

# **Uferrückbau und eigendynamische Gewässerentwicklung**

**Aspekte der Modellierung und  
Abschätzungsmöglichkeiten in der Praxis**

von

Tobias Hafner

---

Dr.-Ing. Tobias Hafner, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau  
und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München



Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

80290 München, Arcisstraße 21  
Germany

Tel.: 089 / 289 23161  
Fax: 089 / 289 23172  
E-Mail: wabau @ bv.tum.de

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Oskar von Miller - Institut)

82432 Obernach, Walchensee  
Germany

Tel.: 08858 / 9203 0  
Fax: 08858 / 9203 33  
E-Mail: obernach @ bv.tum.de

ISSN 1437-3513

ISBN 978-3-940476-07-4

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für  
Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Prof. Peter Rutschmann  
Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Druck und Einband: Meissner Druck GmbH, Oberaudorf

## **Vorwort:**

Die folgende Arbeit ist in meiner Lehrstuhlzeit in den Jahren 2002-2007 entstanden. Sie wurde letztendlich durch mehrere unabhängige Forschungsaufträge ermöglicht, welche teils von der bayrischen Wasserwirtschaftsverwaltung, der Bundesstiftung Umwelt und teils von der DFG finanziert wurden. Diesen Institutionen gilt mein erster Dank.

Besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Theodor Strobl, der es trotz des Trubels des Alltags verstand, den nötigen Freiraum, das nötige Vertrauen, aber auch an entscheidenden Stellen die fachliche Kritik und die führende Hand zu geben. Während der fünf Jahre am Lehrstuhl stand immer auch die Förderung der Persönlichkeit und der Fähigkeiten des Einzelnen im Vordergrund und nicht die Rationalisierung der Sachbearbeitung. So wurde ich immer wieder vom Bildschirm geholt und mit verschiedensten Fragestellungen der Praxis betraut, in die Lehre eingebunden, und konnte Teilhaben an den Welten des internationalen Wasserbaus.

Trotz knapper Forschungsmittel ist es meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Markus Aufleger immer gelungen, mir die Fortführung der Arbeit zu ermöglichen. Ich denke gerne an manch gemeinsamen Morgenaufgang in den Flussauen egal ob bei Regen, Hochwasser oder Mücken. Für all dies, für den fachlichen Austausch, die Unterstützung, die Motivation, die kritischen Anregungen und vor allem für den „mitreißenden Tatendrang“ möchte ich mich herzlich bedanken.

Bei Herrn Univ.-Prof. Dr. rer. nat. Harald Horn möchte ich mich für die Übernahme des Vorsitzes und bei Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Rutschmann für die Begutachtung der Arbeit und die Beteiligung im Prüfverfahren bedanken.

Die Untersuchungen reihen sich ein in die langjährigen Forschungsaktivitäten zum Thema „Weiche Ufer“ des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München. Dementsprechend konnte ich auf umfangreiche Vorarbeiten, Erfahrungen und Wissen von Kollegen und Kolleginnen zurückgreifen. Hier möchte ich mich besonders bei Herrn Dr.-Ing. Markus Schmautz für die gute Einarbeitung in die Thematik und die viele Diskussionen bedanken. Diese Arbeit wäre ohne die vielen physikalischen Modellversuchsergebnisse und die Arbeit der Versuchsanstalt Oberrach nicht möglich gewesen. Ein herzliches Dankeschön geht daher an alle Oberracher und ganz besonders an Herrn Dr.-Ing. Andreas Niedermayr. Danken möchte ich auch Herrn Dr.-Ing. Manfred Schindler für sein offenes Ohr, seine Anregungen und die gemeinsamen Stunden vor dem Bildschirm, gefangen in „If...und...When“-Schleifen. Herrn Dr.-Ing. Ronald Haselsteiner möchte ich herzlich für die *kritische* Durchsicht der Arbeit danken.

Weiter möchte ich mich bei allen Kolleginnen und Kollegen für die wunderbare Zeit am Lehrstuhl, für all die Unterstützung in der täglichen Arbeit und für die tollen privaten Stunden nach Feierabend bedanken.

München, im Mai 2008

Tobias Hafner

## **Zusammenfassung**

Wird in einem Flussabschnitt der Uferverbau entnommen, kann sich der Fluss nicht nur bezüglich der Sohlage sondern auch in seiner Breite frei entwickeln. In der Arbeit werden wesentliche Aspekte der numerischen Modellierung dieser Entwicklungsprozesse aufgezeigt. Ein Schwerpunkt der Arbeit liegt in der tiefenge-mittelten Simulation von Strömungsprozessen in Flusskurven. Hierzu waren Weiterentwicklungen an einem hydrodynamischen-numerischen Modell notwendig. Ebenfalls wurde eine Möglichkeit untersucht, Aufweitungs- und Ufererosionsprozesse in eindimensionale numerische Modelle zu integrieren.

Anhand von physikalischen Modellversuchen und Naturbeobachtungen werden die numerischen Simulationstechniken diskutiert und insbesondere im Hinblick auf praktische Anwendungen weiterentwickelt. Auf Basis einer numerischen Parameterstudie wird weiter eine Abschätzungsmöglichkeit für die Geschwindigkeit der Breitenentwicklung in geraden Flussabschnitten entwickelt.

## **Summary**

After removing its bank protection works a river can free evolve not only its bed level but also its width. Essential aspects of the numerical modelling of these development processes are pointed out with special focus on the depth-averaged simulation of flow processes in river bends. Also possibilities for the simulation of bank erosion processes in one-dimensional numerical models are presented.

By means of physical model test and observations at natural river sections the numerical simulation techniques are discussed. On the basis of a numerical parameter study a method for estimating bank erosion rates is developed.

# Uferrückbau und eigendynamische Gewässerentwicklung –

Aspekte der Modellierung und Abschätzungsmöglichkeiten in der Praxis

- Inhalt -

1	Einführung.....	1
2	Einordnung der Arbeit.....	3
2.1	Bisherige Untersuchungen.....	3
2.2	Ziele dieser Arbeit .....	9
3	Strömung und Geschiebetransport in Flusskrümmungen – Grundlegende Aspekte.....	11
4	2D-tiefengemittelte Modellierung der Kurvenströmung .....	17
4.1	Zweidimensionale Flachwassergleichungen und prinzipielle Einschränkungen.....	17
4.2	Turbulenzmodell und Ermittlung der Wirbelviskosität.....	21
4.3	Dispersionsterme .....	26
4.3.1	Allgemeines.....	26
4.3.2	Geschwindigkeitsprofile.....	27
4.3.3	Formulierung der Dispersionsterme $D_{uu}^c$ , $D_{uv}^c$ und $D_{vv}^c$ .....	33
4.3.4	Wirkungsweise der Dispersionsterme.....	39
4.4	Dispersionsterme und deren Anwendung in kartesischen Koordinaten.....	47
4.4.1	Koordinatentransformation .....	47
4.4.2	Abschätzung der Radien.....	48
4.4.3	Entwicklung und Zerfall der Sekundärströmung .....	50
4.5	Vergleich des 2D-Modells mit Referenzwerten höherwertiger numerischer Modelle .....	54
4.6	Zusammenfassung und Dispersionsterme in der Praxisanwendung .....	63
5	Modellierung des Geschiebetransports in der Krümmung.....	67
5.1	Allgemeines Vorgehen .....	67
5.2	Geschiebetransportvermögen und –kapazität.....	68
5.3	Transportrichtung an geneigten Flächen .....	70
5.4	Einfluss der Sekundärströmung auf die Transportrichtung.....	74
6	Vergleich mit physikalischen Modellversuchen .....	79
6.1	Allgemeine Versuchsbeschreibung .....	79

6.2	Vergleich zwischen der tiefengemittelten 2D-Modellierung und dem physikalischen Versuch .....	88
6.2.1	Allgemeines.....	88
6.2.2	Vergleich des Versuchs KV1 und Sim_1 – ohne Geschiebezugabe .....	89
6.2.3	Sensitivität der verschiedenen Sekundärströmungskorrekturterme	96
6.2.4	Vergleich des Versuchs KV2 und Sim_1 – mit Geschiebezugabe .....	101
6.3	Schlussfolgerungen.....	106
7	Vereinfachte Simulation von Aufweitungen (1D <sup>2</sup> -Modell).....	107
7.1	Grundgedanken der 1D <sup>2</sup> -Simulation .....	107
7.2	Berechnungsablauf der 2D-Querschnitte .....	109
7.3	Vergleich mit vollständiger 2D-Simulation und phy. Modellversuchen .	113
7.4	Diskussion der vereinfachten Simulationsmethode .....	124
8	Vereinfachte Abschätzung der Breitenentwicklung einer geraden Gewässerstrecke .....	125
8.1	Grundgedanke.....	125
8.2	Bestimmung der Endbreite nach <i>Schmautz (2003)</i> .....	125
8.3	Abschätzung der Seitenerosionsraten.....	129
9	Erfahrungen aus der Praxis .....	136
9.1	Allgemeines .....	136
9.2	Ganglinien und Unterwasserrandbedingung – Überlegungen am Beispiel „Salzach“ .....	136
9.3	Bewuchs und Feinsedimente – Aufweitung an der Wertach .....	142
9.4	Ufersicherung – Erosionsgeschwindigkeit .....	153
10	Zusammenfassung .....	161
	Formelzeichen .....	165
	Literaturverzeichnis .....	168
	Anhang.....	175

## 1 Einführung

*„Ein Salzburger Bericht aus dem Jahre 1880 besagt, dass die beabsichtigte Eintiefung Fortschritte macht und diese durch Ergänzung der Steinvorlage im Uferbereich planmäßig kompensiert werden musste.“ (Abschnitt aus der WRS, 2000 )*

Von gewünschter Eintiefung ist bei den meisten voralpinen Flüssen heute keine Rede mehr. Vielmehr wird mit allerlei Mitteln versucht, dem Eintiefungstrend vieler voralpiner Flüsse entgegenzuwirken. Die Anforderungen der Gesellschaft an die Flusslandschaften aber auch deren Wahrnehmung sind einer ständigen Veränderung unterworfen. So waren zu Zeiten der ersten großen Flusskorrekturen im 19. Jahrhundert vor allem die Landnutzung, die Hochwassersicherheit, aber auch die Möglichkeit die Flüsse als Handelsweg zu nutzen, von zentraler Bedeutung. Die Flößerei an der Isar oder am Lech und der Salztransport am Inn oder der Salzach sind hier nur einige Beispiele. Der voralpine Fluss als Transportweg trat zunehmend in den Hintergrund. Zentrale Bedeutung erlangten die Energiegewinnung und der einhergehende Ausbau der Wasserkraft als Grundlage für die fortschreitende industrielle Entwicklung. Der Lech mit seiner Staustufenkette bzw. die Ausleitungskraftwerke an Isar oder Inn sind hier einige Beispiele. Das Erscheinungsbild der voralpinen Flusslandschaften hat sich stark verändert. Von den einst verzweigten breiten und dynamischen Flusslandschaften sind nur noch kleine Abschnitte zu finden wie z.B. in der Pupplinger Au. Kanalartige und mit starrem Längsverbau gesicherte Flüsse gehören heute zum typischen Erscheinungsbild. Sohlerosion, Strukturarmut, fehlende Dynamik, fehlende Durchgängigkeit sind einige Schlagworte der Gegenwart und beherrschen unsere Wahrnehmung. Waren ökologische Umbauten in der Vergangenheit eher Kür, ist es heutzutage mit der Einführung der Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) Pflicht, für den „guten ökologischen Zustand“ zu sorgen.

Zu den Werkzeugen des heutigen Flussbauers gehören zum einen die verschiedensten Rampentypen angefangen von Schütt- und Setzsteinrampen über Rampen in aufgelöster bzw. Riegelbauweise (Vogel, 2003) bis hin zu neueren Entwicklungen wie der V-Rampe (Aufleger et al., 2004). Vermehrt werden in letzter Zeit auch offene Deckwerke (Hartlieb, 1999) eingesetzt, um die Sohle ohne Querbauwerke zu stabilisieren. Die Erfahrungen bei den letzten Hochwasserereignissen belegen die Wirksamkeit dieser Methode (Hartlieb, 2007).

Eine weitere Methode, die vor allem auch die Strukturvielfalt fördert, sind gezielte Flussaufweitungen. Aufgrund der größeren Breiten kommt es tendenziell zu gerin-

geren Sohlbeanspruchungen. Bei diesen Maßnahmen sind prinzipiell zwei Grundtypen zu unterscheiden. Zum einen kann die Aufweitung maschinell durchgeführt werden. Das Ufer wird anschließend wieder befestigt. Je nach Randbedingung und Verbreiterung kommt es zu Sohlhebungen, zur Bildung von Kiesbänken bzw. zu verzweigten Strukturen. Ein klassisches Beispiel hierfür ist die Maßnahme „Birne Emme“ in der Schweiz. Bemessungsansätze für derartige Maßnahmen wurden von *Hunzinger (1998)* aufgestellt, mit deren Hilfe sich neue Sohllagen, mögliche Morphologieänderungen usw. ermitteln lassen. Eine feste Größe hierbei ist allerdings die neu festgelegte Gewässerbreite.

Bei der eigendynamische Flussaufweitung wird dagegen lediglich der starre Verbau entnommen. Die Aufweitung übernimmt der Fluss selbstständig. Die Gewässerbreite ist in diesem Fall eine Variable und von vielen Faktoren abhängig. Dies macht eine Planung bzw. Prognose der sich einstellenden Entwicklung schwierig. Es liegen zwar erste Praxiserfahrungen mit der eigendynamischen Gewässeraufweitung vor und es existieren bereits erste Versuche, mit numerischen Modellen diese Entwicklungen zu prognostizieren, dennoch können bis jetzt nur grobe Abschätzungen über mögliche Entwicklungen gemacht werden. Es fehlt derzeit immer noch am grundlegenden Prozessverständnis und der Formulierung der wesentlichen Zusammenhänge gerade bei Flussabschnitten mit vorgegebenen Randbedingungen.

## 2 Einordnung der Arbeit

### 2.1 Bisherige Untersuchungen

Wird in einem regulierten und mit Uferbefestigungen versehenen Flussabschnitt der Uferverbau entnommen, so sucht sich der Fluss einen neuen Gleichgewichtszustand. Diesen gilt es zu prognostizieren unter Berücksichtigung aller Randbedingungen wie dem möglichen Geschiebedefizit und anderen Zwangspunkten.

Um die Laufgestalt bzw. die Erscheinungsform eines sich frei von Randbedingungen entwickelnden Flusses in Abhängigkeit seiner morphologischen Parameter einzustufen, gibt es eine Vielzahl von Untersuchungen.

Meist wird in Abhängigkeit verschiedener morphologischer Parameter eine Einstufung in verzweigte, mäandrierende bzw. gestreckte Flüsse vorgenommen. Weit verbreitet ist das Abgrenzungskriterium nach DA SILVA, aufgeführt in *Hunzinker (1998)*, *WRS (2000)* oder *Marti & Bezzola (2004)*. Dieses Kriterium basiert auf den dimensionslosen Eingangsgrößen  $B/h$  und  $h/d_m$  ( $B$  = Flussbreite,  $h$  = Fließtiefe,  $d_m$  = mittlerer Korndurchmesser). Eine weitere Abgrenzungsmöglichkeit nach *Jäggi (1983)* zwischen Flüssen mit und ohne alternierende Bänke basiert auf den Eingangsgrößen Sohlgefälle  $I$  und dem Verhältnis  $B/d_m$ . *Leopold & Wolman (1957)* verwenden für die Abgrenzung zwischen mäandrierenden und verzweigten Flüssen eine Relation zwischen bordvollem Abfluss und dem Sohlgefälle (aufgeführt in *Jansen, 1979*).

Neben dieser ersten prinzipiellen Einstufung des morphologischen Charakters eines Fließgewässers werden in der Literatur für die Laufform von mäandrierenden Gewässern Korrelationen verschiedener Parameter angegeben. Zum Beispiel wird die Mäanderwellenlänge oft mit 10-mal der Gewässerbreite abgeschätzt. Einen Überblick gibt Tab. 2-1 (aus *Jansen, 1979*) bzw. graphisch in Abb. 2-1. In *Nalder (1997)* bzw. *Scherle (1999)* sind ebenfalls ausführliche Zusammenstellungen verschiedener in der Literatur angegebener Korrelationen enthalten.

Mit Hilfe der Regimetheorie wird ebenfalls versucht die geometrischen Parameter eines sich frei entwickelnden und im Gleichgewicht befindenden Flusses zu beschreiben. Anhand von zwei Parametern, wie z.B. Abfluss und Korndurchmesser, werden hier die freien geometrischen Größen wie Regimebreite, Fließtiefe und Gefälle über verschiedene Potenzformeln ermittelt, wobei sich die Exponenten bei den

einzelnen Autoren stark unterschieden (*Yalin, 1992*). *Julien & Wargadalam (1995)* stellen analytisch Beziehungen auf, mit denen sich Größen wie die Gewässerbreite, die mittlere Fließtiefe oder die mittlere Geschwindigkeit in Abhängigkeit des Durchflusses, des Korndurchmessers und des Gefälles ermitteln lassen. *Lee & Julien (2006)* vergleichen diese analytischen Beziehungen mit einer Vielzahl von Feld- und Labordaten verschiedenster Flusstypen. Als maßgebender Abfluss wird hier der bordvolle bzw. ein Abfluss zwischen dem jährlichen und dem fünfjährigen Hochwasser gewählt. Die ermittelten Breiten liegen größtenteils im Bereich zwischen 50% bis 200% der gemessenen bzw. beobachteten. Dies ist in Anbetracht der großen Bandbreite ihrer verschiedenen Felddaten mit Breiten zwischen 1 m bis 1000 m als eine sehr gute Übereinstimmung anzusehen. Für den praktischen Einsatz einer Renaturierung und der Ermittlung einer sich einstellenden neuen Breite sind diese Abweichungen allerdings unbefriedigend.

Alle bisher aufgeführten Möglichkeiten der Abschätzung des morphologischen Charakters bzw. möglicher geometrischer Gleichgewichtszustände beziehen sich auf Beobachtungen an Flüssen, welche sich bereits im Gleichgewichtszustand befinden und sich frei und ohne Randbedingungen entwickelt haben und entwickeln. Bei der Renaturierung und der Umgestaltung von Flüssen, welche sich eben nicht im Gleichgewicht befinden und starren Randbedingungen wie dem Geschiebeeintrag und baulichen Fixpunkten unterworfen sind, sind obige Abschätzungen allerdings nur eingeschränkt anwendbar. Dies trifft vor allem zu, da sich viele Renaturierungsmaßnahmen im Vergleich zur Gewässerbreite auf einen kurzen Abschnitt beziehen. *Schmautz (2003)* gibt für die notwendige Länge einer Uferrückbaustrecke, welche zum Erreichen der Gleichgewichtsbreite  $b^*_{eq}$  nötig ist, eine Länge von rund 35-mal der Gewässerbreite an, was für einen voralpinen Fluss mit akutem Geschiebedefizit mehrere Kilometer bedeutet.

*Schmautz (2003)* entwickelte in seiner Arbeit ein Abschätzungsverfahren, mit welchem für gerade Gewässerstrecken in Abhängigkeit eines konstanten bettbildenden Abflusses, der Länge der rückgebauten Uferstrecke, des Sohlgefälles, des Geschiebeeintrags und des maßgebenden Korndurchmessers die sich maximal einstellende Gewässerbreite ermitteln lässt. Es wird jedoch immer von einer geraden Gewässerstrecke ausgegangen. Mögliche morphologische Strukturen, welche einen wechselseitigen Uferangriff verstärken und eventuell auch zu einem Mäandrieren führen könnten, werden nicht berücksichtigt. Ebenfalls lassen sich nur Endzustände für einen andauernden konstanten Abfluss abschätzen. Über die Entwicklungsgeschwindigkeit und den Einfluss verschiedenster Hochwasserereignisse können kei-

ne Aussagen getroffen werden. In Kapitel 8 wird näher auf diese Verfahren eingegangen.

Tab. 2-1: Abhängigkeiten verschiedener Mäandergrößen (aus Jansen, 1979)

$\lambda \sim B_s$	$a \sim B_s$	$\lambda \sim R_m$	
$\lambda = 6.5 \cdot B_s^{0.99}$	$a = 18.4 \cdot B_s^{0.99}$	-	Inglis (1949, Ferguson data)
-	$a = 11.4 \cdot B_s^{1.04}$	-	Inglis (1949, Bates data)
$\lambda = 11.0 \cdot B_s^{1.01}$	$a = 3.0 \cdot B_s^{1.1}$	$\lambda = 4.6 \cdot R_m^{0.98}$	Leopold & Wolman (1960)
$\lambda = 10.0 \cdot B_s^{1.025}$	$a = 4.5 \cdot B_s^{1.0}$	-	Zeller (1967)

$\lambda$  = Wellenlänge [m]     $a$  = Amplitude [m]     $B_s$  = Flussbreite [m]     $R_m$  = Radius [m]

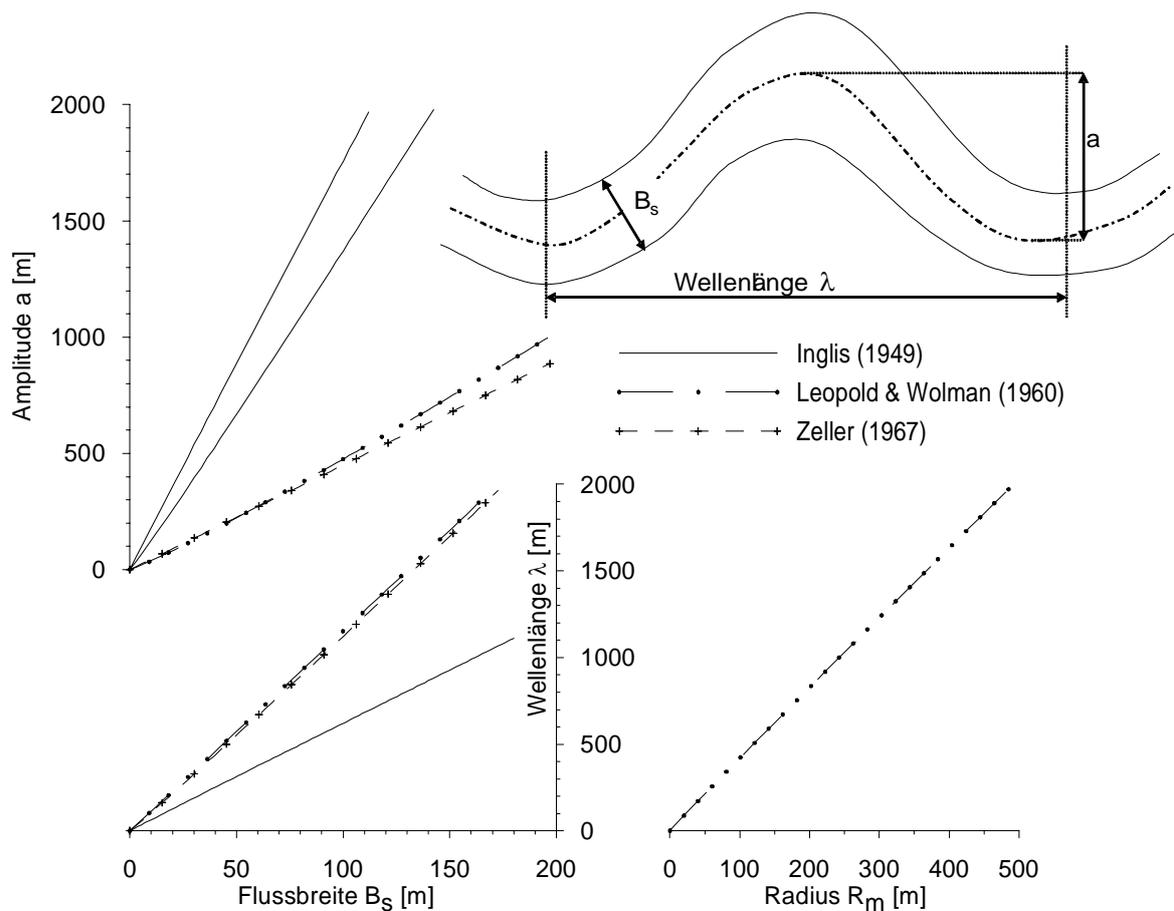


Abb. 2-1: Zusammenspiel der Mäandergrößen Radius, Flußbreite und Wellenlänge (nach Jansen, 1979)

Um die morphologische Entwicklung einer beschränkten und starren Randbedingungen unterliegenden Rückbaustrecke abzuschätzen und zu prognostizieren, werden derzeit meist physikalische Modellversuche zur Beantwortung spezieller Fragestellungen durchgeführt. Die detaillierten Untersuchungen zur Mäanderentwicklung der Salzach (WRS, 2001) bzw. die Versuche zur Dynamisierung der Unteren Iller (Niedermayr, 2006; Aufleger & Niedermayr, 2006) sind zwei Beispiele hierfür. Verallgemeinerungen aus solchen auf spezielle Randbedingungen zugeschnittenen Versuchen abzuleiten, ist jedoch kaum möglich.

Weiter liegen Erfahrungen mit bereits durchgeführten Uferrückbaumaßnahmen vor. Eine Auswertung und Analyse von Maßnahmen in der Schweiz wurde im Rhone-Thur-Projekt ([www.rivermanagement.ch](http://www.rivermanagement.ch)) durchgeführt. Meist wurde jedoch die Aufweitung maschinell ausgeführt und anschließend mit Buhnen gesichert. Bayrische Beispiele von „echten“ eigendynamischen Aufweitungsstrecken stellen vor allem die Renaturierung der Isar im Bereich Mühlthal (Binder, 2004) bzw. die Wertach unterhalb der Staustufe Inningen (Hafner et al., 2004) dar, an denen sich grundlegende Phänomene beobachten lassen (siehe Kapitel 9).

