schrägklärer wurde nicht variiert. Diese Darstellungsweise erfordert für jeden Versuch die Kenntnis bzw. Angabe einer maßgebenden Sinkgeschwindigkeit v_s des Sediments. Hierzu wurde die Korrekturformel (Kap. 2.2.4 Korrektur der Sinkgeschwindigkeit) für Temperatur und gemessener Dichte des Salzwassers ρ auf der Basis des Medianwertes verwendet. ρ wird im Diagramm nur zur Unterscheidung der Versuchsserien angegeben, stellt also keine gesonderte Abhängigkeit dar.

In Abbildung 25 ist auch zu erkennen, dass die Versuche mit schmalen Waben (ausgefüllte Quadrate) in etwa eine gemeinsame Kurve bilden, ebenso wie die Versuche mit weiten Waben (leere Quadrate). Erwartungsgemäß nimmt der Wirkungsgrad mit zunehmender hydraulischer Belastung q_A/v_s ab. Ganz offensichtlich gibt es aber auch noch zusätzliche Einflüsse, die sich hier in den getrennten Punktescharen für die 40 mm- und 80 mm-Waben zeigen – hier hätte man ein Übereinanderliegen oder eine nur geringe Abweichung erwartet. Es gilt, zumindest qualitativ den Grund dafür herauszufinden.

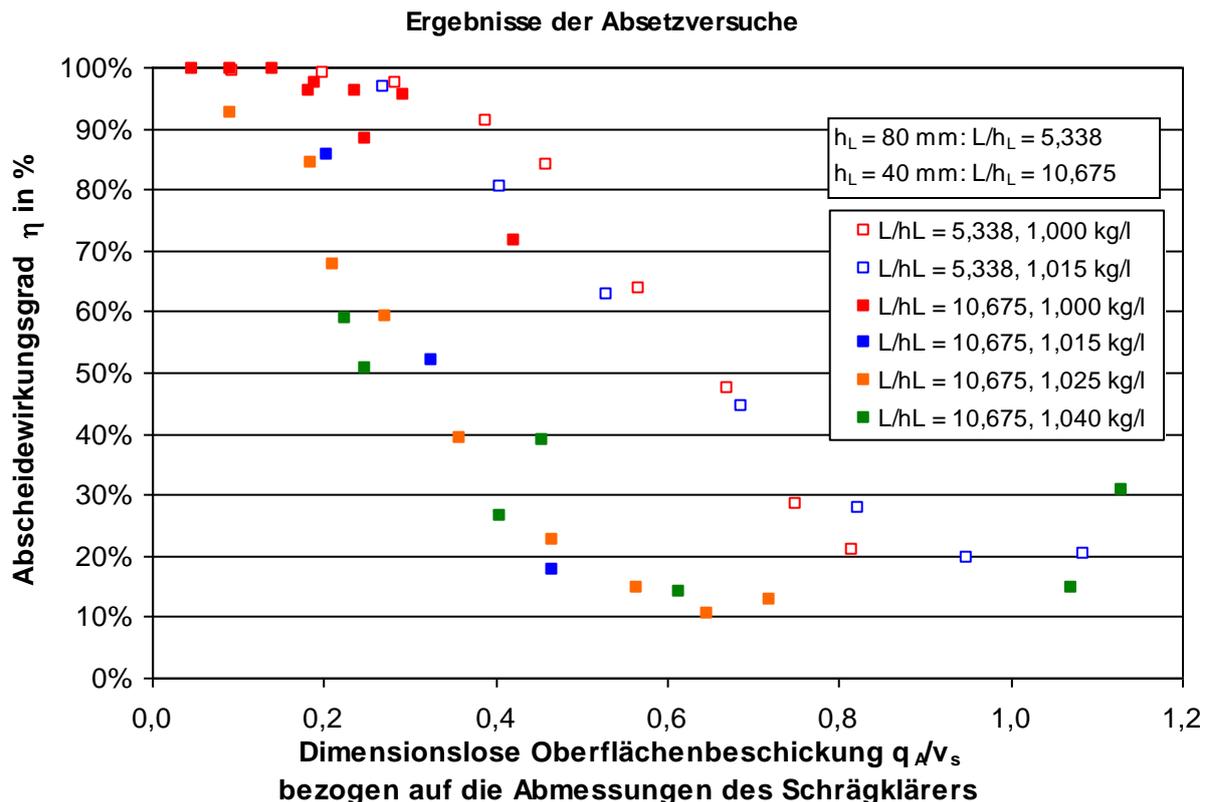


Abbildung 25: Dimensionslose Darstellung

2.3.4.3 Zusätzlich wirksame Effekte

Bei der theoretischen Herleitung wurde bereits ein solcher Effekt postuliert, nämlich der Geometrieeffekt der Schlankheit der Schrägklärer, siehe Abbildung 6. Nur ist der Effekt dort weit weniger ausgeprägt! Die Vermutung liegt nahe, dass hier außerdem noch weitere Zusatzeffekte wirken. Doch wie lassen sich diese beziffern?

Aus Kap. 2.1.2 geht hervor, dass der Effekt der Schrägklärergeometrie auf den Wirkungsgrad im Wesentlichen auf die größere Länge des Partikelpfades bei gedrungenen Lamellenzwischenräumen zurückzuführen ist. Auch wenn man weiß, dass in Wirklichkeit Sekundäreffekte den Wirkungsgrad stark von der Hazen-Theorie abweichen lassen, lässt sich dieser rein geometrische Effekt aus den Ergebnissen herausrechnen, indem man den Abszissenwert q_A/v_s entsprechend korrigiert. Anders gesprochen: q_A verringert sich rechnerisch durch den etwas längeren Partikelpfad.

Aus Abbildung 6 kann man sehen, dass sich die Kurven $\eta = f(q_A/v_s, L/h_L)$ für verschiedene L/h_L durch Verzerren in x-Richtung um einen konstanten Faktor näherungsweise übereinander-

der bringen lassen⁴, und zwar kann man als Verzerrungsfaktor das Verhältnis der „Eckpunkte“ der Graphen für ein bestimmtes L/h_L und der Grenzkurve für sehr großes L/h_L ansetzen. Dieser Eckpunkt liegt für sehr großes L/h_L bei $q_A/v_s = 1$ und für die beiden untersuchten Werte $L/h_L = 5,338$ und $10,675$ bei $q_A/v_s = 1,429$ bzw. $1,210$. Man kann also die Datenpunkte wie folgt umrechnen: Statt $\eta = f(q_A/v_s, L/h_L)$ schreibt man $\eta = f(X, L/h_L)$, wobei $X = (q_A/v_s) / 1,429$ für $L/h_L = 5,338$ und $X = (q_A/v_s) / 1,210$ für $L/h_L = 10,675$ ist.

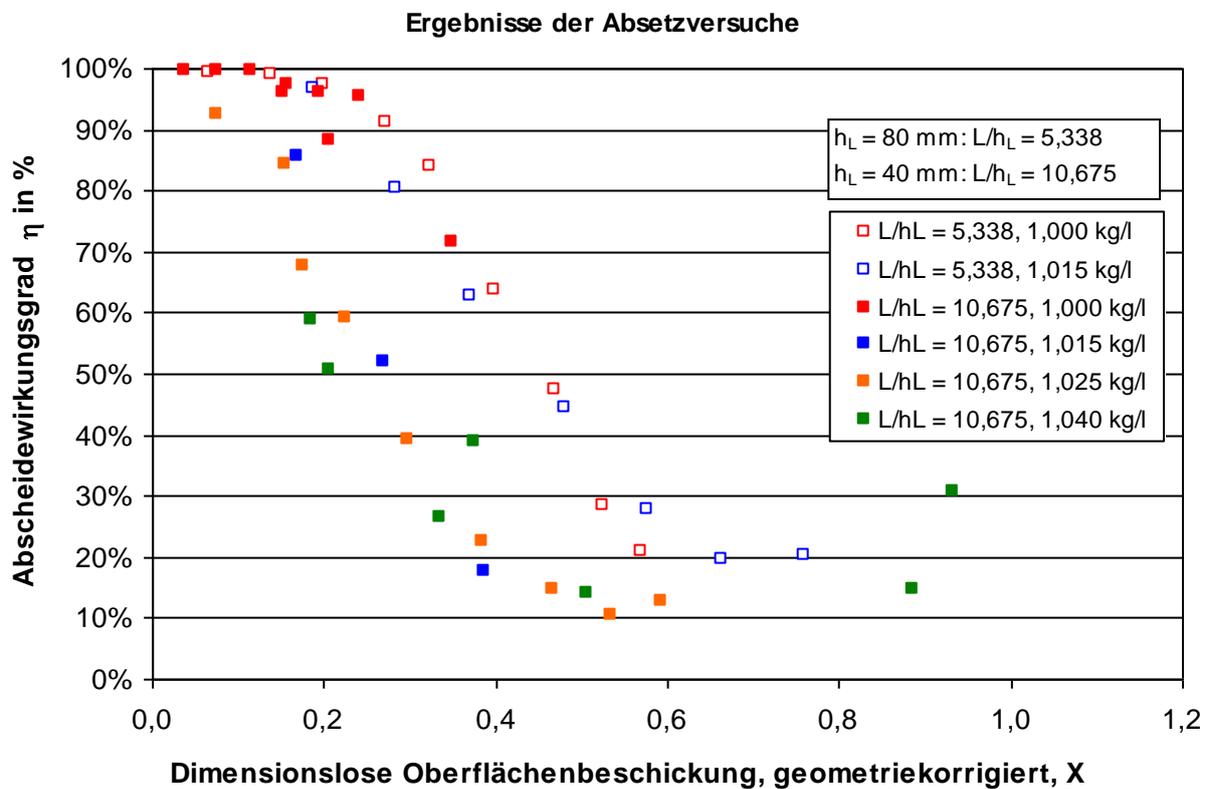


Abbildung 26: Dimensionslose Darstellung geometriekorrigiert

Das Ergebnis ist in Abbildung 26 gezeigt. Die Datenpunkte formen für die Versuche mit unterschiedlich hohen Schrägklärerwaben h_L bzw. „Schlankheitsgrad“ L/h_L immer noch zwei deutlich getrennte Kurven. Diese lassen sich nun aber nicht mehr auf den erwähnten Geometrieeffekt zurückführen.

Beobachtungen zeigen, dass die Sedimentation in der Wanne unter den Schrägklärern eine nicht vernachlässigbare Rolle spielt. Darauf kann man folgende Hypothese zur Begründung des beobachteten Effektes aufstellen: Die Versuche mit $h_L = 40$ mm bzw. 80 mm Wabenhöhe haben dieselben Abmessungen der Wabepakete und der Wanne. Bei 80 mm Wabenhöhe ist aber die Projektionsfläche A_{proj} nur halb so groß und folglich stellt sich derselbe Wert q_A/v_s (wenn man dasselbe Sediment und dieselbe Dichte des Salzwassers annimmt) bei einem halb so großen Zufluss ein. Wenn man nun die Wanne unter dem Schrägklärer als vorgeschaltetes Sedimentationsbecken ansieht, hat in dieser das sedimentbeladene Wasser

⁴ Dieses Verfahren gilt nur grob näherungsweise, da es die Kurven nur für das q_A/v_s , bei dem der Theorie nach $\eta = 1$ ist, zur Deckung bringt. Eine Korrekturprozedur auf der Basis der Gleichungen (7) und (8) wäre für größere q_A/v_s zwar möglich, die Experimente zeigen aber auch Daten mit kleinen q_A/v_s , bei denen theoretisch $\eta = 1$ wäre, und dort liefert Gl. (8) keine gültigen Werte.

eine gewisse Aufenthaltszeit, die dann bei diesem halb so großen Zufluss natürlich doppelt so lang ist. Die „Vorbehandlung“ in der Wanne ist also bei den höheren Waben im Verhältnis viel effektiver. Da das in der Wanne abgesetzte Sediment nur zusammen mit dem im Schrägklärer abgeschiedenen bestimmt werden kann und dadurch ein Trennen der Effekte nicht möglich ist, führt dies zu dieser Beobachtung.

Direkte Vergleichsmessungen im vorhandenen Versuchsstand über den Wirkungsgrad mit ausgebauten Schrägklärern wurden nicht durchgeführt. Ohne die Lamellen, die die Strömung auch gleichrichten, wäre ein völlig unterschiedliches Strömungsbild zu erwarten. Die Ergebnisse wären daher nicht übertragbar.

Eine Ursache für den beobachteten, vergleichsweise niedrigen Wirkungsgrad dürfte das Abrutschen des Sedimentes auf den Schrägen sein. Sediment, das an der Unterkante der Waben diese durch das Abrutschen verlässt, wird automatisch zu einem mehr oder weniger großen Teil wieder in den Zustrom eingemischt und so erneut dem Absetzvorgang unterworfen. Bei den Modellversuchen ist dieser Vorgang durch die fast kugelförmigen, relativ großen (wenn auch leichten) und nicht kohäsiven Sedimentpartikel vermutlich ausgeprägter als bei realem Abwassersediment, welches feiner ist und zu Flocken neigt. Eine direkte Beobachtung war im Modell nicht möglich, da die Waben nur am oberen Ende eingesehen werden konnten. Ein Schnittmodell in einer Glasrinne, bei der man auch das untere Ende der Waben sehen kann, könnte den Effekt verdeutlichen, konnte aber im Rahmen des Projektes nicht erstellt werden.

Leider kann der Abrutschvorgang im Rahmen des vorliegenden Projektes nicht eingehender auf theoretische und/oder experimentelle Art untersucht werden. Die angegebenen Wirkungsgradkurven enthalten diesen Effekt daher summarisch.

Ein noch weiteres Aufgliedern der beobachteten Wirkungsgradkurven, etwa ein Auseinanderdividieren des Effektes der Wanne und der Waben, wurde zwar versucht, lieferte aber keine weiteren Erkenntnisse und ist deshalb hier nicht wiedergegeben.

2.3.4.4 Fraktionierte Auswertung der Abscheidewirkungsgrade

Bei einigen Versuchen wurde direkt die Sinkgeschwindigkeitsverteilung von Sedimentproben aus dem Abgesetzten und dem Überlauf bestimmt. Ein Beispiel ist in Abbildung 27 angegeben. Das Gesamtsediment ergibt sich rechnerisch durch Addition der einzelnen Fraktionen. Man kann deutlich die auftretenden Klassierungseffekte sehen: das Abgesetzte der beiden Versuche hat eine höhere mittlere Sinkgeschwindigkeit und zeigt nach rechts verschobene Kurven.

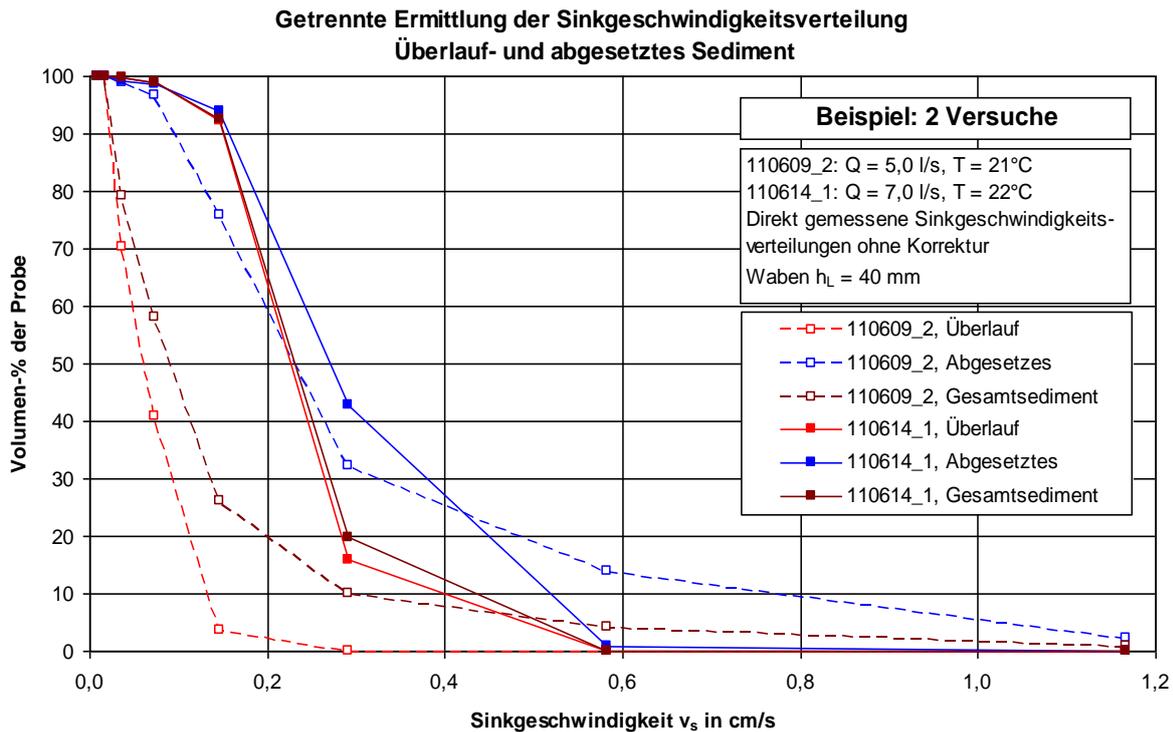


Abbildung 27: Beispiel für getrennte Ermittlung der Sinkgeschwindigkeitsverteilung aus Überlauf und Abgesetztem

Es liegt nun nahe, zu versuchen, die damit bestimmbaren Sinkgeschwindigkeitsfraktionen (Sedimentanteile im Abgesetzten und im Überlauf mit gleicher mittlerer Sinkgeschwindigkeit v_s) zueinander in Relation zu setzen. Es ist so möglich, für jede Fraktion (z.B. $v_s = 0,4 \dots 0,5$ cm/s) aus den jeweiligen Volumina im Abgesetzten und im Überlauf einen Wirkungsgrad anzugeben. Material mit größerem v_s wird natürlich besser abgetrennt als solches mit kleinem v_s . Da die Sinkgeschwindigkeit direkt gemessen wurde, ist hier keine Korrektur erforderlich. Da Q und damit q_A für jeden Versuch konstant ist, erhält man für jede Fraktion mit dem jeweiligen v_s einen Wert für q_A/v_s . Die Auftragung der ermittelten Fraktionswirkungsgrade kann dann wieder in der bekannten Weise $\eta = f(q_A/v_s)$ erfolgen. Die Geometriekenngrößen L/h_L werden zunächst nicht berücksichtigt.

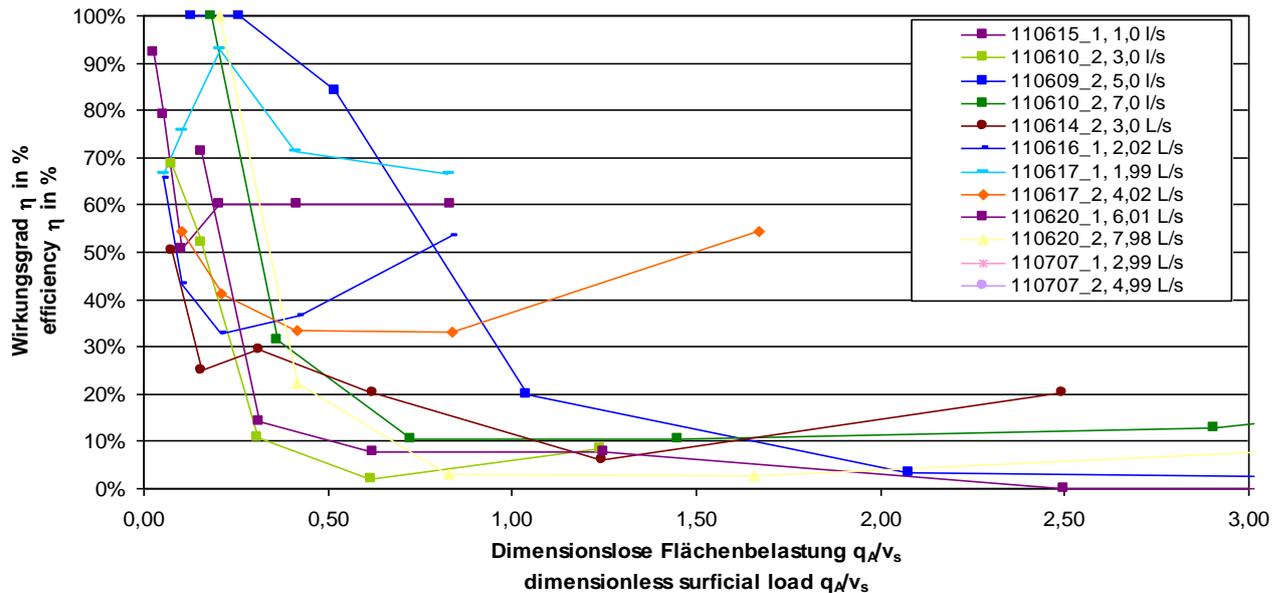


Abbildung 28: Beispiel für eine fraktionierte Berechnung der Wirkungsgrade, Versuche mit Süß- und Salzwasser, aber nur mit $h_L = 40$ mm Wabenhöhe

Zwar kann man aus Abbildung 28 sehen, dass die Kurven $\eta = f(q_A/v_s)$ grundsätzlich und auch größenordnungsmäßig dem bereits bekannten Verlauf folgen (η wird mit zunehmendem q_A/v_s geringer, was hier aber durch die abnehmende Sinkgeschwindigkeit hervorgerufen wird). Es ist aber auch eine sehr starke Streuung der Datenpunkte zu erkennen – theoretisch müssten diese in einer einzigen Kurve zusammenfallen, da nur Versuche mit einem Wabentyp ($h_L = 40$ mm) berücksichtigt sind. Das „Knäuel“ ist in erster Linie auf starke experimentelle Streuungen und nur wenige vorhandene Stützstellen der ermittelten Sinkgeschwindigkeitsverteilungen zurückzuführen, aber auch auf das mathematisch gesehen differenzierende und damit aufrauende Verfahren. Insbesondere die bei einigen Versuchen wieder ansteigenden Wirkungsgrade bei großen q_A/v_s wirken störend. Sie sind auf Quotienten kleiner und daher nur ungenau bestimmbarer Probenvolumina zurückzuführen. Aufgrund dessen wird im Folgenden von dieser Auswertungsweise kein weiterer Gebrauch gemacht.

2.4 Vergleich mit Ergebnissen zu Wirkungsgraden von Schrägklärern aus der Literatur

Ogleich der Schrägklärer schon seit sehr langer Zeit bekannt ist, findet man in der Literatur erstaunlicherweise nur sehr wenige Quellen, in denen etwas über seine Abscheidewirkung angegeben ist. Auf die hier genannten Störeffekte, nämlich die beobachtete ungleichförmige Durchströmung, vor allem aber auch auf das Abrutschen des Sediments, wird nur selten eingegangen.

2.4.1 Vergleich mit der Theorie

Zunächst ist ein Vergleich der gemessenen Wirkungsgrade mit der Theorie nach Kap. 2.1.2 interessant, hier vor allem mit Gl. (7). Dies ist in Abbildung 29 gezeigt.

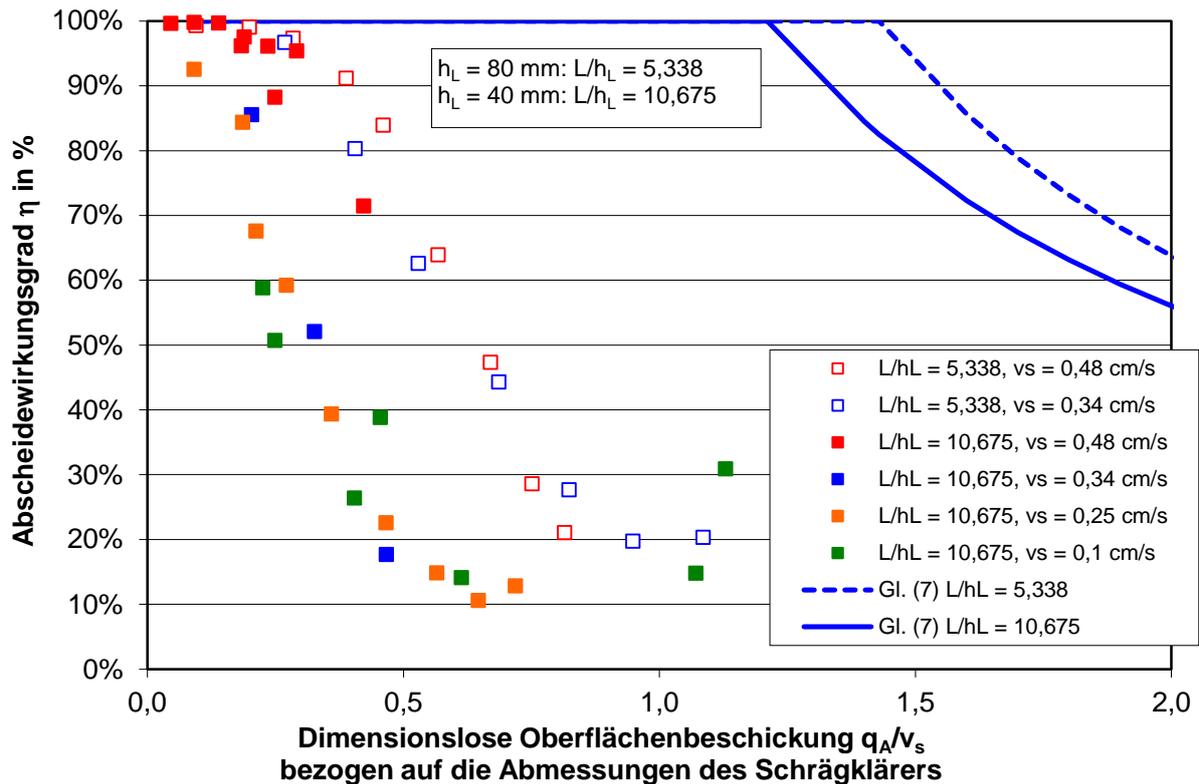


Abbildung 29: Vergleich der gemessenen Abscheidewirkungsgrade mit der Theorie Gl. (7) (blaue Kurve)

Wie bereits diskutiert, wird der Wirkungsgrad mit zunehmendem Durchfluss Q , also auch zunehmendem q_A/v_s , geringer. Zudem liegen die Kurven für unterschiedliche Wabengeometrie nicht übereinander (Kap. 2.3.4.3). Unerwartet ist nun jedoch, dass die ermittelten Wirkungsgrade immer deutlich geringer sind, als es der geometriekorrigierten Hazen-Theorie, Gl. (7), entspricht. Für Durchlaufbecken wurde diese grundsätzliche Beobachtung bereits in Kap. 2.1.2.1 angesprochen, jedoch ist die durch z.B. die Turbulenz bedingte Abweichung von der Hazen-Theorie lange nicht so groß wie hier beobachtet. Mögliche Erklärungen können folgende Effekte sein:

- Die Theorie setzt eine völlig gleichmäßige Durchströmung der Waben an. In Wirklichkeit werden aber einzelne Waben mit einer höheren Geschwindigkeit durchströmt als andere, bis hin zum möglichen (und gelegentlich beobachteten) Extremfall einer Rückströmung. Dieser Frage wurde von der Theorie her bereits in Kap. 2.1.2.2 nachgegangen. Die beobachtete sehr starke Abweichung von der Hazen-Kurve dürfte durch diesen Effekt jedoch nicht allein erklärbar sein, denn die Theorie besagt, dass die Geschwindigkeitsverteilung keine Auswirkungen auf den Wirkungsgrad habe. In der Praxis ergibt sich wohl eine Verringerung des Wirkungsgrades, diese wäre aber nur bei ausgedehnter Rückströmung derart groß. Eine derartige Rückströmung wäre aber in den Versuchen aufgefallen.
- Auch wenn es im Versuchsstand mangels Einsehbarkeit nicht beobachtet werden konnte, ist es sehr wahrscheinlich, dass in den Schrägklärerwaben abgesetztes Sediment während der Versuchslaufzeit nach unten rutscht, sodann aber in der Wanne unter den

Waben wieder in den Zustrom eingemischt wird und so erneut dem Absetzvorgang unterworfen wird. Das reduziert den Wirkungsgrad gravierend. Wir vermuten, dass dieser Effekt im Wesentlichen für die Beobachtung verantwortlich ist. Das Phänomen ist jedoch zu komplex, als dass wir es im Rahmen des vorliegenden Projektes mit weiteren theoretischen Ansätzen oder auch mit detaillierten Beobachtungen im halbtechnischen Modell näher hätten untersuchen können. Hier bestünde aber großes Verbesserungspotenzial für die Gestaltung von Gegenstrom-Schräglärern.

2.4.2 Vergleich mit dem Wirkungsgrad von Durchlaufbecken

Neben einem Theorievergleich liegt auch ein Vergleich der gemessenen Wirkung von Schräglärern mit derjenigen von Durchlaufbecken und Regenklärbecken, also konventionellen Sedimentationsanlagen, nahe. Solche Becken sind zwar weltweit in vielen tausend Exemplaren in Betrieb, wenn man jedoch Aussagen über ihre Abscheidewirkung sucht, ist die Trefferquote recht mager. Im Zuge des vorliegenden Forschungsprojekts kann keine umfassende Literaturstudie über das Verhalten dieser Anlagen vorgenommen werden, deshalb beschränkt sich dieses Kapitel auf wenige einschlägige Literaturangaben.

Die bekannteste Formel zur praktischen Bemessung von Sedimentationsanlagen stammt von **Fair und Geyer (1954)**, zitiert z.B. bei Stahre und Urbonas (1990). Sie ist Basis von Designempfehlungen der US-Umweltbehörde EPA:

$$\eta = 1 - \left(1 + \frac{1}{n} \cdot \frac{v_s}{q_A}\right)^{-n} \quad (24)$$

Es ist hier, wie auch in der Hazen-Theorie, $\eta = f(v_s/q_A)$, wobei der einzige Zusatzparameter n (dimensionslos) ein so genannter Kurzschlussfaktor der Absetzanlage ist, der zwischen 1 (schlechte Absetzbedingungen, z.B. Kurzschlussströmungen im Becken) über 3 (mittlere Bedingungen) bis 5 (sehr gute Bedingungen) variieren kann; für eine ideale Absetzablage wird n Unendlich.

Geiger, Hübner und Woldenberg (1998) und **Geiger et al. (2002)** haben umfangreiche Modelluntersuchungen an Durchlaufbecken, hydrodynamischen Abscheidern und an seitlich angeströmten Wehrbauwerken durchgeführt. Für Rechteckbecken ermittelten sie für stationäre Durchströmung einen Formelsatz zur Beschreibung des Abscheidewirkungsgrades. Die in ihrer Arbeit angegebene normierte Effektivität $E_{\text{Norm,FS}}$ ist gleich dem stationären Wirkungsgrad η , wenn es sich um ein Becken ohne Abzweigung eines Teilstromes handelt, wo der ganze Zustrom über den Klärüberlauf entweicht (im Gegensatz zu hydrodynamischen Abscheidern). Der Formelsatz nach Geiger et al. (1998) hat folgenden Aufbau:

$$\eta = 1 - 2 \left(\frac{v_s}{v_{s,750}}\right)^{1,86} \quad (25)$$

mit der Trennsinkgeschwindigkeit $v_{s,750} = 2,33 q_A$ (26)

bzw. „verkocht“: $\eta = 1 - 2 \left(\frac{q_A}{v_s}\right)^{-1,86}$ (27)

Auch nach dieser empirisch ermittelten Kurve ist der stationäre Abscheidewirkungsgrad η eines bestimmten Beckens nur von der dimensionslosen Oberflächenbeschickung q_A/v_s abhängig. Die Darstellung von Gl. (25) und (26) ist in Abbildung 30 gezeigt.

Die spätere Veröffentlichung Geiger et al. (2002) nennt etwas andere Koeffizienten, die in der „verkochten“ Form $\eta = f(v_s/q_A)$ die folgende Formel ergeben:

$$\eta = 1 - 2^{-0,388 \left(\frac{q_A}{v_s} \right)^{-1,65}} \quad (28)$$

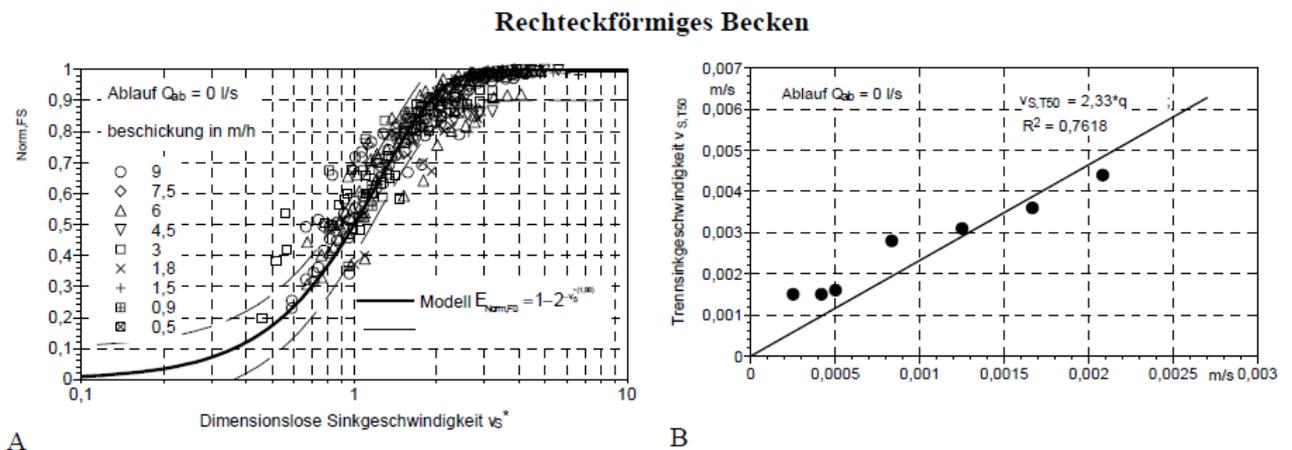


Abbildung 30: Ergebnisse von Geiger et al. (1998) zum stationären Abscheidewirkungsgrad von Durchlaufbecken.

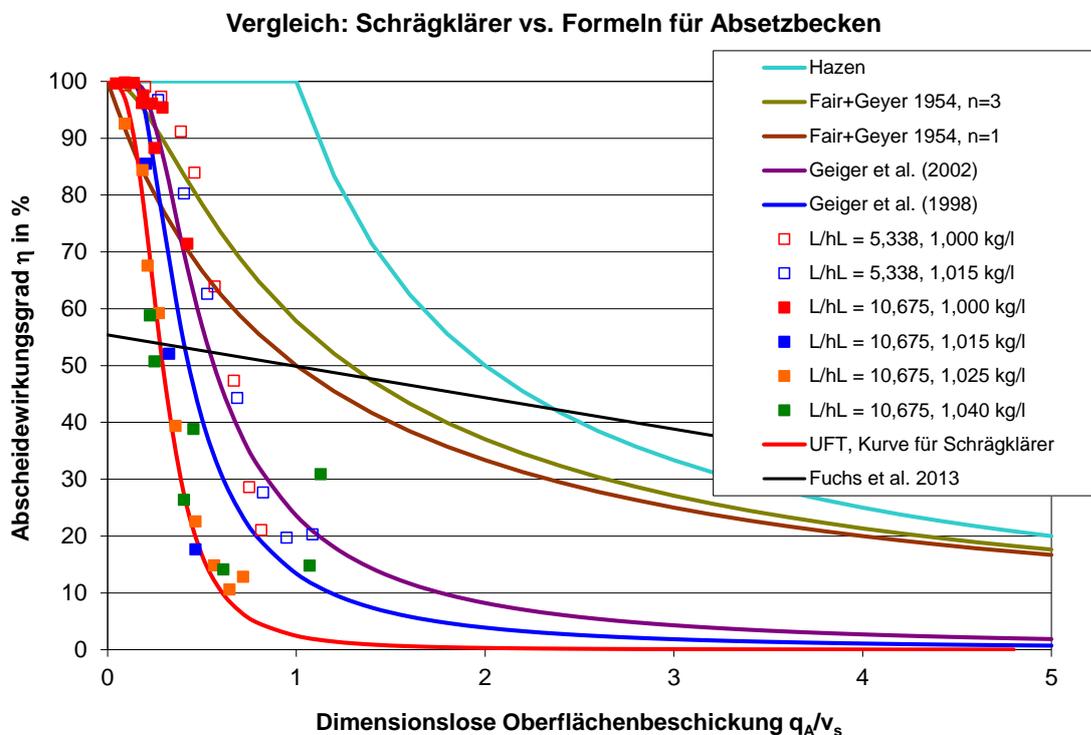


Abbildung 31: Vergleich der Messdaten der vorliegenden Versuche mit Formeln für Absetzbecken aus der Literatur

Fuchs et al. (2013) untersuchten im Projekt REFENI des Landes Nordrhein-Westfalen auch bei einer Anzahl von großtechnischen Regenklärbecken verschiedener Bauart den erreichbaren Wirkungsgrad in Abhängigkeit der mittleren Oberflächenbeschickung. Die dort zitierten Daten weisen jedoch eine sehr starke Streuung auf, so dass die dort angegebene Regressionslinie $\eta_B = -5,532 q_{A,mittel} + 55,407$ (in Abbildung 31 gleichfalls eingezeichnet) mit stärkeren Unsicherheiten behaftet ist. Auf diesen Vergleich soll daher nicht näher eingegangen werden.

Der Vergleich in Abbildung 31 stellt zunächst dar, dass die zitierten „Becken-Kurven“ weit von der idealisierten Hazen-Theorie entfernt sind, gleichzeitig aber auch untereinander – aus Gründen, die hier nicht näher ermittelt werden können – um mehrere 100 % im Wirkungsgrad abweichen.

Sodann wird aber auch klar, dass die gemessenen Abscheidewirkungsgrade des Gegenstrom-Schräglärers bei gleicher Oberflächenbeschickung aus der vorliegenden Untersuchung in der Tendenz noch deutlich geringer sind als dies durch die genannten Formeln wiedergegeben wird. Offenbar spielen die bereits genannten Gründe, vor allem das Abrutschen des Sedimentes, für die Beobachtung in den Modellversuchen eine sehr gewichtige Rolle. Ein Modell-Schräglärer mit z.B. 10 m² Absetzfläche mit abrutschendem Sediment hätte also bei gleichem Durchfluss rechnerisch einen schlechteren Wirkungsgrad als ein Absetzbecken mit derselben 10 m² Grundfläche, in dem das Sediment liegen bleibt. Natürlich ist ein solcher Vergleich theoretisch, weil man in diesem Absetzbecken natürlich einen „engwabigen“ Schräglärer mit sehr viel größerer Sedimentationsfläche einbauen kann, dessen Oberflächenbeschickung viel geringer als die des Absetzbeckens ist und damit der Wirkungsgrad besser.

2.4.3 Vergleich mit großtechnischen Untersuchungen anderer Autoren an Schräglärern

Es gibt eine Reihe von großtechnischen Untersuchungen zum Einsatz von Schräglärern in der Stadtentwässerung, bei denen in der Regel so vorgegangen wurde, dass über die Auswertung von Mischproben Ereigniswirkungsgrade bestimmt wurden, hinzu kommen Angaben über die Sedimenteigenschaften. Wegen dieser zwangsläufig unterschiedlichen Vorgehensweise – eine Wirkungsgradbestimmung bei stationärem, konstantem Zufluss ist bei großtechnischen Anlagen zumeist nicht möglich – ist ein Vergleich mit den vorliegenden halotechnischen Ergebnissen schwierig.

Fuchs und Mayer (2011a,b,c) haben an drei Gegenstrom-Schrägläreranlagen, nämlich dem RKB Pforzheim-Klingklamm (Trennsystem) und den beiden RÜB Brühl und Göbrichen (Mischsystem) Versuche zur Bestimmung des Wirkungsgrades durchgeführt. Dort wurden mit großvolumigen Feststoffsammlern volumenproportional Ereignismischproben gezogen und auf ereignismittelte AFS-Konzentrationen am Zulauf und am Überlauf der Schräglärer hin ausgewertet. So erhalten die Autoren Ereigniswirkungsgrade in der Größenordnung von 8–70 % in Pforzheim und 26–89 % in Brühl und Göbrichen, wobei im Mischsystem auch die Speicherung im Becken zum Feststoffrückhalt beiträgt und nur schwierig „herauszudividieren“ ist.

Die Autoren geben keine Ereignisganglinien an, sondern nur die mittlere und maximale Oberflächenbeschickung während des Ereignisses sowie das „verarbeitete“ Volumen und die gemessenen mittleren Konzentrationen. Ein direkter Zusammenhang $\eta = f(q_A/v_s)$ lässt sich daraus „rückwärts“ nicht ableiten. Fuchs et al. haben allerdings die v_s -Verteilungen gemessen.

Ein Vergleich mit den Daten zum stationären Wirkungsgrad der vorliegenden Studie wäre mit einigem Aufwand und mit zahlreichen zusätzlichen Annahmen möglich, schlug aber fehl und ist daher hier nicht im Detail dokumentiert. Die gemessenen Ereigniswirkungsgrade wurden rechnerisch bei weitem nicht erreicht. Gründe hierfür können sein:

- Ungenügende Wiedergabe der Abflussdynamik, zu starkes Betonen der Abflussspitzen
- In der Großausführung und mit echtem Schlamm könnte der Wirkungsgrad der Schrägklärerlamellen tatsächlich besser als in den Modellversuchen mit Kunststoffsediment sein (z.B. durch einen geringer ausgeprägten Abrutscheffekt)
- Die von Fuchs et al. ermittelte Sinkgeschwindigkeitsverteilung könnte andererseits auch tendenzmäßig zu „pessimistisch“ sein, also zu schlecht absetzbares Sediment anzeigen, bedingt durch die Probenahmemethodik⁵.

Boogaard et al. (2010) berichten über Untersuchungen an einem Kreuzstromabscheider im Trennsystem in Arnhem (Niederlande), der gleichfalls beprobt wurde und Ereigniswirkungsgrade von 34 % für Suspended Solids zeigte. Die Anlagen werden mit sehr geringen Oberflächenbeschickungen betrieben (erwähnt werden max. 1 m/h) und haben sehr kleine Lamellenabstände ($1/2'' = 12,7$ mm). Den Autoren zu Folge gibt es in den Niederlanden bereits Hunderte solcher Schrägklärer.

An der Universität Delft wurden aber auch Modellversuche durchgeführt. Die Autoren geben hierfür stationäre Wirkungsgradkurven an. In Abbildung 33 sind diese mit den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchung verglichen. Dazu wurden die Daten aus Abbildung 34 eingezeichnet, wobei lediglich auf der Abszisse der Kehrwert v_s/q_a anstelle von q_a/v_s aufgetragen ist.

Der in Delft getestete Abscheider ist ein kommerzieller Kreuzstromabscheider⁶ mit sehr engem Lamellenabstand von $1/2'' = 12,7$ mm. In der dimensionslosen Darstellung lassen sich die dort ermittelten stationären Wirkungsgrade aber dennoch mit denjenigen für einen Gegenstromklärer aus der vorliegenden Untersuchung vergleichen. Offenbar gehören die diversen Punkte einer Schar zu jeweils einem festen Durchfluss, aber unterschiedlichen Kornfraktionen des dort verwendeten Quarzmehls mit wechselndem v_s , während in den vorliegenden Versuchen für jede Schar Q variiert und $v_s = \text{const.}$ angesetzt wurde.

⁵ Fuchs und Mayer (2011) haben die Sinkgeschwindigkeitsverteilung in der Art ermittelt, dass in kurzer Zeit einige 100 l Regenabfluss in ein Fass gepumpt wurden und anschließend aus diesem Fass mit einer kleinen Pumpe in definierten Zeitpunkten Teilproben gezogen wurden. Die Saugstelle befand sich in bekannter Tiefenlage. Durch das Absetzen der Sedimentfraktionen im Fass sinkt sukzessive die AFS-Konzentration, wobei aus der gemessenen Gesamtkonzentration in den Proben und dem Zeitpunkt, zu dem diese Proben gezogen wurden, die Sinkgeschwindigkeitsverteilung bestimmt werden kann.

Allerdings setzt diese Methode ruhendes Fluid im Fass voraus. Wenn dort auch nur geringe Konvektionsströmungen oder noch Turbulenz vom Füllvorgang herrschen, tritt ein Aufmischen ein. Dadurch könnte schlechter absetzbares Sediment, mithin eine geringere Sinkgeschwindigkeit, vorgetäuscht werden.

⁶ Bei Boogaard et al. (2010) ist das Fabrikat nicht erwähnt. Im Internet findet man jedoch Hinweise auf einen Koaleszenzplattenabscheider MPak der Firma Peco Facet. Das sind aufeinandergestapelte, dachartige und unter 45° geneigte Wellplatten, die in verschiedenen Abständen ($3/4''$, $1/2''$, $1/4''$) erhältlich sind. Öffnungen in den Tälern gestatten das Abrutschen des Schlammes, solche in den „Berggipfeln“ auch das Aufsteigen gesammelter Leichtflüssigkeitstropfen. Details über das Betriebsverhalten, etwa das erforderliche Abreinigen, sind bei Boogaard et al. (2010) nicht erwähnt.

Quelle: <http://www.pecofacet.com/Products/WaterTreatment/MPakCoalescingPlates.aspx>, besucht am 24.04.2013



Abbildung 32: Koaleszenzplattenabscheider MPak der Firma Peco Facet

Quelle: <http://www.pecofacet.com/Products/WaterTreatment/MPakCoalescingPlates.aspx>, besucht am 24.04.2013

Boogaard et al. haben außer ihren Messdaten auch theoretisch postulierte Kurven zum stationären Wirkungsgrad eingetragen, jedoch sind diese in ihrem Papier nicht genauer beschrieben. Die rote Kurve in Abbildung 33 – in der Terminologie des Papiers als $R=vs/so$ bezeichnet – ist jedoch offenbar die Hazen-Kurve gemäß Gl. (1). Es fällt auch bei den niederländischen Messdaten auf, dass der tatsächlich erreichbare Wirkungsgrad weitaus geringer ist als die Theorie vorhersagt. Boogaard et al. erwähnen als mögliche Gründe gleichfalls die ungleichförmige Durchströmung und – auch bei ihrem Kreuzstromabscheider – ein Wiedereinmischen abrutschenden Sedimentes.

Warum die Punktescharen der Messwerte der vorliegenden Studie nicht übereinander liegen, wurde bereits in Kap. 2.3.4 diskutiert. Auch die niederländischen Messpunktescharen sind nicht deckungsgleich und streuen mit dem Durchfluss, was auch dort auf Einflüsse des Behälters und seiner Durchströmung hindeutet. Versuche mit unterschiedlichen Lamellenhöhen ($3/4''$, $1/2''$, $1/4''$) und auch mit unterschiedlicher Anzahl der Schrägklärereinheiten wurden zwar ausgeführt, sind aber bei Boogaard et al. (2010) nicht im Detail dokumentiert.

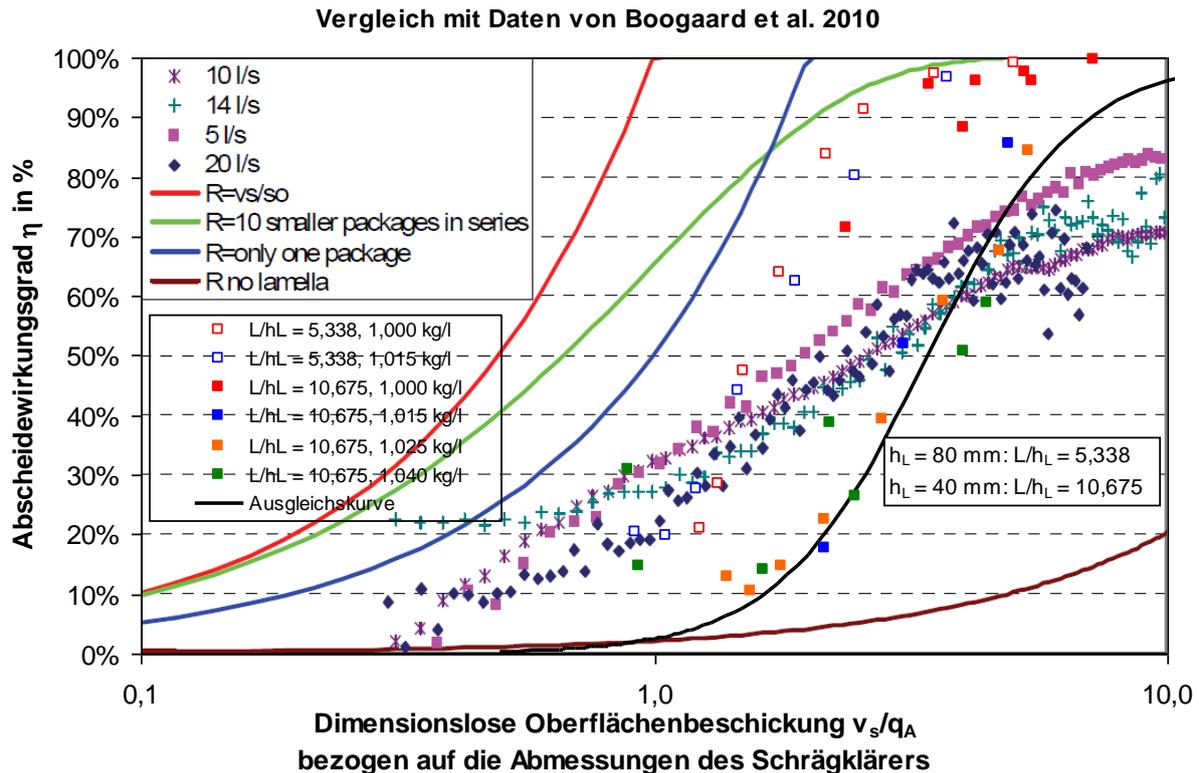


Abbildung 33: Vergleich der eigenen Ergebnisse mit Laborversuchsdaten zum stationären Wirkungsgrad eines Schrägklärers nach Boogaard et al. (2010)

Auffällig ist es, dass die niederländischen Scharen von Messdatenpunkten deutlich flacher verlaufen als die vorliegenden Modelluntersuchungen. Bei $v_s/q_a \approx 5$ liefern die niederländischen und die eigenen Messungen ungefähr gleich große Wirkungsgrade von etwa 60 %. Bei größeren v_s/q_a – also besser absetzbarem Sediment oder aber schwächerer Durchströmung – zeigen die niederländischen Messungen überraschend geringe Wirkungsgrade, die 80 % nicht übersteigen. Die eigenen Messungen zeigen dort Wirkungsgrade von 90-100 %. Umgekehrt ist es bei geringen v_s/q_a , bei denen die eigenen Messungen an Gegenstromabscheidern geringere η als bei den Kreuzstromabscheidern ergeben. Warum dies so ist, ist spekulativ. Denkbar ist, dass die eigenen Versuche mit relativ großen, fast kugeligen und daher sehr leicht abrutschendem Kunststoffsediment und steil gestellten Abscheiderwaben stark darunter leiden, dass sich Sediment wieder einmisch. Die Quarzmehl-Feinfraktionen der Delfter Versuche zeigen das möglicherweise in geringerem Maß; Indizien dafür wären der flachere Plattenwinkel (45° statt 60°) und die generell geringere Empfindlichkeit der Kreuzstrombauart gegen Wiedereinmischen abrutschenden Sediments.

Daligault et al. (1999) beschreiben Feldmessungen der Abscheidewirkungsgrade an zwei französischen Regenklärbecken im Trennsystem mit Kreuzstromklärern (Anlage Brunoy: ohne Dauerstau, Separepur-Aluminiumplatten, Abstand 19,2 mm, Oberflächenbeschickung nominal 4,8 m/h @ 210 l/s; Anlage Vigneux: PVC-Wabenkonstruktion, Saint Dizier, 7,2 m/h @ 560 l/s). Ähnlich wie bei Fuchs et al. werden auch hier Ereigniswirkungsgrade bestimmt, die bei beiden Anlagen stark streuen und im Mittel 54 % (Brunoy) bzw. 30 % (Vigneux) betragen. Grobe Angaben über die Sinkgeschwindigkeitsverteilung des Sediments liegen vor. Auch hier ist aber ein Vergleich der Ergebnisse mit denjenigen der vorliegenden Studie nicht

möglich, insbesondere weil auch die Regenerieignisse nicht beschrieben sind und ein Teil der Wirkung durch die Speicherung im Bauwerk ohne Dauerstau erreicht wird.

Ngu et al. (2012) haben Untersuchungen an einem runden, von innen nach außen radial durchströmten Koaleszenz-Plattenseparator zur Öl- und Feststoffabtrennung durchgeführt. Da jedoch keine genaueren Angaben über die Eigenschaften des verwendeten Sediments, ein Schluffgemisch, gemacht werden und auch die Geometrie des Plattenseparators (ein Kreuzstromabscheider) nur ungenau beschrieben ist, ist ein Vergleich der von diesen Autoren angegebenen Kurven der Überlaufkonzentration als Funktion des Durchflusses mit den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchung nicht möglich.

Cata Saady (2012) berichtet von Absetzttests und einem Vergleich mit dem gemessenen Absetzverhalten von Sedimenten aus rohem Flusswasser in einem Gegenstrom-Schräglklärer. Neben Versuchen mit Flockungsmitteln, die hier weniger interessieren, gibt es auch einige Kurven zum Absetzverhalten ohne Chemikalien und dazu die Verteilung des effektiven Partikeldurchmessers. Grundsätzlich lassen sich daraus zwar Aussagen über den stationären Wirkungsgrad eines Schräglklärers herleiten. Für einen Vergleich mit den vorliegenden eigenen Ergebnissen wären jedoch zahlreiche zusätzliche Annahmen erforderlich, so dass ein solcher Vergleich wenig Aussagekraft besäße.

2.5 Versuch der Festlegung einer Wirkungsgradkurve für ein Bemessungsverfahren für den Schräglklärer

Für ein künftiges Bemessungsverfahren für Schräglklärer wird eine Kurve des Wirkungsgrades in Abhängigkeit der Oberflächenbeschickung benötigt. Dazu wird eine Darstellung $\eta = f(q_A/v_s)$ gewählt, um eine Übertragbarkeit auf andere Schräglklärerabmessungen und Durchflüsse zu ermöglichen. Zunächst soll dazu von den beiden wichtigen Hypothesen ausgegangen werden, dass sich „echtes“ Abwassersediment ebenso verhält wie das in den Modelluntersuchungen verwendete rollige Kunststoffmaterial und dass außerdem das Sedimentverhalten durch die Angabe einer Sinkgeschwindigkeit eindeutig beschrieben ist.

