



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen
Heft 43



Stefano Gilli

Die Wirkung von Flussaufweitungen auf Hochwasserwellen – Parameterstudie einer Deichrückverlegung im Flussmittellauf

Der Titel und der Inhalt des Heftes entsprechen der zur Erlangung des akademischen Grades Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.) an der Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden am 28.08.2009 eingereichten und genehmigten Dissertation von Dipl.-Ing. Stefano Gilli.

Rigorosum und Verteidigung:	10.03.2010
Vorsitzender der Promotionskommission: Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle	TU Dresden
Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Helmut Martin (em.) Prof. Dr.-Ing. habil. Gerd Hannes Schmitz	TU Dresden TU Dresden

Dresden, 2010

Bibliografische Informationen

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

Die Wirkung von Flussaufweitungen auf Hochwasserwellen – Parameterstudie einer Deichrückverlegung im Flussmittellauf

**(Effect of river enlargement on flood waves – A parametric study of
a dike relocation in the middle reach of a river)**

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

Dresden: Inst. für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2010

(Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen; H. 43)

Zugl.: Dresden, Techn. Univ., 2010

ISBN 978-3-86780-160-7

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden
von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stamm

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

Technische Universität Dresden

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 33837

Fax: +49 351 463 37141

E-Mail: mail@iwd.tu-dresden.de

Web: <http://iwd.tu-dresden.de>

Redaktion:

Stefano Gilli

Redaktionsschluss:

10.05.2010

Verlag:

Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

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

ISSN 0949-5061

ISBN 978-3-86780-160-7

Kurzfassung

Der Hochwasserschutz stellt für die gegenwärtige Gesellschaft eine Thematik von zunehmender Aktualität dar, besonders unter Berücksichtigung der Verschärfung der extremen meteorologischen Ereignisse infolge des Klimawandels einerseits und der Vergrößerung des Schadenpotenzials in den Auengebieten andererseits. Zu den möglichen Schutzmaßnahmen im Flussmittellauf zählt die in ökologischer Hinsicht sehr effektive Deichrückverlegung (DRV). Um ihre Wirksamkeit bei der Dämpfung der Hochwasserspitzen zu untersuchen, wird eine Parameterstudie mit einem eindimensionalen hydronumerischen Modell (MIKE11) durchgeführt. Dabei wird besonderes Augenmerk auf die Hüllkurve der sich einstellenden Wassertiefe gerichtet, sowohl oberhalb als auch innerhalb bzw. unterhalb des DRV-Abschnitts.

Zunächst wird der Effekt einer Flussaufweitung bei stationärer Strömung theoretisch analysiert. Ausgehend von den Strömungseigenschaften und vom Breitenverhältnis wird eine Bestimmungsgleichung für die effektive Mindestlänge $L_{A\text{eff}}$ einer Aufweitung abgeleitet, ab der eine Wasserspiegelabsenkung stromauf hervorgerufen wird. Die darauffolgenden Untersuchungen beschreiben die Auswirkungen einer solchen Maßnahme bei instationärem Abfluss auf zwei ausgewählte synthetische Hochwasserwellen unter jeweils vier verschiedenen Ansätzen zur Erfassung einer Aufweitung. Die Beiträge zur Retention vom Hauptgerinne und von der Querschnittsvergrößerung werden getrennt berücksichtigt. Darüber hinaus werden Überlegungen über das Verhalten von Hochwasserwellen mit gleichem Abflussscheitel aber unterschiedlicher Fülle beim Durchlaufen der Flussaufweitung angestellt.

Der Gültigkeitsbereich des stationären Ansatzes für die eindimensionale numerische Simulation einer DRV wird mithilfe eines Kriteriums definiert, das auf einer für die Abminderung des Wassertiefenscheitels im Hauptgerinne semi-empirisch abgeleiteten Formel und auf einer Abschätzung der Retention in der DRV basiert. Die Anwendung des o. g. Kriteriums auf die betrachteten Hochwasserereignisse zeigt, dass eine stationäre Betrachtungsweise lediglich für extrem flache Hochwasserwellen (ab einer Anstiegszeit von einigen Tagen) gerechtfertigt ist.

Durch die Ergebnisauswertung von 960 Kombinationen der geometrischen bzw. hydrodynamischen Parameter bei einer DRV im Hochwasserfall konnte der Zusammenhang zwischen den einzelnen Kenngrößen (Länge und Breite der DRV, Rauheit im Hauptgerinne bzw. im Vorland, Hochwasserganglinie) und der Auswirkung der DRV auf Wasserstand

und Durchfluss hergestellt werden. Während oberhalb einer DRV mit einer Länge größer $L_{A\text{eff}}$ immer mit einer Wasserspiegelabsenkung zu rechnen ist, profitieren die Unterlieger von dieser Schutzmaßnahme nur bei kleineren Hochwasserereignissen oder bei Deichrückverlegungen mit erheblicher Ausdehnung.

Dank einer gezielten Auswahl der Ausgangsgeometrie lassen sich die numerischen Ergebnisse auch auf den Elbabschnitt bei Dresden als Anhaltswerte übertragen.

Abstract

Flood protection is a topic of increasing urgency in today's society considering two main factors. Firstly, the growth in damage potential on the riparian zones and secondly, the increase in extreme meteorological events due to climate change. Among the possible flood protection measures for a river's middle reach, dike relocation (DRV) is especially effective from an ecological point of view. To investigate its effectiveness in flood peak attenuation, a parametric study is performed using a one-dimensional hydro-numerical model (MIKE11). Special attention is given to the envelope of the resulting water depths upstream, downstream and within the DRV stretch.

Initially, the effects of river enlargement under steady flow conditions are analysed theoretically. Key hydraulic parameters and the width ratio are used in deriving an equation to determine the minimum effective length $L_{A\text{eff}}$ of an enlargement that will reduce the upstream water depth. An investigation of an enlargement in unsteady flow conditions is then made, focussing on two specific synthetic flood waves with four different models for the enlargement. The contributions to discharge retention from the main channel and the cross section expansion are successfully separately examined. Considerations are then made for the behaviour of flood waves passing the river enlargement with the same peak discharge but different volumes.

A criterion for the validity range of the steady flow approach of the one-dimensional, numerical simulation of a DRV is then defined. This is based on a semi-empirically derived formula for water level attenuation in the main channel, and an estimate of discharge retention in the DRV. The application of this criterion to the observed flood events shows that the steady flow assumption is only valid for extremely flat flood waves (with time to peak of a few days or more).

An analysis of the results from 960 combinations of geometric and hydraulic parameters for the DRV during a flood event is then made. This allowed to derive the relation between individual characteristics (length and width of the DRV, roughness in the main channel and flood plain, flood hydrograph) and the effect of the DRV on water level and discharge. Whilst one can always expect a decrease in the water level upstream of a DRV with length greater than $L_{A\text{eff}}$, the riverside dwellings downstream would only benefit in small scale flood events or with a dike relocation of extensive dimensions.

Thanks to the purposefully selected initial geometry, the numerical results can now provide reference values for Dresden's reach of the river Elbe.

Riassunto

La difesa dalle piene rappresenta per la società odierna una tematica di crescente attualità se si considera in particolare da una parte la crescita del potenziale di danno nelle zone di pertinenza fluviale e dall'altra l'acuirsi di eventi meteorologici estremi dovuto al cambiamento climatico in atto. Tra i possibili interventi di protezione dalle piene nei fiumi di pianura si colloca l'espansione golenale, misura che risulta oltretutto assai efficace dal punto di vista ecologico. Al fine di indagarne anche l'efficacia nei confronti della laminazione del colmo di piena si effettua uno studio parametrico con un programma di modellazione idrodinamica monodimensionale (MIKE11), ponendo particolare attenzione all'inviluppo dei tiranti nel tratto dell'espansione, nonché nei tratti confinanti rispettivamente a monte e a valle della stessa.

Dapprima si analizza dal punto di vista teorico l'effetto di un allargamento fluviale in moto stazionario. A partire dalle condizioni idrauliche della corrente e dal rapporto di restringimento si ricava una formula per la lunghezza minima efficace $L_{A\text{eff}}$ dell'allargamento, a partire dalla quale si genera un abbassamento del pelo libero nel tratto di monte. Nella successiva analisi di un allargamento in moto vario se ne studia l'effetto su due onde di piena sintetiche e per quattro differenti schematizzazioni dell'allargamento, considerando separatamente i contributi alla laminazione dovuti all'alveo principale e all'allargamento della sezione. Ciò consente tra l'altro di trarre conclusioni sul comportamento di onde di piena aventi la stessa portata al colmo ma differente volume al passare per l'allargamento.

Per mezzo di un criterio basato su una formula semiempirica della riduzione del tirante al colmo per l'alveo principale e su una stima della laminazione all'interno dell'espansione golenale, sviluppate nell'ambito di questo lavoro, è possibile definire il campo di validità dell'approccio stazionario alla simulazione monodimensionale di un'espansione golenale. L'applicazione di tale criterio agli eventi di piena presi in considerazione rivela che l'approccio stazionario si giustifica solo per onde di piena estremamente piatte (tempo di crescita a partire da alcuni giorni).

Attraverso l'analisi dei risultati di 960 combinazioni dei parametri geometrico-idraulici di un'espansione golenale al passaggio di un'onda di piena si è potuto ricavare il rapporto tra le singole grandezze significative (lunghezza e larghezza dell'espansione golenale, scabrezza dell'alveo e della gola, idrogramma dell'onda di piena) e l'effetto dell'espansione sui tiranti e sulle portate. Se a monte di un'espansione golenale di lunghezza superiore a $L_{A\text{eff}}$ si presenta sempre un abbassamento del pelo libero, a valle della stessa si può trarre profitto da un simile intervento solo nel caso di onde di piena modeste o per espansioni golenali di dimensioni notevoli.

Una scelta mirata della geometria iniziale consente di estendere i risultati numerici, quali valori indicativi, al tratto del fiume Elba all'altezza di Dresda.

Vorwort

Hochwasser können bekanntlich zur Überflutung der ufernahen Gebiete führen und Schäden an den dort angesiedelten Nutzungen anrichten. Zu den technischen Hochwasserschutzmaßnahmen im Flussmittellauf gehören u.a. die Flussaufweitung und die Deichrückverlegung. Abgesehen von gezielten Fallstudien sind aber ausführliche Untersuchungen über die Wirksamkeit einer solchen Schutzmaßnahme nicht bekannt.

Ziel dieser Arbeit ist daher, die Auswirkungen einer Deichrückverlegung im Hochwasserfall durch eine Parameterstudie näher zu erforschen und die Zusammenhänge zwischen den maßgebenden Faktoren zu definieren.

Die vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden auf Anregung von Prof. Dr.-Ing. habil Helmut Martin. Zum Gelingen dieser Arbeit haben zweifellos seine wissenschaftliche Betreuung, seine ständige Verfügbarkeit und seine Ermutigung beigetragen. Dafür möchte ich ihm auf dieser Stelle aufrichtig danken. Für die Übernahme der Gutachten möchte ich mich außerdem bei Prof. Dr.-Ing. habil. Gerd Hannes Schmitz bedanken.

Mein herzlicher Dank gilt weiterhin meinen Freunden und Kollegen für die fruchtbaren fachlichen Diskussionen und ihre Unterstützung, insbesondere auch bei der Textfassung in deutsch, das für mich nicht Muttersprache ist.

Stefano Gilli
Mai 2010

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Motivation und Zielsetzung	1
1.2	Methodik	3
2	Theoretische Grundlagen	7
2.1	Fließformeln	7
2.2	Die <i>de Saint-Venant-Gleichungen</i>	10
2.3	Lösungsansätze der <i>de Saint-Venant-Gleichungen</i>	18
2.3.1	Kinematische Welle	19
2.3.2	Diffusionswelle	20
2.3.3	Dynamische Welle	22
3	Scheitelreduktion einer Hochwasserwelle	25
3.1	Fließende und stehende Retention	25
3.2	Der Hochwasserscheitel	28
3.3	Theoretische Ansätze	31
3.3.1	Reduktion des Wassertiefenscheitels nach Henderson	31
3.3.2	Abminderung des Durchflussscheitels nach Di Silvio	32
3.3.3	Variation des Durchflussmaximums nach Fiorillo .	34
3.3.4	Vergleich mit einer numerischen Berechnung . . .	36
3.4	Semi-empirische Ansätze	37
3.4.1	Semi-empirische Formel für einen kompakten Querschnitt nach Yen	37
3.4.2	Semi-empirische Formel für einen gegliederten Querschnitt nach Tingsanchali und Lal	39
3.5	Numerische Modelle	41
3.5.1	Der Beitrag von Vorlandüberflutungen nach Haider	41
3.5.2	Der Einfluss von Flussbaumaßnahmen auf den Hochwasserabfluss nach Schwaller und Tölle	42
3.5.3	Abminderung des Durchflussscheitels in einer Parameterstudie von Fischer	43
4	Gerinneaufweitung bei stationärem Abfluss	45

4.1	Energieverluste bei Querschnittsänderung in offenen Gerinnen	45
4.2	Längsprofil der Wassertiefe und Energiehöhe über der Sohle	53
4.2.1	Energiehöhe-Wassertiefe-Beziehung	53
4.2.2	Vergleich des theoretischen Ansatzes mit einem numerischen Beispiel	59
4.2.3	Auswirkung der Aufweitungslänge	63
4.3	Ein Beispiel aus der Praxis: die Elbe bei Lenzen und bei Klöden	66
4.4	Effektive Mindestlänge einer Gerinneaufweitung	68
4.4.1	Wasserspiegelanhebung am Aufweitungsende	68
4.4.2	Ableitung der effektiven Mindestlänge	72
5	Gerinneaufweitung bei instationärem Abfluss	79
5.1	Aufweitungsansätze	79
5.2	Vollständige Erweiterung des Fließquerschnitts	82
5.2.1	Geometrie, Anfangs- und Randbedingungen	82
5.2.2	Erweiterungs-Ansatz (Erw)	84
5.2.3	Storage Area-Ansatz (SA)	87
5.2.4	Umflutkanal-Ansatz (UK)	89
5.2.5	Flutpolder-Ansatz (FP)	89
5.2.6	Retentionswirkung des Gerinnes	91
5.2.7	Retentionswirkung der Aufweitung	93
5.3	Partielle Erweiterung des Fließquerschnitts	99
5.3.1	Geometrie, Anfangs- und Randbedingungen	99
5.3.2	Vergleich partielle/vollständige Querschnittserweiterung	100
5.4	Aufbau des numerischen Modells in MIKE11	105
5.4.1	Querschnittsabstand	105
5.4.2	Der hydraulische Radius	106
5.4.3	Die untere Randbedingung	108
5.4.4	Anfangsbedingungen	112
5.4.5	Programmparameter	113
6	Parameterstudie einer Deichrückverlegung	117
6.1	Problemstellung	117
6.2	Ausgewählter Parametersatz	119
6.3	Kriterium für die Anwendbarkeit des stationären Ansatzes	122
6.3.1	Ableitung eines Kriteriums für das Gerinne	122
6.3.2	Der Gültigkeitsbereich nach Moussa	127

6.3.3	Ableitung eines Kriteriums für die DRV	128
6.4	Nachprüfung der Notwendigkeit eines instationären Ansatzes	131
6.4.1	Anwendung des Kriteriums für die Retention im Hauptgerinne	131
6.4.2	Anwendung des Kriteriums für die Retention in der DRV	132
6.4.3	Konjunktion beider Kriterien	133
6.5	Halbautomatische Prozedur zur Durchführung der Parameterstudie	134
6.5.1	Preprozessor	134
6.5.2	Postprozessor	138
7	Ergebnisanalyse der Parameterstudie einer DRV	141
7.1	Kennzeichnung der Ergebnisse und Normierung der Achsen	141
7.2	Hüllkurven des Wassertiefenscheitels	143
7.2.1	Effekt der DRV-Länge	143
7.2.2	Effekt der DRV-Breite	146
7.2.3	Effekt der Gerinnerauheit	147
7.2.4	Effekt der Vorlandrauheit	148
7.2.5	Zusammenhang mit der Wellenform	149
7.3	Untersuchung charakteristischer Kennwerte	150
7.3.1	Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels	151
7.3.2	Restabsenkung des Wassertiefenscheitels	153
7.3.3	Retentionswirkung und Abminderung des Durchflussscheitels	154
7.3.4	Wassertiefenanhebung am DRV-Auslauf	156
7.4	Fazit	157
8	Zusammenfassung und Ausblick	159
	Literaturverzeichnis	163
	Symbolverzeichnis	169
	Tabellenverzeichnis	174
	Bildverzeichnis	176
A	Diagramme	181
B	Tabellen	197

1 Einführung

1.1 Motivation und Zielsetzung

Das zeitlich begrenzte Anschwellen des Durchflusses über den Basisdurchfluss eines Fließgewässers, das eine für jeden Fließquerschnitt zu bestimmende Grenze überschreitet, wird als Hochwasser definiert (DYCK, 1980). Steigt der Wasserstand höher als die Deichkrone bzw. die Uferkante, kommt es zur Überschwemmung des angrenzenden Gebietes. Hochwasser sind ein Bestandteil des natürlichen Wasserkreislaufes: In großen Einzugsgebieten entstehen sie durch ergiebigen, großflächigen Dauerregen bzw. in kleineren Einzugsgebieten eher aus kurzzeitigen Starkniederschlägen. Auch das bei Tauwetter aus Schnee freigesetzte Schmelzwasser ist oft Ursache von Hochwasser. Aber nicht nur meteorologische Faktoren, sondern auch anthropogene Eingriffe in die natürlichen Speichermöglichkeiten von Gewässer, Boden und Bewuchs beeinflussen das Hochwassergeschehen.

Seit jeher hat der Mensch die Wasserläufe als bevorzugte Verkehrswege genutzt, und er ist in denjenigen Uferregionen sesshaft geworden, die für die Landwirtschaft besonders geeignet sind. Jedoch erst seit Beginn der industriellen Revolution gab es ein Anwachsen höherwertiger Nutzungen in Form von Siedlungen, Gewerbe und Infrastruktur, die sich mit der Zeit in den günstigen Lagen der Uferbereiche verdichtet haben.

Begünstigt haben diese Entwicklung in den letzten beiden Jahrhunderten die großen Begradigungsmaßnahmen und anschließenden Urbarmachungen mooriger Gebiete, die die größten europäischen Flüsse betrafen. Andererseits, wenn die Hochwasserereignisse nicht persönlich miterlebt werden, nimmt das Bewusstsein, sich im Überflutungsgebiet zu befinden, mit der Zeit ab. Vor allem die Zeiten geringerer Hochwasseraktivität in den 50er, 60er und 70er Jahren haben dazu geführt, dass sich der Siedlungsdruck in die Gebiete entlud, die vorherige Generationen aufgrund überlieferter Erfahrung gemieden hatten (LAWA, 1995).

Es ist allgemein bekannt, dass sich regelmäßig meteorologische Ereignisse zeigen, die derartige Hochwasser verursachen, dass sie von den Menschen als „außergewöhnlich“ angesehen werden; das heißt Hochwasser mit Scheitelwerten, die das von den errichteten Deichen zugelassene

Abflussvermögen übersteigen. Es genügt, an das zerstörerische Elbhochwasser vom August 2002, an das „Pfungsthochwasser“ der Donau 1999, an die Überschwemmungen der Oder im Juli 1997 oder an die beiden Winterhochwasser vom Rhein 1993 und 1995 zu erinnern, um nur bei den Überschwemmungen der letzten Jahre zu bleiben, die Deutschland in Mitleidenschaft gezogen haben. Ob die Folgen des Klimawandels (globale Erwärmung) das Hochwasserrisiko der größeren Gewässer Mitteleuropas verschärfen oder nicht, muss erst noch genauer erforscht werden. Die Klimaveränderung wird jedoch in Zukunft wahrscheinlich zu einer Zunahme der größeren Hochwasser führen, besonders bei Flüssen mit kleineren Einzugsgebieten.

Für die gegenwärtige Gesellschaft ergibt sich daraus, dass Anstrengungen zur Vermeidung von Überflutungen in Zonen, in denen heute schützenswerte Objekte angesiedelt sind, unumgänglich und immer aktuell sind. Der Schutz von Menschenleben und die Erhaltung materieller Werte ist Pflicht der Gesellschaft.

Zu den zielgerichteten örtlichen Hochwasserschutzmaßnahmen im Mittellauf eines Flusses gehören Deicherhöhung, Ausführung einer Umflutrinne, Abführung eines Teilabflusses in einen anderen Wasserlauf/See, Reaktivierung abgetrennter Altarme, Flussaufweitung, Deichrückverlegung (DRV) und Ausführung eines gesteuerten/ungesteuerten Flutpolders.

In dem Fall, dass für die Abminderung des Hochwasserscheitels eine bestimmte Landfläche einbezogen werden soll, stehen als Flussbaumaßnahmen die Ausführung eines Flutpolders und eine DRV zur Auswahl. Erstere lässt bei der Reduzierung des Pegelstandes zweifellos eine größere Wirksamkeit zu, unter der Bedingung, dass die Einlaufbauwerke richtig bemessen sind bzw. bei einem gesteuerten Flutpolder im rechten Moment geöffnet werden. Die zweite hat Vorteile in ökologischer Hinsicht – Entwicklung einer höheren Dynamik und naturnaher Verhältnisse in der Aue –, verursacht geringere Ausführungs- und Betriebskosten und wird von den Bürgern als weniger störend wahrgenommen (NESTMANN UND BÜCHELE, 2002; LORENZ, 2003). Über ihre Wirksamkeit finden sich jedoch in der Literatur keine ausführlichen Studien. Es gibt einige Berichte über einzelne Projekte (BAW, 2000) sowie Untersuchungen zum Einfluss des Vorlands auf die Verformung von Hochwasserwellen (HAIDER, 1994; SCHWALLER UND TÖLLE, 2005), aber abgesehen von der kürzlich erschienenen Arbeit von FISCHER (2008) sind weitergehende Studien nicht bekannt, die eine DRV an einem Flussabschnitt im Mittellauf berücksichtigen.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist daher, dazu beizutragen, diese Wis-

senzlücke durch eine Parameterstudie über die Auswirkung einer Deichrückverlegung im Flussmittellauf beim Durchgang einer Hochwasserwelle zu schließen. Besonderes Augenmerk wird dabei unter Berücksichtigung der Wellenform auf die Wirkung von Abmessungen und Rauheit der DRV auf den Hochwasserscheitel gelegt.

1.2 Methodik

Nach der Einführung der Gleichungen, die der hydronumerischen eindimensionalen (1D-HN) Modellierung des Abflusses in offenen Gerinnen zugrunde liegen – der so genannten *de Saint-Venant-Gleichungen* – und nach der Beschreibung der gewöhnlichen Lösungsansätze mit ihren Einschränkungen und Annäherungen (Kapitel 2) erfolgt eine stufenweise Analyse der hydrodynamischen Eigenschaften einer Hochwasserwelle beim Durchlaufen einer Flussaufweitung. Um die Wirkung zu untersuchen, die eine Flussaufweitung auf den Wasserstand in Zusammenhang mit einer Hochwasserwelle hat, muss zuerst unterschieden werden zwischen dem Effekt des Gerinnes zur Verformung der Hochwasserwelle (Kapitel 3) und dem Beitrag, der sich aus dem Vorhandensein der Aufweitung ergibt. Deren Wirkung wird zunächst (Kapitel 4) bei stationärem Abfluss mit einer theoretischen Herangehensweise untersucht, in der vor allem auf die sich einstellende Wasserspiegellinie geachtet wird. Im Folgenden wird die Wirkung berücksichtigt, die sich aus der Instationarität der Hochwasserwelle ergibt, wobei auf einen 1D-HN-Ansatz, die Software MIKE11 vom Danish Hydraulic Institute, zurückgegriffen wird (Kapitel 5).

In diesem Zusammenhang werden vier Ansätze verglichen – nämlich: Querschnittserweiterung, *Storage Area*, Umflutkanal und Flutpolder –, die in der Software implementiert sind und von denen jeder ein unterschiedliches hydraulisches Verhalten einer Aufweitung darstellt. Auf der Grundlage einer vereinfachten Geometrie und zweier synthetischer Hochwasserwellen wird für jeden Ansatz die relative Retentionswirkung herausgestellt. Die gleiche Analyse erfolgt für eine vollständige sowie für eine partielle Vergrößerung des Fließquerschnittes.

Für die Parameterstudie einer DRV werden schließlich der Ansatz der Erweiterung und die partielle Vergrößerung des Fließquerschnittes gewählt (Kapitel 6). Ein Trapezgerinne von Sohlgefälle und Dimensionen, die jener der Elbe bei Scharfenberg (ca. 22 km stromab von Dresden) vergleichbar sind, dient als Ausgangsgeometrie. Besondere Aufmerksamkeit

wird dabei auf die Einhüllende des Wassertiefenscheitels gelegt, zum einen in Bezug auf die Parameter Länge und Breite der DRV sowie Gerinne- und Vorlandrauheit, zum anderen im Verhältnis zu vier synthetischen Zuflussganglinien. Darunter spiegeln drei Zuflussganglinien ausgewählte Elbe-Hochwasser wider.

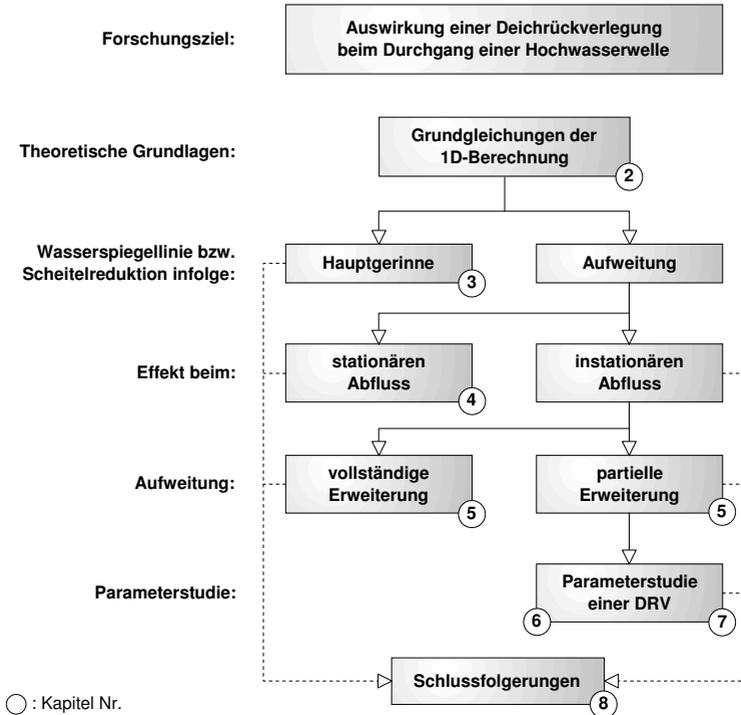


Bild 1.1: Aufbau der Arbeit mit Schwerpunkten der einzelnen Kapitel

Die Notwendigkeit, einen instationären Ansatz zu verwenden, wird mithilfe zweier Kriterien überprüft, die im Rahmen dieser Arbeit entwickelt werden: eines semiempirischen Kriteriums für die Retention im Hauptgerinne und eines auf einer konzeptionellen Annäherung basierenden Kriteriums für die Retention im Vorland. Die Ergebnisse der Parameterstudie werden im Kapitel 7 analysiert und in dimensionsloser Form dargestellt. Dafür wird eine semiautomatische Prozedur eingesetzt, die für die Aufbereitung der Ausgabe-Dateien entwickelt wird. Abschließend fasst das Kapitel 8 die wichtigsten Ergebnisse zusammen, die sich nach und nach aus den jeweiligen Abschnitten der vorliegenden Arbeit ergeben, und gibt einen Ausblick auf den weiteren Forschungsbedarf. Bild

1.1 zeigt eine graphische Darstellung des Aufbaus der Arbeit mit den Schwerpunkten der einzelnen Kapitel.

Konventionen

Wenn nicht anders angegeben, werden in der vorliegenden Arbeit folgende Konventionen eingehalten:

- Die Fließrichtung in den Längsprofilen zeigt nach rechts.
- Die Kilometrierung wird in Fließrichtung berechnet und ihr Beginn am oberen Rand der untersuchten Fließstrecke festgesetzt.
- Die Blickrichtung auf die Querprofile entspricht der Fließrichtung.

2 Theoretische Grundlagen

In diesem Kapitel werden die grundlegenden Gleichungen einer mathematischen Beschreibung des Abflusses in offenen Gerinnen eingeführt. Zuerst (Abschnitt 2.1) werden die herkömmlichen Fließformeln – Ausdruck der Beziehungen zwischen den maßgebenden Strömungsgrößen – kurz beschrieben. Dann werden die Bewegungsgleichungen für den eindimensionalen, allmählich veränderlichen instationären Abfluss, die sogenannten De Saint-Venant-Gleichungen, abgeleitet (Abschnitt 2.2). Die Lösungsansätze dieser Gleichungen und die entsprechende Annäherungen sind schließlich Gegenstand von Abschnitt 2.3.

2.1 Fließformeln

Die Erforschung der Beziehung zwischen der mittleren Fließgeschwindigkeit u – oder in Alternative zwischen dem Durchfluss $Q = uA$ – und der Wassertiefe h , die sich in Abhängigkeit von der Gerinnequerschnittsform, dem Gefälle und den Rauheitscharakteristiken einstellt, stellt ein zentrales Thema in der Gerinnehydraulik seit über 250 Jahren dar. Zahlreiche Formeln, die den mathematischen Zusammenhang zwischen Strömungs- und Gerinneparametern zu erfassen versuchen, sind auf theoretischer bzw. empirischer Basis vorgeschlagen worden. Schon in der zweiten Hälfte des 18. Jahrhundert beschäftigten sich BRAHMS und DE CHÉZY unabhängig voneinander mit dem Gedanken, dass – unter der Voraussetzung einer gleichförmigen stationären Bewegung – die an einem Wasserelement angreifende Schwerkraft mit der Reibungskraft der Wände im Gleichgewicht stehen muss. 1775 fasste DE CHÉZY als Erster diese Überlegungen in eine Formel zusammen

$$u = C \cdot \sqrt{r_{\text{hy}} \cdot I_0}, \quad (2.1)$$

die als *Brahms-de Chézy Formel* bekannt ist. Darin ist die Konstante C [$\text{m}^{1/2}\text{s}^{-1}$] von der Gerinnerauheit abhängig, der hydraulische Radius r_{hy} bringt die Gerinneform als Verhältnis der Fließfläche zum benetzten Umfang zum Ausdruck und I_0 drückt das Sohlgefälle aus. Im Laufe der

Jahre beschäftigten sich zahlreiche Autoren (KUTTER, BAZIN, MARCHI u. a.) mit der empirischen Bestimmung des Beiwerts C , mit dem Ziel, die aus den Vereinfachungen stammenden Ungenauigkeiten in der Fließformel 2.1 zu beheben. Die aus der Arbeit von GAUKLER 1868, MANNING 1890 und STRICKLER 1923 entstandene Potenzformel

$$u = k_{\text{St}} \cdot r_{\text{hy}}^{2/3} \cdot I_0^{1/2} \quad (2.2)$$

ist noch heute die meist verbreitete und verwendete Fließformel für Gerinneströmungen. Dies verdankt sie unter anderem einer Vielzahl von Feldmessungen, die als Basis einer umfangreichen Datengrundlage im hydraulisch rauhen Bereich (*Reynoldszahl* $Re > 10^5$) dienen. In dieser Gleichung ist der Reibungsbeiwert k_{St} – auch *Strickler*-Beiwert genannt – ähnlich wie in der *Brahms-de Chézy Formel* dimensionsbehaftet und hat die Maßeinheiten $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$. Als Fortsetzung des Ansatzes von DE CHÉZY sieht STRICKLER nicht nur die Abhängigkeit des Reibungsbeiwerts C von der Rauheit, sondern bringt ihn mit der sechsten Wurzel des hydraulischen Radius in Korrelation:

$$C = k_{\text{St}} \cdot r_{\text{hy}}^{1/6} .$$

STRICKLER versucht außerdem – später folgt dazu eine Korrektur von GARBRECHT (1961) – den Beiwert als Funktion der Rauheitshöhe abzuleiten:

$$k_{\text{St}} = \frac{\text{Konst.}}{d_{90}^{1/6}} \quad \text{mit Konst.} = \begin{cases} 21,1 & (\text{Strickler, 1923}) \\ 26,0 & (\text{Garbrecht, 1961}) \end{cases}$$

Darin bezeichnet d_{90} den Korndurchmesser mit 90% Siebdurchgang. Im englischsprachigen Raum, mit der Geschwindigkeit in ft/s bzw. dem hydraulischen Radius in ft ausgedrückt, wird üblicherweise die *Manning Formel* verwendet:

$$u = \frac{1,49}{n} \cdot r_{\text{hy}}^{2/3} \cdot I_0^{1/2} . \quad (2.3)$$

Darin stellt die Konstante 1,49 einen Umrechnungsfaktor von metrischen in englische Maßeinheiten dar, so dass der *Manningbeiwert* n im SI als Kehrwert des *Strickler*-Beiwerts

$$n = \frac{1}{k_{\text{St}}}$$

betrachtet werden kann. Streng genommen schließen diese Reibungsbeiwerte auch die Auswirkungen von Querschnittsform und Formwiderstand

ein, so dass eine innewohnende Abhängigkeit von der Strömungsstruktur nicht vergessen werden darf. Weil jedoch diese Abhängigkeit bei voll ausgebildeter Turbulenz verhältnismäßig schwach ist, werden die Reibungsbeiwerte in der Praxis als konstant angenommen.

Ein weiterer Ansatz für eine Fließformel besteht darin, die bekannte *Darcy-Weisbach-Formel* für das Energiegefälle I entlang einer Druckrohrleitung

$$I = \frac{\lambda}{d} \cdot \frac{u^2}{2g}, \quad (2.4)$$

der Strömung in offenen Gerinnen zu erweitern. In Gleichung 2.4 bezeichnet l die Länge, d den Durchmesser und λ einen dimensionslosen Widerstandsbeiwert (Rohrreibungsbeiwert), der aus den Arbeiten von PRANDTL, NIKURADSE, VON KÁRMÁN sowie von COLEBROOK und WHITE als implizite Funktion der Reynoldszahl und der relativen Rauheit k/d

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \lg \left(\frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k/d}{3,71} \right) \quad (2.5)$$

ausgedrückt werden kann. Darin bezeichnet k die absolute Rauheit und ist in Meter einzusetzen. Um den Rohrreibungsbeiwert auf offene Gerinne zu übertragen, werden passende, empirisch ermittelte Formbeiwerte f_g und f_r anstelle der Konstanten 2,51 bzw. 3,71 eingesetzt und der Rohrdurchmesser wird durch den hydraulischen Durchmesser

$$d_{\text{hy}} = 4 \cdot r_{\text{hy}}$$

ersetzt. Die für offene Gerinne übliche Form von Gleichung 2.5 lautet somit:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2,0 \cdot \lg \left(\frac{f_g}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k/r_{\text{hy}}}{4 \cdot f_r} \right). \quad (2.6)$$

Nach Einsetzen der Gl. 2.6 in die *Darcy-Weisbach Formel* ergibt sich ähnlich wie bei der Druckrohrhydraulik auch für offene Gerinne folgende universelle Fließformel:

$$u = -4,0 \cdot \lg \left(\frac{f_g \cdot \nu}{8 \cdot r_{\text{hy}} \cdot \sqrt{2g \cdot r_{\text{hy}} \cdot I}} + \frac{k/r_{\text{hy}}}{4 \cdot f_r} \right) \cdot \sqrt{2g \cdot r_{\text{hy}} \cdot I} \quad (2.7)$$

Für den hydraulisch rauhen Bereich – in natürlichen Fließgewässern ist dies immer der Fall – wird eine vereinfachte Form abgeleitet, indem der

erste Summand im Argument des Logarithmus, der die innere Reibung ausdrückt, vernachlässigt wird und der Beiwert

$$C_r = 4 \cdot \lg(4 \cdot f_r) \cdot \sqrt{2g}$$

eingeführt wird. Damit ergibt sich

$$u = \left(C_r + 17,71 \cdot \lg \frac{r_{hy}}{k} \right) \sqrt{r_{hy} \cdot I}. \quad (2.8)$$

Obwohl diese Formel den Einfluss von Rauheit und Querschnittsform genauer erfasst und Richtwerte für C_r und k in der Literatur nicht fehlen (DVWK, 1991; BOLLRICH, 2000), erfordert der Einsatz der (vereinfachten) universellen Fließformel einen größeren Aufwand als der der *Manningformel* 2.2. So bleibt letztere – eventuell durch Korrekturbeiwerte für den Bewuchseinfluss auf die Rauheit ergänzt (INDLEKOFER, 2004) – die am meisten verwendete Fließformel für offene Gerinne. Die Bestimmung der Korrektur- bzw. Rauheitsbeiwerte sowie die Anwendung der oben stehenden Fließformeln bei unterschiedlichen Gerinnestrukturen (Riffel und Dünen, Krümmung und Mäander, Vorlandbewuchs, Buchten und Altarme) wird z. B. in LFU (2002) ausführlich behandelt.

2.2 Die *de Saint-Venant-Gleichungen*

Der Ablauf einer Hochwasserwelle kann von dem hydrodynamischen Gesichtspunkt aus als instationäre, allmählich veränderliche Strömung betrachtet werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Geschwindigkeitskomponenten in Fließrichtung bedeutend größer sind als die vertikalen bzw. transversalen Komponenten. In diesem Fall wird der Strömungsvorgang recht gut durch einen vereinfachten eindimensionalen Ansatz beschrieben. Die Aufstellung eines Gleichungssystems, das dieses Phänomen in mathematischen Formeln fasst, basiert auf zwei grundlegenden Erhaltungssätzen: die Erhaltung der Masse und die Erhaltung der Energie (oder des Impulses). Im Folgenden werden die Gleichungen dieses Systems – als *de Saint-Venant-Gleichungen* bekannt (DE SAINT-VENANT, 1871) – hergeleitet, um einen Aufschluss über die Einflussgrößen, Begrenzungen und Vereinfachungen zu geben, die diesen Ansatz charakterisieren.

Bild 2.1 zeigt einen Abschnitt eines nicht-prismatischen Gerinnes der infinitesimalen Länge Δx . Das von der Sohle und den Fließquerschnitten A_1 und A_2 begrenzte Volumen stellt das betrachtete Kontrollvolumen V

Annahme, dass der Seitenzufluss gleich Null ist, folgt aus der Gleichung (2.9)

$$\rho \cdot \left[\frac{\partial V}{\partial t} + (\bar{v}_2 \cdot A_2 - \bar{v}_1 \cdot A_1) \right] = 0. \quad (2.10)$$

Darin bezeichnet \bar{v}_i die Durchschnittsgeschwindigkeit orthogonal zur Fließfläche i :

$$\bar{v}_i = \frac{\int_{A_i} \vec{v} \cdot d\vec{A}_i}{A_i}. \quad (2.11)$$

Die Fließgeschwindigkeit in einem Gewässer ist eigentlich eine Funktion von der Lage $v(x, y, z)$, aber das vertikale Geschwindigkeitsprofil kann bei geringen Wassertiefen normalerweise vernachlässigt werden, so dass die Geschwindigkeit in einem Querschnitt nur noch in Querrichtung variiert: $v = v(x, y)$. Bei einer eindimensionalen Betrachtung begnügt man sich schließlich mit einem über den Querschnitt gemittelten Wert $\bar{v}(x)$. Dieser kann wie in Gl.2.11 durch Integration über die Fließfläche abgeleitet werden.

Aus der Linearität der geometrischen Größen im Abschnitt Δx kann das Volumen als Produkt der mittleren Fließfläche A und der Länge Δx geschrieben werden: $V = A \cdot \Delta x$. Wird nun der Durchfluss durch die Fließfläche i mit $Q_i = \bar{v}_i \cdot A_i$ gekennzeichnet, dann lässt sich Gleichung (2.10) umschreiben zu:

$$\Delta x \cdot \frac{\partial A}{\partial t} + \Delta Q = 0. \quad (2.12a)$$

Wenn der Abstand zwischen den Querschnitten 1 und 2 gegen Null geht ($\Delta x \rightarrow 0$), führt Gleichung (2.12a) zur differenzialen Form der Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0. \quad (2.12b)$$

Ein kinematischer Ansatz – wie die Kontinuitätsgleichung – reicht allein jedoch nicht aus, um Fließvorgänge zu erfassen. Es bedarf dazu noch einer dynamischen Gleichung, die die auf die Flüssigkeitsmasse wirkenden Kräfte berücksichtigt. Sie folgt aus dem Grundgesetz der Dynamik, auch *2. Newtonsches Gesetz* genannt, und besagt, dass die

geometrische Summe aller an einer Flüssigkeitsmasse angreifenden Kräfte gleich der Änderung des Impulsstroms der Masse ist:

$$\sum \vec{F}^e = \frac{d}{dt} (m \vec{v}) .$$

Durch Anwendung des *Reynolds'schen Transportsatzes* auf den Impuls $m \cdot \vec{v}$ folgt

$$\sum \vec{F}^e = \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho \cdot \vec{v}(x) \cdot dV + \int_S \rho \cdot \vec{v}(x) \cdot \vec{v}(x) \cdot d\vec{S} . \quad (2.13)$$

Darin bezeichnet

$$\sum \vec{F}^e = \vec{F}_G + \vec{F}_R + \vec{F}_D$$

die an das Kontrollvolumen angreifenden Kräfte: Gewichtskraft \vec{F}_G , Reibungskraft infolge Sohlschubspannung \vec{F}_R und Druckkraft \vec{F}_D .

Die vektorielle Gleichung 2.13 gilt auch für die einzelnen Komponenten; besonders hilfreich für die Herleitung eines aussagekräftigen Zusammenhanges der dynamischen Größen ist die Projektion der Gl. 2.13 in Fließrichtung x . Im Folgenden wird die daraus resultierende skalare Gleichung betrachtet. Angreifende Kräfte und Impulswerte werden zweckmäßig auf die x Achse projiziert. Die Komponente der Gewichtskraft in Fließrichtung beträgt

$$F_G = \rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \cdot \sin \theta ,$$

wobei θ den Neigungswinkel der Sohle gegenüber der Horizontalen bezeichnet. Für relativ flache Gewässer (nach CHOW (1959) z. B. für Sohlgefälle $I_0 \leq 0,1$) gilt

$$\sin \theta \approx \tan \theta = I_0 = - \frac{\partial z}{\partial x} ,$$

so dass sich für die Gewichtskraft die Form ergibt:

$$F_G = \rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \cdot I_0 . \quad (2.14)$$

Außerdem kann auch die Senkrechte zur Sohle durch die Vertikale ersetzt werden, somit wird die hydrostatische Druckverteilung über die Senkrechte auf die Vertikale übernommen. Werden mit τ_0 und l_U die über den Abschnitt Δx gemittelten Werte für die Wandschubspannung bzw.

für den benetzten Umfang gekennzeichnet, so gilt für die Komponente der Reibungskraft in Fließrichtung:

$$F_R = -\tau_0 \cdot l_U \cdot \Delta x . \quad (2.15)$$

Die Wasserdruckkraft F_D auf die Fließfläche A , die eine Wassertiefe h aufweist, folgt aus der Hydrostatik und in Anlehnung an Bild 2.2 zu

$$F_D = \rho \cdot g \cdot A \cdot y_G = \rho \cdot g \cdot \int_0^h (h - y) \cdot T(y) \cdot dy . \quad (2.16)$$

Darin bezeichnet y_G die Schwerpunkthöhe der Fließfläche über der Sohle und $T(y)$ die Breite in einer Höhe y über der Sohle.

Die Komponente der Druckkraft in Fließrichtung F_{D_N} ergibt sich als Summe der auf die begrenzenden Querschnitte A_1 und A_2 wirkenden Druckkräfte

$$F_{D_1} = F_D - \frac{\partial F_D}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2}$$

$$F_{D_2} = F_D + \frac{\partial F_D}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2}$$

plus des Beitrages des Druckes auf Sohle und Seitenwände in x-Richtung $F_{D,l_{Ux}}$:

$$F_{D_N} = - \frac{\partial F_D}{\partial x} \cdot \Delta x + F_{D,l_{Ux}} . \quad (2.17)$$

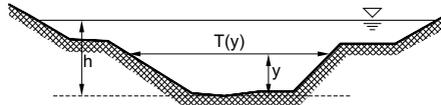


Bild 2.2: Fließfläche und Kenngrößen für die Ableitung der Wasserdruckkraft

Mit A' soll die Projektion der benetzten Fläche $l_U \cdot \Delta x$ auf die y - z -Ebene bezeichnet werden. Nach Integration des hydrostatischen Druckes über die benetzte Fläche folgt aus der Gleichgewichtsbetrachtung, dass $F_{D,l_{Ux}}$ gleich der auf A' wirkenden Druckkraft, aber ihr entgegen gesetzt ist:

$$F_{D_{l_{Ux}}} = \rho \cdot g \cdot y'_G \cdot A' . \quad (2.18)$$

Werden Gleichung 2.18 und 2.16 in Gleichung 2.17 eingesetzt, so ergibt sich die resultierende Druckkraft in Fließrichtung zu

$$F_{D_N} = -\rho \cdot g \cdot \Delta x \cdot \frac{\partial}{\partial x} \int_0^h (h - y) \cdot T(y) \cdot dy + \rho \cdot g \cdot y'_G \cdot A' .$$

Nach Verwendung der *Leibnizschen Regel*, um die Differentiation unter dem Integralzeichen auszuführen, erhält man nach einigen Umformungen

$$F_{D_N} = -\rho \cdot g \cdot \Delta x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \underbrace{\int_0^h T(y) \cdot dy}_A - \rho \cdot g \cdot \underbrace{\int_0^h (h-y) \cdot \frac{\partial T(y)}{\partial x} \cdot \Delta x \cdot dy}_{y'_G \cdot A'} + \rho \cdot g \cdot y'_G \cdot A',$$

wobei das erste Integral die Fließfläche A bzw. das zweite das Produkt aus der Projektion der benetzten Fläche A' und deren Schwerpunkthöhe y'_G darstellen. Die resultierende Druckkraft schreibt sich letztendlich zu

$$F_{D_N} = -\rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \cdot \frac{\partial h}{\partial x}. \quad (2.19)$$

Das erste Integral rechts im *2. Newtonschen Gesetz* 2.13 kann auf der Grundlage des linearen Ansatzes für das Kontrollvolumen und nach Einsetzen von

$$\bar{A} = \frac{A_1 + A_2}{2}$$

und von der Geschwindigkeit \bar{v} im Querschnitt \bar{A} umgeschrieben werden in

$$\Delta x \cdot \rho \cdot \bar{v} \cdot \int_{\bar{A}} dA = \Delta x \cdot \rho \cdot \bar{v} \cdot \bar{A}.$$

Das zweite Integral – der Impulsaustausch durch die Randoberfläche – kann nach Einführung des Impulsausgleichswertes

$$\alpha' = \frac{\int_A v^2 \cdot dA}{\bar{v}^2 \cdot A} \quad (2.20)$$

in der Form

$$\left[\rho \cdot \alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right]_2 - \left[\rho \cdot \alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right]_1 = \rho \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right) \cdot \Delta x \quad (2.21)$$

geschrieben werden. Nach Ersetzen aller Teile in Gl. 2.13 folgt schließlich

$$\begin{aligned} & -\rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \cdot \frac{\partial h}{\partial x} - \tau_0 \cdot l_U \cdot \Delta x + \rho \cdot g \cdot A \cdot \Delta x \cdot I_0 \\ & = \rho \cdot \frac{\partial}{\partial t} (\bar{v} \cdot \bar{A}) \cdot \Delta x + \rho \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right) \cdot \Delta x. \end{aligned}$$

Wird noch das Energieliniengefälle I_E über den Ansatz für die Wand Schubspannung

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot I_E \cdot \frac{A}{l_U}$$

eingeführt, so folgt nach einigen Umformungen der Impulssatz für den eindimensionalen Fall:

$$\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t}}_{(1)} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right)}_{(2)} + \underbrace{g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x}}_{(3)} = \underbrace{g \cdot A \cdot I_0}_{(4)} - \underbrace{g \cdot A \cdot I_E}_{(5)} \quad (2.22)$$

In der Gleichung sind noch die einzelnen Kraft- bzw. Impulsbeiträge erkennbar. Die gekennzeichneten Summanden stehen für folgende Größen:

- (1) Innere Impulsänderung (linkes Integral in Gl. 2.13)
- (2) Impulsaustausch durch die Randoberfläche (Gl. 2.21)
- (3) Hydrostatischer Druckanteil (Gl. 2.19)
- (4) Gewichtskraftwirkung (Gl. 2.14)
- (5) Wandreibungswirkung (Gl. 2.15)

Gleichung 2.22 wird auch „dynamische Gleichung“ des Systems genannt, weil sie – im Gegensatz zur Kontinuitätsgleichung, die nur einen kinematischen Charakter besitzt – aus der Gleichgewichtsbetrachtung abgeleitet ist. Oft wird sie explizit durch Einsetzen des Energieliniengefälles aus einer Fließformel (hier aus der *Manningformel*)

$$I_E = \frac{Q \cdot |Q|}{k_{St}^2 \cdot A \cdot r_{hy}^{4/3}}$$

und nach Zusammenlegen der Terme (3) und (4) umgeformt in

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h_W}{\partial x} + g \cdot \frac{Q \cdot |Q|}{k_{St}^2 \cdot A^2 \cdot r_{hy}^{4/3}} = 0 \quad (2.23)$$

Darin bezeichnet h_W den Wasserstand und r_{hy} den hydraulischen Radius A/l_U . Das ist üblicherweise die verwendete Form der dynamischen

Gleichung, um zusammen mit der Kontinuitätsgleichung das Gleichungssystem für die Lösung instationärer Fließvorgänge aufzustellen (DHI, 2004; HEC, 2008).

Für die Anwendbarkeit der *De Saint-Venant-Gleichungen* (2.12b und 2.22) müssen folgende Bedingungen eingehalten bzw. Annäherungen berücksichtigt werden (BOLLRICH, 1989):

- Hydrostatische Druckverteilung (gilt wenn die Stromfäden eine geringe Krümmung aufweisen).
- Gleichförmige Geschwindigkeitsverteilung über die Wassertiefe (turbulente Strömung im flachen Gewässer).
- Vernachlässigung der vertikalen Beschleunigung.
- Relativ kleines Sohlgefälle $I_0 \leq 0,1$ (gilt für die meisten Fließgewässer).
- Energieverluste infolge Reibung bei instationärem Abfluss dürfen mit einer Fließformel für den stationären gleichförmigen Abfluss (*Manning-Strickler*, *Chézy*, *Bazin*, etc.) angenähert werden.
- Konstante Wasserdichte und feste Sohle.

Die hydrodynamischen Eigenschaften der Flüsse in ihrem Mittellauf ermöglichen auch im extremen Fall eines Hochwasserereignisses das Einhalten dieser Bedingungen, so dass der Ablauf einer Hochwasserwelle mithilfe dieser partiellen Differenzialgleichungen weitgehend berechnet werden kann. Für den Anwendungsbereich eindimensionaler hydronumerischer Modelle (1D-HN-Modelle) zur Lösung der *de Saint-Venant-Gleichungen* siehe u. a. BLOSS (2003).

2.3 Lösungsansätze der *de Saint-Venant-Gleichungen*

Die Oberflächenwellen eines Wasserkörpers gliedern sich nach dem Verhältnis Wassertiefe zu Wellenlänge h/λ in (FIORILLO, 2003):

Translationswellen ($h/\lambda \rightarrow 0$): Sie pflanzen sich in flachen Gewässern fort (*shallow water waves*), wobei die Störung die gesamte Fließfläche betrifft. Mit ihnen ist ein Volumenstrom in Wellenrichtung assoziiert. Dazu zählen einerseits Stoßwellen wie Schwall- und Sunkwellen, die als *plötzlich veränderliche* instationäre Strömungen auftreten und im Allgemeinen Diskontinuitäten aufweisen, andererseits *allmählich veränderliche* instationäre Strömungsvorgänge wie die Hochwasserwellen, bei denen keine Diskontinuitäten auftreten (MARTIN, 2002).

Schwingungswellen ($h/\lambda \rightarrow \infty$): Sie pflanzen sich in tiefen Gewässern fort (*deep water waves*) und die Störung betrifft ausschließlich die oberen Schichten. Bei diesen ist kein Volumenstrom vorhanden, weil die Wasserteilchen sich in (fast) geschlossenen elliptischen Bahnen bewegen. Typische Schwingungswellen sind z. B. die des Seegangs.

Translationswellen in offenen Gerinnen mit einer Wellenlänge, die um einige Größenordnungen die Amplitude a bzw. die lokale Wassertiefe $a+h$ überschreitet ($\lambda \gg a$ und $\lambda \gg a+h$), werden *lange Wellen* genannt. Die Hochwasserwellen können also als lange Translationswellen betrachtet werden.

Die hydrodynamische Berechnung solcher Strömungsvorgänge basiert auf der Lösung der *De Saint-Venant-Gleichungen*. Wegen ihrer starken Nicht-Linearität ist eine Integration dieser Gleichungen in geschlossener Form nicht möglich. Dafür sind numerische Methoden erforderlich, die jedoch die Komplexität der mathematischen Formulierung nicht beseitigen. Für ihre Lösung werden daher unterschiedliche vereinfachende Ansätze eingeführt. Unter besonderen Bedingungen lassen sich nämlich ohne großen Genauigkeitsverlust in der Lösung – doch zugunsten der Einfachheit und Stabilität des numerischen Verfahrens – einige Terme vernachlässigen. Die daraus resultierende vereinfachte Form der Wellengleichung wird nach den schwächeren noch berücksichtigten Termen benannt. Um diese vereinfachten Lösungsansätze zu veranschaulichen, wird die dynamische Gleichung 2.22 nach dem Energieliniengefälle umge-

stellt:

$$\underbrace{\underbrace{I_E = I_0}_{\text{kinematische}} - \frac{\partial h}{\partial x}}_{\text{diffusive}} - \underbrace{\frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right)}_{\text{konvektive Trägheit}} - \underbrace{\frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t}}_{\text{lokale Trägheit}} \quad (2.24)$$

dynamische Welle

Je nachdem, welche Terme vernachlässigt werden, ergeben sich folgende Ansätze:

2.3.1 Kinematische Welle

Bei diesem Ansatz werden Trägheitsglieder und Druckkräfte vernachlässigt, so dass die Impulsgleichung auf das einfache Gleichgewicht zwischen Reibungs- und Schwerkraft zurückgeführt wird

$$I_E = I_0 .$$

Laut dieser Vereinfachung ändert sich die Wassertiefe langsam und stetig. Dadurch ist ihr Einfluss auf das Energiegefälle I_E unerheblich. Auch während eines Hochwasserereignisses kann daher I_E mit dem Sohlgefälle I_0 angenähert werden. Eine erste Einschränkung dieses Ansatzes besteht darin, dass die Rückstauereffekte unberücksichtigt bleiben. Anwendung findet der Ansatz deshalb vor allem in Mittelgebirgsfließgewässern, die ein relativ hohes Gefälle aufweisen. Die Auswirkungen einer Querschnittsänderung bleiben somit stromauf vernachlässigbar klein.

Nach Einsetzen von I_E aus einer Fließformel für offene Gerinne in die kinematische Welle 2.24 lässt sich die Wellengeschwindigkeit c für ein sehr breites Rechteckgerinne errechnen zu $c = 1,67 \cdot v$ bzw. $c = 1,5 \cdot v$, wenn anstelle der Fließformel nach *Manning-Strickler* die *Chézy-Formel* verwendet wird. Die Vernachlässigung der Druckkraft

$$\frac{\partial h}{\partial x} \approx 0 \quad (2.25)$$

führt dazu, dass die kinematische Welle eigentlich nur den Scheitelbereich korrekt wiedergibt, wo eben $dh/dx = 0$ ist. Demzufolge interpretiert die kinematische Wellengeschwindigkeit nur die Geschwindigkeit des Wasserspiegelscheitels, wobei die Front und das Wellenende sich langsamer bewegen. Die Geschwindigkeit der Wasserteilchen ist nach diesem Ansatz

von ihren höheren Ableitungen unabhängig und steigt einfach mit der Wassertiefe. Die Welle wird daher mit dem Laufweg immer steiler. Es kann außerdem nachgewiesen werden, dass der Wellenscheitel h_s keiner Dämpfung unterliegt

$$\frac{dh_s}{dt} = 0.$$

Nach einer gewissen zurückgelegten Strecke gewinnt der vernachlässigte Druckgradient 2.25 wieder an Bedeutung, und die Welle verliert ihr „kinematisches“ Verhalten.

Für den Einsatz der kinematischen Welle wird in der Literatur (HS S.R.L., 2004; SINGH, 1996; PONCE UND SIMONS, 1977) folgender Grenzwert für die dimensionslose Wellenperiode τ empfohlen:

$$\tau = \frac{T_W \cdot I_0 \cdot v}{h} \geq 171 \quad (2.26)$$

Die Angabe bezieht sich auf eine 95 % Genauigkeit der Lösung nach einem Zeitintervall gleich der Wellendauer $T_W \cdot v$ und h bezeichnen die mittlere Geschwindigkeit bzw. Wassertiefe während des Wellenereignisses.

2.3.2 Diffusionswelle

In diesem Fall bleibt die Druckkraft berücksichtigt; konvektive und lokale Trägheitsglieder werden jedoch weiterhin vernachlässigt. Gemäß Gleichung 2.24 lässt sich die diffusive Welle in der Form schreiben:

$$I_E = I_0 - \frac{\partial h}{\partial x}.$$

Diese Approximation der *De Saint-Venant-Gleichung* gilt für die meisten Hochwasserereignisse in Fließgewässern. Sie ist in der Lage, den Rückstauereffekt sowie die Retentionswirkung von Stauräumen nachzubilden. Wird sie für einen breiten rechteckigen Querschnitt herangezogen und mit der Kontinuitätsgleichung kombiniert, so ergibt sich nach einigen Umformungen folgende partielle Differenzialgleichung zweiter Ordnung mit einer Variablen (Durchfluss Q oder Wassertiefe h)

$$\frac{\partial h}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = D \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}. \quad (2.27)$$

In dieser Gleichung bezeichnet D den Diffusionskoeffizienten und c die Wellenschnelligkeit der kinematischen Welle.

Der Einsatz dieser Gleichung eignet sich besonders dann, wenn anstelle einer detaillierten morphologischen Beschreibung des Gewässers, die für die dynamische Welle erforderlich ist, nur die zeitlichen Reihenfolgen der gemessenen Durchflusswerte – deren graphische Darstellung als *Ganglinie* bezeichnet wird (DIN 4049-1, 1992) – an den Zu- und Ausflussrändern des untersuchten Flussabschnittes bekannt sind.

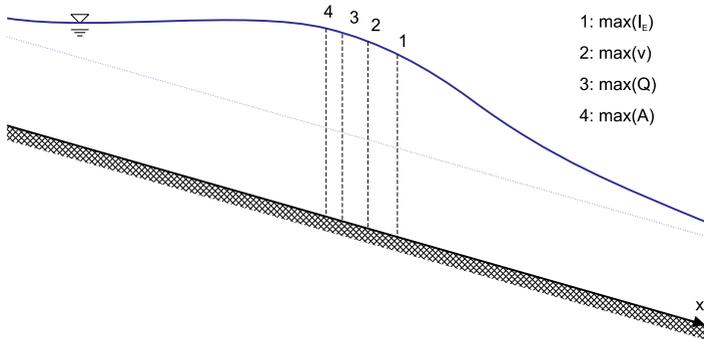


Bild 2.3: Anordnung der Maxima für Energieliniengefälle (1), Fließgeschwindigkeit (2), Durchfluss (3) und Fließfläche (4) beim Ablauf einer Hochwasserwelle

Vom mathematischen Gesichtspunkt aus stellt Gleichung 2.27 eine parabolische Gleichung dar. Die analytische Lösung dieser Gleichung zeigt, dass eine kleine Störung an einem Punkt sich über die gesamte Flussstrecke mit unendlicher Geschwindigkeit und nicht mit der tatsächlichen Schnelligkeit $v \pm \sqrt{g \cdot h}$ fortpflanzt. Diese Näherung entsteht aus der Vernachlässigung der Trägheitsglieder in Gleichung 2.24.

Aus dem Modell der Diffusionswelle lassen sich hilfreiche Überlegungen über die Reihenfolge der Maxima entlang einer Hochwasserwelle anstellen. Wie in Bild 2.3 schematisch dargestellt, folgen die Extremwerte der unterschiedlichen Parameter entlang einem Flussabschnitt zum allgemeinen Zeitpunkt t in folgender Ordnung stromauf aufeinander:

- Querschnitt 1: Maximum des Energieliniengefälles I_E entlang dem Gewässer; für diesen Punkt gilt $\partial I_E / \partial x = 0$.
- Querschnitt 2: Maximum der Fließgeschwindigkeit v entlang dem Gewässer; für diesen Punkt gilt $\partial v / \partial x = 0$.
- Querschnitt 3: Maximum des Durchflusses Q entlang dem Gewässer; für diesen Punkt gilt $\partial Q / \partial x = 0$. Zu dieser Zeit t weist auch die

Fließfläche A_3 im Querschnitt 3 – und somit die entsprechende Wassertiefe h_3 – ihren lokalen Scheitelwert auf, wie es sich aus der Kontinuitätsgleichung $\partial A_3 / \partial t = 0$ herleiten lässt (Näheres dazu im Abschnitt 3).

- Querschnitt 4: Maximum der Fließfläche A entlang dem Gewässer; für diesen Punkt gilt $\partial A / \partial x = 0$ und demzufolge auch $\partial h / \partial x = 0$.

Diese Betrachtung gilt im Allgemeinen auch für die dynamische Welle. Für die Anwendung der Diffusionswelle wird von SINGH (1996) folgender Schwellenwert für die kinematische Wellenzahl (*kinematic wave number*) empfohlen:

$$K = T_W \cdot I_0 \cdot \sqrt{\frac{g}{h}} \geq 30. \quad (2.28)$$

Betrachtet man die Diffusionswelle in einem Bezugssystem, das sich mit einer Geschwindigkeit $c = dx/dt$ mit der Welle bewegt, vereinfacht sich die Diffusionsgleichung 2.27 zu

$$\frac{dh}{dt} = D \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2}.$$

Aus dieser Form der Differentialgleichung wird ersichtlich, dass die zeitliche Änderung der Wassertiefe zur Hochwasserwellenkrümmung proportional ist. Da der Diffusionskoeffizient positiv ist ($D > 0$), folgt für eine positive Krümmung (z. B. im Anfangs- oder Endbereich der Welle) eine Zunahme der Wassertiefe mit dem Zeitwert bzw. eine Abnahme bei einer negativen Krümmung (im Scheitelbereich). Die Hochwasserwelle unterliegt also einem innewohnenden Abflachungsvorgang, der auch als *fließende Retention* bekannt ist (HAIDER, 1994).

2.3.3 Dynamische Welle

Die Schlussfolgerungen aus den zwei vorangegangenen Abschnitten über Wellengeschwindigkeit, Reihenfolge der Maximalwerte entlang eines Flussabschnittes, zeitliche Abflachung der Hochwasserwelle und Berücksichtigung des Rückstaueffektes gelten auch für den Ansatz der dynamischen Welle. Hier kommen aber noch die konvektiven und lokalen Trägheitsglieder hinzu, die den Beitrag des Impulses darstellen:

$$I_E = I_0 - \frac{\partial h}{\partial x} - \overset{\text{konvektive Trägheit}}{\frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right)} - \overset{\text{lokale Trägheit}}{\frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t}}. \quad (2.29)$$

Die vollständige Form der *De Saint-Venant-Gleichungen* 2.12b und 2.29 erfordert die umfangreichsten numerischen Berechnungen; sie bietet aber gleichzeitig genauere Ergebnisse. Die Fortpflanzung kleiner Störungen wird im Gegensatz zu der Diffusionswelle richtig mit $v \pm \sqrt{g \cdot h}$ erfasst. Das aus diesen partiellen Differenzialgleichungen resultierende System mit den Unbekannten Q und h hat einen hyperbolischen Charakter. Für seine Lösung ist die Anfangsbedingung

$$t = 0 : \begin{cases} Q(x) \\ h(x) \end{cases}$$

erforderlich sowie die Randbedingungen am Beginn ($x = 0$) und am Ende ($x = L$) des betrachteten Flussabschnittes

$$x = 0 : \begin{cases} Q_0(t) \\ h_0(t) \end{cases} \quad x = L : \begin{cases} Q_L(t); \text{ bzw. } \frac{\partial Q}{\partial x_L}(t) \\ h_L(t); \text{ bzw. } \frac{\partial h}{\partial x_L}(t) \end{cases} .$$

Soweit es mit dem Rechenaufwand – den die heutige Leistung gewöhnlicher Rechner stark erleichtert – und den Stabilitätsbedingungen verträglich ist, wird weitgehend für die eindimensionale Simulation von instationären Strömungen in Fließgewässern die dynamische Welle verwendet.