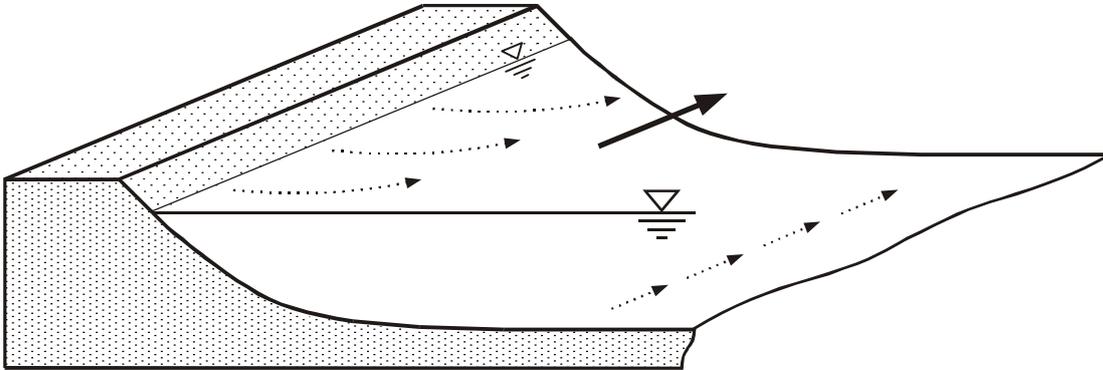
Neben den physikalischen Modellen drängen zunehmend die numerischen Modelle zur Simulation von eigendynamischen Gewässerentwicklungen in den Vordergrund, wobei die volle Komplexität morphologischer Fragestellungen derzeit bei keinem Simulationsprogramm im praktischen Einsatz beantwortet werden kann. Für morphologische Fragestellungen müssen zum einen Zeiträume von mehreren Dekaden betrachtet werden, zum anderen können Einflüsse wie die Stabilisierung bzw. Destabilisierung ausgehend von Uferbewuchs auf die Seitenentwicklung derzeit gar nicht oder wie viele Phänomene des Geschiebetransports nur stark parametrisiert betrachtet werden. Derzeit muss daher mehr von qualitativer Modellierung als von quantitativer Vorhersage gesprochen werden. Bei numerischen Modellen gleich ob 2D-tiefengemittelt oder 3D mit Möglichkeit der Simulation von Seitenerosionsprozessen stehen derzeit meist das Nachrechnen und die grundsätzliche Validierung anhand von physikalischen Modellversuchen im Vordergrund. Rüter & Olsen (2003, 2006) simulieren mit ihrem 3D-Simulationsmodell die Mäanderentwicklung ausgehend von einem geraden Trapezgerinne und erzielen qualitativ gute Übereinstimmungen mit physikalischen Modellversuchen. Schmautz (2003) erzielt mit den Berechnungsergebnissen seines 2D-tiefengemittelten Programms gute Übereinstimmungen mit physikalischen Modellversuchen zur eigendynamischen Aufweitung in geraden Gewässerstrecken. Die Simulation der Mäanderentwicklung und der Prozesse in Flusskurven mit einer 2D-tiefengemittelte Simulation stößt grund-

sätzlich auf das Problem, die Sekundärströmungen entsprechend zu modellieren. *Duan & Julien (2005)* zeigen allerdings, dass die grundlegenden Phänomene der Mäanderentwicklung auch mit einem tiefengemittelten Simulationsprogramm nachvollzogen werden können. Sie berücksichtigen sowohl die Auswirkungen der Sekundärströmung auf die Richtung des Geschiebetransports als auch die Auswirkung auf die Verlagerung der Hauptströmung mit Hilfe von Dispersionstermen. Die Gewässerbreite wird hier allerdings als konstant angenommen. Das verwendete Berechnungsnetz wird dabei verformt. *Nagata et al. (2000)* dagegen lassen in ihren 2D-tiefengemittelten Mäandersimulationen auch eine Variation der Breite zu. Sekundärströmungskorrekturen werden hier allerdings nur in der Sedimentberechnung verwendet.

Für die Beschreibung und für die mathematische Abbildung der seitlichen Entwicklung einer geraden Gewässerstrecke sind nach *Schmautz (2003)* zunächst Prozesse der Strömungserosion maßgebend. Übersteigt die hydraulische Belastung im Böschungsbereich die Grenzscherubspannungen des Ufermaterials, werden dort Einzelkörner mobilisiert. Die Einzelkörner werden auf horizontaler Sohle, wie in Querschnittsmitteln, in Fließrichtung transportiert. Im Böschungsbereich kommt es aber aufgrund der Querneigung des Ufers zu Hangabtriebskräften, so dass herausgerissene Körner nicht nur einen Längstransport, sondern auch einen Quertransport erfahren (Abb. 2-2). Dieser Quertransport ist für die seitliche Aufweitung und Ufererosion verantwortlich.

Für numerische Modelle sind die Abbildung der aufgrund der starken Querneigung der Ufer reduzierten Grenzscherubspannung und die Ermittlung des Winkels zwischen der böschungsp parallelen Strömung und der Geschiebetransportrichtung von entscheidender Bedeutung. Dieser Winkel bestimmt die Aufweitungsgeschwindigkeit, wobei die im Böschungsbereich reduzierte Grenzscherubspannung dagegen mehr für den Zeitpunkt des Erliegens der Ufererosion verantwortlich ist. Zu einem Böschungsbruch im eigentlichen Sinne kommt es dagegen in den Böschungsbereichen, die nicht durch die Strömungserosion beeinflusst sind, also vor allem die Böschungsbereiche über dem Wasserspiegel und kurz darunter. Für kohäsionslose, kiesige Ufermaterialien und für typische Gewässergeometrien, deren Böschungen im Hochwasserfall unter Wasser stehen, spielt diese Erscheinung allerdings eine untergeordnete Rolle. Die Abbildung im numerischen Modell kann vereinfacht über eine Grenzbedingung des inneren Reibungswinkels des Materials (typischerweise  $\varphi = 32^\circ$  bis  $40^\circ$ ) bewerkstelligt werden (siehe Kapitel 7.3). Für bindige oder sehr hohe Böschungen spielt das plötzliche gravitationsinduzierte Böschungsversagen und

die anschließende Rutschung und Materialumverteilung im Querschnitt sicherlich eine größere Rolle, deren Effekte mit diesem vereinfachten Kriterium nicht mehr treffend abgebildet werden können.



*Abb. 2-2: Sättigung des Geschiebetransportvermögens in einer geraden Strecke -  
Abhängigkeit von der Bewegungsrichtung (aus Schmautz, 2003)*

Einerseits kann eine stabile Sohllage durch ein dynamisches Transportgleichgewicht erreicht werden. Wird in einen Flussabschnitt genauso viel Material von oberstrom eingetragen wie ausgetragen, ändert sich die Sohllage im Mittel nicht. Dieser Zustand ist allerdings im Böschungsbereich nicht denkbar, da aufgrund des Quertransports das Transportvermögen nicht durch oberstrom ankommendes Geschiebe gesättigt werden kann. Hier ist ein stabiler Zustand nur durch ein statisches Gleichgewicht beschreibbar.

Andererseits kann ein Gleichgewicht auch statisch erreicht werden, indem zum Beispiel durch Sohlerosion das Längsgefälle eines Flussabschnittes so gering oder Abpflasterungserscheinungen bzw. Bewuchs so dominant werden, dass die Sohlschubspannung dort nicht mehr für die Mobilisierung von Geschiebe ausreicht. Ebenfalls nimmt mit zunehmender Gewässerbreite die Sohlschubspannung ab, wodurch die Breitenentwicklung zum Erliegen kommen kann.

In Flusskurven werden die Prozesse komplizierter (Abb. 2-3). Maßgebend für die Breitenentwicklung ist wieder der Materialquertransport. Dieser wird im Böschungsbereich vornehmlich durch die Hangabtriebskräfte aufgrund der Querneigung verursacht (siehe Nr. 1 in Abb. 2-3). In Flusskurven kommt neben der Hangabtriebskraft allerdings ein weiterer Effekt, die Sekundärströmung, als Verursacher von Materialquertransport hinzu. Im Böschungsbereich überwiegt der Einfluss der Hangabtriebskräfte. Im ebenen Sohlbereich kommt es aufgrund der sohlnahen zum Gleitufer gerichteten Sekundärströmungskomponente ebenfalls zu einem Quer-

transport (siehe Nr. 2 in Abb. 2-3). Ein dynamisches Transportgleichgewicht, wie es in einer geraden Gewässerstrecke im ebenen Sohlbereich denkbar ist, kann sich hier nicht einstellen. Zu einem reinen Materiallängstransport, der die Voraussetzung für ein dynamisches Transportgleichgewicht darstellt, kommt es nur, wenn in Querschnittsbereichen, in denen sich die sohlnah nach innen gerichteten Sekundärströmungskräfte und die nach außen gerichteten Hangabtriebskräfte aufgrund der Gegenneigung aufheben und nur noch die Längskomponente der Strömung als antreibende Kraft am Einzelkorn übrig bleibt (siehe Nr. 3 in Abb. 2-3). Gerade bei 2D-tiefengemittelten Simulationsmodellen muss über diese Effekte nachgedacht werden, da sie prinzipiell in der mathematischen Beschreibung nicht enthalten sind und nur über eine entsprechende Modellierung abgebildet werden können, wodurch weitere Parametrisierungen, Unsicherheiten sprich Stellschrauben entstehen.

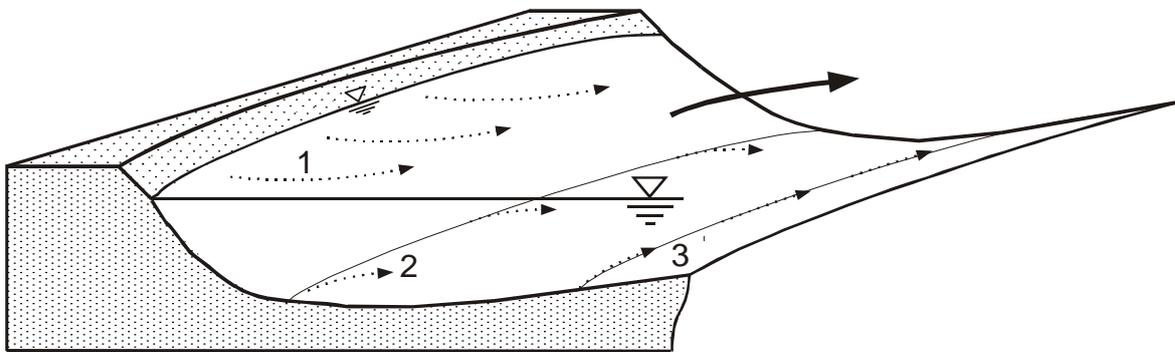


Abb. 2-3: Sättigung des Geschiebetransportvermögens in der Krümmung - Abhängigkeit von der Transportrichtung

## 2.2 Ziele dieser Arbeit

Diese Arbeit baut direkt auf den Ergebnissen und Erkenntnissen der Untersuchungen von *Schmautz (2003)* auf. In dieser Arbeit wurden ausschließlich gerade Gewässerstrecken mit bewuchsfreien Ufern aus kohäsionslosem, kiesigen Material betrachtet. Als hydraulische Belastung wurden konstante bordvolle Abflüsse angesetzt.

In dieser Arbeit sollen neben geraden Gewässerstrecken auch kurvige Flussabschnitte betrachtet werden. In Kapitel 3 werden zunächst die wesentlichen hydraulischen und morphologischen Prozesse in Flusskurven aufgezeigt. Mit deren Abbildung und Modellierung in einem 2D-tiefengemittelten Modell beschäftigen sich die Kapitel 4, 5 und 6.

Trotz leistungsstarker Computer kommt es bei morphologischen 2D-Berechnungen

zu langen Rechenzeiten, zumal nicht nur ein einzelnes Hochwasserereignis, sondern die morphologische Entwicklung über mehrere Jahrzehnte zu untersuchen ist. Gerade die Simulation von Seitenerosionsvorgängen erfordert eine entsprechend feine Auflösung im Böschungsbereich, was zudem die Anzahl der Berechnungselemente in die Höhe treibt. Neben der aufwendigen zweidimensionalen Simulation wird in Kapitel 7 daher ein vereinfachtes 1D<sup>2</sup>-Verfahren bzw. eine reine Querschnittsbetrachtung aufgezeigt und diskutiert, was gerade für erste Vorabschätzungen in der Praxis eine einfache und schnelle Alternative darstellen kann.

Wurden in dem von *Schmautz (2003)* vorgestellten Handrechenverfahren zur Abschätzung der maximalen Gewässerbreite in einer geraden Gewässerstrecke nur Endzustände für einen konstanten Abfluss betrachtet, sollen hier in Kapitel 8 auch Möglichkeiten der Abschätzung der Entwicklungsdauer und -geschwindigkeit aufgezeigt werden.

Trotz erster Ansätze der rechnergestützten Abschätzung von Seitenerosionsvorgängen entziehen sich derzeit noch viele Prozesse, welche in der Natur die eigendynamische Entwicklung beeinflussen, der mathematischen Beschreibung. Hier kann zum Beispiel die Stabilisierung oder auch Destabilisierung der Böschungen durch aufkommenden Bewuchs angeführt werden. Umso wichtiger ist daher das qualitative Prozessverständnis. In dieser Arbeit sollen auch wesentliche Prozessabläufe und Beobachtungen an bereits durchgeführten Rückbaumaßnahmen zusammengefasst und als Basis für eine praxisorientierte Interpretation vereinfachter Simulationsergebnisse bzw. als Anregung für Weiterentwicklungen in der Simulationstechnik diskutiert werden.

### 3 Strömung und Geschiebetransport in Flusskrümmungen – Grundlegende Aspekte

Betrachtet man eine Kurve mit einem bestimmten Gefälle  $I_0$  in Querschnittsmitte, so ergibt sich aufgrund der etwas kürzeren Fließstrecke an der Kurveninnenseite ein höheres Gefälle. An der Kurvenaußenseite dagegen entsteht der umgekehrte Effekt. Nimmt man vereinfacht eine konstante Fließtiefe über den Querschnitt an, so ergibt sich in einer ersten Abschätzung über die Stricker-Formel  $U = k_{\text{Str}} \cdot I^{1/2} \cdot h^{2/3}$  an der Kurveninnenseite die größte Geschwindigkeit. Das Gefälle an der Kurveninnen- bzw. Kurvenaußenseite errechnet sich rein geometrisch zu  $I_{\text{Innenkurve}} = I_0 \cdot R_{\text{Mitte}} / R_{\text{Innenkurve}}$ . Eingesetzt in die Strickler-Formel würde sich die Geschwindigkeit in einer Flusskurve als reine Potentialströmung betrachtet proportional nach  $U \sim R^{-1/2}$  verhalten (Mewis, 2002).

Wählt man zum Beispiel die Salzachkurve ( $R \approx 300$  m) in der Laufener-Enge, ergeben sich für den ca. 80 m breiten Fluss mit einem angenommenen mittleren Längsgefälle von  $I_0 = 1,0$  ‰ und einem Strickler-Beiwert von  $k_{\text{Str}} = 35$  m<sup>1/3</sup>/s die in Tab. 3-1 dargestellten Verhältnisse. Das Geschwindigkeitsmaximum liegt an der Kurveninnenseite. Aufgrund der Fliehkräfte entsteht in der Flusskurve ebenfalls eine Wasserspiegelverkipfung, wodurch sich die Fließtiefe an der Kurveninnenseite reduziert und an der Außenseite erhöht. Berücksichtigt man diesen Effekt mit der gängigen Abschätzung  $I_{\text{wsp\_quer}} = U^2 / (g \cdot R)$  (z.B. Franke, 1974) reduziert sich die Geschwindigkeit an der Innenseite und erhöht sich an der Außenseite. Dieser Effekt ist allerdings sehr gering (siehe Tab. 3-1). Der Effekt der Wasserspiegelverkipfung und der Potentialströmung ist prinzipiell auch in jedem 2D-tiefengemittelten, numerischen Modell enthalten.

Tab. 3-1: Kurvenströmung in der Laufener-Enge (Salzach)

	Innenkurve	Mitte	Außenkurve
Gefälle	1,13 ‰	1,0 ‰	0,87 ‰
Fließtiefe (konstant)	4 m	4 m	4 m
Geschwindigkeit	2,97 m/s	2,79 m/s	2,60 m/s
Fließtiefe (mit WSP-Verkipfung)	3,89 m	4 m	4,11 m
Geschwindigkeit	2,92 m/s	2,79 m/s	2,64 m/s

Aufgrund der Kreisbahn wirken in der Flusskurve auch Fliehkräfte, welche an die Kurvenaußenseite gerichtet sind und sich proportional zu  $F_Z \sim u^2/R$  verhalten. Hierdurch werden Wassermassen in der Kurve nach außen gedrückt. Betrachtet man eine typische Geschwindigkeitsverteilung über die Fließtiefe in Hauptströmungsrichtung (siehe Abb. 3-1), welche im Bereich der Sohle stark abnimmt, so wirken im Sohlbereich geringere Fliehkräfte als in den Bereichen kurz unterhalb des Wasserspiegels, wo die Längsgeschwindigkeiten am größten sind. Um die Kontinuität nicht zu verletzen, muss es auch eine nach innen gerichtete Strömungskomponente im Querschnitt geben. Diese Strömungskomponente tritt im unteren sohlnahen Bereich auf. Der Verursacher dieser Rückströmung ist das Wasserspiegelquergefälle, bzw. der dadurch entstandene Druckgradient Richtung Kurveninnenseite, welcher als Gegenspieler zu den Fliehkräften agiert und die geringeren Fliehkräfte im Sohlbereich überdrückt. Aus der Überlagerung bzw. dem Kräftespiel von Druck- und Fliehkräften entsteht ein walzenartiges Strömungsmuster, die Sekundärströmung (siehe Abb. 3-1). Diese führt zu einer Umverteilung der Hauptströmung und verlagert das Geschwindigkeitsmaximum in Richtung Außenufer. Dieser Effekt ist in 2D-tiefengemittelten Programmen nicht enthalten, wodurch die Geschwindigkeitsmaxima tendenziell zu weit am Innenufer liegen. Die horizontale Sekundärströmung an der Wasserspiegeloberfläche lässt sich in ihrer Größenordnung analytisch ermitteln. So lässt sich nach *Rozovskii (1957)* die Sekundärströmungsgeschwindigkeit an der Oberfläche mit Gl. 3-1 abschätzen. Nimmt man voralpine Rauheits- und Fließtiefen/Radius-Verhältnisse an, so ergibt sich in etwa eine horizontale Sekundärströmungsgeschwindigkeit von 1% bis 10% der Längsgeschwindigkeit. Für die Situation in der Laufener Enge ergeben sich rund 7%. Dies bedeutet, dass ein Wasserteilchen rund 10 m bis 100 m in Längsrichtung zurücklegen muss, um 1 m in Querrichtung zu wandern. Eine vollständige Sekundärströmungswalze, wie in Abb. 3-1 gezeigt, wird somit bei natürlichen Verhältnissen in einer Flusskurve nicht erreicht.

$$v_{c,s} \approx \frac{1}{\kappa^2} U_c \frac{h}{R} \cdot 1,25 \left( 1 - \frac{\sqrt{9,81}}{\kappa C} \right) \approx 5,5 \div 6,5 \cdot U_c \frac{h}{R} \approx 1\% \div 10\% U_c$$

$U_c$  = Fließgeschwindigkeit

Gl. 3-1

$h$  = Fließtiefe

$R$  = Radius

$C$  = Chezy-Beiwert

$\kappa$  = von Karman-Konstante (üblicher Wert  $\approx 0,412$ )

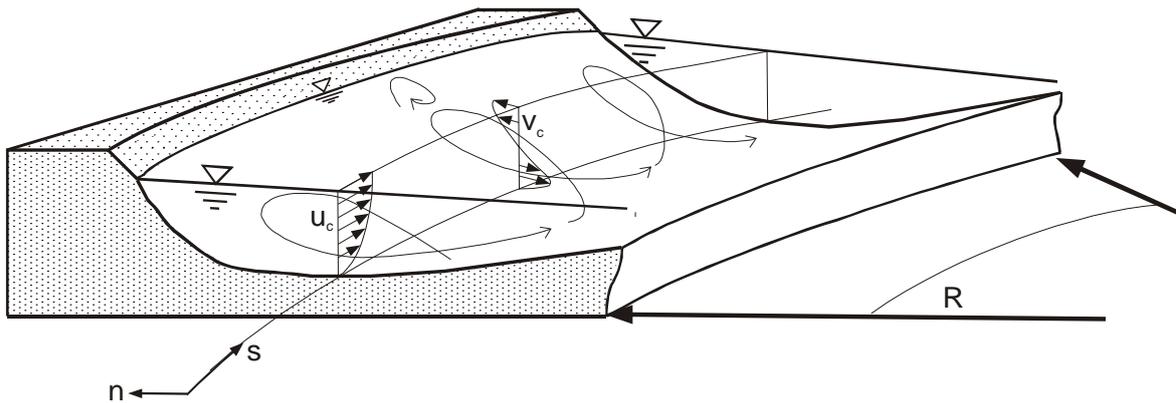


Abb. 3-1: Sekundärströmung in der Kurve

Neben der Haupt-Sekundärströmungswalze treten in Flusskrümmungen teils weitere kleinere Sekundärströmungswirbel auf, welche auf die Anisotropie der Turbulenz zurückzuführen sind. Eine an der Pralluferseite entgegen der Hauptwalze drehende Sekundärströmung konnte sowohl von *Blanckaert & Graf (2001)* in ihren Laborversuchen als auch von *Bathurst et al. (1979)* in Feldmessungen nachgewiesen werden. Ebenfalls zeigen die in Kapitel 4 vorgestellten SIMK-Berechnungen, welche auf einem anisotropen Turbulenzmodell beruhen (*Kölling, 1994*), diese Gegenwalzen auf. Turbulenzgetriebene Sekundärströmungen treten prinzipiell auch in geraden Flussabschnitten auf und sind kein Phänomen der Krümmung.

Die bis hier aufgeführten Strömungsphänomene existieren in einer theoretisch unbeeinflussten, vollentwickelten Kurvenströmung. Diese muss sich jedoch in natürlichen Flussabschnitten und auch im Laborgerinne erst allmählich einstellen. Folgt auf eine geradlinige Fließstrecke eine Krümmung, so baut sich am Kurvenanfang die Verkippung des Wasserspiegels zunächst auf (QS\_1→QS\_2 in Abb. 3-2). Hieraus resultiert am Kurvenanfang an der Innenseite ein steileres Längsgefälle, was die Hauptströmung an der Innenseite zusätzlich beschleunigt. An der Außenkurve tritt der gegenläufige Effekt auf. Die Hauptströmung wird hier ausgebremst, da sich das Längsgefälle am Kurveneingang in diesem Bereich reduziert. Im anschließenden Kurvenverlauf bleibt das Längsgefälle an der Innen- und an der Außenseite zunächst konstant. Der kürzere Fließweg und das etwas erhöhte Längsgefälle an der Innenseite zieht das Geschwindigkeitsmaximum tendenziell an die Innenseite, wobei die Sekundärströmungswalze eine Verlagerung an die Pralluferseite anstrebt (QS\_3→QS\_4 in Abb. 3-2). Ob das Geschwindigkeitsmaximum tatsächlich an die Außenkurve verlagert wird oder an der Innenkurve bleibt, ist von der jeweiligen Krümmungssituation abhängig. Am Kurvenausgang entsteht der gegenläufige Effekt wie am Kurveneingang. Der Wasserspiegel senkt sich im Außenbereich ab und

erhöht sich an der Innenkurve, um letztendlich wieder einen horizontalen Verlauf bzw. die Gegenneigung der folgenden Kurve anzunehmen. Hierdurch wird die Strömung in der Außenkurve beschleunigt und an der Innenkurve abgebremst (QS\_5→QS\_6 in Abb. 3-2). In diesem Bereich treten tendenziell die größten Pralluferbelastungen auf. Diese Beschleunigungen und Verzögerungen werden auch in einem 2D-tiefengemittelten Programm abgebildet. Das Abbremsen bzw. die Verzögerung im Kurvenanfang an der Pralluferseite und an der Innenseite unmittelbar nach der Kurve kann bei starken Krümmungen auch zu Ablösungen und Gegenwirbeln führen (*Rozovskii, 1957*).

Für die Belastung der Flusssohle bedeuten die eben skizzierten Effekte, dass die Schubspannungen bzw. die Geschiebetransportraten an der Kurveninnenseite entlang der Kurve abnehmen. Aus dieser Übersättigung des Längstransportes (Prozess **a** in Abb. 3-2) kommt es an der Innenseite zu Ablagerungen, die zunächst nichts mit der Sekundärströmung zu tun haben und mit jedem 2D-Programm simuliert werden können. An der Pralluferseite kommt es zum gegenläufigen Effekt und es entstehen Kurvenkolke.

Diese Ablagerungs- und Kolkerscheinungen werden allerdings von der Sekundärströmung, welche für einen Materialquertransport in der Kurve sorgt, weiter verstärkt, da die sohlnah nach innen gerichtete Strömungskomponente Material von der Pralluferseite in Richtung Innenufer (siehe Prozess **b** in Abb. 3-2) transportiert.