Dazu werden die Daten so, wie sie gemessen wurden, verwendet, also bewusst der kombinierte Wirkungsgrad aus Schräglklärer und Wanne. Es wird nun jedoch eine „pessimistische“ Kurve angesetzt, die aber für alle Schräglklärergrößen gültig definiert wird – hier folgt diese den „schlechteren“ Messpunkten für $h_L = 40$ mm Wabenabstand. Die Begründung ist: Auch in Wirklichkeit stecken die Schräglklärer in einem Behälter, der selbst einen Wirkungsgrad hat. Solange die Grundanordnung ein kleiner und mit Schräglklärern fast ganz gefüllter Behälter ist, ist zu erwarten, dass das Verhalten in der Großausführung ähnlich wie in den vorliegenden Versuchen sein wird, und zwar einschließlich störender Effekte wie dem Abrutschen. Es lässt sich nicht sagen, ob das in der Großausführung mit flockigem Sediment tatsächlich schwächer ausgeprägt ist als in den Modellversuchen. Die resultierende Kurve ist in Abbildung 34 eingezeichnet. Sie ergibt sich aus der Formel:

$$\eta = \frac{1}{40 \left(\frac{q_A}{v_s} \right)^3 + 1} \quad (29)$$

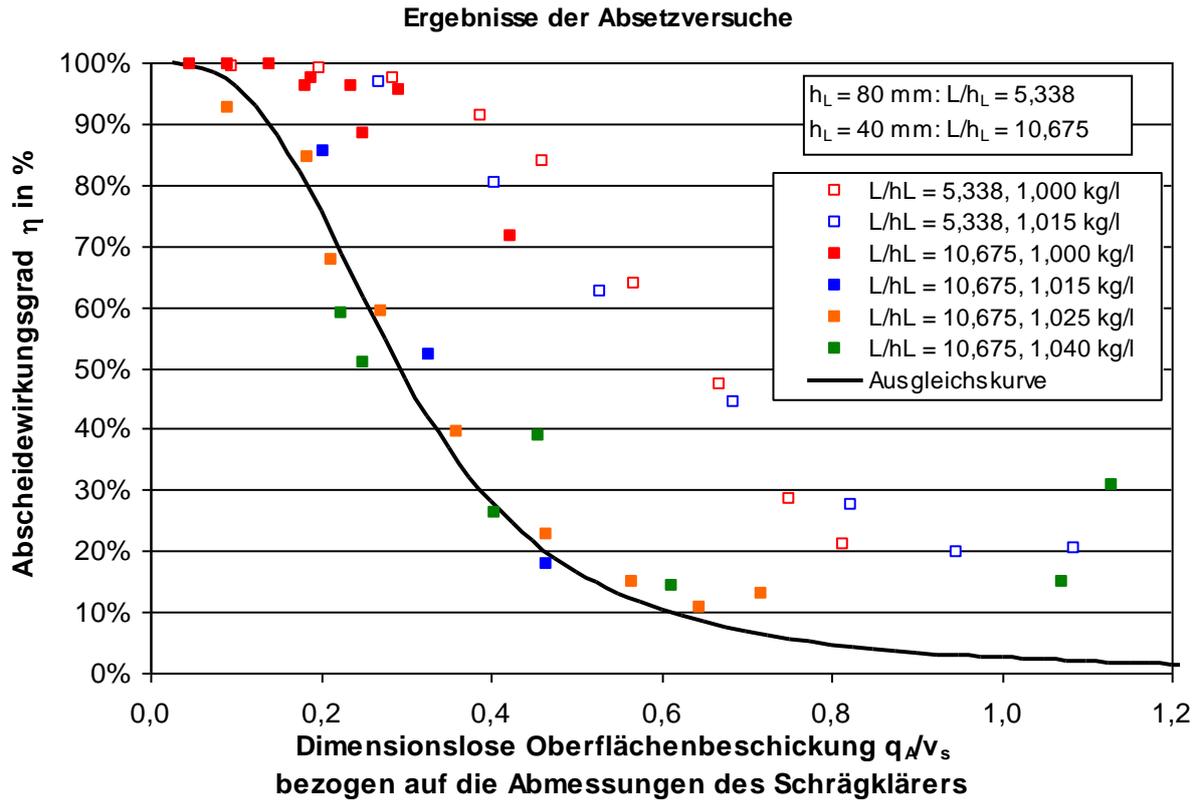


Abbildung 34: Kurve des Wirkungsgrades eines Schrägklärers zum Zwecke der Bemessung

2.6 Gleichmäßigkeit der Durchströmung der Wabepakete

Die Gleichmäßigkeit der Durchströmung der Wabepakete beeinflusst den erreichbaren Abscheidewirkungsgrad sehr signifikant, denn wenn die Strömung dreidimensional nur durch wenige Waben nach oben strömt und in anderen Stagnation herrscht, sind ja nur die durchströmten Waben abscheidewirksam. Im Extremfall kann sogar Rückströmung durch einige Waben eintreten, wodurch die Strömungsgeschwindigkeit in den nach oben durchströmten Waben erhöht und die summarische Abscheiderwirkung noch weiter herabgesetzt wird. Theoretisch wurde dies bereits in Kap. 2.1.2.2 untersucht.

In Ermangelung eines empfindlichen und gleichzeitig hinreichend kleinen Geschwindigkeitsmessgerätes, mit dem man die Strömungsgeschwindigkeit in einzelnen Waben, ohne diese zu sehr zu stören, direkt messen könnte, konnte die Frage nach einer gleichmäßigen Durchströmung nur recht grob untersucht werden, nämlich durch qualitative Beobachtung. Als recht empfindlicher Tracer dienen dabei die direkt in der Strömung driftenden und teilweise eben auch nach oben aus den Schrägklärerwaben ausgetragenen Kunststoff-Sedimentkörner. Unterstützend kam rote Eosinlösung zum Einsatz. Versuche mit an die Wabenränder geklebten farbigen Fäden scheiterten, weil selbst dünne Nähseide zu steif ist, um den geringen Strömungsgeschwindigkeiten zu folgen. Ein numerisches Nachrechnen des Versuchsstandes wurde wegen des großen Aufwandes nicht durchgeführt.

Beim ersten durchgeführten Versuch 110303_1 war über den Waben ein Lochblech angebracht. In Abbildung 23 ist zu sehen, dass dieses einen deutlich besseren Abscheidewirkungsgrad ergeben hat. Bei diesem Versuch wurde auch eine relativ gleichmäßige Durchströmung der Wabepakete beobachtet. Bei den weiteren Versuchen wurde dieses Lochblech jedoch entfernt, weil es in der Praxis durch die Verlegungsgefahr unzweckmäßig wäre.

Die beobachtete Durchströmung der Waben war dadurch bei den Versuchen der ersten Serie mit zwei seitlichen Ablaufrinnen (110304_1 bis 110520_3) aber sehr viel ungleichförmiger. Die Beobachtungen wurden analog zu Abbildung 35 notiert.

Ablaufrinne								
++	+	++	++	++	++	++	+++	+++
+	0	+	0	0	-	-	+	+
0	+	-	0	-	0	-	-	0
++	+	++	++	+++	+++	+++	+++	+++
Ablaufrinne								

→
 ← Beobachtete Aufströmung in den Lamellen (qualitativ):
 + = Aufströmung
 0 = Stagnation
 - = Abströmung
 →

Abbildung 35: Beobachtete ungleichförmige Durchströmung der Schrägklärerpakete (Draufsicht) bei den Versuchen der ersten Serie mit zwei seitlichen Ablaufrinnen

Die in Abbildung 35 gezeigte typische Verteilung wich bei verschiedenen Durchflüssen nur unwesentlich ab. Man kann folgendes Verhalten erkennen:

- In erster Näherung symmetrisches Verhalten zur Achse der Versuchsanordnung, in der auch das Zulaufrohr einmündet
- Stärkere Aufwärtsdurchströmung in unmittelbarer Nähe der beiden seitlichen Überlaufkanten, in der Nähe der Symmetrieachse jedoch leichte Abwärtsdurchströmung
- Eine im Versuch 110304_1 auch zu beobachtende Längswalze – also Aufströmung an der dem Einlauf gegenüberliegenden Seite, in Abbildung 35 links, und Abströmung rechts – konnte ab dem Versuch 110309_1 durch Einbau von insgesamt 8 Trennwänden unterbunden werden, durch welche die drei Wabenpakete in insgesamt 9 Abschnitte unterteilt werden, vgl. Abbildung 14. Die Trennwände ragen von der Oberkante des Wabenpaketes über den Wasserspiegel hinaus und bewirken so, dass in einem Wabenabschnitt hochquellendes Wasser auch nur dort über die seitlichen Wehre abströmen kann. Ein Längsaustausch von Wasser im Wasserpolster über den Waben wird dadurch verhindert.

Nach dem Umbau wies der Versuchsstand ab Versuch 110531_1 sechs quer verlaufende Rinnen mit Zahnschwellen auf. Diese wurden sehr genau einnivelliert, um überall gleiche Schwellenbelastungen in $l/(s \cdot m)$ zu erhalten. Zahnschwellen sind bezüglich der Justiergenauigkeit deutlich weniger empfindlich als gerade scharfkantige Schwellen, da bei Letzteren durch die Wirkung der Oberflächenspannung bei den extrem kleinen Überfallhöhen minimale Höhenunterschiede bereits zu großen Unterschieden in der Schwellenbelastung führen würden. Dadurch gelang es, rein optisch eine praktisch gleichförmige Durchströmung der

Wabepakete zu erreichen; diese wurde allerdings nicht gesondert dokumentiert. Das wird unmittelbar an den größeren erreichbaren Abscheidewirkungsgraden im Vergleich zur Anordnung mit zwei lateralen Rinnen (bei sonst gleichen Parametern) deutlich und wurde bereits in Abbildung 23 gezeigt.

Auch bei den Versuchen ab 110714_1 mit $h_L = 80$ mm Wabenhöhe wurde optisch kein abweichendes Strömungsverhalten und gleichmäßige Durchströmung beobachtet.

Als Ergebnis kann für die praktische Anwendung von Schrägklärern herausgestellt werden, dass eine gleichmäßige Durchströmung von ausschlaggebender Wichtigkeit ist. Das erfordert einen beträchtlichen konstruktiven Aufwand beim Ableitungssystem, der bei größeren Schrägkläreranordnungen nicht zu unterschätzen ist. Es werden wegen der geringeren Empfindlichkeit der Höhenjustage offene Rinnen mit Zackenschwellen vorgeschlagen, die in möglichst geringem Abstand über dem gesamten Wabepaket verlaufen und so verteilt sind, dass jede Rinne einen gleich großen Wabenanteil „bedient“. Zwei seitliche Längsrinnen allein oder eine einzelne mittige Längsrinne sind nicht ausreichend, weil dabei eine signifikante Walzenbildung im Wabepaket zu erwarten ist.

3 Ermittlung des Feststoffrückhalts einer Schrägklärer-Pilotanlage

von Mike Kemper und Stephan Fuchs

Für die Bemessung und den Einsatz von Schrägklärern im Mischsystem liegen bisher nur wenige Erfahrungen aus der Praxis vor. Die großtechnischen Versuche wurden durchgeführt, um bestehende Wissenslücken hinsichtlich Bemessung, konstruktiver Gestaltung, Betrieb und Sedimentationsleistung zu schließen. Durch Untersuchungen an Großanlagen kann das nur unzureichend gelingen. Daher wurde eine mobile Pilotanlage in einem Container konzipiert. Vorteil an dieser Konzeption ist, dass ein Standortwechsel möglich ist.

Es wurden grundlegende hydraulische Untersuchungen zur Gleichmäßigkeit der Durchströmung durchgeführt. Diese Untersuchungen wurden mit Frischwasser an der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) in Karlsruhe durchgeführt.

Anschließend wurden Versuche mit realem Mischwasser durchgeführt, um die Sedimentationswirksamkeit der Anlage zu ermitteln. Ein weiterer Vorteil dieser Anlage mit Schrägklärerelementen im Originalmaßstab, liegt darin, dass weitgehend unabhängig vom Überlaufgeschehen beliebig viele „Regenereignisse“ unterschiedlichster Charakteristik untersucht werden können. Die Kontrolle der Zuflusssituation erlaubt es darüber hinaus unterschiedliche Belastungssituationen in einem kurzen Zeitraum abzubilden.

3.1 Konzeption der Pilotanlage

Zum Aufbau der Anlage diente ein handelsüblicher Abrollcontainer mit einem Basisvolumen von 40 m³. In den Container wurde eine Trennwand eingezogen, sodass neben der Sedimentationskammer auch ein Bereich für die Messtechnik entstanden ist.

In die Sedimentationskammer wurden Schrägklärerelemente im Maßstab 1:1 eingebaut, sodass keine Maßstabsverzerrung vorgelegen hat. Anders als bei den halbtechnischen Versuchen wurden bei der Pilotanlage Lamellen aus ebenen Platten verwendet. Hintergrund für diese Entscheidung war, dass im Einsatzbereich Mischwasserbehandlung mit stärkeren Verschmutzungen zu rechnen war und Lamellen gegenüber Waben mit geringerem Aufwand gereinigt werden können.

Die Beschickung der Anlage erfolgt über eine Tauchpumpe. Der Zufluss wird über einen MID reguliert, der per Frequenzumrichter die Pumpendrehzahl regelt. Zur Abreinigung der Platenelemente verfügt die Anlage über eine hydraulische Schwenkvorrichtung, die zum Ende eines Regenereignisses die Platten bei eingestauter Kammer hin und her bewegt. Dieser Mechanismus soll ein Abrutschen von abgelagerten Sedimenten begünstigen. Der Schlamm auf der Sohle wird nach der Entleerung der Sedimentationskammer über eine Spülkippe gereinigt und über eine Entleerungsleitung aus dem Spülsumpf abgezogen (Abbildung 36).

Über den Schrägklärern wurde ein Ablaufrinnensystem mit 10 einzeln justierbaren Rinnen mit Zackenschwellen installiert. In den Untersuchungen von Fuchs et al. 2012 hat sich diese Konzeption der Ablaufgestaltung als sinnvoll erwiesen.

Angaben zur Geometrie und Bemessung der Anlage sind in Tabelle 3 zusammengefasst. Die Anlage hat eine Grundfläche von ca. 12 m² und die effektive Absetzfläche der Lamellen beträgt 21,45 m². Der maximale Zufluss beträgt ca. 40 l/s.

Tabelle 3: Bemessung der Sedimentationskammer

Länge * Breite * Höhe:	5 m * 2,30 m * 1,95 m
Volumen der Kammer:	21,2 m ³
Lamellen:	50 ebene Platten, angeordnet in 2 Straßen mit je 25 Platten, à 874 x 982 mm Fläche (Material: Polycarbonat)
Plattenabstand:	80 mm
Aufstellwinkel:	60°
Effektive Absetzfläche (A _{eff}):	21,45 m ² $A_{\text{eff}} = L * B * \cos \theta * \text{Anzahl Platten}$
Ausbauzufluss	144 m ³ /h (40 l/s)
Oberflächenbeschickung (q _A)	6,7 m/h $q_A = Q / A_{\text{eff}}$
Abreinigung der Platten:	Schwenkbewegung unter Wasser (Hydraulikantrieb)
Entleerung:	Entleerungsschieber
Reinigung der Containersohle	Spülkippe

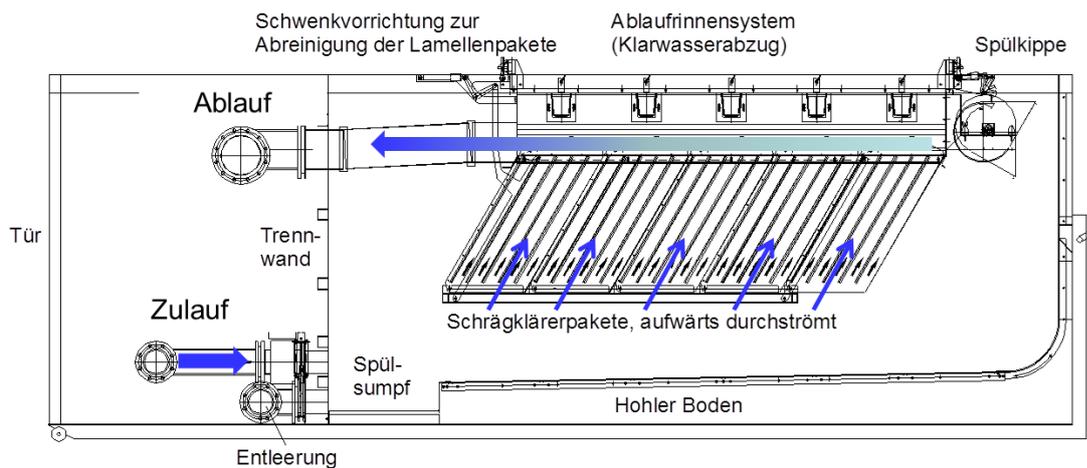


Abbildung 36: Längsschnitt der Pilotanlage (Quelle: UFT 2012)

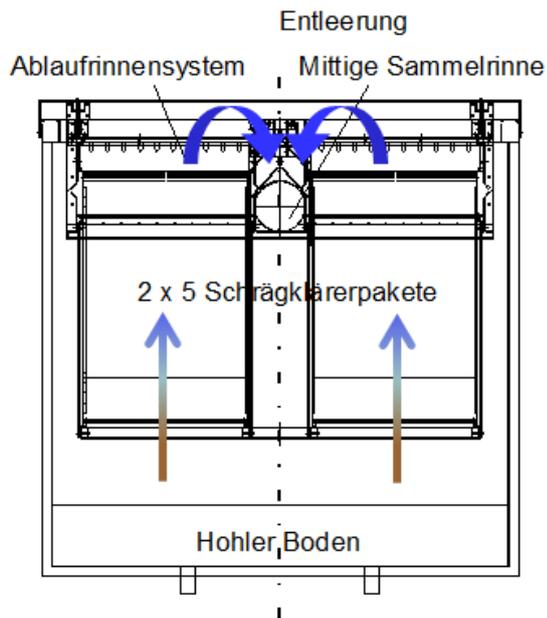


Abbildung 37: Querschnitt der Pilotanlage (Quelle: UFT 2012)

Im Folgenden werden die Komponenten der Anlage entsprechend des Fließweges beschrieben:

- Zustrom / Einlaufsituation

Der Zulauf der Anlage ist als DN 150-Rohr ausgebildet. Der Durchfluss wird über einen Schieber reguliert und mit einem MID gesteuert. Der maximale Durchfluss beträgt ca. 40 l/s.

- Plattenabscheider (Ausrichtung, Neigung, Länge, Anzahl)

Der gesamte Durchfluss muss in einer aufwärtsgerichteten Zwangsströmung den Zwischenraum der Platten durchströmen, um über den Klarwasserabzug abzufließen. Die Lamellen wurden auf zwei Seiten angeordnet. Es wurden jeweils 25 Polycarbonat-Platten (0,87 m · 0,98 m) hintereinander verbaut (Abbildung 38).

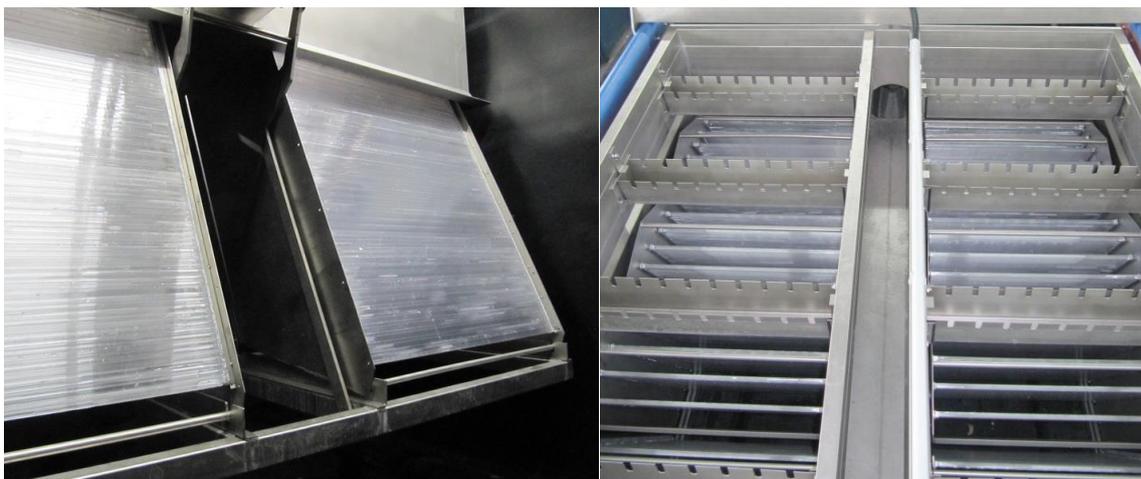


Abbildung 38: Lamellenabscheider und Rinnensystem des Klarwasserabzugs

- Klarwasserabzug / Abfluss

Der Klarwasserabzug erfolgt über ein Rinnensystem, das beidseitig über den Lamellen angeordnet ist. Über jedem Lamellenpaket (bestehend aus 5 Platten) ist eine Abzugsrinne angeordnet. Diese Rinnen entleeren zur Mitte des Containers hin in eine Sammelrinne (Abbildung 38).

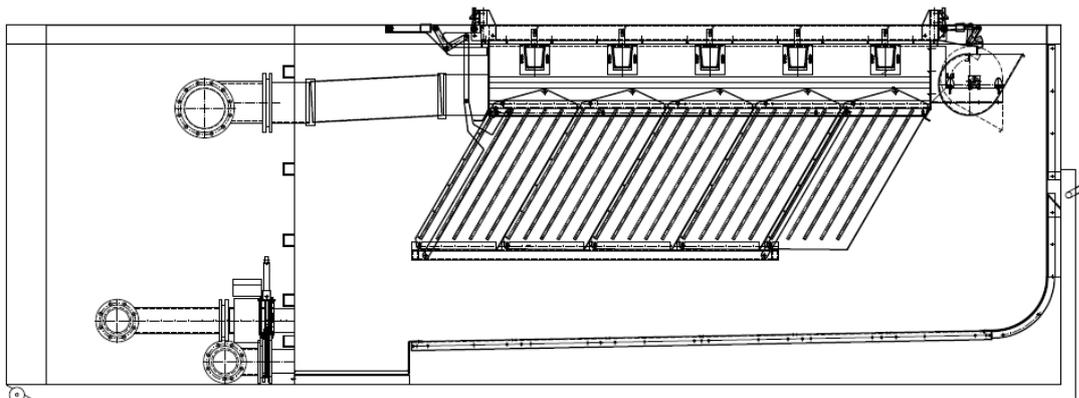
Voraussetzung für den gleichmäßigen Klarwasserabzug ist eine exakte Nivellierung der Rinnen. Diese sind einzeln justierbar. Bei der Pilotanlage erfolgt die Grobjustierung über den Rahmen, an dem die Lamellenpakete aufgehängt sind, die Feinjustierung erfolgt über eine separate Einstellung der 10 Abzugsrinnen (Abbildung 39). Die Nivellierung wurde am wassergefüllten Container mit einem Nivelliergerät durchgeführt. Aufgrund geringer Herstellungstoleranzen der Rinnen und Halterungen konnte eine maximale Abweichung von 2 mm erreicht werden.



Abbildung 39: Aufhängung und Rinnensystem (Quelle: UFT 2012)

- Abreinigung

Eine Abreinigung der Lamellen erfolgt nach Ende eines Regenerereignisses bei abgeschalteter Zulaufpumpe. Die Lamellen werden bei eingestauter Sedimentationskammer automatisch durch einen hydraulischen Schwenkantrieb einige Male unter Wasser hin- und her geschüttelt, um loses aufliegendes Sediment zu lösen. Anschließend verbleiben sie eine Zeit in der senkrechten Abreinigungsstellung, damit das gelöste Sediment im Container zu Boden sinken kann.



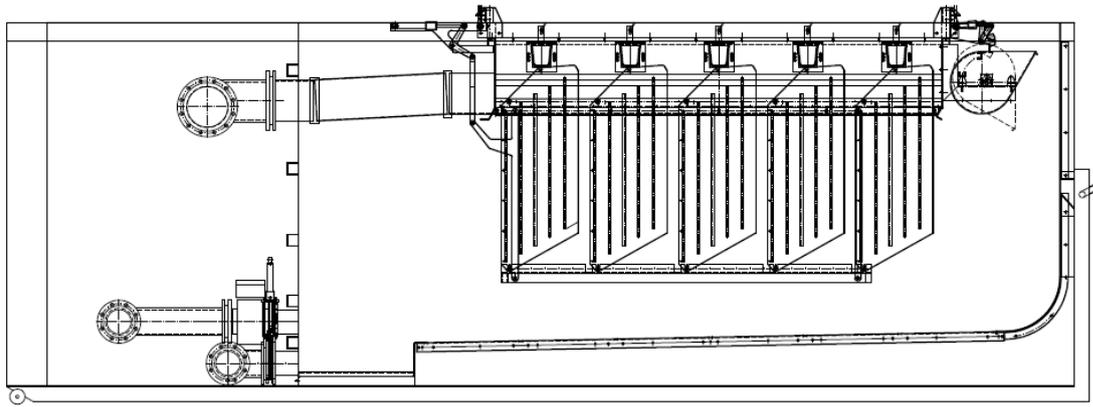


Abbildung 40: Arbeits- (oben) und Abreinigungsstellung (unten) der Lamellenpakete. Das Schwenken erfolgt über den Hydraulikzylinder (Quelle: UFT 2012).

- Entleerung

Der Container wird durch Öffnen des Ablasschiebers entleert. Eine Spülkippe (bei vollem Container automatisch befüllt) wird nach der vollständigen Entleerung des Containers hydraulisch entriegelt und spült den Boden ab. Als letzter Schritt werden die Lamellenpakete wieder in die Arbeitsstellung von 60° geschwenkt.

3.2 Hydraulische Untersuchungen

Nach dem Bau der Pilotanlage wurden hydraulische Untersuchungen an der Bundesanstalt für Wasserbau in Karlsruhe durchgeführt. Die Untersuchungen wurden mit Klarwasser unter Laborbedingungen durchgeführt. Ziel der Untersuchungen war es, die Strömungsverhältnisse in der Anlage zu ermitteln und die Konzeption der Pilotanlage zu validieren. Im Zuge dessen wurde der Einfluss unterschiedlicher Zulaufvarianten auf die Durchströmung der Sedimentationskammer untersucht.

Die Vorgehensweise der hydraulischen Untersuchungen gliedert sich in mehrere Schritte (Abbildung 41). Zu Beginn wurden die verschiedenen Einlaufvarianten festgelegt. Anschließend wurden die Strömungsverhältnisse in der Sedimentationskammer untersucht. Die Untersuchungen starteten unter Verwendung von Farbtracern, um visuelle Eindrücke über das gesamte Strömungsmuster in der Kammer zu erhalten. Im nächsten Schritt wurden Fließgeschwindigkeiten ermittelt, um die quantitativen Eindrücke durch qualitative Messergebnisse zu ergänzen. Die gewählte Vorgehensweise hat sich für diese Art der Fragestellung als zielführend erwiesen.

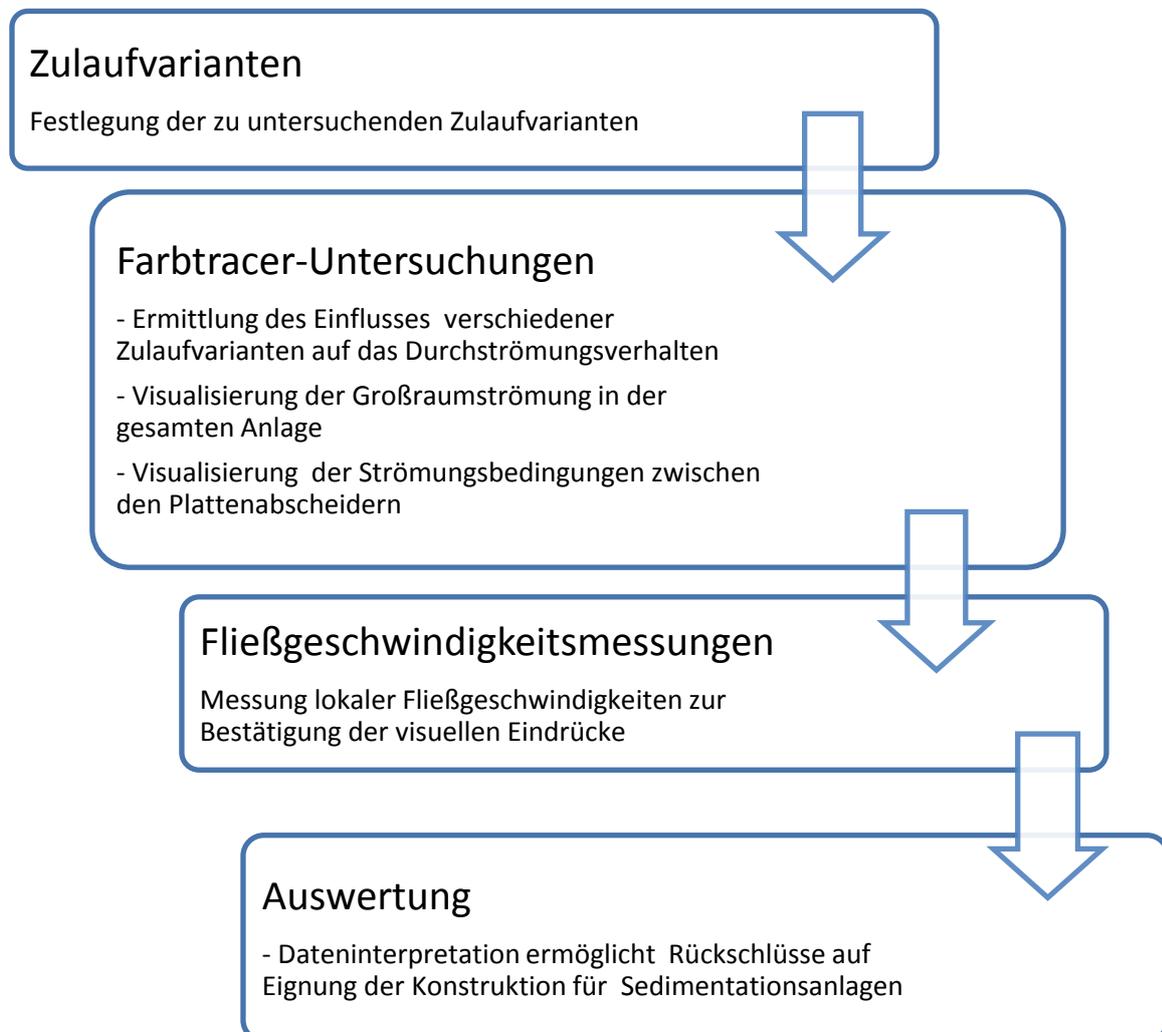


Abbildung 41: Systematische Untersuchungen zur Ermittlung des Durchströmungsverhaltens der Pilotanlage

3.2.1 Methodik

Für die Untersuchungen zum Einfluss der Zulaufvarianten auf das Strömungsverhalten wurden drei unterschiedliche Einlaufvarianten ausgewählt. Die Varianten sind in der nachfolgenden Abbildung dargestellt (Abbildung 42). Sie gelten in ähnlicher Ausführung bei Regenbecken als Stand der Technik.

Als einfachste Zulaufvariante wurde ein Rohrzulauf untersucht. Die zweite Variante besteht aus einem Rohrzulauf mit einem Prallblech und als dritte Variante wurde ein Verteilerrohr konzipiert, das vier Auslässe aufweist, die zur Sohle ausgerichtet sind. Die Varianten wurden gezielt ausgesucht, da sie sich hinsichtlich der Strömungsverteilung und Energiedissipation stark unterscheiden und damit ein hoher Erkenntnisgewinn zu erwarten war.

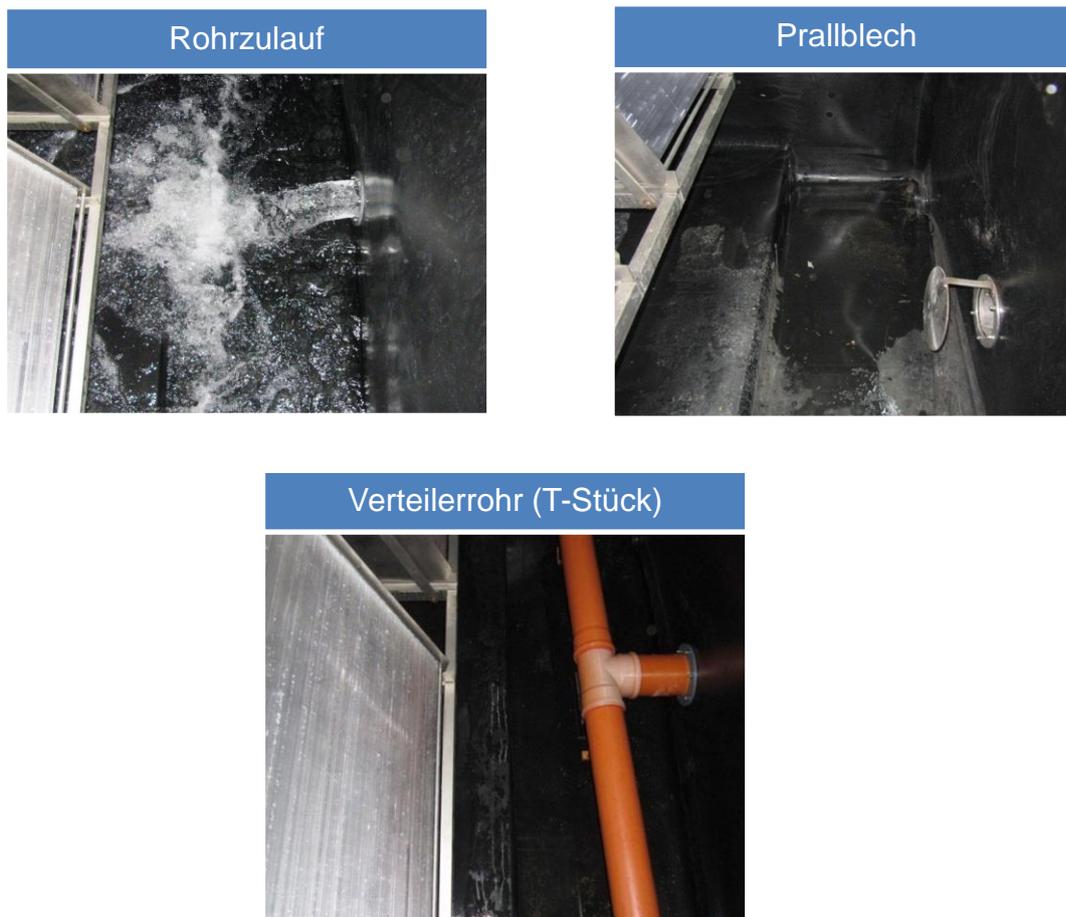


Abbildung 42: Untersuchte Einlaufvarianten auf das Strömungsverhalten in der Pilotanlage

Farbtracer-Untersuchungen

Der erste Schritt der hydraulischen Untersuchungen zielte darauf, rein **qualitative Aussagen** zum Strömungsverhalten der Pilotanlage zu ermitteln. Für diesen Zweck wurden Farbtracer eingesetzt. Farbtracer sind sehr gut wasserlöslich, lassen sich daher sehr gut einmischen und visualisieren die vorherrschenden Strömungsvorgänge und Stromlinien. Eingesetzt wurden die Farbtracer Kaliumpermanganat und Uranin.

Der Farbtracer wurde auf zwei unterschiedliche Arten in das System eingebracht. Zum einen wurde der Tracer in das zentrale Einlaufrohr injiziert. Dadurch wurde die Strömung visualisiert, die durch die Zulaufvariante hervorgerufen wird. Weiterhin wurde der Farbtracer gezielt

mittels Schläuchen und Spritzen an bestimmte Stellen hinzudosiert, um lokale Strömungen zu visualisieren. Die Dokumentation erfolgte über Videoaufzeichnungen.

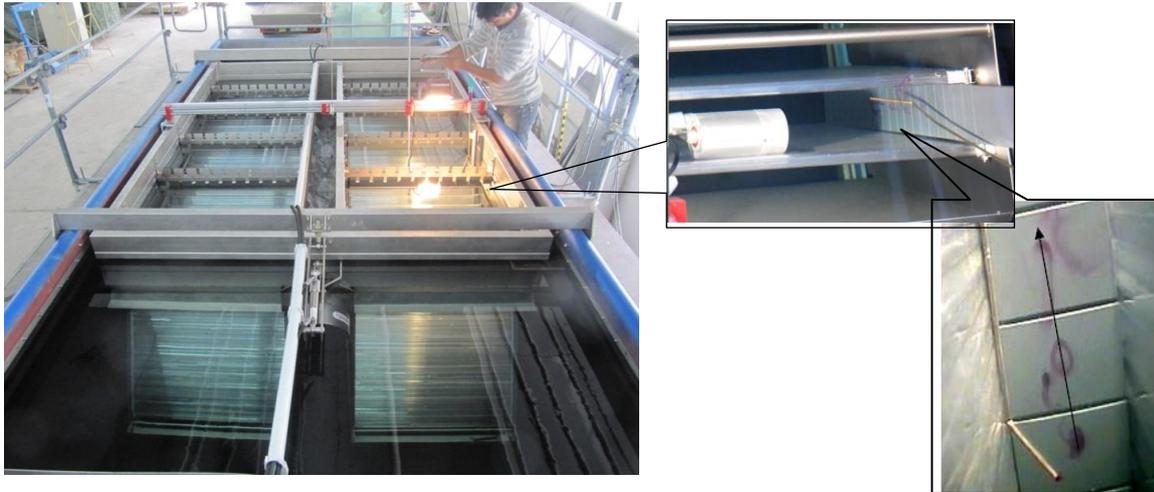


Abbildung 43: Vorgehensweise bei den Farbtracer Untersuchungen

Fließgeschwindigkeitsmessungen

Um die mit Farbtracer gewonnenen Eindrücke zu bestätigen und die Strömungsvorgänge quantitativ zu erfassen, wurden im nächsten Schritt Fließgeschwindigkeitsmessungen durchgeführt.

In Schrägkläreranlagen sind sehr geringe Fließgeschwindigkeiten von wenigen cm/s zu erwarten. Diese Fließgeschwindigkeiten zu messen stellt hohe Anforderungen an die Messtechnik. Für EMS - Sonden (electromagnetic liquid velocity meter) und auch ADV-Sonden (Acoustic Doppler Velocimeter) gilt, dass erst ab etwa 1 cm/s reproduzierbare Messungen durchgeführt werden können. Bei der Verwendung dieser Messtechnik sind Messungenauigkeiten und äußere Störsignale zu berücksichtigen. Um die Unsicherheiten zu minimieren und valide Daten zu produzieren wurde jeder Messpunkt mehrfach gemessen.

Für die hydraulischen Untersuchungen der Pilotanlage wurde ein ADV der Firma Nortek, genannt „Vectrino“ verwendet. Das Funktionsprinzip eines ADV beruht darauf, dass akustische Wellen von einem Sender ausgestrahlt, von den im Wasser befindlichen Partikeln reflektiert und von Empfängern aufgenommen werden.

Da die hydraulischen Untersuchungen an der Pilotanlage mit Frischwasser durchgeführt wurden, war die natürliche Partikelkonzentration äußerst niedrig. Daher wurden für die Messungen künstliche Partikel (Seeding) hinzugegeben. Dabei handelte es sich um das Produkt VESTOSINT 1101 (weiß) von dem Hersteller EVONIK Degussa. Der Partikeltracer wurde lokal über die Zeit der Messungen eingemischt.

Wie eingangs erläutert, wurde die Anlage mit 50 Plattenelementen ausgestattet. Diese sind in zwei Straßen angeordnet, mit jeweils 25 Platten hintereinander. Von der Zulaufseite betrachtet wurden die Messungen hinter der 4., 9., 14. und 19. Platte durchgeführt. Diese Zwischenräume waren mit der Messapparatur von oben am günstigsten zu erreichen. Hinter jeder Platte wurden 6 Messpunkte festgelegt, sodass insgesamt an 24 Punkten die Fließgeschwindigkeiten erfasst werden konnten. In Abbildung 44 ist die Lage der Messpunkte

exemplarisch dargestellt. Weiterhin ist das Traversiergestell für die Messeinrichtung zu sehen mit dem die Messpunkte angefahren wurden.

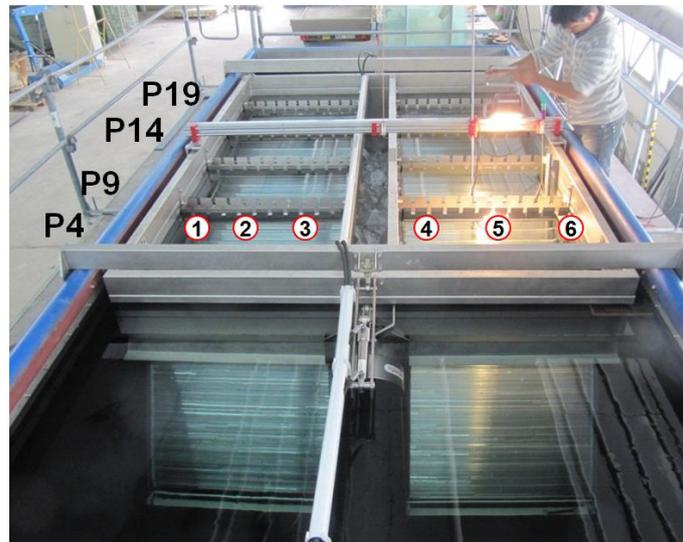


Abbildung 44: Messpunkte am Versuchsstand

An jedem Messpunkt wurde die Strömungsgeschwindigkeit über 30 Sekunden aufgezeichnet. Bei einer Sampling-Rate von 25 Hz ergeben sich 750 Datensätze, die pro Messung ausgewertet wurden. Die Rohdaten können fehlerhafte Messwerte enthalten, welche durch Ausreißer mit sehr hohen Fließgeschwindigkeiten sichtbar werden (Abbildung 45). Die Daten wurden nach der „Phase space threshold despiking“-Methode nach Goring und Nikora (2002) aufbereitet (Abbildung 46). In den nachfolgenden Abbildungen ist beispielhaft eine Messung vor und nach der Filterung der Rohdaten dargestellt. Bei Vergleich der Abbildungen ist die Skalierung der y-Achse zu beachten.

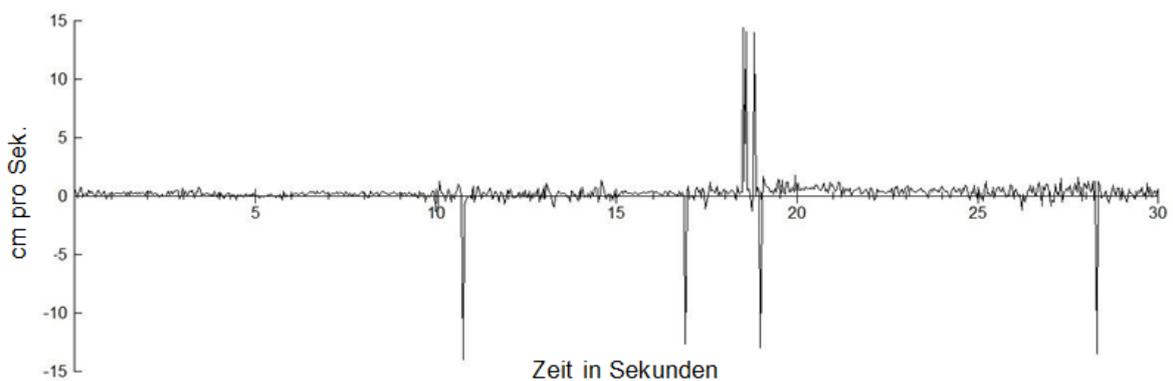


Abbildung 45: Fließgeschwindigkeiten - Rohdaten ungefiltert

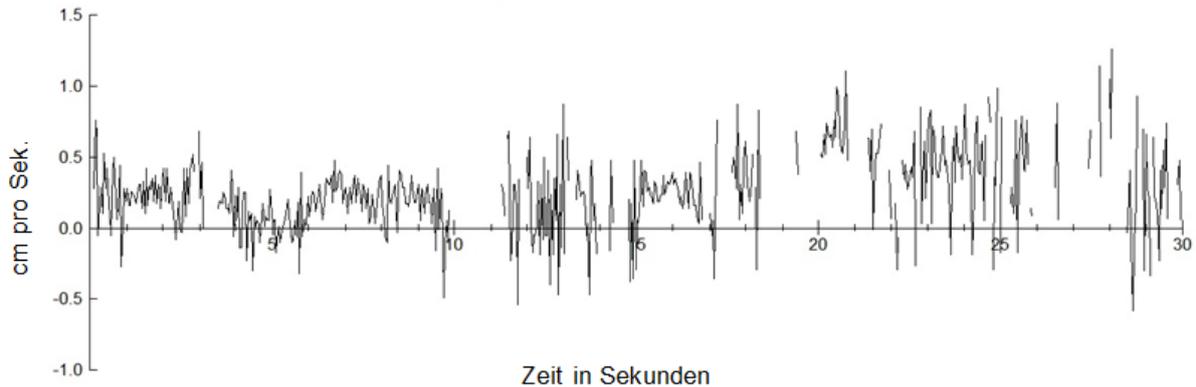


Abbildung 46: Fließgeschwindigkeiten – Daten nach der „Phase space threshold despiking“ gefiltert (Goring, 2002)

3.2.2 Auswertung

3.2.2.1 Farbtracer Untersuchungen

Das durch die Zulaufvarianten induzierte Strömungsverhalten wurde bei Oberflächenbeschickungen von 2 m/h und 4 m/h untersucht. Mit Farbtracer wurde das lokale Strömungsbild zwischen den Platten untersucht, sowie das großräumige Strömungsbild innerhalb des Containers visualisiert.

Die Variante „Rohrzulauf“ führte zur Ausbildung einer aufwärtsgerichteten Strömung mit hohen Fließgeschwindigkeiten zwischen den zulaufnahen Platten. Bei dem Großteil der hinteren Platten der Anlage wurde eine abwärts gerichtete Strömung identifiziert. Zu diesen Ergebnissen kommen die lokalen Untersuchungen mit Farbtracer.

Abbildung 47 linkes Foto zeigt beispielhaft eine Momentaufnahme aus der Videodokumentation eines Messpunktes. Die Unterwasserkamera ist zwischen den Platten positioniert und zeichnet das Fließverhalten auf, das durch den injizierten Farbtracer sichtbar gemacht wurde. Auf dem Video ist zu erkennen, dass sich der rot gefärbte Tracer im Zwischenraum der Platten nicht wie gewünscht aufwärts, sondern abwärts bewegt. Die Fließrichtung des Tracers wird auf dem Bild durch den schwarzen Pfeil markiert.

Die Strömungen im Zwischenraum der Platten resultieren aus dem Zulaufstrahl des Rohrzulaufes, der sich in der Kammer ohne Energiedissipation fortsetzen konnte. Die Energie des Zulaufstrahles gibt den Impuls für die zulaufnahe aufwärtsgerichtete Strömung und die abwärts gerichtete Strömung in den hinteren zulauffernen Bereichen.

Auf Grundlage der Beobachtungen kann das Strömungsbild als eine zirkulierende Großraumströmung beschrieben werden. Dieses Strömungsbild ist dominierend in der Sedimentationskammer vorherrschend. Da sich bei wiederholter Tracerzugabe die Strömungsvorgänge nicht exakt reproduzieren ließen, kann weiterhin davon ausgegangen werden, dass es sich um eine instationäre Strömung handelt.

Mit der Zulaufvariante mit Prallblech bildete sich in der gesamten Sedimentationskammer ein vollkommen anderes Strömungsbild aus, verglichen mit der Variante mit Rohrzulauf. Das Prallblech bedingt eine Energieumwandlung des Zulaufimpulses im vorderen Bereich der Sedimentationskammer oberhalb des Spülumpfes, was in der Ausbildung von Walzen zum Ausdruck gekommen ist. Die Energieumwandlung findet somit in einem Bereich statt, der nicht mit Lamellen ausgebaut ist, was als positiv beurteilt werden kann. Die Farbtracer Un-

tersuchungen in den Lamellen weisen weiterhin auf eine vollständig andere, verbesserte Strömungssituation in der übrigen Sedimentationskammer hin. In den vorderen Lamellen wurden ebenfalls relativ starke aufwärts gerichtete Fließbewegungen identifiziert, die mit einer Kurzschlussströmung vergleichbar sind. Positiv zu beurteilen ist jedoch, dass die hinteren Lamellen nicht mehr dominierend abwärts gerichtet durchströmt werden, wie es beim Rohrzulauf beobachtet wurde, sondern aufwärts gerichtet. In den Videosequenzen zeigen sich jedoch noch starke Turbulenzen in den Zwischenräumen der Platten. In Abbildung 47, mittleres Foto, wurde eine Momentaufnahme herausgegriffen, die das Fließverhalten in den Zwischenräumen darstellt. Aus dem Bild geht hervor, dass der induzierte rote Farbtracer sich nicht gleichmäßig durch den Zwischenraum bewegt, sondern die Tracerfahne verwirbelt wird, was auf annähernd turbulente Strömungsverhältnisse rückschließen lässt. Als günstige Voraussetzungen für Schrägklärer werden jedoch laminare Strömungsverhältnisse betrachtet, sodass auch diese Zulaufvariante keine optimalen Strömungsbedingungen bewirkt.

Als weitere Zulaufvariante wurde das Verteilerrohr untersucht. Das Rohr verfügt über vier gleichmäßig angeordnete Öffnungen über die gesamte Breite der Anlage. Die Öffnungen waren zur Sohle ausgerichtet und haben zulaufnah sehr starke Wirbel hervorgerufen, ähnlich wie bei der Variante mit Prallblech. Den optischen Eindrücken zufolge bewirkte die Variante offensichtlich eine hohe Energieumwandlung.

Durch die Tracerversuche wurde ersichtlich, dass die gesamten Platten insgesamt deutlich gleichmäßiger durchströmt werden. Der Tracer zeigt gegenüber den anderen Zulaufbedingungen ein stabiles, fast laminares Verhalten zwischen den Platten. Das rechte Foto der Abbildung 47 zeigt das Strömungsverhalten des Tracers. Die Fahne des Tracers wird nicht verwirbelt sondern durchströmt relativ ruhig aufwärts den Zwischenraum der Platten. Unter den verschiedenen Zulaufvarianten wurden mit dem Verteilerrohr (T-Stück) die günstigsten Strömungsbedingungen erreicht.

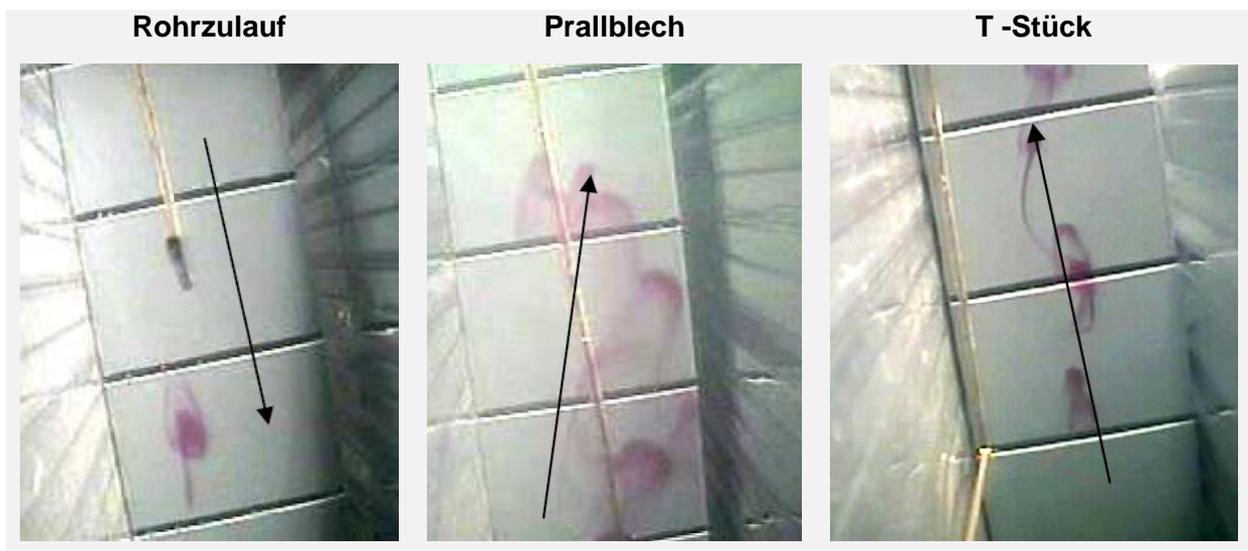


Abbildung 47: Strömungsverhalten im Zwischenraum der Platten (Hassan, 2012)

3.2.2.2 Fließgeschwindigkeitsmessungen

Die Fließgeschwindigkeiten im Zwischenraum der Platten wurden bei einer hydraulischen Belastung von $q_A = 2 \text{ m/h}$ und $q_A = 4 \text{ m/h}$ gemessen.

Zur Beurteilung der gemessenen Fließgeschwindigkeiten in den Zwischenräumen parallel zu den Platten werden die Geschwindigkeiten herangezogen, die sich rechnerisch aus den Oberflächenbeschickungen unter Ansatz völlig gleichmäßiger Verteilung ergeben. Diese sind in Tabelle 4 aufgeführt.

Tabelle 4: Rechnerische Fließgeschwindigkeiten

Oberflächenbeschickung q_A [m/h]	Zufluss Q_{Ein} [l/s]	Erwartete Strömungsgeschwindigkeit v [cm/s]
2 m/h	11,90 l/s	12,24 m/h = 0,34 cm/s
4 m/h	23,80 l/s	24,48 m/h = 0,68 cm/s
6 m/h	35,75 l/s	36,72 m/h = 1,02 cm/s

Die Messungen wurden an den Einlaufvarianten mit Prallblech und Verteilerrohr durchgeführt. Für die Variante mit **einfachem Rohrzulauf** wurde keine Messkampagne durchgeführt, da bereits durch die Farbtracerversuche hohe Fließgeschwindigkeiten in Verbindung mit hoher Instationarität festgestellt wurden. Die Ergebnisse der Messkampagnen sind in dem Säulendiagramm in Abbildung 48 dargestellt. Die Diagramme sind aus einer Perspektive erstellt, bei der der Betrachter vom Zulauf auf die Stirnseite der Sedimentationskammer blickt und rechts sowie links die Plattenabscheider angeordnet sind.

Für die Variante mit **Prallblech** wurde im vorderen Bereich eine Kurzschlussströmung mit sehr hohen Fließgeschwindigkeiten nachgewiesen. Der Zwischenraum zwischen Platte 4 und 5 (Messreihe P4, blaue Säulen) wird mit Ausnahme des Messpunktes 3 deutlich stärker gegenüber den anderen Plattenzwischenräumen durchströmt. Bei einer hydraulischen Belastung von 2 m/h wurden dort Fließgeschwindigkeiten von bis zu +2 cm/s gemessen, die für die Abscheidung von Feinmaterial als zu hoch beurteilt werden können. Die hinteren Platten wurden relativ gleichmäßig mit Fließgeschwindigkeiten von +0,5 cm/s bis -0,5 cm/s durchströmt, womit sie in etwa den rechnerischen Fließgeschwindigkeiten entsprechen und was als positiv zu bewerten ist.

Bei einer Oberflächenbeschickung von 4 m/h verstärkt sich der Effekt einer Kurzschlussströmung in den vorderen Platten deutlich, sodass Geschwindigkeiten von nahezu +3,5 cm/s erreicht wurden. Diese partiell sehr hohen Fließgeschwindigkeiten sind zum einen unerwünscht, da auf diesen Elementen keine nennenswerte Sedimentation stattfinden kann, zum anderen gehen von ihnen Impulse für Fehlströmung wie z.B. abwärts gerichtete Strömungen oder Rotationsströmungen aus. Hinter der Platte 5 nahmen die Fließgeschwindigkeiten deutlich ab. Es wurden Fließgeschwindigkeiten zwischen +1 cm/s bis -1 cm/s gemessen.

Bei der Variante Prallblech entstehen Kurzschlussströmung im vorderen Bereich des Abscheiders und teilweise negative Fließgeschwindigkeiten im hinteren Bereich, wodurch das Potential der Absetzfläche nicht voll ausgenutzt wird.

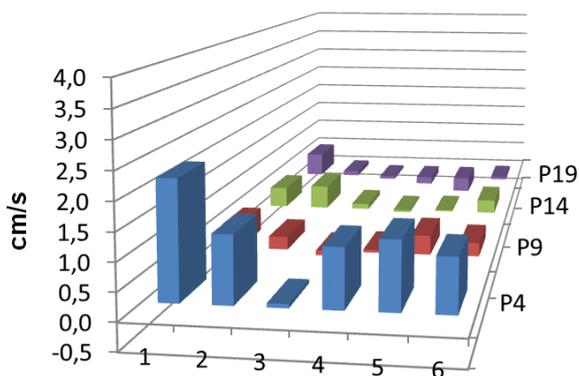
Die Variante mit **Verteilerrohr** (T-Stück) weist bei einer Oberflächenbeschickung von 2 m/h lediglich punktuell Fließgeschwindigkeiten von bis zu +0,9 cm/s auf. Auffällig ist, dass die höheren Fließgeschwindigkeiten stärker an den Seiten (nahe der Containerwände) und zentral eher geringere Fließgeschwindigkeiten auftreten.

