



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff (Hrsg.)
LuFG „Wasserwirtschaft und Wasserbau“
Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen
Bergische Universität Wuppertal

Svenja Kemper

Hydraulische Leistungsfähigkeit
von Straßenablauf-Aufsätzen

Bericht Nr. 22, 2018



BERGISCHE
UNIVERSITÄT
WUPPERTAL

HYDRAULISCHE LEISTUNGSFÄHIGKEIT VON STRASSENABLAUF-AUFSÄTZEN

von der Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen
der Bergischen Universität Wuppertal

genehmigte

Dissertation

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)

von

Svenja Kemper, M.Sc.

aus Düsseldorf

© 2018 LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau, Bergische Universität Wuppertal
Vervielfältigungen nur mit ausdrücklicher Genehmigung des Autors

Eingereicht am: 11. Oktober 2017

Prüfung am: 15. Dezember 2017

Erster Gutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff
LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau
Bergische Universität Wuppertal

Zweiter Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Mario Oertel
LuFG Wasserbau
Fachhochschule Lübeck

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Felix Huber
LuFG Umweltverträgliche Infrastrukturplanung,
Stadtbauwesen
Bergische Universität Wuppertal

Weiteres Mitglied: Univ.-Prof. Dr. Armin Seyfried
LuFG Computersimulation für Brandschutz und
Fußgängerverkehr
Bergische Universität Wuppertal

Vorwort (Hrsg.)

Starkregenereignisse und daraus resultierender Hochwasserabfluss treten in den letzten Jahren vermehrt auf und führen in den Städten regelmäßig zu Schäden. Die Städte und Kommunen stehen damit vor großen Herausforderungen der Klimawandelanpassung und müssen für eine Optimierung bzw. einen Ausbau der städtischen Infrastruktur sorgen. Das unterirdische Kanalsystem kann aus wirtschaftlichen und technischen Gründen nur für begrenzte Abflüsse ausgelegt werden. Gleichzeitig wurden die oberirdischen Fließwege oft durch eine unachtsame Stadtbauplanung unterbrochen oder vollständig beseitigt. Für beide Teilsysteme gilt es nun diese zu reaktivieren und dabei vor allem die Interaktion zwischen den beiden Abflusssystemen zu nutzen. Seit einigen Jahren stehen mit einer neueren Generation von gekoppelten hydrodynamischen Simulationsmodellen auch die planerischen Werkzeuge der Siedlungswasserwirtschaft für eine integrale Bemessung zur Verfügung. Allerdings zeigt sich bei der Anwendung, dass gerade die Koppelstellen, wie Straßenabläufe oder Kanaldeckel, einen wesentlichen Einfluss auf die Interaktion ausüben. Für eine optimale Aufteilung der Abflusströme und deren hydraulischen Dimensionierung ist daher die Kenntnis des hydraulischen Verhaltens eine notwendige Voraussetzung.

Die vorliegende Arbeit basiert auf einer Initiative der Technischen Betriebe Solingen, die beobachtet haben, dass es auch dann schon zu oberirdischem Abfluss auf Straßen kommt, wenn die Leistungsfähigkeit des Kanalsystems noch nicht erreicht wurde. Dies wurde auf eine unzureichende Leistungsfähigkeit der Straßenabläufe zurückgeführt. Die Recherche zeigte, dass eine systematische, analytische oder numerische Untersuchung zur Bestimmung der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen nicht vorlag.

Die vorliegende Dissertation greift diese Fragestellung auf und fokussiert auf den Straßenablauf (Gully) als das wesentliche hydraulische Element der Einlaufbegrenzung zum Kanalsystem. Der Fließvorgang in das System selbst stellt sich dabei als erstaunlich komplex dar. Es liegt in der Regel ein schießender Zufluss mit relativ hohen Geschwindigkeiten und geringen Wassertiefen vor, der über eine komplexe dreidimensionale Geometrie führt. Die hydraulische Leistungsfähigkeit wird daher in dieser Arbeit in umfangreichen physikalischen und numerischen Modellversuchen bestimmt und für die simulationstechnische Dimensionierung parametrisiert. Der planende In-

genieur erhält durch diese Dissertation ein Werkzeug für die Bestimmung der Austauschgrößen zwischen oberirdischen und unterirdischen Abflusssystemen. Der parametrisierte Ansatz kann leicht in Simulationsmodelle integriert werden.

Wuppertal, Januar 2018

Andreas Schlenkhoff

„WICHTIG IST, DASS MAN NIE AUFHÖRT ZU FRAGEN.“

Albert Einstein (1879 - 1955)

Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehr- und Forschungsgebiet Wasserwirtschaft und Wasserbau der Bergischen Universität Wuppertal. Ich bedanke mich bei allen Personen, die mich bei der Erstellung dieser Dissertation unterstützt und begleitet haben. Besonders herzlich bedanke ich mich bei meinem Doktorvater Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff für die Betreuung und Unterstützung der Arbeit, die freundschaftliche Zusammenarbeit und sein Vertrauen in mich und meine Arbeit. Er stand mir stets mit fachlichem Rat seit Beginn meiner wissenschaftlichen Laufbahn zur Seite und gab mir die benötigten zeitlichen und finanziellen Freiheiten, die zur Erstellung dieser Dissertation nötig waren. Ebenso bedanke ich mich sehr herzlich bei Prof. Dr.-Ing. habil. Mario Oertel, meinem zweiten Gutachter, der mich schon während meiner Studienzeit für das Fach Wasserbau und die wissenschaftliche Arbeit begeistern konnte. Er war stets mit einem offenen Ohr und wertvollen Hinweisen für mich da. Für die Übernahme des Vorsitzes sowie die Teilnahme an der Prüfungskommission danke ich Univ.-Prof. Dr.-Ing. Felix Huber und Herrn Univ.-Prof. Dr. Armin Seyfried. Ein besonderer Dank gilt meinen lieben Kollegen am LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau sowie am Institut für Grundbau, Abfall- und Wasserwesen. Eine freundschaftliche Zusammenarbeit mit sowohl fachlichen Diskussionen als auch vielen privaten Gesprächen mit nützlichen Ratschlägen haben mir sehr geholfen und die Arbeit erleichtert. Allen studentischen Hilfskräften danke ich sehr für ihren unermüdlichen und unersetzbaren Einsatz bei allen Laborarbeiten.

Für viele Gespräche zu praxisrelevanten Inhalten sowie den Anstoß für die grundlegenden Untersuchungen danke ich den Mitarbeitern der Technischen Betriebe Solingen.

Für die besondere Geduld und Zeit sowie das Ertragen meiner Launen während der Erstellung dieser Arbeit bin ich meinem Mann Tobias von ganzem Herzen dankbar. Ebenso herzlich bedanke ich mich bei meinen Eltern, meiner Schwester, meiner Familie und engen Freunden für den Rückhalt und die moralische Unterstützung. Die vielen aufmunternden Worte und das Vertrauen in das Gelingen der Arbeit waren unersetzlich. Danke!

Wuppertal, Januar 2018

Svenja Kemper

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den Strömungsprozessen an Straßenabläufen mit Pultaufsatz. In physikalischen und numerischen Modellversuchen (hybrides Modellkonzept) konnte der Einfluss hydraulischer und geometrischer Größen auf die Leistungsfähigkeit von ausgewählten Pultaufsätzen im Maßstab 1:1 analysiert werden.

Die Validierung der numerischen Modellversuche wurde unter Verwendung einer vereinfachten Geometrie eines Straßenablauf-Aufsatzes mit Querstreben durchgeführt. Es konnte nachgewiesen werden, dass die maßgeblichen Strömungsprozesse (z. B. die Abflussmenge durch die einzelnen Schlitzte, der Grad der Überdeckung sowie die Geschwindigkeiten und Wassertiefen) mit guter Übereinstimmung zu Laborversuchen im 3D numerischen Modell abgebildet werden können.

Wie sich herausgestellt hat, wird die Leistungsfähigkeit bei Verwendung der exakten Aufsatz-Geometrie (Importiert als *stl*-Datei und Erzeugung der Berechnungsgeometrie mit der FAVORTM-Methode) im numerischen Modell im Vergleich zu den Experimenten unterschätzt. Die Ergebnisanalyse lässt die Annahme zu, dass die Fehler durch Modellierungsfehler und damit einer nicht ausreichend genauen Geometrieabbildung zustande kommen. Die beobachteten Abweichungen zu den Laborergebnissen nehmen mit zunehmender Fließgeschwindigkeit zu, so dass eine Anpassungsfunktion für die simulierte Leistungsfähigkeit in Abhängigkeit der Geschwindigkeit hergeleitet wurde. Für die Kalibrierung der Funktionsparameter sind physikalische Modellversuche notwendig. Es wurde gezeigt, dass mit der kalibrierten Funktion weitere, nicht im Labor untersuchte Modellkonfigurationen simuliert und quantitativ ausgewertet werden können.

Es hat sich als zielführend erwiesen, im Bezug auf die Beurteilung der Einflussgrößen ausschließlich den frontalen Zufluss auf der Breite des Pultaufsatzes zu betrachten und damit die typspezifische Effizienz E_T einzuführen. Die Modellversuche haben gezeigt, dass drei strömungsmechanisch maßgebende Zustände auftreten, welche in Flow Cases eingeteilt wurden. Flow Case 1: keine Überströmung ($E_T \approx 1$), Flow Case 2: teilweise Überströmung ($E_T < 1$), Flow Case 3: vollständige Überströmung des Straßenablauf-Aufsatzes ($E_T \ll 1$).

Die hydraulischen Größen Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit, die sich in Abhängigkeit der Straßengeometrie (Längs- und Querneigung) und des Regenabflusses ergeben, wurden als maßgebliche Einflussgrößen identifiziert. Es konnte belegt werden, dass mit zunehmender Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit die typspezifische Effizienz abnimmt. Die Experimente haben gezeigt, dass neben der Aufsatzlänge die Ausrichtung der Querstreben sowie die Schlitzbreite die Leistungsfähigkeit maßgeblich beeinflussen (geometrische Einflussgrößen). Insbesondere bei hohen Längsneigungen wird basierend auf den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit der Einsatz von sogenannten Bergeinläufen empfohlen. Ist der Einbau von „längeren“ Aufsätzen nicht möglich, hat sich herausgestellt, dass Aufsätze mit Längs- oder Diagonalstreben eine erhöhte Leistungsfähigkeit bei steilen Straßen aufweisen. In eher flachen Bereichen konnte in den Experimenten hingegen bei Pultaufbauten mit Querstreben und einer großen Schlitzbreite die größte Leistungsfähigkeit nachgewiesen werden.

Basierend auf den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche wurde eine Berechnungsformel zur Vorhersage der Leistungsfähigkeit bzw. Effizienz von Pultaufbauten bei schießendem und rückstaufreiem Abfluss in die Kanalisation hergeleitet und eine gute Übereinstimmung der approximierten Werte mit den Ergebnissen der Modellversuche nachgewiesen. Die Anwendbarkeit auf weitere, nicht untersuchte Aufsatz-Typen, konnte damit innerhalb der Anwendungsgrenzen bestätigt werden. Als Eingangsgrößen für die Berechnungsformel wurden die hydraulischen Größen Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit sowie die geometrischen Größen Aufsatzbreite, Aufsatzlänge, Öffnungsfläche und Strebenanordnung definiert.

Mit den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit kann quantifiziert werden, wie viel Wasser nach Niederschlagsereignissen durch die Straßenabläufe in die Kanalisation abfließt und wie viel Wasser aufgrund einer begrenzten Leistungsfähigkeit der Straßenabläufe an der Oberfläche zum Abfluss kommt. Damit wird den Ingenieurbüros oder Kommunen ein wichtiges Werkzeug für die Planung von an den Klimawandel angepassten Entwässerungsstrukturen an die Hand gegeben.

Abstract

The present work deals with the hydraulic efficiency of street inlets with grates. The hydraulic and geometrical parameters that influence the hydraulic capacity were investigated on a 1:1 scale with physical model test runs as well as 3D numerical model test runs.

In order to validate the numerical model, a simplified geometry of a grate inlet with cross bars was used. Good agreement to physical model test runs could be proven regarding the main flow characteristics such as water depth, flow velocity and intercepted discharge through each opening.

It was found that the capacity simulated on the basis of the exact geometry of a street inlet (calculation geometry created according to the FAVORTM-method based on a CAD-drawing) underestimates the measured capacity. The analysis of the results allows the assumption that the errors are caused by an insufficient calculation geometry. The observed deviations to the physical model results increase with increasing flow velocity. In order to use the simulated results quantitatively, a fitting function depending on the flow velocity was developed. Results of the physical model test runs were used to calibrate the functional parameters. It was shown that model setups that were not tested in laboratory could be simulated and quantitatively evaluated using the calibrated fitting function.

To assess the influencing parameters it was proven to be sufficient to take into account only the frontal flow on the width of the grate. On this basis, the type-specific efficiency E_T was introduced. According to the model test runs, three main flow conditions were observed and classified in three Flow Cases. Flow Case 1: no overflow ($E_T \approx 1$), Flow Case 2: partial overflow ($E_T < 1$), Flow Case 3: full overflow of the grate ($E_T \ll 1$).

Water depth and flow velocity, both depending on the street geometry (longitudinal and transverse slope) and the surface runoff, were identified as the main influencing hydraulic parameters. It could be proven that the type-specific efficiency of street inlets decreases with increasing water depth and flow velocity. The model test runs have demonstrated that – in addition to the grate length – the arrangement of the bars and the width of the bar openings greatly affect the hydraulic capacity of grate inlets. It could be shown that – especially with high longitudinal

slopes – so-called mountain inlets or grate inlets with longitudinal or diagonal bars lead to the best capacity. Based on the experiments performed, grate inlets with cross bars and large cross bar opening widths are recommended in flat areas.

A calculation formula to estimate the hydraulic capacity and type-specific efficiency was developed using the results of the physical model test runs. The formula is limited to supercritical flow conditions with no backwater effects caused by the underground drainage system. Good agreement between estimated and measured results could be proven. The applicability to estimate the efficiency of non-tested grate inlets could be confirmed within the limitations. The developed function depends on water depth, flow velocity and street inlet geometry (grate width, grate length, opening area and arrangement of bars).

The results of the present work provide detailed information concerning the hydraulic efficiency of street inlets in order to quantify the amount of the intercepted flow to the underground drainage systems as well as the remaining surface flow on the street. They allow a more realistic urban flood risk management for heavy rainfall events.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	I
Kurzfassung	III
Abstract	V
Abbildungsverzeichnis	XV
Tabellenverzeichnis	XVIII
Variablenverzeichnis	XIX
I Einleitung	1
1 Motivation	3
2 Starkniederschlagsereignisse und Sturzfluten	5
2.1 Starkniederschläge	5
2.2 Sturzfluten	8
3 Siedlungsentwässerung	11
3.1 Typisches kommunales Entwässerungssystem	11
3.2 Bemessungsgrundlagen	14
3.3 Ansätze für den Überflutungsschutz	17
4 Stand der Forschung	19
4.1 Überflutungsberechnungen	19
4.2 Leistungsfähigkeit und Effizienz von Straßenablauf-Aufsätzen im rückstaufreien Zustand	21
5 Forschungsansatz	29
5.1 Forschungsnotwendigkeit	29

5.2	Ziel der Arbeit	30
5.3	Hybride Simulationen im Wasserbau	31
II	Hydraulische Modellversuche	33
6	Physikalisches Modell	35
6.1	Allgemeines	35
6.2	Messtechnik	37
6.2.1	Verwendete Messtechnik	37
6.2.2	Plattform-Wägezellen	38
6.2.3	Ultraschallsensoren	38
6.2.4	Radarmessgerät	39
6.3	Auswahl der Modellparameter	40
6.4	Modellläufe	40
7	Numerisches Modell	45
7.1	Allgemeines	45
7.2	Verwendete Software	47
7.3	Straßenmodell mit Pultaufsatz	48
7.4	Modellläufe	50
III	Ergebnisanalyse	53
8	Ergebnisse der physikalischen Modellversuche: Regenabfluss auf der Straße	55
8.1	Allgemeines	55
8.2	Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten	56
8.2.1	Allgemeines	56
8.2.2	Wassertiefen	57
8.2.3	Fließgeschwindigkeiten	58
8.3	Reproduzierbarkeit	60
8.4	Beschreibung des Abflusses auf der Straße: analytischer Ansatz	60
8.5	Charakteristik des Regenabflusses	63
9	Ergebnisse der physikalischen Modellversuche: Effizienz von Straßenablauf-	
	Aufsätzen	65
9.1	Messdatenverarbeitung	65
9.2	Reproduzierbarkeit	67
9.3	Effizienz von Straßenablauf-Aufsätzen	67

9.4	Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur	71
10	Ergebnisse der numerischen Modellversuche	75
10.1	Allgemeines	75
10.2	Verifikation und Validierung des numerischen Modells	75
10.2.1	Abschätzung des numerischen Fehlers aus räumlicher und zeitlicher Diskretisierung	75
10.2.2	Vergleich mit analytischer Lösung (Endüberfall)	78
10.2.3	Vergleich mit physikalischen Modellversuchen (Kanten-Modell)	80
10.2.4	Vergleich des Einflusses verschiedener Turbulenzmodelle	82
10.2.5	Vergleich mit physikalischen Modellversuchen (Straßenmodell mit Pultaufsatz)	87
10.2.6	Ergebnisdiskussion	90
10.2.7	Hybrides Modellkonzept: Übertragung der Ergebnisse	94
10.3	Kalibrierung: Anpassung der Oberflächenrauheit	95
10.4	Einfluss der Oberflächenspannung	96
11	Vertiefte Diskussion der Einflussgrößen auf die Effizienz von Straßenabläufen mit Pultaufsatz	101
11.1	Allgemeines	101
11.2	Hydraulische Einflussgrößen	102
11.3	Geometrische Einflussgrößen	111
11.4	Theoretische Betrachtung der Strömungsvorgänge am Pultaufsatz: Einfluss der Öffnungsbreite B_X in Fließrichtung auf die Leistungsfähigkeit	118
12	Berechnungsformel für die Leistungsfähigkeit und typspezifische Effizienz	125
12.1	Allgemeines	125
12.2	Herleitung der Berechnungsformel	126
12.3	Beurteilung der Anpassungsgüte	133
12.4	Plausibilitätsbetrachtung und Anwendung auf weitere Pultaufsätze	136
IV	Schlussbetrachtungen	141
13	Beispielanwendung: gekoppelte Überflutungsberechnung	143
13.1	Allgemeines	143
13.2	Modellgebiet und Modelleigenschaften	143
13.3	Ergebnisse	146

14 Zusammenfassung	149
15 Weiterer Forschungsbedarf	155
Literaturverzeichnis	157
V Anhang	165
A Systemskizzen des physikalischen Modells	167
B Überprüfung der Anwendbarkeit der Wägezellen unterhalb des Mindestanwendungsbereichs	169
C Fotos ausgewählter Modellläufe	171
D Wassertiefen im physikalischen Modell	177
E Numerisches Modell: Netzverfeinerungsstudie	181
F Ergebnisse der numerischen Simulationen	185
F.1 Seitlich am Straßenablauf vorbeifließender Abfluss Q_S	185
F.2 Vergleich der mittleren Fließgeschwindigkeit (Labor und Numerik)	186
F.3 Frontaler Zufluss Q_F für verschiedene Querneigungen	187
G Freistrahл auf vertikale Wand	189
H Goodness-of-Fit: Parameterbestimmung 1	191
Lebenslauf	197

Abbildungsverzeichnis

1.1	Zeitungsartikel der Westdeutschen Zeitung (Ausgabe Wuppertal) vom 08. Juni 2016	4
2.1	Erscheinungsformen konvektiver Niederschläge nach HATZFELD (2006)	7
3.1	Straßenrinnenformen nach FGSV (2005)	12
3.2	Straßenablauf für Trockenschlamm nach DIN 4052 (2006)	13
3.3	Aufsatztypen für Straßenabläufe (unten: verändert nach FGSV (2005))	13
3.4	Elemente des Überflutungsschutzes nach DWA (2008) und BWK (2013)	17
3.5	Vier-Elemente-Ansatz zum Umgang mit verschiedenen Regenereignissen nach DIGMAN ET AL. (2014)	18
4.1	Hydraulische Zustände der Interaktion zwischen Oberfläche und Kanalisation an Straßenabläufen, verändert nach DJORDJEVIĆ ET AL. (2005)	21
4.2	Vergleich der empirischen Ansätze zur Berechnung der Effizienz (Standardaufsatz nach DIN 19583)	25
6.1	Foto des physikalischen Modells	36
6.2	Detailansicht physikalisches Modell: Pultaufsatz (Typ I)	37
7.1	Numerisches Modell: Straße mit Pultaufsatz	49
7.2	STL-Modell der Aufsätze Typ I und II	50
8.1	Messpunkte im physikalischen Modell (rot: Geschwindigkeitsmessung, blau: Messung der Wassertiefen)	56
8.2	ML23: Wassertiefen	58
8.3	ML236: Oberflächengeschwindigkeiten	59
8.4	Fließquerschnitt des Regenabflusses bei Bordrinnen (unmaßstäbliche Skizze)	61
8.5	Inkrementeller Durchfluss dQ (unmaßstäbliche Skizze)	62
8.6	Berechnete Reibungsbeiwert k_{st} für alle Modellläufe (links) und Abflusskurve oberhalb des Straßenablaufs bei einer Querneigung von $S_T = 2,5 \%$ und Längsneigungen zwischen $S_L = 2,5 \%$ und $10,0 \%$ (rechts)	63

8.7	Dimensionslose Kennzahlen (Froudezahl und Reynoldszahl) für alle im physikalischen Modell untersuchten hydraulischen Fälle	64
9.1	ML236-I: Rohdaten der Wägezellen	65
9.2	Abweichung der Messergebnisse mit Wägezellen	66
9.3	E in Abhängigkeit des Zuflusses Q ($S_T = 2,5$ %)	68
9.4	E_S in Abhängigkeit des Zuflusses Q ($S_T = 2,5$ %)	68
9.5	E_O in Abhängigkeit des Zuflusses Q ($S_T = 2,5$ %)	69
9.6	Definition der Volumenströme (links) und seitlich in den Aufsatz abfließender Anteil in Abhängigkeit des Zuflusses Q (rechts)	70
9.7	E_T in Abhängigkeit des frontalen Zuflusses Q_F ($S_T = 2,5$ %)	70
9.8	Vergleich der Laborergebnisse mit den berechneten Leistungsfähigkeiten mit in der Literatur verfügbaren Gleichungen	72
9.9	ML23-III: Graphischer Vergleich $Q/h - E$	73
9.10	ML2-I/VI: Vergleich der Labormessungen mit den Tabellenwerten nach RAS-Ew (FGSV, 2005)	74
10.1	Berechnungsgeometrie und Rechennetz (FLOW-3D) für zwei Netz-Varianten, Berechnungsgeometrie erzeugt mit der FAVOR TM -Methode	76
10.2	Einfluss der räumlichen Diskretisierung auf Wassertiefe und durch den Aufsatz abfließende Wassermenge (ML235n)	77
10.3	Endüberfall (Freistrah) mit $S_L = 5,0$ %, $Q = 3$ l/s	80
10.4	Modellgeometrie: Kanten-Modell	81
10.5	Wasserspiegellage Kanten-Modell: Ergebnisse der Laborversuche (x) und Ergebnisse der numerischen Modellversuche (durchgezogene Linie)	82
10.6	Vergleich des gemessenen und simulierten Durchflusses durch jede Öffnung im Kanten-Modell in dimensionsloser Form	83
10.7	Vergleich der Ergebnisse mit verschiedenen Turbulenzmodellen (Kanten-Modell, $S_L = 5,0$ %, $q = 17,6$ (l/s)/m)	84
10.8	Längsschnitt Kanten-Modell (Geschwindigkeit v [m/s], $S_L = 5,0$ %, $q = 17,6$ (l/s)/m)	86
10.9	Vergleich der gemessenen (Labor) und simulierten (Numerik) Wassertiefen und Geschwindigkeiten ($S_T = 2,5$ %)	87
10.10	Vergleich der gemessenen (Labor) und simulierten (Numerik) Volumenströme Q_S und Q_O ($S_T = 2,5$ %)	88
10.11	Vergleich des gemessenen (Labor) und simulierten (Numerik) Volumenstroms Q_I ($S_T = 2,5$ %)	88
10.12	Überdeckung des Pultaufsatzes: Labor vs. Numerik	89

10.13	Einfluss der Methode zur Modellierung der Neigung im numerischen Modell: Auswertung der Wassertiefen und Volumenströme für Modelllauf ML237n-II	93
10.14	Regressionsanalyse der relativen Abweichungen und Korrektur der Ergebnisse der numerischen Simulationen (in grau: nicht angepasste Ergebnisse, farbig: mit Gleichung 10.10 korrigierte Werte)	96
10.15	Vergleich der simulierten Wassertiefen mit verschiedenen Oberflächenrauheiten k_R	96
10.16	Einfluss der Oberflächenspannung auf die Wassertiefen im Oberwasser des Strömungsablaufs mit $S_T = 2,5 \%$	97
10.17	Q_I mit und ohne Oberflächenspannung: $S_L = 5,0 \%$, $S_T = 0 \%$	98
10.18	Längsschnitt KANTE ($S_L = 5,0 \%$, $S_T = 0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$)	99
11.1	Definitionsskizze zu Flow Case 1 bis 3	102
11.2	Abhängigkeit der hydraulischen Größen h , v und W von S_T und S_L für $Q = 12 \text{ l/s}$ (simulierte Werte als <i>Marker</i> dargestellt, analytisch berechnete Werte: durchgezogene Linie)	103
11.3	Abhängigkeit der Effizienz von der Längsneigung (Auswertung der physikalischen Modellversuche für $S_T = 2,5 \%$, $Q = 18 \text{ l/s}$, Aufsatz Typ I)	104
11.4	Im physikalischen Modell untersuchte hydraulische Fälle in Abhängigkeit von h und v (links) und im numerischen Modell untersuchte hydraulische Fälle in Abhängigkeit von h und v (rechts), in rot hervorgehoben sind die in beiden Modellen untersuchten hydraulischen Fälle	105
11.5	Typspezifische Effizienz E_T in Abhängigkeit von der Wassertiefe h und der Fließgeschwindigkeit v für eine Aufsatzbreite $B_A = 0,5 \text{ m}$	106
11.6	Zuordnung Flow Case in Abhängigkeit von der Wassertiefe h und der Fließgeschwindigkeit v für eine Aufsatzbreite $B_A = 0,5 \text{ m}$ mit $E_T > 0,985$: Flow Case 1, $E_T \leq 0,985$: Flow Case 2	107
11.7	Q_F in Abhängigkeit von h und v für eine Aufsatzbreite $B_A = 0,5 \text{ m}$	108
11.8	Abhängigkeit der typspezifischen Effizienz von der Querneigung (Aufsatz Typ I) .	109
11.9	Einfluss der Aufsatzbreite B_A auf die typspezifische Effizienz E_T , Auswertung der Ergebnisse der physikalischen und numerischen Modellversuche	112
11.10	Einfluss der Aufsatzlänge L_A auf die typspezifische Effizienz E_T , Ergebnisse der physikalischen Modellversuche (gestrichelte Linie: Grenze zwischen Flow Case 1 und 2)	113
11.11	Nahaufnahme der Strömung am Pultaufsatz im physikalischen Modell (ML245-I/VI) zur Untersuchung des Einflusses der Aufsatzlänge auf die typspezifische Effizienz	114

11.12	Einfluss der Öffnungsfläche auf die typspezifische Effizienz E_T , Ergebnisse der physikalischen Modellversuche (gestrichelte Linie: Grenze zwischen Flow Case 1 und 2)	115
11.13	Nahaufnahme der Strömung am Pultaufsatz im physikalischen Modell (ML225-II/III) zur Untersuchung des Einflusses der Öffnungsfläche auf die typspezifische Effizienz	116
11.14	Einfluss der Strebenanordnung auf die typspezifische Effizienz E_T , Ergebnisse der physikalischen Modellversuche (gestrichelte Linie: Grenze zwischen Flow Case 1 und 2)	117
11.15	Nahaufnahme der Strömung am Pultaufsatz im physikalischen Modell (ML235-I/II/IV/V) zur Untersuchung des Einflusses der Strebenanordnung auf die typspezifische Effizienz	118
11.16	Endüberfall, (typische) Druckverteilung (verändert nach HAGER (1994))	119
11.17	Geschwindigkeitsprofil an verschiedenen x -Positionen des Kanten-Modells: $S_L = 5,0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$	120
11.18	Definitionsskizze der strömungsmechanischen Zustände längs der Einlaufstruktur mit Querstreben	121
11.19	Geschwindigkeitsprofil an verschiedenen x -Positionen des Kanten-Modells: $S_L = 5,0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$	123
12.1	Kurvenbildvergleich und Identifikation der Näherungsfunktion	127
12.2	Typspezifische Effizienz E_T : Vergleich der Laborergebnisse mit den mit Gleichung 12.2 berechneten Werten	129
12.3	Leistungsfähigkeit $Q_{I,f}$: Vergleich der Laborergebnisse mit den mit Gleichung 12.3 und 12.5 berechneten Werten	131
12.4	Parameterstudie für a_2 , $b_{2,1}$ und $b_{2,2}$	132
12.5	Leistungsfähigkeit $Q_{I,f}$: Vergleich der Laborergebnisse mit den mit Gleichung 12.7 berechneten Werten	133
12.6	Typspezifische Effizienz E_T : Vergleich der Laborergebnisse mit den mit Gleichung 12.6 berechneten Werten	134
12.7	Aufsatz Typ I: Effizienz E (Vergleich der empirischen Ansätze aus der Literatur mit Laborergebnissen und der hergeleiteten Berechnungsformel)	135
12.8	Funktionaler Verlauf der typspezifischen Effizienz für drei Aufsätze ($S_T = 2,5 \%$)	137
12.9	Vergleich der approximierten Werte mit der typspezifischen Effizienz eines Pultaufsatzes, der nicht in die Herleitung der Berechnungsformel eingeflossen ist ($S_T = 2,5 \%$)	138
12.10	Typ VIII: Flow Case 2 (links), Flow Case 3 (rechts)	139

13.1	Ausschnitt des Modellgebiets	145
13.2	Maximale Wassertiefen aus gekoppelter Überflutungsberechnung im Modellgebiet	147
13.3	Wassertiefen, Geschwindigkeiten und Zuordnung zu einem Flow Case (heller Farbton: außerhalb der Modellgrenzen)	148
A.1	Systemskizze des Wasserkreislaufs	167
A.2	Systemskizze Draufsicht Modellrinne	167
A.3	Systemskizze des physikalischen Modells: Modellrinne mit Straßenablauf-Aufsatz	168
B.1	Messergebnisse der Testmessungen unterhalb der vom Hersteller angegebenen Mindestanwendungsbereichs (zu den dargestellten Ergebnisse muss jeweils noch das Leergewicht der Becken G_{Becken} addiert werden)	169
C.1	Beispielfotos: ML223	172
C.2	Beispielfotos: ML226	173
C.3	Beispielfotos: ML243	174
C.4	Beispielfotos: ML246	175
D.1	Wasserspiegellage: $S_L = 2,5 \%$, $S_T = 2,5 \%$	178
D.2	Wasserspiegellage: $S_L = 5,0 \%$, $S_T = 2,5 \%$	178
D.3	Wasserspiegellage: $S_L = 7,5 \%$, $S_T = 2,5 \%$	179
D.4	Wasserspiegellage: $S_L = 10,0 \%$, $S_T = 2,5 \%$	179
E.1	Wassertiefen [m] (Mesh Block 2)	182
E.2	tiefengemittelte Geschwindigkeit [m/s] (MeshBlock 2)	183
E.3	relative Abweichung [%]: Wassertiefe (a und b) und tiefengemittelte Geschwindigkeit (c und) (MeshBlock 2)	184
F.1	Mittlere Geschwindigkeit v : Vergleich der Ergebnisse der physikalischen und numerischen Modellversuche	186
F.2	Q_F in Abhängigkeit von h und v für eine Aufsatzbreite $B_A = 0,5$ m für Querneigungen von 1,5 % bis 5,0 %, Ergebnisse der numerischen Modellversuche	187
H.1	Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ I	192
H.2	Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ II	193
H.3	Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ III	193
H.4	Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ IV	194
H.5	Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ V	194
H.6	Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ VI	195

Tabellenverzeichnis

2.1	Warnstufen des DWD bei Starkregen	5
2.2	Zuordnung Starkregenindex - Wiederkehrintervall T nach SCHMITT (2014)	6
3.1	Klassifizierung von Straßenablauf-Aufsätzen nach DIN EN 124 (2015)	14
3.2	Schlitzmaße nach DIN EN 124 (2015) für Pult-, Rinnen und Kombiausätze	14
3.3	Bemessungskriterien für den Nachweis von Entwässerungssystemen	16
3.4	Bemessungskriterien für kanalindizierte Überflutungen nach DIN EN 752 (2017)	16
4.1	Modelleigenschaften experimenteller Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen in der Literatur	27
6.1	Zufluss Q [l/s] je Straßenablauf bei $A_E = 400 \text{ m}^2$, Regenspenden nach KOSTRA-DWD-2010	40
6.2	Modellläufe physikalisches Modell	42
6.3	Im physikalischen Modell untersuchte Straßenablauf-Aufsätze	43
7.1	Modellläufe numerisches Modell	51
10.1	Auflösung der Rechennetze für Mesh Block 2 der untersuchten Netz-Varianten	76
10.2	Eigenschaften des Kanten-Modells im physikalischen und numerischen Modell	81
10.3	Ergebnisse der numerischen Simulation (FLOW-3D) mit verschiedenen Turbulenzmodellen (Modelllauf ML224n-II) des Straßenmodells mit Pultaufsatz	85
11.1	Hydraulische Einflussgrößen auf die Effizienz (Beurteilung: (+): nimmt zu, (-): nimmt ab, (0): kein Einfluss)	110
11.2	Geometrische Abmessungen verschiedener Pultaufsätze zur Untersuchung des Einflusses der Aufsatzbreite	111
11.3	Abfluss $Q_{I,i}$ bei überdeckter Strömung im Kanten-Modell: Ergebnisse der numerischen Simulationen (FLOW-3D) für $Q = 3 \text{ l/s}$ und $Q = 6 \text{ l/s}$	122
12.1	Numerisch approximierte Parameter a und b	128

12.2	Empirische Parameter in Abhängigkeit des Aufsatztyps	130
12.3	Parameter S in Abhängigkeit der Strebenanordnung	131
12.4	Abweichungen der approximierten Werten von den Laborergebnissen zur Beurteilung der Anpassungsgüte der hergeleiteten Berechnungsformel	135
12.5	Geometrische Abmessungen der Aufsätze für die Plausibilitätsbetrachtung	136
12.6	Eigenschaften der Pultaufsätze zum Nachweis der Anwendbarkeit auf weitere Aufsatz-Typen	138
13.1	Verlustbeiwert c für Aufsatz Typ I, berechnet mit den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche	145

Variablenverzeichnis

Variable	Definition	Einheit
a	Parameter	–
A	durchflossene Querschnittsfläche	m^2
A_A	auf die Aufsatzbreite bezogene durchflossene Querschnittsfläche	m^2
A_E	zu entwässernde Fläche	m^2
A_g	Gesamtfläche des Straßenablauf-Aufsatzes	m^2
A_0	Öffnungsfläche des Straßenablauf-Aufsatzes	m^2
b	Parameter	–
B_A	Breite des Straßenablauf-Aufsatzes	m
B_B	Breite des Messbeckens	mm
B_R	Breite der Modellrinne	m
b_R	Breite der Straßenrinne	m
B_S	Stegbreite	m
B_X	Schlitzbreite	m
c	Überfallbeiwert	–
C	Courant-Zahl	–
dx	Zellabmessung in x -Richtung	m
dy	Zellabmessung in y -Richtung	m

Variable	Definition	Einheit
dz	Zellabmessung in z -Richtung	m
dQ	inkrementeller Durchfluss	m^3/s
D	Dauer eines Regenereignisses, Dauerstufe	Min
D_{hy}	hydraulischer Durchmesser	m
E	Effizienz	–
E_O	Anteil des über den Straßenablauf hinwegfließenden Abflusses vom Gesamtabfluss	–
E_S	Anteil des am Straßenablauf vorbeifließenden Abflusses vom Gesamtabfluss	–
E_T	typespezifische Effizienz	–
E_w	Anteil des frontalen Zuflusses vom Gesamtabfluss	–
FC	Flow Case	–
Fr	Froudezahl	–
Fr_0	Froudezahl bei Normalabfluss	–
Fr_A	aufsatzbezogene Froudezahl	–
g	Erdbeschleunigung	m/s^2
G	Parameter	–
h	Wassertiefe	m
h_0	Wassertiefe bei Normalabfluss	m
h_A	auf die Aufsatzbreite bezogene mittlere Wassertiefe	m
h_{gr}	Grenzwassertiefe	m
h_k	Wassertiefe an der Überfallkante	m
h_n	Niederschlagshöhe	mm
h_R	Höhe der Straßenrinne	m
h_{USS}	Wassertiefe an der Position der Ultraschallsensoren	m
H_B	Höhe des Messbeckens	mm
H_{Bk}	Bruchkantenhöhe	m

Variable	Definition	Einheit
H_R	Höhe der Modellrinne	m
I_{WSL}	Neigung der Wasserspiegellage	m
k	Oberflächenrauheit	mm
k_A	Oberflächenrauheit des Straßenablauf-Aufsatzes	mm
k_R	Oberflächenrauheit der Modellrinne	mm
k_{st}	Manning-Strickler Beiwert	$m^{1/3}/s$
l	Überfalllänge	m
L_A	Länge des Straßenablauf-Aufsatzes	m
L_B	Länge des Messbeckens	mm
L_R	Länge der Modellrinne	m
LC	Load Cell (Wägezelle)	–
m	Abminderungsfaktor	–
n	Anzahl	–
n_d	Anzahl der Diagonalstreben	–
n_l	Anzahl der Längsstreben	–
n_t	Anzahl der Querstreben	–
p_0	atmosphärischer Luftdruck	Pa
q	spezifischer Durchfluss	$(m^3/s)/m$
Q	Durchfluss	m^3/s
Q_a	abgeminderter Durchfluss	m^3/s
Q_F	frontaler Zufluss	m^3/s
Q_I	Abfluss in den Straßenablauf	m^3/s
$Q_{I,f}$	frontal in den Straßenablauf einfließender Abfluss	m^3/s
$Q_{I,s}$	seitlich in den Straßenablauf einfließender Abfluss	m^3/s
Q_O	über den Straßenablauf hinwegfließender Abfluss	m^3/s
Q_S	am Straßenablauf vorbeifließender Abfluss	m^3/s

Variable	Definition	Einheit
r_n	Niederschlagsspende	(l/s)/ha
R^2	Bestimmtheitsmaß	–
R	Verhältniswert	–
R_A	Verhältnis von Öffnungsfläche zur Gesamtfläche	m
R_{hy}	hydraulischer Radius	m
R_w	Anteil des frontal in den Straßenablauf einfließenden Abflusses vom frontalen Zuflusses	–
R_x	Anteil des seitlich in den Straßenablauf einfließenden Abflusses vom gesamten Seitenabfluss	–
Re	Reynoldszahl	–
S	Parameter zur Berücksichtigung der Strebenanordnung	–
S_L	Längsneigung	–
S_T	Querneigung	–
t	Zeit	Min
t_e	Strahldicke	m
T_e	Endtiefenverhältnis	m
T	Wiederkehrintervall, Jährlichkeit	a
T_F	Temperatur eines Fluids	°C
USS	Ultrasonic Sensor (Ultraschallsensor)	–
v	Fließgeschwindigkeit	m/s
v_A	auf die Aufsatzbreite bezogene mittlere Fließgeschwindigkeit	m/s
v_0	mittlere Fließgeschwindigkeit bei Normalabfluss	m/s
v_o	„splash-over“-Geschwindigkeit	m/s
v_*	(Wand-)Schubspannungsgeschwindigkeit	m/s
V	Volumen	m ³
W	Wasserspiegelbreite	m
We	Weberzahl	–

Variable	Definition	Einheit
x	Raumrichtung, Dimension	m
X	Position in x -Richtung (dimensionslos)	–
\bar{x}	Mittelwert	
y	Raumrichtung, Dimension	m
y^+	dimensionsloser Wandabstand	–
z	Raumrichtung, Dimension	m
Z	Position in z -Richtung (dimensionslos)	
α	Winkel	°
β	Parameter	–
γ	Wichte	N/m ³
ϵ	relative Abweichung	–
κ	Karman-Konstante	–
ν	kinematische Viskosität	m ² /s
ρ	Dichte	kg/m ³
σ	Standardabweichung	
σ_O	Oberflächenspannung	N/m
τ_0	Wandschubspannung	kN/m ²
Δ	Differenz / absolute Abweichung	

Teil I

Einleitung

1 Motivation

Nach dem aktuellen Synthesebericht des zwischenstaatlichen Ausschusses für Klimaänderungen (IPCC) werden Starkregenereignisse in ihrer Intensität und Anzahl aufgrund des Klimawandels zunehmen (IPCC, 2014). In den vergangenen Jahren kam es bereits zu zahlreichen Sturzfluten im urbanen Raum, z. B. am 26. Juli 2008 in Dortmund (ca. 200 mm in 4 Stunden, SCHLENKHOF & OERTEL, 2009), am 28. Juli 2014 in Münster (ca. 300 mm in 7 Stunden, LANUV, 2014), im Sommer 2016 in Baden-Württemberg oder am 07. Juni 2016 in Wuppertal (vgl. Abbildung 1.1), so dass sich ein akuter Handlungsbedarf im Umgang mit extremen Niederschlagsereignissen und daraus resultierenden Sturzfluten im urbanen Raum ergibt und bereits Gegenstand zahlreicher Forschungsprojekte ist, z. B.:

- URBAS: Vorhersage und Management von Sturzfluten in urbanen Gebieten (2008)
- KUK: Klimawandel und Kanalnetzberechnung (2010)
- KRISMA: Kommunales Risikomanagement „Überflutungsschutz“ (2011)
- KISS: Klimawandel in Stadtentwässerung und Stadtentwicklung (2012)
- RainAhead, Lübeck (www.rainahead.de)
- KLAS: Klimaanpassungsstrategien – Extreme Regenereignisse (Bremen)
- RISA: RegenInfraStrukturAnpassung – Leben mit Wasser (Hamburg)
- Stark gegen die Folgen von Starkregen (Stadt Unna und Lippeverband)

Die in den Projekten erarbeiteten Ansätze machen deutlich, dass ein vollständiger Überflutungsschutz durch Vergrößerung des unterirdischen Kanalsystems weder wirtschaftlich noch technisch sinnvoll ist. Die erarbeiteten Werkzeuge zur Untersuchung der Gefährdungslage sowie zur Einschätzung der lokalen Überflutungsvorsorge zielen vielmehr darauf ab, das Überflutungsverhalten an der Oberfläche so genau wie möglich zu beschreiben und entsprechende Schutzmaßnahmen vorzunehmen.

WZ MITTWOCH, 8. JUNI 2016

Wuppertal 23

UNWETTER Starkregen überschwemmte gestern ganze Straßenzüge - bei der Feuerwehr gingen 130 Notrufe ein, mehr als 300 Kräfte waren im Einsatz



Auch an der Aue kamen Autofahrer wegen der Wassermassen kaum voran.
Foto: Stefan Fries



Weißer Flächen in Wichlinghausen: Dort bedeckten gestern dicke Schichten Hagel Straße und Gehweg. Die anliegende Commerzbank-Filiale wurde geschlossen - wegen eines Wasserschadens, wie auf einem Aushang an der Tür bekanntgegeben wurde.
Foto: Felix Kempf



Leserin Tanja Düster schickte uns dieses Foto von der Steinbeck: Dort schossen die Wassermassen aus einem Gully. Der Druck hob nicht nur den Deckel an, sondern löste auch einige Pflastersteine des Gehwegs. Die Fläche wurde anschließend abgesperrt.



Auch die Obere Bergerheide in Elberfeld wurde überschwemmt, berichtet WZ-Leser Johannes Vollmer. Er hielt mit der Kamera fest, wie einer seiner Nachbarn sich eines mit Blättern verstopften Gullis annahm. „Durch seinen Einsatz hat sich die Lage schnell normalisiert“, lobt er.



Leser Lion Laslo schickte uns ein Foto von der Südstraße, wo manchem Autofahrer das Wasser fast buchstäblich bis zum Hals stand.

Abbildung 1.1: Zeitungsartikel der Westdeutschen Zeitung (Ausgabe Wuppertal) vom 08. Juni 2016

Durch neue Entwicklungen in der computergestützten Modelltechnik ist es möglich, die hydraulische Gefährdungsanalyse an Überflutungsschwerpunkten mittels gekoppelter 1D-/2D Modellierung durchzuführen. Für eine realitätsnahe Abbildung der Austauschvorgänge ist die hydraulische Leistungsfähigkeit der Schnittstelle (Straßenablauf) zwischen Oberflächen- und Kanalnetzmodell in Abhängigkeit der geometrischen und hydraulischen Randbedingungen erforderlich.

Auch aus der europäischen Norm DIN EN 752: *Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden* kann die Forderung nach Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit der Straßenabläufe abgeleitet werden:

„Regenwasserzuflüsse sind so zu planen, dass die ausreichende Ableitung des Regenabflusses von undurchlässigen Flächen in Regenwasserleitungen und -kanäle sichergestellt wird.“ (DIN EN 752, 2017).

Wie die Leistungsfähigkeit der Schnittstelle zwischen undurchlässiger Fläche und Regenwasserleitungen und -kanälen, also der Straßenabläufe, zu berücksichtigen ist, wird nicht genannt. Analytische oder empirische Gleichungen zur Berechnung der Leistungsfähigkeit verschiedener Aufsätze, die in den gekoppelten Modellen Berücksichtigung finden könnten, fehlen in den in Deutschland gültigen Bemessungsrichtlinien (vgl. Kapitel 3.2).

2 Starkniederschlagsereignisse und Sturzfluten

2.1 Starkniederschläge

Starkniederschlagsereignisse sind nach DWD (Wetterlexikon: www.dwd.de/lexikon) und HATZFELD ET AL. (2008) Niederschläge, die nur kurz andauern, eine hohe Intensität besitzen und auf kleine Gebiete beschränkt sind. Nach DIN 4049-3 (1994) wird Starkregen definiert als ein „Regen, der im Verhältnis zu seiner Dauer eine hohe Niederschlagsintensität hat und daher selten auftritt“. Der Deutsche Wetterdienst warnt mit zwei verschiedenen Warnstufen vor Starkregen (siehe Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1: Warnstufen des DWD bei Starkregen

Dauer	1 h	6 h
Markante Wetterwarnung	$15 \leq h_n \leq 25$ mm	$20 \leq h_n \leq 35$ mm
Untwetterwarnung	$h_n > 25$ mm	$h_n > 35$ mm

Die Bemessung von Entwässerungsanlagen erfolgt für verschiedene Eintrittswahrscheinlichkeiten von Niederschlagsereignissen. Die Niederschlagsereignisse werden statistisch definiert durch das Wiederkehrintervall T [a], die Dauerstufe D [min, h] und die Niederschlagshöhe h_n [mm] (DWA-A 531, 2012).

Der Deutsche Wetterdienst stellt für die Bemessung von wasserwirtschaftlichen Anlagen mit KOSTRA-DWD-2010 (KOSTRA-DWD-2010, 2016) räumlich differenzierte Starkniederschlagshöhen für Deutschland als Kartenwerk und in digitaler Form zur Verfügung. Die Daten basieren auf punktuell ermittelten Starkniederschlagshöhen im Zeitraum 1951 bis 2010, ihrer extremwertstatistischen Auswertung und der Übertragung auf Standorte ohne langfristig registrierte Niederschlagsereignisse durch komplexe Regionalisierungsmethoden. Die Niederschlagshöhen werden für Rasterflächen von $66,83$ km² und verschiedene Wiederkehrintervalle, Dauerstufen und Zeitspannen ausgewertet (MALITZ & ERTEL, 2015).

Nach SCHMITT (2014) ist in der öffentlichen Diskussion von Überflutungsrisiken durch Starkregen der alleinige Hinweis auf die der Bemessung zugrunde liegenden Niederschlagsstatistiken nicht zielführend, insbesondere dann nicht, wenn vermeintlich seltene Ereignisse innerhalb kürzester Zeit mehrfach aufgetreten sind. SCHMITT (2014) empfiehlt für die kommunale Überflutungsvorsorge in Deutschland die Einführung eines „Starkregenindex“, vergleichbar z. B. mit der Intensitätsskala für Erdbeben, in der die spürbaren Auswirkungen eines Erdbebens klassifiziert sind. In Tabelle 2.2 ist die empfohlene Kategorisierung den Wiederkehrintervallen T zugeordnet. Bei aufgetretenen Ereignissen wird die statistische Auswertung wie bisher vorgenommen und dann einem Starkregenindex zugeordnet. Das Wertespektrum des Starkregenindex von 1 bis 7 entspricht jeweils verschiedenen Belastungszuständen, die in den Bemessungsgrundlagen (vgl. Kapitel 3.2) enthalten sind.

Tabelle 2.2: Zuordnung Starkregenindex - Wiederkehrintervall T nach SCHMITT (2014)

Wiederkehrintervall T [a]	1	2	3	5	10	20	30	50	100
Starkregenindex	1	1	2	2	3	4	5	6	7

Folgender Sprachgebrauch wird nach SCHMITT (2014) angegeben:

- „Entwässerungsanlagen werden mit Bemessungsregen der Stärke 1 oder 2 für einen überlastungsfreien Betrieb bemessen bzw. im Bestand für einen überstaufreien Betrieb (Nachweis) nachgewiesen.“
- „Ein Schutz vor Überflutungen wird abhängig von ortsbezogenen Überflutungsgefährdungen und -risiken für Starkregen der Stärke 3 bis 5 angestrebt.“
- „Für Starkregen der Stärke 6 und 7 ist ein vollständiger Schutz vor Überflutungen weder technisch noch wirtschaftlich leistbar. In diesem Belastungsbereich stehen – abhängig von örtlichen Überflutungsrisiken – Maßnahmen der vorsorgenden Schadensbegrenzung im Vordergrund.“

Nach HATZFELD ET AL. (2008) entstehen Starkniederschläge meist durch konvektive Vorgänge und treten häufig in Verbindung mit Gewittern auf. Als Konvektion werden in der Meteorologie Vertikalbewegungen von Luftpaketen bezeichnet. Luft, die wärmer und aufgrund der damit einhergehenden geringeren Dichte leichter als die Umgebungsluft ist, steigt auf; Kaltluftpakete mit einer größeren Dichte als ihre Umgebung sinken ab. Bei der Aufwärtsbewegung der warmen Luftpakete (Hebevorgang) dehnen sich diese aus und kühlen dabei ab (Wärmetransport). Bei Erreichen des Kondensationsniveaus sinkt die Temperatur unter den Taupunkt und es kommt zu Wolkenbildung (KLOSE, 2008; HÄCKEL, 2012).

Nach HATZFELD ET AL. (2008) kann zwischen drei Erscheinungsformen konvektiver Niederschläge unterschieden werden (vgl. Abbildung 2.1):

- Luftmassen induzierte Konvektion (Luftmassengewitter): durch Sonneneinstrahlung wird warme, feuchte Luft vom Boden her stark labilisiert, es kommt zu einer massiven Konvektion (Aufwärtsbewegung der erhitzten Luftpakete), Wärmegewitter (HÄCKEL, 2012)
- Frontal induzierte Konvektion (Frontgewitter): treten an der Grenze zu heranrückenden Kalt- oder selten auch Warmfronten auf (HÄCKEL, 2012)
- Orographisch induzierte Konvektion (orographische Gewitter): Luft gleitet auf ein orographisches Hindernis auf (z. B. Gebirgszug)

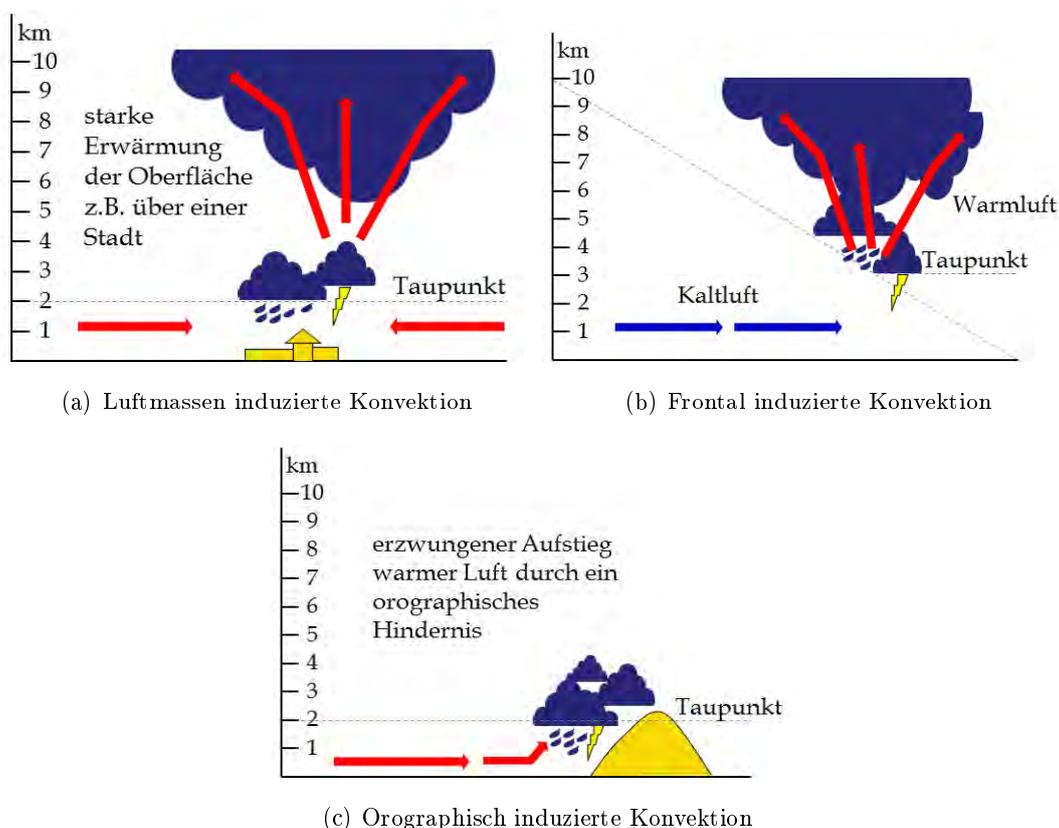


Abbildung 2.1: Erscheinungsformen konvektiver Niederschläge nach HATZFELD (2006)

Der Deutsche Wetterdienst entwickelt und betreibt für verschiedene Anwendungen numerische Wettervorhersagemodelle (NWV-Modelle). Zur Beschreibung der physikalischen Prozesse in der Atmosphäre und am Erdboden werden die Modellgleichungen für ein definiertes Zeit- und Raumgitter gelöst. Prozesse, deren räumliche und zeitliche Struktur unterhalb der Auflösung der Modellgitter liegen, so genannte sub-skalige Prozesse, wie z. B. Konvektion, müssen für eine realitätsnahe Simulation parametrisiert werden (DWD, 2016A). Starkniederschläge sind mit den

aktuellen Wettervorhersagemodellen deshalb nur schwer vorherzusagen. Die Vorhersagemodelle ICON und COSMO-EU des deutschen Wetterdienstes können mit einer räumlichen horizontalen Auflösung von 13 km bzw. 7 km konvektive Vorgänge aufgrund der geringen räumlichen Ausdehnung (Durchmesser der Gewitterzellen: wenige Kilometer, Lebensdauer: etwa eine Stunde) nicht explizit auflösen, sodass eine physikalische Parametrisierung dieser Prozesse notwendig wird (Konvektionsparametrisierung).

Die horizontale Auflösung des Vorhersagemodells COSMO-DE, ebenfalls betrieben vom Deutschen Wetterdienst, beträgt 2,8 km. Nach DWD (2016B) kann mit diesem Modell auch die atmosphärische Konvektion näherungsweise simuliert werden, sodass auf eine Konvektionsparametrisierung teilweise verzichtet werden kann. Der Vorteil ist, dass der Lebenszyklus der Gewitterwolken, geprägt durch die Entstehung, das Ausregnen, den Zerfall und eine eventuelle Erzeugung neuer Gewitterzellen, realistischer beschrieben werden kann. Allerdings sind in diesem Fall nur relativ kurze Vorhersagezeiten sinnvoll. Mit COSMO-DE werden alle 3 Stunden neue 27-Stunden-Vorhersagen berechnet (DWD, 2016B).

Nach dem aktuellen Synthesebericht des Zwischenstaatlichen Ausschusses für Klimaänderungen hat die Anzahl starker Niederschlagsereignisse insbesondere in Nord-Amerika und Europa zugenommen (IPCC, 2014). Es wird als sehr wahrscheinlich angenommen, dass extreme Niederschlagsereignisse intensiver werden und in ihrer Anzahl zunehmen. IPCC (2014) weist darauf hin, dass der Klimawandel zu erhöhten Gefahren durch extreme Niederschläge im urbanen Raum führen kann.

2.2 Sturzfluten

Sturzfluten sind meist auf kleine Gebiete begrenzte Überschwemmungen, die aus Starkregenereignissen resultieren. Im Gegensatz zu Flussüberschwemmungen, die vorrangig in Gewässernähe auftreten und bei denen die gefährdeten Bereiche in der Regel bekannt sind und eine entsprechende Vorwarnzeit gegeben ist, können starkregeninduzierte Überschwemmungen überall und unvermittelt vorkommen – auch fernab von Gewässern (KRON, 2009). Bei für Starkregenereignisse charakteristisch hohen Niederschlagsintensitäten bleibt dem Niederschlagswasser in der Regel nur der Abfluss an der Oberfläche, da:

- bei einem hohen Versiegelungsgrad in Stadtgebieten eine Versickerung nur begrenzt möglich ist,
- die Aufnahmefähigkeit des Bodens in Außengebieten schnell erschöpft ist bzw. bei sehr trockenem Boden die Infiltrationsrate stark begrenzt ist und

- die herkömmlichen Entwässerungssysteme (Kanäle) aus technischen und wirtschaftlichen Gründen nicht auf solche Extremereignisse dimensioniert werden können.

In diesem Fall kann das Oberflächenwasser unkontrolliert über Straßen zu Geländetiefpunkten abfließen und Gebäude, Grundstücke und Infrastrukturen überfluten (BWK, 2013). Nach DOSWELL ET AL. (1996) hängt die Entstehung einer Sturzflut nicht nur von der Niederschlagsintensität ab, sondern im Wesentlichen auch von der Größe und der Topographie des Einzugsgebietes, dem Anteil an versiegelter Fläche sowie dem Wassersättigungsgrad des Bodens durch vorangegangene Niederschlagsereignisse. Zwei Sturzfluttypen lassen sich dabei nach HATZFELD (2006) unterscheiden:

- Sturzfluten im Mittelgebirge/Gebirge und
- Sturzfluten im Flachland.

Die Abflusscharakteristik bei Sturzfluten im steilen Gelände ist geprägt durch hohe Fließgeschwindigkeiten, sodass auch Sturzfluten in Stadtgebieten auftreten können, in denen es gar nicht geregnet hat, das Wasser aber aus angrenzenden Gebieten oberflächlich zufließt (KRON, 2009). Nach SCHLENKHOFF & OERTEL (2009) besitzt dieser Sturzfluttyp insbesondere durch die hohen auftretenden dynamischen Kräfte und durch eine große Menge an mitgeführtem Material ein hohes Schadenspotential. Sturzfluten im Flachland sind hingegen durch Oberflächenabflüsse mit geringen Fließgeschwindigkeiten bis hin zu ruhenden Wassermassen geprägt. Schäden können dabei besonders in Senkenlagen durch teilweise metertief anstehende Wassermassen entstehen.

Nach KRON (2009) ergibt sich für die Summe aller Schäden durch lokale Überschwemmungen nach Starkregenereignissen in den vergangenen Jahren etwa die gleiche Schadenssumme wie für die großen Flusshochwässer, da das Überschwemmungsrisiko fernab von Gewässern in der Regel unterschätzt wird und entsprechende Schutzmaßnahmen bisher gar nicht oder nur in geringem Maße vorhanden sind. Nach MUNICHRE (2017) ereignete sich im Frühjahr 2016 nach zahlreichen Starkregenereignissen der drittgrößte Überschwemmungsschaden in Deutschland.

3 Siedlungsentwässerung

3.1 Typisches kommunales Entwässerungssystem

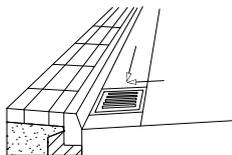
Kommunale Entwässerungssysteme umfassen nach DIN EN 752 (2017) die gesamte Infrastruktur für das Management von Schmutz- und Regenwasser in der bebauten Umwelt und haben die Aufgabe, anfallendes Abwasser (Schmutz- und Niederschlagswasser) von Grundstücken aus Gründen der öffentlichen Gesundheit und der Hygiene zu entfernen, Überflutungen in Siedlungsgebieten zu vermeiden und die Umwelt zu schützen. Das Abwasser ist in Abwasserleitungen und -kanälen, die Teil des Entwässerungssystems sind, zu sammeln und zu Kläranlagen oder aufnehmende Gewässer weiterzuleiten. Die Entwässerung von Siedlungen erfolgt in Misch-, Trenn- oder modifizierten Verfahren.

- **Mischsystem:** gemeinsame Ableitung von Schmutz- und Niederschlagswasser im gleichen Leitungs-/Kanalsystem (DIN EN 752, 2017)
- **Trennsystem:** getrennte Ableitung von Schmutzwasser (Schmutzwasserkanal) und Niederschlagswasser (Regenwasserkanal oder offener Kanal) (DIN EN 752, 2017)
- **modifiziertes Entwässerungssystem:** nicht schädlich verunreinigtes Niederschlagswasser wird weitgehend durch dezentralen Rückhalt, Versickerung und möglichst getrennte Ableitung des verbleibenden Abflussanteils von der Kanalisation ferngehalten (DWA-A 118, 2006)

Niederschlagswasser, das im Straßenraum an der Oberfläche abfließt (Regenabfluss), soll nach FGSV (2005) in Straßenrinnen, die entlang oder zwischen Verkehrsflächen angelegt sind, gesammelt und von dort aus zu den Straßenabläufen weiter geleitet werden. Auch Niederschlagswasser von unbefestigten Verkehrsflächen darf den Straßenrinnen zugeführt werden. Es wird in der Regel zwischen offenen und geschlossenen Rinnen unterschieden, wobei es jeweils unterschiedliche Ausführungsvarianten gibt. In Abbildung 3.1 sind die unterschiedlichen Rinnenformen dargestellt.

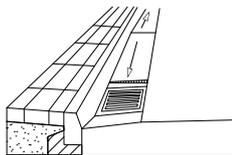
Offene Rinnen

Bordrinne



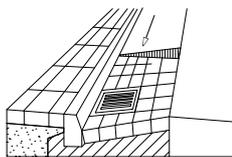
Längs- und Querneigung der Rinne sind identisch mit der der Fahrbahn, Rinne gehört zur Fahrbahn

Pendelrinne



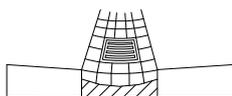
Querneigung nimmt von einem Hochpunkt zu den Straßenabläufen hin zu, gehört nicht zur Fahrbahn

Spitzrinne



neben Fahrbahn oder Randstreifen, $b_R = 0,5 - 0,9$ m, gehört nicht zur Fahrbahn, Längsneigung Rinne = Fahrbahn, Querneigung: 7 - 15 %

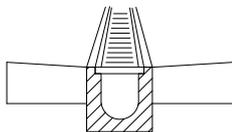
Muldenrinne



zwischen unterschiedlichen Verkehrsflächen, $b_R = 0,5 - 1,0$ m, $0,03 \text{ m} \leq h_R \leq b/15$, gepflastert

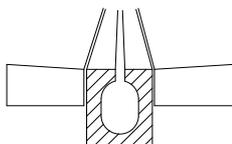
Geschlossene Rinnen

Kastenrinne



Fertigteile, mit Rosten abgedeckt, Gefälle unabhängig von dem der Fahrbahn, Einbau quer zur Fließrichtung

Schlitzrinne



obenliegender Schlitz, nicht für Flächen mit Fahrradverkehr geeignet

Abbildung 3.1: Straßenrinnenformen nach FGSV (2005)

Über Straßenabläufe wird das Niederschlagswasser in das unterirdische Entwässerungssystem eingeleitet. Straßenabläufe bestehen nach FGSV (2005) aus Aufsatz und Unterteil, dargestellt in Abbildung 3.2.

Unterschieden wird zwischen Aufsätzen, in die das Wasser von oben (Pult- und Rinnenaufsatz), seitlich (Seitenablauf) oder von oben und seitlich (Kombiaufsatz) hineinfließt (siehe Abbildung 3.3).

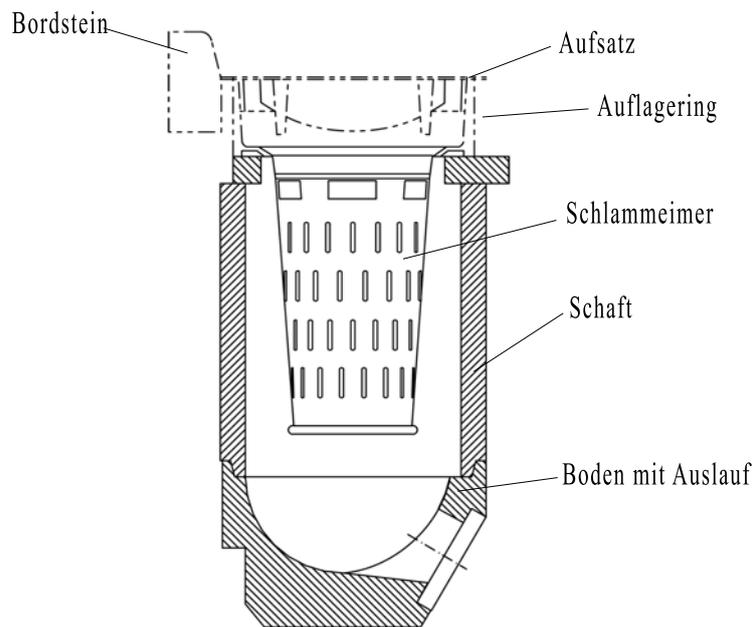


Abbildung 3.2: Straßenablauf für Trockenschlamm nach DIN 4052 (2006)

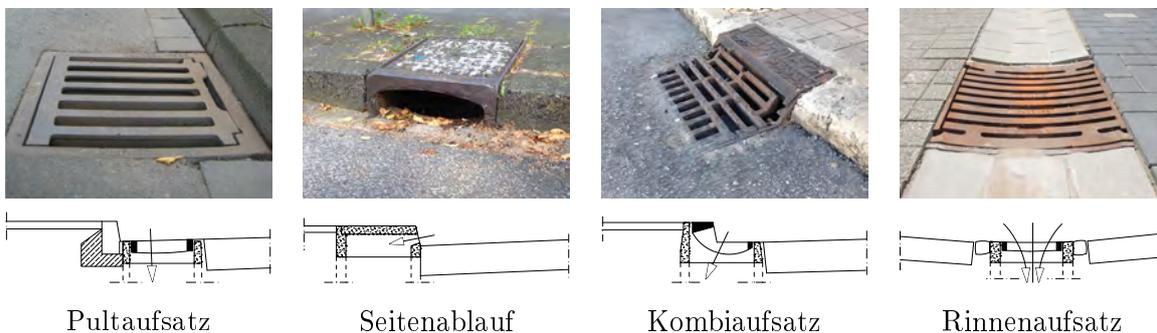


Abbildung 3.3: Aufsatztypen für Straßenabläufe (unten: verändert nach FGSV (2005))

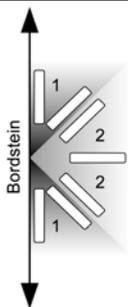
Eine Klassifizierung der Aufsätze erfolgt nach DIN EN 124 (2015) in Abhängigkeit der Tragfähigkeit des Aufsatzes und des Einsatzbereiches (siehe Tabelle 3.1).

Der Einlaufquerschnitt des Straßenablaufs ist definiert als die gesamte wirksame Wasserdurchflussfläche des Aufsatzes. Nach DIN EN 124 (2015) muss auf eine ausreichende hydraulische Leistung des Rostes durch eine geeignete Wahl der Schlitzbreiten geachtet werden. Die Schlitzze sollen gleichmäßig über die lichte Fläche verteilt sein und die Wasserdurchtrittsfläche soll mindestens 30 % der lichten Fläche betragen.

Tabelle 3.1: Klassifizierung von Straßenablauf-Aufsätzen nach DIN EN 124 (2015)

Klasse	Prüfkraft	Einsatzbereich
A 15	15 kN	Flächen ausschließlich für Fußgänger und Radfahrer
B 125	125 kN	Gehwege, Fußgängerzonen, PKW-Parkflächen oder -decks
C 250	250 kN	Aufsätze im Bordrinnenbereich von Straßen
D 400	400 kN	Fahrbahnen von Straßen, Seitenstreifen von Straßen, Parkflächen, die für alle Arten von Straßenfahrzeugen zugelassen sind
E 600	600 kN	Hafenanlagen, Flugbetriebsflächen
F 900	900 kN	Flugbetriebsflächen

Tabelle 3.2: Schlitzmaße nach DIN EN 124 (2015) für Pult-, Rinnen und Kombiausätze

Öffnungen		Klasse	Breite mm	Länge mm	
Gerade Schlitzze		Position 1 & 2	8 - 18	-	
			> 18 - 25	≤ 170	
		Position 1	C 250 - F 900	16 - 32	≤ 170
		Position 2	C 250	16 - 42	-
D 400 - F 900	20 - 42		-		
Gekrümmte Schlitzze		A 15 & B 125	≤ 25		
		C 250 - F 900	≤ 42		

Für die Unterteile gibt es Ausführungsvarianten für Trocken- (mit Schlammeimer) oder Nassschlamm (mit Schlammfang). Betonteile und Eimer für Straßenabläufe sind in DIN 4052 (2006) definiert.