Diese beiden Prozesse sorgen für die Kiesbänke an den Gleitufeln und für die Kolkerscheinungen an den Prallufeln. Durch diese morphologische Umgestaltung des Querprofils kommt es zusätzlich zu einer Verstärkung bzw. Verlagerung der Strömung an den Pralluferbereich, auch wenn anfänglich in der Ausgangsgeometrie bei ebener Sohle die größten Sohlbelastungen eher an der Innenkurve aufgetreten sind.

Um diese Abschnitte zusammenzufassen, sei hier noch mal *Rozovskii (1957)* aufgeführt. Er stellt in der Einführung zu seinem Werk über die Strömung in Gerinnekrümmungen fünf wesentliche Merkmale der Kurvenströmung heraus:

1. Die Querneigung des Wasserspiegels
2. Das Auftreten von Querströmungen (Sekundärströmung)
3. Die Umverteilung des Geschwindigkeitsfeldes über den Querschnitt

4. Mögliche Ablöseerscheinungen und Ausbildung von Wirbelstrukturen in den Verzögerungsbereichen scharfer Kurven
5. Zusätzliche Energieverluste

Neben diesen fünf wesentlichen Merkmalen soll hier in Anbetracht des großen Einflusses der Morphologie ein 6. Punkt aufgeführt werden, dessen Ursache zwar in den oben zitierten Phänomenen liegt, aber in natürlichen Flusskrümmungen sicherlich den größten Einfluss auf die natürliche Geschwindigkeitsverteilung und Strömungsbildung ausübt und zwar,

6. die starke Rückkopplung der morphologischen Veränderungen auf die gesamte Strömungssituation einer Flusskurve.

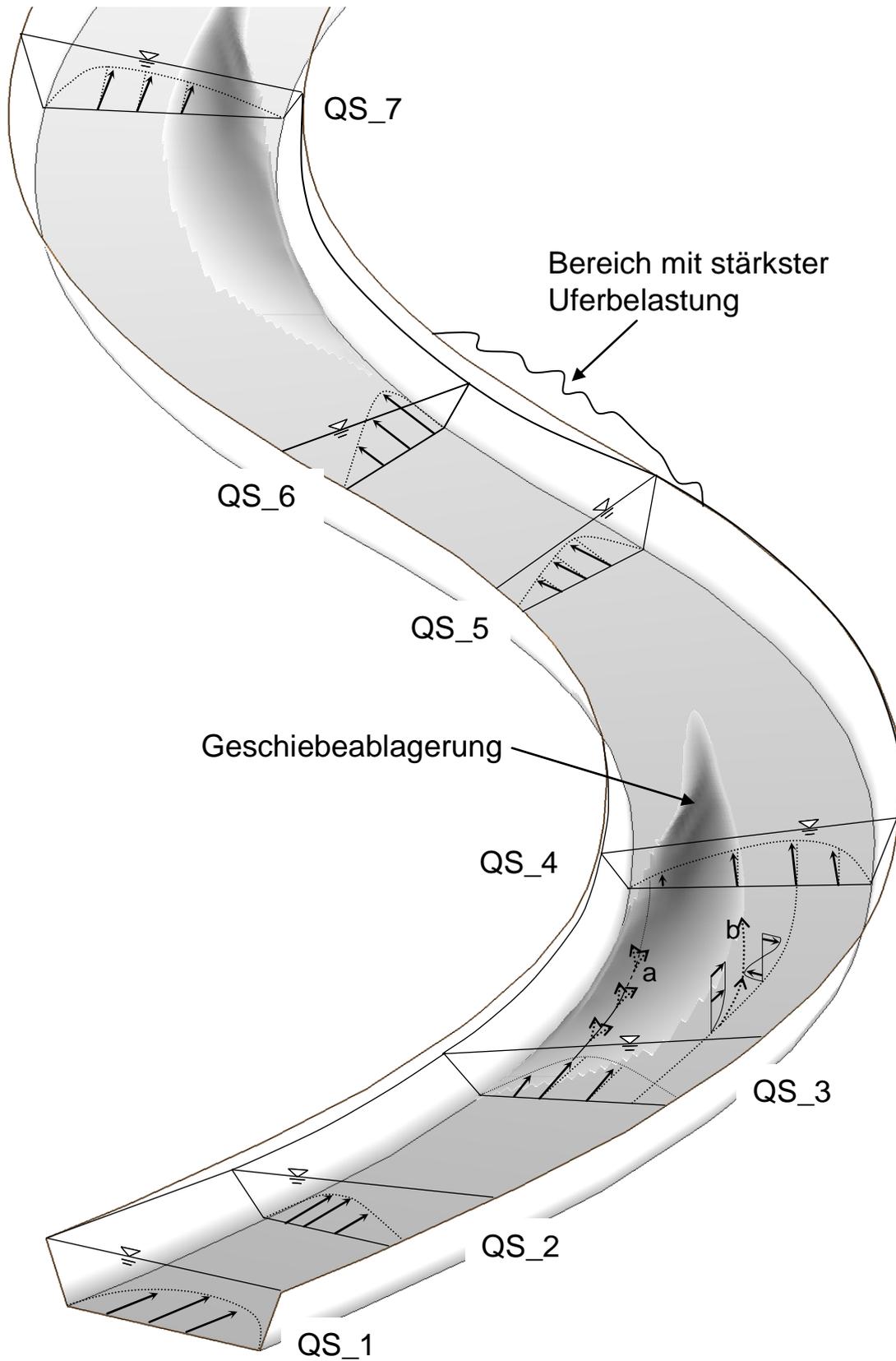


Abb. 3-2: Prozesse in der Flusskurve

## 4 2D-tiefengemittelte Modellierung der Kurvenströmung

### 4.1 Zweidimensionale Flachwassergleichungen und prinzipielle Einschränkungen

Bei vielen flussbaulichen Fragestellungen steht derzeit meist die Berechnung der Wasserspiegellagen im Vordergrund. Die exakte Verteilung der Geschwindigkeiten in einer Flusskurve zum Beispiel ist bei diesen Fragestellungen meist von untergeordneter Bedeutung. Deshalb wird ihr bis jetzt bei Fragestellungen aus der Praxis meist wenig Aufmerksamkeit geschenkt. Gerade bei den zunehmenden morphologischen Fragestellungen spielt die Verteilung der Geschwindigkeiten über den Querschnitt aber eine entscheidende Rolle. Hier sollten demnach echte dreidimensionale Modelle eingesetzt werden. Dennoch wird man hier im praktischen Einsatz aufgrund der Anwendbarkeit noch länger mit den zweidimensionalen Flachwassermodellen Vorlieb nehmen müssen, in denen aber durchaus Sekundärströmungseffekte näherungsweise berücksichtigt werden können. Dies ist gerade bei morphologischen Fragestellungen von Bedeutung.

Die zweidimensionalen tiefengemittelten Flachwassergleichungen erhält man nach Integration der Reynolds-Gleichungen über die Fließtiefe  $h$ . Bei Annahme von hydrostatischen Druckverhältnissen kann der Druckgradient durch das lokale Wasserspiegelgefälle ausgedrückt werden (siehe z. B. *Malcherek, 2001*).

Das in dieser Arbeit verwendete zweidimensionale tiefengemittelte Modell beruht auf dem Modell RISMO-2D<sup>1</sup>, welches im Rahmen des DFG-Projektes (Ro 365/31) am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen entwickelt wurde und von *Schmautz (2003)* weitere Anpassungen bezüglich des Sedimenttransportes und zur Simulation von Böschungserosionen erfahren hat (DFG-Projekt Str 517/6). Das Modell basiert auf der Finiten-Element-Methode und verwendet das Wirbelviskositätsprinzip zur Modellierung der turbulenten Spannungen. Genauere Beschreibungen sind bei *Rouvé & Schröder (1997)*, *Schmautz (2003)* und *Stein (1990)* enthalten. Gl. 4-1 bis Gl. 4-3 zeigen die hier verwendete Form der Flachwassergleichungen, wobei die Dispersionsterme mit aufgeführt sind. Die zeitlichen Ableitungen wurden hier vernachlässigt, da die morphologischen Berechnungen durch eine Abfolge von stationären Zeitschritten (quasi-stationär) durchgeführt werden.

<sup>1</sup> RISMO-2D und weitere Informationen hierzu können als Freeware unter [www.hnware.de](http://www.hnware.de) bezogen werden.

$$\begin{aligned}
 \underbrace{hU \frac{\partial U}{\partial x} + hV \frac{\partial U}{\partial y}}_{\text{Konvektion}} &= \underbrace{-gh \frac{\partial S}{\partial x}}_{\text{Schwerkraft}} & \underbrace{-\frac{1}{\rho} \tau_{B,x}}_{\text{Sohlschubspannung}} &+ \\
 + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left( h \overline{v_t} \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( h \overline{v_t} \frac{\partial U}{\partial y} \right)}_{\text{turbulente Schubspannung}} & & \underbrace{-\frac{\partial D_{UU}}{\rho \partial x} - \frac{\partial D_{UV}}{\rho \partial y}}_{\text{Dispersionsterme}} &
 \end{aligned}
 \tag{Gl. 4-1}$$

$$\begin{aligned}
 hU \frac{\partial V}{\partial x} + hV \frac{\partial V}{\partial y} &= -gh \frac{\partial S}{\partial y} & -\frac{1}{\rho} \tau_{B,y} &+ \\
 + \frac{\partial}{\partial x} \left( h \overline{v_t} \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( h \overline{v_t} \frac{\partial V}{\partial y} \right) & & -\frac{\partial D_{VV}}{\rho \partial y} - \frac{\partial D_{UV}}{\rho \partial x} &
 \end{aligned}
 \tag{Gl. 4-2}$$

$$\underbrace{\frac{\partial(hU)}{\partial x} + \frac{\partial(hV)}{\partial y}}_{\text{Kontinuität}} = 0
 \tag{Gl. 4-3}$$

U, V = tiefengemittelte Geschwindigkeiten in x, y –Richtung

S = Wasserspiegel

h = Fließtiefe

$\overline{v_t}$  = tiefengemittelte Wirbelviskosität

$\rho$  = Dichte des Fluids (Wasser)

$D_{VV}, D_{UV}, D_{UU}$  = Dispersionsterme

Aufgrund der Tiefenmittelung liegen in den Gleichungen keine Informationen über die vertikale Verteilung der Geschwindigkeiten vor. Die an der Sohle auftretenden Reibungskräfte werden daher als äußere Kräfte berücksichtigt und durch einen Zusammenhang über die tiefengemittelten Geschwindigkeiten U, V ausgedrückt.

Ein ähnliches Problem ergibt sich bei der Abbildung der Sekundärströmungen. Stellt man sich ein voll entwickeltes Sekundärströmungsprofil vor, bei dem in Querichtung die Kontinuität eingehalten ist, so verschwindet diese Geschwindigkeitskomponente bei der Tiefenmittelung zwangsweise. Die Sekundärströmungskomponenten sind in den tiefengemittelten Geschwindigkeiten U und V nicht enthalten.

Durch die Reynolds-Mittelung werden die Geschwindigkeiten über einen konstanten Mittelwert und einer Schwankungsgröße ausgedrückt. Diese Schwankungsgrößen verursachen den turbulenten Impulsaustausch. Sie werden auch Scheinspannungen oder Reynoldsspannungen genannt. Anschaulich lassen sich diese Spannungen so erklären, dass sich die Wasserteilchen zwar mit einer mittleren Ge-

schwindigkeit fortbewegen, aber in einer turbulenten Strömung dennoch bestimmte Fluktuationen bzw. Zappelbewegungen aufweisen. Durch diese Zappelbewegungen verhaken bzw. behindern sich zwei mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten aneinander vorbei gleitende Wasserströme. Die langsameren Wassermassen werden beschleunigt, die schnelleren abgebremst. Es kommt zu einem Impulsaustausch. Diese Vorstellung erinnert an die viskosen Schubspannungen bei Fluiden. Hieraus entstand das Wirbelviskositätsprinzip, welches besagt, dass die Reynoldsspannungen sich proportional zu den Gradienten der mittleren Geschwindigkeiten verhalten. Als Proportionalitätskonstante wird hier die Wirbelviskosität  $\nu_t$  eingeführt. Je mehr die Wasserteilchen „zappeln“, desto größer ist der Wert für die Wirbelviskosität zu wählen. Sie ist also nicht konstant wie die Stoffeigenschaft  $\nu$ , sondern abhängig von der Strömungssituation und es gilt, sie über mehr oder weniger aufwendige Turbulenzmodelle zu modellieren. Neben den viskosen Schubspannungen auf Basis der kinematischen Viskosität  $\nu$  treten also nun auch turbulente Schubspannungen auf Basis der Wirbelviskosität  $\nu_t$  auf, welche in natürlichen Fließgewässern deutlich dominieren (*Bui, 1998*).

Mit der Einführung der Wirbelviskosität als Analogiemodell besitzt die Turbulenz nun isotrope Eigenschaften. Die turbulenten Fluktuationen bzw. Zappelbewegungen der Wasserteilchen sind aber nicht in alle Raumrichtungen gleich. Es entstehen aus der Überlagerung dieser Fluktuationen ebenfalls größere zusammenhängende Wirbelstrukturen bzw. Sekundärströmungen, welche auf die Anisotropie der Turbulenz zurückzuführen sind. So treten auch in einem geraden Gerinne in einem Querschnitt Sekundärströmungswalzen auf, deren Anzahl, Form und Drehrichtung im Wesentlichen von der Querschnittsgeometrie beeinflusst werden. Typische anisotrope Sekundärströmungsstrukturen sind zum Beispiel die zwei gegenläufig drehenden Walzen in den Querschnittsecken eines Rechteckprofils. Diese Sekundärströmungen können auf Basis eines Wirbelviskositätsansatzes nicht simuliert werden. Da diese Strömungen in natürlichen Fließgewässern relativ gering sind, und ein Querschnitt nicht von einer Gesamtwalze sondern von mehreren gegenläufigen kleineren Walzenstrukturen durchzogen wird, ist die Verwendung der Wirbelviskosität jedoch meist vertretbar. Anders verhält es sich dagegen mit den Sekundärströmungen in einer Flusskurve. Deren Abbildung wird nicht durch das Wirbelviskositätsmodell verhindert. Diese Strömungsmuster können prinzipiell in jedem dreidimensionalen Modell beobachtet werden. Während in einem 3D-Modell sowohl die horizontale als auch die vertikale Geschwindigkeitsverteilung von der Turbulenz beeinflusst wird, spielt die Wirbelviskosität bzw. Turbulenz bei tiefengemittelten Modellen nur in der horizontalen Geschwindigkeitsverteilung nicht aber in der Ausbildung des

vertikalen Geschwindigkeitsprofils eine Rolle. Die vertikale Verteilung wird in 2D-Modellen über den Rauheitsansatz erfasst.

Aufgrund der Tiefenmittelung kommt es in den zweidimensionalen Flachwassergleichungen zu weiteren Spannungstermen, den Dispersionstermen (*Stein, 1990*). Diese entstehen wiederum aufgrund einer mathematischen Mittelung (vgl. Reynoldsspannungen), der Tiefenmittelung. Unter Dispersion wird im Allgemeinen der Transport infolge differentieller Konvektion bezeichnet. In einem zweidimensionalen Modell fließen hier zum Beispiel die Abweichungen der tiefengemittelten Geschwindigkeiten von den tatsächlichen über die Tiefe verteilten Geschwindigkeiten, also der Unterschied z.B. zwischen  $U$  und  $u(z)$  ein. Diese Terme werden allerdings meist vernachlässigt, da eine allgemeingültige Formulierung nicht möglich ist. Vor allem in der deutschsprachigen Literatur gibt es stark gegensätzliche Aussagen über die Auswirkungen dieser Terme. Nach *Malcherek (2001)* kann eine Kurvenströmung mit Hilfe dieser Terme sehr genau auch in einem 2D-Modell simuliert werden, jedoch werden keine Berechnungsergebnisse aufgezeigt. In *ATV-DVWK (2003)* wird dagegen auf die geringe Wirkung dieser Terme hingewiesen. Ebenfalls zeigt *Lippert (2005)*, dass die Auswirkungen der Dispersionsterme auf die Geschwindigkeitsverteilung eines natürlichen Rheinabschnitts vernachlässigbar sind. Dagegen zeigten Lipperts Vergleichsrechnungen an einem rechteckigen Laborgerinne durchaus Verbesserungen durch die Modellierung der Dispersionsterme. In der Literatur wird auch empfohlen, das Fehlen der Dispersionsterme durch eine Anpassung der Diffusionsterme zu berücksichtigen, was letztendlich einer Erhöhung der dimensionslosen Diffusivität  $e^*$  im Turbulenzmodell und folglich auch der berechneten Wirbelviskosität gleichkommt. Hiermit stößt man allerdings mit der Wirbelviskosität auf ein ähnliches Problem wie bei der Abbildung der turbulenzgetriebenen Sekundärströmungen. Konnten diese Strömungen nicht durch die isotrope Wirbelviskosität abgebildet, sondern nur schemenhaft modelliert werden, so kann auch die isotrope Wirbelviskosität die Abbildung der Sekundärströmungen der Flusskurve nicht leisten. Die Sekundärströmungswalze der Kurve ist allerdings eine dominante, den ganzen Querschnitt erfassende Strömungsstruktur, welche in ihrer Größenordnung und ihrer klar gerichteten Auswirkung durch eine isotrope Eigenschaft weder simuliert noch modelliert werden kann. Eine Erhöhung der Wirbelviskosität führt lediglich zu einem Verschmieren der Geschwindigkeitsgradienten in Querrichtung. Hierdurch kann bei Simulationen, bei denen die Wasserspiegellage im Vordergrund steht, zwar der erhöhte Energieverlust im Querschnitt global erfasst werden, nicht aber die bei morphologischen Simulationen erforderliche differenzierte Betrachtung der Sohl- und Böschungbelastung in Krümmungen. Eine Erhöhung der dimensi-

onslosen Diffusivität  $e^*$  macht sich vor allem in den Bereichen mit starken Geschwindigkeitsgradienten, also im Böschungsbereich, bemerkbar. Die Geschwindigkeit in der Hauptgerinne „hängt“ sich zunehmend an die Böschung. Die Geschwindigkeit in den Böschungen wird hierdurch erhöht, die in der Hauptgerinne dagegen gebremst. Dies gilt sowohl für das Innen- als auch für das Außenufer. Testrechnungen haben gezeigt, dass letztendlich die Schubspannungsverteilung in den Böschungen sehr sensibel auf die Erhöhung von  $e^*$  reagiert. Des Weiteren müsste die Erhöhung von  $e^*$  in Abhängigkeit der Krümmungssituation dynamisch berechnet, also ein neues Wirbelviskositätsmodell erstellt werden. *Schmautz (2003)* verwendet für die Kalibrierung der Geschwindigkeitsverteilung im Querprofil in gestreckten Gerinnen die dimensionslose Diffusivität  $e^*$  und kann hierdurch im Vergleich mit Berechnungen auf Basis eines anisotropen Turbulenzmodells gute Übereinstimmungen erzielen. Deshalb wird hier der Weg über die Berücksichtigung der Dispersionssterme gewählt, deren Einfluss, Wirkungsweise und numerische Umsetzungsmöglichkeiten im Rahmen dieser Arbeit weiter untersucht werden.

#### 4.2 Turbulenzmodell und Ermittlung der Wirbelviskosität

Um die turbulenten Schubspannungen in den Flachwassergleichungen zu modellieren, gilt es, geeignete Zusammenhänge für die tiefengemittelte Wirbelviskosität  $\bar{\nu}_t$  zu finden. Hierfür gibt es mehr oder weniger aufwendige Ansätze.

Eine Möglichkeit liegt darin, die vertikale, parabolische Verteilung der Wirbelviskosität  $\nu_t(z)$  (Gl. 4-4), welche sich unter Annahme eines logarithmischen Geschwindigkeitsprofils und einer linearen Zunahme der turbulenten inneren Schubspannungen in einem sehr breiten Kanal ergibt, über die Tiefe zu mitteln (siehe z.B. *Malcherek, 2001*). Die Tiefenmittelung der Gl. 4-4 führt zu Gl. 4-5. Hieraus ergibt sich eine Proportionalität zum Produkt der Fließtiefe  $h$  und der Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$ . Die aus der Integration resultierende Konstante von 0,07 ist jedoch bei vielen Praxisanwendungen zu klein. Gl. 4-6 besitzt als Proportionalitätskonstanten die turbulente Schmidtzahl  $\sigma_t$  und die dimensionslose Diffusivität  $e^*$  (*ASCE Task Committee, 1998*). Für die turbulente Schmidtzahl wird ein Wert von 0,5 bis 1,0 und für die dimensionslose Diffusivität  $e^*$  ein Wertebereich zwischen 0,075 und 0,9 angegeben (*Rouvé & Schröder, 1994*). Bei natürlichen Flüssen wird für  $e^*$  meist ein Bereich zwischen 0,5 und 1,2 verwendet, welcher deutlich über dem der theoretischen Herleitung liegt. Wie in Kapitel 4.1 bereits erwähnt, wird auch empfohlen, Bereiche mit intensiven Scherschichten und Sekundärströmungen über eine starke Erhöhung von  $e^*$  zu modellieren und so vernachlässigte Effekte

hier zu platzieren. Die Gl. 4-5 bzw. Gl. 4-6 berücksichtigen nur die sohlinduzierte Turbulenzproduktion. Nach *Malcherek (2002)* liegt gerade hier der Grund, weshalb die theoretisch ermittelten Proportionalitäten viel zu gering sind, da eine Erhöhung der tiefengemittelten Wirbelviskosität infolge von horizontalen Geschwindigkeitsgradienten nicht erfasst wird.

*Spannring (1999)* erzielt mit einem Mischungswegansatz (Gl. 4-7), welcher allerdings nur die horizontale Geschwindigkeitsgradienten berücksichtigt, bei der Simulation von Bühnenfeldern bessere Ergebnisse als mit den sohlinduzierten Ansätzen. Bei Bühnenfeldern treten intensive horizontale Geschwindigkeitsgradienten auf, deren Turbulenzproduktion in Gl. 4-5 bzw. Gl. 4-6 nicht eingeht. Bei Gl. 4-7 ist die tiefengemittelte Wirbelviskosität zwar proportional zu diesen horizontalen Scherschichten, es besteht aber kein Zusammenhang mehr zur sohlinduzierten Turbulenz.

#### sohlinduzierte Turbulenz:

$$v_t(z) = \kappa u_* z \left(1 - \frac{z}{h}\right) \quad \text{Gl. 4-4}$$

$$\overline{v_t} = \frac{1}{6} \kappa h u_* = 0.07 h u_* \quad \text{Gl. 4-5}$$

$$\overline{v_t} = e^* \sigma_t h u_* \quad \text{Gl. 4-6}$$

#### Turbulenzproduktion aus horizontalen Geschwindigkeitsgradienten

$$\overline{v_t} = \overline{l_m^2} \sqrt{2 \left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2 + 2 \left(\frac{\partial V}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x}\right)^2} \quad \text{Gl. 4-7}$$

Eine Kombinationen beider Ansätze und somit eine physikalische Abbildung sowohl der sohlinduzierten Turbulenzproduktion als auch der Produktion aus horizontalen Gradienten stellen *Schmautz (2001)* und *Malcherek (2002)* vor. Beide Autoren gehen von der dreidimensionalen Form des Mischungswegansatzes aus und vernachlässigen alle Anteile der vertikalen Strömungskomponenten  $w$ . Die vertikalen Gradienten  $\partial u/\partial z$  und  $\partial v/\partial z$  liefern nach der Integration von Gl. 4-8 die sohlinduzierten Anteile. Für die horizontalen Geschwindigkeitsgradienten, welche in den Gl. 4-8 bis Gl. 4-10 die hinteren Anteile darstellen, werden die tiefengemittelten Werte  $U$  und  $V$  eingesetzt. *Schmautz (2003)* vergleicht die beiden kombinierten Wirbel-

viskositätsansätze mit Simulationsergebnissen des höherwertigen numerischen Modells SIMK (anisotropes Turbulenzmodell, *Kölling, 1994*). Er verwendet in beiden Ansätzen denselben sohlinduzierten Turbulenzansatz (Gl. 4-6), also nicht die Version (b) nach *Malcherek*, deren Proportionalitäten sich wie in Gl. 4-5 aus der theoretischen Herleitung ergeben, sondern die Version (a) der Gl. 4-10. Unter Verwendung der Standardwerte von  $e^*$  zwischen 0,6 bis 0,9 ergeben sich gute Übereinstimmungen mit den Rechenergebnissen des höherwertigen Modells SIMK. *Schmautz* kommt zu dem Schluss, dass der sohlinduzierte Anteil der Turbulenzproduktion die horizontalen Anteile bei den untersuchten Geometrien übertrifft.

$$\overline{v_t} = \overline{l_m}^2 \sqrt{\left(\frac{\partial v}{\partial z}\right)^2 + \left(\frac{\partial u}{\partial z}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial V}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x}\right)^2} \quad \text{Gl. 4-8}$$

#### Kombinierte tiefengemittelte Wirbelviskositätsansätze

$$\overline{v_t} = \overline{l_m}^2 \sqrt{\left(\frac{1}{C_{lm}^2} e^* \sigma_t \frac{u_*}{h}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial V}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x}\right)^2} \quad \text{Gl. 4-9}$$

$$\text{mit } \overline{l_m} = h C_{lm} \quad \text{und} \quad C_{lm} = \begin{cases} 0,27 & \text{für } e^* = 0,9 \\ 0,20 & \text{für } e^* = 0,6 \end{cases} \quad (\text{Schmautz, 2001})$$

$$\overline{v_t} = e^* \sigma_t h u_* + \frac{1}{40} \frac{\kappa^3 h^3}{u_*} \left[ 2\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial V}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x}\right)^2 \right] \quad \text{(a)}$$

$$\overline{v_t} = \frac{1}{6} \kappa h u_* + \frac{1}{40} \frac{\kappa^3 h^3}{u_*} \left[ \dots \text{wie bei (a)} \dots \right] \quad (\text{Malcherek, 2002}) \quad \text{(b) Gl. 4-10}$$

$$\overline{v_t} = e^* \sigma_t h u_* + \frac{e^* \sigma_t \kappa^2 h^3}{6.67 u_*} \left[ 2\left(\frac{\partial U}{\partial x}\right)^2 + 2\left(\frac{\partial V}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x}\right)^2 \right] \quad \text{(c)}$$

In Abb. 4-1 sind die SIMK-Berechnungsergebnisse für Trapez 1 (*Schmautz, 2003*) aufgegriffen und mit Berechnungsergebnissen des in Kapitel 7 vorgestellten tiefengemittelten Querschnittsmodells verglichen. Die tiefengemittelten Geschwindigkeiten stimmen mit den SIMK-Werten bei Wahl von  $e^* = 0,9$  als Proportionalitätskonstante gut überein. Dargestellt wurden hier nur die Ergebnisse des sohlinduzierten Turbulenzansatzes nach Gl. 4-6 (siehe Abb. 4-1, unten). Die berechneten Ge-

schwindigkeitsverteilungen auf Basis der Mischungswegansätze Gl. 4-9 und Gl. 4-10 (a) sind hiervon kaum zu unterscheiden. Der prozentuale Einfluss der horizontalen Geschwindigkeitsgradienten der Gl. 4-9 und Gl. 4-10 (a), also der hintere Teil in den beiden Mischungswegansätzen, macht im Vergleich zum vorderen sohlinduzierten Anteil weniger als 2% aus (siehe Abb. 4-1, oben).