Bei einer Oberflächenbeschickung von 4 m/h nehmen tendenziell die Fließgeschwindigkeiten über alle durchströmten Platten zu. Die gemessenen Fließgeschwindigkeiten variieren zwischen 0 bis +1,5 cm/s. Somit besteht noch eine relativ hohe Varianz zwischen den Fließge-

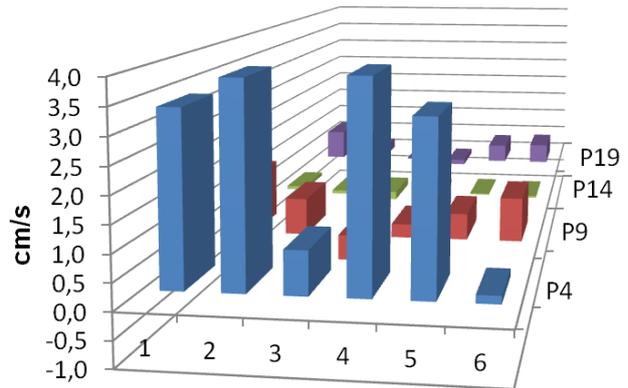
schwindigkeiten, jedoch treten keine Kurzschlussströmungen mehr auf, wie sie mit dem Prallblech gemessen wurden.

In der Variante mit Verteilerrohr wurden geringere maximale Fließgeschwindigkeiten gemessen als bei der Variante mit Prallblech. Kurzschlussströmungen treten bei dieser Variante nicht mehr auf. Insgesamt werden die Platten zwar nicht optimal, aber dennoch gleichmäßiger hydraulisch belastet und überall aufwärts gerichtet durchströmt.

Rohrzulauf mit Prallblech

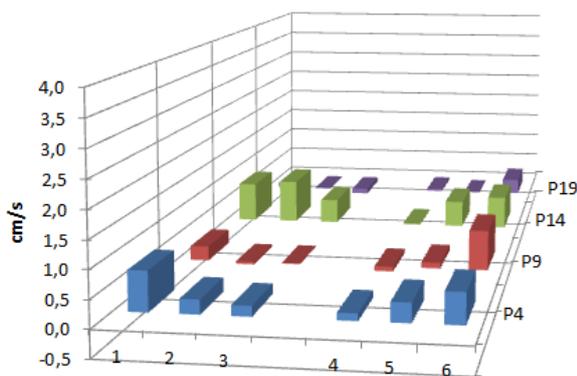


Fließgeschwindigkeiten bei q_A 2m/h

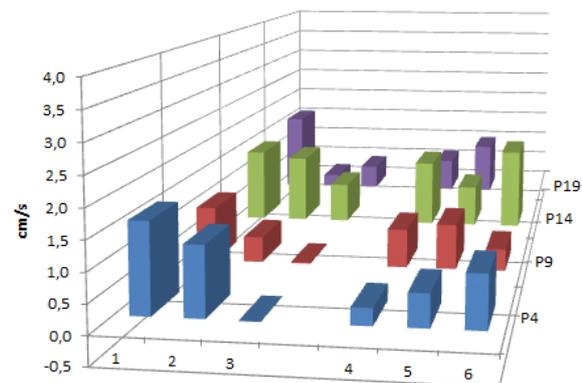


Fließgeschwindigkeiten bei q_A 4m/h

Verteilerrohr (T-Stück)



Fließgeschwindigkeiten bei q_A 2m/h



Fließgeschwindigkeiten bei q_A 4m/h

Abbildung 48: Durchströmung der Platten bei Rohrzulauf mit Prallblech (oben) und Verteilerrohr (unten).

3.2.3 Ergebnisse der hydraulischen Untersuchungen

Aus den hydraulischen Untersuchungen können folgende Ergebnisse über die Beziehung Zulaufgestaltung und Durchströmung abgeleitet werden:

Rohrzulauf

- Kurzschlussströmung in den vorderen Platten
- starke abwärts gerichtete Strömung in den hinteren Bereichen
- großräumige Zirkulationsströmung innerhalb der gesamten Kammer

• **Fazit: Aufgrund der Fehlströmungen ist diese Zulaufvariante für eine Sedimentationsanlage ungeeignet.**

Rohrzulauf mit Prallblech

- Kurzschlussströmung in den vorderen Platten
- lokal geringe abwärtsgerichtete Fließgeschwindigkeiten
- ungleichmäßige und instabile Durchströmung der Platten
- Farbtracer weist auf Turbulenzen in den Zwischenräumen des Lamellenabscheiders hin

• **Fazit: Das Potential der Absetzfläche wird nicht vollständig ausgeschöpft.**

Verteilerrohr (T - Stück)

- auch bei höheren Fließgeschwindigkeiten treten keine Kurzschlussströmungen auf
- insgesamt gleichmäßigere Durchströmung der Platten gegenüber den anderen Varianten
- Der Farbtracer zeigt gegenüber den anderen Zulaufbedingungen ein ruhigeres stabiles Verhalten in den Zwischenräumen der Platten als bei den anderen Varianten

• **Fazit: Relativ günstige Sedimentationsbedingungen, durch gleichmäßige Fließgeschwindigkeiten und großflächiges Ausnutzen der effektiven Absetzfläche.**

Übertragbare Aussagen

- Die Gestaltung der Zu- und Ablaufsituation beeinflusst die gesamte Funktionalität der Schrägklärer maßgeblich.
- Die Zulaufgestaltung von Schrägklärern muss hohe Anforderungen hinsichtlich Strömungsverteilung und Energiedissipation erfüllen.
- Eine gleichmäßige Anordnung der Abzugsrinnen über den Abscheideren ist erforderlich, um eine gleichmäßige Durchströmung des Abscheiders zu erzielen. Der geringe Abstand der Rinnen zueinander hat sich bei den Untersuchungen an der Pilotanlage bewährt.
- Die Möglichkeit einer einfachen Nivellierung des Ablaufrinnensystems ist für einen gleichmäßigen Klarwasserabzug sowie die gleichmäßige Durchströmung von Bedeutung.
- Schrägklärer werden mit geringen Fließgeschwindigkeiten betrieben. Die Strömungsverhältnisse können sehr empfindlich auf äußere Einflüsse wie Wind und Regen reagieren.

3.3 Untersuchungen zum Feststoffrückhalt

3.3.1 Standort

Um weitgehend unabhängig vom Niederschlagsgeschehen Untersuchungen an der Pilotanlage durchführen zu können, wurde diese nicht an einem Regenbecken, sondern im Zulaufbereich einer Kläranlage installiert. Der Standort kann also mit einem „Zentralbecken“, sprich dem letztem Regenbecken vor der Kläranlage verglichen werden.

Der Standortvorteil besteht darin, dass ein kontinuierlicher Zufluss zur Kläranlage gegeben ist, der eine zeitlich unabhängige Durchführung von Versuchen ermöglicht. Auf diese Weise konnten bei Schmutz- und Mischwasserabfluss Versuche mit unterschiedlichen hydraulischen Belastungssituationen in einem kurzen Zeitraum simuliert werden.

Die Kläranlage Rastatt ist für ca. 140.000 EW ausgebaut und damit der Größenklasse 5 zuzuordnen. Der tägliche Trockenwetterabfluss $Q_{T,d}$ beträgt zwischen 10.000 m³ und 15.000 m³. Der mittlere Mischwasserabfluss beträgt ca. $Q_{M,d} = 25.000$ m³/Tag (Abwasserverband Murg, 2009).

Der Kläranlagenzufluss, mit dem die Pilotanlage beschickt wurde, stammt aus einem kanalisiertem Einzugsgebiet von ca. $A_{E,k} = 1.800$ ha. Das Kanalnetz hat eine Gesamtlänge von 253,63 km. Mit 140,65 km Mischwasserkanallänge wird Rastatt vornehmlich über die Mischkanalisation entwässert. Das Schmutzwassernetz misst 47,43 km und die Regenwasserkanalisation ca. 65,55 km (Klinger, J. 2007).

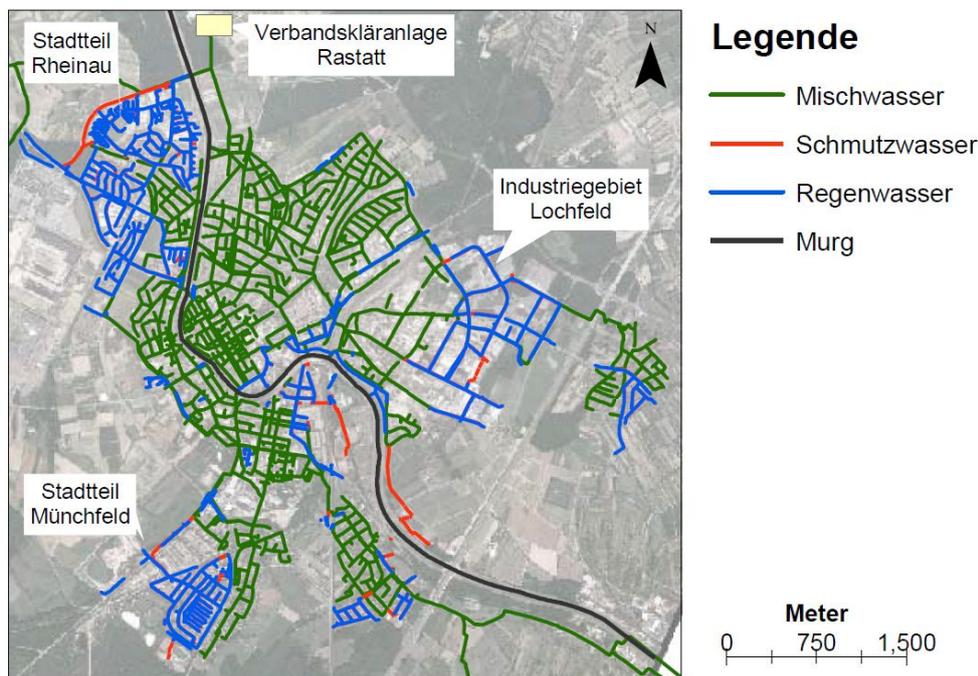


Abbildung 49: Kanalnetz des kommunalen Entwässerungnetzes der Stadt Rastatt (Quelle: Klinger J. 2007)

Das Einzugsgebiet der Pilotanlage ist von Relevanz für die durchgeführten Untersuchungen, da die Zusammensetzung des Mischwassers von dem jeweiligen Einzugsgebiet abhängig ist. Insbesondere die anteilige Nutzung der angeschlossenen Flächen als Wohnbaufläche,

gewerbliche Fläche, Verkehrs- und landwirtschaftlicher Fläche nehmen Einfluss auf die Zusammensetzung des Mischwassers.

Das Untersuchungsprogramm wurde bei Trocken- und Regenwetterabfluss sowie nach Regenereignissen unter Fremdwassereinfluss durchgeführt. Diese stark unterschiedlichen Zulaufkonzentrationen wurden in der Datenauswertung berücksichtigt.

Die Pilotanlage ist unmittelbar hinter dem Rechen der Kläranlage installiert. Grobstoffe größer 6 mm sollten daher nicht in die Pilotanlage gelangen.

3.3.2 Methodik

Die Anlage ist mit einer SPS ausgestattet und verfügt über einen MID, womit die frequenzgesteuerte Zulaufpumpe reguliert wird. Die im Zulaufgerinne der Kläranlage positionierte Pumpe ist in Abbildung 50 (linkes Bild) zu erkennen. Über die Durchflussmessung kann die Pumpe reguliert und der Zufluss zur Pilotanlage gesteuert werden.

Die Ermittlung der Sedimentationswirksamkeit erfolgt auf Basis einer Feststoffbilanzierung. Die Beprobung der Anlage erfolgt durchfluss- und volumenproportional mit Hilfe einer Steuerungseinheit der Firma HP Technik. Durchflussproportional bedeutet, dass über die gesamte Versuchszeit pro m^3 Durchfluss jeweils eine Zu- und Abflussprobe gezogen wurde. Für die Feststoffbilanzierung wurden großvolumige Wasserproben im Zu- und Ablauf mittels Peristaltik-Pumpen gezogen und in Feststoffsammler geleitet.

Auf eine Beprobung der Füllphase wurde verzichtet, da von kontinuierlichen Zulaufkonzentrationen über die Versuchszeit ausgegangen wurde. Die Differenzierung der Versuche in Regen- und Trockenwetter Versuche wurde an der Niederschlagsmenge festgemacht.



Abbildung 50: Versuchsstand am Standort Rastatt (Links: Blick auf den Zulauf; Rechts: Blick vom Ablauf)

Vorgehensweise zur Ermittlung des Feststoffrückhaltes:

Die Dauer der Versuche wurde auf Basis der Austauschrate des Speichervolumens (21 m^3) festgelegt, also der Zeit, die beim gewählten Durchfluss rechnerisch dazu erforderlich ist, das Containervolumen einmal auszutauschen. Jeder Versuch wurde mindestens über die doppelte Austauschrate (42 m^3) durchgeführt. In Abhängigkeit des Zuflusses resultiert ein unterschiedlicher Probenahmezeitraum von ca. 20 bis 120 Minuten. Die Anlage wurde unter Re-

gen- und Trockenwetterbedingungen auf ihre Wirksamkeit untersucht. Der Feststoffrückhalt wurde für folgende hydraulische Belastungen bestimmt:

- $q_A = 1 \text{ m/h}$ - Zufluss ca. 6 l/s
- $q_A = 2 \text{ m/h}$ - Zufluss ca. 12 l/s
- $q_A = 4 \text{ m/h}$ - Zufluss ca. 24 l/s
- $q_A = 6 \text{ m/h}$ - Zufluss ca. 36 l/s

Ermittlung der Zu- und Ablauffrachten

Die Ermittlung der Frachten während der Zulauf- und Ablaufphasen ergibt sich aus dem Produkt der ermittelten Zu- bzw. Ablaufkonzentration und dem jeweiligen Volumen des RÜB bzw. dem Entlastungsvolumen.

$$B_{ZU_KÜ} = C_{ZU_KÜ} \cdot V_R / 1000 + C_{ZU_KÜ} \cdot V_e / 1000$$

in kg als Zulauffracht in der Entlastungsphase, bzw.

$$B_{Ab_KÜ} = C_{Ab_KÜ} \cdot V_e / 1000$$

in kg für die Entlastungsfracht

C_{Zu_KÜ}	= Zulaufkonzentration während der Entlastungsphase (mg/l)
C_{Ab_KÜ}	= Ablaufkonzentration (mg/l)
V_e	= ereignisspezifisches Volumen (m ³)
V_R	= Volumen der Sedimentationskammer (m ³)

Wirkungsgrad

Die Wirksamkeit des Regenbeckens geht auf die Speicherwirkung und die Sedimentationswirkung zurück. Diese Wirkungsgrade können rechnerisch ermittelt werden, wobei die Ergebnisse in Abhängigkeit des gewählten Rechenansatzes stehen.

$$\eta = \frac{B_{Zu} - B_{AB_KÜ}}{B_{Zu}}$$

Speicher- und Sedimentationswirkungsgrad

Eine differenzierte Betrachtungsweise zwischen dem Speicher- und Sedimentationswirkungsgrad ist bei den Untersuchungen an der Pilotanlage beispielhaft in Kapitel 3.3.3.2 berechnet worden.

Vorgehensweise zur Quantifizierung des Einflusses von Abflussspitzen

Es besteht ein Zusammenhang zwischen der hydraulischen Belastung einer Sedimentationsanlage und deren Wirksamkeit. Insbesondere die während der Regenereignisse maximal aufgetretene Oberflächenbeschickung kann einen erhöhten Austrag von Feststoffen und

Sedimenten bewirken und den Wirkungsgrad eines Regenbeckens reduzieren. Um den Einfluss dieser Abflussspitzen nachzuweisen und den Einfluss von erhöhten Oberflächenbeschickungen auf die Wirksamkeit zu ermitteln, wurden zwei Versuche durchgeführt. Der Container wurde gefüllt und über die Anlage über 2 Stunden bei $q_A = 1$ m/h betrieben. Nach einer vollständigen Austauschrate des Containers wurde ein Abflusspeak mit $q_A = 6$ m/h simuliert. Im laufenden Versuch wurde dieser Vorgang wiederholt und der Container nochmals für einen Durchfluss von 21 m³ mit 1 m/h beschickt und abschließend mit 6 m/h beschickt.

Beschickungsintervall:

- Vollfüllung
- 1 Austauschrate (ca. 21 m³) bei 1 m/h
- ½ Austauschrate (ca. 10 m³) bei 6 m/h
- 1 Austauschrate (ca. 21 m³) bei 1 m/h
- ½ Austauschrate (ca. 10 m³) bei 6 m/h

3.3.3 Auswertung

Die Untersuchungen an der Schrägkläreranlage wurden von Juli 2013 bis Juli 2014 durchgeführt. In dieser Zeit wurden ca. 48 Versuchsdurchläufe durchgeführt.

Dieses Kapitel beinhaltet die Auswertung der Daten und Vorstellung der Ergebnisse. Einführend wird auf die Feststoffcharakteristik des Mischwassers eingegangen, da sie für die Auswertung und Interpretation der Ergebnisse relevant ist.

Um in dem gegebenen Zeitrahmen möglichst viele Daten zu generieren, wurden an der Anlage Versuche mit Schmutz- und Mischwasser bzw. bei Regen- und Trockenwetter durchgeführt. Aufgrund einer möglichen Relevanz des Wittereinflusses bzw. der Mischwasserzusammensetzung wurden die Daten differenziert ausgewertet. Im Abschluss werden die Ergebnisse zu den Wirkungsgraden vorgestellt und diskutiert.

3.3.3.1 Feststoffcharakteristik am Standort Rastatt

An der Pilotanlage wurden 25 Versuche bei Regenwetter und 23 bei Trockenwetter durchgeführt.

Abbildung 51 zeigt vergleichend die Gewichtsanteile der Regen- und Trockenwetterproben für die Fein- und Grobfraktionen im Zufluss und Ablauf (Klärüberlauf) der Pilotanlage.

Aus den Diagrammen geht die Fraktionierung des Mischwassers in der Sedimentationsanlage hervor. Die Sedimentation bewirkt eine Verschiebung der Fraktionsanteile von der Grob- zur Feinfraktion. Die Gewichtsanteile der Feinfraktion liegen im Zulauf bei 65 % (Median) und nehmen anteilig im Ablauf auf ca. 90 % (Median) zu. Dieses Ergebnis verhält sich nahezu gleich zu den Ergebnissen, die bei dem Monitoring für die Regenbecken ermittelt wurden.

Weiterhin wird aus den Diagrammen ersichtlich, dass bei Trocken- und Regenwetter die Verteilung der Gewichtsanteile nahezu identisch ist.

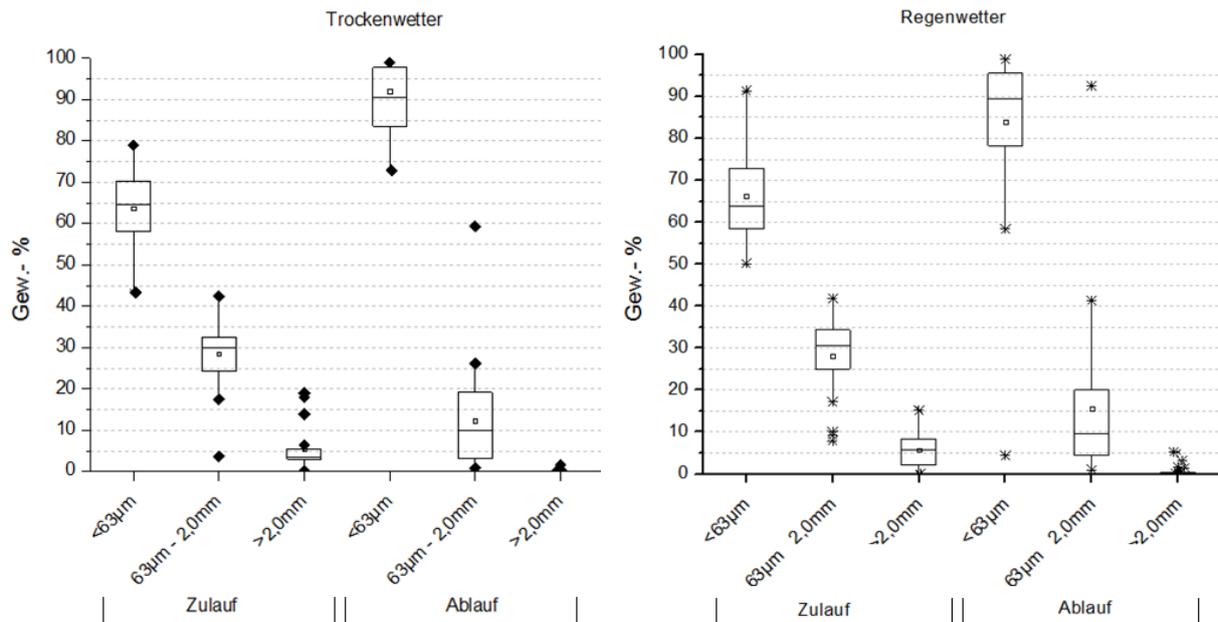


Abbildung 51: Vergleich der Gewichtsanteile der Trockensubstanz von Trocken- und Regenwetterproben

Die organische Materie nimmt Einfluss auf die Flockung und damit auf den Sedimentationsprozess. Der Anteil der organischen Substanz wurde über den Parameter Glühverlust ermittelt. Die Ergebnisse der Messungen sind in Abbildung 52 dargestellt. Im Zulauf haben die RW-Proben in der Feinfraktion einen Glühverlust von 56 % und bei TW 61 % und weisen damit lediglich 5 % Differenz auf. Die Grobfraktion ($63\ \mu\text{m}$ - $2,0\text{mm}$) weist erwartungsgemäß einen deutlich höheren Glühverlust auf, auch hier beträgt die Differenz der Anteile zwischen RW und TW Proben nur wenige Prozent. Damit weisen die Anteile des Glühverlustes zwischen den Trocken- und Regenwetterproben nur einen sehr geringen Unterschied auf. Die Ursache liegt voraussichtlich darin, dass es an vielen der Versuchstagen die als Regenwetter eingestuft wurden, verhältnismäßig wenig Niederschlag gegeben hat, sodass es nur zu einer geringen Verdünnung des Schmutzwassers gekommen ist.

Vergleicht man die an der Pilotanlage ermittelten Messwerte mit denen aus dem Monitoring der Regenüberlaufbecken kann festgestellt werden, dass an einem der 6 Regenbecken aus dem Monitoring ein vergleichbar hoher Median des GV ermittelt wurde, sodass die Versuche auch bei hohem Glühverlusten als repräsentativ für Regenüberlaufbecken betrachtet werden können.

Aus den Ergebnissen ist eine Tendenz erkennbar, dass der Glühverlust im Ablauf um wenige Prozent höher ist gegenüber den Zulaufproben. Diese leichte Abnahme weist auf eine höhere Sedimentationsrate mineralischer Anteile hin.

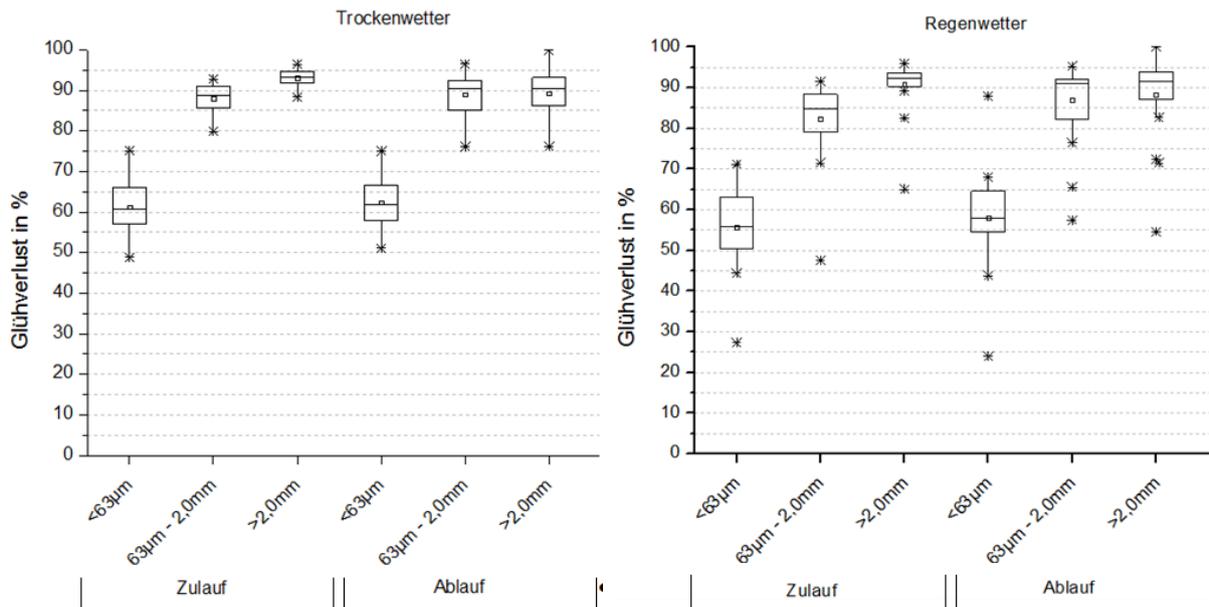


Abbildung 52: Fraktionsspezifischer Glühverlust der Trocken- und Regenwetterproben

Auswertung der Feststoffkonzentrationen

Die Feststoffkonzentrationen im Trockenwetterzufluss sind erwartungsgemäß höher als bei Regenwetter. Der Median der Trockenwetterkonzentration liegt bei 235 mg/l und die Regenwetterkonzentration bei 129 mg/l im Zufluss.

In Abbildung 53 sind die fraktionsspezifischen Zulaufkonzentrationen der Beprobung dargestellt. Die Konzentrationen der Fraktion < 63 µm sind bei TW und RW dominierend gegenüber der Grobfraktion (63 µm – 2,0 mm). Diese Beobachtung stimmt mit dem Befund des Monitorings in Kemper et al. (2015) an den Regenbecken überein. Bei TW Zufluss liegt die Konzentration der Fraktion < 63 µm bei 164 mg/l (Median). Die ermittelten Trockenwetterkonzentrationen im Kläranlagen Zulauf liegen damit in dem Spektrum welches an RÜB's in der Füllphase gemessen wurden. Die Feststoffkonzentrationen sind bei RW mit 80 mg/l (Median) etwa 50 % geringer gegenüber dem TW. Ähnliche Konzentrationen wurden im Zulauf von RÜB's über die Entlastungsphase gemessen.

Die Versuche im Zulauf der KA wurden mit Konzentrationen durchgeführt, die auch für RÜB's ermittelt wurden, sodass die Ergebnisse als repräsentativ angesehen werden.

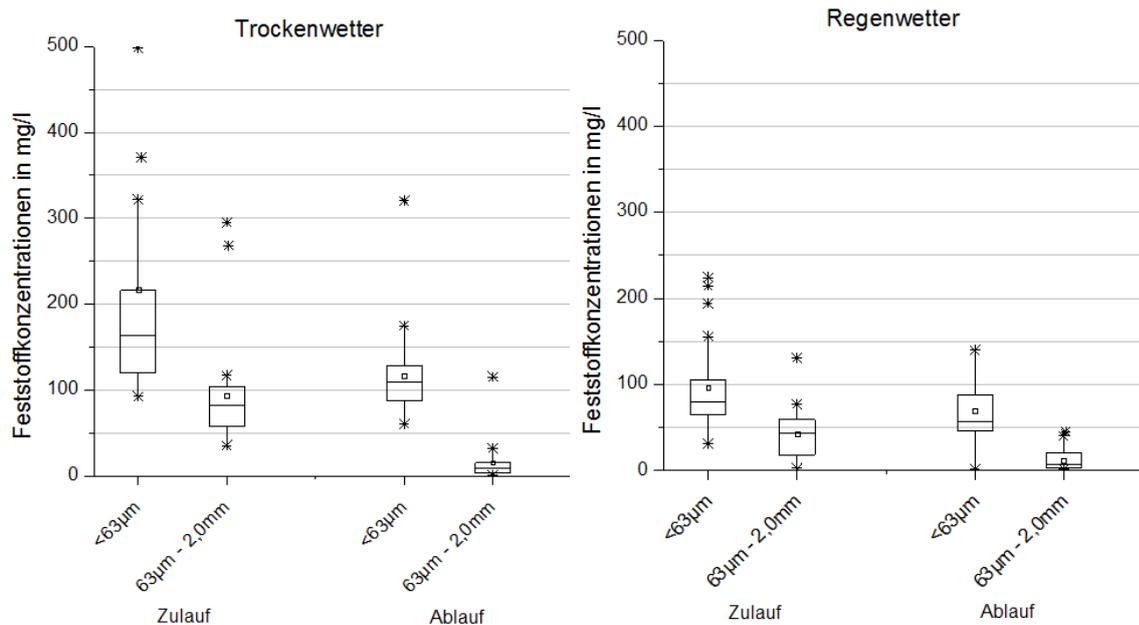


Abbildung 53: Fraktionsspezifische Zulaufkonzentrationen bei Regen- und Trockenwetter [mg/l]

Tabelle 5: Fraktionsspezifische Zulaufkonzentrationen bei Regenwetter (links) und Trockenwetter (rechts) in mg/l

	TW Zulauf		TW Ablauf		RW Zulauf		RW Ablauf	
	< 63 µm	63 µm - 2,0 mm	< 63 µm	63 µm - 2,0 mm	< 63µm	63 µm - 2,0 mm	<63µm	63 µm - 2,0 mm
Anzahl	23	23	23	23	25	25	25	25
Min	92	35	60	1	31	3	2	1
25 Quartil	125	59	87	4	65	18	46	4
Median	164	83	109	9	80	43	57	7
Mittelwert	217	94	116	16	96	43	69	12
75 Quartil	216	102	127	14	105	59	88	20
Max	870	295	320	115	224	131	140	45

Zusammenfassende Aussagen zur Feststoffcharakteristik

- Die Feststoffkonzentrationen der Fraktion $<63 \mu\text{m}$ liegt bei 164 mg/l bei Trockenwetter und 80 mg/l bei Regenwetter. Dieses Spektrum wurde im Monitoring (Teil 1) ebenfalls bei Regenüberlaufbecken gemessen. Die Versuche am Standort der Kläranlage können daher als repräsentativ für Regenüberlaufbecken betrachtet werden.
- Die Gewichtsanteile der Trockensubstanz in den Fraktionen unterscheiden sich im Zulauf bei Trocken- und Regenwetter nur unwesentlich. Das heißt, trotz hoher Konzentrationsunterschiede sind die Anteile der Feststofffraktionen im Mittel sehr ähnlich verteilt.
- Aus den Ergebnissen ist eine Tendenz erkennbar, dass der Anteil des Glühverlusts im Ablauf um wenige Prozent höher ist gegenüber den Zulaufproben. Diese Tendenz wurde ebenfalls bei der Auswertung des Monitorings festgestellt. Dieser Befund ist vermutlich auf die höhere Dichte der mineralischen Substanz zurückzuführen.

3.3.3.2 Massenbilanz

Die insgesamt günstigen Rahmenbedingungen auf der Kläranlage wurden genutzt, um die angewendete Probenahmestrategie mit Hilfe einer vollständigen Frachtbilanzierung zu überprüfen. Der Versuch wurde bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 4 \text{ m/h}$ und einer Austauschrate des Containervolumen von 6,6 durchgeführt.

Die Bilanzierung erfolgte über die großvolumige und volumenproportionale Beprobung der Füllphase sowie der Zu- und Abläufe während der Entlastungsphase. Des Weiteren wurde das Schlammvolumen in der Pilotanlage quantifiziert. Das Volumen wurde ermittelt, indem der gesamte Schlamm aus der Sedimentationskammer in Behälter abgepumpt wurde, zu denen eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung bekannt war. Bei der Massenbilanz blieben die Grobstoffe der Korngröße $>2,0 \text{ mm}$ unberücksichtigt, da einzelne Grobstoffe die Massenbilanz stark beeinflussen können und auch bei der Berechnung des Wirkungsgrades nicht berücksichtigt werden. Über die ermittelten Durchflüsse, Volumen und analytisch bestimmten Trockensubstanzanteile wurden folgende Frachten ermittelt:

- $B_{\text{Zu_Füll}}$ Zulauffracht in der Füllphase:	6,15 kg TS
- $B_{\text{Zu_KÜ}}$ Zulauffracht während der Entlastung:	52,56 kg TS
- $B_{\text{Zu_Ab}}$ Ablauffracht während der Entlastung:	35,43 kg TS
- Masse in der Sedimentationskammer:	22,20 kg TS

Die Frachten aus der Füllphase und dem Zulauf während der Entlastungsphase ergeben in der Summe $58,71 \text{ kg}$. Diese Masse wird der Fracht gegenübergestellt, die in der Sedimentationskammer zurückgehalten wurde, zuzüglich der über den Klärüberlauf ausgetragenen Fracht. Diese beträgt $57,63 \text{ kg}$. In der Bilanzierung weichen diese Frachten lediglich um $1,8 \%$ voneinander ab.

Die geringe Abweichung in der Bilanz zeigt, dass über die angewandte Probenahmestrategie mit einer großvolumigen und volumenproportionalen Beprobung der Zu- und Abläufe valide und aussagekräftige Daten für eine Frachtbilanzierung erzeugt werden können. Die Methode liefert eine gute Datengrundlage für die Berechnung des Feststoffrückhaltes von Sedimentationsanlagen.

Neben der Bilanzierung der Massen ermöglicht dieser Versuch eine differenzierte Betrachtung des Wirkungsgrades in eine Speicher- und Sedimentationswirkung. Grundlage ist bei diesem Versuch die getrennte Beprobung der Zuläufe aus der Füll- und Entlastungsphase.

Der Speicherwirkungsgrad berechnet sich aus dem Frachtanteil der Füllphase eines Regenbeckens und dem Verhältnis der gesamten Zulaufkraft.

$$\eta_{\text{Speicher}} = \frac{B_{\text{Zu_Füll}}}{B_{\text{Zu_Füll}} + B_{\text{Zu_Entlastungsphase}}}$$

Der Sedimentationswirkungsgrad wird aus der Differenz des Wirkungsgrades zu dem Speicherwirkungsgrad ermittelt.

$$\eta_{\text{Sedi}} = \eta - \eta_{\text{Speicher}}$$

Für die Frachtwirkungsgrade ergibt sich in diesem Versuch ein Gesamtwirkungsgrad von $\eta = 62\%$. Diese Wirksamkeit geht zu 10% auf die Speicherwirkung (η_{Speicher}) und 52% auf die Sedimentationswirkung (η_{Sedi}) der Anlage zurück.

3.3.3.3 Wirkungsgrade unter stationärer Betriebsweise

Von dem Gesamtdatenbestand gehen 34 Versuche in die Auswertung der Frachtwirkungsgrade der Feinfraktion ein. Die Ergebnisse basieren auf Versuchen, die bei Regen- und Trockenwetter durchgeführt wurden. In der nachfolgenden Tabelle wurden die Daten differenziert nach Regen- und Trockenwetter ausgewertet. Das unterschiedliche Wettergeschehen beeinflusst die Ergebnisse der Frachtwirkungsgrade jedoch nur gering. In der folgenden Auswertung wird daher das Wettergeschehen nicht weiter differenziert betrachtet.

Tabelle 6: Frachtwirkungsgrade der Fraktion < 63 µm differenziert nach Regen- und Trockenwetter

Ergebnisse bei Regenwetter						
q_A [m/h]	1 [m/h]	2 [m/h]	3 [m/h]	4 [m/h]	5 [m/h]	6 [m/h]
Anzahl Versuche	5	-	-	8	-	4
Median der Frachtwirkungsgrade	73%	-	-	48%	-	37%

Ergebnisse bei Trockenwetter						
q_A [m/h]	1 [m/h]	2 [m/h]	3 [m/h]	4 [m/h]	5 [m/h]	6 [m/h]
Anzahl Versuche	5	4	-	6	-	2
Median der Frachtwirkungsgrade	67%	75 %	-	47%	-	31%

Die Ergebnisse der wetterunabhängigen Betrachtung sind grafisch in Box-Diagrammen in Abbildung 54 dargestellt und tabellarisch in Tabelle 7 aufgeführt.

Zunächst bestätigen die Messungen die Erwartungen, dass mit zunehmender hydraulischer Belastung eine Abnahme des Wirkungsgrades zu erwarten ist. **Bei Oberflächenbeschickungen von 1 m/h wird für die Feinfraktion ein Feststoffrückhalt von 69 % (Median) erreicht. Der höchste Wirkungsgrad wird bei 2 m/h erreicht und liegt im Median bei 75 %. Bei q_A = 4 m/h wurde ein Rückhalt der Feinfraktion von 48 % erreicht, der bei q_A = 6 m/h auf 34 % reduziert wird (Mediane).**

Der scheinbar etwas höhere Wirkungsgrad bei 2 m/h gegenüber 1 m/h Oberflächenbeschickung ist hier wohl auf die der geringen Datenanzahl und die große Streuung zurückzuführen.

Kernergebnis des vorliegenden Forschungsprojektes ist sodann Abbildung 55. Dort wurden die Daten, welche dem Boxplot in Abbildung 54 zu Grunde liegen, direkt eingezeichnet, um den Trend des Zusammenhanges zwischen dem Frachtwirkungsgrad und der Oberflächenbeschickung darzustellen. Erstmals liegt damit eine Aussage über stationäre Abscheidewirkungsgrade für die Feinfraktion „echten“ Mischwassersediments für mit unterschiedlicher Oberflächenbeschickung betriebene Schrägklärer vor, und zwar auf der Basis von in der Großausführung gemessenen Daten. Demnach kann der Abscheidewirkungsgrad bei hinreichend kleiner Oberflächenbeschickung von z.B. 1 m/h sehr wohl beachtliche 70 % erreichen. Auch bei größerer Oberflächenbeschickung von 6 m/h liegt der mittlere Wirkungsgrad immer noch bei ca. 35 %.

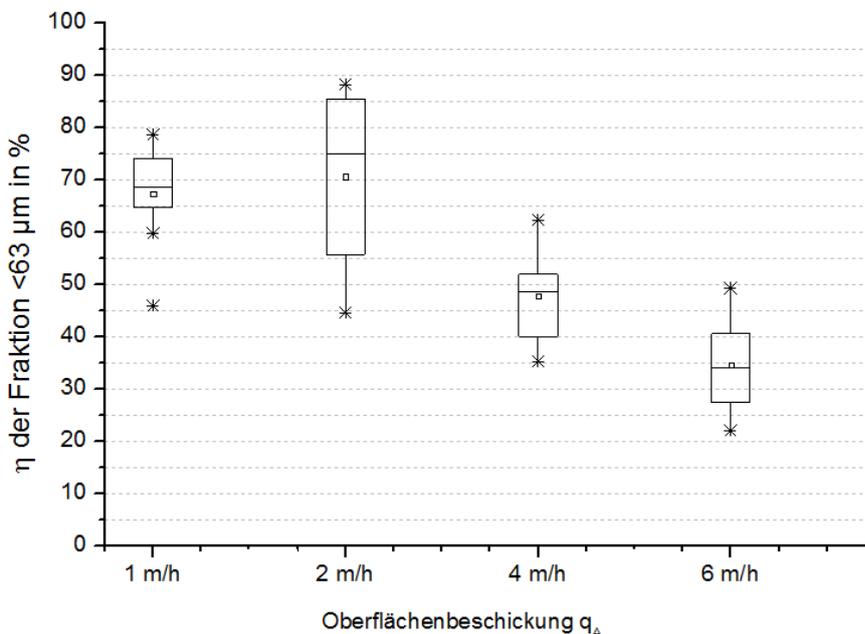


Abbildung 54: Frachtwirkungsgrade für die < 63 μm Fraktion der Pilotanlage (Datenbasis: Regen- und Trockenwetter)

Tabelle 7: Auswertung der Frachtwirkungsgrade für die < 63 μm Fraktion an der Pilotanlage (Datenbasis Regen- und Trockenwetter)

Oberflächenbeschickung q_A	1 [m/h]	2 [m/h]	4 [m/h]	6 [m/h]
Anzahl Versuche (davon bei RW & TW)	10 (5 RW & 5 TW)	4 (4 TW)	14 (8 RW & 6 TW)	6 (4 RW & 2 TW)
Min	46%	45%	35%	22%
1. Quartil	65%	61%	41%	29%
Median	69%	75%	48%	34%
3. Quartil	74%	84%	52%	39%
Max	79%	88%	62%	49%

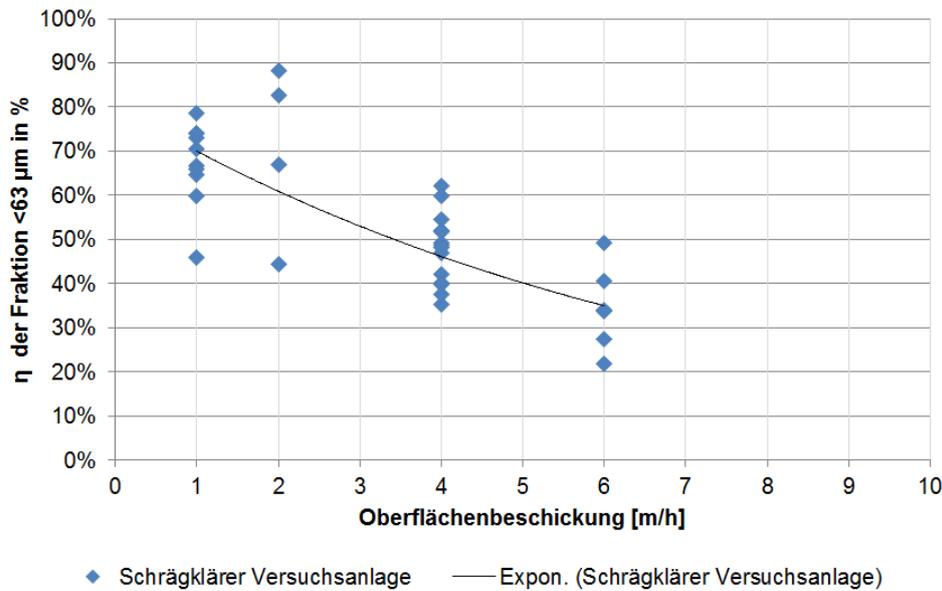


Abbildung 55: Zusammenhang der Oberflächenbeschickung und dem Frachtwirkungsgrad der Feinfraktion (<math><63 \mu\text{m}</math>)

3.3.3.4 Abflussspitzen

Die zeitliche Beaufschlagung und die hydraulische Belastung von Regenbecken resultiert aus der Niederschlagsintensität im Einzugsgebiet. Die Variabilität der Niederschlagsintensität beeinflusst daher die Zulaufmenge bzw. die Oberflächenbeschickungen von Regenbecken bis zu einem Maximum von 10 m/h – bei diesem Wert springt bei nach den derzeitigen Regeln der Technik bemessenen Durchlaufbecken der Beckenüberlauf an; darüber hinausgehende Zuflussspitzen passieren die Beckenkammer nicht mehr.

Die Wirksamkeit von Regenbecken ist unter anderem auf die hydraulische Belastung zurückzuführen. Mit der pumpengesteuerten Pilotanlage sollten neben der kontinuierlichen Beschickungsweise auch diskontinuierliche Versuche durchgeführt werden. In zwei Durchgängen wurde untersucht, wie stark der Gesamtwirkungsgrad eines Regenereignisses reduziert wird, wenn ein langes Regenereignis mit geringer hydraulischer Belastung ($q_A = 1 \text{ m/h}$) und guten Sedimentationsbedingungen von kurzen Phasen mit hoher hydraulischer Belastung ($q_A = 6 \text{ m/h}$) unterbrochen wird (siehe Methodik Kapitel 3.2.1).

Bei den Versuchen zum Einfluss von Abflussspitzen wurden für die Feinfraktion über das simulierte „Gesamtereignis“ gesehene Wirkungsgrade von 73 % und 76 % erreicht. Somit liegen die Ergebnisse der Versuche in der gleichen Größenordnung wie der Wirkungsgrade der übrigen Versuche bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 1 \text{ m/h}$. Anhand dieser beiden Versuche konnte ein verringerter Frachtwirkungsgrad, verursacht durch kurze und hohe hydraulische Belastungsspitzen mit $q_A = 6 \text{ m/h}$ nicht nachgewiesen werden.

Ein möglicher Erklärungsansatz für den entgegen den Erwartungen stabilen Wirkungsgrad ist, dass Abflussspitzen den Sedimentationswirkungsgrad erst herabsetzen, wenn ausreichend Sedimentmasse in der Sedimentationskammer für Remobilisierungsprozesse verfügbar ist. Zum Zeitpunkt der simulierten Abflussspitzen bestand das Sedimentdepot rechnerisch aus ca. 3,7 kg Trockensubstanz (TS) und zum Zeitpunkt des 2. Spitzenabflusses aus 5,0 kg TS.

3.3.3.5 CSB_{gesamt}-Reduktion

In 5 Stichproben, die bei $q_A = 4 \text{ m/h}$ durchgeführt wurden, wurden auch Konzentrationen von CSB_{ges} im Zu- und Ablauf ermittelt und über das Durchflussvolumen die Frachten berechnet. Auf Basis der Zu- und Ablauffrachten wurde der Wirkungsgrad berechnet. Der Median des Frachtwirkungsgrades des Parameters CSB_{ges} liegt im Median bei 29 %. Dieser Wirkungsgrad bleibt unter dem Feststoffwirkungsgrad zurück.

Der geringere Wirkungsgrad ist darauf zurückzuführen, dass ein Teil des CSB_{ges} als gelöste Substanz vorliegt, welche im Schrägklärer nicht zurückgehalten wird. Eine statistische Korrelation zwischen dem Feststoffrückhalt und dem Frachtwirkungsgrad für CSB geht aus diesen Stichproben nicht hervor.

Tabelle 8: CSB_{ges}-Frachtwirkungsgrad

Datum	CSB _{ges}				CSB _{ges} Frachtwirkungsgrad η	Feststoff Frachtwirkungsgrad Feinfraktion (<63 μm) η
	Zu [mg/l]	Ab [mg/l]	Zulauf Fracht [kg]	Ablauf Fracht [kg]		
21.08.2013	583	552	125	106	15%	42%
12.09.2013	366	326	36	24	31%	55%
16.09.2013	499	486	38	27	31%	40%
18.09.2013	163	163	13	9	29%	47%
20.09.2013	496	461	50	36	28%	49%
Median	496	461	38	27	29%	47%

3.3.3.6 Quantifizierung des Einflusses der Zulaufkonstruktion auf den Feststoffrückhalt in der Schrägklärer-Pilotanlage

Wie bereits aus den Ergebnissen der hydraulischen Untersuchungen hervorgegangen ist, nimmt die Zulaufsituation Einfluss auf die gleichmäßige Durchströmung der Platten. Der Einfluss der Durchströmung drückt sich unmittelbar in der Abscheideleistung einer Schrägkläreranlage aus. Dieser Einfluss wurde anhand einer Versuchsreihe quantifiziert.

Bei den Untersuchungen wurde die Zulaufkonstruktion „Rohrzulauf mit Prallblech“ der hydraulisch optimierten Zulaufvariante mit Verteilerrohr (T-Stück) gegenübergestellt. Die Versuche wurden bei Oberflächenbeschickungen von 2 m/h und 4 m/h durchgeführt. Abbildung 56 stellt die Ergebnisse der vergleichenden Untersuchungen dar. Bei 2 m/h wurde bei der Variante T-Stück ein Wirkungsgrad von 75 % und bei der Variante Prallblech ein Wirkungsgrad von 64 % erreicht. Unter hydraulischen Bedingungen von 4 m/h wurden beim T-Stück 48 % und beim Prallblech 40 % erreicht. Aus der Differenz der errechneten Mediane zeigt sich, dass eine hydraulisch optimierte Konstruktion um 8 % bis 11 % höhere Frachtwirkungsgrade erbrachte.

Es ist davon auszugehen, dass die Zulaufsituationen, welche weder über eine Energiedissipation in Form eines Prallbleches noch über ein Verteilungsbauwerk verfügen, deutlich geringere Wirkungsgrade erzielen als die hier ermittelten Ergebnisse.

Die Ergebnisse unterstreichen die generelle Notwendigkeit, Regenbecken hinsichtlich ihrer hydraulischen Durchströmung zu optimieren, um deren Potential zum Feststoffrückhalt zu maximieren.

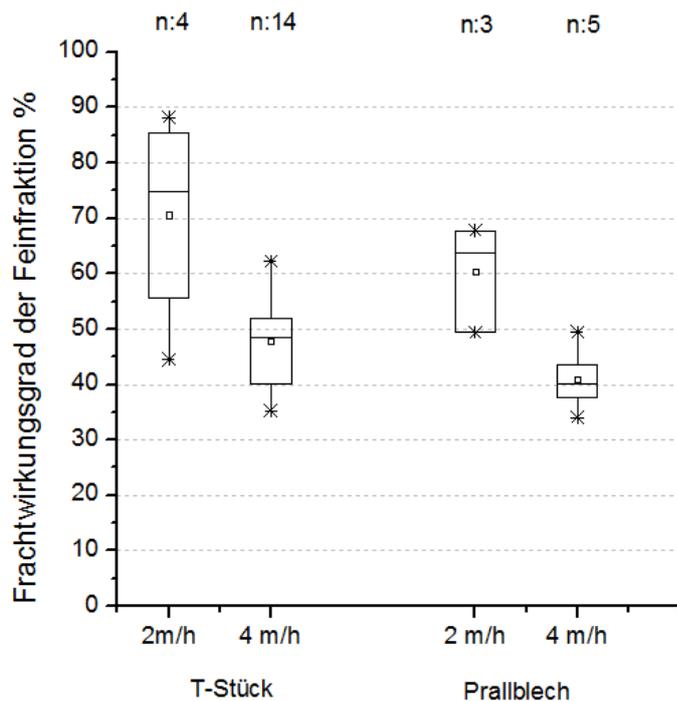


Abbildung 56: Frachtwirkungsgrad der Feinfraktion bei unterschiedlicher Zulaufgestaltung

3.3.3.7 Belegung der Absetzflächen mit Sedimenten

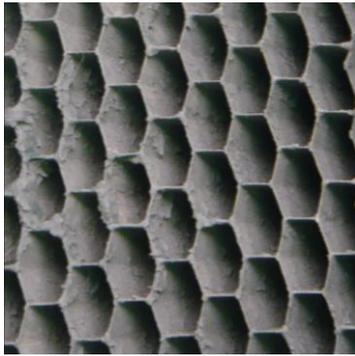
Schräglklärer sind im Mischsystem besonderen Herausforderungen ausgesetzt (Faserstoffe, Fette u.a.) die zu einer Verlegung der Schräglklärerelementen führen können. Im Zuge des Vorhabens sollte untersucht werden, welchen Einfluss die Ablagerungen auf den Oberflächen von Schräglklärern auf die Abscheideleistung nehmen. Im zeitlichen Verlauf des Projektes wurde festgestellt, dass die Betriebsdauer für den gezielten Aufbau eines Biofilmes zu hoch ist und innerhalb der Projektlaufzeit zu Lasten anderer Versuche gehen würde.

Die Belegung der Absetzfläche konnte stattdessen an einer Großanlage im Mischsystem untersucht werden, die seit mehreren Jahren in Betrieb ist. Das Regenbecken ist in offener Bauweise konzipiert und zulaufseitig ist ein Feinrechen vorgeschaltet (Abbildung 57). Anhand der Fotos wird deutlich, dass bei den Röhrenelementen auch nach mehreren Jahren Betrieb keine Verzopfungen aufgetreten sind. Bei dieser Anlage konnte darüber keine deutliche Steigerung der Verschmutzung beobachtet werden. Durch den Trocknungsprozess erfolgt eher eine selbstständiges „abschuppen“ der Sedimente, sodass die Abscheideflächen nur ein gewisses Sedimentdepot aufbauen und zumindest teilweise von selbst abblättern.

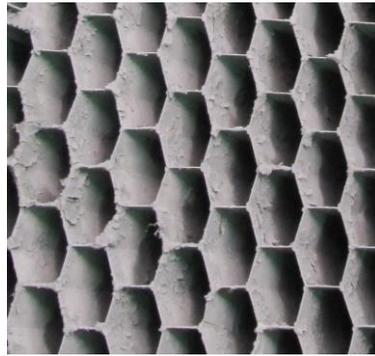
Generell ist nicht auszuschließen, dass bei anderen Anlagen mit höherer Belastung durch Fasern, Fette und Feststoffe eine Verzopfung der Röhren auftreten kann. Eine regelmäßige Sichtkontrolle und Reinigung nach Bedarf ist daher zu empfehlen.

Sollte eine deutliche Verringerung des Röhrenquerschnitts oder gar ein vollständiger Verschluss von Röhrenelementen über einen höheren Flächenanteil einer Anlage auftritt, wird das hydraulische Verhalten der Schräglkläreranlage negativ beeinflusst indem sich Vorzugsströmungen mit hohen Fließgeschwindigkeiten ausbilden, die mit einer Verringerung der Sedimentationswirkung einhergehen.

Jahr 2011



Jahr 2013



Jahr 2015

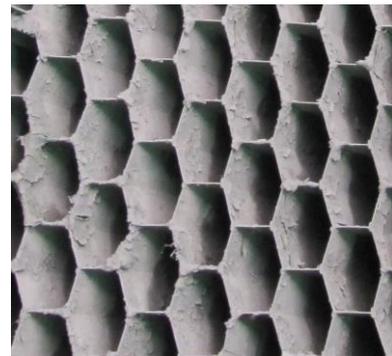


Abbildung 57: Sedimentauflage auf Röhrenabscheidern eines Regenbeckens

Von den Oberflächen der in Abbildung 57 dargestellten Röhrenelemente wurden 2015 zwei Sedimentproben entnommen und auf ihre Korngrößenverteilung analysiert. In Abbildung 58 sind die Ergebnisse der Analyse dargestellt. Beide Proben wurden nach der gleichen Methodik entnommen, verarbeitet und analysiert. Probe 1 zeigt, dass die Sedimente zu einem Anteil von 88% der Fraktion kleiner $<63 \mu\text{m}$ angehören und 12% größere Kornfraktionen angehören. Die Korngrößenverteilung von Probe 2 zeigt, dass darin nur ein geringer Anteil von 34% der Fraktion $<63 \mu\text{m}$ zuzuordnen ist.

Das Ergebnis der Probe 1 entspricht etwa den Erwartungen, dass auf den Abscheiderelementen dominierend sehr feines Material abgelagert wird, da davon ausgegangen wurde das größere Kornfraktionen bereits sedimentiert sind. Die Kornverteilung von Probe 2 überrascht durch einen relativ hohen Anteil groben Materials das an den Oberflächen anhaftet.

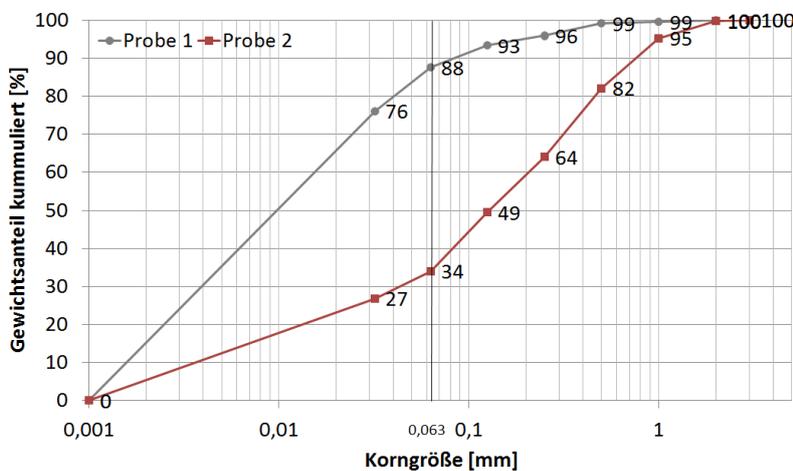


Abbildung 58: Siebliensummenkurve der Sedimentauflage

3.3.4 Ergebnisse

Zur Leistungsfähigkeit von Regenbecken mit Schrägklärern gibt es bisher nur wenige systematische Untersuchungen. Auf Basis der Ergebnisse von Fuchs et al. (2014) an 3 Regenbecken im Misch- und Trennsystem wurden für die Oberflächenbeschickung Bemessungsempfehlungen abgeleitet. Diese wurden ins DWA-M 176 übernommen. Das Merkblatt M 176 empfiehlt die Bemessung von Schrägklärern analog der von Durchlaufbecken, jedoch mit einer Oberflächenbeschickung von $q_A \leq 4 \text{ m/h}$ für niederschlagsgesteuerte Anlagen. Nach

Fuchs et al (2014) kann somit für eine zu behandelnde Regenspende von $q_{\text{krit}} = 15 \text{ l/(s}\cdot\text{ha)}$ eine Mindestanforderung für den Feststoffrückhalt ($\eta_{\text{AFS,fein}} \geq 50 \%$) erreicht werden.