3.2 Bemessungsgrundlagen

Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden werden in Deutschland aktuell in der Europäischen Norm DIN EN 752 „Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden – Kanalmanagement“ geregelt. Die Bemessungsanforderung an Regenwasserleitungen und -kanäle bzw. Abwasserleitungen und -kanäle zielt auf die Begrenzung von kanalindizierten Überflutungen ab, vollständiger Überflutungsschutz bei sehr starken Regenfällen ist weder aus wirtschaftlicher noch aus technischer Sicht möglich. Kanalindizierte Überflutungen sind nach DIN EN 752 (2017) definiert als ein „Zustand, bei dem Abwasser aus einem Entwässerungssystem entweichen oder nicht in dieses eintreten kann und entweder auf der Oberfläche verbleibt oder von der Oberfläche her in

Gebäude eindringt". Basierend auf einer ortsbezogenen Risikoabschätzung, die die Auswirkungen einer Überflutung auf Personen und Sachgüter beinhaltet, sind Bemessungsregenereignisse und Überflutungshäufigkeiten festzulegen.

Nach DIN EN 752 (2017) wird zwischen zwei Bemessungsverfahren unterschieden. Beim einfachen Bemessungsverfahren werden Bemessungsregenhäufigkeiten für relativ häufige Ereignisse angesetzt. Es wird angenommen, dass die Rohre und Kanäle vollgefüllt sind und keine Überlastung auftritt. In Bereichen, wo Schäden oder Risiken zu erwarten sind, wird ein komplexeres Verfahren mit Abflusssimulation im Kanalnetz empfohlen. Hierfür wird anstelle der Regenhäufigkeit die Überflutungshäufigkeit als begrenzendes Kriterium angesetzt. Es wird darauf hingewiesen, dass der Oberflächenabfluss durch umfassende Untersuchungen zu berücksichtigen ist (computergestützte Modelle zur Abflusssimulation). Außerdem sind die Bemessungskriterien so zu wählen, dass mögliche Auswirkungen des Klimawandels in Betracht gezogen werden.

Im Arbeitsblatt DWA-A 118 „Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen“ (DWA-A 118, 2006) wird für alle Kanäle, Leitungen und offenen Gerinne der Nachweis der Überstauhäufigkeit und der Nachweis der Überflutungssicherheit gefordert. Es wird darauf hingewiesen, dass die Entwässerungssysteme aus wirtschaftlichen Gründen keinen absoluten Schutz vor Überflutungen durch Regen gewährleisten können, sondern ein angemessener „Entwässerungskomfort“ sicherzustellen ist. Da es zum Zeitpunkt der Erstellung des Arbeitsblattes mit der vorhandenen Modelltechnik noch nicht möglich war, die Überflutung an der Oberfläche nachzubilden, wird in DWA-A 118 (2006) neben dem in DIN EN 752 (2017) definierten Überflutungsbegriff als weitere Zielgröße der Überstau eingeführt. Bei einem Überstau überschreitet der Wasserstand in der Kanalisation ein definiertes Bezugsniveau – häufig die Geländeoberkante (z. B. Höhe der Schachtabdeckungen). In der rechnerischen Nachweisführung verbleibt das Überstauvolumen so lange an der Oberfläche, bis der Kanal wieder leer ist und das Wasser an der Stelle, an der es ausgetreten ist, wieder in den Kanal gelangen kann, ohne vorher an der Oberfläche abzufließen. Nach DWA-A 118 (2006) wird empfohlen, zunächst den Nachweis der Überstauhäufigkeit zu führen und im Anschluss die Überflutungssicherheit unter Berücksichtigung der örtlichen Gegebenheiten zu prüfen. In Tabelle 3.3 sind die nach DIN EN 752 (2017) und DWA-A 118 (2006) empfohlenen Bemessungsregen- und Überstauhäufigkeiten und in Tabelle 3.4 die nach DIN EN 752 (2017) empfohlenen Überflutungshäufigkeiten zusammengefasst.

In DIN EN 752 (2017) wird gefordert, die „Regenwasserzuflüsse so zu planen, dass die ausreichende Ableitung des Regenabflusses von undurchlässigen Flächen in Regenwasserleitungen und -kanäle sichergestellt wird“. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, die hydraulische Leistungsfähigkeit der Schnittstelle zwischen undurchlässiger, zu entwässernder Fläche, wie Straßen und

Tabelle 3.3: Bemessungskriterien für den Nachweis von Entwässerungssystemen

	Bemessungsregen (DIN EN 752, 2017)	Überstauhäufigkeit bei Neuplanung bzw. nach Sanierung (DWA-A 118, 2006)
Ort	Jährlichkeit T [a]	Jährlichkeit T [a]
ländliche Gebiete	1	2
Wohngebiete	2	3
Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete	5	seltener als 5
Unterirdische Verkehrs- anlagen, Unterführungen	10	seltener als 10

Parkplätze, und dem Entwässerungssystem in der Bemessung der Abwasserleitungen und -kanäle, d. h. die hydraulische Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen, zu berücksichtigen.

Die Richtlinie für die Anlage von Straßen – Teil Entwässerung (RAS-Ew, FGSV, 2005) ist ein technisches Regelwerk zur Planung der Entwässerung von Straßen, herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V. Die Richtlinie enthält Tabellenwerke, die die hydraulische Leistungsfähigkeit von drei standardmäßig eingesetzten Straßenabläufen berücksichtigen. Nach FGSV (2005) sind die Entwässerungssysteme von Straßen so zu bemessen, dass sie im „Normalfall“ das zufließende Wasser aufnehmen und schadlos ableiten können. Für den „Normalfall“ werden Wiederkehrzeiten zwischen $T = 1$ a und $T = 5$ a bei einer Entwässerung über Rohrleitungen, Mulden, Seitengräben oder Straßentiefpunkte empfohlen.

Tabelle 3.4: Bemessungskriterien für kanalindizierte Überflutungen nach DIN EN 752 (2017)

Ort	Jährlichkeit T [a]
Orte abseits von Gebäuden	1
Agrarland	2
Offene Flächen öffentlicher Einrichtungen	3
Straßen oder offene Flächen, an Gebäude angrenzend	5
Überflutungen in genutzten Gebäuden (Ausnahme: Kellerräume)	10
Hohe Überflutungen in genutzten Kellerräumen, Unterführungen	30
Kritische Infrastruktur	50

3.3 Ansätze für den Überflutungsschutz

Nach BUTLER & DAVIES (2011) ergibt sich als Resultat des Klimawandels die Notwendigkeit, vermehrt nachhaltige Entwässerungssysteme (SUDS = Sustainable Urban Drainage Systems) in der Stadtenwässerung umzusetzen. Das erhöhte Niederschlagsvolumen – und damit ein erhöhter Regenabfluss – führt zu häufigeren Überlastungen, Überschwemmungen und Sachschäden. Mögliche Lösungsansätze sind nach den Autoren z. B. der Einsatz von Infiltrationsanlagen, die vorübergehende Speicherung und Wiederverwendung des Niederschlagswassers an der Oberfläche oder die gezielte Abführung des Regenabflusses auf der Straße im sogenannten *major-minor system*. Das *minor system* umfasst die typischen Entwässerungseinrichtungen wie Straßenabläufe und unterirdische Kanalsysteme. Das *major system* beschreibt das oberirdische Entwässerungssystem, das z. B. aus Straßen oder Wegen, die im Überschreitungsfall planmäßig für den Regenabfluss genutzt werden, oder aus Flächen, auf denen vorübergehend das Wasser gespeichert wird, wie z. B. Parkplätze, besteht. Nach FRATINI ET AL. (2012) ist der *major-minor system*-Ansatz in Europa noch nicht so weit verbreitet, wie z. B. in Australien, wo das Niederschlagswasser schon seit jeher planmäßig an der Oberfläche abgeführt wird. Um diese Ansätze z. B. auch in Deutschland zu etablieren, müssen zunächst rechtliche Fragestellungen geklärt werden.

Nach DWA (2008) und BWK (2013) wird zwischen drei Elementen des Überflutungsschutzes unterschieden (vgl. Abbildung 3.4). Während in den Grenzen des Bemessungsregens die öffentlichen Entwässerungssysteme zum Tragen kommen und zu einer Überstaufreiheit führen, muss bei Ereignissen oberhalb des Bemessungsregens z. B. der temporäre Einstau von Verkehrs- und Freiflächen möglich werden. Erst bei außergewöhnlichen Ereignissen müssen private und öffentlich technische und konstruktive Objektschutzmaßnahmen greifen. Nach DWA-M 119 (2016) sind seltene Starkregen definiert als Regenereignisse mit Wiederkehrintervallen oberhalb der maßgebenden Überstau-Wiederkehrzeiten, aber unterhalb der maßgebenden Überflutungs-Wiederkehrzeit (vgl. Tabelle 3.3 und 3.4). Außergewöhnliche Starkregen werden definiert als Regenereignisse mit Wiederkehrzeiten oberhalb der Überflutungs-Wiederkehrzeiten.



Abbildung 3.4: Elemente des Überflutungsschutzes nach DWA (2008) und BWK (2013)

DIGMAN ET AL. (2014) definieren in Abhängigkeit des Regenereignisses vier Elemente des Überflutungsschutzes (vgl. Abbildung 3.5). Tägliche Niederschlagsereignisse stellen den Normalbetrieb dar. Bis zum Erreichen des Bemessungsregens werden Überflutungen vermieden, die Siedlungsentwässerung erfolgt innerhalb der Bemessungsgrenzen. Im Überschreitungsfall des maßgebenden Bemessungsregens werden entsprechende Entwässerungskonzepte notwendig, um das oberflächlich abfließende Niederschlagswasser möglichst schadlos einem Vorfluter oder Retentionsflächen zuzuführen. Bei Extremereignissen müssen Notfallkonzepte vorhanden sein, um die Schäden möglichst gering zu halten, z. B. technische Objektschutzmaßnahmen.

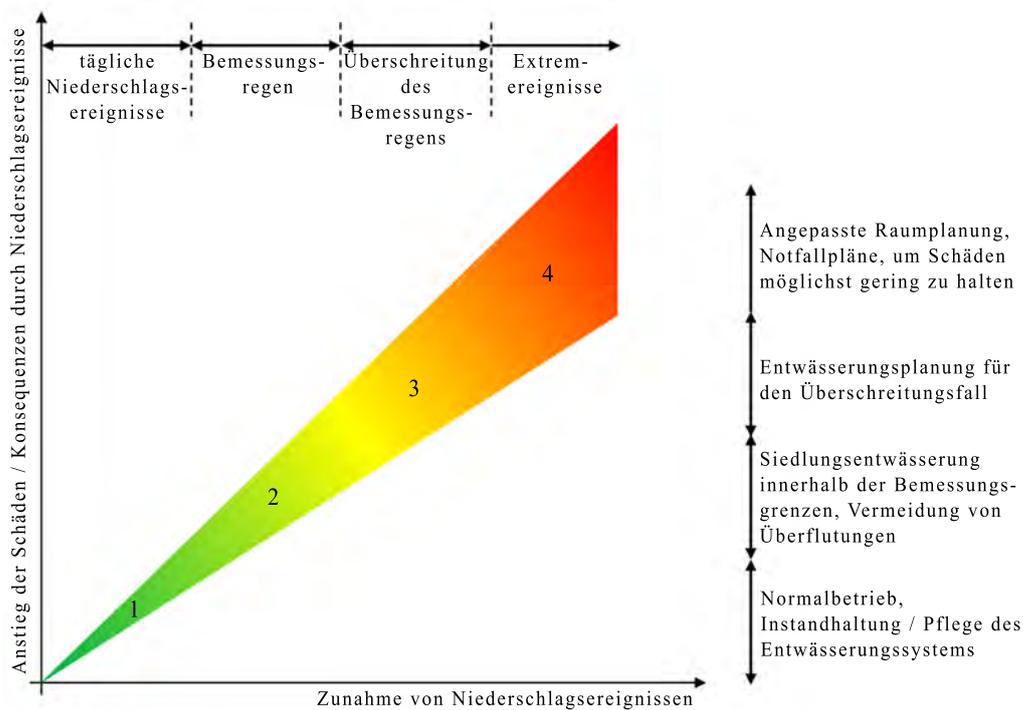


Abbildung 3.5: Vier-Elemente-Ansatz zum Umgang mit verschiedenen Regenereignissen nach DIGMAN ET AL. (2014)

Nach DWA-M 119 (2016) können die Komponenten des Hochwasserrisikomanagements für Flusshochwasser auf Überflutungen aus Starkregen übertragen werden. Der Überflutungsschutz und die Überflutungsvorsorge werden dabei allgemein als kommunale Gemeinschaftsaufgabe angesehen. Methodische Ansätze zur Gefährdungsanalyse werden in Kapitel 4.1 beschrieben.

4 Stand der Forschung

4.1 Überflutungsberechnungen

Nach DWA (2013) ist es notwendig, überflutungsgefährdete Bereiche zu lokalisieren und Maßnahmen zum Überflutungsschutz vorzunehmen. Bisher wird aufgrund begrenzter Möglichkeiten häufig nur der Überstaunachweis geführt (siehe Kapitel 3.2). Mit den herkömmlichen Methoden werden Überstaupunkte und das austretende Wasservolumen ermittelt, nicht jedoch die Abflussvorgänge an der Oberfläche. Die zusätzliche Betrachtung des Oberflächenabflusses findet aktuell zunehmend in der Praxis Anwendung.

Nach DIN EN 752 (2017) ist eine Überflutungsprüfung durchzuführen. Neueste Entwicklungen erlauben zum einen die Simulation des auf der Oberfläche abfließenden Niederschlagwassers unter Berücksichtigung der räumliche Verteilung eines Starkregenereignisses (Starkregenzellen: begrenzte räumliche Ausdehnung), zum anderem die Betrachtung der Interaktion zwischen Oberfläche und Kanalnetz.

Im Folgenden sind Verfahren zur Überflutungsbetrachtung gegeben, die in ihrer Komplexität zunehmen:

- Ortsbegehung
- GIS-basierte Ansätze
- Straßenprofilmethode
- 2D-Simulation des Oberflächenabflusses
- gekoppelte Modelle

Mit zunehmendem Detaillierungsgrad / zunehmender Genauigkeit der Verfahren nimmt auch der Bearbeitungsaufwand, die Anforderungen an die Datengrundlage sowie die Rechenzeit bei computergestützten Verfahren zu.

Mit GIS-gestützten Verfahren werden Fließwege aufgrund der Topographie ermittelt und / oder eine Volumenbilanzierung durchgeführt (Senken). Eine Berechnung von Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten erfolgt nicht.

Die Straßenprofilmethode ist ein eindimensionales Berechnungsverfahren basierend auf den Saint-Venant Gleichungen (wie bei 1D Kanalnetzmodell) zur Ermittlung der Fließwege im Straßenbereich. Eindimensionale Kanalnetzmodelle werden durch Oberflächenelemente ergänzt, die Kopplung erfolgt an Schächten und Straßenabläufen.

Mithilfe zweidimensionaler numerischer Simulationen des Oberflächenabflusses können Überflutungsflächen mit zugehörigen Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen berechnet werden. Überflutungsberechnungen im urbanen Raum sind charakterisiert durch hohe Fließgeschwindigkeiten bei geringen Fließtiefen und einer relativ glatten Oberfläche. Eine hohe räumliche Auflösung wird notwendig, um mikroskalige Strukturen (Bordsteine, Mauern, etc.) abbilden zu können. Die Anwendungsgrenzen weichen deutlich von Überflutungsberechnungen aus Flusshochwässern ab, so dass die Anwendbarkeit hydraulischer zweidimensionaler Simulationsprogramme, die in der Regel auf der Flachwassergleichung oder einem vereinfachten Diffusionswellenansatz basieren, z. B. von OZDEMIR ET AL. (2013), HUNTER ET AL. (2008) und MIGNOT ET AL. (2006) untersucht wurden. Die Anwendbarkeit wurde durch Vergleiche mit tatsächlich aufgetretenen Ereignissen nachgewiesen, Unsicherheiten in den berechneten hydraulischen Größen sind jedoch zu berücksichtigen.

Wenn keine verknüpfte Abflussberechnung im Kanalnetz vorgenommen wird, können nach DWA (2013) die mit einer vorangegangenen klassischen Kanalnetzberechnung ermittelten Überstauschächte als Belastung für die Abflussberechnung an der Oberfläche, z. B. als Quellen, angesetzt werden.

Gekoppelte Berechnungen berücksichtigen die zeitgleichen Abflussvorgänge im Kanalnetz (eindimensional) und an der Oberfläche (zweidimensional) und den Austausch zwischen beiden Systemen, z.B. DYNA/GeoCPM (TANDLER.COM GMBH, 2017), MikeFlood (DHI, 2017), Hystem-Extran 2D (ITWH GMBH, 2015) und SIPSON + UIM (DJORDJEVIĆ ET AL., 2005). Die Kopplung erfolgt in der Regel bidirektional an Knotenpunkten, d. h. der Volumenaustausch findet in beide Richtungen, von der Oberfläche in das Kanalnetz und/oder aus diesem wieder heraus, statt (Abbildung 4.1). Dabei kann zwischen drei Zuständen unterschieden werden: a) rückstaufreier Abfluss von der Oberfläche in die Kanalisation, b) rückgestauter Abfluss von der Oberfläche in die Kanalisation und c) Austritt von Wasser aus der Kanalisation an die Oberfläche.

Der Zustrom in das Kanalnetz an Schächten oder Straßenabläufen bei rückstaufreiem Zustand wird dabei mithilfe unterschiedlicher Ansätze berechnet, die häufig auf dem Ansatz eines Wehr-

überfalls basieren. Außerdem erfolgt eine Begrenzung durch eine maximale Aufnahmefähigkeit der Straßenabläufe.

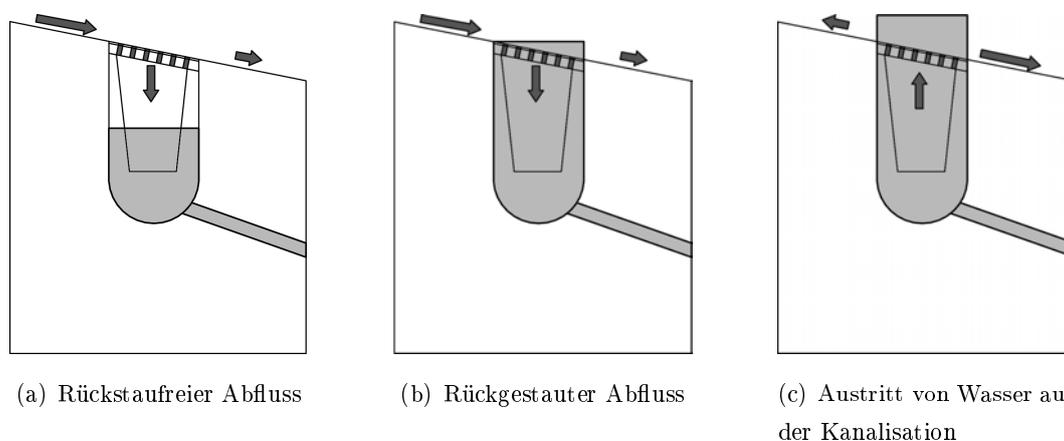


Abbildung 4.1: Hydraulische Zustände der Interaktion zwischen Oberfläche und Kanalisation an Straßenabläufen, verändert nach DJORDJEVIĆ ET AL. (2005)

4.2 Leistungsfähigkeit und Effizienz von Straßenablauf-Aufsätzen im rückstaufreien Zustand

Die hydraulische Leistungsfähigkeit der Straßenablauf-Aufsätze ist definiert als der Abfluss durch den Aufsatz Q_I . Die Effizienz E gibt das Verhältnis des Abflusses Q_I zum gesamten zufließenden Regenabfluss Q an:

$$E = \frac{Q_I}{Q} \quad (4.1)$$

LI ET AL. (1951) unterteilt die in der Literatur verfügbaren Ergebnisse in zwei Klassen:

- Kalibrierung eines bestimmten Aufsatzes, Ergebnisse gelten nur für die untersuchten Randbedingungen, z. B. LARSON (1947), CASSIDY (1966), NEMECEK (1967), BURGI & GOBER (1977).
- Allgemeingültiger Ansatz in Abhängigkeit von der Aufsatzgeometrie und den Abflussbedingungen auf der Straße, z. B. SPALIVIERO ET AL. (2000).

LARSON (1947) identifiziert bereits Mitte des 20. Jahrhunderts den Mangel an Informationen bezüglich der Leistungsfähigkeit von *grate inlets* (Gitterrost bei Pult- oder Rinnenaufsätzen) und

verweist auf frühere Untersuchungen an der North Carolina Engineering Experiment Station. Die Intention der in LARSON (1947) beschriebenen Versuchsreihe war es, die Leistungsfähigkeit vorhandener Aufsätze mittels physikalischer Versuche zu bestimmen sowie den Einfluss durch Verlegung zu beschreiben und einen optimierten Aufsatz im Hinblick auf die Steigerung der Leistungsfähigkeit sowie *self-cleaning*-Eigenschaften zu entwickeln. In allen Versuchsläufen lagen schießende Abflussbedingungen vor. LARSON (1947) gibt als maßgebende Einflussgrößen neben den Abflussbedingungen oberhalb des Rostes die Aufsatzbreite B_A sowie die effektive Länge der einzelnen Öffnungen in Fließrichtung an. Ergebnis der Untersuchungen sind Graphen mit den ermittelten Leistungsfähigkeiten der untersuchten Aufsätze in Abhängigkeit der Abflussbedingungen auf der Straße.

Nach LI ET AL. (1951) beeinflussen bei Pultaufbauten mit Längsstreben folgende Parameter die Leistungsfähigkeit:

- Fließgeschwindigkeit v und Wassertiefe h unmittelbar oberhalb des Aufsatzes
- Länge L_A und Breite B_A des Aufsatzes
- Breite der Streben
- Erdbeschleunigung g

Die Autoren entwickelten im Rahmen einer Dimensionsanalyse einen empirischen Ansatz zur Bestimmung der Rost-Mindestlänge, um das gesamte zufließende Wasser aufzunehmen. Nach LI ET AL. (1951) besitzen Roste mit Querstreben eine geringere Leistungsfähigkeit als Roste mit Längsstreben und wurden deshalb von den Autoren nicht weiter untersucht. Eine gegensätzliche Aussage trifft NEMECEK (1967), der die Leistungsfähigkeit realer Pultaufbauten bei Einsatz in einer Spitzrinne untersucht und Aufsätze mit Querstreben als besonders leistungsstark identifiziert.

CASSIDY (1966) definiert basierend auf physikalischen Modellversuchen folgende Einflussgrößen:

$$Q_I = \phi(Q, \rho, \gamma, B_A, L_A, h, \beta, S_T, S_L) \quad (4.2)$$

mit β = dimensionslose Variable, um die Geometrie des Aufsatzes zu beschreiben, ρ = Dichte von Wasser, γ = Wichte von Wasser. In Grafiken gibt der Autor die Effizienz E in Abhängigkeit der Froudezahl des Oberwassers für verschiedene Querneigungen an, die Längsneigung ist nicht mehr explizit enthalten und findet nur in den hydraulischen Größen h und v Berücksichtigung.

Die Bemessungsgrundlage für die in Deutschland gültige Richtlinie für die Anlage von Straßen – Teil Entwässerung (RAS-Ew, FGSV, 2005) basiert auf physikalischen Modellversuchen an der TU Darmstadt. THIELE (1983) entwickelt basierend auf Leistungsfähigkeitsuntersuchungen

Vorschläge zur Dimensionierung von Entwässerungssystemen (Entwurfstabellen) bei Straßenneu- und -umbauten unter dem Gesichtspunkt der Einhaltung sicherheitstechnischer Restriktionen, wie z. B. die Abflussbreite des Wassers auf der Straße sowie wirtschaftlichen Faktoren. Der Autor berücksichtigt im Rahmen seiner Versuche neben dem in der Straßenrinne abfließenden Niederschlagswasser auch einen seitlichen Zufluss. Drei Pultaufsätze wurden untersucht: a) 300 x 500 nach DIN 19594, b) 500 x 500 nach DIN 19583 und c) 500 x 800 (Bergstraßenaufsatz). Die Aufsätze unterscheiden sich ausschließlich durch die äußeren Abmessungen, alle Aufsätze sind durch Querstreben gekennzeichnet.

Die in Deutschland gültigen Normen (z. B. DIN 19583) beinhalten ausschließlich geometrische Vorgaben für Pultaufsätze sowie Kriterien für die Tragfähigkeit, jedoch keine Angaben zur hydraulischen Leistungsfähigkeit. Die Richtlinie RAS-Ew enthält ausschließlich Tabellenwerke mit Angaben zur hydraulischen Leistungsfähigkeit für ausgewählte Aufsätze, jedoch keinen theoretischen oder empirischen allgemeingültigen Ansatz zur Berechnung der hydraulischen Leistungsfähigkeit von in Deutschland eingesetzten Pultaufätzen.

Die im Folgenden beschriebenen allgemeingültigen Ansätze zur Berechnung der Leistungsfähigkeit von Pultaufätzen gelten für Straßen mit Gefälle (keine Senkenlage) und dreieckigem Fließquerschnitt ($W < B_R$). SPALIVIERO ET AL. (2000) geben basierend auf physikalischen Modellversuchen am Forschungszentrum HR Wallingford in England mit Pultaufätzen und Seitenabläufen folgenden empirischen Ansatz zur Berechnung der Effizienz von beliebigen Pultaufätzen an:

$$E = \beta - G \cdot \frac{Q}{h} \quad (4.3)$$

mit dem Koeffizienten $\beta \approx 102,7$, der Wassertiefe h [m], gemessen am Bordstein oberhalb des Straßenablaufs, der gesamten zufließenden Wassermenge Q [m³/s] und dem Koeffizienten G , der die Geometrie des Aufsatzes berücksichtigt und für jeden Aufsatztyp bestimmt werden muss, mit:

$$G = \frac{69}{A_g^{0,75} \sqrt{R_A}} (n_t + 1)^{0,19} (n_l + 1)^{0,07} (n_d + 1)^{0,15} \quad (4.4)$$

wobei A_g die Gesamtfläche des Aufsatzes, R_A das Verhältnis von Öffnungsfläche zu Gesamtfläche des Aufsatzes, n_t die Anzahl der Querstreben, n_l die Anzahl der Längsstreben und n_d die Anzahl der Diagonalstreben ist. Die Abflussverhältnisse im Oberwasser des Straßenablaufs, abhängig von der Längs- und Querneigung, werden durch das Verhältnis Q/h berücksichtigt.

Ein ähnlicher Ansatz, basierend auf physikalischen Modellversuchen an der Technical University of Catalonia (UPC), findet sich in GÓMEZ & RUSSO (2005) mit:

$$E = a \cdot \left(\frac{Q}{h}\right)^{-b} \quad (4.5)$$

Auch GÓMEZ & RUSSO (2005) geben die Abflussverhältnisse im Oberwasser des Straßenablaufs mit dem Verhältnis Q/h an, modifizieren die Parameter a und b aber folgendermaßen:

$$a = \frac{0,39}{A_g^{-0,35} R_A^{-0,13}} (n_t + 1)^{0,01} (n_l + 1)^{0,11} (n_d + 1)^{0,03} \quad (4.6)$$

$$b = 0,36 \frac{L_A}{B_A} \quad (4.7)$$

mit L_A = Aufsatzlänge und B_A = Aufsatzbreite.

Ein abweichender empirisch-analytischer Ansatz zur Bestimmung der Effizienz von Straßenablauf-Aufsätzen mit Pultaufsätzen ist in der in den USA gültigen Bemessungsrichtlinie Hydraulic Engineering Circular No. 22 (HEC-22, BROWN ET AL., 2009) enthalten, basierend auf Untersuchungen von BURGI & GOBER (1977):

$$E = R_w E_w + R_x (1 - E_w) \quad (4.8)$$

wobei E_w das Verhältnis des Abflusses auf der Breite des Aufsatzes zum gesamten Abfluss ist, R_w der Anteil des vom Straßenablauf aufgenommenen Abflusses des auf der Breite des Aufsatzes abfließenden Wassers ist und R_x der Anteil des vom Straßenablauf aufgenommenen Seitenabflusses zum gesamten Seitenabfluss ist. Die Abflussverhältnisse werden in diesem Ansatz über die sich einstellende Fließbreite W und die mittlere Fließgeschwindigkeit v im Oberwasser des Straßenablaufs berücksichtigt mit:

$$E_w = 1 - \left(1 - \frac{B_A}{W}\right)^{2,67} \quad (4.9)$$

$$R_w = 1 - 0,295(v - v_o) \leq 1 \quad (4.10)$$

$$R_x = \left(1 + \frac{0,0828v^{1,8}}{S_T L_A^{2,3}}\right)^{-1} \quad (4.11)$$

wobei v_o die sogenannte „splash-over“-Geschwindigkeit ist, d. h. die Geschwindigkeit, ab der das Wasser beginnt über den Aufsatz hinweg zu fließen. Zur Ermittlung von v_o bzw. von R_w sind in BROWN ET AL. (2009) Grafiken enthalten, die für ausgewählte Aufsätze gelten. Die Geometrie des Aufsatzes findet in dem beschriebenen Ansatz nur über die Länge und Breite des Aufsatzes Berücksichtigung, die Anordnung der Streben bzw. die Öffnungsfläche fließt nicht direkt mit ein (außer in v_o). GUO (2000) entwickelt basierend auf dem Ansatz nach BURGI & GOBER (1977) eine empirische Formel zur Berechnung der „splash-over“-Geschwindigkeit. Die empirischen Koeffizienten sind dabei für ausgewählte Rinnenaufsätze ausgewertet.

In Abbildung 4.2 sind die drei beschriebenen Ansätze nach SPALIVIERO ET AL. (2000), GÓMEZ & RUSSO (2005) und BROWN ET AL. (2009) beispielhaft für den häufig in Deutschland verbauten Standardaufsatz nach DIN 19583 für vier verschiedene Längsneigungen und einer Querneigung von $S_T = 2,5 \%$ ausgewertet ($\beta = 102,7$, $A_g = 0,25 \text{ m}^2$, $L_A = B_A = 0,5 \text{ m}$, $R_A = 39,2 \%$, $n_t = 5$, $n_l = 2$, $n_d = 0$, $R_w = 1,0$).

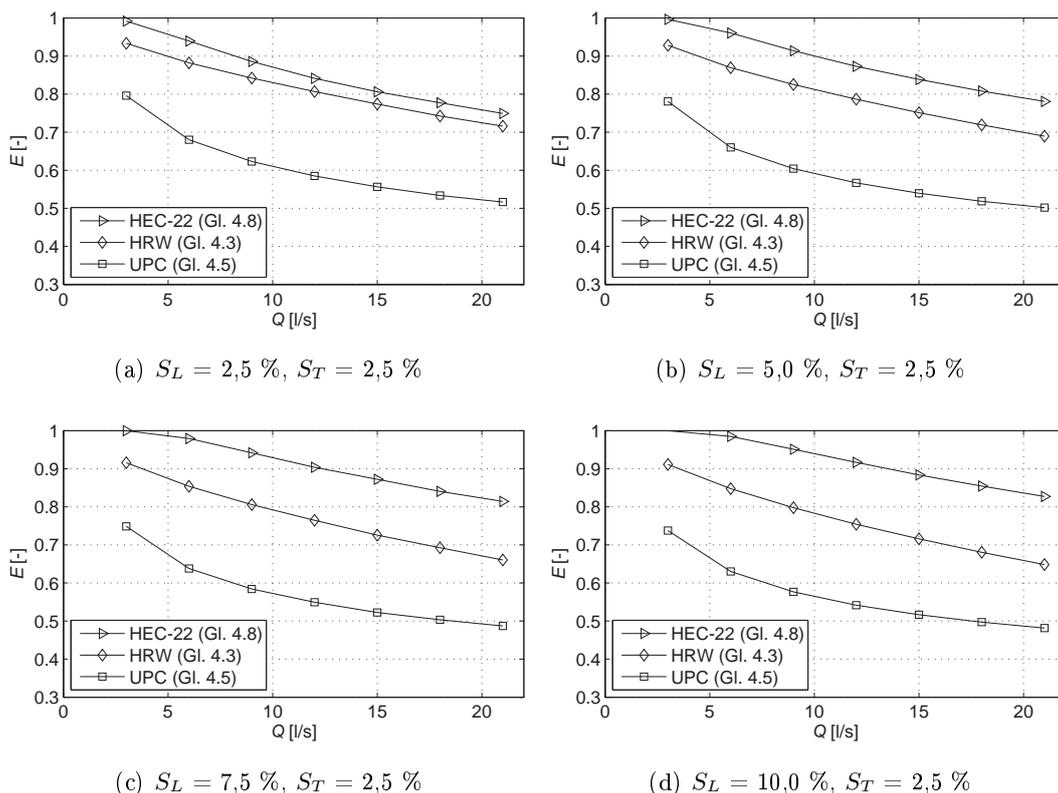


Abbildung 4.2: Vergleich der empirischen Ansätze zur Berechnung der Effizienz (Standardaufsatz nach DIN 19583)

Die nach HR Wallingford berechneten Werte weisen relative Abweichungen von den berechneten Werten mit dem Ansatz nach HEC-22 von bis zu $\epsilon = 65 \%$ auf (absolute Abweichung $\Delta_E = 0,38$).

Eine vertiefte Betrachtung der drei Ansätze im Zusammenhang mit den in dieser Arbeit durchgeführten Modellversuchen folgt in Kapitel 9.4. In Tabelle 4.1 sind die Randbedingungen der in der Literatur verfügbaren physikalischen Modellversuche zusammengefasst.

Beeinträchtigungen der Leistungsfähigkeit durch Verringerung der Öffnungsfläche aufgrund von Laub oder Schmutz wurde u. a. von LARSON (1947), BURGI & GOBER (1977), THIELE (1983), DESPOTOVIC ET AL. (2005) und GUO & MACKENZIE (2012) erwähnt.

SPALIVIERO ET AL. (2000) empfehlen Abminderungsfaktoren zwischen $m = 0,7$ und $1,0$ (keine Verlegung) mit:

$$Q_a = m \cdot Q_I \quad (4.12)$$

GUO & MACKENZIE (2012) empfehlen einen pauschalen Abminderungswert von 50 % bei einer Anordnung einzelner Aufsätze. Werden mehrere Pultaufsätze unmittelbar hintereinander angeordnet, wird eine Reduzierung des Beiwerts mit zunehmender Anzahl an vorangestellten Aufsätzen empfohlen. BROWN ET AL. (2009) geben an, dass bei relativ steilen Straßen der Einfluss durch Verlegung bei *grate inlets* zu vernachlässigen ist. Die Richtlinie für die Anlage von Straßen – Teil Entwässerung (FGSV, 2005) empfiehlt zur Berücksichtigung von Einengungen des Abflussquerschnitts durch Ablagerungen eine Erhöhung des Bemessungsabflusses mit einem Sicherheitsfaktor von 1,5.

Tabelle 4.1: Modelleigenschaften experimenteller Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen in der Literatur

	LARSON (1947)	LI ET AL. (1951)	CASSIDY (1966)	NEMCEK (1967)	BURGI & GOBER (1977)	THIELE (1983)	SPALIVIERO ET AL. (2000)	GÓMEZ & RUSSO (2005)	GUO (2000)
Maßstab [M:P]	1:1	1:2		1:1	1:1	1:1	1:1	1:1	1:3
Länge d. Modells [m]	6,4	6,1		5	18,3	10,0	4,9	5,5	6,40
Zulaufänge [m]	4,88	3,66		2,5	12,2	≈ 7,0			
Breite d. Modells [m]	0,91	0,91	0,36	1,00 SR: 0,50	2,44	3,00	1,50	3,00	1,83 SR: 0,20
Rinntyp	Bord	Bord	Bord	Spitz	Bord	Bord	Bord	Bord	Spitz
Manning-Beiwert									0,013 (P: 0,015)
S_L [%]	0,50 - 3,00			0 - 20,00	0,50 - 13,00	0 - 8,00	0,50 - 6,67	0 - 10,00	0,50 - 4,00
S_T [%]	4,85		2,0 - 4,85	3,00 SR: 6,00	2,08 - 6,25	2,50 - 15,00	2,00 - 3,33	0 - 4,00	1,00 - 2,00 SR: 9,30 - 10,30
Q [l/s]				2,00 - 18,00	0,80 - 160,00	< 65,00 + seith. Q	0,18 - 29,65	20,00 - 200,00	
Pultaufsätze B_A [mm] x L_A [mm]			300 x 300	530 x 530 530 x 535 535 x 535 385 x 580 370 x 600 390 x 630 640 x 640 480 x 540	610 x 610 610 x 1220	300 x 300 500 x 500 500 x 800	350 x 500 400 x 445 440 x 440 330 x 330 440 x 220 220 x 440	364 x 780 341 x 780 330 x 630 345 x 770 475 x 975	Rinnen- aufsätze

Physikalische Modellversuche sind in der Regel zeit- und kostenintensiv, so dass die Anzahl zu untersuchender Parameter begrenzt ist. Der Einsatz numerischer dreidimensionaler Modelle zur Berechnung der Strömungsvorgänge an Straßenabläufen wurde u. a. von FANG ET AL. (2010) (Seitenabläufe), BEGUM ET AL. (2011) (Modifizierte Kombiausätze), DJORDJEVIĆ ET AL. (2013) und LOPES ET AL. (2016) untersucht.

DJORDJEVIĆ ET AL. (2013) nutzen den Open Source Code OpenFOAM zur Simulation der Strömungsvorgänge an *grate inlets* für zwei verschiedene Zustände: rückstaufreier Abfluss von der Straße in den Straßenablauf und Rückstau aus der Kanalisation und damit einem Ausreten des Wassers aus dem Straßenablauf auf die Straße. Das $k-\omega$ Turbulenzmodell und das *PISO* Modell (Pressure Implicit with Splitting of Operators) werden verwendet. Nach DJORDJEVIĆ ET AL. (2013) können die Abflussbedingungen auf der Straße bei einem rückstaufreien Zustand, nachgewiesen durch den Vergleich der Wassertiefen mit Labormessungen, mit dem numerischen Modell gut abgebildet werden. DJORDJEVIĆ ET AL. (2013) haben Querneigungen von $S_T = 0,5\%$ bis $5,0\%$ bei einer Längsneigung von $S_L = 0,5\%$ und Durchflüssen von $Q < 60$ l/s simuliert. Die vom Aufsatz aufgenommenen Wassermengen Q_I wurden nicht mit Labormessungen verglichen, nach DJORDJEVIĆ ET AL. (2013) ist aufgrund der komplexen Strömungsbedingungen bisher nur ein qualitativer Vergleich sinnvoll.

LOPES ET AL. (2016) untersuchen die Effizienz eines *continuous transverse gully grate*, ebenfalls mit dem OpenSource Code OpenFOAM. Die Strömung wird laminar ohne Turbulenzmodell mit dem *interFoam* Modell abgebildet. Der Vergleich der numerischen Berechnungen der Effizienz der Aufsätze mit Laborversuchen von GÓMEZ & RUSSO (2009) liefert relative Abweichungen von -28% bis $+19\%$ mit untersuchten Durchflüssen zwischen $Q = 20$ bis 200 l/s, wobei 60% der Simulationen relative Abweichungen von $\pm 10\%$ aufweisen. Die hohen relativen Abweichungen treten bei geringen ($+19\%$: Effizienz im numerischen Modell ist geringer als in Experimenten) bzw. sehr hohen (-28% : Effizienz im numerischen Modell ist größer als in Experimenten) aufgenommenen Wassermengen auf.

5 Forschungsansatz

5.1 Forschungsnotwendigkeit

Durch vermehrt auftretende Starkniederschlagsereignisse und damit einhergehende Überflutungen im urbanen Raum besteht akuter Handlungsbedarf der Städte und Kommunen bezüglich der Optimierung bzw. des Ausbaus der städtischen Infrastruktur. Aus wirtschaftlicher und technischer Sicht ist eine reine Vergrößerung der unterirdischen Kanalisation nicht sinnvoll. Vielmehr müssen zusätzlich Abflusswege an der Oberfläche geschaffen und beide Teilentwässerungssysteme gemeinsam betrachtet werden. Überflutungsflächen werden vermehrt in Starkregengefahrenkarten für ganze Stadtbereiche dargestellt.

Durch neue Entwicklungen gekoppelter hydrodynamischer Simulationsmodelle existieren bereits planerische Werkzeuge, um die Abflussströme an der Oberfläche und im Kanalsystem sowie die Interaktion zwischen beiden Teilsystemen abzubilden. Der Austausch zwischen beiden Systemen erfolgt über Schächte oder Straßenabläufe. In der Modelltechnik wird der Zustrom in das Kanalnetz dabei häufig mit einer angepassten Überfallformel berechnet, wobei Unsicherheiten z. B. in der unzureichenden Berücksichtigung hydraulischer und geometrischer Einflussgrößen sowie der Wahl von Verlustbeiwerten bestehen.

Wie Kapitel 4.2 zu entnehmen ist, existieren bereits einige experimentelle Untersuchungen zur hydraulischen Leistungsfähigkeit von Straßenablauf-Aufsätzen. Überwiegend wird hierbei ein rückstaufreier Zustand mit Gitterrosten (Pult- oder Rinnenaufsätze) untersucht. Wie die Versuche gezeigt haben, ist die Leistungsfähigkeit neben den Abflusszuständen auf der Straße auch von der Geometrie der Roste abhängig, so dass die in der Literatur vorhandenen empirischen Ansätze nicht zwingend auf die in Deutschland vorhandenen Aufsatz-Geometrien übertragen werden können. Des Weiteren sind in einigen zugrundeliegenden Modellversuchen Abflüsse untersucht worden, die deutlich größer als die in Deutschland zu erwartenden Regenabflüsse sind, sodass zu prüfen ist, ob die vorhandenen Ansätze auch außerhalb der Modellgrenzen gültig sind. Ein erster Vergleich hat gezeigt, dass die mit den empirischen Ansätzen berechneten Effizienzen bei

gleichen hydraulischen und geometrischen Randbedingungen relative Abweichungen von bis zu 65 % aufweisen.

Die den deutschen Bemessungsrichtlinien zugrundeliegenden Modellversuche nach THIELE (1983) wurden mit drei, in ihrer Geometrie sehr ähnlichen Pultaufsätzen durchgeführt (vgl. Aufsätze nach DIN 19583). Untersuchungen zu andersartigen, in Deutschland eingesetzten Geometrien fehlen.

Die wenigen in der Literatur vorhandenen empirischen Gleichungen zur Berechnung der Leistungsfähigkeit von Pultaufsätzen sind entweder abhängig vom gesamten zufließenden Regenabfluss Q oder aber von der Straßengeometrie, beschrieben durch die Längs- und Querneigung der Straße. Zur Implementierung der Gleichungen in gekoppelte Modelle ist jedoch neben der Aufsatzgeometrie eine reine Abhängigkeit von den hydraulischen Größen h und v sinnvoll, da alle weiteren genannten Parameter sich nicht direkt aus der numerischen Simulation ergeben, sondern erst aufwendig berechnet bzw. abgeschätzt werden müssen.

Physikalische Modellversuche sind in der Regel zeit- und kostenintensiv und erlauben keine uneingeschränkte Variation der Randbedingungen. Mithilfe dreidimensionaler numerischer Modellversuche können zeit- und kostensparend zusätzliche Untersuchungen mit unterschiedlichen Randbedingungen durchgeführt werden. Außerdem können Strömungsprozesse detailliert visualisiert und analysiert werden. Nach DJORDJEVIĆ ET AL. (2013) sind bisher jedoch nur qualitative Aussagen mit Hilfe von CFD (Computational Fluid Dynamics) Simulationen möglich, da die schnellen Geschwindigkeits-, Druck- und Abflussänderungen nicht präzise genug abgebildet werden können.

5.2 Ziel der Arbeit

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Analyse der Strömungsvorgänge an Straßenablauf-Aufsätzen in Pultform ohne Rückstau aus der Kanalisation (freier Abfluss, kein Druckabfluss, keine Abflussbegrenzung durch die unterirdischen Bauteile). Die Abflusszustände auf der Straße umfassen ausschließlich schießende und turbulente Abflusszustände. Einflüsse durch Verlegung (Laub und Schmutz) werden nicht berücksichtigt.

Damit liegt der Fokus nicht auf extremen Ereignissen, wie z. B. das Ereignis 2016 in Braunschweig, Baden-Württemberg, sondern auf Niederschlagsereignissen, die zwar jenseits des Bemessungsregens liegen können, aber mit entsprechenden Maßnahmen noch ein kontrolliertes Ableiten des Wassers an der Oberfläche und im Kanal erlauben.

Folgende Forschungsfragen werden formuliert:

1. Wie kann der Abfluss oberhalb des Aufsatzes bei schießendem Abfluss beschrieben werden (Kapitel 8)?
2. Können numerische Simulationen zur Untersuchung von Strömungsdetails und zur kostensparenden Parametervariation herangezogen werden? (Kapitel 10)?
3. Welche Einflussgrößen auf die Leistungsfähigkeit bestehen (Kapitel 11)?
4. Wie kann in Abhängigkeit der Aufsatzgeometrie sowie der Geschwindigkeit und Wassertiefe die Leistungsfähigkeit berechnet werden (Kapitel 12)?
5. Wie können die Ergebnisse in der Praxis Verwendung finden (Kapitel 13)?

Das verfolgte Ziel der Arbeit ist, die Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen in physikalischen Modellversuchen für definierte Randbedingungen (Regenabfluss, Straßengeometrie und Aufsatz-Typ) zu erfassen und die Anwendbarkeit 3D numerischer Berechnungen nachzuweisen. Die numerische Simulation erlaubt es außerdem, die Strömungsprozesse im Detail (z.B. Geschwindigkeitsverteilung, Stromlinien) zu analysieren. Mithilfe physikalischer und numerischer Modellierungen können die Vorteile beider Modelltechniken vereint werden (hybride Simulation). Basierend auf den aus beiden Modellen gewonnenen Erkenntnissen sollen die Einflussgrößen auf die Leistungsfähigkeit identifiziert und ein funktionaler Zusammenhang zur Berechnung der Leistungsfähigkeit von Pultaufbauten gewonnen werden. Abschließend soll beispielhaft die Anwendung der Ergebnisse in der Praxis dargestellt werden.

5.3 Hybride Simulationen im Wasserbau

Nach GABL ET AL. (2017) werden sowohl Methoden zur experimentellen Bestimmung von Strömungsvorgängen (physikalische Modelle) als auch numerische Strömungsberechnungen (CFD) ständig weiterentwickelt und finden in unterschiedlichen Fragestellungen ihre Anwendung. Zu beachten ist, dass beide Ansätze nur Modelle darstellen und jeweils Einschränkungen mit sich bringen. Physikalische Modellversuche haben den Vorteil einer hohen Anschaulichkeit, der Einfluss veränderter Randbedingungen ist schnell zu erkennen. Auf der anderen Seite sind physikalische Modellversuche meist zeit- und kostenintensiv in der Modellerstellung. Des Weiteren müssen Maßstabeffekte bei skalierten Modellen berücksichtigt werden, nicht alle relevanten Größen können immer in den Modellmaßstab übertragen werden. Die Erfassung von Strömungsdetails ist durch Messgeräte und -methoden nur eingeschränkt möglich und überwiegend auf lokale Messgrößen begrenzt. Insbesondere die störungsfreie Anordnung der Messeinrichtung stellt häufig ein

Problem dar. Die rasante Entwicklung leistungsfähiger Computer ermöglicht detailgetreue numerische Strömungsberechnungen, mit denen den Einschränkungen physikalischer Modelle begegnet werden kann. Die Modellerstellung erfolgt im Vergleich zum Labormodell verhältnismäßig schnell, so dass eine größere Bandbreite an Modellkonfigurationen durchgeführt werden kann, wobei die zum Teil sehr hohen Rechenzeiten zu berücksichtigen sind. Ein weiterer Vorteil numerischer Modelle ist die hohe Ergebnisdichte und die Möglichkeit der detaillierten Analyse beliebiger Strömungsgrößen an allen interessierenden Positionen (Visualisierung der Strömungsprozesse). Nachteile sind hingegen die zum Teil unsichere Wahl von Randbedingungen und zu treffende Modellannahmen (z. B. Turbulenzmodelle). Durch vereinfachende Idealisierungen können Ungenauigkeiten oder Fehler auftreten, wodurch eine Validierung des numerischen Modells durch einen Vergleich mit theoretisch oder experimentell gewonnenen Ergebnissen notwendig wird. Hybride Simulationen vereinen die Vorteile von physikalischen Modellversuchen und numerischen Strömungsberechnungen und finden vermehrt bei wasserbaulichen und strömungsmechanischen Fragestellungen Verwendung, z. B. OERTEL (2012), GABL ET AL. (2013), VOSSWINKEL (2017).

Teil II

Hydraulische Modellversuche

6 Physikalisches Modell

6.1 Allgemeines

In physikalischen Modellversuchen wird die reale Strömung mit den gleichen oder ähnlichen interessierenden Eigenschaften wie im Original im Labormodell nachgestellt (MALCHEREK, 2014). Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten physikalischen Modellversuche werden demgegenüber im Originalmaßstab durchgeführt. Skalierungseffekte sind somit nicht zu berücksichtigen, so dass an dieser Stelle nicht näher auf gängige Ähnlichkeitsgesetze im hydraulischen Versuchswesen (z. B. Froude'sches Ähnlichkeitsgesetz) eingegangen wird.

Zur Untersuchung der hydraulischen Leistungsfähigkeit von standardmäßig eingesetzten Straßenablauf-Aufsätzen in Pultform werden in dieser Arbeit physikalische Modellversuche im Maßstab 1:1 durchgeführt. Das Versuchsmodell besteht aus einer Acrylglasrinne mit den Abmessungen $L_R \times B_R \times H_R = 10.000 \text{ mm} \times 1.500 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$ (Abbildung 6.1).

Die Acrylglasrinne ist auf einer Unterkonstruktion aus Aluminiumträgern befestigt. Die Längs- und Querneigung der Rinne kann stufenlos variiert werden. Aus einem Tiefbecken wird Wasser in ein Hochbecken gepumpt, von wo aus das Wasser auf das Modell gelangt. Die Zuflussmenge wird mit einer Drossel eingestellt und mittels magnetisch-induktiver Durchflussmessung bestimmt. Zur Beruhigung des einströmenden Wassers ist am oberen Modellrand ein Rohrpaket eingebracht. Das aus dem Modell ablaufende Wasser gelangt über einen Leitkanal wieder in das Tiefbecken. Der Modellboden ist mit Dachpappe beklebt, um die Oberfläche einer Asphaltstraße nachzubilden. Die Oberflächenrauheit beträgt etwa $k_R = 1,5 \text{ mm}$ ($k_{st} \approx 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ mit $k_{st} = 5,87 \cdot \sqrt{2g} \cdot k_R^{-1/6}$, vgl. Kapitel 8). In eine Aussparung im Modellboden am (in Fließrichtung) linken Modellrand können handelsübliche Pultaufsätze mit Abmessungen bis zu $L_A \times B_A = 1.000 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$ eingesetzt werden (Abbildung 6.2: Pultaufsatz mit den Abmessungen $L_A \times B_A = 500 \text{ mm} \times 500 \text{ mm}$). Systemskizzen des physikalischen Modells sind Anhang A zu entnehmen.

Nach der Richtlinie für die Anlage von Stadtstraßen (RASt, FGSV, 2006) beträgt die Fahrbahnbreite von zweistreifigen Hauptverkehrsstraßen im Stadtbereich im Regelfall 6,50 m, so dass ein

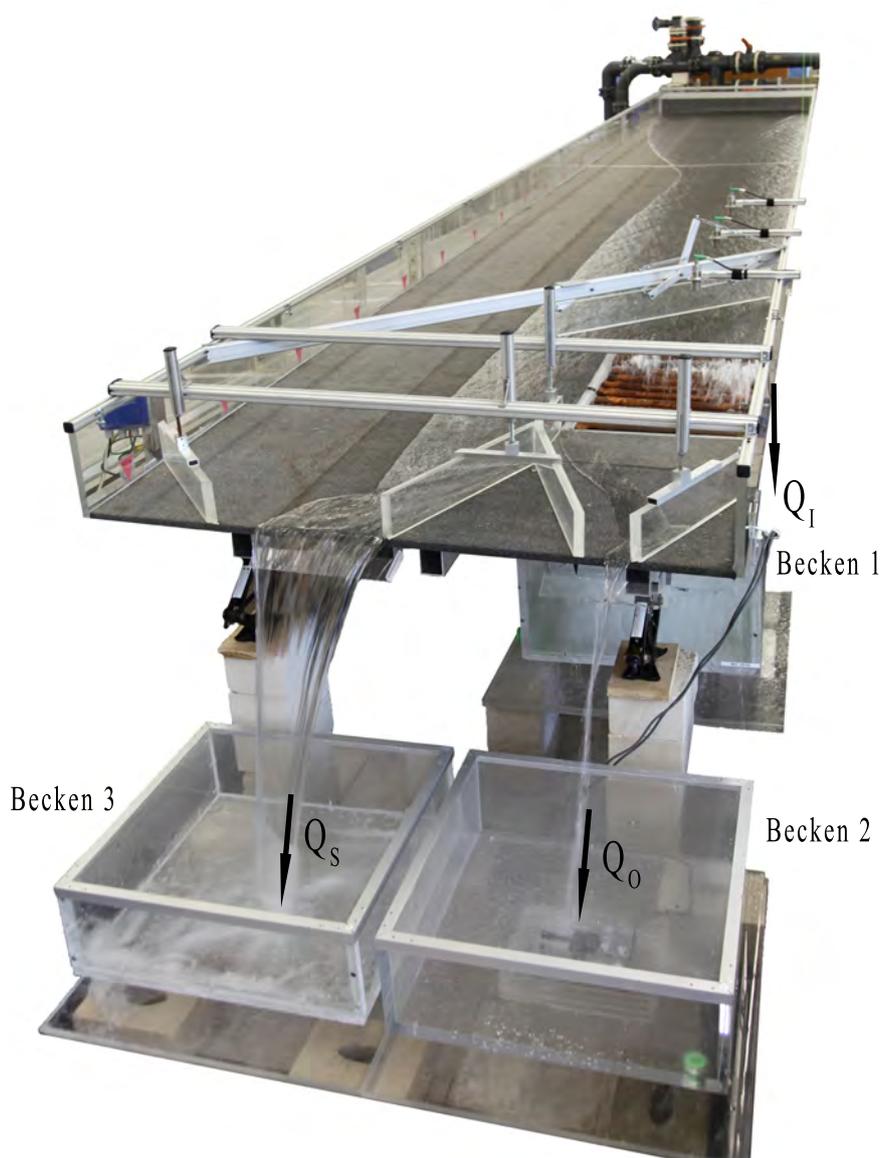


Abbildung 6.1: Foto des physikalischen Modells

Fahrstreifen eine Breite von 3,25 m besitzt. Die Breite der Modellrinne entspricht somit etwa der halben Breite eines Fahrstreifens. Im Modell ist die Straßenrinne als befahrbare Bordrinne ausgeführt. Bordrinnen bestehen aus einem Bordstein und einem Streifen der Fahrbahnbefestigung, welcher zur Fahrbahn gehört und dieselben Quer- und Längsneigungen wie die anschließende Verkehrsfläche besitzt. Die Mindest- und Regelquerneigung für anbaufreie Hauptverkehrsstraßen beträgt 2,5 % (FGSV, 2006).

Die Länge des Versuchsmodells mit $L_R = 10,00$ m und einer Zulaufänge von 8,50 m bis zum Erreichen des Pultaufsatzes ist ausreichend lang gewählt, um einen gleichförmigen Abfluss ober-

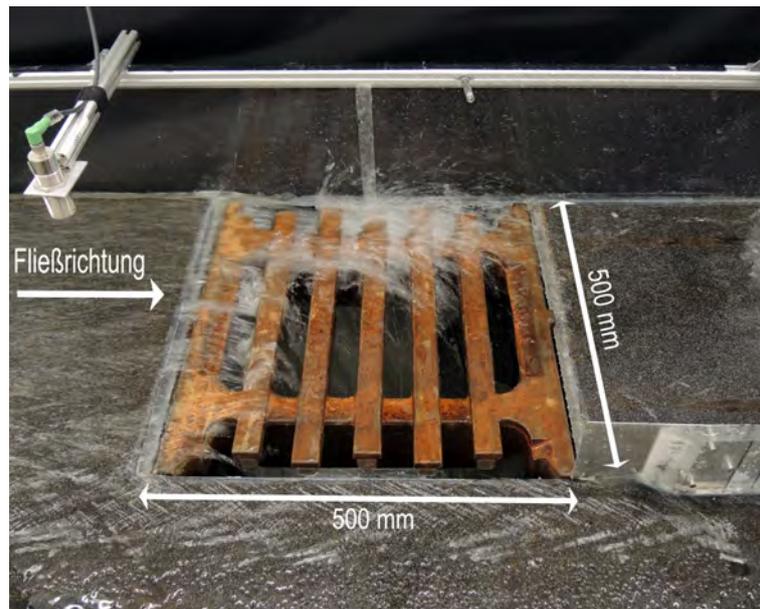


Abbildung 6.2: Detailansicht physikalisches Modell: Pultaufsatz (Typ I)

halb des Straßenablaufs zu erreichen. Zusätzlich wird durch eine Beschränkung der Einlaufbreite am oberen Modellrand auf 1,00 m das Erreichen eines gleichförmigen Abflusses begünstigt. Eine Beeinflussung der Strömungsvorgänge am Straßenablauf durch den Zustromrand besteht nicht (vgl. Kapitel 8.2).

6.2 Messtechnik

6.2.1 Verwendete Messtechnik

Die im folgenden beschriebene Messtechnik wird zur Auswertung der physikalischen Modellversuche verwendet, um Wassertiefen, Fließgeschwindigkeiten und Volumenströme zu bestimmen:

- Plattformwägezellen zur Bestimmung der zeitbezogenen Gewichtszunahme des in Becken aufgefangenen Wassers,
- Ultraschallsensoren zur Bestimmung der Fließtiefen,
- Radarmessgerät zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeiten.

6.2.2 Plattform-Wägezellen

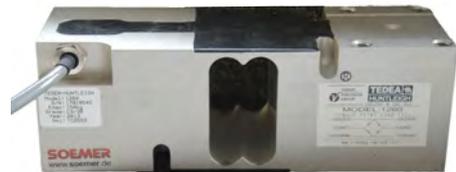
Die messtechnische Erfassung der drei Volumenströme, die (1) durch den Aufsatz, (2) über den Aufsatz und (3) am Aufsatz vorbei fließen, erfolgt anhand der Messung der zeitlichen Gewichtszunahme des abfließendes Wasser. Dieses wird in drei rechteckigen Becken unter der Modellrinne aufgefangen, die auf Plattform-Wägezellen der Firma TEDEA Typ 1260 (Vertrieb: SOEMER Messtechnik GmbH) mittig befestigt sind. Die technischen Eigenschaften der Wägezellen sind untenstehend zusammengefasst (Herstellerangaben). Es wird ein analoger DMS-Messverstärker des Typs LAU (Load Cell Amplifier Unit) 63.1 mit ± 10 V Spannungsausgang verwendet. Die Umwandlung von analogem in ein digitales Signale erfolgt mit einer DA-Messkarte des Typs DAS16/16-AO der Firma Measurement Computing.

Für die Abmessungen der drei Becken gilt:

- Becken 1 (LC1): $L_{B1} \times B_{B1} \times H_{B1} = 600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 220 \text{ mm}$
- Becken 2 (LC2): $L_{B2} \times B_{B2} \times H_{B2} = 600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$
- Becken 3 (LC3): $L_{B3} \times B_{B3} \times H_{B3} = 600 \text{ mm} \times 600 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$

Technische Eigenschaften der Plattform-Wägezellen:

Typ	LC 1260
Anzahl	3
Nennlast	150 kg
Mindestanwendungsbereich	45 kg
Messgenauigkeit	$\pm 0,02 \%$ v. Nennlast (= 30 g)



Da im leeren Zustand das Mindestgewicht von 45 kg noch nicht erreicht ist, wurde überprüft und bestätigt, dass auch unterhalb des Mindestanwendungsbereichs zufriedenstellende Ergebnisse erzielt werden. Die Ergebnisse der Überprüfung sind in Anhang B dargestellt.

6.2.3 Ultraschallsensoren

Die Wassertiefen werden mit Ultraschallsensoren des Typs USS 635 der Firma General Acoustics aufgezeichnet. Die technischen Eigenschaften laut Hersteller sind untenstehend aufgeführt. Die

Datenübertragung auf den PC erfolgt mit der Messeinheit UltraLab ULS 80 D (General Acoustics). Die Umwandlung der analogen Signale in digitale Signale wird mit einer DA-Messkarte DAS16/12-AO der Firma Measurement Computing durchgeführt.

Technische Eigenschaften der Ultraschallsensoren:

Typ	USS 635
Anzahl	3
Min. Abstand	60 mm
Max. Abstand	350 mm
Frequenz	400 kHz
Auflösung	0,18 mm
Reproduzierbarkeit	$\pm 0,15 \%$
Messrate	75 Hz
Analoge Ausgabe	0-10 V



6.2.4 Radarmessgerät

Die Fließgeschwindigkeiten (Oberflächengeschwindigkeiten) werden mittels Radartechnologie mit dem RAVEN-EYE-Sensor der Firma FlowTronic gemessen (Dopplerverfahren). Zur Steuerung der Messung wird die Bediensoftware RTQ-Log v3.0 benutzt.

Technische Eigenschaften des Radarmessgeräts:

Typ	RavenEye
Anzahl	1
Min. Geschwindigkeit	0,15 m/s
Max. Geschwindigkeit	9 m/s
Frequenz	~ 24 GHz
Messgenauigkeit	$\pm 0,5 \%$ $\pm 0,02$ - $0,03$ m/s vom Messwert
Nullpunktstabilität	$\pm 0,02$ m/s



6.3 Auswahl der Modellparameter

Nach FGSV (2005) wird für Stadtstraßen pro Straßenablauf eine zu entwässernde Fläche von $A_E = 400 \text{ m}^2$ empfohlen. Mit den Niederschlagsspenden r_n [l/(s·ha)] nach KOSTRA-DWD-2010 ergeben sich damit die in Tabelle 6.1 angegebenen Zuflüsse Q [l/s] je Straßenablauf für Wiederkehrzeiten von $T = 1$ a bis $T = 100$ a und Dauerstufen von $D = 5, 10$ und 15 Minuten. Die Zuflüsse sind beispielhaft für drei Regionen in Nordrhein-Westfalen ausgewertet.

Tabelle 6.1: Zufluss Q [l/s] je Straßenablauf bei $A_E = 400 \text{ m}^2$, Regenspenden nach KOSTRA-DWD-2010

D [min] \ T [a]	1,0	2,0	5,0	10,0	20,0	30,0	50,0	100,0
Wuppertal (Rasterzelle 12,51)								
5	6,80	9,57	13,24	16,01	18,78	20,40	22,45	25,22
10	5,46	7,19	9,49	11,22	12,96	13,98	15,26	17,00
15	4,56	5,88	7,62	8,94	10,26	11,40	12,01	13,33
Münster (Rasterzelle 16,42)								
5	6,54	8,66	11,46	13,58	15,70	16,94	18,51	20,63
10	5,21	6,66	8,56	10,01	11,46	12,30	13,36	14,80
15	4,33	5,49	7,01	8,17	9,32	10,00	10,85	12,00
Aachen (Rasterzelle 2,57)								
5	6,28	8,03	10,36	12,12	13,88	14,90	16,20	17,96
10	4,97	6,24	7,92	9,20	10,47	11,21	12,15	13,42
15	4,11	5,16	6,56	7,61	8,66	9,28	10,06	11,11

Auf Grundlage der gegebenen Zuflüsse je Straßenablauf werden für die Modellversuche Zuflüsse zwischen $Q = 3$ und 21 l/s mit $\Delta Q = 3 \text{ l/s}$ gewählt. Damit werden Niederschlagsereignisse mit Wiederkehrzeiten von bis zu $T = 100$ a berücksichtigt.

6.4 Modellläufe

In den physikalischen Modellversuchen zur Ermittlung der hydraulischen Leistungsfähigkeit von standardmäßig eingesetzten Straßenablauf-Aufsätzen werden 28 verschiedene hydraulische Fälle (Faktoren: Längsneigung und Durchfluss; weitere (konstante) Parameter: Querneigung und Oberflächenrauheit) mit jeweils sechs verschiedenen Aufsatz-Geometrien untersucht:

- Vier verschiedene Längsneigungen: $S_{L,1} = 2,5 \%$, $S_{L,2} = 5,0 \%$, $S_{L,3} = 7,5 \%$, $S_{L,4} = 10,0 \%$ mit gleichbleibender Querneigung $S_{T,2} = 2,5 \%$,
- Sieben verschiedene Zuflüsse, die Niederschlagsereignisse bis $T = 100$ a berücksichtigen: $Q_1 = 3$ l/s bis $Q_7 = 21$ l/s mit $\Delta Q = 3$ l/s,
- Sechs verschiedene Aufsatz-Geometrien: Typ I bis VI.

Es ergeben sich insgesamt 168 unabhängige Einstellungskombinationen, aufgelistet in Tabelle 6.2 (vollfaktorieller Versuchsplan mit drei Faktoren). Die Bezeichnung der Modellläufe (ML) entspricht folgendem Schema:



Während jedes Modelllaufs werden die drei Volumenströme (Q_I , Q_O , Q_S) sowie die Wassertiefen im Oberwasser des Aufsatzes (an drei Messpunkten: USS1, USS2, USS3, siehe Abbildung 8.1) erfasst. Die Messung der Oberflächengeschwindigkeiten mit zugehörigen Wassertiefen über den gesamten Fließquerschnitt wird im vom Straßenablauf unbeeinflussten Bereich im Oberwasser des Aufsatzes für alle 28 hydraulischen Fälle durchgeführt (stationär gleichförmiger Zustand).

Es werden ausschließlich Aufsätze in Pultform mit den in Tabelle 6.3 gegebenen geometrischen Eigenschaften untersucht. Eine Klassifizierung der Aufsatz-Geometrien erfolgt neben den Abmessungen $B_A \times L_A$ (500 x 500 mm bzw. 500 x 780 mm) nach der maßgebenden Strebenausrichtung: quer, längs oder diagonal zur Fließrichtung. Die Fließrichtung ist jeweils von links nach rechts definiert.

Tabelle 6.2: Modellläufe physikalisches Modell

Modelllauf ML	Querneigung S_T [%]	Längsneigung S_L [%]	Zufluss Q [l/s]	Aufsatz
ML211-I bis VI	2,5	2,5	3	I,II,III,IV,V,VI
ML212-I bis VI	2,5	2,5	6	I,II,III,IV,V,VI
ML213-I bis VI	2,5	2,5	9	I,II,III,IV,V,VI
ML214-I bis VI	2,5	2,5	12	I,II,III,IV,V,VI
ML215-I bis VI	2,5	2,5	15	I,II,III,IV,V,VI
ML216-I bis VI	2,5	2,5	18	I,II,III,IV,V,VI
ML217-I bis VI	2,5	2,5	21	I,II,III,IV,V,VI
ML221-I bis VI	2,5	5,0	3	I,II,III,IV,V,VI
ML222-I bis VI	2,5	5,0	6	I,II,III,IV,V,VI
ML223-I bis VI	2,5	5,0	9	I,II,III,IV,V,VI
ML224-I bis VI	2,5	5,0	12	I,II,III,IV,V,VI
ML225-I bis VI	2,5	5,0	15	I,II,III,IV,V,VI
ML226-I bis VI	2,5	5,0	18	I,II,III,IV,V,VI
ML227-I bis VI	2,5	5,0	21	I,II,III,IV,V,VI
ML231-I bis VI	2,5	7,5	3	I,II,III,IV,V,VI
ML232-I bis VI	2,5	7,5	6	I,II,III,IV,V,VI
ML233-I bis VI	2,5	7,5	9	I,II,III,IV,V,VI
ML234-I bis VI	2,5	7,5	12	I,II,III,IV,V,VI
ML235-I bis VI	2,5	7,5	15	I,II,III,IV,V,VI
ML236-I bis VI	2,5	7,5	18	I,II,III,IV,V,VI
ML237-I bis VI	2,5	7,5	21	I,II,III,IV,V,VI
ML241-I bis VI	2,5	10,0	3	I,II,III,IV,V,VI
ML242-I bis VI	2,5	10,0	6	I,II,III,IV,V,VI
ML243-I bis VI	2,5	10,0	9	I,II,III,IV,V,VI
ML244-I bis VI	2,5	10,0	12	I,II,III,IV,V,VI
ML245-I bis VI	2,5	10,0	15	I,II,III,IV,V,VI
ML246-I bis VI	2,5	10,0	18	I,II,III,IV,V,VI
ML247-I bis VI	2,5	10,0	21	I,II,III,IV,V,VI

Tabelle 6.3: Im physikalischen Modell untersuchte Straßenablauf-Aufsätze

Nummer	Geometrie	Öffnungsfläche [cm ²]	Schlitzbreite [mm]	Stegbreite [mm]
Pultaufsatz 500 x 500: Querstreben				
I		980	36	32
II		1040	24	12
III		1160	25	12
Pultaufsatz 500 x 500: Längsstreben				
IV		955	31	32
Pultaufsatz 500 x 500: Diagonale Streben				
V		970	26	24
Pultaufsätze 500 x 780: Querstreben				
VI		1567	34,5	34,5

7 Numerisches Modell

7.1 Allgemeines

Die numerische Simulation einer Strömung umfasst die Formulierung eines mathematisch/physikalischen Modells, die computergestützte Berechnung des Strömungsfeldes mit numerischen Methoden sowie die Auswertung und Darstellung der Ergebnisse (SCHWARZE, 2013). Das **mathematische Modell** zur Berechnung einer Strömung Newtonscher Fluide besteht aus den Erhaltungsgleichungen für Masse, Energie und Impuls. Die strömungsmechanischen Grundgleichungen werden als Navier-Stokes-Gleichungen bezeichnet und beschreiben u. a. laminare sowie turbulente Strömungen. Turbulente Strömungen sind aufgrund der lokal stark schwankenden Strömungsgeschwindigkeiten und auftretenden Wirbel sehr komplex und werden in der Praxis aufgrund des hohen Rechenaufwands häufig nicht direkt (DNS = Direct Numerical Simulation) simuliert, sondern mit Turbulenzmodellen modelliert. Die direkte Lösung der vollständigen Navier-Stokes-Gleichungen erfordert ein sehr feines Rechennetz und sehr kleine Zeitschritte um auch die kleinsten vorkommenden Wirbel abbilden zu können. Demgegenüber muss bei der Modellierung der Turbulenz mit den Reynolds-gemittelten Navier-Stokes-Gleichungen (RANS) die Auflösung des Rechennetzes nicht an die turbulente Feinstruktur der Strömung angepasst werden. Eine Kombination aus DNS und RANS stellt die Large Eddy Simulation (LES) dar, bei der große Wirbelstrukturen simuliert und kleinere Strukturen modelliert werden.