Der auf den Proportionalitäten der Herleitung beruhende Mischungswegansatz Gl. 4-10 (b) liefert hier rund 6-fach kleinere Wirbelviskositäten (siehe Abb. 4-1, Mitte). Hierdurch findet ein deutlich geringerer Impulsaustausch zwischen dem Hauptgerinne und dem Böschungsbereich statt. Die Geschwindigkeiten liegen im böschungsnahen Bereich über und in der Böschung selbst unter den SIMK-Ergebnissen (siehe Abb. 4-1, unten). Auch die Kombination der sohlinduzierten Turbulenz mit der aus den horizontalen Gradienten unter Verwendung der theoretisch hergeleiteten Proportionalitäten Gl. 4-10 (b) liefert in diesem Fall zu geringe Viskositätswerte.

Die kombinierten Ansätze erfordern ebenfalls für diese Strömungssituationen eine Kalibrierung bzw. eine Anpassung der Proportionalitäten. Die von *Schmautz* verwendeten Proportionalitätskonstanten  $e^*$  in den Ansätzen Gl. 4-9 und Gl. 4-10 (a) liegen im Bereich der Literaturwerte. Mit dieser Konstante werden aber in beiden Ansätzen nur die vorderen sohlinduzierten Anteile skaliert, welche im Vergleich zu den hinteren horizontalen Anteilen, welche sich der Kalibrierung entziehen, somit überbetont werden. In Gl. 4-10 (c) wurde daher der Versuch unternommen, beide Anteile bei einer Kalibrierung gleichwertig zu behandeln. Prinzipiell bietet sich hier auch die Möglichkeit an, beide Anteile mit verschiedenen Konstanten (z.B.  $e^*_{\text{horizontal}}$  und  $e^*_{\text{vertikal}}$ ) bzw. Anteilsfaktoren zu versehen. Mit Gl. 4-10 (c) liefern die horizontalen Gradienten für die Wirbelviskosität nun nennenswerte Beiträge, welche im Vergleich zu den rein sohlinduzierten Anteilen in diesem Beispiel immerhin 12% ausmachen (siehe Abb. 4-1, Mitte und oben). Dennoch sind die Geschwindigkeitsgradienten und damit auch deren Einfluss auf die Wirbelviskosität für den Fall natürlicher Böschungsneigungen relativ gering. Somit genügt für diese Fälle ein einfacher sohlinduzierter Turbulenzansatz nach Gl. 4-6.



Null-Gleichungsdispersionsmodell zu behandeln, sondern letztendlich die Entstehung und den Zerfall der Sekundärströmung in den Griff zu bekommen. Zwei-Gleichungs-Turbulenzmodelle, wie das k- $\epsilon$ -Modell, sind jedoch wesentlich rechenintensiver und bringen auch nur dann Vorteile, wenn relativ ungleichförmige Strömungen vorliegen, was in dem obigen Beispiel des Trapezes nicht der Fall ist. In der weiteren Arbeit werden nur Null-Gleichungsmodelle verwendet, daher wird für eine genauere Beschreibung des k- $\epsilon$ -Modells auf die entsprechende Literatur verwiesen (Pasche, 1984; Stein, 1990).

### 4.3 Dispersionsterme

#### 4.3.1 Allgemeines

„...Als Dispersion wird in diesem Zusammenhang der Transport infolge differentieller Konvektion bezeichnet. Diese entsteht durch Abweichungen in der realen vertikalen Verteilung einer Stoff- oder Zustandsgröße von ihrem zeit- und tiefengemittelten Wert. Dies bedeutet, dass die Dispersionsterme rein mathematisch erzeugte Zusätze zu den Bewegungsgleichungen darstellen, die erst durch die Tiefenmitteilung entstehen. ...“ (aus Stein, 1990)

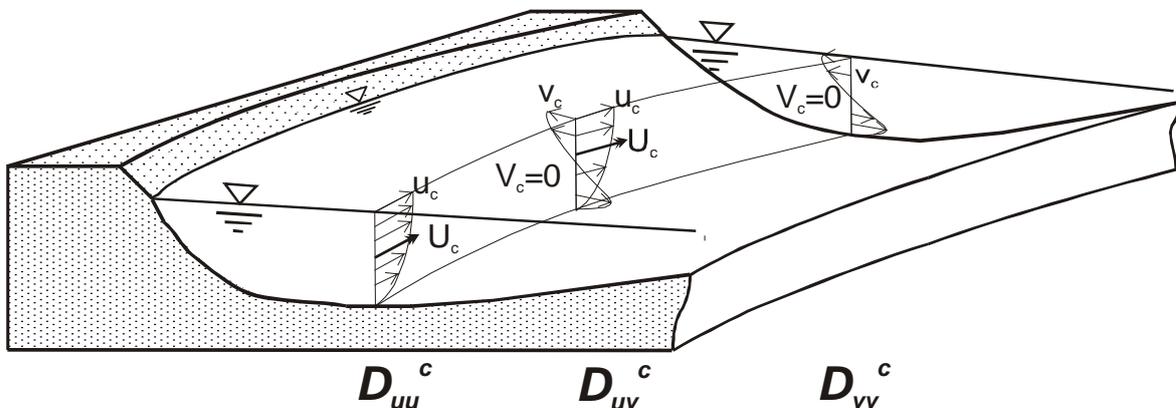


Abb. 4-2: Dispersionsterme in einer Flusskurve

#### Dispersionsterme in Strömungsrichtung orientiert

$$D_{uu}^c = \rho \int_0^h (u_c - U_c)(u_c - U_c) dz$$

$$D_{uv}^c = \rho \int_0^h (u_c - U_c)(v_c - V_c) dz = \rho \int_0^h (u_c - U_c)(v_c) dz$$

Gl. 4-11

$$D_{vv}^c = \rho \int_0^h (v_c - V_c)(v_c - V_c) dz = \rho \int_0^h (v_c)(v_c) dz$$

Ähnlich wie bei der Reynoldsmittelung entstehen auch durch die Tiefenmittelung zusätzliche Spannungsterme aufgrund der Abweichungen der tiefengemittelten Geschwindigkeiten von den tatsächlichen vertikalen Geschwindigkeitsprofilen. Diese Terme haben zunächst nichts mit der Sekundärströmung in Flusskurven zu tun, jedoch treten sie hier am deutlichsten in Erscheinung, da letztendlich bei Annahme einer voll entwickelten Sekundärströmung  $v_c(z)$  die Tiefenmittelung dieses Geschwindigkeitsprofils Null ( $V_c=0$ ) ergibt (Abb. 4-2). Der Term  $D_{uu}$  der Hauptströmung ist auch bei gestreckten Flussabschnitten ungleich Null. Um die Dispersionsterme in den Flachwassergleichungen zu berücksichtigen, müssen die entsprechenden Dispersionsterme Gl. 4-11 über die Fließtiefe  $h$  integriert werden. Bekannt sind in einer tiefengemittelten Simulation allerdings nur die mittleren Geschwindigkeiten  $U_c$  und  $V_c$ , wobei für  $V_c$  bei Wahl eines in Strömungsrichtung orientierten Koordinatensystems Null angenommen werden kann (Abb. 4-2). Für die über die Fließtiefe veränderlichen Geschwindigkeiten  $u_c$  und  $v_c$  liegen aus der 2D-Simulation keine Informationen vor. Hier müssen letztendlich Profilannahmen getroffen werden, welche sich über die Variablen der tiefengemittelten Simulation, im Wesentlichen also über  $U_c$ ,  $h$  und  $u_*$  beschreiben lassen. Hierin steckt letztendlich die große Einschränkung der Dispersionsterme, da sie nur das wiedergeben, was vorher als Annahme hineingesteckt wurde. Die Gl. 4-11 zeigt die Dispersionsterme in allgemeiner Form. Für deren Integration werden nun Profilkfunktionen benötigt.

### 4.3.2 Geschwindigkeitsprofile

- *Profilannahmen für die Hauptströmung:*

Für die Hauptströmung bietet sich hier das logarithmische Geschwindigkeitsprofil an. Für eine turbulente Strömung bei hydraulisch rauen Verhältnissen lautet dies:

$$\frac{u_c(z)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{k_s}\right) + 8,5 \quad \text{Gl. 4-12}$$

Über die Fließtiefe integriert ergibt sich schließlich die Gl. 4-13, wodurch die tiefengemittelte Geschwindigkeit  $U_c$  mit der Sohlschubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$  verknüpft ist.

$$\frac{U_c}{u_*} = \frac{1}{\sqrt{c_f}} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{z}{k_s}\right) + 6,0 \quad \text{Gl. 4-13}$$

Über diesen Zusammenhang bzw. mit dem dimensionslosen Reibungskoeffizient  $c_f$  lässt sich nun auch die Sohlschubspannung  $\tau_B$  in der tiefengemittelten Simulation ermitteln. Es gilt:

$$\tau_B = c_f \rho U_c^2 = \rho u_*^2$$

alternativ: empirischer Reibungskoeffizient nach Strickler  $c_f = \frac{g}{k_{Str}^2 h^{1/3}}$  Gl. 4-14

Neben dem logarithmischen Geschwindigkeitsprofil Gl. 4-12 kämen auch ein Potenzansatz Gl. 4-15 (*Odgaard, 1989*), andere logarithmische Darstellungen wie z.B. Gl. 4-16 (*Vriend, 1976*) oder auch Ergänzungen von Gl. 4-13 mit einer *wake*-Funktion nach *COLES* in Frage, wodurch sich die maximale Geschwindigkeit unter die Wasseroberfläche verlagern ließe.

$$\frac{u_c(z)}{U_c} = \frac{m+1}{m} \left( \frac{z}{h} \right)^{1/m} \quad \text{mit} \quad m = \kappa \frac{C}{\sqrt{g}} = \kappa \frac{U_c}{u_*} \quad C = \text{Chezy-Beiwert} \quad \text{Gl. 4-15}$$

$$\frac{u_c(z)}{U_c} = 1 + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \ln \left( \frac{z}{h} \right) \quad \text{Gl. 4-16}$$

- *Profilannahmen für die horizontale Sekundärströmung:*

Hier besteht das Problem, dass für die Sekundärströmung aus der tiefengemittelten Simulation anders als bei der Hauptströmung keine Information vorliegt. Um eine Abschätzung dieser Strömungskomponente durchzuführen, muss erstens eine Profilannahme für die Sekundärströmung getroffen werden und zweitens die Profilkurve  $v(z)$  über die Längsströmung  $U_c$  beschreibbar sein, d.h. für deren Abschätzung stehen letztendlich nur die Fließtiefe  $h$ , die Geschwindigkeit der Hauptströmung  $U_c$ , die Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$  und der Kurvenradius  $R$  zur Verfügung.

Die einfachste Profilkurve der Sekundärströmung ist sicherlich der lineare Ansatz (*Odgaard, 1989*). Unter der Annahme der Kontinuität in Profilquerrichtung wird die tiefengemittelte Quergeschwindigkeit  $V_c$  gleich Null (Gl. 4-17). Es gilt letztendlich die Quergeschwindigkeit  $v_{c,s}$  an der Wasseroberfläche zu bestimmen.

$$v_c(z) = V_c + 2v_{c,s} \left( \frac{z}{h} - \frac{1}{2} \right) \quad \text{Gl. 4-17}$$

mit  $v_{c,s}$  = Sekundärströmung an der Oberfläche und

$V_c = 0$  für eine vollentwickelte Sekundärströmung

*Odgaard* verwendet hierzu die stationäre Impulsgleichung in Querrichtung  $n$ . Mit hydrostatischen Druckannahmen, unter Vernachlässigung jeglicher Wandreibeinflüsse und im Vergleich zum Radius kleiner Flussbreite ergibt sich Gl. 4-18. Geht man von einer voll entwickelten Kurvenströmung aus, verschwindet der  $\partial/\partial s$ -Term. Die vertikale Strömung  $w$  wird Null an der Wasserspiegeloberfläche. Das Quergefälle des Wasserspiegels lässt sich über die Fliehkräfte Gl. 4-19 ausdrücken. Weiter wird angenommen, dass man sich in einem breiten Gerinne befindet, und sich die Sekundärströmung in Querrichtung  $n$  nicht ändert. Der Term  $\partial v/\partial n$  kann dann ebenfalls vernachlässigt werden. Setzt man nun für die Wirbelviskosität die Gl. 4-4, für die Quergeschwindigkeit  $v$  die Gl. 4-17 und für die Längsgeschwindigkeit  $u$  das Profil Gl. 4-15 ein, so lässt sich die Quergeschwindigkeit  $v_{c,s}$  an der Wasserspiegeloberfläche letztendlich über die tiefengemittelte Längsgeschwindigkeit  $U_c$  und den Radius  $R$  ausdrücken (*Odgaard*, Gl. 4-20).

$$u \frac{\partial v}{\partial s} + v \frac{\partial v}{\partial n} + w \frac{\partial v}{\partial z} - \frac{u^2}{R} = -g \frac{\partial S}{\partial n} + \frac{\partial}{\partial z} \left( \nu_t \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad \text{Gl. 4-18}$$

$$\frac{U_c^2}{R} = g \frac{\partial S}{\partial n} \quad \text{Gl. 4-19}$$

$$v_{c,s} = \underbrace{\frac{(2m+1)(m+1)}{\kappa^2(2m^2+1+m)}}_{\alpha} \cdot \frac{h}{R} U_c \quad \text{vereinfacht}^2: \quad v_{c,s} = \underbrace{\frac{2m+1}{2\kappa^2 m}}_{\alpha} \cdot \frac{h}{R} U_c \quad \text{Gl. 4-20}$$

Die Quergeschwindigkeit an der Wasseroberfläche lässt sich prinzipiell über Gl. 4-20 ausdrücken. Die vorderen profilabhängigen Anteile der Gleichung fasst *Malcherek (2001)* als Sekundärströmungskoeffizient  $\alpha$  zusammen und stellt hierfür eine Auswertung verschiedenster Autoren zusammen.

Neben dieser Herleitung über das lineare Sekundärströmungsprofil werden in der Literatur auch aufwendigere Profile verwendet. Erwähnt seien hier die Ansätze von

<sup>2</sup> *Odgaard* berücksichtigt im Wasserspiegelquergefälle zusätzlich Sohlschubspannungsanteile, wodurch sich der etwas längere Ausdruck ergibt.

Engelund (1974 & 1976, Gl. 4-22) und de Vriend (1976, Gl. 4-21), auf welche später noch zurückgegriffen wird. Ein graphischer Vergleich der hier verwendeten Profile ist Abb. 4-3 zu entnehmen. Ansätze weiterer Autoren sind bei Mewis (2002) zusammengefasst.

$$v_c(\zeta) = \frac{U_c h}{\kappa^2 R} \left[ 2F_1(\zeta) + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} F_2(\zeta) - 2 \left( 1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right) \cdot f_m(\zeta) \right] \quad \begin{array}{l} \text{Gl. 4-21} \\ \text{De Vriend} \end{array}$$

$$\begin{aligned} \text{mit} \quad F_1(\zeta) &= \int_0^1 \frac{\ln \zeta}{\zeta - 1} d\zeta & \zeta &= \frac{z}{h} \\ F_2(\zeta) &= \int_0^1 \frac{\ln^2 \zeta}{\zeta - 1} d\zeta \\ f_m(\zeta) &= 1 + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \cdot \ln \zeta \end{aligned}$$

$$v_c(z) = \frac{U_o}{0.077 u_*} \frac{U_c h}{R} \left[ \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{z}{h} \right)^2 (\alpha - 1) + \frac{1}{6} \beta \left( 1 - \frac{z}{h} \right)^4 - \frac{1}{30} \beta^2 \left( 1 - \frac{z}{h} \right)^6 + K \right] \quad \begin{array}{l} \text{Gl. 4-22} \\ \text{Engelund} \end{array}$$

$$\begin{aligned} \text{mit} \quad \beta &= \frac{6.5}{\frac{C}{\sqrt{g}} + \frac{6.5}{3}} \\ \alpha &= \frac{1 - \beta + \frac{3}{5} \beta^2 - \frac{1}{7} \beta^3}{1 - \frac{1}{3} \beta} \\ K &= \frac{1}{6} (1 - \alpha) - \frac{1}{30} \beta + \frac{1}{210} \beta^2 \\ U_o &= \left( 2.5 \ln \left( \frac{h}{k_s} \right) + 8.5 \right) \cdot u_* \end{aligned}$$

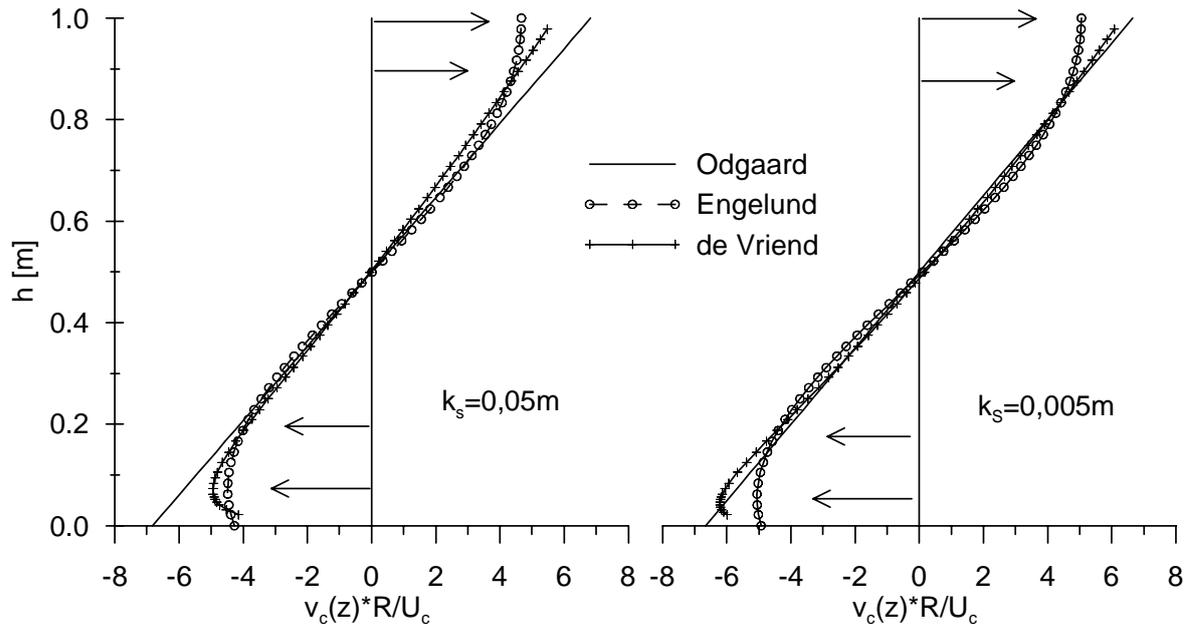


Abb. 4-3: Sekundärströmungsprofile verschiedener Autoren

- Profilannahmen für die vertikale Sekundärströmung:

Prinzipiell werden für die Dispersionsterme zwar keine vertikalen Sekundärströmungskomponenten benötigt, dennoch lassen sich nach Kenntnis der horizontalen Strömungskomponenten  $v_c$  der Sekundärströmung unter Annahme der Kontinuität aus der zweidimensionalen tiefengemittelten Simulation auch Anhaltswerte für die Vertikalströmung ermitteln. Die Gleichungen der horizontalen vollentwickelten Sekundärströmung (z.B. Gl. 4-20) wurden für  $\partial v/\partial n = 0$  hergeleitet, also für Situation a) in Abb. 4-4. Bei diesen Verhältnissen treten keine vertikalen Strömungskomponenten  $w$  auf. Es besteht Kontinuität zwischen den nach links strömenden Wassermengen  $Q1a$  und  $Q2a$ . Im Böschungsbereich kommt es allein aus geometrischen Gründen zu einer Behinderung der horizontalen Sekundärströmung. Hier sind die Wassermengen  $Q2b$  größer als  $Q1b$ . Es muss hier also ein bestimmter Anteil von  $Q2b$  abtauchen, welcher letztendlich auch eine Vertikalkomponente  $w$  hervorruft. Für einen Rechteckkanal wird zum Beispiel für den Bereich, in dem der horizontale Sekundärströmungswirbel abtaucht, und es zu Vertikalströmungen kommt, ein Abstand von ein- bis zweimal der Fließtiefe vom Rand angegeben.

Für die vertikalen Geschwindigkeit  $w$  lässt sich vereinfachend eine Potenzfunktion nach Gl. 4-23 annehmen.

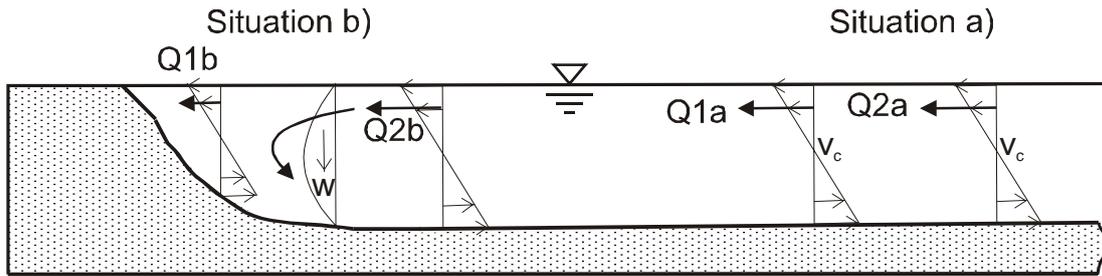


Abb. 4-4: Abschätzung der vertikalen Sekundärströmung im Uferbereich

Die maximale Vertikalgeschwindigkeit  $w_{\max}$  in halber Fließtiefe  $h$  kann letztendlich über eine Kontinuitätsbetrachtung in Querrichtung über Gl. 4-23 aus den Ergebnissen der tiefengemittelten Simulation abgeschätzt werden. Vergleichsrechnungen in Kapitel 4.5 zeigen, dass mit diesem einfachen Zusammenhang die vertikalen Geschwindigkeiten auch in einem tiefengemittelten Modell abgeschätzt werden können.

$$w(z) = \frac{1}{4} \frac{z}{h} \left( 1 - \frac{z}{h} \right) \cdot w_{\max} \quad \text{Gl. 4-23}$$

$$w_{\max} = \frac{1}{4} \frac{\partial(v_{c,S} \cdot h)}{\partial n} \quad \text{mit } v_{c,S} \text{ nach Gl. 4-20} \quad \text{Gl. 4-24}$$

Die vertikale Sekundärströmungskomponente  $w$  wird im weiteren Verlauf der Arbeit nicht benutzt und stellt lediglich eine Verifikationsgröße dar. Verwendung könnte die vertikale Geschwindigkeit  $w$  in der Schwebstoffmodellierung finden. Die hier vorliegenden Sinkgeschwindigkeiten liegen im Bereich der vertikalen Sekundärströmungskomponenten  $w$ . Eine Überlagerung der Sinkgeschwindigkeit mit der vertikalen Strömung könnte in den Prall- und Gleituferebereichen oder bei Ablagerungen in Bühnenfeldern einen deutlichen Einfluss zeigen. Des Weiteren kommt es in den Pralluferebereichen zu einer Deformation des Hauptströmungsprofils. Das Geschwindigkeitsmaximum wandert hier unter die Wasseroberfläche. Das logarithmisch angenommene Hauptströmungsprofil ist nur noch näherungsweise zutreffend. Eventuell könnte dieser Effekt in einem 2D-Modell ebenfalls in Abhängigkeit der vertikalen Komponente  $w$  berücksichtigt werden, indem zum Beispiel das logarithmische Profil (Gl. 4-13) mit einer Art „wake“-Funktion ergänzt wird, welche über die Geschwindigkeitskomponente  $w$  gesteuert wird. Dies könnte evtl. im Rauheitsansatz verwendet werden.

Wie beschrieben, lassen sich nun auf Basis der tiefengemittelten Simulationsergebnisse sowohl die Verteilung der horizontalen und vertikalen Sekundärströmungen als auch die Verteilung der Hauptströmung über die Fließtiefe abschätzen.