Für kontinuierlich beschickte Systeme empfiehlt das Merkblatt M 176 eine reduzierte Oberflächenbeschickung von $q_A \leq 2 \text{ m/h}$. Die Bemessungsempfehlung wurde reduziert, weil davon ausgegangen wurde, dass Anlagen, die dauerhaft an der Bemessungsgrenze betrieben werden, gegenüber niederschlagsbeschickten Anlagen eine geringere Leistung erbringen.

Um die Datengrundlage für die Bemessungsempfehlung zu überprüfen und zu verdichten, wurden in diesem Vorhaben mit einer ähnlichen Methodik wie bei Fuchs et al (2014) Untersuchungen mit Feststoffsammlern zur Sedimentationsleistungsfähigkeit von Schrägklärern im Mischsystem durchgeführt.

Die großtechnische Anlage erreichte unter hydraulisch optimierten Bedingungen (Zulaufvariante Verteilerrohr) bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 4 \text{ m/h}$ einen Feststoffrückhalt von 48% (Median) für die Feinfraktion ($< 63 \mu\text{m}$). Bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 2 \text{ m/h}$ wurde ein Wirkungsgrad von 75% erreicht (siehe Kapitel 3.3.3.3). Somit wurden in diesem Vorhaben erstmals stationäre Wirkungsgrade mit definiertem, konstantem Mischwasserzufluss an großtechnischen Schrägklärern ermittelt. Es ist darüber hinaus eine deutliche Korrelation zwischen dem Feststoffrückhalt und der hydraulischen Belastung erkennbar (Abbildung 55). Die relativ guten Wirkungsgrade gehen über die Erwartungen hinaus und werden den Anforderungen, die an eine Regenwasserbehandlungsanlage gestellt werden, gerecht. Die Bemessungsempfehlungen des Merkblatts 176 sind vorerst beizubehalten und mit zunehmender Verdichtung der Datenlage nochmals zu überprüfen. Durch die Förderung des Landes NRW können weitere Daten zur Wirksamkeit mit Abschluss des Vorhabens „Opti-Trenn“ erwartet werden.

Die Ergebnisse in Abbildung 55 weisen eine breite Streuung auf. Als wesentliche Ursache hierfür wird die Inhomogenität des abwasserbürtigen Feinsedimentes vermutet. Als relevante Faktoren gelten zum Beispiel der Gewichtsanteil und die Konzentration der Feinpartikel an der Gesamtmasse sowie der Anteil an Zellulose (Toilettenpapier). Da Zellulose eine geringe Dichte aufweist, liegt die Schlussfolgerung nahe, dass ein hoher Zelluloseanteil die Sedimentationswirkung verringert. Des Weiteren kann sich der Zersetzungsgrad der Zellulose auf die Ergebnisse auswirken. Mit zunehmendem Zersetzungsgrad wird die Zellulose beim Sieben von der groben bis zur feinen Maschenweite verfrachtet und kann auf diese Weise die Anteile der Feinfraktion beeinflussen.

Die differenzierte Betrachtung der Ergebnisse, welche bei Regen- und Trockenwetter erhoben wurden, brachte keinen Erkenntnisgewinn darüber, inwiefern sich ein unterschiedlicher Gehalt an organischer Substanz auf den Sedimentationswirkungsgrad auswirkt. Der Anteil des Glühverlustes variierte zwischen Trocken- und Regenwetterproben nur geringfügig.

Die Versuche mit Abflussspitzen, d.h. einer Unterbrechung des stationären Betriebes mit kurzen hohen hydraulischen Belastungen, ergaben keinen Erkenntnisgewinn darüber, inwieweit sie den Wirkungsgrad herabsetzen. Die erreichten Wirkungsgrade liegen in dem Spektrum der Ergebnisse unter kontinuierlichen Zulaufbedingungen.

In 5 Stichproben, die bei $q_A = 4 \text{ m/h}$ durchgeführt wurden, sind CSB-Konzentrationen im Zu- und Ablauf ermittelt und über das Durchflussvolumen die Frachten berechnet worden. Der Median des Frachtwirkungsgrades des Parameters CSB liegt bei 29 %.

In einer weiteren Versuchsreihe wurde der Einfluss der Zulaufsituation auf den Feststoffrückhalt anhand der Varianten Rohrzulauf mit Prallblech und einem Verteilerrohr untersucht.

Zu der einfachen Variante mit Rohrzulauf wurden keine Versuche durchgeführt, da bereits bei den hydraulischen Untersuchungen ein sehr negatives Strömungsverhalten nachgewiesen wurde.

Aus den Ergebnissen geht hervor, dass die strömungsoptimierte Variante mit Verteilerrohr bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 2 \text{ m/h}$ einen Feststoffrückhalt von 75% erreicht. Dies ist ein gegenüber der Variante mit Prallblech um 11 % höherer Wirkungsgrad. Bei einer Oberflächenbeschickung von $q_A = 4 \text{ m/h}$ ist der Feststoffrückhalt um 8 % höher (siehe Kapitel 3.3.3.6).

Die im Rahmen dieses Projektes durchgeführte Untersuchungsreihe unterstreicht die Notwendigkeit, Regenbecken und Schrägklärer hinsichtlich ihrer Durchströmung zu optimieren, um einen maximalen Feststoffrückhalt zu erreichen. Andernfalls ist zu befürchten, dass neue oder nachgerüstete Regenbecken mit Schrägklärern deutlich hinter dem möglichen Frachtwirkungsgrad zurückbleiben.

Forschungsbedarf

In den Untersuchungen konnte der Nachweis erbracht werden, dass die Wirksamkeit einer Schrägkläreranlage auf mehrere Faktoren zurückzuführen ist, unter denen die Oberflächenbeschickung und die Durchströmung eine bedeutende Rolle spielen. Um das Wirkungsgefüge eingehender beschreiben zu können und weitere Hypothesen für die Abhängigkeit des Sedimentationswirkungsgrades aufzustellen, sind weitere Untersuchungen notwendig. Folgende Fragestellungen sind noch zu erarbeiten:

- Mit welchen Wirkungsgraden kann im Trennsystem gerechnet werden?
- Sind aufgrund der unterschiedlichen Wasserinhaltsstoffe und der damit verbundenen Sedimentationseigenschaften differenzierte Bemessungsansätze für das Trenn- und Mischsystem zu entwickeln?
- Die Anlage wurde mit konstanten Oberflächenbeschickungen betrieben, dennoch weisen die Ergebnisse eine breite Streuung auf. Worauf ist die Streuung zurückzuführen und wie könnten identifizierte Parameter in den Bemessungsempfehlungen Berücksichtigung finden?

Beim Thema Sediment wurde die Erkenntnis gewonnen, dass der bisherige Ansatz einer Beschreibung der Eigenschaften durch Angabe einer Sinkgeschwindigkeit oder deren Verteilung unzureichend ist, da diese nicht eindeutig ist und zudem einige andere Effekte den Sedimentationswirkungsgrad ebenso stark, wenn nicht stärker, beeinflussen als dieser Parameter. Hier sind folgende Fragestellungen interessant:

- Welchen Einfluss nehmen Flockungsprozesse auf den Sedimentationswirkungsgrad, wann tritt eine Flockung auf und welche Faktoren begünstigen den Prozess?
- Wie verhalten sich verschiedene Sedimente auf den Oberflächen der Schrägklärerelementen? Welchen Einfluss nehmen das Abrutschen von Sedimenten und die Wiedereinmischung der Sedimente auf den Wirkungsgrad?
- Welchen Einfluss hat die Interaktion der Strömung mit dem bereits abgelagerten Sediment (Remobilisierung des Sediments in Strömungsrichtung oder Losrütteln und Begünstigen des Abrutschens)? Dabei ist zu berücksichtigen, dass sich Sediment auf

glatter Unterlage anders verhält als Sediment „über der eigenen Ablagerung“, wie sie z.B. dem Shields-Diagramm zugrunde liegt.

3.4 Empfehlungen zur Konzeption und Betriebsweise von Gegenstrom-Schrägklärern

3.4.1 Konstruktionshinweise

Aus dem Abschlussbericht des Vorhabens von Fuchs et al (2012) sind erste konstruktive Empfehlungen zur Gestaltung des Klarwasserabzugs und konzeptionelle Hinweise hervorgegangen. Diese Erfahrungen wurden in das DWA-M 176 übernommen.

Die vorliegenden Großanlagenerfahrungen und insbesondere die hydraulischen Untersuchungen bei der BAW belegen erstmals, dass die erreichbare betriebliche Wirksamkeit von Schrägklärern in hohem Maße von der gleichmäßigen Durchströmung des Schrägklärers abhängt. Die konstruktive Gestaltung des Zulaufes sowie die Ausführung und Anordnung der Klarwasserabzüge sind in diesem Zusammenhang wesentliche Stellglieder.

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass die Zulaufsituation mit einem Verteilerrohr nachweislich günstigere Strömungsbedingungen erzeugt und daraus hohe Wirksamkeiten resultieren (siehe Kapitel 3.3.3.6). Hinsichtlich der Zulaufsituation konnten durch die großtechnischen Versuche keine weiteren konstruktiven Gestaltungsempfehlungen erarbeitet werden. Systematische Untersuchungen zur Strömungsoptimierung sind an physikalischen oder numerischen Modellen zielführender.

Eine ähnliche hohe Bedeutung, wie sie vom Zulaufsystem ausgeht, ist von der Ablaufgestaltung zu erwarten. Wie hoch der Einfluss der Ablaufsituation auf die Wirksamkeit ist, wurde nicht untersucht. Die Klarwasserabzüge werden dennoch als eine Steuerungsgröße für die Durchströmung der gesamten Sedimentationsanlage angesehen. Für aufwärts durchströmte Gegenstrom-Schrägklärer ist die Anordnung von Klarwasserabzugsrinnen zu empfehlen, die möglichst über der gesamten mit Schrägklärerelementen ausgestatteten Fläche angeordnet ist.

Viele kleine Rinnensysteme mit geringem Abfluss wirken sich hydraulisch günstiger aus als wenige Rinnen mit hohem Abfluss. Bei größeren Rinnen besteht die Gefahr, dass sie als Strömungshindernisse gegenüber den darunter liegenden Abscheidern wirken. Kleinere Rinnen bedeuten jedoch einen Mehraufwand in der Anfertigung, Montage und bei der Ausrichtung.

Die Überlaufschwelle in die Rinnen sollten zweckmäßigerweise als langgestreckte justierbare Blechkanten mit freiem Überfall vorgesehen werden. Zahnschwelle und U-Profile hätten zwar den Vorteil, dass die Gleichmäßigkeit der Überströmung etwas weniger von Justagegenauigkeiten abhängt. An solchen Schwellen können aber Laub, Grobstoffe und Zellose leichter hängen bleiben und dann das Strömungsverhalten in dem Abscheider negativ beeinflussen. Generell sollten offene Rinnen so angeordnet werden, dass sie überall einfach zugänglich sind. Angelagerte Strömungshindernisse sind regelmäßig zu entfernen. Rinnen mit Überfallkanten eignen sich insbesondere dort, wo der Zufluss zum Schrägklärer ohnehin begrenzt ist, etwa durch eine Drossel im Zulauf oder eine Pumpenbeschickung.

Die meisten Durchlaufbecken im Mischsystem haben einen Beckenüberlauf (BÜ), dessen Aufgabe es ist, Zuflussspitzen bei Starkregen an der Beckenkammer vorbeizuleiten, um da-

mit ein Wiederaufwirbeln von Schlamm im Becken zu vermeiden. Diese Funktion sollte der Beckenüberlauf auch beim Einsatz von Schrägklärern behalten. Ist der BÜ ein festes Wehr, sind jedoch freie Überlaufschwelle an den Rinnen unzweckmäßig, weil dann diese Funktion nicht gewährleistet ist. Alternativ wird in diesem Fall eine Gestaltung des Klärüberlaufes mit gedrosselten Auslaufschlitzen als vorteilhaft angesehen (analog zur Ausführung bei üblichen Durchlaufbecken ohne Schrägklärer). Diese Schlitze bilden dann statt der beschriebenen Blechkanten den Überlauf in das Rinnensystem. Durch einen geringen hydraulischen Widerstand tragen die gedrosselten Auslaufschlitze zu einer Vergleichmäßigung des Abflusses bei, wobei allerdings zu beachten ist, dass die Schlitzweite wegen der bei einem ausgedehnten Rinnensystem geringen Abflüsse pro m Rinnenlänge sehr klein werden kann. Auch hier könnten sich Ablagerungen bilden, die vom Betrieb regelmäßig entfernt werden müssen.

Die Nivellierung der Abzugsrinnen ist von Bedeutung, um konstruktiv keine Vorzugsströmungen zu induzieren. Ungenauigkeiten führen zu einer Erhöhung des Abflusses der niedriger liegenden Abzugsrinne und bewirken Vorzugsströmungen, die mit einer lokalen Erhöhung der Fließgeschwindigkeit einhergehen. Hierfür sind höhenverstellbare Schwellen, alternativ Blenden an den Schwellen einzuplanen. Für die Nivellierung der Schwellen ist eine Erfolgskontrolle durchzuführen. Eine Nachjustierung ist bei vollgefülltem Regenbecken nach einem Entlastungsereignis zu empfehlen, um auftriebsbedingte Durchbiegungen der Rinnen zu kompensieren. Auch aufgrund von Witterungseinflüssen und Temperaturschwankungen ist es denkbar, dass die Schwellen sich verziehen. Die Ausrichtung der Schwellen ist daher z.B. jährlich zu überprüfen. Eine gute Erreichbarkeit der Abzugsrinnen ist auch aus diesem Grund erforderlich. Schließlich sind die Abzugsrinnen und die dafür erforderliche Unterkonstruktion auch mechanisch stabil zu konstruieren und gegebenenfalls entsprechend auszusteifen, um Verformungen infolge Auftriebs zu vermeiden. In Regenbecken sind aus Korrosionsschutzgründen Edelstahl-, eventuell auch hinreichend verformungsstabile GFK- oder Kunststoffkonstruktionen empfehlenswert.

3.4.2 Handreichungen für Sanierung und Neubau

Grundsätzlich gelten die im DWA Arbeitsblatt 166 genannten Konstruktionshinweise auch für Regenbecken mit Schrägklärern. Im Falle einer Nachrüstung oder eines Neubaus sind daher die Empfehlungen zu den Geometrieverhältnissen und der Einlaufgestaltung umzusetzen.

Weiterhin sind für Regenbecken mit Schrägklärern die Empfehlungen aus dem DWA Merkblatt 176 (2013) zu berücksichtigen.

Ergänzend zu den bereits genannten Hinweisen folgen nun Schemaskizzen die als Anregung für die Planung von Neubau und Nachrüstung herangezogen werden können. Auf Grundlage der bisherigen Erfahrungen, stellen für tief liegende Einläufe die Rohreinläufe im Pumpensumpf (Variante 3) und für hoch liegende Einläufe der Überfall über eine Schwelle (Variante 4) günstige Varianten dar. Die Beispiele wurden mit einer Schwelle skizziert, wobei die Umsetzbarkeit im Einzelfall zu prüfen ist.

Für das Beispiel wurde als Ausgangszustand ein Regenbecken im Bestand mit unten liegendem Rohreinlauf angenommen. Das Becken ist z.B. im Hauptschluss angeordnet verfügt über Trennbauwerk mit Beckenüberlauf was hier nicht dargestellt wird. Es wird angenommen, dass das Regenbecken mit Schrägklärern nachgerüstet werden soll, da es hydraulisch überlastet ist. Die Zulaufgestaltung entspricht nicht den Empfehlungen weshalb zulaufseitig auch eine Umplanung erforderlich ist (Abbildung 59).

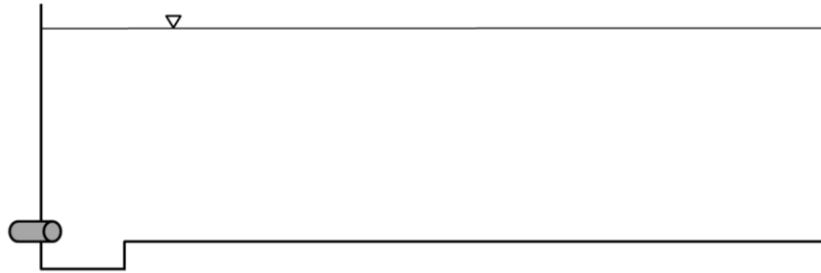


Abbildung 59: Regenbecken mit unten liegendem Einlauf (Beispiel 1)

Zulaufseitig könnte die Einlaufsituation durch eine Schwelle nachgerüstet werden, welche die für Schrägklärer notwendige gleichmäßige Anströmung über den Beckenquerschnitt verbessert. Angenommen es handelt sich nur um eine geringfügige hydraulische Überlastung und es bestehen von der Gewässerseite keine erhöhten Anforderungen wäre ein Teilausbau mit Schrägklärerelementen im hinteren Drittel der Sedimentationskammer ggf. ausreichend (siehe Querschnitt).

Für die Planung der Schrägklärerelemente und Ausführung des Klarwasserabzugs können die Konstruktionshinweise aus Kapitel 3.4.2 berücksichtigt werden. Bei einem schmalen Regenbecken kann der Abfluss voraussichtlich über eine mittig angelegte Sammelrinne abgeführt werden, ähnlich wie in der Aufsicht.

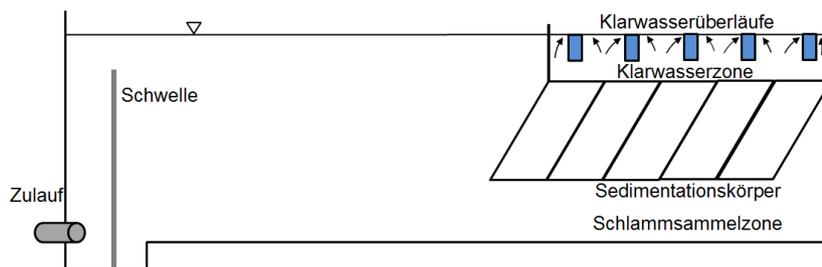


Abbildung 60: Querschnitt eines zum Teil mit Schrägklärern ausgebauten Regenbeckens (Beispiel 1a)

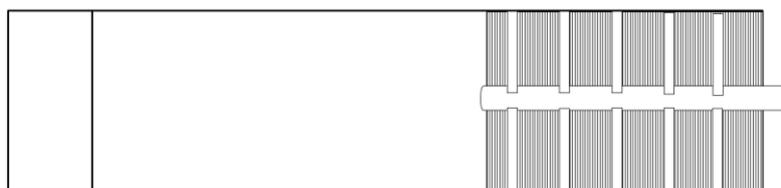


Abbildung 61: Aufsicht eines zum Teil mit Schrägklärern ausgebauten Regenbeckens (Beispiel 1a)

Sofern höhere Anforderungen bestehen, kann die Sedimentationskammer zu einem höheren Flächenanteil ausgebaut werden (Abbildung 62 und 63). Es ist zu beachten, dass ein ausreichend groß dimensioniertes Verteilerbauwerk eingeplant wird. Außerdem sind in regelmäßigen Abständen Trennwände oder Schotts oberhalb der Schrägklärerelemente zu empfehlen, die dazu dienen auftretende Querströmungen in der Klarwasserzone zu reduzieren.

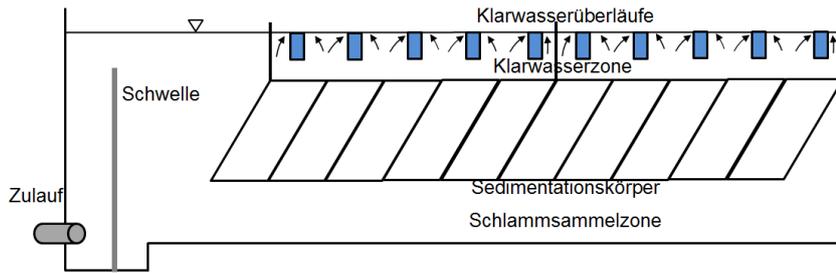


Abbildung 62: Querschnitt eines mit Schrägklärern ausgebauten Regenbeckens (Beispiel 1b)

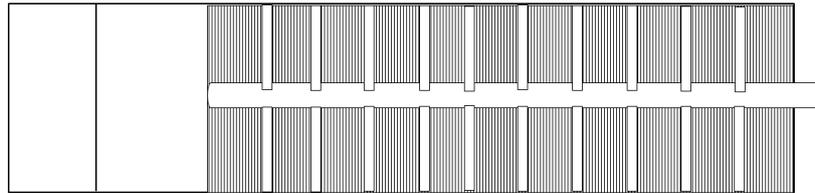


Abbildung 63: Aufsicht eines mit Schrägklärern ausgebauten Regenbeckens (Beispiel 1b)

Alternativ zu der hohen Schwelle kann zulaufseitig eine geschlitzte Wand oder ein Federblech eingeplant werden (Abbildung 64). Insbesondere bei schräg zum Regenbecken angeordneten Einlaufgerinnen bzw. Kanälen könne diese Gestaltungen eine regulierende Funktion übernehmen. Beide Varianten haben den großen Vorteil, dass sie eine Drosselfunktion übernehmen, die eine hydraulische Überlastung der Sedimentationsanlage weitestgehend vermeiden.

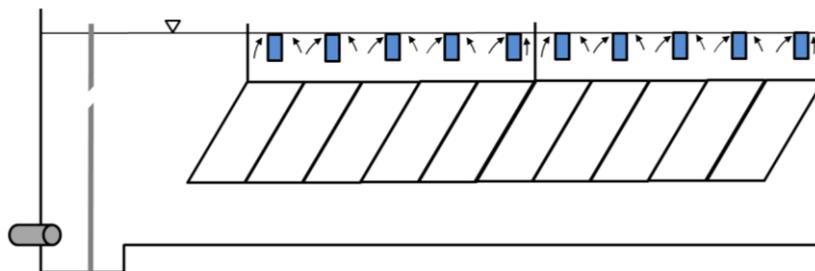


Abbildung 64: Querschnitt eines mit Schrägklärern ausgebauten Regenbeckens (Beispiel 1c)

Handelt es sich bei der Geometrie nicht wie zuvor in der Aufsicht dargestellt um ein langes und schmales Regenbecken, sondern um ein breites gar quadratische Geometrie, können z.B. Klarwasserabzugsrinnen mit zwei Sammelrinnen angeordnet werden (Abbildung 65). Letztlich gibt es noch weitere Anordnungen die je nach Geometrie sinnvoll sein können. Im Zuge der Ausführungsplanung ist es Aufgabe des planenden Ingenieurs die Rinnensysteme zu bemessen und eine günstige Anordnung zu finden, bei der die Funktionalität gegeben und das Kosten-Nutzen Verhältnis angemessen sind.

Bei einer solchen Geometrie könnte es sich zudem positiv auswirken die Sedimentationskammer zu teilen, sodass über eine mittig liegende Wand zwei hydraulische entkoppelte Sedimentationskammer entstehen (siehe rote Linie). Diese Maßnahme würde auch unter dem Aspekt ausgeführt großräumige Fehlströmungen zu unterbinden und eine gleichmäßige Beaufschlagung der Abscheider zu erreichen.

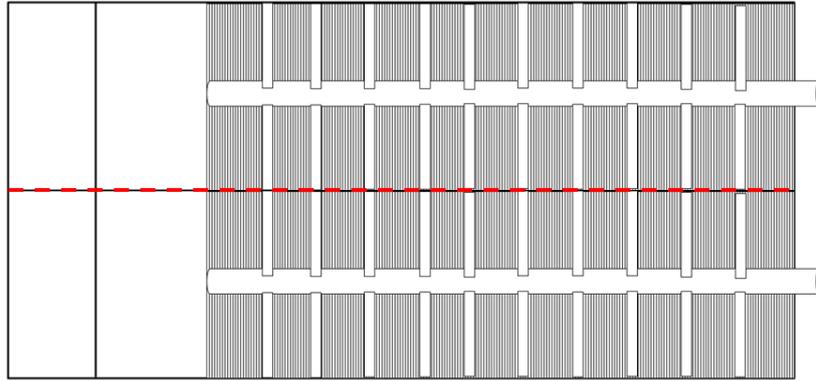


Abbildung 65: Aufsicht eines mit Schrägklärern ausgebauten Regenbeckens und einer hydraulischen entkoppelten Sedimentationskammer

Das folgende Beispiel betrachtet ein Regenbecken im Bestand mit hoch liegender Einlaufgestaltung welches mit Schrägklärern ausgebaut werden soll (Abbildung 66).

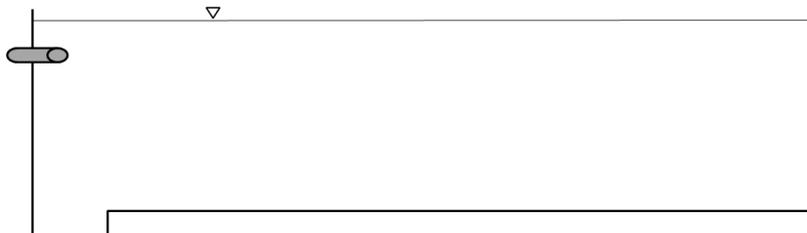


Abbildung 66: Querschnitt eines Regenbeckens mit hoch liegendem Zulauf (Beispiel 2)

Auch hier ist eine Nachrüstung mit zulaufseitiger Schwelle als Beispiel aufgezeigt. Um das Volumen der Vorkammer für die Energievernichtung zu nutzen, könnte sich hier eine Umlenkung des Zulaufes zur Sohle als günstig erweisen (Abbildung 67).

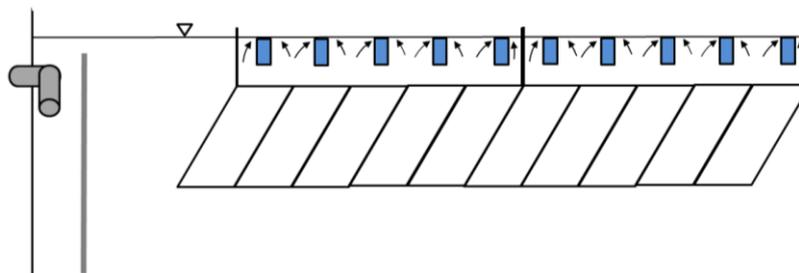


Abbildung 67: Querschnitt eines Regenbeckens Schrägklärern (Beispiel 2a)

3.4.2.1 Sanierungsbedarf für die im Vorhaben begangenen Anlagen

Für die im Vorhaben begangenen Rechteckbecken wurde überprüft, ob Hinweise auf einen Sanierungsbedarf vorhanden sind und ggf. eine Nachrüstung mit Schrägklärern zu empfehlen ist. Die Nachrüstung mit Schrägklärern kann eine Handlungsoption darstellen, wenn ein Regenbecken im Bestand hydraulisch überlastet ist. Anstelle der Erweiterung des Beckenvolumens, wäre der Einbau von Schrägklärern eine kostengünstige Alternative.

Eine andere Situation ergibt sich, wenn ein Regenbecken aus konstruktiver Sichtweise nicht die Empfehlungen des DWA-A 166 erfüllt und das Becken umgebaut werden muss. Ist die

Entlastungseinleitungsstelle zusätzlich in einem Wasserkörper gelegen, der nach dem WRRL-Bewirtschaftungsplan als defizitär eingestuft wurde, könnte ergänzend zum Beckenumbau eine Nachrüstung mit Schrägklärern sinnvoll sein um eine höhere Reinigungsleistung gegenüber Standardbecken zu erreichen.

Für die in NRW begangenen Anlagen, besteht nach dem aktuellen Wissensstand kein Bedarf einer Nachrüstung mit Schrägklärern. Die im Vorhaben betrachteten Regenbecken beim Aggerverband weisen in der Regel ein überdurchschnittlich großes spezifisches Speichervolumen von 26 – 70 m³/ha auf, da hier erhöhte Anforderungen an die Mischwassereinleitung bestehen. Lediglich ein Regebecken verfügt über ein Speichervolumen von 12 m³/ha. Dieses Regebecken verfügt jedoch über einen RBF als Folgebauwerk, sodass eine Nachrüstung nicht sinnvoll ist.

Für die Regenbecken in BW ist die Datenlage zur hydraulischen Belastung lückenhaft. Als weitere Kriterien wurden Defizite in der konstruktiven Gestaltung und die Lage der Entlastungseinleitungsstelle in einem defizitären Gewässer betrachtet. Unter den Anlagen war kein Regenbecken, das in mindestens zwei Argumenten negativ beurteilt werden musste. Daher wird an diesen Regenbecken aktuell kein Handlungsbedarf gesehen. Ein Bedarf könnte entstehen, wenn die Bewirtschaftungspläne aktualisiert und die Gewässer neu beurteilt wurden oder wenn die hydraulischen Bedingungen bekannt wären.

3.4.3 Betriebsweise

Die Betriebserfahrungen am vorliegenden großtechnischen Teilprojekt ergänzen die von den Projektpartnern im Zuge mehrerer anderer Untersuchungen gewonnenen Erkenntnisse und lassen sich wie folgt beschreiben:

Verschmutzung der Schrägklärerelemente

Zunächst ist eine Verschmutzung der Schrägklärerelemente ein Zeichen dafür, dass dort wie erwartet Sediment abgeschieden wird. Problematisch sind jedoch Verzapfungen und Anlagerungen von Grobstoffen, die bestimmte Lamellenzwischenräume dann verstopfen können, wodurch dort dann kein Wasser mehr hindurchfließt. Es gilt also betrieblich, solche Verlegungen entweder wenn möglich gar nicht erst aufkommen zu lassen oder aber regelmäßig zu entfernen. Beides erfordert gegenüber klassischen Regenüberlaufbecken einen erhöhten betrieblichen Aufwand.

Um Verlegungen möglichst zu vermeiden, sollten die Lamellen einen gewissen Mindestabstand haben. M 176 empfiehlt mindestens 80 mm. Zwar würde ein engerer Lamellenzwischenraum die Sedimentationsfläche vergrößern und damit den erreichbaren Wirkungsgrad erhöhen, doch sind die 80 mm ein betrieblicher Kompromiss. Eine weitere Empfehlung in diesem Merkblatt ist der Einbau eines Feinrechs im Zulauf, der den Eintrag größerer Abwasserinhaltsstoffe verringert.

Zum anderen ist betrieblich eine regelmäßige Inspektion des Schrägklärers (anfangs idealerweise nach jedem stärkeren Regenereignis) und bei Bedarf das Entfernen vorgefundener Anlagerungen erforderlich. Das erfordert für das Wartungspersonal einen einfachen, sicheren Zugang zu allen Teilen der Schrägkläreranlage mit der Möglichkeit der Reinigung, etwa mit einem Schlauch.

Da bei den vorliegenden Untersuchungen die Schrägklärerelemente nach jedem Versuch sorgfältig abgereinigt wurden, um Verfälschungen des nächsten Versuchs durch noch anhaf-

tende Schlammreste zu vermeiden, konnten hier keine weiteren Betriebserfahrungen zum Thema Reinigungsintervalle gewonnen werden. Das Reinigungsintervall sollte daher bei jeder Anlage individuell nach der beobachteten Verschmutzung festgelegt werden, speziell nach dem Aufkommen von Grob- und Schwimmstoffen wie Papier, Haaren oder gar Fett. Auch die restlichen Installationen im Regenbecken, etwa der erwähnte zulaufseitige Feinrechen, sind dabei mitzuspizieren und zu reinigen.

Zu der Fragestellung, ob sich Verschmutzungen auf die Sedimentationswirksamkeit auswirken, konnte in diesem Vorhaben keine Erkenntnisse gewonnen werden. Angesichts der breiten Streuung der Daten erscheint es schwierig, in Feldversuchen diese Randbedingung zu quantifizieren. Auf Basis der hydraulischen Untersuchungen ist jedoch eindeutig davon auszugehen, dass durch grobstoffbedingte Verlegungen das Strömungsverhalten in den Abseiderelementen beeinflusst wird und sich dies negativ auf die Sedimentationswirksamkeit auswirkt.

Wirkung der Abreinigungsvorrichtung

Der im vorliegenden Projekt benutzte Container hatte eine maschinelle Schwenkvorrichtung, durch welche die Lamellenpakete zum Zweck der Abreinigung bei noch wassergefülltem Container hin- und hergeschwenkt werden und dann in senkrechter Stellung gehalten werden konnten, wodurch auf den Lamellen abgelagerter Schlamm zum Abrutschen gebracht wurde. Es gibt auch einige andere Lamellensysteme auf dem Markt, bei dem Lamellen oder Waben z.B. mithilfe eines Schwimmers geschwenkt werden. Auch das Merkblatt DWA-M 176 weist daraufhin, dass zur Unterstützung der Selbstreinigung die Schrägklärelemente in einen höheren Neigungswinkel (bis senkrecht) aufgestellt werden können.

Die Einrichtung wurde zwar benutzt, doch konnten im Zuge des Projektes auch hier keine belastbaren Betriebserfahrungen über die Auswirkung und die Zuverlässigkeit dieser Anlage gewonnen werden, weil das Versuchsprogramm es erforderte, die Lamellen nach jedem Versuch gründlich von Hand zu reinigen.

Es ist darauf zu achten, dass solche (bei Regen teilweise unter Wasser befindliche) Mechaniken im Zusammenhang der bereits beschriebenen Wartung der Schrägklärelemente mitgewartet werden, um ihre Leichtgängigkeit zu sichern und Blockaden z.B. infolge angelagerter Feststoffe zu vermeiden. Es werden häufige Funktionsüberprüfungen empfohlen.

Nachträgliche Justagemöglichkeit für das Rinnensystem

Es ist wie bereits beschrieben notwendig, das Rinnensystem des Klärüberlaufes regelmäßig nachjustieren, um zu gewährleisten, dass die Entlastungsschwellen auf gleicher Höhe liegen. Ein starker Höhenversatz kann Fehlströmungen und damit eine unregelmäßige Beaufschlagung der Oberflächen induzieren.

Anwendungsgrenzen

Die Pilotanlage wurde in diesem Vorhaben ausschließlich im Mischsystem mit Schmutz- und Mischwasser betrieben. Gegenüber hohen Zulaufkonzentrationen bestehen für Schrägklärer keine Einschränkungen. Unter der Voraussetzung günstiger Strömungsverhältnisse ist mit einem hohen Feststoffrückhalt zu rechnen.

4 Validierung des numerischen Modells zur Simulation von Schrägklärern

von Nina Voßwinkel, Rainer Mohn, Mathias Uhl und Stefan Rehtien

4.1 Untersuchungskonzept

Die in dem vorstehenden Kapitel 3 beschriebene Pilotanlage (Container) wurde in einem dreidimensionalen numerischen Modell simuliert. Ziel der Untersuchung ist die Validierung des numerischen Modells. Weiterhin sollen die Durchströmungs- und Absetzprozesse im Becken visualisiert werden und ein vertieftes Verständnis der Vorgänge in der Pilotanlage ermöglicht werden. Konstruktive Hinweise zur Ausrüstung von Becken mit Schrägklärern werden in diesem Kapitel nicht abgeleitet. Dieses erfolgt im nachfolgenden Kapitel 5.

Im physikalischen Modell der Pilotanlage sowie auch im numerischen Modell wurden Tracerversuche durchgeführt. Diese dienen dem Nachweis, dass das numerische Modell das Durchströmungsverhalten in der Pilotanlage korrekt abbildet. Sie ermöglichen eine integrale Beurteilung der vorliegenden Durchströmung. Weiterhin wurden Geschwindigkeitsmessungen mit einem Vectrino-Messgerät durchgeführt und mit den im numerischen Modell simulierten Geschwindigkeiten verglichen. Ergänzend wurden Absetzwirkungsgrade für ausgewählte Feststoffpartikel ermittelt.

Die Geometrie des Containers ist sehr komplex. Daraus ergibt sich eine sehr hohe Auflösung des Gitternetzes, was die Anzahl der im Projektrahmen möglichen Simulationsläufe einschränkt. Nicht alle Fragen konnten im Rahmen des Projektes geklärt werden.

4.1.1 Hydraulische und geometrische Randbedingungen

Die geometrischen Randbedingungen der simulierten Pilotanlage wurden in Kapitel 3.1 beschrieben. Diese wurden für das numerische Modell ohne Änderungen übernommen.

Die Variante mit einfachem Rohrzulauf sowie die Variante mit T-Stück wurden im numerischen Modell abgebildet. Abbildung 68 zeigt die Geometrie der Pilotanlage im numerischen Modell mit einfachem Rohrzulauf. In Abbildung 69 ist die Geometrie mit Zulauf über ein T-Stück zu sehen.

Als hydraulische Belastung wird eine Oberflächenbeschickung von $q_A = 4 \text{ m/h}$ ($A_{\text{eff}} = 21,45 \text{ m}^2$, $Q = 23,8 \text{ l/s}$) gewählt. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass der gesamte Container mit Lamellen ausgerüstet ist und somit die effektive Absetzfläche des Beckens selbst zu vernachlässigen ist. Die Berechnung der Oberflächenbeschickung erfolgt nach Formel (37) und (38).

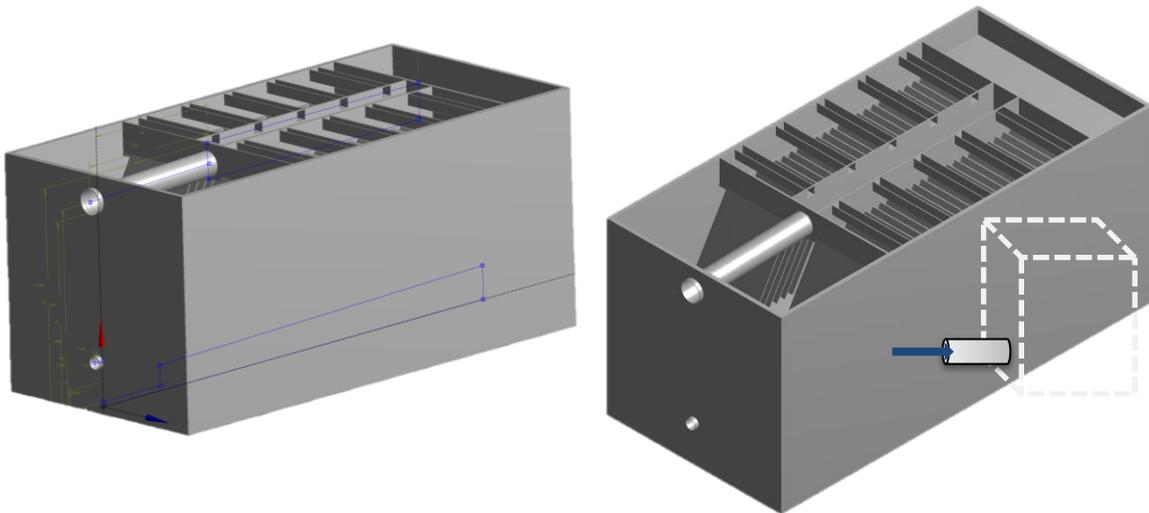


Abbildung 68: Abbildung der Geometrie der Pilotanlage im numerischen Modell – einfacher Rohrzulauf

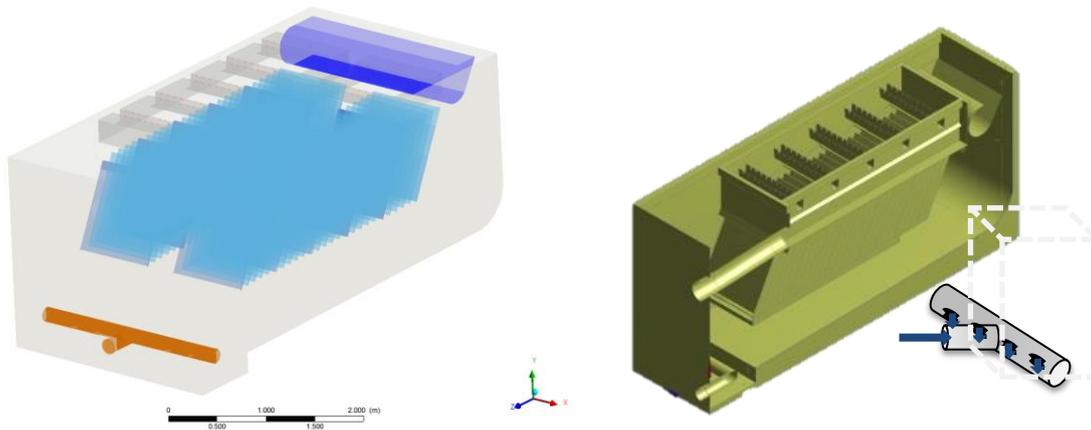


Abbildung 69: Abbildung der Geometrie der Pilotanlage im numerischen Modell – Zulauf mit T-Stück

4.1.2 Modell Setup

Die Simulationen erfolgten dreidimensional. Aufgrund der komplexen Geometrie und der daraus folgenden hohen Zellanzahl (4,8 Mio. Gitternetzzellen) werden die Simulationen stationär durchgeführt. Die übrigen Einstellungen (Turbulenzmodell, Mehrphasenmodell, Partikelauswahl etc.) sind analog zu den Ausführungen in Kapitel 5.1 definiert.

4.1.3 Auswertemethoden

4.1.3.1 Methodik der Verweilzeitverteilung

Tracerganglinien können für stationäre und instationäre Verhältnisse mit Hilfe der Methodik der Verweilzeitverteilung ausgewertet werden (Werner/Kadlec [1995], Uhl et al. [2009]). Um die Verweilzeitverteilungen unterschiedlich großer Anlagenvolumina und hydraulischer Belastungen vergleichbar gegenüberzustellen, ist eine dimensionslose Darstellung der Konzentration und der Zeit erforderlich. Die normierte Konzentration C' wird wie folgt berechnet:

$$C' = \frac{C}{M/V_R} \quad (30)$$

mit: C' normierte Konzentration [-]
 C gemessene Konzentration des Tracers im Ablauf [mg/l]
 M Masse des Tracer [mg]
 V_R Reaktorvolumen [l]

Im allgemeinen Fall kann für die Masse des Tracers die in den Zulauf eingespeiste Masse oder die im Ablauf wiedergefundene Masse des Tracers verwendet werden. Im Rahmen der vorliegenden Laboruntersuchungen wird für die Berechnung der normierten Konzentration die wiedergefundene Tracermasse verwendet, da ein eindeutig definierter Anlagenablauf vorliegt und die Versuche einen nahezu vollständigen Traceraustrag gewährleisten.

Die Zeit wird als durchflussgewichtete Zeit dargestellt. Diese normierte Darstellung der Zeit entspricht der aktuellen theoretischen Austauschrate des Reaktorvolumens unter Annahme einer idealen Pfropfenströmung. Zuerst wird dazu das Volumen V_{Aus} , das seit dem Beginn der Tracereinspeisung die Anlage verlassen hat, unter Berücksichtigung des Durchflusses Q berechnet.

$$V_{Aus}(t) = \int_0^t Q(t) \cdot dt \quad (31)$$

mit: V_{Aus} Abflussvolumen seit Tracereinspeisung [l]
 t Zeit seit Tracereinspeisung [s]
 Q Durchfluss [l/s]

Mit Hilfe von V_{Aus} kann die dimensionslose, durchflussgewichtete Zeit Φ berechnet werden:

$$\phi = V_{Aus}/V_R \quad \text{und} \quad d\phi = dV_{Aus}/V_R \quad (32)$$

Die entsprechende Verweilzeitverteilung unter Verwendung der normierten Konzentration C' ergibt sich aus folgender Gleichung:

$$C'(\phi) = \frac{C(\phi)}{M/V_R} \quad (33)$$

In Abbildung 70 wird anhand einer theoretischen Durchgangskurve die Lage der Fließzeiten grafisch dargestellt. Die Fließzeiten sind als normierte Verweilzeit θ dargestellt. Detaillierte Erläuterungen zu den in der Abbildung dargestellten Indikatoren finden sich in Uhl et al. [2009].

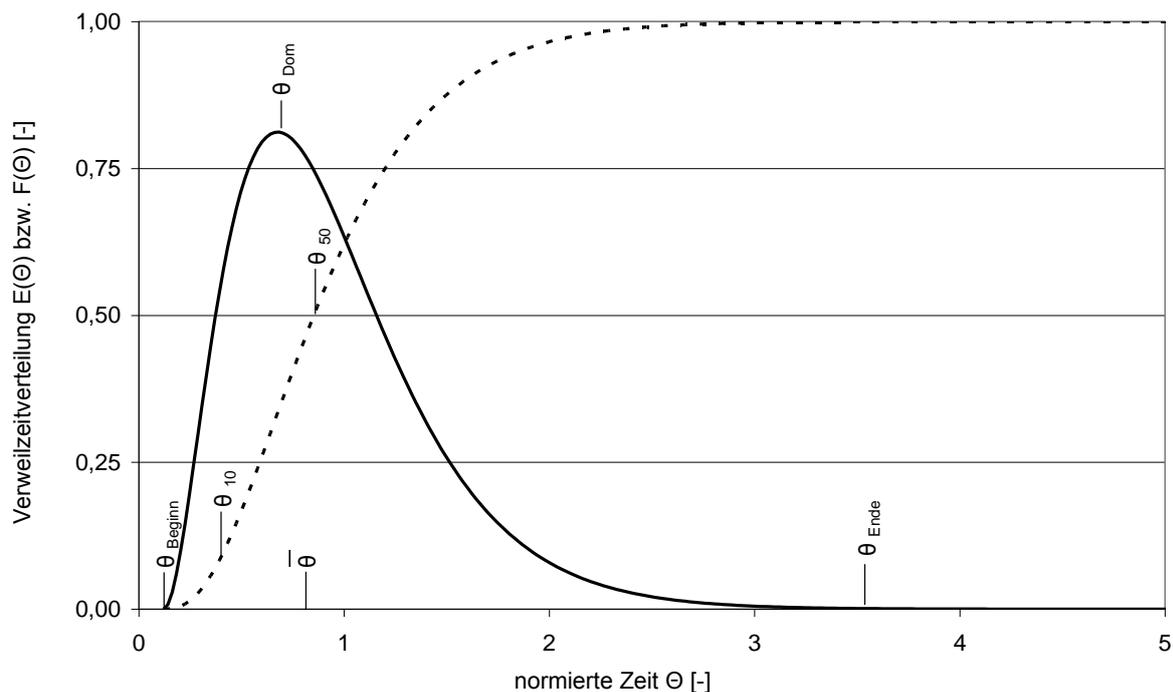


Abbildung 70: Verweilzeitverteilung bzw. –summe mit typischen Fließzeiten zur Beschreibung des Durchströmungsverhaltens (Uhl et al. [2009])

4.1.3.2 Messung der Fließgeschwindigkeiten

Als Messgerät kam das Vectrino der Firma Nortek AS zum Einsatz. Bei dem Vectrino handelt es sich um ein akustisches Messgerät, welches nach dem Dopplereffekt die Fließgeschwindigkeit in einem Messvolumen dreidimensional erfassen kann.

Die Erfassung der Fließgeschwindigkeiten erfolgte jeweils über 30 sec. mit einer zeitlichen Auflösung von 25 Messwerten pro Sekunde. Das Messgerät ist dazu senkrecht in die Strömung eingebracht worden.

4.2 Ergebnisse

4.2.1 Fließgeschwindigkeitsmessungen

4.2.1.1.1 Rohrzulauf

Die stationäre Simulation der Pilotanlage mit einfachem Rohrzulauf zeigte Konvergenzprobleme. Diese legen nahe, dass im Container, ausgelöst durch die Zulaufsituation, zeitlich erheblich instabile Strömungsprozesse vorliegen. Innerhalb der Lamellen bilden sich Rückströmungs- und Totzonen sowie Kurzschlussströmungen aus, die zeitlich veränderlich sind (Abbildung 71). Der in Abbildung 71 dargestellte Vertikalschnitt zeigt die Geschwindigkeiten auf einer Ebene, die mittig des linken Lamellenpaketes liegt.

Noch deutlicher erkennbar ist dies in den Darstellungen der Geschwindigkeiten zwischen den einzelnen Lamellen in Abbildung 72. Die hinteren Lamellen (Lamellenreihe 25) werden vollständig abwärts durchströmt. In den vorderen Lamellen (Lamellenreihe 04) bildend sich hingegen eine aufwärts gerichtete Strömung aus.

Auch die an der Pilotanlage gemessenen Punktgeschwindigkeiten in den Lamellen (Systematik der Lamellenbezeichnung in Abbildung 73) bestätigen, dass die vorderen Lamellen

aufwärts, die hinteren Lamellen abwärts durchströmt werden. Dies wurde anhand von Messungen an der Pilotanlage bestätigt (Kapitel 3.2).

Diese Strömungsmuster sind nicht stabil sondern ändern ständig ihre Richtung und ihre räumliche Lage. Zudem ist ein leichtes Pendeln des Zulaufstrahles unterhalb der Lamellen in Sohlhöhe zu beobachten (Abbildung 75).

Eine stationäre Simulation bzw. die Auswertung einer nicht konvergenten Lösung ist aus diesem Grunde nicht zu Validierungszwecken brauchbar. Daher beschränken sich die weiteren Auswertungen auf die Variante mit T-Stück im Zulaufbereich, bei der die Lamellendurchströmung stabiler ist und deren stationäre Simulationen zuverlässig interpretiert werden können.

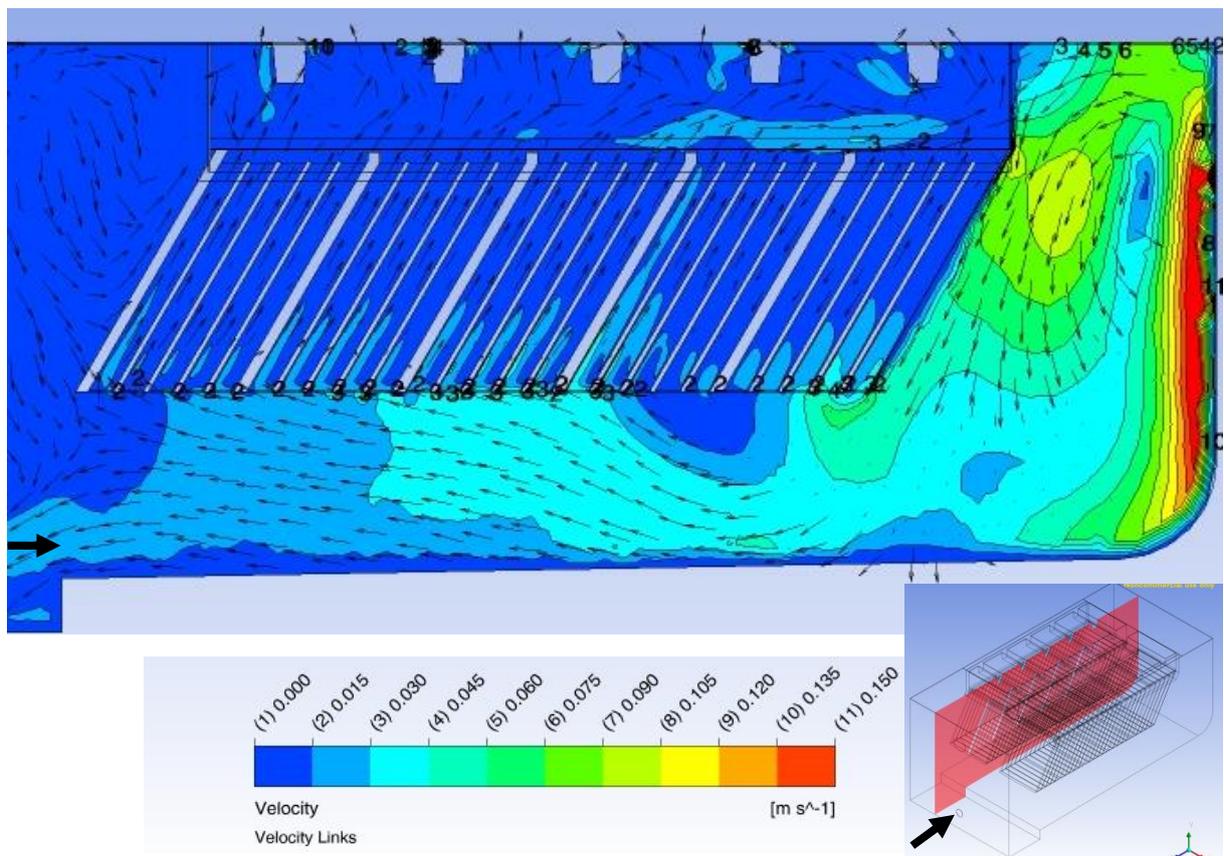


Abbildung 71: Isolinien- und Vektordarstellung der Geschwindigkeiten (v_{mag}) in der Pilotanlage mit Rohrzulauf bei $q_A = 4 \text{ m/h}$

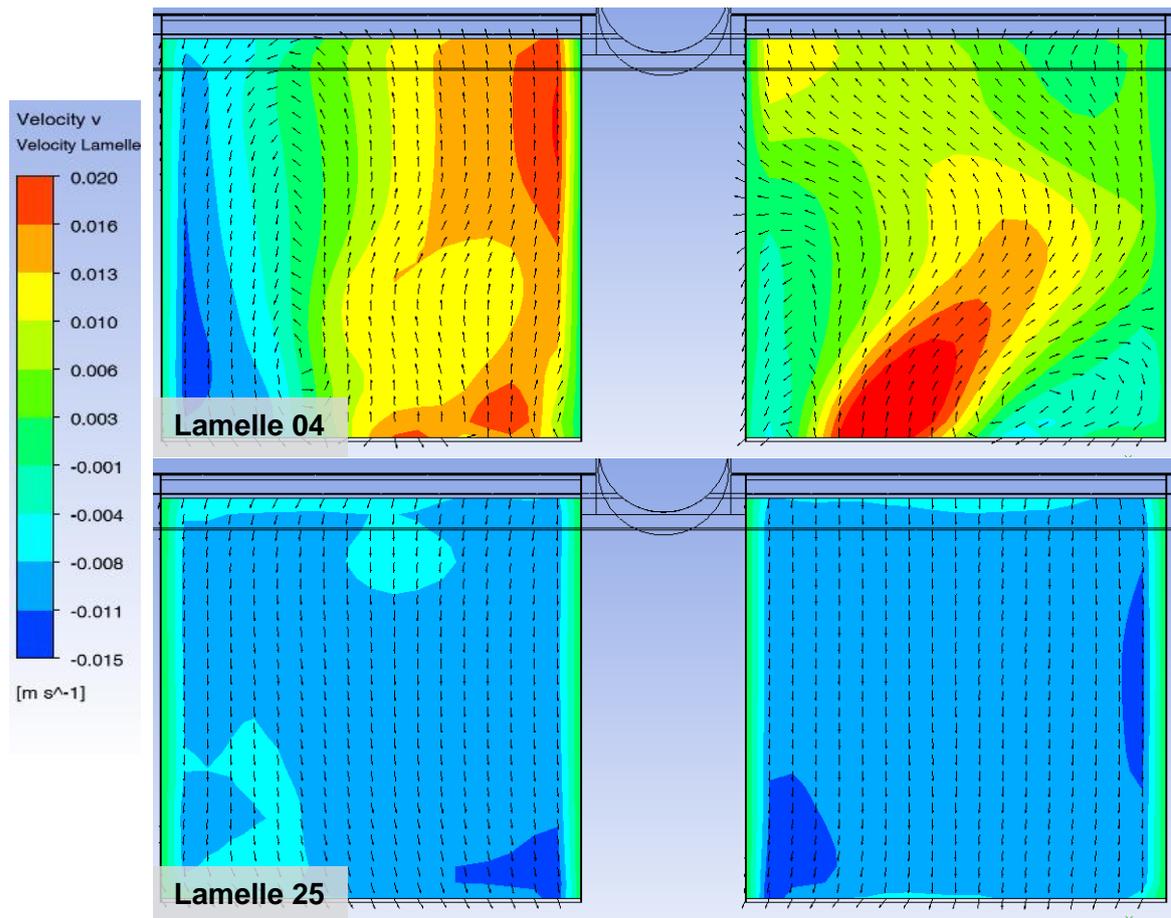


Abbildung 72: Isolinen- und Vektordarstellung der Geschwindigkeiten (y-velocity); in Lamelle 04 und Lamelle 25

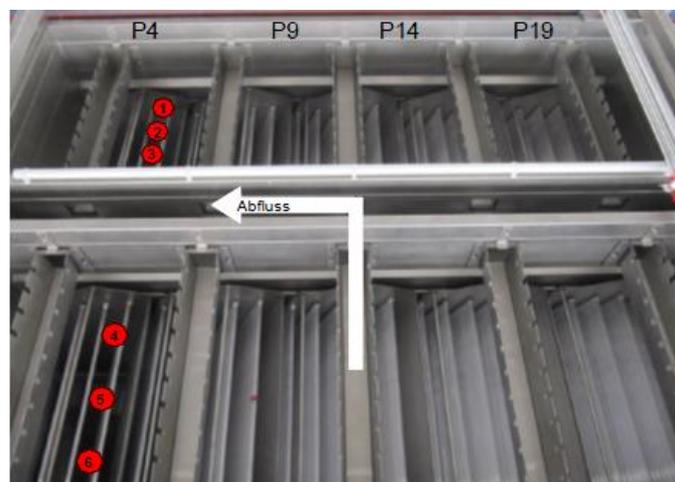


Abbildung 73: Systematik der Lamellenbezeichnung

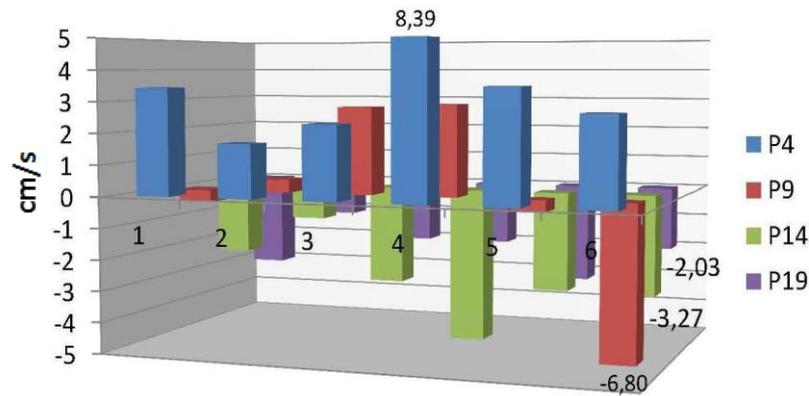


Abbildung 74: Punktgeschwindigkeiten in ausgewählten Lamellen; Pilotanlage mit Rohrzulauf bei $q_A = 4 \text{ m/h}$

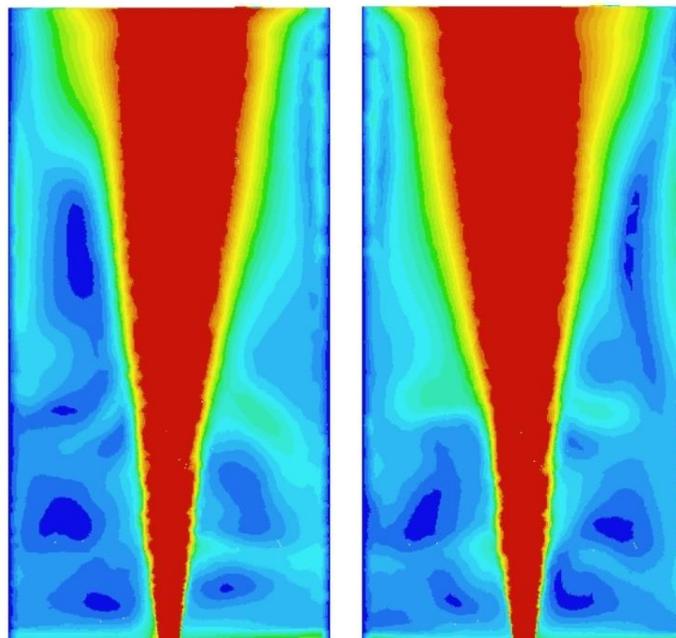


Abbildung 75: Geschwindigkeiten auf einem Horizontalschnitt im sohnahen Bereich (10 cm über der Sohle) unter den Lamellen zu unterschiedlichen Iterationsschritten

4.2.1.1.2 T-Stück

Der Konvergenzverlauf der Simulation mit T-Stück als Zulaufgestaltung ist erheblich „ruhiger“. Zwar sind auch hier Effekte erkennbar, die auf geringfügige, instationäre Phänomene der Strömung schließen lassen, diese sind jedoch als moderat zu bezeichnen. Ein Pendeln des Zulaufstrahles, wie im Fall des einfachen Zulaufstrahles ist nicht vorhanden.