Es kann aufschlussreich sein, mithilfe eines Rechenbeispiels das Gewicht der einzelnen Terme auf der rechten Seite von der dynamischen *De Saint-Venant-Gleichung* abzuschätzen. Zu diesem Zweck wird ein Zeitraum von 48 Stunden unmittelbar vor dem Eintreffen des Scheitels des Elbehochwassers in Dresden im August 2002 betrachtet. In dieser Zeitspanne Δt steigt der Durchfluss am Pegel-Dresden von $2200 \text{ m}^3/\text{s}$ auf ca. $4600 \text{ m}^3/\text{s}$. Der Fließquerschnitt sei der Einfachheit halber mit einem rechteckigen Querprofil der Breite $B = 250 \text{ m}$ angenähert. Das mittlere Sohlgefälle beträgt $I_0 = 2,8 \cdot 10^{-4}$, und der Rauheitsbeiwert nach STRICKLER wird mit $k_{\text{St}} = 30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ festgelegt. Der Scheitel erreicht die ca. 100 km stromab gelegene Stadt Torgau ungefähr 24 Stunden später, was einer Wellengeschwindigkeit $c \simeq 1,16 \text{ m/s}$ entspricht. Wenn für die Bestimmung der Wassertiefe die Fließformel von *Gaukler-Manning-Strickler* 2.2 herangezogen wird, dann errechnet sich für die Zeit Δt ein Geschwindigkeitsanstieg von $\Delta v = 0,54 \text{ m/s}$ und eine Wassertiefendifferenz von $\Delta h = 3,10 \text{ m}$. In Anlehnung an die Überlegungen von

FIORILLO (2003) können nach Ersetzen der partiellen Ableitungen durch Differenzenquotienten folgende Schätzwerte abgeleitet werden:

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{\partial h}{\partial t} \cdot \frac{1}{c} \quad \cong \quad \frac{\Delta h}{\Delta t} \cdot \frac{1}{c} \quad = 1,6 \cdot 10^{-5} \text{ Druckgradient}$$

$$\frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right) \cong \frac{(v \cdot \Delta Q + Q \cdot \Delta v)}{g \cdot A \cdot c \cdot \Delta t} = 1,7 \cdot 10^{-6} \quad \begin{array}{l} \text{konvektive} \\ \text{Trägheit} \end{array}$$

$$\frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} \quad \cong \quad \frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\Delta Q}{\Delta t} \quad = 7,9 \cdot 10^{-7} \text{ lokale Trägheit}$$

Aus einem Vergleich mit dem Sohlgefälle zeigt sich, dass die Trägheitsglieder um zwei bzw. drei Größenordnungen kleiner als das Sohlgefälle und daher vernachlässigbar sind, der Druckgradient hingegen nur bedingt. Eine Betrachtung des Hochwassers als kinematische Welle wäre nach Gl. 2.26 nicht zu empfehlen, weil

$$\tau = \frac{T_W \cdot I_0 \cdot v}{h} = 12,6 \ll 171$$

ist. Die Verwendung der Diffusionswelle bildet allerdings den Wellenablauf ausreichend gut nach, denn die entsprechende kinematische Wellenzahl K genügt der Bedingung 2.28:

$$K = T_W \cdot I_0 \cdot \sqrt{\frac{g}{h}} = 56,8 > 30.$$

3 Scheitelreduktion einer Hochwasserwelle

Im ersten Abschnitt werden die zwei Retentionsarten, die eine Hochwasserwelle beim Durchlaufen eines Flussabschnittes erfährt, erläutert. Nach der Festlegung des Unterschieds zwischen Scheitel- und Maximalwert einer Hochwasserwelle (Abschnitt 3.2) werden in den darauf folgenden Abschnitten einige Beiträge aus dem Schrifttum zur Berechnung der Scheitelabminderung dargestellt. Darunter sind drei analytische Ansätze (HENDERSON, DI SILVIO, FIORILLO), zwei Ansätze semi-empirischer Natur (YEN, TINGSANCHALI UND LAL) und drei Parameterstudien. Die erste Studie wird auf der Basis eines hydrologischen Modells (HAIDER) ausgeführt, die zwei anderen (SCHWALLER UND TÖLLE, FISCHER) gehen von hydrodynamischen numerischen Modellen aus.

3.1 Fließende und stehende Retention

Beim Durchlaufen eines Flussabschnittes erfährt jede Hochwasserwelle eine mehr oder weniger ausgeprägte Verformung, Verzögerung und entsprechende Abminderung des Wellenscheitels (HENDERSON, 1966). Verantwortlich dafür sind die Fließ- und Speichervorgänge im Vorland sowie die Austauschvorgänge zwischen Flussbett und Vorland. DI SILVIO (1969) teilt die Wellenverformung in zwei Komponenten auf:

- Eine Dämpfung bzw. Zuspitzung des Durchflussscheitels, die von der unterschiedlichen Geschwindigkeit zwischen Front und Wellenende hervorgerufen wird.
- Eine Verzerrung der Wellenform, d. h. eine Änderung der Anstiegs- bzw. Abfalldauer, die auf die unterschiedliche Geschwindigkeit von Wellenbereichen verschiedener Wassertiefen zurückzuführen ist.

In BOLLRICH (2000) wird die auf den Abfluss in Fließgewässern ausgleichende Wirkung vorhandener Speicherräume allgemein als *Retention* definiert: Ein Teil des Zuflusses wird in dem Flussabschnitt kurzfristig

– bzw. in einem abgetrennten Speicherraum langfristig – zurückgehalten und gelangt erst verzögert zum Abfluss. Die Retention wird nach DIN 4049-3 (1994) auch als „Durchflussverzögerung infolge der Speichervirkung natürlicher Gegebenheiten oder künstlicher Maßnahmen“ definiert.

Die Retentionswirkung des Überflutungsgebietes hängt von den topografischen Verhältnissen (Talgefälle, verfügbare Rückhalteräume, vorhandene Hindernisse, Rauheit der Überflutungsfläche) und von den Eigenschaften der Welle (Anstiegszeit, Scheitelwert, Fülle) ab. Auch Brückenpfeiler, Verengungen des Querschnittes oder dicht besiedelte, dem Flussbett anliegende Wohngebiete zählen zu den Hindernissen, die einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die Verformung der Welle ausüben können. Im Schrifttum wird zwischen zwei Arten der Retention unterschieden:

Stehende Retention wird von dem Rückstau auf einer Überflutungsfläche hervorgerufen. Sie tritt auf, wenn das Wasser auf das Vorland oder auf ein Überflutungsgebiet übertritt und dort vorläufig zurückgehalten wird. Die Fließgeschwindigkeit ist vernachlässigbar klein, so dass sich ein nahezu horizontaler Wasserspiegel ausbildet. Das Überflutungsgebiet wirkt also wie ein Rückhaltebecken. Zeitpunkt der Überflutung und zur Verfügung stehendes Rückhaltevolumen sind zwei maßgebende Faktoren, die die Wirkung dieser Retentionsart beeinflussen. Wenn die Überflutung zu zeitig beginnt, dann kann die Speicherkapazität schon vor dem Eintreffen des Hochwasserscheitels stark eingeschränkt sein. Andererseits, um die effektivste Retentionswirkung zu erzielen, ist ein Rückhalteraum größer als das Volumen des austretenden Wassers erforderlich.

Fließende Retention wird in HAIDER (1994) als „Retention, deren Wirkung durch die Reibung bei der Wasserbewegung im offenen Gerinne entsteht“ definiert. Fließende Retention tritt auf, wenn das Wasser auf den überfluteten Flächen mit einer nicht vernachlässigbaren Geschwindigkeit talwärts fließt. Wegen der geringeren Wassertiefe und größerer Rauheit wird die Teilwelle auf dem Vorland meistens verzögert. Wenn der Unterschied in der Fließzeit ausreichend groß ist, dann tritt eine spürbare Phasenverschiebung der zwei Wellen ein, die stromab zur günstigen Scheitelabminderung der aus der Überlagerung resultierenden Welle führt. Die Wirkung der fließenden Retention nimmt also mit dem Unterschied der Fließgeschwindigkeiten im Hauptgerinne und im Vorland, mit

der Gerinnelänge und mit abnehmender Hochwasserdauer zu. Als Richtwert ist z. B. geschätzt worden (KRAHE ET AL., 2004), dass ein Geschwindigkeitsunterschied von 1 m/s bei einer Fließstrecke von 10 km zur deutlichen Dämpfung nur von Hochwasserwellen führt, die weniger als drei Stunden andauern.

Die Verformung, Verzögerung und Abminderung einer Hochwasserwelle findet ihre Ursache hauptsächlich in der Retentionswirkung von Vorländern und Überflutungsflächen, aber auch im Hauptgerinne findet unabhängig von der Vorlandüberflutung eine fließende Retention statt (TESCHKE UND PASCHE, 2005). Diese innewohnende Dämpfung wird von der Wandreibung verursacht und als „Retention im Gerinne“ bezeichnet. Sie ist von der Rauheit und der Form des Fließquerschnitts sowie von der Form der Zuflussganglinie abhängig.

In VISCHER UND HAGER (1992) wird die innewohnende Instationarität des Retentionsphänomens hervorgehoben und der Hochwasserrückhalt als „Begleiterscheinung eines an- und abschwellenden Hochwassers“ definiert. Sie manifestiert sich in einer Rückhaltephase, wobei ein Teil des Hochwassers in einem Speicherraum zurückgehalten wird und in einer Freigabephase, wobei der zurückgehaltene Teil wieder abgegeben wird. Während der ersten Phase wird somit der Durchfluss im Unterwasser gemindert und während der zweiten wird er hingegen erhöht. Man stellt sich diesen Speicherraum meistens als See oder Rückhaltebecken vor, aber er betrifft genauso auch das Flussbett. Im letzteren Fall entsteht ein Speicherraum einfach dadurch, dass – abgesehen vom Scheitelbereich (vgl. Abschnitt 3.2 auf der nächsten Seite) – einem höheren Abfluss eine größere Wassertiefe entspricht. Bei ansteigendem Durchfluss in einer Fließstrecke der Länge L bildet daher der entsprechende Wasserspiegelanstieg einen temporären Hochwasserrückhalt im Fließgewässer. Dieses Volumen wird anfänglich der im Unterwasser abfließenden Wassermenge abgezogen (Rückhaltephase) und erst später abgegeben (Freigabephase). Das innerhalb der Strecke L eingespeicherte Volumen V_R steigt mit dem Wasserspiegelanstieg Δh und mit der Wasserspiegelfläche an:

$$V_R = L \cdot T(h) \cdot \Delta h .$$

Darin bezeichnet $T(h)$ die Fließflächenbreite bei einer Wassertiefe h . Bei gleicher Durchflusszunahme ΔQ ist außerdem der Wasserspiegelanstieg bekanntlich umso höher, je steiler die Schlüsselkurve des Querschnitts ist. Um die Retention in einem Flussabschnitt zu erhöhen, können daher folgende Maßnahmen ausgeführt werden:

- Erhöhung der Neigung der Schlüsselkurve (durch Minderung des Sohlgefälles, Steigerung der Rauheit oder durch den aus einer Drosselung der Fließfläche hervorgerufenen Aufstauereffekt).
- Bereitstellung einer größeren Wasserspiegelfläche im Schwankungsbereich des Scheitels (durch Deichrückverlegung, Flussaufweitung, Flutmulde oder Flutpolder).

Die Wirkung solcher Lösungen hängt maßgebend vom Verhältnis zwischen vorhandenem Retentionsraum und dem Volumen der ablaufenden Hochwasserwelle und von der Form der Hochwasserwelle selbst ab. Die Retentionswirkung erweist sich umso höher, je größer das Volumenverhältnis und je steiler die Welle ausfällt.

3.2 Der Hochwasserscheitel

Wenn von der Reduktion des Scheitels einer Hochwasserwelle die Rede ist, dann gilt es zuerst, die verwendete Terminologie zu spezifizieren, da unter dem Wort „Hochwasserscheitel“ unterschiedliche Größen gemeint werden können (vgl. DIN 4049-3 (1994)). Die wichtigsten Kenngrößen

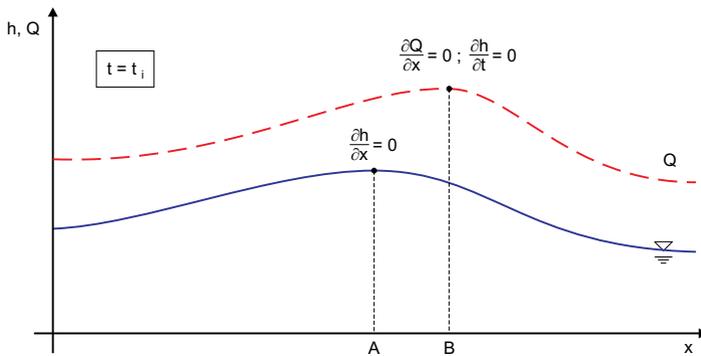


Bild 3.1: Längsprofil von Durchfluss und Wassertiefe in einem prismatischen Gerinne: Definitionsschema

bei der Untersuchung eines Hochwasserereignisses sind Durchfluss und Wasserstand. Letzterer steht durch die Querschnittsgeometrie in einem eindeutigen Zusammenhang mit der Fließfläche, die in der Kontinuitätsgleichung vorkommt. Anstelle des Wasserstandes kann also unterschiedslos die Fließfläche betrachtet werden. Bei einem instationären

Strömungsvorgang, wie der einer Hochwasserwelle, variieren beide hydrodynamischen Größen über die Zeit und den Raum mit unterschiedlicher Geschwindigkeit. Das führt unter anderem dazu, dass sich auch im idealen Fall eines prismatischen Gerinnes (bei konstanter Geometrie) das Durchfluss- und Wassertiefenmaximum zu einem bestimmten Zeitpunkt an unterschiedlichen Querschnitten entlang dem Gerinne befinden. Bild 3.1 zeigt eine Schematisierung der Längsprofile des Durchflusses Q bzw. der Wassertiefe h zum Zeitpunkt t_i während eines Hochwasserereignisses. Wie es dem Bild entnommen werden kann, geht der Durchflussscheitel (Querschnitt B) dem Wassertiefenscheitel voraus. Letzterer erreicht zur selben Zeit nur den stromauf gelegenen Querschnitt A . Dies ist auf das Vorhandensein einer nicht eindeutigen Beziehung zwischen Abfluss und Wasserstand zurückzuführen, einer sogenannten Hysterese der Schlüsselkurve (vgl. auch Abschnitt 5.2.6 auf Seite 91). In STROBL UND ZUNIC (2006) wird sie im Allgemeinen als „Zurückbleiben einer Wirkung hinter dem jeweiligen Stand der sie bedingenden, veränderlichen Größe“ bezeichnet. Für eine Hochwasserwelle bedeutet es bei gleichem Durchfluss einen höheren Wasserstand beim abfallenden als beim ansteigenden Wellenast. Die Ursache dafür liegt im unterschiedlichen Energieliniengefälle vor und nach dem Durchgang des Scheitels.

Angesichts der Phasenverschiebung zwischen den Maxima stellt sich die Frage, welcher Extremalwert am besten als Hochwasserscheitel betrachtet werden kann. Da der Wasserstand die Information von unmittelbarem Nutzen zur Vorhersage möglicher Überflutungen darstellt, scheint es angemessener, die maximale Wassertiefe entlang dem Gewässer als Hochwasserscheitel zu betrachten (Querschnitt A in Bild 3.1). An diesem Querschnitt gilt definitionsgemäß

$$\left. \frac{\partial h}{\partial x} \right|_{t = t_i} = 0 \quad \Rightarrow \quad x = x_A .$$

Wenn wiederum am Querschnitt B zur Zeit t_i das Durchflussmaximum entlang des Gerinnes verzeichnet wird

$$\left. \frac{\partial Q}{\partial x} \right|_{t = t_i} = 0 \quad \Rightarrow \quad x = x_B ,$$

dann ergibt sich aus der Kontinuitätsgleichung 2.12b für denselben Querschnitt

$$\left. \frac{\partial h}{\partial t} \right|_{x = x_B} = 0 \quad \Rightarrow \quad t = t_i .$$

In B findet daher zur Zeit t_i auch der lokale Wasserstandscheitel statt. Objekt des Interesses in der Gewässerhydraulik ist, eher als die maximale Wassertiefe entlang der gesamten Strecke zu einer gegebenen Zeit, der höchste Wasserstand, der an jedem Querschnitt während des Hochwasserereignisses erreicht wird. Der Hochwasserscheitel sollte also besser an Querschnitten von Typ B als von Typ A definiert werden (HENDERSON, 1966). Demnach soll er mit dem Querschnitt gekennzeichnet werden, wo die Wasserstandsganglinie gerade ihr Maximum aufweist und wo gleichzeitig auch der höchste Durchfluss im Gerinne auftritt. HENDERSON benennt diesen Scheitel (Querschnitt B) „local crest“ und stellt ihn dem „river crest“ (Querschnitt A) gegenüber.

Der Übersichtlichkeit halber wird daher in der vorliegenden Arbeit folgende Bezeichnung verwendet:

Scheitel (Index „S“): höchster Wert einer Ganglinie. Er ist der maximale Wert, der an einem Querschnitt über die betrachtete Zeitspanne erreicht wird. Dieser Wert setzt die zeitliche Ableitung gleich Null: $\partial/\partial t = 0$.

Maximum (Index „max“): höchster Wert entlang einer Strecke zu einem bestimmten Zeitpunkt t_i . Dieser Wert setzt die räumliche Ableitung gleich Null: $\partial/\partial x = 0$.

Nach der eingeführten Nomenklatur gilt für die Querschnitte in Bild 3.1 zur Zeit t_i :

$$t = t_i \quad \begin{cases} h_A = h_{\max} \\ h_B = h_S \\ Q_B = Q_{\max} \end{cases}$$

wobei der Durchflussscheitel am Querschnitt B – wie aus der Betrachtung der Hysterese im Abschnitt 5.2.6 beschrieben wird – zu einer vorhergehenden Zeit t_j erreicht wird:

$$t = t_j < t_i \quad Q_B = Q_S .$$

Der Begriff „Hochwasserscheitel“ bezieht sich folglich auf die hydraulischen Eigenschaften des Querschnitts B , wo der Wassertiefenscheitel h_S und das Durchflussmaximum Q_{\max} eintreten.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Längsprofile von Q und h , die als Hüllkurve von den herkömmlichen eindimensionalen hydronumerischen

Modellen (1D-HN-Modellen) wie HEC-RAS, MIKE11 oder SOBEK bereitgestellt werden, Scheitelwerte und nicht Maxima wiedergeben. Die so bereit gestellte Hüllkurve der Wassertiefe beschreibt daher korrekt den „geometrischen Ort“ des Hochwasserscheitels (Querschnitte von Typ *B*). Die Hüllkurve des Durchflusses bezieht sich dagegen nicht auf den oben definierten Hochwasserscheitel. Um eine Hüllkurve des Durchflusses am Hochwasserscheitel aufzustellen, müssen die Wertepaare $[Q_{\max}; x(Q_{\max})]_{t_i}$ des Durchflussmaximums und des entsprechenden Flussweges zu jedem Zeitpunkt t_i gesondert in einem Diagramm gegenübergestellt werden.

Was die Bestimmung der Hochwasserscheitelreduktion anbelangt, sind in der Literatur einige Ansätze, sowohl analytischer (HENDERSON, 1966; DI SILVIO, 1970; FIORILLO, 2003) als auch semi-empirischer Natur (YEN, 1978; TINGSANCHALI UND LAL, 1988) angegeben, die auf mehr oder weniger schwerwiegenden Vereinfachungen basieren. Im Folgenden wird auf die wichtigsten Beiträge eingegangen.

3.3 Theoretische Ansätze

3.3.1 Reduktion des Wassertiefenscheitels nach Henderson

HENDERSON (1966) weist zuerst die Existenz der Reduktion des Wassertiefenscheitels durch Bemerkungen über die Ableitungen der Wassertiefe an einem Querschnitt vom Typ *B* in Bild 3.1 nach. Dann stellt er einen Ausdruck für die Reduktion des Wassertiefenscheitels mit dem Fließweg auf. Folgende vereinfachenden Annahmen werden vorausgesetzt:

- Die Wasserspiegellinie zwischen den Querschnitten *A* und *B* kann durch einen Parabelbogen angenähert werden.
- Die Hochwasserwelle ist ausreichend lang und steigt langsam an („mild wave“).
- Die Froudezahl im Scheitelbereich ist gering ($Fr^2 < 0,5$).

Zur Zeit t_i – wenn der Hochwasserscheitel den Querschnitt *B* erreicht – kann unter den obigen Bedingungen die räumliche Änderung des Wassertiefenscheitels geschrieben werden zu

$$\left. \frac{dh_B}{dx} \right|_{t_i} = \frac{h_A}{3 \cdot I_0 \cdot c_A^2} \cdot \left. \frac{\partial^2 h}{\partial t^2} \right|_B \cdot \left(1 - \frac{Fr^2}{4} \right)_B. \quad (3.1)$$

Darin bezeichnet h_A die zur Zeit t_i am Querschnitt A vorhandene Wassertiefe, die mit dem Maximum entlang dem Gerinne h_{\max} übereinstimmt. $c_A = x_{AB}/t_{AB}$ steht für die Wellenschnelligkeit, wobei t_{AB} die Zeit darstellt, in der das Wassertiefenmaximum die Strecke x_{AB} zurücklegt. Streng genommen sollen h_A und c_A am stromauf liegenden Querschnitt A berechnet werden, doch für ausreichend flache Wellen sind die Annäherungen $h_A \approx h_B$ und $c_A \approx c_B$ erlaubt. Der Betrag der einheitlichen Scheitelreduktion kann somit ausgehend von den Messwerten an einem einzigen Querschnitt ermittelt werden. Sind die Ganglinien von Durchfluss und Wassertiefe für den allgemeinen Querschnitt B gegeben, lässt sich die Neigung der Hüllkurve des Wassertiefenscheitels durch Gleichung 3.1 ableiten. Wird ferner diese Neigung über eine Fließstrecke L konstant angenähert, folgt die Scheitelreduktion über dem Abschnitt L in erster Näherung zu

$$\Delta h = \left. \frac{dh_B}{dx} \right|_{t_i} \cdot L.$$

Eine Gegenüberstellung der vorgeschlagenen einheitlichen Scheitelreduktion 3.1 mit den Ergebnissen aus einer numerischen Simulation wird im Abschnitt 5.2.6 wiedergegeben.

3.3.2 Abminderung des Durchflussscheitels nach Di Silvio

DI SILVIO betrachtet die Durchflussscheitelabminderung in einem Gerinne mit kompaktem Fließquerschnitt bei einem Hochwasserereignis, dessen Zuflussganglinie er mit einem Dreieck approximiert (DI SILVIO, 1969, 1970). Bild 3.2 zeigt die vereinfachte angesetzte Ganglinie mit einer Dauer T_W und einer Anstiegszeit t^* . Der Basisabfluss ist mit Q_B bzw. der Abflussscheitel mit Q_S gekennzeichnet. Unter der Annahme, dass die Welle während ihrer Dämpfung und Verformung ihre dreieckige Form behält, schreibt er für die räumliche Änderung des Durchflussscheitels

$$\frac{dQ_S}{dx} = \frac{-a}{c} \cdot \frac{Q_S - Q_B}{t^* \cdot (T_W - t^*)}. \quad (3.2)$$

Darin bezeichnet c die Wellenschnelligkeit

$$c = (1 + \sigma) \cdot v$$

bei einer Fließgeschwindigkeit v . Der Term

$$\sigma = \frac{2}{3} \cdot \left(1 - r_{\text{hy}} \cdot \frac{dl_U}{dA} \right)$$

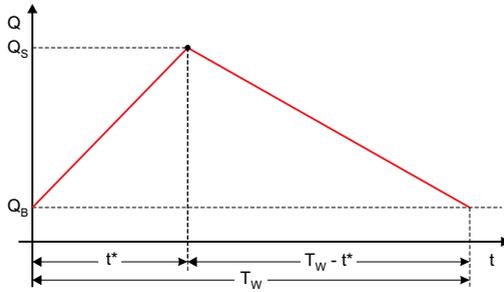


Bild 3.2: Vereinfachte Form der Zuflussganglinie nach DI SILVIO

drückt die Abhängigkeit der Scheitelreduktion von der Querschnittsgeometrie durch den hydraulischen Radius r_{hy} und den benetzten Umfang l_U aus. Der Koeffizient $2/3$ folgt aus der Fließformel von *Gaukler-Strickler*. Wenn stattdessen die Formel von *de Chézy* eingesetzt wird, dann soll auch der Koeffizient durch $1/2$ ersetzt werden. Die Größe a in Gleichung 3.2 berücksichtigt den Beitrag von Sohlgefälle I_0 und Froudezahl Fr nach dem Ausdruck:

$$a = \frac{4 \cdot \bar{v}}{2g \cdot I_0} \cdot \left[\frac{1 - \overline{Fr}^2 \cdot \bar{\sigma}^2}{\overline{Fr}^2 \cdot (1 + \bar{\sigma})^2} \right],$$

wobei der Überstrich Werte kennzeichnet, die sich auf die mittlere Fließfläche über dem Basisabfluss beziehen. Für einen sehr breiten rechteckigen Querschnitt, wenn die Fließgeschwindigkeit ausreichend klein ist, um das Glied $\overline{Fr}^2 \cdot \bar{\sigma}^2$ vernachlässigen bzw. die Fließgeschwindigkeit am Scheitel mit der mittleren Geschwindigkeit ersetzen zu dürfen, vereinfacht sich die einheitliche Durchflussscheitelreduktion 3.2 zu

$$\frac{dQ_S}{dx} = -\frac{16}{27} \cdot \frac{1}{C^2 \cdot I_0^2} \cdot \frac{Q_S - Q_B}{t^* \cdot (T_W - t^*)}. \quad (3.3)$$

Darin bezeichnet C den Geschwindigkeitsbeiwert nach *de Chézy*.

In der Folge betrachtet DI SILVIO auch den Fall eines gegliederten Querschnitts, wobei die Fließgeschwindigkeit im Vorland vernachlässigt und dadurch dem Vorland lediglich eine Speicherwirkung zugeteilt wird. Wenn das Verhältnis zwischen Gesamt- und Hauptgerinnebreite b/b_H eingeführt wird, dann ergibt sich die Wellenschnelligkeit nach einigen Umformungen zu

$$c = \frac{b_H}{b} \cdot (1 + \sigma) \cdot v.$$

Unter denselben Annahmen, die der Gleichung für einen kompakten Querschnitt zugrunde liegen, wird nun folgende allgemeinere Form abgeleitet:

$$\frac{dQ_S}{dx} = -\frac{16}{27} \cdot \left(\frac{b}{b_H}\right)^2 \cdot \frac{1}{C^2 \cdot I_0^2} \cdot \frac{Q_S - Q_B}{t^* \cdot (T_W - t^*)}. \quad (3.4)$$

Aus einem Vergleich mit Gleichung 3.3 folgt, dass das Vorhandensein von Vorländern die Durchflussscheitelabminderung je Meter um einen Faktor $(b/b_H)^2$ verstärkt. Aus dem vorgeschlagenen Ausdruck lässt sich außerdem schlussfolgern, dass bei gleicher Wellendauer T_W die besagte Reduktion umso ausgeprägter ausfällt, je unterschiedlicher die Anstiegs- bzw. Abstiegszeit untereinander sind. Die Gültigkeit der Gleichung 3.3 ist durch zahlreiche Laboruntersuchungen vom selben Autor bestätigt worden (DI SILVIO, 1969). Die bei einer Praxisanwendung eingeführte Annäherung ist natürlich je schwerwiegender, umso stärker sich die untersuchte Hochwasserwelle von einer dreieckigen Welle unterscheidet.

Im Abschnitt 5.2.6 wird die Abminderung des Durchflussscheitels 3.3 mit den Ergebnissen aus einer numerischen Simulation mit der Software MIKE11 vom Danish Hydraulic Institute gegenüber gestellt.

3.3.3 Variation des Durchflussmaximums nach Fiorillo

FIORILLO (2003) stellt eine Gleichung für die einheitliche Reduktion des maximalen Durchflusses im Gerinne auf, die eine gewisse Ähnlichkeit mit der Gleichung 3.3 aufweist. Der Autor geht von der diffusiven Form der dynamischen *De Saint-Venant-Gleichung* mit der abhängigen Unbekannten Q aus:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c_Q \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = D \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}. \quad (3.5)$$

Darin bezeichnen

$$c_Q = \left. \frac{\partial Q}{\partial A} \right|_x = \text{Konst.}$$

die Schnelligkeit eines bestimmten Durchflusswertes Q ,

$$D = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot I_E}$$

den Diffusionskoeffizienten bei einem rechteckigen Querschnitt der Breite b und I_E das Energieliniengefälle. Am Querschnitt B , wo das Durchflussmaximum auftritt, gilt $\partial Q/\partial x = 0$, so dass die substantielle Ableitung in B der partiellen Ableitung gleicht:

$$\left. \frac{dQ}{dt} \right|_B = \left. \frac{\partial Q}{\partial t} \right|_B . \quad (3.6)$$

Der Punkt B verlagert sich dabei stromab mit der Geschwindigkeit c_Q . Nach Ersetzen der partiellen Ableitung in Gleichung 3.5 mit dem linken Glied aus 3.6 und wenn die Schnelligkeit c_Q konstant über den Raum und über die Zeit angenommen wird, ergibt sich nach einigen Umformungen

$$\frac{dQ_{\max}}{dx} = \frac{D}{c_Q^3} \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2}$$

als Ausdruck für die einheitliche Variation des Durchflussmaximums mit dem Weg. Für ein sehr breites Rechteckgerinne ($r_{hy} \approx h$) und unter Anwendung der Fließformel von *de Chézy* folgt schließlich

$$\frac{dQ_{\max}}{dx} = \frac{4}{27} \cdot \frac{1}{C^2 \cdot \left(I_0 - \frac{\partial h}{\partial x} \right)^2} \cdot \frac{\partial^2 Q}{\partial t^2} . \quad (3.7)$$

Aus letzter Gleichung geht hervor, dass die Abnahme des Durchflussmaximums umso stärker ist,

- je rauher das Gerinne ausfällt (kleinere Werte von C);
- je kleiner das Sohlgefälle I_0 ist;
- je steiler die Hochwasserwelle ist (proportional zu $\partial^2 Q/\partial t^2$).

Ein ähnlicher Ausdruck für die Variation des Durchflussmaximums als Funktion der Krümmung der Ganglinie $\partial^2 Q/\partial t^2$ wird auch von FORCHHEIMER (1930) abgeleitet.

Die oben eingeführten Gleichungen unterschiedlicher Autoren finden in der Praxis nur bedingte Anwendung, weil sie lediglich örtliche Werte bereitstellen. Ihre Integration über einen Gerinneabschnitt erweist sich als äußerst aufwendig und schließlich nicht ausführbar. Einerseits ist die Schnelligkeit c streng genommen Funktion beider unabhängigen Variablen x und t . Andererseits müssen – je nach gewünschter Genauigkeit – die Ganglinien an möglichst vielen Querschnitten vorliegen. Das würde

aber praktisch bedeuten, dass die Problemlösung schon im voraus bekannt ist! Nicht desto trotz, wenn Ganglinienwerte aus einer Pegelstation vorhanden sind, ermöglichen diese Gleichungen eine einfache und schnelle Abschätzung zumindest von der Größenordnung der Scheitelabminderung.

3.3.4 Vergleich mit einer numerischen Berechnung

Im Folgenden werden die in den vorangegangenen Abschnitten aufgeführten Formeln für die Scheitel- bzw. Maximum-reduktion am Beispiel des im Abschnitt 5.2 auf Seite 82 beschriebenen Rechteckgerinnes nachgeprüft bzw. gegenübergestellt. Im Besonderen wird für die zwei verwendeten synthetischen Zuflussganglinien die Reduktion des Durchflussscheitels Q_S nach DI SILVIO (Gleichung 3.3), des Durchflussmaximums Q_{\max} nach FIORILLO (Gleichung 3.7) und des Wassertiefenscheitels h_S nach HENDERSON (Gleichung 3.1) am Kilometer 15 berechnet. Die Ergebnisse sind in Bild 3.3 mit den Hüllkurven aus der numerischen Berechnung (MIKE11) gegenübergestellt.

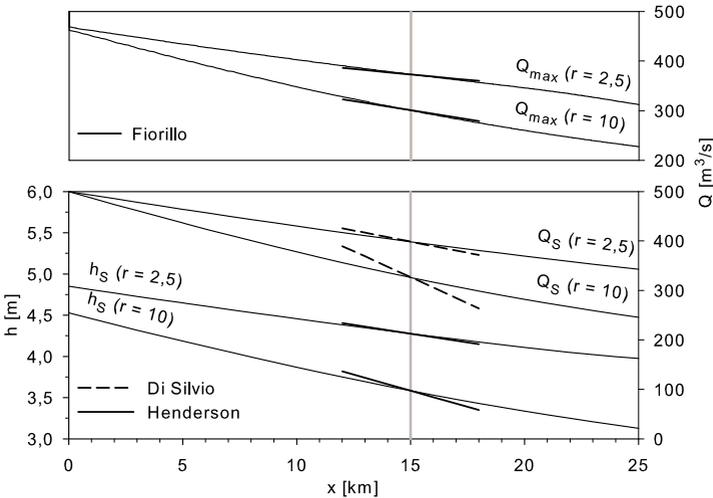


Bild 3.3: Abminderung des Scheitel- bzw. des Maximalwertes pro Meter Länge nach verschiedenen Autoren: Gegenüberstellung mit den berechneten Hüllkurven

In Tabelle 3.1 werden die numerischen Werte und die relative Abweichung $\Delta\%$ zwischen dem Näherungswert aus den Gleichungen und dem

Rechenergebnis aus MIKE11 zusammengefasst. Wie aus der graphischen Auswertung hervorgeht, liefern die Gleichungen von HENDERSON und FIORILLO zufriedenstellende Abschätzungen. Die Gleichung von DI SILVIO verliert hingegen mit zunehmender Wellensteilheit an Genauigkeit. Tatsächlich bietet auch die Scheitelreduktion nach HENDERSON genauere Ergebnisse für flachere Wellen. Dies begründet sich in der vom Autor über die Wellenform angestellten Annahme, dass die Welle als „mild wave“ betrachtet werden darf. In Anbetracht der relativen Abweichungen wird jedoch ersichtlich, dass diese Gleichungen nur Anhaltswerte der Neigung der Hüllkurven an einem vorgegebenen Querschnitt ermöglichen.

Tabelle 3.1: Abminderung des Scheitel- bzw. des Maximalwertes pro Meter Länge nach verschiedenen Autoren im Vergleich zu den berechneten Werten

r	$-\frac{dQ_S}{dx}$ ·10 ⁻³ [m ³ /m]		$-\frac{dQ_{\max}}{dx}$ ·10 ⁻³ [m ³ /m]		$-\frac{dh_S}{dx}$ ·10 ⁻⁵ [m/m]	
	MIKE11	Di Silvio $\Delta\%$	MIKE11	Fiorillo $\Delta\%$	MIKE11	Henderson $\Delta\%$
10	9,6	20,8 ₋₁₁₇	9,4	7,3 ₂₂	5,4	7,8 ₄₄
2,5	6,1	9,0 ₋₄₈	5,7	4,4 ₂₃	4,3	3,5 ₂₃

3.4 Semi-empirische Ansätze

3.4.1 Semi-empirische Formel für einen kompakten Querschnitt nach Yen

Aufbauend auf einer Reihe numerischer Simulationen entwickelt YEN (1978) eine semi-empirische Beziehung in dimensionsloser Form zwischen der Reduktion des Abflussscheitels und den Kennzahlen der Strömung, der Gerinnegeometrie und des Vorlandes. In einer Parameterstudie betrachtet er ein Rechteckgerinne der Breite b_H , das mit symmetrischen, im Querschnitt ebenso rechteckigen Vorländern der gesamten Breite b_V versehen ist. Für die Studie werden zuerst die maßgeblichen Faktoren bestimmt, die die Scheitelreduktion beeinflussen. Geometrieabhängig sind die Gerinne bzw. Vorlandbreite und das Sohlgefälle I_0 . Die Anfangsbedingungen sind durch den bordvollen Abfluss des Rechteckgerinnes Q_{bv} und die entsprechende Wassertiefe h_0 bestimmt. Weiterhin spielen noch die

Randbedingungen eine wichtige Rolle. Die Zuflussganglinie wird durch den Anteil Q_{ZS} ihres Zuflussscheitels über dem bordvollen Abfluss, durch ihre Form und durch eine äquivalente Dauer T beschrieben. Hinsichtlich der Form werden in der Studie zwei Kurven betrachtet: eine Sinus- und eine Rechteckfunktion. Die äquivalente Dauer wird als diejenige einer rechteckigen Zuflussganglinie gleichen Scheitels und gleicher Fülle definiert. Die untere Randbedingung wird nicht in Betracht gezogen bzw. werden die Ergebnisse für einen ausreichend langen Gerinneabschnitt oberhalb des Auslaufquerschnittes ausgeschlossen. Der Abflussscheitel Q_S in Abhängigkeit vom Fließweg x wird also durch eine Funktion mit acht Parametern beschrieben:

$$Q_S = f\left(\underbrace{x, Q_{ZS}, T}_{\text{Randbedingungen}}, \underbrace{Q_{bv}, h_0}_{\text{Anfangsbedingungen}}, \underbrace{b_H, b_V, I_0}_{\text{Geometrie}}\right).$$

Unter der zusätzlichen Annahme eines breiten Rechteckquerschnittes und nach Anwenden der Dimensionsanalyse reduziert sich die Parameteranzahl auf fünf, und das Reduktionsverhältnis des Abflusses ergibt sich zu

$$Q'_S = \frac{Q_S}{Q_{ZS}} = f_1(x', Q', b', h', I_0). \quad (3.8)$$

Die dimensionslosen Parameter sind folgendermaßen definiert:

$$x' = \frac{x}{\sqrt{K_0 \cdot T}}, \quad Q' = \frac{Q_{ZS}}{Q_{bv}}, \quad b' = \frac{b_H + b_V}{b_H}, \quad h' = \frac{h_0}{\sqrt{K_0 \cdot T}}.$$

Darin wird der normierte Fließweg x' als unabhängige Variable betrachtet, während die übrigen Größen als Parameter eingesetzt werden. Die Größe

$$K_0 = \frac{Q_{bv}}{b_H \cdot \sqrt{I_0}}$$

bezeichnet den hydraulischen Leitwert je Meter Breite entsprechend dem bordvollen Abfluss des Rechteckgerinnes. Die Funktion f_1 wird aus der Parameterstudie über den 32 berechneten Varianten mit einer Exponentialfunktion angenähert, so dass aus Gleichung 3.8 folgt

$$Q'_S = \alpha \cdot \exp(-\beta \cdot X). \quad (3.9)$$

Darin werden die Koeffizienten α und β (beide ≤ 1) aus der Ergebnisanalyse numerisch bestimmt und durch eine empirische Treppenfunktion über dem Intervall $0 < X < 46$ angegeben. Der Parameter

$$X = \frac{x' \cdot b'^{2/3} \cdot h'^{1/3}}{Q'^p \cdot I_0^{1/6}}$$

wird als Kombination der anderen Parameter mithilfe einer Kurvenanpassungsprozedur ermittelt.

In Tabelle 3.2 sind die Werte des Exponenten p in Abhängigkeit von b' aufgeführt. Trotz der guten Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen der vorgeschlagenen semi-empirischen Formel und der numerischen Simulation empfiehlt der Autor eine gewisse Vorsicht bei deren Anwendung in der Praxis. Die Bestimmung der Koeffizienten basiert nämlich auf einem eher eingeschränkten Variantenraum.

Tabelle 3.2: Exponent p in Abhängigkeit von b'

b'	1	4	8	16
p	$\frac{1}{6}$	$\frac{1}{12}$	$\frac{1}{18}$	$\frac{1}{25}$

3.4.2 Semi-empirische Formel für einen gegliederten Querschnitt nach Tingsanchali und Lal

Die von YEN eingeführte semi-empirische Prozedur zur Ermittlung der Reduktion des Abflussscheitels wird von TINGSANCHALI UND LAL (1988) übernommen und auf den Fall der nicht vernachlässigbaren Fließgeschwindigkeit im Vorland erweitert. Als Zuflussganglinien werden asymmetrische Sinuskurven bzw. Dreieckkurven gleichen Scheitels und gleicher Fülle betrachtet. Um die Asymmetrie zu kennzeichnen, wird als zusätzlicher Parameter die Anstiegszeit t^* eingeführt. Wie bereits bei YEN wird die untere Randbedingung ausreichend unterhalb des betrachteten Abschnittes gelegt, um ihren Einfluss auf die Ergebnisse auszuschließen. Um den Strömungsvorgang im Vorland zu berücksichtigen, ist noch das Rauheitsverhältnis zwischen Vorlandrauheit n_V und Gerinnerauheit n_H

$$n' = \frac{n_V}{n_H},$$

erforderlich. Die Parameterstudie wird durchgeführt, indem je ein Parameter variiert wird, während die anderen konstant gehalten werden. Über eine ähnliche Kurvenanpassungsprozedur wie bei YEN gelangen

die Autoren wieder zu einer Exponentialfunktion für die dimensionslose Abminderung des Durchflussscheitels

$$Q'_S = \beta_1 \cdot \phi^{\beta_2} \cdot \exp(\beta_3 \cdot \phi^{\beta_4}) . \quad (3.10)$$

Darin bezeichnet ϕ das Produkt von acht dimensionslosen Größen:

$$\phi = x' \cdot Q' \alpha_1 \cdot b' \alpha_2 \cdot \left(\frac{h'}{10^3} \right)^{\alpha_3} \\ \cdot \left(I_0 \cdot 10^4 \right)^{\alpha_4} \cdot \left(\frac{b_H}{h_0} \right)^{\alpha_5} \cdot n' \alpha_6 \cdot \left(\frac{t^*}{T - t^*} \right)^{\alpha_7} .$$

Die Exponenten $\beta_1 \dots \beta_4$ und $\alpha_2, \alpha_3, \alpha_5, \alpha_7$ gehen aus der numerischen Berechnung hervor und erweisen sich praktisch als konstant. Die übrigen α_1, α_4 und α_6 sind hingegen abhängig von b' , I_0 und n' . Ihre Zusammenhänge werden in drei entsprechenden Diagrammen wiedergegeben. Der Einfluss der einzelnen dimensionslosen Parameter auf die Güte der Lösung wird durch eine Sensitivitätsanalyse untersucht. Einer nach dem anderen wird jeder Parameter um $\pm 20\%$ variiert. Der Parameter, der die höchste Auswirkung zeigt, ist die anfängliche Wassertiefe h' , gefolgt von dem Rauheitsverhältnis n' und vom Breitenverhältnis b' . Die geringste Auswirkung hingegen zeigt die dimensionslose Gerinnebreite b_h/h_0 . Auf jeden Fall, auf Grund der Dämpfungswirkung der Exponentialfunktion, überschreitet die von der Parameteränderung in Q'_S hervorgerufene relative Abweichung nicht 1%. Das gleiche gilt für die Koeffizienten $\beta_2 \dots \beta_4$, während die Änderung von β_1 , das als Faktor in Gleichung 3.10 vorkommt, eine Abweichung gleicher Größenordnung verursacht. Eine nicht unbedeutende Rolle spielt zuletzt die Zuflussganglinienform. Sie soll daher möglichst genau angenähert werden.

Die Prozedur ist am Beispiel zweier thailändischer Flüsse (Nam Pong und Chao Phraya) validiert worden. Die über einen 34 bzw. 50 km langem Flussabschnitt ermittelten Ergebnisse sind mit einer relativen Abweichung kleiner 3% erstaunlich gut (TINGSANCHALI UND LAL, 1988).

3.5 Numerische Modelle

3.5.1 Der Beitrag von Vorlandüberflutungen nach Haider

HAIDER (1994) untersucht den Einfluss auf den Hochwasserwellenablauf von vier oft auftretenden Topographietypen des Flussabschnittes. Diese werden vereinfacht dargestellt als:

1. Einfacher Querschnitt ohne Vorland.
2. Gegliederter Querschnitt, in welchem eine Vorlandüberflutung stattfindet.
3. Abgetrenntes Vorland ohne Rückstau.
4. Rückhaltebecken im Nebenschluss, das lediglich eine Speicherefunktion aufweist.

Zur Durchführung der Parameterstudie wird ein quasi-zweidimensionales hydrologisches Modell herangezogen, welches auf dem *Muskingum-Cunge*-Verfahren für die Fließstrecken bzw. auf der Seeretention für die Speicherung basiert. Angesichts der hydrologischen Natur des Verfahrens, die eine Abbildung von Rückstauwirkungen nicht ermöglicht, wird die Anwendbarkeit des Modells ab einem Sohlgefälle $\geq 0,2\%$ empfohlen. Dies stellt aber keine gravierende Einschränkung der Studie dar, weil im Untersuchungsfeld, dem schweizerischen Mittelland, das durchschnittliche Gefälle deutlich höher liegt. Die von HAIDER betrachteten Werte liegen tatsächlich zwischen $0,3$ und $0,8\%$. Sie fallen um eine Größenordnung höher als die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Werte aus, so dass ein direkter Vergleich der numerischen Ergebnisse nur bedingt möglich ist. Die meisten vom Autor angestellten qualitativen Überlegungen treffen hingegen auch auf flachere Gewässer zu und sind daher weiter unten kurz zusammengefasst.

Die zur Beschreibung des Hochwasserwellenablaufes gewählten hydraulischen Kenngrößen sind der Abflussscheitel Q_S am Auslaufquerschnitt und die mittlere Wellengeschwindigkeit

$$\bar{c} = \frac{L}{t_{Q_S}(L)},$$

definiert als Quotient aus der vom Scheitel zurückgelegten Abschnittslänge L und der verbrachten Zeit $t_{Q_S}(L)$. Lokale Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten werden von geringem Interesse gehalten bzw.

nicht näher untersucht. Als Zuflussganglinie werden unterschiedliche synthetische Kurven nach der bereits 1929 von KOZENY vorgeschlagenen *Maxwell-Verteilung*

$$\Theta(\tau) = \left[\tau \cdot e^{(1-\tau)} \right]^r \quad (3.11)$$

herangezogen. Darin bezeichnen τ die mit der Anstiegszeit t^* normierte Zeit, r einen dimensionslosen Formparameter und Θ den mit dem Scheitel Q_S des Direktabflusses normierten Abfluss (vgl. auch Bild A.4 im Anhang):

$$\tau = \frac{t}{t^*} \quad \Theta = \frac{Q}{Q_S} .$$

In einer Parameterstudie werden Zuflussscheitel, Anstiegszeit, bordvoller Abfluss im Flussschlauch, Breite, Rauheit und Sohlgefälle einzeln untersucht. Aus der Analyse der numerischen Ergebnisse werden dann folgende Überlegungen angestellt:

- Wellen mit kleinem Zuflussscheitel erfahren eine geringere absolute, doch eine stärkere relative Reduktion.
- Höherer bordvoller Abfluss, stärkeres Sohlgefälle bzw. geringere Gerinnerrauheit bewirken eine geringere Abminderung des Abflussscheitels und eine höhere Wellengeschwindigkeit.
- Breitere Vorländer bzw. höhere Vorlandrauheit bewirken eine stärkere Abminderung des Abflussscheitels.

Der Wellenablauf beim „abgetrennten Vorland“-Ansatz erweist sich ähnlich wie beim „gegliederten Querschnitt“. Eine zeitliche Trennung der Teilwellen im Vorland bzw. Hauptgerinne, die vom Geschwindigkeitsunterschied hervorgerufen wird, ermöglicht aber hier die gleiche Retentionswirkung auf einer kürzeren Strecke. In den Tälern des Schweizer Mittellandes, wo die Scheitelabminderung im Vorland wegen des starken Gefälles gering ist, erweist sich der Einfluss der zeitlichen Trennung auf die Retention sogar als vorherrschender Effekt.

3.5.2 Der Einfluss von Flussbaumaßnahmen auf den Hochwasserabfluss nach Schwaller und Tölle

In einer Arbeit für das Bayerische Landesamt für Wasserwirtschaft untersuchen SCHWALLER UND TÖLLE (2005) den „Einfluss von Maßnahmen

der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss". Bei der ersten Projektphase wird eine systematische Variantenstudie für ein synthetisches Modellgebiet durchgeführt, das ähnliche Charakteristiken wie das später untersuchte reale Gewässer (die Glonn, ein Nebenfluss der Amper, Oberbayern) aufweist. Dabei wird ein 20 km langes, geradliniges Trapezgerinne mit dem Programm *Hydro_AS-2D* zweidimensional numerisch simuliert. Das Sohlgefälle wird bei den unterschiedlichen Varianten zwischen 0,05 und 0,4 % variiert. Als obere Randbedingung dienen sinusförmige Zuflussganglinien mit konstanter Anstiegszeit von 18 Stunden und Scheitelwerten zwischen 40 und 100 m³/s. Die in Betracht gezogenen Maßnahmen sind u. a. die Bewaldung in den Deichvorländern, die Deichrückverlegung, die Flussaufweitung und die Laufverlängerung in Form von Mäandern. Die Maßnahmen betreffen im Unterschied zum Ansatz der vorliegenden Arbeit den gesamten Flussabschnitt. Die Ergebnisse dürfen daher nur bedingt gegenübergestellt werden. Trotzdem können folgende von den Autoren getroffenen Schlussfolgerungen erwähnt werden:

- Die Scheitelabminderung sinkt mit zunehmendem Sohlgefälle bzw. Abfluss.
- Die Laufverlängerung wirkt (in geringem Maß) abflussdämpfend.
- Die großflächige Bewaldung spielt unter den untersuchten Maßnahmen die dominante Rolle in der Scheitelabminderung.
- Vor allem bei kleinen und mittleren Hochwassern erzeugen die geprüften Maßnahmen eine wesentliche Scheitelabminderung.

3.5.3 Abminderung des Durchflussscheitels in einer Parameterstudie von Fischer

Mit einem hydrodynamischen numerischen 2D-Modell untersucht FISCHER (2008) drei Typen der ungesteuerten Retention entlang von Fließgewässern: die Deichrückverlegung, das hydraulisch abgetrennte Vorland mit Flutung von Oberstrom und anschließendes Zurückströmen am unteren Ende des Retentionsraumes und das hydraulisch abgetrennte Vorland mit Flutung von Unterstrom. Der letzte Fall tritt vorwiegend im Mündungsbereich seitlicher Zuflüsse auf. FISCHER berechnet zuerst für jeden Retentionstyp ein Beispiel aus einem ausgewählten Abschnitt der Donau zwischen Neu-Ulm und Kelheim. Dabei werden die Hochwasserereignisse von 1999 und 2002 simuliert.

Aufbauend auf diese Ergebnisse, führt er eine Parameterstudie bei einer einfacheren Geometrie durch. Für die drei Retentionstypen variiert er die Abmessungen des rechteckigen Vorlandes und verwendet unterschiedliche synthetische Zuflussganglinien nach Gleichung 3.11 mit Zuflussscheitel zwischen 1240 und $4130 \text{ m}^3/\text{s}$ und Formparameter $r = 2$ bis 14 . Das Sohlgefälle wird mit $0,05\%$ konstant angenommen, wobei für die Rauheit des Flussschlauches bzw. des Vorlandes Stricklerbeiwerte von 40 bzw. $20 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ festgesetzt werden. Der Autor wählt als relevante Parameter bezüglich des Rückhaltevermögens einer Retentionsfläche die Abminderung und die Verzögerung des Abflussscheitels zwischen oberem und unterem Rand des Retentionsraumes. Im Fall einer Deichrückverlegung schreibt er die Retentionswirkung den niedrigeren Fließgeschwindigkeiten im Vorland und dem dabei verzögerten Abflussvolumen zu.

Die Scheitelreduktion stromab der Aufweitung überschreitet nicht $2,5\%$, wobei die Fließzeit des Scheitels über die Deichrückverlegungsstrecke bis zu 25 Mal so lang wird. Auch für die zwei übrigen Retentionstypen ergeben sich ähnliche Werte. Die Scheitelabminderungen fallen leicht stärker (bis $4,5\%$) und die Verzögerungen ein bisschen kleiner (bis zu 24 Mal) aus. Die im Fall einer symmetrischen Geometrie (beidseitiges Vorland) erhaltenen Werte verringern sich um etwa $50 - 60\%$ für die Scheitelreduktion und um etwa 40% für die Scheitelverzögerung, wenn nur ein Vorland beaufschlagt wird. Aus den Ergebnissen schließt FISCHER folgende allgemeine Erkenntnisse bezüglich der Retentionswirkung ungesteuerter Überflutungsfläche:

- Nur ausreichend leistungsfähige Ausuferungsbereiche ermöglichen eine nennenswerte Retentionswirkung.
- Die untersuchten Retentionsräume wirken in erster Linie abflussscheitelverzögernd.
- Die Scheitelverzögerung ist bei flachen Hochwasserwellen mit großer Anstiegszeit ausgeprägter.
- Die Scheitelreduktion ist bei steilen Hochwasserwellen deutlich größer als bei flachen.

4 Gerinneaufweitung bei stationärem Abfluss

In diesem Kapitel wird eine theoretische Betrachtung der sich bei stationärem Abfluss bei einer Gerinneaufweitung einstellenden Wasserspiegellinie angestellt. Abschnitt 4.1 behandelt in Anlehnung an die Arbeit von CHOW und unter Berücksichtigung neuerer Beiträge die Frage der Bestimmung des Energieverlustes bei einer plötzlichen Querschnittsänderung – eine Frage, die immer noch Objekt der Forschung ist. Richtwerte für den normierten Energieverlust und für den Verlustbeiwert bei einer plötzlichen Verengung eines Rechteckgerinnes werden dazu vorgeschlagen. In Abschnitt 4.2 wird theoretisch bzw. durch numerische Beispiele die Wasserspiegellinie bei einer Gerinneaufweitung beim stationären strömenden Abfluss untersucht. Ein weiteres Beispiel aus der Praxis (Abschnitt 4.3) bestätigt durch ähnliche Ergebnisse die angestellten Überlegungen. Im Abschnitt 4.4 werden schließlich eine Formel für die Abschätzung des Wassertiefenverhältnisses bei einer Querschnittsverengung und eine für die effektive Mindestlänge einer Gerinneaufweitung vorgeschlagen.

4.1 Energieverluste bei Querschnittsänderung in offenen Gerinnen

Bei der Betrachtung der Wasserspiegellage bei Querschnittserweiterungen bzw. -verengungen spielen die damit verbundenen lokalen Energieverluste eine wichtige Rolle. Vor allem wo die Strömung einer Verzögerung unterliegt – wie im Fall einer Querschnittserweiterung – tritt heftige Turbulenz auf. Das führt zur Entstehung von dissipativen Wirbeln und je nach geometrischem Breitenverhältnis der Querschnittsänderung zur Ablösung der Strömung von der Wand und zur Entwicklung von Rückströmungsbereichen. Bei der Untersuchung einer plötzlichen Änderung des Fließquerschnitts einer realen Flüssigkeit dürfen die Reibungsverluste – dank der begrenzten Länge der Strecke, in welcher der Dissipationsprozess stattfindet – vernachlässigt bleiben. Die lokalen Verluste stellen

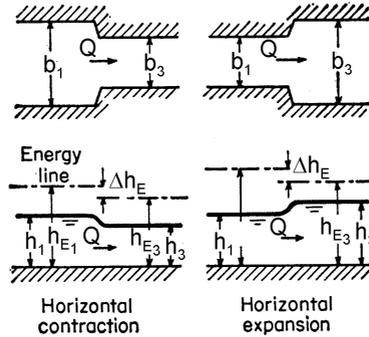


Bild 4.1: Wasserspiegelverlauf bei plötzlicher Querschnittsänderung eines Rechteckgerinnes nach CHOW (1959)

dagegen in diesem Abschnitt die Hauptursache der Umwandlung der hydraulischen Energie in Wärme dar und sollen berücksichtigt werden. Die Untersuchung dieser lokal hochturbulenten Strömungsvorgänge ist immer noch Objekt der Forschung. Die Tatsache, dass hinter der Störung der Hauptstrom in eine langsamer fließende Wassermasse stößt, lässt in Anlehnung an die plötzlichen Verluste in einer Druckströmung auch den Energieverlust in offenen Gerinnen als eine Art Stoßverlust erscheinen.

Ausgehend von der Arbeit von JÄGER (1936) (Anwendung des Impulsatzes und der Kontinuitätsgleichung auf die Querschnittsverengung eines horizontalen Rechteckgerinneabschnittes) leitet CHOW (1959) folgende Beziehung zwischen Wassertiefen h_1 vor bzw. h_3 hinter der Querschnittsänderung und Froudezahl Fr_1 stromauf ab:

$$Fr_1^2 = \frac{\frac{h_3}{h_1} \cdot \left[\left(\frac{h_3}{h_1} \right)^2 - 1 \right]}{2 \cdot \left[\frac{h_3}{h_1} - \frac{b_1}{b_3} \right]} \quad (4.1)$$

Darin bezeichnen b_1 und b_3 die Gerinnebreiten gemäß Bild 4.1. Der Abfluss Q erfolgt strömend. Aus dieser Gleichung lassen sich die Strömungscharakteristika stromauf der Querschnittsänderung (Querschnitt ① in Bild 4.2) direkt aus den entsprechenden Größen stromab ③ berechnen. Dafür ist aber noch eine Annahme über die Wassertiefe im Querschnitt ② erforderlich, um die hydrostatische Druckkraft F_2 möglichst korrekt abzuleiten. CHOW geht davon aus, dass in ② die gleiche

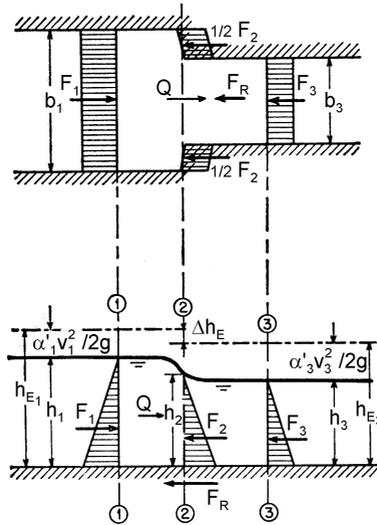


Bild 4.2: Definitionsschema für den Impulssatz bei plötzlicher Querschnittsverengung eines Rechteckgerinnes nach CHOW (1959)

Wassertiefe wie im Unterwasser vorhanden ist: $h_2 = h_3$. Aus dem Impulssatz ist es nun möglich, eine Beziehung der Wasserspiegellagen vor und hinter einer Querschnittsänderung unabhängig von dem dazwischen auftretenden Energieverlust aufzustellen.

Bei Strömen – da die Wasserspiegellage von stromab bedingt wird – ist es günstiger, die für eine Verengung abgeleitete Gleichung 4.1 nach der Froudezahl im Unterwasser Fr_3 umzustellen. Nach Einsetzen vom Breitenverhältnis

$$r_b = \frac{b_1}{b_3}$$

und Wassertiefenverhältnis

$$r_h = \frac{h_1}{h_3},$$

ergibt sich folgende Beziehung zwischen Fließzustand im Unterwasser, Geometrie der Verengung und Wassertiefe im Oberwasser:

$$Fr_3^2 = \frac{r_h^2 - 1}{2 \cdot \left(1 - \frac{1}{r_b \cdot r_h}\right)} \cdot r_b. \quad (4.2)$$

Nach einigen Umformungen erhält man eine Gleichung dritten Grades für die Unbekannte r_h

$$r_b^2 \cdot r_h^3 - r_b \cdot (2 \cdot Fr_3^2 + r_b) \cdot r_h + 2 \cdot Fr_3^2 = 0 \quad (4.3)$$

Bild 4.3a zeigt die reellen Lösungen dieser Gleichung bei Strömen als Funktion der Froudezahl im Unterwasser. Die Kurven sind nach dem Breitenverhältnis r_b parametrisiert. Die Tatsache, dass sich diese Kurven schneiden, zeigt, dass bei gleicher Froudezahl Fr_3 unterschiedliche Breitenverhältnisse zur gleichen Oberwassertiefe führen. Ab einem Breitenverhältnis $r_b \gtrsim 2$ weisen außerdem die Kurven eine flachere Neigung auf. Daraus folgt, dass bei gegebener Froudezahl Fr_3 die Wasserspiegelabsenkung ein Maximum bei $r_b \approx 2$ hat. Der Gültigkeit dieser Ergebnisse wird die Richtigkeit der Annahme über die Wassertiefen unterstellt und im Folgenden diskutiert.

Wenn das Wassertiefenverhältnis einmal errechnet ist, lassen sich die Energieverluste einfach über die *Bernoulli-Gleichung*

$$z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_3 + h_3 + \frac{v_3^2}{2g} + \Delta h_E \quad (4.4)$$

für die Querschnitte ① und ③ ableiten. In dieser Gleichung bezeichnen z_1 und z_3 die Sohlhöhe, v_1 und v_3 die mittlere Fließgeschwindigkeit in den Querschnitten und Δh_E den Energieverlust. Unter der Annahme einer horizontalen Sohle ($z_1 = z_3$) und nach der Normierung der Breiten und Wassertiefen lässt sich die auf die Wassertiefe h_3 bezogene Energieverlusthöhe in der Form

$$\frac{\Delta h_E}{h_3} = (r_h - 1) + \frac{Fr_3^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{r_b^2 \cdot r_h^2} - 1 \right) \quad (4.5)$$

angeben. Für die auf h_1 bezogene Energieverlusthöhe siehe z. B. MONTES (1998). Für eine Querschnittsverengung ist bei Strömen der erste Summand rechts immer positiv, der zweite hingegen immer negativ, so dass die Positivität des Energieverlustes nur bedingt gewährleistet wird (CHOW, 1959). Werden die Ergebnisse aus der Anwendung des Impulssatzes in Gleichung 4.5 eingesetzt, dann können die zu dem Diagramm 4.3a entsprechenden Verlusthöhen berechnet werden. Diese sind in Bild 4.3b aufgetragen. Darin sind die Kurven unter der Annahme $h_2 = h_3$ nach dem Breitenverhältnis r_b parametrisiert. Offensichtlich sind die oben abgeleiteten Ergebnisse physikalisch unmöglich, weil sie durchgehend zu

einem Energiegewinn ($\Delta h_E < 0$) führen. Das liegt an der willkürlich über die Wassertiefe h_2 getroffene Annahme, dass sie der Unterwassertiefe gleichen muss. Eine Ableitung der Wassertiefe h_2 lässt sich durch die Erhaltung der Masse, der Energie und des Impulses aber nicht durchführen. Selbst CHOW kann lediglich behaupten, dass h_2 zwischen h_3 und h_1 liegen soll, doch genauere Aussagen darüber trifft er nicht.

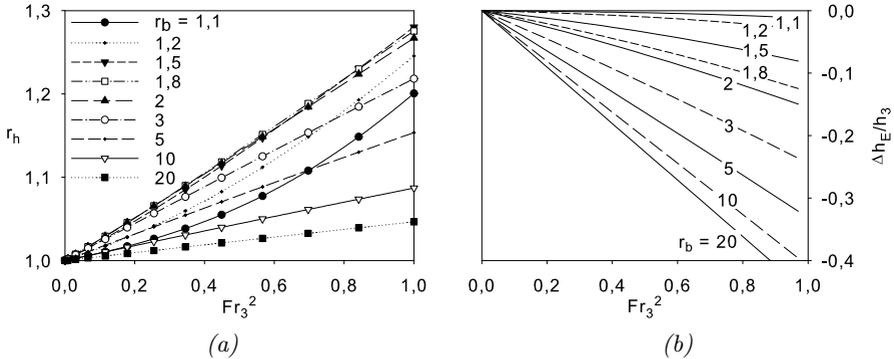


Bild 4.3: Wassertiefenverhältnis r_h (a) und auf die Unterwassertiefe h_3 bezogener Energieverlust (b) bei einer plötzlichen Querschnittsverengung unter der Annahme $h_2 = h_3$

Auch die jüngsten Arbeiten vertreten den Ansatz, die Wassertiefe h_2 empirisch aus Laborversuchen abzuleiten. Aufbauend auf der Arbeit von CAPART ET AL. (2003) hebt so auch CHEN das Auftreten von physikalisch nicht möglichen negativen Energieverlusten bei einer Querschnittsverengung unter der Annahme $h_2 = \frac{h_1+h_3}{2}$ hervor. Insbesondere bei natürlichen Fließgewässern empfiehlt er daher, für h_2 einen zur Oberwassertiefe h_1 näheren Wert zu postulieren (CHEN ET AL., 2007).

Es kann hier also aufschlussreich sein, die o. a. Abhandlung auch für den entgegengesetzten Grenzfall $h_2 = h_1$ zu wiederholen, um das breitere Spektrum der theoretischen Lösungen zu erforschen.

Unter der Annahme also, dass die Oberwassertiefe sich bis zum Querschnitt ② erstreckt – mindestens an der Wand, doch nicht unbedingt im Hauptstrom –, folgt aus dem Impulssatz für die Querschnitte ① und ③ in dimensionsloser Form

$$Fr_3^2 = \frac{r_h^2 - 1}{2 \cdot \left(1 - \frac{1}{r_b \cdot r_h}\right)}.$$

Nach Umstellen nach r_h ergibt sich folgende Gleichung dritten Grades:

$$r_b \cdot r_h^3 - r_b \cdot (2 \cdot Fr_3^2 + 1) \cdot r_h + 2 \cdot Fr_3^2 = 0 \quad (4.6)$$

Die Lösungen dieser Gleichung bei Strömen sind in Bild 4.4a als Funktion der Froudezahl im Unterwasser aufgeführt und nach dem Breitenverhältnis r_b parametrisiert. Anders als bei der vorherigen Annahme $h_2 = h_3$ schneiden sich hier die parametrischen Kurven nicht, so dass der Wasserspiegelunterschied bei gegebener Froudezahl mit dem Breitenverhältnis ständig zunimmt. Diese Zunahme verringert sich aber gleichzeitig mit r_b (die Kurven liegen mit steigendem r_b immer dichter beieinander).

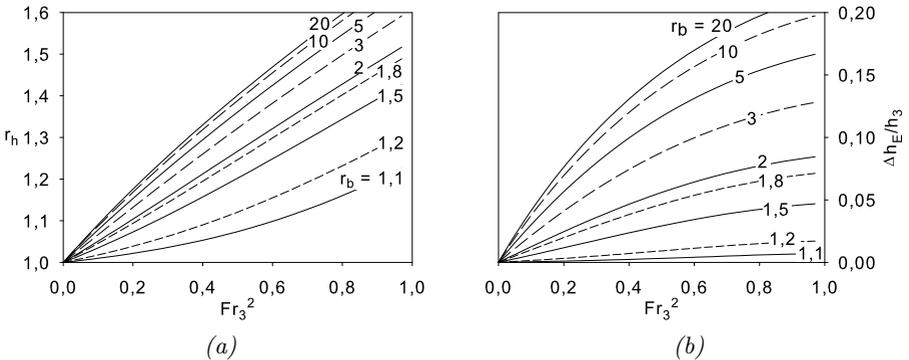


Bild 4.4: Wassertiefenverhältnis r_h (a) und auf die Untertassertiefe h_3 bezogener Energieverlust (b) bei einer plötzlichen Querschnittsverengung unter der Annahme $h_2 = h_1$.

Die Energieverluste sind mit diesen neuen r_h Werten durch Gleichung 4.5 berechnet und in Diagramm 4.4b dargestellt. In diesem Fall bringen die Ergebnisse aus dem Impulssatz durchgehend positive Energieverluste hervor. Diese steigen bei gleicher Froudezahl mit dem Breitenverhältnis an. Im Gegensatz zur vorherigen Annahme ergeben sich hier physikalisch mögliche Ergebnisse, doch es stellt sich ohnehin die Frage, welche Wassertiefe sich tatsächlich an den Querwänden von Querschnitt ② einstellt. Davon hängt nämlich der Wasserspiegelunterschied und somit der Energieverlust ab. In diesem Sinn sind die oben aufgeführten Ergebnisse eher als Richtwerte bzw. obere Grenzwerte zu betrachten.

Verschiedene Autoren sind das Problem des Energieverlustes einer Querschnittsänderung in offenen Gerinnen mit empirischen Ansätzen

angegangen. Aufbauend auf den zahlreich vorhandenen Erfahrungen in der Druckströmung, werden in der Regel die dort eingeführten Ansätze übernommen und entsprechende Beiwerte aus den Ergebnissen von Laborversuchen neu abgeleitet. Aus der eindimensionalen Betrachtungsweise werden so die auftretenden Energieverluste über den Fließquerschnitt integriert und durch empirische Beiwerte mit der Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$ verknüpft (CHOW, 1959; GHETTI, 1987; BOLLRICH, 2000; ROSSI UND SALVI, 2001).