### 4.3.3 Formulierung der Dispersionsterme $D_{uu}^c$ , $D_{uv}^c$ und $D_{vv}^c$

Unabhängig davon welche Geschwindigkeitsprofile letztendlich für die Hauptströmung und die horizontale Sekundärströmung angenommen werden, lassen sich die Dispersionsterme Gl. 4-11 integrieren und man erhält in allgemeiner Form die Gl. 4-25. Die Gleichungen lassen sich über die Variablen der tiefengemittelten Simulation  $U_c$  und  $h$  ausdrücken. Die Funktionsbeiwerte  $K_1$ ,  $K_2$  und  $K_3$  unterscheiden sich in der Literatur und enthalten letztendlich die Information der vom jeweiligen Autor gewählten Profilansätze.

$$\begin{aligned} D_{uu}^c &= K_1 \cdot \rho U_c^2 h \\ D_{uv}^c &= K_2 \cdot \rho U_c^2 \frac{h^2}{R} \\ D_{vv}^c &= K_3 \cdot \rho U_c^2 \frac{h^3}{R^2} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} K_1, K_2 \text{ und } K_3 \text{ sind abhängig von den gewähl-} \\ \text{ten Profilkfunktionen.} \end{array} \quad \text{Gl. 4-25}$$

Für die Integration des Dispersionsterms der Hauptströmung  $D_{uu}^c$  bieten sich zwei Profilannahmen an. *Flokstra (1977)* entschied sich für das Potenzgesetz (Gl. 4-15) und gab hierfür eine Näherung an. *Duan (2004)* verwendete das logarithmische Profil nach (Gl. 4-12). *Lien et al. (1999)* wählten ebenfalls ein logarithmisches Profil nach *de Vriend (1976)*. *Flokstras* Gleichung wurde für  $m = 6.14$  hergeleitet. Eine verallgemeinerte Version wird hier aufgeführt. Am universellsten ist Gl. 4-28 nach *Duan*, welche über die Anpassung des Geschwindigkeitsnullpunktes auch hydraulisch glatte bzw. Strömungen im Übergangsbereich abdeckt.

Ein Vergleich der verschiedenen Ansätze ist in Abb. 4-5 dargestellt. Weiter sind in der Abb. 4-6 die Funktionswerte  $K_1$  in Abhängigkeit der relativen Fließtiefe  $h/k_s$  aufgeführt. Größere Abweichungen ergeben sich nur bei geringen relativen Fließtiefen. Aufgrund der Einfachheit wurde im Weiteren auf den Ansatz von *Lien et al. (1999)* zurückgegriffen.

$$D_{uu}^c = \rho U_c^2 h \cdot 0,02 \quad \text{allgemein } D_{uu}^c = \rho U_c^2 h \cdot 1 \frac{1}{m(m+2)} \quad \text{Gl. 4-26}$$

Flokstra

$$D_{uu}^c = \rho U_c^2 h \cdot \frac{1}{m^2} \quad \text{mit } m = \left( \frac{\kappa C}{\sqrt{g}} \right) = \frac{\kappa U_c}{u_*} = \frac{1}{\ln(h/k_s) + 2,4} \quad \text{Gl. 4-27}$$

Lien et al.

$$D_{uu}^c = \rho U_c^2 h \cdot \chi^2 \left[ -\eta_0 \ln \eta_0 (\ln \eta_0 - 2) + 2\eta_0 (1 - \eta_0) (1 - \ln \eta_0) - (\eta_0 - 1)^3 \right] \quad \text{Gl. 4-28}$$

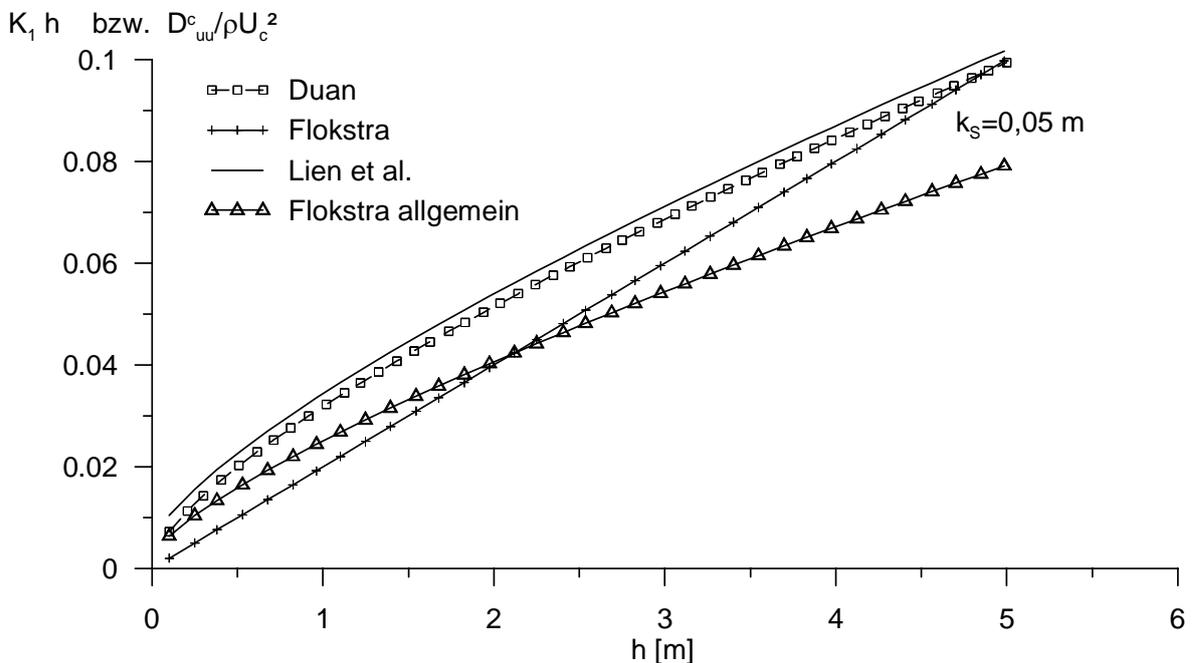
mit

Duan

$$\eta_0 = z_0 / h \quad z_0 = \text{Höhe des Geschwindigkeitsnullpunktes}$$

$$\chi = 1 / (\eta_0 - 1 - \ln \eta_0)$$

$$z_0 = \begin{cases} 0,11v/u_* & \text{für } u_* k_s / v \leq 5 \\ 0,033k_s & \text{für } u_* k_s / v \geq 70 \\ 0,11v/u_* + 0,033k_s & \text{für } 5 \leq u_* k_s / v \leq 70 \end{cases}$$

Abb. 4-5: Vergleich der  $D_{uu}$ -Funktionswerte

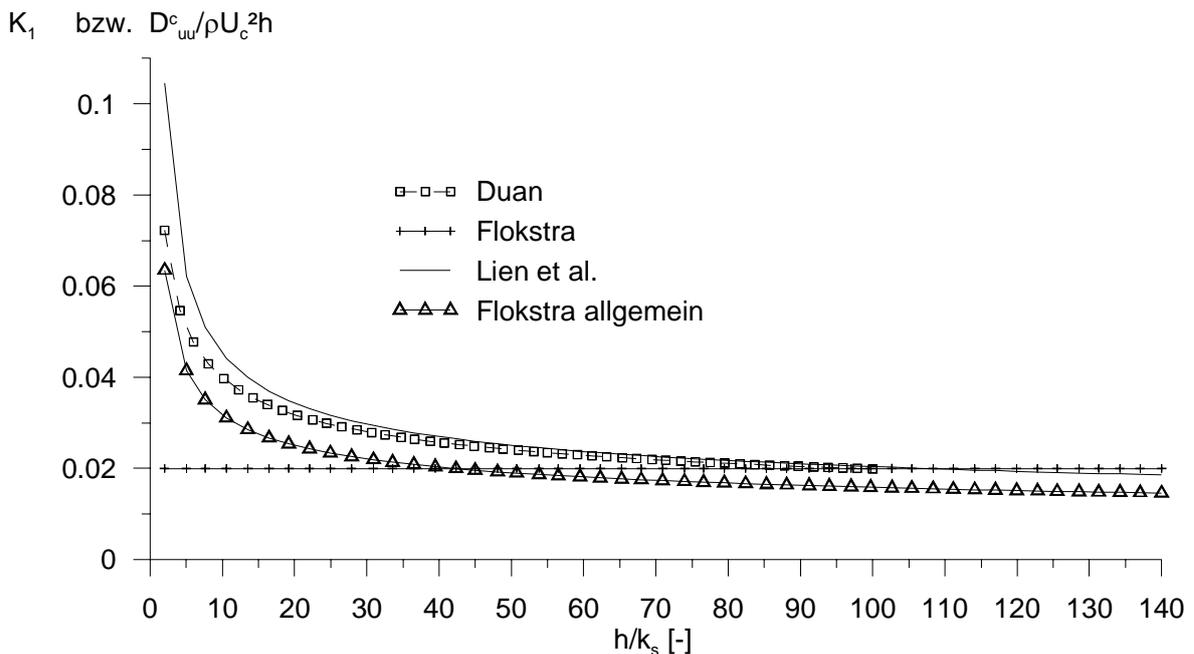


Abb. 4-6: Abhängigkeit der  $K_1$ -Funktionswerte von der relativen Fließtiefe

Für die Integration des reinen Sekundärströmungsterms  $D_{vv}^c$  wird hier angenommen, dass die tiefengemittelte Sekundärströmung  $V_c$  Null ergibt, also Kontinuität bezüglich der Querströmung besteht. Den einfachsten Term Gl. 4-29 liefert die Integration des linearen Profils Gl. 4-17 (Duan, 2004 und Malcherek, 2001). Unterschiede ergeben sich letztendlich in der Bestimmung der Quergeschwindigkeit an der Wasseroberfläche, welche sozusagen die Skaliergröße dieses Terms darstellt. Malcherek (2001) verwendet hierfür die Herleitung nach Odgaard. Duan (2004) beschreibt einen alternativen Weg. Um die Querströmung  $v_{c,s}$  an der Oberfläche zu ermitteln, greift Duan auf einen in der Literatur sehr bekannten Ansatz von Engelund (1974) zurück. Bei seinen analytischen Untersuchungen zur Ausbildung der Sekundärströmung in Flusskurven kam Engelund zu dem Schluss, dass das Verhältnis der radialen Sohlschubspannungskomponente  $\tau_r$  zur tangentialen Schubspannungskomponente  $\tau_t$  ungefähr  $7 \cdot h/R$  beträgt. Unter der Annahme, dass sich die sohnahen Geschwindigkeiten ähnlich verhalten, lässt sich über das bekannte Geschwindigkeitsprofil der Hauptströmung die sohnaher Sekundärströmung ermitteln, welche Duan aufgrund der linearen Profilannahme auch für die Wasseroberfläche verwendet. Des Weiteren wurden die Näherungslösung von Flokstra, die Dispersionssterme<sup>3</sup>, welche sich bei Verwendung des Engelund-Profiles (Gl. 4-22) ergeben,

<sup>3</sup> Die Dispersionssterme, welche sich nach Integration des Engelund-Profiles ergeben, wurden hier aufgrund der langen Darstellung nicht aufgeführt.

und die Dispersionsterme nach *Lien et al. (1999)* verglichen.

$$D_{vv}^c = \rho \frac{h}{3} \cdot v_{c,s}^2 \quad \text{Gl. 4-29}$$

$$\text{mit } v_{c,s} = \frac{2m+1}{\underbrace{2\kappa^2 m}_\alpha} \cdot \frac{h}{R} U_c \quad \text{Malcherek}$$

$$D_{vv}^c = \rho U_c^2 \frac{h^3}{R^2} \cdot \left[ -\frac{1}{3} \eta_0^3 + \frac{1}{2} \eta_0^2 - \frac{1}{4} \eta_0 + \frac{1}{12} \right] \cdot 49 \quad \text{Duan} \quad \text{Gl. 4-30}$$

$$D_{vv}^c = \rho U_c^2 \frac{h^3}{R^2} \cdot 7,2 \quad \text{Flokstra} \quad \text{Gl. 4-31}$$

$$D_{vv}^c = \rho U_c^2 \frac{h^3}{R^2} \cdot \frac{1}{\kappa^4} \cdot \text{FF2} \quad \text{Lien et al.} \quad \text{Gl. 4-32}$$

$$\text{mit } \text{FF2} = \int_0^1 \left[ 2F_1(\zeta) + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} F_2(\zeta) - 2 \left( 1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right) \cdot f_m(\zeta) \right] d\zeta$$

Die  $K_3$ -Funktionswerte (Abb. 4-8) zeigen zwischen den verschiedenen Ansätzen deutliche Unterschiede. Der Ansatz nach *Duan* bzw. der Vorschlag, ein lineares Profil mit der Querströmung an der Wasserspiegeloberfläche nach *Engelund* zu skalieren, zeigt die geringsten Werte und ist deutlich geringer als bei Verwendung des *Engelund*-Profils. Das Vorgehen nach *Duan* wurde im Weiteren verworfen. Die Ansätze von *Lien et al.*, *Malcherek* und die Dispersionsterme mit dem *Engelund*-Profil liegen für größere relative Fließtiefen in derselben Größenordnung. Auffällig ist der unterschiedliche Trend der  $K_3$ -Werte mit steigender Fließtiefe in Abb. 4-8. Die Gründe liegen in der Herleitung der verwendeten Sekundärströmungsprofile. Das Sekundärströmungsprofil nach *Odgaard* besitzt im Gegensatz zu dem bei *Lien et al.* verwendeten Profil und dem *Engelund*-Profil keine Dämpfung in Sohlhöhe bzw. berücksichtigt keine Sohlreibung. Dies macht sich bei geringen relativen Fließtiefen bemerkbar. Für das weitere Vorgehen wurde aufgrund der Einfachheit Gl. 4-29 gewählt.

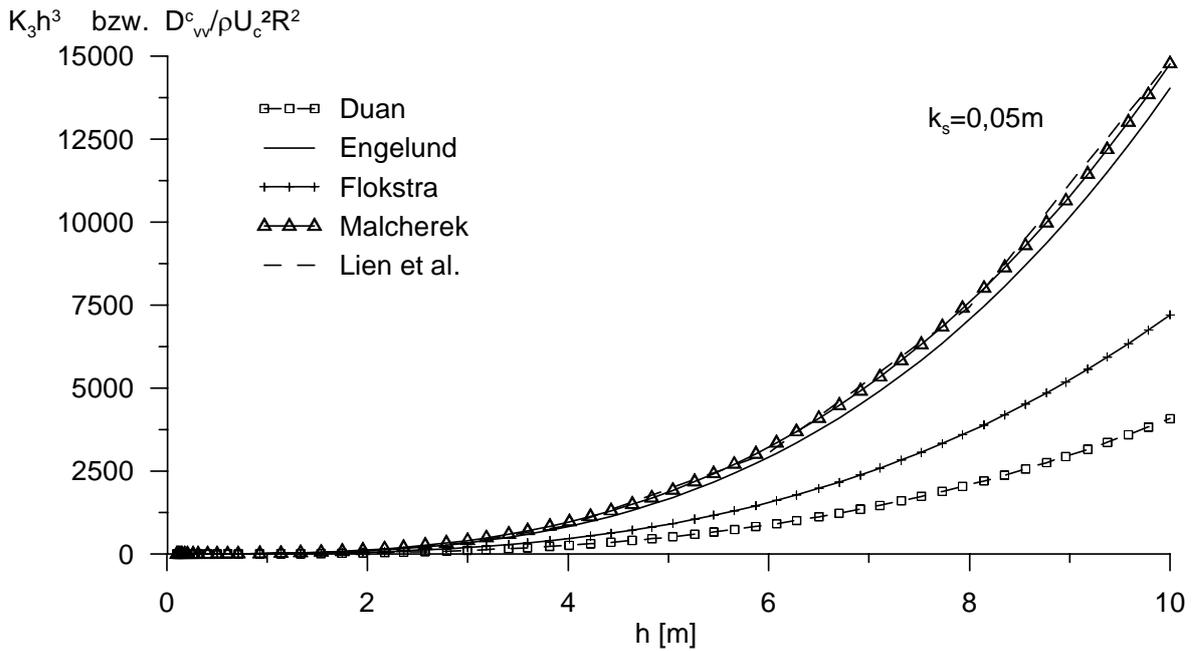


Abb. 4-7: Vergleich der  $D_{vv}$ -Funktionswerte

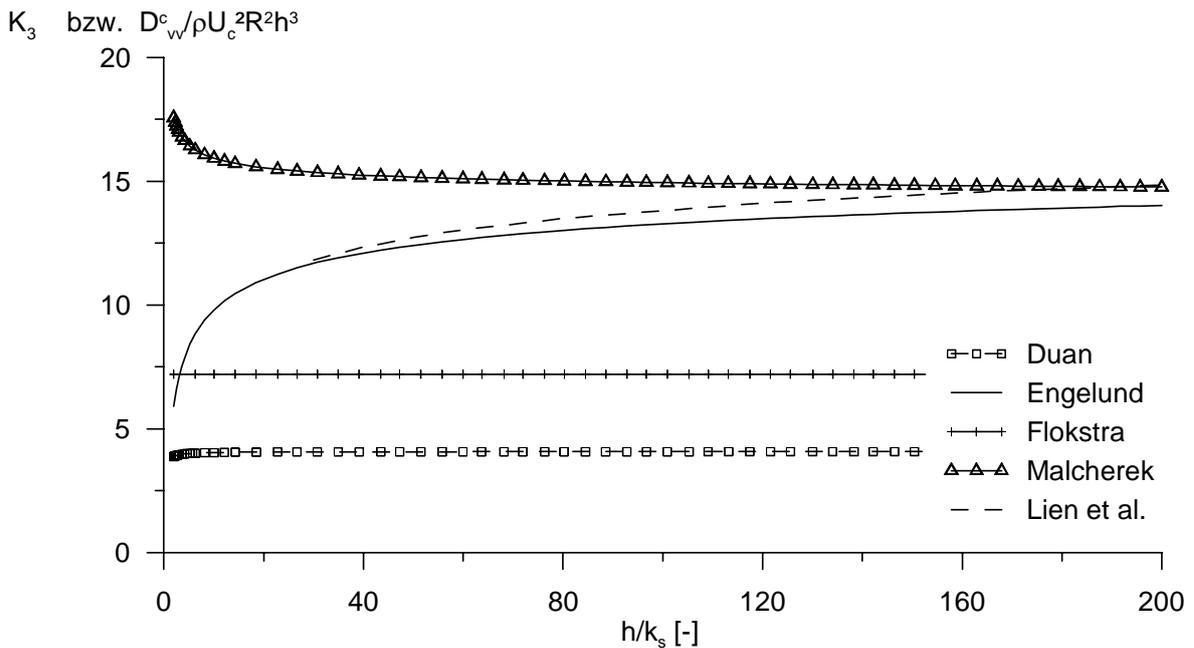


Abb. 4-8: Abhängigkeit der  $K_3$ -Funktionswerte von der relativen Fließtiefe

Der gemischte Dispersionsterm  $D_{uv}^c$ , d.h. die Überlagerung der Hauptströmung mit der Sekundärströmung, ist hauptverantwortlich für die Verlagerung der Strömung an die Außenkurve. Teilweise wird auch nur mit diesem einen Dispersionsterm gearbeitet und die Terme  $D_{uu}^c$  und  $D_{vv}^c$  vernachlässigt (Kalkwijk & de Vriend, 1980; Mosselman, 1992; Fang et al., 2005). Verglichen wurde hier die Überlagerung des logarithmischen Hauptströmungsprofils mit der linearen Sekundärströmung nach

*Odgaard* (Gl. 4-33). Der Ansatz von *Duan* (Gl. 4-34) lieferte in dieser Form keine verwertbaren Ergebnisse. Evtl. liegt hier ein Druckfehler in der Originalliteratur vor. In den Abbildungen wurden die Ergebnisse einer modifizierten Version dargestellt. Die Sekundärströmung wurde hierbei im Abstand  $k_s$  von der Sohle mit Hilfe des *Engelund*-Profils bestimmt, und der  $D_{uv}^c$ -Term numerisch integriert. Die Näherungslösung von *Flokstra* bzw. die Dispersionsterme von *Lien et al.* wurden bereits vorgestellt. Neu ist hier noch der Ansatz von *Kalkwijk & de Vriend* (Gl. 4-37). Sie benutzen nur den  $D_{uv}^c$ -Term, für den sie auf die Sekundärströmungsprofile von *de Vriend* zurückgreifen. In den Abb. 4-9 und Abb. 4-10 sind ebenfalls die Ergebnisse der Dispersionsterme, welche sich aus dem *Engelund*-Profil und dem logarithmischen Hauptströmungsprofil ergeben, dargestellt. Auf eine formelmäßige Darstellung wurde aufgrund des Umfangs verzichtet.

$$D_{uv}^c = 1,25 \rho \frac{\kappa}{m} h U_c \cdot v_{c,s} = 0,625 \rho \frac{(2m+1) h^2 U_c^2}{\kappa m^2 R} \quad \text{Lin./Log.} \quad \text{Gl. 4-33}$$

$$\text{mit } v_{c,s} = \underbrace{\frac{2m+1}{2\kappa^2 m}}_{\alpha} \cdot \frac{h}{R} U_c$$

$$(D_{uv}^c = \rho U_c^2 \frac{h^2}{R} \cdot [-\eta_0^2 \ln \eta_0 + \eta_0 \ln \eta_0 - \eta_0 + \eta_0^3] \cdot 3,5) \quad \text{Duan} \quad \text{Gl. 4-34}$$

$$D_{uv}^c = \rho U_c^2 \frac{h^2}{R} \cdot 0,34 \quad \text{Flokstra} \quad \text{Gl. 4-35}$$

$$D_{uv}^c = \rho U_c^2 \frac{h^2}{R} \cdot \frac{1}{m \kappa^2} \cdot \text{FFI} \quad \text{Lien et al.} \quad \text{Gl. 4-36}$$

$$\text{mit } \text{FFI} = \int_0^1 (1 + \ln \zeta) \left[ 2F_1(\zeta) + \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} F_2(\zeta) - 2 \left( 1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right) \cdot f_m(\zeta) \right] d\zeta$$

$$D_{uv}^c = \rho U_c^2 \frac{h^2}{R} \cdot k_{sn} \quad \text{mit } k_{sn} = \frac{5}{m} + \frac{15,6}{m^2} + \frac{37,5}{m^3} \quad \text{Kalkwijk \& de Vriend} \quad \text{Gl. 4-37}$$

In Abb. 4-9 und Abb. 4-10 werden die verschiedenen Terme verglichen. Grob lassen sich zwei Gruppen unterscheiden. Die Ansätze von *Flokstra* und *Duan* liefern geringere Werte. *Flokstra's* Ansatz besticht vor allem durch seine Einfachheit. Das Vorgehen von *Duan*, die sohlnahe Sekundärströmung aus dem *Engelund*-Profil zu berechnen und für die Integration der Dispersionsterme auf ein lineares Profil überzugehen, liefert erwartungsgemäß geringere Werte, als wenn auch bei der Integration das *Engelund*-Profil verwendet wird.