Anhand von Abbildung 76 und Abbildung 77 ist erkennbar, dass die Lamellen relativ gleichmäßig durchströmt werden. Die Aufteilung des Durchflusses auf die Abzugsrinnen ist jedoch nicht vollständig gleichmäßig. Trennbleche zwischen den Abzugsrinnen könnten die Aufteilung verbessern und so die Durchströmung noch weiter vergleichmäßigen.

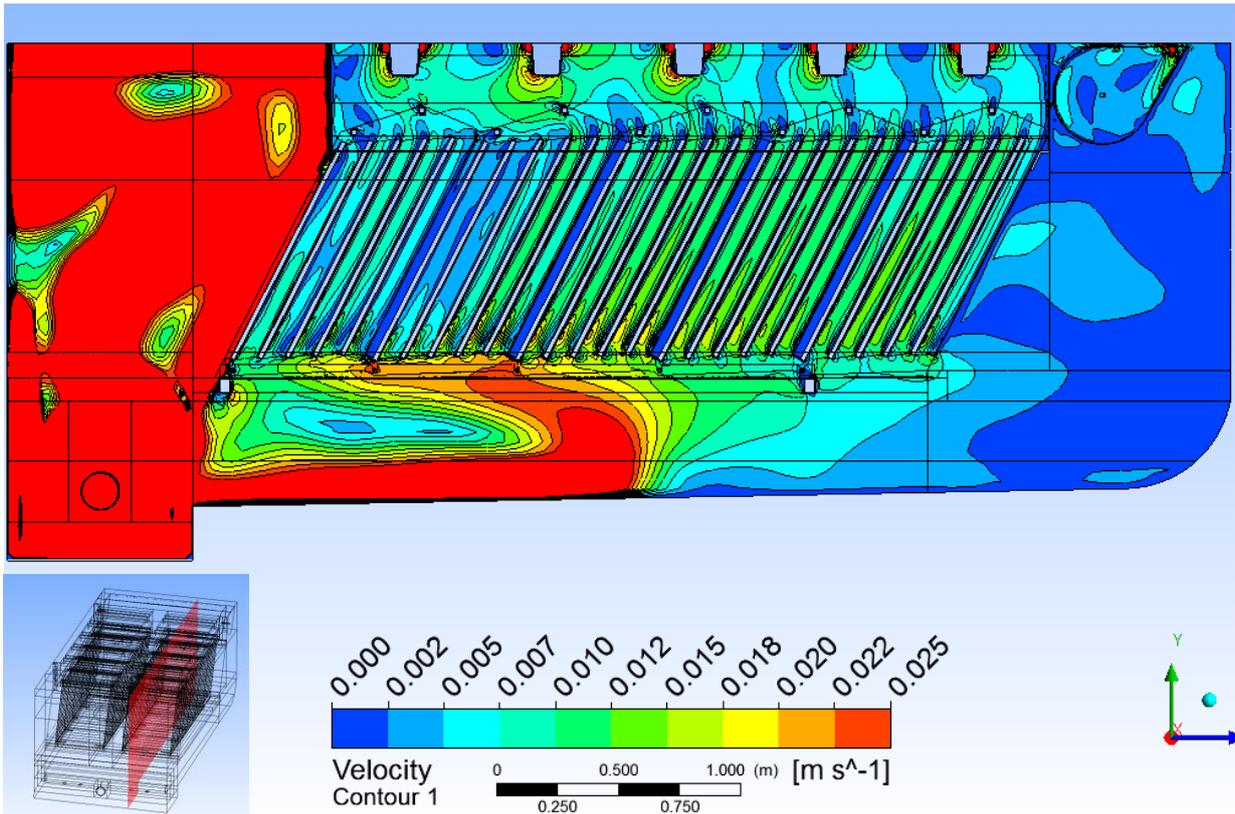


Abbildung 76: Isoliniendarstellung der Geschwindigkeiten (v_{mag}) in der Pilotanlage mit T-Stück

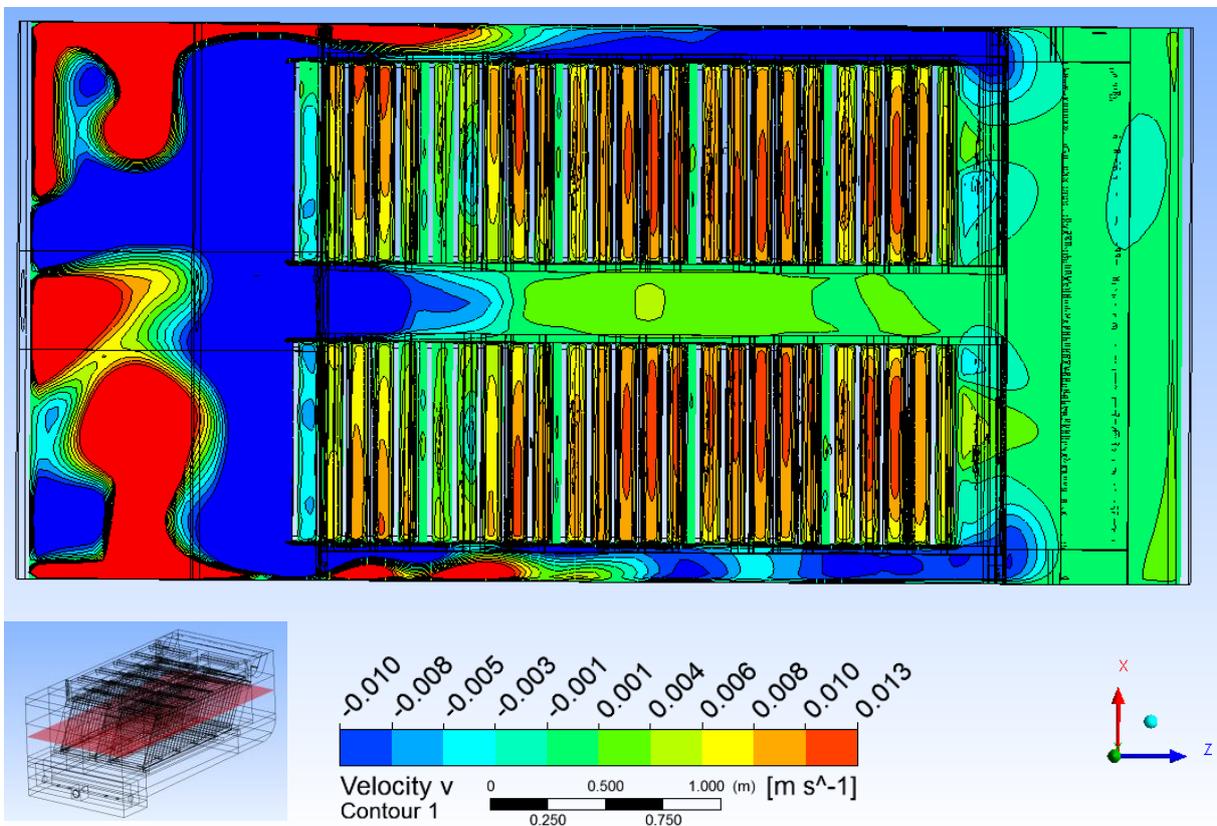


Abbildung 77: Isoliniendarstellung der Geschwindigkeiten (y-velocity) in der Pilotanlage mit T-Stück

In Abbildung 78 sind vergleichend die an der Pilotanlage gemessenen und die im numerischen Modell simulierten Punktgeschwindigkeiten (Messpunkte siehe Kapitel 3.2.2) dargestellt. Die in der Simulation gleichmäßigeren Geschwindigkeiten sind auf der zeitgemittelten Berechnungsmethode (*steady calculation*) zurückzuführen. Kurzfristige zeitliche Veränderungen der Geschwindigkeiten werden somit gemittelt. Die Ergebnisse der Messung und der Simulation weisen auf eine nicht vollständige symmetrische Durchströmung der Lamellen hin. Inwieweit diese Asymmetrie stabil ist oder zeitlich veränderlich ist (Pendeln) kann anhand der vorliegenden Ergebnisse nicht abgeleitet werden. Weiterhin wurden die Punktgeschwindigkeiten an der Pilotanlage zeitlich nacheinander aufgenommen, somit werden zeitlich voneinander entkoppelte Zustände aufgezeichnet. Auch dies könnte die Unterschiede zwischen Messung und Simulation begründen.

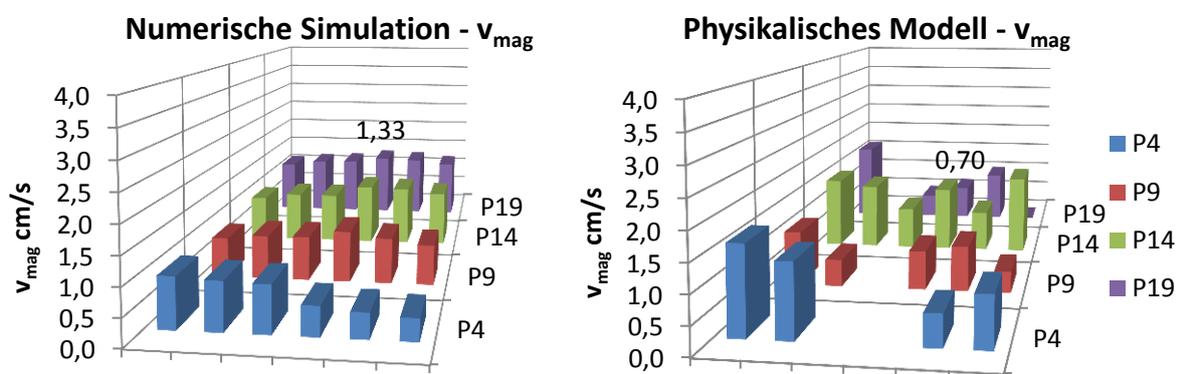


Abbildung 78: Vergleich der an der Pilotanlage (physikalisches Modell) gemessenen und der im numerischen Modell simulierten Geschwindigkeiten

4.2.2 Ermittlung der Verweilzeitverteilung

Abbildung 79 zeigt vergleichend die im Experiment gemessene (drei voneinander unabhängige Experimente) und die im numerischen Modell simulierte Verweilzeitverteilung eines gelösten Tracers im Container. Insbesondere der Zeitpunkt des ersten Auftretts des Tracers im Auslauf sowie Zeitpunkt und Höhe des Peaks werden im numerischen Modell gut abgebildet. Lediglich das Tailing⁷ unterscheidet sich moderat vom gemessenen Verlauf. Die im Experiment gemessenen Verweilzeitverteilungen weisen jedoch aufgrund ihrer leicht unterschiedlichen Charakteristik auf ein zeitlich instabiles Systemverhalten hin.

Insgesamt kann festgestellt werden, dass das numerische Modell das integrale Systemverhalten im Container sehr gut wiedergibt.

Die Tracerkurve selbst ist nicht mehrgipfelig. Dies wäre anderenfalls ein Indiz für Rezirkulationen oder mehrere Fließwege im Becken.

Der Hauptdurchgang des Tracers erfolgt etwas vor $\Phi = 1$, das bedeutet, dass die Pilotanlage zwar von der Idealvorstellung einer gleichmäßigen Durchströmung bei Sedimentationsbecken abweicht, jedoch keine ausgeprägte Pfropfenströmung vorliegt. Auch ist der Gipfel der Verweilzeitverteilung nicht sehr ausgeprägt. Dieses und das etwas verzögerte Auftreten des Tracers im Ablauf lassen auf eine relativ gleichmäßige Durchströmung in der Anlage schlie-

⁷ Als Tailing wird die asymptotische Abnahme der Tracerkonzentration am Ende des Tracerdurchganges bezeichnet.

ßen. Das etwas ausgeprägtere Tailing hingegen weist auf höhere Dispersion des Tracers hin, die durch schlechter durchströmte Bereiche der Anlage bewirkt wird.

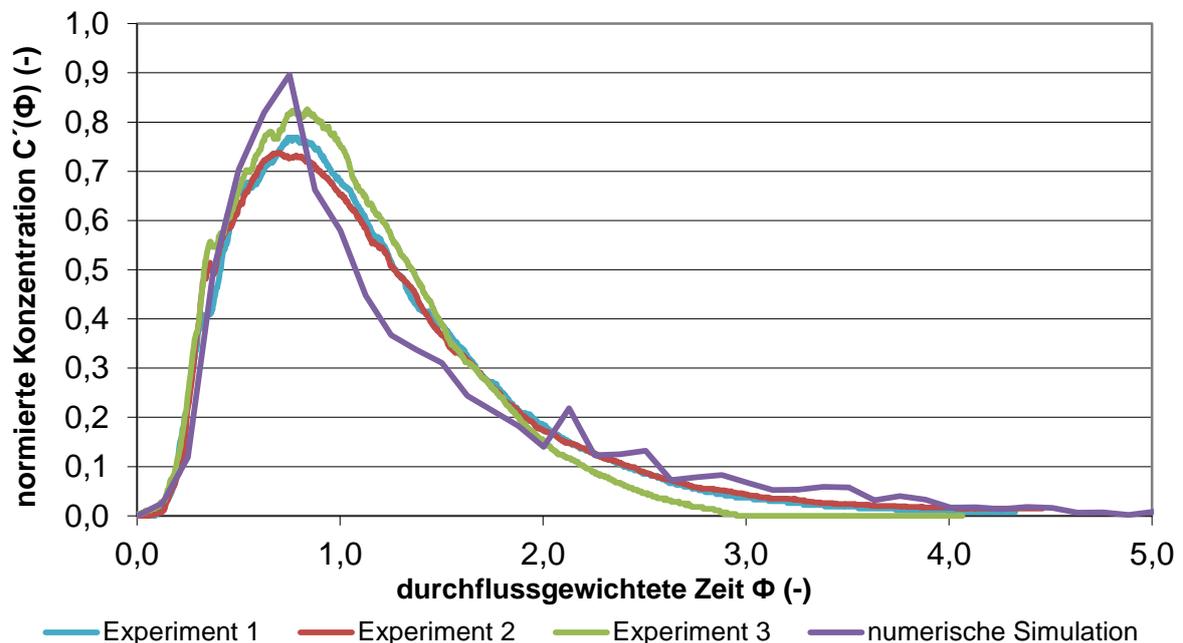


Abbildung 79: Verweilzeitverteilung des gelösten Tracers im Experiment und im numerischen Modell bei q_A 4 m/h

4.2.3 Ermittlung des Sedimentationswirkungsgrades

In Abbildung 80 ist der Sedimentationswirkungsgrad verschiedener Partikelfractionen der simulierten Pilotanlage vergleichend zu dem in Kapitel 5 untersuchten Referenzbecken (Becken ohne Lamellen) dargestellt. Für die zwei Becken wird eine gleiche Oberflächenbeschickung von $q_A = 4$ m/h angenommen, um einen Vergleich der grundsätzlich unterschiedlichen Geometrien zu ermöglichen. Die hier dargestellten Konfigurationen unterscheiden sich insbesondere bezüglich unterschiedlicher effektiver Absetzfläche A_{eff} und unterschiedlicher hydraulischer Belastung. Für die Untersuchung wurden zunächst Feststoffe ausgewählt, deren mittlere Sinkgeschwindigkeit v_s im Bereich der Oberflächenbeschickung $q_A = 4$ m/h liegt, weiterhin aber auch Feststoffe mit einer Sinkgeschwindigkeit von $v_s = 1$ m/h (bei unterschiedlicher Dichte $\rho_{s1} = 1020$; $\rho_{s2} = 1460$; $\rho_{s3} = 2650$ kg/m³).

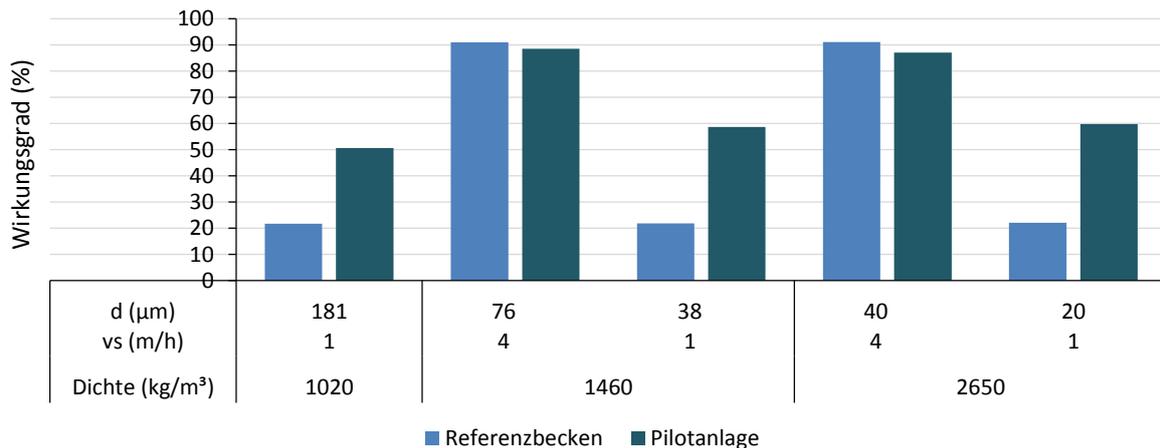


Abbildung 80: Sedimentationswirkungsgrad für unterschiedliche Partikelfraktion der Pilotanlage im Vergleich zu dem in Kapitel 5 untersuchten Referenzbecken bei $q_A = 4$ m/h

Folgende Erkenntnisse können anhand der Abbildung 80 gewonnen werden:

Im numerischen Modell wurden drei Partikelfractionen mit einem Durchmesser $d < 63 \mu\text{m}$ und einer Dichte $\rho_s \geq 1460 \text{ kg/m}^3$ untersucht. Die Wirkungsgrade für diese Partikelfractionen liegen im Bereich zwischen 59 % und 87 %. Diese sind damit höher als die in Kapitel 3.3 an der Pilotanlage (großtechnische Versuche) erzielten Wirkungsgrade für die Fraktion $d < 63 \mu\text{m}$ bei gleicher Oberflächenbeschickung von 4 m/h. Der im numerischen Modell ermittelte höhere Wirkungsgrad ist zunächst mit einer nicht weitergehenden Differenzierung der Partikelgrößen der Fraktion $d < 63 \mu\text{m}$ in den großtechnischen Versuchen zu begründen. Weiterhin lag der organische Anteil der Fraktion $d < 63 \mu\text{m}$ in den großtechnischen Versuchen bei über 50 % (siehe hierzu Abbildung 51 zum Glühverlust). Organische Partikel mit einem Durchmesser $d < 63 \mu\text{m}$ wurden jedoch im numerischen Modell nicht verwendet. Die Ergebnisse in Kapitel 5.3 machen deutlich, dass organische Partikel mit einem Durchmesser $d < 63 \mu\text{m}$ in Sedimentationsbecken – auch bei erfolgter Ausrüstung mit Lamellen – nicht zurückgehalten werden können.

Der Vergleich der Wirkungsgrade des Referenzbeckens und der Pilotanlage zeigt, dass der Rückhalt der Feinfraktion im Becken durch den Einsatz von Lamellen deutlich gesteigert werden kann. Für Partikelfractionen mit geringen Sinkgeschwindigkeiten (1 m/h) und einer hohen Dichte ($\rho_s = 1460$ und $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$) kann der Wirkungsgrad um bis zu 28 %-Punkte gesteigert werden. Für organische Partikelfractionen mit einer geringen Dichte ($\rho_s = 1020 \text{ kg/m}^3$) und einem großen Durchmesser ($d = 181 \mu\text{m}$) ist die Verbesserung des Wirkungsgrades mit 19%-Punkten etwas geringer. Diese Partikel bieten der Strömung eine große Angriffsfläche, werden daher leichter von der Strömung resuspendiert und reagieren deutlich sensibler auf Kurzschlussströmungen und Turbulenzen. Sie können als Indikatoren für Bereiche mit ungleichmäßiger Durchströmung aufgefasst werden. Dies bestätigt die in Abbildung 77 dargestellte ungleichmäßige Durchströmung der Lamellen in der Pilotanlage.

Bei Partikeln mit hohen Sinkgeschwindigkeiten (im Bereich der Größenordnung der Oberflächenbeschickung von 4 m/h) ist der Wirkungsgrad vergleichbar mit dem Wirkungsgrad des Referenzbeckens (Becken ohne Lamellen). Daraus ist abzuleiten, dass eine Ausrüstung von Becken mit Lamellen für die Partikel mit großem Durchmesser und hoher Dichte keine Steigerung des Wirkungsgrades erzielen kann. Der Rückhalt dieser Partikel ist jedoch mit ca. 90 % auch ohne Lamellen bereits sehr hoch.

5 Konstruktionshinweise zu Schrägklärern

von Nina Voßwinkel, Rainer Mohn, Mathias Uhl, Stefan Rechten

5.1 Untersuchungskonzept

Mit Hilfe der numerischen Simulation (CFD) soll in diesem Vorhaben eine mögliche Leistungssteigerung von Regenbecken durch den Einsatz von Schrägklärern (Lamellenklärer) bewertet werden sowie Vorschläge zur konstruktiven Gestaltung der Lamellenklärer entwickelt werden.

Um eine möglichst hohe Anzahl von Varianten vergleichen zu können, erfolgen die Untersuchungen anhand von 2D-Geometrien. 3D-Strömungseffekte bleiben somit unberücksichtigt. Diese spielen jedoch aufgrund der in allen Varianten angesetzten, über die gesamte Höhe des Beckens gleichmäßigen Anströmung eine nur untergeordnete Rolle. Im Rahmen einer Vorstudie wurde der Sedimentationswirkungsgrad für ein Becken im 2D und im 3D Fall numerisch bestimmt. Die Abweichungen der beiden Sedimentationswirkungsgrade liegen unter einem Prozent.

Für die Validierung des numerischen Modells wurde die Geometrie der Pilotanlage geometrisch exakt nachgebildet (s. Kap. 4). Deren Zulaufgestaltung nimmt Rücksicht auf die versuchstechnischen Möglichkeiten und Erfordernisse, entspricht also nicht unbedingt den in-situ-Einbausituationen. Für die Optimierung der Lamellen wurde vorausgesetzt, dass dem Lammellenbereich der in-situ-Becken ein optimierter Zulaufbereich vorgeschaltet ist. Im Praxis-Fall müsste eine Störung, die von einer suboptimalen Zulaufgestaltung stammt, folgerichtig durch Nachrüstung im Zulaufbereich behoben werden. Die Lamellenpakete sind für eine Kompensation der Störung nicht geeignet, was die Nachrechnung der Pilotanlage bestätigt (Kap. 4, Kompensation dort mit T-Einlauf).

Nach interner Abstimmung innerhalb der Arbeitsgruppe wurden die Lamellen für eine angenommene, fiktive Beckensituation im hinteren Beckenbereich, ab ca. 4/5 der gesamten Beckenlänge, angeordnet. Die vorderen 80% der Beckenlänge dienen dabei der Vergleichmäßigung des Geschwindigkeitsprofils, welches daher im Rahmen der Simulationsläufe als Blockprofil angenommen werden konnte. Eine ähnliche Anordnung der Lamellenpakete in einem Becken ist in den Untersuchungen von Dohmann et al. [2003] zu finden.

Abweichungen vom angenommenen Blockprofil der Geschwindigkeitsverteilung wurden in diesem Vorhaben nicht untersucht. Eine Optimierung der Lamellenkonstruktion für die spezielle Geometrie und die Strömungsverhältnisse in der Pilotanlage ist nicht zweckmäßig, da sie eine Beschränkung auf spezielle Anströmverhältnisse beinhalten würde, also kein allgemeingültiges Optimierungsergebnis liefern würde.

Weiterhin wurde die Optimierung für stationäre Zulaufbedingungen durchgeführt.

Das Untersuchungskonzept der numerischen Studien gliedert sich in zwei Untersuchungsschritte, die im Folgenden näher erläutert werden.

Schritt 1. Optimierung des Einbaus sowie der baulichen Konstruktion der Lamellen im Regenbecken

Abbildung 81 veranschaulicht Schritt 1 des Untersuchungskonzeptes. **Die als positiv erwiesenen Maßnahmen wurden jeweils im nächsten Optimierungsschritt beibehalten.**

Es wurden ein dem aktuellen Stand der Technik entsprechendes Becken als sog. **Referenzbecken** konzipiert (siehe Kapitel 5.1.1.1) sowie drei unterschiedliche Grundvarianten (Variante 1, Variante 2 und Variante 3), die sich durch den Einbau der Lamellen unterscheiden, entwickelt. Es wird untersucht, inwieweit die Ausrichtung der Lamellen eine Auswirkung auf die Durchströmung des Beckens hat sowie auch die Abführung des Wassers (als Wehr ausgebildeter Klärüberlauf oder über den Lamellen angeordnete Abzugsrinnen).

Eines der drei Grundvarianten wird ausgewählt und die **Optimierung der Durchströmung** der Lamellen (Varianten 3a bis 3d) verfolgt. Dabei wird untersucht, ob die Anzahl der Abzugsrinnen über den Lamellen (3a), das Einbringen von Trennblechen (3b) zwischen den Abzugsrinnen, der Abstand der Abzugsrinnen zueinander (3c) sowie die Länge der Lamellenpakete (3d) einen Einfluss auf die Gleichmäßigkeit der Durchströmung aufweisen.

Weiterhin wird die **Anströmung der Lamellen** optimiert (Varianten 4a bis 4f). Hierzu wird eine Reihe von unterschiedlichen Konstruktionen mit mehreren Varianten des Zulaufes untersucht.

In einem letzten Schritte werden die als günstig bewerteten Maßnahmen in einer **optimierten Variante (Variante 5)** zusammengeführt.

Die Bewertung der Varianten erfolgt anhand der Gleichmäßigkeit der Durchströmung der Lamellen. Die Gleichmäßigkeit der Durchströmung ergibt sich aus der Berechnung des Variationskoeffizienten. Hierzu wird, wie in Abbildung 82 dargestellt, der Durchfluss jeder einzelnen Lamelle ($Q_{\text{Lamelle (1-n)}}$) ermittelt und der Variationskoeffizient aller Durchflüsse berechnet

Der Variationskoeffizient beschreibt, wie stark die einzelnen Durchflüsse um den Mittelwert streuen. Ist der Variationskoeffizient klein, so streuen die Werte nur wenig um den Mittelwert. Dies lässt auf eine gleichmäßige Durchströmung schließen. Ist der Wert jedoch groß, so streuen die Werte stärker um den Mittelwert und es ist auf eine ungleichmäßigere Durchströmung zu schließen.

Der Variationskoeffizient ist definiert als Standardabweichung dividiert durch den Mittelwert:

$$v = \frac{s}{\bar{x}} \text{ mit } 0 \leq v \leq \sqrt{n-1} \quad (34)$$

- mit:
- v Variationskoeffizient
 - s Standardabweichung der Durchflüsse in l/s
 - \bar{x} arithmetischer Mittelwert der Durchflüsse in l/s
 - n Anzahl der Lamellen

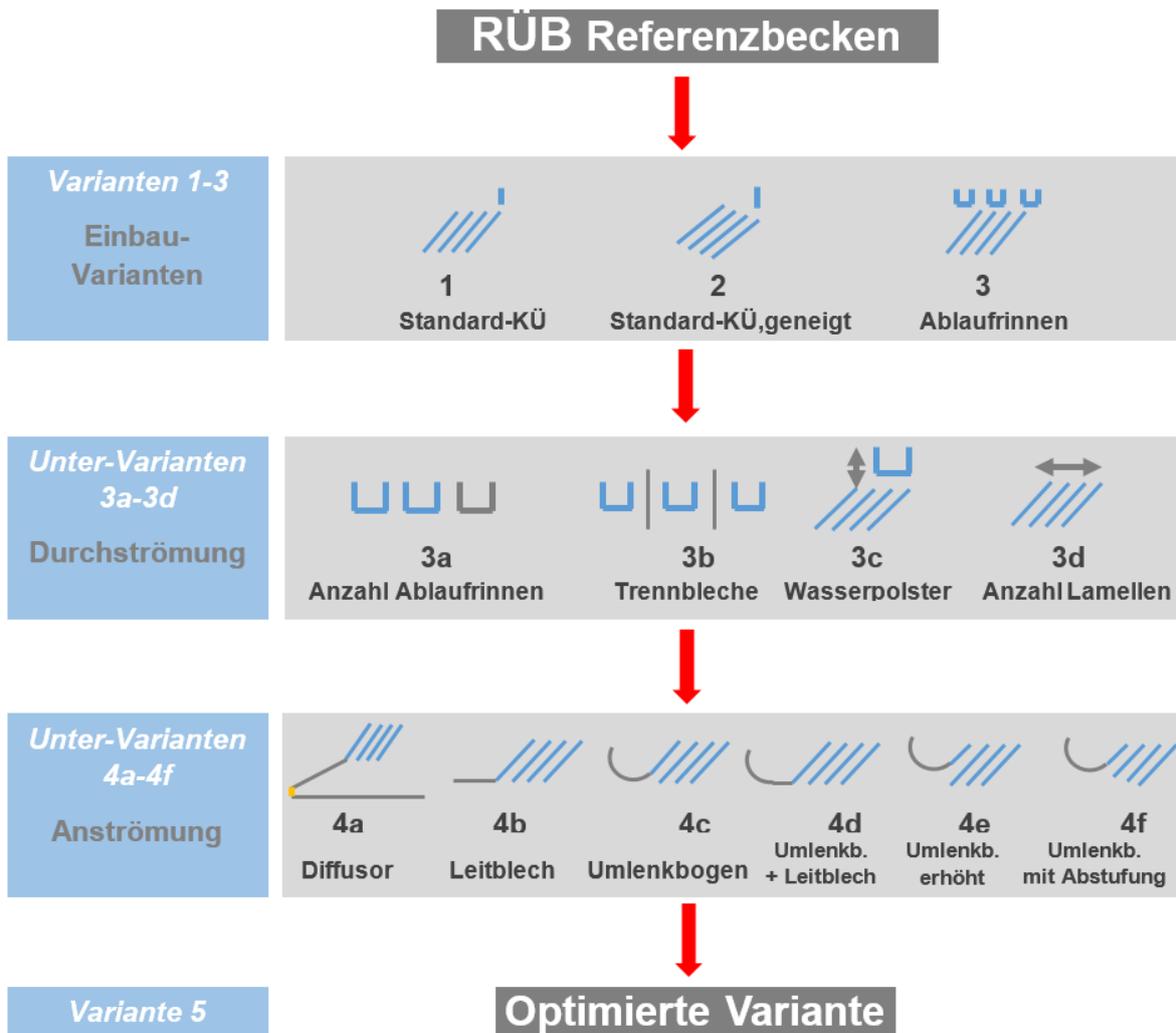


Abbildung 81: Übersicht über das Untersuchungskonzept

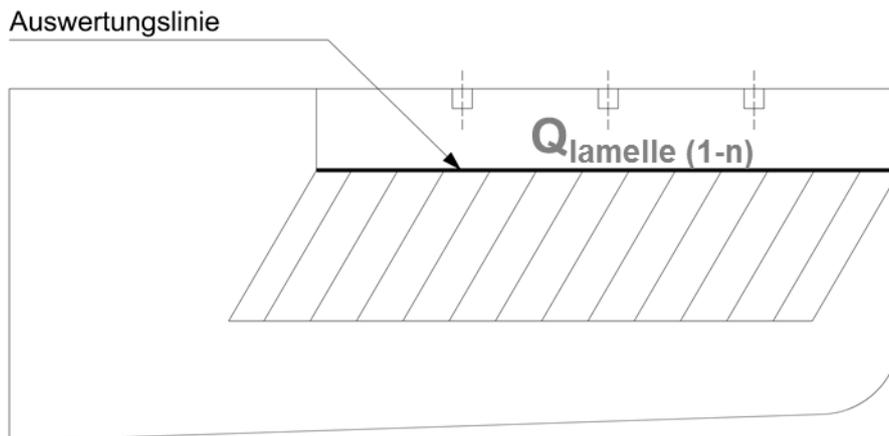


Abbildung 82: Auswertung der Durchflüsse je Lamelle

Schritt 2. Ermittlung der Steigerung des Sedimentationswirkungsgrades durch den Einsatz von Lamellen

Es wird ein dem Mischwasser ähnliches, synthetisches Partikelgemisch definiert und der Sedimentationswirkungsgrad des Referenzbeckens sowie der optimierten Varianten mitei-

inander verglichen. Dies soll eine Bewertung des Optimierungspotentials von Regenbecken durch den Einsatz von Lamellen hinsichtlich des Sedimentationswirkungsgrades erlauben. Der Speicherwirkungsgrad des Beckens bleibt unberücksichtigt.

Die Ermittlung des Sedimentationswirkungsgrad η in den durchgeführten Simulationen für einzelne Partikelfractionen erfolgt über die Gleichung (35). Hierbei sind die Anzahl der Partikel, die sich am Einlauf befinden sowie die Anzahl der am Überlauf ausgetragenen Partikel von Bedeutung.

$$\eta = \frac{n_{\text{Einlauf}} - n_{\text{Überlauf}}}{n_{\text{Einlauf}}} \quad (35)$$

mit: η Sedimentationswirkungsgrad
 n_{Einlauf} Partikelanzahl am Einlauf
 n_{Auslauf} Partikelanzahl am Überlauf

Um einen Gesamt-Wirkungsgrad bezogen auf die Feststoffmasse der Partikel zu errechnen, findet folgende Gleichung Anwendung:

$$\eta = \frac{m_{\text{Einlauf}} - m_{\text{Überlauf}}}{m_{\text{Einlauf}}} \quad (36)$$

mit: m_{Einlauf} Masse der Partikel am Einlauf
 m_{Auslauf} Masse der Partikel am Überlauf

5.1.1 Geometrische Randbedingungen

5.1.1.1 Referenzbecken

Das modellierte Referenzbecken hat einen rechteckigen Grundriss mit einer Breite von $B = 7$ m und einer Länge von $L = 25$ m. Das Volumen beträgt $V = \text{ca. } 380 \text{ m}^3$. In dem gesamten Durchlaufbecken liegt ein Sohlgefälle von 2 % vor. Des Weiteren ist eine Tauchwand gemäß dem Regelwerk DWA-A 111 (2010) angebracht. Tabelle 9 gibt einen Überblick über alle geometrischen Randbedingungen des Referenzbeckens.

Das Becken entspricht mit den gewählten Abmessungen gemäß DWA-A 166 [Entwurf 2010] dem aktuellen Stand der Technik (Tabelle 10).

Abbildung 83 zeigt eine nicht maßstäbliche Skizze des Referenzbeckens.

Tabelle 9: Geometrische Randbedingungen des Referenzbeckens

	Parameter	Kürzel	Einheit	Referenzbecken
Geometrie	Länge	L	m	25,00
	Breite	B	m	7,00
	mittlere Tiefe	T	m	2,15
	Volumen	V	m ³	376,25
	Zulaufhöhe	h _{Zulauf}	m	2,40
	Oberfläche	A _{Oberfl}	m ²	175,00
	Fließquerschnitt	A _{Einlauf}	m ²	15,05
	Länge des Klärüberlaufs	L _{KÜ}	m	7,00

Tabelle 10: Geometrischer Nachweis gemäß DWA-A 166 [Entwurf 2010]

10	<	L	:	T	>	15	25 : 2,15 = 11,63	erfüllt
3	<	L	:	B	>	4,5	25 : 7 = 3,57	erfüllt
2	<	B	:	T	>	4	7 : 2,15 = 3,26	erfüllt

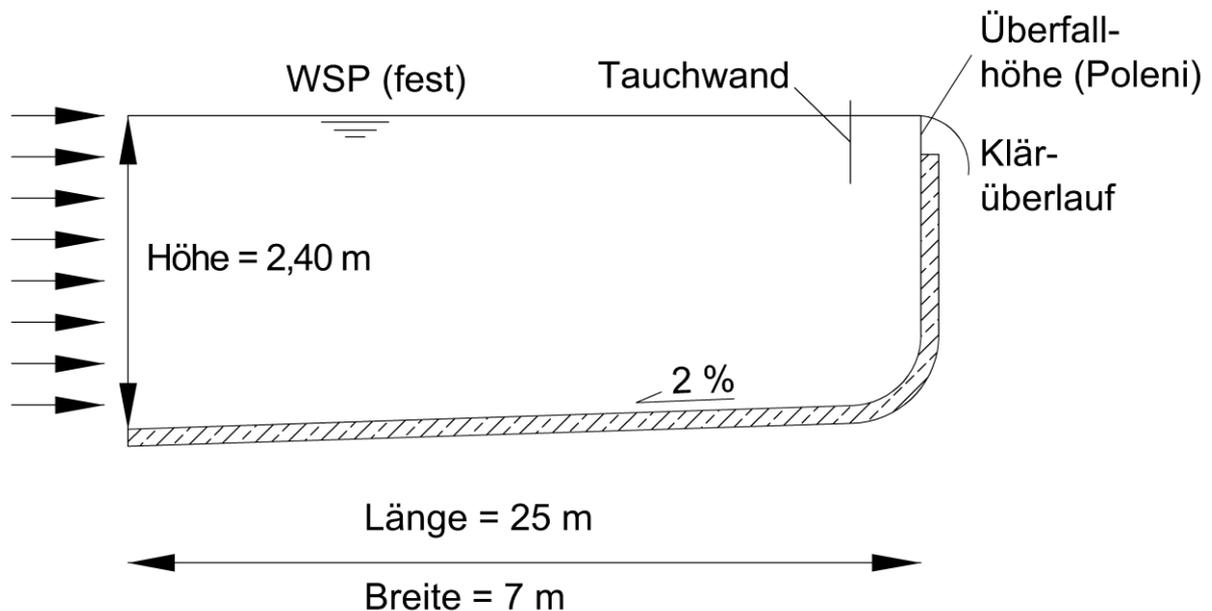


Abbildung 83: Referenzbecken

5.1.1.2 Optimierung des Einbaus der Lamellen

In der **Variante 1** sind insgesamt 48 Lamellen in einer Höhe von 0,8 m über der Sohle horizontal angebracht. Die Lamellen haben eine Länge von 1 m, sind unter einem 60° Winkel angeordnet und haben einen Abstand von jeweils 80 mm. Die Lamellen sind im hinteren Bereich des Beckens über eine Länge von 5 m (1/5 der gesamten Länge des Beckens) installiert. Der Abfluss erfolgt über einen Klärüberlauf. In Abbildung 84 ist die Variante 1 dargestellt (Skizze nicht maßstäblich).

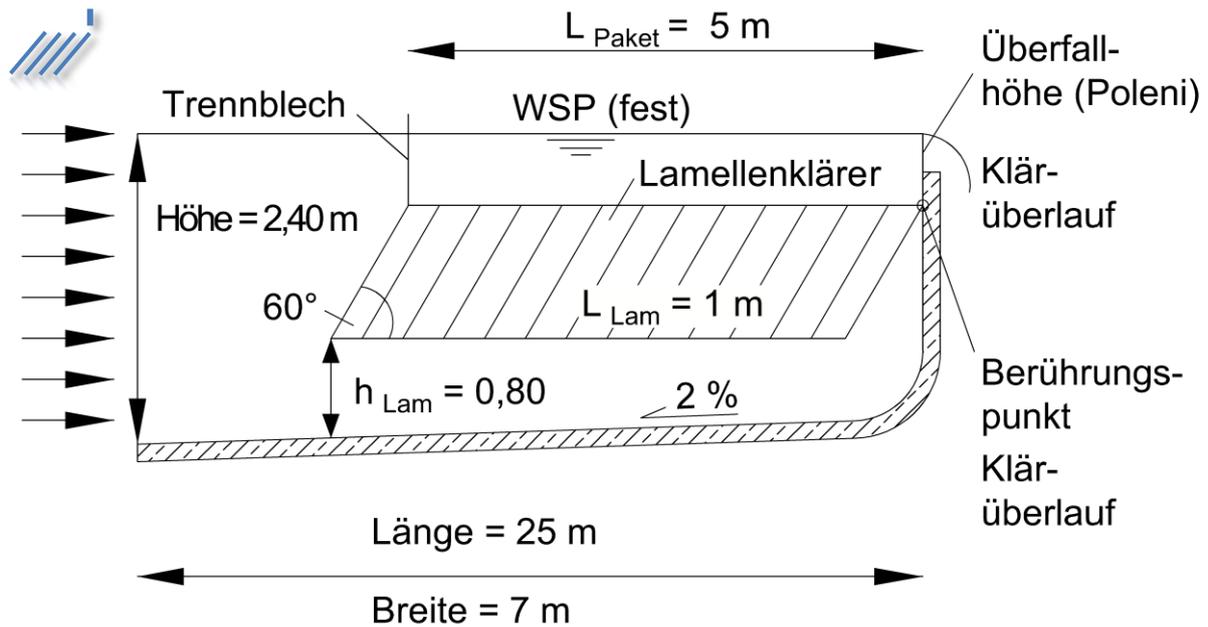


Abbildung 84: Variante 1

In der **Variante 2** ist die Lamellenklärereinheit gegenüber der Variante 1 nicht horizontal sondern schräg angeordnet (Abbildung 85 Skizze nicht maßstäblich). Ziel ist es, die Strömung gleichmäßig auch in die hinteren Lamellen hineinzuführen und eine mögliche Rückströmung im hinteren Bereich des Beckens zu verhindern.

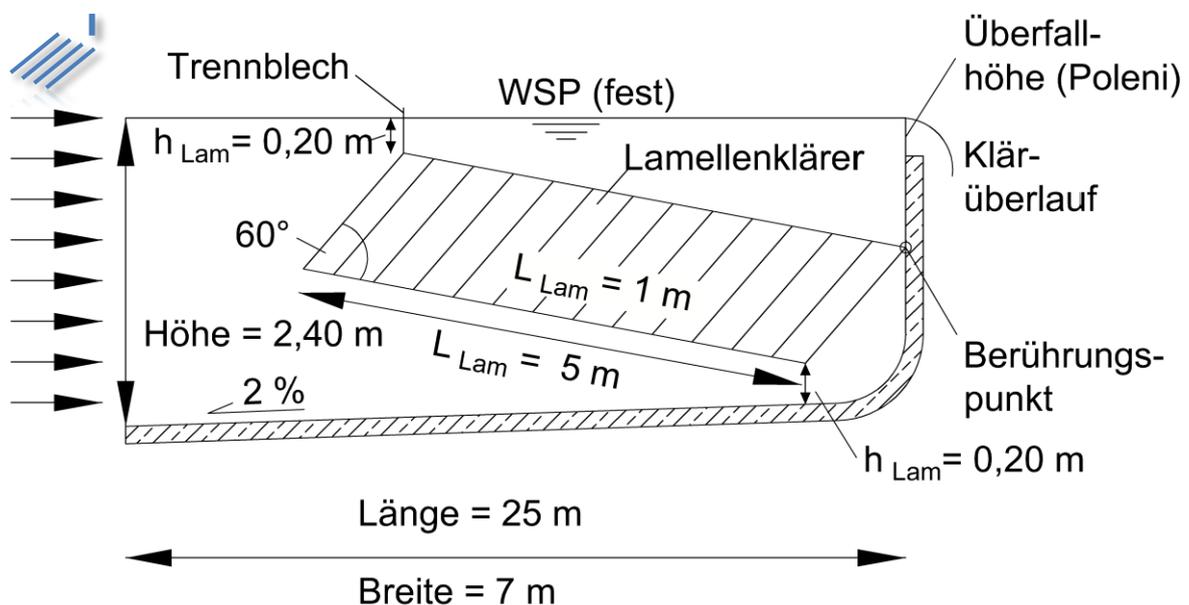


Abbildung 85: Variante 2

Anhand von Feldversuchen, die an einigen Pilotanlagen in Baden-Württemberg durchgeführt wurden, hat sich herausgestellt, dass die Ablaufgestaltung einen wesentlichen Einfluss auf die Durchströmung des gesamten Lamellenklärers ausübt (Fuchs/Mayer [2010]). Aus diesen

Erkenntnissen wird die **Variante 3** entworfen. Der Klärüberlauf wird durch drei Abzugsrinnen ersetzt (Abbildung 86).

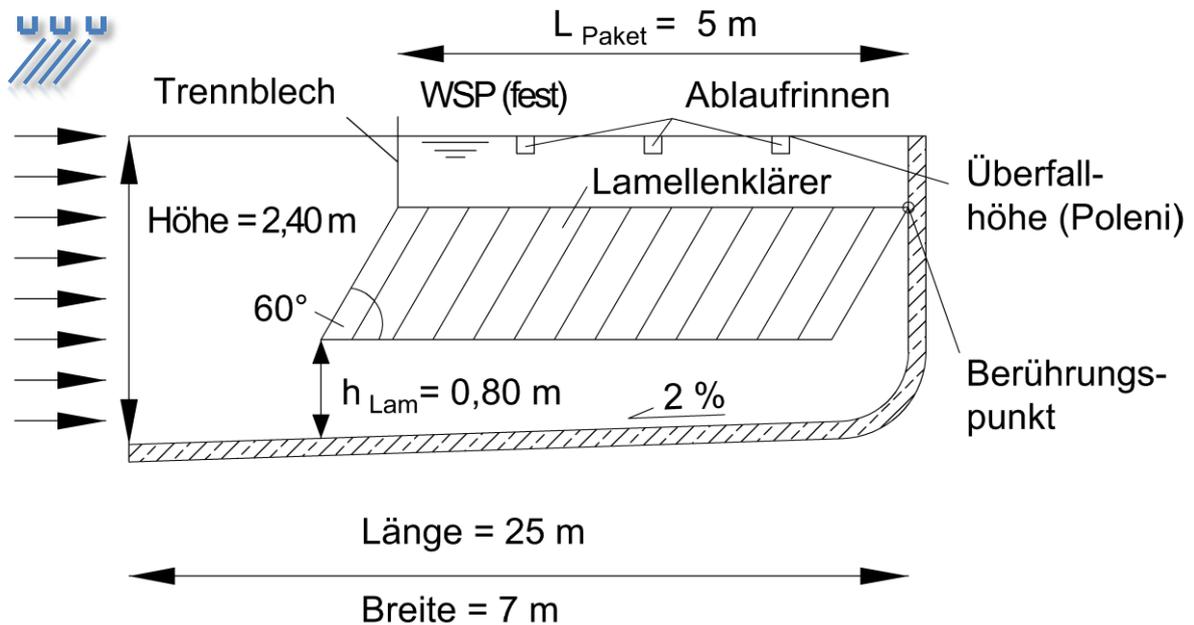


Abbildung 86: Variante 3

5.1.1.3 Optimierung der Durchströmung der Lamellen

Folgende Abbildung 87 zeigt eine Übersicht der untersuchten Maßnahmen zur Optimierung der Durchströmung der Lamellen (Varianten 3a bis 3d). Qualitative Auswertungen der Durchströmungscharakteristik anhand von numerischen Simulationen sowie auch physikalischen Modellversuchen des Projektpartners UFT haben ergeben, dass diese Maßnahmen die Gleichmäßigkeit der Lamellendurchströmung wesentlich beeinflussen.

Ausgangsgeometrie stellt Variante 3 dar. Im Folgenden werden nicht maßstäbliche Skizzen der Varianten gezeigt sowie die wesentlichen Änderungen der Geometrie und ihre Ziele genannt.

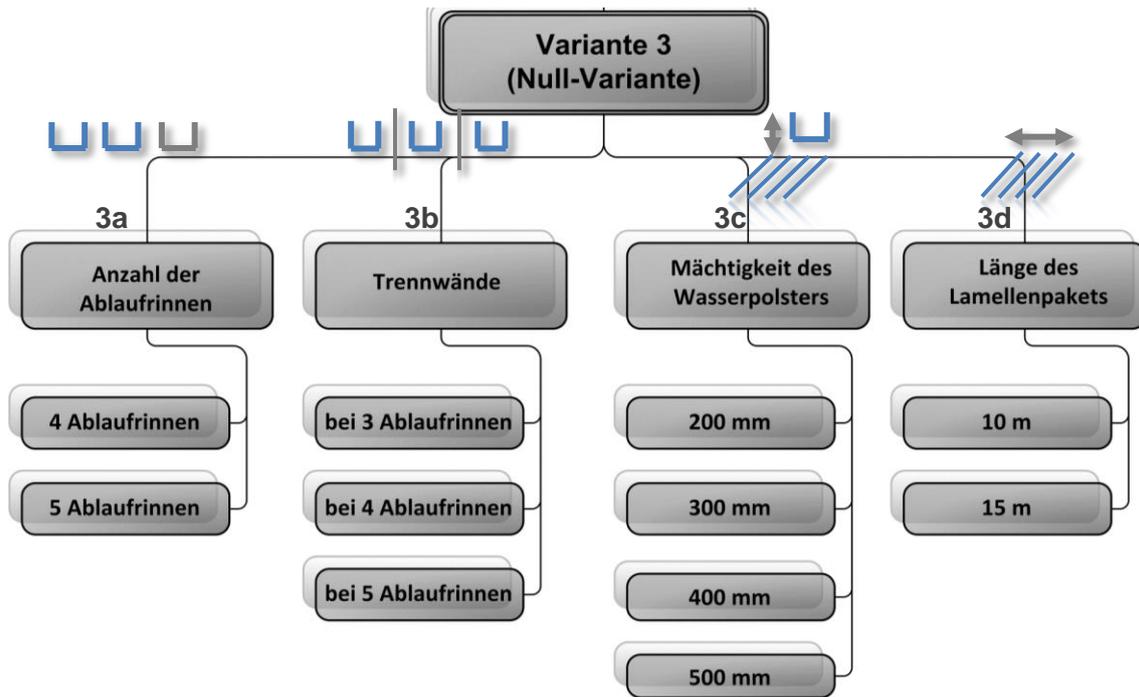


Abbildung 87: Optimierung der Durchströmung der Lamellen (Ablaufplan)

Variante 3a: Anzahl der Ablaufrinnen

Über eine Erhöhung der Anzahl der Ablaufrinnen (3, 4 und 5 Ablaufrinnen) soll der Abzug des Wassers möglichst flächig über den Lamellen erfolgen. Der Abstand bei 3 Ablaufrinnen beträgt 1,25 m, bei 4 Ablaufrinnen 1,00 m und bei 5 Ablaufrinnen 0,833 m (Abbildung 88).