Ähnlich wie ein *Bordaverlust* in einer Druckströmung sind dann die örtlichen Verluste bei plötzlichen Querschnittsänderungen üblicherweise in der Form

$$\Delta h_E = \zeta \cdot \frac{(v_1 - v_3)^2}{2g} = \zeta \cdot \frac{Q^2}{2g \cdot A_3^2} \cdot \left(\frac{A_3}{A_1} - 1 \right)^2 \quad (4.7)$$

geschrieben, wobei ζ einen Verlustbeiwert, A_3 und A_1 die Fließflächen unterhalb bzw. oberhalb der Querschnittsänderung kennzeichnen. Die Ungewissheiten über die tatsächliche Wassertiefe h_2 , die Form des Übergangs, die Turbulenz, die Entstehung von Wirbelung und Rückströmung u. s. w. werden alle in dem empirisch ermittelten Verlustbeiwert zusammengefasst.

Numerische Werte für ζ bei Querschnittsänderungen unter verschiedenen geometrischen Konfigurationen (Ausbreitungs- bzw. Verengungswinkel) werden von zahlreichen Autoren empfohlen (FORMICA, 1955; SMITH UND YU, 1966; CHATURVEDI, 1963; MARCHI UND RUBATTA, 1981; HEC, 2008). Sie fallen meistens in das Intervall 0,1 – 1,0, wobei die höheren Werte einer Erweiterung zuzuordnen sind. Sie steigen außerdem mit dem Breitenverhältnis und dem Ausbreitungswinkel an. Für eine Gerinneerweiterung sind auch Werte größer als 1 gemessen worden. Aus den Versuchen von FORMICA geht hervor, dass ζ von der Geometrie stark abhängt, vom Durchfluss hingegen kaum. Um die Gültigkeit der Energieverlustformeln bei einer Erweiterung zu belegen, führen SKOGERBOE ET AL. (1971) eine Reihe von hydraulischen Versuchen an unterschiedlichen Erweiterungskonfigurationen durch. Bei der Auswertung der Ergebnisse ihrer Arbeit stellen sie die Abhängigkeit des Verlustbeiwertes von der Froudezahl im Oberwasser Fr_1 und vom Breitenverhältnis r_b fest. Bei gegebener Geometrie ergibt sich schließlich eine eindeutige Beziehung zwischen ζ und Fr_1 .

NASHTA UND GARDE (1988) untersuchen sowohl analytisch als auch experimentell die Form der Ablösungslinie stromab einer Erweiterung ($r_b = 1,5$ bis $3,0$) in einem Rechteckgerinne mit einem Sohlgefälle von 0,1 %

bei $Fr_1 = 0,40$ bis $0,75$. Sie messen dabei höhere Energieverluste als theoretisch erwartet und schreiben diese dem auftretenden asymmetrischen Strömungsbild und dem stark von eins abweichenden Geschwindigkeitshöhen- bzw. Impulsausgleichswert (α bzw. α') zu. Auf der Basis ihrer Untersuchungen schlagen sie für den Verlustbeiwert bei einer Erweiterung ζ_e folgende empirische Gleichung vor:

$$\zeta_e = (r_b \cdot r_h)^{1,2} .$$

Wenn die oben für den theoretischen Grenzfall $h_2 = h_1$ aus der Erhaltung der Energie bzw. des Impulses abgeleiteten Energieverlusthöhen (vgl. Bild 4.4b) in die Definitionsgleichung des Verlustbeiwertes eingesetzt werden, dann lassen sich die entsprechenden Aussagen auf die ζ -Werte übertragen.

Der Energieverlust wird auch – wie im HEC-RAS Handbuch (HEC, 2008) – proportional zur Differenz der Geschwindigkeitshöhen

$$\Delta h_E = \zeta \cdot \frac{v_3^2 - v_1^2}{2g} \quad (4.8)$$

ausgedrückt. Nach Umstellen dieser Gleichung nach ζ , Einsetzen des Energieverlustes aus Gleichung 4.5 und Ausdrücken von den Geschwindigkeitshöhen mittels Froudezahl, Breiten- bzw. Wassertiefenverhältnisses, ergibt sich der Verlustbeiwert für eine Verengung zu

$$\zeta = \frac{2 \cdot (r_h - 1)}{Fr_3^2 \cdot \left(1 - \frac{1}{r_b^2 \cdot r_h^2}\right)} - 1 . \quad (4.9)$$

Wie schon für den Energieverlust, wenn bei Strömen der Fließzustand im Unterwasser bekannt ist und r_h aus dem Impulssatz (nach Gleichung 4.6) berechnet wird, drückt Gleichung 4.9 Grenzwerte für ζ aus, die je nach Froudezahl und Breitenverhältnis verwendet werden sollen.

Bild 4.5 zeigt diese analytisch ermittelten Werte als Funktion der Froudezahl im Unterwasser. Dem Diagramm ist leicht zu entnehmen, dass alle ζ -Werte kleiner als 1,0 sind, andererseits zeigen die nach dem Breitenverhältnis parametrisierten Kurven, dass ζ mit r_b ansteigt und mit der Froudezahl abnimmt. Bis zu Breitenverhältnissen von ca. 2,0 ist außerdem die Abhängigkeit von Fr_3 vernachlässigbar – und im Bereich $Fr_3 < 0,4$ auch für stärkere Breitenverhältnisse. Diese Ergebnisse stehen also in guter Übereinstimmung mit der in den gebräuchlichsten

Programmpaketen verbreiteten Praxis, die Verlustbeiwerte nur als eine Funktion der Geometrie anzusehen (HEC, 2008; DHI, 2004). Eine ähnliche Betrachtung für den Fall einer Querschnittserweiterung bedarf weiterer Forschung.

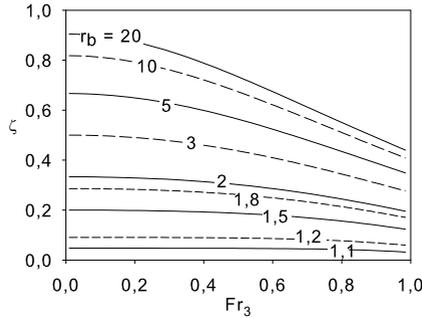


Bild 4.5: Verlustbeiwert bei einer plötzlichen Querschnittsverengung unter der Annahme $h_2 = h_1$

4.2 Längsprofil der Wassertiefe und Energiehöhe über der Sohle

4.2.1 Energiehöhe-Wassertiefe-Beziehung

Die gewöhnlichen in der Literatur vorhandenen Abhandlungen über eine plötzliche Querschnittsänderung in offenen Gerinnen beschränken die Betrachtung des Phänomens auf einen sehr kurzen Gerinneabschnitt direkt um die Querschnittsänderung herum (vgl. z. B. Bild 4.1). Das ist aus dem strikten Gesichtspunkt von der Erfassung der damit verbundenen Energieverluste weitgehend ausreichend und spiegelt die Wasserspiegellinie für diesen Bereich korrekt wider. Man sollte aber nicht den Fehler begehen, dieses Ergebnis kurzerhand auf deutlich längere Bereiche zu übertragen. Dies konnte u. a. zur Meinung führen, dass beim stationären strömenden Abfluss eine Verengung im Fließquerschnitt immer zu einer weitgehenden Wasserspiegelabsenkung stromab bzw. zu einer -anhebung stromauf führt.

Als hilfreich zur Erfassung der Energie- und Wasserspiegellinie im Übergangsbereich einer Querschnittsänderung bei stationärem Abfluss erweist sich das Aufstellen eines Diagrammes der Energie-Wassertiefe-Beziehung. Zu diesem Zweck betrachte man das in Bild 4.6 skizzierte

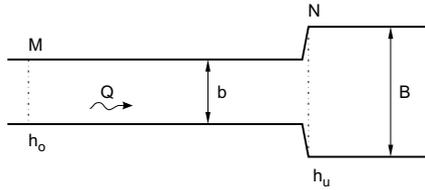


Bild 4.6: Symmetrische Querschnittserweiterung eines Rechteckgerinnes: Definitionsskizze

rechteckige Gerinne der Breite b , das einen konstanten Durchfluss Q abführt und eine Querschnittserweiterung auf die Breite B aufweist. Das Sohlgefälle sei kleiner als das Grenzgefälle $I_0 < I_{gr}$, so dass strömender Abfluss vorausgesetzt werden kann. Es wird außerdem davon ausgegangen, dass am Auslaufquerschnitt weit stromab der Querschnittsänderung die Normalabflusstiefe h_u vorhanden ist. Es sei weiterhin mit h_o die Normalabflusstiefe gekennzeichnet, die der Breite b entspricht und sich in einem gewissen Abstand stromauf einstellt. Die Gesamtenergiehöhe über der Sohle h_E an einem Querschnitt der Fließfläche A und der Wassertiefe h für den Durchfluss Q lautet nach der *Bernoulligleichung*

$$h_E = h + \frac{Q^2}{2g \cdot A^2}. \quad (4.10)$$

Die theoretisch möglichen Strömungskonfigurationen bei einer Querschnittserweiterung können mithilfe des in Bild 4.7 aufgeführten Diagramms ergründet werden. Ähnliche Diagramme für die Energieverluste bei Brücken findet man u. a. in SECKIN ET AL. (1998).

Im Diagramm 4.7 ist beim konstanten Durchfluss Q die Energiehöhe über der Sohle h_E über die Wassertiefe h aufgetragen. Die Kurven f_b und f_B zeigen das in der Gerinnebreite parametrisierte Energiehöhe-Wassertiefe-Verhältnis. Die Punkte M und N kennzeichnen die Normalabflussbedingung für die Gerinnebreite b bzw. B ; die Punkte R und S auf der Geraden r bilden mit $h_E = 3/2 \cdot h$ die jeweiligen Grenzzustände. Die Pfeile zeigen, nach welcher Ordnung die möglichen Energie-Wassertiefe-Zustände in Fließrichtung aufeinander folgen. Es wird ferner darauf hingewiesen, dass

- die Normalabflusstiefe im Oberwasser größer ist als im Unterwasser: $h_o > h_u$, so dass die Auswirkung einer Querschnittserweiterung auf der Makroskala eher mit einer Wasserspiegelabsenkung zu verknüpfen ist,

bei welchem der Übergang an der Querschnittsänderung ohne örtliche Verluste stattfindet. Der Wasserspiegel sinkt von h_o über eine *Senkungslinie* bis unter h_u unmittelbar vor der Erweiterung (Querschnitt 1) und steigt gleich wieder bis zur von der unteren Randbedingung vorgegebenen Wassertiefe (in diesem Beispiel $h_N = h_u$, der Normalabflusstiefe). Dieser Fall stellt unter den oben eingeführten Annahmen die theoretisch größtmögliche Wasserspiegelanhebung dar.

- M-2-N: Ähnlicher Wasserspiegelverlauf wie im ersten Fall, wobei hier ein kleiner Energieverlust Δh_E auftritt. Die Energielinie zeigt daher einen Sprung bei der Querschnittsänderung.
- M-3-N: Größerer Energieverlust, der jetzt gleich der Energiedifferenz aus den zwei Kurven f_b und f_B für $h = h_N$ ist. Die Senkungslinie des Wasserspiegels mündet direkt in h_u bei der Querschnittsänderung, wobei der Sprung in der Energielinie zunimmt.
- M-4-N: Der Energieverlust ist noch größer, so dass bei der Querschnittsänderung der Wasserspiegel einen Sprung nach unten aufweist. Auch die Unstetigkeit in der Energielinie wird dementsprechend markanter.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind die Profile in Bild 4.8 nicht maßstabsgerecht wiedergegeben. Die Kurven sind im Erweiterungsbereich (um den Punkt N) stark überhöht dargestellt, um die Wasserspiegeldifferenz deutlicher zu zeigen. Das Wasserspiegelgefälle bzw. -gegengefälle beträgt in der Tat höchstens wenige Prozentpunkte.

Der letzte Fall M-4-N war schon von FORMICA (1955) durch eine Versuchsreihe an einem hydraulischen Modell vorhergesehen. Direkte Messungen in diesem Bereich hat er jedoch bei den 116 Versuchen an einem Gerinne mit Querschnittserweiterung nicht durchgeführt, weil der Schwerpunkt seiner Untersuchung eher auf der Abminderung des Energieverlustes lag. FORMICA konnte aber das Abnehmen der Wasserspiegelanhebung mit steigendem Energieverlust vermerken und kam zu der Schlussfolgerung, dass größere Verluste diese Anhebung aufheben bzw. sogar eine Wasserspiegelabsenkung hervorrufen.

Derjenige Verlustbeiwert ζ_0 , bei dem die Wasserspiegelanhebung Null beträgt, kann durch Gleichung 4.8 bestimmt werden. Dazu wird der Energieverlust aus der *Bernoulli-Gleichung* 4.4 für $h_1 = h_3$ (mit der

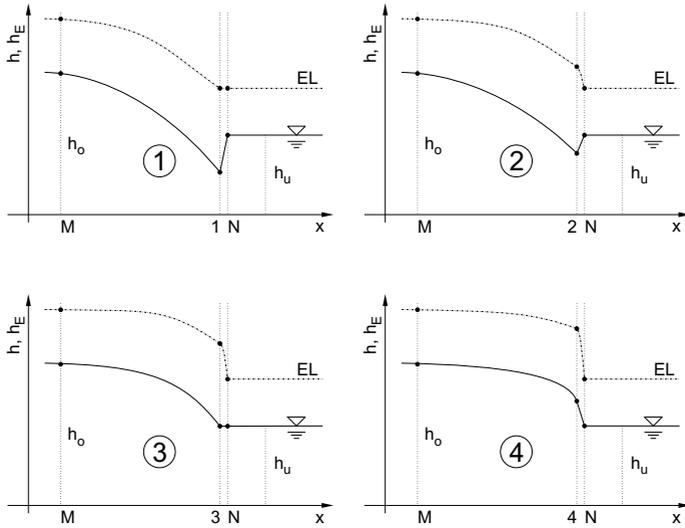


Bild 4.8: Wasserspiegel- und Energielinie bei einer plötzlichen Querschnittserweiterung bei Strömen (Darstellung nicht maßstabsgerecht)

Notation aus Abschnitt 4.1) berechnet und in der Definitionsgleichung von ζ eingesetzt. Es ist leicht zu erkennen, dass

$$\zeta_0 = 1$$

wird. Dieser Wert ergibt sich allerdings aus der glücklichen Wahl, wie man den Verlustbeiwert definiert. Unter Verwendung anderer Ausdrücke für ζ (vgl. Gleichung 4.7), würde auch ζ_0 von 1 abweichen. Der dazugehörige Energieverlust folgt aus dem Ausdruck 4.5, wenn das Wassertiefenverhältnis r_h durch 1 ersetzt wird, und lautet

$$\frac{\Delta h_{E_0}}{h_3} = \frac{Fr_3^2}{2} \cdot \left(\frac{1}{r_b^2} - 1 \right).$$

In Bild 4.9 sind die Ergebnisse einer Reihe von Berechnungen mit dem Programm HEC-RAS am Beispiel einer Erweiterung eines Rechteckgerinnes ($r_b = 2$) bei strömendem Abfluss ($I_0 = 0,01\%$, $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$) aufgeführt. Das Diagramm zeigt in Abhängigkeit des Verlustbeiwertes ζ_e die Energieverlusthöhe $\Delta h_E = h_{E_1} - h_{E_3}$ und die Wassertiefendifferenz $\Delta h = h_1 - h_3$ über einer Querschnittserweiterung bezogen auf die Unterwassertiefe h_3 . Als Normierungsgröße der Ordinatenwerte dient die Unterwassertiefe h_3 . Dem Diagramm ist zu entnehmen,

dass die Energieverluste mit dem Einsetzen von größeren Verlustbeiwerten ansteigen, wobei die Wasserspiegelanhebung (negative Differenzenwerte in Stromrichtung) ab $\zeta = 1$ in eine -absenkung übergeht.

Aus dem Impulssatz und in Anlehnung an Bild 4.2 lässt sich die für diesen besonderen Fall erforderliche Wassertiefe h_{20} an der Wand ableiten. Nach Umstellung des Impulssatzes nach h_{20} bei einer Wasserspiegeldifferenz gleich Null, $h_1 = h_3$ ($\stackrel{\text{def}}{=} h_u$), ergibt sich

$$\frac{h_{20}}{h_3} = \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Fr_3^2}{r_b}}$$

Der Radikand in dieser Gleichung ist immer kleiner als 1, so dass an der Wand im Querschnitt ② eine leichte Absenkung des Wasserspiegels stattfindet.

Bei der Anwendung des Impulssatzes wird davon ausgegangen, dass die Sohl Schubspannungen – in Anbetracht des kurzen Abstandes – vernachlässigbar klein sind und die Geschwindigkeits- bzw Impulsausgleichswerte mit eins angenähert werden dürfen. Diese Annahmen sollten – vor allem bei größeren er-
 prüft werden nd
 hinsichtlich ζ_e ste
 Rolle spielen

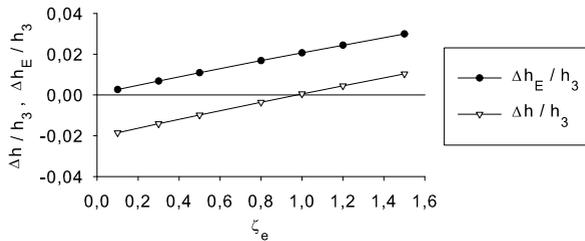


Bild 4.9: Energiehöhe- und Wassertiefendifferenz bei einer Querschnittserweiterung als Funktion des Verlustbeiwertes ζ_e

Auch der Fall einer Querschnittsverengung kann in analoger Weise betrachtet werden, wobei hier wegen der beschleunigten Strömung mit geringeren örtlichen Energieverlusten zu rechnen ist. Aus einem Vergleich dieser Profile mit der aus der Literatur (CHOW, 1959) bekannten Wasserspiegellage (vgl. Bild 4.1) geht hervor, dass die Gültigkeit der letzteren nur im unmittelbaren Bereich der Querschnittsänderung liegt,

während die oben beschriebenen Profile in einer größeren Skala ihre Gültigkeit behalten. Die in Bild 4.1 aufgeführten Profile können demnach als Untermenge der Ansätze aus Bild 4.8 betrachtet werden.

4.2.2 Vergleich des theoretischen Ansatzes mit einem numerischen Beispiel

Auf der Grundlage der oben stehenden Betrachtungen kann man davon ausgehen, dass je nach Betrag des örtlichen Energieverlustes bei einer Gerinneaufweitung, in der bei stationärem Abfluss die Normalabflusstiefe erreicht wird, die Wasserspiegellinie bei der Querschnittserweiterung nach einem der Profile von Bild 4.8 verläuft. Dies wird im Folgenden mithilfe der Programme HEC-RAS und MIKE11 durch ein numerisches Rechenbeispiel belegt. Allgemeine Überlegungen über die Wasserspiegellage bei einer Gerinneaufweitung bei stationärem strömenden Abfluss werden außerdem abgeleitet und in den nächsten Abschnitten weiter vertieft.

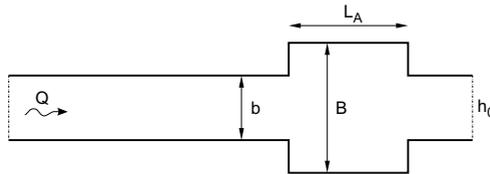


Bild 4.10: Symmetrische Aufweitung der Länge L_A und Breite B in einem Rechteckgerinne der Breite b

Es wird ein Rechteckgerinne der Breite $b = 100$ m mit einem Sohlgefälle $I_0 = 0,01\%$ und einem Rauheitsbeiwert nach STRICKLER $k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ betrachtet. Als obere Randbedingung wird ein konstanter Durchfluss Q von $500 \text{ m}^3/\text{s}$, als untere die entsprechende Normalabflusstiefe $h_0 = 5,645$ m ausgewählt. 45 Kilometer nach dem Einlaufquerschnitt befindet sich eine 10 km lange und 200 m breite symmetrische Flussaufweitung. Der Auslaufquerschnitt liegt 5 km weiter stromab. In Bild 4.10 ist die Geometrie des Gerinnes schematisch dargestellt. Unterschiedliche Verlustbeiwerte ζ_e für den Erweiterungs- bzw. ζ_c für den Verengungsquerschnitt werden eingesetzt und ihre Auswirkung auf den Wasserstand und auf die Energielinie untersucht.

Die aus zwei Rechenläufen errechneten Wassertiefen sind in den Bildern 4.11 und 4.12 aufgeführt. Zuerst werden die für eine mäßige Fließquerschnittsänderung empfohlenen Verlustbeiwerte $\zeta_e = 0,5$ bzw. $\zeta_c = 0,3$ verwendet (HEC, 2008; SECKIN UND ATABAY, 2005; DHI, 2004). Im

zweiten Fall wird ein deutlich größerer Verlustbeiwert (1,5) bei der Erweiterung herangezogen. Um die Auswirkungen der anschließenden Verengung auszufiltern, wird für ζ_c der gleiche Verlustbeiwert wie im ersten Fall übernommen. Auf den ersten Blick ist kein nennenswerter Unterschied zwischen den beiden Wasserspiegellagen festzustellen. Auf dieser Skala spielt in der Tat der örtliche Energieverlust nur eine untergeordnete Rolle. Maßgebend für den Ablauf des Wasserspiegels ist dagegen der unterschiedlich große Reibungsverlust im Gerinne bzw. in der Aufweitungsstrecke. Dies hängt wiederum bei gleicher Rauheit von der Fließgeschwindigkeit und dem hydraulischen Radius ab.

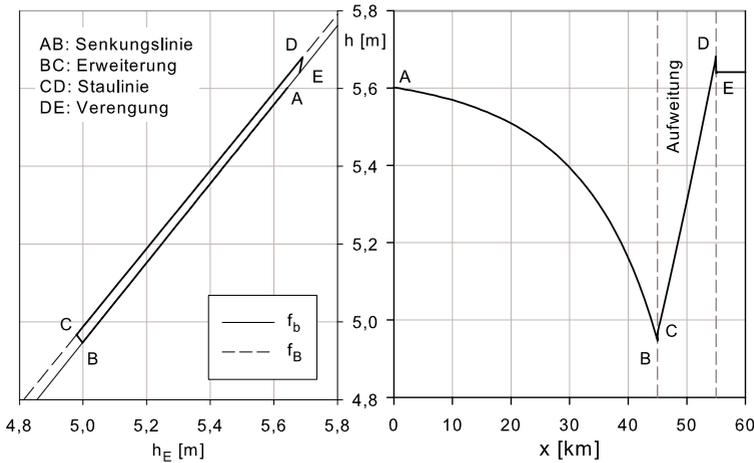


Bild 4.11: Wassertiefe-Energiehöhe-Beziehung (links) und Längsprofil der Wassertiefe (rechts) in dem 100 m breiten Gerinne bei einer Aufweitung auf 200 m und Verlustbeiwerten $\zeta_e = 0,5$ bzw. $\zeta_c = 0,3$

Das Vorhandensein der Aufweitung verursacht eine Absenkung der Wassertiefe, die ein Maximum von ca. 65 cm bei der Querschnittserweiterung aufweist. Das entspricht 11,5% der Normalabflusstiefe im Gerinne. Verantwortlich für die an beiden Enden der Aufweitung auftretende Wasserspiegelanhebung bzw. -absenkung sind andererseits die mit der Fließquerschnittsänderung verbundenen Energieverluste. Ihre Auswirkung auf die Wassertiefe bleibt aber auf den Zentimeterbereich begrenzt und ist damit um eine Größenordnung kleiner.

Die in diesem Beispiel errechneten Ergebnisse stehen offensichtlich in Übereinstimmung mit den theoretisch abgeleiteten und in Bild 4.8 schematisch aufgeführten Profilen von Wassertiefe und Energie bei einer Erweiterung. So sind z. B. die Senkungslinie AB und die darauffolgende

lokale Wasserspiegelabsenkung BC in Bild 4.12 (rechts) mit den ähnlichen Kurven $M4$ bzw. $4N$ in Bild 4.8④ für den Fall eines größeren Energieverlustes vergleichbar. Der einzige Unterschied – bestimmt durch den stromab vorhandenen Fließzustand – ist, dass die Wassertiefe in C nicht gleich der Normalabflusstiefe in der Aufweitung (3,62 m) ist. Dass auch die Wassertiefe in A kleiner als die Normalabflusstiefe für das Gerinne ist, liegt daran, dass der Abschnitt AB mit 45 km noch zu kurz für die vollständige Ausbildung der Senkungslinie ist. Eine ähnliche Betrachtung gilt für das Profil in Bild 4.11, wobei der geringere Energieverlust bei der Erweiterung – entsprechend Bild 4.8 ② – hier zu einer Wasserspiegelanhebung BC führt.

Wenn die Aufweitungslänge mit der Gerinnebreite vergleichbar ist, dann überwiegen aber die Auswirkungen der örtlichen Verluste, und die Wasserspiegellinie entspricht wieder dem in der Literatur für eine plötzliche Erweiterung und anschließende Verengung beschriebenen Wasserspiegelverlauf (CHOW, 1959; BOLLRICH, 2000).

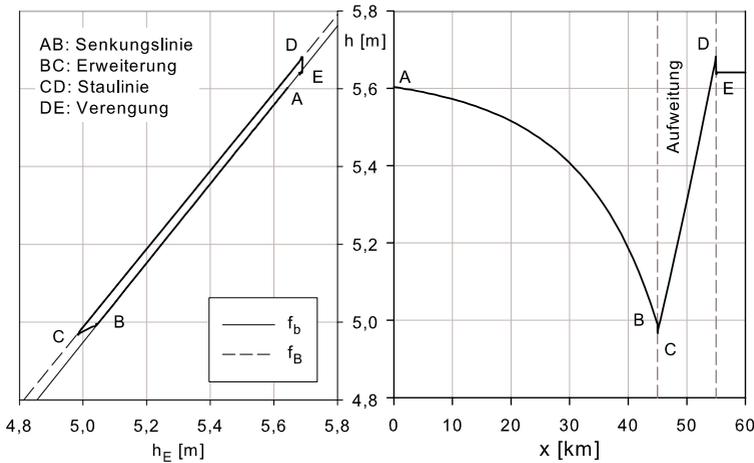


Bild 4.12: Wassertiefe-Energiehöhe-Beziehung (links) und Längsprofil der Wassertiefe (rechts) in dem 100 m breiten Gerinne bei einer Aufweitung auf 200 m und Verlustbeiwerten $\zeta_e = 1,5$ bzw. $\zeta_c = 0,3$

In den Bildern 4.11 (links) und 4.12 (links) ist in Anlehnung an Diagramm 4.7 die Beziehung zwischen Wassertiefe und Energiehöhe über der Sohle aufgetragen. Um die Zusammenhänge zu verdeutlichen, ist hier nur ein Abschnitt der aufsteigenden Äste der Funktion 4.10 für das Gerinne (Kurve f_b) bzw. für die Aufweitung (Kurve f_B) abgebildet. Es

wird darauf hingewiesen, dass zum besseren Vergleich mit der Wasserspiegellinie die Diagrammachsen von Bild 4.7 hier getauscht sind. Der Punkt E auf der Kurve f_b bezeichnet darin den Fließzustand im Gerinne bei Normalabfluss $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$; der entsprechende Fließzustand in der Aufweitung liegt mit einer Normalabflusstiefe von 3,62 m weit unten links auf der Kurve f_B und ist in den Diagrammen nicht zu sehen. Diese Kurven und Punkte sind also durch die Gleichung 4.10 bzw. durch die Fließformel nach STRICKLER 2.2 gezeichnet worden; die dickeren mit Buchstaben versehenen Kurven ergeben sich hingegen aus den numerischen Berechnungen. Die sehr gute Übereinstimmung der numerischen Lösung mit der Theorie ist offensichtlich.

Die bei der Verengung in Stromrichtung vorhandene Wasserspiegelabsenkung DE ist in beiden Diagrammen erkennbar. Die dazugehörige Energieverlusthöhe ist vernachlässigbar klein (subvertikaler Verlauf der Wassertiefe-Energiehöhe-Beziehung entlang DE). Die Querschnittsverengung wird daher oft in der Literatur unter der Annahme $\Delta h_E = 0$ betrachtet (FRENCH, 1985).

Bei der Erweiterung drückt sich die Energieverlusthöhe deutlicher aus: Abszissendifferenz aus den Punkten B und C in den linken Diagrammen von Bild 4.11 bzw. 4.12. Bei einem Verlustbeiwert $\zeta_e = 0,5$ spiegelt die Kurve ABC von Bild 4.11 rechts dem im Diagramm 4.7 bzw. im Bild 4.8 ② $M2N$ aufgetragenen Verlauf (örtliche Anhebung des Wasserspiegels BC bei der Erweiterung) wider. Bei größerer Verlusthöhe ($\zeta_e = 1,5$) stimmt dagegen die in Bild 4.12 (rechts) aufgeführte Strecke ABC mit dem Verlauf $M4N$ (örtliche Absenkung des Wasserspiegels BC bei der Erweiterung) überein. Wäre der Abschnitt oberhalb der Aufweitung länger, dann würde in beiden Fällen die Senkungslinie AB stromauf von der Normalabflusstiefe ausgehen, und der Punkt A würde mit dem Punkt E zusammenfallen.

Eine ähnliche Betrachtung wird von LENCASTRE (1987) für den Fall einer ausreichend langen Querschnittseinengung angestellt. Die von ihm qualitativ aufgeführte Wasserspiegellage stellt das Spiegelbild vom Profil aus Bild 4.11 (rechts) dar. Dabei folgen die Punkte der Wasserspiegellinie in Stromrichtung und der Wassertiefe-Energiehöhe-Beziehung aus Bild 4.11 in der Ordnung C-D-E-A-B-C aufeinander. Weitere Aufschlüsse über Energie- und Wasserspiegellinie bei Änderung des Gerinnequerschnittes sind z. B. aus POHL (1990) zu entnehmen. Hier wird u. a. der Fall einer Wasserspiegelabsenkung bei Querschnittserweiterung betrachtet, der als „zweimaliger Fließwechsel“ interpretiert werden kann. Dabei ist eine

Energiehöhe im unteren Abschnitt erforderlich, die kleiner ist als die kritische Energiehöhe für den Abschnitt stromauf der Erweiterung.

Aus den oben stehenden kurz erläuterten numerischen Ergebnissen und in Anlehnung an die theoretischen Abhandlungen vom Abschnitt 4.2 lassen sich, stationärer strömender Abfluss vorausgesetzt, folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Der Abschnitt unterhalb der Aufweitung wird von dieser nicht beeinflusst – im Querschnitt stromab der Verengung ist noch jene Wassertiefe vorhanden, die von der unteren Randbedingung bestimmt ist.
- Am Aufweitungsendquerschnitt finden immer – in Stromrichtung betrachtet – sowohl eine Wasserspiegelabsenkung als auch eine Zunahme der Fließgeschwindigkeit statt.
- Im Aufweitungsabschnitt entwickelt sich eine Staulinie. Wenn die Aufweitung ausreichend lang ist, dann erreicht die Wasserspiegellinie stromauf die dem Aufweituungsquerschnitt entsprechende Normalabflusstiefe. Weiter stromauf bleibt diese Wassertiefe bis zum Erweiterungsquerschnitt unverändert.
- Am Aufweitungseinlauf findet in Abhängigkeit von dem Energieverlust eine Wasserspiegelanhebung für kleine bzw. eine -absenkung für größere Energieverluste statt. In beiden Fällen nimmt aber die Fließgeschwindigkeit ab.
- Im Abschnitt oberhalb der Aufweitung bildet sich eine Senkungslinie. Ist der Abschnitt ausreichend lang, dann wird stromauf die dem Gerinne entsprechende Normalabflusstiefe erreicht.

4.2.3 Auswirkung der Aufweitungslänge

Weil bei stationärem strömenden Abfluss der Wasserspiegelverlauf von stromab bedingt wird, ist zu erwarten, dass eine Verkürzung der Aufweitungslänge L_A nur stromauf der Aufweitung eine Veränderung im Wasserspiegel bewirkt. Um die Auswirkung der Aufweitungslänge auf die Wasserspiegellinie zu untersuchen, wird ein Berechnungssatz für das gleiche Gerinne wie im Abschnitt 4.2.2, aber mit unterschiedlichen Aufweitungslängen aufgestellt. Randbedingungen und Durchfluss bleiben unverändert; für den Verlustbeiwert an der Erweiterung ζ_e bzw. an der Verengung ζ_c werden die Werte 0,5 bzw. 0,3 gewählt.

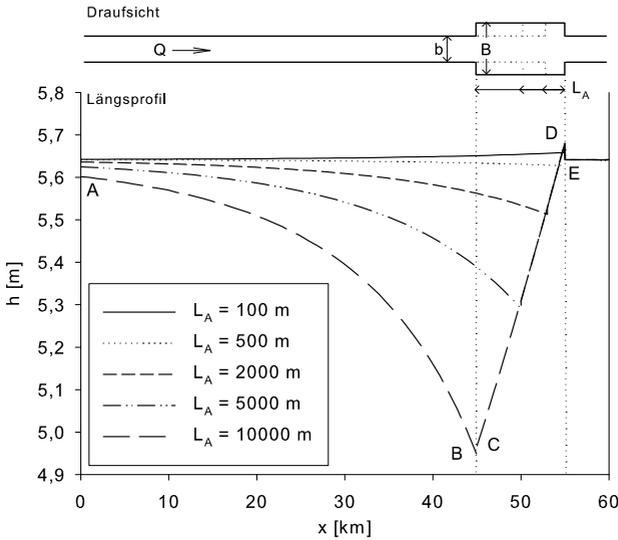


Bild 4.13: Wassertiefe in einem 100 m breiten Gerinne bei einer Aufweitung auf 200 m und Verlustbeiwerten $\zeta_e = 0,5$ bzw. $\zeta_c = 0,3$

Die Querschnittsverengung befindet sich für jede betrachtete Aufweitung am Kilometer 55, die Querschnittserweiterung in einem variablen Abstand L_A stromauf. Bild 4.13 zeigt die berechneten Längsprofile der Wassertiefe bei Aufweitungsstrecken zwischen 100 und 10000 m, wobei das letztere mit dem Profil in Bild 4.11 (rechts) übereinstimmt. Wie erwartet, ändert sich die Wasserspiegelabsenkung DE am Verengungsquerschnitt mit L_A nicht. Auch die Staulinie CD behält die gleiche Form, bei kürzeren Aufweitungen endet sie stromauf einfach eher. Der Punkt C verlagert sich also mit der Änderung der Aufweitungsstrecke auf der Staulinie und geht gegen D , wenn L_A gegen Null geht. Die Wassertiefenabsenkung, die von der Aufweitung hervorgerufen wird, nimmt daher mit abfallender Aufweitungsstrecke ab, die Senkungslinie AB wird flacher und die Normalabflusstiefe stromauf wird nach einer kürzeren Fließstrecke erreicht.

In Bild 4.14 sind wieder die vorherigen 5 Kurven (in grau) plus eine zusätzliche Kurve für den extremen Fall einer sehr langen Aufweitung ($L_A = 90$ km) dargestellt. Wenn die Aufweitungsstrecke ausreichend lang ist, dann kann noch in der Aufweitung die entsprechende Normalabflusstiefe erreicht werden. Dies trifft für das vorliegende Rechenbeispiel nach ca. 83 km stromauf des Verengungsquerschnitts zu. Entlang den nächsten 7 km bis zum Aufweitungseinlauf bleibt dann die Normalabflusstiefe

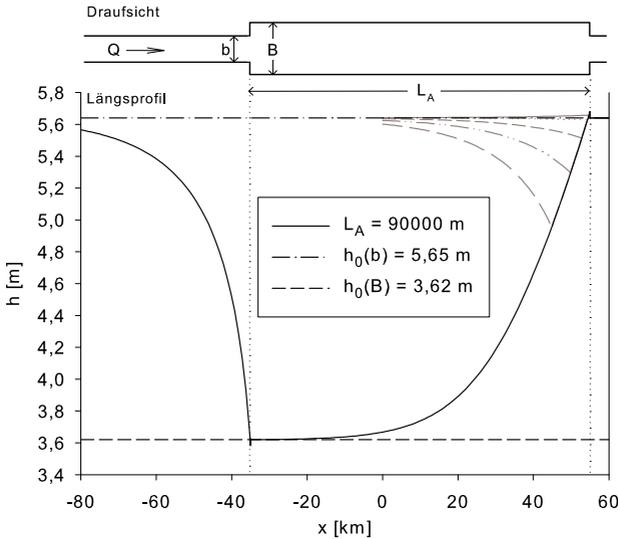


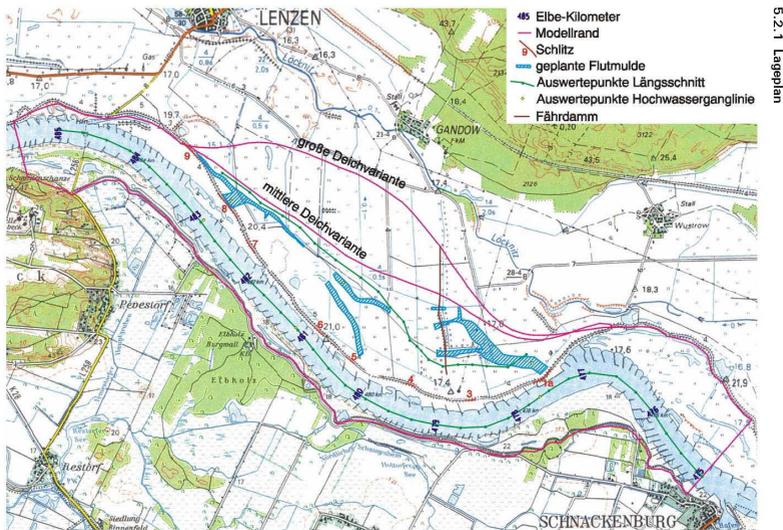
Bild 4.14: Wassertiefe in einem 100 m breiten Gerinne bei einer Aufweitung auf 200 m der Länge $L_A = 90$ km und Verlustbeiwerten $\zeta_e = 0,5$ bzw. $\zeta_c = 0,3$

$h_0(B) = 3,62$ m konstant. Hier findet infolge des geringen auftretenden Energieverlustes eine Wasserspiegelanhebung nach dem Schema von Bild 4.8② statt. Erst ab diesem Querschnitt bildet sich dann, ähnlich wie bei den vorherigen Kurven, ein Profil aus (Senkungslinie, wenn in Stromrichtung betrachtet), das stromauf gegen die dem Gerinne entsprechende Normalabflusstiefe $h_0(b) = 5,65$ m geht. Nach dem Gesichtspunkt der Wasserspiegelabsenkung sind schließlich lange Aufweitungen vorteilhaft, während sich bei kürzeren Aufweitungen die Lage verschlechtert. Es kann sogar vorkommen, dass eine Flussaufweitung eine durchgehende Anhebung des Wasserspiegels bewirkt. Das trifft bei dem ungünstigen Fall zu, wenn die Aufweitungsweite so kurz gestaltet wird, dass der Punkt C gegen D geht und die Wassertiefe in B größer als in E ausfällt. Dann tritt stromauf der Aufweitung anstelle der Senkungslinie eine Staulinie auf, so dass als Gesamtwirkung eine allgemeine Wasserspiegelanhebung – wie meistens aus der Praxis bekannt – festzustellen ist (vgl. Profil für $L_A = 100$ m in Bild 4.13).

4.3 Ein Beispiel aus der Praxis: die Elbe bei Lenzen und bei Klöden

Ähnliche Wasserspiegellinien wie die in Abschnitt 4.2.2 berechneten bzw. in den Diagrammen 4.12 und 4.13 aufgeführten Kurven werden auch in einer Studie der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) über die Auswirkungen von Maßnahmen im Elbevorland auf die Strömungssituation wiedergegeben (BAW, 2000). In dieser Studie werden u. a. zwei Abschnitte der Elbe mit eindimensionalen hydronumerischen Modellen (1D-HN-Modellen) untersucht: eine Erosionsstrecke zwischen Riesa und Wittenberg (Elbkilometer 120,0 bis 235,6) und eine fünf Kilometer lange Rückdeichung – auch Deichrückverlegung (DRV) – oberhalb von Lenzen (Elbkilometer des Modells: 438,0 bis 495,0) (FAULHABER, 1997). Bei

kurzen Abschnitten von besonderem Interesse werden neben den groß-



Bundesanstalt für Wasserbau
Mißstandlinien im Elbevorland, Zwischenbericht 1998 - FKZ 0339076

Anlage 5.2.1

Bild 4.15: Lageplan der untersuchten Linienführungen der DRV bei Lenzen aus BAW (2000)

In Bild 4.15 ist beispielsweise der Lageplan der untersuchten Strecke bei Lenzen mit dem Umfang der zwei DRV-Varianten dargestellt. Bei einer Länge von ca. 5 km und einer mittleren Breite von 1,1 km schließt die große Deichvariante eine Fläche von ca. 660 ha ein. Das Sohlgefälle beträgt bei diesem Elbabschnitt 0,013 %. Die Wasserspiegellinien aus

1D bzw. 2D-Berechnungen dieser Variante sind für einen Durchfluss von $3250 \text{ m}^3/\text{s}$ – was einem HQ_{20-25} entspricht – im Diagramm 4.16 aufgeführt.

Sowohl die Uferabgrabung- (UA) und die DRV-Maßnahmen bei Klöden (Elbkilometer 190) als auch die DRV-Varianten bei Lenzen bewirken eine Wasserspiegelabsenkung im Rückdeichungs- bzw. Abgrabungsbereich, die sich weit nach Oberstrom auswirkt (BLEYEL, 2001). Am unteren Ende des Maßnahmenbereiches tritt die für eine Querschnittsverengung charakteristische lokale Wasserspiegelanhebung auf. Wie man dem Diagramm 4.16 entnehmen kann, bleibt wegen der relativ großen DRV- bzw. UA-Länge diese Anhebung sehr gering gegenüber der Absenkung stromauf. Abgesehen von den Zahlenwerten ist die Ähnlichkeit der Wasserspiegellinien mit den Ergebnissen der vorliegenden Arbeit (Diagrammen 4.12 und 4.13) trotz der unterschiedlichen Randbedingungen (Querschnittsform, Sohlgefälle, Durchfluss, Geometrie der UA) offensichtlich.

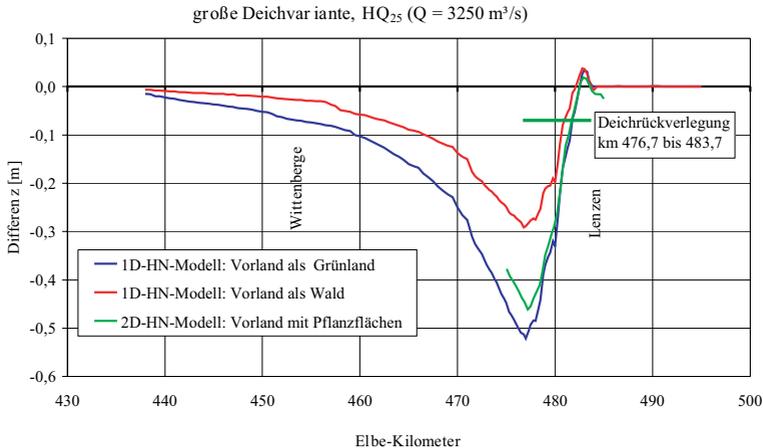


Bild 4.16: Wasserspiegeldifferenz zwischen DRV (große Deichvariante) und Nullzustand bei einem HQ_{20-25} aus BAW (2000)

Aus einem Vergleich der Wasserspiegel der 1D-Modelle geht ferner hervor, dass die Wasserspiegelabsenkung im DRV-Bereich mit zunehmender Vorlandrauheit abnimmt. Zur gleichen Schlussfolgerung führt auch die Auswertung der Ergebnisse der in der vorliegenden Arbeit durchgeführten Parameterstudie einer DRV (vgl. Abschnitt 7.2.4 auf Seite 148).

Im Anhang ist vergleichsweise das Diagramm des Wassertiefenunterschieds hinsichtlich der Maßnahmenvarianten bei Klöden für ein HQ_5 ($1800 \text{ m}^3/\text{s}$) eingefügt (Bild A.3). Auch in diesem Fall ergibt sich ein ähnlicher Verlauf des Wasserspiegels. Dass lokale Erweiterungen des Fließ-

querschnitts wasserspiegelsenkend wirken, wird auch in einem Bericht der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser über die Wirksamkeit von Hochwasservorsorgemaßnahmen (LAWA, 2000) festgestellt und im Schlussbericht des BMBF-Verbundprojektes „Morphodynamik der Elbe“ (NESTMANN UND BÜCHELE, 2002) als allgemeine Schlussfolgerung gezogen.

Die kurz behandelten Praxisbeispiele bestätigen die Übertragbarkeit der Überlegungen und Schlussfolgerungen des vorliegenden Kapitels auch auf offene Gerinne und Fließgewässer, die eine komplexere Morphologie als das in der vorliegenden Arbeit verwendete geradlinige Rechteckprofil aufweisen.

4.4 Effektive Mindestlänge einer Gerinneaufweitung

Aus den Betrachtungen von Abschnitt 4.2.3 über die Auswirkung der Aufweitungslänge auf die Wasserspiegellinie entsteht die Frage der effektiven Mindestlänge $L_{A\text{eff}}$ einer Flussbettaufweitung, die außer der unvermeidlichen Wassertiefenanhebung an der Querschnittsverengung noch eine Absenkung der Wassertiefe stromauf bewirkt. $L_{A\text{eff}}$ ist hier als der Abstand von der Verengung bis zum stromaufwärtigen Querschnitt definiert, an dem die Wassertiefe der Untertiefen entspricht. Über diese Länge soll also die durch die Verengung bewirkte Wassertiefenanhebung wieder aufgehoben werden. Die Bestimmung von $L_{A\text{eff}}$ ermöglicht somit das Unterscheiden zwischen positiver und negativer Auswirkung einer Aufweitung auf die Wassertiefe.

Die Ableitung dieser Länge setzt die Berechnung der Wassertiefendifferenz an der Verengung Δh_c voraus. Dies ist Gegenstand des folgenden Abschnittes.

4.4.1 Wasserspiegelanhebung am Aufweitungsende

Die am Endquerschnitt einer Aufweitung vorhandene Wasserspiegeldifferenz Δh_c wird hier als Anhebung des Wasserspiegels betrachtet, weil sie auf die Normalabflusstiefe im Gerinne bezogen wird. In Stromrichtung betrachtet, handelt es sich in der Tat um eine Wasserspiegelabsenkung. Sie ist von der Geometrie, von den Abflusscharakteristika im Unterwasser und von dem örtlichen Energieverlust abhängig. Die geometrischen bzw. hydrodynamischen Kenngrößen einer Querschnittsverengung sind in Bild 4.17 schematisch dargestellt. In Anlehnung an die Vorgehensweise vom

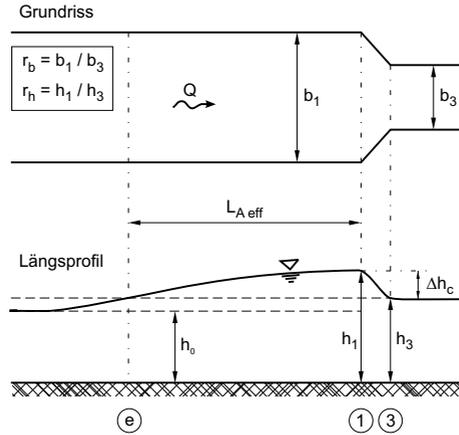


Bild 4.17: Geometrische und hydrodynamische Kenngrößen bei einer Querschnittsverengung: Definitionsskizze

Abschnitt 4.1 und unter der Annahme horizontaler Sohle ergibt sich aus der *Bernoulli-Gleichung* 4.4 für die Querschnitte unmittelbar vor bzw. hinter der Verengung folgende dimensionslose Gleichung dritten Grades für das unbekannte Wassertiefenverhältnis $r_h = h_1/h_3$:

$$r_h^3 - \left(\frac{Fr_3^2}{2} \cdot (1 + \zeta_c) + 1 \right) \cdot r_h^2 + \frac{Fr_3^2}{2} \cdot \frac{(1 + \zeta_c)}{r_b^2} = 0. \quad (4.11)$$

Darin bezeichnet ζ_c den Verlustbeiwert, Fr_3 die Froudezahl im Unterwasser und r_b das Breitenverhältnis b_1/b_3 . Wenn man die Froudezahl als Unbekannte betrachtet, dann folgt für die Umkehrfunktion $Fr_3^2 = f(r_h)$

$$Fr_3^2 = \frac{2 \cdot (1 - r_h)}{1} \cdot \frac{1}{1 + \zeta_c}, \quad (4.12)$$

$$\frac{r_b^2 \cdot r_h^2}{r_b^2 \cdot r_h^2} - 1$$

die eine explizite Lösung und eine einfachere Beschreibung ermöglicht. Eine Nullstelle, die als triviale Lösung betrachtet werden kann, lässt sich für $r_h = 1$ errechnen: Bei stehendem Gewässer ($Fr_3 = 0$) findet auch keine Wassertiefenanhebung statt. Im Bereich $Fr_3^2 \lesssim 0,4$ weist diese Gleichung außerdem einen deutlich geraden Verlauf auf, so dass hier eine lineare Annäherung der Art

$$Fr_3^2 \approx m(r_b, \zeta_c) \cdot (r_h - 1)$$

möglich ist. Der Steigungsfaktor $m(r_b, \zeta_c)$ folgt aus den Grenzwerten

$$\lim_{r_b \rightarrow \infty} m(r_b, \zeta_c) = \frac{2}{1 + \zeta_c} \quad \text{und} \quad \lim_{r_b, r_h \rightarrow 1} m(r_b, \zeta_c) = \infty$$

und kann als

$$m(r_b, \zeta_c) = \left(2 + \frac{1}{r_b^n - 1} \right) \cdot \frac{1}{1 + \zeta_c}$$

ausgedrückt werden. Bei einem Wert des Exponenten $n = 3/2$ weist die lineare Näherung eine ausreichend gute Übereinstimmung mit der ursprünglichen Gleichung 4.12 auf. Die Gleichung 4.12 kann folglich bei $Fr_3^2 \lesssim 0,4$ – eine Bedingung, die im Mittellauf eines Flusses normalerweise weitgehend eingehalten bleibt – mit der Geraden

$$Fr_3^2 \approx \left(2 + \frac{1}{\sqrt{r_b^3 - 1}} \right) \cdot \frac{r_h - 1}{1 + \zeta_c} \quad (4.13)$$

angenähert werden. Nach Umstellen dieser Gleichung nach r_h , wird schließlich folgende explizite vereinfachte Lösung für das Wassertiefenverhältnis bei einer Querschnittsverengung in rechteckigen Gerinnen vorgeschlagen:

$$r_h \approx 1 + \frac{Fr_3^2 \cdot (1 + \zeta_c)}{2 + \frac{1}{\sqrt{r_b^3 - 1}}} \quad (4.14)$$

Diese Gleichung drückt das Wassertiefenverhältnis einer Querschnittsverengung als Funktion der Froudezahl im Unterwasser, des Breitenverhältnisses und des Verlustbeiwertes aus. In Bild 4.18 sind bei einem Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,3$ die Ergebnisse aus der vereinfachten Gleichung den exakten Lösungen der Energieerhaltung 4.11 gegenübergestellt. Als unabhängige Variable wird das Quadrat der Froudezahl Fr_3^2 ausgewählt; das Breitenverhältnis wird dagegen als Parameter eingesetzt. Die lineare Beziehung der Variablen und die Übereinstimmung mit der exakten Lösung nehmen mit dem Breitenverhältnis bzw. mit kleineren Froudezahlen zu. Für $Fr < 0,5$ und ab Breitenverhältnissen größer 1,5 stimmt die Näherungslösung mit der exakten Lösung praktisch überein.

Aus der Linearität der Näherungslösung lässt sich eine weitere Betrachtung über den Zusammenhang zwischen Wasserspiegelanhebung

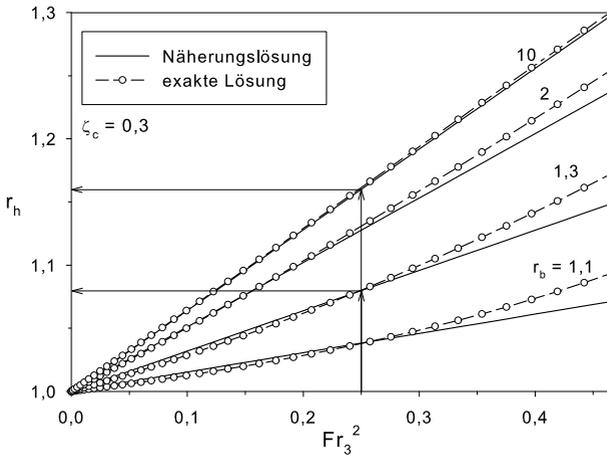


Bild 4.18: Wassertiefenverhältnis bei Querschnittsverengung: Vergleich der exakten Lösung von Gleichung 4.11 mit der Näherungslösung 4.14

und Durchfluss anstellen. Wie man aus der positiven Neigung der Kurven von Diagramm 4.18 entnehmen kann, steigt das Verhältnis r_h bei vorgegebener Geometrie ($r_b = \text{Konst.}$) linear mit dem Quadrat der Froudezahl an ($r_h \sim Fr_3^2$). Aus der Definition von Fr folgt, dass $Fr^2 \sim Q^{1/5}$; also auch r_h der fünften Wurzel aus dem Durchfluss proportional ist:

$$r_h \sim Q^{1/5}.$$

Andererseits gilt für einen breiten Rechteckquerschnitt aus der Fließformel nach *Manning-Strickler* $h_{0u} \sim Q^{3/5}$. Wenn also im Unterwasser die Normalabflusstiefe $h_3 = h_{0u}$ vorliegt, dann folgt, dass die Wasserspiegelanhebung bei einer Querschnittsverengung mit folgender Funktion des Durchflusses steigt:

$$\Delta h_c = h_3 \cdot (r_h - 1) \sim Q^{4/5} - Q^{3/5}.$$

Wie dem Bild 4.18 entnommen werden kann, bewirken schmalere Verengungen bei vorgegebenem Durchfluss und vorgegebener Geometrie im Unterwasser ($Fr_3^2 = \text{Konst.}$) eine höhere Wasserspiegelanhebung. Wenn z. B. die Strömung in einem Rechteckgerinne eine Froudezahl von 0,5 aufweist, dann führt eine Verengung mit $r_b = 1,3$ zu einer in Bezug auf die Unterwassertiefe h_3 1,08-fach größeren Wassertiefe h_1 unmittelbar stromauf der Querschnittsänderung. Unter den gleichen Randbedingungen würde aber das Wassertiefenverhältnis bei einer ausgeprägteren

Verengung mit $r_b = 10$ auf 1,16 ansteigen. Die Wasserspiegelanhebung würde sich somit verdoppeln. Der Unterschied zwischen exakter und angenäherter Lösung ist ferner für dieses Beispiel praktisch null.

Wenn andere Werte für den Verlustbeiwert eingesetzt werden, dann nimmt die Kurvenneigung nach Gleichung 4.14 zu bzw. ab, mit entsprechenden Auswirkungen auf die Wassertiefenanhebung. Je größer der Energieverlust, umso größer fällt auch die Wassertiefenanhebung aus.

Auch wenn die modernen Taschenrechner und PCs eine iterative bzw. algebraische Lösung der Gleichung 4.11 ermöglichen, bleibt die explizite Approximation 4.14 ohne nennenswerten Genauigkeitsverlust eine praktische Alternative für die Abschätzung der Wasserspiegelanhebung.

4.4.2 Ableitung der effektiven Mindestlänge

Wenn die Abflussparameter (Wassertiefe h_1 und Durchfluss Q) vor der Verengung ermittelt worden sind, dann erfolgt die Bestimmung der Mindestlänge $L_{A\text{eff}}$ über die Integration der Wasserspiegellinie wie im gewöhnlichen Fall einer Staulinie. Die Wassertiefen am Rand der Integrationsstrecke (Querschnitt ① bzw. ② in Bild 4.17) sind $h_1 = r_h h_3$ vor der Verengung bzw. h_3 nach einem zu ermittelnden Abstand $L_{A\text{eff}}$ stromauf. Für die Integration wird die analytische Lösung der *Formel von Bresse* für Rechteckgerinne herangezogen (vgl. BOLLRICH (2000)). Der darin von der Querschnittsform abhängige Term $f_R(x)$ ergibt sich für einen Rechteckquerschnitt zu

$$f_R(x) = \frac{1}{6} \ln \left(\frac{x^2 + x + 1}{(x - 1)^2} \right) + \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \arctan \left(\frac{1 + 2x}{\sqrt{3}} \right), \quad (4.15)$$

wobei x die allgemeine unabhängige Variable darstellt, und somit nach entsprechender Vereinfachung $L_{A\text{eff}}$ in der Form

$$L_{A\text{eff}} = \frac{h_0}{I_0} \cdot \left[\frac{r_h \cdot h_3}{h_0} - \frac{h_3}{h_0} + \left(1 - Fr_0^2 \right) \cdot \left(f_R \left(\frac{h_3}{h_0} \right) - f_R \left(\frac{r_h \cdot h_3}{h_0} \right) \right) \right] \quad (4.16)$$

geschrieben werden kann. Darin bezeichnet I_0 das Sohlgefälle, h_0 und Fr_0 die Normalabflusstiefe und die Froudezahl bei Normalabfluss in der Aufweitung (vgl. Bild 4.17). $L_{A\text{eff}}$ lässt sich also mithilfe der Gleichungen 4.16 und 4.14 bzw. 4.11 abschätzen. Dafür sind Angaben über die Geometrie und den Verlustbeiwert, über das Gefälle und die Rauheit im

Gerinne und in der Aufweitung sowie über den Durchfluss erforderlich. Nach geeigneter Normierung der Gleichung 4.16 kann die Anzahl der Parameter reduziert und eine allgemeinere Diagrammdarstellung erzielt werden. Als Normierungsgröße für $L_{A\text{eff}}$ eignet sich hier besonders die Länge

$$L_0 = \frac{h_0}{I_0}, \quad (4.17)$$

die auch bei instationärem Abfluss in offenen Gerinnen in der Literatur zur Anwendung kommt (PONCE UND SIMONS, 1977). Sie drückt die eingestaute Länge bei einer hypothetischen Stauhöhe h_0 und dem Sohlgefälle I_0 aus. Das Wassertiefenverhältnis h_3/h_0 kann außerdem umgeschrieben werden zu

$$\frac{h_3}{h_0} = \left(\frac{Fr_0}{Fr_3} \cdot r_b \right)^{2/3} = (r_{Fr} \cdot r_b)^{2/3}. \quad (4.18)$$

Darin bezeichnet r_{Fr} das Verhältnis der Froudezahlen

$$r_{Fr} = \frac{Fr_0}{Fr_3}$$

und r_b das oben schon eingeführte Breitenverhältnis. Nach Einsetzen der Gleichungen 4.17 und 4.18 in Gleichung 4.16 folgt die dimensionslose Form der effektiven Mindestlänge zu:

$$\begin{aligned} \frac{L_{A\text{eff}}}{L_0} &= (r_h - 1) \cdot (r_{Fr} \cdot r_b)^{2/3} + \left(1 - r_{Fr}^2 \cdot Fr_3^2 \right) \cdot \\ &\cdot \left[f_R \left((r_{Fr} \cdot r_b)^{2/3} \right) - f_R \left(r_h \cdot (r_{Fr} \cdot r_b)^{2/3} \right) \right]. \end{aligned} \quad (4.19)$$

Wird r_h mithilfe der Gleichung 4.11 bzw. 4.14 bestimmt, dann lässt sich diese normierte Länge in reduzierter Form durch vier Parameter ausdrücken

$$\frac{L_{A\text{eff}}}{L_0} = f(Fr_3, r_b, \zeta_c, r_{Fr})$$

und zwar

- durch die Froudezahl im Unterwasser Fr_3 , die die untere Randbedingung berücksichtigt,
- durch das Breitenverhältnis r_b und den Verlustbeiwert ζ_c , die die Querschnittsänderung ausdrücken,

- durch das Verhältnis r_{Fr} , das die relative Abweichung der hydrodynamischen Abflusseigenschaften im Unterwasser zum Normalabfluss in der Aufweitung darstellt.

Es wird ferner davon ausgegangen, dass

$$h_3 \geq h_0 \tag{4.20}$$

ist, was immer der Fall ist, wenn die untere Randbedingung keine Wassertiefe h_3 zu nahe zur Grenztiefe hervorruft (wie es z. B. durch eine sich in unmittelbarer Nähe befindliche Querschnittserweiterung bzw. Sohlstufe vorkommen kann). Dann ist auch r_{Fr} nach unten begrenzt, wie aus Gleichung 4.18 leicht abzuleiten ist.

Tabelle 4.1: Verhältnis der Froudezahlen r_{Fr} nach Gleichung 4.18 bei einer Querschnittsverengung für unterschiedliche Breitenverhältnisse, Sohlgefälle und Stricklerbeiwerte

k_{St} in $m^{1/3}s^{-1}$	r_b	I_0	Fr_3	Fr_0	r_{Fr}
30	2	0,0001	0,119	0,116	0,97
		0,001	0,346	0,330	0,97
		0,005	0,723	0,684	0,94
	10	0,0001	0,119	0,101	0,83
		0,001	0,346	0,284	0,82
		0,005	0,723	0,586	0,81
20	2	0,0001	0,081	0,080	0,99
		0,001	0,238	0,229	0,96
		0,005	0,500	0,474	0,94
	10	0,0001	0,081	0,065	0,80
		0,001	0,238	0,184	0,77
		0,005	0,500	0,380	0,76

Wird in der Fließformel nach *Manning-Strickler* der Durchfluss in Termen von der Froudezahl ausgedrückt, dann gilt für ein breites Rechteckprofil $Fr \sim h^{1/6}$. Aus der Ungleichung der Wassertiefen 4.20 folgt, dass r_{Fr} kleiner gleich eins sein muss, so dass schließlich das Verhältnis der Froudezahlen folgenden Grenzwerten unterliegt:

$$\frac{1}{r_b} < r_{Fr} \leq 1.$$

Wenn als untere Randbedingung die Normalabflusstiefe vorausgesetzt werden kann, dann ergeben sich bei einem Sohlgefälle zwischen 0,01 und 0,5 % und bei Stricklerbeiwerten von 20 bis $30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ Werte von r_{Fr} deutlich höher als $1/r_b$, wie der Tabelle 4.1 entnommen werden kann: $0,7 < r_{\text{Fr}} < 1$. Die darin aufgeführten Werte beziehen sich auf einen Durchfluss von $500 \text{ m}^3/\text{s}$ und auf eine Gerinnebreite von $b_3 = 100 \text{ m}$. Bei Froudezahlenverhältnissen in diesem Bereich ist in Diagramm 4.19 die normierte effektive Mindestlänge über die Froudezahl im Unterwasser für ausgewählte Breitenverhältnisse und für einen Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,3$ aufgetragen. Die Kurven sind nach dem Verhältnis der Froudezahlen r_{Fr} parametrisiert. Sie spiegeln ungefähr den Verlauf der entsprechenden r_h -Kurven von Bild 4.18 wider: $L_{\text{A eff}}/L_0$ ist zum Quadrat der Froudezahl im Unterwasser direkt proportional und steigt außerdem mit dem Breitenverhältnis. Für r_b größer als ca. 2 bringen größere Werte von r_{Fr} eine Zunahme der normierten Mindestlänge mit sich. Ist das Breitenverhältnis dagegen kleiner als 2, dann invertiert sich die Reihenfolge der nach r_{Fr} parametrisierten Kurven, so dass bei kleineren Froudezahlenverhältnissen höhere Mindestlängen festgestellt werden. Was den Verlustbeiwert betrifft, steigt die Kurvenneigung mit ζ_c mit der Folge einer allgemeinen Zunahme der effektiven Mindestlänge. Die Kurven für Verlustbeiwerte $\zeta_c = 0,1$ bzw. $0,5$ sind in den Diagrammen A.1 bzw. A.2 im Anhang aufgeführt.

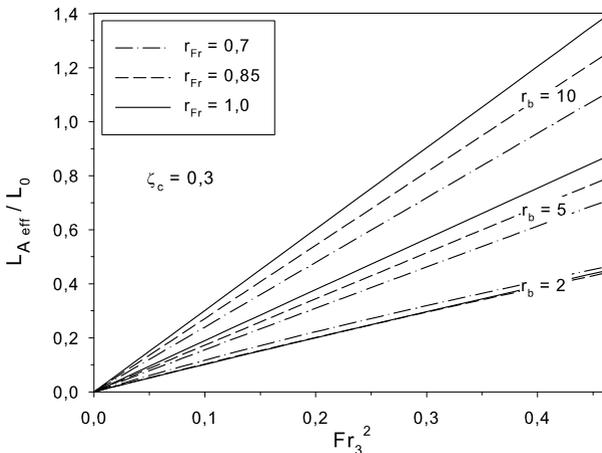


Bild 4.19: Dimensionslose effektive Mindestlänge einer Flussbettaufweitung bei einem Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,3$

In Tabelle 4.2 sind die Ergebnisse für Wassertiefenanhebungen und für effektive Mindestlängen aus einer HEC-RAS-Berechnung denen aus Gleichung 4.11 bzw. 4.14 gegenübergestellt. Sie sind für das gleiche Gerinne wie im Abschnitt 4.2.2 unter Verwendung verschiedener Verlustbeiwerte an der Querschnittsverengung berechnet worden. Aus den Tabellenwerten wird ersichtlich, dass größeren Energieverlusten markantere Wassertiefenanhebungen entsprechen, die schließlich größere Werte von $L_{A\text{eff}}$ hervorrufen. Die relativ großen Mindestlängen sind auf das geringe Sohlgefälle von 0,01 % zurückzuführen. Der Unterschied in den Ergebnissen für die Anhebung Δh_c liegt darin, dass in Gleichung 4.11 die Reibungsverluste und das Sohlgefälle vernachlässigt bleiben. Auf einen Abstand von 10 m – die in HEC-RAS verwendete Verengungslänge – umgerechnet, betragen sie zusammen -0,04 cm. Wird dieser Wert zu den Werten aus der exakten Lösung von Gleichung 4.11 addiert, dann bleibt ein Unterschied im Bereich der Rechengenauigkeit von HEC-RAS von 0,1 mm. Der Unterschied zwischen exakter und vereinfachter Lösung ist markanter (ca. 5 % für $L_{A\text{eff}}$), aber die Näherungsergebnisse bleiben in Anbetracht der anderen Ungenauigkeiten bei einer Wasserspiegellinienberechnung ohnehin als Schätzwerte einsetzbar.