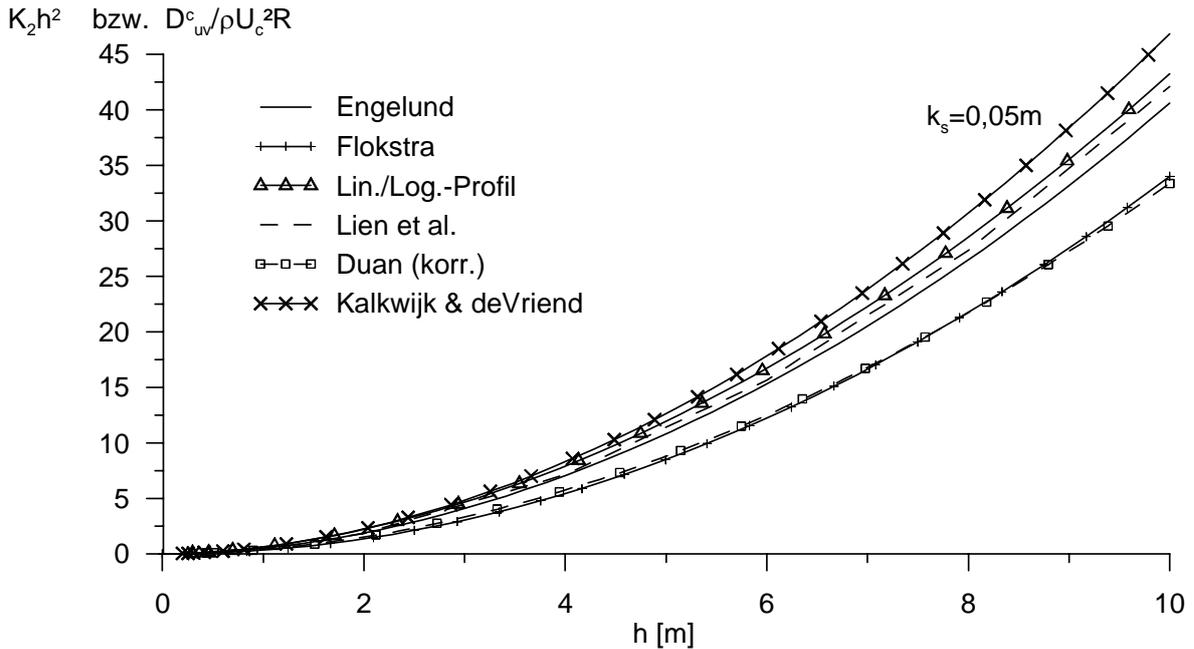


Abb. 4-9: Vergleich der  $D_{uv}$ -Funktionswerte

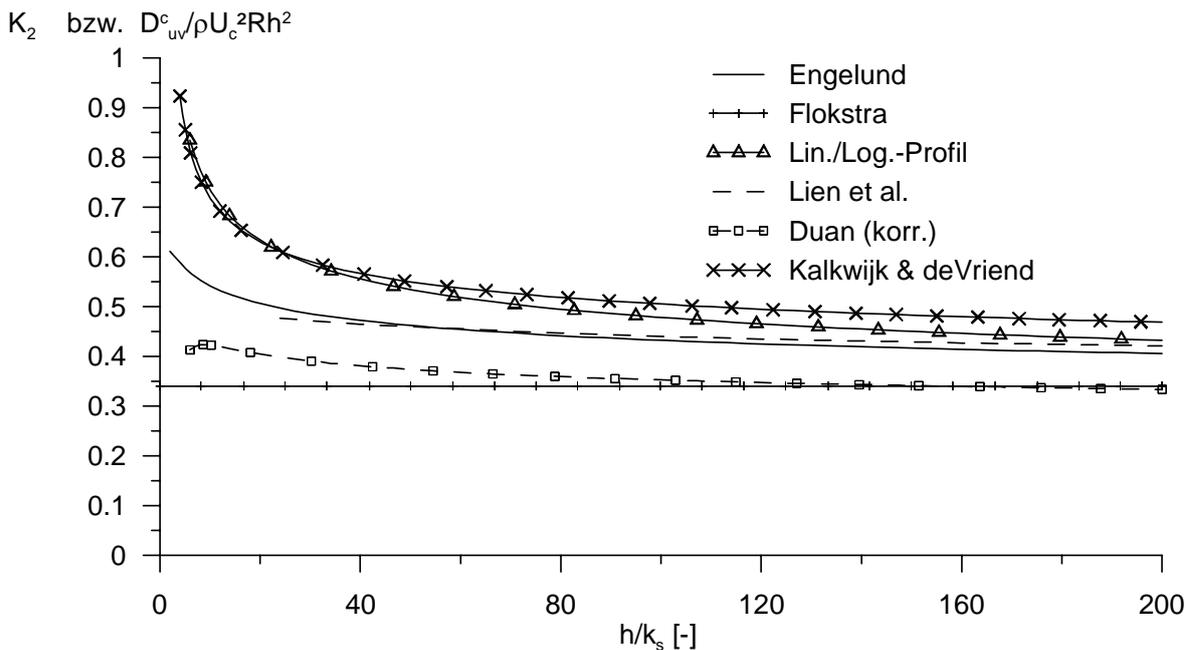


Abb. 4-10: Abhängigkeit der  $K_2$ -Funktionswerte von der relativen Fließtiefe

#### 4.3.4 Wirkungsweise der Dispersionsterme

Um die Wirkungsweise der Dispersionsterme und deren Abhängigkeit von Randbedingungen und der Netzauflösung zu untersuchen, wurde zunächst auf eine Extremsituation in Bezug auf die Ausbildung der Sekundärströmung zurückgegriffen. Modelliert wurde ein Rechteckprofil mit 60 m Sohlbreite, einem in Längsrichtung kon-

stanten Gefälle von 1 ‰, einer Rauheit von  $k_s = 0,1$  m und einem konstanten Radius von 500 m. Der Radius und das Gefälle beziehen sich auf die Querschnittsmitte. Die Sekundärströmung ist voll entwickelt. Der Abfluss beträgt  $640 \text{ m}^3/\text{s}$  bei einer Fließtiefe von rund 3,65 m. Es existieren keine Geschwindigkeitsgradienten in Strömungslängsrichtung. Die seitlichen Berandungen sind reibungsfrei. Für die 2D-Simulation ist dies ein Extremfall, da es in den beiden Randbereichen aufgrund des Rechteckprofils und der reibungsfreien Berandung zu einem konzentrierten Abtauchen der Sekundärströmungswalze und zu einer ausgeprägten dreidimensionalen Interaktion der verschiedenen Geschwindigkeitskomponenten kommt. Für dieses Beispiel wurden mit dem dreidimensionalen Programm SSIIM-3D (Olsen, 2003) Referenzwerte ermittelt. Die Ränder wurden ebenfalls reibungsfrei angenommen, als Turbulenzmodell ein  $k$ - $\varepsilon$ -Modell verwendet.

Vereinfacht wird auf die Flachwassergleichungen in kartesischen Koordinaten zurückgegriffen. Die  $x$ -Richtung entspricht der Strömungsrichtung. Die tiefengemittelte Gleichung (siehe Gl. 4-1) vereinfacht sich zu Gl. 4-38, da angenommen werden kann, dass die tiefengemittelte Quergeschwindigkeit  $V$  Null ergibt. Das Längsgefälle  $\partial S/\partial x$  wird vorgegeben und beträgt in Querschnittsmitte 1 ‰. Als Turbulenzmodell wurde der sohlinduzierte Ansatz nach Gl. 4-6 mit  $e^* = 0,6$  gewählt. Der Dispersionskoeffizient  $D_{UV}$  ist nach Gl. 4-33 bzw. Gl. 4-40 ermittelt. Das Quergefälle des Wasserspiegels wird vereinfachend über Gl. 4-39 bestimmt. Die Aufgabe reduziert sich folglich auf eine reine Querschnittsbetrachtung, welche auf Basis eines Finite-Differenzen-Verfahrens gelöst wird.

$$\underbrace{gh \frac{\partial S}{\partial x}}_{\text{Schwerkraft}} = \underbrace{-\frac{1}{\rho} \tau_{B,x}}_{\text{Sohlschubspannung}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial y} \left( h v_t \frac{\partial U}{\partial y} \right)}_{\text{turbulente Schubspannung}} - \underbrace{\frac{\partial D_{UV}}{\rho \partial y}}_{\text{Dispersionssterme}} \quad \text{Gl. 4-38}$$

$$g \frac{\partial S}{\partial y} = -\frac{U^2}{R} \quad \text{Gl. 4-39}$$

$$D_{UV}^c = 1,25 \rho \frac{\kappa}{m} h U_c \cdot v_{c,s} \quad \text{mit } v_{c,s} = \underbrace{\frac{2m+1}{2\kappa^2 m}}_{\alpha} \cdot \frac{h}{R} U_c \quad \text{Gl. 4-40}$$

In Abb. 4-11 werden die 3D-Ergebnisse mit den tiefengemittelten 2D-Resultaten verglichen. In der Darstellung ist der mittlere Profilbereich zwischen 15 m und 45 m herausgeschnitten. Die Geschwindigkeitsverläufe sind in diesem Bereich nahezu linear und stimmen zwischen 2D- und 3D-Rechnung gut überein. Dargestellt sind die tiefengemittelten Längsgeschwindigkeiten  $U$ , die an einem Querschnittspunkt

maximal auftretende vertikale Sekundärströmungskomponente  $w$  und die maximalen horizontalen Sekundärströmungsanteile  $v$ . Die vertikale Geschwindigkeit  $w$  wird im tiefengemittelten Modell nach Gl. 4-23 und Gl. 4-24 berechnet. Beim tiefengemittelte Modell entspricht die Geschwindigkeit an der Wasseroberfläche aufgrund der linearen Profilannahme derjenigen an der Sohle. Im 3D-Modell ergeben sich hier für die sohlennahen und die oberflächennahen Geschwindigkeitskomponenten unterschiedliche Werte. Die jeweiligen Maximalwerte sind in Abb. 4-11 (oben) vorzeichengleich aufgeführt. Die berechneten Sekundärströmungsprofile werden in Querschnittsmitte und im rechten und linken Randbereich zwischen 3D- und 2D-Simulation verglichen (Abb. 4-11; unten).

Bei den tiefengemittelten Simulationen wurden zwei verschiedene Randbedingungen bezüglich des Verhaltens der horizontalen Sekundärströmung an den Seitenrändern untersucht. Bei der Simulation  $S_0$  wurde angenommen, dass sich die Sekundärströmung an der Wasseroberfläche auch im Randbereich entsprechend der Herleitung für breite Gerinne mit Gl. 4-40 ermitteln lässt und somit auch am Rand ungleich Null ist. Bei den Simulation  $S_{B0}$ ,  $S_{B1}$ ,  $S_{B2}$  und  $S_{B3}$  wurde dagegen an den Randknoten aufgrund der senkrechten Wand die horizontale Sekundärströmung  $v_{c,s}$  zu Null gesetzt. Bei den Simulationen  $S_{B0}$  bis  $S_{B3}$  wurden die Knotenabstände in Querrichtung von 0,5 m über 2 m und 6 m auf 10 m vergrößert.

#### - 2D-Simulation $S_0$

Die Berechnungsergebnisse in Abb. 4-11 zeigen einen nahezu konstanten Verlauf der tiefengemittelten Längsströmung  $U$ . Die horizontale Sekundärströmung  $v$  stimmt in der Größenordnung gut mit den 3D-Werten überein. Sie zeigt allerdings aufgrund der Randbedingung keine Abnahme in den Randbereichen. Hierdurch wird auch keine vertikale Sekundärströmungskomponente  $w$  in Wandnähe ermittelt. Die für die Berechnung der Dispersionsterme relevanten Größen wie die Geschwindigkeiten  $U$ , die Fließtiefen  $h$  und der Radius  $R$  sind über den Querschnitt annähernd konstant. Somit werden die Ableitungen  $\partial D_{UV}/\partial y$  verschwindend klein. Die Dispersionsterme zeigen keinerlei Wirkung. Auch ein künstliches Hochschrauben der Sekundärströmung ändert hieran nichts. Die maximale Längsgeschwindigkeit  $U$  bleibt aufgrund des Potentialströmungseffekts an der Kurveninnenseite.

- Simulation *S\_B0* (feine Auflösung) bis *S\_B3* (grobe Auflösung)

Bei dieser Simulation wurde als Randbedingung die horizontale Sekundärströmung  $v_{c,s}$  am Rand zu Null gesetzt. Die Gradienten der Sekundärströmungen hängen nun stark von den Knotenabständen ab. Anschaulich bedeutet dies, dass die Sekundärströmungswalze vom Randknoten bis zum nächsten Knoten abtaucht. Je nach Netzauflösung entspricht dies einer Breite von 0,5 m bis 10 m, auf der die horizontale Sekundärströmung auf Null abnimmt. Es entstehen gerade bei der feinen Netzauflösung extreme Gradienten in der horizontalen Sekundärströmung  $v_{c,s}$ . Hieraus resultieren unnatürlich hohe vertikale Strömungen im Randbereich, welche auf einen Bereich von rund 1 m beschränkt sind. Problematisch sind jedoch die hohen Gradienten der Dispersionsterme im Randbereich. Mit feiner werdender Netzauflösung steigen diese Gradienten stark an, die Strömung im Pralluferbereich wird überproportional beschleunigt und im Gleitufer abgebremst. Der Einfluss der Dispersionsterme in der Impulsgleichung ist im Pralluferbereich bei der feinsten Auflösung rund fünfmal so groß wie der Einfluss der Sohlschubspannung. In Querschnittsmitte ist der Einfluss weiterhin unerheblich. Erfahrungen zeigen, dass in einem Rechteckprofil die maßgebenden Randbereiche sich über rund einmal der Fließtiefe erstrecken. Liegt die Netzauflösung ungefähr im Bereich der Fließtiefe (hier 3,6 m), so fällt die Sekundärströmung  $v_{c,s}$  zufälligerweise über diesen Bereich auf Null ab. Die Simulationsergebnisse stimmen befriedigend mit den 3D-Werten überein. Der Anwender hat einen Glückstreffer erzielt. Ist die Auflösung gröber, werden die Gradienten verschmiert und die Wirkung der Terme nimmt ab. Ist die Auflösung feiner, kommt es zu einer Überinterpretation des Randeffekts (vgl. Abb. 4-11) und zu ausgeprägten Geschwindigkeitsspitzen an den Rändern. Besonders ist dies an der vertikalen Strömung  $w$  in Abb. 4-11 zu erkennen.

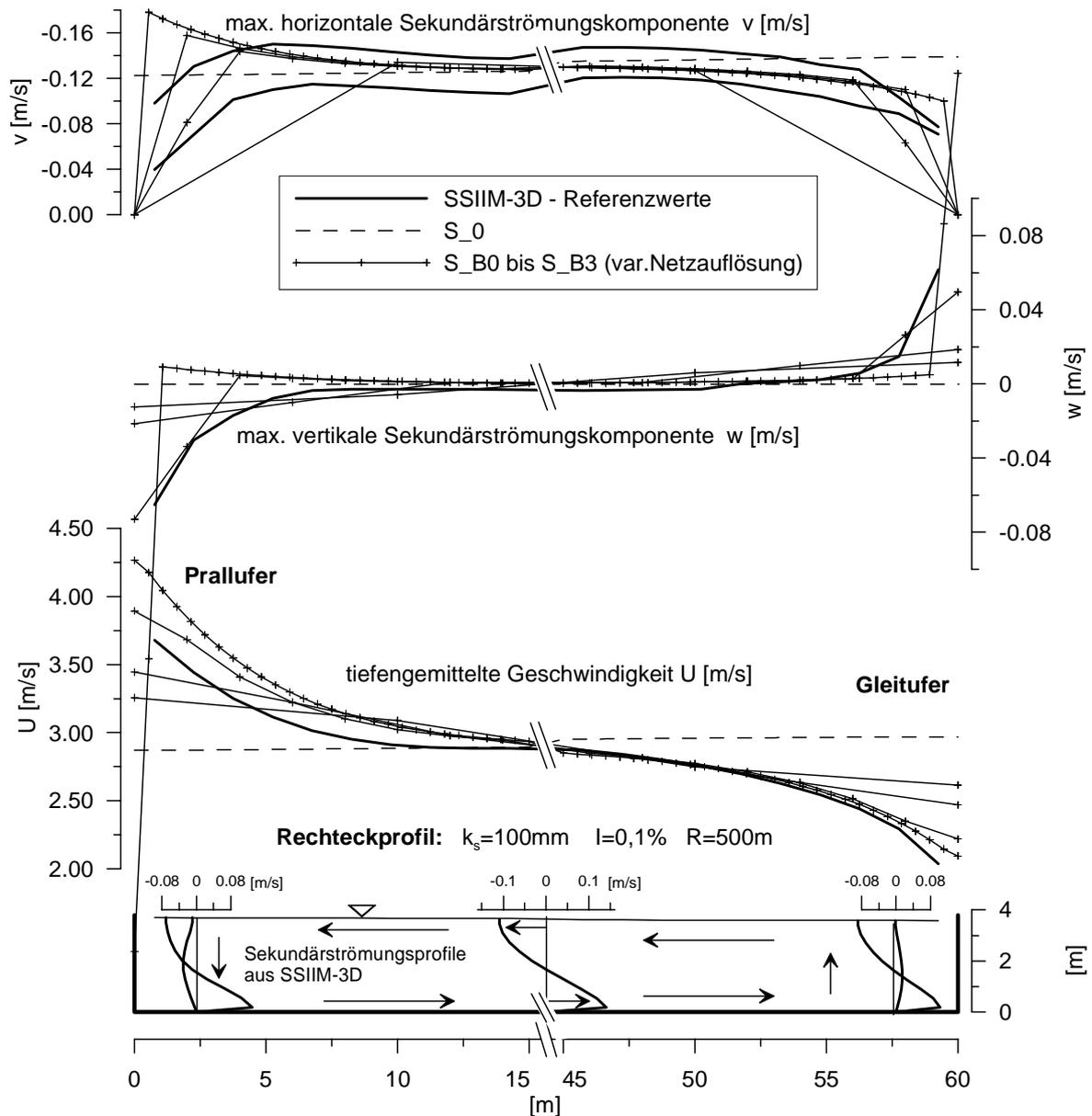


Abb. 4-11: Einsatz der Dispersionsterme in einem Rechteckquerschnitt bei Variation der Knotenabstände

- Simulation S\_C0

In der Simulation S\_C0 wurden die aus der 3D-Berechnung errechneten horizontalen Sekundärströmungen  $v_{c,s}$  als bekannte Größen in die Dispersionsterme  $D_{uv}$  (Gl. 4-40) der tiefengemittelten Simulation eingesetzt (Abb. 4-12, oben). Die tiefengemittelten Simulationsergebnisse stimmen gut mit der 3D-Simulation überein (Abb. 4-12, unten). Es ergeben sich ebenfalls gute Übereinstimmungen bezüglich der auftretenden vertikalen Geschwindigkeiten  $w$ . Prinzipiell sind die Dispersionsterme also geeignet, eine deutliche Verbesserung der tiefengemittelten Berechnung von

Kurvenströmungen zu bewirken. Die Verteilung der Sekundärströmung  $v$  über den Querschnitt liegt zunächst nicht vor. Aus Erfahrung bzw. der Literatur (*Rozovskii, 1957*) ist jedoch bekannt, dass der Randbereich, in dem die horizontale Sekundärströmung  $v$  gegen Null geht, und dafür die vertikalen Strömungen  $w$  stark zunehmen, ungefähr eine Ausdehnung von einmal der Fließtiefe  $h$  besitzt. Diese Information wurde in den Simulationen S\_A0 und S\_A1 (Netzauflösung 0,5 m und 2 m) so berücksichtigt, dass die horizontale Sekundärströmung  $v_{c,s}$  in den Dispersionstermen mit einer Art Blending-Funktion multipliziert wurde, welche in einem Abstand  $h$  vom Rand auf Null fällt (siehe Abb. 4-12). Allein diese Annahme führt bereits zu zufriedenstellenden Übereinstimmungen mit dem 3D-Modell (siehe Abb. 4-12). Die Ergebnisse sind nun von der Netzauflösung kaum mehr beeinflusst.

Zur Netzauflösung lässt sich sagen, dass diese bei Rechteckquerschnitten um rund 2-mal kleiner sein sollte als die Fließtiefe im Randbereich. Andernfalls werden die Gradienten der Sekundärströmung verschmiert und das konzentrierte Abtauchen der Wirbel im Randbereich ist nicht mehr erfassbar. Dies würde bedeuten, dass in der Praxis übliche Elementauflösungen in der Tendenz zu grob sind, da hier die Böschung meist mit nur einem Element abgebildet wird, bzw. die Elementbreiten meist größer als die Fließtiefen sind.

In Abb. 4-13 sind die einzelnen Spannungsanteile der Impulsgleichung in Hauptströmungsrichtung aufgetragen. Als Antrieb der Strömung agiert der Schwerkraftterm bzw. das Gefälle in Längsrichtung. Diese Kraft steht im mittleren Querschnittsbereich mit der Sohlschubspannung im Gleichgewicht. Die Dispersionsterme und turbulenten Anteile sind aufgrund der fehlenden Gradienten in diesem Bereich unerheblich. Im Pralluferbereich ( $x = 0$  m bis 4 m) sorgt der Dispersionsanteil für eine Beschleunigung der Strömung. Dem entgegen steht der turbulente Impulsaustausch, welcher die Strömung im Randbereich bremst, im Bereich  $x = 0$  m bis 2,5 m Impuls aufnimmt und dadurch in gewissem Abstand ab ca.  $x = 2,5$  m wieder zu einer Beschleunigung führt. Demnach wirken die turbulenten Schubspannungen und die Dispersionsterme  $D_{uv}$  hier gegensätzlich. Das in der Literatur vorgeschlagene Vorgehen, das Fehlen von Dispersionstermen einfach über die turbulenten Schubspannungsterme, d.h. durch eine Erhöhung der Wirbelviskosität bzw. der dimensionslosen Diffusivität  $e^*$ , auszugleichen, ist allein aufgrund der unterschiedlichen Vorzeichen unmöglich.

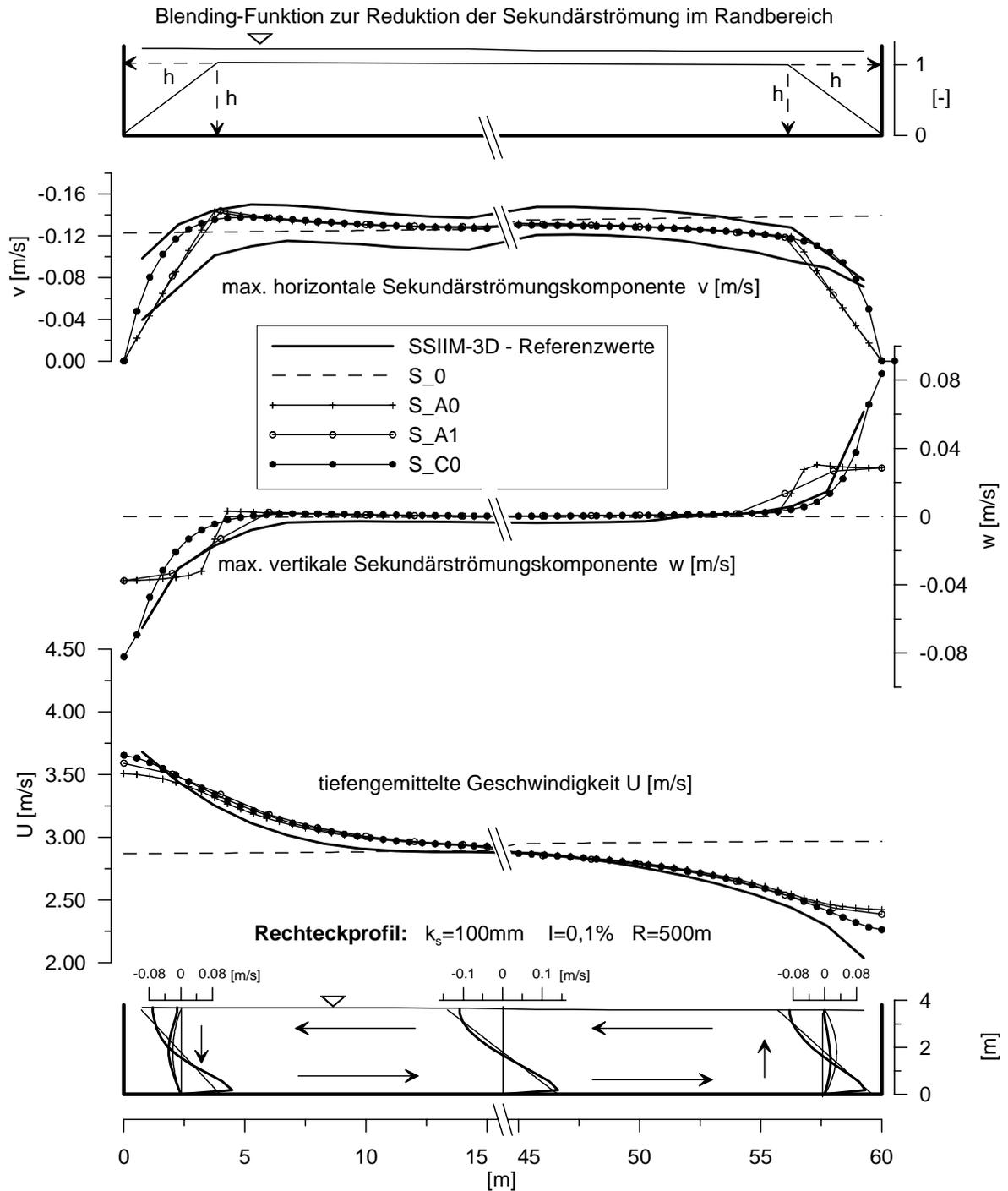


Abb. 4-12: Einfluss der horizontalen Sekundärströmung  $v$  auf die Hauptströmung  $U$  in einem Rechteckgerinne

Nimmt man für obiges Beispiel an, dass die Sohlschubspannung in Querrichtung vernachlässigbar ist, so bleibt von der Impulsgleichung in Querrichtung zur Hauptströmung die in Abb. 4-14 dargestellte Gleichung für die Bestimmung des Wasserspiegelquergefälles übrig. Das Quergefälle des Wasserspiegels wird zusätzlich zu den Fließkräften noch durch die Dispersion  $D_{v_v}$  beeinflusst.

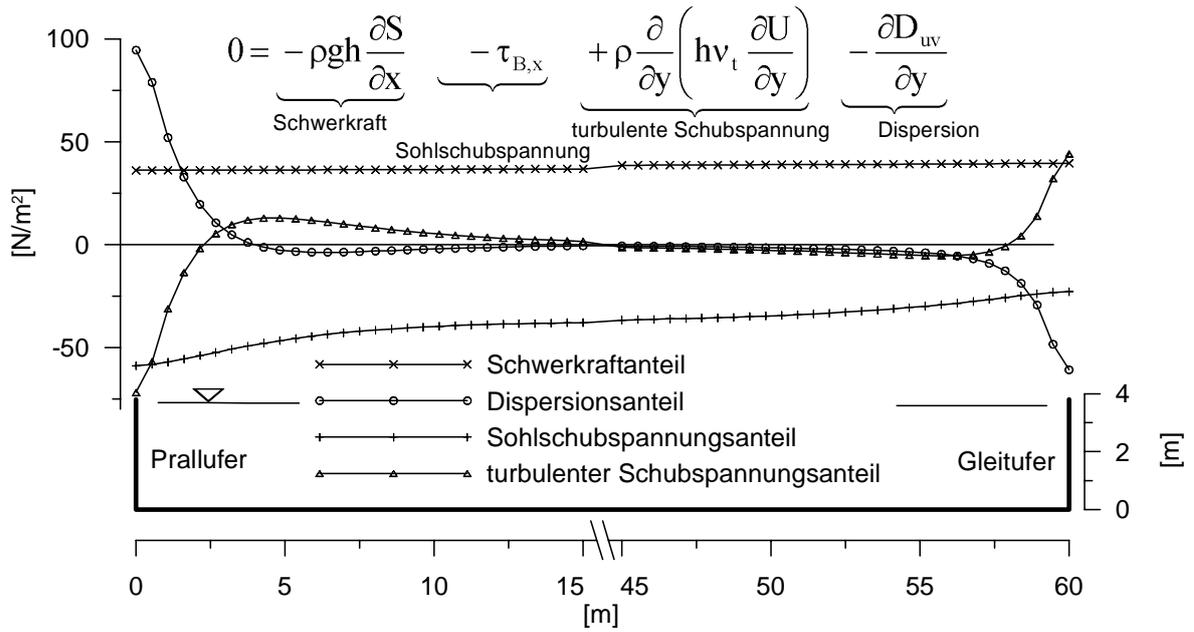


Abb. 4-13: Einfluss der einzelnen Anteile in der Impulsgleichung (S\_C0)

In Abb. 4-14 sind die Auswirkungen dargestellt. Die Dispersion reduziert das Wasserspiegelgefälle an der Gleituferseite. Die Fließtiefen werden dort etwas höher, in diesem Beispiel aber lediglich um 1 mm. An der Pralluferseite zeigt sich der umgekehrte Effekt. Der Einfluss ist also verschwindend. Gerade bei scharfen Kurven wird in der Literatur darauf hingewiesen, dass die 2D-Simulation zu geringe Fließtiefen an der Gleituferseite im Vergleich zur Labormessung liefert. Der Dispersions-term  $D_{vv}$  könnten hier tendenziell eine Verbesserung bewirken.