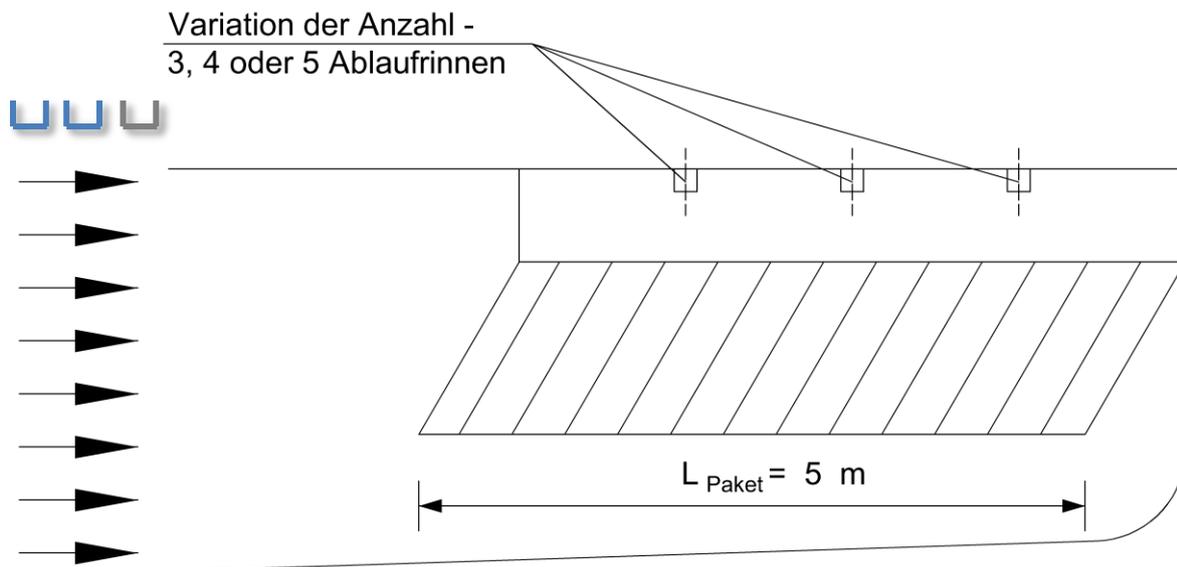


Abbildung 88: Variante 3a: Variation der Anzahl der Ablaufrinnen

Variante 3b - Trennwände

Zwischen den Abzugsrinnen werden Trennwände angebracht, um eventuelle Staudruckeffekte zu vermeiden, die zu Rezirkulationen innerhalb der Lamellen führen könnten. Der Ab-

stand der Trennwände beträgt bei 3 Ablaufrinnen jeweils 1,67 m, bei 4 Ablaufrinnen 1,25 m und bei 5 Ablaufrinnen 1,00 m. In Abbildung 89 ist ein Beispiel mit 3 Ablaufrinnen zu sehen.

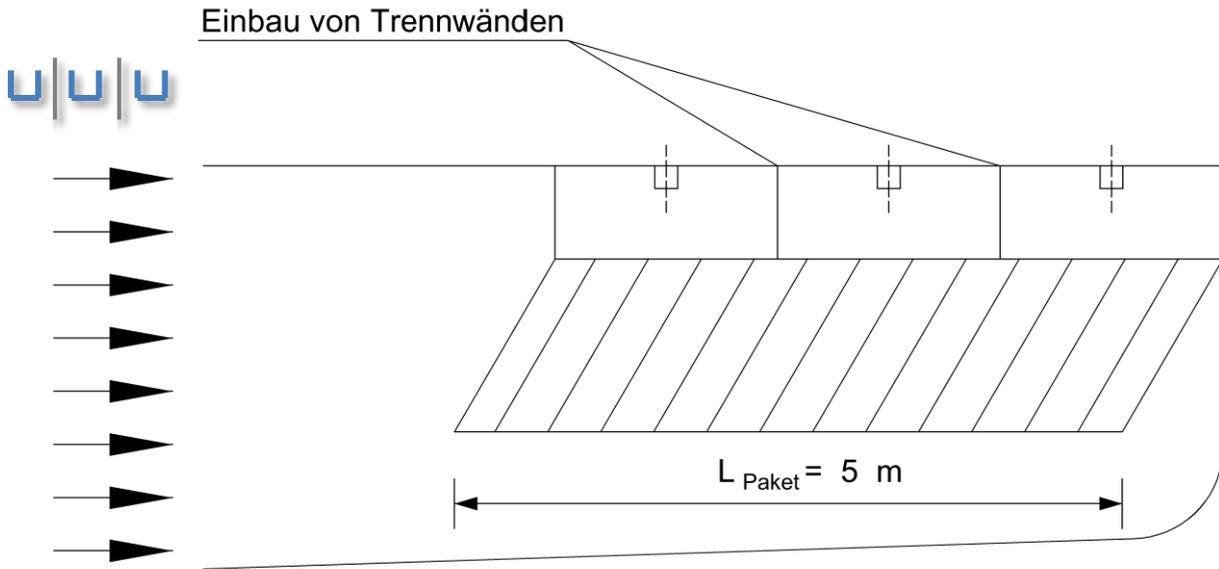


Abbildung 89: Einbau von Trennwänden

Variante 3c - Mächtigkeit des Wasserpolsters

Die Mächtigkeit des Wasserpolsters (Abstand zwischen dem Wasserspiegel und der Oberkante des Lamellenpakts (Abbildung 90)) wird variiert. Es soll untersucht werden, inwieweit die Strahlwirkung des Zuflusses unter den Lamellen durch den Gegendruck des oben liegenden Wasserpolsters ausgeglichen werden kann.

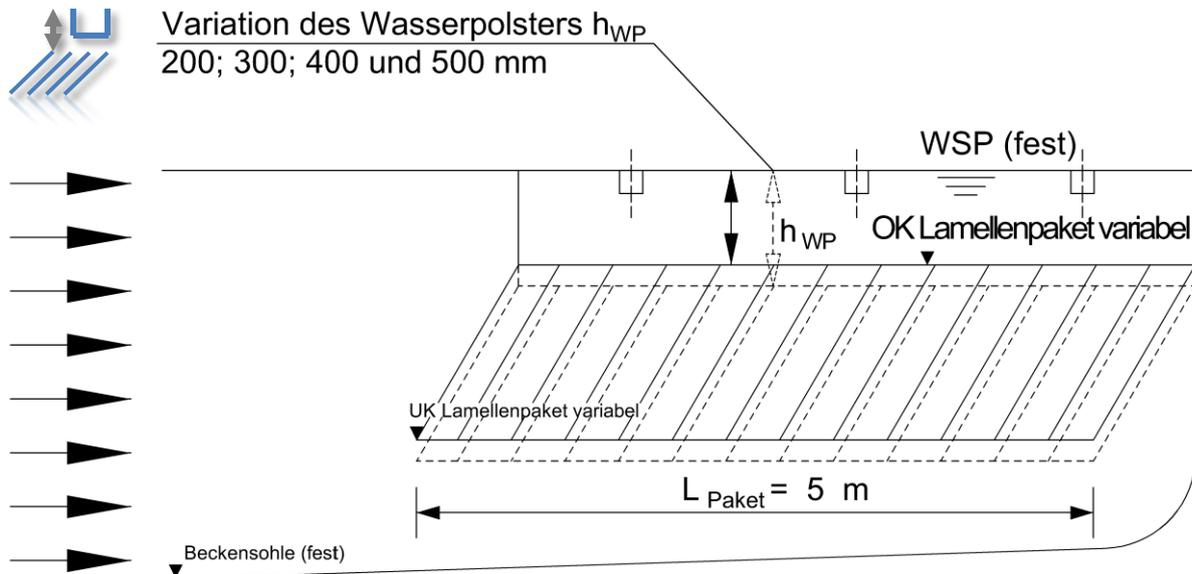


Abbildung 90: Mächtigkeit des Wasserpolsters

Länge des Lamellenpakets

Die Länge des Lamellenpaketes wird bei gleichbleibender Gesamtlänge des Beckens variiert. Der Abstand der Ablaufrinnen bleibt im Vergleich zur Variante 3 gleich (1,25 m), sodass bei einer Lamellenlänge von 10 m sieben Ablaufrinnen und bei 15 m elf Ablaufrinnen vorgesehen sind.

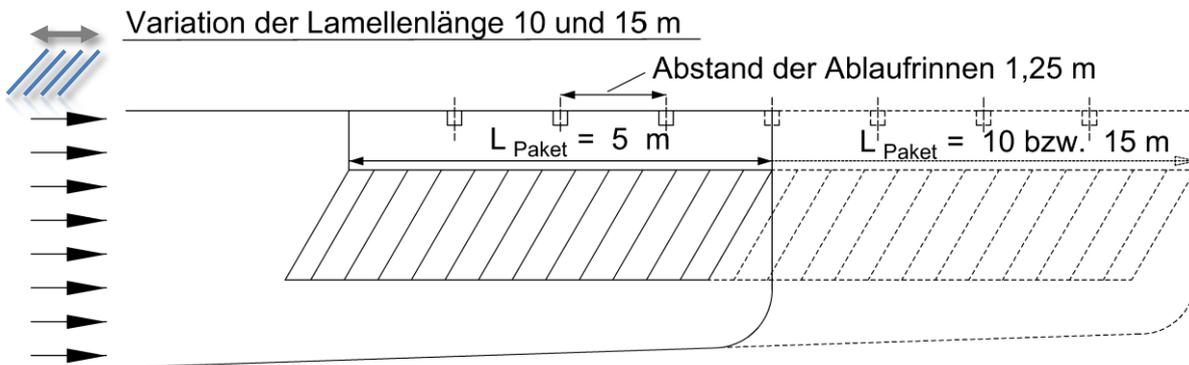


Abbildung 91: Länge des Lamellenpakets

5.1.1.4 Optimierung der Anströmung der Lamellen

Die Anströmung der Lamellenpakete hat einen entscheidenden Einfluss auf die Gleichmäßigkeit der Durchströmung der Lamellen. Insbesondere sind Rezirkulationen und Kurzschlussströmungen infolge von Ablösungen der Strömung an der vorderen Kante der Lamellenpakete zu vermeiden.

Anmerkung: Im Projektverlauf wurde die in Kapitel 3.1 beschriebene Pilotanlage konzipiert. Erkenntnisse aus den Varianten 1 bis 3 flossen bei der Konzeption der Anlage mit ein. Aufgrund der geringen Abmessungen des zum Bau der Pilotanlage verwendeten Überseecontainers konnten jedoch nicht alle Maßnahmen einfließen.

Um nun weiterhin die Ergebnisse der numerischen Simulation auch zur Analyse und Optimierung der Strömung in der Pilotanlage nutzen zu können, wird eine Variante 4 entworfen, welche die wesentlichen geometrischen Besonderheiten der Pilotanlage beinhaltet. Folgende Änderungen ergeben sich zur Variante 3 (Kapitel 5.1.1.2, Abbildung 86) bei Variante 4:

- Die Lamellen werden in Paketen bestehend aus jeweils fünf Einzellamellen gebündelt, wobei jedes Paket eine separate Ablaufrinne aufweist.
- Insgesamt werden 5 Pakete hintereinander auf einer Länge von 2,8 m im Becken eingesetzt.
- Das Wasserpolster über den Lamellen beträgt 30 cm.
- Die Materialstärke der Lamellen von 12 mm wird in der Geometrie berücksichtigt.

Abbildung 92 zeigt eine nicht maßstäbliche Skizze der Variante 4.

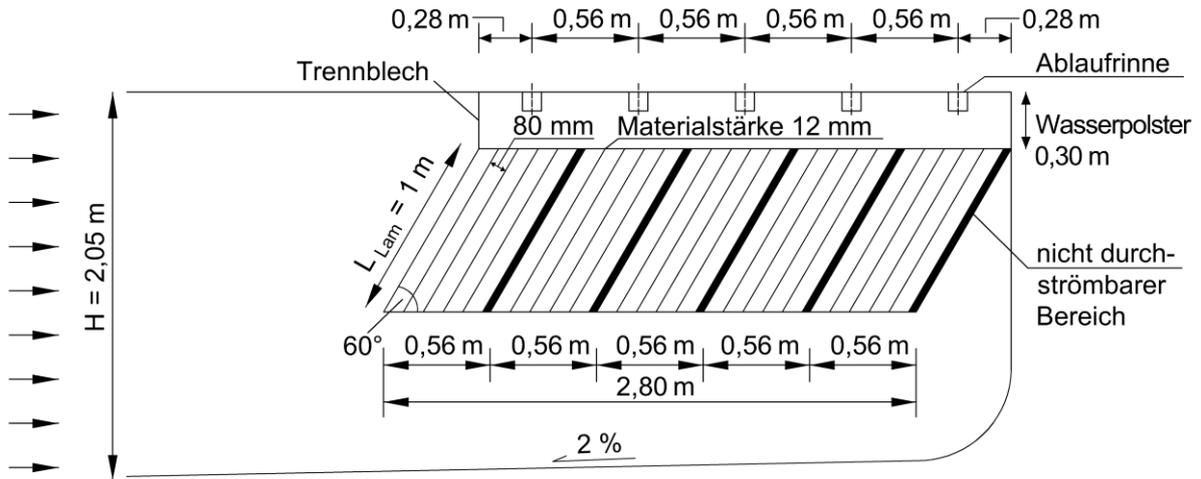


Abbildung 92: Variante 4

Abbildung 93 gibt einen Überblick über die im Rahmen der Optimierung der Anströmung untersuchten Varianten (4a bis 4f), die im Folgenden näher erläutert werden.

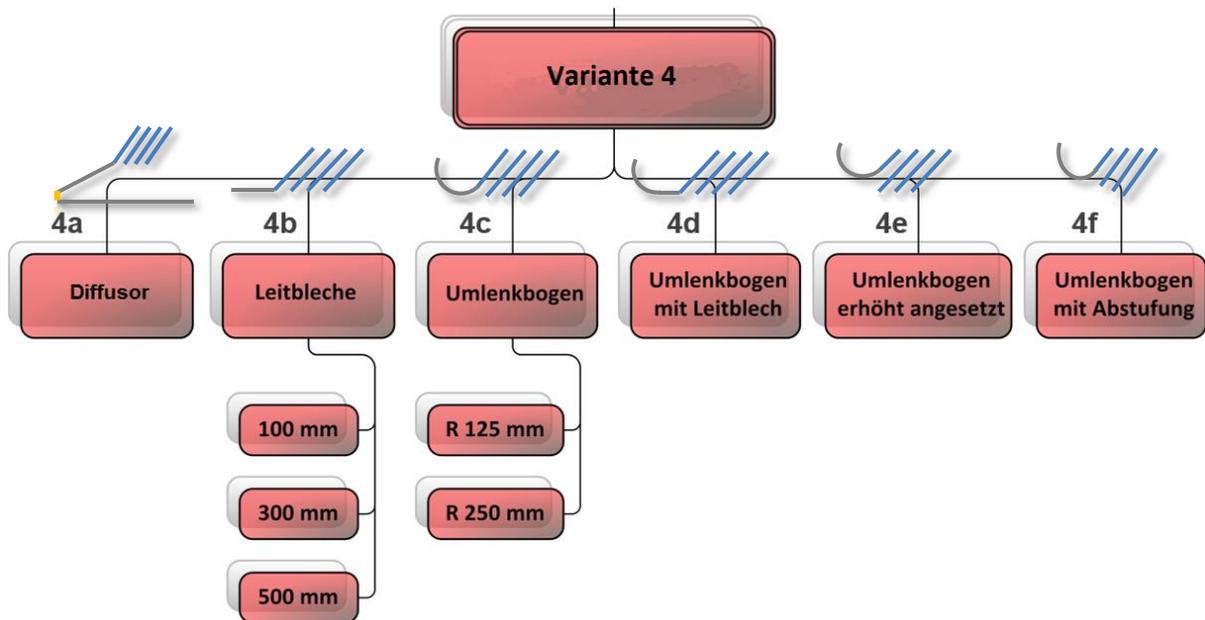


Abbildung 93: Optimierung der Anströmung der Lamellen (Ablaufplan)

Variante 4a - Diffusor

Die Ausbildung des Anströmungsbereiches zu den Lamellen in Form eines Diffusors hat zum Ziel, die Strömungsgeschwindigkeiten durch eine gleichmäßige Aufweitung des durchströmten Querschnittes zu verzögern.

Der Zulauf (Abbildung 94) erfolgt durch einen rechteckigen Einlass mit einer Höhe von 200 mm und einer Breite von 7 m. Die Länge des Diffusors beträgt 5,571 m bei einem Winkel von 7°. Dieser Winkel ist nach Erfahrung ein typischer Einlaufwinkel eines Diffusors und Ablösungen an der Diffusorwand sollen durch den geringen Aufweitungswinkel verhindert wer-

den. Die Umsetzbarkeit dieser Variante bei bestehenden Becken ist jedoch im Einzelfall zu prüfen.

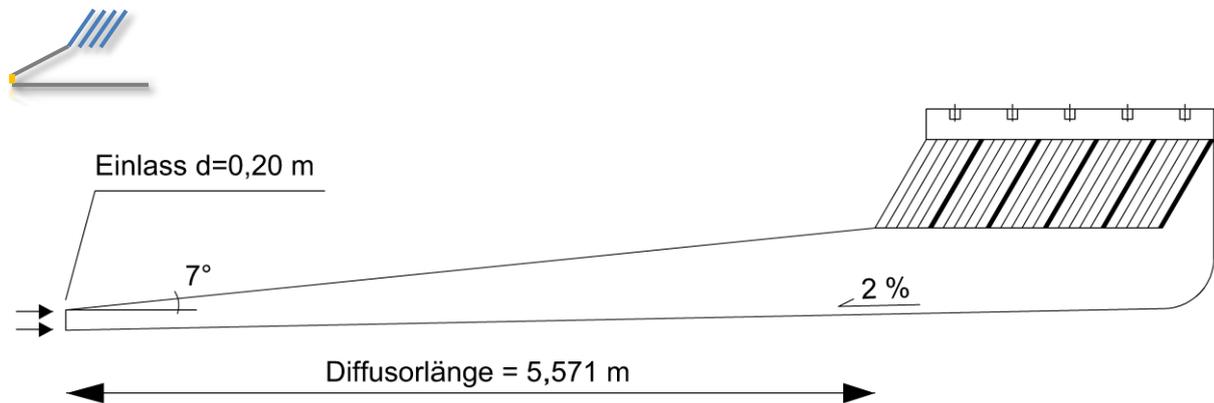


Abbildung 94: Variante 4a - Diffusor

Variante 4b - Leitblech

Das Leitblech hat zum Ziel, ein mögliches Abspringen der Strömung an der vorderen Lamelle zu verhindern. Die Stromlinien sollen sich am Blech anlegen und gezielt in die vorderen Lamellen geleitet werden. Totzonen und eventuelle Rezirkulationen in den vorderen Lamellen sollen so vermieden werden. Das Leitblech (Abbildung 95) wird in drei verschiedenen Längen ausgeführt (10, 30 und 50 cm).

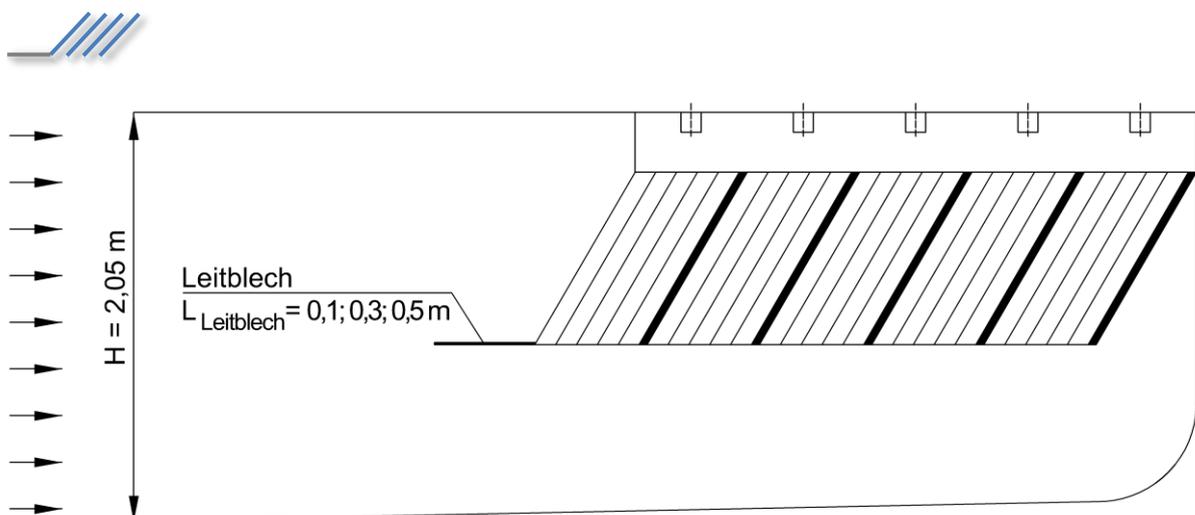


Abbildung 95: Variante 4b - Leitblech

Variante 4c - Umlenkbogen

Der Umlenkbogen (Abbildung 96) soll ein „Abspringen“ der Strömung an der vorderen Lamelle verhindern und die Strömung gezielt auch in die vordersten Lamellen führen. Der Umlenkbogen wird in zwei verschiedenen Varianten ausgeführt, die sich jeweils durch den Radius unterscheiden. Der erste Umlenkbogen hat ein Radius von 125 mm, der zweite Bogen einen Radius von 250 mm.

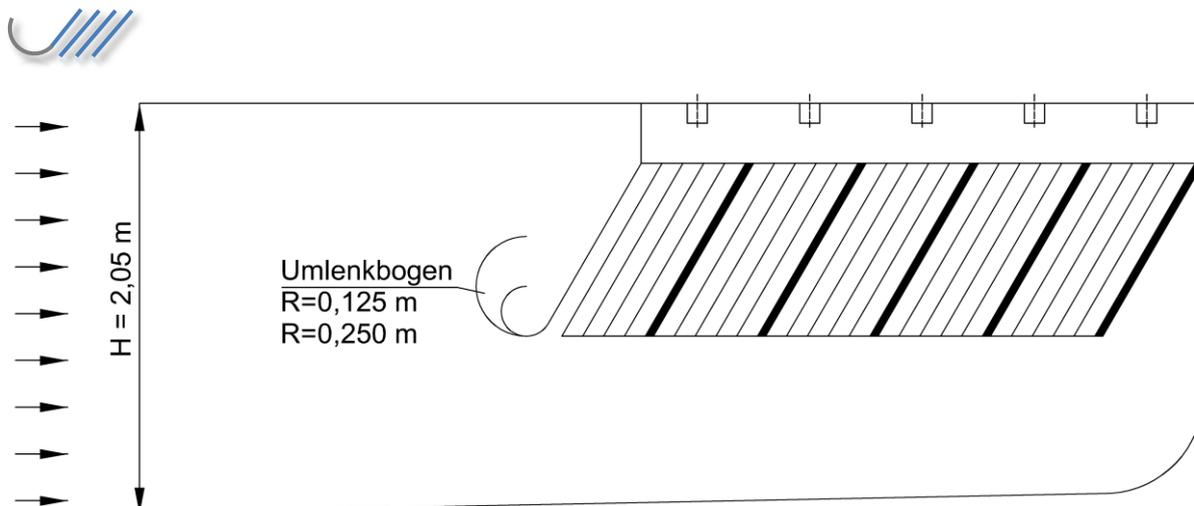


Abbildung 96: Variante 4c - Umlenkbogen

Variante 4d - Umlenkbogen mit Leitblech

Dieses ist eine Kombination aus dem Umlenkbogen und dem Leitblech und soll die positiven Effekte beider Varianten vereinen. Es wird der Umlenkbogen mit dem Radius von 125 mm sowie das Leitblech mit einer Länge von 300 mm verwendet (Abbildung 97).

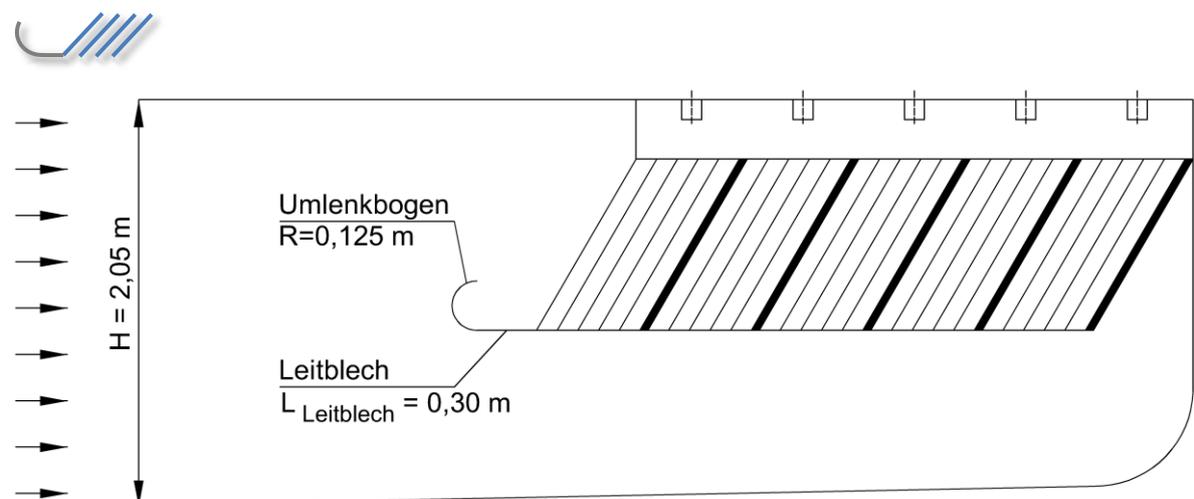


Abbildung 97: Variante 4d - Umlenkbogen mit Leitblech

Variante 4e - Umlenkbogen erhöht angesetzt

Der Umlenkbogen mit einem Radius von 125 mm wird erhöht angesetzt (Abbildung 98). Durch diese Variante soll das Wasser gezielt in die erste Lamelle geführt werden, um so eine Kurzschlussströmung sowie eine daraus folgende Rezirkulation in dem vorderen Bereich der Lamellen zu verhindern. Die Erhöhung beträgt von der Unterkante der Lamellenpakete 177,5 mm.

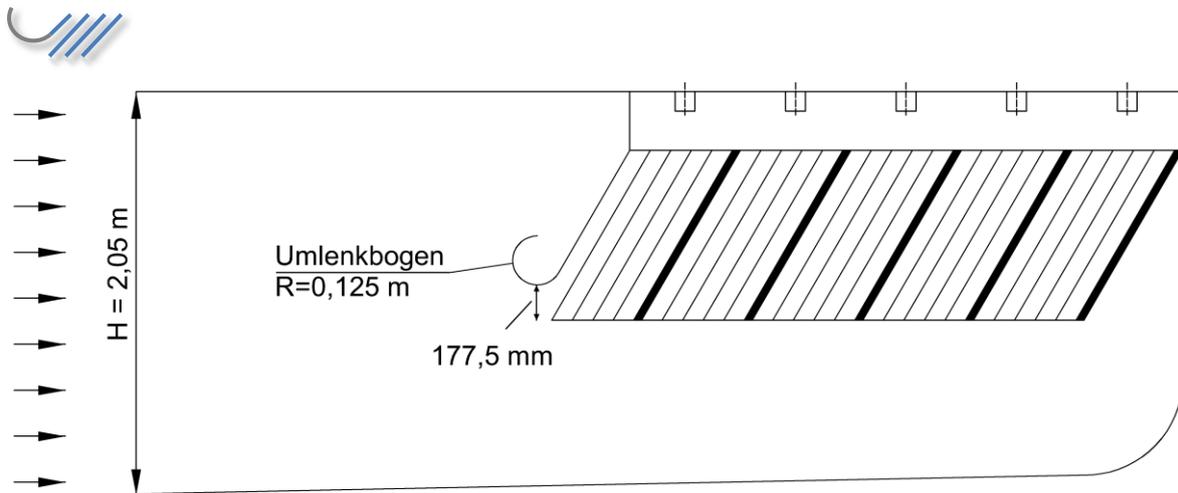


Abbildung 98: Variante 4e - Umlenkbogen erhöht angesetzt

Variante 4f - Umlenkbogen mit Abstufung

Als letzte Variante soll der Umlenkbogen mit einer Abstufung versehen werden. Dazu wird der Umlenkbogen mit einem Radius von 125 mm erhöht angeordnet und die ersten drei Lamellenplatten gestutzt. Durch die Abstufung soll die Strömung auf die vorderen Lamellen gleichmäßig aufgeteilt werden.

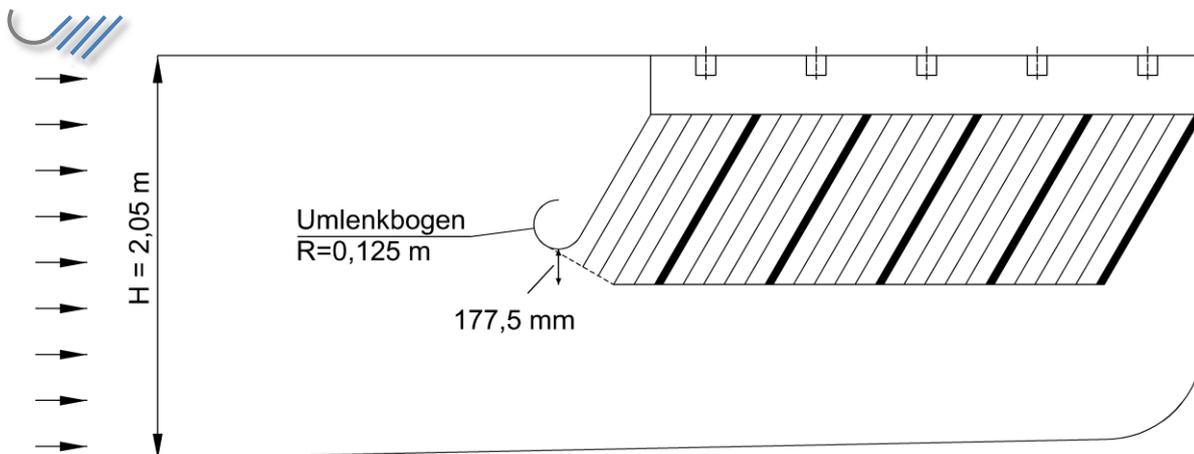


Abbildung 99: Variante 4f - Umlenkbogen mit Abstufung

5.1.2 Hydraulische Randbedingungen

Die folgende Tabelle 11 gibt einen Überblick über die gewählten hydraulischen Randbedingungen. Die Optimierung des Einbaus der Lamellen (Kapitel 5.1.1.2) erfolgt mit allen drei hydraulischen Belastungen. Für die Optimierung der Durchströmung der Lamellen (Kapitel 5.1.1.3) sowie die Optimierung der Anströmung der Lamellen (Kapitel 5.1.1.4) wurde ausschließlich die mittlere Oberflächenbeschickung von $q_A = 4 \text{ m/h}$ gewählt. Die abschließend aus allen vorangegangenen Optimierungsschritten erstellte Variante 5 (optimierte Variante) wurde dann wiederum mit allen drei Oberflächenbeschickungen simuliert.

Die im Folgenden unter Grafiken und in Tabellen angegebenen Oberflächenbeschickungen beziehen sich grundsätzlich auf das Referenzbecken (vgl. Tabelle 11).

Tabelle 11: Hydraulische Randbedingung des Referenzbeckens

	<i>Parameter</i>			<i>Oberflächenbeschickung q_A</i>		
				<i>1 m/h</i>	<i>4 m/h</i>	<i>10 m/h</i>
Hydraulische RB	max. Entlastungsabfluss	$\max Q_{KÜ}$	l/s	48,61	194,44	486,11
	horiz. Fließgeschwind.	v_H	m/s	0,003	0,012	0,029
	Überfallhöhe Wehr	$h_{ü;Wehr}$	cm	2,43	6,13	11,29
	Reynolds-Zahl Becken	Re	-	11794	47176	117942
	Froude-Zahl Becken	Fr	-	0,001	0,003	0,006
	hydrodyn. Verweilzeit	τ	min	129,00	32,50	12,90

Die horizontale Fließgeschwindigkeit sowie die Reynolds- und Froude-Zahl sind für eine mittlere Tiefe des Beckens angegeben.

Um eine Vergleichbarkeit der Becken zu gewährleisten, ist der maximale Entlastungsabfluss $\max Q_{KÜ}$ für alle Becken gleich. Dabei wurden Becken mit gleichem Volumen und gleicher Form sowie identischer hydraulischer Belastung verglichen. Deren Oberflächenbeschickung unterscheidet sich lediglich wegen der nachträglich eingesetzten Lamellen, welche im vorhandenen Volumen weitere absetzwirksame Fläche zur Verfügung stellen.

Aufgrund dieses Zuwachses der absetzwirksamen Fläche ergeben sich für die Becken mit Lamellen geringere Oberflächenbeschickungen als beim Referenzbecken ohne Lamellen.

Da die Becken nicht vollständig mit Lamellen ausgerüstet werden sondern nur der hintere Bereich, ist eine kombinierte Berechnung der effektiven Absetzfläche zu wählen. Innerhalb dieses Projektes werden die Sohlflächen gemäß Abbildung 100 angesetzt. Die gesamte effektive Absetzfläche eines Beckens A_{eff} besteht demnach einerseits aus demjenigen Teil der Sohle, der vor den Lamellen liegt ($A_{\text{eff},B}$) sowie andererseits der nach Abbildung 101 berechneten effektiven Absetzfläche der Lamellen ($A_{\text{eff},L}$). Derjenige Teil der Sohlfläche, der unter den Lamellenpaketen liegt, wird hier also nicht berücksichtigt. Die gesamte absetzwirksame Fläche berechnet sich dann nach Formel (37).

Absetzwirksame Fläche:

$$A_{eff} = A_{eff,L} \cdot A_{eff,B} \quad (37)$$

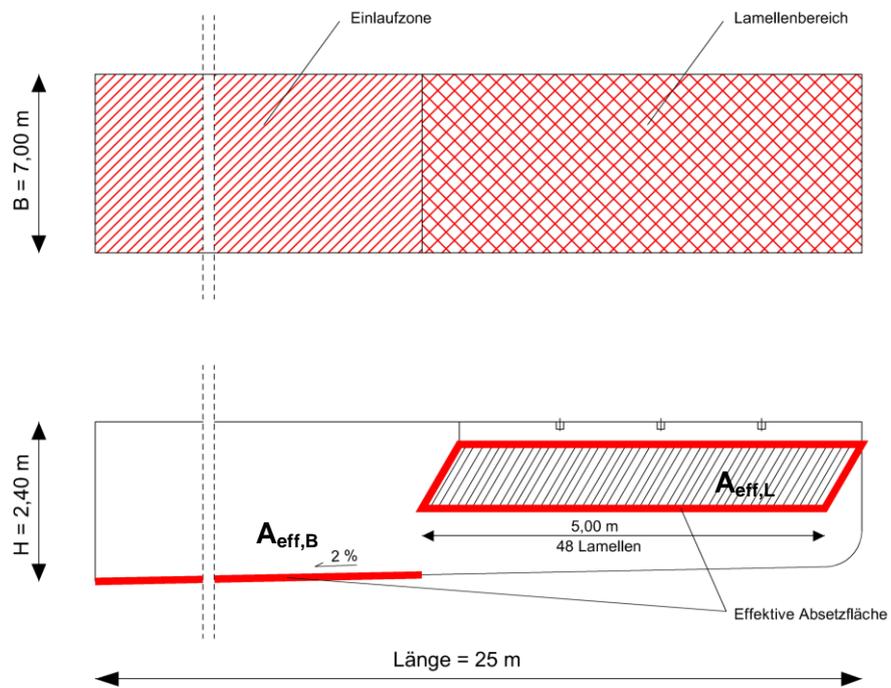


Abbildung 100: Bereiche zur Ermittlung der effektiven Absetzfläche eines Regenbeckens mit einem Lamellenklärer

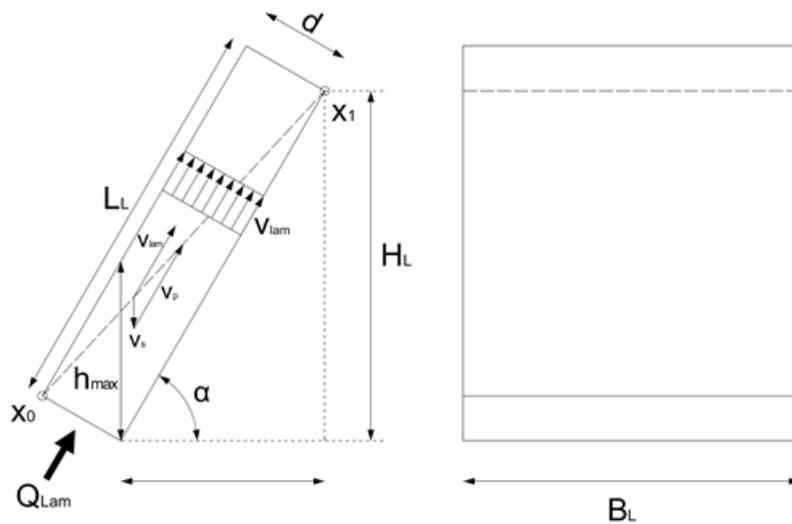


Abbildung 101: Berechnung der effektiven Absetzfläche einer Lamelle

Absetzwirksame Fläche einer Lamelle:

$$A_{eff,L} = L_L \cdot B_L \cdot \cos \alpha \quad (38)$$

mit:	A_{eff}	effektive Absetzfläche
	$A_{\text{eff,L}}$	effektive Absetzfläche Lamellen
	$A_{\text{eff,B}}$	effektive Absetzfläche Beckensohle
	B_L	Breite der Lamelle
	H_L	Höhe der Lamelle
	L_L	Länge der Lamelle
	d	Abstand der Lamellen
	h_{max}	maximale Höhe des Absetzweges
	v_{max}	Geschwindigkeit in der Lamelle
	x_{0-1}	maximale Strecke des Absetzweges
	α	Neigung der Lamelle
	Q_{Lam}	Durchfluss pro Lamelle

Tabelle 16 zeigt die Oberflächenbeschickungen der simulierten Varianten. Ausführliche Darstellungen zu den Abmessungen sind in dem Kapitel 5.1.1 zu finden. Bei der Variante 5 (optimierte Variante) handelt es sich um eine Modifikation der Variante 4.

5.1.3 Modell-Setup im numerischen Modell

Im Rahmen dieses Projektes wird das kommerzielle Softwarepaket von ANSYS, Inc. in der Version 14 verwendet. Der Solver ANSYS FLUENT basiert auf der Finite-Volumen-Methode. Grundlage der numerischen Simulation ist das Prinzip der Erhaltung von Masse und Impuls. Beide Größen - Masse und Impuls – werden in Bezug auf einen in der Regel ortsfesten, endlich oder infinitesimal kleinen Kontrollraum bilanziert. Sie können über die Kontrollraumgrenzen ein- und austreten jedoch innerhalb des Kontrollraumes weder vernichtet noch erzeugt werden. Diese Erhaltungsgleichungen werden als Navier-Stokes-Gleichungen bezeichnet. Das Rechenggebiet wird zur Berechnung der numerischen Lösung in sog. Finite Volumen oder Finite Differenzen diskretisiert.

Die Berechnung erfolgt zweidimensional. Das numerische Gitter wurde in einer vorangegangenen Netzstudie bezüglich der Anzahl der Zellen hin optimiert. Hierzu wurden vier unterschiedliche Netze definiert (Tabelle 12).

Tabelle 12: Angaben zum numerischen Gitter der Netzstudie

	Netz	Knotenanzahl	Zellen
Netzstudie	Netz 1 - Grob	27.199	25.669
	Netz 2 - Mittel	48.409	45.616
	Netz 3 - Fein	133.589	129.119
	Netz 4 – Sehr fein	180.499	175.455

In der Untersuchung stellte sich das Netz 3 mit einer feinen Auflösung als am besten geeignet heraus. Eine weitere Verfeinerung des Netzes (Netz 4 – sehr fein) zeigt keine Verände-

rung der Ergebnisse, so dass die Lösung mit Netz 3 als netzunabhängig bewertet werden kann.

Weiterhin wird die Berechnung für einen stationären Zufluss durchgeführt, d.h. mit gleichbleibender hydraulischer Belastung. Der Wasserspiegel wird als Symmetrie-Ebene definiert.

Für die Simulation wird das RNG $k-\epsilon$ Modell gewählt. Dieses Modell bietet den Vorteil, dass es recht stabil mit niedrigem Rechenaufwand verläuft. Zudem ist das Modell besonders gut geeignet für Simulationen, die geringe Reynolds-Zahlen aufweisen. Des Weiteren werden die niedrigen Reynolds-Zahlen im Bereich der viskosen Unterschicht durch einen zusätzlichen Term in der ϵ -Gleichung (Transportgleichung) berücksichtigt. Zusätzlich erfolgt eine Anpassung zur besseren Abbildung der Konstanten (Schröder [1994]). Als Wandfunktion wird das „*Enhanced Wall Treatment*“ Modell gewählt. Da die Lamellenplatten ausschließlich aus Polycarbonat bestehen und daher eine sehr geringe Rauheit aufweisen, wird der Einfluss der Wandrauheit vernachlässigt. Die Rauheit der Becken-Wände bleibt ebenfalls unberücksichtigt.

Die Modellierung der Feststoffe als inerte Phase erfolgt mit Hilfe des Discrete Phase Models (DPM). Dem DPM liegt die Euler-Lagrange Methode zugrunde. Bei der Euler-Lagrange Methode wird das Verhalten der Wasserphase (Kontinuum) durch die Transportgleichung für die Masse und den Impuls sowie durch ein geeignetes Transportmodell beschrieben. Die Behandlung und Simulation der Partikelphase (disperse Phase) erfolgt im Gegensatz zur Euler-Euler Methode durch ein stochastisches Verfahren. Hierbei wird die Bahnlinie von Einzelpartikel unter dem Einfluss der wirkenden Kräfte und Momente verfolgt. Eine anschließende statistische Auswertung (Anzahlmittelung) aller Bahnkurven liefert dann Informationen über die lokalen mittleren Eigenschaften des Partikelkollektivs. Die Ermittlung der Wegstrecken erfolgt über die Berücksichtigung der auf ein Partikel einwirkenden Kräfte.

Die Wandbehandlung der Partikel erfolgt mit Hilfe einer sog. User Defined Function (UDF), da die standardmäßig in der Software FLUENT implementierten Methoden zur Wandbehandlung nur sehr eingeschränkt realitätsnah sind (Adamsson et al. [2003], Dufresne et al. [2009], Dufresne [2008a]). Der Quellcode entstammt Dufresne [2008a], Dufresne [2008b]. Es wird in Abhängigkeit der Partikeleigenschaften eine berechnete kritische Schubspannung als Grenzwert vorgegeben. Wenn nun ein Partikel die Beckensohle oder auch die Lamellenoberflächen erreicht bzw. berührt, so wird für diese Zellfläche die lokale Schubspannung berechnet. Liegt diese lokale Schubspannung unter der vorgegebenen kritischen Schubspannung, wird der Partikel an dieser Stelle aus dem System entfernt und gilt somit als abgeschieden. Liegt jedoch die lokale Schubspannung über dem vorgegebenen kritischen Wert, so wird der Partikel wieder in das Strömungsfeld reflektiert.

Die kritische Schubspannung τ_{krit} wird analog zu der Studie von Dufresne et al. [2009] nach der Shields-Gleichung mit folgenden Formeln berechnet:

$$\tau_{krit} = \tau_0^* \cdot (\rho_p - \rho) \cdot g \cdot d \quad (39)$$

mit:

$$\tau_0^* = 0,22 \cdot \beta + 0,06 \cdot 10^{-7,7 \cdot \beta} \quad (40)$$

und

$$\beta = \left[\frac{\rho}{\mu} \cdot \sqrt{\left(\frac{(\rho_p - \rho)}{\rho} \right) \cdot g \cdot d^3} \right]^{-0,6} \quad (41)$$

mit:	τ_{krit}	kritische Schubspannung (Pa)
	τ_0^*	dimensionslose Schubspannung (-)
	β	empirischer Parameter (-)
	d	Durchmesser Partikel (m)
	μ	dynamische Viskosität Wasser ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$)

Durch die Verwendung dieser UDF in der Software wird das Verhalten der Partikel realitätsnäher abgebildet. Dennoch können derzeit noch nicht alle Vorgänge abgebildet werden:

- Die Resuspension von bereits abgesetzten Partikeln ist unterbunden.
- Ein mögliches Abrutschen oder auch Abrollen von Partikeln auf geneigten Flächen aufgrund von Gravitationskräften bleibt unberücksichtigt.

Diese Einschränkungen gilt es im Rahmen der Ergebnisbewertung der Partikelsimulationen zu berücksichtigen.

Es werden insgesamt drei unterschiedliche Partikeldichten untersucht: $\rho_{s1} = 1020 \text{ kg/m}^3$, $\rho_{s2} = 1460 \text{ kg/m}^3$ und $\rho_{s3} = 2650 \text{ kg/m}^3$. Die Dichte $\rho_{s1} = 1020 \text{ kg/m}^3$ repräsentiert organisches Material, die Dichte $\rho_{s3} = 2650 \text{ kg/m}^3$ eine mineralische Partikeldichte. Die Dichte $\rho_{s2} = 1460 \text{ kg/m}^3$ kann nach Geiger [2001] als eine mittlere Dichte der Partikel im Mischwasser angesehen werden.

Für die Untersuchung werden zu jeder Partikeldichte ähnliche Sinkgeschwindigkeiten gewählt, die in den folgenden Tabelle 13 bis Tabelle 15 zu sehen sind. Die Berechnung der Korngröße (Durchmesser) erfolgt dann bei gegebener Dichte und Sinkgeschwindigkeit durch die Berechnung über die Stoke'schen Gesetze. Angegeben ist zudem die für Einzelpartikel geltende kritische Schubspannung (vgl. Formel (39) bis Formel (41)).

Tabelle 13: Eigenschaften der Partikel mit einer Dichte von $\rho_{s1} = 1020 \text{ kg/m}^3$

Dichte ρ_s (kg/m ³)	1020				
Durchmesser d (µm)	18	41	57	63	181
Sinkgeschwindigkeit v_s (m/s)	0,01	0,05	0,10	0,12	1,00
Aufnehmbare Schubspannung τ_{krit} (Pa)	0,0070	0,0076	0,0079	0,0080	0,0088

Tabelle 14: Eigenschaften der Partikel mit einer Dichte von $\rho_{s2} = 1460 \text{ kg/m}^3$

Dichte ρ_s (kg/m ³)	1460					
Durchmesser d (µm)	4	12	38	63	76	120
Sinkgeschwindigkeit v_s (m/s)	0,01	0,10	1,00	2,74	4,00	10,00
Aufnehmbare Schubspannung τ_{krit} (Pa)	0,054	0,06	0,067	0,071	0,072	0,076

Tabelle 15: Eigenschaften der Partikel mit einer Dichte von $\rho_{s3} = 2650 \text{ kg/m}^3$

Dichte ρ_s (kg/m ³)	2650				
Durchmesser d (µm)	2	6	20	40	63
Sinkgeschwindigkeit v_s (m/s)	0,01	0,10	1,00	4,00	9,83
Aufnehmbare Schubspannung τ_{krit} (Pa)	0,123	0,134	0,154	0,166	0,173

Die Berechnung des Wirkungsgrades für die einzelnen, in den Tabelle 13 bis Tabelle 15 definierten Partikelfractionen erfolgt gemäß Formel (38).

Um die Zusammensetzung des Mischwassers möglichst realitätsnah abzubilden, wird weiterhin mit den ausgewählten Partikelfractionen ein synthetisches Partikelgemisch als Siebli- nie erstellt. Diese orientiert sich an den Untersuchungen von Geiger/Hübner [1998] zur Zusammensetzung von Mischwasser (Abbildung 102).

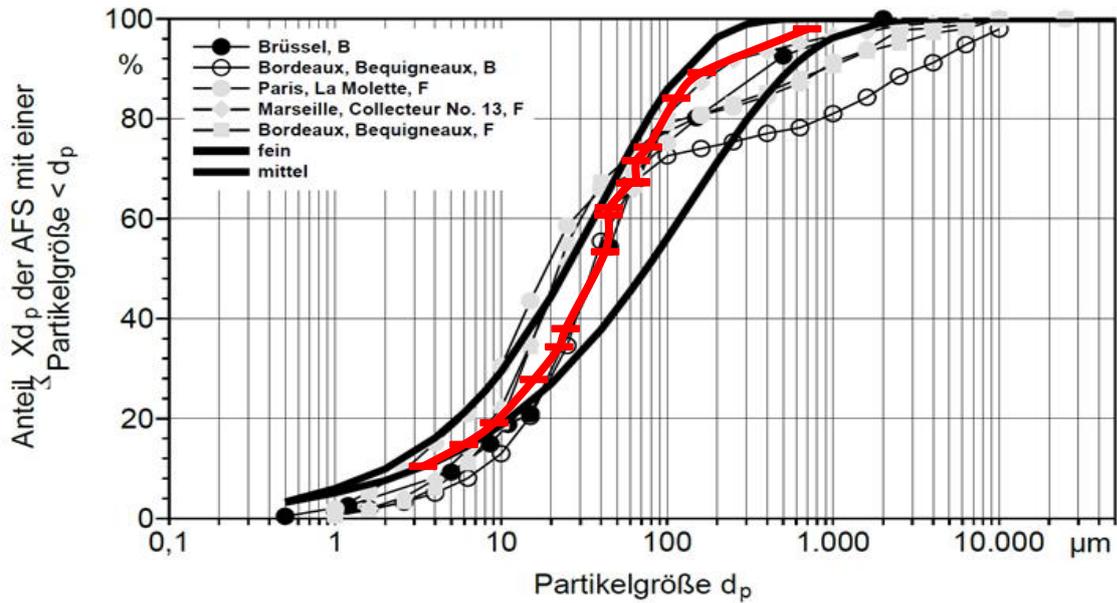


Abbildung 102: Synthetische Sieblinie des angenommenen Partikelgemisches (rot dargestellt) im Vergleich zu den Angaben von Geiger/Hübner [1998]

Bei der Zusammensetzung der Sieblinie wurde berücksichtigt, dass organische und mineralische Partikel im Zulauf von Becken einen bestimmten prozentualen Anteil an der gesamten Masse der Fraktion (AFS) kleiner bzw. größer $63 \mu\text{m}$ einnehmen. Die prozentuale Zusammensetzung der Fraktionen ist der Abbildung 103 zu entnehmen.

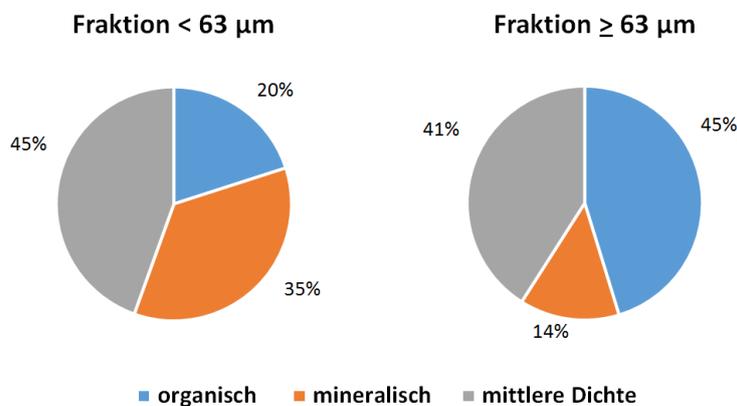


Abbildung 103: Zusammensetzung des Partikelgemisches (AFS)

Die AFS-Fraktion kleiner $63 \mu\text{m}$ ist von hohem Interesse, da der Schadstoffgehalt feinputikulärer Feststoffe u.a. aufgrund der größeren spezifischen Oberfläche der Partikel am höchsten ist. Die Berechnung des Gesamt-Wirkungsgrades für die definierte Sieblinie erfolgt bezogen auf die Feststoffmasse gemäß Formel (38).

5.2 Ergebnisse zur Optimierung des Einbaus sowie der baulichen Konstruktion der Lamellen

Ausgewertet werden qualitativ die Durchströmungscharakteristik anhand der Visualisierung der Geschwindigkeiten sowie quantitativ die Durchflüsse durch die einzelnen Lamellen.

Zur Bewertung der Gleichmäßigkeit der Strömung wird der Variationskoeffizient gemäß Kapitel 5.1 berechnet. Je kleiner der berechnete Variationskoeffizient, desto gleichmäßiger ist die Durchströmung der Lamellen.

5.2.1 Optimierung des Einbaus der Lamellen

Abbildung 104 visualisiert die Durchströmung der Lamellen mittels Isolinien der Geschwindigkeit (Magnitude) sowie Geschwindigkeitsvektoren. Weiterhin sind in Abbildung 105 die Durchflüsse durch die einzelnen Lamellen dargestellt. Darstellungen für weitere hydraulische Belastungen finden sich im Anhang zu diesem Kapitel.

Aus beiden Darstellungen geht hervor, dass über den Lamellen angeordnete Abzugsrinnen eine gleichmäßigere Durchströmung bewirken als ein Klärüberlauf. Der Hauptanteil am Gesamtdurchfluss durchströmt in Variante 1 und Variante 2 das hintere Drittel der Lamellen. Im vorderen Bereich sind bei allen drei Varianten Rückströmungsbereiche zu erkennen, dieser erstreckt sich in der Variante 1 über die Hälfte der Lamellen hinweg.