In der vorliegenden Arbeit werden zur Modellierung der Turbulenz die RANS-Gleichungen verwendet (zeitliche Mittelung der turbulenten Größen im Raum: Reynolds Mittelung). In der Literatur wird zwischen Wirbelviskositätsmodellen und Reynolds-Spannungsmodellen unterschieden. Die Wirbelviskositätsmodelle ersetzen die Reynolds-Spannungen durch eine isotrope Wirbelviskosität. Mit den Reynolds-Spannungs-Modellen (RSM) werden die einzelnen Komponenten des Reynolds-Spannungstensors berechnet und die Richtung der Turbulenz berücksichtigt (anisotrope Turbulenz) (LECHELER, 2014). Eine detaillierte Beschreibung der Turbulenzmodellierung ist der Fachliteratur zu entnehmen, z. B. FERZIGER & PERIĆ (2008) oder SCHWARZE (2013).

Die zugrundeliegenden Differentialgleichungen werden mit **numerischen Methoden** gelöst, da eine analytische Lösung der Navier-Stokes-Gleichungen (nichtlineares Differentialgleichungssystem) bisher nur für Spezialfälle möglich ist. Zur numerischen Lösung der Erhaltungsgleichungen werden die Gleichungen in eine diskrete Darstellung in Raum und Zeit überführt. Die drei verbreitetsten Diskretisierungsmethoden sind die Finite-Differenzen-Methode (FDM), die Finite-Volumen-Methode (FVM) und die Finite-Elemente-Methode (FEM). Die FV-Methode ist in der numerischen Strömungsmechanik das am häufigsten eingesetzte Verfahren und beruht auf einer integralen Formulierung der Erhaltungsgleichungen. Die FD-Methode ist die älteste Methode, bei der die Erhaltungsgleichungen in Differentialform formuliert werden (FERZIGER & PERIĆ, 2008). Die Strömungsvariablen werden an diskreten Punkten berechnet. Dazu wird das Strömungsgebiet in eine finite Anzahl diskreter Zellen (Knoten, Elemente, Volumina) zerlegt (räumliche Diskretisierung). Verschiedene Gittertypen (Netze) existieren, z. B. strukturierte, blockstrukturierte oder unstrukturierte Gitter. Die in der vorliegenden Arbeit verwendeten FD- und FV-Methoden werden i. d. R. mit strukturierten, regelmäßigen Netzen angewendet, wohingegen mit der FE-Methode die Gleichungen häufig für unstrukturierte Gitter approximiert werden.

Zur approximativen Bestimmung der zeitabhängigen Terme wird zwischen expliziten und impliziten Methoden unterschieden. Bei expliziten Verfahren zur Diskretisierung der Zeit werden die Strömungsvariablen Φ zum Zeitpunkt $n + 1$ direkt (explizit) aus den bekannten, vergangenen Zeitpunkten bestimmt: $\Phi(t_{n+1}) = f(\Phi(t_n), \Phi(t_{n-1}), \dots)$. Bei impliziten Verfahren wird die Zustandsgröße zum Zeitpunkt $n + 1$ durch lösen eines Gleichungssystems mit $\Phi(t_{n+1}) = f(\Phi(t_{n+1}), \Phi(t_n), \Phi(t_{n-1}), \dots)$ berechnet.

Eine weitere Besonderheit des mathematischen/physikalischen Modells stellt die Berechnung inkompressibler Fluide dar, welche im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt wird. Dabei wird die Dichte als bekannte Stoffeigenschaft betrachtet und stellt keine Lösungsvariable dar.

Die Impulsgleichungen dienen der Bestimmung des Geschwindigkeitsfeldes. Bei der Berechnung kompressibler Strömungen wird aus der Kontinuitätsgleichung die Dichte bestimmt und dann mit einer Zustandsgleichung der Druck. Bei inkompressiblen Strömungen kann der Druck nicht direkt aus den Modellgleichungen bestimmt werden, sondern muss zu jedem Zeitpunkt so angepasst werden, dass die Kontinuitätsgleichung erfüllt ist (Druck-Geschwindigkeits-Kopplung) (FERZIGER & PERIĆ, 2008).

Es existieren verschiedene numerische Verfahren zur Kopplung des Drucks und der Geschwindigkeit, z. B. das häufig verwendete Druckkorrektur-Verfahren mit dem SIMPLE-Algorithmus (Semi Implicit Method for Pressure Linked Equations). Bei dieser Methode werden die Kontinuitätsgleichung und der Druck zum neuen Zeitpunkt $n + 1$ (implizit) und die anderen Terme zum alten, bekannten Zeitpunkt n (explizit) definiert (LAURIEN & OERTEL, 2013).

Strömungen mit freier Oberfläche, wie sie in der vorliegenden Arbeit betrachtet werden, werden als Zweiphasenströmungen, z. B. mit den zwei nicht miteinander mischbaren Fluiden Wasser (Flüssigkeit) und Luft (Gas) modelliert. Für die Bestimmung der freien Oberfläche existieren verschiedene Verfahren. Dabei wird zwischen zwei grundlegenden Methoden unterschieden (FERZIGER & PERIĆ, 2008):

- Interfaceverfolgungsmethoden: freie Oberfläche wird als scharfe Trennfläche zwischen den beiden unmischbaren Fluiden definiert, Verwendung von randangepassten Gittern
- Interfaceerfassungsmethoden: festes Gitter, Lage und Form der freien Oberfläche wird durch den Volumenanteil eines Fluids in den Zellen bestimmt (z.B. *Volume-of-Fluid*-Methode (VOF) nach HIRT & NICHOLS (1981), *Marker-and-Cell*-Methode (MAC) nach HARLOW & WELSH (1965), *Level-Set-Methode* nach OSHER & SETHIAN (1988))

Die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Simulationen einer Strömung mit freier Oberfläche werden mit der Volume-of-Fluid (VOF)-Methode durchgeführt. Dabei wird eine Transportgleichung gelöst, die den Volumenanteil eines Fluids in jeder Zelle löst.

7.2 Verwendete Software

Für die numerischen Simulationen findet die CFD-Software FLOW-3D in der Version 11.1/11.2 (Flow Science Inc.) Verwendung. Die Software besitzt durch die TruVOF-Technik Stärken in der Simulation von Strömungen mit freier Oberfläche (FLOW SCIENCE INC., 2015). Das Programm löst die RANS-Gleichungen basierend auf der Finite-Differenzen-Methode mit strukturierten Berechnungsgittern. Die Abbildung der freien Oberfläche (Zweiphasenströmung: Wasser/Luft) erfolgt mit der Volume-of-Fluid-Methode (VOF-Methode). Zur Abbildung der Geometrie wird die FAVORTM-Methode (Fractional Area/Volume Obstacle Representation) angewendet. Dabei wird die importierte Geometrie an das Rechengitter angepasst, in dem die Zellen ganz oder teilweise „blockiert“ werden (Berechnungsgeometrie). Für die Turbulenzmodellierung stehen verschiedene Wirbelviskositätsmodelle zur Modellierung isotroper (richtungsunabhängiger) Turbulenz zur Verfügung. Reynoldsspannungsmodelle (RSM), die die Anisotropie der Turbulenz (richtungsabhängig) berücksichtigen, können nicht gewählt werden. Um den Einfluss von RSM-Turbulenzmodellen zu untersuchen, wird zusätzlich die CFD Software FLUENT in der Version 17.1 (ANSYS[®]) verwendet (Kapitel 10.2). Der Einsatz einer zweiten Simulationssoftware erlaubt die Möglichkeit der Verifikation des Software-Codes für den vorliegenden Anwendungsfall. In FLUENT werden die RANS-Gleichungen mittels Finiter-Volumen-Methode numerisch gelöst. Die Zweiphasenströmung wird mit der VOF-Methode abgebildet. FLUENT benötigt im Gegensatz zu FLOW-3D ein strukturiertes Berechnungsnetz, welches an die Geometrie angepasst wird.

Alle Simulationen werden instationär auf einem Computer mit i. d. R. folgenden Eigenschaften durchgeführt:

- Prozessor: Intel(R) Core(TM) i7-4770 CPU, 3,40 GHz
- Arbeitsspeicher (RAM): 32 GB
- Betriebssystem: Windows 8.1 (64-Bit)

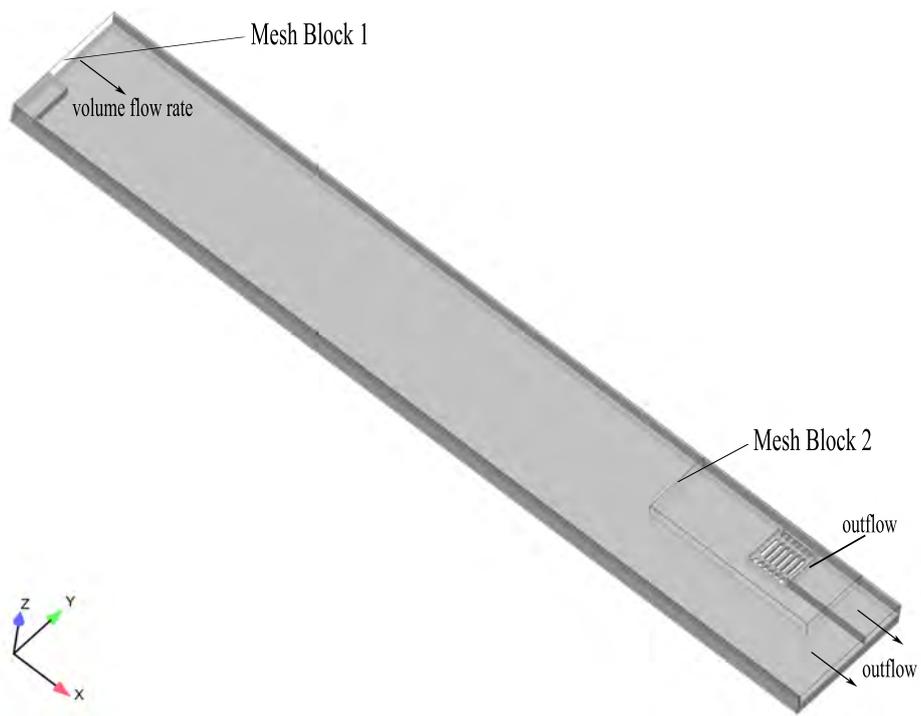
Das Post-Processing der FLOW-3D Simulationen erfolgt mit der Software Flowsight V.10.1.6 (Flow Science Inc.) und das der FLUENT Simulationen mit der Software CFD-Post V.17.1 (ANSYS®). Außerdem wird die Software MATLAB (V.R2013b) zur Datenverarbeitung und -auswertung benutzt.

7.3 Straßenmodell mit Pultaufsatz

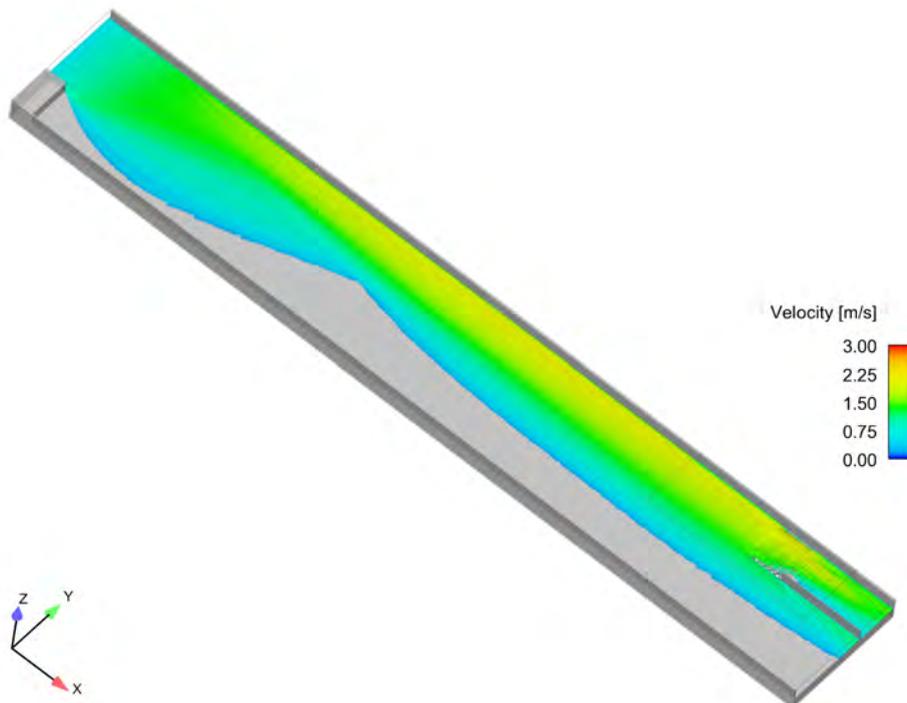
Das numerische Modell des Straßenabschnitts mit Pultaufsatz besitzt exakt die gleichen Abmessungen wie das physikalische Modell (Maßstab 1:1) und wird mit der Software FLOW-3D aufgebaut. Die Versuchsrinne mit seitlicher Berandung und Begrenzung der Einlaufbreite am oberen Modellrand wird aus zusammengesetzten quaderförmigen Volumenkörpern modelliert (Abbildung 7.1). Die Geometrie der Pultaufsätze wird als *stl*-Datei (Stereolithography-File) importiert (Abbildung 7.2, Typ I (links) und Typ II (rechts)).

Die Modellgeometrie wird entlang der Koordinatenachsen des Berechnungsgitters ausgerichtet. Die Neigung der Modellrinne in Längs- und Querrichtung wird durch Anpassen des Schwerkraftvektors \vec{g} modelliert. Das strukturierte Berechnungsgitter besteht aus quaderförmigen Gitterblöcken (Mesh Block) mit kartesischem Koordinatensystem. Es wird ein Basic Mesh Block erstellt, welcher die gesamte Modellgeometrie umfasst (Mesh Block 1). Zur lokalen Verfeinerung im Bereich des Straßenablaufs, wo eine erhöhte Genauigkeit gefordert wird, wird ein zweiter, sogenannter *Nested Mesh Block* in den Basic Mesh Block eingefügt (Mesh Block 2), dargestellt in Abbildung 7.1 (a).

An den Rändern der Gitterblöcke müssen Randbedingungen vergeben werden. Die Zuflussrandbedingung wird als *Volume Flow Rate* definiert. Für die Auslässe am unteren Rand der Modellrinne sowie den Straßenablauf-Auslass wird eine *outflow*-Randbedingung vergeben. Da ausschließlich schießender Abfluss vorliegt, liefert diese Definition realistische Ergebnisse die durch die Randbedingung unbeeinflusst sind.



(a) Modellgeometrie, Aufsatz Typ I

(b) ML235n-I: Geschwindigkeit v **Abbildung 7.1:** Numerisches Modell: Straße mit Pultaufsatz

Als Standard-Turbulenzmodell wird zunächst das RNG- k - ϵ -Modell gewählt. Eine Untersuchung des Einflusses verschiedener Turbulenzmodelle auf die Strömungsprozesse an Straßenabläufen wird in Kapitel 10.2 geführt.

Wie in Kapitel 10.4 noch gezeigt wird, hat die Oberflächenspannung innerhalb der Anwendungsgrenzen der Modellversuche keinen signifikanten Einfluss auf die Strömungsbedingungen an Pultaufbauten und wird im numerischen Modell nicht berücksichtigt.

Die Größe der Zellen in Mesh Block 1 variiert in der x - y -Ebene zwischen 8 mm und 12 mm bei einer Höhe der Zellen in z -Richtung von 3 mm. Die Anzahl der Zellen in Mesh Block 1 beträgt etwa 16 Mio. Zellen. Die Zellgrößen in Mesh Block 2 werden nach einer Netzverfeinerungsstudie (Kapitel 10.2) in der x - y -Ebene zu 4 mm und in z -Richtung zu 3 mm mit insgesamt etwa 10 Mio. Zellen gewählt. Die Simulationszeit variiert je nach Modelllauf. Nach Erreichen eines nahezu stationären Zustands wird jeweils weitere zwei bis drei Sekunden simuliert. Die Berechnungszeit liegt je nach hydraulischem Fall zwischen einem Tag und bis zu drei Tagen.

7.4 Modellläufe

Zwei der sechs Pultaufbauten, die im physikalischen Modell verbaut werden, werden modelliert: Typ I und II (siehe Tabelle 6.3, Abbildung 7.2).

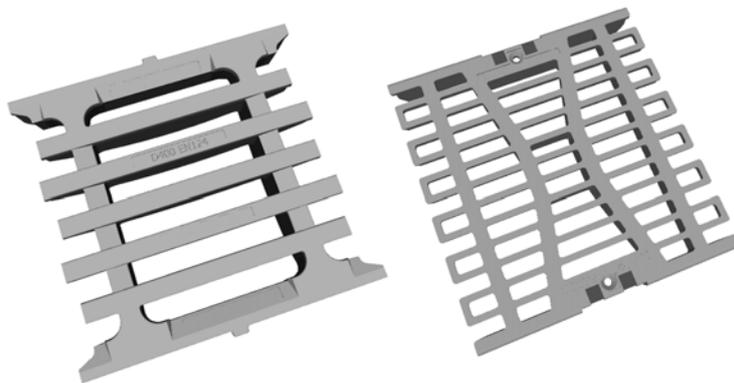


Abbildung 7.2: STL-Modell der Aufsätze Typ I und II

Zusätzlich zu den 28 im physikalischen Modell untersuchten hydraulischen Fällen (siehe Tabelle 6.2) werden weitere 112 Einstellungskombinationen simuliert (unabhängig vom Aufsatz, siehe Tabelle 7.1).

Tabelle 7.1: Modellläufe numerisches Modell

Modelllauf ML	Querneigung S_T [%]	Längsneigung S_L [%]	Zufluss Q [l/s]	Aufsatz
ML1(1-4)1n	1,5	2,5 bis 10,0	3	-
ML1(1-4)2n	1,5	2,5 bis 10,0	6	-
ML1(1-4)3n	1,5	2,5 bis 10,0	9	-
ML1(1-4)4n-I	1,5	2,5 bis 10,0	12	I ($S_L = 5,0$ %)
ML1(1-4)5n	1,5	2,5 bis 10,0	15	-
ML1(1-4)6n-I	1,5	2,5 bis 10,0	18	I ($S_L = 7,5$ %)
ML1(1-4)7n	1,5	2,5 bis 10,0	21	-
ML2(1-4)1n-I bis II	2,5	2,5 bis 10,0	3	I,II
ML2(1-4)2n-I bis II	2,5	2,5 bis 10,0	6	I,II
ML2(1-4)3n-I bis II	2,5	2,5 bis 10,0	9	I,II
ML2(1-4)4n-I bis II	2,5	2,5 bis 10,0	12	I,II
ML2(1-4)5n-I bis II	2,5	2,5 bis 10,0	15	I,II
ML2(1-4)6n-I bis II	2,5	2,5 bis 10,0	18	I,II
ML2(1-4)7n-I bis II	2,5	2,5 bis 10,0	21	I,II
ML3(1-4)1n	3,0	2,5 bis 10,0	3	-
ML3(1-4)2n	3,0	2,5 bis 10,0	6	-
ML3(1-4)3n	3,0	2,5 bis 10,0	9	-
ML3(1-4)4n-I	3,0	2,5 bis 10,0	12	I ($S_L = 5,0$ %)
ML3(1-4)5n	3,0	2,5 bis 10,0	15	-
ML3(1-4)6n-I	3,0	2,5 bis 10,0	18	I ($S_L = 7,5$ %)
ML3(1-4)7n	3,0	2,5 bis 10,0	21	-
ML4(1-4)1n	4,0	2,5 bis 10,0	3	-
ML4(1-4)2n	4,0	2,5 bis 10,0	6	-
ML4(1-4)3n	4,0	2,5 bis 10,0	9	-
ML4(1-4)4n-I	4,0	2,5 bis 10,0	12	I ($S_L = 5,0$ %)
ML4(1-4)5n	4,0	2,5 bis 10,0	15	-
ML4(1-4)6n-I	4,0	2,5 bis 10,0	18	I ($S_L = 7,5$ %)
ML4(1-4)7n	4,0	2,5 bis 10,0	21	-
ML5(1-4)1n	5,0	2,5 bis 10,0	3	-
ML5(1-4)2n	5,0	2,5 bis 10,0	6	-
ML5(1-4)3n	5,0	2,5 bis 10,0	9	-
ML5(1-4)4n-I	5,0	2,5 bis 10,0	12	I ($S_L = 5,0$ %)
ML5(1-4)5n	5,0	2,5 bis 10,0	15	-
ML5(1-4)6n-I	5,0	2,5 bis 10,0	18	I ($S_L = 7,5$ %)
ML5(1-4)7n	5,0	2,5 bis 10,0	21	-

Teil III

Ergebnisanalyse

8 Ergebnisse der physikalischen Modellversuche: Regenabfluss auf der Straße

8.1 Allgemeines

Der Abfluss des Regenwassers auf der Straße (Regenabfluss) entspricht der Bewegung von Wasser mit freier Oberfläche, d. h. einer Gerinneströmung. Die bevorzugte Strömungsrichtung wird durch das Längsgefälle der Straße bestimmt. Der Regenabfluss auf Fahrbahnoberflächen ist gekennzeichnet durch geringe Wassertiefen, i. d. R. hohe Fließgeschwindigkeiten und einer im Vergleich zur Wassertiefe sehr großen Wasserspiegelbreite.

KALENDER (1972) unterteilt den Regenabfluss auf der Straße bei Betrachtung eines beliebig gewählten Fließquerschnitts in drei Phasen:

- instationäre Strömung: nach Einsetzen des Regens, Q nimmt mit der Zeit zu
- stationäre Strömung, Voraussetzung: konstante Regenintensität (Zeit zum Erreichen des stationären Zustandes: u. a. empirisch bestimmt von IZZARD (1946), abhängig von der Länge des Abflussweges, der Regenintensität, der Fahrbahnrauheit und der Neigung), in diesem Zustand treten die größten Wassertiefen auf
- instationäre Strömung: Ende des Regens, Q verringert sich mit der Zeit

Der Regenabfluss Q variiert längs des Weges aufgrund des seitlichen Zuflusses entlang des Abflussweges sowie des durch Entwässerungssysteme (Punkt- oder Linienentwässerung) abfließenden Wassers. In den physikalischen Modellversuchen werden die Strömungsvorgänge auf der Straße oberhalb eines Straßenablaufs im stationär gleichförmigen Zustand ($Q = \text{konstant}$) betrachtet, ein seitlicher Zufluss wird dabei nicht berücksichtigt.

Im Folgenden wird zunächst auf die Auswertung der hydraulischen Größen Wassertiefe h und Fließgeschwindigkeit v eingegangen und ein Vergleich der Ergebnisse mit einem analytischen Ansatz vollzogen. Dieser Schritt dient unter anderem der Validierung der Ergebnisse des phy-

sikalischen Modells. Basierend auf den Ergebnissen wird abschließend der Regenabfluss auf der Straße hinsichtlich verschiedener Eigenschaften, wie z. B. der Turbulenz, untersucht. Wie später noch gezeigt wird, ist die Leistungsfähigkeit von Straßenablauf-Aufsätzen insbesondere von den Strömungsbedingungen im Oberwasser abhängig, so dass die Beschreibung des Regenabflusses auf der Straße die Grundlage für alle weiteren Schritte darstellt.

8.2 Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten

8.2.1 Allgemeines

In den Modellversuchen werden Originalgeometrien der Straßenablauf-Aufsätze eingebaut, so dass keine Maßstabeffekte auftreten. In Abbildung 8.1 sind die Messpunkte für Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen oberhalb des Straßenablaufs im physikalischen Modell dargestellt.

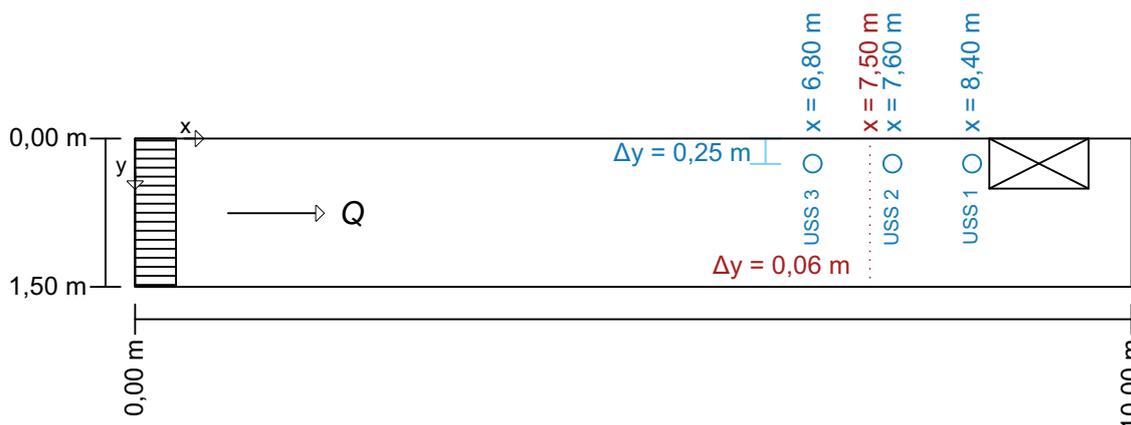


Abbildung 8.1: Messpunkte im physikalischen Modell (rot: Geschwindigkeitsmessung, blau: Messung der Wassertiefen)

In den nachfolgend beschriebenen physikalischen und numerischen Modellversuchen wird eine ideal ebene Fahrbahnoberfläche mit einer homogenen Oberflächenrauheit (Textur) angenommen.

Die Oberflächenbeschaffenheit von Straßen weicht in der Regel jedoch durch eine bautechnische Beeinflussung beim Einbau oder durch Verkehrs- und Witterungseinflüsse von einer ideal ebenen Fahrbahnoberfläche ab. Hervorgerufen durch z. B. Abplatzungen oder Frostschäden ergeben sich Rauheitselemente verschiedener Größenordnungen, die zu erheblichen Fließwiderständen führen können. Die verkehrsbedingte Bildung von Spurrinnen liefert dem Regenabfluss auf der Fahrbahnoberfläche weiterhin einen bevorzugten Fließweg in Längsrichtung zur Fahrbahn. Die Betrachtung einer exakt ebenen und homogenen Fahrbahnoberfläche stellt somit einen idealen Zustand dar.

Untersuchungen zum Regenabfluss von Fahrbahnoberflächen wurden z. B. von HÖCKER (1971), KALENDER (1972), ZIOR (1987), KARANTOUNIAS (1972) und HERRMANN (2008) durchgeführt, welche sich jedoch überwiegend auf laminare Strömungsverhältnisse mit Wasserfilmdicken/Wassertiefen beziehen, die teilweise in der Größenordnung der Oberflächenrauheiten liegen. Diese Annahme gilt für die in dieser Arbeit betrachteten Regenabflüsse nicht. Die Wassertiefen übersteigen die Oberflächenrauheit zum Teil deutlich.

8.2.2 Wassertiefen

Die Wassertiefen werden über einen Messzeitraum von 10 Sekunden an drei Positionen oberhalb des Aufsatzes (USS1, USS2, USS3, siehe Abbildung 8.1) je Modelllauf aufgezeichnet, sodass mit einer Messrate von 75 Hz jeweils $n = 750$ Messwerte vorliegen. Das arithmetische Mittel aller Messwerte x_i je Position und Modelllauf wird gebildet mit

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (8.1)$$

und die Standardabweichung (mittlerer Fehler der Messreihe) mit:

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (8.2)$$

Die Auswertung einzelner Messreihen zeigt, dass, hervorgerufen durch spritzendes Wasser, vereinzelt Messwerte auftreten, die deutlich von den restlichen Messwerten abweichen. Diese, als Ausreißer bezeichneten Messwerte, können das Ergebnis (arithmetisches Mittel aller Messwerte) verfälschen. Die Identifikation der Ausreißer erfolgt in Anlehnung an die häufig in der Literatur beschriebenen 2- σ -Methode.

Als Ausreißer werden Messwerte definiert, die um mehr als das 2,5fache der Standardabweichung σ vom Mittelwert \bar{x} abweichen (vgl. Abbildung 8.2 (a): Messwerte, die außerhalb der gestrichelten Linien liegen). Als Ausreißer werden Messwerte identifiziert, für die gilt:

$$|x_i - \bar{x}| \geq 2,5 \cdot \sigma \quad (8.3)$$

Der als Ausreißer identifizierte Messwert x_i wird aus der Messreihe entfernt. Das Ergebnis h_{USS} wird aus dem bereinigten Datensatz mit dem arithmetischen Mittel gebildet.

In Abbildung 8.2 (b) sind jeweils für die drei USS-Positionen beispielhaft für Modelllauf ML23 ($S_L = 7,5$ %, $S_T = 2,5$ %) für alle Durchflüsse Q die gemessenen Wassertiefen an den Positionen USS1, USS2 und USS3 während eines Modelllaufs (V1.1 & V1.2, siehe Kapitel 8.3)

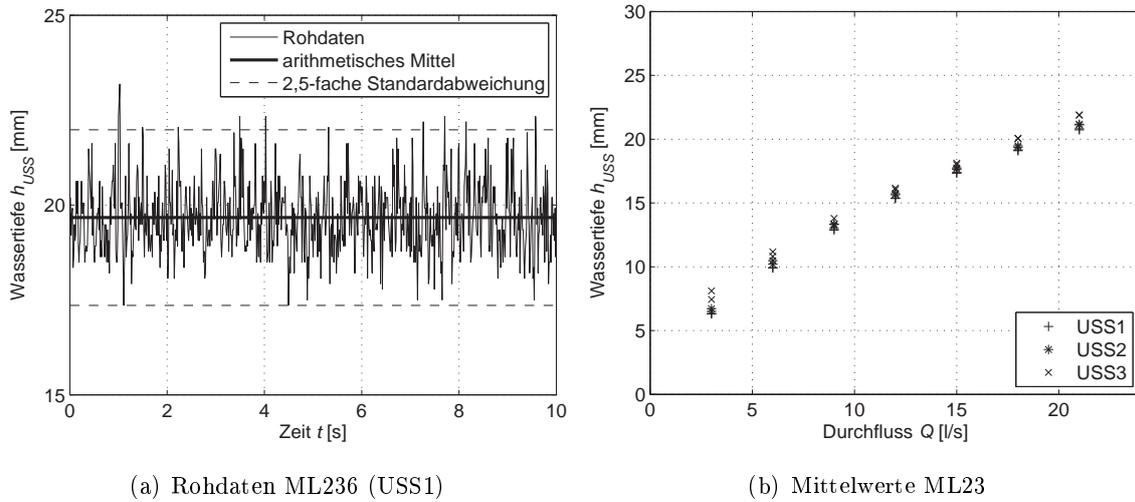


Abbildung 8.2: ML23: Wassertiefen

dargestellt. Die Wassertiefen aller drei Positionen für jeweils eine Einstellungskombination können im Rahmen der Messgenauigkeit (Auflösung der Ultraschallsensoren: $0,18 \text{ mm} \pm 0,15 \%$ des Messwerts) als gleich angenommen werden. Damit ist der Nachweis erbracht, dass oberhalb des Straßenablauf-Aufsatzes gleichförmige Abflusszustände erreicht werden. Eine Mittelung der Wassertiefen über alle drei USS-Positionen ist demnach möglich. Für die Wassertiefen am Bordsteinrand gilt:

$$h = h_{USS} + S_T \cdot \Delta y \quad (8.4)$$

mit $\Delta y = 0,25 \text{ m}$ (Hälfte der Aufsatzbreite). Die Wassertiefen am Bordsteinrand ergeben sich in allen Modellläufen zu $h < 35 \text{ mm}$. In allen Modellläufen ist die Abflussbreite W im gleichförmigen Zustand kleiner als die Modellbreite B_R , so dass kein begrenzender Einfluss durch den rechten Modellrand besteht.

8.2.3 Fließgeschwindigkeiten

Für die Messdatenerfassung der Oberflächengeschwindigkeiten wird das vom Hersteller mitgelieferte Softwarepaket RTQ-Log (Fa. FlowTronic) verwendet. Programmintern wird eine Fast-Fourier-Transformation (FFT) aller Messsignale (ca. 20.000 Signale / 20 Sekunden) durchgeführt. Alle 20 Sekunden wird ein gemittelter Wert für die Oberflächengeschwindigkeit abgespeichert. Bei einer Messdauer von 180 Sekunden je Messpunkt ergeben sich jeweils neun Messwerte. Die Verarbeitung der Messdaten erfolgt in drei Schritten. Zunächst werden alle Messwerte, die kleiner sind als der angegebene Messbereich ($v_{min} = 0,15 \text{ m/s}$), aus dem Datensatz entfernt. Aus den verbleibenden Messdaten wird das arithmetische Mittel (Gleichung 8.1) und die Standardabweichung

chung (Gleichung 8.2) gebildet. Messwerte, die vom Mittelwert um mehr als das 2,5fache der Standardabweichung (Gleichung 8.3) abweichen, werden ebenfalls entfernt. Wie in Abbildung 8.3 (a) zu erkennen ist, treten insbesondere am Übergang von trocken zu nass große Streuungen durch die verwendete Messtechnik auf. Durch die gleichzeitige Messung der Wassertiefen¹ kann die Position des Übergangs von nass zu trocken gut beschrieben werden, so dass alle Messwerte außerhalb des Abflussquerschnitts ebenfalls entfernt werden. Aus den verbleibenden Daten wird das arithmetische Mittel mit Gleichung 8.1 gebildet (Abbildung 8.3 (b)). Aus den Messungen der Oberflächengeschwindigkeit ergibt sich, u. a. bedingt durch die Genauigkeit der Messtechnik und das gewählte Raster, eine nahezu linear verlaufende Geschwindigkeitsverteilung über die Abflussbreite ($h \sim v$). Wird die Geschwindigkeit hingegen detailliert im numerischen Modell ausgewertet, zeigt sich, wie erwartet, eine Geschwindigkeitsverteilung über die Abflussbreite mit näherungsweise $v \sim \sqrt{h}$. Randeinflüsse (geringere Geschwindigkeit in Wandnähe) sind aufgrund des Mindestabstands der Messtechnik zum Modellrand nicht zu erkennen. Der Geschwindigkeitsmessalgorithmus des Herstellers zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit wird nicht verwendet, es werden ausschließlich die Rohdaten der Oberflächengeschwindigkeit verarbeitet.

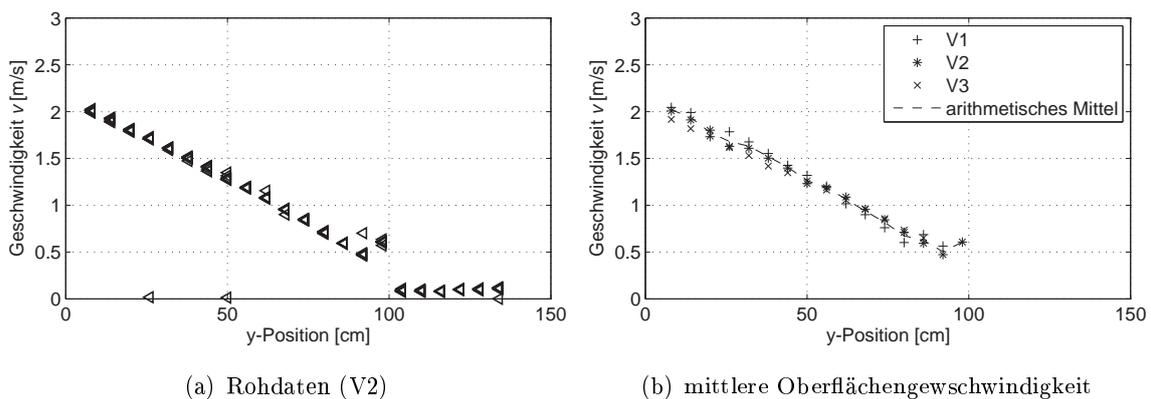


Abbildung 8.3: ML236: Oberflächengeschwindigkeiten

Die mittlere Geschwindigkeit über den Fließquerschnitt kann mit der Kontinuitätsgleichung wie folgt berechnet werden:

$$v_m = \frac{Q}{A} \quad (8.5)$$

mit $A = \frac{1}{2} \cdot h \cdot W$ und h = Wassertiefe am Bordsteinrand und W = Abflussbreite.

¹Die gemessenen Wassertiefen über den Querschnitt sind in Anhang D dargestellt.

Alternativ kann durch Integration der über die gesamte Abflussbreite gemessenen Fließgeschwindigkeiten eine mittlere Geschwindigkeit berechnet werden, wenn die Annahme getroffen wird, dass auf Grund der schießenden und turbulenten Abflusszustände die Oberflächengeschwindigkeit in etwa der tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit entspricht. Da die eingesetzte Messtechnik zur Messung der Oberflächengeschwindigkeiten hohe Ungenauigkeiten insbesondere bei sehr geringen Fließtiefen aufweist, wird an dieser Stelle auf die Auswertung der mittleren Geschwindigkeit aus den Ergebnissen der Geschwindigkeitsmessungen verzichtet. Im weiteren wird die mittlere Fließgeschwindigkeit mit Gleichung 8.5 berechnet. Für die gemittelten Geschwindigkeiten gilt für alle Modellläufe $v < 2,5$ m/s

8.3 Reproduzierbarkeit

Um die systematischen Fehler durch den Modellaufbau zu minimieren, wird jede Einstellungskombination (siehe Tabelle 6.2) insgesamt sechs mal gemessen. Dabei wird jeweils nach dem zweiten und vierten Modelllauf die Einstellung der Längs- und Querneigung neu vorgenommen. Da die Abflussbedingungen oberhalb des Straßenablaufs unabhängig vom Aufsatztyp sind, wurden die Wassertiefen 36-mal (6 Typen à 6 Modellläufe) je hydraulischem Fall (Q , S_L , S_T) und Position gemessen. Die mittlere Standardabweichung liegt für alle hydraulischen Fälle unter 10 % vom arithmetischen Mittel, wodurch die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse nachgewiesen ist. Für das weitere Vorgehen wird das arithmetische Mittel über alle durchgeführten Messungen je hydraulischem Fall mit

$$\bar{h} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_i \quad (8.6)$$

und $n = 36$ gebildet. Als Ergebnis wird für alle untersuchten Längsneigungen mit konstanter Querneigung eine Abflusskurve erzeugt (Abbildung 8.6).

8.4 Beschreibung des Abflusses auf der Straße: analytischer Ansatz

Eine häufig ausgeführte Variante der Straßenrinne ist die Bordrinne. Der Abflussquerschnitt des auf der Straße abfließenden Wassers entspricht in diesem Fall einem Dreiecksquerschnitt mit vertikaler seitlicher Begrenzung durch den Bordstein (vgl. Abbildung 8.4).

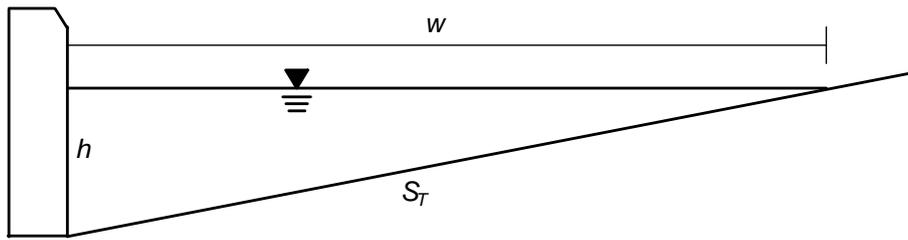


Abbildung 8.4: Fließquerschnitt des Regenabflusses bei Bordrinnen (unmaßstäbliche Skizze)

Die Abflussbreite W auf der Straße ergibt sich in Abhängigkeit der Querneigung S_T und der Wassertiefe h am Bordstein zu:

$$W = \frac{h}{S_T} \quad (8.7)$$

Für die durchflossene Querschnittsfläche A gilt:

$$A = \frac{1}{2} \cdot h \cdot W \quad (8.8)$$

Für stationär gleichförmige Abflussbedingungen ($I_{WSL} = S_L$) in der Bordrinne gilt für den Durchfluss Q mit der empirischen Fließformel nach Manning-Strickler:

$$Q = k_{st} \cdot \left(\frac{A}{U} \right)^{2/3} \cdot S_L^{1/2} \cdot A \quad (8.9)$$

$$= k_{st} \cdot \left(\frac{\frac{1}{2} \cdot h \cdot W}{h + \sqrt{h^2 + W^2}} \right)^{2/3} \cdot S_L^{1/2} \cdot \frac{1}{2} \cdot h \cdot W \quad (8.10)$$

mit

Q	Abfluss auf der Straße / Bordrinne	[m ³ /s]
k_{st}	Strickler-Beiwert	[m ^{1/3} /s]
S_T	Querneigung der Straße	[m/m]
S_L	Längsneigung der Straße	[m/m]
W	Abflussbreite auf der Straße	[m]

Wird die Annahme getroffen, dass der benetzte Umfang U für flache Dreiecksquerschnitte mit der Abflussbreite W gleichzusetzen ist, werden Strömungswiderstände am Bordsteinrand vernachlässigt. Der Durchfluss Q ergibt sich vereinfacht zu:

$$Q = 0,315 \cdot k_{st} \cdot S_T^{5/3} \cdot S_L^{1/2} \cdot W^{8/3} \quad (8.11)$$

Nach IZZARD (1946) liefert die Integration des inkrementellen Durchflusses dQ in einem vertikalen Element mit einer Breite dy und einer Höhe h' über die Abflussbreite W eine bessere Übereinstimmung des Durchflusses mit den durchgeführten Experimenten als obengenannte Gleichung 8.11. Der mit Gleichung 8.20 berechnete Durchfluss ist um 19 % größer als der mit Gleichung 8.11 ermittelte Wert.

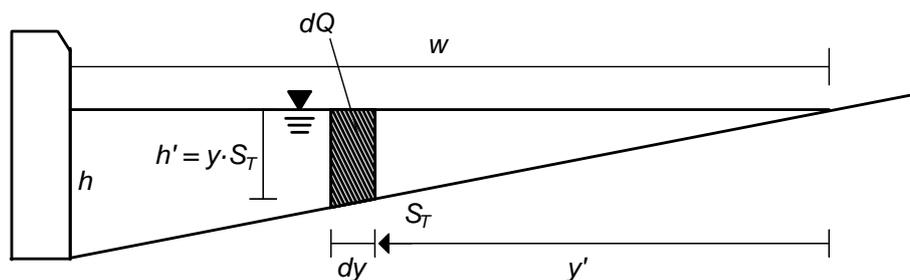


Abbildung 8.5: Inkrementeller Durchfluss dQ (unmaßstäbliche Skizze)

Es gilt:

$$Q = \int dQ \quad (8.12)$$

mit (Substitution):

$$dQ = v \cdot h' \cdot dy \quad (8.13)$$

und

$$v = k_{st} \cdot R_{hy}^{2/3} \cdot S_L^{1/2} \quad (8.14)$$

$$= k_{st} \cdot \left(\frac{h' \cdot dy}{dy} \right)^{2/3} \cdot S_L^{1/2} \quad (8.15)$$

$$= k_{st} \cdot h'^{2/3} \cdot S_L^{1/2} \quad (8.16)$$

Folgende Gleichung ergibt sich für den Durchfluss Q :

$$Q = \int_0^W k_{st} \cdot h'^{2/3} \cdot S_L^{1/2} \cdot h' dy \quad (8.17)$$

$$= \int_0^W k_{st} \cdot (y' \cdot S_T)^{2/3} \cdot S_L^{1/2} \cdot (y' \cdot S_T) dy \quad (8.18)$$

$$= \left[k_{st} \cdot S_T^{5/3} \cdot S_L^{1/2} \cdot \frac{3}{8} \cdot y'^{8/3} \right]_0^W \quad (8.19)$$

$$Q = 0,375 \cdot k_{st} \cdot S_T^{5/3} \cdot S_L^{1/2} \cdot W^{8/3} \quad (8.20)$$

BUTLER & DAVIES (2011) empfehlen zur Berechnung des Abflusses auf Straßen Reibungsbeiwerte zwischen $k_{st} = 55,56 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für Asphalt und $k_{st} = 90,91 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für Beton. IZZARD (1946) gibt einen mittleren Reibungsbeiwert von $k_{st} = 50 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ an.

Für die durchgeführten Modellläufe im physikalischen Modell ergeben sich mit Gleichung 8.20 Reibungsbeiwerte zwischen $k_{st} = 72,77 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($S_L = 10 \%$, $Q = 21 \text{ l/s}$) und $k_{st} = 90,73 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($S_L = 2,5 \%$, $Q = 6 \text{ l/s}$), siehe Abbildung 8.6 (a). Der über alle Modellläufe gemittelte Beiwert beträgt $k_{st} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

In Abbildung 8.6 (b) sind die im physikalischen Modell gemessenen Wassertiefen, umgerechnet auf die Wassertiefen am Bordsteinrand, sowie die mit Gleichung 8.20 berechneten Wassertiefen ($k_{st} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$) für alle hydraulischen Fälle dargestellt. Die berechneten Wassertiefen wer-

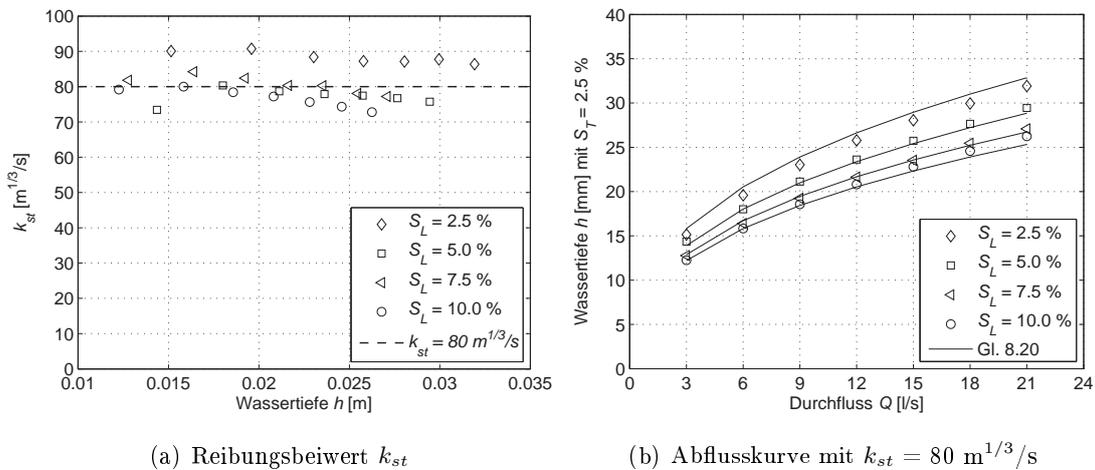


Abbildung 8.6: Berechnete Reibungsbeiwert k_{st} für alle Modellläufe (links) und Abflusskurve oberhalb des Straßenablaufs bei einer Querneigung von $S_T = 2,5 \%$ und Längsneigungen zwischen $S_L = 2,5 \%$ und $10,0 \%$ (rechts)

den bei einer geringen Längsneigung leicht überschätzt, bei einer hohen Längsneigung leicht unterschätzt. Insgesamt zeigt sich jedoch eine zufriedenstellende Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Werte. Die maximale relative Abweichung der berechneten Werte von den Laborergebnissen liegt bei 5% ($S_L = 2,5 \%$), die mittlere Abweichung beträgt 2% .

8.5 Charakteristik des Regenabflusses

Die Überprüfung, ob strömender oder schießender Abfluss vorliegt, kann zum einen über den Vergleich der vorhandenen Wassertiefe mit der Grenzwassertiefe h_{gr} bei dreieckigem Abflussquerschnitt oder über die Froudezahl erfolgen. Für die Froudezahl gilt:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot \frac{A}{W}}} = \frac{v}{\sqrt{g \cdot \frac{h}{2}}} \quad (8.21)$$

Die mittlere Fließgeschwindigkeit v wird mit Gleichung 8.5 berechnet. Es liegt in allen Modellläufen schießender Abfluss vor (siehe Abbildung 8.7 (a)).

Mithilfe der dimensionslosen Reynoldszahl kann die Bewegungsform einer Strömung (laminar oder turbulent) beschrieben werden. Die Reynoldszahl gibt das Verhältnis von Trägheits- und Reibungskraft an und ergibt sich für Gerinneströmungen mit freier Oberfläche nach BOLLRICH (2007) zu:

$$Re = \frac{v \cdot D_{hy}}{\nu} \quad (8.22)$$

mit dem hydraulischen Durchmesser

$$D_{hy} = 4R_{hy} = 4\frac{A}{U} \quad (8.23)$$

und der kinematischen Viskosität $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ($T_F = 10^\circ\text{C}$). Der Übergang von laminarer zu turbulenter Strömung erfolgt bei einer kritischen Reynoldszahl von:

$$Re_{krit, Gerinne} \approx 2320 \quad (8.24)$$

Für alle hydraulischen Fälle liegen turbulente Strömungszustände vor (Abbildung 8.7 (b)).

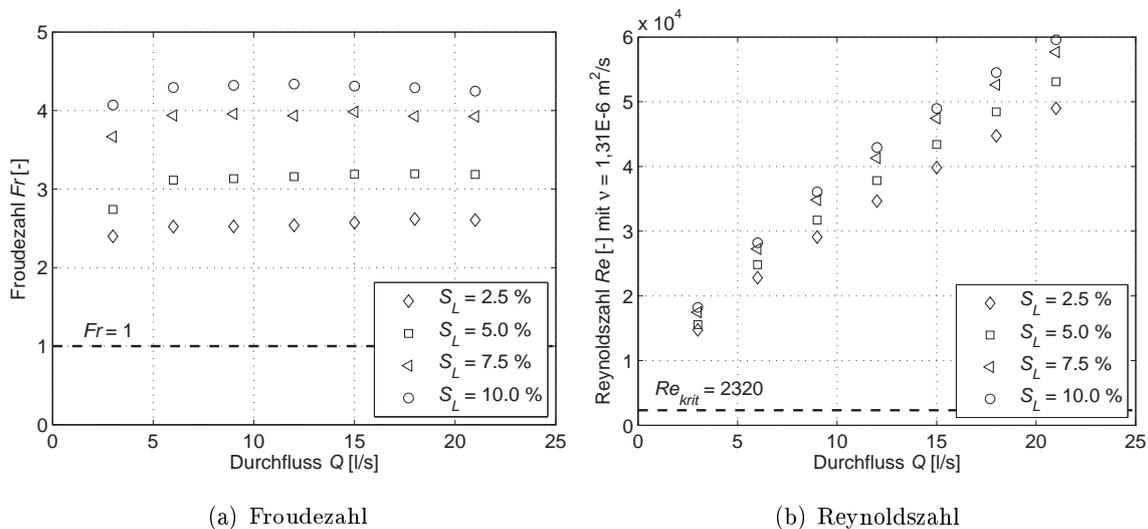


Abbildung 8.7: Dimensionlose Kennzahlen (Froudezahl und Reynoldszahl) für alle im physikalischen Modell untersuchten hydraulischen Fälle

9 Ergebnisse der physikalischen Modellversuche: Effizienz von Straßenablauf-Aufsätzen

9.1 Messdatenverarbeitung

Die abfließenden Volumenströme werden mittels zeitabhängiger Gewichtsmessung erfasst. Es zeigt sich in allen Modellläufen für alle drei Becken eine nahezu lineare Gewichtszunahme. Die Regressionsgerade wird mit der Methode der kleinsten Quadrate durch alle Messwertpaare (Zeit und Gewicht) einer Plattform-Wägezelle für einen definierten Zeitabschnitt innerhalb der gesamten Messdauer von 30 Sekunden ermittelt. Die Steigung der Geraden gibt den mittleren Zufluss in die Becken an.

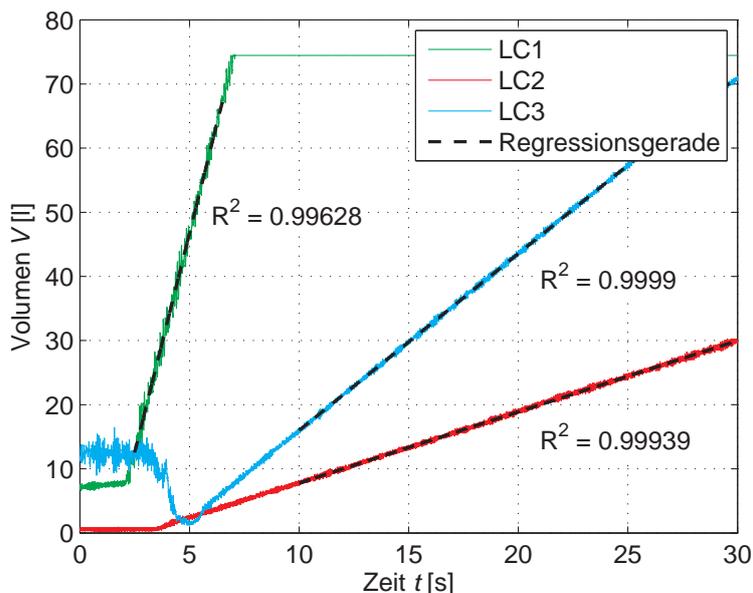


Abbildung 9.1: ML236-I: Rohdaten der Wägezellen

Alle erfassten Volumenströme werden auf Plausibilität geprüft. Es muss gelten (Erhaltung der Masse):

$$Q = Q_I + Q_S + Q_O \quad (9.1)$$

mit Q = Zufluss, eingestellt mit einer Drossel und überprüft mittels magnetisch-induktiver Durchflussmessung (MID) sowie den abfließenden Volumenströmen Q_I , Q_S , Q_O , gemessen mit Plattformwägezellen. Es ergibt sich ein überbestimmtes Gleichungssystem. Für die ausgewerteten Ergebnisse gilt, hervorgerufen durch zufällige und systematische Messfehler (siehe Abbildung 9.2):

$$Q \neq Q_I + Q_S + Q_O \quad (9.2)$$

mit Abweichungen von über 10 %. Mit geringer werdender Längsneigung nehmen die Abweichungen der Kontinuitätsbedingung zu.

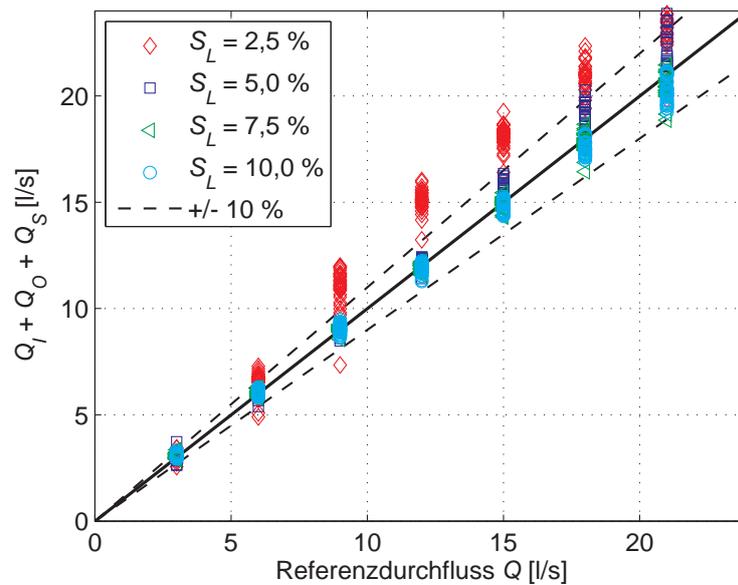


Abbildung 9.2: Abweichung der Messergebnisse mit Wägezellen

Die großen Abweichungen der Kontinuitätsbedingung bei einer geringen Längsneigung und insbesondere hohen Durchflüssen sind systematisch durch den Versuchsaufbau bedingt. Bevor mit der Messung begonnen wird, wird das Wasser vor dem Aufsatz durch eine Schranke umgelenkt, so dass es am Aufsatz vorbei fließt, damit das Becken unter dem Aufsatz (Becken 1) bis zur eigentlich Messung leer bleibt und nicht während des Einstellens des Durchflusses schon voll läuft. Vor der Schranke bildet sich bei hohen Abflüssen und einer geringen Längsneigung ($S_L = 2,5$ bis $5,0$ %) ein Aufstau, der beim Öffnen der Schranke zu einem höheren Abfluss in das Becken 1 führt, als er sich nach Einstellen eines stationären Zustands ergeben würde. Daher

weisen die Abflussmessungen mit *LC1* zu hohe Werte auf, so dass die Summe aller drei Volumenströme größer ist als der Sollwert Q . Für die weitere Auswertung wird die Messung von Q_I nicht weiter berücksichtigt, sondern der Abfluss durch den Aufsatz wird wie folgt berechnet:

$$Q_I = Q - (Q_O + Q_S) \quad (9.3)$$

9.2 Reproduzierbarkeit

Wie in Kapitel 8.3 bereits beschrieben, konnte die Reproduzierbarkeit der Abflusszustände oberhalb des Straßenablaufs bestätigt werden und wird daher auch für die Messung der Leistungsfähigkeit der Straßenablauf-Aufsätze angenommen.

9.3 Effizienz von Straßenablauf-Aufsätzen

Die hydraulische Leistungsfähigkeit der Straßenablauf-Aufsätze wird definiert als der Abfluss durch den Straßenablauf-Aufsatz Q_I . Die Effizienz E wird definiert als das Verhältnis des aufgenommenen Abflusses Q_I zum gesamten zufließenden Regenabfluss Q (Gleichung 4.1). In Abbildung 9.3 ist die berechnete Effizienz für alle Modellversuche dargestellt. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die vorliegenden Untersuchungen nicht der Prüfung einzelner Produkte verschiedener Hersteller dienen. Vielmehr geht es darum, die Einflussgrößen auf die Leistungsfähigkeit der Pultaufsätze zu identifizieren und basierend auf den Modellversuchen eine Gleichung zur Beschreibung der Leistungsfähigkeit zu entwickeln. Im Folgenden werden zunächst die Ergebnisse dargestellt und unabhängig vom Aufsatztyp beschrieben. Eine vertiefte Diskussion der Einflussgrößen auf die Leistungsfähigkeit und damit auf die Effizienz der Pultaufsätze folgt in Kapitel 11.

Zu erkennen ist, dass die Effizienz mit größer werdendem Abfluss Q abnimmt. Dies liegt zum einen daran, dass der Anteil des am Aufsatz vorbeifließenden Abflusses Q_S ebenfalls mit steigendem Abfluss zunimmt und andererseits die Zuflussgeschwindigkeit steigt und damit auch der Anteil des über den Aufsatz hinwegfließenden Abflusses Q_O (siehe Abbildung 9.4 und 9.5). Insgesamt gilt für die Effizienz der untersuchten Pultaufsätze innerhalb der Modellgrenzen $E \geq 0,7$. Der Anteil des über den Aufsatz hinwegfließenden Abflusses Q_O liegt bei maximal 15 %, der Anteil des am Straßenablauf vorbeifließenden Abflusses Q_S liegt unter 30 %.

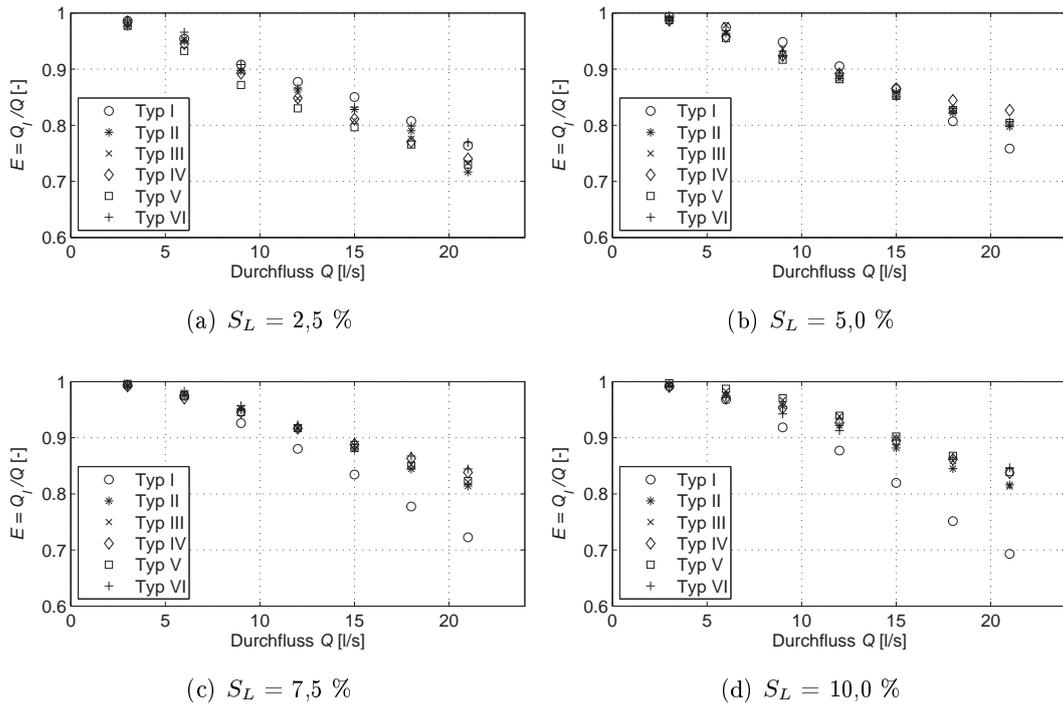


Abbildung 9.3: E in Abhängigkeit des Zuflusses Q ($S_T = 2,5 \%$)

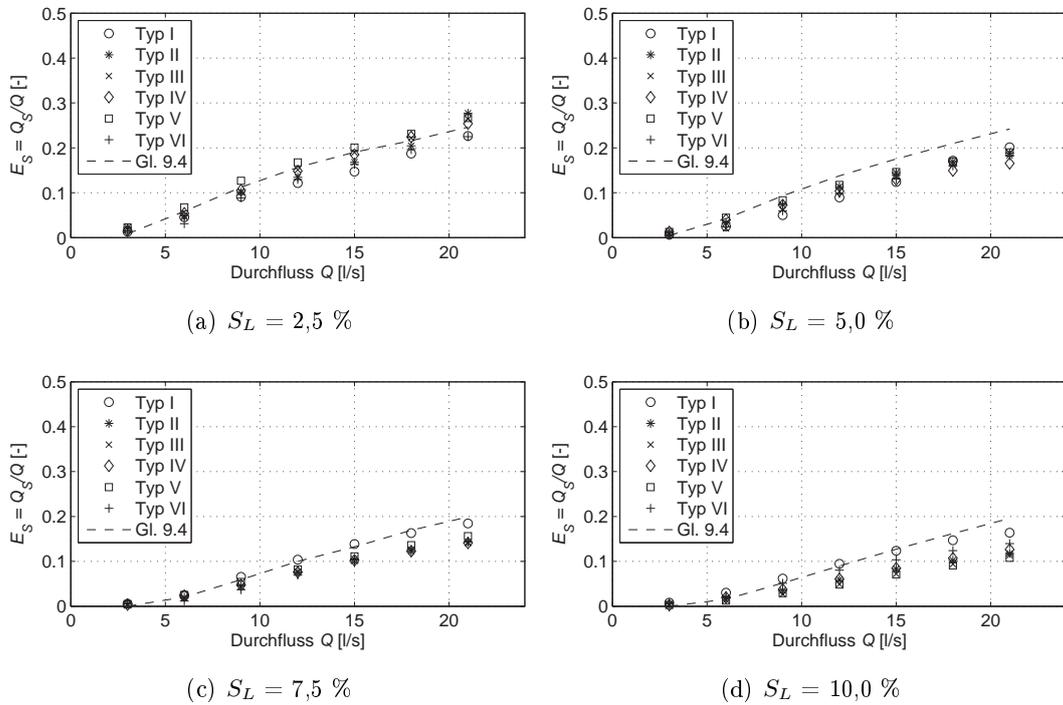


Abbildung 9.4: E_S in Abhängigkeit des Zuflusses Q ($S_T = 2,5 \%$)

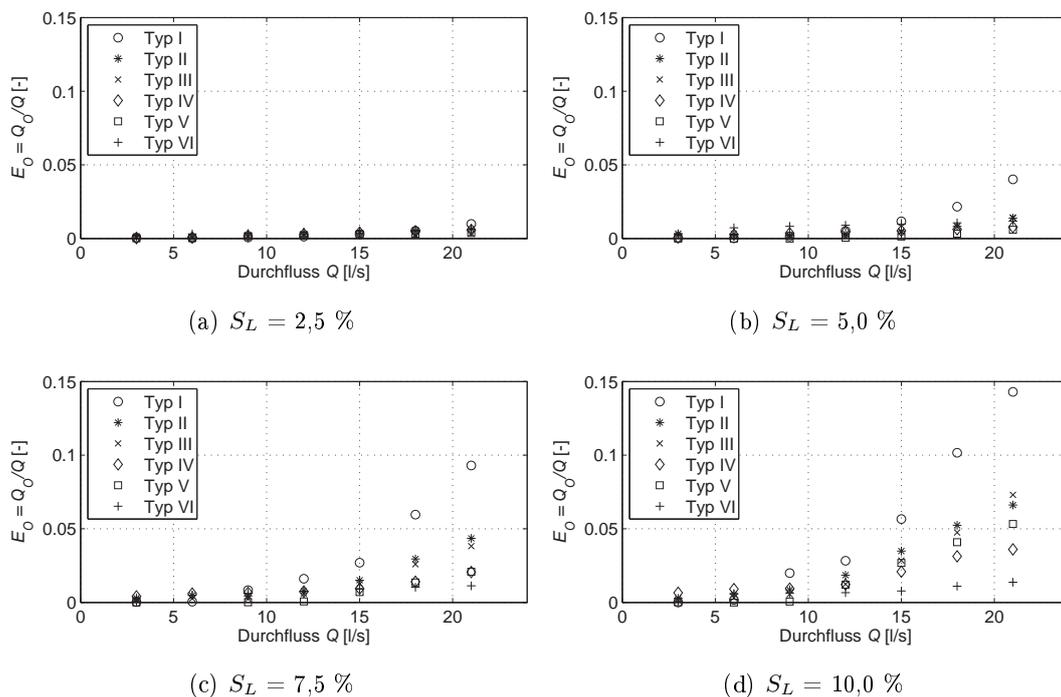


Abbildung 9.5: E_O in Abhängigkeit des Zuflusses Q ($S_T = 2,5 \%$)

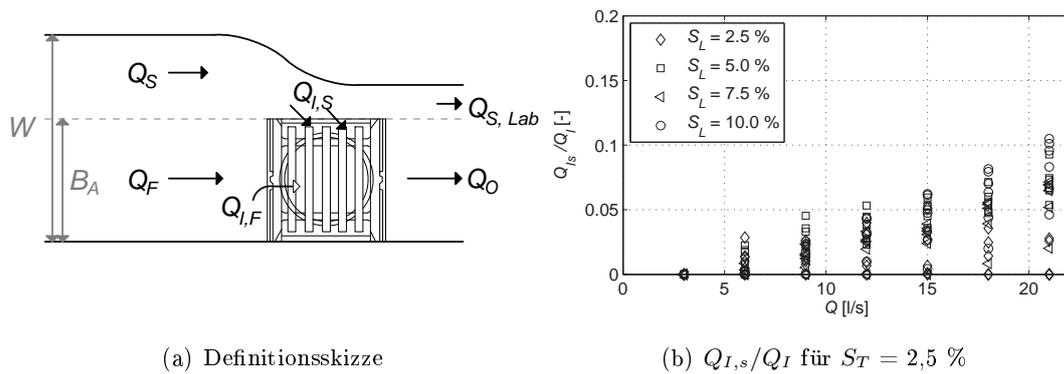
Der am Aufsatz vorbeifließende Abfluss Q_S (Abbildung 9.6 (a)) ist abhängig von der Aufsatzbreite B_A , nicht aber vom Aufsatztyp und ergibt sich in Abhängigkeit von der Wasserspiegelbreite mit $W > B_A$ näherungsweise zu:

$$Q_S = 0,375 \cdot k_{st} \cdot S_T^{5/3} \cdot S_L^{1/2} \cdot (W - B_A)^{8/3} \tag{9.4}$$

Der mit Gleichung 9.4 berechnete, seitlich am Aufsatz vorbeifließende, Abfluss ist im Vergleich zu den im Labor gemessenen Werten, dargestellt in Abbildung 9.4, minimal größer. In den physikalischen Modellversuchen erfolgt die Trennung des seitlich vorbeifließenden Abflusses $Q_{S,Lab}$ erst unmittelbar nach dem Aufsatz (siehe Abbildung 11.11 (a)). Auf der Länge des Aufsatzes fließt noch ein geringer Teil seitlich in den Straßenablauf ein ($Q_{I,s}$ mit $Q_I = Q_{I,s} + Q_{I,f}$). Dieser Anteil ist jedoch vernachlässigbar gering ($Q_{I,s} (= Q_S - Q_{S,Lab}) < 10 \%$ Q_I , siehe Abbildung 9.6 (b)).