Tabelle 4.2: Wasserspiegelanhebung Δh_c in cm und effektive Mindestlänge $L_{A\text{eff}}$ in m bei einer Querschnittsverengung

ζ_c	HEC-RAS Berechnung		exakte Lösung der Gl. 4.11		vereinfachte Lösung 4.14	
	Δh_c	$L_{A\text{eff}}$	Δh_c	$L_{A\text{eff}}$	Δh_c	$L_{A\text{eff}}$
0	2,96	385	2,99	401	3,14	424
0,1	3,25	425	3,31	447	3,45	466
0,3	3,87	503	3,92	528	4,08	550
0,5	4,46	580	4,52	609	4,71	635

Als Anwendungsbeispiel von Diagramm 4.19 sei für das Gerinne von Abschnitt 4.2.2 ($I_0 = 0,0001$, $Q = 500 \text{ m}^3/\text{s}$, $k_{\text{St}} = 30 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$) eine Querschnittsverengung mit einem Breitenverhältnis 2 betrachtet. Für einen Verlustbeiwert bei der Verengung von 0,3 können die Werte von Wassertiefenanhebung und Mindestlänge aus der dritten Zeile von Tabelle 4.2 entnommen werden. Die Froudezahl im Unterwasser bzw. für die Normalabflusstiefe in der Aufweitung beträgt $Fr_3 = 0,1190$ bzw. $Fr_0 = 0,1159$. Daraus folgt ein Verhältnis $r_{\text{Fr}} = 0,974 \approx 1$. Wegen des geringen

Quadratwertes der Froudezahl ($Fr_3^2 = 0,0142$) wird der entsprechende Bereich des Diagramms in Bild 4.20 vergrößert. Aus der Kurve für $r_b = 2$ und $r_{Fr} = 1$ ist somit ein Wert der dimensionslosen effektiven Mindestlänge von 0,015 abzulesen. Mit einer Normalabflusstiefe von 3,62 m berechnet sich $L_{A\text{eff}}$ zu 543 m. Ein Vergleich mit den numerischen Ergebnissen von Tabelle 4.2 zeigt eine gute Übereinstimmung auch für die graphische Lösung.

Aus den obigen Betrachtungen lässt sich schlussfolgern, dass bei Strömen die Auswirkungen einer Flussaufweitung auf den Wasserspiegel, wenn das geometrische Ausbreitungsverhältnis einen Wechselsprung ausschließen lässt, hauptsächlich von den Reibungsverlusten bzw. nur in einem untergeordneten Maß von den örtlichen Verlusten hervorgerufen werden. Die an den Querschnittsänderungen auftretenden Wasserspiegelanhebungen bzw. -absenkungen bleiben in Vergleich zu der der Aufweitung direkt zuzuschreibenden Wasserspiegeländerung lokal begrenzt und deutlich geringer – es sei denn, die Aufweitungsstrecke ist sehr kurz.

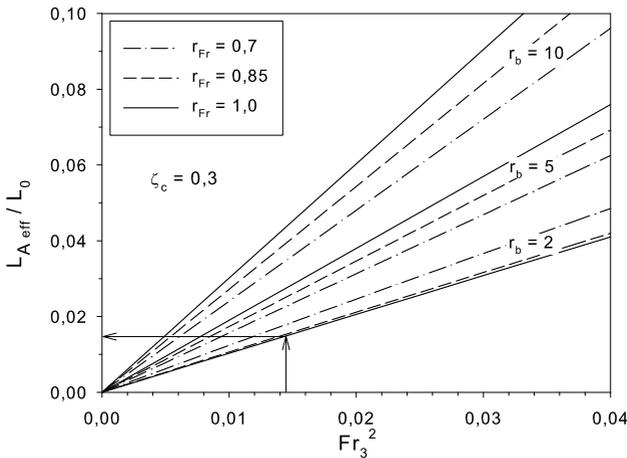


Bild 4.20: Dimensionslose effektive Mindestlänge einer Flussbetaufweitung bei kleineren Froudezahlen und einem Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,3$

Die in der Literatur vorhandenen Beschreibungen der Wasserspiegellinie bei Querschnittsänderungen gelten nur für den Bereich unmittelbar vor bzw. hinter der Änderung: Auf größerer Skala bewirkt eine ausreichend lange Flussaufweitung ($L_A > L_{A\text{eff}}$) bei stationärem Abfluss eine Wasserspiegelabsenkung in der Aufweitung, die ihrerseits für die stromauf der Aufweitung auftretende Senkungslinie verantwortlich ist.

Die Abflusseigenschaften im Unterwasser werden von der Aufweitung nicht beeinflusst.

Auf die Festlegung des Betrages dieser Auswirkungen wird im Zusammenhang mit dem instationären Fall eines Hochwasserereignisses im Abschnitt 5.2 näher eingegangen.

5 Gerinneaufweitung bei instationärem Abfluss

In diesem Kapitel wird eine Aufweitung eines Rechteckgerinnes beim Durchlaufen zweier synthetischer Hochwasserwellen unterschiedlicher Form untersucht. Die vier im Programmpaket MIKE11 implementierten Ansätze (Abschnitt 5.1) werden zuerst als vollständige (Abschnitt 5.2), dann als partielle Erweiterung des Fließquerschnitts (Abschnitt 5.3) für die Simulation der Gerinneaufweitung angewendet. Für jeden Ansatz werden die Besonderheiten und die Unterschiede in Bezug auf die Form der Hochwasserwelle bzw. auf die gewählte flussbauliche Maßnahme erläutert. Abschließend wird im Abschnitt 5.4 auf die Parameter, die der Steuerung der numerischen Prozedur in MIKE11 dienen, eingegangen.

5.1 Aufweigungsansätze

In Abschnitt 4.2.2 sind Energie- und Wasserspiegellinien für den stationären Abfluss in einem Rechteckgerinne, das eine Aufweitung der Breite B und der Länge L_A aufweist, berechnet worden. Dort war die Aufweitung durch breitere Querschnitte implementiert worden. Die gebräuchlichen Programmpakete zur eindimensionalen Simulation von Strömungsvorgängen, wie die am meisten verbreiteten und verwendeten HEC-RAS vom U. S. Army Corps for Engineers (HEC, 2008) und MIKE11 vom Danish Hydraulic Institute (DHI, 2004), bieten aber auch andere Möglichkeiten an, eine Flussaufweitung nachzubilden. Je nachdem, ob die Strömung in der Aufweitzungszone eine im Vergleich zum Hauptgerinne vernachlässigbare Fließgeschwindigkeit besitzt, oder ob ein vorhandener Leitdamm eine Trennung in zwei parallele Strömungen verursacht, eignet sich die eine oder die andere Annäherung am besten. Die Ansätze, die zur Verfügung stehen, verwenden entweder eine einfache Erweiterung der Querschnitte oder eine zusätzliche Fließfläche in der Kontinuitätsgleichung, eine Verzweigung eines zweiten Gerinnes (Umflutkanal) oder das Einsetzen eines Speicherraums in Form eines gesteuerten bzw. ungesteuerten Flutpolders. Für eine besonders komplexe Geometrie sind

natürlich auch Kombinationen dieser Ansätze möglich.
 In Anlehnung an Bild 5.1, für den vereinfachten Fall eines Rechteckgerinnes, lassen sich die erwähnten Ansätze folgendermaßen formulieren:

Erweiterung (Erw): Im Aufweitungsabschnitt werden die Fließquerschnitte einfach mit der gesamten Breite B – Summe aus Hauptgerinnebreite b_H und Breite der Querschnittsvergrößerung b_V – versehen. Die Aufweitung ist im Gerinne selbst einbezogen und ihr unterschiedliches hydromechanisches Verhalten kann gegebenenfalls über eine Querverteilung der Rauheitsbeiwerte wiedergegeben werden. Die gesamte Breite trägt zur fließenden Retention bei. Die gleiche Wasserspiegelhöhe für Hauptgerinne und Aufweitung quer zur Fließrichtung wird vorausgesetzt.

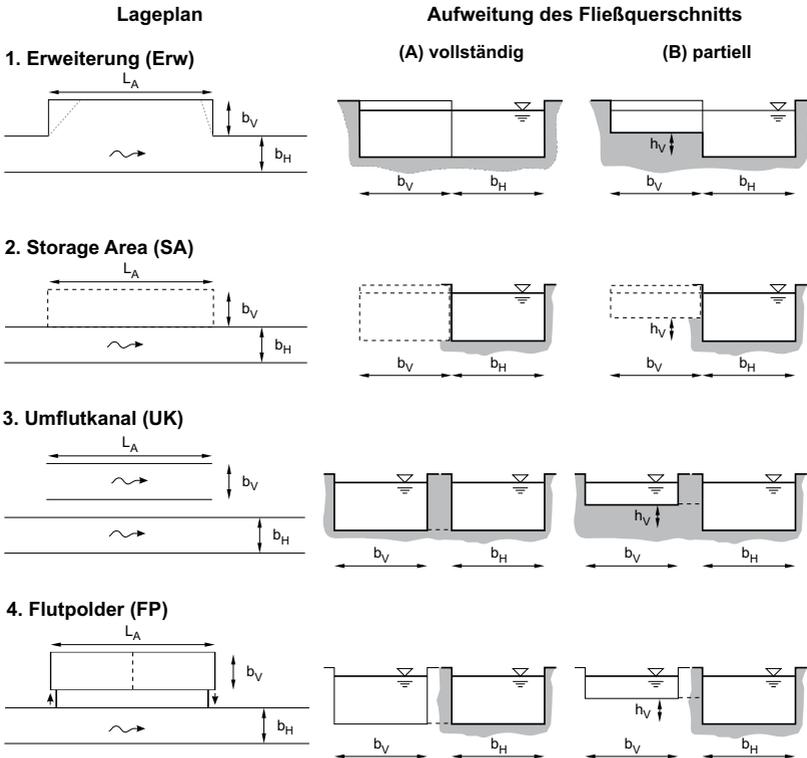


Bild 5.1: Vollständige bzw. partielle Erweiterung des Fließquerschnitts nach unterschiedlichen Ansätze: Definitionsskizze

Storage Area (SA): Für die Querschnitte im Aufweitungsbereich wird

der Fließfläche des Hauptgerinnes eine Zusatzfläche (*Storage Area*) hinzugefügt. Sie wird allerdings nur in der Kontinuitätsgleichung berücksichtigt und wirkt somit nur an der stehenden Retention mit. Dieser Ansatz eignet sich besonders bei Aufweitungen, die eine vernachlässigbare Fließgeschwindigkeit aufweisen. Das Wasser wird in diesem Bereich einfach nur in Abhängigkeit von der Wassertiefe im Hauptgerinne direkt gespeichert und wieder abgegeben. Auch nach dieser Annäherung herrscht die gleiche Wasserspiegelhöhe quer zur Fließrichtung.

Umflutkanal (UK): Die Aufweitung wird hier als abgetrenntes Vorland oder selbständiges Gerinne, das sich vom Hauptgerinne abzweigt und nach einer Strecke der Länge L_A ohne weitere Wechselwirkung mit dem Hauptgerinne in dasselbe einmündet, betrachtet. Dieser Ansatz ist eher für ein Umlaufgerinne gedacht, doch bietet es auch im Fall einer Aufweitung den Vorteil, unterschiedliche Fließgeschwindigkeiten und Wasserspiegelhöhen zwischen Haupt- und Umflutgerinne zu berücksichtigen. Fließende Retention ist in beiden Gerinnen vorhanden.

Flutpolder (FP): Ähnlich wie in SA wird auch in diesem Ansatz ein zusätzliches Speichervolumen bereitgestellt. In diesem Fall dienen jedoch extra Querschnitte zur Ableitung des Inhaltsgesetzes $V(h)$. Die Flutung dieses Raumes erfolgt durch eine Struktur wie ein Wehr, eine Schützöffnung oder auch durch eine analytische $Q - h$ Beziehung (*Schlüsselkurve*), die das Hauptgerinne mit der FP-Zelle verbindet. Die Wasseroberfläche in der Zelle wird horizontal angenähert. Wenn mehrere Zellen eingefügt werden, kann ein Impulsaustausch zwischen Hauptgerinne und FP – bzw. im FP selbst – an mehreren Stellen stattfinden. Der Ansatz eignet sich für Flutpolder, die durch wasserbauliche Anlagen mit dem Gerinne verbunden werden. Der Wasserspiegel weist je nach Anzahl der Zellen eine unterschiedliche Höhe im Vergleich zum Hauptgerinne auf.

Diese vier Ansätze werden im Folgenden auf eine einfache Geometrie – Rechteckgerinne mit einseitiger rechteckiger Aufweitung – angewendet, und die Rechenergebnisse werden dann gegenübergestellt. In zwei Rechensätzen wird die planimetrisch gleiche Aufweitung zuerst als vollständige Vergrößerung des Fließquerschnitts, dann als partielle untersucht (vgl. Bild 5.1 A bzw. B). Im letzteren Fall erfolgt die Erweiterung des

Fließquerschnitts ab einer Höhe h_V über der Gerinnesohle. Die entsprechenden Ergebnisse werden anschließend gegenübergestellt. Für jede geometrische Konfiguration werden zwei synthetische Zuflussganglinien gleichen Scheitelzufflusses, aber unterschiedlicher Formparameter betrachtet. Besondere Beachtung wird auf die Hüllkurven von Wassertiefe und Durchfluss gerichtet.

5.2 Vollständige Erweiterung des Fließquerschnitts

5.2.1 Geometrie, Anfangs- und Randbedingungen

Für die in diesem Abschnitt untersuchte Aufweitung wird ein 40 km langes prismatisches Rechteckgerinne der Breite $b_H = 100$ m mit einem gleichmäßigen Sohlgefälle $I_0 = 0,01$ % betrachtet. Die Aufweitungsstrecke L_A ist 10 km lang und befindet sich 5 km stromab des Eingangsquerschnitts. Wie aus Bild 5.1-1A ersichtlich, handelt es sich um eine einfache rechteckige Aufweitung, die an der Seite des Gerinnes liegt (asymmetrische Konfiguration). Mit einer Breite b_V von 100 m weist diese Aufweitung ein Erweiterungsverhältnis gleich 2 auf. Für die Rauheit wird sowohl im Gerinne als auch in der Aufweitung ein konstanter Stricklerbeiwert k_{St} von $30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ angenommen.

Als Anfangsbedingung wird ein Basisabfluss Q_B von $50 \text{ m}^3/\text{s}$ und das daraus resultierende stationäre Wasserspiegelprofil gewählt. Als Oberstromrandbedingung dient eine synthetische Zuflussganglinie. Sie wird nach der im Abschnitt 3.5.1 bereits eingeführten bekannten Form (HAIDER, 1994) einer *Maxwell-Verteilung* aufgestellt:

$$\Theta(\tau) = \left[\tau \cdot e^{(1-\tau)} \right]^r . \quad (5.1)$$

Darin bezeichnen:

$\tau = \frac{t}{t^*}$ die auf die Anstiegszeit t^* normierte Zeit,

r den Formparameter,

$\Theta = \frac{Q}{Q_S}$ den auf den Durchflussscheitel Q_S normierten Abfluss.

Gleichung 5.1 drückt somit die bezogene Ganglinie des Direktabflusses in dimensionsloser Form aus (DYCK, 1980). Der Direktabfluss besteht

nach DIN 4049-3 (1994) aus dem über die Bodenoberfläche (Oberflächenabfluss) und dem aus den oberflächennahen Bodenschichten (Zwischenabfluss) in den Vorfluter gelangenden Abfluss. Der Beitrag vom Grundwasser bleibt also unberücksichtigt, denn bei der Betrachtung der Scheitelwerte spielt das Grundwasser jedenfalls eine vernachlässigbare Rolle. Unter Einführung der Dimensionen in die *Maxwell-Verteilung* und unter Berücksichtigung des Basisabflusses aus der Anfangsbedingung ergibt sich für die obere Randbedingung folgende Zuflussganglinie:

$$Q(t) = Q_B + (Q_S - Q_B) \cdot \left[\frac{t}{t^*} \cdot \exp\left(1 - \frac{t}{t^*}\right) \right]^r. \quad (5.2)$$

Die Anstiegszeit t^* wird mit 5 Stunden festgelegt und der Abflussscheitel Q_S mit $500 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgewählt, wobei für den Formparameter die Werte 2,5 für eine breitere bzw. 10 für eine schmalere Verteilung verwendet werden. Die daraus resultierenden Kurven sind in Bild 5.2 aufgeführt.

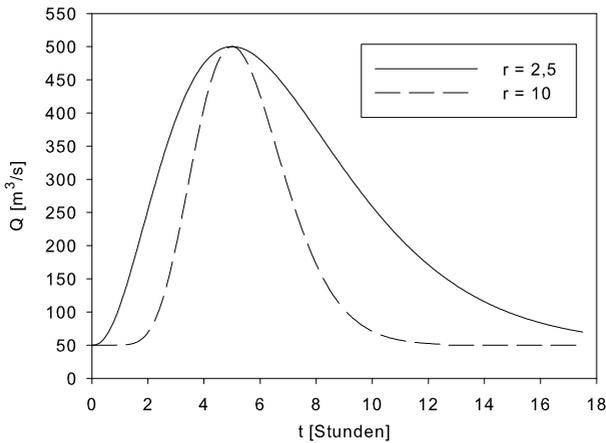


Bild 5.2: Zuflussganglinien mit $500 \text{ m}^3/\text{s}$ Zuflussscheitel, 5 Stunden Anstiegszeit und Formparameter 2,5 bzw. 10

Als untere Randbedingung wird die über die *Manningformel* für den Auslaufquerschnitt berechnete Schlüsselkurve herangezogen.

Die Berechnung erfolgt mit dem Programm MIKE11 vom Danish Hydraulic Institute. Sein Rechenalgorithmus verwendet ein implizites Schema in den finiten Differenzen, um die *De Saint-Venant-Gleichungen* in der dynamischen Form (Gl. 2.24) zu lösen. Als Fließformel verwendet das Programm die *Manningformel* (Gl. 2.2). Im Folgenden werden die Ergebnisse für die vier Ansätze dargelegt.

Es soll hier kurz darauf hingewiesen werden, dass die in den folgenden Diagrammen aufgetragenen Kurven Hüllkurven der Scheitelwerte entlang dem Gerinne und über die gesamte Dauer des Hochwasserereignisses darstellen. Eine Hüllkurve (auch Einhüllende) verbindet lokale Scheitelwerte einer hydrodynamischen Größe, die an verschiedenen Querschnitten zu unterschiedlichen Zeiten erreicht werden. Sie darf also nicht mit dem zu einem bestimmten Zeitpunkt erfassten Längsprofil verwechselt werden. Nur bei stationärem Abfluss überlagern sich Längsprofil und Hüllkurve.

5.2.2 Erweiterung-Ansatz (Erw)

Die Aufweitung wird nach diesem Ansatz durch das Einsetzen breiterer Querschnitte zwischen km 5,0 und km 15,0 implementiert und führt in diesem Abschnitt zur Verdoppelung der Fließfläche. In Bild 5.3 sind die Hüllkurven von Wasserstand und Durchfluss bei einer Zuflussganglinie nach Gleichung 5.2 mit Formparameter $r = 10$ aufgetragen. Ähnliche Kurven ergeben sich auch für die andere Zuflussganglinie ($r = 2,5$). Die Ergebnisse für den Fall mit bzw. ohne Aufweitung (Ausgangszustand) sind hier gegenübergestellt und werden im Folgenden kurz erläutert.

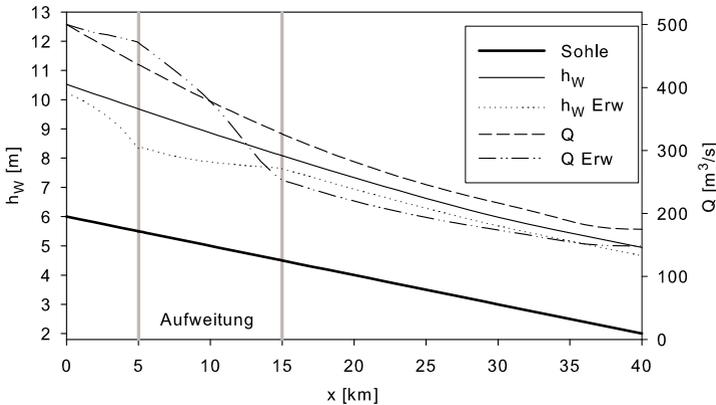


Bild 5.3: Wasserstand- und Durchflusshüllkurven bei $r = 10$: Vergleich des Erweiterungsansatzes (Erw) mit dem Ausgangszustand

Auswirkung auf den Durchfluss: Auch ohne Aufweitung ist eine starke Abminderung des Durchflussscheitels im Gerinne – von $500 m^3/s$ auf ca. $180 m^3/s$ – vorhanden. Ausgehend vom gleichen Wert am km 0 verläuft dann die Hüllkurve des Durchflussscheitels Q Erw mit einer geringeren

Neigung bis zur Aufweitung als im Ausgangszustand. In diesem Abschnitt sind also höhere Werte des Durchflussscheitels vorhanden. Die Differenz dieser Werte zu den entsprechenden des Ausgangszustands erreicht ihr Maximum am Aufweitungseinlauf (km 5). Diese höheren Durchflüsse gehören zu einem M2-Senkungsprofil und zur entsprechenden Strömungsbeschleunigung, die sich wegen der Aufweitung stromaufwärts bildet. Oberhalb der Querschnittserweiterung ist also mit einer negativen Dämpfungswirkung auf den Durchfluss zu rechnen. Eine Abminderung des Durchflussscheitels ist zwar noch vorhanden (negative Neigung der Hüllkurve), dennoch ist sie kleiner als beim Ausgangszustand. Im Bereich der Aufweitung findet eine stärkere Minderung als im Ausgangszustand statt, so dass am Aufweitungsauslauf der Durchflussscheitel ca. $70 \text{ m}^3/\text{s}$ unter dem Scheitel des Ausgangszustands liegt. Wie Bild 5.4 zeigt, hat sich die Durchflussganglinie bis zu diesem Querschnitt (km 15) insgesamt stärker abgeflacht und ist deswegen breiter und ein wenig steiler geworden. Die Aufweitung verursacht außerdem stromab vom km 5 eine Abminderung der Scheitelgeschwindigkeit. Im Bereich der Aufweitung sinkt die mittlere Scheitelgeschwindigkeit um $2,5 \text{ km/h}$ (von $7,5$ auf $5,0 \text{ km/h}$). Damit wird auch ein Verzögerungseffekt hervorgerufen, so dass der Scheitel – der am Aufweitungsanfang dem Ausgangszustand-Scheitel um ca. 10 Minuten zuvorkommt – am Aufweitungsende eine absolute Verzögerung Δt^* von ca. 30 Minuten aufweist. Aus der stärker abgeflachten Durchflussganglinie am Aufweitungsende folgt stromab der Aufweitung ein langsamerer Abminderungsprozess als für den Ausgangszustand (flachere Hüllkurve). Die Hochwasserscheitelgeschwindigkeit nimmt weiter ab, wenn auch nicht so stark wie im Bereich der Aufweitung (in den darauf folgenden 10 Kilometern um $0,4 \text{ km/h}$) und die Scheitelverzögerung wächst. Im absoluten Betrag liegt hier die Hüllkurve im Fall einer Aufweitung trotzdem tiefer als diejenige, die dem Ausgangszustand entspricht, und geht mit dem Laufweg von unten gegen die letztere. Die Aufweitung bewirkt also im Unterwasser durchgehend kleinere Durchflussscheitel als im Ausgangszustand.

Auswirkung auf die Wassertiefe: Die in Bild 5.3 aufgetragene Hüllkurve des Wasserstandsscheitels h_{Erw} erinnert an die im Abschnitt 4.2.2 für einen stationären Abfluss ermittelte Wasserspiegellinie. Das bedeutet aber nicht, dass das Längsprofil des Wasserspiegels während des Wellendurchgangs die gleiche Form hat und sich einfach nach oben und dann wieder nach unten verschiebt. Der Wellenablauf darf in diesem Fall

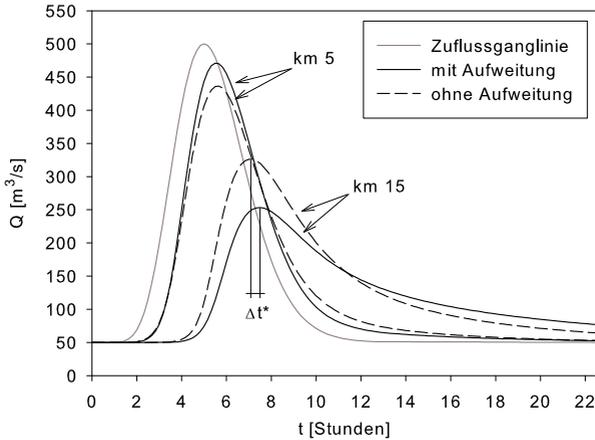


Bild 5.4: Durchflussganglinie für den Einlauf (km 5) bzw. den Auslauf der Aufweitung (km 15) bei $r = 10$: Vergleich des Erweiterungsansatzes (Erw) mit dem Ausgangszustand

nicht, wie bei deutlich längeren Hochwasserwellen, als quasi-stationär (d. h. als Reihenfolge von stationären Zuständen) betrachtet werden. Das Gleiche gilt für die Hüllkurve beim Ausgangszustand.

Anders als beim Durchflussscheitel verläuft die Hüllkurve des Wasserstandes immer tiefer – auf der gesamten betrachteten Strecke – als die entsprechende Hüllkurve beim Ausgangszustand. Der Retentionsraum übt daher eine durchgehend positive Wirkung auf den Wasserspiegelscheitel aus. Oberhalb der Aufweitung, wo die Strömung beschleunigt wird, nimmt die Abminderung des Wassertiefenscheitels in Fließrichtung schneller als im Ausgangszustand zu. Die Differenz aus den entsprechenden Kurven h und h_{Erw} im Diagramm 5.3 verzeichnet mit 1,36 m (32,5 %) ihr Maximum am Aufweitungsanfang. Im Aufweitungsbereich, wo hingegen die Strömung verlangsamt wird, nimmt die Differenz wieder ab. Diese lokale Beschleunigung/Verlangsamung der Strömung folgt aus der Überlagerung des instationären Vorgangs einer Hochwasserwelle mit dem Störungseffekt der Querschnittsänderung.

Während des Wellenanstiegs nimmt die Fließgeschwindigkeit in einem Gerinne konstanten Querschnitts bekanntlich mit dem Fließweg ab (FIORILLO, 2003):

$$\frac{\partial v}{\partial x} < 0 \quad \text{für } t \lesssim t^*$$

und während des Wellenabfalls nimmt sie wieder zu:

$$\frac{\partial v}{\partial x} > 0 \quad \text{für } t \gtrsim t^* .$$

Im Bereich der Wellenscheitel sind aber diese Geschwindigkeitsänderungen deutlich kleiner als diejenigen, die von der Querschnittsänderung hervorgerufen werden (Senkungs- bzw. Stauprofil), so dass hier letztere überwiegen. Weil die Hüllkurven per Definition aus den in unterschiedlichen Zeit-Weg-Punkten auftretenden Scheitelwerten – also im Scheitelbereich – abgeleitet werden, ist auch diese Unterscheidung nach dem Beschleunigungszustand berechtigt.

Im Unterwasser beträgt die Wassertiefenabminderung bezogen auf den Ausgangszustand nur 0,44 m (12,5 %) und ist daher deutlich kleiner als am Aufweitungseinlauf. Sie verringert sich dann weiter in Fließrichtung, aber nur geringfügig. Der Wert der Hüllkurve am Aufweitungsauslauf kann also als Richtwert für den Abminderungseffekt auf die Wassertiefe im Unterwasser betrachtet werden.

5.2.3 Storage Area-Ansatz (SA)

Nach diesem Ansatz wird die Aufweitung durch eine zusätzliche fiktive Querschnittsbreite von 100 m zwischen km 5,0 und km 15,0 aufgestellt. Die damit gewonnene Querschnittsfläche wird aber nicht als Fließfläche in der Bewegungsgleichung 2.23 betrachtet, sondern als rein stehen bleibendes Volumen durch die Kontinuitätsgleichung 2.12b berücksichtigt. Bild 5.5 stellt die Hüllkurven von Wasserstand bzw. Durchfluss den entsprechenden Kurven für den Ausgangszustand gegenüber. Im Folgenden werden die Ergebnisse für die steilere Zuflussganglinie ($r = 10$) aufgeführt. Die Ergebnisse für die flachere Zuflussganglinie ($r = 2,5$) unterscheiden sich qualitativ nicht von den ersteren und werden aus Gründen der Übersichtlichkeit im Anhang dargestellt (Diagramm A.5).

Auswirkung auf den Durchfluss: Die Hüllkurve des Durchflussscheitels Q_{SA} verläuft in analoger Weise wie bei dem Erweiterungsansatz. Oberhalb der Aufweitung sind größere Werte des Scheitels als im Ausgangszustand zu verzeichnen (die Kurve Q_{SA} liegt über der Kurve Q). Im Aufweitungsbereich findet eine stärkere Scheitelabminderung statt als im Ausgangszustand, so dass am Aufweitungsauslauf die Differenz der Scheitel ihr Maximum erreicht. Im Unterwasser nimmt diese Differenz

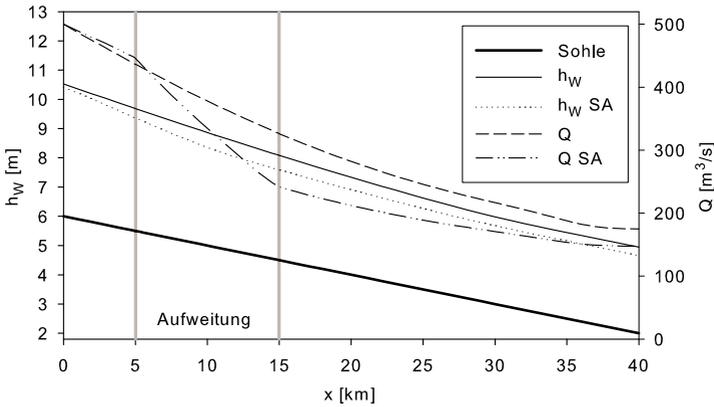


Bild 5.5: Wasserstand- und Durchflusshüllkurven bei $r = 10$: Vergleich des Storage Area-Ansatzes (SA) mit dem Ausgangszustand

dann in Stromrichtung wieder ab, wobei die Scheitelwerte bei SA durchgehend kleiner als beim Ausgangszustand sind. Auch in diesem Fall folgt auf die Verschlechterung des Ausgangszustandes – hinsichtlich der Scheitelabminderung – oberhalb der Aufweitung eine Verbesserung im Bereich der Aufweitung und unterhalb derselben. Aus einem Vergleich mit der Hüllkurve für den Erw-Ansatz geht hervor, dass nach dem SA-Ansatz eine stärkere Abminderung des Durchflussscheitels über den gesamten Gerinneabschnitt berechnet wird.

Auswirkung auf die Wassertiefe: Einen ganz anderen Verlauf zeigt hingegen die Hüllkurve des Wasserstandsscheitels. Die einem Senkungs- bzw. Stauprofil ähnliche Kurve ist hier nicht mehr vorhanden. An ihrer Stelle befindet sich eine glattere Hüllkurve, die nur im Unterwasser mit dem vorherigen Fall näherungsweise übereinstimmt. Im restlichen Gerinneabschnitt findet eine schwächere Abminderung der Wasserstandsscheitel als mit dem Erw-Ansatz statt. Wenn der Beitrag der zusätzlichen Querschnittsfläche zum Impuls-Austausch nicht vernachlässigt werden darf, dann wird mit dem SA-Ansatz der Wasserstandsscheitel in der Aufweitung und oberhalb derselben überschätzt bzw. der Durchflussscheitel unterschätzt. Wenn hingegen die durch diese Zusatzfläche abgeführte Wassermenge geringfügig in Bezug auf den gesamten Durchfluss bleibt, dann eignet sich der SA-Ansatz besser.

5.2.4 Umflutkanal-Ansatz (UK)

Die Aufweitungsstrecke wird nach diesem Ansatz durch einen rechteckigen Umflutkanal gleicher Breite, Rauheit und gleichen Gefälles wie das Hauptgerinne simuliert. Örtliche Energieverluste an der Abzweigung bei km 5 bzw. am Zusammenfluss bei km 15 werden nicht berücksichtigt. Die Gesamtlänge L_A dieses idealen Umflutkanals ist außerdem gleich derjenigen der damit nachzubildenden Aufweitung. Weil der Umflutkanal identisch dem Hauptgerinneabschnitt zwischen km 5 und km 15 ausgelegt ist, teilt sich der Abfluss in beiden gleichmäßig auf. Die zwei Teilwellen pflanzen sich mit gleicher Geschwindigkeit fort, und es kommt zu keiner Phasenverschiebung.

Bei einer Betrachtung des Gesamtdurchflusses (nicht des Durchflusses im Hauptgerinne allein) unterscheiden sich die Ergebnisse für die Hüllkurven kaum von denjenigen, die aus dem Erw-Ansatz hervorgehen. Das liegt daran, dass der einzige Unterschied zwischen den zwei Ansätzen im Betrag des hydraulischen Radius besteht. Für den benetzten Umfang bei dem UK-Ansatz werden die Seitenwände zweimal mitgerechnet, beim Erw-Ansatz nur einmal. Bei relativ breiten Querschnitten, wenn $l_U \rightarrow b_V$ geht, führt dies aber zu keinem nennenswerten Unterschied in den Ergebnissen. Bei einer mittleren Differenz des hydraulischen Radius von ca. 3 % (zwischen Erw- und UK-Ansatz) ergibt sich eine Abweichung des Durchflusses von ca. 2 %. Unter diesen Bedingungen sind also beide Ansätze in erster Näherung äquivalent. Andere Werte würden folgen, wenn der Umflutkanal eine unterschiedliche Länge – und somit auch ein anderes Gefälle – als das Hauptgerinne aufwiese.

5.2.5 Flutpolder-Ansatz (FP)

Diese Annäherung besteht aus zwei zellenartigen Elementen, deren gesamte Grundfläche $L_A \times b_V$ dem Grundflächenanteil des Gerinneausbaues entspricht. Das zusätzliche dem Hauptgerinne hinzugefügte Volumen ist somit gleich wie unter allen anderen Ansätzen (vgl. Bild 5.1). An den Rändern der Aufweitungsstrecke verbindet jeweils ein Rechteckgerinne der Breite b_H das Hauptgerinne mit der Zelle. Diese Verbindungsgerinne haben die gleiche Rauheit und Sohlhöhe wie die anschließenden Querschnitte im Hauptgerinne und werden als *Link Channel* implementiert. Diese stellen eine besondere Abstraktion eines Gerinnes dar, bei welcher nur der Beitrag zur Impulserhaltung, aber nicht die Speicherkapazität berücksichtigt wird. Damit lassen sich wie im vorliegenden Fall auch ein-

fache künstliche Öffnungen im Deichbauwerk simulieren. Die Zellen, die direkt verbunden sind, fungieren als Wasserspeicher, wo der Wasserspiegel h_W horizontal verläuft und nach der einfachen Retentionsgleichung

$$\frac{d}{dt}h_W = \frac{Q_Z - Q_A}{L_A \cdot b_V} \quad (5.3)$$

bestimmt werden kann. Darin bezeichnen Q_Z und Q_A den momentanen Zufluss bzw. Ausfluss aus der Zelle.

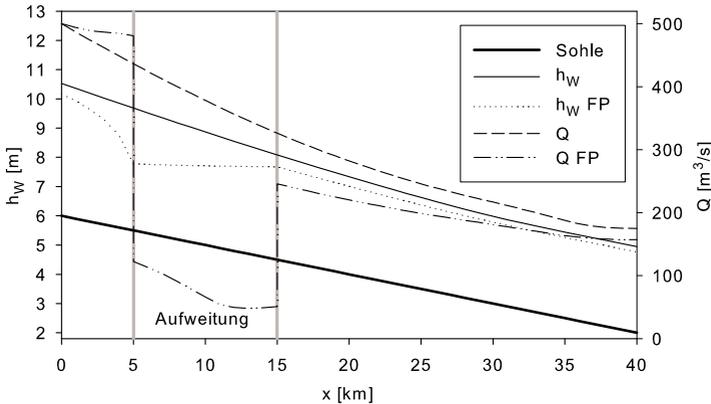


Bild 5.6: Wasserstand- und Durchflusshüllkurven für das Gerinne bei $r = 10$: Vergleich des Flutpolder-Ansatzes (FP) mit dem Ausgangszustand

Auswirkung auf den Durchfluss: Wie schon für den Erw-Ansatz sind auch in diesem Fall höhere Durchflussscheitelwerte oberhalb der Aufweitung als im Ausgangszustand zu verzeichnen. Für diesen Bereich gelten also die gleichen Anmerkungen über den Zusammenhang zwischen lokaler Strömungsbeschleunigung, Senkungsprofil und Durchfluss wie beim Erweiterungsansatz von Abschnitt 5.2.2. Es sei hier noch die negative Auswirkung auf die Durchflussminderung vor der Aufweitung betont. Eine Darstellung des Gesamtdurchflusses im Aufweitungsbereich ist in diesem Fall unmöglich, da der Durchfluss in der Flutpolder-Aufweitung nur am Zellenrand (Kilometer 5, 10 und 15) berechnet wird. Bild 5.6 zeigt daher nur den Durchfluss und den Wasserstand im Gerinne. An den Aufweitungsrändern, wo ein Teil des Abflusses in den Flutpolder geleitet wird bzw. vom Flutpolder ins Hauptgerinne zurückgelangt, treten daher Unstetigkeiten in der Hüllkurve des Durchflussscheitels auf. Unterhalb

der Aufweitung verläuft die Hüllkurve dann in ähnlicher Weise wie im Erw-Ansatz mit einer geringeren Neigung als im Ausgangszustand.

Auswirkung auf die Wassertiefe: Auch der Verlauf der Wasserstands-scheitel oberhalb und unterhalb der Aufweitung spiegelt die Hüllkurve für den Erw-Ansatz wieder. Die Abminderung der Wassertiefe oberhalb der Aufweitung fällt sogar ausgeprägter aus, was auf den seitlichen Ausfluss in die erste Zelle zurückzuführen ist. Ab dem Zeitpunkt, in dem der Scheitel den Auslaufquerschnitt der Aufweitung erreicht und während des nachfolgenden Hochwasserwellenabfalls zeigt der Wasserspiegel im Aufweitungsbereich ein deutlich geringeres Gefälle als die Sohle (Stau-profil). In der Tat bewirkt diese einfache Annäherung eines Flutpolders, dass in der Aufweitungsstrecke der größte Teil des Durchflusses über das System *Link Channels*-Zelle umgeleitet wird. Daraus folgt auch der fast horizontale Verlauf der Einhüllenden des Wasserspiegels in der Aufweitung. Dieser vereinfachte Ansatz dient nur zu einem Vergleich der Ansätze, mit welchen eine Flussbettaufweitung simuliert werden kann. Die numerische Simulation eines Flutpolders soll dazu die Wehranlagen bzw. Auslässe in geeigneter Weise implementieren. Darauf wird in der vorliegenden Arbeit verzichtet, weil dies weitere Parameter für die Geometrie und hydraulische Kennzeichen des Wehres/Auslasses erfordert und daher einen direkten Vergleich mit den anderen Ansätzen unmöglich machen würde.

5.2.6 Retentionswirkung des Gerinnes

In diesem und im nächsten Abschnitt wird auf die Frage eingegangen, wie sich die Auswirkung der Aufweitung auf zwei verschiedene Hochwasserwellen unterscheidet. Dazu werden die Ergebnisse für den oben eingeführten Erweiterungsansatz (Erw) beim Abfließen der zwei Wellen vom Diagramm 5.2 gegenübergestellt. Diese synthetischen Wellen unterscheiden sich nur durch den Formparameter r , wobei Anstiegszeit, Basisabfluss und Abflussscheitel gleich bleiben. Aus dem Vergleich kann also der Effekt des Formparameters verdeutlicht werden. Zuerst wird die Retentionswirkung des Gerinnes untersucht, um diese von der eigentlichen Wirkung der Aufweitung trennen bzw. letztere bestimmen zu können.

In Bild 5.7 sind die (dimensionsbehafteten) Einhüllenden der Scheitelwerte h_S und Q_S für das Gerinne ohne Aufweitung für die zwei Zuflussganglinien ($r = 2,5$ bzw. $r = 10$) wiedergegeben. Der Verlauf der

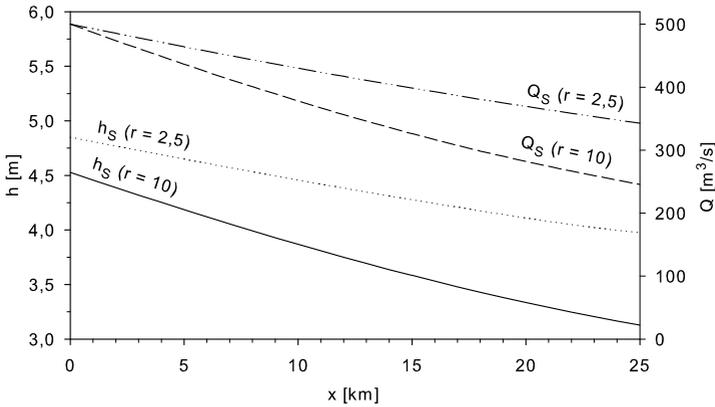


Bild 5.7: Vergleich der Einhüllenden von Wassertiefe und Durchfluss für die zwei Zuflussganglinien ($r = 2,5$ bzw. $r = 10$)

Längsprofile zeigt, wie der Dämpfungseffekt der steileren Welle ($r = 10$) sowohl für den Durchfluss als auch für die Wassertiefe ausgeprägter ausfällt. Der Abflussscheitel von ursprünglich $500 \text{ m}^3/\text{s}$ flacht sich über die nächsten 25 km bis auf $245 \text{ m}^3/\text{s}$ für die steilere bzw. bis auf $343 \text{ m}^3/\text{s}$ für die flachere Welle ab. In analoger Weise vermindert sich der Wassertiefenscheitel um 88 cm für die weniger steile Zuflussganglinie bzw. um 140 cm für die steilere.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Hüllkurven des Wassertiefenscheitels schon ab dem Ausgangsquerschnitt ($\text{km } 0$) unterschiedliche Werte aufweisen, obwohl hier beide Wellen noch den gleichen Abflussscheitel haben. Der Grund liegt darin, dass die Hysterese nicht nur vom Abflussscheitel Q_S , Basisabfluss Q_B und der Anstiegszeit t^* bestimmt wird, sondern auch von der Wellenform (Parameter r). In Bild 5.8 sind die Diagramme der Schlüsselkurven (oben links), der Wassertiefenganglinien (oben rechts) und der Durchflussganglinien (unten rechts) für die zwei oben genannten synthetischen Wellen am $\text{km } 0$ aufgeführt. Das Diagramm der Durchflussganglinien zeigt, wie die Durchflussscheitel (Punkte B und B') übereinstimmen und zur gleichen Zeit – obwohl bei unterschiedlichen Wassertiefen, wie es den Wassertiefenganglinien zu entnehmen ist – erreicht werden. Die Wassertiefenscheitel hingegen (Punkte A und A') werden zu unterschiedlichen Zeiten – zuerst jener der steileren Welle – und bei leicht unterschiedlichen Durchflüssen erreicht. Sie weisen somit auch unterschiedliche Werte auf ($4,85$ bzw. $4,53 \text{ m}$). Von diesen Werten

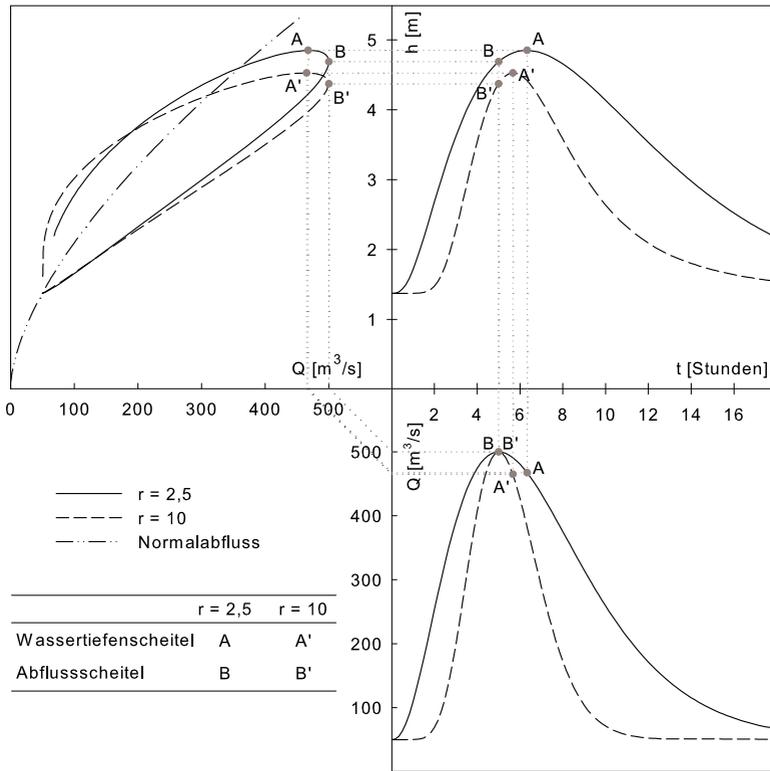


Bild 5.8: Hysterese, Wassertiefen- und Abflussganglinien für den Querschnitt am km 0

gehen die Hüllkurven von Diagramm 5.7 aus. Eine Vergrößerung des Scheitelsbereiches ist in Bild A.6 im Anhang wiedergegeben.

Diese vorhandene Abminderung der Scheitelwerte kann als Retentionswirkung des Gerinnes betrachtet und bei einer Analyse der Retentionswirkung einer Aufweitung soll sie von der letzteren unterschieden werden.

5.2.7 Retentionswirkung der Aufweitung

Die Auswirkung der Einfügung einer Aufweitung in das Gerinne auf die zwei Hochwasserwellen wird in Bild 5.9 durch die dargestellten Kurven deutlich. In diesem Doppeldiagramm sind die Hüllkurven des einfachen Gerinnes von Bild 5.7 übernommen und den entsprechenden Kurven

für den Erweiterungsansatz (Erw) gegenübergestellt. Im Abschnitt 5.2.2 ist schon auf das Verhalten der einzelnen Profile von Durchfluss und Wasserstand eingegangen worden. Im Folgenden wird hingegen der Zusammenhang zwischen Durchfluss und Wasserstand und der Retent:

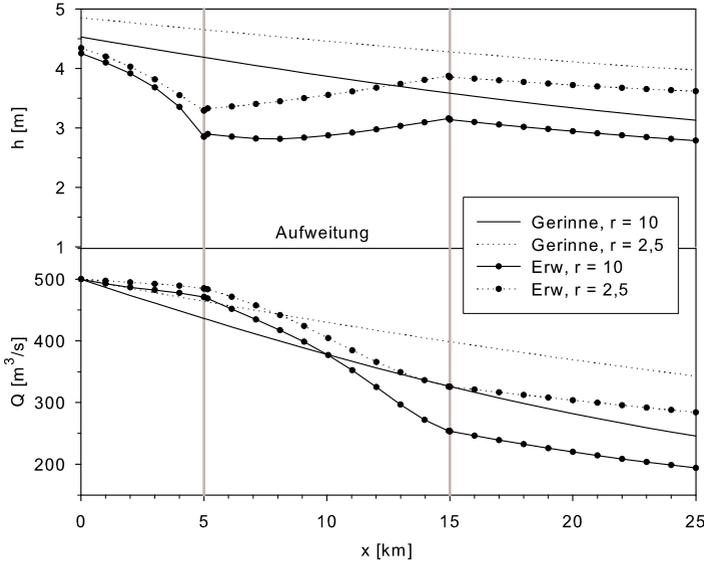


Bild 5.9: Hüllkurven der Wassertiefe und des Durchflusses für die zwei Zuflussganglinien in einem Gerinne mit bzw. ohne Aufweitung

Den Hüllkurven der Wassertiefe (Diagramm 5.9 oben) ist zu entnehmen, wie auf der gesamten Strecke die steilere Welle – trotz des anfänglich gleichen Scheitelzuflusses und der gleichen Anstiegszeit – eine stärkere Minderung der Scheitelwerte erfährt. Die Kurve für $r = 10$ verläuft nämlich tiefer als diejenige für den Formparameter 2,5. Dasselbe Diagramm zeigt noch, wie schon am Querschnitt km 0, obwohl hier beide Zuflussganglinien noch den gleichen Scheitelwert von $500 \text{ m}^3/s$ aufweisen, dass die Scheitelwerte der Wassertiefe unterschiedlichen Abminderungen unterliegen. Dies hängt wieder vom im vorangegangenen Abschnitt erläuterten, nicht eindeutigen Zusammenhang (Hysterese) zwischen Wassertiefe und Durchfluss bei instationärem Abfluss ab (vgl. die Ganglinien in Bild 5.8).

Die Tatsache, dass entlang der gesamten Strecke die Scheitelwerte der Wassertiefe bei der steileren Welle am niedrigsten ausfallen, bedeutet, dass die Gesamtauswirkung von Aufweitung plus Gerinne auf die Abminderung

des Wassertiefenscheitels mit der Wellensteilheit zunimmt. In ähnlicher Weise kann man aus dem unteren Diagramm in Bild 5.9 feststellen, dass beim Vorhandensein einer Aufweitung steilere Wellen eine stärkere Abminderung des Durchflussscheitels aufweisen. Aus diesen Diagrammen ist es aber nicht einfach, den eigentlichen Beitrag der Aufweitung zur Retention von der eigenen Retention des Gerinnes zu unterscheiden. Sie geben eher die Überlagerung beider Effekte wieder. Die Gegenüberstellung der einfachen Hüllkurven liefert ja Angaben über die Gesamtwirkung, dennoch ermöglicht sie keine aussagekräftige Analyse der Wirkung einer Aufweitung in Bezug auf unterschiedliche Zuflussganglinien.

Um die eigentliche Wirkung der Aufweitung zu bestimmen, müssen beide Effekte voneinander getrennt werden. Dafür können die Werte der Hüllkurven für den Fall einer Aufweitung, z. B. diejenige in Bild 5.3, durch die entsprechenden Werte für den Fall des einfachen Gerinnes ohne Aufweitung (Bild 5.7) dividiert werden. Durch diese Normierung über die lokalen Scheitelwerte von Durchfluss Q_S bzw. Wassertiefe h_S entstehen so die dimensionslosen Größen

$$h'(x) = \frac{h_S(x) \text{ mit Aufweitung}}{h_S(x) \text{ nur Gerinne}}, \quad (5.4)$$

$$Q'(x) = \frac{Q_S(x) \text{ mit Aufweitung}}{Q_S(x) \text{ nur Gerinne}}.$$

Diese relativen Scheitelwerte spiegeln für jeden Punkt x entlang der betrachteten Flussstrecke (km 0 bis 25) die Wirksamkeit der zwischen km 5 und km 25 eingefügten Aufweitung wider. Solche normierten Größen, die für den betrachteten Fall in Bild 5.10 aufgeführt sind, ermöglichen außerdem, die Retentionswirkung der Aufweitung bei unterschiedlichen Hochwasserwellen effektiver gegenüberzustellen.

Diese Ergebnisdarstellung bietet dazu noch den Vorteil einer unmittelbaren Abschätzung, ob die eingeführte Aufweitung einen günstigen bzw. ungünstigen Effekt hinsichtlich der Retention im Vergleich zum einfachen Gerinne hervorruft. Werte größer als eins kennzeichnen ein Inkrement der entsprechenden hydromechanischen Größen im Vergleich zum Ausgangszustand. Letzterer wird von der horizontalen Geraden durch eins dargestellt. Je kleiner von eins die dimensionslosen Verhältnisse liegen, umso größer ist die eigene Retentionswirkung der Aufweitung.

Hinsichtlich der Wassertiefe zeigt Bild 5.10, dass der Scheitelminde-
rungseffekt über den ersten Kilometer stärker für die flachere Welle

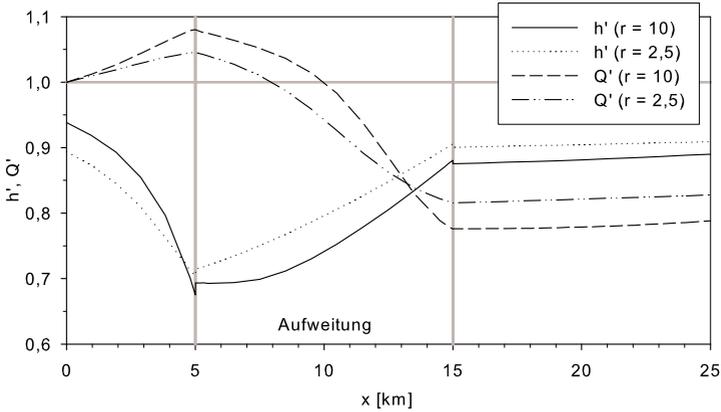


Bild 5.10: Dimensionslose Wassertiefen- und Durchflusshüllkurven für das Erweiterungsansatz (Erw). Vergleich der zwei Zuflussganglinien ($r = 2,5$ bzw. $r = 10$)

($r = 2,5$) ist. In der Tat verzeichnet jedoch diese Welle höhere Wassertiefen (vgl. Bild 5.9). Nach ca. 4 km und jedenfalls vor der Aufweitung ist die steilere Welle diejenige, die am stärksten gedämpft wird. Diese Situation setzt sich über den gesamten folgenden Abschnitt fort. Bemerkenswert für beide Zuflussganglinien ist die Steigerung der Dämpfungswirkung (auf die Wirkung des Gerinnes bezogen) um ca. 30 % am Aufweitungseinlauf. Dieser Wert fällt dann bis auf ca. 10 % am Aufweitungsauslauf und bleibt stromab praktisch konstant.

Hinsichtlich des Durchflusses ist in Bild 5.10 der von der Senkungslinie oberhalb der Aufweitung hervorgerufene Effekt deutlich zu erkennen. Er besteht in einer anfänglichen Zunahme der relativen Scheitelwerte bis zu einem Maximum am Aufweitungseinlauf. Aus dem Vergleich der zwei Hochwasserwellen geht hervor, dass hier – im Gegensatz zu dem, was die Wassertiefe betrifft – die steilere Durchflusswelle am meisten von der Aufweitung beeinflusst wird. Es sind nämlich die Werte dieser Welle, die – auch wenn im Bereich > 1 – von eins am meisten abweichen. Im Aufweigungsabschnitt kehrt sich die Lage um und unterhalb davon ist die steilere Welle diejenige, die die stärkste relative Retentionswirkung (ca. 22 %) erfährt. Da sich die relativen Scheitelwerte oberhalb der Aufweitung mit abnehmendem r verringern, kann davon ausgegangen werden, dass für sehr flache Wellen die relativen Scheitelwerte gegen Eins gehen.

Dies betrifft aber auch die beiden weiteren Bereiche (Aufweitung und Unterwasser), so dass der Retentionseffekt gegen Null geht. Die Wasserspiegellinie stellt sich dann, wie bei dem stationären Fall, entsprechend den Profilen vom Abschnitt 4.2 ein. Diese Vermutung wird durch die Ergebnisse der Parameterstudie einer Deichrückverlegung im Kapitel 7 bestätigt.

Es wird darauf aufmerksam gemacht, dass die sich größer als eins ergebenden relativen Durchflussscheitelwerte keineswegs eine Durchflussscheitelzunahme in Fließrichtung bedeuten. Sie drücken nur eine Scheitelabminderung aus, die geringer ausfällt als diejenige, die dem einfachen Gerinne entspricht.

Hinsichtlich der Ankunftszeit des Scheitels ist festzustellen, dass das Vorhandensein der Aufweitung auch die Geschwindigkeit des Scheitels von h und von Q verändert. In den Bildern 5.11 und 5.12 werden, in analoger Weise wie für den Durchfluss- und Wassertiefenscheitel, dimensionslose Kurven der Ankunftszeit des Scheitels

$$t'(x) = \frac{t_S(x) \text{ mit Aufweitung}}{t_S(x) \text{ nur Gerinne}}$$

für beide Hochwasserwellen dargestellt. In diesen Diagrammen drücken Werte größer als eins eine Verspätung des Scheitels infolge der Aufweitung aus. Werte kleiner als eins hingegen beziehen sich auf ein vorzeitiges Vorbeiziehen des Scheitels im Vergleich zum Ausgangszustand. Den Bildern ist leicht zu entnehmen, dass der Wassertiefenscheitel oberhalb der Aufweitung schneller ($t'_h < 1$), in der Aufweitung deutlich langsamer ($t'_h > 1$) und stromab der Aufweitung ziemlich langsamer zieht als im Fall ohne Aufweitung. Unterhalb der Aufweitung weist er also durchgehend eine Verspätung auf. Die flachere Welle ($r = 2,5$) erfährt den größten Einfluss der Aufweitung, indem sie eine größere Verfrühung stromauf bzw. eine größere Verspätung stromab der Aufweitung als die der steileren Welle aufweist.

Der Durchflussscheitel trifft mit einer leichten Verfrühung oberhalb der Aufweitung ein ($t'_Q < 1$). Im Aufweitungsbereich verlangsamt er sich so, dass die angesammelte Verfrühung verschwindet und am Aufweitungsauslauf eine Verspätung zu verzeichnen ist. Diese wächst im Unterlauf noch leicht weiter. Auch für den Durchflussscheitel ist die flachere Welle diejenige, die den Effekt der Aufweitung am meisten erfährt, indem sie höhere relative Verfrühungs- und Verspätungswerte zeigt.

Zusammenfassend kann Folgendes festgestellt werden:

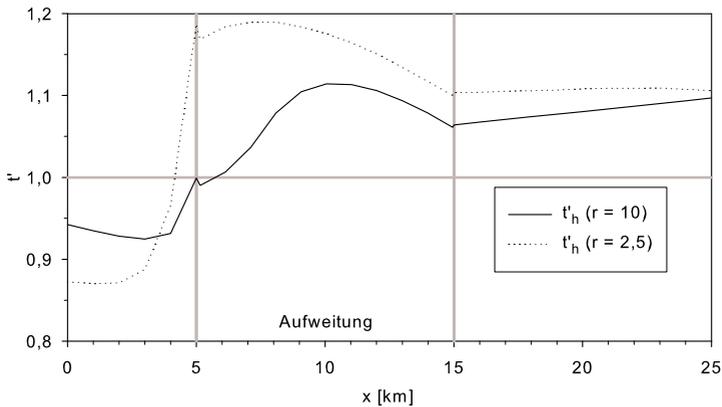


Bild 5.11: Dimensionslose Ankunftszeit des Wassertiefenscheitels für den Erweiterungsansatz (Erw): Vergleich der zwei Zuflussganglinien

- Die Normierung der Scheitelwerte über die entsprechenden Werte des einfachen Gerinnes ermöglicht das Hervorheben der Auswirkung der Aufweitung.
- Für Hochwasserwellen entsprechender Größenordnung und bezüglich der ausgewählten Aufweitungsgeometrie ruft die Aufweitung eine nennenswerte Abminderung des Durchfluss- und Wassertiefenscheitels hervor.
- Es kann davon ausgegangen werden, dass für sehr flache Hochwasserwellen die Retentionswirkung der Aufweitung gegen Null geht. Der instationäre Fall geht in den stationären über, und für die Wasserspiegellinie gelten wieder die Anmerkungen von Kapitel 4.
- Die relative Auswirkung der Aufweitung auf Wassertiefen- und Durchflussscheitel ist für die steilere Welle ausgeprägter.
- Die relative Auswirkung der Aufweitung auf die Ankunftszeit des Scheitels ist für die flachere Welle stärker.

Zu den Schlussfolgerungen in den beiden letzten Punkten kommt auch FISCHER (2008) in seiner auf 2D-Berechnungen gestützten Parameterstudie über die Wirksamkeit der ungesteuerten Retention entlang von Fließgewässern.

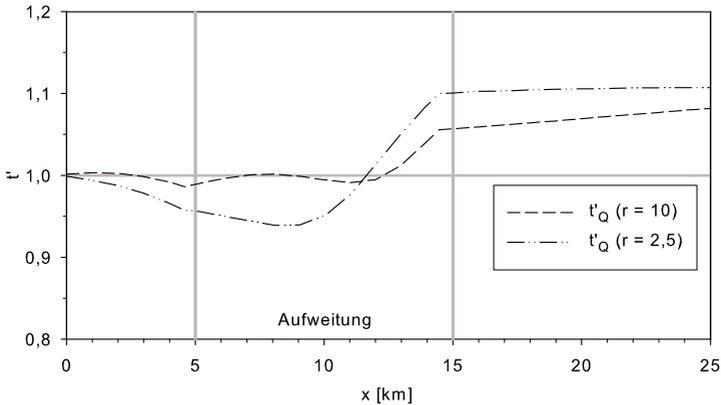


Bild 5.12: Dimensionslose Ankunftszeit des Durchflussscheitels für den Erweiterungsansatz (Erw): Vergleich der zwei Zuflussganglinien

5.3 Partielle Erweiterung des Fließquerschnitts

Nach der Untersuchung einer vollständigen Erweiterung des Fließquerschnitts vom vorangehenden Abschnitt wird hier in einer zweiten Berechnungsreihe der Fall einer partiellen Erweiterung betrachtet. Die in Abschnitt 5.1 eingeführten vier 1D-Aufweitungsansätze, die unter unterschiedlichen konzeptuellen Hypothesen die Annäherung einer Flussaufweitung ermöglichen, werden im vorliegenden Abschnitt erst ab einer Höhe h_V über der Gerinnesohle angewendet.

5.3.1 Geometrie, Anfangs- und Randbedingungen

Bei gleichbleibenden planimetrischen Abmessungen, hydraulischen Charakteristiken und Randbedingungen des Hauptgerinnes wie im Abschnitt 5.2 wird nun über eine Fließstrecke L_A eine einseitige partielle Erweiterung der Breite b_V ab einer Höhe h_V über der Gerinnesohle betrachtet (vgl. Bild 5.1 B). Die Sohlhöhe der Aufweitung h_V ist kaum größer als die Normalabflusstiefe im Gerinne beim bordvollen Abfluss. Dieser wird dem Basisabfluss Q_B gleichgesetzt und mit $50 \text{ m}^3/\text{s}$ festgelegt. Daraus folgt bei einem Reibungsbeiwert von $30 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ eine Normalabflusstiefe von $1,37 \text{ m}$. h_V wird daher auf $1,4 \text{ m}$ über der Gerinnesohle gesetzt.

Die Anfangsbedingungen unterscheiden sich leicht von denen der vorherigen Berechnungsreihe, weil jetzt die Aufweitung nur ab $Q > Q_B$ benetzt wird. Im Gerinne stellt sich daher anfänglich die Normalabflusstiefe ein.

Wie schon im vorherigen Fall werden für die Ansätze Erweiterung (Erw), Storage Area (SA), Umflutkanal (UK) und Flutpolder (FP) die Einhüllenden der Wassertiefen- bzw. des Abflussscheitels beim Durchgang der zwei Hochwasserwellen ($r = 2,5$ bzw. $r = 10$) nach Bild 5.2 abgeleitet.

Den Ergebnissen ist im Allgemeinen ein ähnliches Verhalten wie im vorherigen Fall zu entnehmen. Dies gilt sowohl bezüglich der dimensionslosen Einhüllenden der einzelnen Ansätze, als auch hinsichtlich der Retentionswirkung gegenüber den zwei unterschiedlichen Zuflussganglinien. Abgesehen vom SA-Ansatz weisen alle anderen Ansätze eine allgemeine Minderung des Aufweitungseffektes im Vergleich zum Fall einer vollständigen Erweiterung des Fließquerschnitts ($h_V = 0$) auf. Wie aus der Form der Hüllkurven hervorgeht, besitzen diese allerdings entsprechend ähnliche Charakteristiken. Im Folgenden werden die Ergebnisse der einzelnen Ansätze kurz erläutert, wobei der Unterschied zum Verhalten der vorherigen Ansätze durch entsprechende Diagramme hervorgehoben wird. Alle weiteren im Abschnitt 5.2 angestellten Überlegungen dürfen – dank dem ähnlichen Verhalten der Hüllkurven – auf den vorliegenden Fall übertragen werden. In den folgenden Bildern werden die relativen Scheitelwerte von Abfluss und Wassertiefe nach Gleichung 5.4 bei der flacheren Zuflussganglinie aufgeführt und den Kurven für die vollständige Erweiterung gegenübergestellt.

5.3.2 Vergleich partielle/vollständige Querschnittserweiterung

Erweiterung (Erw)

Bild 5.13 zeigt, wie die partielle Erweiterung im Vergleich zur vollständigen stromab eine leichte Abnahme der Retentionswirkung bewirkt: 5 % ca. für den Abflussscheitel bzw. 3 % ca. für den Wasserstandsscheitel. Ausgeprägter fällt der Wassertiefenunterschied am Aufweitungseinlauf aus, wo ein Maximum von 10 % erreicht wird.

Zusätzliche Querschnittsfläche (SA)

Wie sich aus Bild 5.14 ablesen lässt, stimmen sowohl die Hüllkurven des Abflusses als auch die der Wassertiefe mit denen der vollständigen Erweiterung überein. Das hängt einerseits davon ab, dass der SA-Ansatz den hydraulischen Leitwert

$$K = k_{\text{St}} \cdot A \cdot r_{\text{hy}}^{2/3}$$

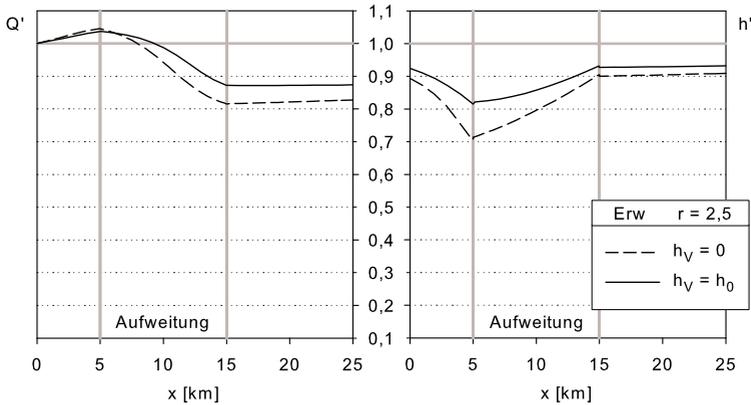


Bild 5.13: Gegenüberstellung der relativen Scheitelwerte des Erweiterungsansatzes

in der dynamischen Gleichung nicht verändert. Andererseits ist das bei dem SA-Ansatz der vollständigen Erweiterung zur Verfügung gestellte Volumen schon bei den Anfangsbedingungen bis auf eine Tiefe $h_0 = h_V$ überflutet. Dieses Volumen $V_0 = h_V \cdot b_V \cdot L_V$ trägt daher nicht zur Retention bei. Im Fall der partiellen Erweiterung befindet sich das Volumen $h_V \cdot b_V \cdot L_A$ unter der Sohle der Aufweitung, so dass es sowieso nicht zur Verfügung steht. Beide Anfangsbedingungen stimmen letztendlich überein. Die ab der Wassertiefe h_V gleich aufgestellte Querschnittsgeometrie führt somit bei beiden Ansätzen zu den gleichen Ergebnissen.