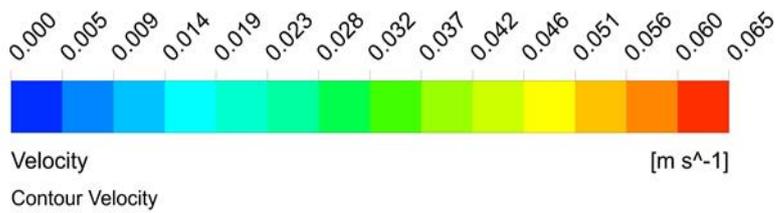
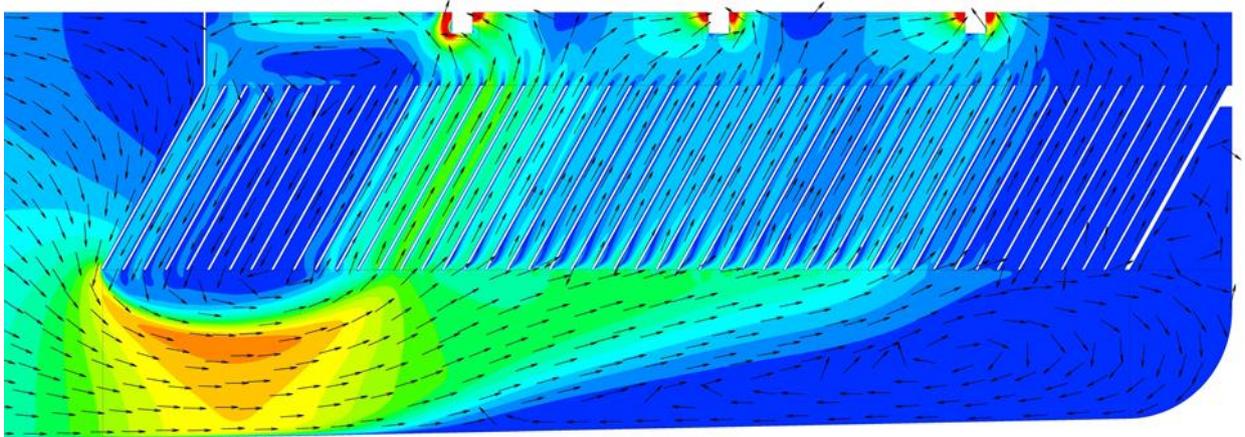
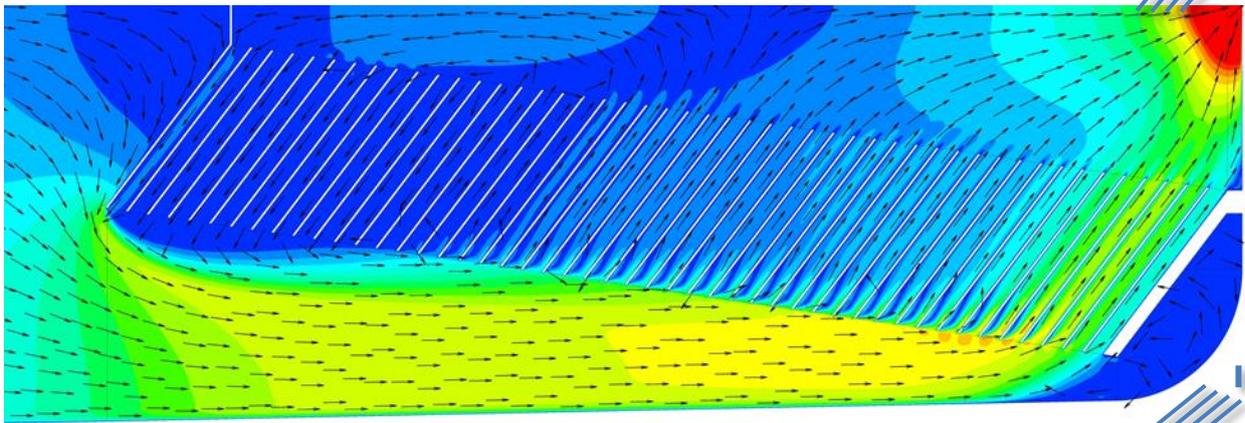
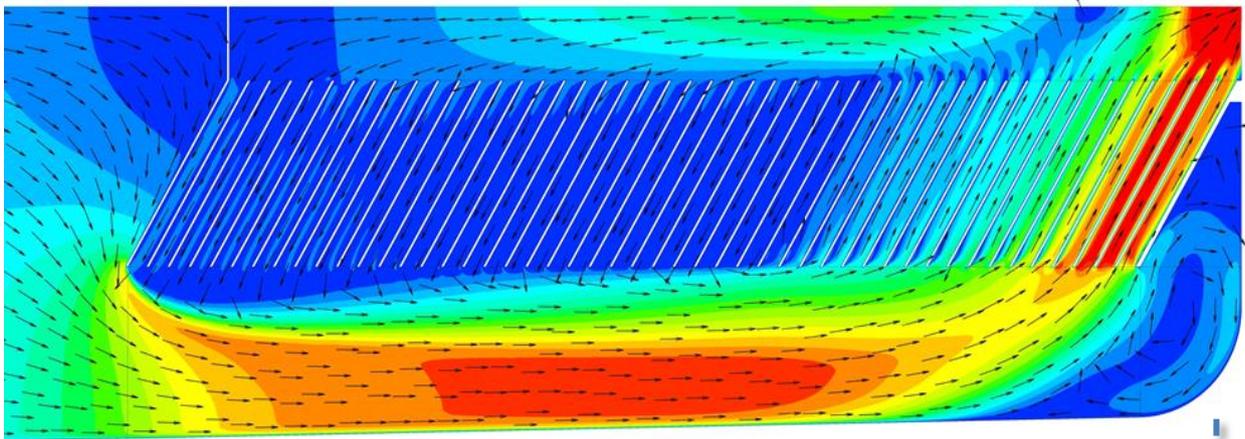


Abbildung 104: Visualisierung der Durchströmung (Isolinien der Geschwindigkeit (Magnitude) und Strömungsvektoren) ($q_{A,-\text{Referenzbecken}} = 4 \text{ m/h}$)

Diese ungleichmäßige Durchströmung der Varianten 1 und 2 mit Klärüberlauf schlägt sich direkt in höheren Variationskoeffizienten nieder. Abbildung 106 gibt einen Überblick über die berechneten Variationskoeffizienten der drei Varianten bei unterschiedlichen hydraulischen Belastungen. Dargestellt ist die sog. *Mass Flow* („Massedurchfluss“ durch die einzelnen Lamellen) in kg/s. Ein deutlicher Unterschied zeigt sich zwischen der Variante 1 (mit Klärüberlauf) und der Variante 3 (mit 3 Ablaufrinnen). Hieraus lässt sich schlussfolgern, dass die Art der Ableitung des Wassers einen entscheidenden Einfluss auf das Durchströmungsverhalten der Lamellen selbst hat. Dieses Ergebnis deckt sich mit den hydraulischen Messungen an Regenbecken die von Fuchs & Meyer (2010) durchgeführt wurden. Zudem ist zu erkennen, dass mit steigender Oberflächenbeschickung auch der Variationskoeffizient insgesamt steigt, die Durchströmung mit zunehmender hydraulischer Belastung folglich ungleichmäßiger wird.

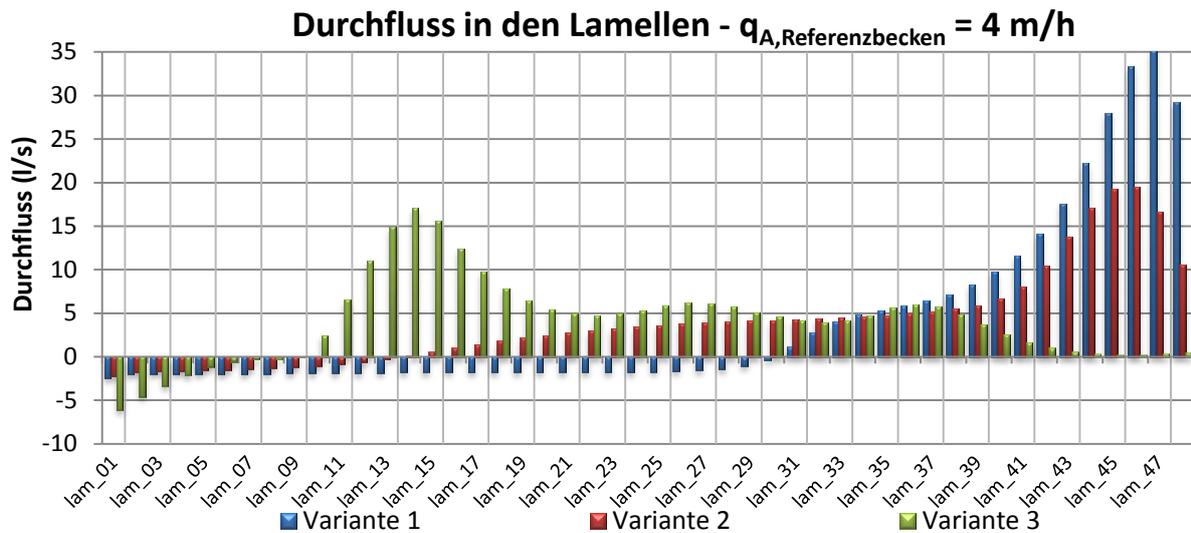


Abbildung 105: Durchflüsse durch die einzelnen Lamellen, Variante 1 bis 3 ($q_{A, \text{Referenzbecken}} = 4 \text{ m/h}$)

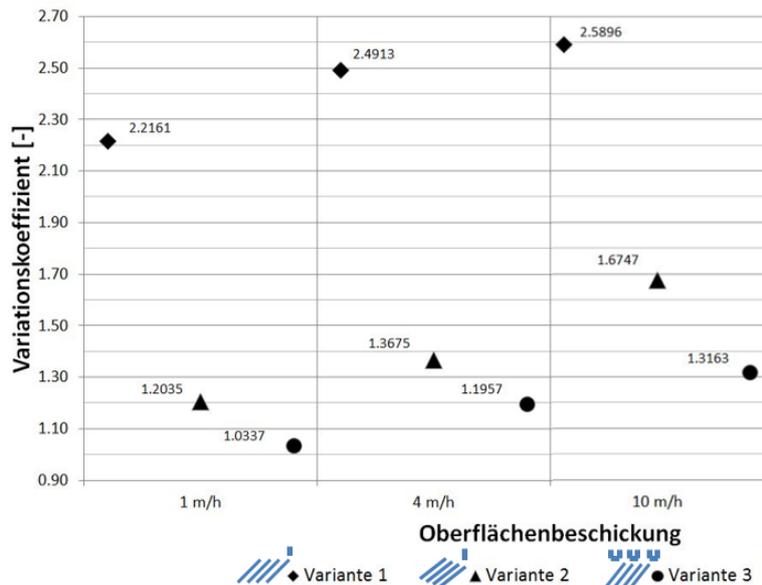


Abbildung 106: Variationskoeffizient der Varianten 1 bis 3 bei unterschiedlichen hydraulischen Belastungen ($q_{A, \text{Referenzbecken}}$)

5.2.2 Optimierung der Durchströmung der Lamellen

In Abbildung 107 sind die Variationskoeffizienten der einzelnen konstruktiven Maßnahmen dargestellt für eine Oberflächenbeschickung von 4 m/h. Die rot gestrichelte Linie zeigt den Variationskoeffizient der Variante 3 (Null-Variante). Es ist zu erkennen, dass nicht alle Maßnahmen einen positiven Effekt auf die Durchströmung aufweisen.

Bei der **Anzahl der Ablaufrinnen** zeigt sich, dass durch eine Erhöhung der Ablaufrinnenanzahl die Durchströmung geringfügig ungleichmäßiger wird.

Die **Trennbleche** wirken sich insgesamt positiv auf die Durchströmung aus. Zwar ist der Einfluss nur sehr gering, dennoch ist zu erkennen, dass eine gezielte Zuführung zu den entsprechenden Ablaufrinnen eine Verbesserung darstellt.

Eine **Verlängerung des Lamellenpaketes von 10 m auf 15 m** bewirkt eine gleichmäßigere Durchströmung. Jedoch weist das 15 m lange Lamellenpaket im Vergleich zur Variante 3 (Nullvariante), welches ein 5 m langes Lamellenpaket aufweist, einen höheren Variationskoeffizienten auf. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Lamellenlänge und gleichmäßiger Durchströmung kann somit anhand der hier dargestellten Ergebnisse nicht abgeleitet werden.

Die **Mächtigkeit des Wasserpolsters** kann sowohl einen negativen als auch einen positiven Einfluss haben. Die Wasserpolster mit einer Mächtigkeit von 200 und 300 mm haben einen positiven Einfluss auf das Strömungsverhalten. Negative Einflüsse weisen die Wasserpolster mit einer Mächtigkeit von 400 und 500 mm auf, da die Vergrößerung des Abstandes zwischen Lamellenoberkante und Ablaufrinnen bei gleichbleibender Gesamt-Beckenhöhe zugleich eine Verengung des Bereiches unterhalb der Lamellen bewirkt. Durch die hierdurch bewirkte Einschnürung des Fließquerschnittes kommt es zu einer Erhöhung der Geschwindigkeiten unterhalb der Lamellen. Dies hat eine ungleichmäßigere Durchströmung zur Folge.

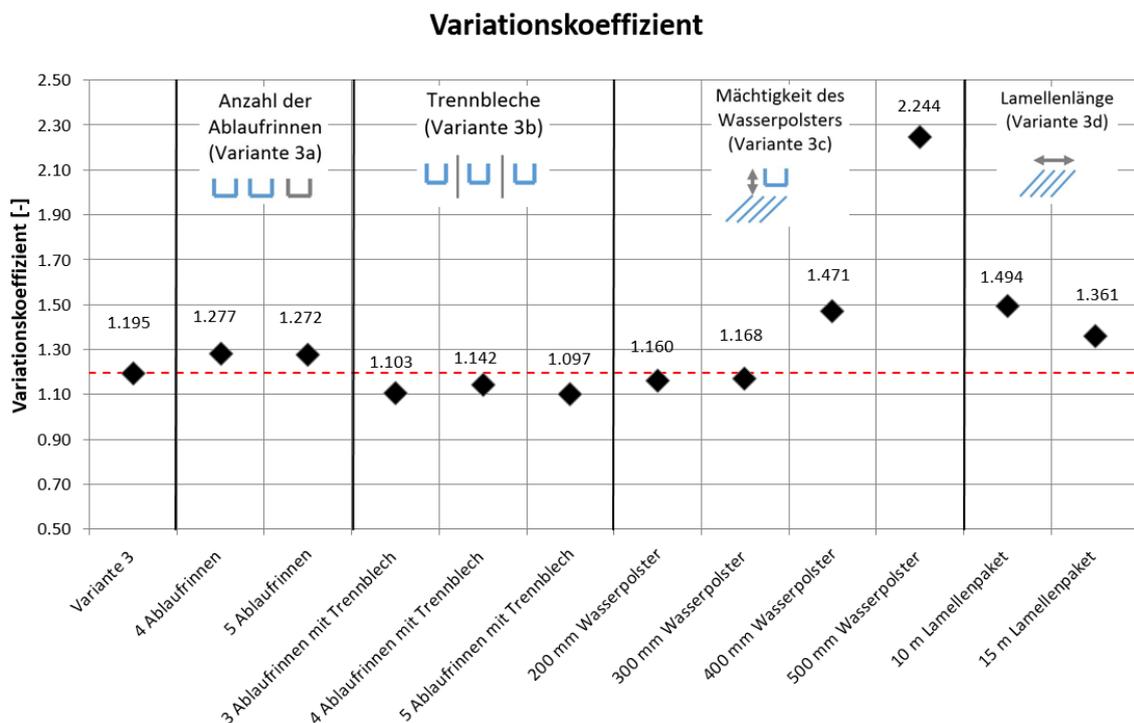


Abbildung 107: Variationskoeffizienten - Optimierung der Durchströmung der Lamellen
($q_{A, \text{Referenzbecken}} = 4 \text{ m/h}$)

5.2.3 Optimierung der Anströmung der Lamellen

Abbildung 108 zeigt die Variationskoeffizienten der Varianten zur Optimierung der Anströmung der Lamellen bei einer Oberflächenbeschickung von 4 m/h. Die Variante 4 (Abbildung 95 bis Abbildung 99) wird durch unterschiedliche Einlaufkonstruktionen zur Vergleichmäßigung und Lenkung der Strömung modifiziert. Eingezeichnet mit einer rot-gestrichelten Linie ist zum Vergleich der Variationskoeffizient der Variante 4, um ablesen zu können, ob die jeweilige Modifikation einen positiven Effekt aufweist im Gegensatz zur Variante 4 ohne Einbauten zur Strömunglenkung.

Die Konstruktion eines **Diffusors** weist einen sehr niedrigen Variationskoeffizienten und damit eine gleichmäßige Durchströmung auf. Dieses liegt zum einen an der Tatsache, dass durch diese Konstruktion die Strömung gleichmäßig zu den Ablaufrinnen geführt wird. Zum anderen entsteht weder eine Kurzschlussströmung noch eine Rückströmung in den vorderen Lamellen. Alle 25 Lamellenzwischenräume werden aufwärtsgerichtet durchströmt.

Weiterhin wirkt sich die Anbringung von **Leitblechen** positiv aus. Es ist zu erkennen, dass sich der Variationskoeffizient mit zunehmender Länge der Leitbleche verringert. Grund hierfür ist die veränderte Ausbildung des Ablösebereiches infolge der Leitbleche. Je länger das Leitblech, desto gleichmäßiger die Durchströmung der Lamellen (Abbildung 109). Eine abwärtsgerichtete Durchströmung der vorderen Lamellen ist durch das Anbringen von Leitblechen allein jedoch nicht zu verhindern.

Variationskoeffizient

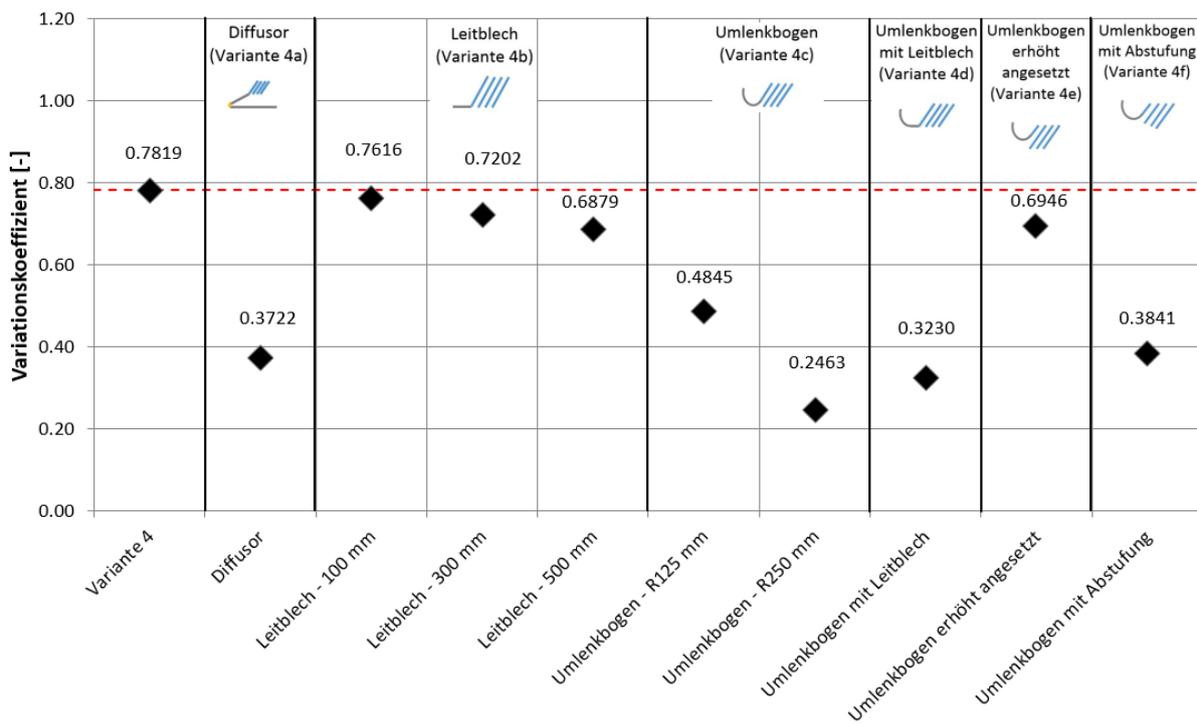


Abbildung 108: Variationskoeffizienten der Varianten zur Optimierung der Anströmung der Lamellen ($q_{A, \text{Referenzbecken}} = 4 \text{ m/h}$)

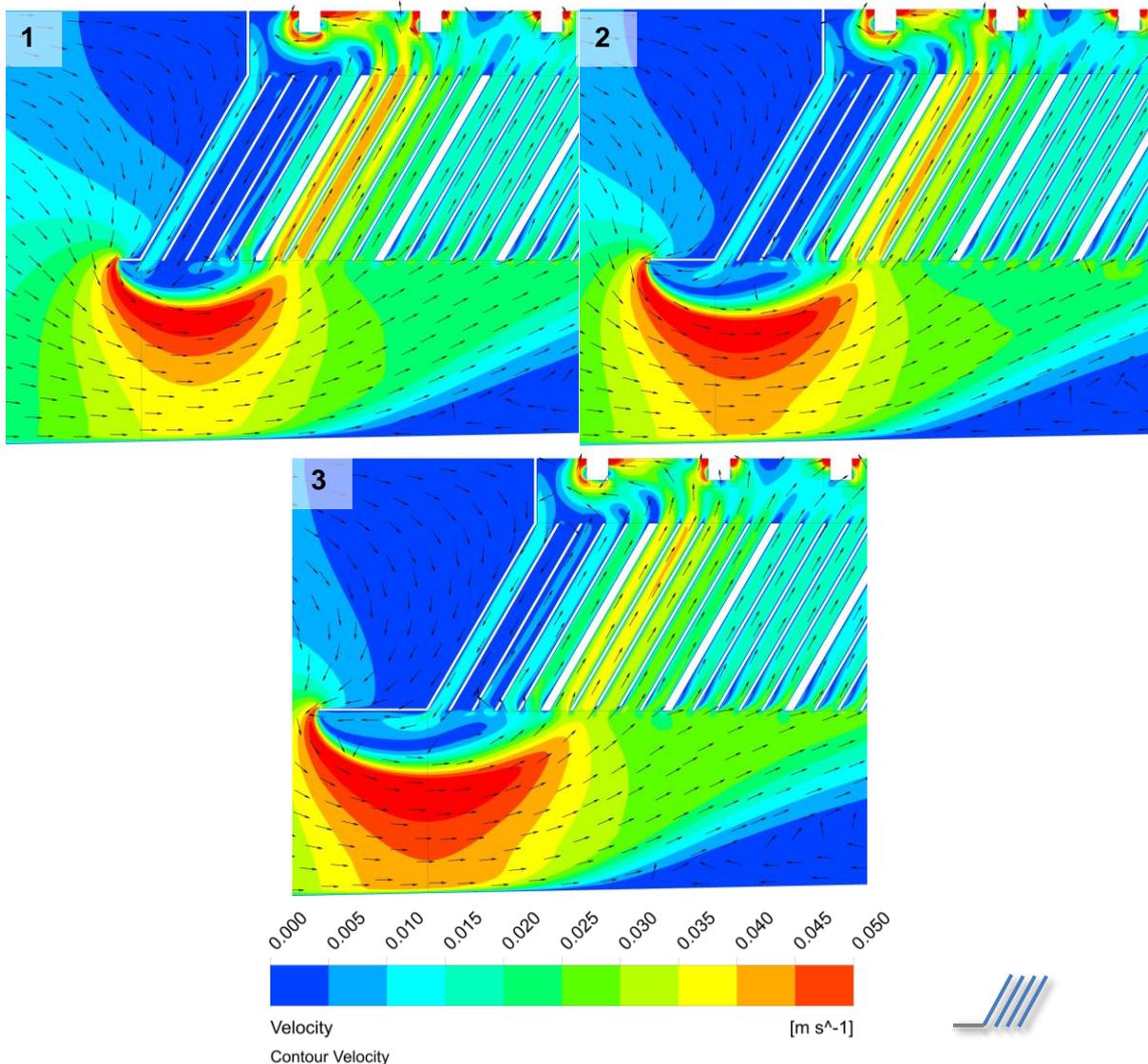


Abbildung 109: Entwicklung des Ablösebereiches infolge verschiedener Leitblech­längen, 100 mm (1), 300 mm (2) und 500 mm (3) ($q_{A,-\text{Referenzbecken}} = 4 \text{ m/h}$)

Der Einbau eines **Umlenkbogens** weist insgesamt einen positiven Effekt auf (Abbildung 110). Jedoch wirkt sich die Größe des Umlenkbogens erheblich auf die Ausbildung des Ablösebereiches aus. Bei der Variante des Umlenkbogens mit einem Radius von 250 mm erstreckt sich der Ablösebereich nur noch auf einen kleinen Bereich. Gegenüber der Variante mit einem Bogen-Radius von 125 mm werden alle Lamellen in dem ersten Lamellenpaket von unten nach oben durchströmt. Es erfolgt eine gleichmäßigere Aufteilung des Durchflusses auf die Lamellen, sodass die Bildung einer Hauptstromlinie verhindert werden kann. Dieses wird durch einen wesentlich geringeren Variationskoeffizienten bestätigt.

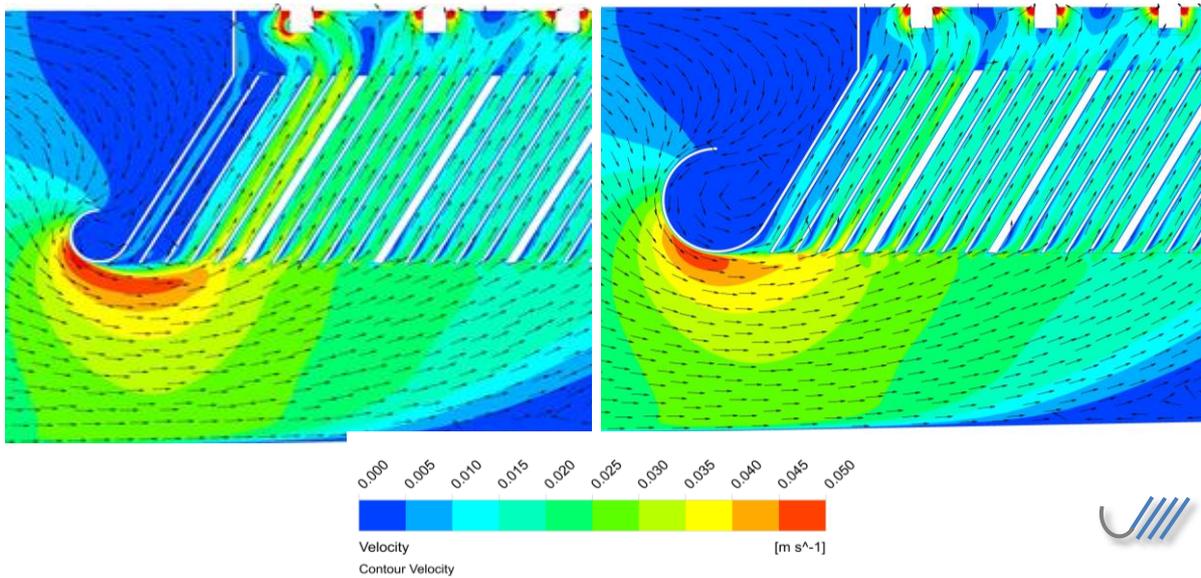


Abbildung 110: Anströmungsverhältnisse der Variante mit einem Bogen (links: Radius 125 mm; rechts: Radius 250 mm) ($q_{A,-\text{Referenzbecken}} = 4 \text{ m/h}$)

Durch den **Umlenkbogen mit einem Radius von 125 mm in Kombination mit einem Leitblech** wird zum einen die räumliche Ausprägung des auftretenden Ablösebereiches vermindert. Zum anderen wird durch das Leitblech verhindert, dass durch den Ablösebereich der vordere Bereich „übersprungen“ wird, da diese nach vorne verlagert wird. Dieser Synergieeffekt verbessert die Durchströmung der Lamellen sodass auch die Lamellen des ersten Lamellenpakets aufwärtsgerichtet durchflossen werden. In Abbildung 111 ist die Anströmung dieser Variante zu sehen.

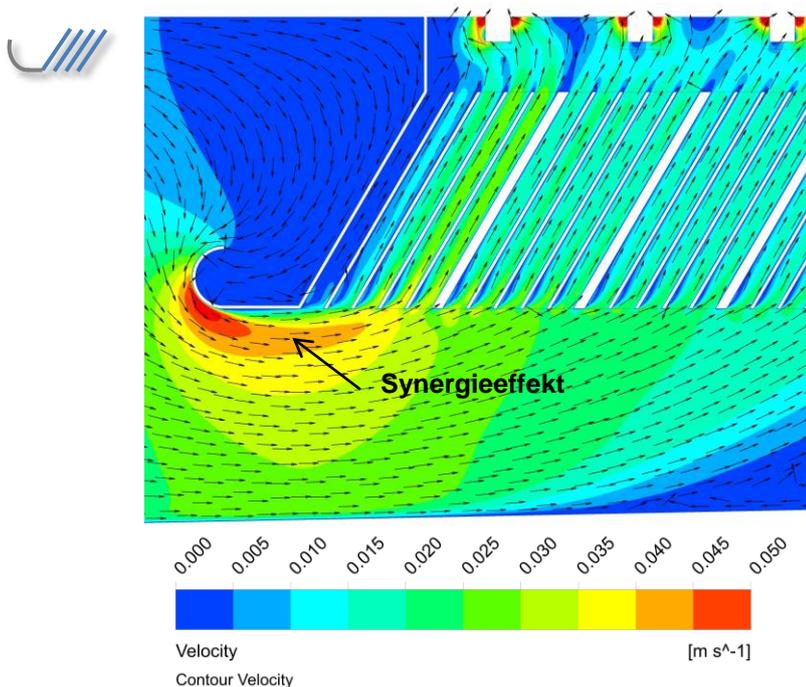


Abbildung 111: Anströmungsverhältnisse der Variante Umlenkbogen mit Leitblech ($q_{A,-\text{Referenzbecken}} = 4 \text{ m/h}$)

Anhand des Variationskoeffizienten ist ersichtlich, dass sich die Anbringung eines Umlenkbogens, welcher erhöht angesetzt ist, positiv auf eine gleichmäßige Durchströmung auswirkt. Anhand des Strömungsbildes (Abbildung 112) ist jedoch zu sehen, dass die Strömung hauptsächlich durch die erste Lamelle geführt wird. Dieses hat zur Folge, dass eine Kurzschlussströmung durch die erste Lamelle und eine Rezirkulation in dahinter liegenden Lamellen vorliegt.

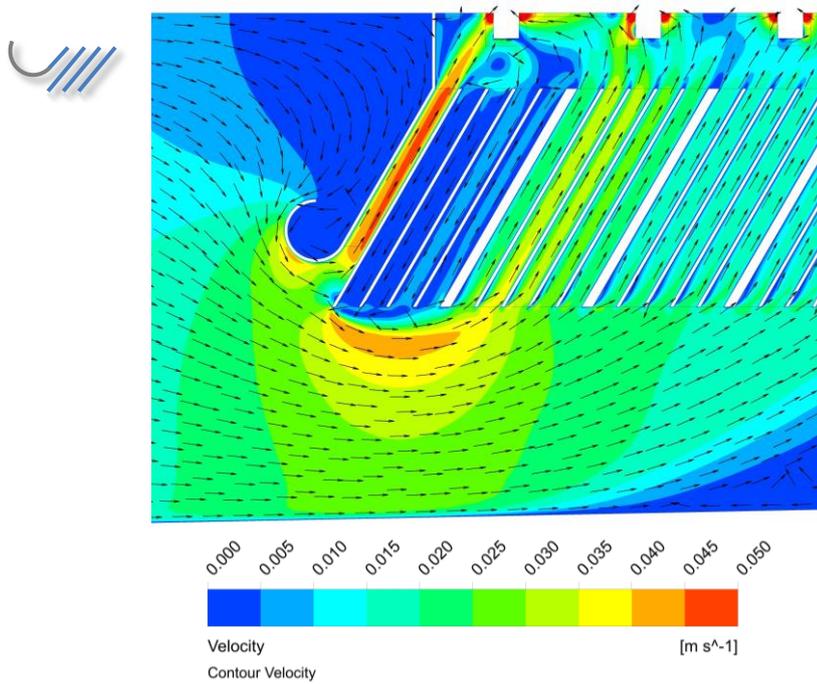


Abbildung 112: Anströmungsverhältnisse der Variante Umlenkbogen erhöht angesetzt ($q_{A,-}$ Referenzbecken = 4 m/h)

Durch die Installation eines **Umlenkbogens mit Abstufung** wird die Strömung gleichmäßiger als im Fall ohne Abstimmung auf die Lamellen aufgeteilt. Die oben beschriebene Kurzschlussströmung wird somit weitgehend eingedämmt. Eine Rezirkulation innerhalb der Lamellen 2 bis 4 kann gänzlich verhindert werden. Abbildung 113 visualisiert die Durchströmung des vorderen Lamellenbereiches.

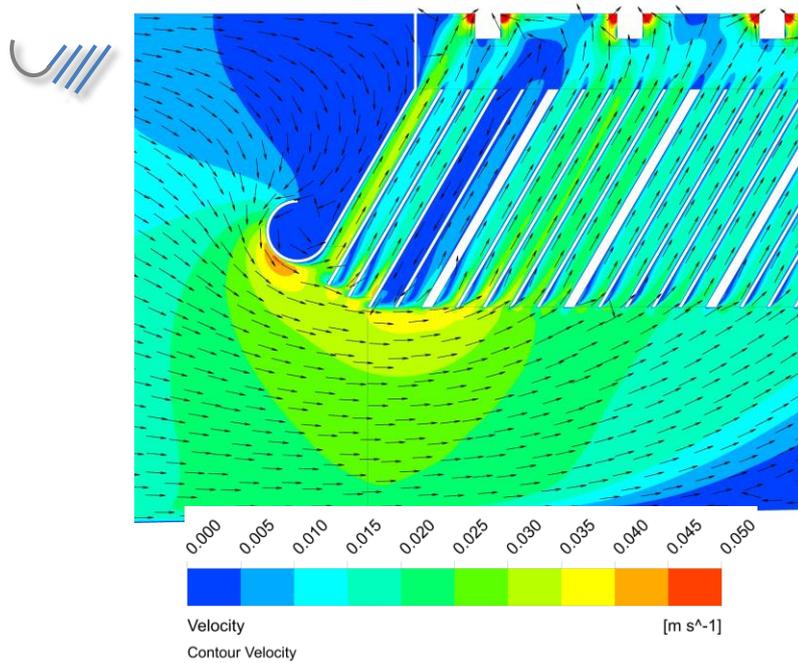


Abbildung 113: Anströmungsverhältnisse der Variante Umlenkbogen mit Abstufung (q_{A,-} Referenzbecken = 4 m/h)

5.2.4 Variante 5 - Optimierte Variante

Um die positiven Effekte auf die Durchströmung der untersuchten Varianten nutzen zu können, erfolgt eine Kombination der Maßnahmen, die sich in den Untersuchungsschritten im Vorfeld durch einen geringen Variationskoeffizienten auszeichnen (Abbildung 114).

Zusätzlich konnte aus der Visualisierung der Durchströmung aller Varianten abgeleitet werden, dass ein Versatz der ersten Ablaufrinne zu einer Vergleichmäßigung der Durchströmung im ersten Lamellenpaket führt. Dieser Versatz wurde ebenfalls in der optimierten Variante berücksichtigt (in Rot eingezeichnet). Es ergibt sich eine absetzwirksame Fläche von 101,5 m² der Lamellen und der Sohle gemäß Formel (37).

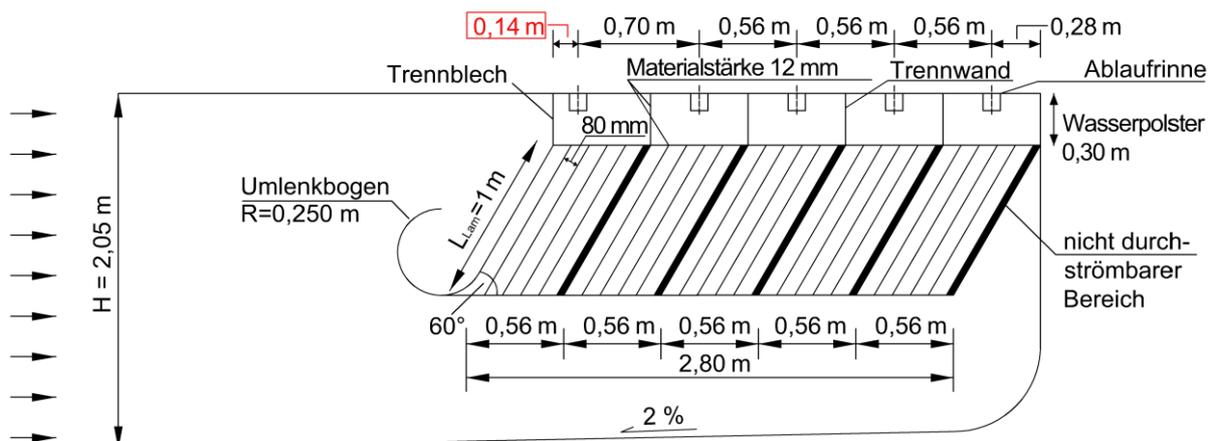


Abbildung 114: Variante 5 - Optimierte Variante (Versatz der ersten Ablaufrinne rot eingrahmt)

Der Variationskoeffizient kann durch die vorgenommenen Optimierungsmaßnahmen von 0,7819 (Variante 4) auf 0,1756 abgesenkt werden. Dies zeigt, dass die Durchströmung der optimierten Variante gegenüber der Variante 4 deutlich gleichmäßiger ist. Vergleichend ist in Abbildung 115 die Durchströmung der Variante 4 sowie der Variante 5 dargestellt. Es zeigt sich, dass die hinteren Lamellen durch den Versatz (längerer Weg zu den Ablaufrippen) an Geschwindigkeit verlieren. Eine „Sogwirkung“ in den Lamellen 4 und 5 wird somit verhindert. Insgesamt ist die Durchströmung gleichmäßiger und frei von hohen Geschwindigkeitsspitzen.

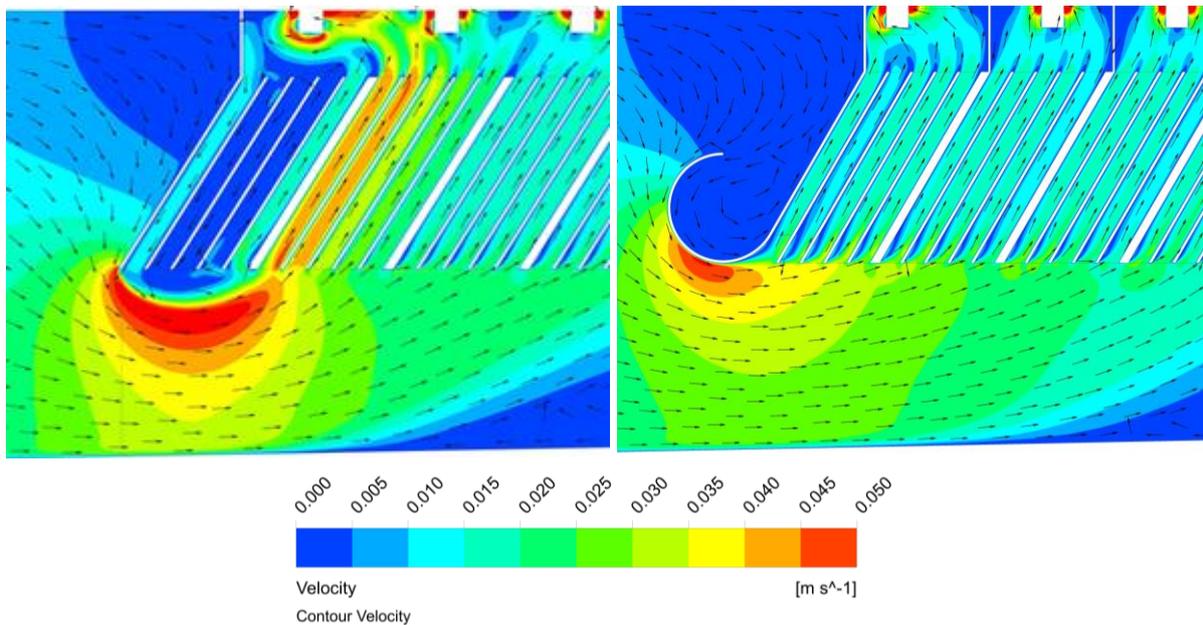


Abbildung 115: Durchströmung der Variante 5 (rechts) im Vergleich zur Variante 4 (links) ($q_{A,-}$ Referenzbecken = 4 m/h)

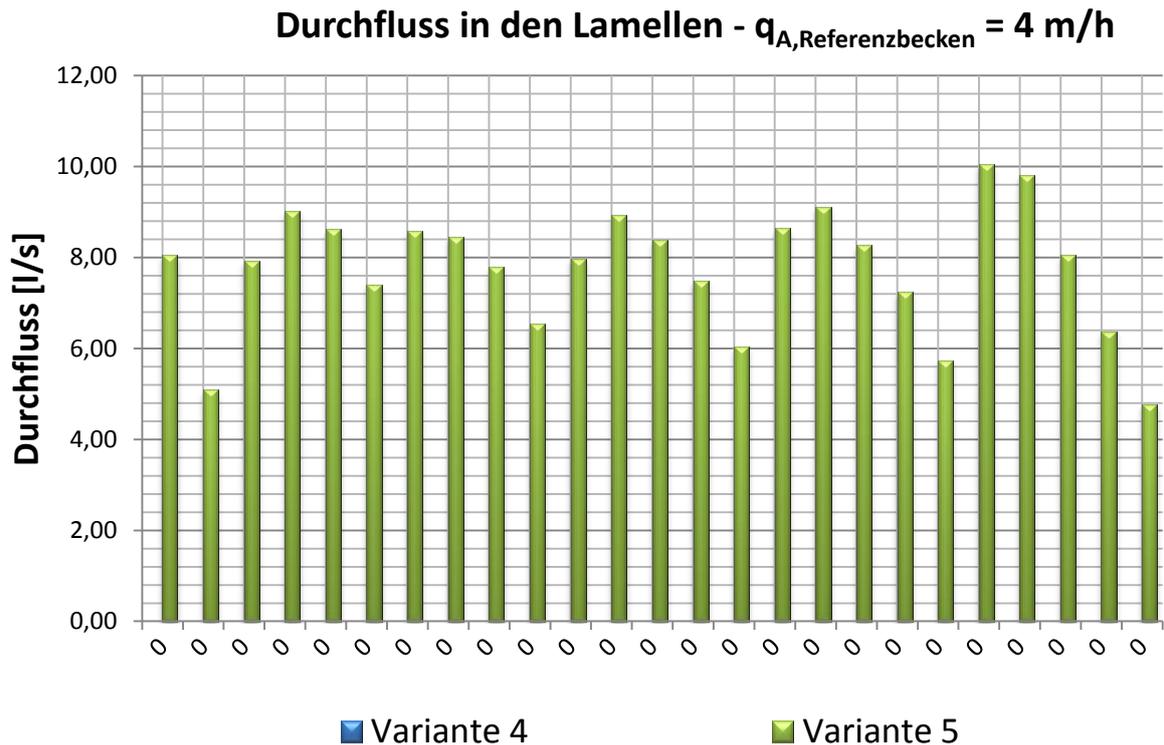


Abbildung 116: Durchflüsse durch die einzelnen Lamellen, Variante 4 und Variante 5 ($q_{A, \text{Referenzbecken}} = 4 \text{ m/h}$)

5.3 Ergebnisse zum Sedimentationswirkungsgrad

Es wurden Mehrphasensimulationen zur Ermittlung des Sedimentationswirkungsgrades der konzipierten Maßnahmen durchgeführt. Zum einen sollte getestet werden, **ob sich eine gleichmäßige Durchströmung der Lamellen positiv auf den Sedimentationswirkungsgrad auswirkt** (Vergleich zwischen Variante 3 (vgl. Abbildung 86) und Variante 5 (vgl. Abbildung 114) und somit die Optimierungsmaßnahmen erfolgreich waren. Zum anderen sollte nachgewiesen werden, **ob der Einsatz von Lamellen in einem Regenüberlaufbecken zu einem verbesserten Sedimentationswirkungsgrad führt** (Vergleich zwischen Referenzbecken (vgl. Abbildung 83) und Variante 5 (Abbildung 114)).

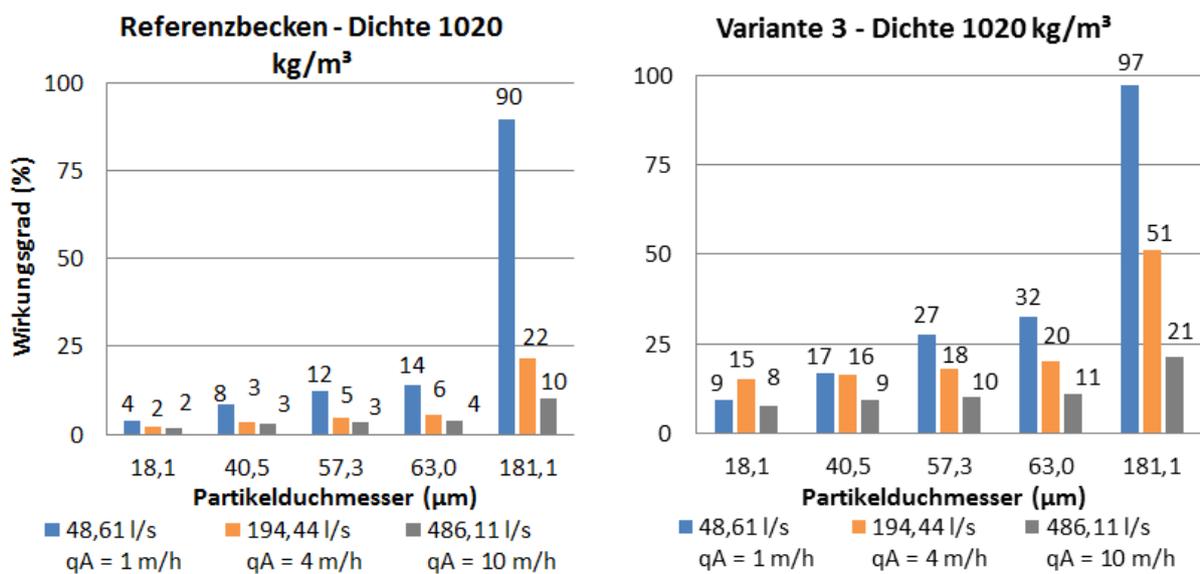
Um jedoch eine direkte Vergleichbarkeit zwischen der Variante 3 und der optimierten Variante 5 hinsichtlich der Oberflächenbeschickung und der effektiven Absetzfläche herzustellen, wird die Anzahl der Lamellen in der optimierten Variante 5 auf 50 Lamellen erhöht. Hierdurch ergeben sich die in Tabelle 16 angegebenen Randbedingungen. Die jeweilige Lamellenanzahl kommt aufgrund der unterschiedlichen geom. Randbedingung zustande.

Tabelle 16: Hydraulische Randbedingungen zur Ermittlung des Sedimentationswirkungsgrades

	Referenzbecken, absetzwirksame Fläche $A_{\text{eff}} = 175 \text{ m}^2$	Variante 3, absetzwirksame Fläche $A_{\text{eff}} = 305 \text{ m}^2$	Variante 5*, absetzwirksame Fläche $A_{\text{eff}} = 307 \text{ m}^2$
Zufluss l/s	q_A m/h	q_A m/h	q_A m/h
48,61	1,00	0,57	0,57
194,44	4,00	2,30	2,28
486,11	10,00	5,75	5,70

* zum Vergleich der Varianten 3 (48 Lamellen) und 5 (50 Lamellen) wurde die Gesamtlänge der Lamellenpakete aneinander angeglichen, während die eigentliche Optimierung in den Varianten 4 und 5 an kürzeren Lamellenpaketen in der Größe der Pilotanlage (25 Lamellen) durchgeführt wurde

Die folgenden Darstellungen in Abbildung 117 bis Abbildung 119 zeigen die Sedimentationswirkungsgrade des Referenzbeckens, der Variante 3 sowie der Variante 5 dargestellt für alle drei verwendeten Partikeldichten und –durchmesser. Die Berechnung der hier dargestellten Sedimentationswirkungsgrade erfolgt gemäß Formel (37).



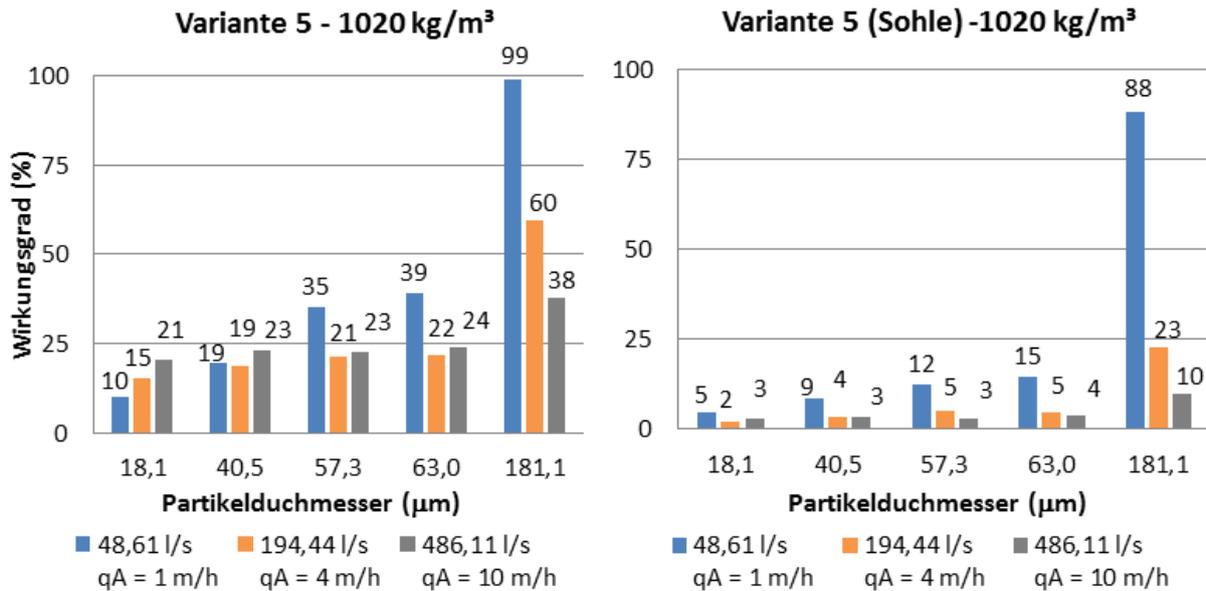


Abbildung 117: Sedimentationswirkungsgrad für Partikel der Dichte 1020 kg/m³ bei unterschiedlichen Durchflüssen (vgl. Tabelle 16)

Die Sedimentationswirkungsgrade des Referenzbeckens ist bei Verwenden von Partikeln mit einer Dichte von **1020 kg/m³** (Abbildung 117) und einem kleinen Korndurchmesser gering. Bei einer mittleren hydraulischen Belastung von 194,44 l/s ($q_A = 4$ m/h im Referenzbecken) liegt der Sedimentationswirkungsgrad der Partikelfraktion $d \leq 63 \mu\text{m}$ bei maximal bei 22%. Demgegenüber zeigt sich, dass der Einbau von Lamellen sowie die Optimierung der Lamellen eine Verbesserung des Sedimentationswirkungsgrades bewirkt. Bei der optimierten Variante 5 ist bei gleicher hydraulischer Belastung ein Sedimentationswirkungsgrad von bis zu 60% möglich. Durch die separate Darstellung des Sedimentationswirkungsgrades der Beckensohle in Abbildung 117 ist abzuleiten, dass die Verbesserung des Sedimentationswirkungsgrades gegenüber dem Referenzbecken einzig den Lamellen zuzuschreiben ist. Der Sedimentationswirkungsgrad der Sohle ist annähernd gleich gegenüber der Sohle des Referenzbeckens.

Die Sedimentationswirkungsgrade für Partikel mit einer Dichte von **1460 kg/m³** und einer Größe $d \leq 63 \mu\text{m}$ (Abbildung 118) liegen im Referenzbecken bei idealer, gleichmäßiger Durchströmung für die mittlere hydraulische Belastung bei 64%. Bei einer geringen hydraulischen Belastung von 48,61 l/s werden die Partikel vollständig abgeschieden (Sedimentationswirkungsgrad 100 %).

Auch hier zeigt sich, dass gerade im Bereich der kleinen Partikel (4 µm bis 12 µm) die Sedimentationswirkungsgrade gering sind. Der Einbau von Lamellen wirkt sich hier positiv auf den Sedimentationswirkungsgrad aus, sodass eine Erhöhung des Sedimentationswirkungsgrades von bis zu 31 %-Punkten möglich ist (Partikelgröße 12 µm).

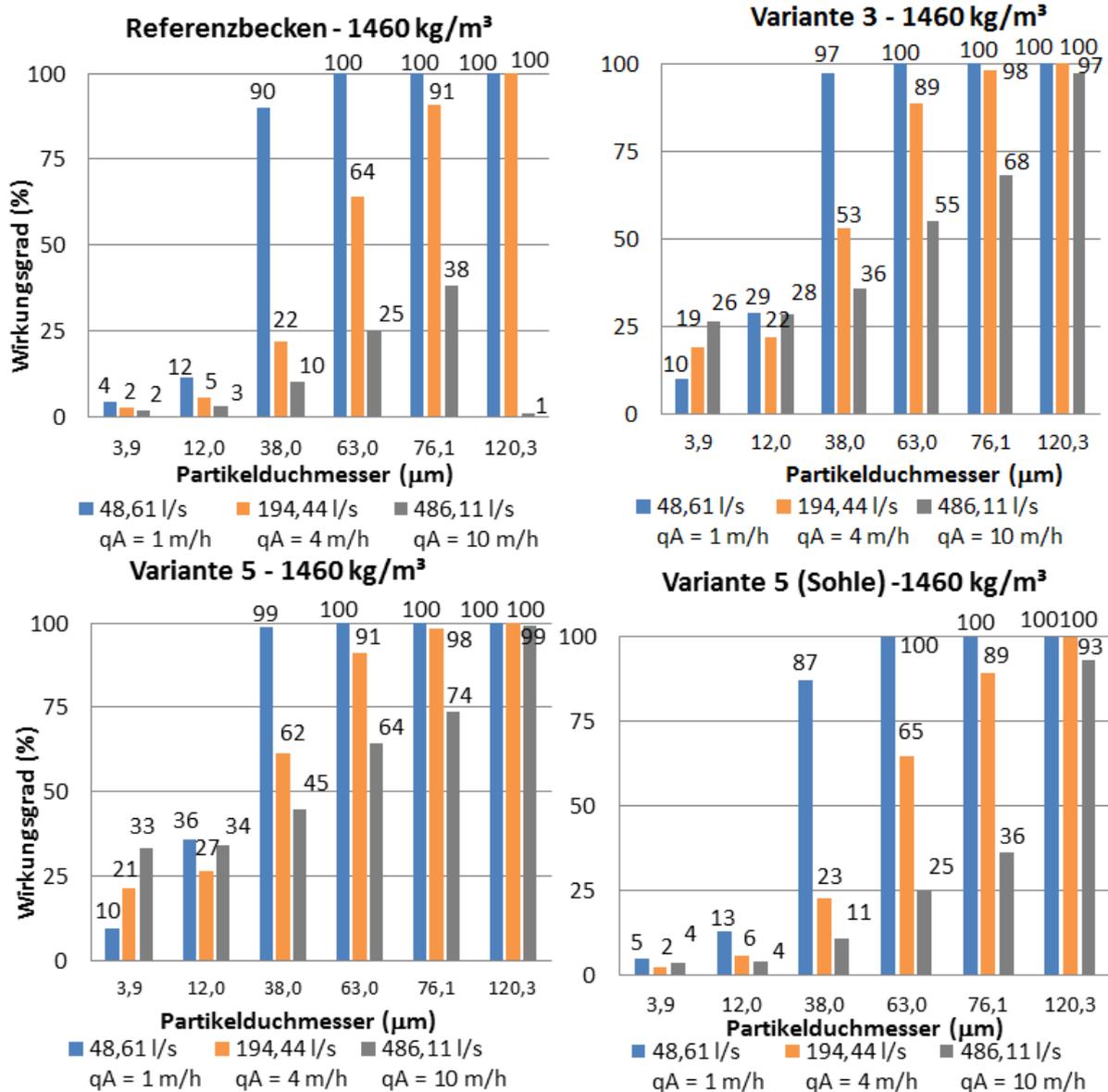


Abbildung 118: Sedimentationswirkungsgrade der Partikel mit einer Dichte von 1460 kg/m³ bei unterschiedlichen Durchflüssen (vgl. Tabelle 16)

Das Referenzbecken weist bei der mittleren hydraulischen Belastung für Partikel mit einer Dichte von **2650 kg/m³** und einem Durchmesser von $d \geq 63 \mu\text{m}$ Sedimentationswirkungsgrade von 100 % auf (Abbildung 119). Bei Erhöhung der hydraulischen Belastung verringert sich der Sedimentationswirkungsgrad für Partikel mit $d < 40 \mu\text{m}$ deutlich. Die Lamellen bewirken eine Zunahme des Sedimentationswirkungsgrades für sehr kleine Partikeldurchmesser von bis zu 31%-Punkten.