Um eine Aussage über die tatsächliche Leistungsfähigkeit des Pultaufsatzes treffen zu können, ohne den ohnehin vorbeifließenden Abfluss Q_S mit in die Betrachtung einfließen zu lassen, sondern nur den auf der Breite des Aufsatzes zufließenden Abfluss Q_F , wird die typspezifische Effizienz E_T definiert. Dabei wird das aufgenommene Wasser $Q_{I,f}$ in das Verhältnis zum frontal zufließenden Abfluss $Q_F = Q - Q_S$ gesetzt:

$$E_T = \frac{Q_{I,f}}{Q_F} \tag{9.5}$$



(a) Definitionsskizze

(b) $Q_{I,s}/Q_I$ für $S_T = 2,5\%$

Abbildung 9.6: Definition der Volumenströme (links) und seitlich in den Aufsatz abfließender Anteil in Abhängigkeit des Zuflusses Q (rechts)

In Abbildung 9.7 ist die typspezifische Effizienz in Abhängigkeit der Aufsatzgeometrie, der Längsneigung und des frontalen Zuflusses $Q_F = Q - Q_S$, berechnet mit Gleichung 9.4, dargestellt. Für eine geringe Längsneigung von $S_L = 2,5\%$ ist zu erkennen, dass nahezu der gesamte frontal zufließende Abfluss Q_F vom Aufsatz aufgenommen wird, die typspezifische Effizienz liegt für alle untersuchten Aufsatztypen bei $E_T \approx 1$. Erst mit größer werdenden Längsneigungen nimmt die typspezifische Effizienz auf bis zu $E_T \approx 0,8 - 0,9$ ab.

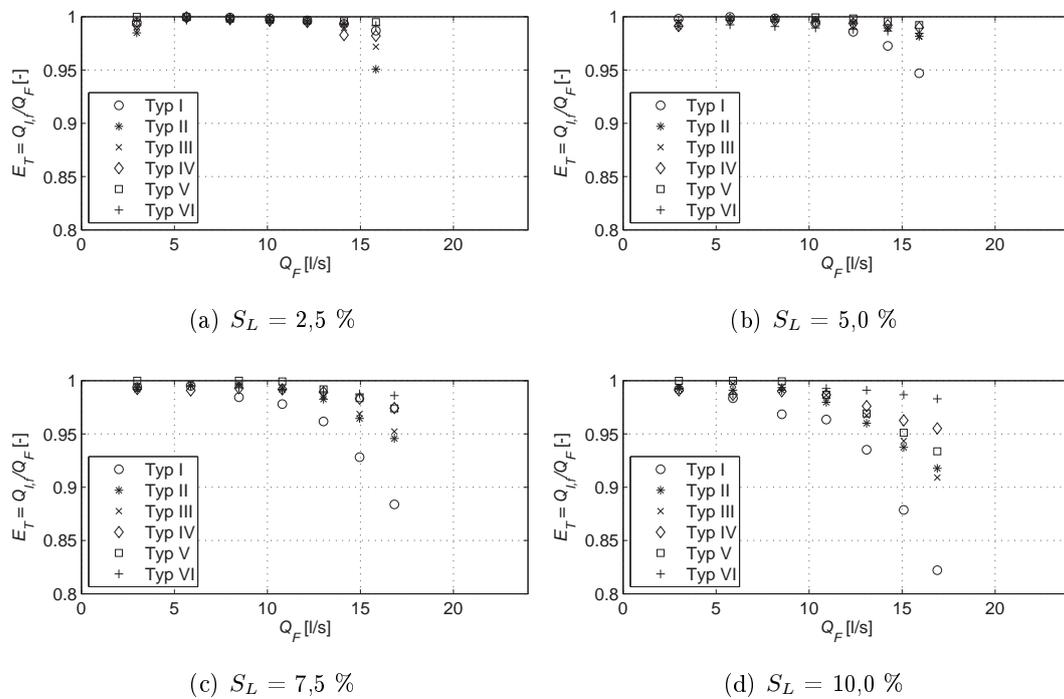
(a) $S_L = 2,5\%$ (b) $S_L = 5,0\%$ (c) $S_L = 7,5\%$ (d) $S_L = 10,0\%$

Abbildung 9.7: E_T in Abhängigkeit des frontalen Zuflusses Q_F ($S_T = 2,5\%$)

9.4 Vergleich der experimentellen Ergebnisse mit Ansätzen aus der Literatur

In Abbildung 9.8 sind die mit den empirischen Gleichungen aus der Literatur berechneten Leistungsfähigkeiten für alle sechs untersuchten Aufsätze im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen dargestellt.

HRW (SPALIVIERO ET AL., 2000), Gleichung 4.3:

$$E = \beta - G \cdot \frac{Q}{h}$$

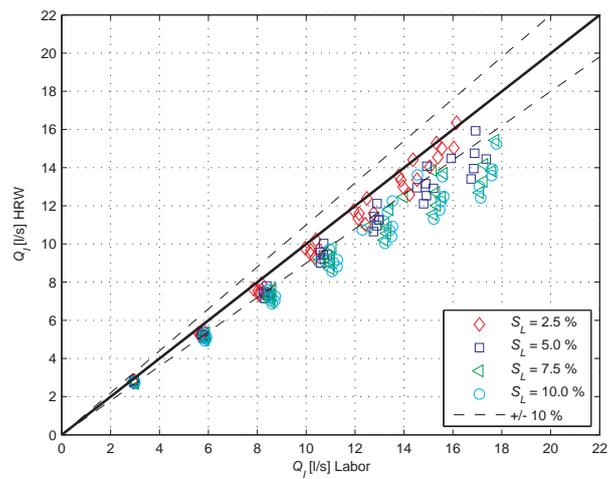
UPC (GÓMEZ & RUSSO, 2005), Gleichung 4.5:

$$E = a \cdot \left(\frac{Q}{h}\right)^{-b}$$

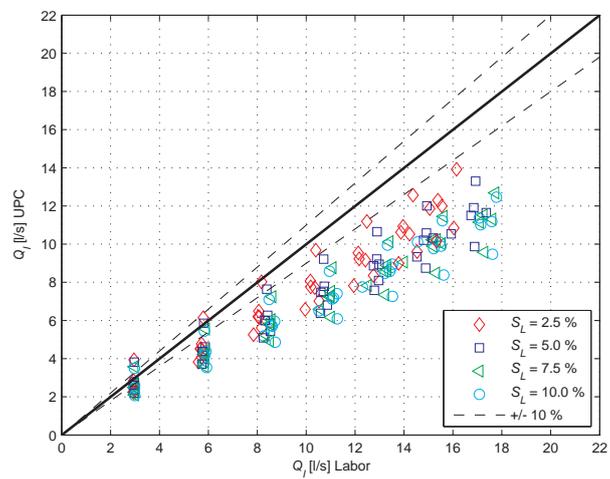
HEC-22 (BROWN ET AL., 2009), Gleichung 4.8:

$$E = R_w E_w + R_x (1 - E_w)$$

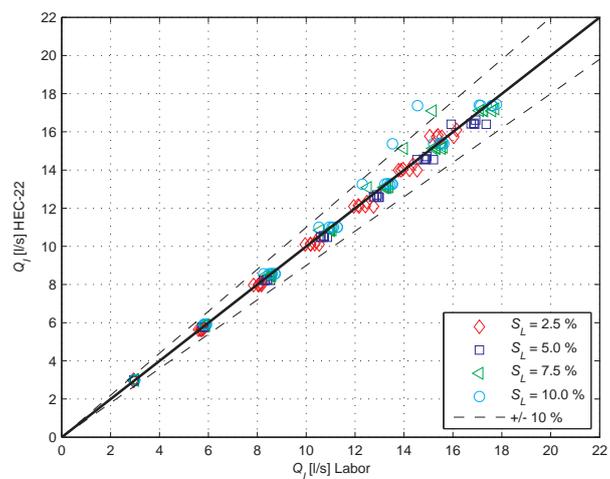
Alle empirischen Gleichungen basieren auf physikalischen Modellversuchen, die ebenfalls im Maßstab 1:1 bei einer Modellbreite von $B_R \geq 1,50$ m mit Bordrinne durchgeführt wurden. Die zugrundeliegenden Längs- und Querneigungen sind vergleichbar mit den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Parametern ($0\% \leq S_L \leq 13\%$ und $0\% \leq S_T \leq 6,25\%$). Die Pultaufsätze besitzen vergleichbare Abmessungen mit $220 \text{ mm} \leq B_A \leq 610 \text{ mm}$ und $220 \text{ mm} \leq L_A \leq 1.220 \text{ mm}$. Der Ansatz in der Bemessungsrichtlinie HEC-22 basiert auf Experimenten mit einer Zulaufänge zum Straßenablauf von etwa 12 m. Wie in Kapitel 8.2 gezeigt, reicht die Länge zum Erreichen eines gleichförmigen Strömungszustands aus. Die Gesamtlänge der Versuchsrinne in SPALIVIERO ET AL. (2000) und GÓMEZ & RUSSO (2005) entspricht mit $L_R \approx 5,0$ m der Hälfte der Rinnenlänge des in dieser Arbeit beschriebenen Modells. Für den Fall, dass $W < B_R$ gilt, reicht diese Länge ohne eine Breitenbeschränkung im Zulaufbereich nicht aus, um gleichförmigen Abfluss zu erreichen. SPALIVIERO ET AL. (2000) beschränken die Zulaufbreite auf die Abflussbreite W , um die Länge der Versuchsrinne minimieren zu können und trotzdem gleichförmigen Abfluss zu erhalten. In GÓMEZ & RUSSO (2005) ist hierzu keine Angabe enthalten. Die untersuchten Zuflüsse Q in SPALIVIERO ET AL. (2000) sind vergleichbar mit $Q < 30$ l/s gewählt, die zugrundeliegenden Zuflüsse in GÓMEZ & RUSSO (2005) sowie in BURGI & GOBER (1977) sind mit bis zu $Q = 200$ l/s erheblich größer. Diese Größenordnungen liegen deutlich außerhalb der in dieser Arbeit interessierenden Anwendungsgrenzen, da die unterirdische Kanalisation für diese Abflüsse nicht ausgelegt ist und somit kein rückstaufreier Abfluss in die Kanalisation vorausgesetzt werden kann.



(a) HRW vs. Lab



(b) UPC vs. Lab



(c) HEC-22 vs. Lab

Abbildung 9.8: Vergleich der Laborergebnisse mit den berechneten Leistungsfähigkeiten mit in der Literatur verfügbaren Gleichungen

Die Ansätze nach HRW (SPALIVIERO ET AL., 2000) und UPC (GÓMEZ & RUSSO, 2005)) unterschätzen die in den physikalischen Modellversuchen gemessenen Leistungsfähigkeiten deutlich. Insbesondere der UPC-Ansatz liefert Ergebnisse, die um bis zu 50 % von den experimentellen Daten abweichen. In beiden Ansätzen wird die Effizienz in Abhängigkeit des Verhältnisses Q/h beschrieben. Wie in Abbildung 9.9 beispielhaft für eine Längsneigung von $S_L = 7,5 \%$, eine Querneigung von $S_T = 2,5 \%$ und Aufsatz Typ III zu erkennen ist, kann die lineare Funktion nach HRW und die Potenzfunktion nach UPC den Verlauf der im Labor ermittelten Effizienzen in Abhängigkeit von Q/h nicht abbilden. Demgegenüber entspricht der Verlauf auf dem untersuchten Intervall für Q/h einer Exponentialfunktion der Form

$$E = e^{-(\alpha \frac{Q}{h})^\beta} \quad (9.6)$$

Für den in Abbildung 9.9 dargestellten Fall wird α zu 0,6 und β zu 2,2 gewählt. Der Ansatz einer Exponentialfunktion mit der Abhängigkeit Q/h wird in dieser Arbeit nicht weiter verfolgt.

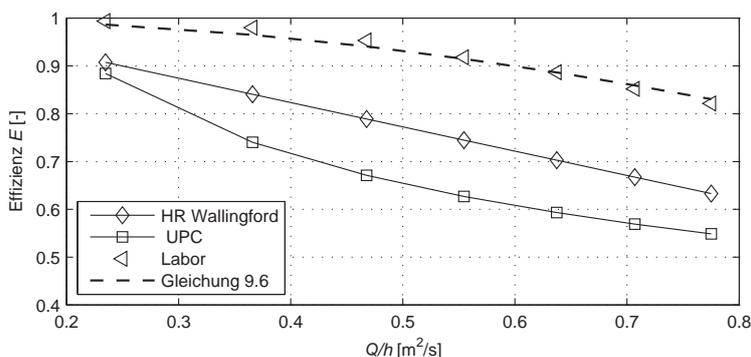
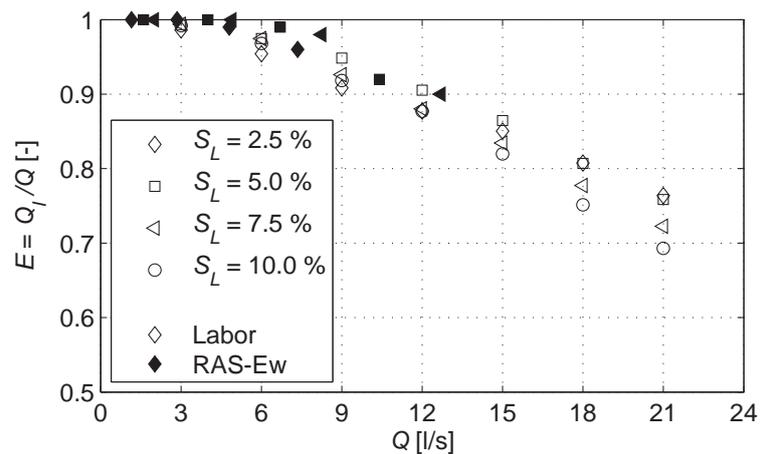


Abbildung 9.9: ML23-III: Graphischer Vergleich $Q/h - E$

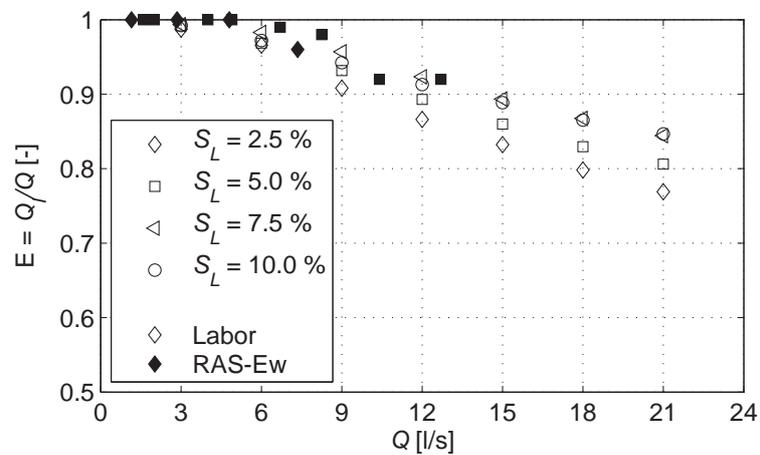
Wie in Kapitel 4.2 bereits beschrieben, ist der Ansatz nach HEC-22 abhängig von der sogenannten „splash-over“-Geschwindigkeit v_o . Diese kann anhand von Tafelwerken für ausgewählte Aufsätze bestimmt werden. Ist diese Geschwindigkeit größer als die mittlere Geschwindigkeit v oberhalb des Straßenablaufs, wird davon ausgegangen, dass 100 % des frontalen Abflusses Q_F vom Straßenablauf aufgenommen werden ($E_T = 1$). Für die gegebenen Randbedingungen kann die „splash-over“-Geschwindigkeit für alle Modellläufe mit $v_o > v$ abgeschätzt werden, so dass $E_T = 1$ angenommen wird. Die Auswertung der typspezifischen Effizienz für die durchgeführten Modellläufe zeigt jedoch, dass insbesondere bei hohen Längsneigungen $E_T < 1$ gilt. Insgesamt stimmen die nach der Richtlinie HEC-22 berechneten Leistungsfähigkeiten mit den in dieser Arbeit experimentell gewonnenen Daten gut überein.

In der in Deutschland gültigen Bemessungsrichtlinie RAS-Ew (FGSV, 2005) sind ausschließlich ausgewählte tabellarische Werte zur Leistungsfähigkeit von drei Pultaufbauten enthalten. In Abbildung 9.10 sind für Aufsatz Typ I und Typ VI die Effizienzen nach RAS-Ew im Vergleich zu

den Ergebnissen der physikalischen Modellläufe dargestellt. Die in der Richtlinie angegebenen Tabellenwerte gelten nur bis Längsneigungen $S_L < 8,0 \%$. Insgesamt wird die Leistungsfähigkeit für Aufsatz Typ I (Typbezeichnung in RAS-Ew: Typ II) und auch Typ VI (Typbezeichnung in RAS-Ew: Typ III) in der Bemessungsrichtlinie im Vergleich zu den im Labor gemessenen Werten leicht überschätzt. Außerdem fällt auf, dass die in der RAS-Ew angegebenen Leistungsfähigkeiten für beide Typen auch bei hohen Längsneigungen nahezu identisch sind. Dies konnte in den physikalischen Modellversuchen nicht bestätigt werden.



(a) Typ I



(b) Typ VI

Abbildung 9.10: ML2-I/VI: Vergleich der Labormessungen mit den Tabellenwerten nach RAS-Ew (FGSV, 2005)

10 Ergebnisse der numerischen Modellversuche

10.1 Allgemeines

Da ein CFD-Modell eine vereinfachte Abbildung komplexer physikalischer Prozesse darstellt und die Ergebnisse auf zahlreichen Annahmen basieren, muss die Qualität und Genauigkeit der Ergebnisse untersucht werden. Hierbei wird zwischen numerischen Fehlern und Modellfehlern unterschieden, wobei unter einem Fehler die Abweichung des Simulationsergebnisses von einem bekannten oder erwarteten Ergebnis verstanden wird (LAURIEN & OERTEL, 2013). Folgende Methoden zur Fehlerkontrolle werden im Folgenden behandelt:

- **Verifikation:** Kontrolle des numerischen Fehlers (z. B. Diskretisierungsfehler)
- **Validierung:** Kontrolle des Modellfehlers (z. B. durch Vergleich mit experimentellen Ergebnissen)
- **Kalibrierung:** Einstellung „freier“ Parameter

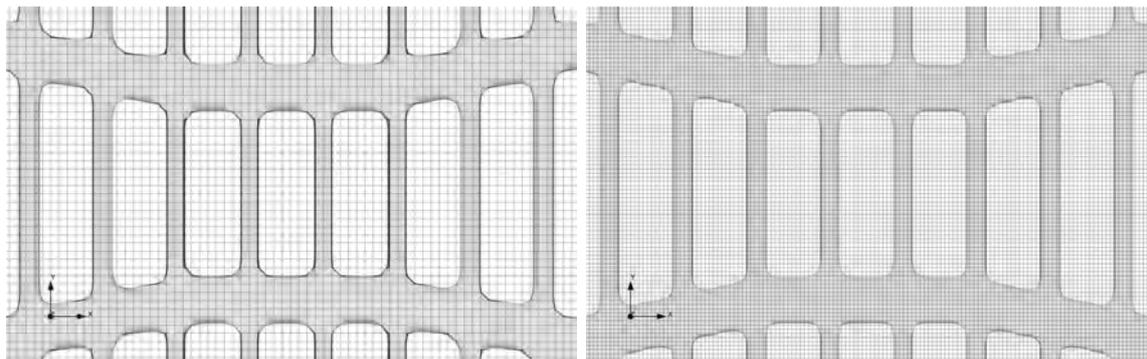
10.2 Verifikation und Validierung des numerischen Modells

10.2.1 Abschätzung des numerischen Fehlers aus räumlicher und zeitlicher Diskretisierung

Zur Eingrenzung des räumlichen Diskretisierungsfehlers wird eine Netzverfeinerungsstudie durchgeführt. Für das in Kapitel 7 beschriebene Modell der Versuchsrinne mit Pultaufsatz wird die Zellgröße des Mesh Blocks 2 (Rechengitter im Bereich des Straßenablaufs) in alle drei Raumrichtungen verfeinert (Tabelle 10.1). Alle weiteren Modellannahmen und Einstellungen sind jeweils identisch. Eine gößeres Rechennetz als Netz M443 ist aufgrund der auftretenden, relativ geringen Wassertiefen ($h < 35$ mm) und der abzubildenden Geometrie des Straßenablauf-Aufsatzes (Abbildung 10.1) nicht sinnvoll.

Tabelle 10.1: Auflösung der Rechnetze für Mesh Block 2 der untersuchten Netz-Varianten

Bezeichnung	dx [mm]	dy [mm]	dz [mm]	Anzahl der Zellen
M443	4	4	3	9.900.000
M223	2	2	3	39.600.000
M221	2	2	1-3	59.600.000

(a) M443: $dx = dy = 4$ mm(b) M221: $dx = dy = 2$ mm**Abbildung 10.1:** Berechnungsgeometrie und Rechnetetz (FLOW-3D) für zwei Netz-Varianten, Berechnungsgeometrie erzeugt mit der FAVORTM-Methode

Die Wassertiefen und tiefengemittelten Geschwindigkeiten oberhalb des Aufsatzes (Position: $8,0 \text{ m} < x < 8,5 \text{ m}$, $y = 0,25 \text{ m}$) sowie die vom Aufsatz aufgenommene Wassermenge werden hierzu ausgewertet und in Abhängigkeit der Anzahl der Zellen in Mesh Block 2 dargestellt (Abbildung 10.2).

Die relativen Abweichungen der ausgewerteten Wassertiefen und Geschwindigkeiten (jeweils vom feineren Netz) liegen unter 8 %. Mit einer feineren Auflösung in z -Richtung nimmt die Wassertiefe ab, die tiefengemittelte Geschwindigkeit nimmt zu (siehe Abbildung 10.2, gestrichelte Linie).

Die relativen Abweichungen der ausgewerteten Abflüsse Q_I liegen jeweils unter 2,5 %. Mit zunehmender Anzahl an Zellen ist hinsichtlich einer Zu- oder Abnahme von Q_I keine eindeutige Tendenz zu erkennen.

Nach CELIK ET AL. (2008) kann mit dem Grid Convergence Index (GCI) der numerische Fehler, der durch die räumliche Diskretisierung entsteht, abgeschätzt werden. Für die Berechnung sind mindestens drei systematische Netzverfeinerungsstufen zu betrachten.

Es wurden zwei weitere Netze (M332 mit $dx = dy = 3$ mm und $dz = 2$ mm (Anzahl der Zellen in Mesh Block 2: 26.400.000) und M554 ($dx = dy = 5$ mm und $dz = 4$ mm (Anzahl der Zellen in

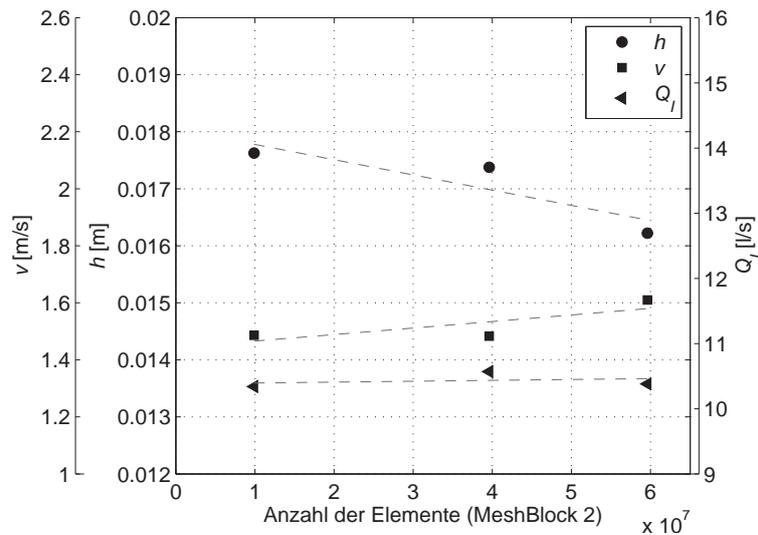


Abbildung 10.2: Einfluss der räumlichen Diskretisierung auf Wassertiefe und durch den Aufsatz abfließende Wassermenge (ML235n)

Mesh Block 2: 4.700.000)) untersucht. Mit den Rechennetzen M332 (fein), M443 (mittel) M554 (grob) wird der Index für die Geschwindigkeit berechnet.

Für das Geschwindigkeitsprofil an der Position $x = 8,10$ m und $y = 1,25$ m ergibt sich für das feine Netz M332 ein mittlerer numerischer Fehler von $GCI < 2,0$ %.

In Anhang E sind die Wassertiefen und tiefengemittelten Geschwindigkeiten für die drei Diskretisierungen M221, M332 und M443 sowie die relativen Abweichungen des größeren Netzes vom feineren Netz für Mesh Block 2 in der Draufsicht dargestellt.

Wie später noch gezeigt wird, stimmen die numerisch berechneten Wassertiefen und Geschwindigkeiten mit einer Zellauflösung in z -Richtung von $dz = 3$ mm gut mit den experimentell gewonnenen Ergebnissen überein. Daher wird aufgrund der deutlich höheren Rechenzeit mit bis zu zwei Wochen für Rechenetz M221 und M332 die mit den Diskretisierungen M443 ermittelten Größen als ausreichend genau angesehen.

Da für Q_I keine signifikanten Abweichungen zu erkennen sind, wird zur Minimierung der Rechenzeiten den weiteren Untersuchungen das Rechengitter M443 zugrundegelegt.

Die Courant-Zahl C beschreibt die Beziehung zwischen erforderlichem Zeitschritt und räumlicher Auflösung (Gleichung 10.1).

$$C = \frac{\Delta t \cdot v}{dx} \quad (10.1)$$

mit $\Delta t =$ Zeitschrittgröße, $dx =$ Zellgröße und $v =$ Geschwindigkeit in der betrachteten Zelle.

Bei expliziten Verfahren muss aus Stabilitätsgründen für die dimensionslose Courant-Zahl $C < 1$ gelten. Je größer die Courant-Zahl ist, umso ungenauer ist die Approximation. Implizite Verfahren sind hingegen auch noch bei Courant-Zahlen $C > 1$ stabil, so dass die Zeitschritte pro Iteration größer gewählt werden können (LECHELER, 2014).

Die Software FLOW-3D verwendet ein implizites (pressure term) und explizites (advective and viscous terms for velocity) Verfahren. Bei einer Begrenzung des Zeitschritts auf einen maximalen Wert von $\Delta t = 1 \cdot 10^{-2}$ Sekunden wird in den vorliegenden Versuchen der verwendete Zeitschritt je Iteration im Mittel zu $\Delta t = 1 \cdot 10^{-4}$ Sekunden $< \Delta t_{max}$ berechnet, so dass die Courant-Zahl den limitierenden Faktor darstellt und nicht die gewählte maximale Zeitschrittgröße. Um den zeitlichen Diskretisierungsfehler abschätzen zu können, wird der maximal zulässige Zeitschritt zu $\Delta t_{max} = 1 \cdot 10^{-5}$ und $1 \cdot 10^{-6}$ Sekunden gewählt. Dadurch wird die Courant-Zahl kleiner. Die Auswertung der Wassertiefen, Fließgeschwindigkeiten und der Leistungsfähigkeit hat keinen signifikanten Einfluss der kleiner gewählten Zeitschritte ergeben, so dass im weiteren eine maximale Zeitschrittgröße von $\Delta t = 1 \cdot 10^{-2}$ s angesetzt wird.

10.2.2 Vergleich mit analytischer Lösung (Endüberfall)

Zur Validierung des numerischen Modells in Bezug auf das Einfließen des Wassers in den Straßenablauf wird zunächst ein stark vereinfachter Fall, ein in ROUSE (1936) und HAGER (1993) beschriebener Endüberfall betrachtet. Nach HAGER (1993) versteht man unter einem Endüberfall einen prismatischen Kanal, der am Endquerschnitt abrupt den Boden verliert, die Wände aber den Strahl noch stromab leiten können und das ebene Fließbild beibehalten wird. Bei ausreichender Belüftung wird atmosphärischer Druck unter und über dem Überfallstrahl erzielt. Nach HAGER (1993) kann der Überfallstrahl unterhalb des Endquerschnitts ($X > 0$) mit Gleichung 10.2 beschrieben werden, wenn folgende Voraussetzungen gegeben sind:

- prismatischer Zulaufkanal mit konstantem Gefälle und konstanter Rauigkeit
- abrupter und scharfkantiger Übergang am Endquerschnitt vom geführten Kanal zum bodenlosen Kanal oder zum ungeführten Strahl
- kein Unterwassereinfluss

Die Modellgeometrie im numerischen Modell besteht in Anlehnung an das Kanten-Modell (siehe Kapitel 10.2.3) aus einem rechteckigen Kanal mit einer Breite von 0,17 m ($\approx 1/3 B_A$), einer Zulauflänge von 6 m und konstantem Längsgefälle S_L . Es wird ausschließlich schießender Abfluss betrachtet, aufgrund der ausreichend großen Zulauflänge stellt sich im Oberwasser des Überfalls gleichförmiger Abfluss mit h_0 und v_0 ein. Für $Fr_0 \gg 1$ kann der interne Strahldruck vernach-

lässigt werden, so dass die vertikale Strahldicke t_e nach dem Impulssatz konstant bleibt. HAGER (1993) beschreibt die Strahltrajektorien dimensionslos mit $Z_u = z_u/h_0$ und $X = x/h_0$. Für die untere Strahltrajektorie gilt nach HAGER (1993) die Differentialgleichung:

$$X = \frac{1}{\epsilon_e} \left[(Z_0'^2 - 2\epsilon_e Z_u)^{1/2} - Z_0' \right] \quad (10.2)$$

mit $\epsilon_e = (T_e/Fr_0)^2$ und dem Endtiefenverhältnis

$$T_e = \frac{h_e}{h_0} = \frac{Fr_0^2}{0,4 + Fr_0^2} \quad (10.3)$$

sowie der Anfangsneigung der Wasserspiegellage im Endquerschnitt

$$Z_0'^2 = 2(1 - T_e Fr_0^{-2})(1 - T_e)^2 \quad (10.4)$$

Für die obere Strahltrajektorie gilt für $t_e = \text{konstant}$:

$$Z_o(X) = Z_u(X) + T_e \quad (10.5)$$

Alternativ kann die Bahngleichung des waagerechten Wurfs (Wurfparabel) zur Beschreibung der Strahltrajektorie im Schwerpunkt des Freistrahls herangezogen werden, mit:

$$z(x) = \frac{1}{2} \cdot g \cdot \left(\frac{x}{v_0} \right)^2 \quad (10.6)$$

In Abbildung 10.3 ist der nach HAGER (1993) berechnete Freistrah im Unterwasser des Endquerschnitts, die berechnete Bahnlinie eines Freistrahls (Wurfparabel) sowie die Ergebnisse der numerischen Simulation, beispielhaft für $Q = 3$ l/s, $S_L = 5,0$ % und damit einer Normalwassertiefe $h_0 = 0,017$ m, einer mittleren Geschwindigkeit von $v_0 = 1,12$ m/s und der Froudezahl $Fr_0 = 2,79$ dargestellt.

Wie in Abbildung 10.3 zu erkennen ist, kann der im numerischen Modell simulierte Strahl unterhalb des Überfalls mit großer Übereinstimmung mit den Gleichungen nach HAGER (1993), aber auch mit derwurfparabel-Gleichung beschrieben werden. Des Weiteren ist in den Ergebnissen der numerischen Simulation zu erkennen, dass die Stromlinien bei schießendem Abfluss bis zum Überfall nahezu parallel verlaufen und sich die Wasserspiegellage nur minimal absenkt. Die simulierten Werte stimmen mit relativen Abweichungen von unter 3 % mit den approximierten Endtiefenverhältnissen nach HAGER (1993) gut überein. Aufgrund des schießenden Abflusses und damit keinem rückwirkenden Einfluss des Unterwassers, können die Ergebnisse auf die Strömung unmittelbar oberhalb von Pultaufbauten übertragen werden. Damit stellt sich näherungsweise eine Absenkung der Wasserspiegellage mit $T_e \geq 0,9$ für $Fr_0 \geq 2,0$ (vgl. Abbildung 8.7 (a)) ein.

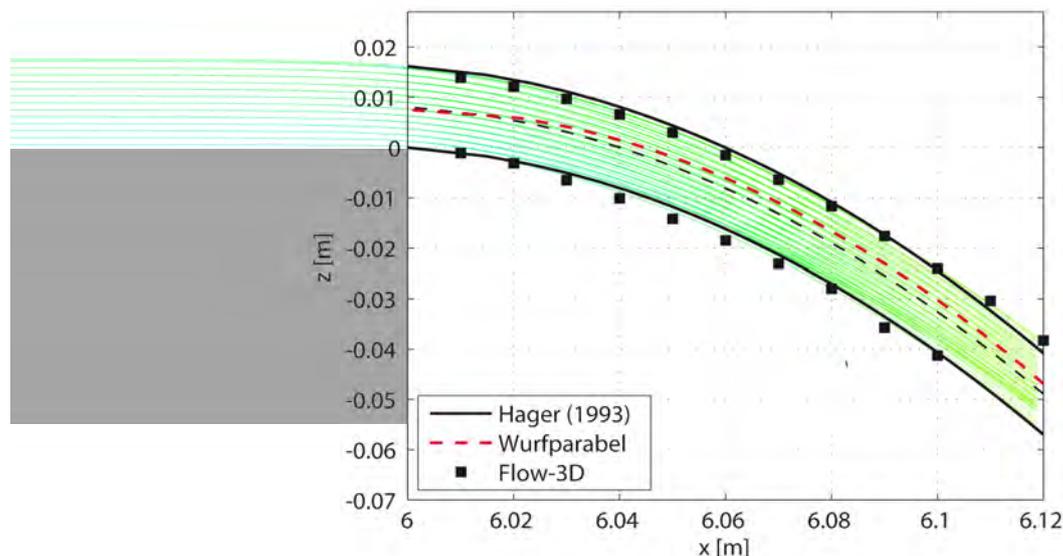


Abbildung 10.3: Endüberfall (Freistrah) mit $S_L = 5,0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$

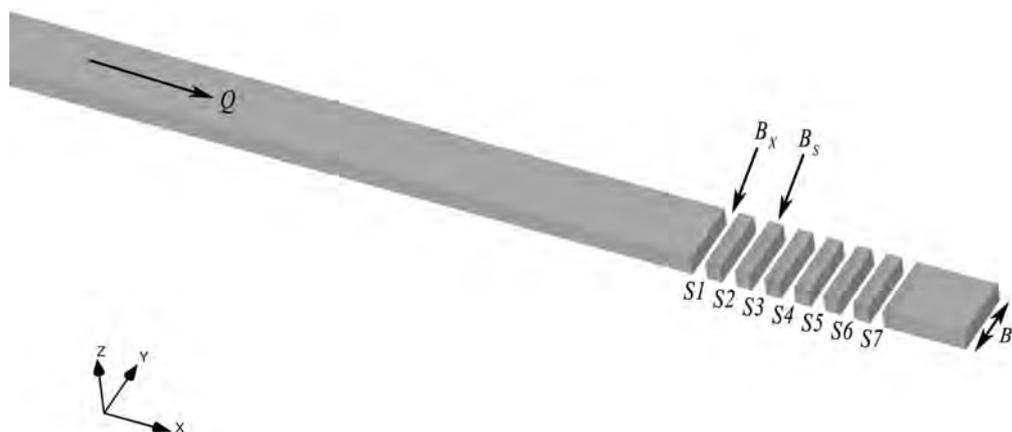
10.2.3 Vergleich mit physikalischen Modellversuchen (Kanten-Modell)

Wie später noch gezeigt wird, liefert der Vergleich der in beiden Modellansätzen (Labor und Numerik) ermittelten Leistungsfähigkeiten Q_I für das Straßenmodell mit Pultaufsatz keine zufriedenstellende Übereinstimmung (vgl. Kapitel 10.2.5). Daher wird zusätzlich zu dem Straßenmodell mit Pultaufsatz (exakte Geometrie) ein in der Aufsatz-Geometrie vereinfachtes Modell (Kanten-Modell) aufgebaut. Das Modell besteht aus einer Zulaufstrecke mit Längsneigung ohne Quergefälle, wodurch sich eine in der x - z -Ebene zweidimensionale Strömung ohne Geschwindigkeitsvektor in y -Richtung ergibt. Es wird ein Pultaufsatz mit Querstreben modelliert. Die Kanten der Querstreben sind exakt rechteckig, die Schlitzbreite entspricht der Rinnenbreite, so dass kein Wasser am Rost vorbeifließen kann. In Tabelle 10.2 sind die wesentlichen Modelleigenschaften beider Modelle zusammengefasst. Mithilfe des Kanten-Modells soll überprüft werden, ob die komplexen Strömungsprozesse an Pultaufätzen generell mit den verwendeten numerischen Methoden abgebildet werden können. Dazu werden im physikalischen Modell die Wassertiefen im Oberwasser der Öffnungen sowie der Durchfluss durch jede der sieben Öffnungen gemessen und ausgewertet.

In Abbildung 10.4 ist die Modellgeometrie des numerischen Modells (FLOW-3D) dargestellt. Das Modell besteht aus einem Mesh-Block mit Zellgrößen in z -Richtung von 1,5 bis 2,5 mm und in der x - y -Ebene von 2,0 bis 6,0 mm. Die Oberflächenrauheit wird zu $k_R = 1,5 \text{ mm}$ gewählt, die Turbulenzmodellierung erfolgt mit dem RNG- k - ϵ -Modell.

Tabelle 10.2: Eigenschaften des Kanten-Modells im physikalischen und numerischen Modell

		Labor	Numerik
Länge der Rinne	L_R [m]	10,0	6,50
Breite der Rinne	B_R [m]	0,41	0,17
Längsneigung	S_L [%]	5,0 - 7,5	2,5 - 10,0
Querneigung	S_T [%]	0	0
Anzahl der Öffnungen	n [-]	7	7
Schlitzbreite	B_X [m]	0,036	0,036
Stegbreite	B_S [m]	0,036	0,036
Zufluss	Q [l/s]	7,2; 14,5	3,0; 6,0
spez. Zufluss	q [(l/s)/m]	17,6; 35,3	17,6; 35,3

**Abbildung 10.4:** Modellgeometrie: Kanten-Modell

In Abbildung 10.5 sind die im Labor gemessenen Wassertiefen sowie die im numerischen Modell berechneten Wasserspiegellagen dargestellt. Die Strömung oberhalb der Öffnungen im Zulaufbereich kann, nachgewiesen durch die Wassertiefen, zufriedenstellend im numerischen Modell abgebildet werden. Die mittlere relative Abweichung der numerisch ermittelten Wassertiefen von den experimentell gewonnenen Ergebnissen liegt bei 6 %. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass eine Kalibrierung der gewählten Oberflächenrauheit $k_R = 1,5$ mm nicht durchgeführt wurde, wodurch eine noch bessere Übereinstimmung erzielt werden könnte.

In Abbildung 10.6 ist in dimensionsloser Form ($R_{Qi} = Q_{I,i}/Q$ mit $i = 1,2,\dots,n$) der Durchfluss durch jede Öffnung S1 bis S7 vergleichend dargestellt. Sowohl der Vergleich der aufgenommenen Volumenströme je Öffnung als auch der optische Vergleich, ob eine vollständige Überdeckung der

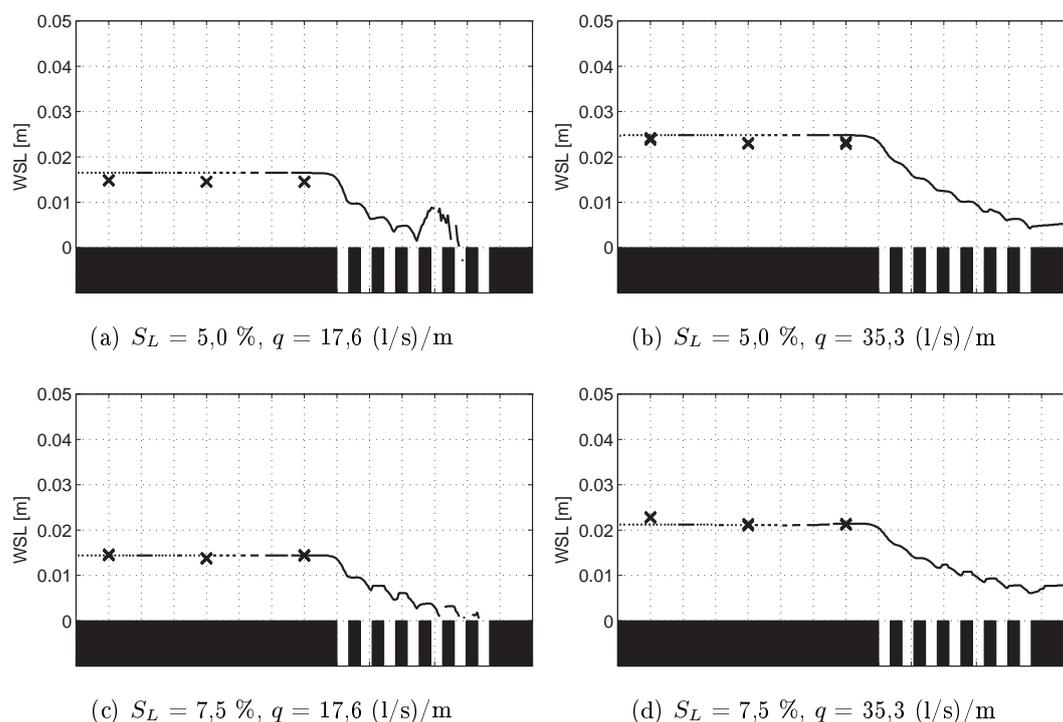


Abbildung 10.5: Wasserspiegellage Kanten-Modell: Ergebnisse der Laborversuche (x) und Ergebnisse der numerischen Modellversuche (durchgezogene Linie)

Öffnungen vorliegt oder nicht, zeigt insgesamt eine gute Übereinstimmung beider Modellansätze. Insgesamt ist aber zu erkennen, dass die im numerischen Modell simulierten Volumenströme durch die einzelnen Öffnungen überwiegend kleiner sind als im Experiment.

Zusammenfassung:

Die durchgeführten Modellversuche am vereinfachten Kanten-Modell haben ergeben, dass die komplexen Strömungsprozesse mit dem beschriebenen numerischen Modell zufriedenstellend abgebildet werden können. Insgesamt unterschätzt das numerische Modell aber die physikalischen Modellversuche leicht, was sich durch die überwiegend geringeren durch die Öffnungen abfließenden Wassermengen zeigt.

10.2.4 Vergleich des Einflusses verschiedener Turbulenzmodelle

Nach SCHWARZE (2013) ist das Standard- k - ϵ -Modell das am häufigsten genutzte Turbulenzmodell und für die Berechnung von relativ einfachen turbulenten Strömungen (z. B. vollturbulente Rohrströmung) geeignet, führt jedoch in komplexeren Strömungen, z. B. bei gekrümmten Stromlinien, die in dem vorliegenden Anwendungsfall bestehen, teilweise zu qualitativ und quantitativ schlechten Resultaten. Das modifizierte RNG- k - ϵ -Modell kann hingegen in Strömungsgebieten

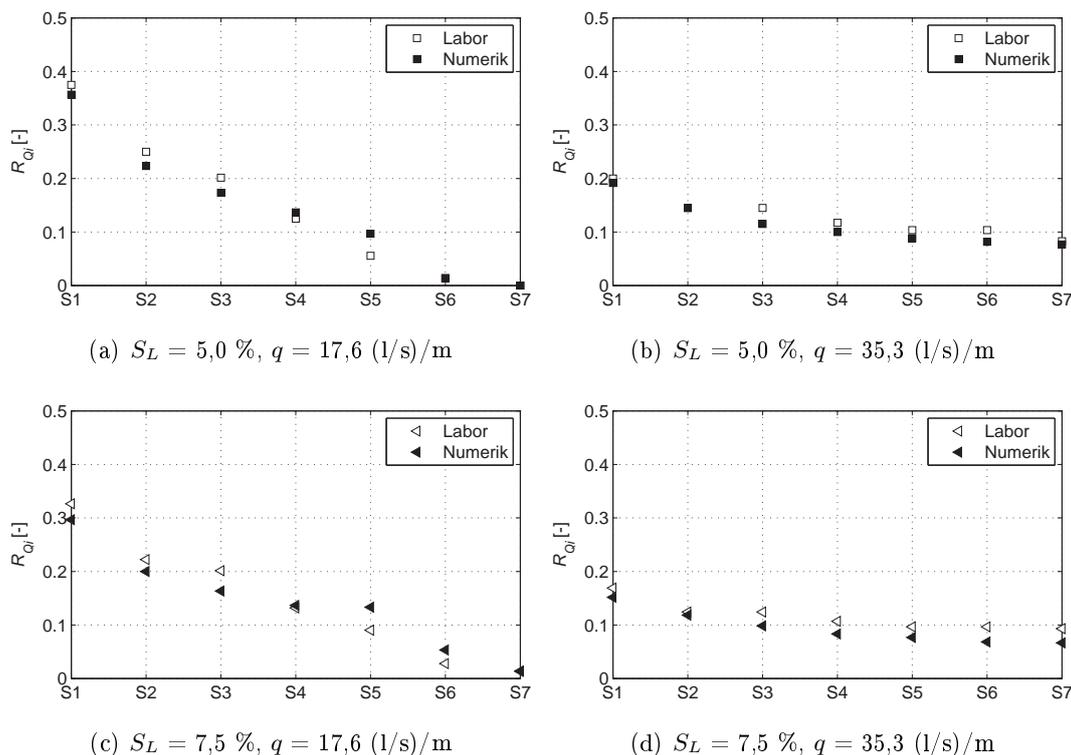


Abbildung 10.6: Vergleich des gemessenen und simulierten Durchflusses durch jede Öffnung im Kanten-Modell in dimensionsloser Form

mit starker Stromlinienkrümmung bessere Ergebnisse als das Standard- $k-\epsilon$ -Modell liefern. Eine weitere Modifikation des Standard- $k-\epsilon$ -Modells stellt das Realizable- $k-\epsilon$ -Modell dar, welches nach SCHWARZE (2013) in bestimmten Strömungen, z. B. mit Staupunkten, realistischere Ergebnisse liefert. Das $k-\omega$ -Turbulenzmodell kann in der Nähe von festen Wänden eine bessere Beschreibung der mittleren Turbulenz liefern, in der freien Außenströmung kann es jedoch zu deutlich schlechteren Ergebnissen im Vergleich zum Standard- $k-\epsilon$ -Modell kommen. Reynolds-Spannungs-Modelle können im Gegensatz zu den Wirbelviskositätsmodellen die Anisotropie der Turbulenz in komplexen Strömungen (z. B. Sekundärströmungen) erfassen, besitzen jedoch den Nachteil höherer Rechenzeiten und einer geringeren Robustheit.

Sowohl das RNG- $k-\epsilon$ -Modell als auch das $k-\omega$ -Modell scheinen nach SCHWARZE (2013) die geeigneten Modelle für den gegebenen Anwendungsfall darzustellen. Dies gilt es im Folgenden zu überprüfen. Um zusätzlich zu den in FLOW-3D verfügbaren Wirbelviskositätsmodellen ein RSM-Turbulenzmodell auswählen zu können, wird das Kanten-Modell auch mit dem Programmpaket FLUENT erstellt. Die geometrischen Abmessungen sowie die Netzauflösung entsprechen den Modelleigenschaften des mit FLOW-3D simulierten Modells.

Der Einfluss folgender Turbulenzmodelle wird mit dem Kanten-Modell mit $S_L = 5,0 \%$ und $Q = 3 \text{ l/s}$ ($q = 17,6 \text{ (l/s)/m}$) untersucht: Standard- $k-\epsilon$, RNG- $k-\epsilon$, Realizable- $k-\epsilon$, $k-\omega$ und ein Reynolds-Spannungs-Modell (RSM). In Abbildung 10.7 sind die Abflüsse $Q_{I,i}$ [l/s] durch die Öffnungen S1 bis S7 im Verhältnis zum gesamten Zufluss Q vergleichend für alle betrachteten Turbulenzmodelle dargestellt.

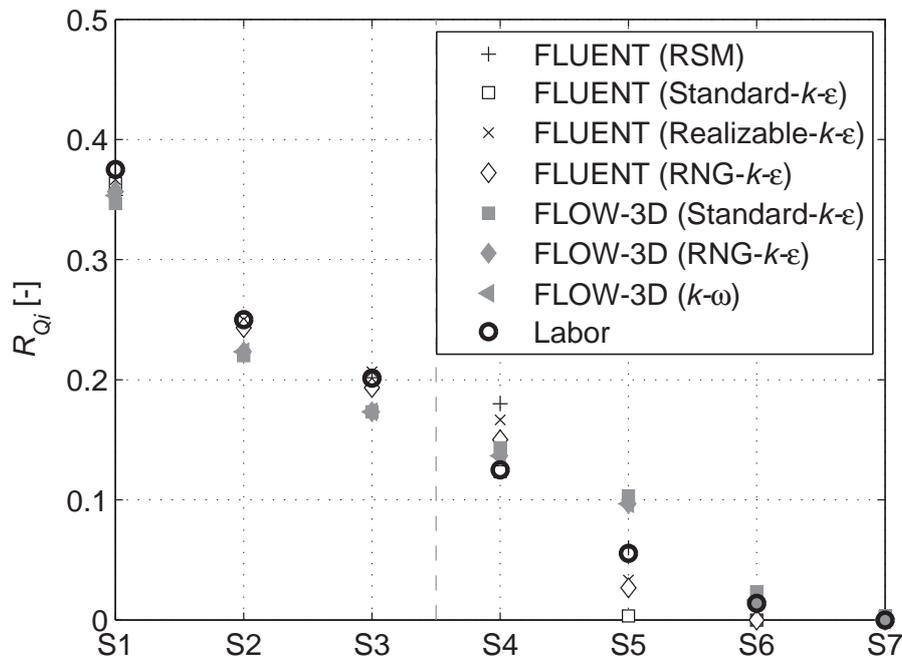


Abbildung 10.7: Vergleich der Ergebnisse mit verschiedenen Turbulenzmodellen (Kanten-Modell, $S_L = 5,0 \%$, $q = 17,6 \text{ (l/s)/m}$)

Zu erkennen ist, dass generell bei allen Berechnungen mit der Software FLUENT der Abfluss durch die vorderen Öffnungen S1 bis S3 größer ist als bei den Berechnungen mit FLOW-3D. Desweiteren bilden die Simulationsergebnisse mit der Software FLUENT (unabhängig vom Turbulenzmodell) die Laborergebnisse für S1 bis S3 geringfügig besser ab als die Berechnungen mit FLOW-3D. Es sind an dieser Stelle geringe Unterschiede in den Berechnungsergebnissen mit den zwei verschiedenen Programmpaketen und damit zwei verschiedenen numerischen Methoden (vgl. Kapitel 7) zu erkennen. Dennoch können die Ergebnisse der Berechnungen mit FLOW-3D durch Vergleich mit den Ergebnissen der Berechnungen mit FLUENT¹ verifiziert werden.

Die Auswertung der Simulationen mit unterschiedlichen Turbulenzmodellen für jeweils ein Programmpaket zeigt, dass die Wahl des Turbulenzmodells insgesamt keinen maßgeblichen Einfluss auf die gesamte Leistungsfähigkeit des vereinfachten Modells eines Straßenablaufs besitzt. Der Abfluss durch die vorderen „überdeckten“ Öffnungen wird mit allen Turbulenzmodellen vergleich-

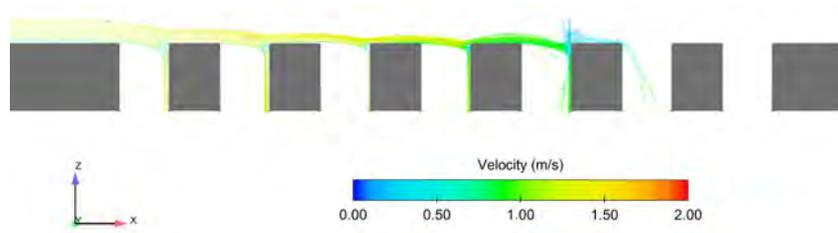
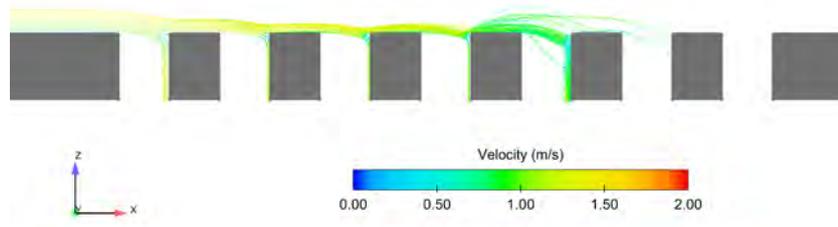
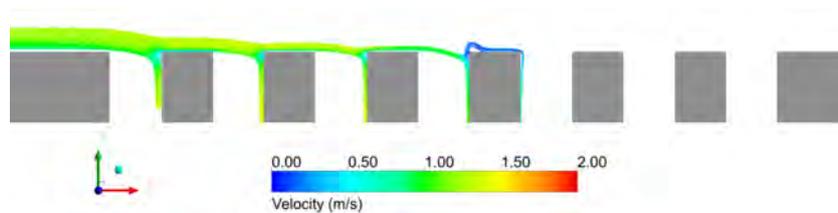
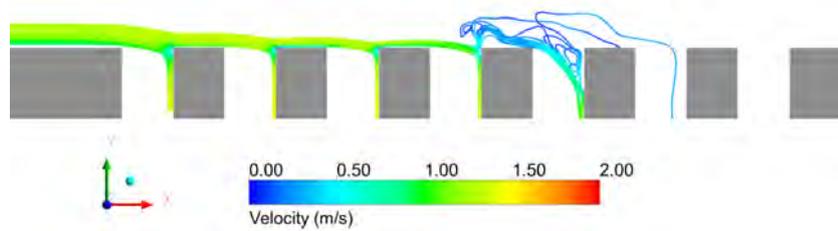
¹verwendete numerische Methoden: FV-Methode, VoF-Methode (sharp interface, Volume Fraction Parameters: implizit), Solver: druckbasiert, instationäre Berechnung, Druck-Geschwindigkeits-Kopplung: PISO

bar berechnet. Ein Unterschied ist beim dargestellten Kanten-Modell erst dann zu erkennen, wenn kein überdeckter Strahl mehr vorhanden ist und es zu einem „Spritzen“ des Wasserstrahls kommt. Je nach Wahl des Turbulenzmodells bildet sich das „Spritzen“ unterschiedlich aus, was bei den hinteren Öffnungen ($S4 - S7$) zu Unterschieden in der aufgenommenen Wassermenge führt.

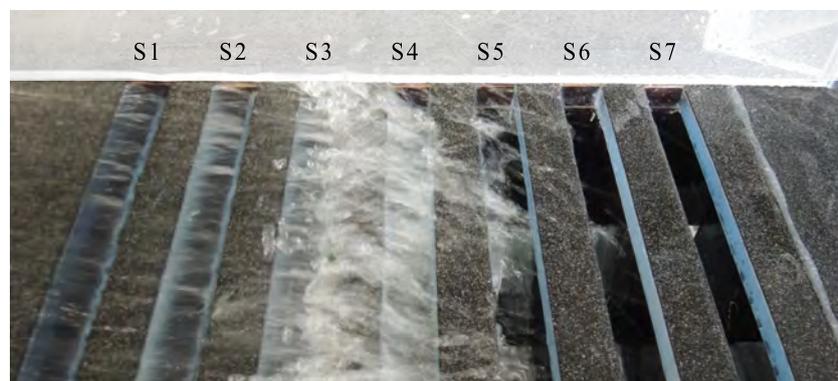
Auch ein Vergleich der numerisch berechneten Leistungsfähigkeit des Pultaufsatzes Typ II, beispielhaft für Modelllauf ML224n-II ausgewertet, zeigt keine maßgeblichen Unterschiede bei der Benutzung verschiedener Turbulenzmodelle. Die Ergebnisse sind in Tabelle 10.3 dargestellt. Für alle Simulationen mit dem Programmpaket FLOW-3D wird im Folgenden das RNG- $k-\epsilon$ -Turbulenzmodell gewählt.

Tabelle 10.3: Ergebnisse der numerischen Simulation (FLOW-3D) mit verschiedenen Turbulenzmodellen (Modelllauf ML224n-II) des Straßenmodells mit Pultaufsatz

Turbulenzmodell	Q [l/s]	Q_I [l/s]	Q_S [l/s]	Q_O [l/s]
Standard- $k-\epsilon$	12,0	9,7	0,8	1,5
RNG- $k-\epsilon$	12,0	10,0	0,8	1,2
$k-\omega$	12,0	10,1	0,8	1,1

(a) FLOW-3D: Standard- k - ϵ -Modell(b) FLOW-3D: RNG- k - ϵ -Modell(c) FLUENT: Realizable- k - ϵ -Modell

(d) FLUENT: Reynolds-Spannungs-Modell



(e) Labor

Abbildung 10.8: Längsschnitt Kanten-Modell (Geschwindigkeit v [m/s], $S_L = 5,0\%$, $q = 17,6$ (l/s)/m)

10.2.5 Vergleich mit physikalischen Modellversuchen (Straßenmodell mit Pultaufsatz)

Die Auswertung der Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten im physikalischen und numerischen Modell zeigt, dass die Strömungsvorgänge im Oberwasser des Straßenablaufs nicht nur im vereinfachten Modell (Kanten-Modell), sondern auch mit dem in Kapitel 7 beschriebenen numerischen Modell (mit Längs- und Querneigung) zufriedenstellend abgebildet werden können (vgl. Abbildung 10.9). Die prozentualen Abweichungen liegen überwiegend unter 10 %. Bei sehr geringen Fließgeschwindigkeiten sind teilweise höhere Abweichungen zu erkennen; diese werden unter anderem durch die Anwendungsgrenzen der eingesetzten Messtechnik im physikalischen Modell hervorgerufen (vgl. Kapitel 8.2.3). Das numerische Modell bestätigt bis auf wenige Ausreißer die physikalischen Modellversuche (Strömung im Zulaufbereich des Straßenablaufs).

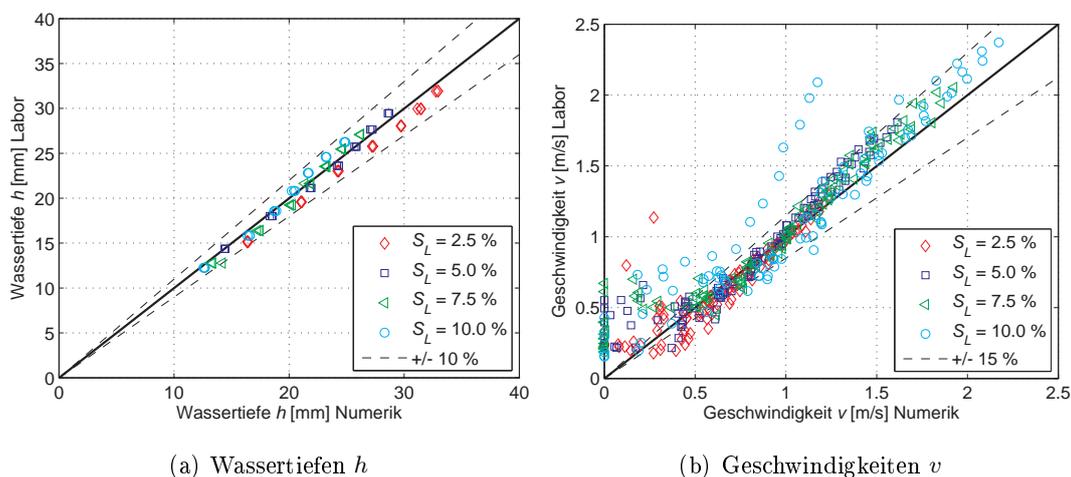


Abbildung 10.9: Vergleich der gemessenen (Labor) und simulierten (Numerik) Wassertiefen und Geschwindigkeiten ($S_T = 2,5$ %)

In Abbildung 10.10 (a) sind die im physikalischen und numerischen Modell ermittelten seitlich am Pultaufsatz vorbeifließenden Wassermengen vergleichend dargestellt. Hier zeigt sich ebenfalls eine gute Übereinstimmung.

Wie in Abbildung 10.10 (b) zu erkennen ist, ist der über den Aufsatz hinwegfließende Abfluss im numerischen Modell deutlich größer als im physikalischen Modell. Daraus ergibt sich eine erheblich geringere simulierte Leistungsfähigkeit, was in Abbildung 10.11 zu erkennen ist.

In Abbildung 10.12 ist beispielhaft für zwei Modellläufe das Strömungsbild am Pultaufsatz (Draufsicht, Fließrichtung von links nach rechts) im physikalischen (links) und numerischen Modell (rechts) dargestellt. Es zeigt sich in beiden Modellen ein gleiches Muster der Überdeckung des Pultaufsatzes. Der Pultaufsatz wird in beiden Modellversuchen (Labor und Numerik) auf der

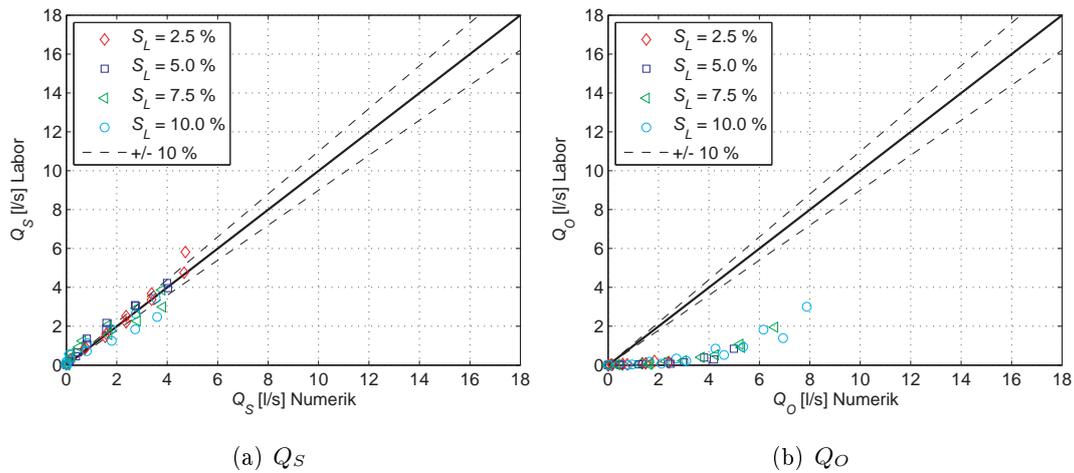


Abbildung 10.10: Vergleich der gemessenen (Labor) und simulierten (Numerik) Volumenströme Q_S und Q_O ($S_T = 2,5\%$)

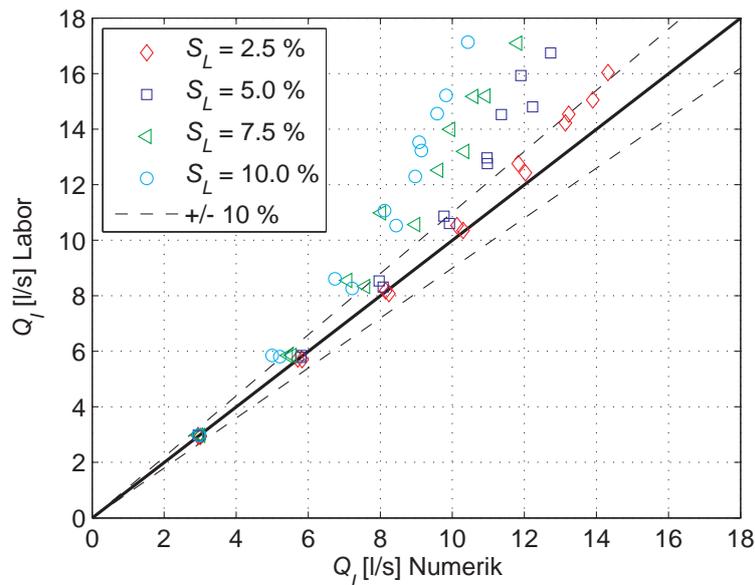


Abbildung 10.11: Vergleich des gemessenen (Labor) und simulierten (Numerik) Volumenstroms Q_I ($S_T = 2,5\%$)

dem Bordstein zugewandten Hälfte stärker überströmt, es liegen höhere Fließgeschwindigkeiten und ein höherer spezifischer Zufluss vor (Konzentration der Strömung am Bordstein). Die dem Bordstein abgewandte Hälfte des Pultaufsatzes wird nur in der vorderen Hälfte überströmt, der in Fließrichtung hintere Teil ist in den dargestellten Modellläufen nicht benetzt (Begrenzung des vollständig überströmten Teils: schwarze Linie in Abbildung 10.12). Untersuchungen zur Verteilung des Abflusses über die Fläche des Aufsatzes sind in KEMPER & SCHLENKHOFF (2016) zu finden. Die physikalischen Modellversuche zeigen, dass etwa 70 bis 95 Prozent des aufgenommenen

Abflusses in der vorderen Hälfte des Aufsatzes abfließt. Teilt man den Aufsatz in Fließrichtung in zwei Teile, werden 60 bis 80 Prozent des aufgenommenen Abflusses auf der dem Bordstein zugewandten Hälfte aufgenommen. Die überströmte Fläche des Aufsatzes ist im physikalischen Modell kleiner als im numerischen Modell, wodurch sich im numerischen Modell höhere Abflüsse über den Aufsatz hinweg ergeben. Für Modelllauf ML225n-II ($S_L = 5,0 \%$, $Q = 15 \text{ l/s}$) zeigt sich z. B., dass im Gegensatz zum physikalischen Modell im numerischen Modell die bordsteinseitige Hälfte vollständig überströmt wird.

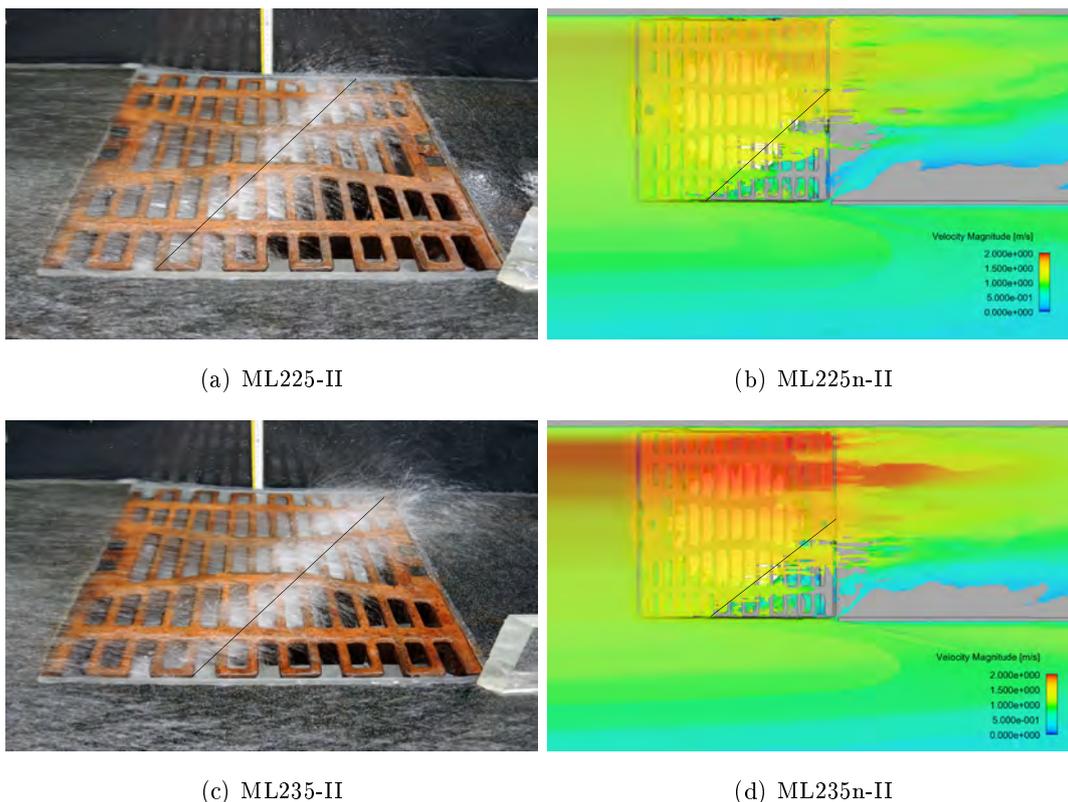


Abbildung 10.12: Überdeckung des Pultaufsatzes: Labor vs. Numerik

Wie in Kapitel 10.2.3 bereits gezeigt, kann die komplexe Strömung, gekennzeichnet durch schießenden Abfluss mit stark gekrümmten Stromlinien am Straßenablauf-Aufsatz, bei einer stark vereinfachten Geometrie (zweidimensionale Strömung, keine Querneigung) im numerischen Modell gut nachgebildet werden. Auch ein „Spritzen“ wird ansatzweise abgebildet. Im vorliegenden Anwendungsfall ergibt sich durch die Querneigung jedoch eine dreidimensionale Strömung mit zusätzlicher Geschwindigkeitskomponente in y -Richtung. Weiterhin ist die Aufsatz-Geometrie sehr komplex.

10.2.6 Ergebnisdiskussion

Nachfolgend werden Fragen diskutiert, um mögliche Gründe für die Abweichung zwischen den physikalischen und numerischen Modellversuchen zu identifizieren oder auszuschließen.

- **Sind die Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten oberhalb des Pultaufsatzes in beiden Modellen vergleichbar?**

Wie in Abbildung 10.9 gezeigt, können die Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten im numerischen Modell mit guter Übereinstimmung zu den Laborergebnissen abgebildet werden. Außerdem zeigt der Vergleich der über den Fließquerschnitt gemittelten Fließgeschwindigkeit v beider Modelle (siehe Anhang F.2) eine sehr gute Übereinstimmung.