Umflutkanal (UK)

Auch in diesem Fall ist wie schon bei dem Erw-Ansatz eine allgemeine Verschlechterung der Retentionswirkung zu verzeichnen (vgl. Bild 5.15). Weil die Sohlhöhe im Umflutkanal höher als im Hauptgerinne liegt, stellt sich im ersten eine geringere Wassertiefe ein. Die im UK daraus resultierende niedrigere Fließgeschwindigkeit bewirkt, dass hier die Teilwelle langsamer als im Hauptgerinne läuft, was eine Phasenverschiebung der zwei Scheitel zur Folge hat. Hinzu kommt noch ein Rückstauereffekt im Umflutkanal, weil der ansteigende Ast der Teilwelle im Hauptgerinne verfrüht am Zusammenfluss unterhalb des Umflutkanals eintrifft. Der Wasserstand, der sich hier einstellt, ist daher höher als der Wasserstand der Teilwelle, die zur gleichen Zeit aus dem Umflutkanal kommt. Das Energieliniengefälle am Auslauf des Umflutkanals bleibt anfänglich kleiner null und lässt auf

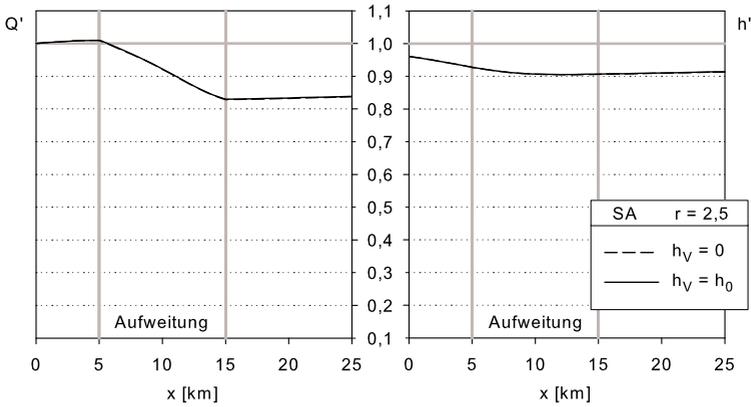


Bild 5.14: Gegenüberstellung der relativen Scheitelwerte des Storage Area-Ansatzes

eine Flutung des Umflutkanals auch vom Unterstrom schließen.

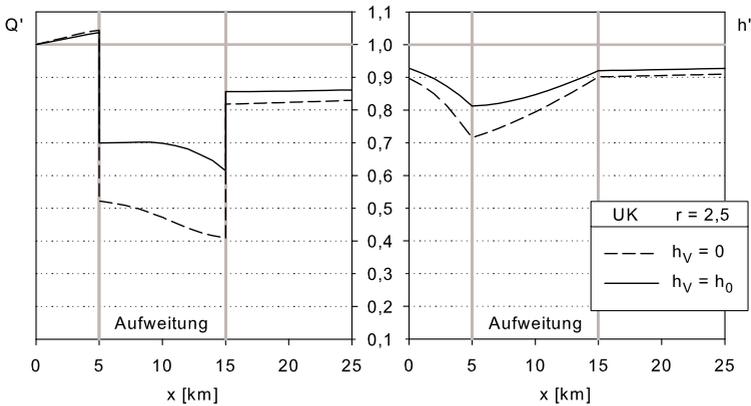


Bild 5.15: Gegenüberstellung der relativen Scheitelwerte des Umflutkanal-Ansatzes

Bild 5.16 zeigt die Abflussganglinien bei den hydraulischen Knoten der Umflutkanal-abzweigung am km 5 (links) bzw. des -zusammenflusses am km 15 (rechts). Der Gesamtabfluss im Gerinne Q_{ges} teilt sich zwischen dem Teilabfluss im Umflutkanal Q_{UK} und dem im Gerinne weiterfließenden Abfluss Q_{HG} auf:

$$Q_{ges} = Q_{HG} + Q_{UK} .$$

Die Teilwellen laufen dann mit unterschiedlicher Geschwindigkeit durch das Hauptgerinne (punktirierte Linie) bzw. den Umflutkanal (gestrichelte Linie), doch unmittelbar unterhalb der Abzweigung sind sie noch in Phase. Die Scheitel treten daher gleichzeitig nach ca. 5 Stunden und 40 Minuten ein (vgl. Bild 5.16 links). Am Zusammenfluss des Umflutkanals

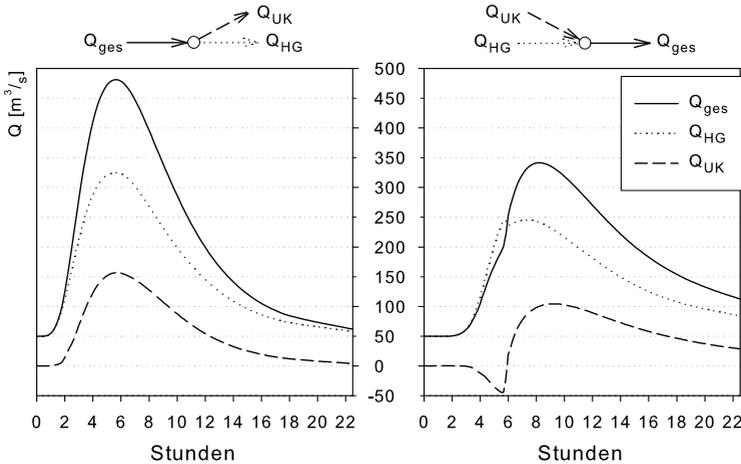


Bild 5.16: Aufteilung der Hochwasserwelle ($r = 2,5$) am Ein- bzw. Auslauf des Umflutkanals

setzt sich die ursprüngliche Welle (verzerrt) zusammen. Die Flutung des Umflutkanals vom Unterstrom ist der Abflussganglinie für den entsprechenden Auslaufquerschnitt (gestrichelte Linie im Diagramm rechts) zu entnehmen. Sie weist in den ersten 6 Stunden Werte gleich bzw. kleiner null auf, was auf keine Strömung – der Querschnitt ist anfänglich trocken – bzw. eine Rückströmung hindeutet. Die Abflussscheitel der Teilwellen treten am km 15 mit einer Phasenverschiebung von ca. 1h 50' ein, während die Eintrittszeit des resultierenden Scheitels (mit 8h und 10') dazwischenliegt (vgl. Bild 5.16 rechts).

Bei der betrachteten Geometrie bzw. den Randbedingungen folgt für den Fall der partiellen Erweiterung, dass der im Hauptgerinne durchlaufende Abflussanteil höher ist als im Fall der vollständigen Erweiterung. Daraus geht die offensichtliche Abnahme der Retentionswirkung – sowohl was Q_S als auch h_S betrifft – im Zwischenabschnitt (km 5 bis 15) von Diagramm 5.15 hervor. Die Unstetigkeiten der Hüllkurven des Abflussscheitels Q_S am km 5 bzw. 15 folgen daraus, dass die Kurven nur den Durchfluss im Hauptgerinne darstellen. Wie schon für den Erw-Ansatz

bleibt der gesamte Effekt unterhalb des Umflutkanals mit 5 % etwas kleiner als derjenige bei der vollständigen Erweiterung des Fließquerschnitts.

Flutpolder (FP)

Die Koppelung zwischen Hauptgerinne und Flutpolder ist hier wieder durch zwei Verbindungselemente vom Typ *Link Channel* implementiert. Die Sohlhöhe h_V der zwei Zellen- und der entsprechenden Verbindungselemente wird auf die Wassertiefe h_0 , die einem bordvollen Abfluss im Gerinne entspricht, festgelegt. In der vorliegenden Arbeit ist der einfache Ansatz des *Link Channel* vorgezogen, weil es einer geringeren Anzahl von Parametern bei seiner Definition bedarf. Somit eignet er sich für eine transparentere qualitative Gegenüberstellung mit den anderen Ansätzen. Bei der Simulation eines Falles aus der Praxis empfiehlt sich hingegen, eine detailliertere Nachbildung des Verbindungselementes zwischen Hauptgerinne und Flutpolder anzuwenden, um den Deichbereich mit dem eventuell vorhandenen Streichwehr genauer nachzubilden.

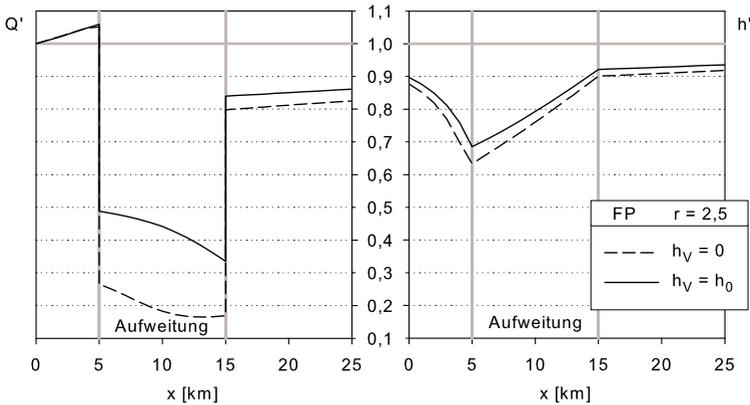


Bild 5.17: Gegenüberstellung der relativen Scheitelwerte des Flutpolder-Ansatzes

Wie schon bei dem UK-Ansatz wird auch hier der in den Flutpolder abgeführte Abflussanteil durch die niedrigere Wassertiefe im *Link Channel* eingeschränkt. Die Folge ist wieder eine Minderung der Retentionswirkung im Hauptgerinne. Wie aus Bild 5.17 ersichtlich, beträgt der auf die Wassertiefe bei der vollständigen Erweiterung bezogene Wirksamkeitsverlust unterhalb des Flutpolders ca. 2,5 % (bei einem Formbeiwert der Zufussganglinie $r = 2,5$). Für $r = 10$ steigt der Verlust auf ungefähr das Doppelte an. Bei dem relativen Abfluss Q' ergibt sich ein Wirksamkeitsverlust von 5 % bzw. 10 % bei der steileren Hochwasserwelle.

Hinsichtlich der Retention und der Wasserspiegelsenkung erweist sich schließlich eine vollständige Vergrößerung des Fließquerschnitts – bei konstanten planimetrischen bzw. hydraulischen Kenngrößen – effektiver als eine partielle Erweiterung. In der Praxis ist aber die erste Flussbaumaßnahme u. a. mit höheren Kosten und mit dem Verzicht auf eine mögliche landwirtschaftliche Nutzung des Vorlands verbunden. In der Regel wird daher die Ausführung einer DRV vorgezogen, die gedanklich als partielle Erweiterung des Fließquerschnitts gesehen werden kann. Aus diesem Grund wird bei der Parameterstudie von Kapitel 6 die Aufmerksamkeit ausschließlich auf die letzte flussbauliche Maßnahme gerichtet.

5.4 Aufbau des numerischen Modells in MIKE11

5.4.1 Querschnittsabstand

Über den gesamten 40 km langen Gerinneabschnitt ist ein maximaler Abstand zwischen den Berechnungspunkten

$$\Delta x_{\max} = 1000 \text{ m} \quad (5.5)$$

gewählt worden. In den Bereichen vor und nach Querschnittsänderungen wird dieser Abstand stufenweise bis auf $\Delta x_{\min} = 10 \text{ m}$ verringert, um die hydraulischen Größen, die hier stärkere Gradienten aufweisen, mit einer feineren Auflösung wiederzugeben. Bei einem zweiten Rechenlauf wird auf diese feinere Interpolation verzichtet und nur zwei zusätzliche Querschnitte 150 m hinter der Erweiterung bzw. 50 m vor der Verengung hinzugefügt. Diese Abstände von den Querschnitten, bei welchen die Geometrieänderung stattfindet, entsprechen den Empfehlungen von DHI (2004) für Querschnitte mit Verbauungen. Bei Brücken, die eine Querschnittsverbauung der Breite b_V verursachen, wird als Faustregel ein Abstand

$$\Delta x = \begin{cases} \frac{3}{2} \cdot b_V & \text{stromab der Erweiterung} \\ \frac{1}{2} \cdot b_V & \text{stromauf der Verengung} \end{cases} \quad (5.6)$$

zu den anliegenden Querschnitten empfohlen. Die Ergebnisse der zwei Rechenläufe für die Flussbettaufweitung vom Abschnitt 5.2 weichen nur geringfügig voneinander ab. In Tabelle 5.1 sind die Differenzen von Wassertiefen- bzw. Abflussscheitel an den Querschnittsänderungen

für die Zuflussganglinie mit Formparameter $r = 10$ aufgeführt. Die Abweichungen bleiben unter 1 % für die Wassertiefe bzw. im Bereich von 0,1 % für den Durchfluss begrenzt. Der untersuchte Gerinneabschnitt wird daher entsprechend den geometrischen Bedingungen 5.5 und 5.6 in dem numerischen Modell aufgebaut.

Tabelle 5.1: Unterschied der Wassertiefen- bzw. des Abflussscheitels an den Querschnittsänderungen einer Gerinneaufweitung bei Diskretisierungsschritt $\Delta x_{\min} = 10 \text{ m}$ und Δx nach der Bedingung 5.6

Querschnitt	Unterschied in der Wassertiefe		Unterschied im Durchfluss	
	[m]	[%]	[m ³ /s]	[%]
Erweiterung	-0,026	-0,920	0,248	0,053
Verengung	-0,003	-0,096	-0,337	-0,133

5.4.2 Der hydraulische Radius

Das Programm MIKE11 bietet zwei Ansätze für die Ableitung des hydraulischen Radius, die je nach Querschnittsform herangezogen werden können. Im Folgenden werden beide Ansätze kurz erläutert und die getroffene Wahl begründet.

Resistance Radius

Für gegliederte Fließquerschnitte und Querschnitte mit einer mäßigen Formänderung wird der sogenannte *Resistance Radius*

$$R_* = \left(\frac{1}{A_e} \cdot \int_0^B h^{3/2} \cdot db \right)^2 \quad (5.7)$$

empfohlen. Darin bezeichnet h die Wassertiefe, die einer Wasserspiegelbreite b entspricht. B ist die Wasserspiegelbreite im Querschnitt und

$$A_e = \sum_{i=1}^N \frac{A_i}{r_{r_i}} \quad (5.8)$$

eine effektive Fließfläche. Diese berücksichtigt eine Aufteilung des Fließquerschnitts in N Bereiche mit den Flächen A_i und Rauheiten k_{St_i} . Der Term r_{r_i} drückt die relative Rauheit der i -ten Fläche

$$r_{r_i} = \frac{k_{St}}{k_{St_i}}$$

aus. Dieser Ansatz erzielt für die Schlüsselkurve einen graduellen Übergang vom Flussbett zum Vorland und gewährleistet, dass die Kurve monoton steigt. Im Fall eines breiten horizontalen Vorlandes erweist sich dies als besonders vorteilhaft. Wenn das Vorland gerade überflutet wird, steigt der benetzte Umfang überproportional im Vergleich zur geringen Fließflächenzunahme. Das würde ein Dekrement im hydraulischen Radius und somit auch eine physikalisch unkorrekte Durchflussabnahme zur Folge haben. Der Ansatz des *Resistance Radius* vermeidet diese Situation, wenn auch auf Kosten einer Überschätzung des Durchflusses in engen und tiefen Querschnitten (DHI, 2004).

Hydraulic Radius

Als zweite Option kann eine Form des hydraulischen Radius R_h herangezogen werden, die sich für kompakte Querschnitte besser eignet, besonders, wenn sie tief und eng sind. Ausgehend von der Aufteilung des Fließquerschnitts in Bereiche gleicher Rauheit, lässt sich der Gesamtabfluss Q als Summe über die Einzelabflüsse schreiben

$$Q = \sum_{i=1}^N Q_i . \quad (5.9)$$

Mit Hilfe der Fließformel nach *Manning-Strickler* und unter der Annahme, dass das Energieliniengefälle in allen Teilflächen gleich groß ist, wird Gleichung 5.9 in Termen vom hydraulischen Radius umgestellt zu

$$A \cdot k_{St} \cdot I_E^{1/2} \cdot R_h^{2/3} = I_E^{1/2} \cdot \sum_{i=1}^N A_i \cdot k_{St_i} \cdot r_{hy_i}^{2/3} .$$

Nach Einsetzen des benetzten Umfangs l_{U_i} für die einzelne Teilfläche – wobei die Schubspannungen an der Trennfläche vernachlässigt werden (*zero shear interface*) – ergibt sich schließlich der (äquivalente) hydraulische Radius für die Gesamtließfläche zu

$$R_h = \left(\frac{1}{A} \cdot \sum_{i=1}^N \frac{A_i^{5/3}}{r_{r_i} \cdot l_{U_i}^{2/3}} \right)^{3/2} . \quad (5.10)$$

Als Gesamtfießfläche kann sowohl die Querschnittsfläche als auch die effektive Fließfläche nach Gleichung 5.8 eingesetzt werden. Wenn die relative Rauheit im Querschnitt konstant ist, dann schaltet das Programm auf den gewöhnlichen hydraulischen Radius

$$R_h = r_{hy} = \frac{A}{l_U} \quad (5.11)$$

um. Das oben erwähnte Problem im Übergangsbereich der Schlüsselkurve wird bei dem Ansatz des hydraulischen Radius R_h nach Gleichung 5.10 bzw. 5.11 folgendermaßen effektiv umgangen. An der Grenze zwischen Flussbett und Vorland wird eine fiktive Fließfläche der Breite null und einer relativen Rauheit ungleich derjenigen der anliegenden Bereiche eingefügt. Somit wird hinsichtlich des hydraulischen Leitwertes des Querschnitts

$$K = k_{St} \cdot A \cdot r_{hy}^{2/3} \quad (5.12)$$

eine Aufteilung des ursprünglichen Gerinnes erzwungen. Daraus resultieren zwei parallele Gerinne, wenn nach Gleichung 5.11 eine konstante Rauheit im Querschnitt festgelegt ist bzw. ein weiteres Gerinne, wenn schon N Gerinne unterschiedlicher Rauheit nach Gleichung 5.10 vorhanden sind. Diese Betrachtung mehrerer parallelen Gerinne führt zu besseren Ergebnissen als der Ansatz vom *Resistance Radius*.

Aus Gründen der Einheitlichkeit und um eine übersichtliche Gegenüberstellung zu ermöglichen, wird in der vorliegenden Arbeit sowohl für kompakte als auch für gegliederte Querschnitte der Ansatz vom hydraulischen Radius R_h und die Aufteilung in parallele Bereiche verwendet.

5.4.3 Die untere Randbedingung

Wie aus der Theorie der Charakteristiken bekannt ist, sind zur Lösung eines hyperbolischen Systems von partiellen Differenzialgleichungen – wie die *de Saint-Venant-Gleichungen*

$$\begin{cases} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right) + g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot A \cdot I_0 - g \cdot A \cdot I_E \end{cases} \quad (5.13)$$

so viele Randbedingungen erforderlich, wie Charakteristiken durch die Berandung eindringen. Nach einer eindimensionalen Betrachtung bei

strömendem Abfluss wird jeder Punkt (x,t) – wobei x die Längs- bzw. t die Zeitkoordinate bezeichnen – von einer positiven Charakteristik in Stromrichtung und einer negativen gegen die Stromrichtung erreicht. Für die Lösung der eindimensionalen *de Saint-Venant-Gleichungen* ist daher sowohl am oberen als auch am unteren Rand des betrachteten Strömungsfeldes eine zusätzliche Bedingung erforderlich. Diese kann als Ganglinie von einer der Variablen vom Gleichungssystem 5.13 vorliegen oder in dem Zusammenhang zweier Variablen bestehen.

Der erste Fall tritt meistens für die obere Randbedingung auf, wenn von einer gegebenen Zuflussganglinie $Q_Z(t)$ ausgegangen werden kann. Die Mündung in einen See, dessen (bekannter) Wasserstand vom Zufluss unabhängig ist, kann in gleicher Weise als Ganglinie-Randbedingung am Auslauf eingesetzt werden. Wenn im Unterwasser der zeitliche Ablauf von keiner Variablen bekannt ist, wird neben der bekannten Querschnittsbeschaffenheit eine zusätzliche Annahme über den Strömungszustand herangezogen. Wenn z. B. eine angemessene negative Sohlstufe vorliegt, kann die Grenztiefe angenommen werden; sind hingegen genauere Angaben nicht vorhanden, dann kommt meistens die Schlüsselkurve des Auslaufquerschnittes zur Anwendung. Diese drückt die Wassertiefe-Abfluss-Beziehung beim Normalabfluss für einen bestimmten Querschnitt aus.

Anders als bei stationärem Abfluss ist die Beziehung zwischen Wassertiefe und Durchfluss bei instationärem Abfluss nicht mehr eindeutig. In diesem Fall unterliegt sie einer Hysterese-Erscheinung, die von der Abhängigkeit des Durchflusses von den Variationen der Wassertiefe hervorgerufen wird. Die Schlüsselkurve liegt somit in Form der typischen Hysteresenkurve vor (vgl. Bild 5.18).

Wenn also beim instationären Abfluss die tatsächliche Hysteresenkurve am Auslaufquerschnitt mit einer Schlüsselkurve für den stationären Abfluss angenähert wird, dann wird auch eine Fehlerquelle eingeführt. Dieser Fehler ist je größer, umso breiter die Hysterese ausfällt, d. h., umso mehr sich das Wellenverhalten vom kinematischen entfernt. Der hervorgerufene Fehler pflanzt sich bei Strömen stromauf fort, unterliegt aber gleichzeitig einer Dämpfung. Es genügt also, die untere Randbedingung so weit stromab zu verlegen, dass im Untersuchungsabschnitt dieser Fehler unter die gewünschte Genauigkeitsschwelle fällt. KUNDZEWICZ (1982) stellt die Einflüsse verschiedener Unterrandbedingungen, mit bzw. ohne Verlegung stromab, auf die Simulation des Durchflusses gegenüber. Bild 5.19 hebt diesen Fehler für den betrachteten Fall hervor, wenn der Auslaufquerschnitt von km 40 auf km 80 verlegt wird. Darin

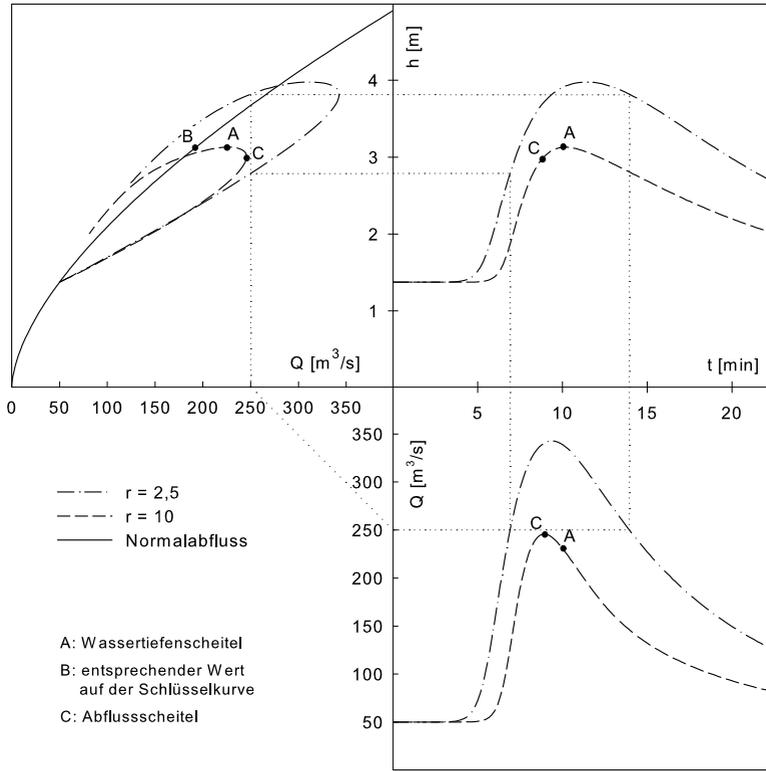


Bild 5.18: Hysterese, Wassertiefen- und Abflussganglinien für den Querschnitt am km 25

ist zu erkennen, wie sich der Fehler ausgehend vom Auslaufquerschnitt ungefähr 10 km stromauf fortpflanzt. Der Unterschied fällt besonders für die Wassertiefe auf; der Durchfluss wird hingegen weniger betroffen.

Bei der Ergebnisauswertung werden die Längsprofile daher nur bis Kilometer 25 bewertet – die untere Randbedingung wird als Schlüsselkurve am km 40 gelassen. Es wäre auch möglich, den untersuchten Bereich um 10-20 km stromab zu verlängern, um die letzten Kilometer bis km 40 nicht auszuschließen. Da aber das Interesse in erster Linie der Aufweitungsstrecke gilt, wird die erste Lösung bevorzugt.

Bild 5.18 gibt eine Erklärung der Abweichung zwischen den Schlüsselkurven für den stationären und den instationären Fall. Das Diagramm

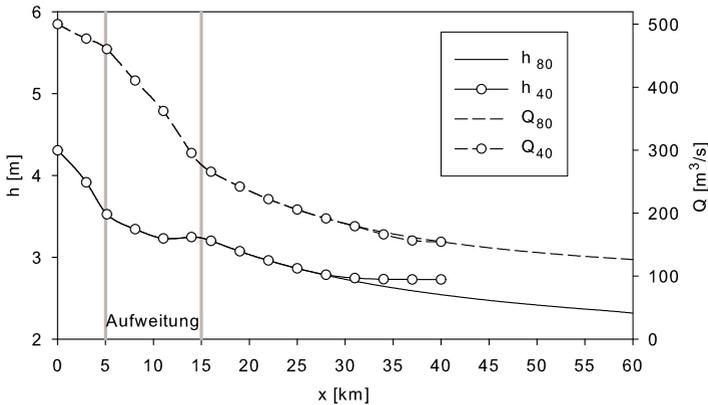


Bild 5.19: Längsprofile der Wassertiefe und des Durchflusses, wenn die untere Randbedingung von km 40 auf km 80 verlegt wird

oben links zeigt für den Querschnitt km 25 die Gegenüberstellung der Hysterese der synthetischen Wellen $r = 10$ und $r = 2,5$ mit der Schlüsselkurve des stationären Falles. Der Hysterese ist leicht zu entnehmen, dass ein bestimmter Durchfluss Q während des Wellenanstiegs bei einer niedrigeren Wassertiefe abgeführt wird als während des Wellenabfalls. Im Fall der Hochwasserwelle mit $r = 2,5$ werden so $250 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einer Wassertiefe von ca. $2,85 \text{ m}$ während des Wellenanstiegs abgeführt. Um den gleichen Durchfluss während des Wellenabfalls abzuleiten, ist aber eine ca. 1 m höhere Wassertiefe erforderlich.

Bild 5.18 verdeutlicht außerdem den Fehler, der beim Anwenden einer Schlüsselkurve für den Normalabfluss zur Bestimmung des Durchflussscheitels eines Hochwasserereignisses begangen wird. Die Vernachlässigung der Hysterese kann zur Unterschätzung des Durchflussscheitels führen. Die Schlüsselkurve schneidet nämlich die Hysterese nicht beim Abflussscheitel (Punkt C in Diagramm 5.18 oben links), sondern links davon auf dem abfallenden Wellenast. Durch Pegelmessungen während eines Hochwasserereignisses (hier z. B. bei $r = 10$) sei der Wassertiefenscheitel richtig mit $3,13 \text{ m}$ (Punkt A) festgelegt. Über die Schlüsselkurve (Punkt B) wird der entsprechende Durchfluss jedoch bei $193 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt. Der tatsächliche Durchfluss, der der gemessenen Wassertiefe entspricht (Punkt A), beträgt hingegen $227 \text{ m}^3/\text{s}$. Das ist aber noch nicht der Durchflussscheitel, der mit $246 \text{ m}^3/\text{s}$ von Punkt C dargestellt wird.

Das führt letztendlich zu einem relativen Fehler

$$e_Q = \frac{Q_C - Q_B}{Q_C} \cdot 100,$$

der in diesem Fall 21,4% beträgt. Diese Abweichung steigt mit der Steilheit der Hochwasserwelle, die in den verwendeten analytischen Zuflussganglinien über den Formparameter r ausgedrückt wird. In Tabelle 5.2 sind für beide Hochwasserwellen vom Rechenbeispiel die Wassertiefe in A, der Durchfluss in A, B und C und der relative Fehler aufgeführt. Letzterer beträgt für die flachere Welle ($r = 2,5$) 16,9%.

Tabelle 5.2: Abschätzung des Scheiteldurchflusses über die Schlüsselkurve: Relativer Fehler

r	$h_A = h_B$ [m]	Q_B [m ³ /s]	Q_A [m ³ /s]	Q_C [m ³ /s]	e_Q [%]
2,5	3,98	285	314	343	16,9
10	3,13	193	227	246	21,4

5.4.4 Anfangsbedingungen

Bei allen vier untersuchten Aufweitungsansätzen im Fall einer partiellen Erweiterung des Fließquerschnitts (Spalte B in Bild 5.1) wird als Anfangsbedingung im Gerinne ein Basisabfluss von 50 m³/s und die entsprechende Normalabflusstiefe von 1,37 m angegeben. Dieser Abfluss wird ohne Ausuferung in die Aufweitung, deren Sohle um 1,4 m höher als die Gerinnesohle gelegt ist, bordvoll abgeführt.

Für den Umflutkanal-Ansatz (UK) bedeutet das, dass für das Umflutgerinne eine trockene Sohle als Anfangszustand implementiert werden muss. Das Programm MIKE11 akzeptiert aber so eine Anfangsbedingung nicht, weil es die Variablen Wassertiefe und Durchfluss für die Abzweigung des Umflutkanals als unbestimmt interpretieren würde (vgl. DHI (2004) S. 106). Um dieser Situation abzuwehren, soll die Bedingung der trockenen Sohle als Anfangsbedingung vermieden und dafür eine interne Prozedur zur Berechnung der stationären Wasserspiegellage angewendet werden. Im Modul „HD Parameters“, das als Schnittstelle für die Angabe der hydrodynamischen Größen dient, muss also ein globaler Wert für Wassertiefe bzw. Durchfluss ungleich null eingegeben werden. Der Umflutkanal ist somit zu einer fiktiven Zeit vor dem tatsächlichen, simulierten

Zeitintervall überflutet. Im Modul „Simulation“ muss dann als Art der hydrodynamischen Anfangsbedingung „Steady+Parameters“ (stationäre Strömung mit festgelegten Größen) ausgewählt werden. Ausgehend von der angegebenen (fiktiven) Anfangsbedingung und unter Anwendung der Randbedingungen am Simulationszeitschritt $t = 0$ errechnet das Programm über eine stationäre Form der *De Saint-Venant-Gleichungen* die richtigen Anfangsbedingungen. Die Sohle im UK fällt, wie es zu erwarten ist, während dieser Vorberechnung trocken aus, und das Programm ist nun in der Lage, die instationäre Berechnung weiterzuführen.

5.4.5 Programmparameter

Zur Steuerung der numerischen Berechnung mit MIKE11 stehen dem Anwender unterschiedliche Parameter zur Verfügung. Über diese ist es unter anderem möglich, die numerische Stabilität zu sichern bzw. die Auflösung der zeitlichen und räumlichen Diskretisierung festzusetzen. Die voreingestellten Werte stellen in den meisten Fällen eine gute Wahl dar; eine Anpassung an den Einzelfall ist jedoch immer vorteilhaft. Im Folgenden wird kurz auf die wichtigsten Parameter eingegangen; für alle nicht aufgelisteten Parameter sind die „default“-Einstellungen beibehalten worden.

Levels (vertikale Auflösung der Querschnittsgeometrie). Die geometrischen und hydromechanischen Größen jedes Querschnitts (Fließfläche, benetzter Umfang, hydraulischer Radius, hydraulischer Leitwert, ...) werden im Vorfeld in einem vertikalen Abstand Δz diskretisiert und tabellarisch gespeichert. Somit kann die weitere lineare Interpolation dieser Werte, die zu jedem Zeitschritt des Lösungsalgorithmus stattfindet, beschleunigt werden. Über den Eingabewert „Levels“ wird die Auflösung dieser vertikalen Diskretisierung eingestellt. Eine grobe Diskretisierung kann lokale Schwankungen der Lösung während der Ausuferung in flaches Vorland bzw. beim Trockenfallen des letzteren hervorrufen. Der eingesetzte Wert von $\Delta z = 10$ cm sorgt für eine weitgehend gute Annäherung.

Alpha (Impulsausgleichswert). Der voreingestellte Wert von 1 wird beibehalten. Es wird also von einer relativ gleichmäßigen Querverteilung der in der Vertikalen gemittelten Fließgeschwindigkeit ausgegangen. Diese Annahme ist für

einen kompakten Fließquerschnitt erfüllt, aber auch für den in der vorliegenden Arbeit verwendeten Aufweitungsquerschnitt weicht der Impulsausgleichswert nur geringfügig von 1 ab. Im deutschsprachigen Raum wird er mit α' gekennzeichnet (vgl. Definitionsgleichung 2.20).

Delta

Über den Beiwert δ wird ein dissipativer Effekt in dem finiten-Differenzen-Schema (6-Punkte impliziten Abbott Schema) erzeugt, indem der Differenzialquotient, diskretisiert durch

$$\frac{\partial h}{\partial x} \simeq \delta \cdot \frac{h_{j+1}^{n+1} - h_{j-1}^{n+1}}{\Delta 2x} + (1 - \delta) \cdot \frac{h_{j+1}^n - h_{j-1}^n}{\Delta 2x}, \quad (5.14)$$

bei δ -Werten größer 0,5 zeitlich nach vorne verschoben wird. In Gleichung 5.14 bezeichnet der Index j die diskretisierte örtliche Koordinate, n die zeitliche Koordinate und $\Delta 2x$ den Abstand zwischen den Punkten x_{j+1} und x_{j-1} . Die somit hinzugefügte numerische Dissipation bringt einen dämpfenden Effekt mit sich, der unerwünschte lokale Schwankungen der Lösung mildert. Die δ -Werte sind zwischen 0,5 und 1 begrenzt. Für $\delta = 1$ resultiert ein vollkommen implizites Schema. Das geht zugunsten der Stabilität, aber zuungunsten der Genauigkeit. Bei $\delta = 0,5$ hebt sich der dissipative Term auf und das Schema erreicht seine maximale Genauigkeit. Stabilitätsprobleme bleiben in diesem Fall aber nicht ausgeschlossen. Um eine sehr gute Genauigkeit ohne großen Stabilitätsverlust – vor allem bei plötzlicher Querschnittsänderung – zu erzielen, wird ein Wert von 0,6 ausgewählt.

Time step

Der Schritt der zeitlichen Diskretisierung Δt wird auf 30 s festgesetzt. Bei einem minimalen Abstand zwischen zwei Querschnitten von 50 m (vgl. Abschnitt 5.4.1) ergeben sich Werte der *Courant-Friedrichs-Lewy-Zahl*

$$C_r = \frac{\Delta t}{\Delta x} \cdot (v + \sqrt{g \cdot h}) \quad (5.15)$$

zwischen 2,4 und 5,0, je nach dem in den Randbedingungen festgelegten Abfluss. C_r zeigt, wie viele Abschnitte

Δx eine kleine Störung der Schnelligkeit $\sqrt{g \cdot h}$ während des Zeitschritts Δt durchläuft. Die berechneten Werte sind weitgehend niedriger als die von DHI empfohlenen Grenzwerte

$$C_r < 10 - 20 ,$$

die für die Stabilität des numerischen Verfahrens erforderlich sind (vgl. DHI (2004) S. 165). Der hohe Wert der zulässigen *Courant-Zahl* liegt daran, dass das verwendete 6-Punkte Abbott Schema ein implizites Schema ist. Auch die zweite von DHI eingeführte Stabilitätsbedingung, die sogenannte *Geschwindigkeitsbedingung*

$$v \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x} \leq 1 - 2 , \quad (5.16)$$

bleibt bei dieser Wahl des Zeitschritts erfüllt. Diese Bedingung besagt, dass die von einem Flüssigkeitsteilchen in der Zeit Δt zurückgelegte Strecke kleiner als 1 - 2 Mal den Abstand zwischen zwei Berechnungspunkten betragen soll. Wenn die Bedingung 5.16 nach Δx umgestellt wird, folgt für den erforderlichen Mindestabstand

$$\Delta x \geq 0,5 - 1 \cdot v \cdot \Delta t \stackrel{\text{def}}{=} \Delta x_v .$$

Δx_v schwankt zwischen 5,50 m für den Basisabfluss und 3,13 m für den Abflussscheitel der verwendeten Hochwasserwelle. In Tabelle 5.3 sind die Werte von der *Courant-Zahl* und des erforderlichen Mindestabstandes der Berechnungspunkte aufgeführt.

Tabelle 5.3: *Courant-Zahl und erforderlicher Mindestabstand der Berechnungspunkte nach der Geschwindigkeitsbedingung*

	Q [m ³ /s]	C_r	Δx_v [m]
Basisabfluss	50	2,4	5,50
Abflussscheitel	500	5,0	3,13

LPI

(FroudeMax und FroudeExp Parameter) In Anlehnung an die *Local Partial Inertia* (LPI) Technik von FREAD ET AL. (1996) wird auch in MIKE11 ein ähnlicher Faktor β zur Dämpfung des konvektiven Trägheitsgliedes $\frac{\partial}{\partial x} \left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A} \right)$ in der dynamischen Gleichung 2.23 verwendet. Bei höheren Froudezahlen begünstigt der Standardwert

$$\beta = \begin{cases} 1 - Fr^2 & \text{für } Fr \leq 1 \\ 0 & \text{für } Fr > 1 \end{cases} ,$$

der das Trägheitsglied vormultipliziert, die Stabilität der numerischen Lösung. Gleichzeitig wird aber auch ein Genauigkeitsverlust proportional zu Fr^2 eingeführt, weil die dynamische Gleichung mit abnehmenden β -Werten (abgesehen von der lokalen Trägheit) gegen die Diffusionswelle geht. Da in der vorliegenden Arbeit kein schießender Abfluss vorkommt, wird eine Auswahl der Parameterwerte vorgezogen (1 für FroudeMax und 2 für FroudeExp), die zugunsten der Genauigkeit das Trägheitsglied beibehält. Die LPI-Technik wird praktisch bei Strömen ausgeschaltet, indem für den Dämpfungsfaktor folgender Ausdruck gewählt wird:

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{für } Fr \leq 1 \\ Fr^{-2} & \text{für } Fr > 1 \end{cases} .$$

6 Parameterstudie einer Deichrückverlegung

Dieses Kapitel behandelt die Parameterstudie einer Deichrückverlegung in einem Trapezgerinne nach dem Erweiterungsansatz vom vorangehenden Kapitel. Die Problemstellung und Definition des Parameterraumes sind in Abschnitt 6.1 bzw. in Abschnitt 6.2 beschrieben. In Abschnitt 6.3 wird ein Kriterium für die Überprüfung der Anwendbarkeit des stationären Ansatzes bei der Wasserspiegellagenberechnung für eine Deichrückverlegung vorgeschlagen. Das Kriterium wird dann (Abschnitt 6.4) auf den untersuchten Parameterraum angewendet. Gegenstand des Abschnittes 6.5 ist schließlich eine halbautomatische Prozedur, die für die Unterstützung der Aufstellung der erforderlichen Input-Dateien, der Ausführung der Berechnungen mit MIKE11 und der Darstellung der Ergebnisse entwickelt wird.

6.1 Problemstellung

In diesem Abschnitt wird die Aufmerksamkeit auf das Schema einer Querschnittserweiterung (Erw) bei einem trapezförmigen Gerinne gerichtet. Die Erweiterung betrifft nur das Vorland in Form einer Deichrückverlegung (DRV). Ziel des vorliegenden Kapitels ist, die Hüllkurven vom Wassertiefenscheitel in Abhängigkeit von der geometrischen Konfiguration der Aufweitung bzw. von den hydrodynamischen Randbedingungen zu untersuchen. Die Auswahl des zu verwendenden numerischen Modells fällt wie bereits für die Berechnungen der vorangehenden Kapitel auf ein eindimensionales hydronumerisches Modell (*1D-HN-Modell*). Bei Voruntersuchungen ist nämlich festgestellt worden, dass die eindimensionale Annäherung wegen der einfachen Geometrie keinen nennenswerten Genauigkeitsverlust im Vergleich zur 2D-Berechnung mit dem Programm Hydro_AS-2D (NUJIĆ, 2003) mit sich bringt. Sie ermöglicht hingegen bei geringerem Rechenaufwand die Untersuchung eines viel breiteren Variantenspektrums. Um zu einem Kompromiss zwischen der Nachbildung der Komplexität des Phänomens und der Allgemeingültigkeit der

Ergebnisse zu gelangen, wird die Anzahl der untersuchten geometrischen und hydraulischen Parameter verringert, indem eine einfache Form für die DRV gewählt wird und die Kenngrößen der Zuflussganglinie in einem Parameter zusammengefasst werden.

Bild 6.1 zeigt eine Skizze der Form der simulierten Aufweitung mit den verwendeten Kenngrößen. Das Trapezgerinne weist beim bordvollen Abfluss eine konstante Wasserspiegelbreite b_H sowie eine konstante Böschungsneigung m und Vorlandhöhe über der Gerinnesohle h_V auf. Bei einem Gerinneabschnitt der Länge L_V ist ein einseitiges Vorland mit rechteckigem Grundriss der Breite b_V und mit gleicher Böschungsneigung wie das Gerinne vorhanden. Die verwendeten Anfangsbedingungen sehen bei jedem Rechensatz trockenes Vorland vor. Das Sohlgefälle wird mit I_0 konstant angenommen.

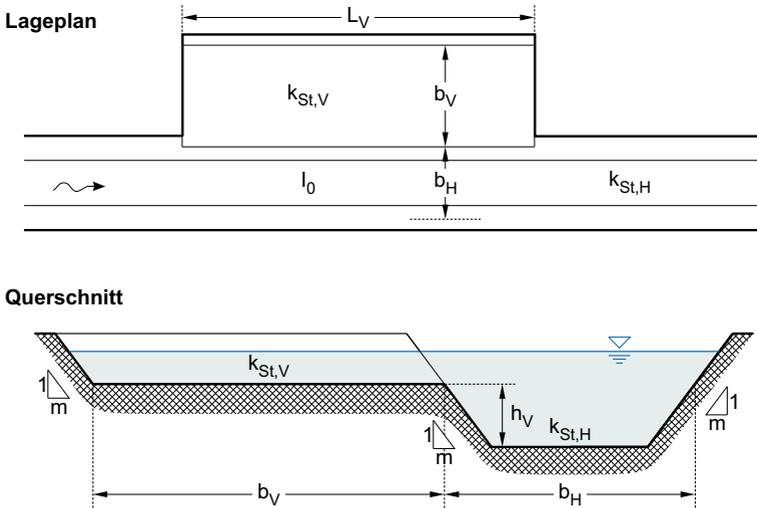


Bild 6.1: Lageplan und Querschnitt der Deichrückverlegung: Skizze

Die zur Beschreibung der Geometrie erforderlichen sechs Parameter sind somit: b_H , b_V , L_V , h_V , m und I_0 . Hinzu kommen noch zwei Parameter, die die Beschaffenheit (Rauheit) der Gerinne- und Vorlandsohle beschreiben. Hier wird einfachheitshalber jeweils nur ein Reibungsbeiwert nach STRICKLER für das Hauptgerinne $k_{St,H}$ bzw. für das Vorland $k_{St,V}$ gewählt. Als Anfangs- bzw. Randbedingungen werden ähnliche Annahmen wie im Abschnitt 5.2.1 getroffen. Die Anfangsbedingung sieht einen dem stationär ungleichförmigen Anfangsabfluss Q_B entsprechenden Wasserspiegelverlauf vor. Die untere Randbedingung wird stromab so

weit versetzt, dass ihr Einfluss auf den betrachteten Abschnitt vernachlässigbar klein wird (vgl. Abschnitt 5.4.3). Als obere Randbedingung werden unterschiedliche Zuflussganglinien in Form einer *Maxwell-Verteilung* (vgl. Abschnitt 5.2.1)

$$Q(t) = Q_B + (Q_S - Q_B) \cdot \left[\frac{t}{t^*} \cdot \exp\left(1 - \frac{t}{t^*}\right) \right]^r$$

eingesetzt. Anfangs- und Randbedingungen führen somit weitere vier Parameter ein: den Basisabfluss Q_B , den Abflussscheitel Q_S , die Anstiegszeit t^* und den Formbeiwert r der Hochwasserwelle. In Tabelle 6.1 werden die unabhängigen Parameter zusammengefasst, die zur Berechnung einer instationären Strömung, wie bei einem Hochwasserereignis, bei der oben angegebenen Geometrie bzw. den angenommenen Bedingungen erforderlich sind. Wie aus der Tabelle 6.1 ersichtlich ist, sind 12 Kenngrößen

Tabelle 6.1: Zur 1D-HN-Berechnung der DRV erforderliche Parameter

Geometrie	b_H	b_V	L_V	h_V	m	I_0
Beschaffenheit	$k_{\text{St,H}}$	$k_{\text{St,V}}$				
Anfangs-/Randbedingungen	Q_B	Q_S	t^*	r		

erforderlich, um eine Simulation aufzustellen. Die Untersuchung eines Parameterraumes einer so hohen Dimension erweist sich äußerst aufwendig. Man denke nur, dass das Zuweisen auch nur von 2 verschiedenen Werten pro Parameter eine gesamte Anzahl der Varianten $2^{12} = 4096$ ergäbe. In der vorliegenden Arbeit wird daher vorgezogen, einige Parameter als Konstante festzulegen und die Lösung in Abhängigkeit von den übrigen zu untersuchen.

6.2 Ausgewählter Parametersatz

Für den Parametersatz werden das Sohlgefälle mit $I_0 = 0,02\%$, die Gerinnebreite bei bordvollem Abfluss mit $b_H = 180$ m, die Vorlandhöhe mit $h_V = 5$ m, die Böschungsneigung mit $m = 6$ und der Basisabfluss mit $Q_B = 300$ m³/s als Konstante betrachtet. Die Gerinnegeometrie und das Sohlgefälle entsprechen in etwa denjenigen der Elbe am Stromkilometer 77,8 (22 km unterhalb vom Pegel Dresden). Der Basisabfluss wird als Abrundung des mittleren Durchflusswertes $MQ = 327$ m³/s aus der Zeitreihe

1931-2005 für den Pegel Dresden nach LFUG (2005) gewählt. Ausgehend von dieser Konfiguration wird im Folgenden eine Parameterstudie aufgestellt, die als Ziel die Untersuchung des Einflusses der geometrischen bzw. hydrodynamischen Charakteristiken einer Deichrückverlegung auf die Wasserspiegellinie bei unterschiedlichen Hochwasserwellen verfolgt. In Anbetracht der gezielten Auswahl der Parameterwerte lassen sich die daraus errechneten Ergebnisse, obwohl nur als Anhaltswerte, auf den Elbabschnitt bei Dresden übertragen.

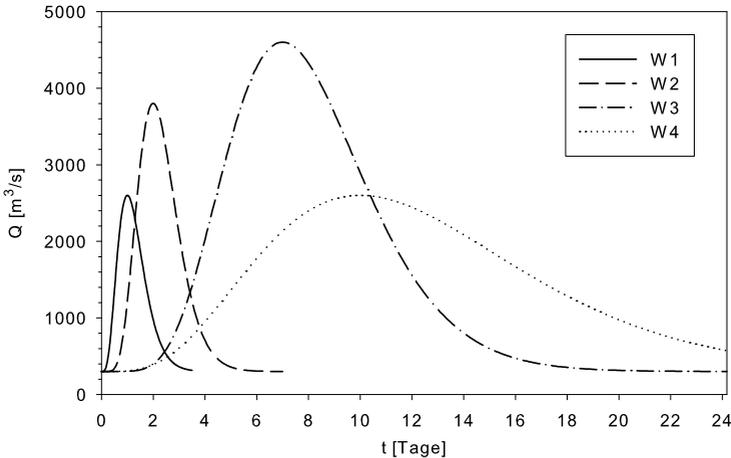


Bild 6.2: Zuflussganglinien für die Parameterstudie

Zum Zweck einer Verallgemeinerung der Ergebnisse wird die Wasserspiegelbreite b_H als Normierungsgröße für die Längen gewählt. Daraus ergeben sich für die planimetrischen Abmessungen des Vorlands die dimensionslose Vorlandbreite

$$b'_V = \frac{b_V}{b_H} \quad \text{bzw. Vorlandlänge} \quad L'_V = \frac{L_V}{b_H} . \quad (6.1)$$

Für den Parameter b'_V werden fünf Werte zwischen 0,5 und 8 bzw. für L'_V vier Werte zwischen 10 und 80 berücksichtigt. Die gewählte DRV-Länge fällt in den Bereich $L_V \gg L_{A,eff}$. Von Interesse hier sind nämlich nur Deichrückverlegungen, die effektiv zur Absenkung des Wasserspiegels beitragen. Für den Rauheitsbeiwert im Hauptgerinne werden die Werte 20, 30 und 40 $\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ betrachtet, während die Vorlandrauheit durch eine relative Rauheit

$$n'_V = \frac{n_V}{n_H} = \frac{k_{St,H}}{k_{St,V}}$$

bezüglich der Gerinnerauheit ausgedrückt wird. Sie wird mit vier Werten zwischen 1 und 2 berücksichtigt. Die Definition der relativen Rauheit entspricht derjenigen der Software MIKE11 (vgl. Abschnitt 5.4.2). Höheren n'_V -Werten entsprechen somit größere Vorlandrauheiten.

Die übrigen Parameter, die die obere Randbedingung bestimmen, werden in vier Kombinationen, die ebenso viele Zuflussganglinien beschreiben, zusammengestellt. Diese sind in Bild 6.2 aufgetragen und entsprechen, wenn auf den Pegel Dresden bezogen, jeweils in etwa

- W1: einem Hochwasser mit einer Anstiegszeit von einem Tag und mit gleichem Abflussscheitel wie W4.
 W2: einem 50-jährlichen Hochwasser mit einem $Q_S = 3800 \text{ m}^3/\text{s}$.
 W3: dem Hochwasser vom August 2002 mit einem $Q_S = 4600 \text{ m}^3/\text{s}$.
 W4: dem Hochwasser vom April 2006 mit einem $Q_S = 2600 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die Zuflussganglinie W1 wird so gewählt, dass bei gleichbleibenden anderen Parametern aus dem Ergebnisvergleich mit W4 der Einfluss der Anstiegszeit t^* hervorgehoben werden kann.

Tabelle 6.2: Parametersatz: Werte und entsprechende Indizes

	Index	1	2	3	4	5
b'_V	-	0,5	1	2	4	8
L'_V	-	10	20	40	80	
$k_{\text{St,H}}$	$\text{m}^{1/3}\text{s}^{-1}$	20	30	40		
n'_V	-	1	4/3	3/2	2	
Q_S	m^3/s	2600	3800	4600	2600	
W	t^*	Tag	1	2	7	10
	r	-	4	7	7	4

Tabelle 6.2 fasst die in der Parameterstudie eingesetzten Werte zusammen. Daraus ergibt sich eine Gesamtanzahl von 960 Varianten:

$$b'_V \cdot L'_V \cdot k_{\text{St,H}} \cdot n'_V \cdot W \cdot \text{Gesamt} = 5 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 4 = 960$$

Die Überlegungen aus dem Abschnitt 5.4 über den Aufbau des numerischen Modells für den Fall eines Rechteckgerinnes – Auswahl der Werte für die Programmparameter, Verlegung der unteren Randbedingung, Ansatz für den hydraulischen Radius – gelten weiter auch für die vorliegende Parameterstudie. Für Einzelheiten über die eingesetzten Werte und deren Bedeutung in Bezug auf das numerische Schema wird auf denselben Abschnitt verwiesen. Die ausgewählten Werte der Kenngrößen sind in Tabelle 6.3 zusammengefasst.

Tabelle 6.3: Bei der Aufstellung des Modells in MIKE11 verwendete Kenngrößen

Δx_{\max} :	1000, 200 bzw. 2000 m *	α' : 1
Δx_{\min} :	100 m	δ : 0,6
Anfangsbedingung:	$Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$	Δt : 30 s
Hydraulischer Radius:	R_h (<i>hydraulic Radius</i>)	Δz : 10 cm
Lage der unteren Randbedingung:	60 km unterhalb des DRV-Einlaufs	
<i>Daraus ergibt sich:</i>		
$\max(C_r)$:	4,1	$\ll 10 - 20$
$\max(\Delta x_v)$:	30 m	$\ll \Delta x_{\min}$

* Oberhalb, innerhalb bzw. unterhalb der DRV.

6.3 Kriterium für die Anwendbarkeit des stationären Ansatzes

6.3.1 Ableitung eines Kriteriums für das Gerinne

Die extremen bzw. gewöhnlichen Hochwasserereignisse in Flachlandgewässern mit ausreichend großen Einzugsgebieten weisen überwiegend ausgesprochen flache Abflussganglinien auf. Bei einer Anstiegszeit der Größenordnung einer Woche ist die zeitliche Änderung des Wasserstandes mit einigen Zentimetern pro Stunde sehr gering. Es stellt sich daher die Frage, ob ein instationärer Ansatz noch erforderlich ist oder ob eine

quasi-stationäre Betrachtungsweise des Phänomens genügt. Als Hüllkurve der Scheitelwerte würde dann die momentane Wasserspiegellinie entsprechend dem Abflussscheitel Q_S gelten. Die schnellere Berechnung der Wasserspiegellinie, ausgehend von der Energieerhaltung – z. B. mithilfe der *standard step* Methode (HEC, 2008) –, würde in diesem Fall ausreichen. Auf der anderen Seite, wenn ausgedehnte überströmbare Flächen vorhanden sind, tritt eine gewisse Retention auf, die mindestens bei Ereignissen höherer Häufigkeit nicht vernachlässigbar ist. Der instationäre Ansatz wäre hier geeigneter.

Voruntersuchungen für die im Abschnitt 6.2 eingeführte Parameterstudie haben gezeigt, dass eine synthetische Welle gleichen Abflussscheitels wie das in Dresden im April 2006 abgelaufene Elbehochwasser, aber kürzerer Anstiegszeit (gleich der des August-Hochwassers 2002), die gleiche Hüllkurve des Wasserstandes für den betrachteten Flussabschnitt wie die ursprüngliche Welle aufweist. Aus diesem Grund wird diese ursprünglich eingeplante Welle durch eine steilere Welle (W1 in Bild 6.2) in der Parameterstudie ersetzt. Gleiche Ergebnisse liefert auch eine stationäre Berechnung mit einem Durchfluss gleich dem Hochwasserabfluss (HQ) des Jahres 2006.

Die Übereinstimmung beider Ansätze bei der Untersuchung einer Deichrückverlegung beim Durchgang einer Hochwasserwelle hängt vom Umfang des Retentionseffektes im Flussbett einerseits und von der Retentionswirkung der Aufweitung andererseits ab. Unabhängig vom Vorhandensein einer Aufweitung, wenn die Retention im Hauptgerinne nicht vernachlässigbar ist, ergibt sich zur Zeit t eine Differenz des Abflussscheitels zwischen Ein- und Auslaufquerschnitt (vgl. Kapitel 3). Die Bedingung für den stationären Abfluss ($Q = \text{Konst.}$) ist nicht mehr erfüllt, so dass der Fall instationär untersucht werden sollte. Wenn die Retention im Fluss-schlauch geringfügig ist und vom Aufweitungseffekt abgesehen wird, dann bleibt der Abflussscheitel über der betrachteten Fließstrecke konstant, so dass die Hochwasserwelle lokal ein kinematisches Verhalten aufweist. Die Hüllkurve des Wasserstand- bzw. Abflussscheitels stimmt daher mit dem entsprechenden Längsprofil bei stationärem Abfluss überein.

Der Einsatz eines Schwellenwertes, z.B. nach Gl. 2.26, für die Rechtfertigung des stationären Ansatzes ist aber zu einschränkend, da die in dieser Gleichung zugrunde liegende 95% Genauigkeit sich auf eine Fließstrecke gleich der Wellenlänge λ bezieht, während der untersuchte Abschnitt in der Regel deutlich kürzer ist (1-2 Größenordnungen).

Ein Kriterium für die Anwendbarkeit des stationären Ansatzes auf das untersuchte Problem wird hier ausgehend von der Arbeit von PONCE

UND SIMONS (1977) über die Fortpflanzung flacher Wellen in offenen Gerinnen vorgeschlagen. Als zusätzliche Bedingung wird dazu gestellt, dass die relative Dämpfung des Wassertiefenscheitels über die betrachtete Fließstrecke kleiner als ein Schwellenwert ε bleiben soll.

PONCE leitet für die Dämpfung der Wellenamplitude einer Sinus-Welle folgende exponentielle Beziehung ab

$$a_t = a_0 \cdot \exp \left[\frac{\beta \cdot t \cdot u_0}{L_0} \right]. \quad (6.2)$$

Darin bezeichnen a_t bzw. a_0 die Wellenamplitude zur Zeit t bzw. t_0 , β den Amplitudenfortpflanzungsfaktor und u_0 die Fließgeschwindigkeit für den ungestörten Abfluss der Wassertiefe h_0 . Mit dem Sohlgefälle I_0 stellt

$$L_0 = \frac{h_0}{I_0}$$

eine in der Wellentheorie für offene Gerinne oft als Normierungsgröße eingesetzte charakteristische Länge dar. Das Verhältnis

$$a_f = \frac{a_T}{a_0} \quad (6.3)$$

der noch vorhandenen Wellenamplitude a_T nach der Wellenperiode T mit der ursprünglichen Amplitude a_0 wird als Dämpfungsfaktor (*attenuation factor*) definiert und sein natürlicher Logarithmus

$$\delta = \ln(a_f) \quad (6.4)$$

wird als *logarithmisches Dekrement* bezeichnet.

Für den Ansatz der Diffusionswelle – hier näherungsweise anstelle des komplexeren vollständigen Ansatzes der dynamischen Welle eingesetzt – errechnet sich ein logarithmisches Dekrement zu

$$\delta = -\frac{2\pi}{3} \cdot \sigma. \quad (6.5)$$

Darin bezeichnet

$$\sigma = \frac{2\pi}{\lambda} \cdot L_0 \quad (6.6)$$

die normierte Wellenzahl, wobei $\lambda = c \cdot t$ die Wellenlänge und

$$c = \frac{3}{2} \cdot u_0 \quad (6.7)$$

die Wellenschnelligkeit darstellt. Für die kinematische Welle ergibt sich hingegen $\delta = 0$. Der Scheitel pflanzt sich also in diesem Fall ohne Dämpfung fort. Wird anstelle der Fließformel nach *de Chézy* die *Manning-Formel* verwendet, dann ist der Beiwert $3/2$ in Gleichung 6.7 mit $5/3$ zu ersetzen. Nach Einsetzen der Gleichung 6.6 in die 6.5, unter Zuhilfenahme der Definition des Dämpfungsfaktors 6.3 und der Wellenamplitude zur Zeit T aus Gleichung 6.2, ergibt sich nach einigen Umformungen der Amplitude-Fortpflanzungsfaktor zu

$$\beta = -\frac{8}{9} \cdot \pi^2 \cdot \frac{L_0^2}{u_0^2 \cdot T^2} . \quad (6.8)$$

Nach Einsetzen von β in Gleichung 6.2, und wenn die unabhängige Variable t durch die räumliche $x = c \cdot t$ ersetzt wird, folgt die Wellenamplitude a_x nach einer zurückgelegten Strecke x zu

$$a_x = a_0 \cdot \exp \left[-\frac{16}{27} \cdot \pi^2 \cdot \frac{L_0}{u_0^2 \cdot T^2} \cdot x \right] . \quad (6.9)$$

Auf Grund der Hypothesen, die der Theorie der linearen Stabilität zugrunde liegen (PONCE UND SIMONS, 1977), gilt Gleichung 6.9 streng genommen nur für kleine Störungen des Wasserspiegels. Eine Erweiterung auf die Hochwasserwellen erfordert einen Korrekturterm, der die nicht mehr eingehaltene Bedingung für die relative Wellenamplitude $\frac{a_0}{h_0} \ll 1$ kompensiert. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird ein semi-empirischer Ansatz für hinreichend gehalten und

$$a_x = a_0 \cdot \exp \left[-\frac{16}{27} \cdot \pi^2 \cdot \frac{L_0}{u_0^2 \cdot T^2} \cdot \frac{T \cdot u_0}{L_0} \cdot r \cdot \left(\frac{a_0}{h_0} \right)^{-f_0} \cdot x \right] \quad (6.10)$$

als Erweiterung der Gleichung 6.9 postuliert, wobei f_0 eine Potenzfunktion von den Unabhängigen T^+/r und a_0/h_0 ist, deren Koeffizienten über Regression festzulegen sind. T^+ bezeichnet die normierte Wellenperiode

$$T^+ = \frac{T \cdot u_0}{L_0} , \quad (6.11)$$

und r den Formparameter der Zuflussganglinie (vgl. Gleichung 5.1). Nach Einsetzen der normierten Länge

$$x^+ = \frac{x}{L_0} \quad (6.12)$$

bzw. der normierten Periode T^+ schreibt sich die relative Wellenamplitude in dimensionsloser Form zu

$$\frac{a_{x^+}}{a_0} = \exp \left[-\frac{16}{27} \cdot \pi^2 \cdot \frac{r \cdot x^+}{T^+} \cdot \left(\frac{a_0}{h_0} \right)^{-f_0} \right]. \quad (6.13)$$

Für die Geometrie und die Randbedingungen aus dem Abschnitt 6.2 wird für die Funktion f_0 durch nichtlineare gewichtete Regression die Potenzfunktion

$$f_0 = 4,286 + \left(\frac{T^+}{r} \right)^{0,193} \cdot \left(\frac{a_0}{h_0} \right)^{-3,257} \quad (6.14)$$

geschätzt (Determinationskoeffizient $R^2 = 0,998$). Bei der Regressionsanalyse sind Werte der dimensionslosen Periode zwischen 9,6 und 96,0 und Werte der relativen Wellenamplitude zwischen 1,3 und 3,5 berücksichtigt worden. Die Anwendbarkeit der dimensionslosen Wellenamplitude 6.13 und der Funktion 6.14 sollte für Werte der Variablen außerhalb des betrachteten Feldes vorsichtshalber überprüft und ggf. angepasst werden.

Schließlich wird die Bedingung gestellt, dass die relative Dämpfung der Wellenamplitude nach einer Fließstrecke x^+ eine festgesetzte Schwelle ε nicht überschreitet:

$$1 - \frac{a_{x^+}}{a_0} \leq \varepsilon. \quad (6.15)$$

Nach Einsetzen der relativen Wellenamplitude aus Gleichung 6.13 und nach Umstellen nach x^+ ergibt sich schließlich

$$x^+ \leq x_\varepsilon^+ \stackrel{\text{def}}{=} \frac{27}{16} \cdot \frac{1}{\pi^2} \cdot \ln \left(\frac{1}{1 - \varepsilon} \right) \cdot \frac{T^+}{r} \cdot \left(\frac{a_0}{h_0} \right)^{f_0}. \quad (6.16)$$

Innerhalb dieses Abstandes x_ε^+ bleibt daher der Näherungsfehler des kinematischen Ansatzes für eine Hochwasserwelle der Periode T^+ – hinsichtlich des Wassertiefenscheitels – kleiner als der Schwellenwert ε .

Die Hochwasser, die der Bedingung 6.16 genügen, weisen eine ausreichend niedrige Steilheit auf, so dass sie nach der Strecke x^+ eine relative Dämpfung kleiner als ε erfahren. Wenn ε so festgelegt wird, dass es für die Berechnung vernachlässigbar klein ist, dann stellt Gleichung 6.16 ein Kriterium für die Anwendbarkeit der kinematischen Näherung über eine Strecke x_ε^+ dar. Aufgrund der Komplexität des Phänomens und wegen der erforderlichen Approximationen gibt diese Bedingung lediglich Richtwerte wieder, die jedoch – hinsichtlich des Zieles der vorliegenden

Arbeit – für die Anwendbarkeit des stationären Ansatzes eingesetzt werden dürfen. Es wird noch kurz darauf hingewiesen, dass als Abstand x die Strecke zwischen dem Querschnitt, wo die Zuflussganglinie gegeben ist, und dem unteren Rand des untersuchten Gebietes verwendet werden soll und nicht nur die Aufweitungslänge L_V . Dieses Kriterium wird im Abschnitt 6.4.1 auf Seite 131 für die Nachprüfung der Notwendigkeit des instationären Ansatzes bei der Berechnung der vorliegenden Parameterstudie angewendet.

6.3.2 Der Gültigkeitsbereich nach Moussa

Zum Vergleichszweck wird noch die Anwendbarkeitsbedingung des kinematischen Ansatzes von MOUSSA UND BOCQUILLON (2000) erwähnt. Ausgehend von der Theorie der linearen Stabilität untersuchen die Autoren die Glieder der *de Saint-Venant-Gleichungen* 5.13 am Beispiel eines prismatischen Gerinnes mit Vorländern. Jeder Summand wird als Funktion der drei folgenden Parameter geschrieben:

- F_0 : Quadrat der Froudezahl beim ungestörten Abfluss.
- T^+ : Dimensionslose Wellenperiode der sinusförmigen Zuflussganglinie.
- η : Verhältnis der gesamten Wasserspiegelbreite zu der Wasserspiegelbreite im Hauptgerinne.

Für zahlreiche Ausgangsdatenansätze wird eine Gegenüberstellung des berechneten Betrags jedes einzelnen Gliedes durchgeführt. Die Ergebnisse sind in doppellogarithmischen, nach η parametrisierten T^+ - F_0 -Diagrammen aufgeführt. Daraus lassen sich die Gültigkeitsbereiche der jeweiligen Vereinfachungen der *de Saint-Venant-Gleichungen* entnehmen. Bild 6.3 zeigt das Diagramm für $\eta = 1$ (kompakten Fließquerschnitt). Wie dem Bild zu entnehmen ist, gilt beim strömenden Abfluss ($F_0 < 1$) der kinematische Ansatz unabhängig von der Froudezahl ab einer dimensionslosen Wellenperiode

$$T^+ \geq 39. \quad (6.17)$$

Für größere η -Werte (8 bzw. 20) verschiebt sich der kinematische Gültigkeitsbereich nach rechts im Diagramm. Der Schwellenwert für T^+ nimmt

daher entsprechend zu (154 bzw. 383). Wird Gleichung 6.17 über die Definition 6.11 von T^+ nach T umgestellt, folgt als Anwendbarkeitskriterium der kinematischen Welle die Beziehung

$$T \geq 39 \cdot \frac{L_0}{u_0}. \quad (6.18)$$

Diese Gleichung berücksichtigt aber die Länge der Untersuchungsstrecke nicht. Es ist daher zu vermuten, dass über kurze Strecken der Schwellenwert von T nach MOUSSA gegenüber dem aus Gleichung 6.16 überschätzt bzw. über lange Strecken unterschätzt wird.