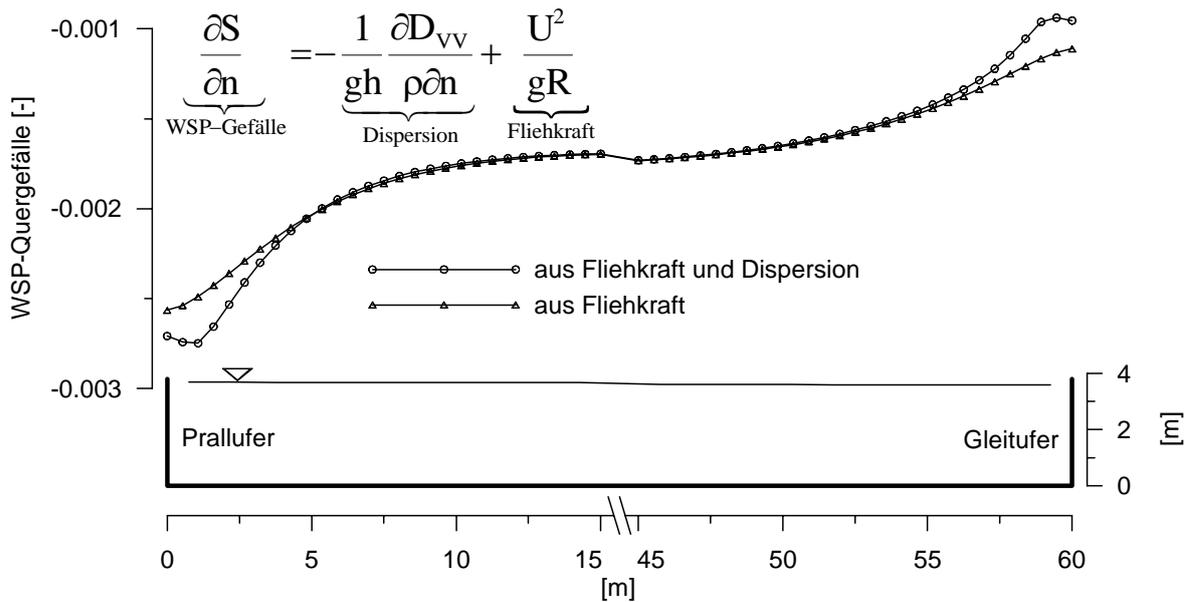


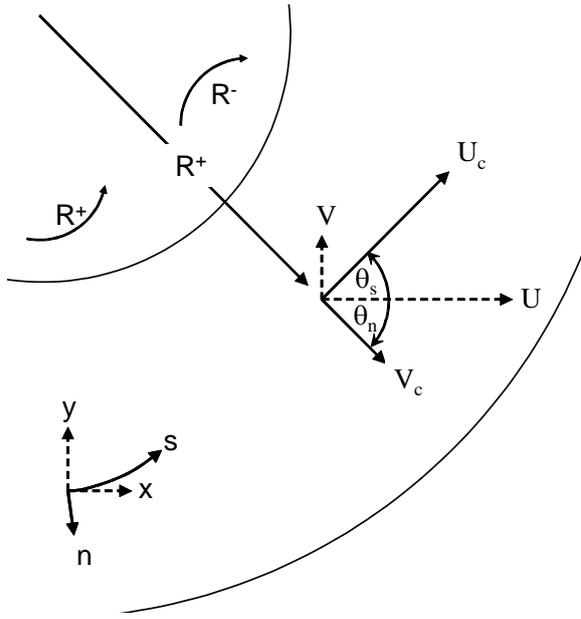
Abb. 4-14: Einfluss der Dispersion auf das WSP-Quergefälle (S\_C0)

Der Einfluss des Dispersionsterms der Hauptströmung  $D_{uu}$  an der Impulsgleichung in  $x$ -Richtung ist für normale Flussabschnitte mit relativ gleichförmigem Abflussgeschehen ebenfalls verschwindend. Hier dominieren die Schwerkraft- und die Sohlschubspannungsterme. Für ungleichförmige Strömungen sind sie im Vergleich zu den konvektiven Termen bedeutend kleiner und somit auch für solche Strömungszustände in der Regel unbedeutend.

## 4.4 Dispersionsterme und deren Anwendung in kartesischen Koordinaten

### 4.4.1 Koordinatentransformation

Die Anwendung der Dispersionsterme in den Strömungsgleichungen auf Basis von kartesischen Koordinaten birgt das Problem, dass die Gleichungen nicht in Hauptströmungsrichtung orientiert sind. Die in Kapitel 4.3 aufgeführten Terme sind somit nicht direkt anwendbar. Die Terme  $D_{UU}^c$ ,  $D_{UV}^c$  und  $D_{VV}^c$  werden bei Verwendung in kartesischen Koordinaten zunächst auf Basis des Betrages der lokalen Geschwindigkeitsvektoren ermittelt. Für die anschließende Transformation in das  $x,y$ -Koordinatensystem wird die Richtung der tiefengemittelten Geschwindigkeitsvektoren  $U_c$  jeweils als Hauptströmungsrichtung  $s$ , der Vektor senkrecht hierzu als Achse  $n$  eines kurvenangepassten Koordinatensystems identifiziert. Die  $n$ -Achse für die Sekundärströmungskomponenten  $V_c$  zeigt hierbei in Richtung des Prallufers (Abb. 4-15). Die Radien- bzw. Winkeldefinitionen erhalten ein positives Vorzeichen entgegengesetzt des Uhrzeigersinns. Entsprechende Transformationsvorschriften sind bei *Duan (2004)* oder *Yulistiyanto et al. (1998)* aufgeführt. Die tiefengemittelten Geschwindigkeiten  $U$  und  $V$  des kartesischen Koordinatensystems und auch die Transformationsvorschriften lassen sich über Gl. 4-41 aus den in Strömungsrichtung orientierten Geschwindigkeiten  $U_c$  und  $V_c$  zusammensetzen. Unterschiede ergeben sich bei der Verwendung der Vorzeichen. Bei der Transformationsvorschrift Gl. 4-44 (*Duan*) werden die Absolutbeträge der Dispersionsterme verwendet. Das Vorzeichen fließt letztendlich über die Orientierung der Winkel über Gl. 4-43 ein. In der Transformationsvorschrift Gl. 4-45 (*Yulistiyanto et al.*) werden dagegen die Vorzeichen im Dispersionsterm  $D_{UV}^c$  über die Orientierung des Radius berücksichtigt.



$$\begin{bmatrix} U \\ V \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} U_c \\ V_c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos \theta_s & \cos \theta_n \\ \sin \theta_s & \sin \theta_n \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 4-41}$$

$$\tan \theta_s = \frac{V}{U} \quad \text{Gl. 4-42}$$

$$\theta_n = \theta_s - \text{sgn}(R) \cdot \frac{\pi}{2} \quad \text{Gl. 4-43}$$

Abb. 4-15: Koordinaten- und Winkeldefinition

$$\begin{bmatrix} D_{UU} \\ D_{UV} \\ D_{VV} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{UU}^c \\ D_{UV}^c \\ D_{VV}^c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_s & 2 \cos \theta_s \cos \theta_n & \cos^2 \theta_n \\ \cos \theta_s \sin \theta_s & (\cos \theta_n \sin \theta_n + \sin \theta_n \cos \theta_s) & \sin \theta_n \cos \theta_n \\ \sin^2 \theta_s & 2 \sin \theta_s \sin \theta_n & \sin^2 \theta_s \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 4-44}$$

$$\begin{bmatrix} D_{UU} \\ D_{UV} \\ D_{VV} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{UU}^c \\ D_{UV}^c \\ D_{VV}^c \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \cos^2 \theta_s & 2 \cos \theta_s \sin \theta_s & \sin^2 \theta_s \\ \cos \theta_s \sin \theta_s & (\sin^2 \theta_s - \cos^2 \theta_s) & -\sin \theta_s \cos \theta_s \\ \sin^2 \theta_s & -2 \sin \theta_s \cos \theta_s & \cos^2 \theta_s \end{bmatrix} \quad \text{Gl. 4-45}$$

#### 4.4.2 Abschätzung der Radien

Alle Korrekturen, die mit der Sekundärströmung in Kurven zu tun haben, benötigen als Eingangsgröße den lokalen Radius der Strombahnen. Der Radius bzw. die Krümmung fließt linear in die Ermittlung des Sekundärströmungsprofils ein (siehe Kap. 4.3.2). Dies ist unabhängig von der gewählten Profilfunktion. Dieser Wert ist letztendlich der Skalierungsfaktor für alle Sekundärströmungskorrekturen im numerischen Modell. Der Radius liegt bei Verwendung eines kartesischen Koordinatensystems nicht als Ergebnis des 2D-Modells vor. Er könnte vom Benutzer als Eingangsgröße vor der Berechnung als Materialeigenschaft an den Knoten fix vorgegeben werden. Bei variierenden Abflüssen, bei wandernden Bankstrukturen und vor allem bei einer Veränderung der Uferlinien während einer morphologischen Be-

rechnung sollte der Radius allerdings auf Basis der aktuellen Strömungssituation dynamisch bestimmt werden. Hierfür bieten sich zwei Möglichkeiten an (Zanke & Mewis, 2002).

Eine Krümmung erzeugt eine Querneigung des Wasserspiegels, welche auch im 2D-Modell berechnet wird. Aus diesem Wasserspiegelquergefälle in der Kurve und der tiefengemittelten Geschwindigkeit kann eine Radiusinformation rückgerechnet werden (Gl. 4-46). Gewöhnlich verwendet man dieses Vorgehen in der Praxis andersherum und berechnet bei bekanntem Radius und bekannter mittlerer Geschwindigkeit die Wasserspiegelüberhöhung am Prallufer.

$$\frac{1}{R} = \frac{g}{U_c^2} \frac{\partial S}{\partial n} \quad \text{Gl. 4-46}$$

Ebenfalls lässt sich eine Krümmungsinformation aus der Veränderung der Hauptströmungsrichtung bzw. aus dem Vektorfeld der berechneten Geschwindigkeiten gewinnen. Für die Anwendung in kartesischen Koordinaten und der Annahme von im Vergleich zu den Radien kleinen Elementabmessungen ergibt sich Gl. 4-47.

$$\frac{1}{R} = \frac{\partial \theta_s}{\partial s} = \frac{\partial \theta_s}{\partial x} \cdot \cos \theta_s + \frac{\partial \theta_s}{\partial y} \cdot \sin \theta_s \quad \text{Gl. 4-47}$$

In der Abb. 4-16 werden für ein ideales Trapezkreisgerinne (Trapez 1 aus Tab. 4-1) die beiden Methoden der Radienermittlung verglichen. Beide Verfahren sind prinzipiell geeignet, entsprechende Radieninformationen zu ermitteln. Im Randbereich liefert die Methode über die Geschwindigkeitsvektoren genauere Ergebnisse. An den Randknoten bzw. am Übergang zu trockenen Elementen wird Null als Krümmung ( $R = \infty$ ) vorgegeben, was die Sekundärströmung hier Null werden lässt.

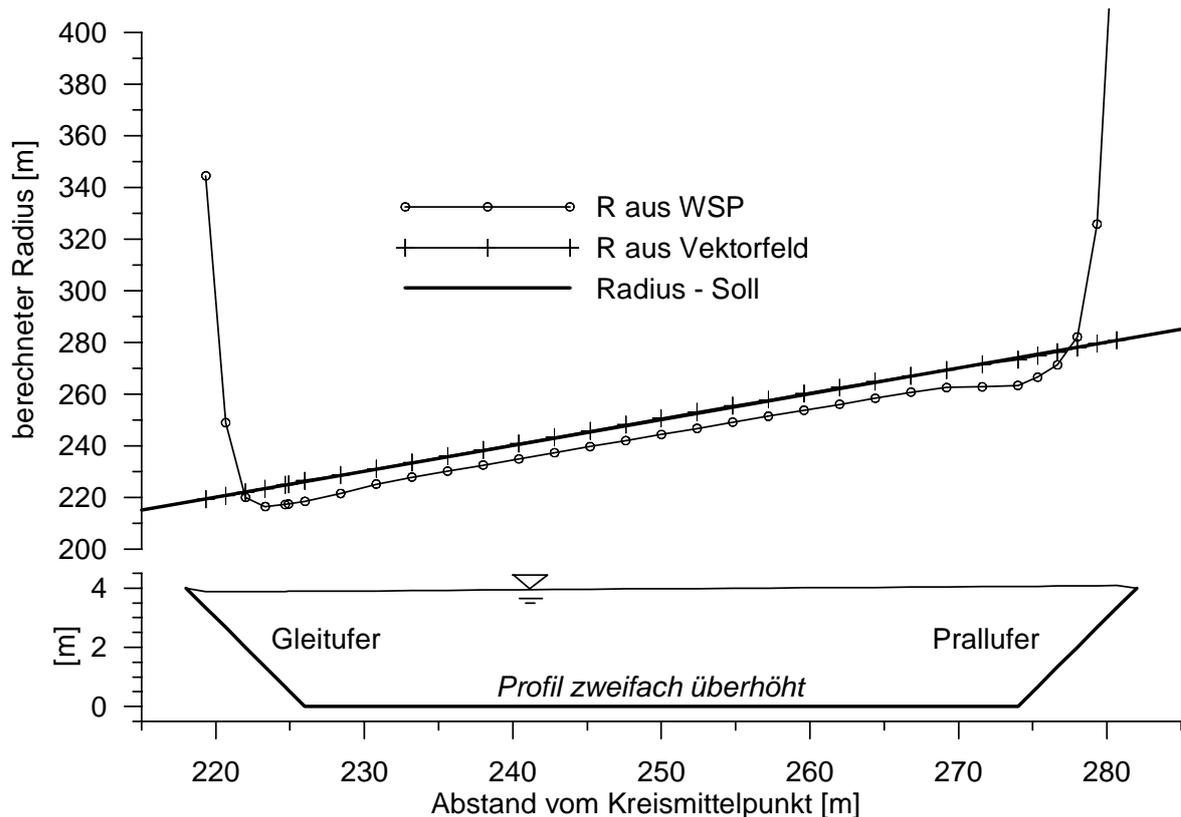


Abb. 4-16: Vergleich der berechneten Radien mit den geometrischen Soll-Werten

#### 4.4.3 Entwicklung und Zerfall der Sekundärströmung

Über die Beziehungen in Kapitel 4.4.2 lässt sich an jedem „nassen“ Knoten des Berechnungsgebietes eine Krümmungsinformation berechnen. Entsprechend dieser Größe werden später die Korrekturterme für die Sekundärströmung ermittelt. Bei dieser Berechnung wird davon ausgegangen, dass die Sekundärströmung voll entwickelt ist. Der berechnete Radius gibt folglich an, wie stark die Sekundärströmung an diesem Knoten ist. Da sowohl die Wasserspiegelverkipfung als auch die Geschwindigkeitsvektoren relativ sensibel und abrupt auf eine Krümmungsänderung im Flusslauf reagieren, ist der hieraus berechnete Radius letztendlich eine lokale geometrische Größe, die als  $R_{\text{geo}}$  bezeichnet wird. Diese Größe ändert sich teils schlagartig z.B. beim Übergang von einer geraden Fließstrecke in eine Kurve oder auch beim Kurvenausgang. Dies würde bedeuten, dass sich auch die berechneten Sekundärströmungskorrekturen schlagartig ändern, bzw. bei einem Kurvenwechsel die Sekundärströmungswalze sogar schlagartig in die entgegengesetzte Richtung dreht. Die Sekundärströmung besitzt somit keine Vorgeschichte bzw. Entwicklungslänge. Um dies zu ändern, wird eine zweite Radiusdefinition  $R_{\text{sec}}$  eingeführt.

Dieser Sekundärströmungsradius  $R_{\text{sec}}$  lässt sich in Analogie zum Geschiebetransportvermögen und dem tatsächlichen Transport erklären.

Wie in Abb. 4-17 ersichtlich, ist das Transportvermögen  $q_{B^*}$  eine lokal bestimmte Größe, welche sich aus der Verwendung einer Transportformel an allen Berechnungsknoten separat ähnlich dem Radius  $R_{\text{geo}}$  bestimmen lässt. Ändert sich das Transportvermögen schlagartig, z.B. bei Übergang von einer festen zur kiesigen Sohle, wird sich der tatsächliche Transport  $q_B$  erst allmählich ändern. Erst nach einer bestimmten Aufnahmelänge entsprechen sich  $q_B$  und  $q_{B^*}$ .

Mit Hilfe des Loading-Law (Gl. 4-48, *Phillips & Sutherland, 1989*) lässt sich dieser Zusammenhang darstellen. Abhängig von einer bestimmten Aufnahmelänge  $L$  kann sich der tatsächliche Geschiebetransport  $q_B$  in Strömungsrichtung nur mit einem bestimmten Gradienten verändern. Eine zweidimensionale Formulierung, weitere Details bzw. Formeln für die Abschätzung der Aufnahmelänge  $L$  sind *Spannring (1999)* bzw. *Schmautz (2003)* zu entnehmen.

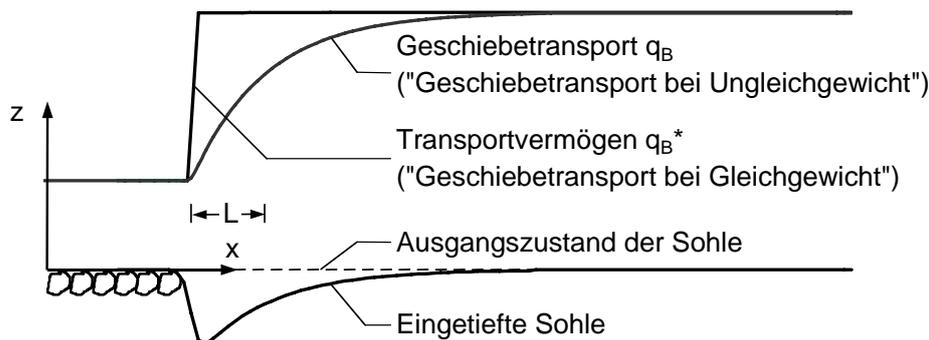


Abb. 4-17: Qualitative Darstellung der Kolkbildung im Zusammenhang mit der Entwicklung des Geschiebetransports (aus Schmautz, 2003)

$$\frac{\partial q_B}{\partial x} = \frac{1}{L}(q_{B^*} - q_B) \quad \text{mit } L = \text{„Aufnahmelänge“} \quad \text{Gl. 4-48}$$

In Analogie wird folgende Vorgehensweise gewählt: Abhängig von einer bestimmten Entwicklungs- und Zerfallslänge  $\lambda$  kann sich die Sekundärströmung bzw. der verwendete Sekundärströmungsradius  $R_{\text{sec}}$  ( $\sim q_B$ ) an die geometrisch vorliegende Krümmungssituation  $R_{\text{geo}}$  ( $\sim q_{B^*}$ ) anpassen (Abb. 4-18). Entsprechend der zweidimensionalen Formulierung des Loading-Laws bei *Spannring (1999)* ergibt sich nun für die Sekundärströmungsentwicklung folgende Gl. 4-49.

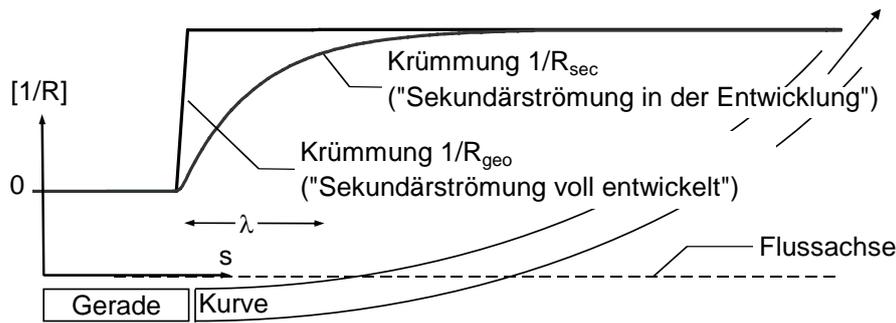


Abb. 4-18: Qualitative Entwicklung der Sekundärströmung beim Übergang zwischen Gerade und Flusskurve

$$\cos(\theta_s) \frac{\partial}{\partial x} \frac{1}{R_{\text{sec}}} + \sin(\theta_s) \frac{\partial}{\partial y} \frac{1}{R_{\text{sec}}} = \frac{1}{\lambda} \left( \frac{1}{R_{\text{geo}}} - \frac{1}{R_{\text{sec}}} \right) \quad \text{Gl. 4-49}$$

mit  $\lambda =$  „Entwicklungslänge“

Der Gl. 4-49 ähnliche Formulierungen (Gl. 4-50) sind in der Literatur (Mosselman, 1992; Struiksmas et al., 1985) zu finden. Geht man von in Strömungsrichtung nahe zu unveränderlichen Parametern  $U_c$ ,  $h$  bzw.  $A$  aus, so lassen sich diese Formulierungen in die Gl. 4-49 überführen.

$$\frac{\partial}{\partial s} \left( \frac{hU_c}{R_{\text{sec}}} \right) = \frac{1}{\lambda} \left( \frac{hU_c}{R_{\text{geo}}} - \frac{hU_c}{R_{\text{sec}}} \right) \quad \text{bzw.} \quad \frac{\partial}{\partial s} \left( \frac{AU_c}{R_{\text{sec}}} \right) = \frac{1}{\lambda} \left( \frac{AU_c}{R_{\text{geo}}} - \frac{AU_c}{R_{\text{sec}}} \right) \quad \text{Gl. 4-50}$$

mit  $A =$  Koeffizient für den Einfluss der Abweichung der sohnahen Strömung zur Hauptströmungsrichtung ( $A = 7 \div 12$ )

Für die Abschätzung der Entwicklungslänge  $\lambda$  kann auf verschiedene theoretische Ansätze zurückgegriffen werden. Eine Übersicht ist in Kalkwijk & Booij (1986) zu finden. Die Ansätze haben die Form der Gl. 4-51, wobei die Konstante  $\beta$  je nach Ansatz im Wertebereich von 0,6 (Struiksmas et al., 1985) bis 2,3 (Rozovskii, 1957) schwankt. Für die Entwicklung der sohnahen Sekundärströmung wird über kürzere Anpassungslängen berichtet, als für die Entwicklung des gesamten Sekundärströmungsprofils. Hier könnte also für die Korrektur der Strömung (Dispersionsterme) und für die Korrektur der sohnahen Schubspannung (Transportrichtung des Geschiebes) auf zwei verschiedene Konstanten  $\beta$  zurückgegriffen werden. Dieses Vorgehen wurde hier nicht weiter verfolgt, da die hier aufgezeigte Art der Berücksichtigung der Entwicklung der Sekundärströmung lediglich eine Näherung darstellt und sich einer exakten Berechnung in einem 2D-Modell ohnehin entzieht.

Wie physikalische Modelluntersuchungen zeigen, kommt es beim Kurvenübergang meist zu gleichzeitig auftretenden teilweise übereinander liegenden, gegenläufigen Sekundärströmungswalzen (*Carstensen, 1999*). Ein 2D-tiefengemittelttes Modell stößt hier an Grenzen, unabhängig wie komplex die eingeführten Korrekturterme sind.

$$\lambda = \beta \cdot \frac{hC}{\sqrt{g}} \quad \text{mit } \beta = 0,6 \div 2,3 \quad \text{Gl. 4-51}$$

Anhand des in Kapitel 6 vorgestellten physikalischen Modellversuchs wurden die Auswirkungen der Gl. 4-49 auf die Krümmungsinformation untersucht. Die Geometrie wurde entsprechend der Situation in der Praxis aus den Profilvermessungen des Modellversuchs erstellt und nicht aus den exakten geometrischen Versuchsplänen. In Abb. 4-19 ist der Grundriss des Modellversuchs und das Krümmungsband entlang der Flussachse dargestellt. Die Krümmung, welche aus den Strömungsvektoren (aus Wasserspiegelverkipfung annähernd identisch) ermittelt wurde, reagiert relativ schlagartig auf Krümmungsänderungen und stimmt gut mit der geometrischen Vorgabe ( $1/R_{\text{geo}}$ ) überein. Mit Einführung der Entwicklungslänge passt sich die Krümmung ( $1/R_{\text{sec}}$ ) erst allmählich den geometrischen Vorgaben an. Hierbei wurde der Faktor  $\beta$  variiert. Plötzliche Sprünge im Krümmungsband und somit in den Sekundärströmungskorrekturen werden vermieden. Die Sekundärströmung ist somit auch im numerischen Modell einer gewissen "empirischen" Entwicklungslänge unterworfen.