Fazit: Die Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten im Zulaufbereich des Pultaufsatzes sind in beiden Modellen vergleichbar.

- **Werden die wesentlichen Merkmale der Aufsatzgeometrie, wie z. B. die Öffnungsfläche, im numerischen Modell korrekt abgebildet?**

Die exakte Aufsatz-Geometrie wird im numerischen Modell als CAD-Zeichnung importiert und mit der FAVORTM-Methode in die Berechnungsgeometrie überführt. Die Geometrie, die der numerischen Berechnung zugrunde gelegt wird, wird an das Berechnungsnetz angepasst und ist abhängig von der Rasterauflösung. Die Geometrie wird umso genauer modelliert, je feiner das Rechennetz gewählt wird. Trotzdem wird die ursprüngliche, exakte Geometrie verändert.

Wie in Kapitel 10.2.1 gezeigt, ergibt sich kein maßgeblicher Unterschied in den Ergebnissen bei einer Verfeinerung des Rechennetzes im Bereich des Pultaufsatzes.

Außerdem wurde die tatsächliche Öffnungsfläche der erzeugten Berechnungsgeometrie berechnet, welche mit der vom Hersteller angegebenen Öffnungsfläche gut übereinstimmt. Der visuelle Vergleich zeigt ebenfalls eine gute Übereinstimmung der wesentlichen Merkmale der im Labor eingebauten Aufsatzgeometrie und der Berechnungsgeometrie im numerischen Modell.

Fazit: Die wesentlichen Merkmale des Pultaufsatzes sind im physikalischen und numerischen Modell vergleichbar.

- **Besteht im physikalischen Modell eine Beeinflussung durch die Randbedingungen?**

In allen Modellläufen liegt schießender Abfluss vor, so dass kein rückwirkender Einfluss durch den unteren Modellrand besteht. Die Zulaufstrecke ist mit einer Länge von 7,5 m so gewählt, dass sich vor dem Straßenablauf Normalabfluss einstellt. Die Strömungsvorgänge am Straßenablauf werden nicht durch den oberen Modellrand, an dem das Wasser in das Modell eingebracht wird, beeinflusst. Außerdem fließt das Wasser in allen Modellläufen frei durch den Straßenablauf in das Messbecken ab, es besteht keine rückwirkende Beeinflussung. Es herrscht an allen Stellen atmosphärischer Druck.

Fazit: Eine Beeinflussung durch die Modellrandbedingungen liegt nicht vor.

- **Besitzen die Randbedingungen im numerischen Modell einen Einfluss auf die Ergebnisse?**

In der verwendeten Software FLOW-3D müssen an den Mesh-Block-Grenzen Randbedingungen vergeben werden. Wie auch im physikalischen Modell, befindet sich der Straßenablauf 7,5 m unterhalb des oberen Modellrands (Inlet) und damit ausreichend weit entfernt von diesem, um Normalabfluss zu erzielen. Da schießender Abfluss vorliegt, kann für die untere Randbedingung (Outlet) die *outflow*-Randbedingung angesetzt werden (GABL ET AL., 2014). Die Kontrolle der ein- und austretenden Volumenströme (Massenbilanz) ist erfüllt.

Für die Ausströmrandbedingung unterhalb des Pultaufsatzes wurden verschiedene Randbedingungen mit verschiedenen Einstellungen (*pressure boundary condition* und *outflow*) angesetzt. Es konnte keine Beeinflussung der Abflussmenge durch den Straßenablauf durch die untere Randbedingung beobachtet werden, so dass ebenfalls die *outflow*-Randbedingung verwendet wird. In allen Zellen, die nicht durch Wasser oder einen *solid*-Block gefüllt sind, liegt atmosphärischer Druck vor.

Fazit: Ein signifikanter Einfluss durch die gewählten Randbedingungen wird nicht beobachtet.

- **Ist das Berechnungsnetz für die Turbulenzmodellierung ausreichend genau gewählt? Besteht ein Einfluss durch verschiedene Turbulenzmodelle?**

Bei der Simulation turbulenter Strömung mit Turbulenzmodellen wird die wandnahe Strömung mit Wandfunktionen modelliert. Andernfalls wäre eine starke Verfeinerung des Netzes im Wandbereich nötig, um die Grenzschicht direkt zu simulieren.

Im wandnahen Bereich liegen in dimensionsloser Form ähnliche Geschwindigkeitsverteilungen vor, die sich in drei Bereiche gliedern (mit y^+ = dimensionsloser Wandabstand): die viskose Unterschicht (bis $y^+ \approx 5$), der Übergangsbereich und die Überlappungsschicht (ab $y^+ \approx 30$), in der das logarithmische Wandgesetz gilt. Bei der Verwendung von Wandfunktionen sollte in den wandnahen Zellen für den dimensionslosen Wandabstand $y^+ > 30$ gelten (logarithmischer Bereich, außerhalb der viskosen Unterschicht) und nach FLOW SCIENCE INC. (2015) y^+ kleiner als 100 bis 500 sein. Desweiteren sollte nach GABL ET AL. (2014) die Netzauflösung so gewählt werden, dass mindestens fünf Zellen über der Wand durchströmt werden. Ansonsten besteht die Gefahr, dass die Annahmen der Wandfunktion die Strömung verfälschen.

Der dimensionslose Wert y^+ liegt in den durchgeführten Modellläufen innerhalb der angegebenen Grenzwerte. Allerdings ist entlang des Straßenablaufs aufgrund der abnehmenden Wassertiefen nicht immer gewährleistet, dass die geforderte Anzahl an Zellen durchströmt wird. Dafür müsste eine weitere Verfeinerung in z -Richtung erfolgen, was zu deutlich größeren Rechenzeiten führen würde.

Fazit: Die Verwendung verschiedener Wirbelviskositätsmodelle hat zu keinem maßgeblichen Unterschied in den Ergebnissen geführt. Die Netzauflösung ist für die Anforderungen an die Benutzung von Wandfunktionen ausreichend genau gewählt.

- **Sind die Modellgeometrie im Labor und in der Numerik exakt gleich?**

Es hat sich in den physikalischen Modellversuchen gezeigt, dass die Strömungsvorgänge, insbesondere das Abfließen durch den Pultaufsatz, schon durch geringe Änderungen der Geometrie (z.B. Erzeugen einer „Sprungschanze“) beeinflusst werden können. Es kann nicht davon ausgegangen werden, dass die Geometrie des Pultaufsatzes mit allen abflusswirksamen Elementen (z. B. abgesenkte Streben, etc.) im numerischen Modell korrekt abgebildet wird. Außerdem besteht die Vermutung, dass die Oberflächenstruktur der eingebauten Pultaufsätze, wie sie im Labor und auch im Straßenraum eingebaut sind, mit all den feingliedrigen Elementen (z. B. Erhebungen, Vertiefungen, Schriftzügen, ...) ähnlich einer zusätzlichen lokalen (Makro-) Rauheit wirkt. Diese Strukturen können im numerischen Modell nicht exakt abgebildet werden, wodurch das Wasser eher über die verhältnismäßig glatte Oberfläche des Aufsatzes hinweg schießt. Die zusätzlichen Oberflächenelemente, die die Strömung beeinflussen, wirken nicht flächig über den gesamten Pultaufsatz, sondern sehr lokal, so dass eine deutliche Erhöhung der gesamten Oberflächenrauheit k_A nicht zwingend den gewünschten Effekt erzielt (wurde beispielhaft für $k_{A,neu} = 5 k_A$ überprüft). Desweiteren überschreitet die Rauheit k_A bei einer deutlichen Erhöhung die Abmessungen einer Zelle, was zu vermeiden ist.

Fazit: In den physikalischen Modellversuchen konnte beobachtet werden, dass die Elemente der Oberflächenstruktur das Einströmen in den Straßenablauf über den Pultaufsatz beeinflussen. Die Geometrie wird im numerischen Modell nicht exakt detailgetreu abgebildet.

Exkurs: Modellierung der Längs- und Querneigung

Durch die Modellierung der Längs- und Querneigung über einen angepassten Gravitationsvektor \vec{g} verläuft die Oberfläche der Modellgeometrie parallel zum Koordinatensystem. Wird die Neigung in der Modellgeometrie hingegen durch Rotation der *solid-Blöcke* um die x - und y -Achse berücksichtigt, ergibt sich eine leicht veränderte Modellgeometrie und es zeigen sich Unterschiede in den Ergebnissen. Nachteilig bei der Modellierung der Neigung über die Modellgeometrie ist bei der verwendeten Software die deutlich höhere Anzahl an erforderlichen Zellen und damit eine deutlich höhere Berechnungszeit. Des Weiteren ergibt sich durch die verwendete FAVORTM-Methode eine treppenartige Oberfläche der Körper, die umso stärker ausgeprägt ist, desto größer die Netzauflösung gewählt ist. Beispielhaft ist in Abbildung 10.13 für Modelllauf ML237n-II der Vergleich der simulierten Wassertiefen und Volumenströme mit Modellierung der Neigung über den Gravitationsvektor \vec{g} und über die Geometrie selbst dargestellt. Die Zellgrößen sind in beiden Simulationen identisch gewählt.

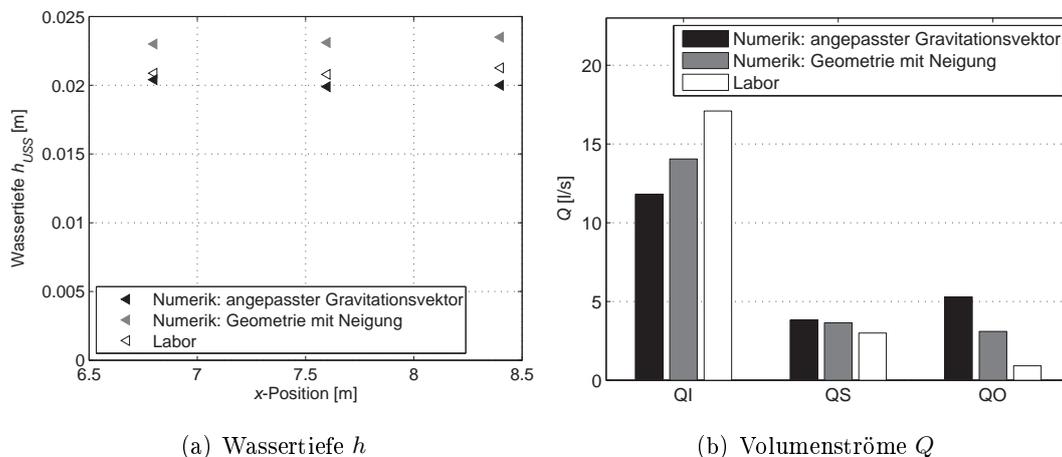


Abbildung 10.13: Einfluss der Methode zur Modellierung der Neigung im numerischen Modell: Auswertung der Wassertiefen und Volumenströme für Modelllauf ML237n-II

Bei einer Modellierung der Neigung über die Geometrie, ergeben sich oberhalb des Straßenablaufs höhere Wassertiefen mit geringeren Fließgeschwindigkeiten. Die simulierten Wassertiefen (und auch Fließgeschwindigkeiten) weichen von den Laborergebnissen stärker ab als bei einer Modellierung der Neigung über einen angepassten Gravitationsvektor. Hier zeigt sich der Einfluss der treppenartigen Oberflächenstruktur, die wie eine größere Rauheit wirkt. Eine weitere Verfeinerung des Rechnetzes in z -Richtung wäre notwendig. Durch die geringere Fließgeschwindigkeit im Zulauf (und eventuell eine veränderte Modellgeometrie des Aufsatzes) ergibt sich ein

größerer Abfluss Q_I durch den Straßenablauf. Die größere vom Straßenablauf aufgenommene Wassermenge zeigt zwar eine bessere Übereinstimmung mit den experimentell gewonnenen Ergebnissen, allerdings wird der größere Abfluss durch eine veränderte Strömung im Zulaufbereich erzielt und ist damit nicht vergleichbar mit den physikalischen Modellversuchen. Das Ergebnis zeigt aber, dass der Abfluss durch den Straßenablauf von der Strömung, insbesondere der Fließgeschwindigkeit oberhalb des Straßenablaufs, abhängig ist.

Eine Modellierung der Neigung über die Geometrie mit den in dem Programmpaket FLOW-3D verwendeten Methoden zur Erzeugung der Modellgeometrie wird für den betrachteten Anwendungsfall aufgrund der notwendigen sehr feinen Auflösung des Rechenetzes und der damit einhergehenden sehr hohen Rechenzeiten als nicht sinnvoll angesehen. Die Modellierung der Neigung wird weiterhin über einen angepassten Gravitationsvektor durchgeführt.

Zusammenfassung

Die Strömung oberhalb des Straßenablaufs wird hinreichend genau abgebildet. Unterschiede ergeben sich jedoch in der durch den Straßenablauf abfließenden Wassermenge. Das numerische Modell unterschätzt im Vergleich zum Experiment die Leistungsfähigkeit des Pultaufsatzes um zum Teil mehr als 20 %. Die relativen Abweichungen zwischen Numerik und Labor nehmen mit steigender Zuflussmenge und Längsneigung und damit mit höherer Geschwindigkeit zu und ergeben sich nicht zufällig. Für eine Längsneigung von $S_L = 2,5$ % zeigt sich insgesamt bis zu einem Zufluss $Q = 15$ l/s eine gute Übereinstimmung. Für Längsneigungen $S_L > 2,5$ % und Zuflüsse $Q \geq 6$ l/s liegen die relativen Abweichungen bei über 10 %. Die Abweichungen treten systematisch durch Modellierungsfehler auf. Die oben beschriebene Auswertung der Ergebnisse lässt die Annahme zu, dass durch eine nicht detailgetreu abgebildete Oberflächenstruktur im numerischen Modell das Wasser über die „ebene“ Oberfläche des Pultaufsatzes hinwegschießt. Im physikalischen Modell wird die Strömung durch verschiedene Elemente der Aufsatzoberfläche (z. B. tieferliegende oder schräge Streben,...) gestört und nach unten abgelenkt. Dies erklärt auch, warum im vereinfachten Kanten-Modell eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse beider Modellansätze erzielt wird: die Oberfläche der Geometrie beider Modelle ist eben und ohne feingliedrige Strukturen ausgebildet, die Kanten sind scharfkantig rechteckig (im numerischen Modell ist die Modellgeometrie exakt an den Gitterlinien ausgerichtet).

10.2.7 Hybrides Modellkonzept: Übertragung der Ergebnisse

Qualitativ liefern beide Modellansätze die gleichen Ergebnisse. Wie oben gezeigt, treten die Abweichungen systematisch durch Modellierungsfehler auf. Um anhand der in dieser Arbeit durchgeführten numerischen Simulationen weiterführende Erkenntnisse zur Leistungsfähigkeit von Pultaufätzen bei schießendem Abfluss erzielen zu können, muss die Leistungsfähigkeit quantitativ

beurteilt werden können. Da die Abweichungen systematisch durch Modellfehler auftreten, wird eine empirisch hergeleitete Anpassungsfunktion der Ergebnisse der numerischen Simulation an die Laborergebnisse definiert. Im Hinblick auf die Identifizierung der systematisch auftretenden Modellfehler besteht jedoch weiterer Forschungsbedarf. Die in Kapitel 12 beschriebene Herleitung der Berechnungsformel wird daher mit den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche durchgeführt. Eine Abschätzung des Einflusses weiterer, nicht im physikalischen Modell untersuchter Einflussgrößen kann jedoch mit den numerischen Simulationen erfolgen.

Wie später noch gezeigt wird, ist der Abfluss durch die Pultaufsätze maßgeblich von der Zuflussgeschwindigkeit abhängig, ebenso nimmt die relative Abweichung mit zunehmender Geschwindigkeit zu. Daher wird eine Regressionsanalyse zwischen der relativen Abweichung ϵ und der mittleren Fließgeschwindigkeit v durchgeführt.

Folgender funktionaler Zusammenhang wird zur Anpassung der Ergebnisse der numerischen Simulation an die Laborergebnisse innerhalb der Modellgrenzen definiert:

$$\epsilon = \left| \frac{E_{num} - E_{lab}}{E_{lab}} \right| \quad (10.7)$$

$$\epsilon = 0,06 \cdot v^{4,4} \quad (10.8)$$

$$E_{num,korr} = E_{num} \cdot (1 + \epsilon) \quad (10.9)$$

$$Q_{I,num,korr} = Q_{I,num} \cdot (1 + \epsilon) \quad (10.10)$$

10.3 Kalibrierung: Anpassung der Oberflächenrauheit

Die Kalibrierung des numerischen Modells dient der Anpassung des nicht eindeutig bekannten Parameters der Oberflächenrauheit. Hierzu werden die im numerischen Modell berechneten Wassertiefen im Oberwasser des Straßenablaufs bei verschiedenen Rauheiten der Rinnenoberfläche ($k_R = 1,0; 1,5; 2,0$ mm) mit den im physikalischen Modell gemessenen Wassertiefen verglichen. Bei einer Oberflächenrauheit von $k_R = 1,5$ mm ist eine gute Übereinstimmung der gemessenen Wassertiefen (Labor) mit den berechneten Wassertiefen (Numerik) gegeben (Abbildung 10.15). Die Oberflächenrauheit des Straßenablauf-Aufsatzes wird mit $k_A = 0,3$ mm abgeschätzt.

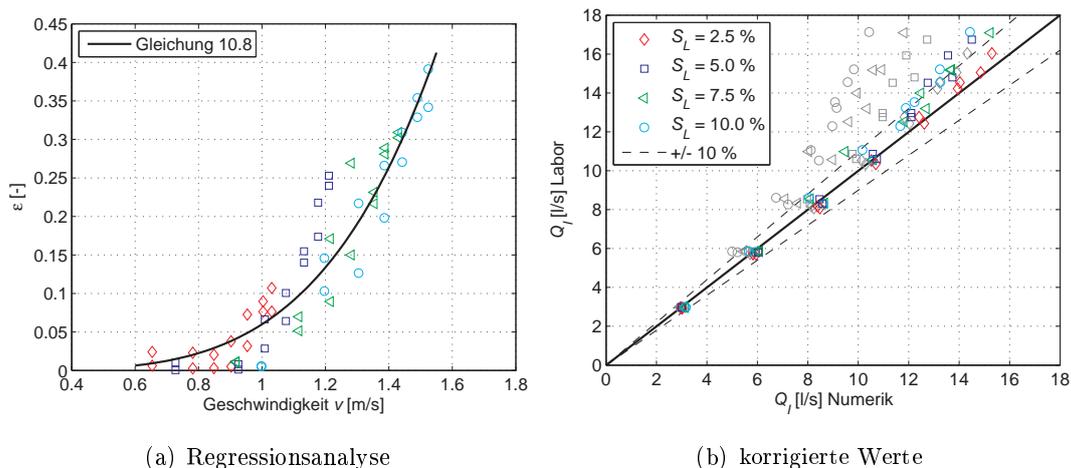


Abbildung 10.14: Regressionsanalyse der relativen Abweichungen und Korrektur der Ergebnisse der numerischen Simulationen (in grau: nicht angepasste Ergebnisse, farbig: mit Gleichung 10.10 korrigierte Werte)

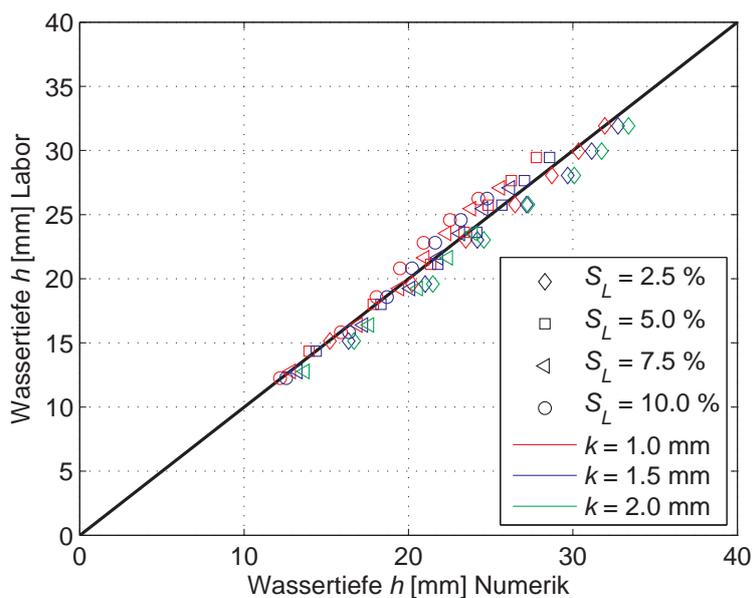


Abbildung 10.15: Vergleich der simulierten Wassertiefen mit verschiedenen Oberflächenrauheiten k_R

10.4 Einfluss der Oberflächenspannung

Nach ANSYS INC. (2016) können Einflüsse durch die Oberflächenspannung vernachlässigt werden, wenn gilt: $We \gg 1$ (für den Fall, dass $Re > 1$). Die Reynolds-Zahl gibt das Verhältnis von Trägheitskräften zu Zähigkeitskräften an, für die vorliegenden Untersuchungen gilt $Re > 10.000$. Die Weberzahl berücksichtigt das Verhältnis von Trägheitskräften zu Oberflächenspannungskräften

ten und kann berechnet werden mit:

$$We = \frac{\rho \cdot R_{hy} \cdot v^2}{\sigma_O} \quad (10.11)$$

mit der Oberflächenspannung $\sigma_O = 0,073 \text{ N/m}$ für Wasser/Luft ($T_F = 20^\circ\text{C}$), $v =$ Fließgeschwindigkeit und $R_{hy} =$ hydraulischer Radius. Die Weberzahl ergibt sich für alle im physikalischen Modell untersuchten hydraulischen Fälle im Oberwasser des Aufsatzes zu $40 < We < 410$. Wie in Abbildung 10.16 zu erkennen ist, hat die Oberflächenspannung keinen Einfluss auf die Strömung im Oberwasser der Straßenabläufe (Vergleich der Wassertiefen h für numerische Simulationen mit und ohne Berücksichtigung der Oberflächenspannung). Der Regenabfluss auf der Straße kann somit unter Vernachlässigung der Oberflächenspannung im numerischen Modell berechnet werden.

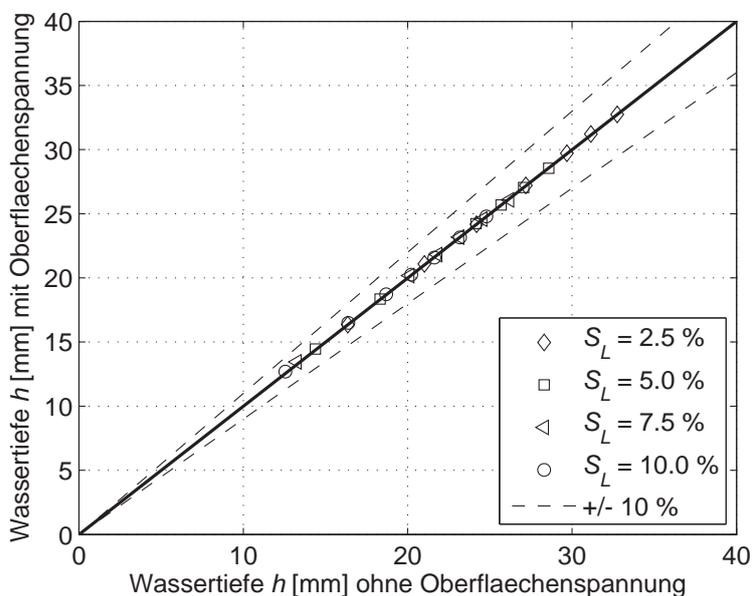
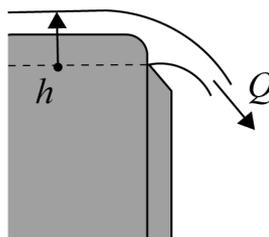


Abbildung 10.16: Einfluss der Oberflächenspannung auf die Wassertiefen im Oberwasser des Straßenablaufs mit $S_T = 2,5 \%$

Nach MARTIN & POHL (2000) beeinflusst die Oberflächenspannung bestimmte hydraulische Vorgänge, insbesondere Überfallströmungen und Wellenausbreitungen. Folgende Grenzwerte für die Überfallhöhe h werden für einen scharfkantigen Überfall angegeben:

- $h < 4 - 6 \text{ mm}$: kein Einfluss
- $h > 20 \text{ mm}$: geringer Einfluss
- $h > 60 \text{ mm}$: kein Einfluss



Das Einfließen in den Straßenablauf kann an dieser Stelle näherungsweise als Überfallströmung mit Wassertiefen im angegebenen Grenzbereich ($h < 60$ mm) angesehen werden, so dass ein Einfluss durch die Oberflächenspannung auf die Strömungsvorgänge am Pultaufsatz zu untersuchen ist. An dieser Stelle wird das Kanten-Modell (FLOW-3D) zum Vergleich der Strömungsvorgänge mit und ohne Berücksichtigung der Oberflächenspannung herangezogen. In Abbildungen 10.17 und 10.18 sind beispielhaft für eine Längsneigung von $S_L = 5,0$ % und Durchflüsse von $Q = 3$ l/s und $Q = 6$ l/s die Ergebnisse der Simulationen mit und ohne Berücksichtigung der Oberflächenspannung dargestellt.

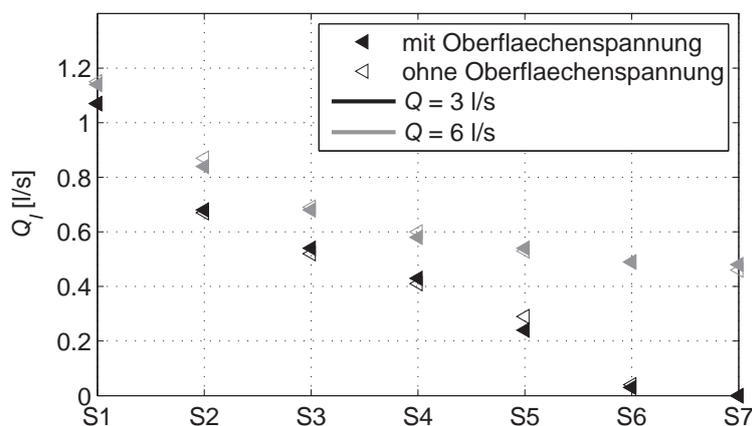
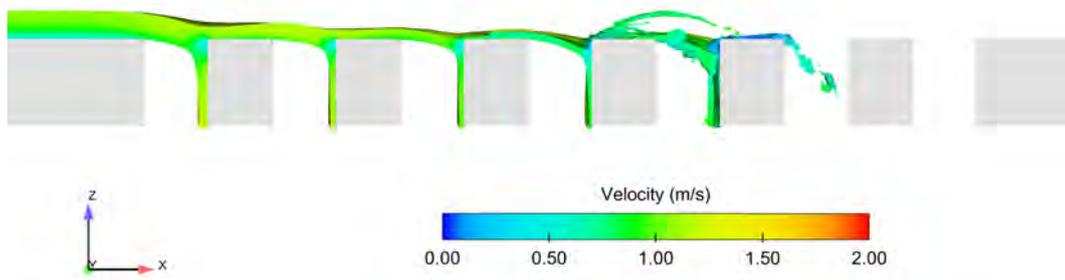
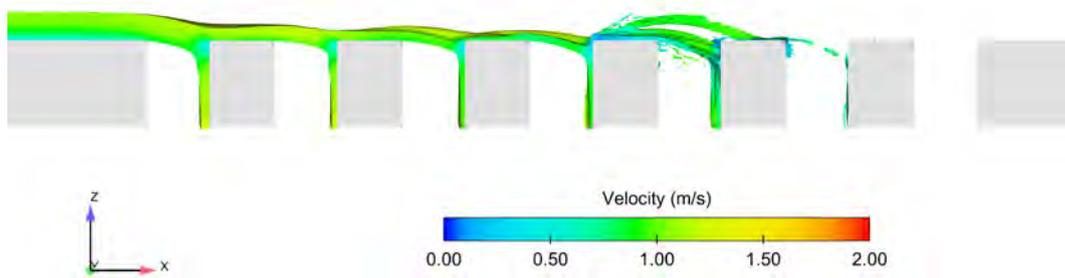


Abbildung 10.17: Q_I mit und ohne Oberflächenspannung: $S_L = 5,0$ %, $S_T = 0$ %

Wie in Abbildung 10.17 dargestellt, hat die Oberflächenspannung nur einen sehr geringen Einfluss auf den Abfluss Q_I durch die Schlitze S1 bis S7. Der Vergleich der Wasserspiegellagen im Längsschnitt sowie der Stromtrennung an den Schlitzen (Abbildung 10.18) zeigt ein nahezu identisches Verhalten. Die Geschwindigkeiten sind im Vergleich zur klassischen Überfallströmung deutlich höher (schießender Abfluss), so dass trotz der geringen Wassertiefen im Grenzbereich die Oberflächenspannung einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Strömungsvorgänge besitzt.



(a) mit Oberflächenspannung



(b) ohne Oberflächenspannung

Abbildung 10.18: Längsschnitt KANTE ($S_L = 5,0 \%$, $S_T = 0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$)

11 Vertiefte Diskussion der Einflussgrößen auf die Effizienz von Straßenabläufen mit Pultaufsatz

11.1 Allgemeines

Die Einflussgrößen auf die Leistungsfähigkeit bzw. Effizienz von Pultaufsätzen werden unterteilt in hydraulische und geometrische Parameter. Folgende (mögliche) Einflussgrößen werden nachstehend vertieft diskutiert:

Hydraulische Einflussgrößen (oberhalb des Aufsatzes, ergeben sich durch die Straßengeometrie, beschrieben durch die Längsneigung S_L , die Querneigung S_T , sowie den Regenabfluss Q):

- Wassertiefe h
- mittlere Fließgeschwindigkeit v
- Wasserspiegelbreite W

Geometrische Einflussgrößen:

- Aufsatzbreite B_A
- Aufsatzlänge L_A
- Öffnungsfläche A_0
- Anordnung der Streben (quer, längs, diagonal)
- Schlitzweite B_X in Fließrichtung (Kanten-Modell)

11.2 Hydraulische Einflussgrößen

Für die Beurteilung der Effizienz von Pultaufsätzen treten aus hydraulischer Sicht drei maßgebliche Zustände auf. Wenn für die typspezifische Effizienz $E_T \approx 1$ gilt, wird der frontal zufließende Regenabfluss Q_F vollständig vom Straßenablauf aufgenommen und der Aufsatz wird nicht überströmt (Flow Case 1, siehe Abbildung 11.1). Für $E_T < 1$ kann zwischen einer teilweisen Überströmung (Flow Case 2) oder einer vollständigen Überströmung (Flow Case 3) unterschieden werden. Bei einer teilweisen Überströmung wird nur der Aufsatz bordsteinseitig überströmt. Mit zunehmender Entfernung zum Bordstein nimmt der (spezifische) Zufluss ab, der dann vollständig vom Straßenablauf aufgenommen werden kann. Im Falle einer vollständigen Überdeckung des Aufsatzes (Flow Case 3), kann das hydraulische Verhalten mit einer Strömung mit Bodenauslässen (z. B. Tiroler Wehr) verglichen werden.

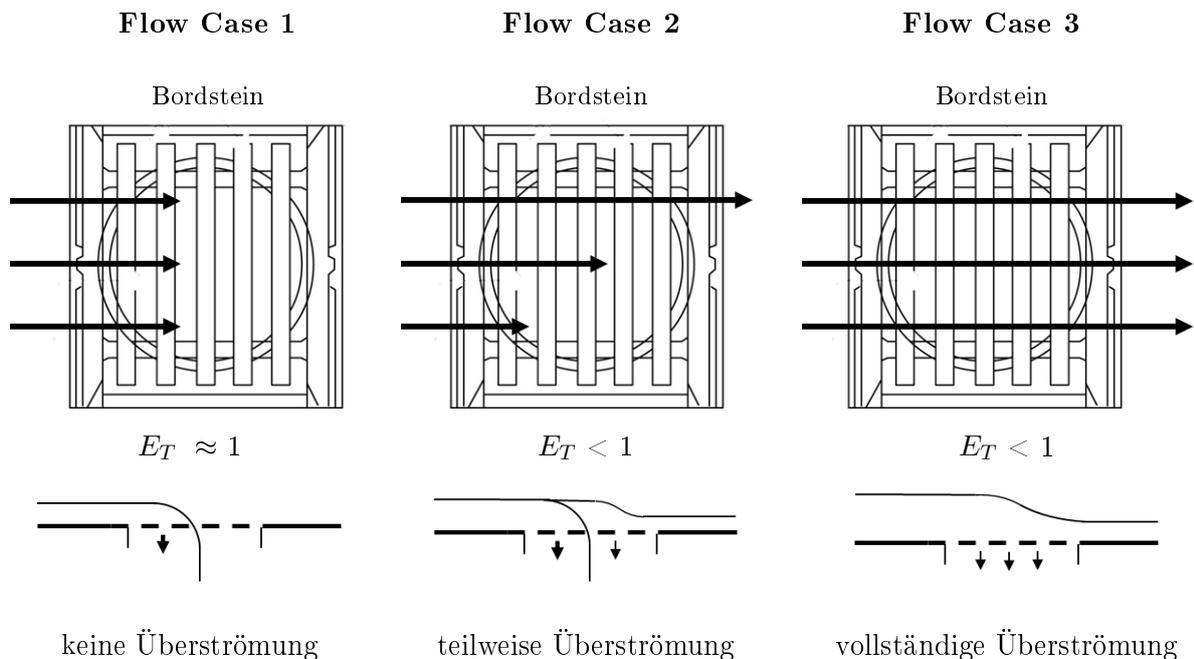


Abbildung 11.1: Definitionsskizze zu Flow Case 1 bis 3

Die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Modellversuche weisen ausschließlich Flow Case 1 und Flow Case 2 auf, eine vollständige Überströmung wird nicht untersucht. Die Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen bei einer vollständigen Überdeckung der Straßenabläufe wurde z. B. von TELLEZ ET AL. (2017) untersucht. Im folgenden wird basierend auf den physikalischen und numerischen Modellversuchen der Einfluss des Regenabflusses Q , der Längsneigung S_L und der Querneigung S_T auf die hydraulischen Größen h , v und W sowie die Effizienz E und typspezifische Effizienz E_T untersucht.

Mit steigendem Regenabfluss Q bei ansonsten gleichen Bedingungen (S_L und S_T) nehmen die Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit und Wasserspiegelbreite zu. Bei konstantem Zufluss Q nimmt mit zunehmender Längsneigung S_L die Fließgeschwindigkeit zu, die Fließbreite und Wassertiefe nehmen ab. Mit zunehmender Querneigung S_T nimmt die Fließbreite auf der Straße ab, die Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit nehmen zu. In Abbildung 11.2 sind die ausgewerteten hydraulischen Größen h , v und W der numerischen Simulationen sowie die mit Gleichung 8.20 berechneten Werte beispielhaft für einen Regenabfluss $Q = 12$ l/s für verschiedene Längs- und Querneigungen dargestellt.

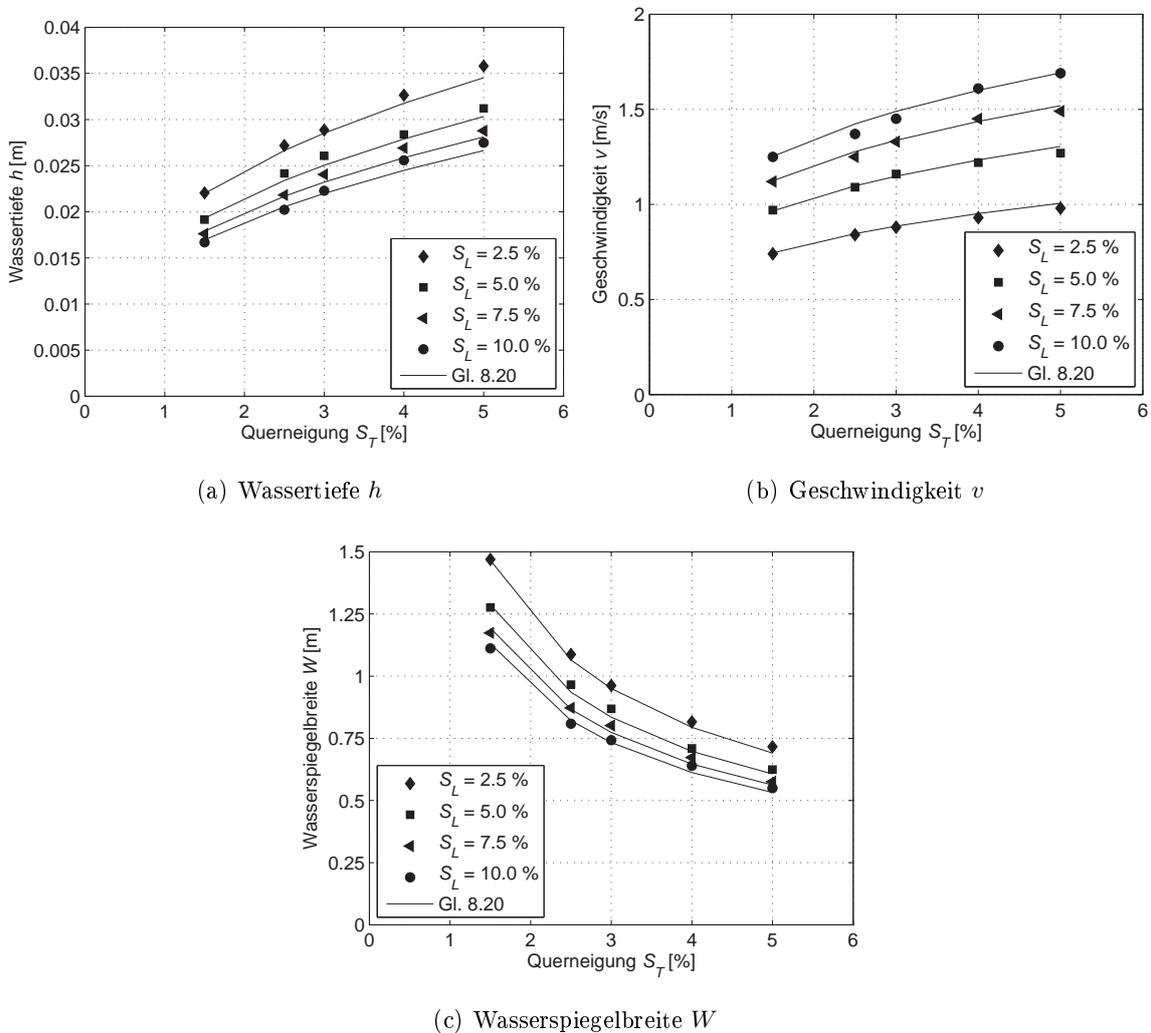


Abbildung 11.2: Abhängigkeit der hydraulischen Größen h , v und W von S_T und S_L für $Q = 12$ l/s (simulierte Werte als *Marker* dargestellt, analytisch berechnete Werte: durchgezogene Linie)

Wie in Kapitel 9.3 bereits beschrieben, nimmt die gesamte Effizienz E für alle, im physikalischen Modell untersuchten Fälle ($2,5 \% \leq S_L \leq 10,0 \%$, $S_T = 2,5 \%$) mit größer werdendem Regenabfluss Q ab (vgl. Abbildung 9.3).

In Abbildung 11.3 sind beispielhaft für einen Zufluss von $Q = 18 \text{ l/s}$ und eine Querneigung von $S_T = 2,5 \%$ alle im physikalischen Modell gemessenen Volumenströme im Verhältnis zum gesamten Zufluss für alle untersuchten Längsneigungen dargestellt (Aufsatz Typ I). Der Anteil des über den Aufsatz hinwegfließenden Abflusses E_O nimmt mit zunehmender Längsneigung zu (v wird größer, weniger Zeit für das Wasser, durch den Aufsatz abzufließen). Der Anteil des am Aufsatz vorbeifließenden Abflusses E_S nimmt mit zunehmender Längsneigung ab. Beide Effekte heben sich bei geringen Längsneigungen gegenseitig auf, so dass bei gleichbleibender Querneigung und gleichem Zufluss ein Einfluss der Längsneigung auf die gesamte Effizienz E erst bei hohen Längsneigungen ($S_L > 5,0 \%$) vorhanden ist.

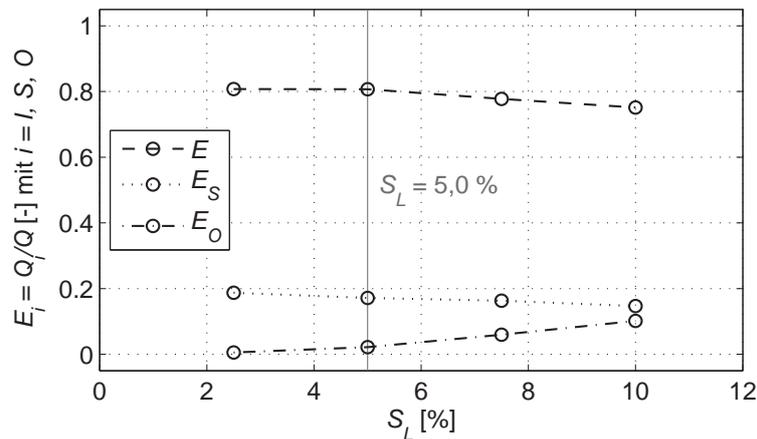


Abbildung 11.3: Abhängigkeit der Effizienz von der Längsneigung (Auswertung der physikalischen Modellversuche für $S_T = 2,5 \%$, $Q = 18 \text{ l/s}$, Aufsatz Typ I)

Für die typspezifische Effizienz E_T gilt mit $S_T = 2,5 \%$ und $S_L \leq 5,0 \%$ für alle Abflüsse $E_T \approx 1$ (Flow Case 1, vgl. Abbildung 9.7, Ausnahme: Aufsatz Typ I). Erst bei Längsneigungen $S_L > 5,0 \%$ ($S_T = 2,5 \%$) nimmt die typspezifische Effizienz E_T mit frontalen Zuflüssen $Q_F > 8 \text{ l/s}$ ab (Flow Case 2).

Basierend auf den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche ($S_T = 2,5 \%$) wird die typspezifische Effizienz E_T für eine Aufsatzbreite $B_A = 0,5 \text{ m}$ mit linearer Interpolation (boundary gradients) für ein strukturiertes Raster mit $\Delta h = 0,001 \text{ m}$ und $\Delta v = 0,05 \text{ m/s}$ innerhalb der Modellgrenzen ausgewertet. In Abbildung 11.4 ist das Lösungsfeld für alle untersuchten hydraulischen Fälle (physikalisches (a) und numerisches Modell (b)) in Abhängigkeit der Wassertiefe h und Geschwindigkeit v im aufgestellten Raster dargestellt. In Abbildung 11.5 ist die (interpolierte) typspezifische Effizienz E_T in Abhängigkeit der Wassertiefe h und der Fließgeschwindigkeit

v für alle Aufsatz-Typen als Fläche dargestellt. In Abbildung 11.6 ist die Zuordnung zu den definierten Flow Cases dargestellt, mit $E_T > 0,985$: Flow Case 1, $E_T \leq 0,985$: Flow Case 2. Ein Einfluss verschiedener geometrischer Aufsatz-Parameter auf die Effizienz wird in Kapitel 11.3 diskutiert.

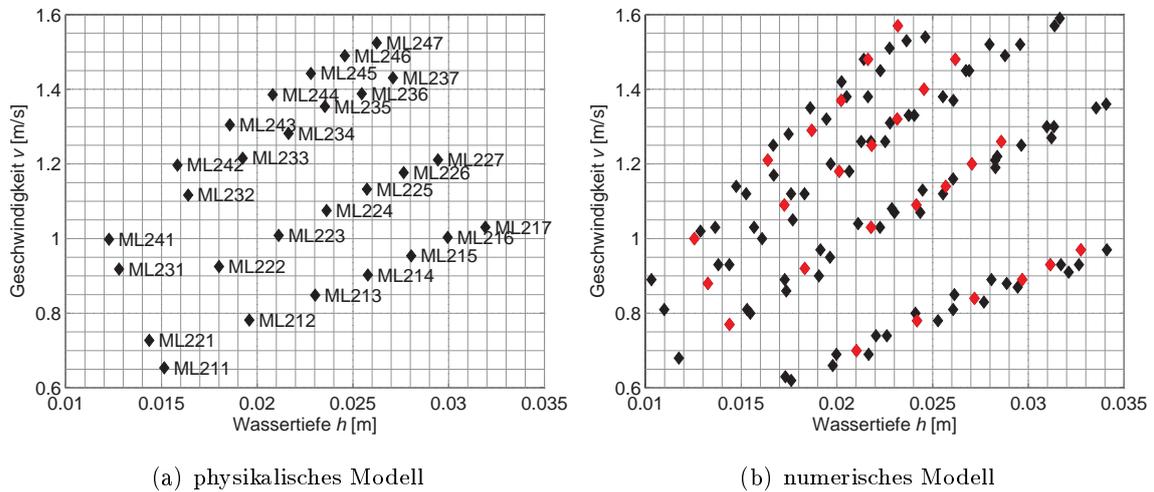


Abbildung 11.4: Im physikalischen Modell untersuchte hydraulische Fälle in Abhängigkeit von h und v (links) und im numerischen Modell untersuchte hydraulische Fälle in Abhängigkeit von h und v (rechts), in rot hervorgehoben sind die in beiden Modellen untersuchten hydraulischen Fälle

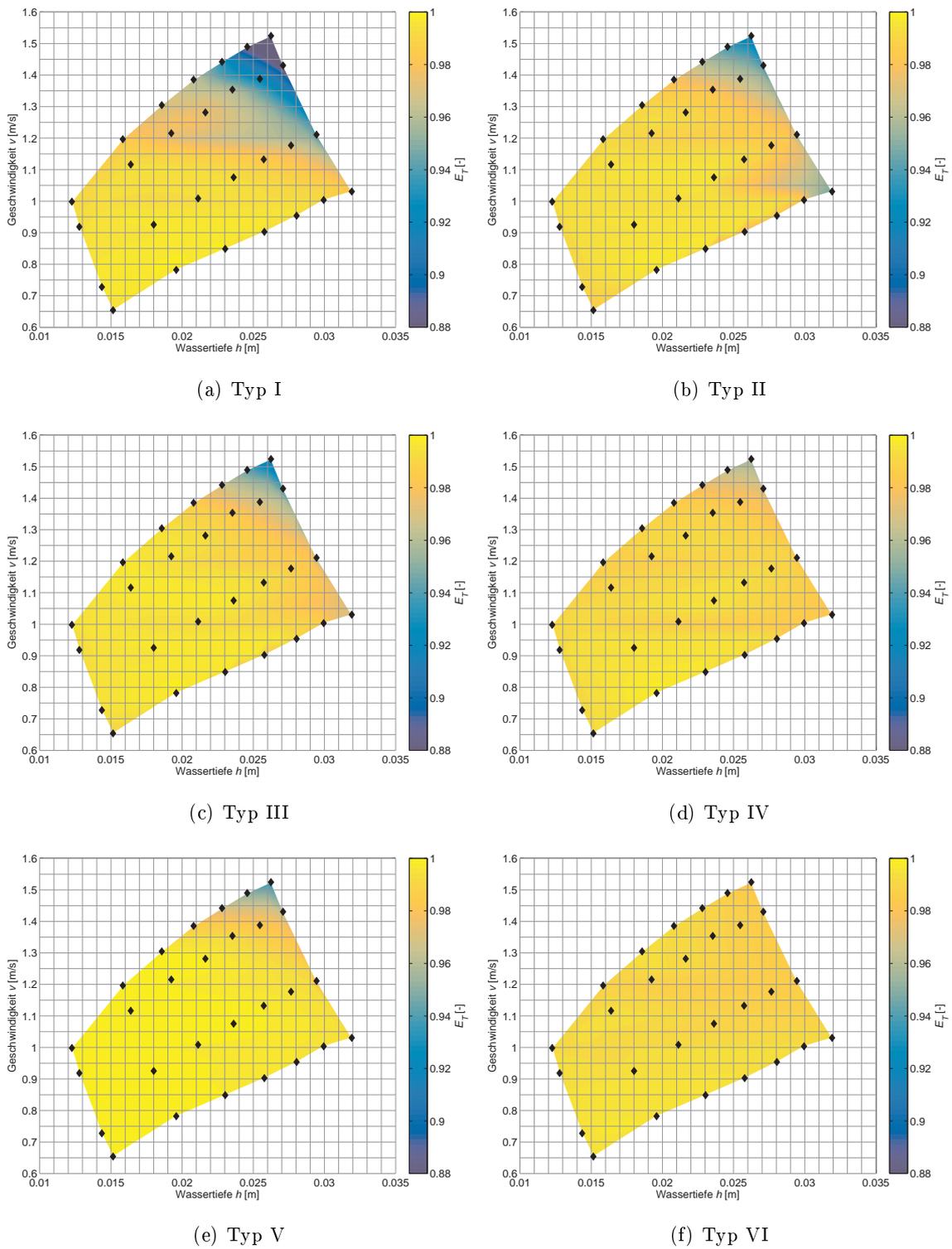


Abbildung 11.5: Typspezifische Effizienz E_T in Abhängigkeit von der Wassertiefe h und der Fließgeschwindigkeit v für eine Aufsatzbreite $B_A = 0,5$ m

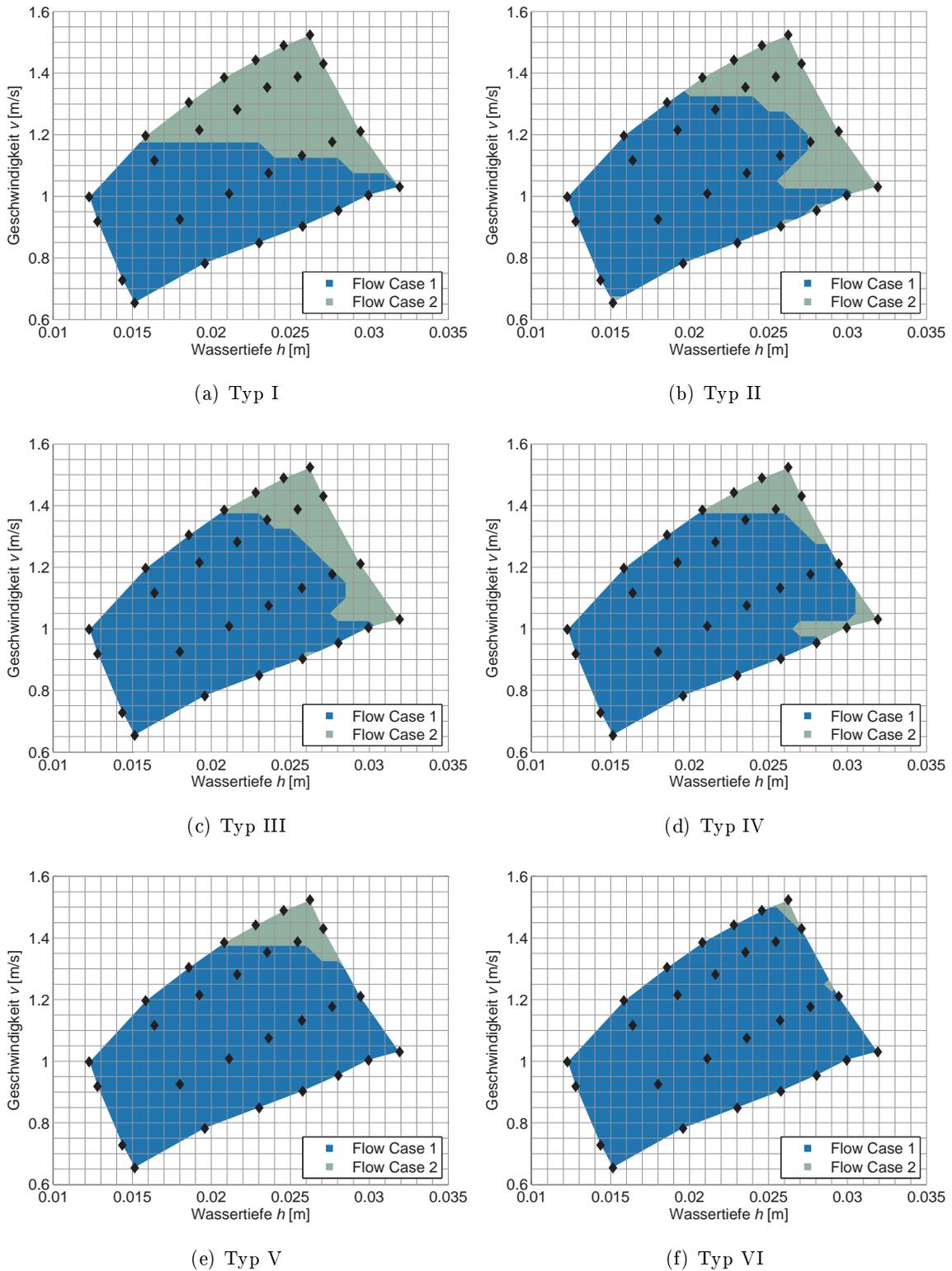


Abbildung 11.6: Zuordnung Flow Case in Abhängigkeit von der Wassertiefe h und der Fließgeschwindigkeit v für eine Aufsatzbreite $B_A = 0,5$ m mit $E_T > 0,985$: Flow Case 1, $E_T \leq 0,985$: Flow Case 2

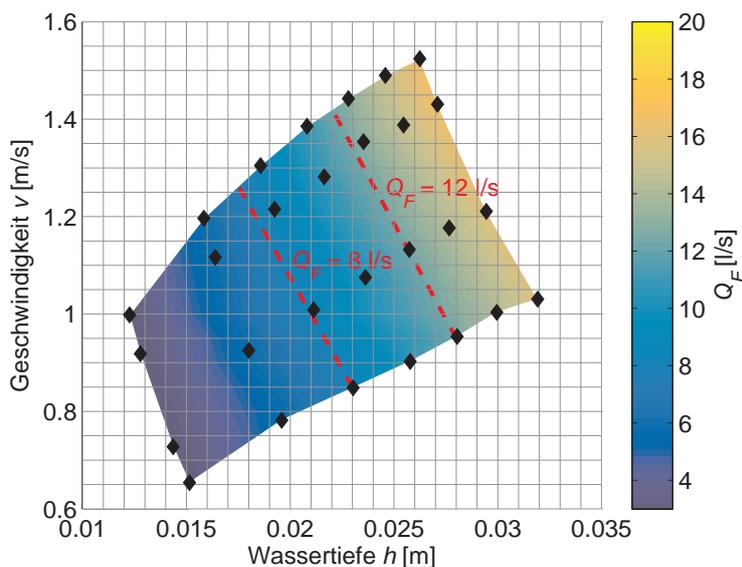


Abbildung 11.7: Q_F in Abhängigkeit von h und v für eine Aufsatzbreite $B_A = 0,5$ m

In Abbildung 11.7 ist für das aufgestellte Raster der sich für jede h - v -Kombinationen einstellende frontale Zufluss Q_F mit $B_A = 0,5$ m und $S_T = 2,5$ % dargestellt. Für alle untersuchten Aufsatztypen gilt, dass bei einer Aufsatzbreite von $B_A = 0,5$ m bis zu einem frontalen Zufluss $Q_F = 8$ l/s Flow Case 1, also eine typspezifische Effizienz von $E_T \approx 1$, erzielt wird. Eine Abnahme der typspezifischen Effizienz ist erst bei $Q_F > 8$ l/s zu erkennen, wobei bei den meisten untersuchten Pultaufätzen bis $Q_F \approx 12$ l/s Flow Case 1 erreicht wird und die Abnahme der typspezifischen Effizienz erst später einsetzt. Weiterhin ist zu erkennen, dass die typspezifische Effizienz mit zunehmender Geschwindigkeit stärker abnimmt als mit zunehmender Wassertiefe. Der sich für jede h - v -Kombinationen einstellende frontale Zufluss mit $B_A = 0,5$ m für alle im numerischen Modell simulierten Querneigungen ist in Anhang F.3 dargestellt.

Ein Einfluss der **Querneigung** wurde ausschließlich im numerischen Modell untersucht. Mit zunehmender Querneigung nimmt bei gleicher Längsneigung und konstantem Zufluss der Anteil des am Aufsatz vorbeifließenden Abflusses Q_S ab. Damit wird der frontal auf den Aufsatz zufließende Abfluss Q_F und damit die Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit größer.

Wie die Auswertung der physikalischen Modellversuche zeigt, nimmt die typspezifische Effizienz mit größer werdendem frontalen Zufluss Q_F und damit zunehmender Geschwindigkeit und Wassertiefe ab. Diese Ergebnisse können auf die Beurteilung des Einflusses der Querneigung, der nicht direkt experimentell untersucht wurde, übertragen werden.

In Abbildung 11.8 sind beispielhaft für eine Längsneigung von $S_L = 5,0$ % und einen Zufluss von $Q = 12$ l/s (a) sowie für eine Längsneigung von $S_L = 7,5$ % und einen Zufluss von $Q = 18$ l/s

(b) die interpolierten typspezifischen Effizienzen (Aufsatz Typ I) und die im numerischen Modell simulierten Werte bei variierender Querneigung dargestellt. Für $S_L = 7,5\%$ und $Q = 18\text{ l/s}$ liegen für Querneigungen $S_T > 3,0\%$ die Wertepaare Geschwindigkeit / Wassertiefe außerhalb der im physikalischen Modell untersuchten Modellgrenzen, so dass hier eine Interpolation der Ergebnisse nicht möglich ist. Gleiches gilt für die mit Gleichung 10.10 „korrigierten“ numerischen Ergebnisse, die in rot gekennzeichnet sind. Insgesamt zeigen die mit Gleichung 10.10 angepassten Ergebnisse der numerischen Simulation eine sehr gute Übereinstimmung mit den interpolierten Ergebnissen aus den physikalischen Modellversuchen. Die Vermutung, dass mit zunehmender Querneigung die typspezifische Effizienz abnimmt, wird ebenfalls bestätigt.

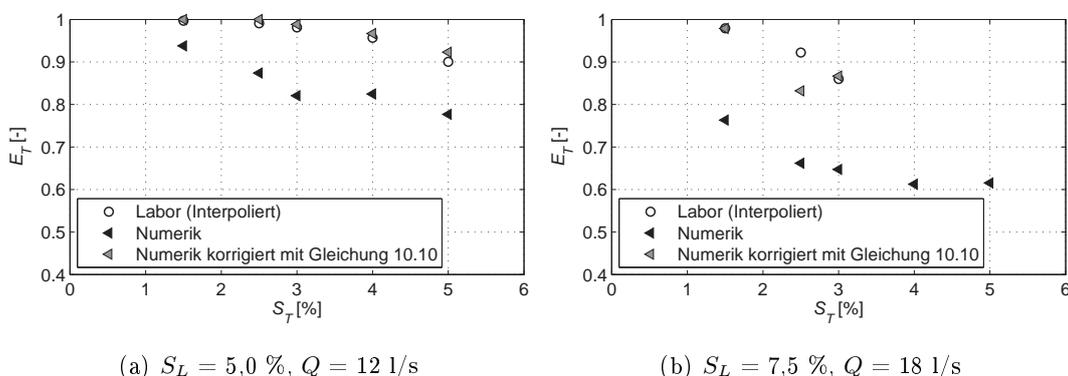


Abbildung 11.8: Abhängigkeit der typspezifischen Effizienz von der Querneigung (Aufsatz Typ I)

Die gesamte Effizienz E bleibt für beide in Abbildung 11.8 betrachteten Fälle nahezu konstant ($E_{num} \approx 0,80$ für $S_L = 5,0\%$ und $Q = 12\text{ l/s}$, $E_{num} \approx 0,60$ für $S_L = 7,5\%$ und $Q = 18\text{ l/s}$). Die absolute aufgenommene Wassermenge $Q_{I,num}$ nimmt mit zunehmender Querneigungen nur geringfügig zu ($S_L = 5,0\%$ und $Q = 12\text{ l/s}$: $8,62 \leq Q_I \leq 9,77\text{ l/s}$, $S_L = 7,5\%$ und $Q = 18\text{ l/s}$: $9,95 \leq Q_I \leq 10,98\text{ l/s}$). Die am Aufsatz vorbeifließende Wassermenge nimmt mit zunehmender Querneigung ab, der Abfluss über den Pultaufsatz nimmt zu. Beide Effekte heben sich gegenseitig auf, so dass die Effizienz E durch die Querneigung nahezu unbeeinflusst ist.

Wie der Vergleich in Abbildung 11.8 zeigt, kann für weitere hydraulische Fälle, die nicht im Experiment untersucht wurden, in Abhängigkeit der Geschwindigkeit und Wassertiefe die typspezifische Effizienz aus den auf ein strukturiertes Raster interpolierten Ergebnissen innerhalb der Modellgrenzen abgeschätzt werden.

Zusammenfassung

Die Diskussion der hydraulischen Einflussgrößen auf die Effizienz bzw. typspezifische Effizienz von Straßenablauf-Aufsätzen in Pultform lässt sich wie folgt zusammenfassen (Tabelle 11.1):

- Die Effizienz E nimmt mit zunehmendem Regenabfluss Q ab.

- Ein Einfluss der Längsneigung auf die gesamte Effizienz E ist erst bei hohen Längsneigungen ($S_L > 5,0$ %) vorhanden.
- Ein Einfluss der Querneigung auf die gesamte Effizienz E ist nicht vorhanden.
- Mit zunehmender Wassertiefe und Geschwindigkeit, und damit einem zunehmendem frontalen Zufluss, nimmt die typspezifische Effizienz ab.
- Mit zunehmender Längsneigung nimmt die typspezifische Effizienz E_T ab.
- Mit zunehmender Querneigung nimmt die typspezifische Effizienz E_T ab.

Tabelle 11.1: Hydraulische Einflussgrößen auf die Effizienz (Beurteilung: (+): nimmt zu, (-): nimmt ab, (0): kein Einfluss)

Einflussgröße zunehmend	hydraulische Größen	Effizienz E	typspezifische Effizienz E_T
Regenabfluss Q	h (+) v (+) W (+)	(-)	$Q_F < 8$ l/s: (0) Flow Case 1 $Q_F > 8$ l/s: (-) Flow Case 1-2
Längsneigung S_L	h (-) v (+) W (-)	$S_L \leq 5,0$ %: (0) $S_L > 5,0$ %: (-)	$S_L \leq 2,5$ %: (0) Flow Case 1 $S_L > 2,5$ %: (-) Flow Case 1-2
Querneigung S_T	h (+) v (+) W (-)	(0)	(-)

Die typspezifische Effizienz liegt in allen Modellläufen zwischen $E_T = 0,8$ und $E_T = 1$, d. h. es werden mindestens 80 % des frontalen Zuflusses aufgenommen. Dies erscheint zunächst sehr viel. Bis zu 20 % des frontalen Zuflusses werden jedoch nicht aufgenommen und fließen zusammen mit dem ohnehin seitlich am Ablauf vorbeifließenden Wasser zusätzlich dem nächsten Straßenablauf zu (Akkumulation der Abflüsse: Grundlast $Q + \Delta Q$ des oberhalb liegenden Straßenablaufs). Schon nach wenigen Straßenabläufen übersteigt die zufließende Wassermenge somit z. T. deutlich den Bemessungsregenabfluss.

11.3 Geometrische Einflussgrößen

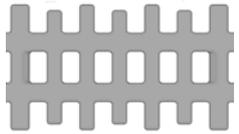
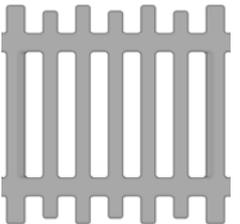
Der Nachweis des Einflusses einzelner geometrischer Parameter wird im Folgenden durch Vergleich der Effizienz bei gleichen hydraulischen Randbedingungen (hydraulischer Fall) geführt. Dabei kann ein Einfluss der einzelnen geometrischen Merkmale auf die Effizienz nur untersucht werden, wenn alle anderen geometrischen Merkmale identisch sind. Andernfalls kann eine Überlagerung mehrerer Einflussgrößen nicht ausgeschlossen werden.

Einfluss der Aufsatzbreite B_A

Mit zunehmender Aufsatzbreite B_A nimmt der seitlich vorbeifließende Abfluss Q_S ab. Außerdem nimmt mit zunehmendem Abstand zum Bordstein die Wassertiefe und auch die tiefengemittelte Fließgeschwindigkeit bei Bordrinnen (Dreiecksquerschnitt) ab. Daher kann davon ausgegangen werden, dass die zusätzliche auf den Aufsatz zufließende Wassermenge im Rahmen der in dieser Arbeit untersuchten hydraulischen Fälle nahezu vollständig aufgenommen wird und der über den Aufsatz hinwegfließende Anteil mit zunehmender Breite B_A gleich bleibt. Damit nimmt die gesamte Effizienz E zu. Aus Gründen der Verkehrssicherheit und des Fahrkomforts ist eine Begrenzung der Aufsatzbreite im Straßenraum jedoch notwendig und sinnvoll.

Um den Einfluss einer geringeren Aufsatzbreite als die der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Pultaufsätze mit $B_A = 500$ mm zu beschreiben, wird sowohl im physikalischen Modell als auch beispielhaft im numerischen Modell ein Aufsatz mit den Abmessungen $B_A \times L_A = 300$ mm x 500 mm untersucht (vgl. Tabelle 11.2). Die Strebenanordnung und die Strebenabmessungen sind ähnlich wie die von Aufsatz Typ I, so dass ein Vergleich mit diesem möglich ist.

Tabelle 11.2: Geometrische Abmessungen verschiedener Pultaufsätze zur Untersuchung des Einflusses der Aufsatzbreite

	300x500 Numerik	300x500 Labor	500x500 Numerik	500x500 Labor
				
L_A [m]	0,5	0,5	0,5	0,5
B_A [m]	0,3	0,3	0,5	0,5
A_0 [m ²]	0,0426	0,0582	0,0906	0,0980

Für die verminderte Aufsatzbreite mit 60 % der „normalen“ Aufsatzbreite verringert sich die aufgenommene Wassermenge Q_I nicht auch auf 60 % der aufgenommenen Wassermenge des „normalen“ Pultaufsatzes. Für alle Modellläufe gilt $Q_{I,300 \times 500} \geq 0,6 Q_{I,500 \times 500}$, da bordsteinseitig ein größerer spezifischer Abfluss besteht als mit größerer Entfernung zum Bordstein. Betrachtet man nur den frontalen Zufluss Q_F und damit die typspezifische Effizienz E_T , könnte man vermuten, dass diese aufgrund ähnlicher Geometrie für beide Aufsätze gleich sein muss.

Bei der verminderten Aufsatzbreite ergibt sich jedoch insbesondere bei großen Abflüssen der Übergang von Flow Case 2 zu Flow Case 3, so dass der Aufsatz vollständig überströmt wird. Die typspezifische Effizienz, dargestellt für beide Aufsätze in Abbildung 11.9, ist um bis zu 17 % kleiner als bei einer Aufsatzbreite $B_A = 500$ mm und noch vorherrschendem Flow Case 2.

Die numerischen Modellversuche zeigen das gleiche qualitative Verhalten.

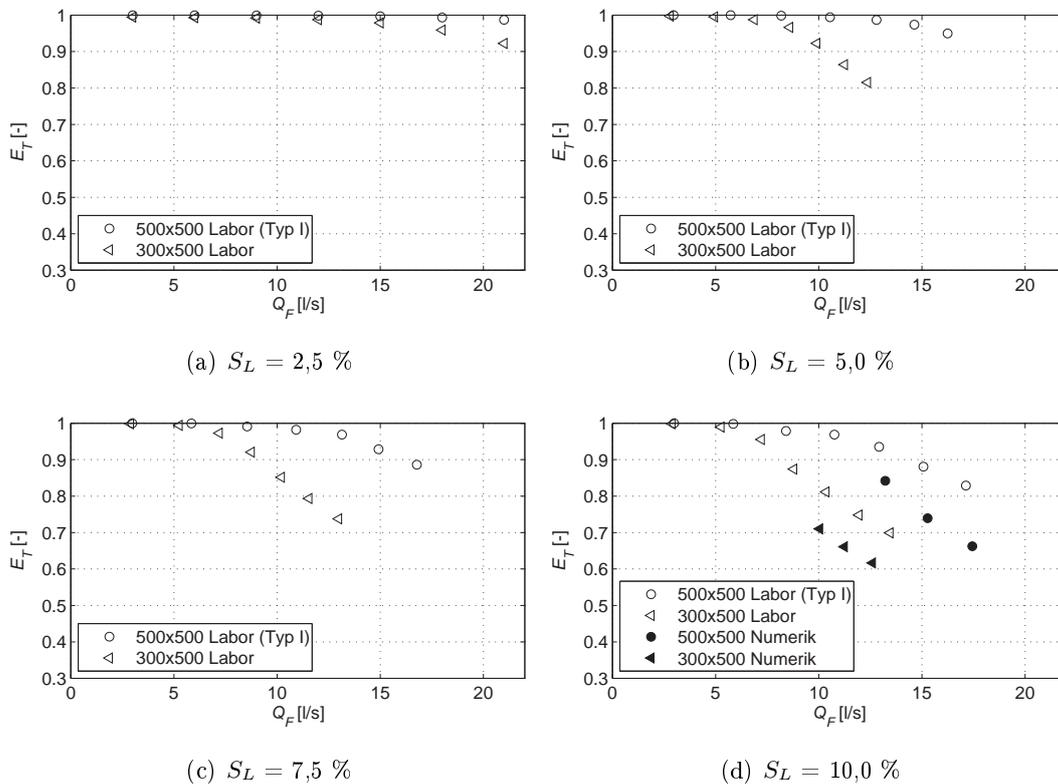


Abbildung 11.9: Einfluss der Aufsatzbreite B_A auf die typspezifische Effizienz E_T , Auswertung der Ergebnisse der physikalischen und numerischen Modellversuche

Im Folgenden wird anhand der typspezifischen Effizienz E_T die Auswertung der geometrischen Einflussgrößen vorgenommen. Voraussetzung ist, dass die Aufsatzbreite jeweils identisch ist und sich der gleiche Flow Case ergibt, was für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Pultaufsätze gegeben ist.