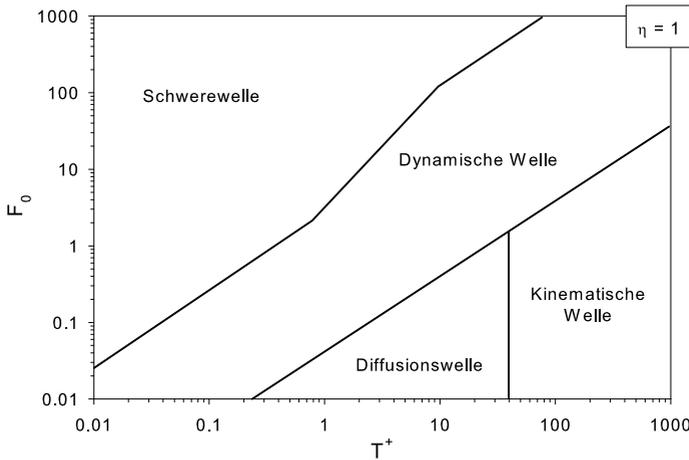


Bild 6.3: Gültigkeitsbereich der Vereinfachungen der De Saint-Venant-Gleichungen nach MOUSSA UND BOCQUILLON

6.3.3 Ableitung eines Kriteriums für die Deichrückverlegung

Für den Fall einer Deichrückverlegung unterliegt die Anwendbarkeit des quasi-stationären Ansatzes – hinsichtlich der Berechnung der Hüllkurve des Wasserstands – der Vernachlässigbarkeit der Retention sowohl im Flussschlauch für die gesamte Fließstrecke als auch im Vorland für den Rückdeichungsabschnitt. Die erstere Bedingung ist in den zwei vorangehenden Abschnitten erläutert worden. In diesem Abschnitt wird auf die letztere eingegangen.

Wenn die Abmessungen der Deichrückverlegung so ausgelegt sind, dass beim Durchlaufen des Hochwassers der Durchflussscheitel unmittelbar unterhalb der DRV um einen vernachlässigbaren Betrag vom Wert oberhalb

der DRV abweicht ($Q_S \approx \text{Konst.}$), dann ist die kinematische Annäherung der Hochwasserwelle über dieser Fließstrecke zulässig. Daraus folgt auch, dass die Hüllkurve des Wasserstandes durch die einfache Wasserspiegel-linienberechnung eines stationären ungleichförmigen Fließens ermittelt werden kann. Im Allgemeinen wird ein Anteil der durchlaufenden Wassermasse vorübergehend im Vorland zwischengespeichert und zu einem späteren Zeitpunkt zurückgegeben. Dieser Retentionseffekt ist immer vorhanden, sein Ausmaß kann jedoch unter Umständen unerheblich sein.

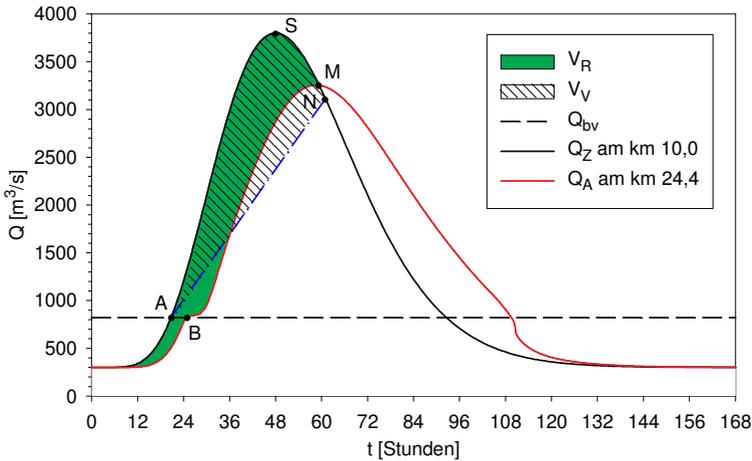


Bild 6.4: Abschätzung der Durchflussminderung einer DRV mit der vorgeschlagenen Methode der Geraden

Bild 6.4 zeigt die Zu- bzw. Abflussganglinie für die DRV der Parameterkonfiguration B5L4K2R1W2 nach Tabelle 6.2 auf Seite 121 bzw. 6.7 auf Seite 137 beim Durchlaufen der Hochwasserwelle 2 (vgl. auch Bild 6.2). Diese Welle weist einen Durchflussscheitel von $3800 \text{ m}^3/\text{s}$ und eine Anstiegszeit von zwei Tagen auf. Die DRV hat eine Breite von $1,44 \text{ km}$ bzw. eine Länge von $14,4 \text{ km}$ und die gleiche Rauheit wie der Fluss-schlauch ($k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$). Die gefüllte Fläche in Bild 6.4 bezeichnet das innerhalb des DRV-Abschnittes vorübergehend gespeicherte Wasservolumen V_R . Für dieses Beispiel kann dem Bild eine offensichtliche Retention entnommen werden: Der Durchflussscheitel sinkt wegen der DRV um $545 \text{ m}^3/\text{s}$ bis auf $3255 \text{ m}^3/\text{s}$ (Punkt M).

Eine Abschätzung der Scheitelminderung im Vorfeld kann folgendermaßen durchgeführt werden. Es sei angenommen, dass der Beitrag des Gerinnes zur Retention vernachlässigbar klein ist. Das Retentionsvolu-

men V_R wird mit dem Volumen V_V angenähert, das sich im Vorland entsprechend dem (konstant angenommenen) Wassertiefenscheitel h_S einstellt:

$$V_R \simeq V_V = b_V \cdot L_V \cdot (h_S - h_V) . \quad (6.19)$$

Darin bezeichnen b_V , L_V bzw. h_V die Vorlandbreite, -länge bzw. -höhe bei der Rückdeichung. Das Volumen V_V ist daher, ausgehend von der Geometrie und der Zuflussganglinie oberhalb der DRV, bekannt. Mit Bezug auf Bild 6.4 werden nun die zusätzlichen Annahmen aufgestellt, dass der ansteigende Wellenast BM der Abflussganglinie (unterhalb der DRV) ab dem bordvollen Abfluss im Hauptgerinne Q_{bv} mit einem Segment AN angenähert und dass die Fließzeit im DRV-Abschnitt vernachlässigt werden kann (Punkt $B \equiv$ Punkt A). Wenn der Steigungsfaktor der Geraden so ausgewählt wird, dass das von der Kurve ASN eingeschlossene Volumen V_{ASN} (schraffierte Fläche) dem maximalen Volumen im Vorland V_V gleicht, dann stellt der Punkt N einen Schätzwert für den Abflussscheitel M unmittelbar unterhalb der DRV dar.

Aus dem Bild 6.4 wird ersichtlich, dass die Retentionswirkung in diesem Fall leicht überschätzt wird. Bei kleineren Beträgen der tatsächlichen Retention neigt diese Methode hingegen dazu, die Durchflussminderung zu unterschätzen. Wenn das maximale Volumen im Vorland so klein ist, dass die Gerade AN die Zuflussganglinie links vom Scheitel S schneidet, dann wird eine Retention gleich null angenommen. Bei der Anwendung dieser Methode ist zu beachten:

- Wenn die tatsächliche Retention erheblich ist, dann wird sie von dieser Methode überschätzt. Sie ist jedenfalls vorhanden und nicht vernachlässigbar. Eine instationäre Betrachtung ist erforderlich.
- Wenn die tatsächliche Retention klein ist, dann wird sie unterschätzt. Sie ist jedenfalls vorhanden und mindestens so groß wie die geschätzte. Eine instationäre Betrachtung ist vorzuziehen.
- Wenn die Methode keine Retention vorhersagt, dann ist die tatsächliche Retention vernachlässigbar klein. Eine stationäre Betrachtung ist ausreichend.

Trotz der eingeführten Annäherung erlaubt diese Methode, die Größenordnung der Retention hinsichtlich der Anwendbarkeit des kinematischen Ansatzes relativ einfach einzuschätzen. Daraufhin kann die Angemessenheit der Anwendung eines stationären Ansatzes für die Berechnung der Hüllkurve des Wasserstandes geprüft werden.

6.4 Nachprüfung der Notwendigkeit eines instationären Ansatzes

Für die Bestimmung der Notwendigkeit einer instationären Betrachtungsweise bei der Berechnung der Hüllkurve des Wasserstandes entsprechend den Hochwasserereignissen der vorliegenden Parameterstudie werden die im Abschnitt 6.3 vorgeschlagenen zwei Kriterien herangezogen.

6.4.1 Anwendung des Kriteriums für die Retention im Hauptgerinne

In Tabelle 6.4 sind die bezüglich des ersten Kriteriums erforderlichen Daten für die vier in der Parameterstudie verwendeten Hochwasserwellen zusammengefasst. Es wird hier als Rechenbeispiel der Fall mit einem Stricklerbeiwert von $30 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ betrachtet. Dem für alle Zuflussganglinien gleich ausgewählten Basisabfluss $Q_B = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ entspricht bei einem Sohlgefälle von 0,0002 eine Normalabflusstiefe h_0 von 2,8 m bzw. eine Geschwindigkeit u_0 von 0,78 m/s. Ausgehend von der Anstiegszeit t^* und

Tabelle 6.4: Anwendbarkeit des stationären Ansatzes auf das Gerinne

Welle	t^* [h]	T^+	a_0 [m]	x_ε^+	x_ε [km]	anwendbar
1	24	9,6	6,60	0,547	7,7	nein
2	48	19,2	8,69	0,862	12,1	nein
3	168	67,2	9,89	4,881	68,6	ja
4	240	95,9	6,60	16,027	225,1	ja

unter der Annäherung einer Wellenperiode $T = 2t^*$, kann die dimensionslose Periode T^+ aus Gleichung 6.11 errechnet werden. Dabei beträgt die charakteristische Länge L_0 14,048 km. Die ursprüngliche Amplitude a_0 berechnet sich aus der Differenz zwischen dem Wassertiefenscheitel h_S und der dem Basisabfluss entsprechenden Wassertiefe h_0 . Mit Hilfe der vorgeschlagenen Formel 6.16 lassen sich die Schwellenwerte x_ε^+ des dimensionslosen Abstandes nun berechnen, innerhalb dessen bei einem relativen Fehler $\leq \varepsilon$ der stationäre Ansatz gilt. Hier wird für ε ein Wert von 0,5 % für hinreichend gehalten. Zum Schluss wird der Schwellenwert noch in km umgerechnet. Die Gegenüberstellung dieses Abstandes mit der Länge der betrachteten Fließstrecke x_L (24,4 km im ungünstigsten

Fall für $L'_V = 80$) ermöglicht eine Einschätzung der Anwendbarkeit des stationären Ansatzes:

Stationärer Ansatz anwendbar, wenn $x_e \geq x_L$.

Für die betrachtete Konfiguration erweist sich der stationäre Ansatz nur für die flacheren Wellen 3 und 4 anwendbar. Die Wellen 1 und 2 erfordern hingegen eine instationäre Betrachtungsweise.

Ähnliche Schlussfolgerungen gehen auch aus dem Zonen-Diagramm nach MOUSSA hervor (vgl. Bild 6.3 mit T^+ aus Tabelle 6.4). Wenn ein größerer Fehler zugelassen wird, dann verschiebt sich natürlich auch die Anwendbarkeitsgrenze zu den steileren Wellen hin.

6.4.2 Anwendung des Kriteriums für die Retention in der DRV

In Tabelle 6.5 sind die Werte bezüglich des zweiten Kriteriums aufgeführt. Die vier betrachteten Fälle beziehen sich auf die vier Hochwasserwellen aus Abschnitt 6.2 und auf den Parametersatz B5L4K2R1 nach der in Abschnitt 6.5.1 auf Seite 136 erläuterten Kodierung. Es wird also die größte DRV ($1,44 \times 14,4 \text{ km}$) mit gleicher Rauheit ($k_{St} = 30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$) für Vorland und Hauptgerinne gewählt.

Tabelle 6.5: Anwendbarkeit des stationären Ansatzes auf die DRV

Welle	V_V [10^6 m^3]	ΔQ_g [m^3/s]	η_{Qg} [-]	ΔQ_V [m^3/s]	η_{QV} [-]	anwendbar
1	91,53	962	0,37	510	0,196	nein
2	134,81	686	0,18	545	0,143	nein
3	158,66	19	0,004	81	0,018	eher nicht
4	91,53	-	-	16	0,006	ja

Für die gegebene Geometrie wird zuerst der bordvolle Abfluss des Hauptgerinnes $Q_{bv} = 821,4 \text{ m}^3/\text{s}$ und die Normalabflusstiefe für den Durchflussscheitel Q_S berechnet. Durch Gleichung 6.19 wird das im Vorland maximal zurückhaltbare Wasservolumen V_V abgeschätzt. Ausgehend von der Zuflussganglinie am Einlaufquerschnitt der DRV wird der Steigungsfaktor des Segments AN in Bild 6.4 iterativ variiert, bis das Volumen V_{ASN} mit V_V übereinstimmt. Der Schnittpunkt N vom Segment

AN mit der Zuflussganglinie stellt die Abschätzung des Durchflussscheitels am Auslaufquerschnitt der DRV dar. In der dritten bzw. vierten Spalte von Tabelle 6.5 sind die Schätzwerte der Durchflussminderung

$$\Delta Q_g = Q_S - Q_N \quad (6.20)$$

bzw. der Retentionswirkung

$$\eta_{Q,g} = \frac{\Delta Q_g}{Q_S} \quad (6.21)$$

für die vier betrachteten Wellen aufgelistet. Die zwei darauf folgenden Spalten zeigen vergleichsweise die entsprechenden, vorhandenen (instationär berechneten) Werte

$$\Delta Q_v = Q_S - Q_M \quad \text{und} \quad \eta_{Q,v} = \frac{\Delta Q_v}{Q_S} .$$

Die Retentionswirkung für die zwei ersten Wellen wird mit über 18 % geschätzt. Obwohl diese die vorhandenen Werte überschätzt, lässt sich trotzdem schlussfolgern, dass eine nicht vernachlässigbare Retention stattfindet. Die instationäre Betrachtungsweise ist hier also erforderlich. Für die Welle 3 lässt sich eine Retentionswirkung von 0,4 % errechnen. Da aber die Methode dazu neigt, kleine Durchflussminderungen zu unterschätzen, kann man davon ausgehen, dass $\eta_{Q,v} > 0,4 \%$ sein muss (in der Tat misst sie 1,8 %). Obwohl die stationäre Betrachtungsweise in diesem Fall nur geringfügige Fehler bewirkt, steht man auf der sicheren Seite, wenn auch hier der instationäre Ansatz vorgezogen wird. Das Volumen V_V fällt für Welle 4 so klein aus, dass der Schnittpunkt N links vom Scheitel S bleibt. Die Methode sieht in diesem Fall keine Retention vor. Mit einer Durchflussdifferenz in der Höhe von $16 \text{ m}^3/\text{s}$ wird tatsächlich ein Retentionseffekt von 0,6 % berechnet. Ein stationärer Ansatz ist demnach gerechtfertigt.

6.4.3 Konjunktion beider Kriterien

Um die Anwendbarkeit des stationären Ansatzes zu gewährleisten, muss sowohl die im Abschnitt 6.4.1 beschriebene Retention im Hauptgerinne als auch die Retention in der DRV (Abschnitt 6.4.2) berücksichtigt werden. Daher ist es erforderlich, eine logische Konjunktion der Aussagen aus der jeweils letzten Spalte der Tabellen 6.4 und 6.5 durchzuführen:

$$\text{Anwendbarkeit} = \text{Anwendbarkeit}_{\text{HG}} \wedge \text{Anwendbarkeit}_{\text{DRV}} .$$

Darin bezieht sich der Index HG auf das Kriterium für das Hauptgerinne bzw. DRV auf jenes für die Deichrückverlegung. Im vorliegenden Fall erweist sich daher der stationäre Ansatz nur für die vierte Welle – mit einer gewissen Approximation eventuell auch für die dritte – geeignet.

Zum Zweck einer Rechen-Automatisierung einerseits und einer transparenten Gegenüberstellung der Ergebnisse andererseits wird in der vorliegenden Parameterstudie immer der instationäre Ansatz verwendet. Die zwei oben eingeführten Methoden bieten dennoch einfache und wirksame Werkzeuge zur schnellen Abschätzung der Größenordnung der Retention im offenen Gerinne bzw. bei einer Deichrückverlegung.

6.5 Halbautomatische Prozedur zur Durchführung der Parameterstudie

6.5.1 Preprozessor

Die Berechnung des Hochwasserwellenablaufs für die 960 Varianten, die aus den im Abschnitt 6.2 eingeführten Parameterkombinationen resultieren, erfolgt durch das eindimensionale hydronumerische (1D-HN) Programm MIKE11 vom Danish Hydraulic Institute (DHI).

Tabelle 6.6: Anzahl der Input-Dateien

Dateityp	Endung	Anzahl
Simulation	sim11	1008
Querschnitte	xns11	72
Randbedingungen	bnd11	12
Flussnetz	nwk11	8
hydr. Parameter	hd11	3

In Anbetracht dessen, dass außer dem Fall einer DRV auch der entsprechende Fall ohne DRV simuliert werden soll, steigt die Anzahl der durchzuführenden Simulationen auf 1008. Für jede Variante benötigt MIKE11 eine Haupt-Input-Datei (sim11-Datei), die u. a. das Zeitintervall der Simulation, den Simulationstyp und die

Namen der anderen vier erforderlichen Input-Dateien angibt. Letztere beschreiben das Flussnetz (nwk11-Datei), die Querschnitte (xns11-Datei), die Randbedingungen (bnd11-Datei) und weitere hydrodynamische Größen bzw. zur Steuerung des numerischen Rechenprozesses einstellbare Parameter (hd11-Datei). Tabelle 6.6 fasst die Anzahl der Input-Dateien zusammen, die für die vorgenommene Parameterstudie erforderlich sind. Wenn für die drei letzten Typen eine manuelle Zusammenstellung noch annehmbar ist, wird diese für die 72 xns11-Dateien schon viel zeitauf-

wendiger und für die 1008 sim11-Dateien extrem lang. Mit der Anzahl der aufzustellenden Input-Dateien steigt auch die Wahrscheinlichkeit, grobe Fehler bei der manuellen Kompilierung zu begehen. Diese können dann – selbst aus den Ergebnissen – schwer erkannt werden und die Zuverlässigkeit der Ergebnisauswertung beeinträchtigen.

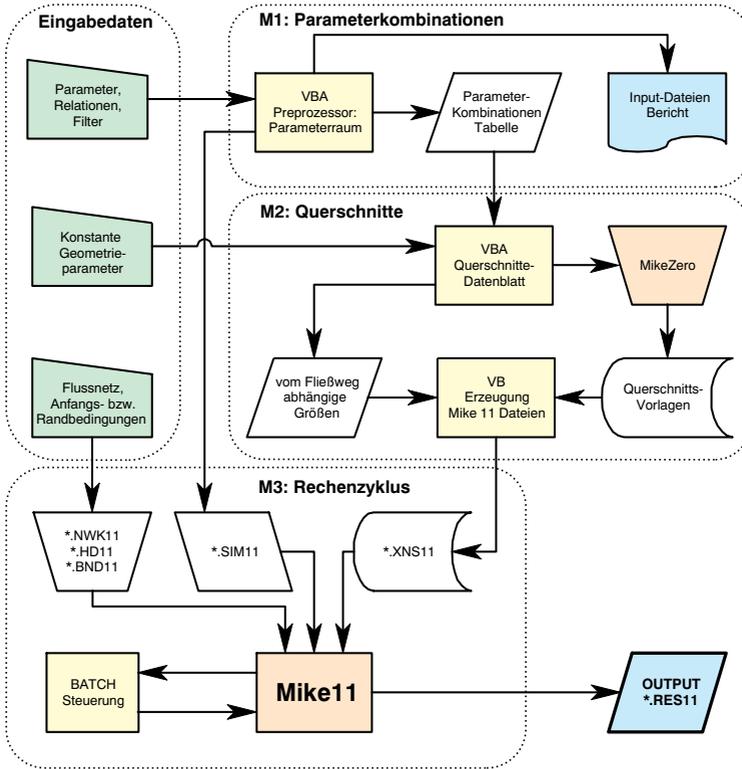


Bild 6.5: Flussdiagramm der Prozedur für die Berechnung der Varianten

Um die Eventualität solcher Fehler bei der Zusammenstellung der Parameterkombinationen bzw. bei ihrer Implementierung in die Input-Dateien auszuschließen, wird eine allgemeine, automatische Prozedur in der Programmiersprache *Visual Basic* geschrieben. Sie ist in einige unabhängige Module unterteilt, die die Aufstellung eines allgemeinen Parameterraumes, die Festlegung seiner Relationen mit den fünf Typen der MIKE11-Input-Dateien und die fast vollautomatisierte Aufstellung dieser Dateien ermöglichen. Ein Stapelverarbeitungsprogramm (*Batch-Programm*) steuert schließlich die Berechnung aller in den vorangehenden

Schritten zusammengestellten Varianten (sim11-Dateien) und listet dabei in einer Logdatei die eventuell auftretenden Fehler bzw. Programmabstürze zur Kontrolle auf. Neben dem Vorteil, das versehentliche Einführen grober Fehler deutlich zu minimieren, erzielt diese Prozedur auch eine viel schnellere Aufstellung der Input-Dateien und übernimmt die Durchführung der einzelnen Simulationen. In Abhängigkeit von der Anzahl der Kombinationen verringert sich der Zeitaufwand typischerweise somit um zwei Größenordnungen.

Im Folgenden wird kurz auf die einzelnen Module der Prozedur eingegangen. Bild 6.5 zeigt dazu das entsprechende Flussdiagramm.

Modul M1: Aufstellung der Indizes und sim11-Dateien

Das erste Modul sorgt für die Aufstellung der Simulationsdateien (sim11-Dateien). Der Parameterraum wird festgelegt, indem die Werte ähnlich wie in Tabelle 6.2 eingegeben werden. Um die Kodierung der Input-Dateinamen zu automatisieren, wird jeder Parameter mit einem Großbuchstaben und sein Wert mit dem entsprechenden Index nach Tabelle 6.2 gekennzeichnet. In der vorliegenden Parameterstudie werden die Buchstaben laut Tabelle 6.7 zugewiesen, wobei der Buchstabe „E“ das Vorliegen oder Nichtvorliegen der Deichrückverlegung bezeichnet. In welchen Input-Dateien jeder Parameter gebraucht wird, wird durch eine Beziehungsmatrix, die auf der Basis der eingegebenen Parameter erzeugt wird, festgelegt. Nach dieser Matrix werden dann die Dateinamen aufgestellt. Besondere Parameterkombinationen können durch eine Filterfunktion ausgeschlossen werden. In der vorliegenden Arbeit werden damit DRV-Geometrien, die unwahrscheinlich bzw. für das verwendete 1D-Modell unangemessen sind, ausgefiltert. Es handelt sich dabei um drei DRV, die ein Breite-Länge-Verhältnis $\geq 0,4$ aufweisen (B5L1, B5L2 und B4L1). Das Programm erzeugt dann die sim11-Dateien und fügt in einer Tabelle die Kombinationen der Indizes der in den xns11-Dateien erforderlichen Parameter ein. Bei der vorliegenden Parameterstudie beschreiben diese die DRV-Geometrie und die Vorlandrauheit und entsprechen den Buchstaben B,L,K und E. Zur Kontrolle oder als Hilfsmittel für die manuelle Aufstellung der Input-Dateien kann eine Liste der Kennzeichen aller erforderlichen Dateien und der entsprechend einzugebenden Parameterwerte gedruckt werden. Ein Auszug davon ist in Tafel B.1 im Anhang enthalten.

Tabelle 6.7: Für die Kodierung der Dateinamen verwendete Buchstaben und entsprechende Parameter

Buchstabe	Parameter	Beschreibung
B	b'_V	dimensionslose Vorlandbreite b_V/b_H
L	L'_V	dimensionslose Vorlandlänge L_V/b_H
K	$k_{St,H}$	Stricklerbeiwert im Hauptgerinne
R	n'_V	relative Vorlandrauheit n_V/n_H
W	W	Zuflussganglinie (Hochwasserwelle)
E	DRV	Vorhandensein der Deichrückverlegung

Modul M2: Aufstellung der xsn11-Dateien

Auf der Basis der in Modul M1 erzeugten Liste können alle erforderlichen Dateien aufgestellt werden. Um das Einfügen der Querschnittsdaten zu beschleunigen, wird ein Excel-Datenblatt verwendet. Hier werden sowohl die Größen, die allen Querschnitten gemeinsam sind (Böschungneigung, Sohlgefälle, Hauptgerinnebreite, Vorlandhöhe), als auch die zwei Regelprofile für die Querschnitte mit bzw. ohne DRV gespeichert. Die Fließkoordinate, der Regelprofil-Typ und die Sohlhöhe jedes Querschnitts werden in eine zusätzliche Tabelle eingefügt. Dazu wird noch die in Modul M1 erstellte Tabelle der Indizeskombinationen importiert.

Die zwei Regelprofile werden dann für jedes Breitenverhältnis (B-Wert) in MIKE11 importiert und in Querschnitt-Vorlagen umgewandelt. Eine VB-Prozedur liest die Indizeskombinationen, aktualisiert dementsprechend die DRV-Geometrie und klonet an der richtigen Fließkoordinate (und Höhe) die Querschnitt-Vorlagen (vgl. Bild 6.5). Das Ergebnis sind in MIKE11 direkt verwendbare xsn11-Dateien.

In Anbetracht der geringen Anzahl der übrigen Input-Dateien (bnd-, nwk- und hd-Dateien) wird darauf verzichtet, die Aufstellung dieser Dateien zu automatisieren. Sie bleiben daher die einzigen, die vollständig manuell vorbereitet werden müssen.

Modul M3: Ausführung der numerischen Berechnungen

Dieses letzte Modul besteht aus einer Batch-Prozedur, die mit dem Programm MIKE11 interagiert. Sie lässt dem Programm alle in Modul M1 erzeugten sim11-Dateien nacheinander ausführen, überwacht dabei die Ausführung und fasst eventuell eine Liste der Dateien, deren Berechnung wegen Fehlern unterbrochen wird, zusammen. Wenn die Fehler beseitigt sind, kann durch eine Option die Ausführung auf die in der Fehler-Liste enthaltene Dateien begrenzt und wiederholt werden. Die Berechnung aller Varianten des Parameterraumes wird somit abgeschlossen, und die Output-Dateien (res11-Dateien), zwei pro Variante, stehen für die Auswertung bereit.

6.5.2 Postprozessor

Das Programm MIKE11 erzeugt für jede Simulation zwei Output-Dateien (im Binärformat), was bei der vorliegenden Parameterstudie eine Anzahl der auszuwertenden Dateien von 2016 bedeutet. Wie schon die Aufstellung der Input-Dateien, so erweist sich auch die Auswertung einer solchen Anzahl von Ergebnissen in Tabellen und Diagrammen als sehr aufwändig. Auch soll das Risiko grober Fehler bei einer manuellen Erarbeitung nicht unterschätzt werden.

Die vom DHI für die Veranschaulichung der MIKE11-Ergebnisse zur Verfügung gestellte Software *Mike-View* ist bei gleichzeitiger Analyse einzelner bzw. einiger weniger Varianten benutzerfreundlich und stark. Ihre Leistung ist hingegen ziemlich begrenzt bei der Gegenüberstellung von mehreren Längsprofilen, und eine automatische parametrische Darstellung nach mehreren Kriterien fehlt ganz. Um eine zufällige Einführung von groben Fehlern zu minimieren und die Auswertung der Ergebnisse zu beschleunigen bzw. zu vereinfachen, wird vorgezogen, ein spezifisches

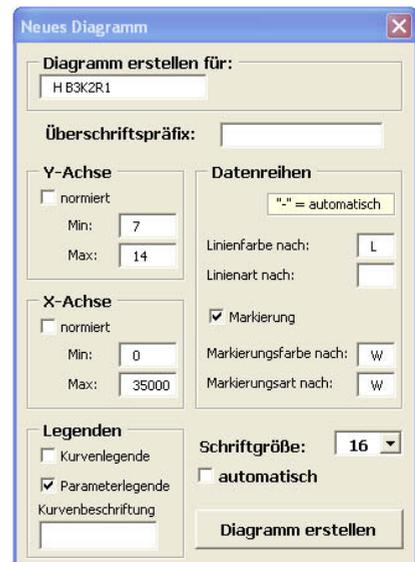


Bild 6.6: Eingabeformular für die Ergebnisdarstellung am Beispiel von Bild 7.1

Tool in VBA- und Python-Programmiersprache aufzustellen. Das Flussdiagramm dieser Postprozessor-Prozedur ist in Bild 6.7 schematisiert.

Modul M4: Formatumwandlung und Aufbereitung der Ergebnisse

Der erste Schritt besteht darin, das eigene, binäre *MikeView*-Format in ASCII-Format umzuwandeln. Dieses ist dann auch von anderen Anwendungen (u. a. Tabellenkalkulationsprogrammen) leicht einlesbar. Dazu wird eine Python-Prozedur geschrieben, die unter Verwendung des Hilfsprogramms *res11read.exe* alle Output-Dateien (res11-Dateien) zyklisch durchliest. Je nach gewählter Variablen und nach Verteilung der Querschnitte in Fließrichtung stellt sie dabei die Daten in ASCII-Dateien (csv-Dateien) zusammen. Gleichzeitig werden die Ergebnisse auch aufbereitet, indem für jede Variable normierte Werte nach ähnlichen Gleichungen wie die 7.1 auf Seite 142 berechnet und zusätzliche Abszissenachsen gemäß der Verschiebung 7.3 auf Seite 144 hinzugefügt werden.

Modul M5: Kurvengruppierung und parametrische Darstellung

Dieses Modul besteht aus einer VBA-Prozedur, die alle in Modul M4 aufbereiteten Output-Dateien in ein Excel-Workbook importiert. Dabei wird jede Tabelle (eine pro csv-Datei) mit einem Namen nach der Kodierung von Abschnitt 6.5.1 plus einem Präfix für die Variable versehen. Eine Subroutine fasst in einer einzigen Tabelle besondere Variablenwerte, wie den Minimalwert im DRV-Bereich und den Wert unmittelbar stromab der DRV, mit den entsprechenden Indizes zusammen. Auf dieser Tabelle basieren z. B. die Diagramme von Abschnitt 7.3.

Eine weitere Prozedur kann die Längsprofile der gewählten Variablen nach einstellbaren Kriterien gruppieren bzw. darstellen. Dazu werden die Daten des Excel-Workbooks einschließlich der entsprechenden Abszissenachsen gefiltert und in Excel-Diagramme eingefügt. Folgende Optionen (vgl. Bild 6.6) stehen bei der Diagrammerstellung zur Verfügung:

- Auswahl der Variablen.
- Festsetzung der Parameterkombination der aufzuführenden Kurven.
- Festsetzung der Achsenbegrenzung.
- Normierung bzw. Verschiebung der Achsen nach Gleichungen 7.1 bzw. 7.3.

- Einfügen einer Kurven- bzw. Parameterlegende.
- Parametrisierung der Kurven durch Linien- und Symboleigenschaften.

Die Diagramme von Abschnitt 7.2 werden durch diese Prozedur erzeugt – die Eingabedaten von Bild 6.6 reichen z. B. für die Erzeugung vom Diagramm 7.1. Ein Vorteil gegenüber der manuellen Diagrammerstellung mit Excel oder gegenüber der Anwendung von *MikeView* besteht in der Schnelligkeit, die eine gleichzeitige Gegenüberstellung mehrerer (eventuell dimensionsloser) Längsprofile charakterisiert. Dies erweist sich als besonders günstig bei der Voruntersuchung eines multidimensionalen Parameterraumes wie des vorliegenden, bei dem Beziehungen zwischen Variablen und Parametern auf mehreren Ebenen bestehen.

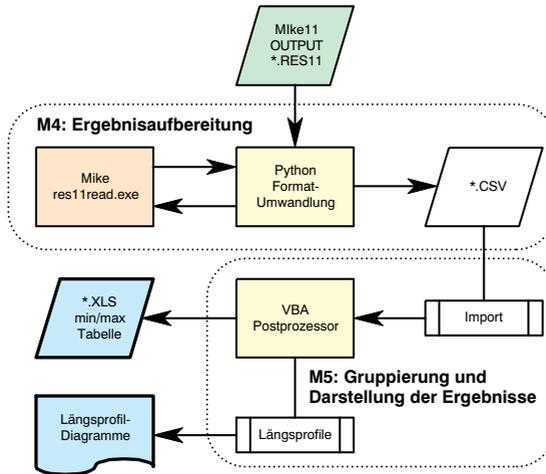


Bild 6.7: Flussdiagramm der Postprocessor-Prozedur

Die auf diese Weise erzeugten Diagramme werden in ein anderes, mit dem ersten verlinktes Workbook gespeichert. Wenn die Parameterstudie wiederholt werden soll, weil in der Ergebnisanalyse ein Rechenfehler entdeckt wird oder weil andere Parameterwerte untersucht werden sollen, dann brauchen die Diagramme nicht neu erzeugt werden. Sie werden automatisch auf die neuesten Werte aktualisiert.

7 Ergebnisanalyse der Parameterstudie einer DRV

Dieses Kapitel erläutert die Ergebnisse der im vorangehenden Kapitel eingeführten Parameterstudie. Abschnitt 7.1 führt die Kennzeichnung der Ergebnisse ein und beschreibt die zur Veranschaulichung der DRV-Wirksamkeit vorgenommenen Normierungen der Diagrammenachsen. In Abschnitt 7.2 werden der Effekt jedes einzelnen Parameters (Breite und Länge der DRV und Gerinne- bzw. Vorlandrauheit) auf die Hüllkurve des Wassertiefenscheitels und der Zusammenhang mit der Form der Hochwasserwelle detailliert erklärt. Die Auswertung einiger für die Bestimmung der Wirksamkeit einer DRV maßgebenden Kenngrößen, wie der maximalen Absenkung des Wassertiefenscheitels und der Durchflussminderung, ist Bestandteil von Abschnitt 7.3. Die wichtigsten Schlussfolgerungen, die aus der Parameterstudie gewonnen werden, sind abschließend in Abschnitt 7.4 zusammengefasst.

7.1 Kennzeichnung der Ergebnisse und Normierung der Achsen

Für die Kennzeichnung der Ergebnisse gilt das gleiche Identifizierungssystem wie für den Automatisierungsprozess der Aufstellung der Eingabedateien für die Software MIKE11. Wie schon im Abschnitt 6.5 erläutert, werden die Dateinamen nach einer Verkettung der Parameterindizes nach Tabelle 6.2 und einzelner Großbuchstaben gebildet, die dem verwendeten Parameter nach Tabelle 6.7 entsprechen. Die Beschriftung „B3K2R1“, die das Diagramm 7.1 kennzeichnet, weist somit darauf hin, dass die im Diagramm aufgeführten Kurven k – in diesem Fall Hüllkurven der Wassertiefe – die Teilmenge

$$T := \left\{ k : k \in M \wedge b'_V = 2 \wedge k_{\text{St,H}} = 30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1} \wedge n'_V = 1 \right\}$$

des Lösungsraumes M aller verwendeten Parameterkombinationen bilden. Die Parametrisierung im Diagramm selbst erfolgt in Abhängigkeit von

den in der Beschriftung nicht vorkommenden Parametern. Im besagten Diagramm kennzeichnet die Linienfarbe die Länge L'_V der Deichrückverlegung (DRV) bzw. das Symbol die Zuflussganglinie.

Angesichts der großen Menge der auszuwertenden Ergebnisse bzw. der Anzahl der betrachteten Parameter ist es unmöglich, in einem Diagramm mehrere Ergebnisse deutlich und effektiv gegenüberzustellen. Schon bei den 16 Kurven vom Diagramm 7.1 fällt es schwer, sich zu orientieren und irgendeine Beziehung zwischen Ergebnissen und Parametern zu erkennen.

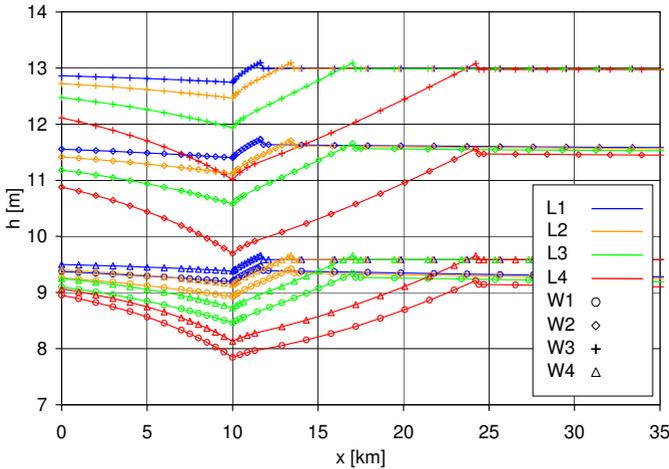


Bild 7.1: Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination B3K2R1

Eine effektivere und transparentere Anordnung der Hüllkurven wird durch die Normierung der Ordinatenachse, analog wie im Abschnitt 5.2.7 vorgeschlagen, erzielt. Der Wassertiefenscheitel beim Vorhandensein der DRV wird in Abhängigkeit vom Fließweg x durch den entsprechenden Wert beim einfachen Gerinne dividiert:

$$h'(x) = \frac{h_S(x) \text{ mit DRV}}{h_S(x) \text{ ohne DRV}} \quad (7.1)$$

Diese Normierung bietet außerdem den Vorteil, dass der Effekt der DRV direkt eingeschätzt bzw. veranschaulicht werden kann. h' -Werte kleiner eins stellen nämlich Wassertiefenabsenkungen bzw. h' -Werte größer eins Wassertiefenanhebungen infolge der DRV dar. Bild 7.2 zeigt die gleichen Ergebnisse wie im vorherigen Bild, hier aber normiert nach der Bestimmungsgleichung 7.1. Ein weiterer Vorteil der Normierung

besteht darin, dass – wie aus Bild 7.2 ersichtlich – die Wirkung der DRV-Länge auf die Hüllkurven dadurch hervorgehoben wird.

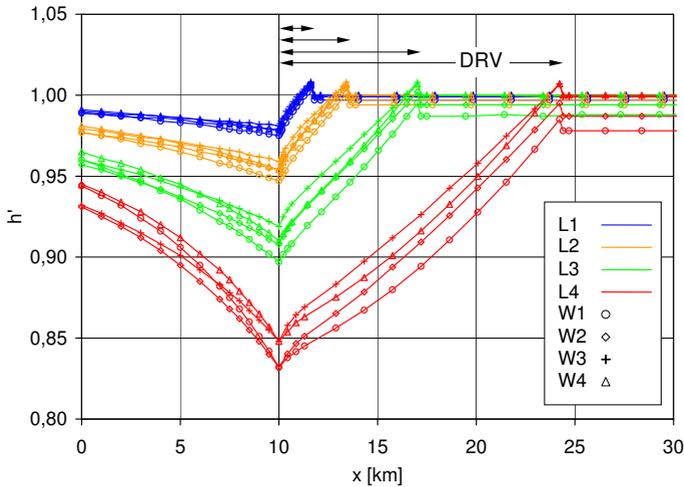


Bild 7.2: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination B3K2R1

In manchen Diagrammen wird für die Abszissenachse die Normierung

$$x' = \frac{x - x_V}{L_V} \quad (7.2)$$

vorgenommen. Darin bezeichnet x_V die Fließkoordinate am Einlaufquerschnitt der DRV und L_V die DRV-Länge. x_V beträgt für jede untersuchte Geometrie, unabhängig von der Breite und Länge der DRV, 10 km. Diese Normierung der x-Achse führt zu einer homogenen Darstellung der Hüllkurven unabhängig vom Parameter L und ermöglicht dazu die Veranschaulichung folgender drei Bereiche (siehe Bild 7.5):

$$\begin{array}{ll} x' \leq 0 & \text{oberhalb der DRV} \\ 0 < x' < 1 & \text{innerhalb der DRV} \\ 1 \leq x' & \text{unterhalb der DRV} \end{array}$$

7.2 Hüllkurven des Wassertiefenscheitels

7.2.1 Effekt der DRV-Länge

Mit steigender DRV-Länge – Kurven unterschiedlicher Farbe in Bild 7.2 – verstärkt sich sowohl das Senkungsprofil oberhalb der DRV ($x < 10$ km)

als auch die maximale Wasserspiegelabsenkung am DRV-Einlauf ($x = 10$ km). Aus dem Bild lässt sich ferner ablesen, dass die Verschiedenheit der Zuflussganglinien einen geringeren Effekt bewirkt: Kurven gleicher Farbe (d. h. gleicher DRV-Länge L , aber unterschiedlicher Zuflussganglinie W) liegen näher beieinander als Kurven gleichen Symbols (d. h. gleicher Zuflussganglinie, aber unterschiedlicher DRV-Länge). Unterhalb der DRV ist der Einfluss des Parameters W ausgeprägter als der von L und nimmt mit der DRV-Länge zu.

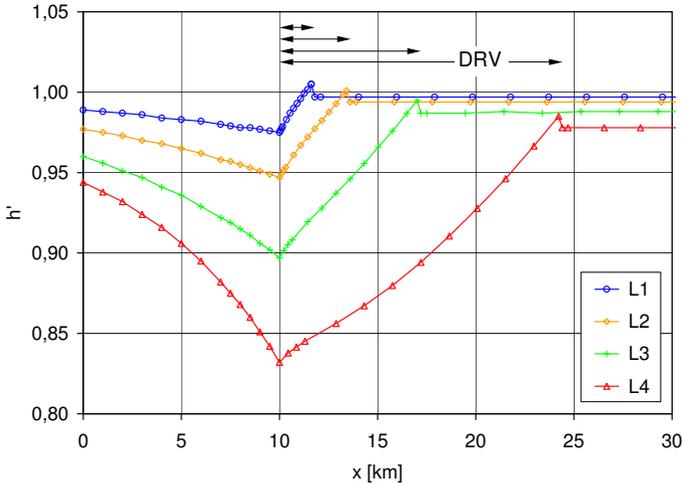


Bild 7.3: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination B3K2R1W1: Einfluss der DRV-Länge

In Bild 7.3 sind der Übersichtlichkeit halber die Einhüllenden der Wassertiefe nur für die Zuflussganglinie W_1 aufgeführt. Das Bild veranschaulicht, wie der Effekt der Minderung des Wassertiefenscheitels unterhalb der DRV – im Folgenden als *Restabsenkung* bezeichnet – mit L steigt, dennoch bleibt er bei dieser Parameterkombination auf 1 bis 2% begrenzt. Der lokale Effekt am DRV-Einlauf ist hier hingegen mit bis zu 16% markanter.

Die dargestellten Hüllkurven der Wassertiefen erinnern, abgesehen von der Restabsenkung, an die bei einer Querschnittserweiterung im Abschnitt 4.2 betrachteten Längsprofile der Wassertiefe für eine stationäre Strömung. Nach einer Achsenverschiebung der x -Achse um den Betrag

$$\Delta x_{Ver_i} = L_{V_4} - L_{V_i} \tag{7.3}$$

für jede i -te Kurve des Diagramms 7.3 fallen die Fließkoordinaten der jeweiligen DRV-Endquerschnitte zusammen, und die Darstellung wandelt sich in Bild 7.4 um. Der Verlauf der Hüllkurven ist demjenigen für den stationären Fall aus Bild 4.13 sehr ähnlich. Die Instationarität drückt sich hier durch die wenig oder mehr ausgeprägte Restabsenkung aus. Die Ähnlichkeit wird noch deutlicher, wenn anstelle der Welle W1 die Welle W4 betrachtet wird (vgl. Bilder A.10 und A.11 im Anhang). Sie weist den gleichen Zuflussscheitel von $2600 \text{ m}^3/\text{s}$ und Formbeiwert wie W1, aber eine zehnfach längere Anstiegszeit auf. Es wird darauf hingewiesen, dass in Abschnitt 6.4 für diese Hochwasserwelle die Äquivalenz des quasi-stationären Ansatzes mit dem instationären – bezüglich des Zieles der vorliegenden Arbeit – nachgeprüft worden ist. Daraus folgt auch die qualitative Übereinstimmung mit dem Beispiel von Abschnitt 4.2.3 (vgl. insbesondere Bild 4.13). Mit einer Restabsenkung praktisch gleich null bei der Welle W4 ergibt sich – wie schon bei dem stationären Fall – ein einziger Verlauf der Hüllkurven innerhalb des DRV-Abschnittes. Dieser ist Funktion der anderen Parameter, aber nicht der DRV-Länge.

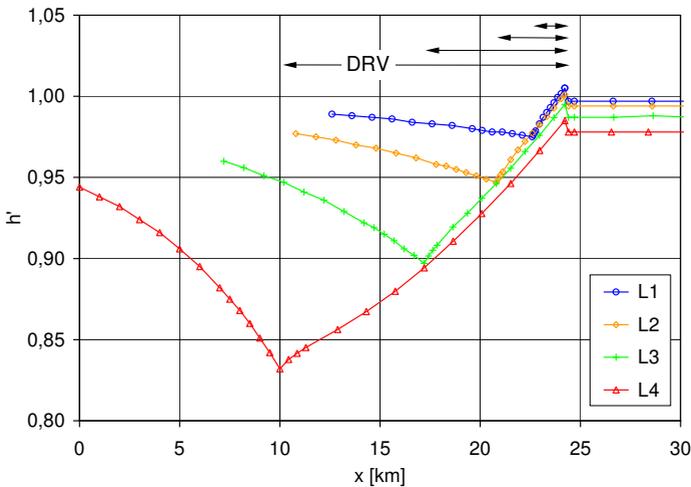


Bild 7.4: Achsenverschiebung der normierten Hüllkurven der Wassertiefe von Bild 7.3 nach Gleichung 7.3: Einfluss der DRV-Länge

Die Wirksamkeit einer DRV beim Durchlaufen einer Hochwasserwelle ist ferner mit der im Abschnitt 4.4 definierten effektiven Mindestlänge $L_{A\text{eff}}$ verbunden. Diese kann in erster Näherung über die für den stationären Abfluss bei der Aufweitung eines Rechteckgerinnes abgeleitete

Formel 4.19 abgeschätzt werden. Ein weiterer Forschungsbedarf, der aber den Rahmen der vorliegenden Arbeit sprengen würde, besteht in der Berücksichtigung des Instationaritätscharakters der Hochwasserwelle bei der Ableitung bzw. Anpassung der Formel der Mindestlänge.

7.2.2 Effekt der DRV-Breite

Der Einfluss des Parameters B (Breitenverhältnis b_V zwischen DRV und Hauptgerinne nach der Bestimmungsgleichung 6.1) auf die Hüllkurve des Wassertiefenscheitels wird durch Bild 7.5 effektiv dargestellt. Es zeigt die nach Gleichung 7.1 normierten Ergebnisse für die Zuflussganglinie W2 (HQ₅₀) bei einem konstanten *Stricklerbeiwert* von $30 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$. Die hier verwendete DRV-Länge (L4) ist die größte untersuchte und mit 14,4 km beträgt sie 80-mal die Wasserspiegelbreite des Hauptgerinnes beim bordvollen Abfluss. Die Kurven sind nach dem Parameter B, der laut Tabelle 6.2 Werte zwischen 0,5 und 8 annimmt, zusammengestellt.

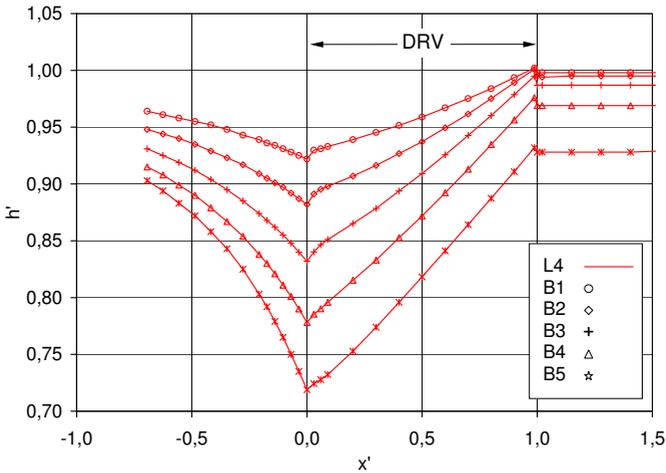


Bild 7.5: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination L4K2R1W2: Einfluss der DRV-Breite

Bei konstanten anderen Parametern steigt die maximale Wassertiefenabsenkung in der DRV sowie die stromab vorhandene Restabsenkung mit der DRV-Breite. Für B5 ergeben sich z. B. Werte des relativen Wassertiefenscheitels h' von 0,72 am DRV-Einlauf ($x' = 0$) bzw. 0,93 am DRV-Auslauf ($x' = 1$). Diese Tendenz gilt bei jeder untersuchten Wellenform, DRV-Länge und Gerinne- bzw. Vorlandrauheit. Dies lässt darauf

schließen, dass der Abminderungseffekt einer DRV auf die Wassertiefe sowohl in dimensionsloser Form als auch absolut mit der DRV-Breite zunimmt.

7.2.3 Effekt der Gerinnerauheit

Ein allgemeingültiger Zusammenhang mit dem Wasserspiegel wie für den Parameter B kann im Fall des Rauheit-Parameters K nicht festgestellt werden. Je nach Zuflussganglinie W ändert sich die Beziehung der Hüllkurve der Wassertiefe mit der Variation von K.

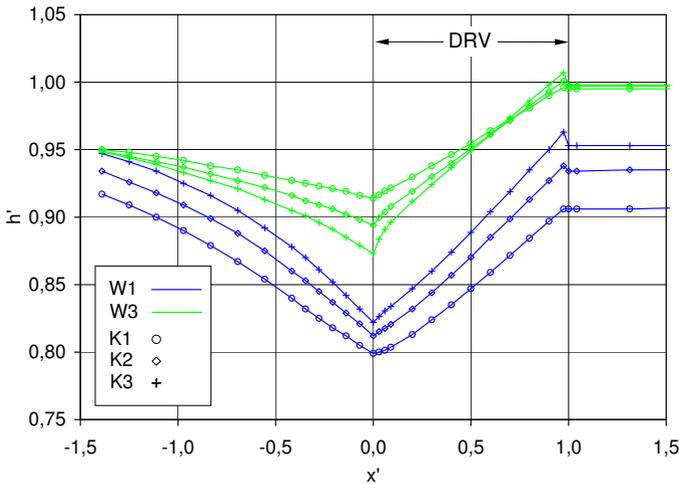


Bild 7.6: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination B5L3R1: Einfluss der Gerinnerauheit

Bild 7.6 zeigt, wie die dimensionslose Abminderung des Wassertiefenscheitels ($1 - h'$) bei der steileren Welle W1 über die gesamte Strecke mit der Rauheit steigt. Bei der Welle W3 (Elbehochwasser von August 2002) nimmt dagegen die Abminderung mit der Rauheit ab. Ihr Maximalwert von 0,127 tritt bei der glatteren Geometrie K3 auf. Im Gegensatz zur vorherigen Zuflussganglinie ist die Restabminderung bei dieser Welle unbedeutend. Einen klaren Zusammenhang des normierten Wassertiefenscheitels mit der Rauheit wie beim Parameter B gibt es hier nicht. Abhängig von der Zuflussganglinie und deren Retention folgt ein unterschiedliches Verhalten. Diese Festlegungen beziehen sich auf die normierten Werte: Die Hüllkurve der realen Wassertiefe weist wieder eine eindeutige Tendenz auf. Für jede Welle bewirkt eine Zunahme der

Rauheit einen Anstieg des Wassertiefenscheitels. Wie in Bild A.9 im Anhang wiedergegeben, verschieben sich daher die Kurven nach oben.

7.2.4 Effekt der Vorlandrauheit

Der Einfluss einer unterschiedlichen Rauheit im Vorland (Parameter R nach Tabelle 6.7) auf den Wassertiefenscheitel wird im Diagramm 7.7 erläutert. Hier sind die normierten Hüllkurven der Wassertiefe für die Welle W4 (Elbehochwasser von April 2006), parametrisiert nach R, aufgeführt. Größere Vorlandrauheiten innerhalb der DRV-Strecke bewirken geringere Wassertiefenabsenkungen in der bzw. oberhalb der DRV. Zu ähnlichen Ergebnissen kommt auch BLEYEL (2001) in Bezug auf den Strömungswiderstand des Bewuchses im Rückdeichungsbereich der Elbe bei Lenzen. Stromab zeigt sich im Gegensatz zu allen anderen Parametern kein nennenswerter Einfluss. Wie schon für die DRV-Breite B ist auch für den Parameter R das Verhalten der Hüllkurven von den anderen Parametern unabhängig. Dem Bild 7.7 kann daher aus einer qualitativen Betrachtungsweise ein allgemeiner Charakter zugewiesen werden: Die Zunahme der Rauheit in der DRV ruft – außer stromab der DRV – höhere relative und reale Wassertiefenscheitel hervor (vgl. auch Bild A.13 im Anhang).

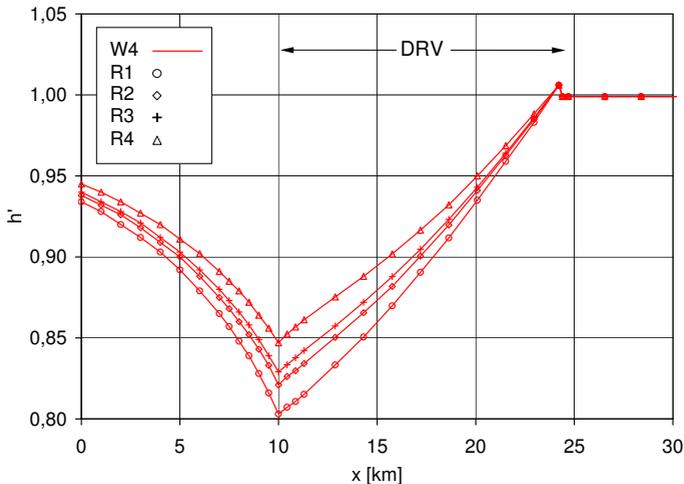


Bild 7.7: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination $B_4L_4K_2W_4$: Einfluss der Vorlandrauheit

7.2.5 Zusammenhang mit der Wellenform

Auf den Überlegungen von Abschnitt 7.2.3 aufbauend, kann festgelegt werden, dass die Beziehung zwischen normierten Hüllkurven des Wassertiefenscheitels h' und Zuflussganglinien (Parameter W) nicht eindeutig ist, sondern auch von der Rauheit (Parameter K) beeinflusst wird.

In Bild 7.8 sind die normierten Hüllkurven der Wassertiefe bei der rauheren Geometrie und der größten untersuchten DRV-Ausdehnung (B5L4K1) aufgetragen. Die steilere Welle W1 weist mit $h'_{P_1} = 0,66$ die maximale relative Wassertiefenabsenkung (34 %) auf. Die kleinste relative

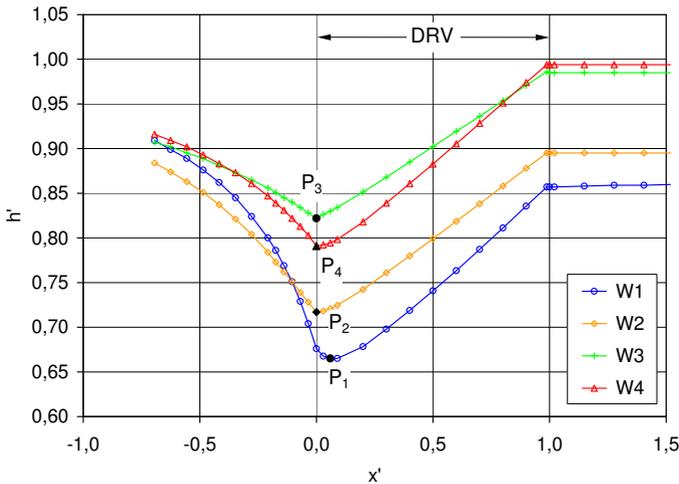


Bild 7.8: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination B5L4K1R1: Einfluss der Wellenform

ve Absenkung am DRV-Einlauf, 18 %, ist der Welle mit dem höchsten Zuflussscheitel W3 zuzuordnen ($h'_{P_3} = 0,82$). Bei der glatteren Geometrie K3 erfährt andererseits die Welle W2 mit einem Wert von 28 % die maximale bzw. W4 mit einem Wert von 22 % die minimale relative Wassertiefenabsenkung. Aus dem Vergleich mit letzterer Konfiguration (vgl. Bild A.17 im Anhang) geht hervor, dass die vier Hüllkurven sich mit abnehmender Rauheit nähern. Vor allem die Kurven für die Zuflussganglinien mit gleichem Scheitel (W1 und W4) fallen stromauf der DRV sehr nahe zueinander aus. Einerseits ändert sich das Profil von W4 nur geringfügig bezüglich des Falles höherer Rauheit; andererseits verschiebt sich die Hüllkurve von W1 nach oben und nähert sich somit dem Verlauf der flacheren Welle. Eine glattere Sohle bewirkt also bei der steileren

Welle eine Minderung der Retentionswirkung. Dieser Effekt betrifft sowohl die relative als auch die absolute Wassertiefenabminderung (vgl. Bilder A.14 und A.18 im Anhang).

Aus den absoluten Werten geht hervor, dass unabhängig vom Parameter K größere Zuflussscheitel zu höheren Hüllkurven des Wassertiefenscheitels führen. Bei gleichem Zuflussscheitel Q_S verschiebt sich die Hüllkurve der Wassertiefe dann noch mit der Fülle nach oben. Die Wassertiefenscheitel der vier betrachteten Wellen folgen somit in steigender Ordnung $W1 \rightarrow W4 \rightarrow W2 \rightarrow W3$ nacheinander (vgl. Bilder A.14 und A.18 im Anhang). Ob – wie vermutet – dieses beobachtete Ordnungskriterium nach Scheitel und Fülle der Zuflussganglinie auch für Wellen außerhalb des betrachteten Parameterraumes gilt, bedarf aber weiterer Forschung.

7.3 Untersuchung charakteristischer Kennwerte

In den vorangehenden Abschnitten ist der Einfluss der einzelnen Parameter, die eine DRV charakterisieren, auf die Hüllkurven der Wassertiefe analysiert worden. Aus Gründen der Übersichtlichkeit sind nur wenige Kurven auf einmal gegenübergestellt worden, wobei das Diagramm nach einer Größe parametrisiert und alle andere Parameter konstant gehalten werden. Dies ist ausreichend für die Ergebnisanalyse nach einem Parameter, bietet aber weder die Möglichkeit einer Gesamtbetrachtung noch eines gleichzeitigen Vergleichs mehrerer Parameter. Angesichts der Mehrdimensionalität des untersuchten Parameterraumes wird in diesem Abschnitt auf die Darstellung von Längsprofilen verzichtet, dafür aber eine breitere Anzahl von Kenngrößen punktweise in dem selben Diagramm aufgeführt. Kenngrößen von besonderem Interesse sind u. a. die maximale Wassertiefenreduktion in der DRV und die Minderung des Wassertiefen- bzw. Abflussscheitels unmittelbar stromab der DRV.

Um in den folgenden Diagrammen die Werte entsprechend den unterschiedlichen Parametern zu differenzieren, werden zwei Kategorienachsen verwendet: Eine für den Stricklerbeiwert im Hauptgerinne (Buchstabe K nach Tafel 6.7) und eine für die Zuflussganglinie W . Mit der Farbe wird die dimensionslose Vorlandlänge L bzw. mit dem Symbol die dimensionslose Vorlandbreite B gekennzeichnet. Dadurch werden vier der fünf Parameter abgedeckt. Der letzte Parameter, R , auf den die Lösung am wenigsten sensitiv reagiert, kennzeichnet das gesamte Diagramm (vgl. z. B. Bild 7.9). Durch nur vier Diagramme ist es nun möglich, das gesamte Spektrum der 816 Parameterkombinationen abzudecken und trotzdem eine gute

Lesbarkeit zu bewahren. Die Zahlenwerte der folgenden Diagramme sind im Anhang B tabellarisch gesammelt.

7.3.1 Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels

Eine Kenngröße, wodurch der Effekt einer DRV auf die Wasserspiegellinie beim Durchlaufen einer Hochwasserwelle charakterisiert werden kann, ist die maximale Absenkung des Wassertiefenscheitels im DRV-Bereich. In dimensionsloser Form wird sie als maximale Differenz über die Strecke $x'_{01} = \{x' : 0 < x' < 1\}$ (vgl. Definition 7.2) aus dem Wassertiefenscheitel beim nicht Vorhandensein der DRV $h_{S,HG}(x')$ und dem Wassertiefenscheitel beim Vorhandensein der DRV $h_{S,DRV}(x')$, bezogen auf ersteren, definiert:

$$\eta_h = \max_{x'_{01}} \left[\frac{h_{S,HG}(x') - h_{S,DRV}(x')}{h_{S,HG}(x')} \right] = \max_{x'_{01}} [1 - h'] \quad (7.4)$$

Höheren η_h -Werten entspricht eine stärkere Wirkung der DRV.

Einfluss der DRV-Länge bzw. -Breite

Bild 7.9 zeigt die η_h -Werte im Fall gleicher Rauheit im Hauptgerinne und im Vorland (R1). Auf den ersten Blick erkennt man, wie die maximale relative Absenkung stark mit der DRV-Länge steigt. Bei L1 und unabhängig von den anderen Parametern fällt η_h mit Werten $< 2,5\%$ praktisch vernachlässigbar aus. Bei L2 überschreitet sie nicht $7,1\%$, während bei deutlich größeren Längen Abminderungen zwischen 10 und $33,5\%$ erreicht werden.

Der Einfluss der DRV-Breite (die in den Diagrammen mit B gekennzeichnet ist) ist ebenfalls sehr deutlich: Wie schon im Abschnitt 7.2.2 erläutert, steigt η_h unabhängig von den anderen Parametern mit B (Symbole unterschiedlicher Form, aber gleicher Farbe und Spalte in Bild 7.9). Werden andererseits Punkte gleichen Symbols und gleicher Farbe in der dreispaltigen Kategorie W betrachtet, gewinnt man einen Eindruck über den Beitrag der Rauheit im Hauptgerinne.

Bei den ersten drei Wellen ist ein monotones Verhalten sichtbar – bei der ersten abnehmend mit der Rauheit (im Diagramm K), bei den anderen ansteigend –, während für die vierte Welle kein eindeutiger Trend erkennbar ist.

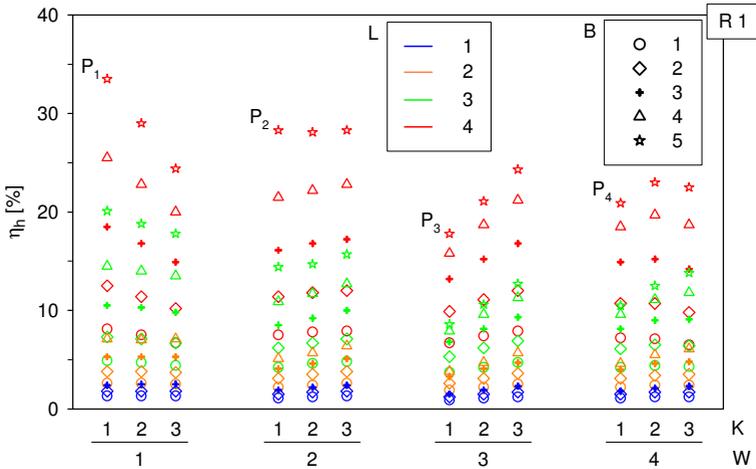


Bild 7.9: Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels η_h bei R1

Bei größerer DRV-Länge wirkt sich die gleiche Änderung von B auf η_h stärker aus: Symbole gleicher Farbe und Spalte streuen am meisten für L4. Das Verhalten unterschiedlicher Wellen bei gleicher Geometrie und Rauheit ist von den Punkten gleichen Symbols, gleicher Farbe und K-Spalte wiedergegeben. Die Punkte $P_1 \dots P_4$ in Bild 7.9 kennzeichnen somit die maximale relative Absenkung bei der Geometrie B5L4K1R1, deren Hüllkurven der Wassertiefe in Bild 7.8 entsprechend den vier Zuflussganglinien aufgetragen sind.

Einfluss der Vorlandrauheit

Die Diagramme für die anderen Werte der Kenngröße R – im Anhang A gesammelt – unterscheiden sich kaum von denen für R1, so dass eine visuelle Gegenüberstellung sehr schwerfällt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird daher vorgezogen, die Abweichung der zwei extremen Fälle

$$\Delta\eta_h = \eta_h(R1) - \eta_h(R4) \tag{7.5}$$

in Bild 7.10 darzustellen. Da die Abweichungen bei R2 bzw. R3 noch kleiner ausfallen, werden sie auch nicht wiedergegeben. Das Diagramm 7.10 verdeutlicht, wie eine Zunahme der Vorlandrauheit – bei R4 beträgt der Stricklerbeiwert nur noch die Hälfte wie bei R1 – einen leichten

Wirksamkeitsverlust der relativen Wassertiefenabsenkung bewirkt. Dieser Verlust steigt mit der DRV-Länge, bleibt aber trotzdem unter 5% begrenzt.

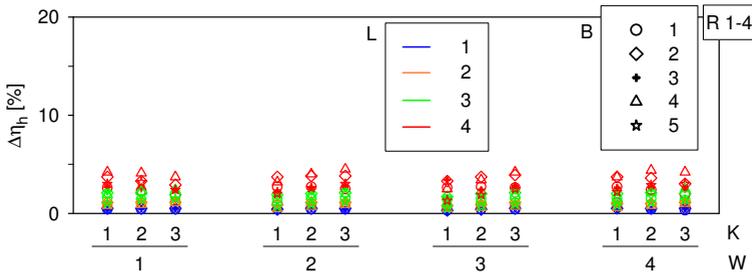


Bild 7.10: Differenz der maximalen relativen Absenkung des Wassertiefenscheitels $\Delta\eta_h$ zwischen R1 und R4

Wenn beispielsweise in einer 720 m breiten DRV der Länge 3,6 km und bei einem $k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ im Hauptgerinne (B4L2K2) die Vorlandrauheit auf $15 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ (R4) erhöht wird – was nach CHOW (1959) z. B. einem Gehölz mittlerer Dichte entspricht – dann verringert sich η_h um durchschnittlich 0,75%. Bei W1 sinkt η_h von 7,1% auf 6,1% und bei W3 von 4,7% auf 4,1%. Das entspricht einer Differenz des maximalen Wassertiefenscheitels von nur ca. 8 cm zwischen allen vier Wellen. Auch die Werte von W2 und W4 bleiben in diesem Bereich eingeschlossen. Der Einfluss der relativen Rauheit auf η_h bleibt schließlich sehr marginal.