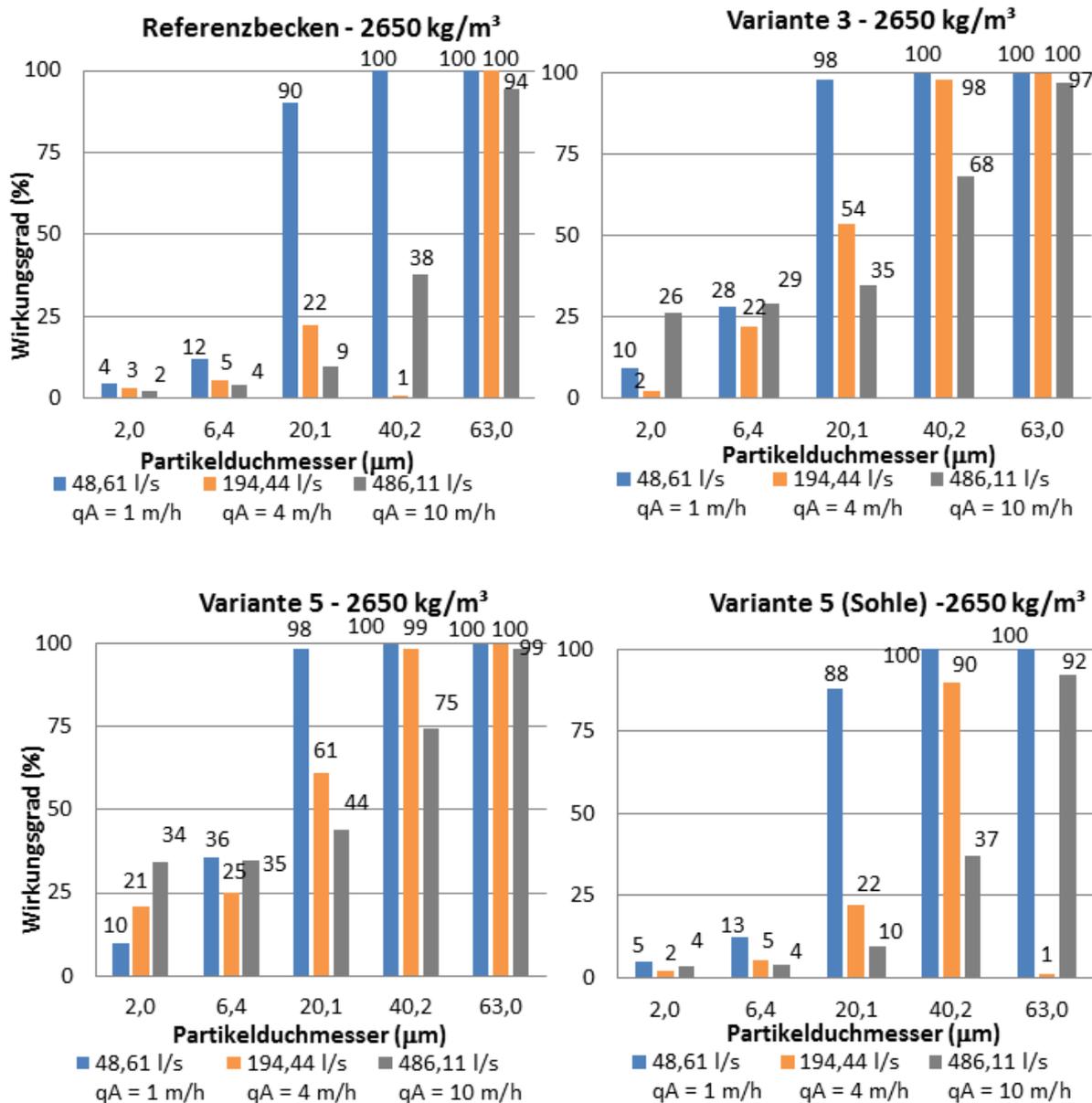


Abbildung 119: Sedimentationswirkungsgrade der Partikel mit einer Dichte von 2650 kg/m³ bei unterschiedlichen Durchflüssen (vgl. Tabelle 16)

Abbildung 120 fasst die Ergebnisse nochmals zusammen. Die Sedimentationswirkungsgrade in der Simulation weichen deutlich von den Ergebnissen der halbtechnischen Versuche der Firma UFT ab (Kapitel 2). Als Ursache hierfür wird das in der Simulation nicht berücksichtigte Abrutschen der Partikel auf der Lamelle und das Wiedereinmischen in die Strömung vermutet. (Hinweis: In der Simulation gilt ein Partikel als abgeschieden, sobald er die Sohle/Lamellenabsetzfläche erreicht. Ein Abrutschen oder Weideraufwirbeln ist modelltechnisch im verwendeten Mehrphasenmodell nicht berücksichtigt.)

Auffällig ist insgesamt für alle untersuchten Dichten bei gleichzeitig kleinem Partikeldurchmesser, dass der Sedimentationswirkungsgrad der optimierten Variante bei zunehmender hydraulischer Belastung ebenfalls zunimmt. Dieser Auffälligkeit widmet sich das anschließende Kapitel 5.4 auf das an dieser Stelle verwiesen sei.

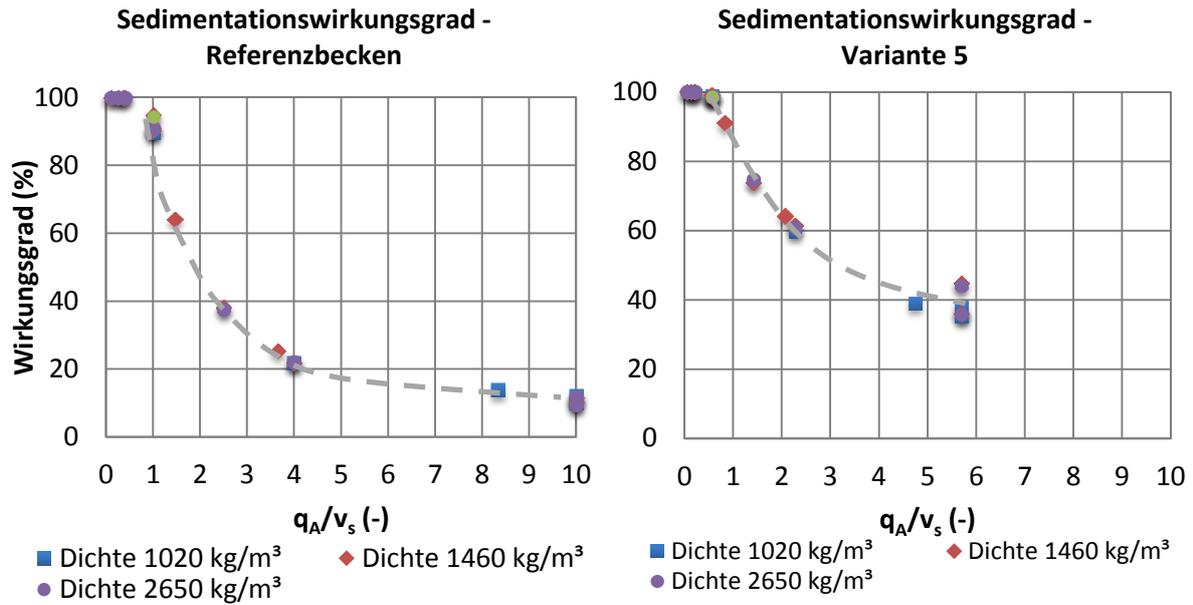


Abbildung 120: Sedimentationswirkungsgrad des Referenzbeckens (links) und der Variante 5 (rechts) über q_A/v_s

Abbildung 121 gibt einen Überblick über die Gesamtwirkungsgrade (bezogen auf die Feststoffmasse gemäß Formel 37) der drei Varianten. Das hierbei verwendete Partikelgemisch setzt sich gemäß der in Kapitel 5.1.3 beschriebenen Sieblinie zusammen.

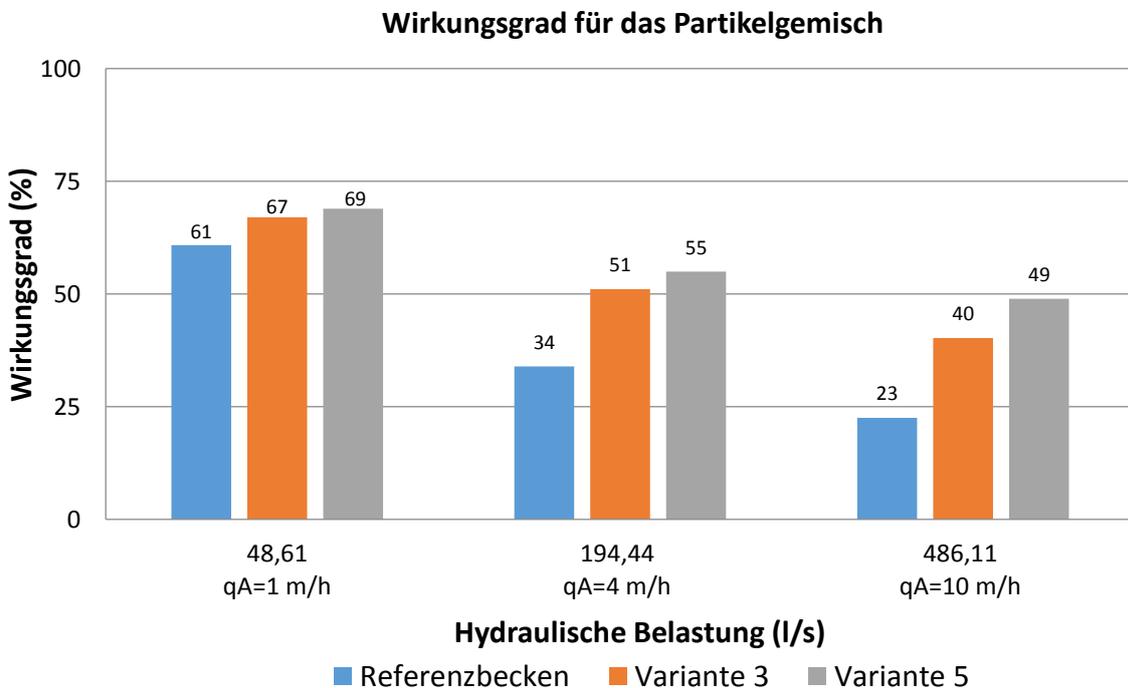


Abbildung 121: Sedimentationswirkungsgrad für das Partikelgemisch des Referenzbeckens im Vergleich zu Variante 3 und Variante 5 bei unterschiedlichen Durchflüssen (Tabelle 16)

Abbildung 122 zeigt die Sedimentationswirkungsgrade der drei Varianten und hydraulischen Belastung unterteilt in eine AFS-Feinfraktion (< 63 µm) und eine AFS-Grobfraktion (> 63 µm).

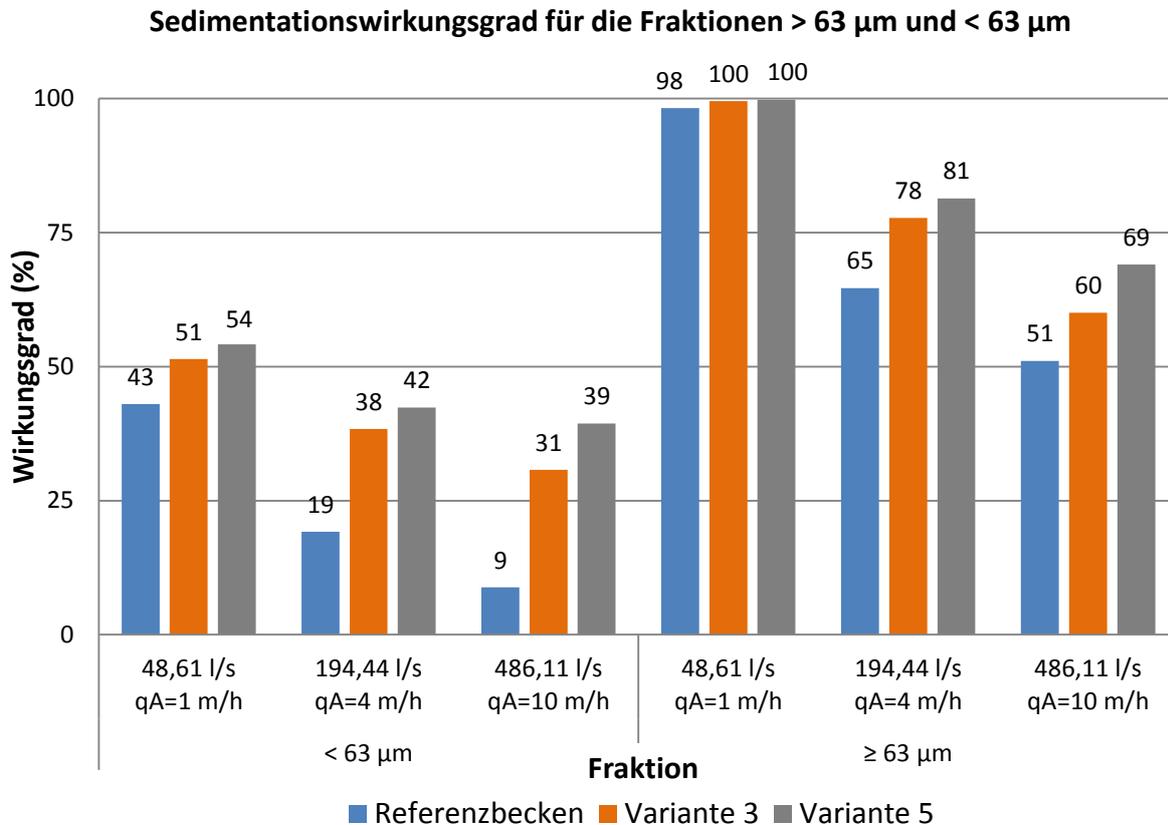


Abbildung 122: Sedimentationswirkungsgrad getrennt für die AFS-Fraktionen > 63 µm und < 63 µm des Partikelgemisches des Referenzbeckens im Vergleich zu Variante 3 und Variante 5 bei unterschiedlichen Durchflüssen (Tabelle 16)

Ein Vergleich der Sedimentationswirkungsgrade (Abbildung 121 und Abbildung 122) des Referenzbeckens und der Becken mit Lamellen (Variante 3 und Variante 5) zeigt, dass der Sedimentationswirkungsgrad eines Beckens durch die Ausstattung mit Lamellen um bis zu 30 %-Punkte gesteigert werden kann. Dies gilt insbesondere für hohe hydraulische Belastungen. Für kleine hydraulische Belastungen ist eine Steigerung des Sedimentationswirkungsgrades durch den Einsatz von Lamellen nur gering (11 %-Punkte).

Die Steigerung des Sedimentationswirkungsgrades kann weiterhin durch eine optimierte Gestaltung des Anströmbereiches und einen optimierten Einbau der Lamellen erhöht werden. Um eine optimale Sedimentationsleistung durch den Einsatz von Lamellen zu erzielen, ist eine gleichmäßige Durchströmung in den Lamellen herbeizuführen. Dies zeigt der Vergleich zwischen der Variante 3 und Variante 5, wobei im Rahmen der Konzeptionierung der Variante 5 im Gegensatz zur Variante 3 die Erkenntnisse der Optimierungsstudien eingeflossen sind. Die Gestaltung des Anströmbereiches sowie der Lamellen selbst gewinnt bei hohen hydraulischen Belastungen an Bedeutung (Steigerung um bis zu 9 %-Punkte). Bei kleinen hydraulischen Belastungen hingegen hängt der Sedimentationswirkungsgrad nur wenig von der Gestaltung der Lamellen ab (Steigerung um bis zu 3 %-Punkte).

5.4 Plausibilitätsprüfung der Feststoffberechnungen

Entgegen der Annahme, dass eine niedrigere Oberflächenbeschickung zu höheren Sedimentationswirkungsgraden führt, ist anhand der detaillierten Betrachtung der einzelnen Partikel-Fractionen festgestellt worden, dass sich die kleinen Partikelgrößen ($d < 20,1 \mu\text{m}$) bei allen verwendeten Partikeldichten entgegen dieser Annahme verhalten und der Sedimentationswirkungsgrad bei zunehmender hydraulischer Belastung größer wird. Wie in Abbildung 123 am Beispiel der Partikeldichte von 2650 kg/m^3 gezeigt, gilt dies nicht für das Referenzbecken sondern ausschließlich für die Becken mit Lamellen.

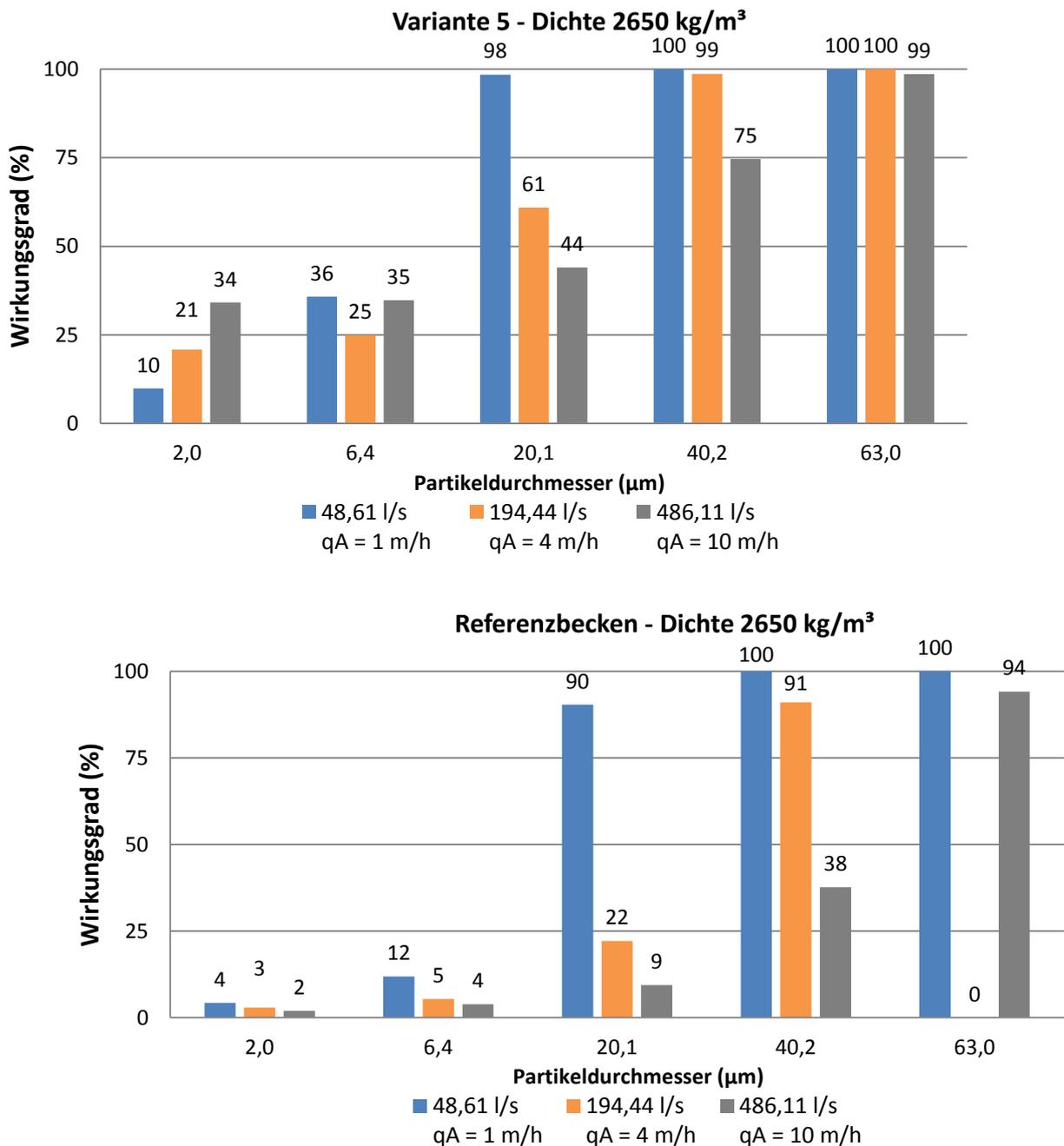


Abbildung 123: Ermittelte Sedimentationswirkungsgrade des Referenzbeckens bei unterschiedlichen Durchflüssen (Tabelle 16)

Zur Erklärung dieses Effektes werden mögliche Thesen aufgestellt, die im Folgenden näher erläutert werden:

1. Durch die Anwendung der Shields-Gleichung wird möglicherweise die kritische Kornschubspannung überschätzt.
2. Die Partikel treffen bei einer höheren hydraulischen Belastung häufiger auf die Lamellenoberfläche.

These 1: Durch die Anwendung der Shields-Gleichung wird möglicherweise die kritische Kornschubspannung überschätzt.

Der hier verwendete Ansatz von Shields (siehe Abbildung 124) zur Berechnung der kritischen Kornschubspannung könnte die kritische Kornschubspannung der hier verwendeten Feststoffe möglicherweise überschätzen. Die Anwendung des Shields-Diagramms setzt ein vollkommenes Korngefüge sowie die Berücksichtigung der Kohäsionskräfte voraus. Das Diagramm ist ab einer Korn-Reynoldszahl von 1 (Anwendungsgrenze) für beliebige Materialdichten gültig und stellt den Bewegungsbeginn mit Hilfe der dimensionslosen kritischen Schubspannung (auch Feststoff-Froude-Zahl genannt) in Abhängigkeit der Korn-Reynoldszahl dar.

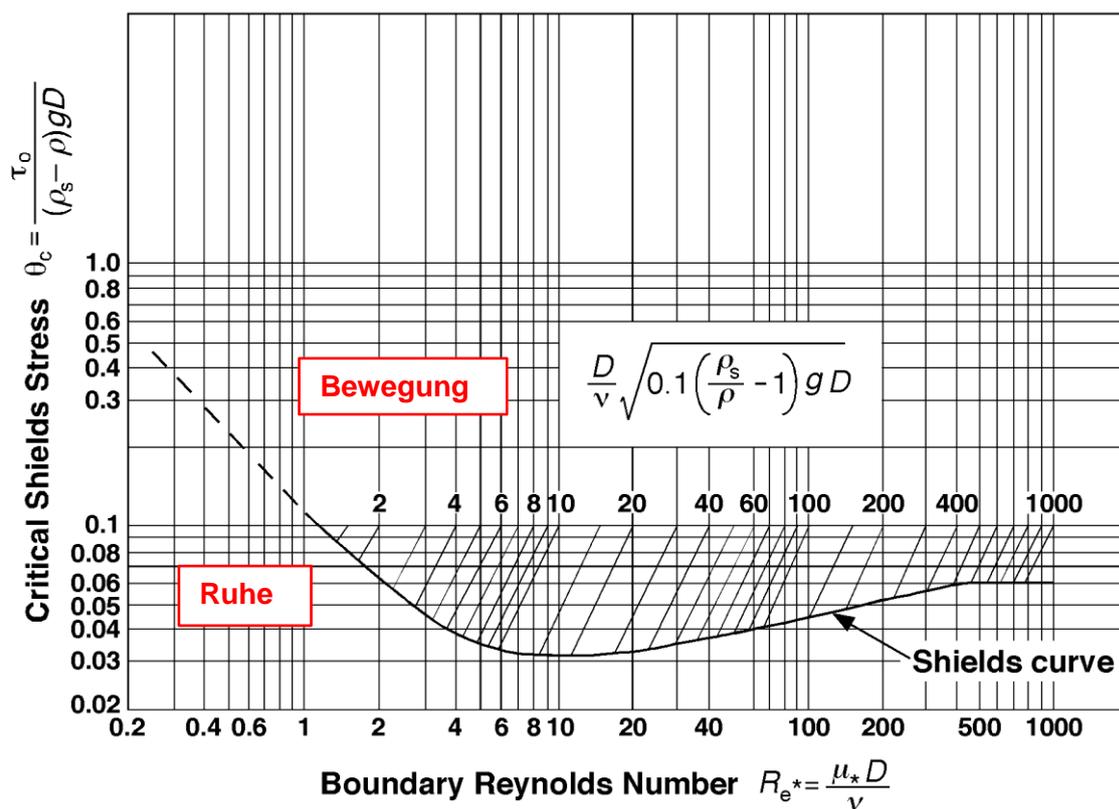


Abbildung 124: Shields-Diagramm (verändert nach SERC)

In Abbildung 125 sind die kritischen Schubspannungen der verwendeten Partikel über der Korn-Reynoldszahl aufgetragen. Es ist deutlich zu erkennen, dass alle eingesetzten Partikel

außerhalb des Gültigkeitsbereiches der Shields-Gleichung liegen (gestrichelte Linie bei einer Korn-Reynolds-Zahl=1).

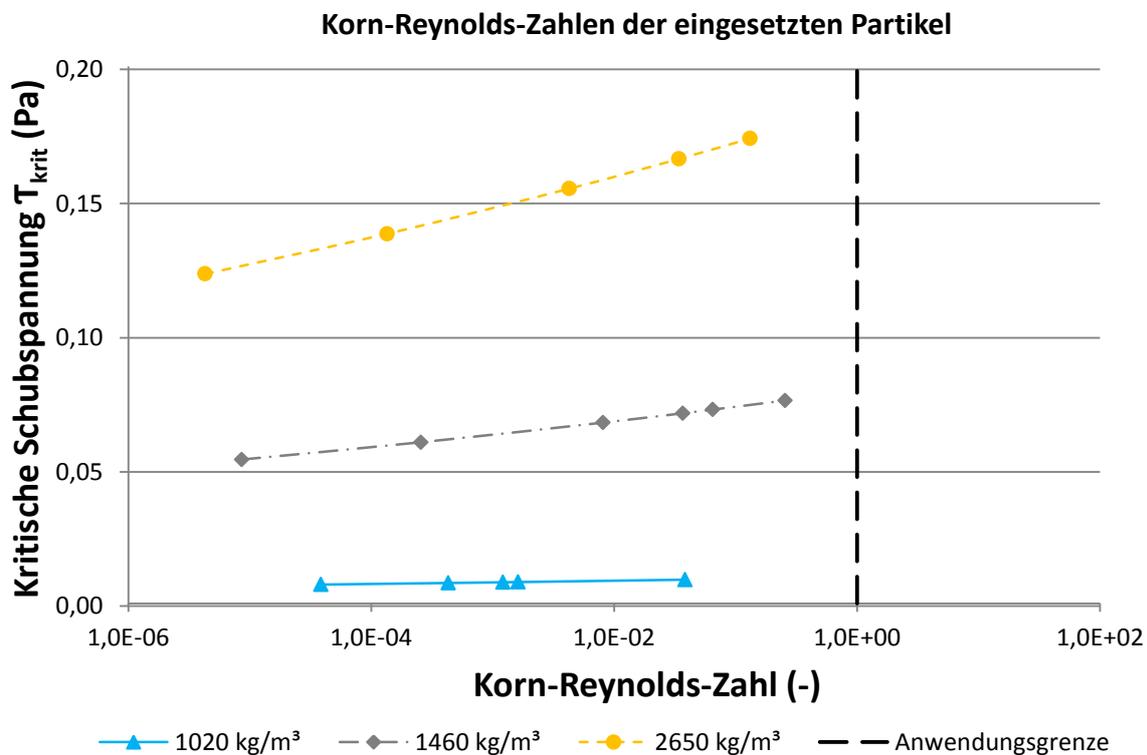


Abbildung 125: Korn-Reynolds-Zahlen der eingesetzten Partikel

Folgende Tabelle 17 gibt weiterhin einen Überblick über die mittlere lokale Schubspannung der 5. Lamelle sowie vergleichend hierzu die nach Shields berechnete kritische Kornschubspannung der in der Simulation verwendeten Partikel mit einer Dichte von 2650 kg/m³. Da die berechneten kritischen Schubspannungen aller verwendeten Partikel größer sind als die mittlere lokale Schubspannung der 5. Lamelle, so bleibt ein Partikel, sobald er auf die Lamelle trifft liegen und gilt als abgeschieden.

Tabelle 17: Schubspannungswerte der 5. Lamelle sowie der eingesetzten Partikel

Hydraulische Belastung l/s	Mittlere lokale Schubspannung Pa	Kritische Schubspannung T_{krit} der Partikel Pa				
		2 μ m	6 μ m	20 μ m	40 μ m	63 μ m
48,61	0.001	0.123	0.138	0.155	0.166	0.173
194,44	0.005					
486,11	0.023					

Zur Überprüfung der mit Shields ermittelten kritischen Schubspannung, sind weitere Untersuchungen notwendig. Informationen zur Berechnung der kritischen Schubspannung sind in den Studien von Kazanskij [1981] und Malcherek [2008] zu finden.

These 2: Die Partikel treffen bei einer höheren hydraulischen Belastung häufiger auf die Lamellenoberfläche.

Wie aus Tabelle 17 abzulesen, ist die örtliche Schubspannung auf der Lamelle durchweg geringer als die nach der Shields-Gleichung berechnete kritische Schubspannung der verwendeten Partikel. Dies gilt auch für die höchste hier verwendete Oberflächenbeschickung von 10 m/h. Demzufolge bleiben die Partikel, sobald sie die Wand berühren, immer liegen. Dies alleine reicht jedoch nicht, um zu begründen, dass der Sedimentationswirkungsgrad mit zunehmender Oberflächenbeschickung ansteigt. Hierzu muss zusätzlich gelten, dass die Partikel bei einer höheren hydraulischen Belastung mit einer höheren Wahrscheinlichkeit auf die Wand treffen. Hierfür könnte ein flacherer Anströmwinkel in die Lamellen hinein, ausgelöst durch eine höhere hydraulische Belastung, ursächlich sein. Dies soll im Folgenden untersucht werden.

Es wird die Lamelle mit der höchsten mittleren lokalen Schubspannung ausgewählt. Hierdurch soll eine möglichst negative Absetzbedingung hervorgerufen werden. Die Partikel (Dichte 2650 kg/m^3) werden direkt im Zulaufbereich der Lamelle injiziert und der Sedimentationswirkungsgrad (Abbildung 126) berechnet.

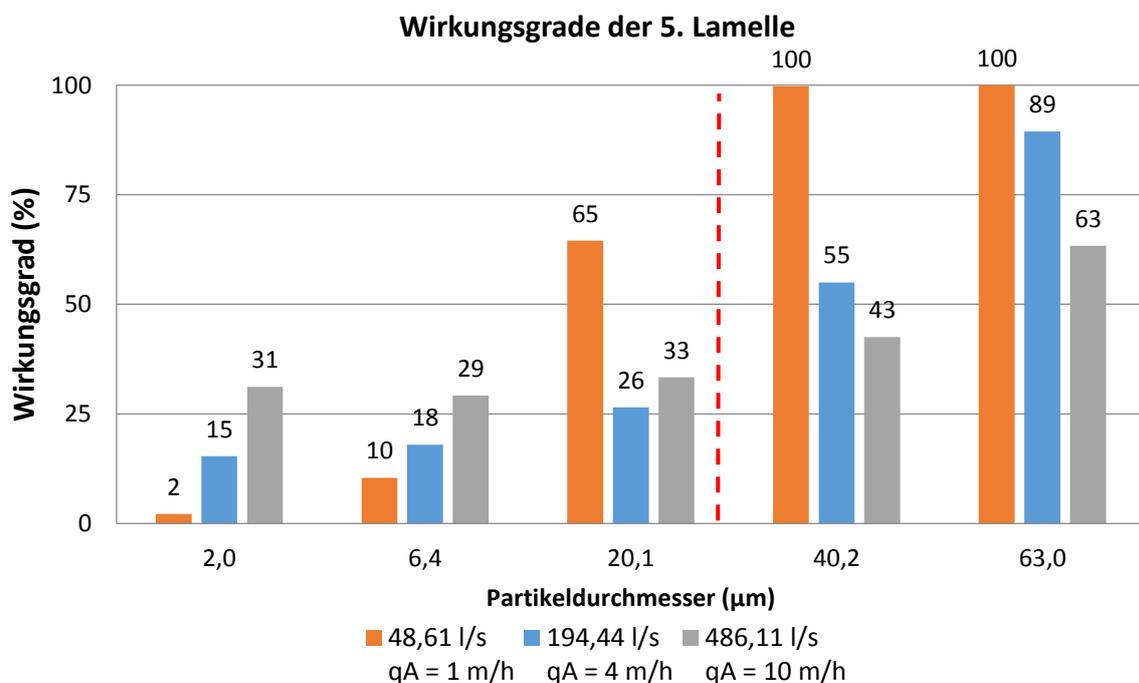


Abbildung 126: Sedimentationswirkungsgrade der 5. Lamelle bei unterschiedlichen Durchflüssen (Tabelle 16)

Bei Partikeln mit einem Durchmesser $d < 40 \mu\text{m}$ zeigt sich, dass der Sedimentationswirkungsgrad bei höherer hydraulischer Belastung in der Regel zunimmt. Je kleiner die Partikel sind, desto deutlicher ist der Effekt.

In Abbildung 127 sind die Anströmprofile im Einlaufbereich der Lamelle bei den drei hydraulischen Zuständen dargestellt. Es zeigt sich, dass bei einer Zunahme der hydraulischen Belastung, die Strömungsrichtung hin zu der Lamellenoberfläche geht, der Winkel demnach flacher wird. Bei einer geringen hydraulischen Belastung ist das Strömungsprofil eher nach oben, parallel zur Lamellenwand gerichtet.

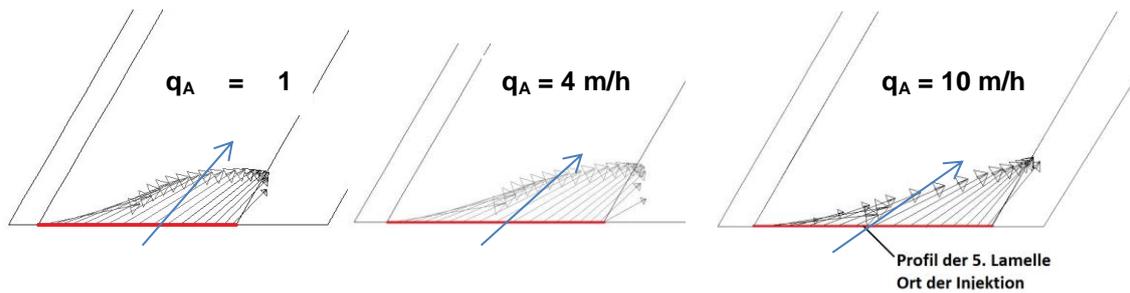


Abbildung 127: Anströmungssituation der unterschiedlichen hydraulischen Zustände (qualitativ eingezeichnete mittlere Einströmrichtung in blau)

Abbildung 128 zeigt den Verlauf der Schubspannungen auf der Lamellenfläche. Auch bei der höchsten hydraulischen Belastung ($q_A=10 \text{ m/h}$) liegen die Schubspannungs-Spitzen auf der Lamellenfläche noch unter den kritischen Schubspannung der eingebrachten Partikel (Tabelle 17).

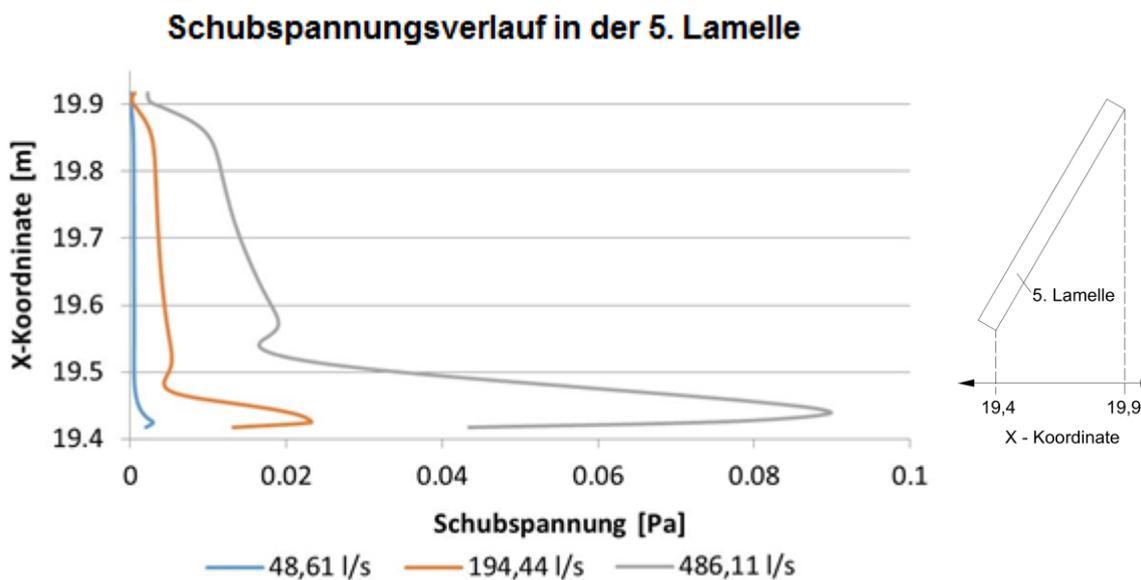


Abbildung 128: Schubspannungsverlauf in der 5. Lamelle

Anhand der Absetzmuster (Abbildung 129) ist zu erkennen, dass sich bei der geringsten hydraulischen Belastung von 48,61 l/s und den Partikelgrößen $2 \mu\text{m}$ und $6 \mu\text{m}$ ein geringer Teil im unteren sowie im oberen Drittel der Lamelle absetzt. Bei der Partikelgröße von $40 \mu\text{m}$ setzen sich die Partikel vermehrt im unteren Drittel sowie im mittleren Bereich ab. Gleiches gilt für eine hydraulische Belastung von 194,44 l/s. Jedoch ist bei der Partikelgröße von $40 \mu\text{m}$ eine gleichmäßigere Verteilung zu erkennen. Bei der höchsten hydraulischen Belastung von 486,11 l/s setzen sich die Partikel $2 \mu\text{m}$ und $6 \mu\text{m}$ hauptsächlich in dem ersten zwei Drittel ab sowie am oberen Ende der Lamelle. Bei der Partikelgröße von $40 \mu\text{m}$ ist ein nahezu gleichmäßiges Absetzverhalten zu sehen.

	Korndurchmesser d μm		
Hydraulische Belastung l/s	2	6	40
48,61			
194,44			
486,11			

Abbildung 129: Absetzmuster auf der 5. Lamelle

5.4.1 Zusammenfassung der Plausibilitätsprüfung:

Folgende Erkenntnisse lassen sich aus der Plausibilitätsprüfung für die in Abbildung 103 angegebene Mischwasserzusammensetzung ableiten:

- Der Sedimentationswirkungsgrad nimmt für sehr kleine Partikel (kleiner $40 \mu\text{m}$) bei höherer hydraulischer Belastung zu. Je kleiner die betrachteten Partikel, desto deutlicher der Effekt.
- Je höher die hydraulische Belastung ist, desto flacher ist der Eintrittswinkel in die Lamellen. Die Partikel treffen somit mit einer größeren Wahrscheinlichkeit auf die Wand.
- Die örtlichen Schubspannungen auf den Lamellen sind sehr gering, auch bei hohen hydraulischen Belastungen. Die nach der Shields-Gleichung berechneten kritischen

Schubspannungen der Partikel sind auch bei sehr kleinem Durchmesser höher als die örtlichen Schubspannungen.

- Die in der Simulation verwendeten Partikel liegen außerhalb der Anwendungsgrenzen von Shields. Zudem gelten andere Randbedingungen (kein Korngefüge auf der Sohle). Die berechneten kritischen Schubspannungen der verwendeten Partikel könnten demnach möglicherweise zu hoch sein.

5.5 Empfehlungen zur Konstruktionsweise von Schrägklärern

Im Rahmen der Untersuchung zu Optimierung des Einbaus sowie der baulichen Konstruktion der Lamellen konnte durch eine qualitative sowie quantitative Auswertung der numerischen Simulationen Folgendes festgestellt werden:

- Durch die Anordnung von Abzugsrinnen über den Lamellen konnte eine deutlich gleichmäßigere Durchströmung erzielt werden als durch ein am Ende des Beckens angeordneter Klärüberlauf.
- Eine alleinige Erhöhung der Ablaufrinnenanzahl trägt nicht zwingend zu einem gleichmäßigeren Durchströmungsverhalten bei. Dennoch ist eine Mindestanzahl an Abzugsrinnen notwendig. Eine Abzugsrinne pro Lamellenpaket (5 Lamellen) hat sich im Rahmen der Untersuchung als positiv erwiesen.
- Die Anzahl der Lamellenpakete hängt von der erwünschten Verbesserung des Wirkungsgrads und damit von der erforderlichen Absenkung der Oberflächenbeschickung ab.
- Die Anbringung von Trennblechen wirkt sich insgesamt positiv auf die Durchströmung aus. Hierdurch lässt sich die Strömung gezielter abführen. Zudem werden größere Rezirkulationen der Strömung oberhalb der Lamellen verhindert.
- Die Mächtigkeit des Wasserpolsters kann sowohl einen positiven als auch negativen Einfluss haben. Es hat sich hierbei ein Wasserpolster mit einer Mächtigkeit von 200 und 300 mm als positiv erwiesen.
- Durch den Einbau einer Einlaufkonstruktion kann die Anströmung der Lamellen beeinflusst werden. Diese hat letztlich einen entscheidenden Einfluss auf die gleichmäßige Durchströmung der Lamellen.
- Der Einbau eines Umlenkbogens mit einem Radius von 250 mm wirkt sich von allen untersuchten Einlaufkonstruktionen am positivsten aus.

Über die durchgeführten Untersuchungen hinaus kann keine Aussage zur konstruktiven Gestaltung des Becken-Zulaufs, zu eventuellen Einbauten im Becken und ggf. über den Betrieb gemacht werden.

6 Literatur

- Abwasserverband Murg (2009): Die Gruppenklärwerke Rastatt und Gaggenau. Broschüre des Abwasserverband Murg, Rastatt 2009
- Adamsson, A., Stovin, V. und Bergdahl, L. (2003): Bed Shear Stress Boundary Condition for Storage Tank Sedimentation. ASCE American Society of Civil Engineers
- Andritschke, N. (2010): Lamellenfilter zur Regenwasserreinigung. *wwt* 2/2010, S. 41-42
- ATV (1980): Abscheider mit lamellen- und kastenförmigen Durchflussprofilen. Arbeitsbericht, ATV-Fachauschuß 2.5 (5/1980). *Korrespondenz Abwasser*, 27. Jhg., S. 773 ff.
- Beach, W.A. (1972): Fundamentals of tube settler design. *Proceedings of the 27th Industrial Waste Conference*, Princeton, New Jersey, pp 67-79
- Binder, H., Wiesmann, U. (1983): Sedimentation in Lamellenabscheidern. Teil 2: Theoretische Lösungen für Parallelplattensysteme, Kreis- und Rechteckrohre sowie ein Vergleich mit Experimenten. *Aufbereitungs-Technik* Nr. 3 (1983), S. 145-15
- Boogaard, F.C., Langeveld, J.G., Liefing, H.J., Kluck, J. (2010): Stormwater quality and removal efficiency rates of lamella filters. *NOVATECH 2010*, Lyon, Mai 2010
- Brombach, H., Michelbach, St., Wöhrle, Ch. (1992): Sedimentations- und Remobilisationsvorgänge im Abwasserkanal. Teilprojekt 3 des universitären Verbundprojektes "Niederschlagsbedingte Schmutzbelastung der Gewässer aus städtischen befestigten Flächen" im Auftrag des BMFT. Projektleitung: Institut für Siedlungswasserwirtschaft, Universität Karlsruhe. *Schlussbericht Phase 1*, Bad Mergentheim 1992
- Brombach, H., Michelbach, S., Wöhrle, C. (1993): Feststoffe in der Mischwasserkanalisation. Sedimentation und Mobilisierung. *Korrespondenz Abwasser*, 40. Jhg., S. 1910-1926
- Buer, Th., Dorgeloh, E. (2001): Ertüchtigung von Nachklärbecken durch den Einbau von Kreuzstromabscheidern. *KA – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall* 2001 (48) Nr. 4, S. 500 ff.
- Buer, Th., Stepkes, H. (2004): Lamellenabscheider in Regenüberlaufbecken zur Mischwasserbehandlung. 37. Essener Tagung, 24.-26.3.2004. *Gewässerschutz-Wasser-Abwasser*, Heft 193, S. 34/1 - 34/18
- Camp, T. R. (1953): Studies of sedimentation basin design. *Sewage and Industrial Wastes*, Vol. 25, pp. 1-12
- Cata Saady, N.M. (2012): Utilizing settling tests to design a conventional upflow settling tank modified with inclined plates. *Water Science and Technology* Vol. 66, No. 4, pp. 858-864
- Cheremisinoff, P. (1995): *Solids/Liquids Separation*. Lancaster, Pennsylvania (USA): Technomic Publishing Co. Inc.
- Daligault, A. et al. (1999): Stormwater and lamella settlers: Efficiency and reality. *Water Science and Technology* Vol. 39, No. 2, pp. 93-101
- DeStatis (2010): *Öffentliche Wasserversorgung und öffentliche Abwasserentsorgung - Strukturdaten zur Wasserwirtschaft, Fachserie 19 Reihe 2.1.3*, Statistisches Bundesamt Wiesbaden 2013
- Delporte C., Pujol R., Vion P. (1995): Optimized lamellae settling for urban stormwater waste. In *Water science and technology* (1995), 32 (1), S. 127–136
- Dietrich, G., Kalle, K. (1965): *Allgemeine Meereskunde. Eine Einführung in die Ozeanographie*. Berlin: Borntraeger
- Dohmann, M., Hördemann, K.-W. (2003): Einsatz von Schrägklärern in Mischwasserbehandlungsanlagen. *Schlussbericht zum BMBF-Forschungs- und Entwicklungsvorhaben 02W19922*. Institut für Siedlungswasserwirtschaft, RWTH Aachen

- Dorgeloh, E., Marggraff, M., Buer, Th. (1996): Vermeidung der Erweiterung von Nachklärbecken durch den Einbau von Lamellenabscheidern. 29. Essener Tagung, 13.-15.3.1996. Gewässerschutz-Wasser-Abwasser, Heft 156, S. 24/1 - 24/15
- Dufresne, M. (2008a): La modélisation 3D du transport solide dans les bassins en assainissement: du pilote expérimental à l'ouvrage réel. Strasbourg: Université Louis Pasteur Strasbourg, Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg
- Dufresne, M., Vazquez, J., Terfous, A., Ghenaim, A. und Poulet, J.B. (2009): CFD Modeling of Solid Separation in Three Combined Sewer Overflow Chambers. In: Journal of Environmental Engineering-Asce, 135 (9), S. 776-787
- DWA (2013): Kläranlagen und Kanalnachbarschaften – Ergebnisse des kommunalen Leistungsverbrauchs 2012, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. Landesverband Baden-Württemberg
- DWA-A 111 (2010): Hydraulische Dimensionierung und betrieblicher Leistungsnachweis von Anlagen zur Abfluss- und Wasserstandsbegrenzung in Entwässerungssystemen. Hennef: DWA Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V., ISBN 978-3-941897-51-9
- DWA-A 166 (2013): Bauwerke der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung - Konstruktive Gestaltung und Ausrüstung. Arbeitsblatt, Hennef: Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V.
- DWA-M 176 (2013): Hinweise zur konstruktiven Gestaltung und Ausrüstung von Bauwerken der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung.
- Fair, G.M., and Geyer, J.C. 1954. Water supply and waste-water disposal. John Wiley & Sons, Inc., New York
- Fuchs, S., Mayer, I. (2010): Schrägklärer in der Regenwasserbehandlung – Wirksamkeit und betriebliche Randbedingungen. Bremen, DWA-Regenwassertage 2010
- Fuchs, S., Mayer, I., Haller, B., Roth, H. (2010): Einsatz von Schrägklärern in der Regenwasserbehandlung. KA Korrespondenz Abwasser, Abfall 2010 (57) Nr. 11, S. 1109-1117
- Fuchs, S., Mayer, I. (2011a): Untersuchung der Wirksamkeit eines Schrägklärers am Beispiel des RKB Klingklamm in Pforzheim. KIT Karlsruhe, Abschlussbericht (unveröffentlicht) Karlsruhe, 2011
- Fuchs, S., Mayer, I. (2011b): Untersuchung der Wirksamkeit eines Schrägklärers am Beispiel des RÜB Wiesengrund in Brühl. KIT Karlsruhe, Abschlussbericht (unveröffentlicht). Karlsruhe, 2011
- Fuchs, S., Mayer, I. (2011c): Untersuchung der Wirksamkeit eines Schrägklärers am Beispiel des RÜB Göbrichen. KIT Karlsruhe, Abschlussbericht (unveröffentlicht). Karlsruhe, 2011
- Fuchs, S., Mayer, I. (2012): Untersuchungen zur Wirksamkeit von Schrägklärern am Beispiel von drei Anlagen zur Regenwasserbehandlung : Im Auftrag des Ministerium für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft des Landes Baden-Württemberg (unveröffentlicht). Karlsruhe, 2012
- Eyckmanns-Wolters, R., Fuchs, S., Maus, Ch., Sommer, M., Voßwinkel, N., Mohn, R., Uhl, M., Schmitt, Th., Berger, Ch. (2013): Reduktion des Feststoffeintrages durch Niederschlagswassereinleitungen – Phase 1. Projektbericht. Auftraggeber: MKULNV Nordrhein-Westfalen. http://isww.iwg.kit.edu/medien/Abschlussbericht_ReduktionFeststoffeintragPhase1.pdf, besucht am 26.05.2015
- Fuchs, S., Mayer, I., Haller, B., Roth, H. (2014): Lamella settlers for storm water treatment - performance and design recommendations. In: Water science and technology: a journal of the International Association on Water Pollution Research 69 (2014), Nr. 2, S. 278–28

- Fujisaki, K. (2010): Enhancement of settling tank capacity using a new type of tube settler. *Water Science and Technology* 2010 Nr. 62.6, pp. 1313-1220
- Geiger, W.F. (2001): Untersuchungen zum Sedimenttransport in Regenüberlaufbecken. Essen
- Geiger, W.F., Frehmann, T., Mietzel, T., Ustohal, P. (2002): Vergleichende Modelluntersuchungen zur Wirkungsweise von Regenentlastungsanlagen. Resuspension der Sedimente in Regenbecken. DFG-Forschungsvorhaben. Schlussbericht. Essen: Universität GH, Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft
- Geiger, W.F., Hübner, M., v.d.Woldenberg, L. (1998): Vergleichende Modelluntersuchungen zur Wirkungsweise von Regenentlastungsanlagen. DFG-Forschungsvorhaben. Kurzbericht. Essen: Universität GH, Fachgebiet Siedlungswasserwirtschaft
- Glas, M., Störr, H: (2007): Schrägklärer in der Regenwasserbehandlung. Planung, Bau und erste Betriebserfahrungen. *KA – Abwasser, Abfall* 2007 (54) Nr. 5, S. 462 ff
- Goring, D. G., Nikora, V. I. (2002): Despiking Acoustic Doppler Velocimeter Data. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128 (1), 117-126
- Hassan, M.(2012): Flow Behavior of an Experimental Plant with Lamellar Separators for Combined Water Treatment, Master Thesis, Karlsruhe Institute of Technology – Institute for Water an River basin management
- Hermann, E., Dinger, M., Steiner, M. und Boller, M. (2010): Behandlung von hoch belastetem Straßenabwasser - Ein mehrstufiges Verfahren aus der Schweiz. *KA Korrespondenz Abwasser*
- Hirschbeck, Ch. (2010): Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit von belüfteten Sandfängen auf Kläranlagen. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen, Mitteilungen, Heft 104
- Hübner, M. (1997): Beurteilung und Ermittlung der Wirkungsweise von Anlagen der Regenwasserbehandlung. Essen: Forum Siedlungswasserwirtschaft und Abfallwirtschaft, Universität GH Essen, Heft 10
- Kazanskij, I. (1981): Über theoretische und praxisbezogene Aspekte des hydraulischen Feststofftransportes. Mitteilungen des Franzius-Institut für Wasserbau und Küsteningenieurwesen, Hannover
- Kemper, M., Nichler, T., Fuchs, S., Uhl, M., Ebbert, S., Vosswinkel, N., Maus, C., Engelberg, M., Gillar, M., Weiß, G., Gehrke, K., Eyckmanns-Wolters, R. (2015): Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Regenüberlaufbecken und Überwachung durch Online-Messtechnik. Vorhaben im Auftrag des Ministeriums für Klimaschutz, Umwelt, Landwirtschaft, Natur- und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen
- Klinger, J. (2007): Beschreibung der Wasser- und Stoffflüsse in einem urbanen Raum unter besonderer Berücksichtigung von Kanalleckagen. Dissertation am Lehrstuhl für Angewandte Geologie an der Universität Karlsruhe
- Krauth, Kh., Bondareva, O. (1999): Anwendung von Flockungsverfahren bei der Regenwasserbehandlung. Zwischenbericht Statusseminar BWPLUS, Forschungszentrum Karlsruhe, 9.-10.03.1999
- LfU (1997): Wirbelabscheideranlagen: Hinweise zu Entwurf und Bemessung. *Handbuch Wasser* 4, Band 5. Karlsruhe: Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg Muth, W. (1992): Regenüberlaufbecken. Strömungsuntersuchungen an Durchlaufbecken. *Korrespondenz Abwasser*, 39. Jhg., Heft 6, S. 910-915
- Luckert, K. (Hrsg., 2004): *Handbuch der mechanischen Fest-Flüssig-Trennung*. Essen: Vulkan-Verlag

- Malcherek, A. (2008): Sedimenttransport und Morphodynamik. Neubiberg: Universität der Bundeswehr München, S. 190
- Muth, W. (1992): Regenüberlaufbecken – Strömungsuntersuchungen an Durchlaufbecken, Korrespondenz Abwasser 6/92
- Ngu, H., Wong, K.K., Law, P.L. (2012): Optimization of circular plate separators with cross flow for removal of oil droplets and solid particles. Water Environment Research, Vol. 84, No. 4, pp. 299-304
- Nichler, T., Fuchs, S., Kemper, M., Uhl, M. (2012): Erste Erkenntnisse zur Wirksamkeit von Sedimentationsanlagen zur Mischwasserbehandlung, Tagungsbeitrag der 45. Essener Tagung für Wasser- und Abfallwirtschaft; Gewässerschutz – Wasser – Abwasser“ Band 230
- Plass, R.: Untersuchungen zur Erhöhung des Trockensubstanzgehaltes im Belebungsbecken durch den Einsatz von Lamellenpaketen Dissertation, Technische Universität Hamburg-Harburg, Heft 21, 1998
- Schaffner, J., Morin, A., Steinhardt, J. (2010): Einsatz von dreidimensionaler numerischer Modellierung zur Optimierung von Regenwasserbehandlungsanlagen. Bremen, DWA-Regenwassertage 2010
- Schaffner, J., Pfeffermann, A., Eckhardt, H., Steinhardt, J. (2010): Inflow based investigations on the efficiency of a lamella particle separator for the treatment of stormwater runoffs. NOVATECH 2010, Session 2.3, Lyon, Mai 2010
- Schröder, R.C.M. (1994): Technische Hydraulik - Kompendium für den Wasserbau. Berlin Heidelberg New York: Springer, ISBN 3-540-57990-7
- Schönberger, D. et al. (2001): Einsatz von Lamellenpaketen in Belebungsbecken zur Erhöhung des Trockensubstanzgehaltes. KA – Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall 2001 (48) Nr. 1, S. 54 ff
- Stahre, P., Urbonas, B. (1990): Storm water detention for drainage, water quality, and CSO management. Englewood Cliffs (USA): Prentice Hall
- Steinhardt, J., Schaffner, J. (2007): Kosteneinsparung durch effektive Regenwasserbehandlung auf kleinstem Raum. Kommunalwirtschaft 9/2007, S. 612 f.
- UFT (2010): Vorrichtung zum Klären von Abwasser von Sediment. Offenlegungsschrift DE 102010003633 A1. Deutsches Patent- und Markenamt, Umwelt- und Fluid- Technik Dr. H. Brombach GmbH
- UFT (2012): Vorläufige Betriebsanleitung der Mobilen Pilotanlage (Stand 03.05.2012), Umwelt- und Fluid- Technik Dr. H. Brombach GmbH
- Uhl, M., Maus, Ch., Perrefort, Th. (2009): REBEWI Klärtechnische Wirksamkeit von Regenbecken in der Stadtentwässerung. Projektbericht. BMBF Programm FH³, Förderkennzeichen 1705X05. Fachhochschule Münster, Labor für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Mai 2009
- Uhl, M. (2011): Laboruntersuchungen zum Feststoffrückhalt von dezentralen Behandlungsanlagen. FH Frankfurt: Dezentrale Behandlung von Niederschlagsabflüssen, 12.05.2011
- Uhl, M., Maus, C. und Perrefort, T. (2009): REBEWI Klärtechnische Wirksamkeit von Regenbecken in der Stadtentwässerung. Münster, LWW Labor für Wasserbau und Wasserwirtschaft, BMBF Programm FH³, 1705X05
- Vasquez, J., Morin, A., Dufresne, M., Wertel, J. : Optimisation de la forme des décanteurs lamellaires par la modélisation hydrodynamique 3D. NOVATECH 2010, Session 2.3, Lyon, Mai 2010
- Weiß, G., Michelbach, S. (1996): Vortex separator: Dimensionless properties and calculation of annual separation efficiencies. Water Science and Technology, Vol. 33, No. 9, pp. 277-284

Werner, T.M. und Kadlec, R.H. (1995): Application of residence time distribution to storm-water treatment systems. In: Ecological Engineering, 1996 (7), S. 213-234

Wernli, H.R. (2011): Einführung in die Tracerhydrologie, Universität Bern

Willis, R. M. (1978): Tubular Settlers - A Technical Review. Journal - American Water Works Association, 70 (Number 6) pp. 331-335

Yao, K.M. (1970): Theoretical study of high-rate sedimentation. Journal of Water Pollution Control Federation, 42, H. 2, S. 218 ff.