Einfluss der Aufsatzlänge L_A

Typ I und Typ VI weisen mit Ausnahme der Aufsatzlänge eine ansonsten sehr ähnliche Aufsatzgeometrie mit Strebenanordnung, Stegbreite und Schlitzweite auf, so dass diese beiden Typen für die Untersuchung der Einflussgröße der Aufsatzlänge herangezogen werden. In Abbildung 11.10 sind die aus den physikalischen Modellversuchen berechneten typspezifischen Effizienzen für beide Aufsatz-Typen vergleichend dargestellt.

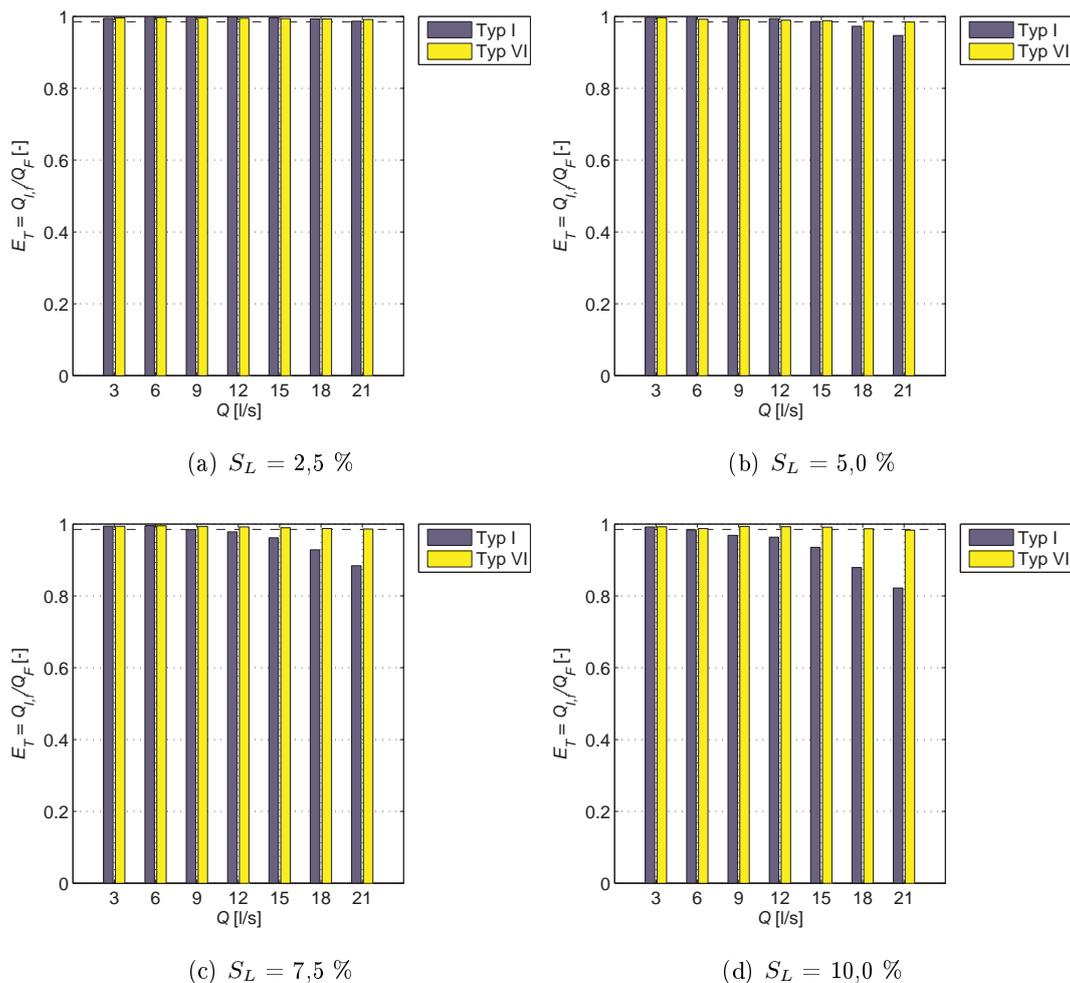


Abbildung 11.10: Einfluss der Aufsatzlänge L_A auf die typspezifische Effizienz E_T , Ergebnisse der physikalischen Modellversuche (gestrichelte Linie: Grenze zwischen Flow Case 1 und 2)

Bei einer geringen Längsneigung von $S_L = 2,5\%$ weisen beide Aufsätze die gleiche typspezifische Effizienz auf ($E_T = 1,0$, Flow Case 1). Die Effizienz des Aufsatzes Typ I fällt jedoch im Vergleich zu Typ VI mit zunehmender Längsneigung und damit steigender Fließgeschwindigkeit deutlich ab. Hier ist ein merklicher Einfluss der Aufsatzlänge L_A bei hohen Längsneigungen mit ansonsten ähnlichen geometrischen Bedingungen zu erkennen. Betrachtet man weiterhin den Anteil des über

den Aufsatz hinwegfließenden Abflusses, ist erkennbar, dass für Aufsatz Typ VI $E_O \approx 0$ gilt. Der Aufsatz weist eine ausreichende Länge auf, um nahezu den gesamten frontal zuffließenden Abfluss aufzunehmen. Die Aufsatzlänge des Typs I ist bei hohen Längsneigungen und damit hohen Fließgeschwindigkeiten nicht ausreichend. In Abbildung 11.11 sind für Modelllauf ML245-I und -VI ($S_L = 10,0 \%$, $S_T = 2,5 \%$, $Q = 15 \text{ l/s}$) Nahaufnahmen der Strömung am Pultaufsatz dargestellt. Das Strömungsbild an beiden Pultaufätzen ist geprägt durch wild spritzendes Wasser (Weißwasser), welches bei der betrachteten Geometrie durch Auftreffen des Wassers auf die vorderste Querstrebe erzeugt wird. Das Spritzwasser täuscht eine geringe Aufnahmefähigkeit vor, was durch die Messungen jedoch widerlegt wurde.



Abbildung 11.11: Nahaufnahme der Strömung am Pultaufsatz im physikalischen Modell (ML245-I/VI) zur Untersuchung des Einflusses der Aufsatzlänge auf die typspezifische Effizienz

Einfluss der Öffnungsfläche A_0

Für den Vergleich der Effizienzen im Hinblick auf einen möglichen Einfluss der Öffnungsfläche, bietet sich ein Vergleich der Aufsätze Typ II und Typ III an, da die Strebenanordnung, Stegbreiten und Schlitzweiten jeweils sehr ähnlich sind. Typ II besitzt eine Öffnungsfläche von $A_0 = 1.040 \text{ cm}^2$ und für Typ III gilt $A_0 = 1.160 \text{ cm}^2$, d. h. die Öffnungsfläche von Typ III ist um 10 % größer als die Öffnungsfläche von Typ II. Wie Abbildung 11.12 zu entnehmen ist, ist für alle untersuchten hydraulischen Fälle kein signifikanter Unterschied in der Aufnahmefähigkeit der beiden Aufsätze zu erkennen. Auch der fotobasierte Vergleich der Strömung (Abbildung 11.13, ML225-II und -III ($S_L = 5,0 \%$, $S_T = 2,5 \%$, $Q = 15 \text{ l/s}$)) zeigt ein gleiches Strömungsbild für beide Pultaufsätze.

Einfluss der Strebenanordnung

Für die Untersuchung des Einflusses der Strebenanordnung werden die Aufsätze Typ I (Querstreben), Typ II (Querstreben), Typ IV (Längsstreben) und Typ V (diagonale Streben) herangezogen. Die äußeren Abmessungen sind jeweils identisch, die Öffnungsfläche A_0 variiert zwischen $A_0 = 955 \text{ cm}^2$ (Typ IV) und $A_0 = 1.040 \text{ cm}^2$ (Typ II). Ein deutlicher Abfall der typspezifischen

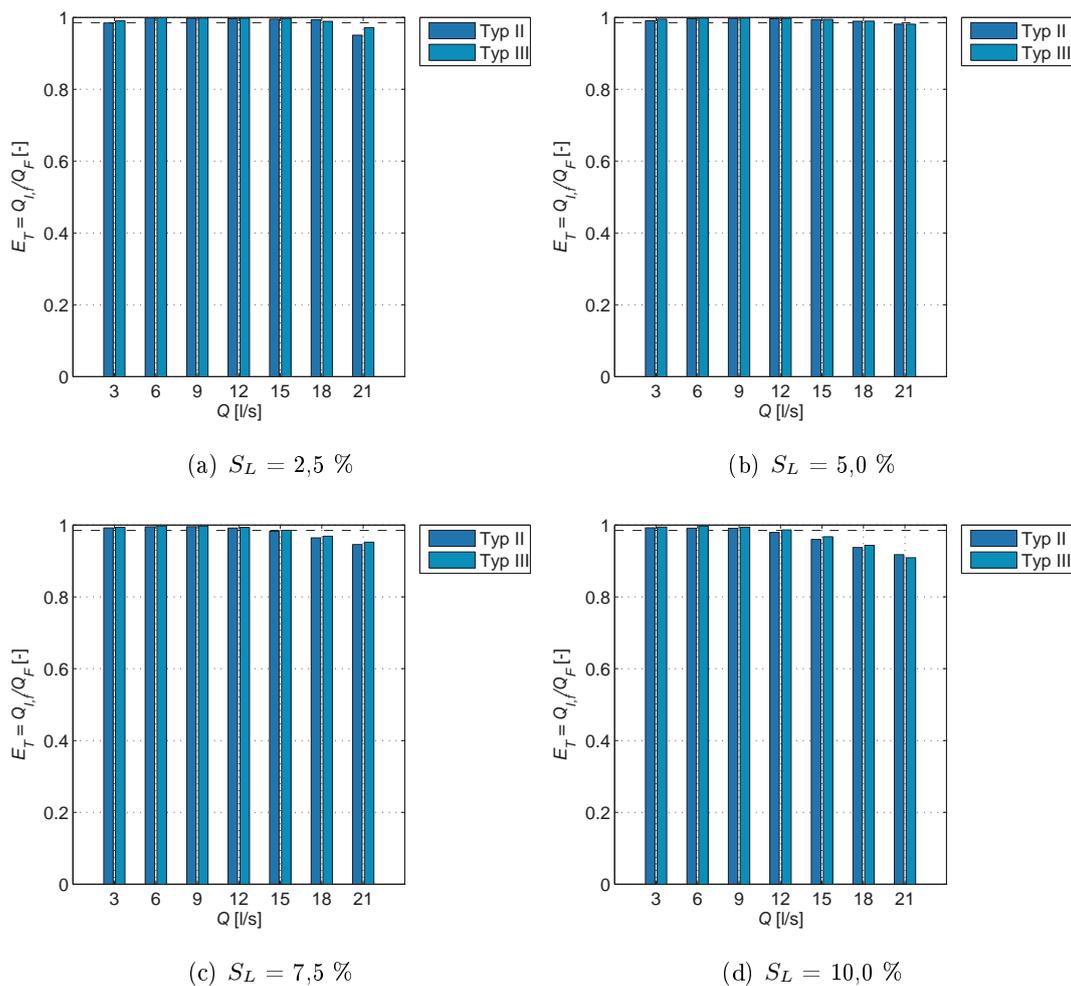


Abbildung 11.12: Einfluss der Öffnungsfläche auf die typspezifische Effizienz E_T , Ergebnisse der physikalischen Modellversuche (gestrichelte Linie: Grenze zwischen Flow Case 1 und 2)

Effizienz bei hohen Längsneigungen ($S_L \geq 7,5 \%$) ist für Typ I zu erkennen (ΔE_T von bis zu 0,14) (Abbildung 11.14).

Generell sind alle Pultaufsätze bis zu einer geringen Längsneigung von $S_L = 2,5 \%$ und einer Querneigung von $S_T = 2,5 \%$ leistungsfähig genug, den frontal zufließenden Abfluss vollständig aufzunehmen ($E_T \approx 1,0$, Flow Case 1). Die Fließgeschwindigkeiten sind verhältnismäßig gering, so dass das Wasser mehr Zeit besitzt, durch die Öffnungen abzufließen (siehe Kapitel 11.4). Dies erklärt auch, warum bei geringen Fließgeschwindigkeiten die Aufsätze Typ I und Typ VI mit vergleichsweise großen Öffnungsweiten B_X leistungsfähiger sind, als die Aufsatz-Typen II und III. Bei höheren Geschwindigkeiten (höheren Längsneigungen) wären Öffnungsweiten bei Querstreben außerhalb der Grenzen nach DIN EN 124 (2015) notwendig, um die gleichen Mengen aufzunehmen. Daher werden hier die Pultaufsätze mit einer Strebenanordnung in Längsrich-



(a) Typ II

(b) Typ III

Abbildung 11.13: Nahaufnahme der Strömung am Pultaufsatz im physikalischen Modell (ML225-II/III) zur Untersuchung des Einflusses der Öffnungsfläche auf die typspezifische Effizienz

tung (Typ IV) sowie diagonalen Streben (Typ V) leistungsstärker. Der Aufsatz Typ IV besitzt Längsstreben mit Öffnungslängen von ca. 17 cm, wo schon in der in Fließrichtung ersten Öffnungsreihe der gesamte Anteil der aufgenommenen Abflusses einfließen kann (vgl. Abbildung 11.15 (c), ML235-IV ($S_L = 7,5 \%$, $S_T = 2,5 \%$, $Q = 15 \text{ l/s}$)). Allerdings begünstigen die relativ breiten Längsstreben auch ein über den Aufsatz Hinwegfließen des Wassers (Wasser fließt nahezu ungestört über die Längsstreben ins Unterwasser). Aufsatz Typ V besitzt keine in Fließrichtung durchgängigen Streben, was sich auf die Leistungsfähigkeit positiv auswirkt. Ebenfalls bewirkt die unregelmäßige Struktur der Streben ein „Aufbrechen“ des Wasserstrahls, wodurch die Leistungsfähigkeit zunimmt (vgl. Abbildung 11.15 (d)).

Ein Einfluss der Querschnittsform von Querstreben wurde in orientierenden Versuchen in KEMPER & SCHLENKHOF (2015) untersucht. Querschnittsformen mit abgeschrägter Vorderkante (scharfkantig oder abgerundet, Dreiecksquerschnitt) führen im Vergleich zu rechteckigen oder runden Querschnitten zu einer höheren Leistungsfähigkeit. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

Zusammenfassung

Die Ergebnisse dieses Abschnitts lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Mit größerer Aufsatzbreite kann die (typspezifische) Effizienz gesteigert werden, ist aus verkehrstechnischer Sicht jedoch nicht sinnvoll.
- Mit größerer Aufsatzlänge nimmt die (typspezifische) Effizienz zu, ist insbesondere bei hohen Längsneigungen sinnvoll.

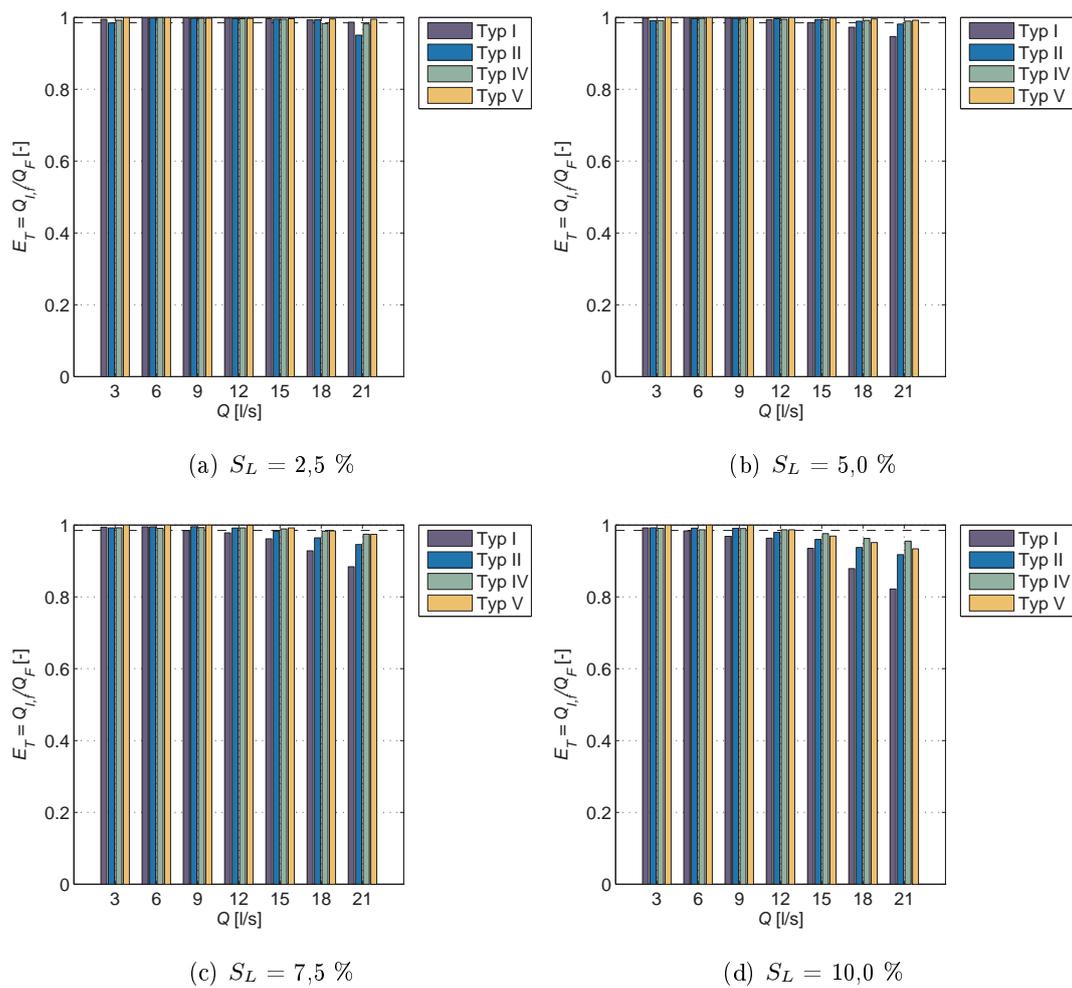


Abbildung 11.14: Einfluss der Strebenanordnung auf die typspezifische Effizienz E_T , Ergebnisse der physikalischen Modellversuche (gestrichelte Linie: Grenze zwischen Flow Case 1 und 2)

- Die Öffnungsfläche bei ansonsten gleicher Geometrie hat keinen signifikanten Einfluss auf die (typspezifische) Effizienz.
- Bei geringen Längsneigungen und Pultaufsätzen mit Querstreben wirkt sich ein möglichst großer Querstrebenabstand (Schlitzbreite B_X) positiv auf die (typspezifische) Effizienz aus.
- Bei hohen Längsneigungen weisen Pultaufsätze mit vornehmlich Längs- oder Diagonalstreben die höchste (typspezifische) Effizienz auf.

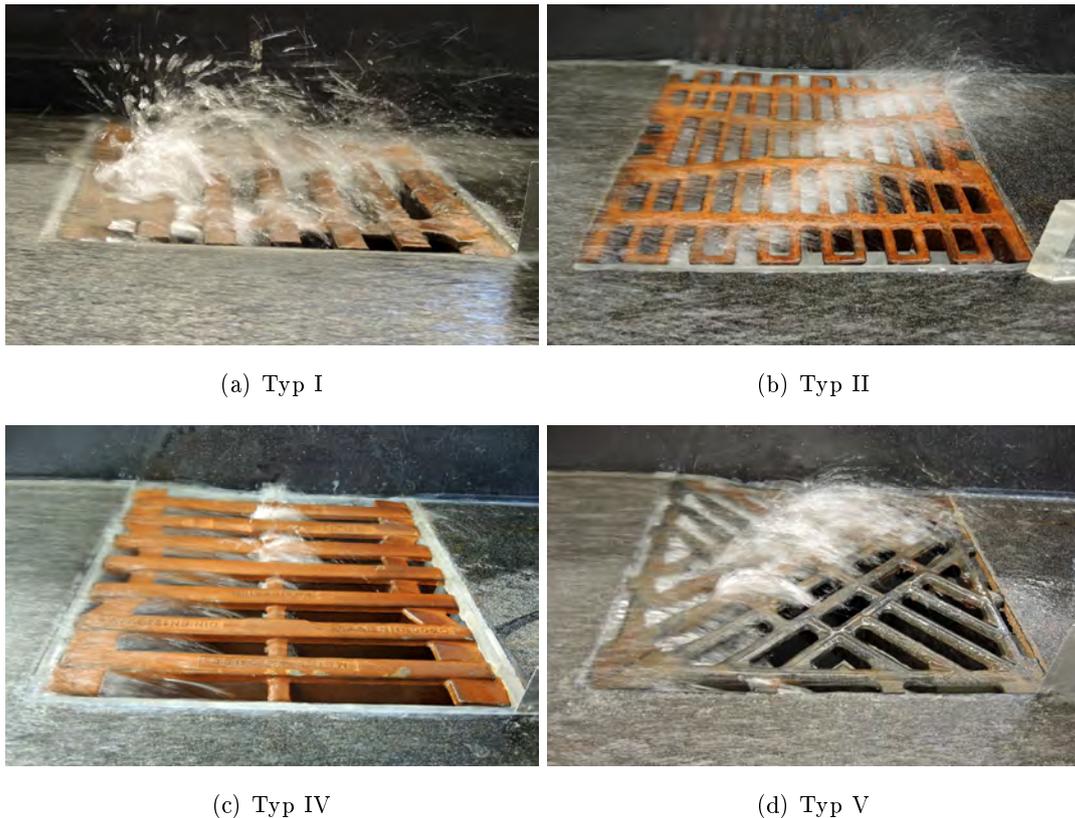


Abbildung 11.15: Nahaufnahme der Strömung am Pultaufsatz im physikalischen Modell (ML235-I/II/IV/V) zur Untersuchung des Einflusses der Strebenanordnung auf die typspezifische Effizienz

11.4 Theoretische Betrachtung der Strömungsvorgänge am Pultaufsatz: Einfluss der Öffnungsbreite B_X in Fließrichtung auf die Leistungsfähigkeit

Die in der vorliegenden Arbeit untersuchte Strömung umfasst ausschließlich schießenden Abfluss sowohl im Zulaufbereich als auch längs und unterhalb des Straßenablaufs (Pultaufsatz). Unmittelbar oberhalb der Einlaufstruktur geht die Parallelströmung, die sich im Zulauf einstellt, in eine Strömung mit Stromlinienkrümmung mit abnehmender Wassertiefe in Fließrichtung über. Vor der ersten Überfallkante ergibt sich der in Abbildung 11.16 dargestellte Wasserspiegellaufenverlauf mit zugehöriger Druckverteilung unter Annahme eines vollständig belüfteten Strahls. Im gleichförmigen Zulaufbereich gilt die Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung, an der Überfallkante gilt diese Annahme aufgrund der gekrümmten Stromlinien nicht mehr.

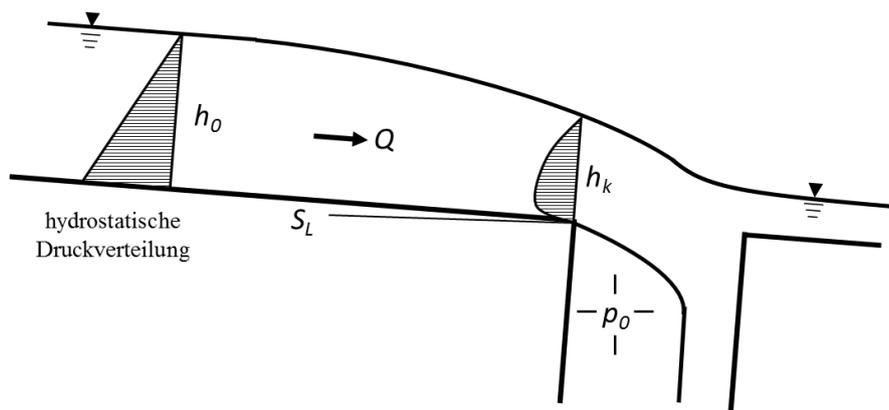


Abbildung 11.16: Endüberfall, (typische) Druckverteilung (verändert nach HAGER (1994))

Für turbulenten Normalabfluss in offenen Gerinnen kann unter Annahme einer linearen Schubspannungsverteilung das Geschwindigkeitsprofil mit dem Prandtlschen Mischungswegeansatz wie folgt berechnet werden (MARTIN & POHL, 2000):

$$v(z) = \frac{v_*}{\kappa} (\ln(z) + C) \quad (11.1)$$

Für die (Wand-)Schubspannungsgeschwindigkeit gilt:

$$v_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} = \sqrt{g \cdot h \cdot S_L} \quad (11.2)$$

Die Karman-Konstante kann mit $\kappa = 0,4$ abgeschätzt werden und die Integrationskonstante C kann nach Nikuradse für hydraulisch raues Verhalten wie folgt berechnet werden:

$$C_R = \ln\left(\frac{30}{k_R}\right) \quad (11.3)$$

In Abbildung 11.17 ist das Geschwindigkeitsprofil der numerischen Simulationen (FLOW-3D) für Position $x = 5,5$ m (a) (Normalabfluss) und $x = 6,0$ m (b) (Überfallkante) sowie das mit Gleichung 11.1 für Position $x = 5,5$ m berechnete Geschwindigkeitsprofil (mit $k_R = 1,5$ mm) bei einer Längsneigung von $S_L = 5,0$ % und einem Durchfluss von $Q = 3$ l/s ($q = 17,6$ (l/s)/m) dargestellt. Das berechnete Geschwindigkeitsprofil stimmt mit dem simulierten Geschwindigkeitsprofil unter Verwendung des RNG- k - ϵ -Turbulenzmodells sehr gut überein. Für alle weiteren ausgewerteten Geschwindigkeitsprofile (siehe Abbildung 11.19) ist Gleichung 11.1 nicht mehr gültig, da die Strömung zur Überfallkante ($x = 6,0$ m) hin beschleunigt wird.

Die Auswertung der numerischen und physikalischen Modellversuche des Kanten-Modells zeigt drei strömungsmechanisch relevante Zustände, die längs der Einlaufstruktur auftreten, dargestellt in Abbildung 11.18.

Im Zustand A senkt sich der Strahl innerhalb der vorhandenen Öffnungsweite B_X soweit ab, dass es zu keiner Strahlaufspaltung bzw. Überströmung der Öffnung kommt und der Zufluss

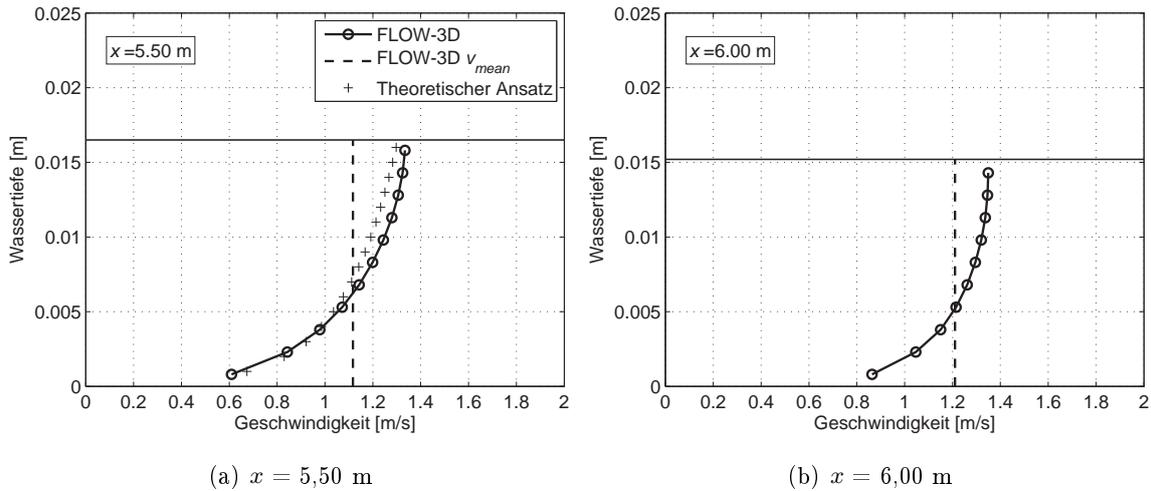


Abbildung 11.17: Geschwindigkeitsprofil an verschiedenen x -Positionen des Kanten-Modells: $S_L = 5,0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$

Q_i vollständig durch die Öffnung i abfließt, es gilt: $Q_{I,i} = Q_i$. Die Strahltrajektorien sowie die Strahlabsenkung in der Entfernung B_X von der Überfallkante können mit Gleichung 10.6 (Wurfparabel) beschrieben werden. Ist die Absenkung des Strahls nach der Überfallkante zwar größer als die Strahldicke ($z(B_X) > h_i$), jedoch nicht groß genug, damit der Strahl vollständig nach unten abgelenkt wird (Auftreffwinkel α zu gering), ergibt sich Zustand B . Der Strahl spaltet sich entsprechend eines schrägen Freistrahls auf vertikaler Platte auf (vgl. Anhang G). Die Fließrichtung des Strahls, beschrieben durch den Winkel α , ist maßgeblich von der lokalen Fließgeschwindigkeit abhängig. An dieser Stelle sei angemerkt, dass die in der Literatur im Zusammenhang mit der Berechnung des Abflusses durch Straßenabläufe vielfach angegebene Wehrüberfallformel mit Vernachlässigung der Anströmgeschwindigkeitshöhe (Wehrüberfallformel nach Poleni) nicht anwendbar ist, da die Geschwindigkeit v_i , wie gerade gezeigt, nicht vernachlässigt werden kann.

Die erforderliche Öffnungsweite $B_{X,erf}$ für $Q_{I,i} = Q_I$ mit $z(B_{X,erf}) > h_i$ kann durch Umformen von Gleichung 10.6 ermittelt werden:

$$B_{X,erf} = \beta \cdot \sqrt{\frac{2h_i}{g} v_i^2} \tag{11.4}$$

mit $\beta =$ Faktor, der die notwendige Richtungsänderung des Strahls berücksichtigt, damit dieser vollständig nach unten abgelenkt wird. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

Stellt sich Strömungszustand C ein, überdeckt der Wasserstrahl die Öffnung vollständig. Die Absenkung des Strahls auf der Länge B_X ist deutlich geringer als die Höhe h_i des Strahls, so dass nur ein Teil des Strahls nach unten abgelenkt wird und der verbleibende Teil weiter fließt

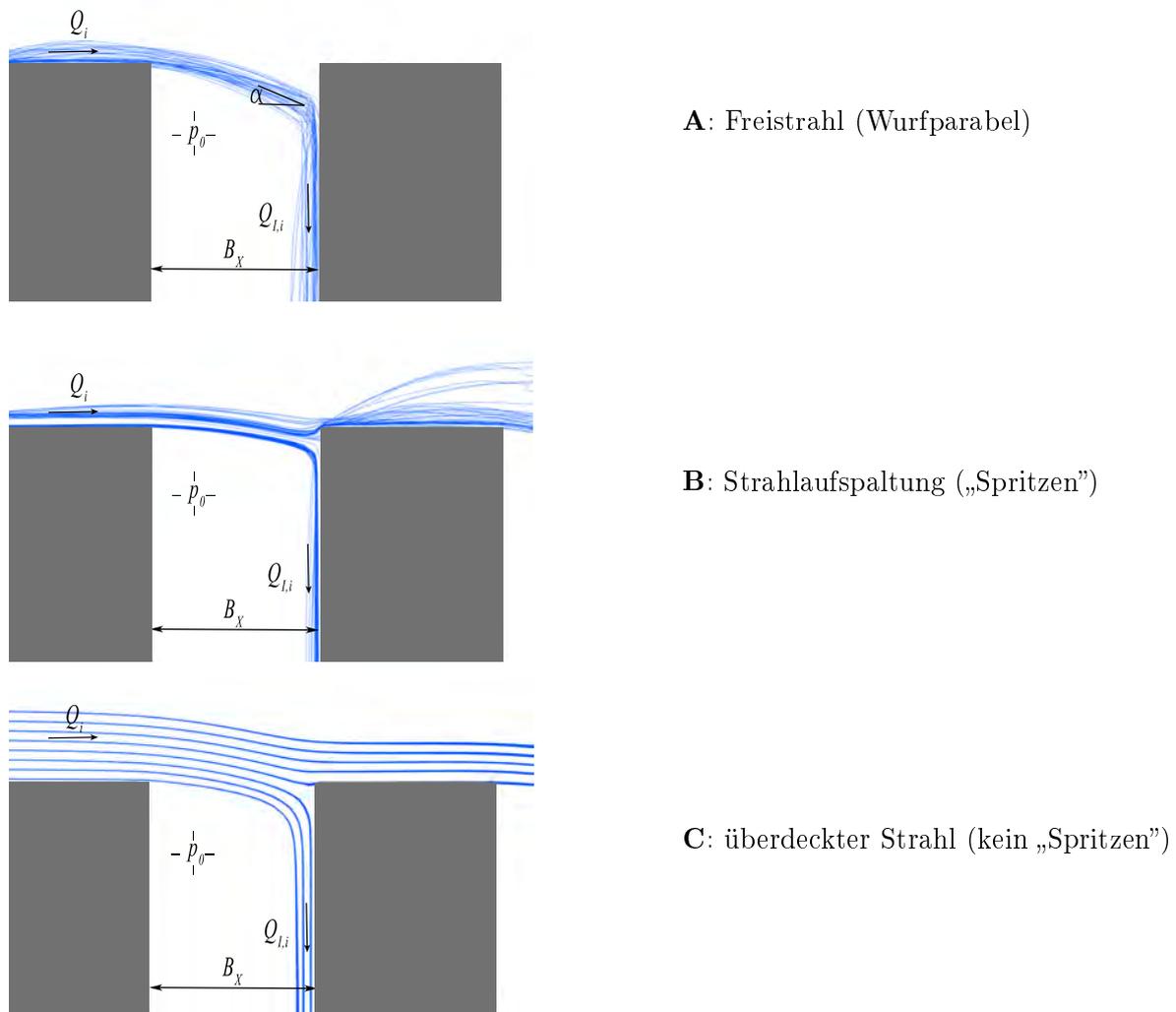


Abbildung 11.18: Definitionsskizze der strömungsmechanischen Zustände längs der Einlaufstruktur mit Querstreben

(vgl. Abbildung 11.16). Auch für diesen Strömungszustand besteht weiterer Forschungsbedarf, inwieweit der Abfluss $Q_{I,i}$ von den Strömungsbedingungen abhängt.

In Abbildung 11.19 ist das simulierte Geschwindigkeitsprofil für die ersten drei Stege (überdeckte Strömung der Schlitze $S1$ bis $S3$: Strömungszustand C, $S_L = 5,0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$ ($q = 17,6 \text{ (l/s)/m}$), FLOW-3D) dargestellt. Die mittlere Geschwindigkeit nimmt bei überdeckter Strömung in Fließrichtung zu (Q wird kleiner, h wird kleiner, v wird größer, bis keine Überdeckung mehr vorliegt).

In Tabelle 11.3 ist für eine Längsneigung von $S_L = 5,0 \%$ für Zuflüsse $Q = 3 \text{ l/s}$ ($q = 17,6 \text{ (l/s)/m}$) und $Q = 6 \text{ l/s}$ ($q = 35,3 \text{ (l/s)/m}$) jeweils die Abflussmenge $Q_{I,i}$ durch die einzelnen Öffnungen bei überdeckter Strömung sowie das Verhältnis $Q_{I,i}/Q_i$ aufgeführt.

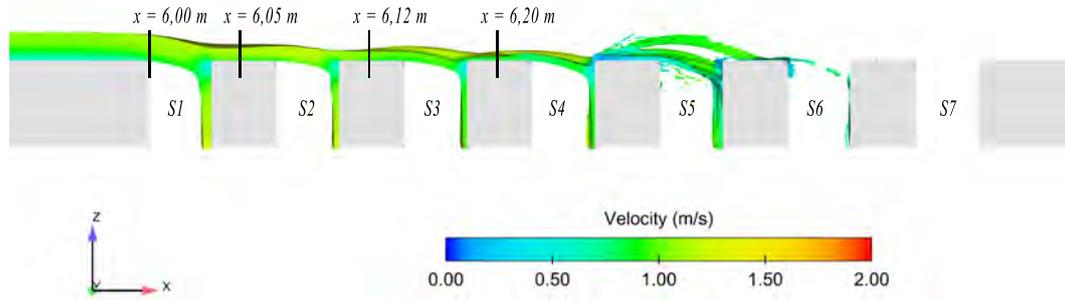
Die absolute Größe des Abflusses durch die Schlitze bei überdeckter Strömung nimmt in Fließrichtung ab. Das Verhältnis Abfluss durch die Öffnung $Q_{I,i}$ zum jeweiligen Zufluss Q_i nimmt in Fließrichtung nur geringfügig zu, insgesamt zeigt sich über die gesamte Länge ein Verhältnis $Q_{I,i}/Q_i$ ähnlicher Größe. Für einen Zufluss $Q = 3 \text{ l/s}$ fließt bei überdeckter Strömung etwa 40 % des lokalen Zuflusses Q_i durch die jeweilige Öffnung ab, bei einem gesamten Zufluss von $Q = 6 \text{ l/s}$ sind es etwa 20 %.

Tabelle 11.3: Abfluss $Q_{I,i}$ bei überdeckter Strömung im Kanten-Modell: Ergebnisse der numerischen Simulationen (FLOW-3D) für $Q = 3 \text{ l/s}$ und $Q = 6 \text{ l/s}$

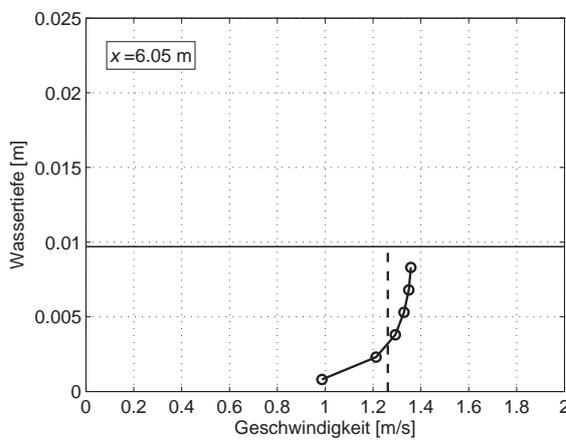
	S1	S2	S3	S4	S5	S6	S7
$S_L = 5,0 \%, Q = 3 \text{ l/s}$							
$Q_i \text{ [l/s]}$	3	1,93	1,26	B	C	-	-
$Q_{I,i} \text{ [l/s]}$	1,07	0,67	0,52	B	C	-	-
$Q_{I,i}/Q_i \text{ [-]}$	0,36	0,35	0,41	B	C	-	-
$S_L = 5,0 \%, Q = 6 \text{ l/s}$							
$Q_i \text{ [l/s]}$	6	4,85	3,98	3,29	2,69	2,16	1,67
$Q_{I,i} \text{ [l/s]}$	1,15	0,87	0,69	0,60	0,53	0,49	0,46
$Q_{I,i}/Q_i \text{ [-]}$	0,19	0,18	0,17	0,18	0,20	0,23	0,28

Zusammenfassung

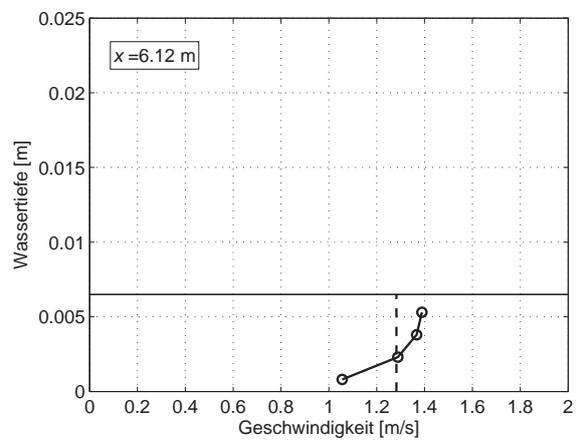
Bei überdeckter Strömung der Öffnungen mit einer Öffnungsbreite B_X nimmt die mittlere Fließgeschwindigkeit in Fließrichtung zu, der Abfluss sowie die Fließtiefe nehmen ab. Der Abfluss durch die einzelnen Öffnungen ist maßgeblich von der Zuflussgeschwindigkeit und der Strahldicke ($t = h_i$) abhängig. Mit der Wurfparabel-Gleichung kann die Absenkung des Strahls bei einer Öffnungsweite B_X in Abhängigkeit der Geschwindigkeit berechnet werden. Ist die Absenkung größer als die Strahldicke und der Auftreffwinkel groß genug, kann der Strahl vollständig nach unten abgelenkt werden.



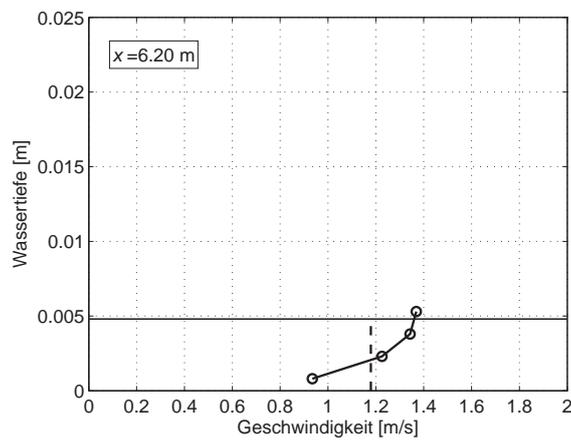
(a) Längsschnitt



(b) $x = 6,05 \text{ m}$



(c) $x = 6,12 \text{ m}$



(d) $x = 6,20 \text{ m}$

Abbildung 11.19: Geschwindigkeitsprofil an verschiedenen x -Positionen des Kanten-Modells:
 $S_L = 5,0 \%$, $Q = 3 \text{ l/s}$

12 Berechnungsformel für die Leistungsfähigkeit und typspezifische Effizienz

12.1 Allgemeines

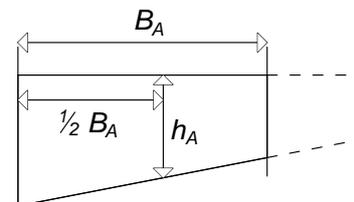
Im Folgenden soll die Leistungsfähigkeit Q_I als Funktion der hydraulischen Parameter h und v sowie der geometrischen Parameter L_A , B_A , A_0 und B_X hergeleitet werden:

$$Q_I = \Phi(g, h, v, L_A, B_A, A_0, B_X) \quad (12.1)$$

Die Begrenzung der zu berücksichtigenden Parameter ergibt sich aus der Anwendung für gekoppelte Modelle (Kapitel 13). Im Oberflächenmodell der gekoppelten Modelle sind der gesamte, auf der Straße abfließende Abfluss Q sowie die Längs- und Querneigung nicht direkt bekannt, sondern müssten erst aufwendig berechnet werden. Daher erscheint es sinnvoll, nur die Geschwindigkeit und Wassertiefe unmittelbar vor dem Straßenablauf (Element, das dem Straßenablauf zugeordnet ist) zu betrachten und auch nur in Abhängigkeit des sich daraus ergebenden frontalen Zuflusses die durch den Straßenablauf abfließende Wassermenge $Q_{I,f}$ zu berechnen.

Für die hydraulischen Größen h und v wird daher jeweils die auf die Aufsatzbreite bezogene mittlere Größe angesetzt: Wassertiefe h_A und über die Breite des Aufsatzes gemittelte Fließgeschwindigkeit v_A mit $Q_F = v_A \cdot h_A \cdot B_A$.

Fließquerschnitt	$A_A = h_A \cdot B_A$
Mittlere Fließgeschwindigkeit	$v_{m,A} = \frac{Q_F}{A_A}$
Aufsatzbezogene Froudezahl	$Fr_A = \frac{v_{m,A}}{\sqrt{g \cdot h_A}}$



Wie in Kapitel 9.3 bereits beschrieben, wird die typspezifische Effizienz E_T herangezogen, wenn ausschließlich der frontale Zufluss Q_F berücksichtigt wird. In diesem Fall wird der ohnehin seitlich am Straßenablauf vorbeifließende Abfluss nicht berücksichtigt.

Anwendungsgrenzen:

Definitionsbereich: $0,006 \text{ m} \leq h_A \leq 0,026 \text{ m}$

$0,66 \text{ m/s} \leq v_A \leq 1,68 \text{ m/s}$

Wertebereich: $Q_{I,f} \leq Q_F = v_A \cdot h_A \cdot B_A$

$0,0 \ll E_T \leq 1,0$

Flow Case: 1 und 2

12.2 Herleitung der Berechnungsformel

Zur Herleitung der Berechnungsformel zur Approximation der typspezifischen Effizienz und damit der Leistungsfähigkeit $Q_{I,f}$ wird wie folgt vorgegangen:

1. Kurvenbildvergleich:

Empirisch ermittelte Daten E_T in Abhängigkeit von $Q_F = v_A \cdot h_A \cdot B_A$ darstellen (Abbildung 12.1 (a))

2. Identifikation der Näherungsfunktion:

Potenzfunktion der Form $E_T = a \cdot Q_F^b + 1$ (Abbildung 12.1 (b))

3. Modifikation 1:

E_T dimensionslos machen, indem Q_F durch $\sqrt{g \cdot L_A} \cdot A_0$ dividiert wird (Gleichung 12.2)

4. Parameterbestimmung 1:

Numerische Bestimmung der Parameter a_1 und b_1 getrennt für alle Aufsatz-Typen und Längsneigungen (Curve Fitting Toolbox, MATLAB), Tabelle 12.1, Abbildung 12.2

5. Modifikation 2:

Abhängigkeit von der Längsneigung eliminieren: Einführen der aufsatzbezogenen Froudezahl Fr_A (Gleichung 12.4)

6. Parameterbestimmung 2:

Numerische Bestimmung der Parameter a_2 , $b_{2,1}$ und $b_{2,2}$ getrennt für alle Aufsatz-Typen

7. Modifikation und Parameterbestimmung 3:

Parameterstudie, Reduzierung der Parameter auf einen Parameter, der die Aufsatzgeometrie beschreibt und numerische Bestimmung des verbleibenden Parameters S (Tabelle 12.3)

Kurvenbildvergleich und Identifikation der Näherungsfunktion:

In Abbildung 12.1 (a) ist die im Labor ermittelte typspezifische Effizienz E_T für Aufsatz Typ I in Abhängigkeit des frontalen Zuflusses Q_F dargestellt. Die Kurve der empirischen Daten ist der einer Potenzfunktion ähnlich (Abbildung 12.1 (b)).

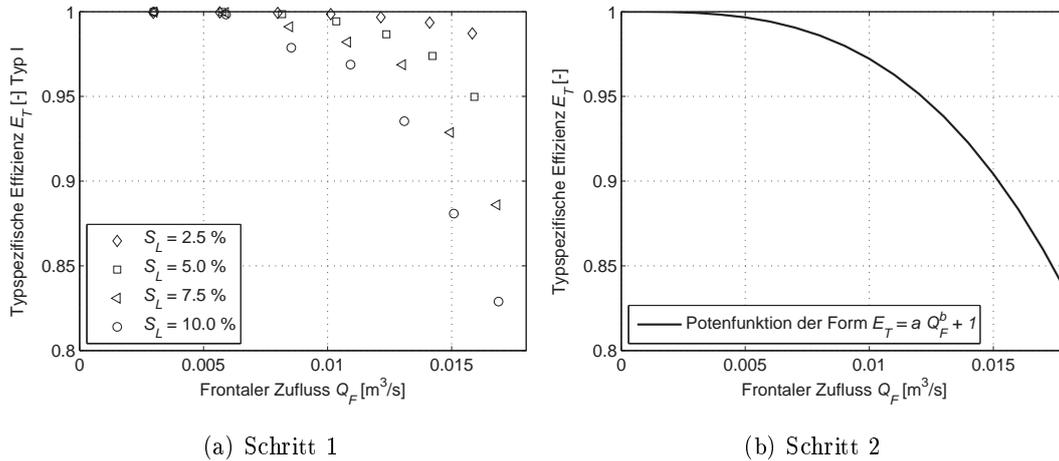


Abbildung 12.1: Kurvenbildvergleich und Identifikation der Näherungsfunktion

Modifikation 1:

Um eine dimensionsechte Berechnungsformel herzuleiten, wird der frontale Zufluss Q_F durch das Produkt aus Öffnungsfläche und der Wurzel aus dem Produkt des Gravitationsvektors und der Aufsatzlänge dividiert.

$$E_T = a_1 \cdot \left(\frac{Q_F}{\sqrt{g \cdot L_A} \cdot A_0} \right)^{b_1} + 1 \quad (12.2)$$

Für die (frontal) aufgenommene Wassermenge $Q_{I,f}$ [m^3/s] ergibt sich damit folgender Ansatz:

$$Q_{I,f} = \left(a_1 \cdot \left(\frac{Q_F}{\sqrt{g \cdot L_A} \cdot A_0} \right)^{b_1} + 1 \right) \cdot v_A \cdot h_A \cdot B_A \leq v_A \cdot h_A \cdot B_A \quad (12.3)$$

Parameterbestimmung 1:

Die ermittelten Parameter a_1 [-] und b_1 [-] (Curve Fitting Toolbox, MATLAB, Numerische Methode: „Nonlinear Least Squares“ (Robust: Off, Algorithm: Levenberg-Marquardt, Start-Point: [0,5 0,5])) sind in Tabelle 12.1 gegeben.

Im Anhang H sind die zugehörigen Kurven des ersten Anpassungsschritts sowie die *Goodness-of-Fit*-Ergebnisse für alle einzelnen Auswertungen dargestellt. Das Abflussverhalten am Pultaufsatz

Tabelle 12.1: Numerisch approximierten Parameter a und b

		$S_L = 2,5 \%$	$S_L = 5,0 \%$	$S_L = 7,5 \%$	$S_L = 10,0 \%$
Typ I	a_1	-9092,8710	-67950,2908	-2109,0088	-981,3242
Typ II	a_1	-3154485,3191	-493,3804	-2314,3294	-128,4486
Typ III	a_1	-1345890,9047	-19806,7616	-7157,5502	-8671,8650
Typ IV	a_1	-169,5112	-0,3653	-14,9529	-24,4826
Typ V	a_1	-0,3689	-41090,0039	-7270,9717	-552,6772
Typ VI	a_1	-0,2103	-0,1643	-0,4459	-4,3067
Typ I	b_1	5,1409	5,3862	3,8400	3,3788
Typ II	b_1	6,7093	3,7993	4,0353	2,9552
Typ III	b_1	6,2491	4,8982	4,2849	4,1329
Typ IV	b_1	3,4980	1,4028	2,5350	2,4832
Typ V	b_1	1,6372	5,9439	4,9136	3,5369
Typ VI	b_1	0,9867	0,7268	1,0678	1,7201

kann bezogen auf die typspezifische Effizienz wie in Kapitel 11.2 bereits beschrieben in drei *Flow Cases* eingeteilt werden: Flow Case 1: $E_T = 1$, der gesamte frontale Zufluss Q_F fließt durch den Ablauf ab, Flow Case 2: $E_T < 1$, die Strömung überdeckt den Pultaufsatz nicht vollständig, ein geringer Teil fließt über den Aufsatz hinweg, der maßgebliche Anteil fließt aber durch den Aufsatz ab, Flow Case 3: $E_T \ll 1$, die Strömung überdeckt den Pultaufsatz vollständig, ein großer Anteil fließt über den Aufsatz hinweg. Da Flow Case 1 insbesondere bei geringen Zuflüssen ($Q_F < 8 \text{ l/s}$) auftritt, werden die Eingangsdaten für die numerische Approximation kleiner frontaler Zuflüsse als „Excluded“ definiert und aus dem Datensatz zur Regressionsanalyse entfernt, um die Gewichtung auf die Ergebnisse mit $E_T < 1$ (Flow Case 2) zu legen. Eine Strömung mit Flow Case 3 tritt in den durchgeführten Untersuchungen nicht auf.

In Abbildung 12.2 sind für alle Modellläufe die Laborergebnisse und die mit Gleichung 12.2 berechneten Werte dargestellt. In Abbildung 12.3 (a) sind die mit Gleichung 12.3 berechneten, durch den Straßenablauf abfließenden Wassermengen im Verhältnis zu den Ergebnissen der Laborversuche dargestellt. Insgesamt wird mit Gleichung 12.3 die aufgenommene Wassermenge sehr gut approximiert.

Modifikation 2:

Die Faktoren a_1 und b_1 sollen ausschließlich in Abhängigkeit der Aufsatz-Geometrie ausgedrückt werden. Dazu muss zunächst die Abhängigkeit von der Längsneigung eliminiert werden. Wie in Abbildung 8.7 (a) zu erkennen ist, ist die Froudezahl proportional zur Längsneigung ($S_L \sim Fr_A$). Daher wird Gleichung 12.2 in Gleichung 12.4 überführt.

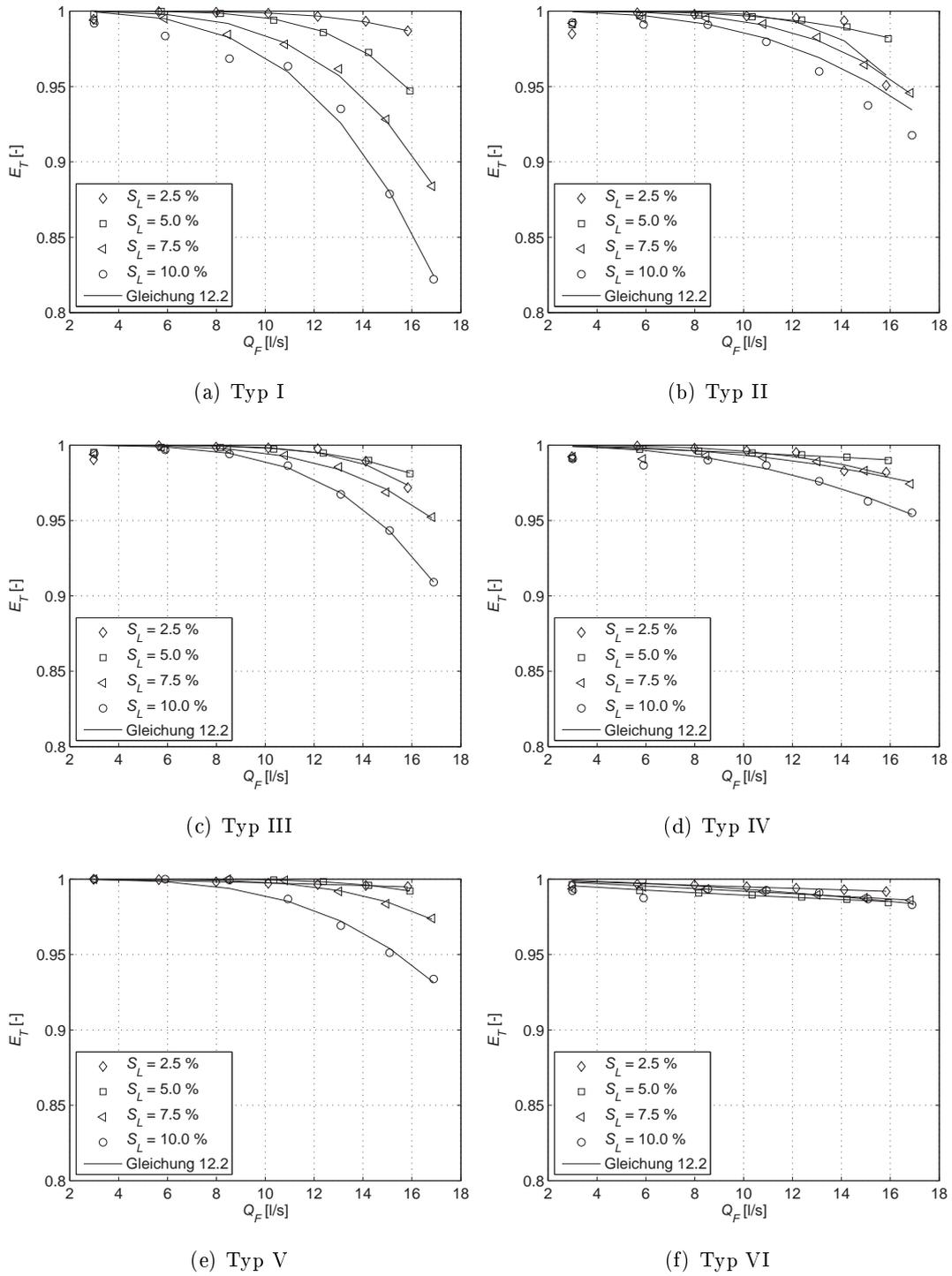


Abbildung 12.2: Typspezifische Effizienz E_T : Vergleich der Laborergebnisse mit den mit Gleichung 12.2 berechneten Werten

$$\begin{aligned}
E_T &= a_1 \cdot \left(\frac{v_A \cdot h_A \cdot B_A}{\sqrt{g \cdot L_A \cdot A_0}} \right)^{b_1} + 1 \\
&= a_1 \cdot (v_A \cdot h_A)^{b_1} \cdot \left(\frac{B_A}{\sqrt{g \cdot L_A \cdot A_0}} \right)^{b_1} + 1 \\
&= a_1 \cdot (v_A \cdot h_A)^{b_1} \cdot \frac{\sqrt{g \cdot h_A}^{-b_1}}{\sqrt{g \cdot h_A}^{-b_1}} \cdot \left(\frac{B_A}{\sqrt{g \cdot L_A \cdot A_0}} \right)^{b_1} + 1 \\
&= a_1 \cdot \left(\frac{v_A}{\sqrt{g \cdot h_A}} \right)^{b_1} \cdot h_A^{3/2b_1} \cdot \left(\frac{B_A}{\sqrt{L_A \cdot A_0}} \right)^{b_1} + 1 \\
E_T &= a_2 \cdot Fr_A^{b_{2,1}} \cdot h_A^{3/2b_{2,2}} \cdot \left(\frac{B_A}{\sqrt{L_A \cdot A_0}} \right)^{b_{2,2}} + 1 \tag{12.4}
\end{aligned}$$

Für die Leistungsfähigkeit gilt Gleichung 12.5.

$$Q_{I,f} = \left(a_2 \cdot Fr_A^{b_{2,1}} \cdot h_A^{3/2b_{2,2}} \cdot \left(\frac{B_A}{\sqrt{L_A \cdot A_0}} \right)^{b_{2,2}} + 1 \right) \cdot v_A \cdot h_A \cdot B_A \tag{12.5}$$

Parameterbestimmung 2:

Die numerisch ermittelten Parameter a_2 , $b_{2,1}$ und $b_{2,2}$ (Curve Fitting Toolbox, MATLAB, Methode: „Nonlinear Least Squares“ (Robust: Bisquare, Algorithm: Levenberg-Marquardt, StartPoint: [0,1 0,5 0,8])) sind in Tabelle 12.2 zusammengefasst.

Tabelle 12.2: Empirische Parameter in Abhängigkeit des Aufsatztyps

	Typ I	Typ II	Typ III	Typ IV	Typ V	Typ VI
a_2	-5,3541	-0,6798	-71,3190	-0,0551	-0,0001	-0,2194
$b_{2,1}$	4,1926	3,5800	4,7771	2,7452	4,8936	1,0511
$b_{2,2}$	9,6734	9,0272	9,5457	7,7620	18,9466	1,5940

In Abbildung 12.3 (b) sind die approximierten Werte mit Gleichung 12.4 sowie die experimentell gewonnenen Ergebnisse vergleichend dargestellt. Die Abweichungen der approximierten Werte von den im Labor gemessenen Werten ist trotz der weiteren Umformung immer noch sehr gut.

Modifikation und Parameterbestimmung 3:

Ziel ist es, nur noch einen Parameter zu behalten, der die Aufsatzgeometrie beschreibt. Die Faktoren a_2 und $b_{2,2}$ werden nach einer Parameterstudie festgesetzt. Der Faktor $b_{2,1}$ wird in Abhängigkeit der Aufsatzgeometrie ausgedrückt. In Abbildung 12.4 ist eine Parameterstudie

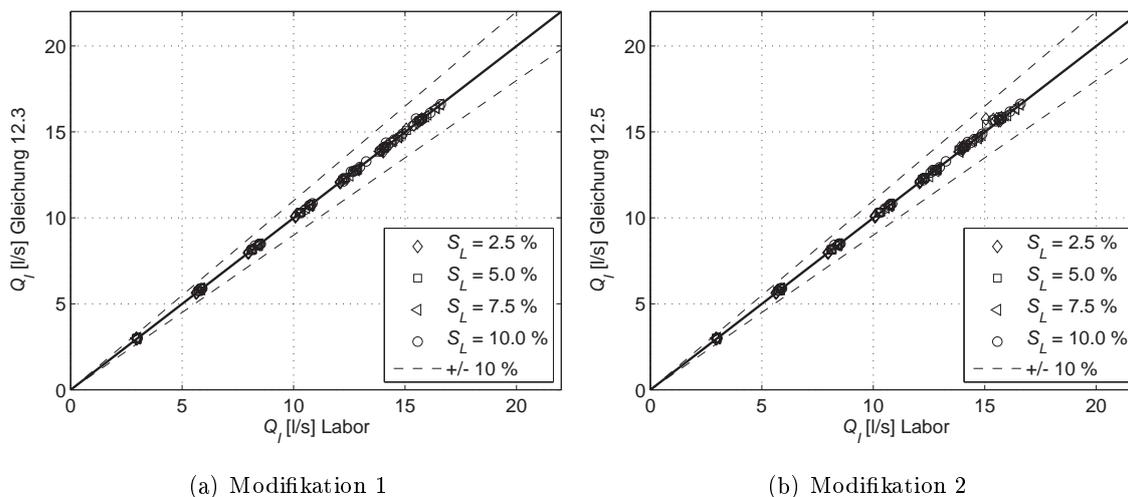


Abbildung 12.3: Leistungsfähigkeit $Q_{I,f}$: Vergleich der Laborergebnisse mit den mit Gleichung 12.3 und 12.5 berechneten Werten

der drei Faktoren dargestellt. Jeweils zwei Faktoren werden festgehalten, der dritte wird variiert, um den Einfluss auf die Form des Funktionsgraphen bestimmen zu können.

Der Parameter a_2 wird konstant zu $a_2 = -1$ gewählt, der Parameter $b_{2,2}$ wird konstant zu $b_{2,2} = 9,5$ gewählt (siehe Abbildung 12.4 (a) und (c)). Damit verbleibt ein Parameter S , der die Anordnung der Streben berücksichtigt. Für den Parameter S gilt Tabelle 12.3.

Tabelle 12.3: Parameter S in Abhängigkeit der Strebenanordnung

Strebenanordnung	S	Typ
Querstreben, $B_X > 0,03$ m	3,6	Typ I, Typ VI
Querstreben, $B_X < 0,03$ m	3,8	Typ II, Typ III
Längsstreben	4,1	Typ IV
Diagonalstreben	4,1	Typ V

Für die typspezifische Effizienz E_T gilt damit Gleichung 12.6.

$$E_T = 1 - Fr_A^{9,5} \cdot \left(\frac{h_A^{1,5} \cdot B_A}{\sqrt{L_A} \cdot A_0} \right)^S \tag{12.6}$$

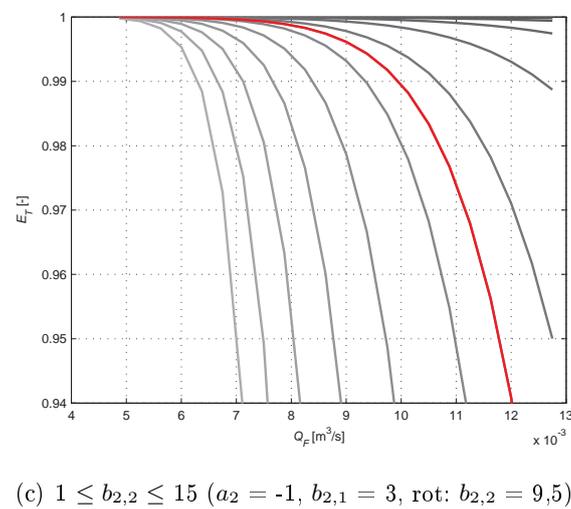
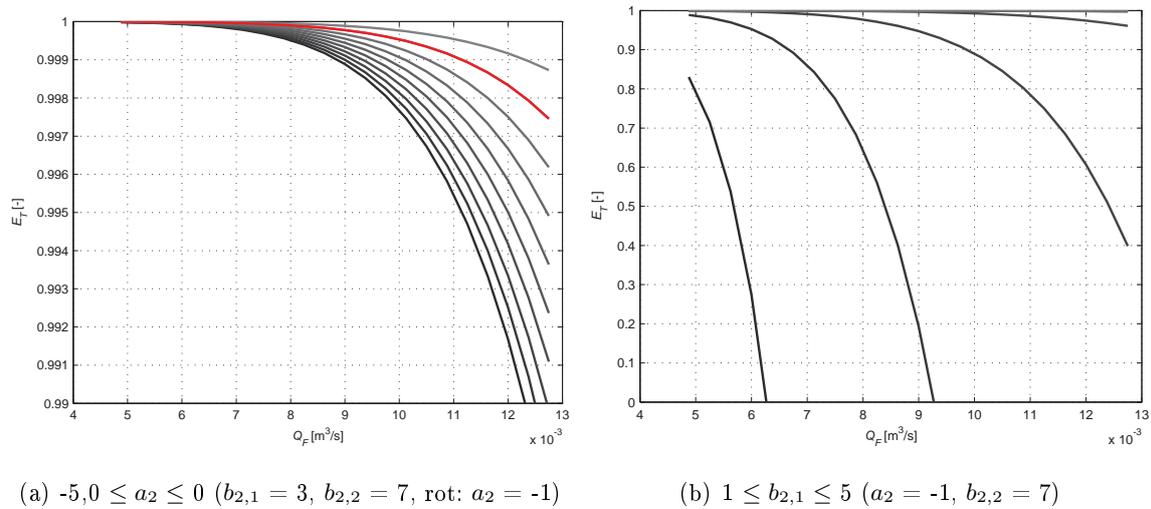


Abbildung 12.4: Parameterstudie für a_2 , $b_{2,1}$ und $b_{2,2}$

mit $Fr_A = \frac{v_A}{\sqrt{g \cdot h_A}}$, $B_A =$ Aufsatzbreite, $L_A =$ Aufsatzlänge, $A_0 =$ Öffnungsfläche und $S =$ Parameter in Abhängigkeit der Strebenanordnung. Für die Leistungsfähigkeit gilt Gleichung 12.7.

$$Q_{I,f} = \left(1 - Fr_A^{9,5} \cdot \left(\frac{h_A^{1,5} \cdot B_A}{\sqrt{L_A} \cdot A_0} \right)^S \right) \cdot v_A \cdot h_A \cdot B_A \quad (12.7)$$

In Abbildung 12.5 ist die approximierte Leistungsfähigkeit in Abhängigkeit der Ergebnisse der physikalischen Modellversuche dargestellt. Die Abweichungen der approximierten Werte von den experimentell gewonnenen Werten liegen deutlich unter 10 %.

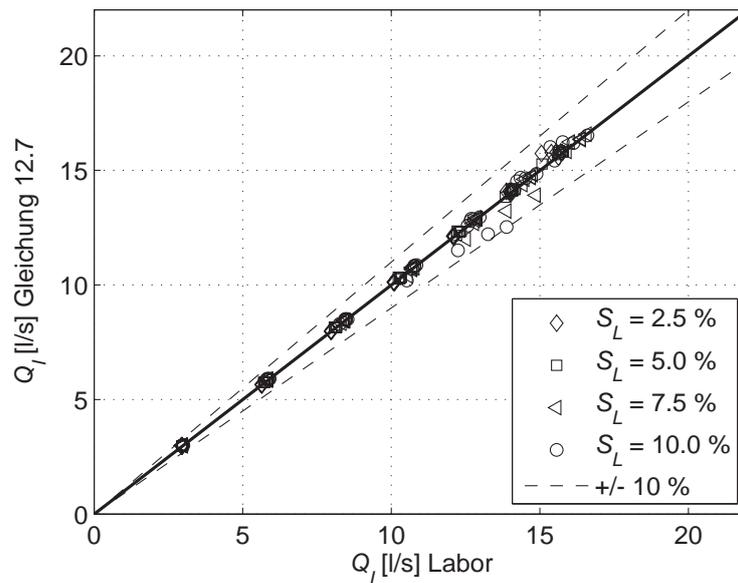


Abbildung 12.5: Leistungsfähigkeit $Q_{I,f}$: Vergleich der Laborergebnisse mit den mit Gleichung 12.7 berechneten Werten

In Abbildung 12.6 sind für alle Aufsatztypen die mit Gleichung 12.6 abgeschätzte typspezifische Effizienz für alle im Labor durchgeführten Modellläufe dargestellt. Der Kurvenverlauf ist bei allen Aufsatztypen gut getroffen, teilweise wird die typspezifische Effizienz bei großen Längsneigungen und großen Abflüssen geringfügig unter- oder überschätzt.

Ein Vergleich mit den in der Literatur verfügbaren Gleichungen zur Berechnung der gesamten Effizienz (Abbildung 12.7) zeigt einen Kurvenverlauf, der sich insbesondere bei hohen Längsneigungen von den in der Literatur verfügbaren Ansätzen unterscheidet.

12.3 Beurteilung der Anpassungsgüte

Die Beurteilung der Eignung von Gleichung 12.6 zur Approximation der typspezifischen Effizienz bzw. Gleichung 12.7 zur Approximation der Leistungsfähigkeit, erfolgt über die Auswertung der absoluten und relativen Abweichung der approximierten Werte von den Laborergebnissen.

In Tabelle 12.4 ist das arithmetische Mittel sowie die Standardabweichung der absoluten Abweichungen mit $\Delta E_T = |E_{T,lab} - E_{T,appr}|$ [-] sowie der Mittelwert und die Standardabweichung der relativen Abweichungen mit $\Delta E_{T,rel} = |(E_{T,lab} - E_{T,appr})/E_{T,lab}|$ [%] aufgeführt.