7.3.2 Restabsenkung des Wassertiefenscheitels

Neben der örtlichen maximalen Absenkung des Wassertiefenscheitels stellt die *Restabsenkung* $\eta_{h,UW}$ – d. h. die Absenkung des Wassertiefenscheitels unmittelbar unterhalb der DRV – eine weitere Kenngröße der entsprechenden Hüllkurve dar. Sie hängt hauptsächlich von der Retention ΔQ in der DRV ab. In Bild 7.11 sind die Werte der Restabsenkung bei R1 (gleicher Rauheit im Hauptgerinne und im Vorland) aufgeführt. Es fällt gleich auf, dass bei den zwei Hochwasserwellen mit ausgeprägter Anstiegszeit, W3 und W4, keine nennenswerte Restabsenkung vorhanden ist. Aus einem Vergleich mit Bild 7.9, in dem für diese Wellen maximale relative Absenkungen auch bis über 20% zu verzeichnen sind, geht hervor, dass eine DRV nur einen lokalen Effekt auf verhältnismäßig flache Hochwasserwellen ausübt. Bei steileren Wellen entsteht hingegen auch ein Resteffekt unterhalb der DRV. Seine Größenordnung beschränkt sich

aber auf nur wenige Prozentpunkte: Erst bei sehr hohen Abmessungen der DRV ($L \geq 3, B \geq 4$) steigt die Restabsenkung in den Bereich 5 bis 15 %.

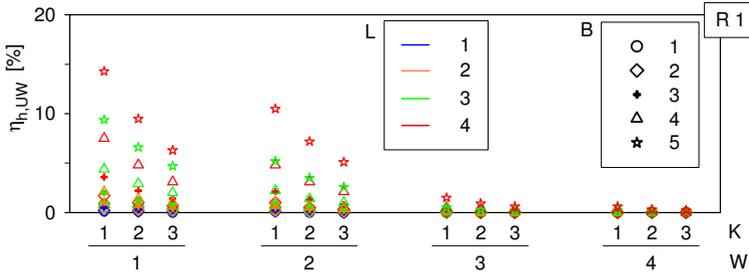


Bild 7.11: Restabsenkung $\eta_{h,UW}$ bei R1

7.3.3 Retentionswirkung und Abminderung des Durchflussscheitels

Die Kenngröße, die die Retention einer DRV am besten ausdrückt, ist die stromab der DRV vorhandene Abminderung des Durchflussscheitels. In ähnlicher Weise wie für die maximale Absenkung des Wassertiefscheitels (Abschnitt 7.3.1) wird hier die relative Retentionswirkung $\eta_{Q,UW}$ als relative Differenz aus Abflussscheitel Q_{HG} beim Nichtvorliegen der DRV und Abflussscheitel Q_{DRV} beim Vorliegen der DRV am Querschnitt UW unmittelbar unterhalb der DRV definiert:

$$\eta_{Q,UW} = \frac{Q_{HG} - Q_{DRV}}{Q_{HG}} \Bigg|_{UW} = 1 - Q'_{UW}. \quad (7.6)$$

In Bild 7.12 sind die Werte der relativen Retentionswirkung bei R1 (gleiche Rauheit im Hauptgerinne und im Vorland) wiedergegeben. Wie schon für die Restabsenkung $\eta_{h,UW}$, erfährt vor allem die Zuflussganglinie W4 eine unerhebliche Retention. Auch für die Welle W3 ist keine Abflussscheitelabminderung zu verzeichnen, ausgenommen bei der DRV der größten Ausdehnung (B5L4). Die zwei ersten Hochwasserwellen (mit Anstiegszeit $t^* \leq 2$ Tage) erfahren hingegen von mittelgroßen DRV-Abmessungen an aufwärts (B4L2 oder B3L4) eine nicht vernachlässigbare Retention. Der Retentionseffekt nimmt nicht nur mit der Ausdehnung der DRV, sondern auch mit der Rauheit im Hauptgerinne (umgekehrt proportional zum Parameter K) zu. Wie der Tabelle B.10 im Anhang entnommen werden kann, reichen die Zahlenwerte von $\eta_{Q,UW}$ für die Konfigurationen mit

mittelgroßen DRV-Abmessungen von 0,8 bis zu 26,4%. Bild 7.13 zeigt die reale Abflussminderung ΔQ entsprechend Bild 7.12. Für die oben genannten Parameterkonfigurationen misst sie 30 bis 731 m³/s.

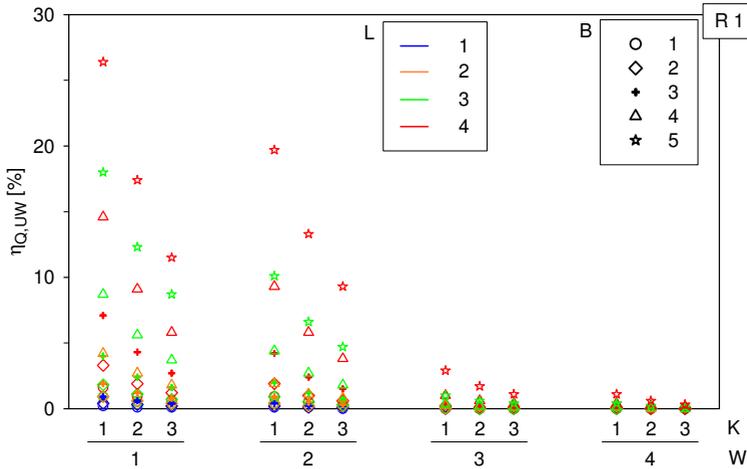


Bild 7.12: Retentionswirkung $\eta_{Q,UW}$ bei R1

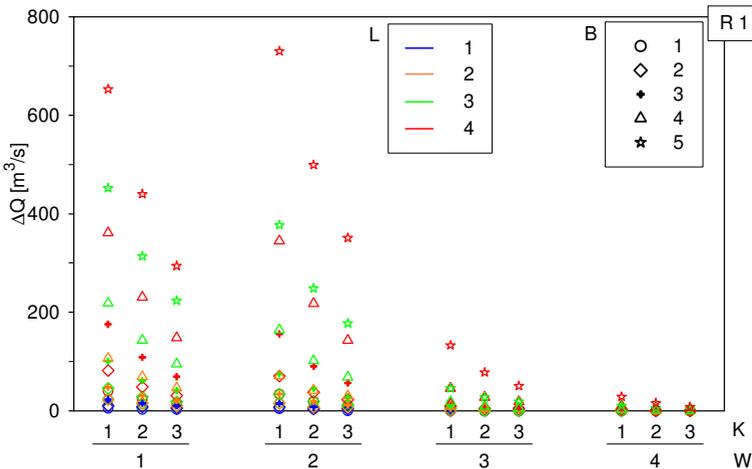


Bild 7.13: Abminderung des Durchflussscheitels ΔQ bei R1

Aus diesen Ergebnissen folgt, dass eine in der Praxis noch ausführbare bzw. wirtschaftliche DRV (der geometrischen Parameter $B < 4$ und $L < 3$) sich als ineffektiv erweist, um eine bemerkenswerte Retention

zugunsten der Unterlieger hervorzurufen. Ein Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss (Hochwasser-Polder) kann bei gleicher Ausdehnung deutlich bessere Ergebnisse erzielen. Eine nicht unerhebliche örtliche Absenkung des Wassertiefenscheitels innerhalb und oberhalb der DRV ist hingegen schon ab Deichrückverlegungen kleiner Abmessungen (ab $L \geq 2$) vorhanden. Diese Reduktion tritt außerdem auch bei Hochwasserwellen mit großen Anstiegszeiten auf, wie auch aus dem Rechenbeispiel bei stationärem Abfluss von Abschnitt 4.2.2 hervorgeht.

7.3.4 Wassertiefenanhebung am DRV-Auslauf

In den vorangehenden Diagrammen des Wassertiefenscheitels (u. a. in Bild 7.6) ist in Analogie zum stationären Fall vom Abschnitt 4.4.1 eine – stromauf schauend – mehr oder weniger ausgeprägte Wasserspiegelanhebung $\Delta h_{x'=1}$ am Verengungsquerschnitt der DRV zu sehen.

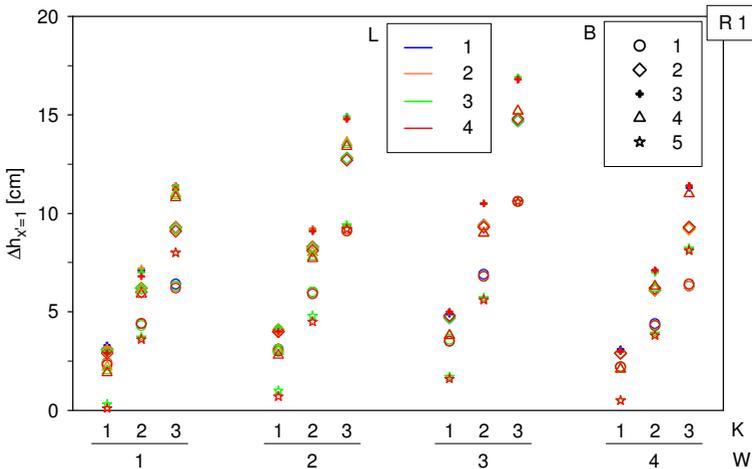


Bild 7.14: Wassertiefendifferenz an der Verengung $\Delta h_{x'=1}$ bei R1

Die entsprechenden Werte sind in Bild 7.14 und im Anhang in Tabelle B.13 bei R1 (gleicher Rauheit im Hauptgerinne und im Vorland) in cm wiedergegeben. Das Diagramm verdeutlicht, dass die Wassertiefenanhebung unabhängig von der DRV-Länge ist: Symbole gleicher Form, aber unterschiedlicher Farbe, liegen praktisch übereinander. Das Ergebnis ist nicht unbedingt voraussehbar, weil, obwohl der Abfluss strömend erfolgt, es sich ohnehin um einen allmählich instationären Strömungsvorgang handelt. $\Delta h_{x'=1}$ nimmt mit der Rauheit ab (steigt mit K an) und mit

dem Abflussscheitel Q_S zu. Die Werte für W1 und W4 sind nämlich sehr ähnlich und bei konstanten anderen Parametern weist die Welle W3 die höchsten Werte auf. Insgesamt überschreiten sie dennoch die 20 cm Marke nicht.

Im Vergleich zu den im Diagramm 4.18 für den stationären Abfluss vorgesehenen Werten fallen diejenigen für eine Hochwasserwelle kleiner aus. Das Verhältnis verringert sich mit steigenden $\Delta h_{x'=1}$ -Werten und beträgt ca. 1/3 bei den höheren Wassertiefendifferenzen bzw. 1/7 bei den kleineren. Die diesem Unterschied zugrunde liegenden Ursachen sind wahrscheinlich einerseits die verschiedene Querschnittsform – dort Erweiterung eines Rechteckprofils, hier DRV eines Trapezprofils – und andererseits die differente Implementierung der Energieverluste in den Lösungsalgorithmus. Die Bedeutung der Wassertiefenanhebung am Auslauf der DRV sinkt jedenfalls mit der DRV-Länge. Eine eventuelle Ungenauigkeit in $\Delta h_{x'=1}$ der oben erwähnten Größenordnung beeinträchtigt daher die Gültigkeit der Ergebnisse nicht. Auch die in den vorangehenden Abschnitten über die Zusammenhänge der Parameter mit den Kenngrößen angestellten Überlegungen gelten weiterhin.

Nichtsdestoweniger bedarf das Verhalten der Wassertiefenanhebung an einer Querschnittsverengung beim instationären Abfluss weiterer Forschung.

7.4 Fazit

Aus der Auswertung der Ergebnisse der Parameterstudie lassen sich folgende allgemeingültige Bemerkungen über die Wirksamkeit einer Deichrückverlegung im Flussmittellauf beim Durchlaufen einer Hochwasserwelle zusammenfassen:

- Unterhalb der DRV ist nur bei steileren Hochwasserwellen der Anstiegszeit $t^* \leq 2$ Tage und bei sehr großen Abmessungen der DRV ($L_V \geq 40 \cdot b_H$, $B_V \geq 4 \cdot b_H$) eine Minderung des Wassertiefenscheitels in einer Höhe von 5 bis 15 % zu vermerken. Innerhalb und oberhalb der DRV ist hingegen schon ab Deichrückverlegungen kleiner Abmessungen und auch für quasi-stationäre Verhältnisse eine Absenkung des Wassertiefenscheitels vorhanden.
- Beide planimetrischen Abmessungen der DRV verstärken sowohl das Senkungsprofil oberhalb der DRV als auch die maximale Wasserspiegelabsenkung am DRV-Einlauf und die Restabsenkung stromab.

Letztere drückt die Instationarität des Phänomens aus: Beim stationären Abfluss – also auch bei ausreichend flachen Hochwasserwellen, die das Kriterium von Abschnitt 6.3.3 erfüllen – ist sie gleich null.

- Die maximale relative Wassertiefenabsenkung hängt stark von der DRV-Länge, dann von der Breite und schließlich, doch viel weniger, von Zuflussganglinie und Rauheit ab. Sie variiert für den untersuchten Parameterraum zwischen 2,5 und 33,5 %.
- Die Wasserspiegelabsenkung infolge einer DRV nimmt mit steigender Gerinne- bzw. Vorlandrauheit ab, mit dem Unterschied, dass letztere keinen nennenswerten Einfluss unterhalb der DRV hat.
- Die Retentionswirkung einer DRV ist stark von der durchlaufenden Hochwasserwelle abhängig: Flache Wellen mit einer Anstiegszeit $t^* > 2$ Tage erfahren keine nennenswerte Retention, steilere Wellen unterliegen hingegen einer Abminderung des Durchflussscheitels in der Größenordnung bis zu 25 %. Sie steigt ferner mit den DRV-Abmessungen und mit der Gerinnerauheit.
- Ab einer Länge größer der effektiven Mindestlänge $L_{A\text{eff}}$ nach Gleichung 4.19 wirkt schließlich eine DRV im Flussmittellauf wasserspiegelsenkend für Anlieger und Oberlieger. Die Unterlieger können hingegen von einer DRV nur bei kleineren Hochwassern bzw. bei DRV mit sehr großen Abmessungen profitieren.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Das hydrodynamische Verhalten von Flussaufweitungen/Deichrückverlegungen in Zusammenhang mit dem Durchgang von Hochwasserwellen stand im Fokus der vorliegenden Arbeit. Für die sich einstellende Scheitelabminderung bzw. Wasserspiegellinie wurde der Beitrag des Hauptgerinnes von dem der Aufweitung getrennt, der Effekt beim stationären bzw. instationären Abfluss untersucht und eine vollständige bzw. partielle Vergrößerung des Fließquerschnitts berücksichtigt. Eine Parameterstudie mit besonderem Augenmerk auf die Einhüllende des Wassertiefenscheitels wurde für eine Deichrückverlegung (DRV) vorgenommen. Die in dieser Arbeit gewonnenen neuen Ergebnisse und wissenswerten Kenntnisse eignen sich für praxisnahe Anwendungen, besonders bei der Festlegung der Wirksamkeit unterschiedlicher Varianten in der Vorplanung.

Die Betrachtung einer Gerinneaufweitung von variabler Länge bei stationärem Abfluss hat gezeigt, dass die aus dem Schrifttum bekannten Wasserspiegellinien nur im unmittelbaren Bereich der Querschnittsänderung zutreffend sind. Auf einer Skala von einigen hundert Metern bis zu einigen Kilometern konnte theoretisch bzw. durch numerische Beispiele geschlussfolgert werden, dass sich in Abhängigkeit von der Aufweitungslänge stromaufwärts eine Absenkung des Wasserspiegels einstellen kann.

Die Einführung bzw. die Definition einer Kenngröße, der *effektiven Mindestlänge* einer Flussaufweitung, ermöglicht, im Vorfeld zuverlässig abschätzen zu können, ob die Flussaufweitung eine Wasserspiegelsenkung oder eine durchgehende Anhebung des Wasserspiegels hervorruft. Für diese neue Kenngröße werden eine dimensionslose Gleichung abgeleitet, eine vereinfachte Lösung vorgeschlagen und entsprechende Diagramme zur Anwendung bereitgestellt. Es wird gezeigt, dass die effektive Mindestlänge mit dem Breitenverhältnis wächst und direkt proportional mit dem Quadrat der Froudezahl im Unterwasser steigt. Aus einem Vergleich mit numerischen Berechnungen lässt sich eine gute Übereinstimmung auch für die graphische Lösung schlussfolgern. Zukünftige Untersuchungen könnten den in der Ableitung der o. g. Gleichung nicht berücksichtigten

Instationaritätscharakter eines Hochwassers beinhalten.

Das Verhalten von Wasserspiegel und Durchfluss im Zusammenhang mit dem Instationaritätscharakter eines Hochwassers wird zuerst bei einem Rechteckgerinne mit einer Aufweitung fester Abmessungen untersucht. Aus den Ergebnissen eindimensionaler hydronumerischer Berechnungen mit der Software MIKE11 für zwei synthetische Zuflussganglinien gleichen Scheitels folgt, dass die steilere Welle eine ausgeprägtere relative Dämpfung bei der Aufweitung erfährt als die flachere. Letztere Welle wird hingegen von der Aufweitung prozentual stärker gebremst.

Die Gegenüberstellung einer vollständigen mit einer partiellen Vergrößerung des Fließquerschnitts führte zur Schlussfolgerung, dass die vollständige Vergrößerung des Fließquerschnitts hinsichtlich der Retention und der Wasserspiegelsenkung theoretisch effektiver ist. Da aber in der Praxis diese flussbauliche Maßnahme mit höheren Kosten und Nachteilen verbunden ist, wird ihre Untersuchung nicht weiter verfolgt, sondern das Augenmerk auf eine Parameterstudie einer Deichrückverlegung gelegt.

Ob ein quasi-stationärer Ansatz zur Abschätzung der Retentionswirkung einer DRV ausreichend ist, wird mithilfe von zwei in dieser Arbeit entwickelten neuen Kriterien überprüft. Ihre Anwendung auf die vier verwendeten Zuflussganglinien bei der DRV der größten Abmessungen ($1,44 \times 14,4$ km) zeigt, dass die stationäre Betrachtung nur für die flachste Zuflussganglinie (Anstiegszeit von 10 Tagen) gerechtfertigt ist. Die numerischen Berechnungen liefern bei dieser Konfiguration tatsächlich eine mit 0,6 % völlig vernachlässigbare Abminderung des Durchflussscheitels; zusätzlich bestätigen sie die Verlässlichkeit der eingeführten neuen Methode.

Für die Zusammenstellung der 960 berücksichtigten Parameterkombinationen bzw. ihre Implementierung in dem hydronumerischen Modell wird eine allgemeine, halbautomatische Prozedur (Preprozessor) in der Programmiersprache *Visual Basic* geschrieben. Sie vermeidet die Einführung grober Fehler und führt je nach Anzahl der Varianten zu einem beträchtlichen Zeitgewinn von üblicherweise zwei Größenordnungen. Eine zweite, in Excel integrierbare Prozedur (Postprozessor) ermöglicht eine parametrische Kurvendarstellung nach mehreren Kriterien. Gegenüber der manuellen Diagrammerstellung oder der Anwendung der dedizierten Software *MikeView* bietet sie den wesentlichen Vorteil einer schnellen parametrischen Gegenüberstellung mehrerer Längsprofile.

Die zum ersten Mal in diesem Umfang durchgeführte Parameterstudie verfolgt zum einen das Ziel, möglichst allgemeine Ergebnisse bereitzustellen: Daher die einfache Geometrie und die sorgfältigen Normierun-

gen. Dank einer gezielten Auswahl der Parameterwerte lassen sich zum anderen die Resultate, obwohl eher als Anhaltswerte, direkt auf den Elbabschnitt bei Dresden übertragen. Die Auswertung der Ergebnisse der Parameterstudie hat zu den folgenden signifikanten Erkenntnissen geführt:

- Ab einer Länge, die größer als die effektive Mindestlänge ist, wirkt eine DRV im Flussmittellauf wasserspiegelsenkend für Anlieger und Oberlieger. Die Unterlieger profitieren von einer DRV nur bei kleineren Hochwassern bzw. bei DRV mit sehr großen Abmessungen.
- Beide planimetrischen Abmessungen der DRV verstärken sowohl das Senkungsprofil oberhalb der DRV als auch die maximale Wasserspiegelsenkung am DRV-Einlauf und die Restabsenkung stromab.
- Mit steigender Gerinne- bzw. Vorlandrauheit nimmt einerseits die von der DRV hervorgerufene Absenkung des Wassertiefenscheitels ab, andererseits nimmt die Abminderung des Durchflussscheitels zu.
- Die Instationarität des Phänomens spiegelt sich im Vorliegen einer Restabsenkung des Wassertiefenscheitels unterhalb der DRV wider.
- Die maximale relative Wassertiefenabsenkung hängt stark von den Abmessungen der DRV und deutlich weniger von der Zuflussganglinie und der Rauheit ab.
- Die Retentionswirkung einer DRV ist stark von der durchlaufenden Hochwasserwelle abhängig: Nur steile Wellen unterliegen einer Abminderung des Durchflussscheitels.

Es wurde festgestellt, dass die Hüllkurven des Wassertiefenscheitels mit dem Zuflussscheitel bzw. beim gleichen Zuflussscheitel mit der Fülle steigen. Es sollte zukünftig unter Berücksichtigung einer größeren Anzahl von Hochwasserwellen untersucht werden, inwieweit ihre Eigenschaften in einem einzigen Parameter zusammengefasst werden können, der ein eindeutiges Ordnungskriterium für den sich einstellenden Wassertiefenscheitel ausdrückt.

Weitere Möglichkeiten zur Fortentwicklung bestehen in der Erweiterung der Studie auf andere, bis dato konstant angenommene Parameter, insbesondere das Sohlgefälle und die Vorlandhöhe, und in der Auswertung weiterer hydrodynamischer Kenngrößen wie Fließgeschwindigkeit und

Sohlschubspannung. In der vorliegenden Arbeit wird nämlich eine feste Sohle vorausgesetzt. Hinsichtlich morphologischer Veränderungen der Sohle hat der Zusammenhang zwischen Geschiebetransport und Flussaufweitung/Deichrückverlegung bei einem Hochwasser noch zusätzlich Bedeutung. Einzelne, gezielte Untersuchungen sind im Schrifttum vorhanden (HUNZINGER, 1998), doch sollten weiterführende Forschungsarbeiten im Sinne der vorliegenden Arbeit an dieser Stelle ansetzen. Eine 2D-Betrachtung ist in diesem Fall erforderlich.

Literaturverzeichnis

- BAW (2000):** *Untersuchungen der Auswirkung von Maßnahmen im Elbevorland auf die Strömungssituation und die Flussmorphologie am Beispiel der Erosionsstrecke und der Rückdeichungsbereiche zwischen Wittenberge und Lenzen. Schlussbericht.* Bundesanstalt für Wasserbau - FKZ0339575 in elise.bafg.de, Karlsruhe
- Bleyel, B. (2001):** *Deichrückverlegung bei Lenzen.* In: Wasserwirtschaft Wassertechnik, Heft 8: S. 24–28
- Bloß, S. (2003):** *Anwendungsbereich 1D-Modelle.* In: Numerische Simulationsmodelle für Fließgewässer. Beiträge zum Seminar am 12./13. Mai 2003 in Stein bei Nürnberg. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung., Heft 3: S. 135–154
- Bollrich, G. (1989):** *Technische Hydromechanik 2,* Verlag für Bauwesen, Berlin, Kapitel: Allmählich veränderliche instationäre Strömung in offenen Gerinnen, S. 636 ff.
- Bollrich, G. (2000):** *Technische Hydromechanik 1.* Verlag Bauwesen, Berlin
- Capart, H.; Eldho, T.I.; Huang, S.Y. et al. (2003):** *Treatment of Natural Geometry in Finite Volume River Flow Computations.* In: Journal of Hydraulic Engineering, Heft 129(5): S. 385–393, URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(2003\)129:5\(385\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:5(385))
- Chaturvedi, R.S. (1963):** *Expansive Subcritical Flow in Open Channel Transitions.* In: Journal of the Institution of Engineers, Heft 43: S. 447–487
- Chen, J.; Steffler, P. und Hicks, F. (2007):** *Conservative formulation for natural open channels and finite-element implementation.* In: Journal of Hydraulic Engineering, Heft 133(9): S. 1064–1073
- Chow, V.T. (1959):** *Open-Channel Hydraulics.* McGraw-Hill Book Company, Inc., New York

- De Saint-Venant, A.J.C.B. (1871):** *Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec applications aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit.* In: *Comptes rendus, Académie des Sciences*, Heft 73: S. 148–154
- DHI (2004):** *MIKE 11 - Reference Manual.* Danish Hydraulic Institute - Water & Environment, Hørsholm (DK)
- Di Silvio, G. (1969):** *Flood wave modification along prismatic channels.* In: *Journal of the Hydraulics Division*, Heft 95(HY5): S. 1589–1614
- Di Silvio, G. (1970):** *Attenuazione delle onde di piena lungo corsi d'acqua provvisti di espansioni golenali.* In: *Atti dell'Istituto Veneto di scienze, lettere ed arti. Anno acc. 1969-70.*, Heft CXXVIII: S. 125–145
- DIN 4049-1 (1992):** *DIN 4049 Teil 1 - Hydrologie, Grundbegriffe.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin
- DIN 4049-3 (1994):** *DIN 4049 Teil 3 - Hydrologie, Begriffe zur quantitativen Hydrologie.* Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin
- DVWK (1991):** *Merkblatt 220 - Hydraulische Berechnung von Fließgewässern.* Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V., Bonn
- Dyck, S. (1980):** *Angewandte Hydrologie - Teil 1: Berechnung und Regelung des Durchflusses der Flüsse.* Verlag für Bauwesen, Berlin
- Faulhaber, P. (1997):** *Hydraulisch-morphologische Untersuchung von Rückdeichungen bei Lenzen (Elbe).* In: *Auenreport - Beiträge aus dem Naturpark "Brandenburgische Elbtalaue"*, Landesanstalt für Großschutzgebiete, Rühstädt, Berlin, Heft 3
- Fiorillo, G. (2003):** *Dispense del Corso di Idraulica fluviale.* Università degli Studi di Padova, unveröffentlicht, (I)
- Fischer, M. (2008):** *Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern - Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung.* In: *Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München*, TU München, Heft 119

- Forchheimer, P. (1930):** *Hydraulik*. Teubner, Leipzig, 3 Auflage
- Formica, G. (1955):** *Esperienze preliminari sulle perdite di carico nei canali dovute a cambiamenti di sezione*. In: *L'Energia Elettrica*, Heft 32(7): S. 554–567
- Fread, D.L.; Jin, M. und Lewis, J.M. (1996):** *An LPI Numerical Implicit Solution for Unsteady Mixed-Flow Simulation*. In: *Proceedings of North American Water and Environment Congress & Destructive Water*, ASCE, Anaheim, CA, S. 322–327
- French, R.H. (1985):** *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill Book Company, Inc., New York
- Garbrecht, G. (1961):** *Abflußberechnungen für Flüsse und Kanäle*. In: *Die Wasserwirtschaft*, Heft 2: S. 40–45
- Ghetti, A. (1987):** *Idraulica*. Edizioni Libreria Cortina, Padova (I)
- Haider, S. (1994):** *Der Beitrag von Vorlandüberflutungen zur Verformung von Hochwasserwellen*. In: *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie*, ETH Zürich, Heft 128
- HEC (2008):** *HEC-RAS River Analysis System, Hydraulic Reference Manual. Version 4.0*. Hydrologic Engineering Center of the U.S. Army Corps of Engineers, Davis (USA)
- Henderson, F.M. (1966):** *Open Channel Flow*. Macmillan Publishing Co., Inc., New York
- HS S.r.l. (2004):** *Idraulica delle correnti a pelo libero a moto permanente ed a moto vario*. In: *Dispense del corso avanzato per software Hec-Ras*, Capannori (I)
- Hunzinger, L.M. (1998):** *Flussaufweitungen - Morphologie, Geschiebehaushalt und Grundsätze zur Bemessung*. In: *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie*, ETH Zürich, Heft 159
- Indlekofer, H.M. (2004):** *Zur hydraulischen Wirkung von flexiblem Bewuchs*. In: *Wasser und Abfall*, Heft 4: S. 20–23

- Jäger, C. (1936):** *Der Mischungsvorgang bei plötzlichem Querschnittsübergang.* In: *Wasserkraft und Wasserwirtschaft*, Heft 31(24): S. 306–309
- Kozeny, J. (1929):** *Über die Regelung des Seeabflusses.* In: *Wasserwirtschaft*, Heft 32
- Krahe, P.; Naef, F.; Helbig, A. et al. (2004):** *Entwicklung einer Methodik zur Analyse des Einflusses dezentraler Hochwasserrückhaltemaßnahmen auf den Abfluss des Rheins.* In: *Berichte der KHR*, Internationale Kommission für die Hydrologie des Rheingebietes, Lelystad (NL), Nr. 21
- Kundzewicz, Z. (1982):** *Parameteruntersuchungen zur Berechnung des Hochwasserablaufs in Gerinnen.* In: *Mitteilungen des Institutes Wasserbau III*, Universität Karlsruhe, Heft 23
- LAWA (1995):** *Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz. Hochwasser - Ursachen und Konsequenzen.* Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Stuttgart, URL <http://www.lawa.de/pub/kostenlos/hwnw/Leitlinien.pdf>
- LAWA (2000):** *Wirksamkeit von Hochwasservorsorge- und Hochwasserschutzmaßnahmen.* Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, Schwerin, URL <http://www.lawa.de/pub/kostenlos/hwnw/hwschutz.pdf>
- Lencastre, A. (1987):** *Handbook of hydraulic engineering.* Ellis Horwood Limited, Chichester (GB)
- LfU (2002):** *Hydraulik naturnaher Fließgewässer - Neue Berechnungsverfahren für naturnahe Gewässerstrukturen.* Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Karlsruhe
- LfUG (2005):** *Hydrologisches Handbuch - Teil 3 - Gewässerkundliche Hauptwerte.* Landesamt für Umwelt und Geologie des Freistaates Sachsen
- Lorenz, U. (2003):** *Hochwasserschutz.* In: *LBV-Positionen*, Landesbund für Vogelschutz in Bayern e. V. (LBV), Hilpoltstein, URL http://www.lbv.de/fileadmin/lbv_de/standpunkte/positionspapier-hochwasserschutz.pdf
- Marchi, E. und Rubatta, A. (1981):** *Meccanica dei fluidi - principi ed applicazioni idrauliche.* UTET, Torino (I)

- Martin, H. (2002):** *Vorlesung zur Einführung in die Nichtstationäre Wasserbewegung. Teil II - Oberflächenwellen.* Unveröffentlicht
- Montes, S. (1998):** *Hydraulic of Open Channel Flow.* ASCE, Reston (USA)
- Moussa, R. und Bocquillon, C. (2000):** *Approximation zones of the Saint-Venant equations for flood routing with overbank flow.* In: Hydrology and Earth System Sciences, Heft 4(2): S. 251–261, URL <http://www.hydrol-earth-syst-sci.net/4/251/2000/hess-4-251-2000.pdf>
- Nashta, C.F. und Garde, R. (1988):** *Subcritical flow in rigid-bed open channel expansions.* In: Journal of Hydraulic Research, Heft 26(1): S. 49–65
- Nestmann, F. und Büchele, B. (2002):** *Morphodynamik der Elbe. Schlussbericht des BMBF-Verbundprojektes mit Einzelbeiträgen der Partner und Anlagen-CD.* Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe (TH), Karlsruhe
- Nujić, M. (2003):** *Hydro_AS-2D. Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis.* Benutzerhandbuch, unveröffentlicht
- Pohl, R. (1990):** *Die Berechnung der Wasserspiegellage in abschnittsweise regelmäßigen offenen Gerinnen.* In: Wasserwirtschaft - Wassertechnik, Heft 40: S. 172–175
- Ponce, V.M. und Simons, D.B. (1977):** *Shallow Wave Propagation in Open Channel Flow.* In: Journal of the Hydraulics Division, Heft 103(12): S. 1461–1476
- Rossi, F. und Salvi, F. (2001):** *Manuale di ingegneria civile,* Heft 1. Zanichelli/E.S.A.C., 3 Auflage
- Schwaller, G. und Tölle, U. (2005):** *Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss.* In: *Materialien,* Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München, Heft 122
- Seckin, G. und Atabay, S. (2005):** *Experimental backwater analysis around bridge waterways.* In: Canadian Journal of Civil Engineering, Heft 32(6): S. 1015–1029, URL <http://search.ebscohost.com/login.aspx?direct=true&db=a9h&AN=19420127&site=ehost-live>

- Seckin, G.; Yurtal, R. und Haktanir, T. (1998):** *Contraction and Expansion Losses through Bridge Constrictions*. In: Journal of Hydraulic Engineering, Heft 124(5): S. 546–549, URL [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1998\)124:5\(546\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1998)124:5(546))
- Singh, V.P. (1996):** *Kinematic Wave Modeling in Water Resources: Surface-water Hydrology*. John Wiley & Sons, New York
- Skogerboe, G.V.; Austin, L.H. und Bennett, R.S. (1971):** *Energy loss analysis for open channel expansions*. In: Journal of the Hydraulics Division, Heft 97(10): S. 1719–1736
- Smith, C.D. und Yu, J.N.G. (1966):** *Use of Baffles in Open Channel Expansions*. In: Journal of the Hydraulics Division, Heft 92(2): S. 1–17
- Spurk, J.H. (1993):** *Strömungslehre. Einführung in die Theorie der Strömungen*. Springer Verlag, Berlin, 3. Auflage
- Strobl, T. und Zunic, F. (2006):** *Wasserbau - Aktuelle Grundlagen, neue Entwicklungen*. Springer Verlag, Berlin
- Teschke, U. und Pasche, E. (2005):** *Instationäre Abflussberechnung natürlicher Fließgewässer*. In: Binnenschifffahrt, Heft 5: S. 48–50
- Tingsanchali, T. und Lal, N.K. (1988):** *Subsidence of flood waves in overbank flow areas*. In: Journal of Hydraulic Research, Heft 26(5): S. 585–597
- Vischer, D. und Hager, W.H. (1992):** *Hochwasserrückhaltebecken*. Verlag der Fachvereine an den schweizerischen Hochschulen und Techniken AG, Zürich
- Wesseling, P. (2001):** *Principles of Computational Fluid Dynamics, Springer Series in Computational Mathematics*, Heft 29. Springer Verlag, Berlin
- Yen, C.L. (1978):** *Subsidence of peak flow in channels with storage areas*. In: Journal of Hydraulic Research, IAHR, Heft 16(4): S. 309–326

Symbolverzeichnis

Symbol Einheit Bezeichnung

Große Buchstaben:

A, A_o, A_u	m^2	Fließfläche, - im Oberwasser, - im Unterwasser
B	m	Gerinnebreite
C	$m^{1/2}s^{-1}$	Geschwindigkeitsbeiwert nach <i>de Chézy</i>
C_r	-	<i>Courant-Zahl</i>
D	m^2/s	Diffusionskoeffizient
E	m	Gesamtenergiehöhe
F_D	N	hydrostatische Druckkraft
F_G	N	Gewichtskraft
F_R	N	Reibungskraft
F_r	-	Froudezahl
I_0	-	Sohlgefälle
I_{gr}	-	Grenzgefälle
I_E	-	Energieliniengefälle
K	-	kinematische Wellenzahl
K, K_0	m^3/s	hydraulischer Leitwert (<i>conveyance</i>)
L_0	m	Normierungslänge/charakteristische Länge
L_A	m	Aufweitungslänge
$L_{A\text{eff}}$	m	Effektive Mindestlänge der Aufweitung
L_V	m	Vorlandlänge
MQ	m^3/s	mittlerer Durchflusswert
Q	m^3/s	Durchfluss
Q'	-	relativer Durchflussscheitel
Q_B, Q_{bv}	m^3/s	Basisabfluss, bordvoller Abfluss des Gerinnes
Q_Z, Q_A	m^3/s	Zufluss, Ausfluss/Abfluss

Symbol	Einheit	Bezeichnung
Q_{ZS}	m^3/s	Anteil des Zuflussscheitel über dem bordvollen Abfluss Q_{bv}
Q^*, Q_S	m^3/s	Abflussscheitel
Re	-	Reynoldszahl
R_h	m	hydraulischer Radius in MIKE11
R_*	m	<i>Resistance Radius</i> in MIKE11
T_W	s	Wellenperiode/Dauer der Hochwasserwelle
T	m	Fließflächenbreite/Wellenperiode
T^+	-	dimensionslose Wellenperiode
V	m^3	Volumen
V_R	m^3	Rückhaltevolumen/Retentionsvolumen
V_V	m^3	Wasservolumen im Vorland

Kleine Buchstaben:

a, a_x	m	Wellenamplitude, - nach einer Fließstrecke x
a_f	-	Dämpfungsfaktor
b	m	Gerinnebreite
b_H	m	Wasserspiegelbreite bei bordvollem Abfluss im Hauptgerinne
b_V	m	Vorlandbreite
c	m/s	Wellengeschwindigkeit
\bar{c}	m/s	mittlere Wellengeschwindigkeit nach <i>Haider</i>
e	-	relativer Fehler
f_g, f_r	-	Formbeiwerte
f_0	-	Potenzfunktion für das Kriterium der Anwendbarkeit des stationären Ansatzes
f_R	-	Term in der <i>Formel von Bresse</i>
g	m/s^2	Erdbeschleunigung
h	m	Wassertiefe über der Sohle
h'	-	relativer Wassertiefenscheitel
h_E	m	Gesamtenergiehöhe über der Sohle
h_o, h_u	m	Normalabflusstiefe im Ober- bzw. im Unterwasser

Symbol	Einheit	Bezeichnung
h_S	m	Wassertiefenscheitel
$h_{S,DRV}$	m	Wassertiefenscheitel bei der Variante mit DRV
$h_{S,HG}$	m	Wassertiefenscheitel bei der Variante ohne DRV
h_V	m	Vorlandhöhe
h_W	m	Wasserstand
h_0	m	Normalabflusstiefe
h_{0u}	m	Normalabflusstiefe im Unterwasser
k	m	absolute Rauheit
k_{St}	$m^{1/3}s^{-1}$	<i>Manning-Strickler</i> -Beiwert
$k_{St,H}$	$m^{1/3}s^{-1}$	<i>Manning-Strickler</i> -Beiwert für das Hauptgerinne
$k_{St,V}$	$m^{1/3}s^{-1}$	<i>Manning-Strickler</i> -Beiwert für das Vorland
l_U	m	benetzter Umfang
m	-	Böschungsneigung
n	$s m^{-1/3}$	<i>Manning</i> -Beiwert
r	-	Formparameter
r_b	-	Breitenverhältnis
r_h	-	Wassertiefenverhältnis
r_{hy}	m	hydraulischer Radius
r_r	-	relative Rauheit
t	s	Zeit
t^*	s	Anstiegszeit
t_S	s	Ankunftszeit des Scheitels
u	m/s	mittlere Fließgeschwindigkeit
u_0	m/s	Fließgeschwindigkeit bei ungestörtem Abfluss
v	m/s	Geschwindigkeit
x	m	Raumkoordinate in Fließrichtung
x	-	allgemeine unabhängige Variable
x_L	m	Länge der betrachteten Fließstrecke
x_V	m	Fließkoordinate am Einlaufquerschnitt der DRV
x^+	-	dimensionslose Raumkoordinate in Fließrichtung
x_ε^+	-	dimensionsloser Abstand für das Kriterium zur Anwendbarkeit des stationären Ansatzes

Symbol	Einheit	Bezeichnung
x'	-	normierte Raumkoordinate in Fließrichtung
x'_{01}	-	normierter Bereich der DRV
y_G	m	Schwerpunkthöhe der Fließfläche über der Sohle
z	m	Sohlhöhe

Griechische Buchstaben:

α	-	Geschwindigkeitshöhenausgleichswert
α'	-	Impulsausgleichswert
β	-	Amplitudenfortpflanzungsfaktor bzw. Faktor zur Dämpfung des konvektiven Trägheitsgliedes in MIKE11
δ	-	logarithmischer Dekrement bzw. DELTA-Parameter in MIKE11
Δh_c	m	Wassertiefenanhebung bei einer Verengung
Δz	m	vertikaler Diskretisierungsschritt
ΔQ_g	m ³ /s	geschätzte Durchflussminderung
ΔQ_v	m ³ /s	vorhandene Durchflussminderung
Δx_{Ver}	m	Verschiebung der x-Achse
Δx_v	m	Mindestabstand nach der <i>Geschwindigkeitsbedingung</i> in MIKE11
Δt	s	Zeitschritt
ε	-	Schwellenwert/relativer Fehler
ζ, ζ_0	-	Verlustbeiwert
ζ_e, ζ_c	-	Verlustbeiwerte bei plötzlichen Querschnittsänderungen
$\eta_{Q,g}, \eta_{Q,v}$	-	geschätzte bzw. vorhandene Retentionswirkung
η_h	-	max. relative Absenkung des Wassertiefenscheitels
$\eta_{h,UW}$	-	Restabsenkung des Wassertiefenscheitels unmittelbar stromab der Deichrückverlegung
$\eta_{Q,UW}$	-	relative Retentionswirkung
θ	rad	Neigungswinkel der Sohle zur Horizontalen
Θ	-	dimensionsloser Durchfluss

Symbol	Einheit	Bezeichnung
λ	m	Wellenlänge
ρ	kg/m ³	Dichte
τ	-	dimensionslose Wellenperiode bzw. Zeit
τ_0	N/m ²	Sohlschubspannung

Abkürzungen:

DRV	Deichrückverlegung
Erw	Erweiterung
FP	Flutpolder
HG	Hauptgerinne
HN	hydronumerisch
HQ	Hochwasserabfluss
SA	<i>Storage Area</i>
UA	Uferabgrabung
UK	Umflutkanal
UW	Unterwasser
ges	gesamt
max	maximal
min	minimal
1D, 2D	ein-, zweidimensional

Hier nicht aufgeführte Zeichen sind im Text erläutert.

Tabellenverzeichnis

3.1	Abminderung des Scheitel- bzw. des Maximalwertes pro Meter Länge nach verschiedenen Autoren im Vergleich zu den berechneten Werten	37
3.2	Exponent p in Abhängigkeit von b'	39
4.1	Verhältnis der Froudezahlen r_{Fr} nach Gleichung 4.18 bei einer Querschnittsverengung für unterschiedliche Breitenverhältnisse, Sohlgefälle und Stricklerbeiwerte	74
4.2	Wasserspiegelanhebung Δh_c in cm und effektive Mindestlänge $L_{A\text{eff}}$ in m bei einer Querschnittsverengung	76
5.1	Unterschied der Wassertiefen- bzw. des Abflussscheitels an den Querschnittsänderungen einer Gerinneaufweitung bei Diskretisierungsschritt $\Delta x_{\min} = 10 m$ und Δx nach der Bedingung 5.6	106
5.2	Abschätzung des Scheiteldurchflusses über die Schlüsselkurve: Relativer Fehler	112
5.3	Courant-Zahl und erforderlicher Mindestabstand der Berechnungspunkte nach der Geschwindigkeitsbedingung	115
6.1	Zur 1D-HN-Berechnung der DRV erforderliche Parameter	119
6.2	Parametersatz: Werte und entsprechende Indizes	121
6.3	Bei der Aufstellung des Modells in MIKE11 verwendete Kenngrößen	122
6.4	Anwendbarkeit des stationären Ansatzes auf das Gerinne	131
6.5	Anwendbarkeit des stationären Ansatzes auf die DRV	132
6.6	Anzahl der Input-Dateien	134
6.7	Für die Kodierung der Dateinamen verwendete Buchstaben und entsprechende Parameter	137

B.1	Auszug aus der Liste der Parameterindizes für die Input-Dateien	198
B.2	Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] bei R1	199
B.3	Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] bei R2	200
B.4	Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] bei R3	201
B.5	Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] bei R4	202
B.6	Maximale Absenkung des Wassertiefenscheitels [m] bei R1	203
B.7	Maximale Absenkung des Wassertiefenscheitels [m] bei R4	204
B.8	Differenz der maximalen relativen Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] zwischen R1 und R4	205
B.9	Restabsenkung [%] bei R1	206
B.10	Retentionswirkung [%] bei R1	207
B.11	Durchflussscheitelabminderung [m^3/s] bei R1	208
B.12	Durchflussscheitelabminderung [m^3/s] bei R4	209
B.13	Wassertiefendifferenz an der Verengung [cm] bei R1	210

Bildverzeichnis

1.1	Aufbau der Arbeit mit Schwerpunkten der Kapitel . . .	4
2.1	Kontrollvolumen und Kenngrößen bei der Aufstellung des Impulssatzes für ein nicht-prismatisches Gerinne: Definitionsskizze	11
2.2	Fließfläche und Kenngrößen für die Ableitung der Wasserdruckkraft	14
2.3	Anordnung der Maxima für Energieliniengefälle (1), Fließgeschwindigkeit (2), Durchfluss (3) und Fließfläche (4) beim Ablauf einer Hochwasserwelle	21
3.1	Längsprofil von Durchfluss und Wassertiefe in einem prismatischen Gerinne: Definitionsschema	28
3.2	Vereinfachte Form der Zuflussganglinie nach DI SILVIO .	33
3.3	Abminderung des Scheitel- bzw. des Maximalwertes pro Meter Länge nach verschiedenen Autoren: Gegenüberstellung mit den berechneten Hüllkurven	36
4.1	Wasserspiegelverlauf bei plötzlicher Querschnittsänderung eines Rechteckgerinnes	46
4.2	Definitionsschema für den Impulssatz bei plötzlicher Querschnittsverengung eines Rechteckgerinnes	47
4.3	Wassertiefenverhältnis r_h (a) und auf die Untertiefentiefe h_3 bezogener Energieverlust (b) bei einer plötzlichen Querschnittsverengung unter der Annahme $h_2 = h_3$. . .	49
4.4	Wassertiefenverhältnis r_h (a) und auf die Untertiefentiefe h_3 bezogener Energieverlust (b) bei einer plötzlichen Querschnittsverengung unter der Annahme $h_2 = h_1$. . .	50
4.5	Verlustbeiwert bei einer plötzlichen Querschnittsverengung unter der Annahme $h_2 = h_1$	53

4.6	Symmetrische Querschnittserweiterung eines Rechteckgerinnes: Definitionsskizze	54
4.7	Energiehöhe über der Sohle h_E als Funktion der Wassertiefe h : Verlaufsvarianten M-1-N bis M-4-N	55
4.8	Wasserspiegel- und Energielinie bei einer plötzlichen Querschnittserweiterung bei Strömen	57
4.9	Energiehöhe- und Wassertiefendifferenz bei einer Querschnittserweiterung als Funktion des Verlustbeiwertes	58
4.10	Symmetrische Aufweitung der Länge L_A und Breite B in einem Rechteckgerinne der Breite b	59
4.11	Wassertiefe-Energiehöhe-Beziehung (links) und Längsprofil der Wassertiefe (rechts) in dem 100 m breiten Gerinne bei einer Aufweitung auf 200 m und Verlustbeiwerten $\zeta_e = 0,5$ bzw. $\zeta_c = 0,3$	60
4.12	Wassertiefe-Energiehöhe-Beziehung (links) und Längsprofil der Wassertiefe (rechts) in dem 100 m breiten Gerinne bei einer Aufweitung auf 200 m und Verlustbeiwerten $\zeta_e = 1,5$ bzw. $\zeta_c = 0,3$	61
4.13	Wassertiefe in einem 100 m breiten Gerinne bei einer Aufweitung auf 200 m und Verlustbeiwerten $\zeta_e = 0,5$ bzw. $\zeta_c = 0,3$	64
4.14	Wassertiefe in einem 100 m breiten Gerinne bei einer Aufweitung auf 200 m der Länge $L_A = 90$ km und Verlustbeiwerten $\zeta_e = 0,5$ bzw. $\zeta_c = 0,3$	65
4.15	Lageplan der untersuchten Linienführungen der DRV bei Lenzen aus BAW (2000)	66
4.16	Wasserspiegeldifferenz zwischen DRV und Nullzustand bei einem HQ ₂₀₋₂₅ aus BAW (2000)	67
4.17	Geometrische und hydrodynamische Kenngrößen bei einer Querschnittsverengung: Definitionsskizze	69
4.18	Wassertiefenverhältnis bei Querschnittsverengung: Vergleich der exakten Lösung von Gleichung 4.11 mit der Näherungslösung 4.14	71
4.19	Dimensionslose effektive Mindestlänge einer Flussbett-aufweitung bei einem Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,3$	75
4.20	Dimensionslose effektive Mindestlänge einer Flussbett-aufweitung bei kleineren Froudezahlen und einem Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,3$	77

5.1	Vollständige bzw. partielle Erweiterung des Fließquerschnitts nach unterschiedlichen Ansätze	80
5.2	Zuflussganglinien mit $500 \text{ m}^3/\text{s}$ Zuflussscheitel, 5 Stunden Anstiegszeit und Formparameter 2,5 bzw. 10	83
5.3	Wasserstand- und Durchflusshüllkurven bei $r = 10$: Vergleich des Erweiterungsansatzes (Erw) mit dem Ausgangszustand	84
5.4	Durchflussganglinie für den Einlauf (km 5) bzw. den Auslauf der Aufweitung (km 15) bei $r = 10$: Vergleich des Erweiterungsansatzes mit dem Ausgangszustand	86
5.5	Wasserstand- und Durchflusshüllkurven bei $r = 10$: Vergleich des <i>Storage Area</i> -Ansatzes (SA) mit dem Ausgangszustand	88
5.6	Wasserstand- und Durchflusshüllkurven für das Gerinne bei $r = 10$: Vergleich des Flutpolder-Ansatzes (FP) mit dem Ausgangszustand	90
5.7	Vergleich der Einhüllenden von Wassertiefe und Durchfluss für die Zuflussganglinien ($r = 2,5$ bzw. $r = 10$)	92
5.8	Hysterese, Wassertiefen- und Abflussganglinien für den Querschnitt am km 0	93
5.9	Hüllkurven der Wassertiefe und des Durchflusses für die zwei Zuflussganglinien in einem Gerinne mit bzw. ohne Aufweitung	94
5.10	Dimensionslose Wassertiefen- und Durchflusshüllkurven für das Erweiterungsansatz (Erw). Vergleich der zwei Zuflussganglinien ($r = 2,5$ bzw. $r = 10$)	96
5.11	Dimensionslose Ankunftszeit des Wassertiefenscheitels für den Erweiterungsansatz (Erw): Vergleich der zwei Zuflussganglinien	98
5.12	Dimensionslose Ankunftszeit des Durchflussscheitels für den Erweiterungsansatz (Erw): Vergleich der zwei Zuflussganglinien	99
5.13	Gegenüberstellung der relativen Scheitelwerte des Erweiterungsansatzes	101
5.14	Gegenüberstellung der relativen Scheitelwerte des <i>Storage Area</i> -Ansatzes	102
5.15	Gegenüberstellung der relativen Scheitelwerte des UK-Ansatzes	102
5.16	Aufteilung der Hochwasserwelle ($r = 2,5$) am Ein- bzw. Auslauf des Umflutkanals	103

5.17	Gegenüberstellung der relativen Scheitelwerte des FP-Ansatzes	104
5.18	Hysterese, Wassertiefen- und Abflussganglinien für den Querschnitt am km 25	110
5.19	Längsprofile der Wassertiefe und des Durchflusses, wenn die untere Randbedingung von km 40 auf km 80 verlegt wird	111
6.1	Lageplan und Querschnitt der Deichrückverlegung . . .	118
6.2	Zuflussganglinien für die Parameterstudie	120
6.3	Gültigkeitsbereich der Vereinfachungen der <i>De Saint-Venant-Gleichungen</i>	128
6.4	Abschätzung der Durchflussminderung einer DRV mit der vorgeschlagenen Methode der Geraden	129
6.5	Flussdiagramm der Prozedur für die Berechnung der Varianten	135
6.6	Eingabeformular für die Ergebnisdarstellung am Beispiel von Bild 7.1	138
6.7	Flussdiagramm der Postprozessor-Prozedur	140
7.1	Hüllkurven der Wassertiefe: B3K2R1	142
7.2	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: B3K2R1	143
7.3	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination B3K2R1W1: Einfluss der DRV-Länge . . .	144
7.4	Achsenverschiebung der normierten Hüllkurven der Wassertiefe von Bild 7.3 nach Gl. 7.3: Einfluss der DRV-Länge	145
7.5	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination L4K2R1W2: Einfluss der DRV-Breite . . .	146
7.6	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination B5L3R1: Einfluss der Gerinnerauheit . . .	147
7.7	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination B4L4K2W4: Einfluss der Vorlandrauheit .	148
7.8	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination B5L4K1R1: Einfluss der Wellenform	149
7.9	Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels η_h bei R1	152
7.10	Differenz der maximalen relativen Absenkung des Wassertiefenscheitels $\Delta\eta_h$ zwischen R1 und R4	153
7.11	Restabsenkung $\eta_{h,UW}$ bei R1	154
7.12	Retentionswirkung $\eta_{Q,UW}$ bei R1	155

7.13	Abminderung des Durchflussscheitels ΔQ bei R1	155
7.14	Wassertiefendifferenz an der Verengung $\Delta h_{x'=1}$ bei R1	156
A.1	Dimensionslose effektive Mindestlänge einer Flussbett- aufweitung bei einem Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,1$	182
A.2	Dimensionslose effektive Mindestlänge einer Flussbett- aufweitung bei einem Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,5$	182
A.3	Wasserspiegeldifferenz infolge einer Rückdeichung bzw. einer Uferabgrabung bei Klöden nach BAW (2000)	183
A.4	Schema des Niederschlag-Abfluss-Vorganges, dargestellt am Beispiel eines Hochwasserereignisses	184
A.5	Wasserstand- und Durchflusshüllkurven bei $r = 2,5$: Ver- gleich des <i>Storage Area</i> -Ansatzes (SA) mit dem Ausgangs- zustand	184
A.6	Hysterese, Wassertiefen- und Abflussganglinien für den Querschnitt am km 0: Scheitelbereich	185
A.7	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: K2R1W2	186
A.8	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: B5L4R1	186
A.9	Hüllkurven der Wassertiefe: B5L4R1	187
A.10	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameter- kombination B3K2R1W4: Einfluss der DRV-Länge	187
A.11	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei einer Verschie- bung der x-Achsen nach Gl. 7.3: B3K2R1W4	188
A.12	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: B4L4K2	188
A.13	Hüllkurven der Wassertiefe: B4L4K2W4	189
A.14	Hüllkurven der Wassertiefe: B5L4K1R1	189
A.15	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: B5L4K2R1	190
A.16	Hüllkurven der Wassertiefe: B5L4K2R1	190
A.17	Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: B5L4K3R1	191
A.18	Hüllkurven der Wassertiefe: B5L4K3R1	191
A.19	Maximale rel. Absenkung des Wassertiefenscheitels bei R2	192
A.20	Maximale rel. Absenkung des Wassertiefenscheitels bei R3	192
A.21	Maximale rel. Absenkung des Wassertiefenscheitels bei R4	193
A.22	Relative Wassertiefendifferenz an der Verengung bei R1	193
A.23	Maximale Abminderung des Wassertiefenscheitels bei R1	194
A.24	Maximale Abminderung des Wassertiefenscheitels bei R4	194
A.25	Abminderung des Durchflussscheitels bei R4	195
A.26	Retentionswirkung bei R4	195

A Diagramme

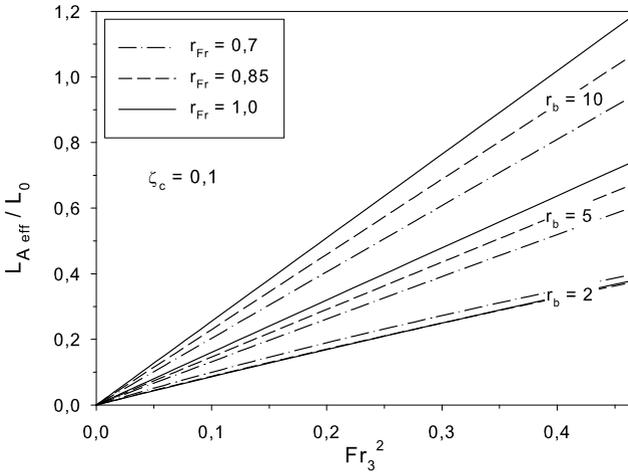


Bild A.1: Dimensionslose effektive Mindestlänge einer Flussbetaaufweitung bei einem Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,1$

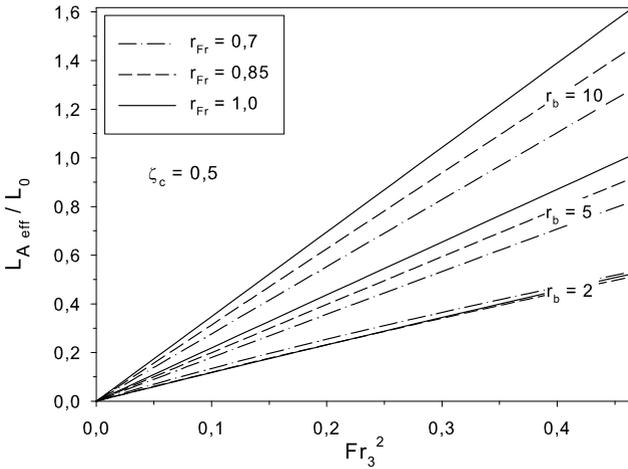


Bild A.2: Dimensionslose effektive Mindestlänge einer Flussbetaaufweitung bei einem Verlustbeiwert $\zeta_c = 0,5$

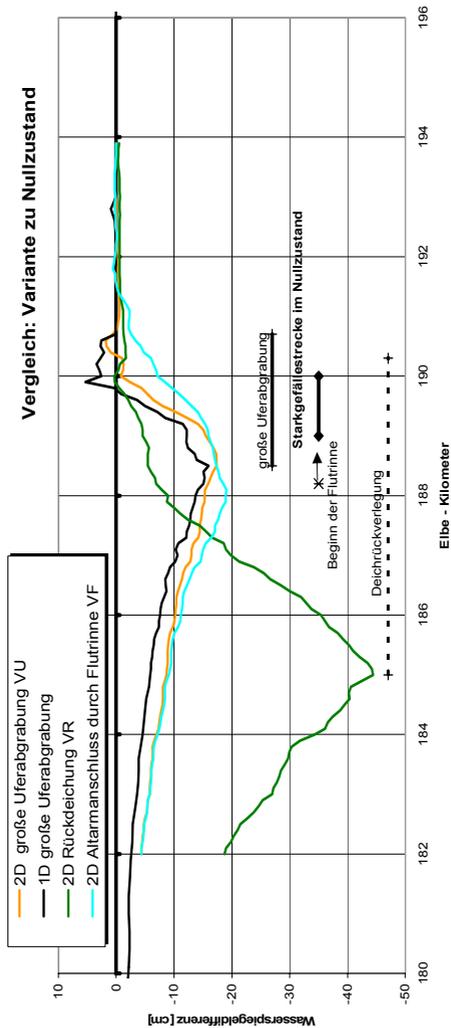


Bild A.3: Wasserspiegeldifferenz infolge einer Rückdeichung bzw. einer Uferabgrabung bei Klöden nach BAW (2000)

Die Profile in Bild A.3 beziehen sich auf ein 5-jährliches Hochwasser (HQ₅) von 1800 m³/s. Die Rückdeichung weist eine Länge von ca. 5 km und eine mittlere Breite von 460 m, die Uferabgrabung eine Länge von 2,2 km und eine Breite von 130 bis 300 m auf. Das mittlere Sohlgefälle beträgt 0,025 %.