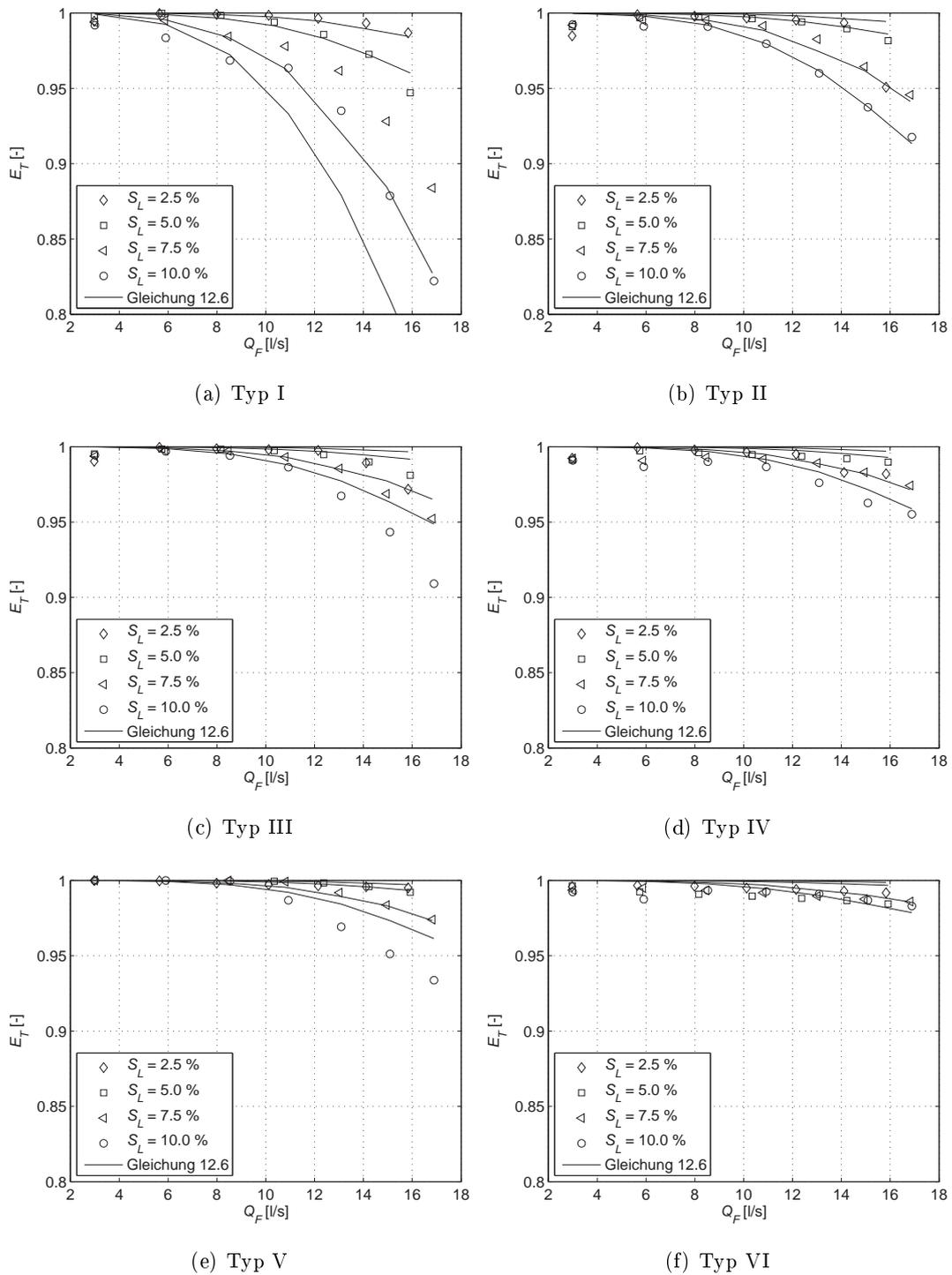


Abbildung 12.6: Typspezifische Effizienz E_T : Vergleich der Laborergebnisse mit den mit Gleichung 12.6 berechneten Werten

Die mittlere relative Abweichung der approximierten Werte von den Laborergebnissen liegt unter 0,76 %, die mittlere Standardabweichung der relativen Abweichungen liegt bei unter 2,5 %. Damit ist eine gute Anpassung der approximierten Werte an die Laborergebnisse gegeben.

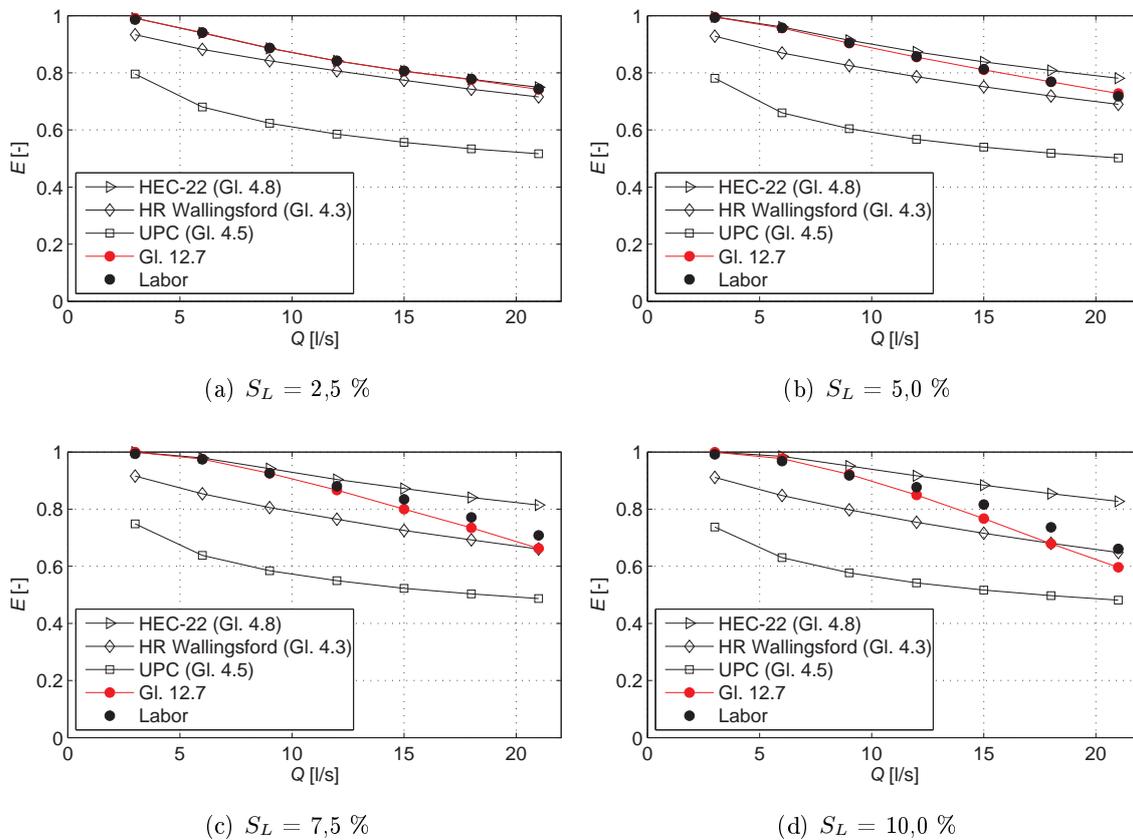


Abbildung 12.7: Aufsatz Typ I: Effizienz E (Vergleich der empirischen Ansätze aus der Literatur mit Laborergebnissen und der hergeleiteten Berechnungsformel)

Tabelle 12.4: Abweichungen der approximierten Werten von den Laborergebnissen zur Beurteilung der Anpassungsgüte der hergeleiteten Berechnungsformel

	$\mu_{\Delta E_T}$ [-]	$\mu_{\Delta E_T,rel}$ [%]	$\sigma_{\Delta E_T}$ [-]	$\sigma_{\Delta E_T,rel}$ [%]
Typ I	0,0163	1,90	0,0237	2,96
Typ II	0,0050	0,51	0,0083	0,83
Typ III	0,0065	0,66	0,0089	0,93
Typ IV	0,0057	0,57	0,0040	0,40
Typ V	0,0035	0,36	0,0067	0,70
Typ VI	0,0057	0,58	0,0032	0,32
alle ML	0,0017	0,76	0,0120	1,43

12.4 Plausibilitätsbetrachtung und Anwendung auf weitere Pultaufsätze

Die Berechnungsformel zur Approximation der typspezifischen Effizienz und der Leistungsfähigkeit wird im Folgenden auf Plausibilität geprüft.

Hydraulische Einflussgrößen

Wie in den vorangegangenen Kapitel bereits beschrieben, nimmt die typspezifische Effizienz mit zunehmender Geschwindigkeit und zunehmender Wassertiefe (und damit größerer Froudezahl) ab. Den gleichen Kurvenverlauf zeigt auch die Berechnungsformel. Der Funktionswert E_T nimmt mit größer werdender Froudezahl ab, da der Subtrahend größer wird (h steht im Zähler des Bruchs, dieser wird größer, ebenso der Faktor Fr_A).

Geometrische Einflussgrößen

Wie verhält sich die Funktion, wenn sich die geometrischen Eigenschaften B_A , L_A und A_0 des Pultaufsatzes ändern? Ausgewertet wird die Berechnungsformel für Längsneigungen $2,5\% \leq S_L \leq 10\%$, eine Querneigung von $S_T = 2,5\%$ und Zuflüsse von $3 \text{ l/s} \leq Q \leq 21 \text{ l/s}$. Die drei ausgewerteten Aufsatz-Typen entsprechen in ihrer Geometrie Aufsatz Typ I bzw. Typ VI: Querstreben mit Schlitzbreiten $B_X > 0,03 \text{ m}$, so dass sich der Geometrie-Parameter zu $S = 3,6$ ergibt. Die geometrischen Eigenschaften der drei Pultaufsätze sind in Tabelle 12.5 zusammengefasst.

Tabelle 12.5: Geometrische Abmessungen der Aufsätze für die Plausibilitätsbetrachtung

Bezeichnung	300x500	500x500	500x780
			
L_A [m]	0,50	0,50	0,78
B_A [m]	0,30	0,50	0,50
A_0 [m ²]	0,0582	0,0980	0,1567

In Abbildung 12.8 sind die Laborergebnisse sowie die mit der Berechnungsformel approximierten Werte dargestellt.

Bei gleicher Aufsatzlänge L_A , aber größerer Aufsatzbreite B_A und damit größerer Öffnungsfläche A_0 (500x500) ist die berechnete typspezifische Effizienz E_T größer als bei geringerer Aufsatzbreite

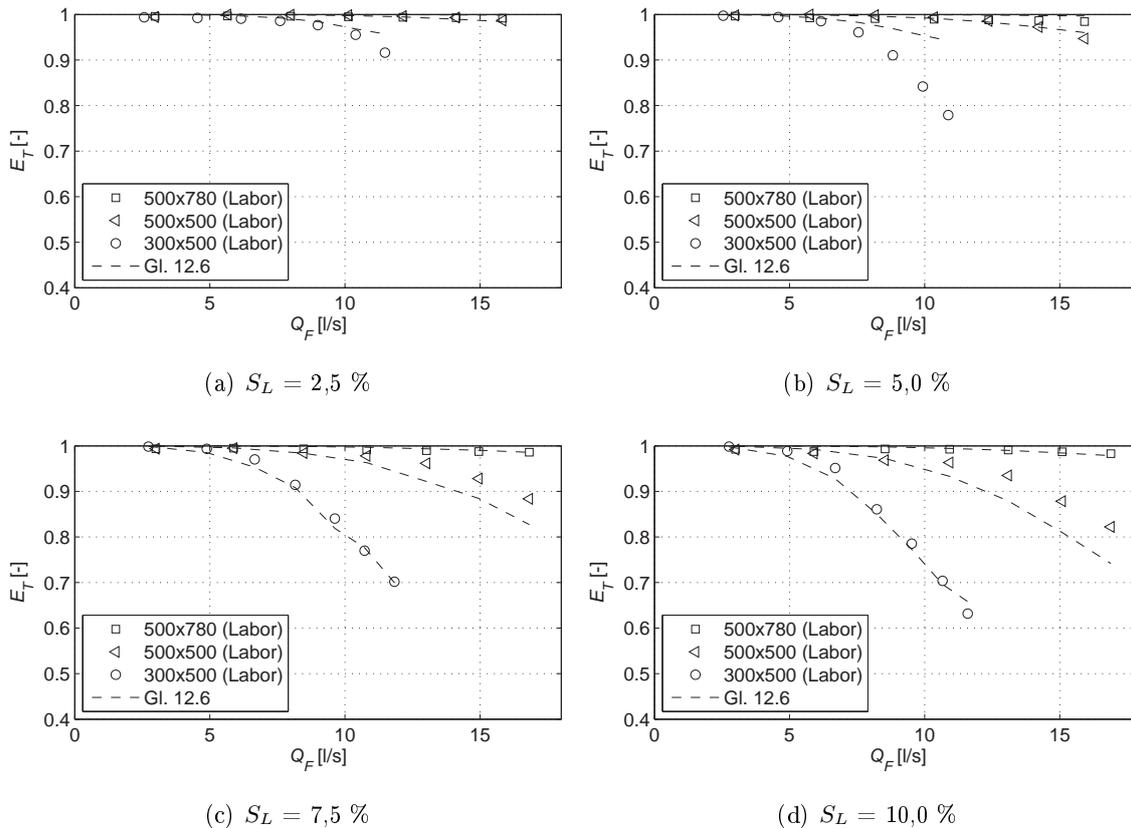


Abbildung 12.8: Funktionaler Verlauf der typspezifischen Effizienz für drei Aufsätze ($S_T = 2,5 \%$)

te und damit geringerer Öffnungsfläche (300x500). Die Berechnungsformel zeigt den gleichen Einfluss auf die typspezifische Effizienz, der in Kapitel 11.3 bereits beschrieben wurde. Ebenso verhält es sich beim Einfluss der Aufsatzlänge L_A . Mit größerer Aufsatzlänge und damit größerer Öffnungsfläche (500x780) ist die typspezifische Effizienz größer als bei geringerer Aufsatzlänge und damit geringerer Öffnungsfläche (500x500).

Die im physikalischen Modell ermittelte Leistungsfähigkeit des Pultaufsatzes mit den Abmessungen 300x500 ist nicht in die Herleitung der Berechnungsformel eingeflossen. Qualitativ zeigt die approximierte typspezifische Effizienz das gleiche Verhalten wie die experimentell bestimmten Werte. Mit Ausnahme der Längsneigung $S_L = 5,0 \%$ zeigt sich auch quantitativ eine hinreichend genaue Übereinstimmung mit relativen Abweichungen von unter $5,0 \%$.

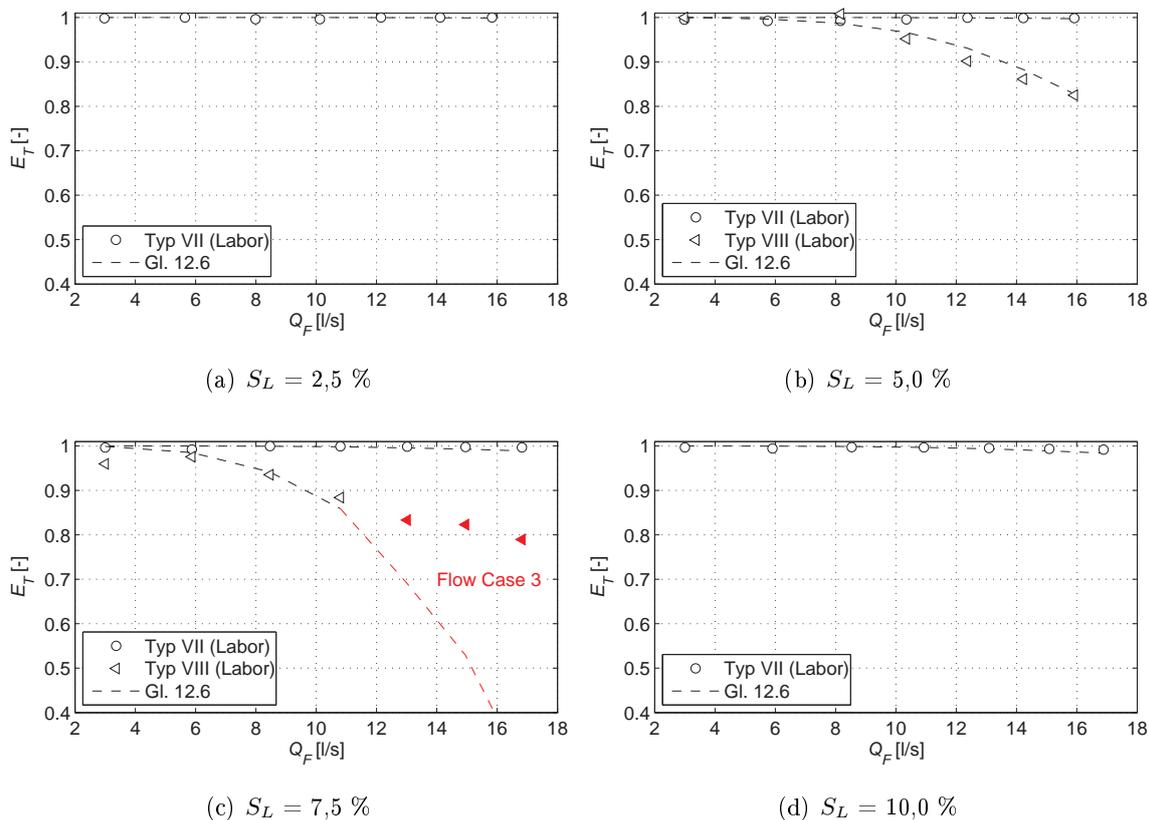
Anwendung auf weiteren Aufsatz-Typ

Die im vorangegangenen Kapitel entwickelte Gleichung zur Abschätzung der typspezifischen Effizienz und der Leistungsfähigkeit von Pultaufätzen wird auf zwei weitere Pultaufätze angewendet, die nicht in die Herleitung der Berechnungsformel eingeflossen sind. In Tabelle 12.6 sind die Eigenschaften der Pultaufätze angegeben.

Tabelle 12.6: Eigenschaften der Pultaufsätze zum Nachweis der Anwendbarkeit auf weitere Aufsatz-Typen

	TypVII	Typ VIII
Länge des Aufsatzes L_A [m]	0,56	0,50
Breite des Aufsatzes B_A [m]	0,50	0,50
Öffnungsfläche A_0 [m ²]	0,1140	0,0550
Strebenanordnung	Längsstreben (S-Linien)	Querstreben ($B_X = 0,016$ m)
Parameter S	4,1	3,8

Die Leistungsfähigkeit ist mit Gleichung 12.7 abgeschätzt und zur Überprüfung der Vorhersagegenauigkeit im physikalischen Modell gemessen worden. Die Ergebnisse sind in Abbildung 12.9 dargestellt.

**Abbildung 12.9:** Vergleich der approximierten Werte mit der typspezifischen Effizienz eines Pultaufsatzes, der nicht in die Herleitung der Berechnungsformel eingeflossen ist ($S_T = 2,5 \%$)

Insgesamt zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung für Typ VII. Die typspezifische Effizienz und damit die Leistungsfähigkeit wird bei großen Abflüssen und hohen Längsneigungen leicht

unterschätzt. Die relativen Abweichungen der approximierten Werte von den gemessenen Werten liegen unter 1 %.

Für Typ VIII zeigt sich für eine Längsneigung von $S_L = 5,0$ % ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung mit relativen Abweichungen der approximierten Werte von den gemessenen Werten von unter 5 %. Bei einer Längsneigung von $S_L = 7,5$ % zeigt sich hingegen ab einem frontalen Zufluss von $Q_F = 13$ l/s ($Q = 15$ l/s) deutlich größere Abweichungen. Ab einem Zufluss von $Q = 15$ l/s konnte in den physikalischen Modellversuchen ein Übergang von Flow Case 2 zu 3 beobachtet werden (siehe Abbildung 12.10). Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit lassen die Annahme zu, dass sich in Flow Case 3 bei einer vollständigen Überströmung des Pultaufsatzes die maximale Leistungsfähigkeit einstellt. Der Verlauf der typspezifischen Effizienz scheint sich asymptotisch einer minimalen typspezifischen Effizienz anzunähern. Die vorliegenden Untersuchungen zu Flow Case 3 reichen für eine belastbare Aussage an dieser Stelle nicht aus, so dass weiterer Forschungsbedarf besteht. Es wird deutlich, dass die Berechnungsformel ihre Anwendungsgrenzen in Flow Case 1 und 2 besitzt.



(a) ML234-VIII

(b) ML236-VIII

Abbildung 12.10: Typ VIII: Flow Case 2 (links), Flow Case 3 (rechts)

Zusammenfassung

Die hergeleitete Berechnungsformel zeigt den erwarteten Funktionsverlauf.

- Mit zunehmendem frontalem Zufluss nimmt die typspezifische Effizienz ab.
- Mit zunehmender, auf die Aufsatzbreite bezogenen mittleren Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit nimmt die typspezifische Effizienz ab.
- Mit größerer Aufsatzbreite bei ansonsten vergleichbaren hydraulischen Bedingungen ist die typspezifische Effizienz größer, ebenso bei größerer Aufsatzlänge.

Im Bezug auf die Approximation der Leistungsfähigkeit von Pultaufsätzen mit Flow Case 3 besteht weiterer Forschungsbedarf, für diesen Fall wurden nur orientierende Modellversuche durchgeführt.

Teil IV

Schlussbetrachtungen

13 Beispielanwendung: gekoppelte Überflutungsberechnung

13.1 Allgemeines

Im Zuge der Anpassung der Stadtentwässerung an vermehrt auftretende Starkniederschlagsereignisse werden ständig neue Methoden zur Planung entsprechender Schutzmaßnahmen (weiter) entwickelt. In sogenannten gekoppelten Modellen werden z. B. die Strömungsvorgänge an der Oberfläche im zweidimensionalen numerischen Modell, die Abflussvorgänge im Kanalsystem im eindimensionalen numerischen Modell sowie die Interaktion zwischen beiden Systemen abgebildet. Die Anwendbarkeit herkömmlicher zweidimensionaler Simulationsprogramme bei geringen Wassertiefen mit hohen Fließgeschwindigkeiten wurde u.a. in PETERSEIM ET AL. (2014) nachgewiesen. Für den in dieser Arbeit betrachteten Fall des freien Abflusses von der Oberfläche in den Kanal ohne Rückstau wird in den gekoppelten Modellen überwiegend eine angepasste Überfallformel (Weir Equation) angesetzt, z. B. DYNA/GeoCPM (TANDLER.COM GMBH, 2017), Mike Flood (DHI, 2017), SIPSON + UIM (DJORDJEVIĆ ET AL., 2005; CHEN ET AL., 2007). Des Weiteren bestehen Ansätze, bei denen das gesamte Wasservolumen je Zeitschritt, bezogen auf die Querschnittsfläche eines Straßenablaufs, in den Kanal übergeben werden, wobei eine Begrenzung durch eine maximale Leistungsfähigkeit definiert werden kann (ETTRICH ET AL., 2005).

In diesem Kapitel wird abschließend für ein Modellgebiet beispielhaft eine Überflutungsberechnung mit einem gekoppelten 1D/2D Modell durchgeführt. Es soll aufgezeigt werden, wie die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit in der zukünftigen Planung von angepassten Entwässerungskonzepten zum Überflutungsschutz Berücksichtigung finden können.

13.2 Modellgebiet und Modelleigenschaften

Für die Beispielanwendung einer gekoppelten Kanalnetz- und Oberflächenberechnung der Abflussvorgänge nach Niederschlagsereignissen im urbanen Raum wird ein Modellgebiet in Wupper-

tal gewählt. Wuppertal ist eine im Bergischen Land in Nordrhein-Westfalen gelegene Großstadt. Das Stadtgebiet besitzt eine stark ausgeprägte Topografie, so dass viele Straßen hohe Längsneigungen aufweisen. Das gewählte Modellgebiet liegt im Stadtbezirk Elberfeld-West.

Für die Beispielanwendung wird das Softwarepaket DYNA/GeoCPM (++) in der Version 10.04.32 verwendet, welches aus drei Modulen besteht: KANAL++ (geografisches Kanalnetzdateninformationssystem), DYNA (1D-hydrodynamische Kanalnetzberechnung) und GeoCPM (2D-hydrodynamische Oberflächenabflussberechnung). Eine detaillierte Beschreibung der Modelleigenschaften ist dem Benutzerhandbuch zu entnehmen (TANDLER.COM GMBH, 2017).

Die Schnittstelle zwischen den Modulen Kanal++/DYNA (Kanalnetzberechnung) und GeoCPM (Oberflächenabflussberechnung) erfolgt bidirektional an Schächten und Straßenabläufen. Der rückstaufreie Abfluss von der Oberfläche in das Kanalsystem an Straßenabläufen wird mit einer modifizierten Überfallformel berechnet. Die Aufsatzgeometrie findet über die Breite und Länge des Aufsatzes in Form der Überfalllänge l Berücksichtigung. Als hydraulische Einflussgröße wird die Wassertiefe h_o am Straßenablauf angesetzt, außerdem fließt die Längsneigung der Straße mit in die Berechnungsformel ein. Des Weiteren wird ein Verlustbeiwert c berücksichtigt, welcher defaultmäßig zu $c = 0,28$ gesetzt ist. Die Überfalllänge wird für Hauptstraßen mit $l = 1,5 \text{ m} = 1 \cdot B_A + 2 \cdot L_A$ angegeben.

Kann für die Schnittstelle Straßenablauf/Kanal kein Zusammenhang zwischen Wassertiefe/Geschwindigkeit und Abflussmenge, z. B. in Form einer Tabelle, Funktion (z. B. Gleichung 12.7) eingegeben werden, erfolgt die Abbildung der Leistungsfähigkeit z. B. bei Verwendung einer Überfallformel über die Anpassung eines Verlustbeiwerts. An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Geschwindigkeit einen merklichen Einfluss auf die Leistungsfähigkeit besitzt und nicht vernachlässigt werden sollte. Der Verlustbeiwert c wird in der vorliegenden Beispielanwendung an die Ergebnisse der Modellversuche für Aufsatz Typ I angepasst. Der für alle hydraulischen Fälle berechnete Verlustbeiwert ist in Tabelle 13.1 gegeben. Der mittlere Verlustbeiwert für jede Längsneigung wird für alle Werte mit $Q > 6 \text{ l/s}$ berechnet, da ein Modellregen betrachtet wird, der entsprechende Oberflächenabflüsse erwarten lässt.

Die Grundlage für das Oberflächenmodell stellt ein aus einem digitalen Geländemodell (DGM1L) erzeugtes Dreiecksnetz dar. Die mittlere Elementgröße beträgt etwa $2,5 \text{ m}^2$. Straßen, Wegen und befestigten Flächen wird eine Oberflächenrauheit von $k = 1,5 \text{ mm}$ zugewiesen, allen weiteren Flächen eine Oberflächenrauheit von $k = 80 \text{ mm}$. Leitende Strukturen an der Oberfläche werden in Form von Bruchkanten berücksichtigt: Häuserbruchkanten (Annahme Höhe der Bruchkante: $H_{Bk} = 10 \text{ m}$), Gehwegsbruchkanten (Bordsteine, Annahme: $H_{Bk} = 0,1 \text{ m}$), Mauersockel und Mauern (Aufnahme der Höhen vor Ort)¹.

¹Datengrundlage (Oberflächen- und Kanalnetzmodell): WSW Energie & Wasser AG, Wuppertal

Tabelle 13.1: Verlustbeiwert c für Aufsatz Typ I, berechnet mit den Ergebnissen der physikalischen Modellversuche

Q [l/s]	$S_L = 2,5 \%$	$S_L = 5,0 \%$	$S_L = 7,5 \%$	$S_L = 10,0 \%$
3	1,12	1,00	1,60	1,85
6	0,80	0,77	0,89	0,87
9	0,70	0,67	0,72	0,69
12	0,66	0,62	0,64	0,62
15	0,64	0,60	0,60	0,56
18	0,62	0,56	0,55	0,51
21	0,59	0,51	0,51	0,45
$c_{mean}(Q > 6 \text{ l/s})$	0,64	0,60	0,60	0,57

In Abbildung 13.1 ist ein Ausschnitt des Modellgebiets inklusive der Bruchkanten (schwarze und rote kleine Pfeile), des Kanalnetzes (schwarze gestrichelte Linie) und der Schächte (schwarze Punkte) dargestellt.

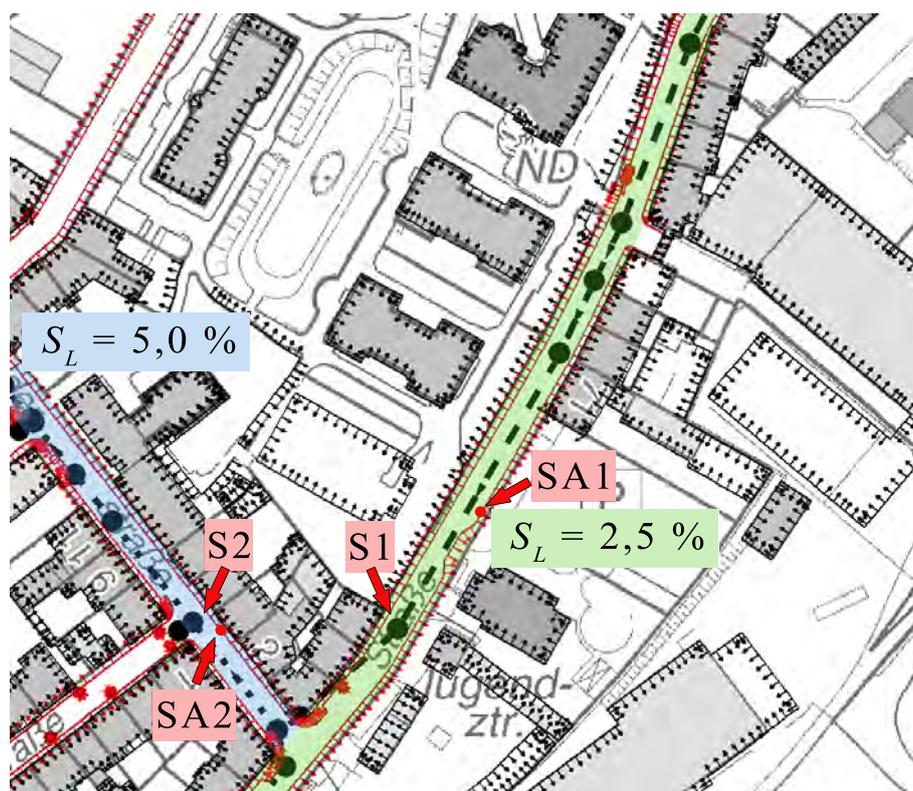


Abbildung 13.1: Ausschnitt des Modellgebiets

Die Abflussbildung kann auf unterschiedliche Art und Weise berücksichtigt werden, z. B. über Haltungsflächen und damit einer Belastung des Modells über das Kanalnetz, der Abflussbildung

an der Oberfläche durch eine flächige Beregnung oder einer Kombination aus beiden Ansätzen (vgl. CZICKUS ET AL., 2015). In der vorliegenden Beispielanwendung erfolgt die Abflussbildung über die Oberfläche durch eine flächige Beregnung (ohne Dachflächen) mit einem Modellregen Euler Typ 2 mit einer Jährlichkeit von $T = 10$ a und einer Dauerstufe $D = 60$ min. Nach KOSTRA-DWD-2010 ergibt sich für Wuppertal eine Niederschlagshöhe von $h_n = 32,0$ mm bzw. eine Regenspende von $r_n = 88,9$ l/(s·ha).

Außerdem wird das Kanalnetz in der vorliegenden Beispielanwendung zusätzlich mit einem Modellregen einer geringeren Wiederkehrzeit belastet. Damit werden z. B. die an den Kanal angeschlossenen Dachflächen berücksichtigt. Die Entwässerung erfolgt im betrachteten Gebiet überwiegend im Trennsystem, Schmutzwasser wird nicht betrachtet.

Nach LUBW (2016) handelt es sich bei der Betrachtung von Niederschlagsereignissen mit einer Jährlichkeit von $T = 10$ a noch um den kommunalen Überflutungsschutz mit der Aufgabe des Schutzes von Bebauung und Infrastruktur vor eindringendem Wasser (vgl. Kapitel 3.3). Die Kanalisation ist in der Regel in der Lage, die zufließenden Wassermengen aufzunehmen, so dass unter anderem der in dieser Arbeit betrachtete Fall des rückstaufreien Abflusses von der Oberfläche in den Kanal zum Tragen kommt. Bei selteneren Ereignissen geht der kommunale Überflutungsschutz in das kommunale Starkregenrisikomanagement über, bei dem der Kanalabfluss in der Regel keine Bedeutung mehr besitzt. Der Abfluss erfolgt maßgeblich an der Oberfläche.

13.3 Ergebnisse

Die Simulationszeit beträgt insgesamt 120 Minuten und gliedert sich wie folgt: Dauer des Regenerignisses 60 Min + Nachlaufzeit 60 Min. In Abbildung 13.2 sind die während der Simulationszeit maximal auftretenden Wassertiefen für einen Ausschnitt des Modellgebiets dargestellt. Zum einen wird deutlich, dass sich das Wasser auf Plätzen, wie z. B. dem Parkplatz in der rechten Hälfte des Ausschnitts oder auf dem Platz im Nord-Westen des Gebiets sammelt und Wassertiefen größer als 10 cm auftreten. Zum anderen ist zu erkennen, dass sich im Straßenraum die größten Wassertiefen am Bordsteinrand ergeben – wie auch in den in dieser Arbeit durchgeführten Modellversuchen vorausgesetzt wird.

Beispielhaft werden zwei Straßenabläufe betrachtet. Straßenablauf SA1 (linker Straßenrand) ist an Schacht S1 angeschlossen, Straßenablauf SA2 (rechter Straßenrand) an Schacht S2. Die Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten, die aus der hydrodynamischen Oberflächenabflussberechnung für das jeweilige Dreieckselement berechnet wurden, sind in Abbildung 13.3 dargestellt.

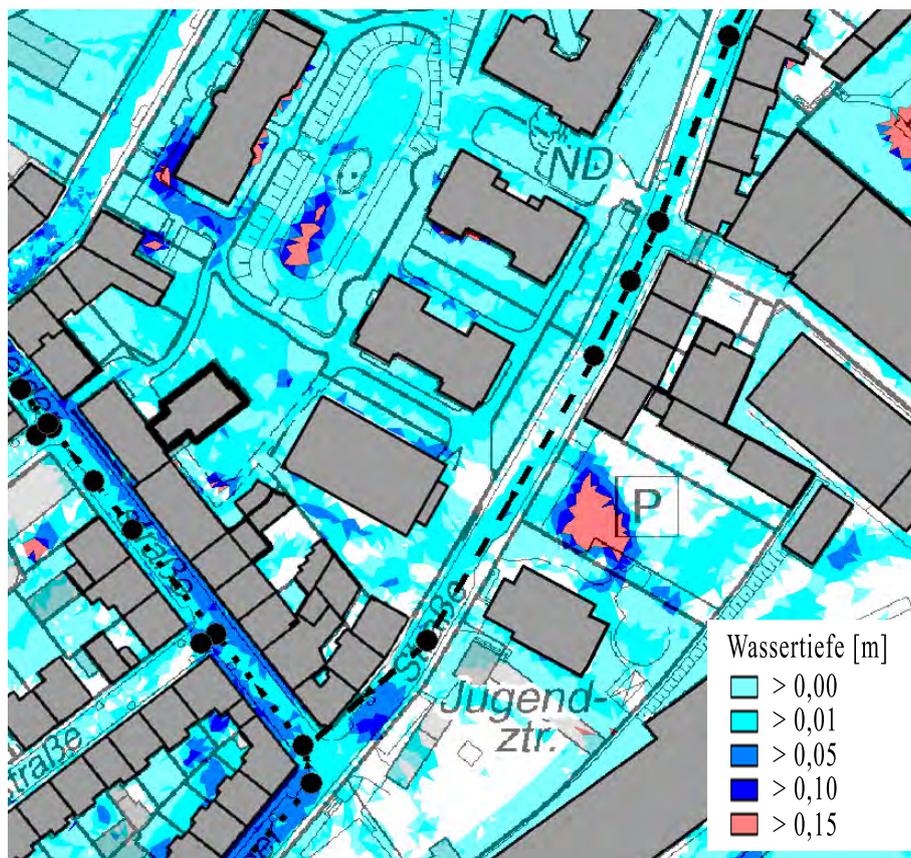


Abbildung 13.2: Maximale Wassertiefen aus gekoppelter Überflutungsberechnung im Modellgebiet

Die Ergebnisse der Kanalnetzberechnung zeigen, dass die an den Schacht anschließenden Kanalabschnitte noch ausreichend Kapazitäten aufweisen, um zusätzliches Wasser aufzunehmen und abzuführen, so dass eine Verbesserung der Abflusssituation im Straßenraum durch leistungsstärkere Straßenabläufe möglich ist (LUBW, 2016).

Für die hydraulischen Größen Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit wird, wie in Kapitel 11.2 beschrieben, mit Abbildung 11.6 der zugehörige Flow Case ermittelt und in Abbildung 13.3 dargestellt.

Für Straßenablauf SA1 ergibt sich ausschließlich Flow Case 1, d. h. die typspezifische Effizienz beträgt nahezu 100 %. Für die gegebenen Randbedingungen mit einer geringen Längsneigung der Straße ist der Pultaufsatz mit Querstreben und einer verhältnismäßig großen Schlitzweite nach Kapitel 11.3 einzusetzen. Für Straßenablauf SA2 empfiehlt sich jedoch, einen Aufsatz z. B. mit Längs- oder Diagonalstreben einzubauen. Auch ein Bergeinlauf ist denkbar, erfordert jedoch einen erhöhten Aufwand beim Einbau durch die größere Aufsatzlänge.

Das gesamte, in den Kanal abfließende Volumen V_{FC1} im Zustand Flow Case 1 mit $Q_I = Q_F$ und $Q_F = h_A \cdot v_A \cdot B_A$ kann für den Straßenablauf SA2 bei einem Einbau eines Straßenablaufs

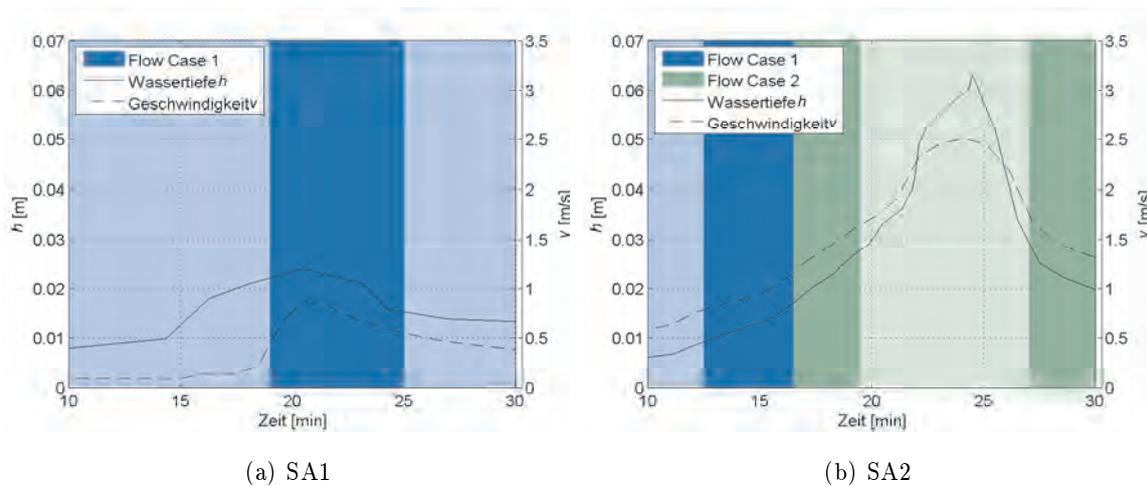


Abbildung 13.3: Wassertiefen, Geschwindigkeiten und Zuordnung zu einem Flow Case (heller Farbton: außerhalb der Modellgrenzen)

Typ IV oder Typ V um bis zu 75 % erhöht werden. Es gilt:

$$V_{FC1} = \sum Q_{I,FC1} \cdot \Delta t \quad (13.1)$$

Damit reduziert sich das im Zustand Flow Case 2 abfließende Gesamtvolumen V_{FC2} , für Flow Case 2 gilt $Q_I < Q_F$. Für Abbildung 13.3 wird damit der grün eingefärbte Bereich kleiner.

Die Beispielanwendung zeigt zum einen den Anwendungsfall für die in dieser Arbeit hergeleitete Berechnungsformel zur Abschätzung der Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen. Zum anderen wird beispielhaft aufgezeigt, wie die in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse über die Einflussgrößen auf die Leistungsfähigkeit in der Planung von Entwässerungsstrukturen in der Praxis Verwendung finden können.

14 Zusammenfassung

In den vergangenen Jahren kam es vermehrt zu Überschwemmungen nach starken Niederschlagsereignissen, welche aktuellen Klimaprojektionen zufolge auch zukünftig in zunehmendem Maße auftreten werden. Es existieren bereits diverse Veröffentlichungen mit Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Starkregen im urbanen Raum. Vermehrt werden Starkregengefahrenkarten für ganze Stadtbereiche erstellt, um entsprechende Schutzmaßnahmen vornehmen zu können. Die Grundlage für solche Karten stellen in der Regel hydrodynamische numerische Simulationen dar, z. B. gekoppelte Berechnungsmodelle. Dabei wird der Abfluss im Kanal (1D) und der Abfluss an der Oberfläche (2D) sowie die Interaktion zwischen beiden Modellen simuliert. Die Kopplung zwischen beiden Modellen erfolgt an Austauschpunkten wie Straßenabläufen und Schächten, wobei der Abfluss von der Straße in den Kanal über die Straßenabläufe erfolgt.

Untersuchungen zur Leistungsfähigkeit häufig in Deutschland verbauter Straßenabläufe mit Pultaufsatz fehlen. Auch in der internationalen Literatur sind nur wenige (empirische) Gleichungen zur Berechnung der Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen zu finden und die Modellgrenzen weichen teilweise deutlich von den in dieser Arbeit untersuchten Anwendungsgrenzen ab.

Gegenstand der vorliegenden Arbeit sind physikalische und dreidimensionale numerische Modellversuche zur Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen mit Pultaufsatz bei schießendem Abfluss. Aus hydraulischer Sicht wurde ein rückstaufreies Abfließen von der Straße in den Kanal betrachtet, d. h. der Kanal ist nicht voll gefüllt. Die Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen bei flachen Straßen (Längsneigung $< 2,5\%$) bzw. in Senkenlage war nicht Teil der Arbeit. Für diesen Fall ergibt sich aus hydraulischer Sicht ein vollkommen anderes Abflussverhalten am Straßenablauf (vgl. Ausfluss aus einem Behälter mit Bodenöffnung).

Der in der vorliegenden Arbeit betrachtete Regenabfluss auf der Straße wurde mit den Niederschlagsspenden nach KOSTRA-DWD-2010 mit Jährlichkeiten von bis zu $T = 100$ a abgeschätzt. Es wurden Pultaufsätze mit einer Aufsatzbreite $B_A = 500$ mm und einer Aufsatzlänge von $500 \text{ mm} \leq L_A \leq 780$ mm untersucht. Die Leistungsfähigkeit von Pultaufätzen ist definiert als der Abfluss durch den Straßenablauf-Aufsatz Q_I . Die Effizienz E ist definiert als das Verhältnis des aufgenommenen Abflusses Q_I zum gesamten zufließenden Regenabfluss Q . Weiterhin hat es

sich als vorteilhaft erwiesen, die typspezifische Effizienz E_T einzuführen, die ausschließlich den auf den Straßenablauf frontal zufließenden Abfluss Q_F berücksichtigt. Es gilt: $E_T = Q_I/Q_F$.

Um Strömungsdetails besser zu erfassen und zeit- und kostensparend eine größere Bandbreite an Modellkonfigurationen zu untersuchen, wurde folgende Forschungsfrage gestellt und beantwortet:

Können numerische Simulationen zur Untersuchung von Strömungsdetails und zur kostensparenden Parametervariation herangezogen werden?

Es wurde nachgewiesen, dass die Strömung oberhalb des Straßenablaufs mit guter Übereinstimmung zu den physikalischen Modellversuchen abgebildet werden kann. Die Validierung des numerischen Modells in Bezug auf die Strömungsprozesse am Straßenablauf wurde an einem in der Aufsatz-Geometrie vereinfachten Kanten-Modell durchgeführt. Es konnte gezeigt werden, dass die komplexe Strömung an Pultaufbauten (z.B. Abflussmenge durch die einzelnen Schlitze, Grad der Überdeckung) mit den verwendeten numerischen Methoden mit zufriedenstellender Übereinstimmung zu den Laborversuchen abgebildet werden kann.

Bei der Verwendung der exakten Geometrie des Pultaufbaues (Import als *stl*-Datei und Erzeugung der Berechnungsgeometrie mit der FAVORTM-Methode) hat sich herausgestellt, dass die Leistungsfähigkeit zum Teil deutlich systematisch unterschätzt wird. Die Ergebnisanalyse führt zu der Annahme, dass die Aufsatz-Geometrie mit den verwendeten Methoden nicht mit ausreichender Genauigkeit abgebildet werden kann und die Abweichungen durch Modellierungsfehler auftreten. Qualitativ konnten vergleichbare Ergebnisse im physikalischen und numerischen Modell erzielt werden, so dass für die Abschätzung der Leistungsfähigkeit der im numerischen Modell berechneten Ergebnisse eine Anpassungsfunktion hergeleitet wurde. Da eine Zunahme der Abweichungen mit steigender Fließgeschwindigkeit beobachtet werden konnte, wurde die Anpassungsfunktion in Abhängigkeit der Geschwindigkeit formuliert. Die Funktionsparameter wurden mit den Laborergebnissen kalibriert. Es wurde gezeigt, dass mit der Funktion weitere, nicht im Labor untersuchte Modellkonfigurationen simuliert und quantitativ ausgewertet werden können. Die empirischen Parameter gelten ausschließlich innerhalb der Modellgrenzen für die untersuchten Pultaufbauten. Für veränderte Randbedingungen müssen die Funktionsparameter mit Laborversuchen neu bestimmt werden. Es besteht weiterer Forschungsbedarf in der Untersuchung der systematisch auftretenden Modellfehler.

Wie in der vorliegenden Arbeit nachgewiesen wurde, hängt die Leistungsfähigkeit bzw. Effizienz von Pultaufbauten maßgeblich von den Strömungseigenschaften oberhalb des Straßenablaufs ab, so dass vor der vertieften Untersuchung der Leistungsfähigkeit folgende Frage beantwortet werden musste:

Wie kann der Abfluss oberhalb des Aufsatzes bei schießendem Abfluss beschrieben werden?

Die Auswertung der in den Modellversuchen ermittelten Wassertiefen und Geschwindigkeiten hat gezeigt, dass mit dem analytischen Ansatz nach IZZARD (1946) die Wassertiefe und mittlere Fließgeschwindigkeit auf der Straße bei dreieckigem Abflussquerschnitt (Bordrinne) bei annähernd gleichförmigem bekanntem Abfluss mit zufriedenstellender Genauigkeit berechnet werden kann. Die turbulente Strömung ist gekennzeichnet durch hohe Fließgeschwindigkeiten und geringe Wassertiefen.

Welche Einflussgrößen auf die Leistungsfähigkeit bestehen?

Für die Effizienz E gilt für alle in dieser Arbeit durchgeführten Modellläufe $E \geq 0,7$. Die typspezifische Effizienz ergibt sich für alle Modellläufe zwischen $E_T = 0,8$ und $E_T = 1,0$. Zur weiteren Analyse der Einflussgrößen wurden diese in geometrische und hydraulische Einflussgrößen unterteilt.

Als hydraulische Einflussgrößen wurden zunächst die Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit und Wasserspiegelbreite benannt, die sich in Abhängigkeit des Regenabflusses und der Straßengeometrie (Längs- und Querneigung sowie Oberflächenrauheit) ergeben. Ist die Wasserspiegelbreite größer als die Aufsatzbreite, fließt immer ein gewisser Anteil des Regenabflusses am Straßenablauf vorbei, unabhängig vom Aufsatz-Typ. Daher hat es sich als zielführend erwiesen, diesen Anteil zur Beurteilung der Einflussgrößen nicht weiter zu berücksichtigen und die typspezifische Effizienz zu definieren. Damit verbleiben als hydraulische Einflussgrößen die Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit. Die Auswertung der Modellversuche hat ergeben, dass strömungsmechanisch drei maßgebende Zustände auftreten, woraus folgende Definition abgeleitet wurde.

- Flow Case 1: $E_T = 1$

Der Aufsatz ist leistungsfähig genug, um den gesamten frontal zufließenden Abfluss aufzunehmen (keine Handlungsnotwendigkeit zum Einbau eines leistungsfähigeren Pultaufsatzes).

- Flow Case 2: $E_T < 1$

Der Pultaufsatz wird teilweise überströmt, durch den Einbau eines (bei den vorliegenden Randbedingungen) leistungsfähigeren Pultaufsatzes kann die typspezifische Effizienz gesteigert werden.

- Flow Case 3: $E_T \ll 1$

Der Pultaufsatz wird vollständig überströmt, durch den Einbau eines (bei den vorliegen-

den Randbedingungen) leistungsfähigeren Pultaufsatzes kann die typspezifische Effizienz gesteigert werden (hierzu liegen nur orientierende Modellversuche vor).

Als geometrische Einflussgrößen konnten die Aufsatzbreite B_A , die Aufsatzlänge L_A , die Öffnungsfläche A_0 sowie die Strebenanordnung und Schlitzbreite B_X identifiziert werden. Die Experimente haben gezeigt, dass neben der Aufsatzlänge die Ausrichtung der Querstreben sowie die Schlitzbreite die Leistungsfähigkeit maßgeblich beeinflussen (geometrische Einflussgrößen). Insbesondere bei hohen Längsneigungen wird basierend auf den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit der Einsatz von sogenannten Bergeinläufen empfohlen. Ist der Einbau von „längeren“ Aufsätzen nicht möglich, hat sich herausgestellt, dass Aufsätze mit Längs- oder Diagonalstreben eine erhöhte Leistungsfähigkeit bei steilen Straßen aufweisen. In eher flachen Bereichen konnte in den Experimenten hingegen bei Pultaufätzen mit Querstreben und einer großen Schlitzbreite die größte Leistungsfähigkeit nachgewiesen werden.

Ziel dieser Arbeit war es, basierend auf der vertieften Untersuchung der Strömungsprozesse an Straßenabläufen, eine Berechnungsformel zur Approximation der Leistungsfähigkeit bzw. Effizienz von Straßenablauf-Aufsätzen herzuleiten, welche zukünftig in der urbanen Überflutungsberechnung Berücksichtigung finden kann, so dass folgende Forschungsfrage beantwortet wurde:

Wie kann in Abhängigkeit der Aufsatzgeometrie sowie der Geschwindigkeit und Wassertiefe die Leistungsfähigkeit berechnet werden?

Zur Approximation der Leistungsfähigkeit und der typspezifischen Effizienz konnte in dieser Arbeit folgende Berechnungsformel hergeleitet werden:

$$Q_I = E_T \cdot Q_F \quad (14.1)$$

$$= \left(1 - Fr_A^{9,5} \cdot \left(\frac{h_A^{1,5} \cdot B_A}{\sqrt{L_A \cdot A_0}} \right)^S \right) \cdot Q_F \quad (14.2)$$

mit $Q_F = h_A \cdot v_A \cdot B_A$. Der Parameter S ergibt sich in Abhängigkeit der Strebenanordnung. Folgende Anwendungsgrenzen bestehen: schießender und rückstaufreier Abfluss ($Fr_A > 1$) und $0,0061 \text{ m} \leq h_A \leq 0,0258 \text{ m}$, $0,6592 \text{ m/s} \leq v_A \leq 1,6777 \text{ m/s}$ sowie Flow Case 1 oder 2. Die Anwendung auf Flow Case 3 wurde in dieser Arbeit nicht behandelt.

Es konnte eine gute Übereinstimmung der approximierten Werte mit den Ergebnissen der Modellversuche nachgewiesen werden. Die Anwendbarkeit auf weitere, nicht untersuchte Aufsatz-Typen konnte innerhalb der Anwendungsgrenzen bestätigt werden.

Wie können die Ergebnisse in der Praxis Verwendung finden?

Aus hydrodynamischen Oberflächenabflussberechnungen, die üblicherweise im Rahmen von Überflutungsprüfungen durchgeführt werden, sind Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen an den Austauschpunkten zwischen Oberfläche und Kanalisation bekannt. Damit kann die in dieser Arbeit hergeleitete Gleichung zur Berechnung des Abflusses von der Oberfläche in das Kanalsystem ohne weitere Bestimmung z. B. der Längsneigung oder des gesamten Regenabflusses auf der Straße eingesetzt werden. In einer Beispielanwendung wurde gezeigt, wie durch die Ermittlung des in dieser Arbeit definierten Flow Cases für einzelne Standorte in Abhängigkeit von Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit sowie Aufsatz-Typ überprüft werden kann, ob der Einsatz eines leistungsfähigeren Aufsatzes notwendig bzw. sinnvoll ist.

15 Weiterer Forschungsbedarf

Numerische Modellversuche

Es hat sich gezeigt, dass die Leistungsfähigkeit im numerischen Modell im Vergleich zu den physikalischen Modellversuchen unterschätzt wird. Die Fehler treten systematisch auf. Die Analyse der Ergebnisse lässt die Annahme zu, dass die Aufsatz-Geometrie mit den verwendeten Methoden der CFD-Software (Anpassung der Geometrie an das Rechengitter) und einer annehmbaren Berechnungsdauer nicht ausreichend genau abgebildet werden konnte. Zur detaillierten Untersuchung der Fehlerursache sind weitere numerische Modellversuche, z. B. mit veränderter Netzauflösung (und damit höheren Rechenkapazitäten) oder einer anderen Methode zur Abbildung der Geometrie, notwendig.

Erweiterung der hydraulischen Fälle

Die hydraulischen Randbedingungen der in dieser Arbeit durchgeführten Modellversuche haben für die ausgewählten Aufsatz-Typen ausschließlich eine Bewertung der Leistungsfähigkeit bzw. Effizienz im Zustand Flow Case 1 und 2 zugelassen. Auch die in dieser Arbeit hergeleitete Berechnungsformel ist auf diese Zustände begrenzt. Wie die orientierenden Versuche mit Aufsatz Typ VIII erwarten lassen, nähert sich in Flow Case 3, also einer vollständigen Überströmung des Pultaufsatzes, die Leistungsfähigkeit einem Maximalwert an, bzw. die typspezifische Effizienz einem minimalen Wert. Durch Erhöhung des frontalen Zuflusses ist die Entwicklung der Leistungsfähigkeit im Zustand Flow Case 3 zukünftig zu analysieren. Damit wird auch eine Erweiterung der Anwendungsgrenzen der Berechnungsformel für Flow Case 3 möglich.

Strömungsdetails am Kanten-Modell

Die theoretische Betrachtung der Strömungsvorgänge am Kanten-Modell hat ergeben, dass die Absenkung des Strahls an den Schlitzen mit der Bahngleichung einer Wurfparabel abgeschätzt werden kann. Im Zustand B (Strahlaufspaltung) und C (überdeckter Strahl) ergibt sich die durch die einzelnen Schlitze abfließende Wassermenge unter anderem durch den Auftreffwinkel des abgesenkten Strahls auf die nächste Strebe. Es bedarf einer vertieften Untersuchung dieser beiden Zustände am Kanten-Modell zur Beschreibung der Strömungsprozesse im Detail.

Berücksichtigung weiterer, eventuell begrenzender Einflussgrößen auf die Leistungsfähigkeit

In der vorliegenden Arbeit wurde der Abfluss von der Oberfläche in den Kanal bei idealen Bedingungen betrachtet. Die Öffnungsfläche des Pultaufsatzes ist vollständig wirksam und durch die anschließenden Bauteile besteht keine Beeinflussung. In weiteren Modellversuchen sollte daher der Einfluss eines teilweise zugesetzten Pultaufsatzes durch Laub oder Schmutz untersucht werden.

Betrachtung des Gesamtsystems Straßenablauf

Ein Straßenablauf besteht neben dem Aufsatz, dessen Leistungsfähigkeit in dieser Arbeit untersucht und beschrieben wurde, aus weiteren Bauteilen, deren Abflussvermögen zusätzlich berücksichtigt werden müssen. Dabei sind z. B. der Einfluss eines gefüllten Schlammeimers oder die Leistungsfähigkeit der Anschlussleitung, die den Straßenablauf mit dem Kanal verbindet, zu untersuchen.

Rückstau aus dem Kanal

Im Hinblick auf die Interaktion zwischen Oberfläche und Kanalsystem treten drei hydraulisch maßgebende Zustände auf. Den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Modellversuchen wurde ein rückstaufreier Abfluss zugrundegelegt. Unbetrachtet blieb ein rückgestauter Abfluss und ein Austritt von Wasser aus der Kanalisation. Diese Zustände weisen aus hydraulischer Sicht ein völlig anderes Verhalten als ein rückstaufreier Zustand auf und ergeben sich vor allem in Senkenlagen. Bei einer ganzheitlichen Betrachtung der Abflussvorgänge im urbanen Raum werden auch diese Zustände wichtig, so dass hier zukünftig Forschungsbedarf besteht.

Literaturverzeichnis

- ANSYS INC. (2016) *ANSYS Fluent User's Guid Release 17.1*, Benutzerhandbuch, SAS IP Inc.
- BEGUM, S.; RASUL, M. G.; BROWN, R. J.; SUBASCHANDAR, N.; THOMAS, P. (2011) *An experimental and computational investigation of performance of Green Gully for reusing storm-water*, Journal of Water Reuse and Desalination, 1(2), S. 99-112.
- BOLLRICH, G. (2007) *Technische Hydromechanik 1 – Grundlagen*, 6. Auflage, HUSS-MEDIEN GmbH, Berlin.
- BROWN, S. A.; SCHALL, J. D.; MORRIS, J. L.; DOHERTY, C. L.; STEIN, S. M.; WARNER, J. C. (2009) *Urban Drainage Design Manual - Hydraulic Engineering Circular 22 (HEC-22)*, Third Edition, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., National Highway Institute, Virginia, USA.
- BURGI, P. H.; GOBER, D. E. (1977) *Bicycle-Safe Grate Inlets Study: Volume 1 - Hydraulic and Safety Characteristics of Selected Grate Inlets on Continuous Grades*, Report No. FHWA-RD-77-24, U. S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Colorado, USA.
- BUTLER, D.; DAVIES, J. W. (2011) *Urban Drainage*, 3rd Edition, Spon Text (imprint of the Taylor and Francis Group), Abingdon, Großbritannien.
- BWK (2013) *Starkregen und urbane Sturzfluten – Praxisleitfaden zur Überflutungsvorsorge*, BWK-Fachinformationen 1/2013, Bund der Ingenieure für Wasserwirtschaft, Abfallwirtschaft und Kulturbau (BWK) e. V., Sindelfingen.
- CASSIDY, J. J. (1966) *Generalized Hydraulic Characteristics of Grate Inlets*, Highway Research Record Board, Record No. 123, Washington D. C., USA, S. 36-48.
- CELIK, I. B.; GHIA, U.; ROACHE, P. J.; FREITAS, C. J.; COLEMAN, H.; RAAD, P. E. (2008) *Procedure for Estimation and Reporting of Uncertainty Due to Discretization in CFD Applications*, Journal of Fluids Engineering, 130(7), S. 1-4.

- CHEN, A. S.; DJORDJEVIĆ, S.; LEANDRO, J.; SAVIĆ, D. (2007) *The urban inundation model with bidirectional flow interaction between 2D overland surface and 1D sewer networks*, NOVATECH 2007, Lyon, Frankreich.
- CZICKUS, S.; SCHÄFER, D.; WIETBÜSCHER, M.; RIEDEL, W. (2015) *Neuartige Berechnungsansätze zur Überflutungsprüfung im urbanen Raum*, Korrespondenz Wasserwirtschaft, 2015(8), Nr. 3, S. 158-163.
- DHI (2017) *Mike Flood – 1D-2D Modelling*, Benutzerhandbuch, Mike – Powered by DHI.
- DIGMAN, C.; ASHLEY, R.; HARGREAVES, P.; GILL, E. (2014) *Managing urban flooding from heavy rainfall – encouraging the uptake of designing for exceedance. Recommendations and summary*, CIRIA, London, Großbritannien.
- DESPOTOVIC, J.; PLAUSIC, J.; STEFANOVIC, N.; PAVLOVIC, D. (2005) *Inefficiency of storm water inlets as a source of urban floods*, Water Science and Technology, Vol. 51, Issue 2, S. 139-145.
- DIN 4049-3 (1994) *Hydrologie - Teil 3: Begriffe zur quantitativen Hydrologie*, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN 4052 (4052) *Betonteile und Eimer für Straßenabläufe*, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN EN 124 (2015) *Aufsätze und Abdeckungen für Verkehrsflächen*, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DIN EN 752 (2017) *Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden – Kanalmanagement*, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin.
- DJORDJEVIĆ, S.; PRODANOVIĆ, D.; MAKSIMOVIĆ, Č.; IVETIĆ, M.; SAVIĆ, D. (2005) *SIPSON - Simulation of Interaction between Pipe flow and Surface Overland flow in Networks*, Water Science and Technology, Vol. 52, Issue 5, S. 275-283.
- DJORDJEVIĆ, S.; SAUL, A. J.; TABOR, G. R.; BLANKSBY, J.; GALAMBOS, I.; SABTU, N.; SAILOR, G. (2013) *Experimental and numerical investigation of interactions between above and below ground drainage systems*, Water Science and Technology, Vol. 67, Issue 3, S. 535-542.
- DOSWELL III, C. A.; BROOKS, H.; MADDOX, R. A. (1996) *Flash flood forecasting: an ingredients-based methodology*, Weather and Forecasting, Vol. 11, Issue 4, S. 560-581.
- DWA (2008) *Prüfung der Überflutungssicherheit von Entwässerungssystemen*, Arbeitsbericht der DWA-Arbeitsgruppe ES-2.5 „Anforderungen und Grundsätze der Entwässerungssicherheit“, Korrespondenz Abwasser, Abfall, 55(9), S. 972-976.

- DWA (2013) *Methoden der Überflutungsberechnung*, Arbeitsbericht der DWA-Arbeitsgruppe ES-2.5 „Abfluss- und Schmutzfrachtsimulation“, Korrespondenz Abwasser, Abfall, 60(6), S. 506-511.
- DWA-A 118 (2006) *Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen*, Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef.
- DWA-A 531 (2012) *Starkregen in Abhängigkeit von Wiederkehrzeit und Dauer*, Arbeitsblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef.
- DWA-M 119 (2016) *Risikomanagement in der kommunalen Überflutungsvorsorge - Analyse von Überflutungsgefährdungen und Schadenspotenzialen zur Bewertung von Überflutungsrisiken*, Merkblatt, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., Hennef.
- DWD (2016A) *Parametrisierung sub-skaliger Prozesse*, Deutscher Wetterdienst, Offenbach, URL: https://www.dwd.de/DE/forschung/wettervorhersage/num_modellierung/01_num_vorhersagemodelle/01b_physikparameterisierung/parametrisierung_subskaliger_prozesse.html (Stand: 10.05.2016).
- DWD (2016B) *Regionalmodell COSMO-DE*, Deutscher Wetterdienst, Offenbach, URL: https://www.dwd.de/DE/forschung/wettervorhersage/num_modellierung/01_num_vorhersagemodelle/regionalmodell_cosmo_de.html (Stand: 10.05.2016).
- ETRICH, N.; STEINER, K.; THOMAS, M.; ROTHE, R. (2005) *Surface models for coupled modelling of runoff and sewer flow in urban areas*, Water Science and Technology, Vol. 52, Issue 5, S. 25-33.
- FANG, X.; JIANG, S.; ALAM, S. R. (2010) *Numerical Simulations of Efficiency of Curb-Opening Inlets*, Journal of Hydraulic Engineering, 136, S. 62-66.
- FERZIGER, J. H.; PERIĆ, M. (2008) *Numerische Strömungsmechanik*, Springer Verlag, Berlin.
- FGSV (2005) *Richtlinien für die Anlage von Straßen - Teil Entwässerung (RAS-Ew)*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln.
- FGSV (2005) *Richtlinien für die Anlage von Stadtstraßen (RASt)*, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln.
- FLOW SCIENCE INC. (2015) *FLOW-3D Version 11.1*, Benutzerhandbuch.
- FRATINI, C. F.; GELDOF, G. D.; KLUCK, J.; MIKKELSEN, P. S. (2012) *Three Points Approach (3PA) for urban flood risk management: A tool to support climate change adaption through transdisciplinarity and multifunctionality*, Urban Water Journal, 9(5), S. 317-331.

- GABL, R.; ACHLEITNER, S.; SENDLHOFER, A.; HÖCKNER, T.; SCHMITTER, M.; AUFLEGER, M. (2013) *Optimierter Einsatz und Kombination von 3-D-Numerik und physikalischer Modellierung*, WasserWirtschaft, 5(2013), S. 128-131.
- GABL, R.; GEMS, B.; DE CESARE, G.; AUFLEGER, M. (2014) *Anregungen zur Qualitätssicherung in der 3-D-numerischen Modellierung mit FLOW-3D*, WasserWirtschaft, 3(2014), S. 15-20.
- GABL, R.; SEIBL, J.; GEMS, B.; RIGHETTI, M. (2017) *Modellversuch und Numerik - Gegner oder Partner?*, WasserWirtschaft, 6(2017), S. 14-20.
- GÓMEZ, M.; RUSSO, B. (2005) *Comparative study among different methodologies to determine storm sewer inlet efficiency from test data*, 10th International Conference on Urban Drainage, Kopenhagen, Dänemark.
- GÓMEZ, M.; RUSSO, B. (2009) *Hydraulic Efficiency of Continuous Transverse Grates for Paved Areas*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 135, S. 225-230.
- GUO, J. C. Y. (2000) *Design of grate inlets with a clogging factor*, Advances in Environmental Research, 4, S. 181-186.
- GUO, J. C. Y.; MACKENZIE, K. A. (2012) *Hydraulic Efficiency of Grate and Curb-Opening Inlets under Clogging Effect*, Final Report, Colorado Department of Transportation.
- HÄCKEL, H. (2012) *Meteorologie*, 7. Auflage, Eugen Ulmer KG, Stuttgart.
- HAGER, W. H. (1993) *Abflussverhältnisse beim Endüberfall*, Österreichische Wasserwirtschaft, Jahrgang 45, Heft 1/2, S. 36-44.
- HAGER, W. H. (1994) *Abwasserhydraulik: Theorie und Praxis*, Springer Verlag, Berlin, Heidelberg.
- HARLOW, F. H.; WELSH, J. E. (1965) *Numerical calculation of time dependent viscous incompressible flow with free surface*, Phys. Fluids, 8, S. 2182-2189.
- HATZFELD, F. (2006) *URBAS: Vorhersage und Management von Sturzfluten in urbanen Gebieten*, Vortrag im Rahmen des RIMAX-Seminars am 14. September 2006 auf der „acqua alta“, Hamburg.
- HATZFELD, F.; CASTRO, D.; EINFALT, T.; FRERICHS, S.; FRIEDEHEIM, K.; KUBIK, A.; MITTELSTÄDT, R.; MÜLLER, M.; SELTMANN, J.; WAGNER, A. (2008) *Vorhersage und Management von Sturzfluten in urbanen Gebieten (URBAS)*, Schlussbericht des vom BMBF geförderten Vorhabens, Aachen.

- HERRMANN, S. R. (2008) *Simulationsmodell zum Wasserabfluss- und Aquaplaning-Verhalten auf Fahrbahnoberflächen*, Dissertation, Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Universität Stuttgart.
- HERWIG, H. (2016) *Strömungsmechanik - Einführung in die Physik von technischen Strömungen*, 2. Auflage, Springer Vieweg, Wiesbaden.
- HIRT, C. W.; NICHOLS, B. D. (1981) *Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries*, Journal of Computational Physics, 39, S. 201-225.
- HÖCKER, H. J. (1971) *Die Oberflächenentwässerung von Fahrbahnen und ihre Bedeutung für den Straßenentwurf*, Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 118, Hrsg. Bundesminister für Verkehr, Abt. Straßenbau, Bonn.
- HUNTER, N. M.; BATES, P. D.; NEELZ, S.; PENDER, G.; VILLANUEVA, I.; WRIGHT, N. G.; LIANG, D.; FALCONER, R. A.; LINA, B.; WALLER, S.; CROSSLEY, A. J.; MASON, D. C. (2008) *Benchmarking 2D hydraulic models for urban flooding*, Water Management, 161, Issue WM 1, S. 13-30.
- IPCC (2014) *Climate Change 2014: Synthesis Report*, Contribution of Working Groups I, II and III to the Fifth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change [Core Writing Team, R.K. Pachauri and L.A. Meyer (eds.)]. IPCC, Genf, Schweiz.
- ITWH GMBH (2015) *HYSTEM-EXTRAN 2D*, Modellbeschreibung, Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH, Hannover.
- IZZARD, C.F. (1946) *Hydraulics of runoff from developed surfaces*, Highway Res. Board Proc., S. 129-150.
- KALENDER, U. (1972) *Abfluss des Regenwassers von idel-ebenen Fahrbahnoberflächen*, Dissertation, Fachbereich Verkehrswesen, Technische Universität Berlin.
- KARANTOUNIAS, G. (1972) *Dünnschichtabfluss auf stark geneigter Ebene*, Dissertation, Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Karlsruhe.
- KEMPER, S.; SCHLENKHOFF, A. (2015) *Determination of the hydraulic efficiency of intake structures like grate inlets and screens in supercritical flow*, E-proceedings of the 36th IAHR World Congress, Den Haag, Niederlande.
- KEMPER, S.; SCHLENKHOFF, A. (2016) *Capacity of street inlets with partially severed grate openings*, 6th International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures (IJREWHS), Lübeck.