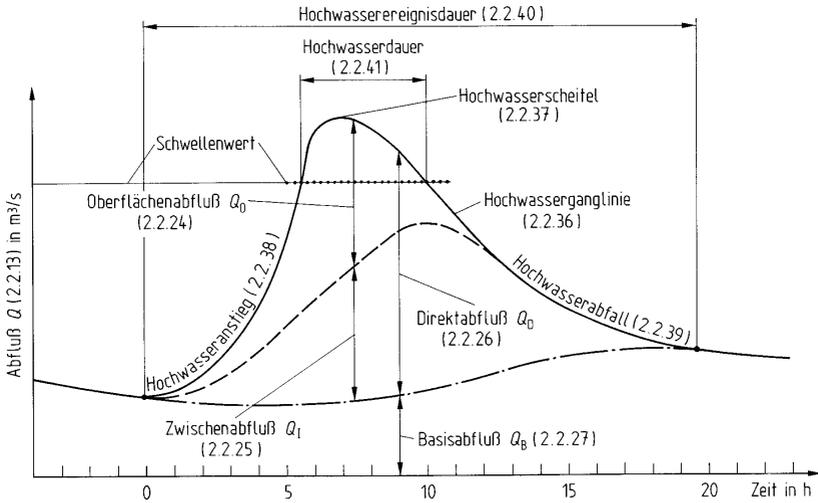


Bild A.4: Schema des Niederschlag-Abfluss-Vorganges, dargestellt am Beispiel eines Hochwasserereignisses (aus DIN 4049-3)

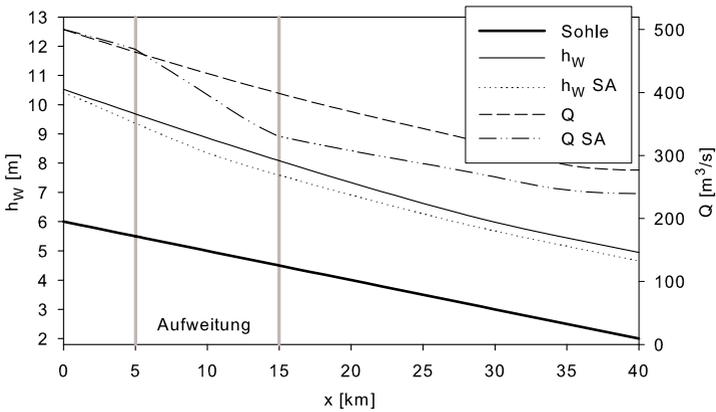


Bild A.5: Wasserstand- und Durchflusshüllkurven bei $r = 2,5$: Vergleich des Storage Area-Ansatzes (SA) mit dem Ausgangszustand

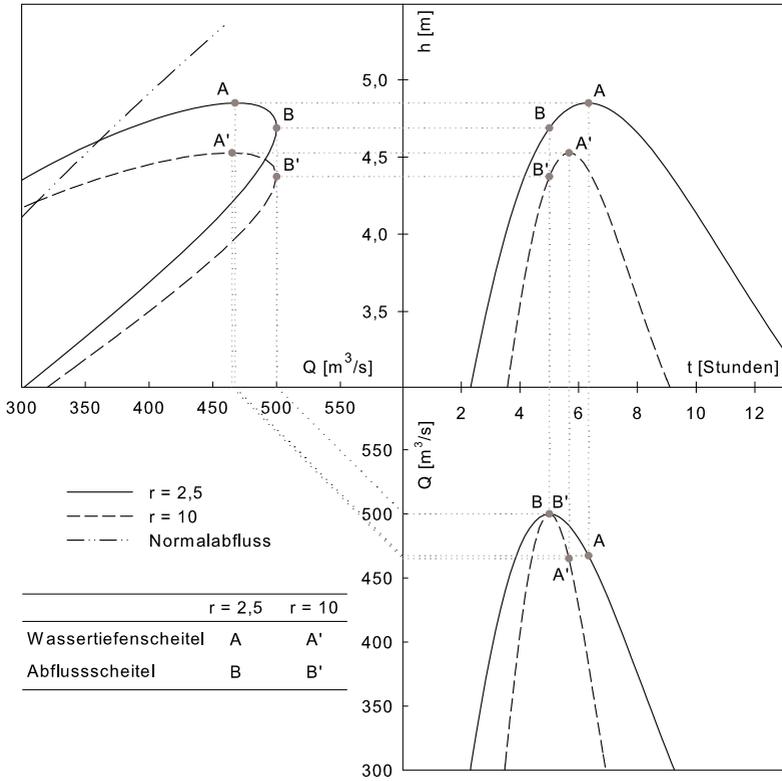


Bild A.6: Hysterese, Wassertiefen- und Abflussganglinien für den Querschnitt am km 0: Scheitelpereich

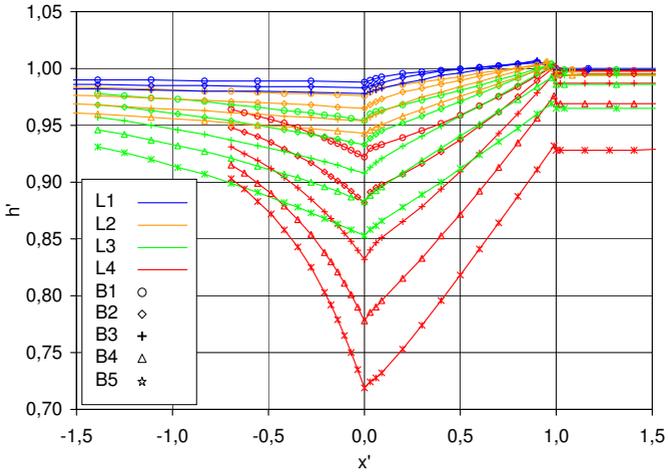


Bild A.7: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination $K2R1W2$

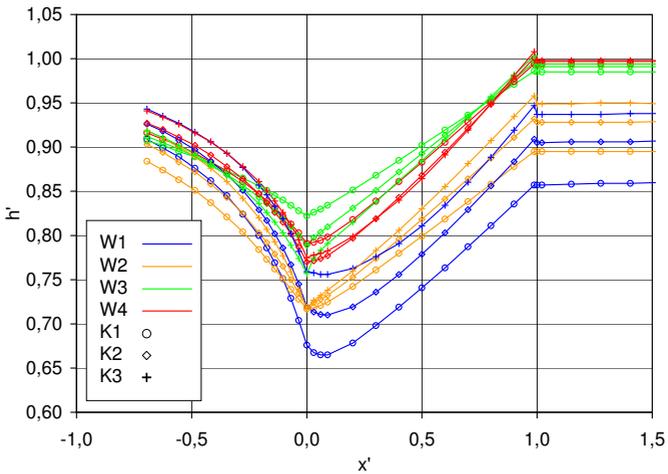


Bild A.8: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination $B5L4R1$

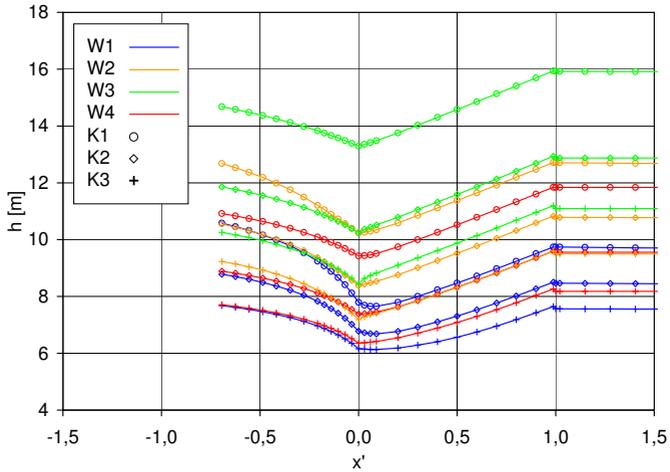


Bild A.9: Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination B5L4R1

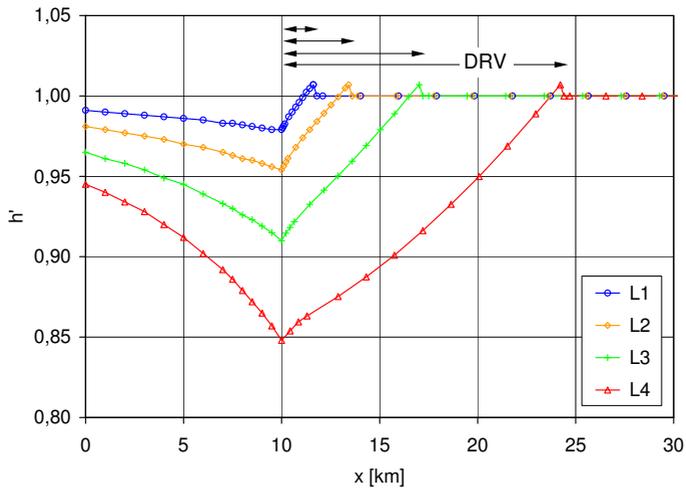


Bild A.10: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei der Parameterkombination B3K2R1W4: Einfluss der DRV-Länge

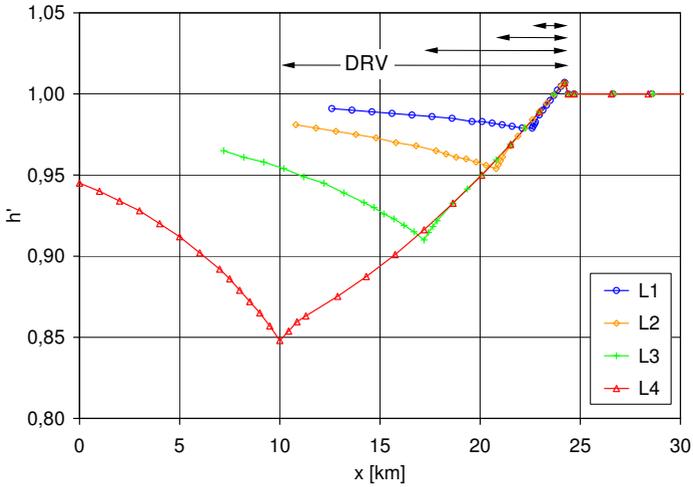


Bild A.11: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe bei einer Verschiebung der jeweiligen x -Achsen nach Gleichung 7.3: Parameterkombination B3K2R1W4

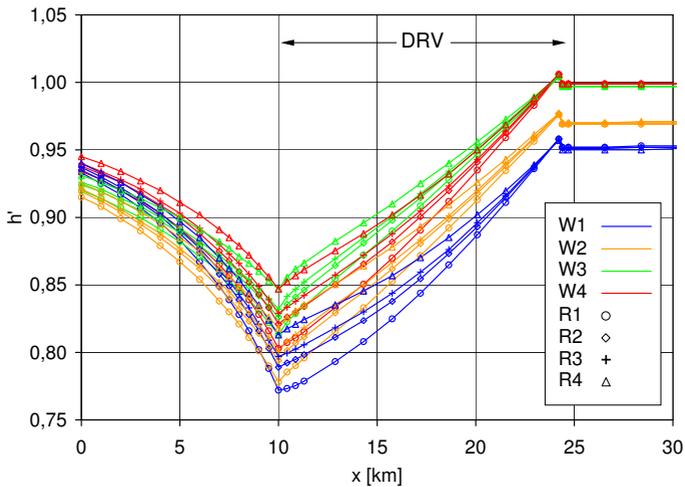


Bild A.12: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination B4L4K2

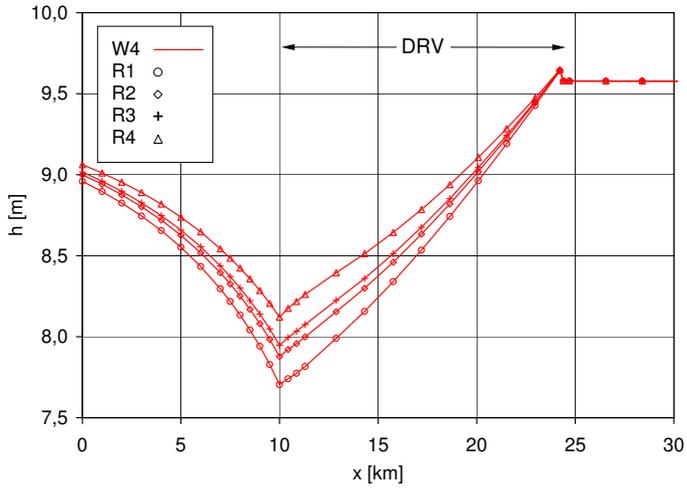


Bild A.13: Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination $B_4L_4K_2W_4$

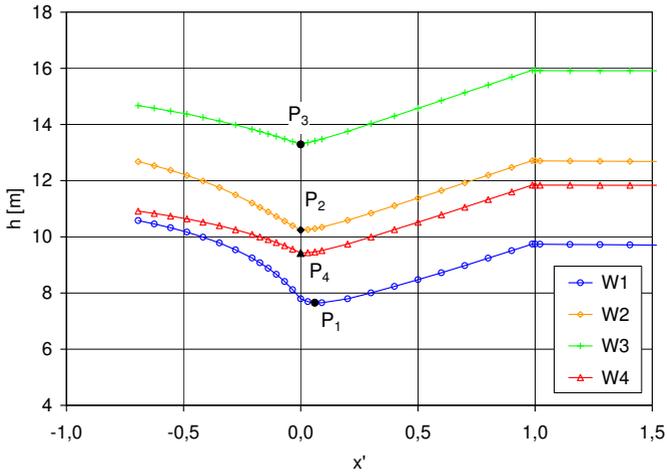


Bild A.14: Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination $B_5L_4K_1R_1$

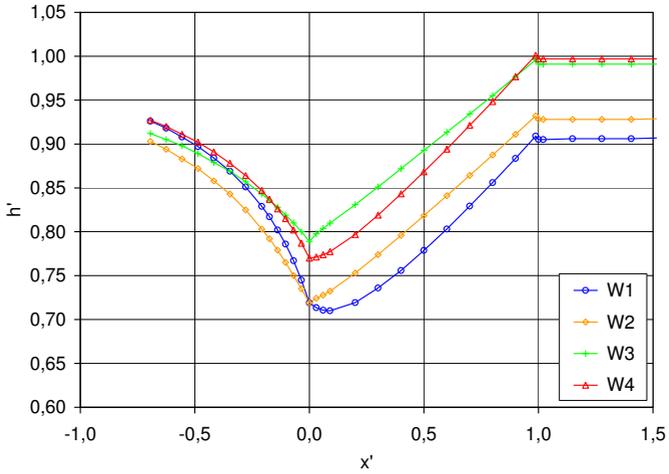


Bild A.15: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination B5L4K2R1

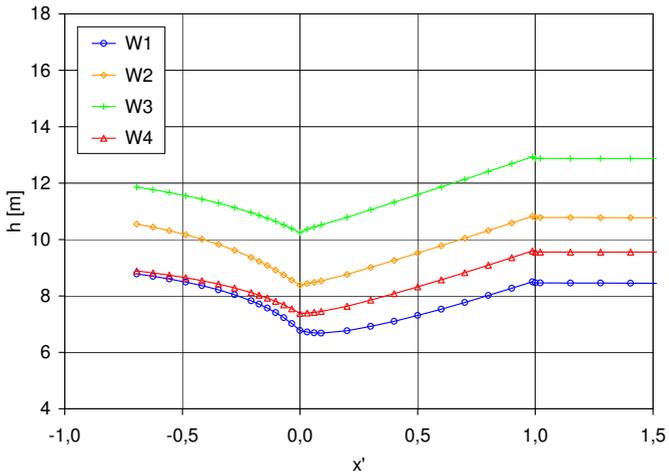


Bild A.16: Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination B5L4K2R1

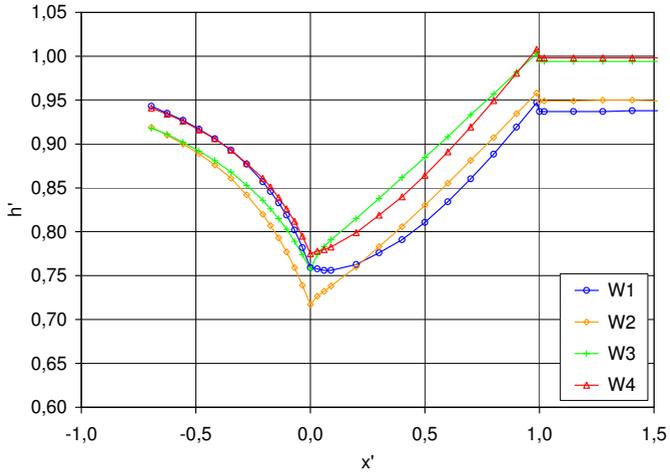


Bild A.17: Normierte Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination B5L4K3R1

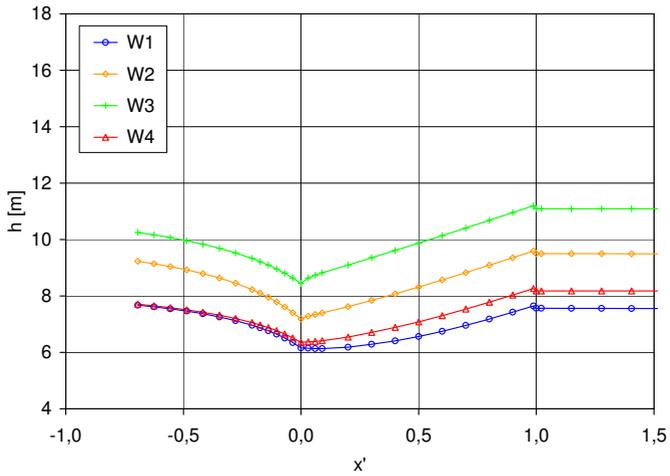


Bild A.18: Hüllkurven der Wassertiefe: Parameterkombination B5L4K3R1

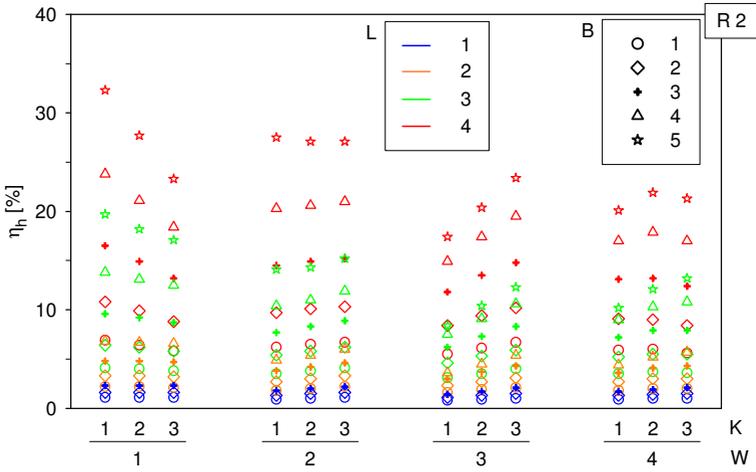


Bild A.19: Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels bei R2

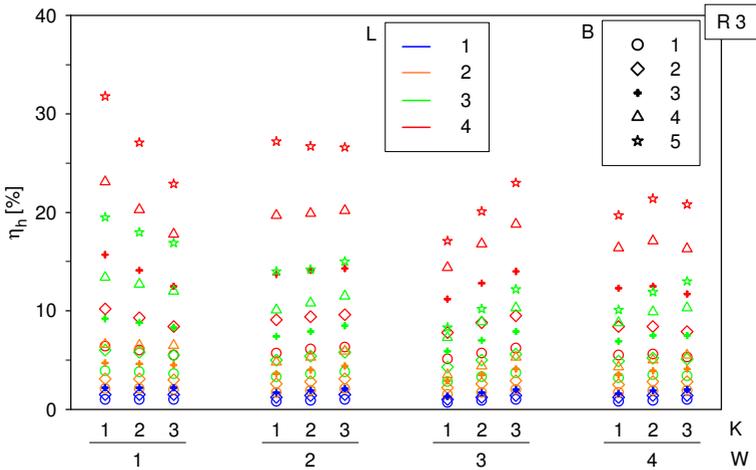


Bild A.20: Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels bei R3

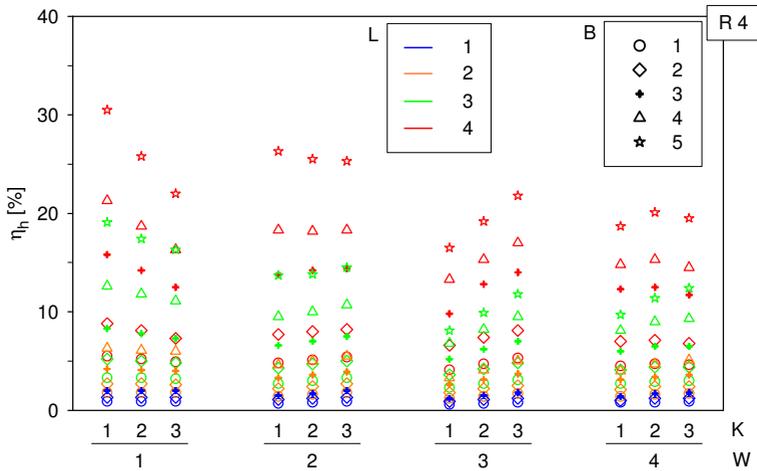


Bild A.21: Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels bei R_4

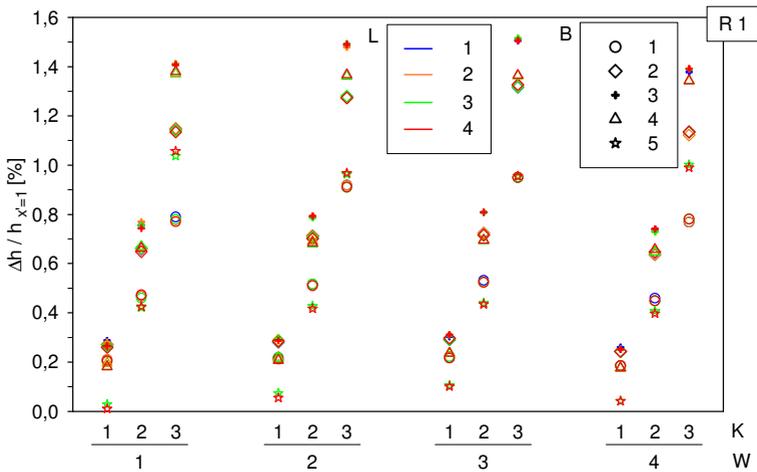


Bild A.22: Relative Wassertiefendifferenz an der Verengung bei R_1

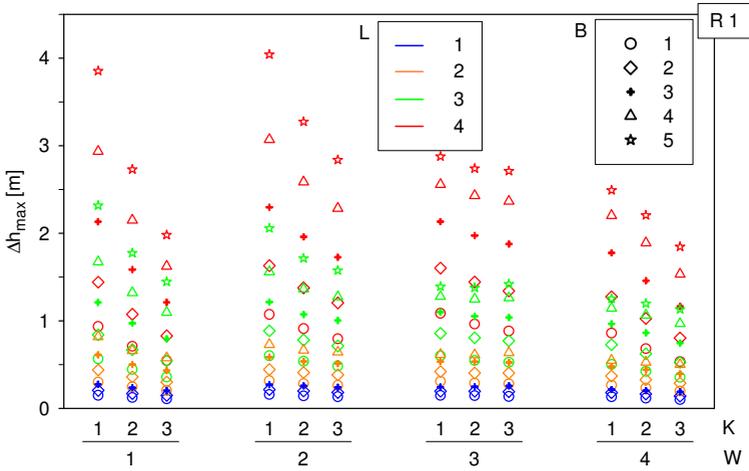


Bild A.23: Maximale Abminderung des Wassertiefenscheitels bei R1

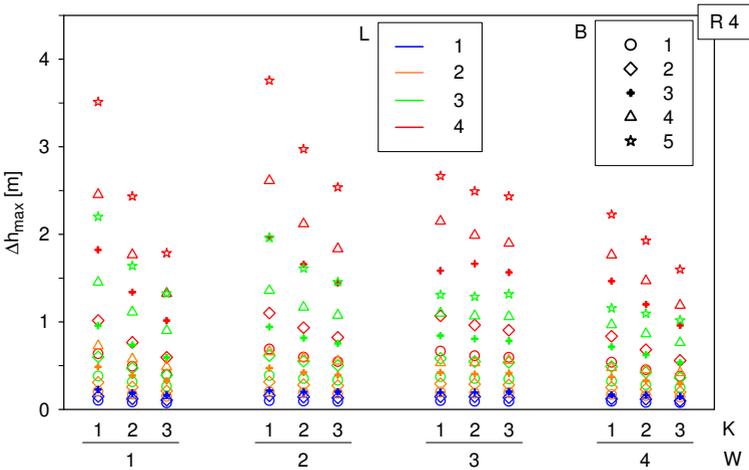


Bild A.24: Maximale Abminderung des Wassertiefenscheitels bei R4

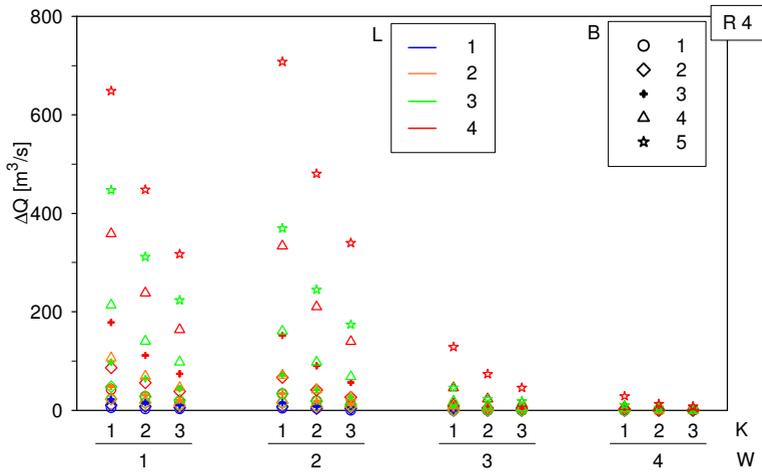


Bild A.25: Abminderung des Durchflussscheitels bei R4

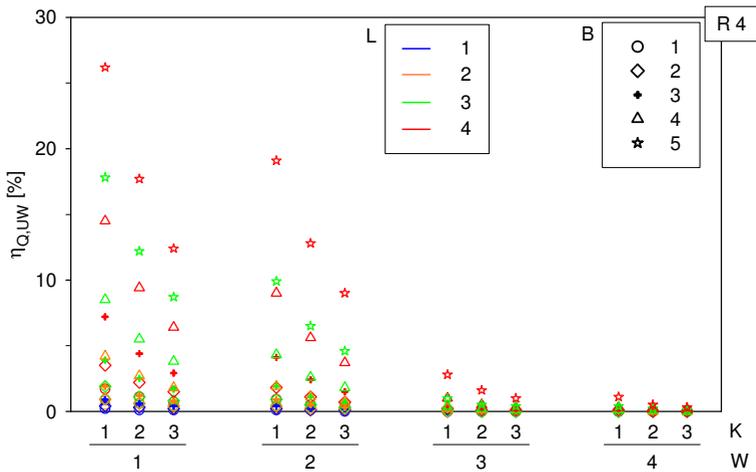


Bild A.26: Retentionswirkung bei R4

B Tabellen

Tabelle B.1: Auszug aus der Liste der Parameterindizes für die Input-Dateien

Input-Dateien

8 für 1_Net

L1E0	Erw	Nein	L / B_H	10
L1E1	Erw	Ja	L / B_H	10
L2E0	Erw	Nein	L / B_H	20
L2E1	Erw	Ja	L / B_H	20
L3E0	Erw	Nein	L / B_H	40
L3E1	Erw	Ja	L / B_H	40
L4E0	Erw	Nein	L / B_H	80
L4E1	Erw	Ja	L / B_H	80

72 für 2_Cross

B1L1R1E0	Erw	Nein	rel Rauheit	1	L / B_H	10
	B_V / B_H	0,5				
B1L1R1E1	Erw	Ja	rel Rauheit	1	L / B_H	10
	B_V / B_H	0,5				
B1L1R2E1	Erw	Ja	rel Rauheit	1,333333	L / B_H	10
	B_V / B_H	0,5				
B1L1R3E1	Erw	Ja	rel Rauheit	1,5	L / B_H	10
	B_V / B_H	0,5				

⋮

12 für 3_Bound

K1W1	dt_out_unit	Min.	dt_out	6	dt_unit	Sec.
	dt	30	t_end	2000-01-05 00:00:00	t_start	2000-01-01 00:00:00
	Formparameter	4	Anstiegszeit	24	Q_Basis	300
	Q_Scheitel	2600	Psi	1	KSt_H	20

K1W2	dt_out_unit	Min.	dt_out	10	dt_unit	Sec.
	dt	30	t_end	2000-01-08 00:00:00	t_start	2000-01-01 00:00:00
	Formparameter	7	Anstiegszeit	48	Q_Basis	300
	Q_Scheitel	3800	Psi	2	KSt_H	20

K1W3	dt_out_unit	Min.	dt_out	30	dt_unit	Sec.
	dt	30	t_end	2000-01-25 00:00:00	t_start	2000-01-01 00:00:00
	Formparameter	7	Anstiegszeit	168	Q_Basis	300
	Q_Scheitel	4600	Psi	3	KSt_H	20

⋮

3 für 4_HD

K1	KSt_H	20
K2	KSt_H	30
K3	KSt_H	40

Tabelle B.2: Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] bei R1

η_h [%]	W1			W2			W3			W4			
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	
L1	B1	1,3	1,3	1,3	1,1	1,2	1,3	0,9	1,1	1,2	1,1	1,2	1,2
	B2	1,8	1,8	1,8	1,5	1,7	1,8	1,2	1,5	1,7	1,5	1,7	1,7
	B3	2,4	2,5	2,5	1,9	2,2	2,4	1,5	1,9	2,3	1,8	2,1	2,3
L2	B1	2,6	2,6	2,5	2,2	2,4	2,6	1,9	2,2	2,5	2,2	2,4	2,4
	B2	3,8	3,8	3,7	3,1	3,5	3,8	2,6	3,1	3,6	3,1	3,4	3,5
	B3	5,3	5,3	5,3	4,1	4,6	5,1	3,3	4,1	4,7	4,0	4,6	4,8
	B4	7,1	7,0	7,1	5,1	5,7	6,4	3,8	4,7	5,7	4,6	5,5	6,1
L3	B1	4,9	4,7	4,4	4,2	4,6	4,8	3,7	4,2	4,7	4,2	4,4	4,3
	B2	7,3	7,1	6,7	6,2	6,7	7,1	5,3	6,2	6,9	6,1	6,5	6,4
	B3	10,5	10,3	9,8	8,5	9,2	10,0	6,8	8,1	9,3	8,1	9,0	9,1
	B4	14,5	14,0	13,5	10,9	11,7	12,7	7,9	9,6	11,3	9,6	11,1	11,8
	B5	20,1	18,8	17,8	14,4	14,7	15,7	8,6	10,6	12,7	10,5	12,5	13,8
L4	B1	8,1	7,5	6,7	7,5	7,8	7,9	6,7	7,4	7,9	7,2	7,1	6,5
	B2	12,5	11,4	10,2	11,4	11,8	12,0	9,9	11,1	12,0	10,7	10,7	9,8
	B3	18,5	16,8	14,9	16,1	16,8	17,2	13,2	15,2	16,8	14,9	15,2	14,2
	B4	25,5	22,8	20,0	21,5	22,2	22,8	15,8	18,7	21,2	18,5	19,7	18,7
	B5	33,5	29,0	24,4	28,3	28,1	28,3	17,8	21,1	24,3	20,9	23,0	22,5

Tabelle B.3: Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] bei R2

η_h [%]	W1			W2			W3			W4			
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	
L1	B1	1,1	1,1	1,1	0,9	1,0	1,1	0,8	0,9	1,0	0,9	1,0	1,0
	B2	1,6	1,6	1,6	1,3	1,5	1,6	1,1	1,3	1,5	1,3	1,4	1,5
	B3	2,3	2,3	2,3	1,8	2,0	2,2	1,4	1,7	2,1	1,7	1,9	2,1
L2	B1	2,2	2,2	2,1	1,8	2,0	2,2	1,6	1,9	2,1	1,8	2,0	2,0
	B2	3,3	3,3	3,2	2,7	3,0	3,3	2,3	2,7	3,1	2,7	3,0	3,0
	B3	4,8	4,8	4,7	3,8	4,2	4,6	3,0	3,7	4,3	3,6	4,1	4,3
	B4	6,8	6,7	6,6	4,9	5,4	6,0	3,6	4,5	5,4	4,4	5,2	5,7
L3	B1	4,1	4,0	3,8	3,5	3,8	4,1	3,1	3,5	4,0	3,5	3,7	3,6
	B2	6,4	6,2	5,8	5,4	5,8	6,2	4,6	5,3	5,9	5,2	5,5	5,5
	B3	9,6	9,2	8,7	7,7	8,3	8,9	6,2	7,3	8,3	7,2	7,9	7,9
	B4	13,8	13,1	12,5	10,4	11,0	11,9	7,5	9,1	10,6	9,0	10,3	10,8
	B5	19,7	18,2	17,1	14,1	14,3	15,2	8,4	10,4	12,3	10,2	12,1	13,2
L4	B1	6,9	6,4	5,8	6,2	6,5	6,7	5,5	6,1	6,7	5,9	6,0	5,6
	B2	10,8	9,9	8,8	9,7	10,1	10,3	8,4	9,4	10,2	9,1	9,0	8,4
	B3	16,5	14,9	13,2	14,5	14,9	15,2	11,8	13,5	14,8	13,1	13,2	12,4
	B4	23,8	21,1	18,4	20,3	20,6	21,0	14,9	17,4	19,5	17,0	17,9	17,0
	B5	32,3	27,7	23,3	27,5	27,1	27,1	17,4	20,4	23,4	20,1	21,9	21,3

Tabelle B.4: Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] bei R3

η_h [%]	W1			W2			W3			W4			
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	
L1	B1	1,0	1,0	1,0	0,8	0,9	1,0	0,7	0,9	1,0	0,8	0,9	1,0
	B2	1,5	1,5	1,5	1,2	1,4	1,5	1,0	1,2	1,4	1,2	1,4	1,4
	B3	2,2	2,2	2,2	1,7	1,9	2,1	1,3	1,7	2,0	1,6	1,9	2,0
L2	B1	2,1	2,1	2,0	1,7	1,9	2,1	1,5	1,7	2,0	1,7	1,9	1,9
	B2	3,1	3,1	3,0	2,6	2,8	3,1	2,2	2,6	2,9	2,5	2,8	2,8
	B3	4,7	4,6	4,5	3,6	4,0	4,4	2,9	3,5	4,1	3,5	3,9	4,1
	B4	6,6	6,5	6,5	4,8	5,3	5,9	3,5	4,4	5,3	4,3	5,0	5,5
L3	B1	3,9	3,8	3,6	3,3	3,6	3,8	2,8	3,3	3,7	3,2	3,5	3,4
	B2	6,0	5,8	5,5	5,0	5,4	5,8	4,3	5,0	5,6	4,9	5,2	5,1
	B3	9,2	8,8	8,3	7,4	7,9	8,5	5,9	7,0	7,9	6,9	7,5	7,5
	B4	13,4	12,7	12,0	10,1	10,8	11,5	7,3	8,9	10,3	8,8	9,9	10,3
	B5	19,5	18,0	16,9	14,0	14,2	15,0	8,3	10,2	12,2	10,1	11,9	13,0
L4	B1	6,4	6,0	5,5	5,7	6,1	6,3	5,1	5,7	6,2	5,5	5,6	5,3
	B2	10,2	9,3	8,4	9,1	9,4	9,6	7,8	8,8	9,5	8,4	8,4	7,9
	B3	15,7	14,1	12,5	13,7	14,1	14,3	11,2	12,8	14,0	12,3	12,5	11,7
	B4	23,1	20,3	17,8	19,7	19,9	20,2	14,4	16,8	18,8	16,4	17,1	16,3
	B5	31,8	27,1	22,9	27,2	26,7	26,6	17,1	20,1	23,0	19,7	21,4	20,8

Tabelle B.5: Maximale relative Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] bei R4

η_h [%]	W1			W2			W3			W4			
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	
L1	B1	0,9	0,9	0,9	0,7	0,8	0,9	0,6	0,7	0,8	0,0	0,8	0,9
	B2	1,3	1,3	1,3	1,1	1,2	1,3	0,9	1,1	1,2	1,0	1,2	1,2
	B3	2,0	2,0	2,0	1,5	1,7	2,0	1,2	1,5	1,8	1,4	1,7	1,8
L2	B1	1,8	1,8	1,8	1,4	1,6	1,8	1,2	1,4	1,7	1,4	1,6	1,7
	B2	2,7	2,7	2,6	2,2	2,4	2,7	1,8	2,2	2,5	2,1	2,4	2,4
	B3	4,2	4,1	4,0	3,3	3,6	3,9	2,6	3,1	3,7	3,1	3,4	3,6
	B4	6,3	6,1	6,0	4,6	5,0	5,5	3,3	4,1	5,0	4,0	4,7	5,1
L3	B1	3,3	3,3	3,2	2,7	3,0	3,3	2,3	2,7	3,1	2,7	2,9	3,0
	B2	5,2	5,0	4,8	4,3	4,7	5,0	3,6	4,2	4,8	4,1	4,4	4,4
	B3	8,3	7,8	7,3	6,6	7,0	7,5	5,2	6,2	7,0	6,0	6,5	6,5
	B4	12,6	11,8	11,1	9,5	10,0	10,7	6,8	8,2	9,5	8,1	9,0	9,3
	B5	19,1	17,4	16,3	13,7	13,8	14,5	8,1	9,9	11,8	9,7	11,4	12,4
L4	B1	5,5	5,2	4,9	4,8	5,1	5,4	4,1	4,7	5,3	4,5	4,7	4,6
	B2	8,8	8,1	7,3	7,7	8,0	8,2	6,6	7,4	8,1	7,0	7,1	6,8
	B3	15,8	14,2	12,5	13,8	14,2	14,4	9,8	12,8	14,0	12,3	12,5	11,7
	B4	21,3	18,7	16,3	18,3	18,2	18,3	13,3	15,3	17,0	14,8	15,3	14,5
	B5	30,5	25,8	22,0	26,3	25,5	25,3	16,5	19,2	21,8	18,7	20,1	19,5

Tabelle B.6: Maximale Absenkung des Wassertiefenscheitels [m] bei R1

Δh [m]	W1			W2			W3			W4			
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	
L1	B1	0,15	0,12	0,11	0,16	0,14	0,13	0,15	0,14	0,13	0,13	0,12	0,10
	B2	0,20	0,17	0,15	0,21	0,20	0,18	0,19	0,19	0,19	0,18	0,16	0,14
	B3	0,27	0,24	0,20	0,27	0,26	0,24	0,24	0,25	0,26	0,21	0,20	0,19
L2	B1	0,30	0,25	0,20	0,31	0,28	0,26	0,31	0,29	0,28	0,26	0,23	0,20
	B2	0,44	0,36	0,30	0,44	0,41	0,38	0,42	0,40	0,40	0,37	0,33	0,29
	B3	0,61	0,50	0,43	0,59	0,54	0,51	0,53	0,53	0,52	0,48	0,44	0,39
	B4	0,82	0,66	0,58	0,73	0,66	0,64	0,61	0,61	0,64	0,55	0,53	0,50
L3	B1	0,56	0,44	0,36	0,60	0,54	0,48	0,60	0,55	0,52	0,50	0,42	0,35
	B2	0,84	0,67	0,54	0,89	0,78	0,71	0,86	0,81	0,77	0,73	0,62	0,52
	B3	1,21	0,97	0,80	1,21	1,07	1,00	1,10	1,05	1,04	0,96	0,86	0,75
	B4	1,67	1,32	1,10	1,56	1,36	1,27	1,28	1,25	1,26	1,14	1,06	0,97
	B5	2,32	1,77	1,45	2,06	1,71	1,58	1,39	1,38	1,42	1,25	1,20	1,13
L4	B1	0,93	0,71	0,54	1,07	0,91	0,79	1,08	0,96	0,88	0,86	0,68	0,53
	B2	1,44	1,07	0,83	1,63	1,38	1,20	1,60	1,44	1,34	1,27	1,03	0,80
	B3	2,13	1,58	1,21	2,30	1,96	1,72	2,13	1,97	1,88	1,78	1,46	1,16
	B4	2,94	2,15	1,62	3,07	2,59	2,29	2,56	2,43	2,37	2,20	1,89	1,53
	B5	3,85	2,73	1,98	4,04	3,28	2,84	2,88	2,74	2,71	2,49	2,21	1,85

Tabelle B.7: Maximale Absenkung des Wassertiefenscheitels [m] bei R4

Δh [m]	W1			W2			W3			W4			
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	
L1	B1	0,10	0,08	0,07	0,10	0,09	0,09	0,10	0,09	0,09	0,00	0,08	0,07
	B2	0,15	0,12	0,11	0,16	0,14	0,13	0,15	0,14	0,13	0,12	0,12	0,10
	B3	0,23	0,19	0,16	0,21	0,20	0,20	0,19	0,19	0,20	0,17	0,16	0,15
L2	B1	0,20	0,17	0,15	0,20	0,19	0,18	0,19	0,18	0,19	0,17	0,15	0,14
	B2	0,31	0,25	0,21	0,31	0,28	0,27	0,29	0,29	0,28	0,25	0,23	0,20
	B3	0,48	0,39	0,32	0,47	0,42	0,39	0,42	0,40	0,41	0,37	0,33	0,30
	B4	0,73	0,57	0,49	0,66	0,58	0,55	0,53	0,53	0,56	0,48	0,45	0,42
L3	B1	0,38	0,31	0,26	0,39	0,35	0,33	0,37	0,35	0,35	0,32	0,28	0,25
	B2	0,60	0,47	0,39	0,61	0,55	0,50	0,58	0,55	0,54	0,49	0,42	0,36
	B3	0,96	0,74	0,59	0,94	0,82	0,75	0,84	0,81	0,78	0,71	0,62	0,53
	B4	1,45	1,11	0,90	1,36	1,17	1,07	1,10	1,07	1,06	0,97	0,86	0,76
	B5	2,20	1,64	1,32	1,96	1,61	1,45	1,31	1,29	1,32	1,16	1,09	1,02
L4	B1	0,63	0,49	0,40	0,69	0,59	0,54	0,66	0,61	0,59	0,54	0,45	0,38
	B2	1,01	0,76	0,59	1,10	0,93	0,82	1,07	0,96	0,90	0,83	0,68	0,56
	B3	1,82	1,34	1,01	1,97	1,66	1,44	1,58	1,66	1,56	1,46	1,20	0,96
	B4	2,45	1,76	1,32	2,61	2,12	1,83	2,15	1,99	1,90	1,76	1,47	1,19
	B5	3,51	2,43	1,79	3,76	2,97	2,54	2,67	2,49	2,43	2,23	1,93	1,60

Tabelle B.8: Differenz der maximalen relativen Absenkung des Wassertiefenscheitels [%] zwischen $R1$ und $R4$

$\Delta\eta_h$ [%]	W1			W2			W3			W4		
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3
L1	B1	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,3	0,4	0,4	1,1	0,4	0,3
	B2	0,5	0,5	0,5	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,5	0,5	0,5
	B3	0,4	0,5	0,5	0,4	0,5	0,4	0,3	0,4	0,5	0,4	0,4
L2	B1	0,8	0,8	0,7	0,8	0,8	0,8	0,7	0,8	0,8	0,8	0,7
	B2	1,1	1,1	1,1	0,9	1,1	1,1	0,8	0,9	1,1	1,0	1,1
	B3	1,1	1,2	1,3	0,8	1,0	1,2	0,7	1,0	1,0	0,9	1,2
	B4	0,8	0,9	1,1	0,5	0,7	0,9	0,5	0,6	0,7	0,6	0,8
L3	B1	1,6	1,4	1,2	1,5	1,6	1,5	1,4	1,5	1,6	1,5	1,3
	B2	2,1	2,1	1,9	1,9	2,0	2,1	1,7	2,0	2,1	2,0	2,0
	B3	2,2	2,5	2,5	1,9	2,2	2,5	1,6	1,9	2,3	2,1	2,5
	B4	1,9	2,2	2,4	1,4	1,7	2,0	1,1	1,4	1,8	1,5	2,1
	B5	1,0	1,4	1,5	0,7	0,9	1,2	0,5	0,7	0,9	0,8	1,1
L4	B1	2,6	2,3	1,8	2,7	2,7	2,5	2,6	2,7	2,6	2,7	2,4
	B2	3,7	3,3	2,9	3,7	3,8	3,8	3,3	3,7	3,9	3,7	3,6
	B3	2,7	2,6	2,4	2,3	2,6	2,8	3,4	2,4	2,8	2,6	2,7
	B4	4,2	4,1	3,7	3,2	4,0	4,5	2,5	3,4	4,2	3,7	4,4
	B5	3,0	3,2	2,4	2,0	2,6	3,0	1,3	1,9	2,5	2,2	2,9

Tabelle B.9: Restabsenkung [%] bei R1

$\eta_{h,UW}$ [%]	W1			W2			W3			W4		
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3
L1	B1	0,1	0,1	0,0	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	0,2	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B3	0,5	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
L2	B1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	0,5	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B3	1,0	0,6	0,4	0,5	0,3	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B4	2,1	1,4	1,0	1,0	0,6	0,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
L3	B1	0,4	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	0,9	0,6	0,4	0,5	0,3	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B3	2,0	1,3	0,9	1,0	0,6	0,4	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
	B4	4,4	2,9	2,0	2,2	1,4	1,0	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0
	B5	9,4	6,6	4,7	5,2	3,5	2,6	0,5	0,3	0,2	0,1	0,1
L4	B1	0,8	0,5	0,3	0,4	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	1,7	1,0	0,7	1,0	0,5	0,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
	B3	3,6	2,2	1,4	2,1	1,3	0,8	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0
	B4	7,5	4,8	3,1	4,8	3,1	2,1	0,5	0,3	0,2	0,2	0,1
	B5	14,3	9,5	6,3	10,5	7,2	5,1	1,5	0,9	0,6	0,6	0,3

Tabelle B.10: Retentionswirkung [%] bei R1

$\eta_{Q,UW}$ [%]	W1			W2			W3			W4		
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3
L1	B1	0,2	0,1	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	0,4	0,3	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B3	0,9	0,6	0,4	0,4	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
L2	B1	0,4	0,3	0,2	0,2	0,1	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	0,9	0,6	0,4	0,4	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B3	1,9	1,2	0,8	0,9	0,5	0,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
	B4	4,2	2,7	1,8	1,9	1,1	0,8	0,2	0,1	0,1	0,1	0,0
L3	B1	0,9	0,5	0,3	0,4	0,2	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	1,8	1,1	0,7	0,9	0,5	0,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
	B3	4,0	2,4	1,6	2,0	1,2	0,7	0,2	0,1	0,1	0,1	0,0
	B4	8,7	5,6	3,7	4,4	2,7	1,8	0,4	0,2	0,1	0,1	0,0
	B5	18,0	12,3	8,7	10,1	6,6	4,7	1,0	0,6	0,4	0,4	0,2
L4	B1	1,6	0,9	0,6	0,9	0,5	0,3	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0
	B2	3,3	1,9	1,2	1,9	1,0	0,6	0,2	0,1	0,1	0,1	0,0
	B3	7,1	4,3	2,7	4,2	2,4	1,5	0,4	0,2	0,1	0,1	0,0
	B4	14,6	9,1	5,8	9,3	5,8	3,8	1,0	0,6	0,4	0,4	0,2
	B5	26,4	17,4	11,5	19,7	13,3	9,3	2,9	1,7	1,1	1,1	0,6

Tabelle B.11: Durchflussscheitelabminderung [m^3/s] bei R1

ΔQ [m^3/s]	W1			W2			W3			W4		
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3
L1	B1	5	3	3	4	4	0	0	0	0	0	0
	B2	10	8	5	8	4	4	0	0	0	0	0
	B3	23	15	10	15	8	8	0	0	0	0	0
L2	B1	10	8	5	7	4	4	0	0	0	0	0
	B2	23	15	10	15	8	8	0	0	0	0	0
	B3	48	31	21	34	19	11	5	0	0	0	0
	B4	106	69	46	71	41	30	9	5	5	3	0
L3	B1	23	13	8	15	8	8	0	0	0	0	0
	B2	45	28	18	34	19	11	5	0	0	0	0
	B3	100	61	41	75	45	26	9	5	5	3	0
	B4	219	143	95	164	102	68	18	9	5	3	0
	B5	452	314	224	377	249	178	46	28	18	10	5
L4	B1	40	23	15	33	19	11	5	0	0	0	0
	B2	82	48	31	70	38	23	9	5	5	3	0
	B3	176	109	69	156	90	57	18	9	5	3	0
	B4	361	230	148	345	218	143	46	28	18	10	5
	B5	653	440	294	731	499	351	133	78	51	29	16

Tabelle B.12: Durchflussscheitelabminderung [m^3/s] bei R4

ΔQ [m^3/s]	W1			W2			W3			W4		
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3
L1	B1	5	3	3	4	4	0	0	0	0	0	0
	B2	10	8	5	8	4	4	0	0	0	0	0
	B3	23	15	10	15	8	8	0	0	0	0	0
L2	B1	13	8	5	7	4	4	0	0	0	0	0
	B2	23	15	10	15	8	8	0	0	0	0	0
	B3	48	31	21	34	19	11	5	0	0	0	0
	B4	106	69	46	71	42	26	9	5	5	3	0
L3	B1	23	15	10	15	8	8	0	0	0	0	0
	B2	48	28	21	34	19	11	5	0	0	0	0
	B3	98	64	44	71	41	26	9	5	5	3	0
	B4	213	140	98	161	98	68	18	9	5	3	0
	B5	447	311	224	370	245	174	46	23	18	10	5
L4	B1	42	28	18	33	19	11	5	0	0	0	0
	B2	87	56	38	67	41	26	9	5	5	3	0
	B3	178	111	74	152	90	57	18	9	5	3	0
	B4	359	238	164	334	210	140	46	23	14	8	5
	B5	648	448	317	708	480	340	129	74	46	29	13

Tabelle B.13: Wassertiefendifferenz an der Verengung [cm] bei R1

$\Delta h_{x'=1}$ [cm]	W1			W2			W3			W4			
	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	K1	K2	K3	
L1	B1	2,4	4,4	6,4	3,1	6,0	9,2	3,5	6,9	10,6	2,2	4,4	6,3
	B2	3,1	6,2	9,3	4,0	8,3	12,8	4,7	9,4	14,7	2,9	6,1	9,3
	B3	3,3	7,1	11,4	4,2	9,2	14,9	4,9	10,5	16,8	3,1	7,1	11,3
L2	B1	2,4	4,4	6,3	3,0	6,0	9,2	3,5	6,8	10,6	2,2	4,3	6,3
	B2	3,1	6,2	9,3	4,1	8,3	12,8	4,8	9,4	14,8	2,9	6,1	9,2
	B3	3,2	7,2	11,4	4,2	9,2	14,8	5,0	10,5	16,9	3,0	7,0	11,4
	B4	2,2	6,2	11,0	3,1	8,0	13,6	3,8	9,0	15,2	2,1	6,2	11,0
L3	B1	2,3	4,3	6,3	3,1	6,0	9,1	3,6	6,8	10,6	2,2	4,3	6,4
	B2	3,0	6,2	9,2	4,0	8,2	12,8	4,7	9,3	14,7	2,9	6,2	9,3
	B3	3,0	7,0	11,3	4,2	9,1	14,9	5,0	10,5	16,9	3,0	7,0	11,4
	B4	2,0	6,1	10,9	3,0	7,8	13,5	3,8	9,0	15,2	2,1	6,2	11,0
	B5	0,3	3,7	8,0	1,0	4,8	9,4	1,7	5,7	10,6	0,5	3,9	8,2
L4	B1	2,3	4,4	6,2	3,0	5,9	9,1	3,5	6,8	10,6	2,2	4,3	6,4
	B2	2,9	6,0	9,1	4,0	8,1	12,7	4,8	9,3	14,8	2,9	6,2	9,3
	B3	2,9	6,8	11,2	4,0	9,1	14,8	5,0	10,5	16,8	3,0	7,1	11,4
	B4	1,9	5,9	10,8	2,8	7,7	13,4	3,8	9,0	15,2	2,1	6,3	11,0
	B5	0,1	3,6	8,0	0,7	4,5	9,2	1,6	5,6	10,6	0,5	3,8	8,1

S A T Z U N G der

Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes

für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e.V.

§1 Name und Sitz

Der Verein führt den Namen

„Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden e.V.“

Der Sitz des Vereins ist Dresden. Er ist im Vereinsregister unter der Nummer VR 1335 registriert. Das Geschäftsjahr ist das Kalenderjahr.

§2 Zweck

Der Verein verfolgt ausschließlich und unmittelbar gemeinnützige Zwecke im Sinne des Abschnittes „Steuerbegünstigte Zwecke“ der Abgabenordnung. Er dient der Förderung wissenschaftlicher Forschungsarbeiten auf gemeinnütziger Grundlage, der Information seiner Mitglieder und der Öffentlichkeit über die Forschungs- und Versuchsarbeiten des Instituts, der Förderung von Aus- und Weiterbildung sowie der Förderung des Umwelt- und Landschaftsschutzes.

Der Satzungszweck wird insbesondere verwirklicht durch:

1. Durchführung wissenschaftlicher Veranstaltungen und Forschungsvorhaben zu Themen des umweltverträglichen Wasserbaus, der Renaturierung von Gewässern, der Verbesserung der Wasserversorgung und Abwasserbehandlung, des Verkehrswasserbaus (mit dem Ziel umwelt- freundlicher Transportdurchführung auf Wasserstraßen), sowie des Hochwasser- und Küsten- schutzes.
2. Werbung in den interessierten Fachkreisen für den Wasserbau und das hydraulische Ver- suchswesen.
3. Koordinierung der Arbeiten und Zusammenarbeit auf wasserbaulichem und hydraulischem Gebiet mit anderen Instituten.
4. Unterstützung von hydraulischen Modellversuchen.
5. Unterstützung der Durchführung von Kolloquien und Symposien in den Fachgebieten Was- serbau und Technische Hydromechanik.

6. Förderung der Publikation von wissenschaftlichen Arbeiten, Institutsberichten und Informationsmaterial.
 7. Unterstützung von Reisen zu Fachvorträgen und zur Besichtigung von wasserbaulichen Objekten.
 8. Durchführung von Informationsveranstaltungen an Schulen und Gymnasien.
 9. Unterstützung von besonders förderungswürdigen in- und ausländischen Studierenden des Wasserbaus.
 10. Würdigung herausragender Leistungen von Absolventen und Studierenden in den Fachgebieten des Wasserbaus und der technischen Hydromechanik.
- Der Verein ist selbstlos tätig und verfolgt nicht in erster Linie eigenwirtschaftliche Zwecke.

§3 Mitgliedschaft

Ordentliche Mitglieder können natürliche und juristische Personen sowie Körperschaften jedweder Rechtsform des In- und Auslandes werden, die den Zweck des Vereins nach §2 unterstützen.

Jungmitglieder können Studenten werden, die an einer Hochschuleinrichtung mit wasserbaulich wasserwirtschaftlicher Ausbildung immatrikuliert sind.

Korrespondierende Mitglieder können vom Vorstand ernannt werden, wenn sie auf dem Gebiet des Wasser- und Grundbaus, der Wasserwirtschaft und der Hydrologie forschend tätig sind.

Ehrenmitglieder können von der Mitgliederversammlung ernannt werden, wenn sie sich besondere Verdienste bei der Förderung des Vereins erworben haben.

§4 Organe des Vereins

Die Organe des Vereins sind

- a) die Mitgliederversammlung
- b) der Vorstand.

Die Mitglieder des Vorstands sind ehrenamtlich tätig.

§5 Mitgliederversammlung

Eine ordentliche Mitgliederversammlung findet einmal im Jahr (in der Regel in Verbindung mit dem Wasserbaukolloquium des Instituts) statt. Ihre Einberufung erfolgt mindestens vier Wochen vorher schriftlich durch den Geschäftsführer im Auftrag des Vorstandes unter Mitteilung des Termins, des Ortes und der Tagesordnung. Zusätze zur Tagesordnung können innerhalb einer Frist von 14 Tagen beim Geschäftsführer beantragt werden.

In der Mitgliederversammlung werden geschäftliche Angelegenheiten in Verbindung mit Vorträgen oder Mitteilungen und deren Beratung behandelt und erledigt.

Die Mitgliederversammlung beinhaltet:

1. den Bericht des Vorsitzenden über das Geschäftsjahr.
2. den Bericht der Rechnungsprüfer.
3. Genehmigung der Berichte und Entlastung des Vorstandes.
4. Beschlüsse über vorliegende Anträge und über Änderungen der Satzung.
5. Wahl von zwei Rechnungsprüfern.
6. Verschiedenes.

Der Vorstand kann jederzeit binnen 14 Tagen eine außerordentliche Mitgliederversammlung einberufen. Er ist dazu verpflichtet, wenn mindestens ein Zehntel der Mitglieder dies unter Angabe des Zwecks und der Gründe fordert.

Der Vorsitz der Mitgliederversammlung wird vom 1. Vorsitzenden oder vom Stellvertreter des Vorstandes geführt.

Die Mitgliederversammlung fasst ihre Beschlüsse mit einfacher Mehrheit der anwesenden Mitglieder. Sie ist bei satzungsgemäßer Einladung in jedem Falle beschlussfähig. Bei Stimmgleichheit entscheidet die Stimme des Vorsitzenden. Satzungsänderungen erfordern eine 3/4-Mehrheit der anwesenden Mitglieder. Anträge auf Änderung der Satzung, die nicht vom Vorstand ausgehen, können nur dann beraten werden, wenn sie mindestens vier Wochen unter Angabe der Gründe beim Vorstand eingereicht worden sind.

Jedes Mitglied hat nur eine Stimme. Stimmübertragungen sind durch schriftliche Vollmacht auf ordentliche Mitglieder nur bis zu zwei möglich. Die Beschlüsse der Mitgliederversammlung werden vom Geschäftsführer in ein Protokollbuch eingetragen und vom Vorsitzenden und dem Geschäftsführer unterzeichnet.

§6 Vorstand

Der Vorstand wird von der ordentlichen Mitgliederversammlung für die Dauer von fünf Jahren gewählt und bleibt bis zum Ablauf der ordentlichen Mitgliederversammlung zur Neuwahl im Amt.

Der Vorstand besteht aus vier gewählten ordentlichen Mitgliedern

- dem 1. Vorsitzenden,
- dem Stellvertretenden Vorsitzenden,
- dem Geschäftsführer,
- dem Schatzmeister.

Vom Vorstand kann ein Ehrenvorsitzender bestellt werden.

Die Mitgliederversammlung kann durch einfache Mehrheit beschließen, darüber hinaus noch bis zu zwei Mitglieder zur Vertretung des Vereins in den Vorstand zu bestellen.

Der Vorstand kann einzelnen Personen Vollmachten für Zweige der Geschäftsführung erteilen.

Sitzungen des Vorstandes sind beschlussfähig, wenn mehr als die Hälfte der Vorstandsmitglieder anwesend sind.

Der Vorstand ist mit der Führung aller laufenden Geschäfte beauftragt und sorgt für die Durchführung der Beschlüsse der Mitgliederversammlung. Er kann selbständig Maßnahmen treffen, die dem Vereinszweck förderlich sind.

§7 Aufnahme oder Beendigung der Mitgliedschaft

Die Aufnahme als ordentliches Mitglied oder als Jungmitglied ist schriftlich beim Vorstand zu beantragen. Dieser entscheidet über die Aufnahme. Der Aufnahmebeschluss ist dem Antragsteller mitzuteilen. Bei Zurückweisung des Antrages kann der Antragsteller eine Entscheidung durch die Mitgliederversammlung beantragen, deren Zustimmung eine 2/3-Mehrheit voraussetzt.

Die Mitgliedschaft kann beendet werden

- a) durch schriftliche Austrittserklärung eines Mitglieds zum Ende des laufenden Geschäftsjahres (mindestens drei Monate vor Ablauf des Geschäftsjahres) oder auf Beschluss des Vorstandes, wenn 3/4 der Mitgliederversammlung dem Ausschluss zustimmen,
- b) bei Vereinigungen oder Gesellschaften mit deren Auflösung,
- c) bei natürlichen Personen mit dem Tod,
- d) durch Streichung aus der Mitgliederliste, wenn trotz Erinnerung durch den Vorstand in drei Folgejahren kein Mitgliedsbeitrag entrichtet wurde und kein erkennbarer Hinderungsgrund vorliegt.

§ 8 Rechte und Pflichten der Mitglieder

Die Mitglieder des Vereins haben das aktive und passive Wahlrecht und können Anträge an den Verein stellen. Jungmitglieder können an den Veranstaltungen des Vereins teilnehmen, Anträge stellen, haben jedoch kein Stimmrecht.

Die Mitglieder des Vereins haben das Recht auf Information über die vom Institut durchgeführten und laufenden Arbeiten sowie zur Besichtigung des Instituts und seiner Versuchseinrichtungen soweit das betrieblich möglich ist und die Interessen der Auftraggeber nicht beeinträchtigt werden.

Die Mitglieder haben Anspruch auf Überlassung von geförderten veröffentlichten Materialien.

Die Mitglieder sind verpflichtet, die Fördervereinigung entsprechend der Satzung bei der Erfüllung ihrer Aufgaben nach besten Kräften zu unterstützen.

Die Mitglieder sind zur Zahlung eines jährlichen Beitrags verpflichtet. Die Höhe des jährlichen Beitrags wird in der Mitgliederversammlung bestimmt und soll in der Regel nicht niedriger sein als

- | | |
|--|------------|
| a) für persönliche Mitglieder | EURO 20,- |
| b) für Jungmitglieder | EURO 10,- |
| c) für Firmen, Behörden, Verbände, Institute und
andere Einrichtungen | EURO 150,- |

Ehrenmitglieder und korrespondierende Mitglieder sind beitragsfrei. Die Beiträge sind bis 31. März des jeweiligen Jahres zu entrichten.

§9 Auflösung des Vereins

Der Verein kann nur auf Beschluss von 2/3 der anwesenden stimmberechtigten Mitglieder einer ordentlichen Mitgliederversammlung aufgelöst werden.

Sind in dieser Mitgliederversammlung weniger als 1/3 der stimmberechtigten Mitglieder erschienen, so muss eine neue Mitgliederversammlung einberufen werden, die dann entscheidet.

Im Falle der Auflösung oder Aufhebung des Vereins oder bei Wegfall seines bisherigen Zwecks fällt sein Vermögen an das Hubert-Engels-Institut zur ausschließlichen Verwendung für wissenschaftliche Forschungsarbeiten.

§10 Gemeinnützigkeit

Etwaige Mittel aus der Arbeit des Vereins dürfen nur für die satzungsgemäßen Zwecke verwendet werden. Die Vereinsmitglieder dürfen keine Gewinnanteile und in ihrer Eigenschaft als Mitglieder auch keine sonstigen Zuwendungen aus Mitteln des Vereins erhalten.

Die Mitglieder des Vorstandes erhalten keine Vergütung für ihre Tätigkeit. Auslagen im Interesse des Vereins werden auf Antrag ersetzt, wenn sie der Vorstand vorher genehmigt hat und der Verein dazu in der Lage ist. Der Verein darf keine Personen durch Verwaltungsausgaben, die dem Zweck der Gesellschaft fremd sind, oder durch unverhältnismäßig hohe Vergütungen begünstigen.

Die Satzung wurde in der Gründungsversammlung am 24. Mai 1991 in Dresden angenommen und am 18. März 2004 ergänzt.



AUFNAHMEANTRAG

Die Firma :
Frau/Herr :
Anschrift :
E-Mail :
erklärt hiermit die Bereitschaft zum Beitritt zur

**„Gesellschaft der Förderer des *Hubert-Engels-Institutes* für
Wasserbau und Technische Hydromechanik e.V.“**

Ich / Wir zahle(n) einen jährlichen Beitrag in Höhe von

_____ EUR

(ab 20,- EUR für persönliche Mitglieder, ab 150,- EUR für Firmen, Behörden, Körperschaften)

Die Beitragszahlung erfolgt auf das Konto: **3120 185 620** des Vereins bei der Ostsächsische Sparkasse Dresden
BLZ: **850 503 00** (IBAN: DE27 8505 0300 3120 1856 20, BIC: OSDDDE81XXX)

(Datum)

(Unterschrift - Stempel)

Die Aufwendungen zur Förderung der Gesellschaft sind steuerlich abzugsfähig.

Einzugsermächtigung

Die Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der TU Dresden e.V. wird von mir widerruflich ermächtigt, den Jahresmitgliederbeitrag in Höhe von EUR bis zum 1. Mai des jeweiligen Beitragsjahres von dem

Konto
bei der Bank, Bankleitzahl
Kontoinhaber/in
einzuziehen.

....., am
Unterschrift

WIDERRUFSRECHT

Diese Vereinbarung kann von mir innerhalb von einer Frist von einer Woche, gerechnet ab dem Zeitpunkt der Unterzeichnung dieser Vereinbarung, schriftlich widerrufen werden. Zur Wahrung der Frist genügt die rechtzeitige Absendung der Widerrufserklärung an die Anschrift des Fördervereins. Hiermit bestätige ich, dass ich vom Widerrufsrecht Kenntnis genommen habe.

....., am
Unterschrift

Bestätigung der Mitgliedschaft:

Der Vorstand stimmt im Namen des Vereins der Mitgliedschaft von

_____ zu. Dresden, den _____

(Unterschrift-Stempel)

Aufnahmeantrag bitte senden an:

Gesellschaft der Förderer des
Hubert-Engels-Institutes
für Wasserbau und Technische Hydromechanik
an der Technischen Universität Dresden e.V.

D – 01062 D r e s d e n

Bisher erschienene Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

- Heft 1 1989 **Römisch, Klaus**
(vergriffen) Empfehlungen zur Bemessung von Hafeneinfahrten
 Lattermann, Eberhard
 Bemessungsgrundlagen für Dichtungen und Deckwerke
 im Wasserbau
- Heft 2 1990 **Krüger, Frank**
(vergriffen) Schubspannungsverteilungen im offenen, geradlinigen
 Trapez- und Rechteckgerinnen
 Martin, H.; Pohl, R.
 Überflutungssicherheit von Talsperren
- Heft 3 1990 **Pohl, Reinhard**
(vergriffen) Die Entwicklung der wasserbaulichen Lehre und
 Forschung an der TU Dresden
 Pohl, Reinhard
 Die Berechnung der auf- und überlaufvermindernden
 Wirkungen von Wellenumlenkern im Staudammbau
- Heft 4 1991 **Haufe, Ellen**
 Hydromechanische Untersuchungen von Mischungs-,
 Flockungs- und Sedimentationsprozessen in der
 Trinkwasseraufbereitung
- Heft 5 1994 **Wasserbaukolloquium 1993**
(vergriffen) Die Elbe - Wasserstraße und Auen
- Heft 6 1995 **Wasserbaukolloquium 1994**
(vergriffen) Wasserkraft und Umwelt
 ISBN 3-86005-154-7
- Heft 7 1995 **Wasserbaukolloquium 1995**
 Hydromechanische Beiträge zum Betrieb von
 Kanalnetzen
 ISBN 3-86005-155-5
- Heft 8 1996 **Aigner, Detlef**
 Hydrodynamik in Anlagen zur Wasserbehandlung
 ISBN 3-86005-164-4
- Heft 9 1996 **Wasserbaukolloquium 1996**
(vergriffen) Wellen Prognosen - Wirkungen - Befestigungen
 ISBN 3-86005-165-2

- Heft 10 1997 **Wasserbaukolloquium 1997**
 Sanierung und Modernisierung von Wasserbauwerken,
 aktuelle Beispiele aus Deutschland, Polen, der Slowakei
 und Tschechien
 ISBN 3-86005-185-7
- Heft 11 1997 **Pohl, Reinhard**
 (vergriffen) Überflutungssicherheit von Talsperren
 ISBN 3-86005-186-5
- Heft 12 1998 **Pohl, Reinhard**
 Die Geschichte des Institutes für Wasserbau an der
 Technischen Universität Dresden
 ISBN 3-86005-187-3
- Heft 13 1998 **Wasserbaukolloquium 1998**
 Hydraulische und numerische Modelle im Wasserbau,
 Entwicklung - Perspektiven
 ISBN 3-86005-201-2
- Heft 14 1998 **Müller, Uwe**
 Deformationsverhalten und Belastungsgrenzen des
 Asphaltbetons unter den Bedingungen von
 Staudammkerndichtungen
 ISBN 3-86005-213-6
- Heft 15 1999 **Wasserbaukolloquium 1999**
 Betrieb, Instandsetzung und Modernisierung von
 Wasserbauwerken
 ISBN 3-86005-223-3
- Heft 16 1999 **Carstensen, Dirk**
 Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit
 geschwungener Linienführung
 ISBN 3-86005-236-5
- Heft 17 1999 **Ehrenkolloquium Prof. Martin**
 (vergriffen) anlässlich des 60. Geburtstages von Herrn Univ.-Prof.
 Dr.-Ing. habil. Helmut Martin
 ISBN 3-86005-237-3
- Heft 18 2000 **Wasserbaukolloquium 2000**
 Belastung, Stabilisierung und Befestigung von Sohlen
 und Böschungen wasserbaulicher Anlagen
 ISBN 3-86005-243-8

- Heft 19 2001 **Awulachew, Seleshi Bekele**
Investigation of Water Resources Aimed at Multi-Objective Development with, Respect to Limited Data Situation: The Case of Abaya-Chamo Basin, Ethiopia
ISBN 3-86005-277-2
- Heft 20 2001 **Dornack, Stefan**
Überströmbare Dämme Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen
ISBN 3-86005-283-7
- Heft 21 2002 **Wasserbaukolloquium 2002**
(vergriffen) Innovationen in der Abwasserableitung und Abwassersteuerung
ISBN 3-86005-297-7
- Heft 22 2002 **Chirstos, Zelalem Hailu G.**
Optimisation of Small Hydropower Sites for Rural Electrification
ISBN 3-86005-304-3
- Heft 23 2002 **Ehrenkolloquium Prof. Wagner**
Zur Emeritierung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Harold Wagner
ISBN 3-86005-307-8
- Heft 24 2003 **Wasserbaukolloquium 2003**
Gewässer in der Stadt
ISBN 3-86005-358-2
- Heft 25 2003 **Tetah, Toufik**
Numerische Simulation des dynamischen Verhaltens von Caisson- Wellenbrecher-Gründungen unter Einwirkung brechender Wellen
ISBN 3-86005-363-9
- Heft 26 2003 **Ehrenkolloquium Prof. Horlacher**
Zum 60. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher
ISBN 3-86005-376-0
- Heft 27 2004 **Wasserbaukolloquium 2004**
(vergriffen) Risiken bei der Bemessung und Bewirtschaftung von Fließgewässern und Stauanlagen
ISBN 3-86005-414-7
- Heft 28 2004 **Pohl, Reinhard**
Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge
ISBN 3-86005-428-7

- Heft 29 2005 **Wasserbaukolloquium 2005**
(vergriffen) Stauanlagen am Beginn des 21. Jahrhunderts
ISBN 3-86005-461-9
- Heft 30 2005 **Girma, Nigussie Teklie**
Investigation on Sediment Transport Characteristics and
Impacts of Human Activities on Morphological Processes
of Ethiopian Rivers: Case Study of Kulfo River, Southern
Ethiopia
ISBN 3-86005-483-X
- Heft 31 2006 **Standfuß, Matthias**
Druckwellenausbreitung in erdverlegten Rohrleitungen
aus PE-HD
ISBN 3-86005-495-3
- Heft 32 2006 **Wasserbaukolloquium 2006**
Strömungssimulation im Wasserbau (Flow Simulation in
Hydraulic Engineering)
ISBN 3-86005-473-2
- Heft 33 2006 **Bornschein, Antje**
Die Ausbreitung von Schwallwellen auf trockener Sohle
unter besonderer Berücksichtigung der Wellenfront
ISBN 3-86005-523-2
- Heft 34 2007 **Frank, Torsten**
Hochwassersicherheit in sielbeeinflussten
Gewässersystemen am Beispiel des Bongsieler Kanals
ISBN 978-3-86780-019-8
- Heft 35 2007 **Wasserbaukolloquium 2007**
Fünf Jahre nach der Flut (Five Years after the Flood)
ISBN 978-3-86005-571-7
- Heft 36 2008 **Aktuelle Forschungen im Wasserbau 1993 - 2008**
: zum 65. Geburtstag von Herrn Univ.-Prof.
Dr.-Ing. habil. Hans-B. Horlacher
ISBN 978-3-86780-083-9
- Heft 37 2010 **Carstensen, Dirk**
Eis im Wasserbau - Theorie, Erscheinungen,
Bemessungsgrößen
ISBN 978-3-89780-099-0
- Heft 38 2009 **Pohl, Reinhard; Bornschein, Antje; Dittmann,**
Robert; Gilli, Stefano
Mehrzieloptimierung der Steuerung von Talsperren zur
Minimierung der Schäden im Unterwasser
ISBN 978-3-86780-100-3

- Heft 39 2009 **Wasserbaukolloquium 2009**
 Wasserkraftnutzung im Zeichen des Klimawandels,
 angepasste Strategien - neue Technologien (Waterpower
 and Climate Change)
 ISBN 978-3-86780-101-0
- Heft 40 2010 **Wasserbaukolloquium 2010**
 Wasserbau und Umwelt - Anforderung, Methoden,
 Lösungen
 (Hydraulic Engineering and Environment -
 Requirements, Techniques, Solutions)
 ISBN 978-3-86780-135-5
- Heft 41 2010 **Tackmann, Ralf**
 Erosion 2008 - Ein numerisches Modell zur Prognose des
 Bodenaustrages von kohäsiven Böden unter
 Berücksichtigung der Rillenerosion
 ISBN 978-3-86780-158-4
- Heft 42 2010 **Helbig, Ulf**
 Tragverhalten und Berechnung von mehrschichtigen
 Verbundrohren
 ISBN 978-3-86780-159-1

Die **Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen** können bezogen werden bei:

Technische Universität Dresden
 Fakultät Bauingenieurwesen
 Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
 D – 01062 Dresden
 Tel.: +49 351 463 33837
 Fax: +49 351 463 37141
 E-Mail: Carola.Luckner@tu-dresden.de