- KLOSE, B. (2008) *Meteorologie – Eine interdisziplinäre Einführung in die Physik der Atmosphäre*, Springer Verlag, Berlin.
- KOSTRA-DWD-2010 (2016) *Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik Deutschland*, Deutscher Wetterdienst, Offenbach und itwh GmbH, Hannover.
- KRON, W. (2009) *Überschwemmungsüberraschung: Sturzfluten und Überschwemmungen fernab von Gewässern*, WasserWirtschaft, 6(2009), S. 15-20.
- LANUV (2014) *Starkregen in Nordrhein-Westfalen: Münster mit 292 Litern je Quadratmeter rekordverdächtig*, Pressemitteilung, Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf.
- LARSON, C. L. (1947) *Investigation of flow through standard and experimental grate inlets for street gutters*, Project Report No. 3, St. Anthony Falls Hydraulic Laboratory, Minnesota, USA.
- LAURIEN, E.; OERTEL, H. (2013) *Numerische Strömungsmechanik - Grundgleichungen und Modelle - Lösungsmethoden - Qualität und Genauigkeit*, 5. Auflage, Springer Vieweg, Wiesbaden.
- LECHELER, S. (2014) *Numerische Strömungsberechnung - Schneller Einstieg durch anschauliche Beispiele mit ANSYS 15.0*, 3. Auflage, Springer Vieweg, Wiesbaden.
- LI, W. H.; GEYER, J. C.; BENTON, G. S. (1951) *Hydraulic Behaviour of Storm-Water Inlets: I. Flow into gutter inlets in a straight gutter without depression*, Sewage and Industrial Wastes, Vol. 23, No. 1, S. 34-46.
- LOPES, P.; LEANDRO, J.; CARVALHO, R.; RUSSO, B.; GÓMEZ, M. (2016) *Assessment of the Ability of a Volume of Fluid model to Reproduce the Efficiency of a Continuous Transverse Gully with Grate*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 142(10), S. 04016039(1-9).
- LUBW (2016) *Leitfaden Kommunales Starkregenisikomanagement in Baden Württemberg*, Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe.
- MALCHEREK, A. (2014) *Numerische Methoden der Strömungsmechanik*, 1st edition, bookboon.com.
- MALITZ, G.; ERTEL, H. (2015) *KOSTRA-DWD-2010: Starkniederschlagshöhen für Deutschland (Bezugszeitraum 1951 bis 2010)*, Abschlussbericht, Deutscher Wetterdienst (DWD), Abteilung Hydrometeorologie, Offenbach.
- MARTIN, H.; POHL, R. (HRSG.) (2000) *Technische Hydromechanik Band 4 – Hydraulische und numerische Modelle*, Verlag Bauwesen, Berlin.

- MIGNOT, E.; PAQUIER, A.; HAIDER, S. (2006) *Modeling floods in a dense urban area using 2D shallow water equations*, Journal of Hydrology, 327, S. 186-199.
- MUNICHRE (2017) *TOPICS GEO – Naturkatastrophen 2016: Analysen, Bewertungen, Positionen*, Münchener Rückversicherungs-Gesellschaft, Ausgabe 2017, München.
- NEMECEK, E. P. (1967) *Die Entwicklung strömungstechnisch günstiger Einlaufgitter*, Österreichische Abwasser-Rundschau, Jahrgang 12, Folge 2, S. 1-18.
- OERTEL, M. (2012) *Cross-Bar Block Ramps: Flow Regimes - Flow Resistance - Energy Dissipation - Stability*, Habilitationsschrift, Berichte des Lehr- und Forschungsgebietes Wasserwirtschaft und Wasserbau, Nr. 20, Bergische Universität Wuppertal.
- OSHER, S.; SETHIAN, J. A. (1988) *Fronts propagating with curvature-dependent speed: algorithms based on Hamilton-Jacobi formulations*, Journal of Computational Physics, 79, S. 12-49.
- OZDEMIR, H.; SAMPSON, C. C.; DE ALMEIDA, G. A. M.; BATES, P. D. (2013) *Evaluating scale and roughness effects in urban flood modelling using terrestrial LIDAR data*, Hydrology and Earth System Sciences, 17, S. 4015-4030.
- PETERSEIM, S.; SCHLENKHOFF, A.; CZICKUS, S. (2014) *Applicability of common surface water simulation programs for urban flash floods*, 3rd IAHR Europe Congress, Porto, Portugal.
- ROMAGNOLI, M.; CARVALHO, R.; LEANDOR, J. (2013) *Turbulence Characterization in a Gully with Reverse Flow*, Journal of Hydraulic Engineering, 139, S. 736-744.
- ROUSE, H. (1936) *Discharge characteristics of the free overfall*, Civil Engineering, 6(4), S. 257-260.
- RUTSCHMANN, P. (2006) *Hybride Modelle im Wasserbau*, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft 104, S. 87-96.
- SCHLENKHOFF, A.; OERTEL, M. (2009) *Über Starkregen und Sturzfluten*, BUW Output – Forschungsmagazin der Bergischen Universität Wuppertal, 2/2009.
- SCHMITT, T.G. (2014) *Starkregenindex zur Kommunikation von Überflutungsursachen und Risiken*, Korrespondenz Abwasser, Abfall 61(8), S. 681-687.
- SCHWARZE, R. (2013) *CFD-Modellierung - Grundlagen und Anwendungen bei Strömungsprozessen*, Springer Vieweg, Berlin, Heidelberg.
- SPALIVIERO, F.; MAY, R. W. P.; ESCARAMEIA, M. (2000) *Spacing of Road Gullies - Hydraulic performance of BS EN 124 gully gratings and kerb inlets*, Report SR 533, HR Wallingford.

- TANDLER.COM GMBH (2017) *++Systems: Modellierungs-Werkzeug für wasserwirtschaftliche Aufgabenstellungen*, Handbuch, tandler.com GmbH.
- TELLEZ, J.; GÓMEZ, M.; RUSSO, B. (2017) *3D Model of Hydraulic Efficiency of a grate inlet for streets*, FLOW-3D European Users Conference, Barcelona, Spanien.
- THIELE, F. (1983) *Fahrbahnlängsentwässerung im Strassengerinne mit kontinuierlichen oder diskreten partiellen Entnahmen und ein Entwurf für zukünftige Richtlinien zur Bemessung*, Dissertation, Technische Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik, Nr. 31, Technische Hochschule Darmstadt.
- VOSSWINKEL, N. (2017) *Transportvermögen von Einlaufwirbeln*, Dissertation, Berichte des Lehr- und Forschungsgebietes Wasserwirtschaft und Wasserbau, Nr. 21, Bergische Universität Wuppertal.
- ZIOR, F. (1987) *Regenwasserabfluss auf Fahrbahnoberflächen – experimentelle und theoretische Untersuchungen*, Dissertation, Technische Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik, Nr. 38, Technische Hochschule Darmstadt.

Teil V

Anhang

A Systemskizzen des physikalischen Modells

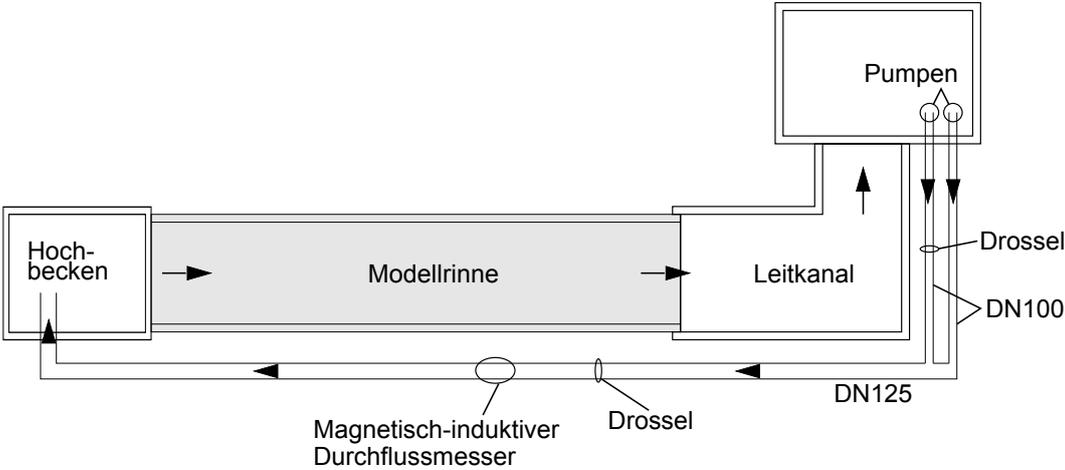


Abbildung A.1: Systemskizze des Wasserkreislaufs

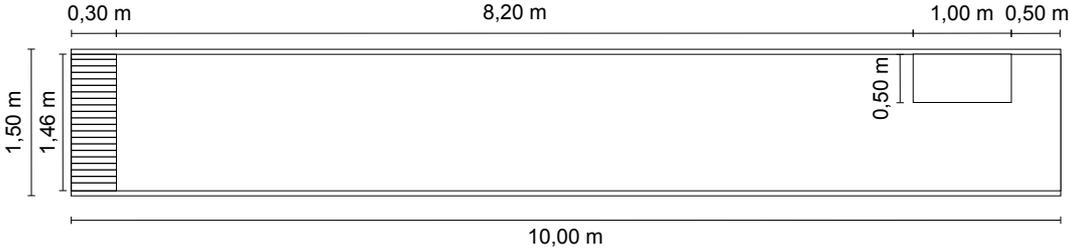


Abbildung A.2: Systemskizze Draufsicht Modellrinne

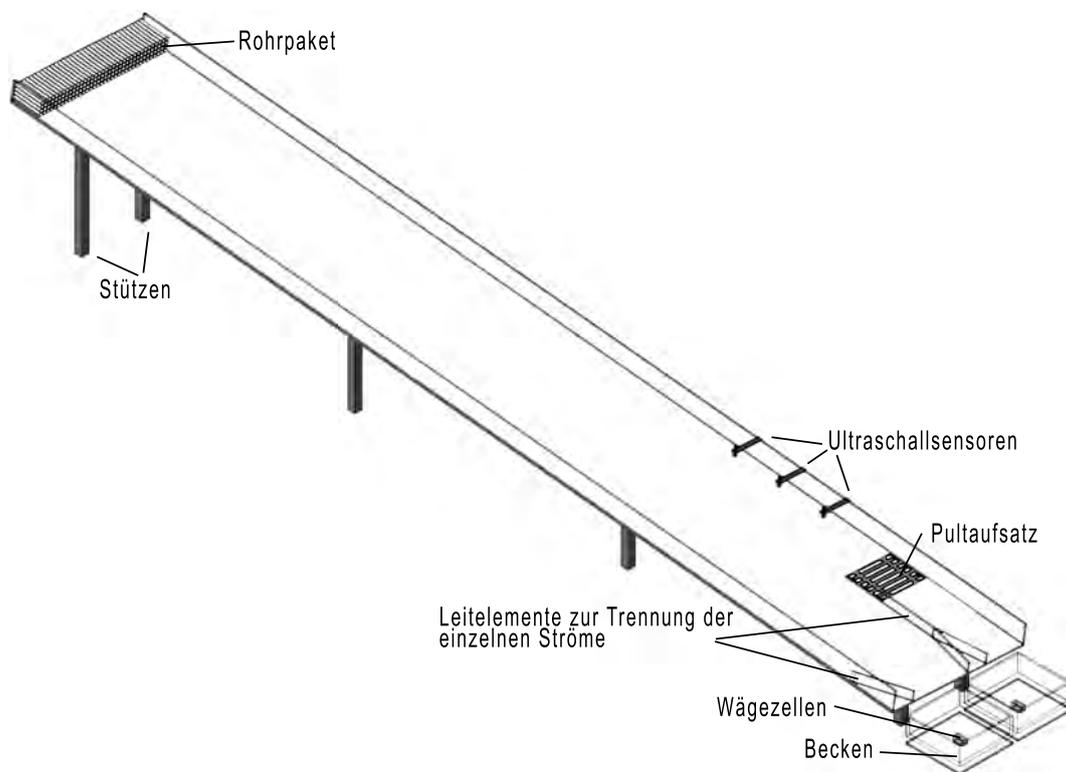
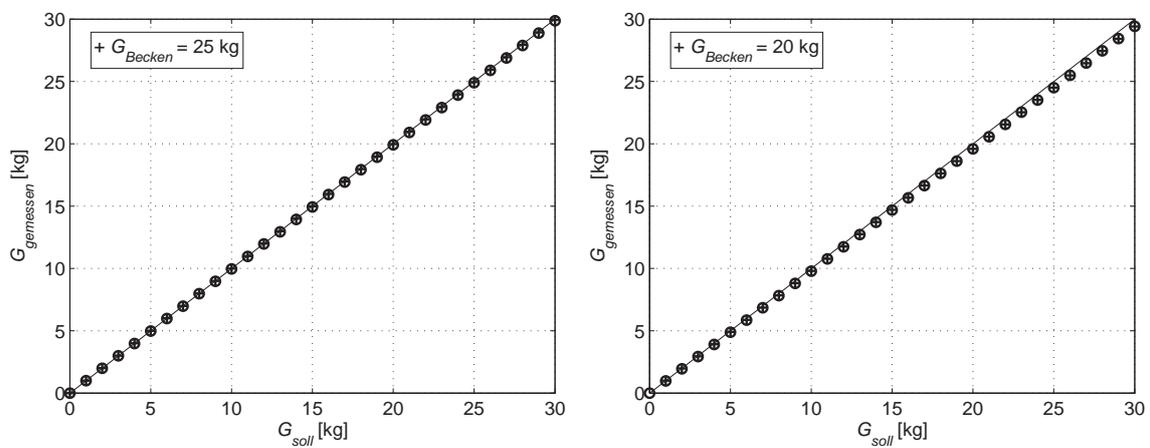


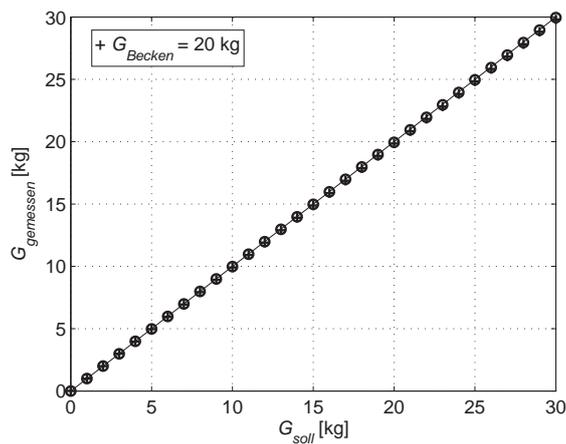
Abbildung A.3: Systemskizze des physikalischen Modells: Modellrinne mit Straßenablauf-Aufsatz

B Überprüfung der Anwendbarkeit der Wägezellen unterhalb des Mindestanwendungsbereichs



(a) LC1

(b) LC2



(c) LC3

Abbildung B.1: Messergebnisse der Testmessungen unterhalb der vom Hersteller angegebenen Mindestanwendungsbereichs (zu den dargestellten Ergebnisse muss jeweils noch das Leergewicht der Becken G_{Becken} addiert werden)

C Fotos ausgewählter Modellläufe



(a) Typ I



(b) Typ II



(c) Typ III



(d) Typ IV



(e) Typ V



(f) Typ VI

Abbildung C.1: Beispielfotos: ML223



(a) Typ I



(b) Typ II



(c) Typ III



(d) Typ IV



(e) Typ V

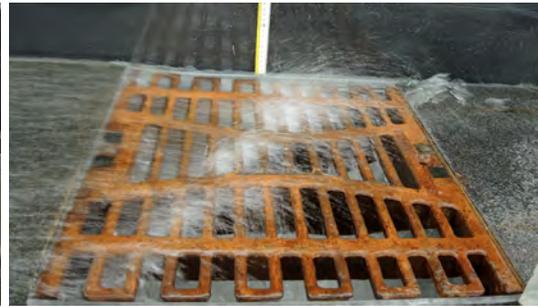


(f) Typ VI

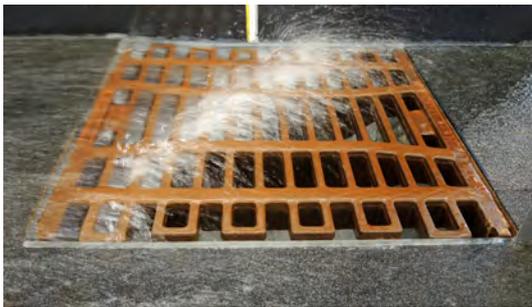
Abbildung C.2: Beispielfotos: ML226



(a) Typ I



(b) Typ II



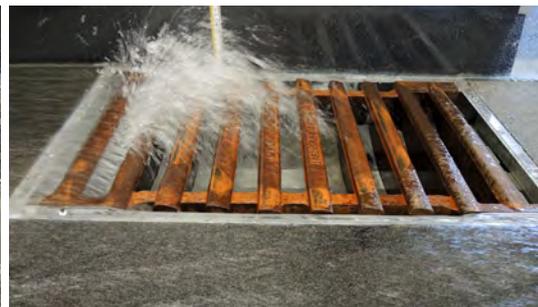
(c) Typ III



(d) Typ IV



(e) Typ V

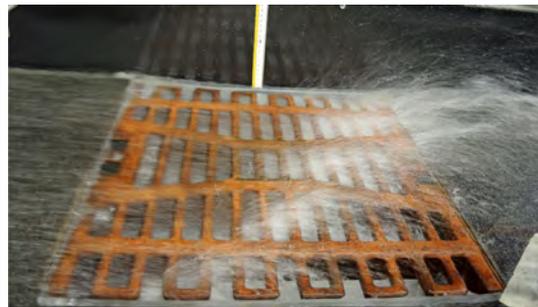


(f) Typ VI

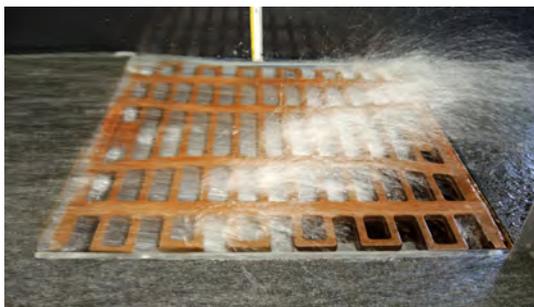
Abbildung C.3: Beispielfotos: ML243



(a) Typ I



(b) Typ II



(c) Typ III



(d) Typ IV



(e) Typ V



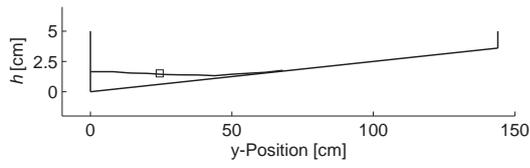
(f) Typ VI

Abbildung C.4: Beispielfotos: ML246

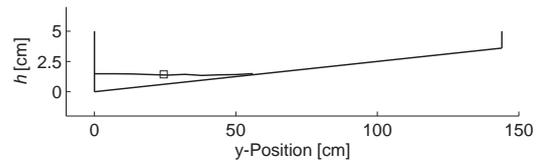
D Wassertiefen im physikalischen Modell

Beschreibung:

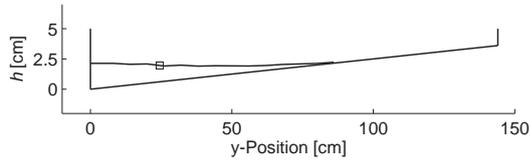
- Durchgezogene Linie: WSL 1 m oberhalb des Straßenablaufs mit einem Raster in y -Richtung von $\Delta y = 0,06$ m
- Quadrat: Arithmetisches Mittel der Punktmessungen an den Positionen USS1, USS2 und USS3



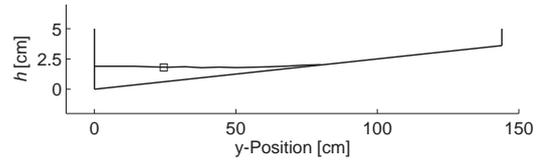
(a) $Q = 3 \text{ l/s}$



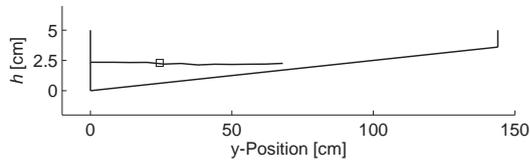
(a) $Q = 3 \text{ l/s}$



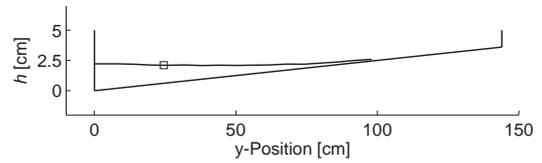
(b) $Q = 6 \text{ l/s}$



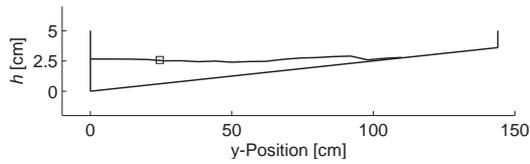
(b) $Q = 6 \text{ l/s}$



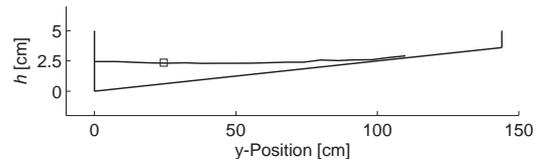
(c) $Q = 9 \text{ l/s}$



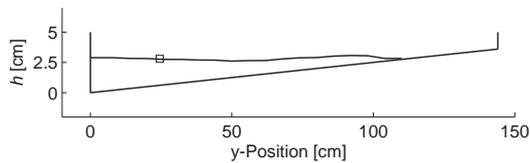
(c) $Q = 9 \text{ l/s}$



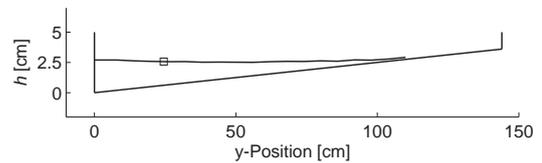
(d) $Q = 12 \text{ l/s}$



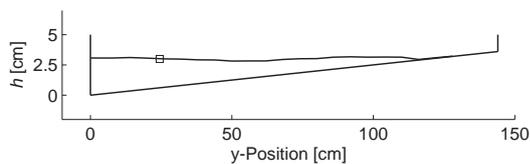
(d) $Q = 12 \text{ l/s}$



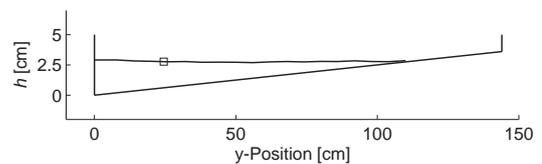
(e) $Q = 15 \text{ l/s}$



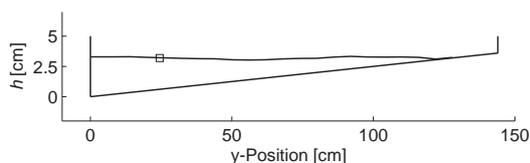
(e) $Q = 15 \text{ l/s}$



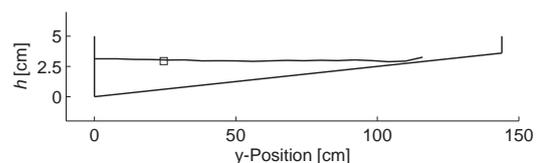
(f) $Q = 18 \text{ l/s}$



(f) $Q = 18 \text{ l/s}$



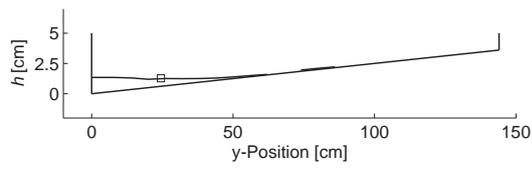
(g) $Q = 21 \text{ l/s}$



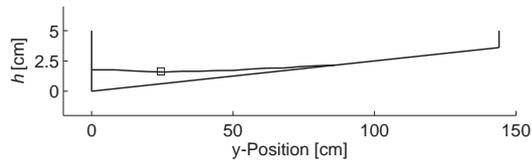
(g) $Q = 21 \text{ l/s}$

Abbildung D.1: Wasserspiegellage:
 $S_L = 2,5 \%$, $S_T = 2,5 \%$

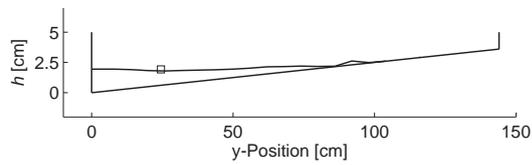
Abbildung D.2: Wasserspiegellage:
 $S_L = 5,0 \%$, $S_T = 2,5 \%$



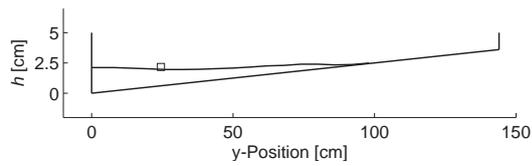
(a) $Q = 3 \text{ l/s}$



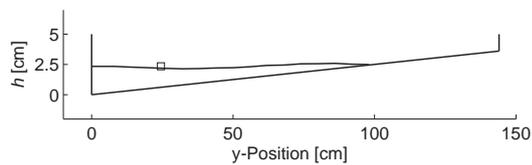
(b) $Q = 6 \text{ l/s}$



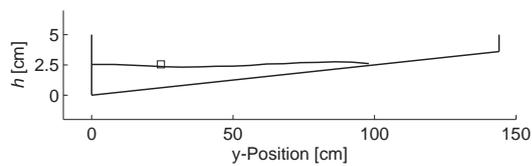
(c) $Q = 9 \text{ l/s}$



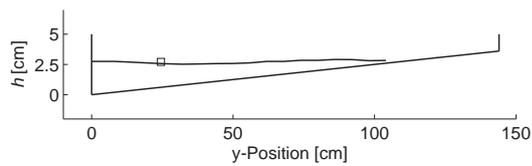
(d) $Q = 12 \text{ l/s}$



(e) $Q = 15 \text{ l/s}$

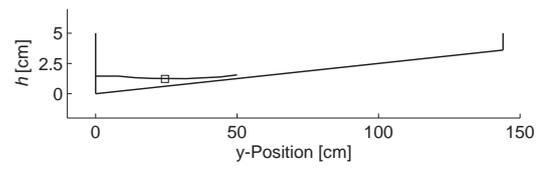


(f) $Q = 18 \text{ l/s}$

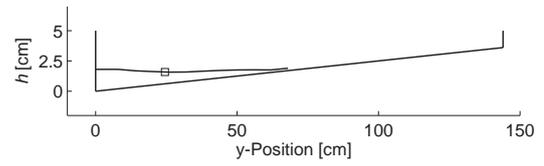


(g) $Q = 21 \text{ l/s}$

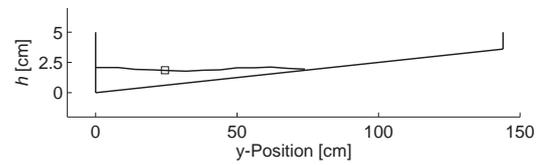
Abbildung D.3: Wasserspiegellage:
 $S_L = 7,5 \%$, $S_T = 2,5 \%$



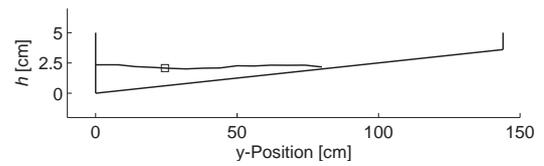
(a) $Q = 3 \text{ l/s}$



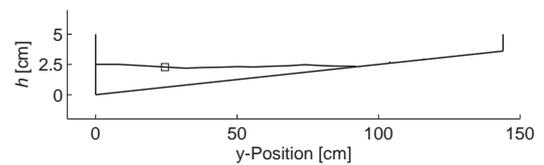
(b) $Q = 6 \text{ l/s}$



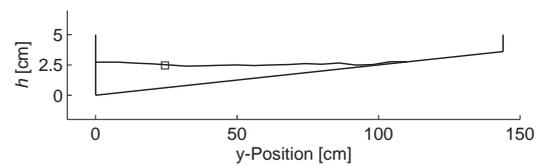
(c) $Q = 9 \text{ l/s}$



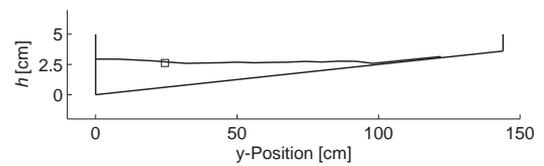
(d) $Q = 12 \text{ l/s}$



(e) $Q = 15 \text{ l/s}$



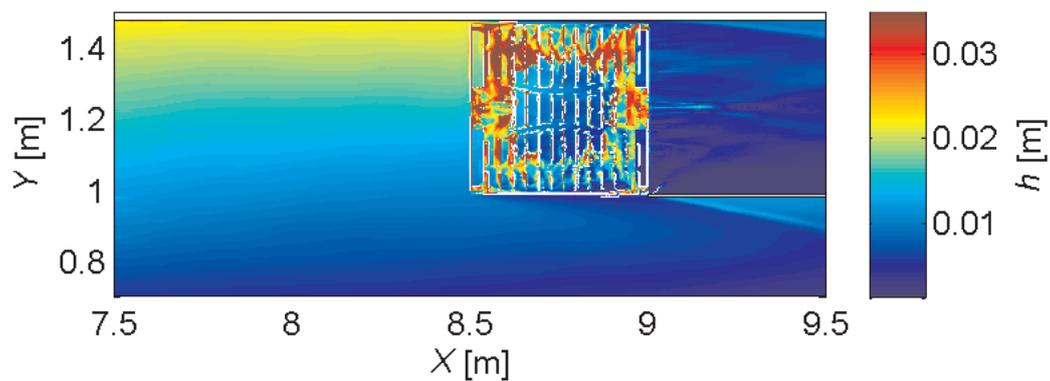
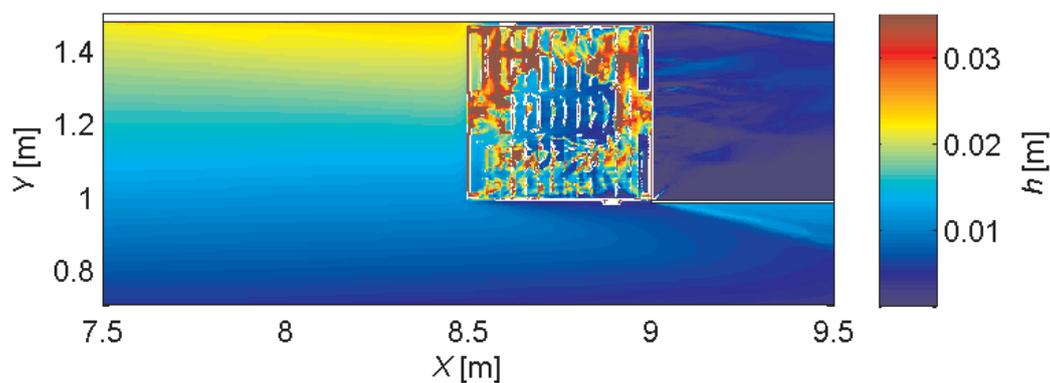
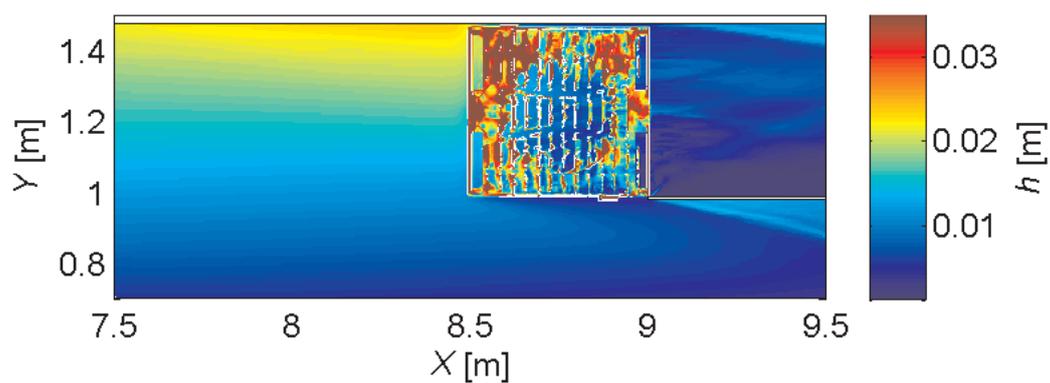
(f) $Q = 18 \text{ l/s}$

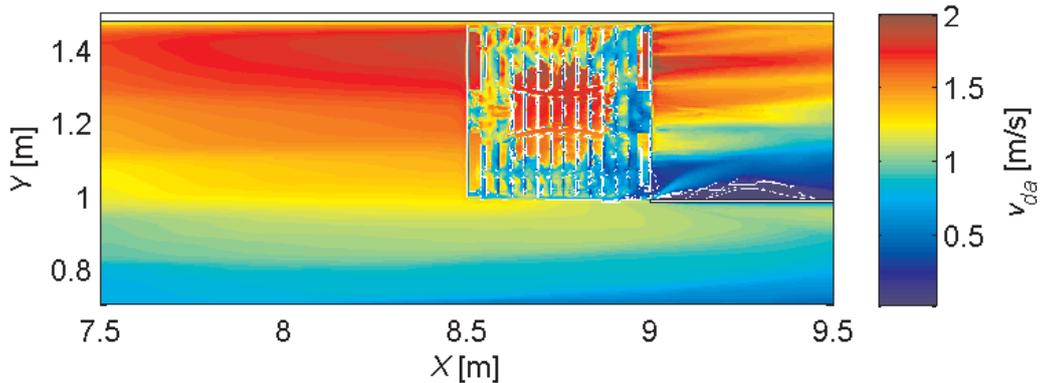


(g) $Q = 21 \text{ l/s}$

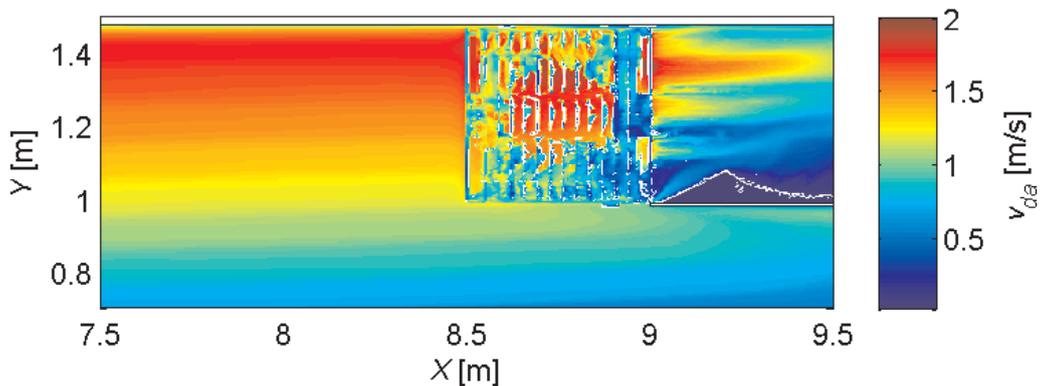
Abbildung D.4: Wasserspiegellage:
 $S_L = 10,0 \%$, $S_T = 2,5 \%$

E Numerisches Modell: Netzverfeinerungsstudie

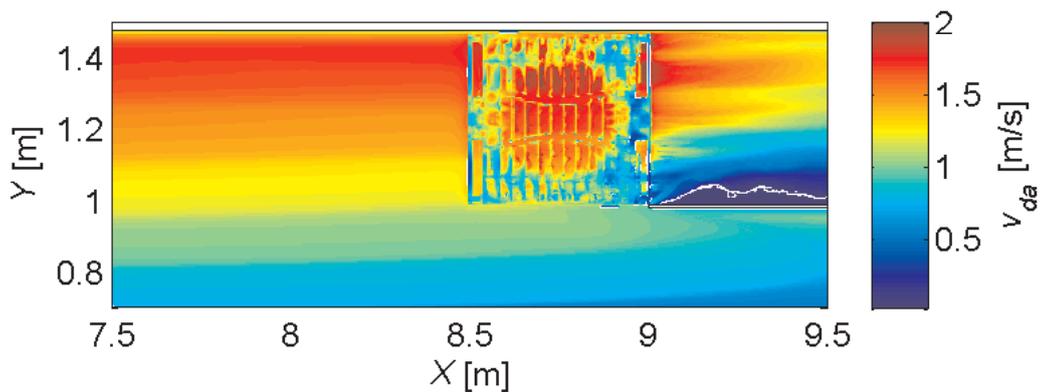
(a) M221: $dx = dy = 2$ mm, $dz = 1$ mm(b) M332: $dx = dy = 3$ mm, $dz = 2$ mm(c) M443: $dx = dy = 4$ mm, $dz = 3$ mm**Abbildung E.1:** Wassertiefen [m] (Mesh Block 2)



(a) M221: $dx = dy = 2$ mm, $dz = 1$ mm



(b) M332: $dx = dy = 3$ mm, $dz = 2$ mm



(c) M443: $dx = dy = 4$ mm, $dz = 3$ mm

Abbildung E.2: tiefengemittelte Geschwindigkeit [m/s] (MeshBlock 2)

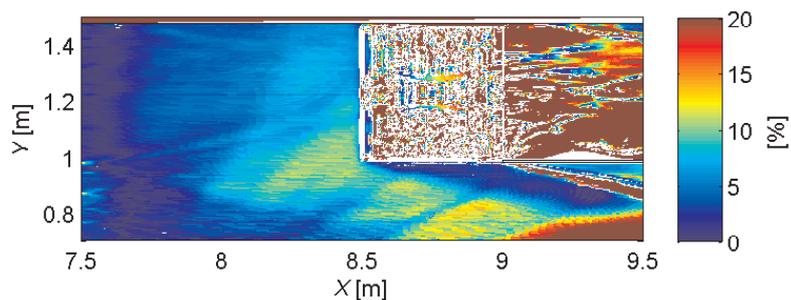
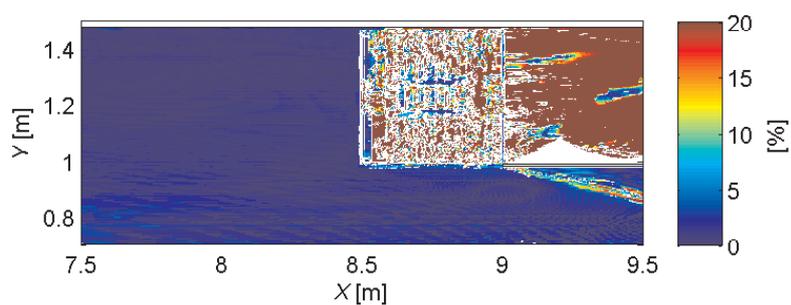
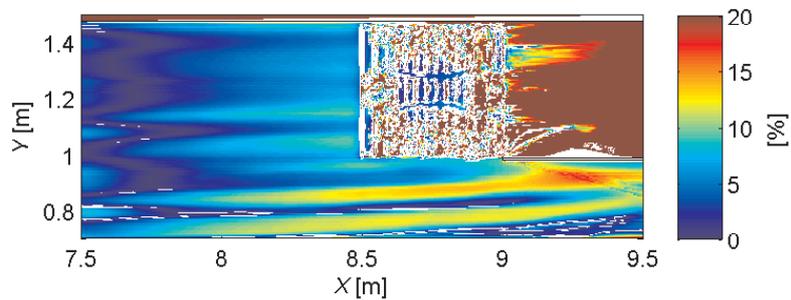
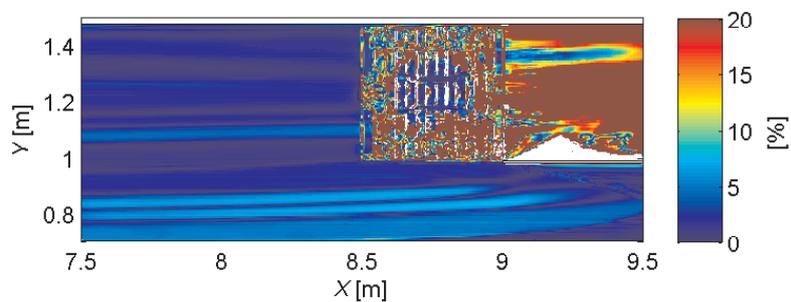
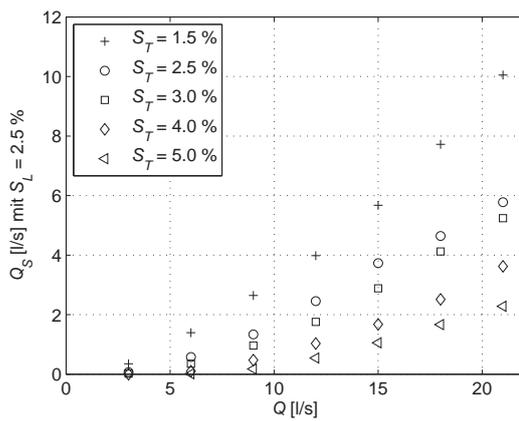
(a) $|(\text{M332-M221})/\text{M221}|$ (b) $|(\text{M443-M332})/\text{M332}|$ (c) $|(\text{M332-M221})/\text{M221}|$ (d) $|(\text{M443-M332})/\text{M332}|$

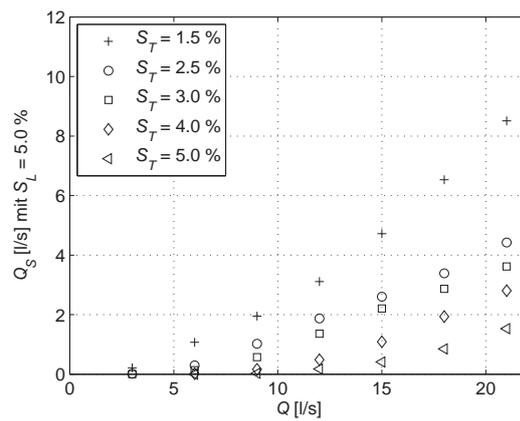
Abbildung E.3: relative Abweichung [%]: Wassertiefe (a und b) und tiefengemittelte Geschwindigkeit (c und d) (MeshBlock 2)

F Ergebnisse der numerischen Simulationen

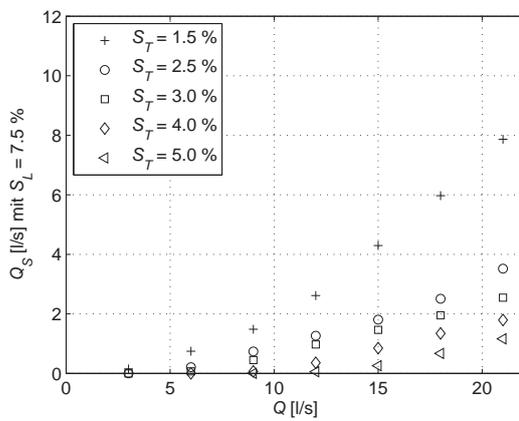
F.1 Seitlich am Straßenablauf vorbeifließender Abfluss Q_S



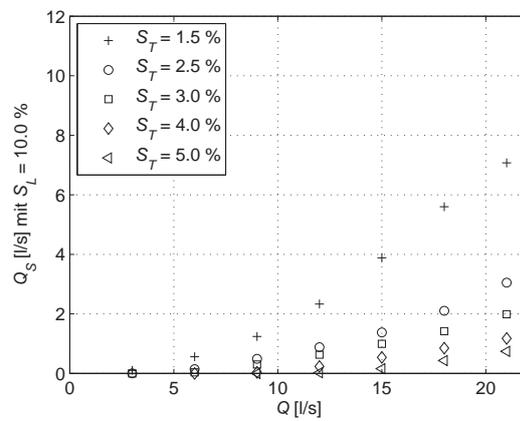
(a) $S_L = 2,5\%$



(b) $S_L = 5,0\%$



(c) $S_L = 7,5\%$



(d) $S_L = 10,0\%$

F.2 Vergleich der mittleren Fließgeschwindigkeit (Labor und Numerik)

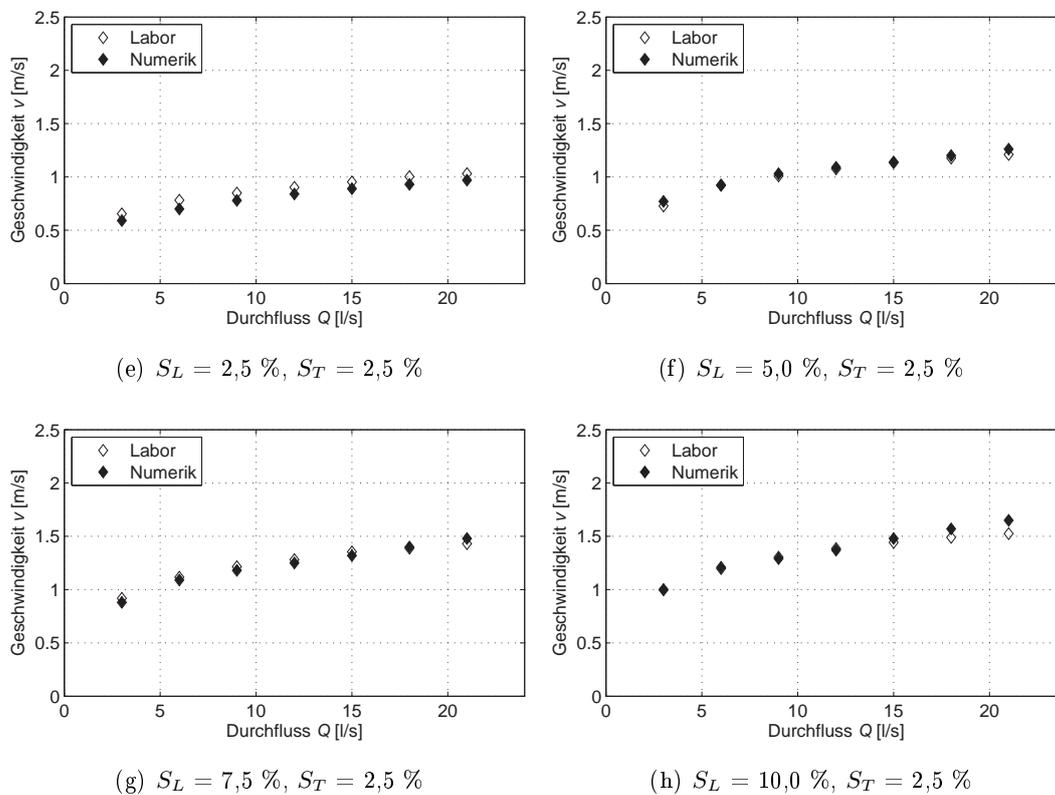


Abbildung F.1: Mittlere Geschwindigkeit v : Vergleich der Ergebnisse der physikalischen und numerischen Modellversuche

F.3 Frontaler Zufluss Q_F für verschiedene Querneigungen

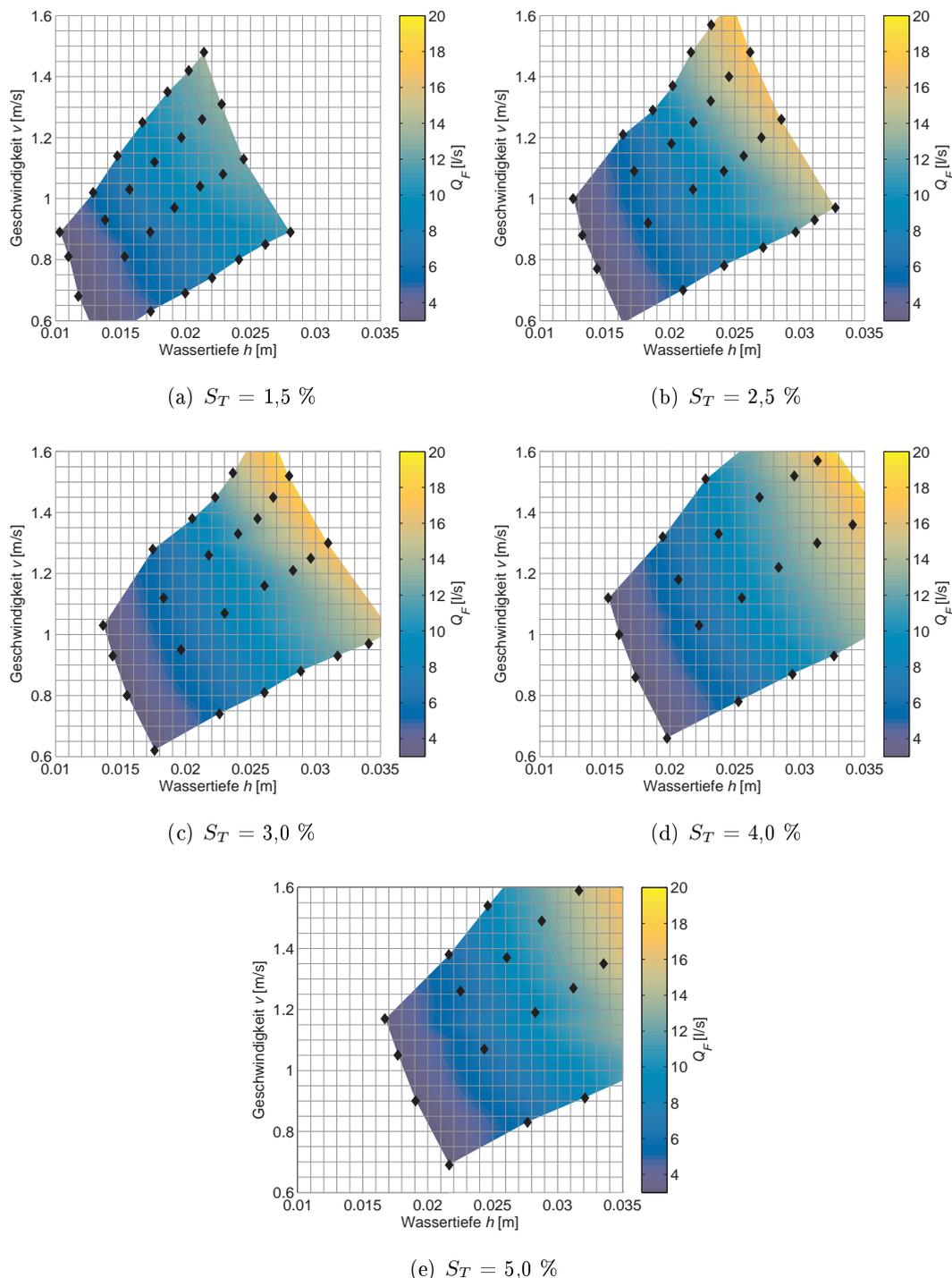


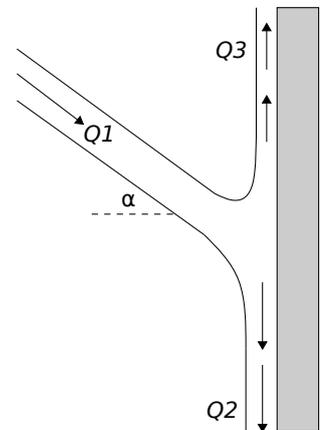
Abbildung F.2: Q_F in Abhängigkeit von h und v für eine Aufsatzbreite $B_A = 0,5$ m für Querneigungen von 1,5 % bis 5,0 %, Ergebnisse der numerischen Modellversuche

G Freistrahл auf vertikale Wand

Für den in Kapitel 11.4 beschriebenen **Zustand B** kann die Strahlaufspaltung entsprechend des Strahlverhaltens an Wänden nach BOLLRICH (2007) abgeschätzt werden.

Voraussetzungen:

- Reibungsfreies Fluid
- Vernachlässigbare Reibung an der Platte
- Stationäre Strömung
- Freistrahлströmung, d. h. $p_1 = p_2 = p_3 = p_0$
- Ebene Strömung in der x - z -Ebene
- Horizontale Strömung, d. h. $z_1 \approx z_2 \approx z_3$
- Vernachlässigung der Erdbeschleunigung (Massekraft)



Mit der Bernoulli-Gleichung, unter Vernachlässigung der Reibung, gilt:

$$|v_1| = |v_2| = |v_3| \quad (\text{G.1})$$

Außerdem muss gelten (Kontinuität):

$$Q_1 = Q_2 + Q_3 \quad (\text{G.2})$$

Summe der Impulsströme in vertikaler Richtung:

$$\rho \cdot Q_1 \cdot v_1 \cdot \sin(\alpha) + \rho \cdot Q_2 \cdot v_2 - \rho \cdot Q_3 \cdot v_3 = 0 \quad (\text{G.3})$$

$$Q_1 \cdot \sin(\alpha) + Q_3 - Q_2 = 0 \quad (\text{G.4})$$

damit ergibt sich für Q_2 und Q_3 :

$$Q_2 = \frac{1 + \sin(\alpha)}{2} \cdot Q_1 \quad (\text{G.5})$$

$$Q_3 = \frac{1 - \sin(\alpha)}{2} \cdot Q_1 \quad (\text{G.6})$$

H Goodness-of-Fit: Parameterbestimmung 1

Folgende Parameter werden zur Beurteilung der Vorhersagegenauigkeit ausgewertet¹:

SSE *Sum of squares due to error*

Je näher der Wert an 0, umso besser ist die Anpassung für die Vorhersage der Messwerte geeignet.

R² *R-square*

Je näher der Wert an 1 ($0 \leq R^2 \leq 1$), umso besser ist die Anpassung für die Vorhersage der Messwerte geeignet.

Adj. R² *Degrees of Freedom Adjusted R-square*

Je näher der Wert an 1 ($\text{Adj. } R^2 \leq 1$), umso besser ist die Anpassung für die Vorhersage der Messwerte geeignet.

RMSE *Root mean squared error*

Je näher der Wert an 0, umso besser ist die Anpassung für die Vorhersage der Messwerte geeignet.

¹Curve Fitting Toolbox™, MATLAB R2017a, Benutzerhandbuch, MathWorks

Für die Parameter gilt:

$$SSE = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$$

$$SST = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2$$

$$R^2 = 1 - \frac{SSE}{SST}$$

$$Adj.R^2 = 1 - \frac{SSE(n-1)}{SST(v)}$$

$$MSE = \frac{SSE}{v}$$

$$RMSE = \sqrt{MSE}$$

mit n = Anzahl der Messwerte, y_i = Messwert, \hat{y}_i = vorhergesagter Messwert, \bar{y} = arithmetisches Mittel der Messwerte, $v = n - m$ mit m = Anzahl der unbekannt Parameter der Fitfunktion.

Zugrundeliegende numerische Methoden: Nonlinear Least Squares, Optimierungsalgorithmus: Levenberg-Marquardt

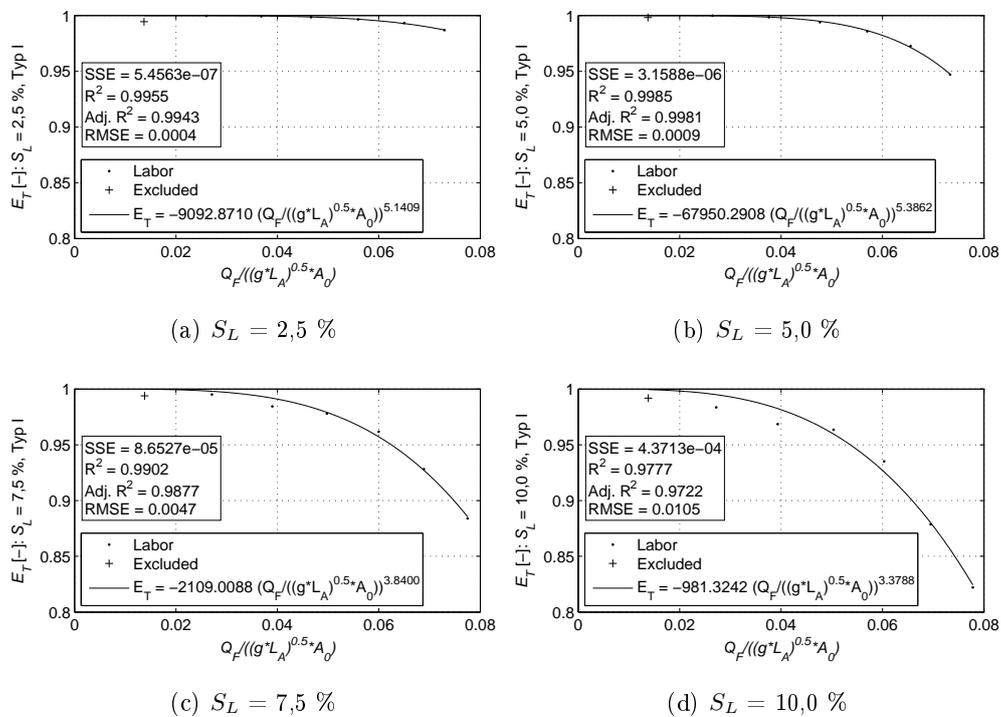


Abbildung H.1: Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ I

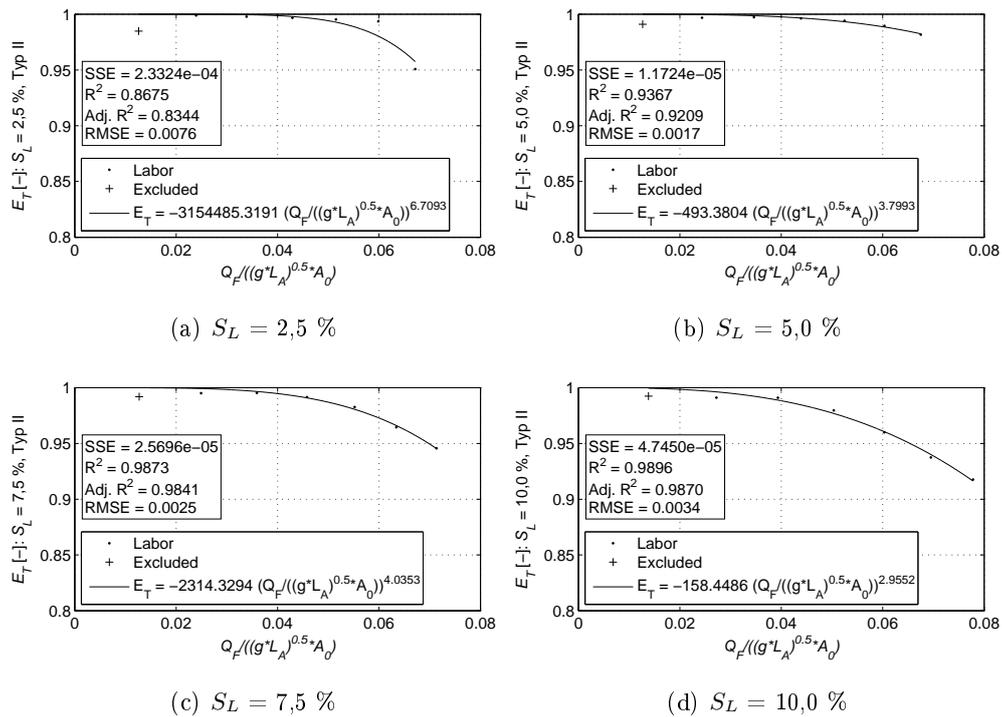


Abbildung H.2: Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ II

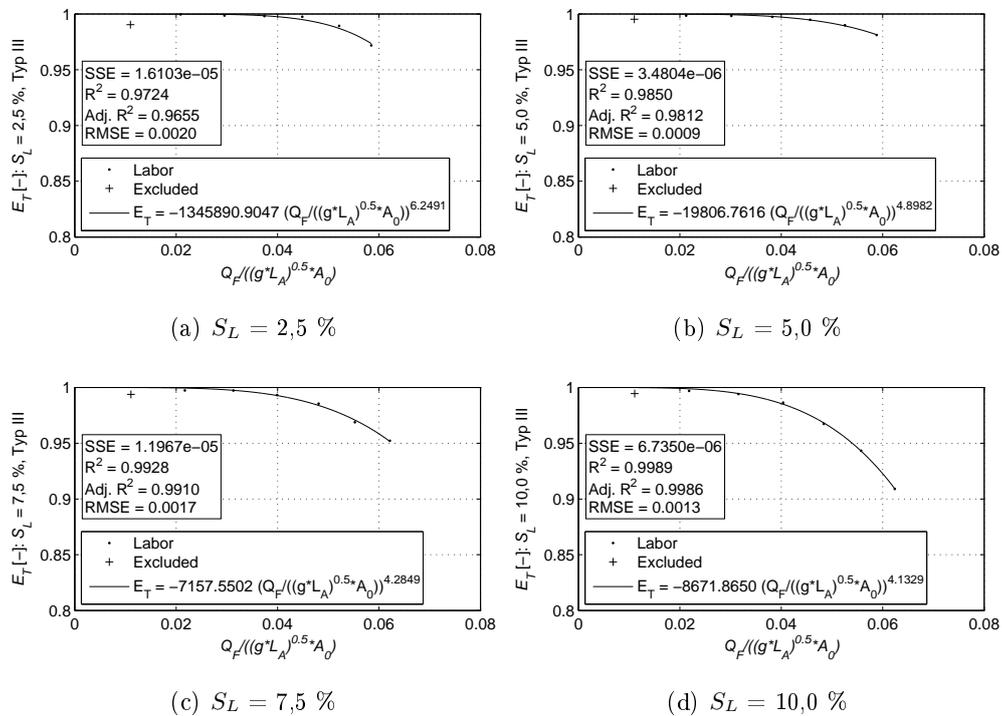


Abbildung H.3: Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ III

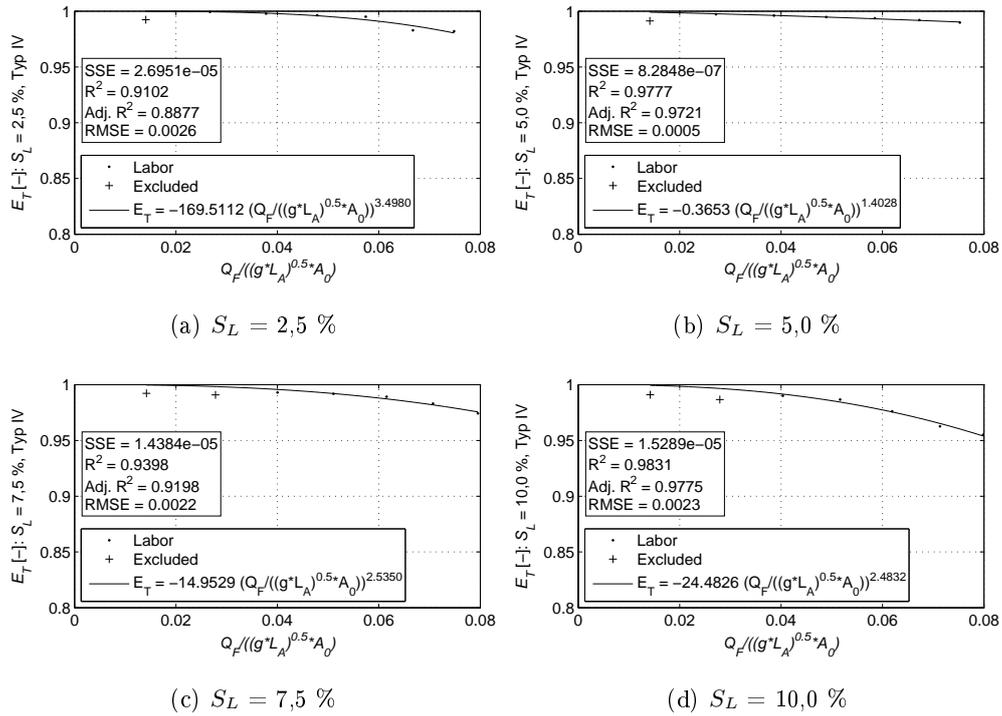


Abbildung H.4: Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ IV

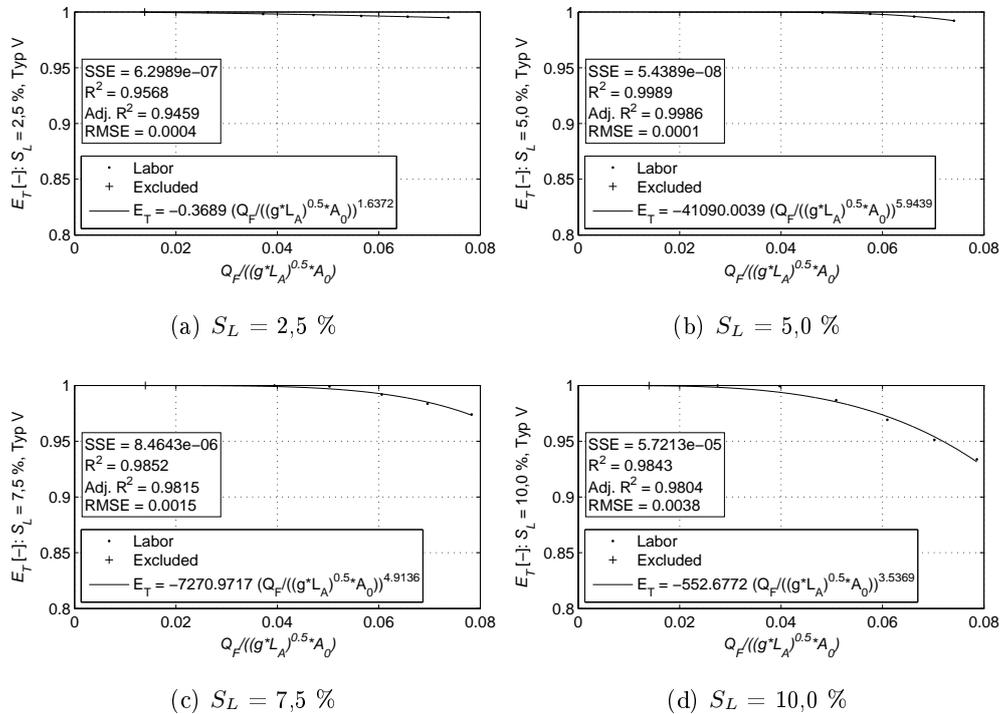


Abbildung H.5: Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ V

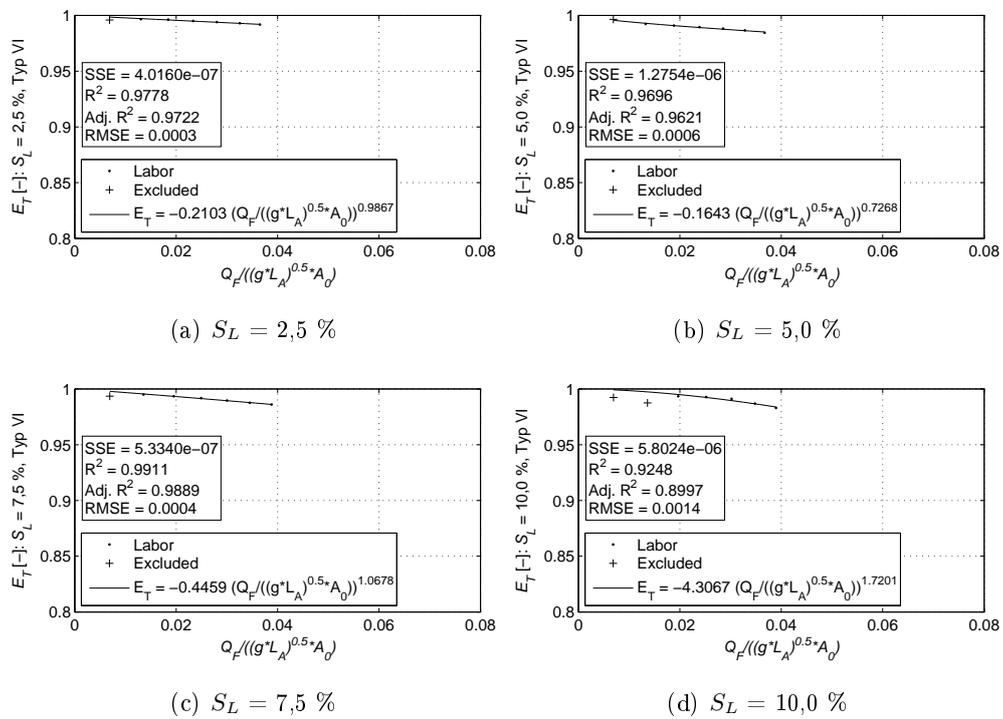


Abbildung H.6: Modifikation/Parameterbestimmung 1: Typ VI

Lebenslauf

Allgemeine Angaben

Name: Kemper (geb. Peterseim)
Vorname: Svenja Katharina
Geburtsdatum: 13. März 1988
Geburtsort: Düsseldorf
Nationalität: deutsch
Familienstand: verheiratet

Tätigkeiten

seit 04/2013 Wissenschaftliche Mitarbeiterin am LuFG Wasserwirtschaft und Wasserbau (WwWb), Bergische Universität Wuppertal (BUW)
09/2012 – 03/2013 Wissenschaftliche Hilfskraft LuFG WwWb, BUW
10/2011 – 08/2012 Wissenschaftliche Mitarbeiterin LuFG WwWb, BUW
04/2010 – 09/2011 Studentische Hilfskraft am LuFG WwWb, BUW
10/2008 – 07/2010 Studentische Hilfskraft am Lehrgebiet Mathematik, BUW

Studium

2007 – 2010 Studium Bauingenieurwesen, Bergische Universität Wuppertal
09/2010 Abschluss: Bachelor of Science (B.Sc.)
2010 – 2013 Studium Bauingenieurwesen – Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau, Bergische Universität Wuppertal
03/2013 Abschluss: Master of Science (M.Sc.)

Schule

1998 – 2000 Theodor-Flidner-Gymnasium, Düsseldorf
2000 – 2007 Städtisches Gymnasium Borghorst, Steinfurt
Abschluss: Abitur