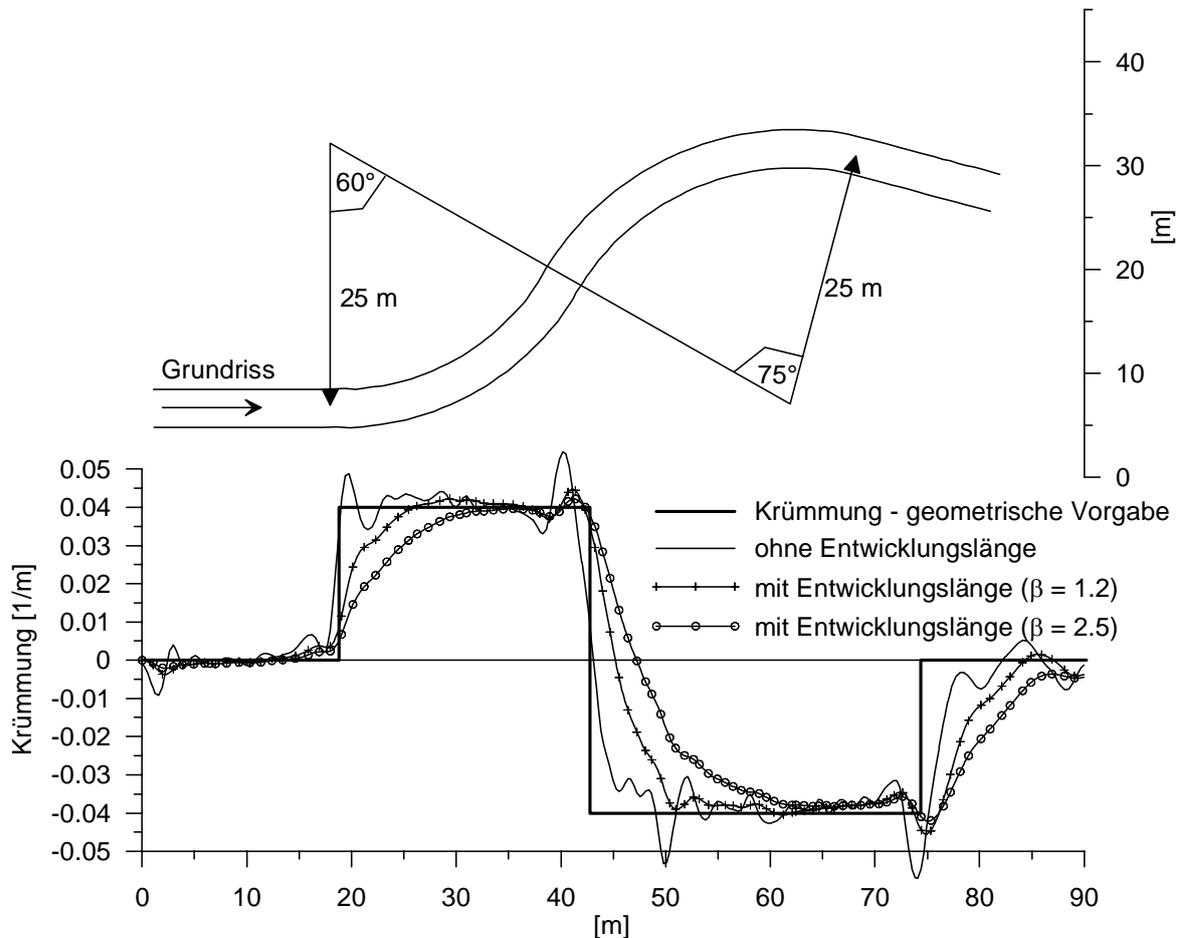


Abb. 4-19: Auswirkungen der Entwicklungslänge auf die Krümmungsinformation

#### 4.5 Vergleich des 2D-Modells mit Referenzwerten höherwertiger numerischer Modelle

Als akademisches Beispiel wurden zwei Kreisgerinne mit Trapezprofilen bzw. einem natürlichen Profil verwendet. Die Kenngrößen sind nachfolgend angegeben (Tab. 4-1). Mit diesen Profilen werden die Verhältnisse einer idealen Kreisströmung beschrieben. Als Referenzwerte lagen für die beiden Trapezprofile Simulationsergebnisse des Strömungsmodells SIMK (Kölling, 1994) vor. Dieses Strömungsmodell bildet die Strömung zweidimensional in einer Querschnittsebene ab. Das Geschwindigkeitsfeld wird dreidimensional gelöst. Alle Gradienten in Hauptströmungsrichtung werden hierbei vernachlässigt, d.h. es wird ein stationär-gleichförmiger Zustand berechnet. Das Modell verfügt über ein anisotropes Turbulenzmodell, wodurch sowohl Sekundärströmungen 1. Art (inertionsgetrieben) als auch 2. Art (turbulenzgetrieben) simuliert werden. Über die Beschleunigungsterme

kann in Strömungsrichtung ein konstanter Radius vorgegeben werden. Der Einsatz dieses Modells für die Kalibrierung und Validierung des 2D-Modells hat sich bei den Untersuchungen von *Schmautz (2003)* bestens bewährt, so dass hier wieder auf diese Möglichkeit zurückgegriffen wurde.

Zusätzlich zu den Referenzwerten aus SIMK wurden sowohl für die beiden Trapezprofile als auch für das natürliche Profil Rechnungen mit dem Simulationsprogramm SSIIM-3D (*Olsen, 2003*) durchgeführt. Als Turbulenzmodell wurde ein  $k-\varepsilon$ -Modell verwendet. Folglich werden lediglich die Sekundärströmungen 1. Art berücksichtigt.

Das Trapezprofil 1 ist an die geometrischen und hydraulischen Verhältnisse der Unteren Isar angepasst. Die Parameter des Trapezprofils 2 wurden so abgeändert, dass die Sekundärströmungseinflüsse stärker als bei Trapez 1 hervortreten ( $B/h$  und  $R$  verringert). Das natürliche Profil wurde aus den Modellversuchen zur Unteren Isar gewonnen (siehe Kapitel 6) und stellt das Trapezprofil 1 zu einem späteren Entwicklungszeitpunkt dar.

Verwendet wurden im 2D-Modell als Turbulenzmodell der Mischungswegansatz nach Gl. 4-9 und als Dispersionsmodell die Überlagerungen zwischen dem logarithmischen Hauptströmungs- und dem linearen Sekundärströmungsprofil (Gl. 4-27, Gl. 4-29, Gl. 4-33). Die Sohlschubspannung wird über Gl. 4-13 und Gl. 4-15 berechnet.

*Tab. 4-1: Geometrie der Testgerinne*

	Trapez 1 „Isar“	Trapez 2	nat. Profil „Isar“
Sohlbreite	65 m	48 m	~ 70 m
Böschungshöhe	3,37 m	4 m	~ 3,5 m
Rauheit $k_s$	100 mm	100 mm	100 mm
Radius	500 m	250 m	500 m
Böschungsneigung	1:2	1:2	variabel
Gefälle	1 ‰	1 ‰	1 ‰
Referenzwerte	SIMK SSIIM-3D	SIMK SSIIM-3D	SSIIM-3D

- Trapez 2

Das Trapezgerinne 2 besitzt mit seinem geringeren Radius von 250 m und seiner etwas größeren Fließtiefe stärker ausgeprägte Sekundärströmungen als die anderen beiden Profile. Wie in Abb. 4-20 ersichtlich, stimmen die Geschwindigkeitsverteilungen der beiden 3D-Modelle weitgehend überein. Die Abweichungen mit dem noch nicht angepassten 2D-Modell sind dagegen beträchtlich. Hier liegt das Geschwindigkeitsmaximum tendenziell an der Kurveninnenseite. Es überwiegt der Einfluss des etwas stärkeren Gefälles an der Kurveninnenseite. Bei diesen 2D-Berechnungen wurde zunächst auf die Dispersionsterme verzichtet und der Weg über die Kalibrierung des Turbulenzmodells gewählt.

Für die Kalibrierung des Turbulenzmodells wurde zunächst eine dimensionslose Diffusivität von  $e^* = 0,6$  verwendet. Dieser Wert wurde von *Schmautz (2003)* im Rahmen einer Kalibrierung vorgeschlagen und entspricht den vom *ASCE Task Committee (1988)* gegebenen Empfehlungen für natürliche Flüsse. In der deutschsprachigen Literatur wird teils empfohlen, die fehlenden Dispersionsterme über eine Kalibrierung der dimensionslosen Diffusivität  $e^*$  zu berücksichtigen. Dies wurde in den Simulationsergebnissen ( $e^* = 3,0$  ohne Dispersion) der Abb. 4-20 versucht. Dieses Vorgehen führt letztendlich zu höheren Wirbelviskositäten. Erwartungsgemäß wirkt sich die Viskosität vor allem in Bereichen mit hohen Geschwindigkeitsgradienten also im Böschungsbereich aus. Die Geschwindigkeiten in Querrichtung werden geglättet. Dies führt zu einer Dämpfung im Hauptgerinne und zu einer Erhöhung der Geschwindigkeiten im Böschungsbereich und zwar sowohl am Innen- als auch am Außenufer. Es wird also nicht zwischen Prall- und Gleitufer unterschieden. Turbulenzmodelle, die auf dem Wirbelviskositätsansatz beruhen, gehen von isotropen Eigenschaften der Turbulenz aus. Phänomene, die auf den Sekundärströmungen 2. Art, also auf der Anisotropie der Turbulenz beruhen, können daher nicht simuliert werden. Ähnlich verhält es sich mit den Sekundärströmungen 1. Art in einer Flusskurve. Bindet man diese Sekundärströmung an das Turbulenzmodell (Wirbelviskositätsansatz), wird damit versucht, die richtungsorientierten Sekundärströmungen mit einer isotropen Eigenschaft (der Wirbelviskosität) zu modellieren. Dies mag für bestimmte Anwendungsfälle durchaus ein geeignetes Vorgehen sein, für die vorliegenden Fragestellungen mit besonderem Augenmerk auf den Böschungsbereich scheint dieses Vorgehen aber nicht geeignet und wird daher verworfen.

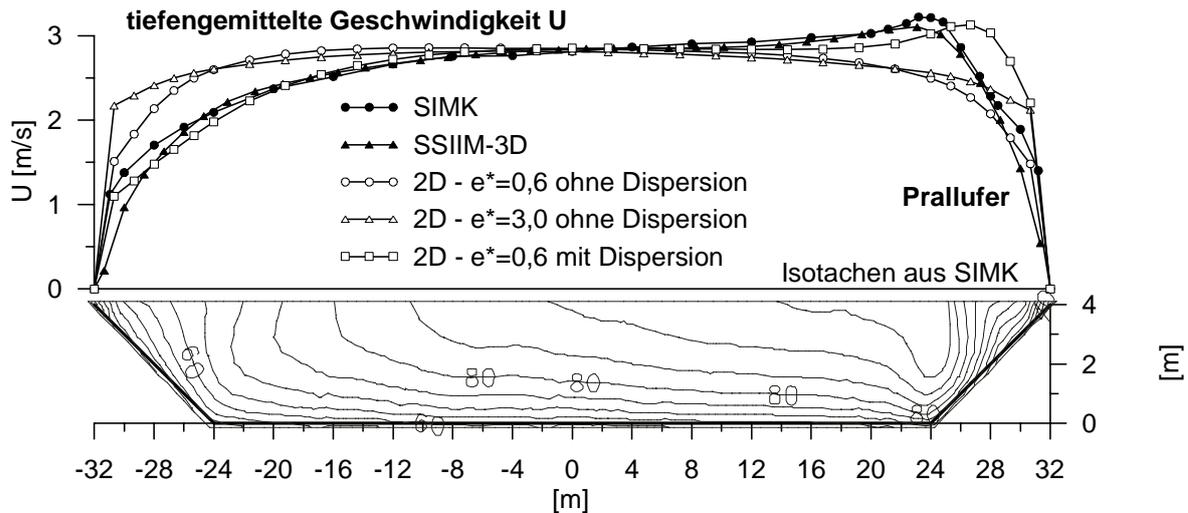


Abb. 4-20: Vergleich der tiefengemittelten Geschwindigkeiten zwischen 2D- und 3D-Simulation am Trapez 2 (Zahlenwerte in der Isotachendarstellung stellen Prozentwerte bezogen auf die Maximalgeschwindigkeit im Querschnitt dar)

Der Kurvenverlauf ( $e^*=0,6$  mit Dispersion) in Abb. 4-20 zeigt die 2D-Berechnungen nach dem Hinzufügen der Dispersionsterme. Die 2D-Berechnungen liegen nun deutlich näher an den 3D-Ergebnissen und zeigen ebenfalls ein deutlich ausgeprägtes Geschwindigkeitsmaximum im Pralluferbereich, wobei das Maximum im 2D-Modell zu sehr in den Uferbereich gedrückt wird.

Der Grund hierfür könnte in der Berechnung der Sekundärströmungsprofile im 2D-Modell liegen. Die Sekundärströmung im 2D-Modell wird letztendlich aus den lokalen Knotengrößen Geschwindigkeit, Fließtiefe, Rauheit und Radius ermittelt. Es wird in der Herleitung der entsprechenden Formulierung davon ausgegangen, dass es für die Sekundärströmung keine „seitliche Blockierung“ gibt und die Strömungsverhältnisse links und rechts von der betrachteten Querschnittsposition gleich sind (vgl. Situation links in Abb. 4-21). Dies mag für den mittleren Querschnittsbereich zutreffend sein, im Böschungsbereich allerdings nicht. Hier wird die Ausbildung der horizontalen Querströmung aus geometrischen Gründen behindert und die Sekundärströmungswalze taucht verstärkt ab. Das 2D-Modell kann aufgrund seiner lokalen Betrachtungsweise die Gesamtsituation der Sekundärströmungswalze über den Querschnitt und besonders in Randbereichen nicht nachvollziehen. Ein ähnliches Problem wurde bereits bei der Betrachtung des Rechteckprofils in Kapitel 4.3.4 aufgezeigt, wo ebenfalls eine zusätzliche Hilfestellung für das 2D-Modell benötigt wurde. Im 2D-Modell werden im Randbereich tendenziell zu große horizontale Sekundärströmungen berechnet (vgl. Situation rechts in Abb. 4-21).

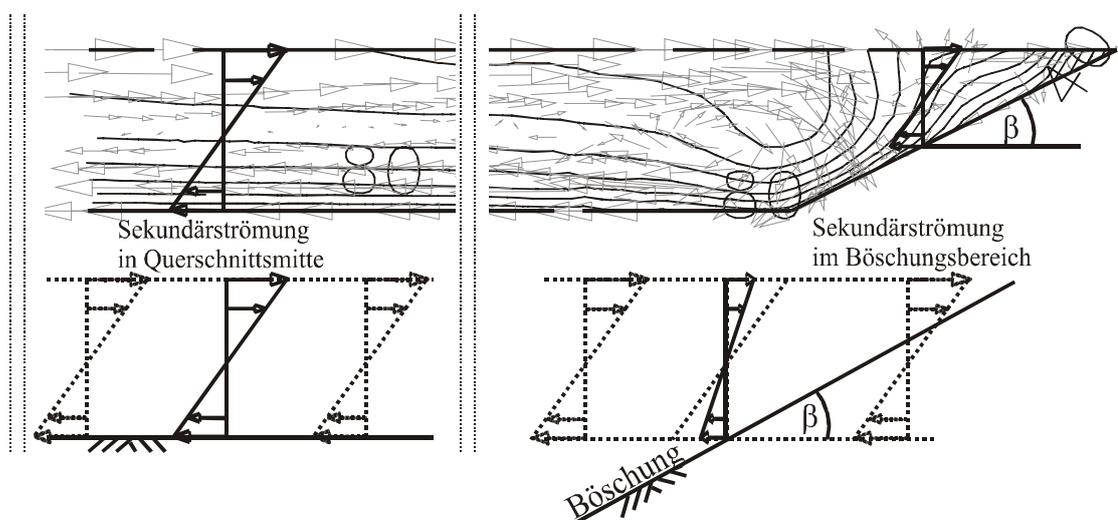


Abb. 4-21: Sekundärströmungsermittlung im Böschungsbereich. Die Gleichungen für die Ermittlung der Sekundärströmung sind für die linke Situation hergeleitet. Für die rechte Situation ist eine Abschätzung der Sekundärströmung allein über die lokale Fließtiefe nicht mehr zutreffend. (Prinzipiskizze mit Vektorplot der SIMK-Berechnungsergebnisse)

Um dies zu verhindern, wurde eine empirische Korrekturgleichung (Gl. 4-52) eingeführt, mit welcher die für die Berechnung der Sekundärströmungen verwendeten Radien  $R_{\text{sec}}$  und somit auch alle im 2D-Modell berücksichtigten Sekundärströmungseffekte (Dispersionsterme und Richtung des Geschiebetransportes) im Pralluferbereich abgemindert werden. Da die Wirbelausbildung im Böschungsbereich stark von der dortigen Geometrie beeinflusst wird, wurde der Abminderungsterm Gl. 4-52 an die Böschungsneigung geknüpft. Je steiler die Böschung ist, desto mehr werden die horizontalen Sekundärströmungen im 2D-Modell abgemindert. Dieses Vorgehen funktioniert bei natürlichen, geneigten Ufersituationen. Bei steilen, eventuell auch senkrechten Ufermauern kann das unter Kapitel 4.3.4 aufgeführte Vorgehen für die Sekundärströmungssituation im Randbereich angewendet werden.

$$R_{\text{sec}} \Rightarrow \frac{R_{\text{sec}}}{1 - k_B \cdot \tan(\beta)} \quad \beta = \text{Böschungsneigung} \quad \text{Gl. 4-52}$$

$$k_B = 1 \div 2$$

Die Abb. 4-22 zeigt die Veränderungen der 2D-Rechenergebnisse ( $e^*=0,6$  + Uferreduktion) bei Verwendung der Korrektur nach Gl. 4-52. Für einen Wertebereich der Kalibrierkonstante  $k_B$  von 1,0 bis 2,0 werden die Sekundärströmungen in Uferbereichen ab  $45^\circ$  bzw.  $27^\circ$  Neigung ausgeblendet. Bei den hier aufgeführten Simu-

lationsergebnissen wurde  $k_B = 1,8$  verwendet. Die Geschwindigkeitsverteilung im 2D-Modell stimmt nun gut mit den beiden 3D-Modellen überein (siehe Abb. 4-22 - unten). Das Geschwindigkeitsmaximum im 2D-Modell wird sowohl in der Lage als auch im Betrag gut wiedergegeben. Dies gilt ebenfalls für die Schubspannungen (siehe Abb. 4-22 - Mitte). Bei einem Vergleich der errechneten maximalen horizontalen Sekundärströmungen zwischen SSIIM-3D und der 2D-Simulation zeigen sich die direkten Auswirkungen des eingefügten Korrekturterms. Die Sekundärströmung wird im Pralluferbereich vermindert.

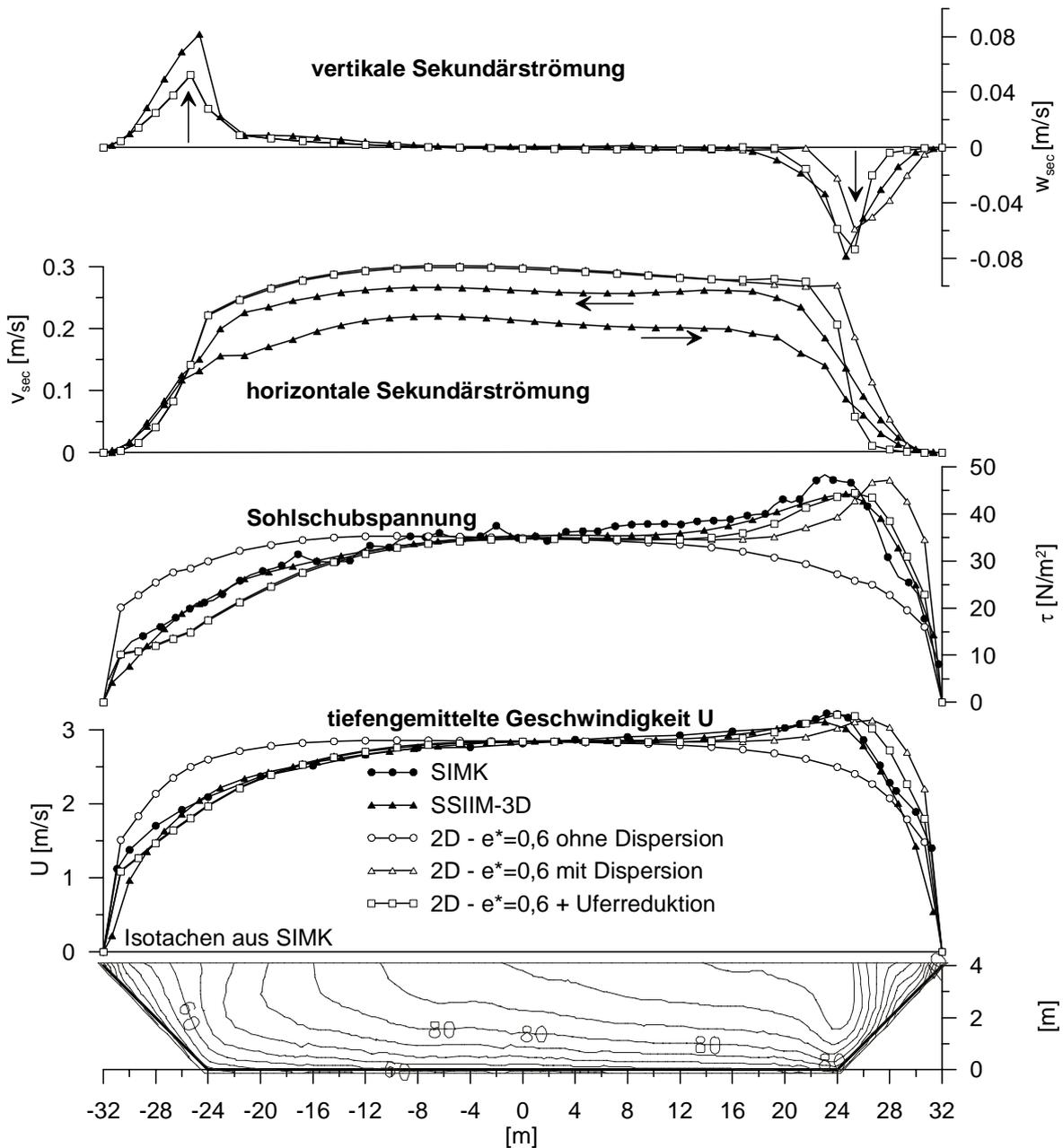


Abb. 4-22: Auswirkungen der Reduktion der Sekundärströmung im Uferbereich

Aus den Ergebnissen der horizontalen Sekundärströmung wurden über Gl. 4-24 die vertikalen Sekundärströmungskomponenten ermittelt. Wie in der Prinzipskizze Abb. 4-4 dargestellt, treten vor allem dort vertikale Sekundärströmungen auf, wo auch Veränderungen in der horizontalen Sekundärströmung bestehen, d.h. im Böschungsbereich. Die Abb. 4-22 (oben) zeigt die Verteilung der Vertikalströmung über das Profil. Im linken Böschungsbereich werden positive nach oben gerichtete Strömungen und im rechten nach unten gerichtete Komponenten ermittelt. In Querschnittsmitte verschwinden die Vertikalströmungen. Die Ergebnisse zwischen 3D- und 2D-Modell stimmen gut überein. Auch hier zeigt der eingeführte Korrekturterm deutliche Verbesserungen. Das Abtauchen des Sekundärströmungswirbels im 2D-Modell findet nun ebenfalls im Bereich des Böschungsfuß statt. Weitere Verbesserungen ließen sich über ein Anpassen des Turbulenzmodells  $e^*$  und einer Verminderung von  $e^*$  von 0,6 auf 0,2 erreichen. Auf diese Möglichkeit wurde hier verzichtet. Die Turbulenzeinstellungen, welche von *Schmautz (2003)* in geraden Strecken ermittelte wurden, wurden bewusst beibehalten.

#### - Trapez 1

Die für Trapez 2 verwendeten Einstellungen wurden auch bei den Simulationen für Trapez 1 verwendet. Trapez 1 besitzt mit 500 m einen doppelt so großen Radius und eine geringere Fließtiefe. Die Sekundärströmungen sind weniger stark ausgeprägt.

Die hier vorgestellten Ergebnisse zeigen dieselben Tendenzen wie bei Trapez 2. Ohne die durchgeführten Weiterentwicklungen liegt das Geschwindigkeitsmaximum im 2D-Modell ( $e^*=0,6$  ohne Dispersion) am Innenufer (siehe Abb. 4-23). Die Dispersionsterme zeigen eine deutliche Verbesserung in den 2D-Ergebnissen ( $e^*=0,6$  mit Dispersion) für die Geschwindigkeiten und die Schubspannungen. Der Korrekturterm für den Pralluferbereich ( $e^*=0,6$  + Uferreduktion) fällt hier weniger ins Gewicht wie bei Trapez 2. Er zeigt allerdings auch hier eine weitere Verbesserung. Ohne weitere Kalibrierung stimmen die Rechenergebnisse zwischen dem 2D- und den beiden 3D- Modellen auch an dieser Geometrie gut überein.

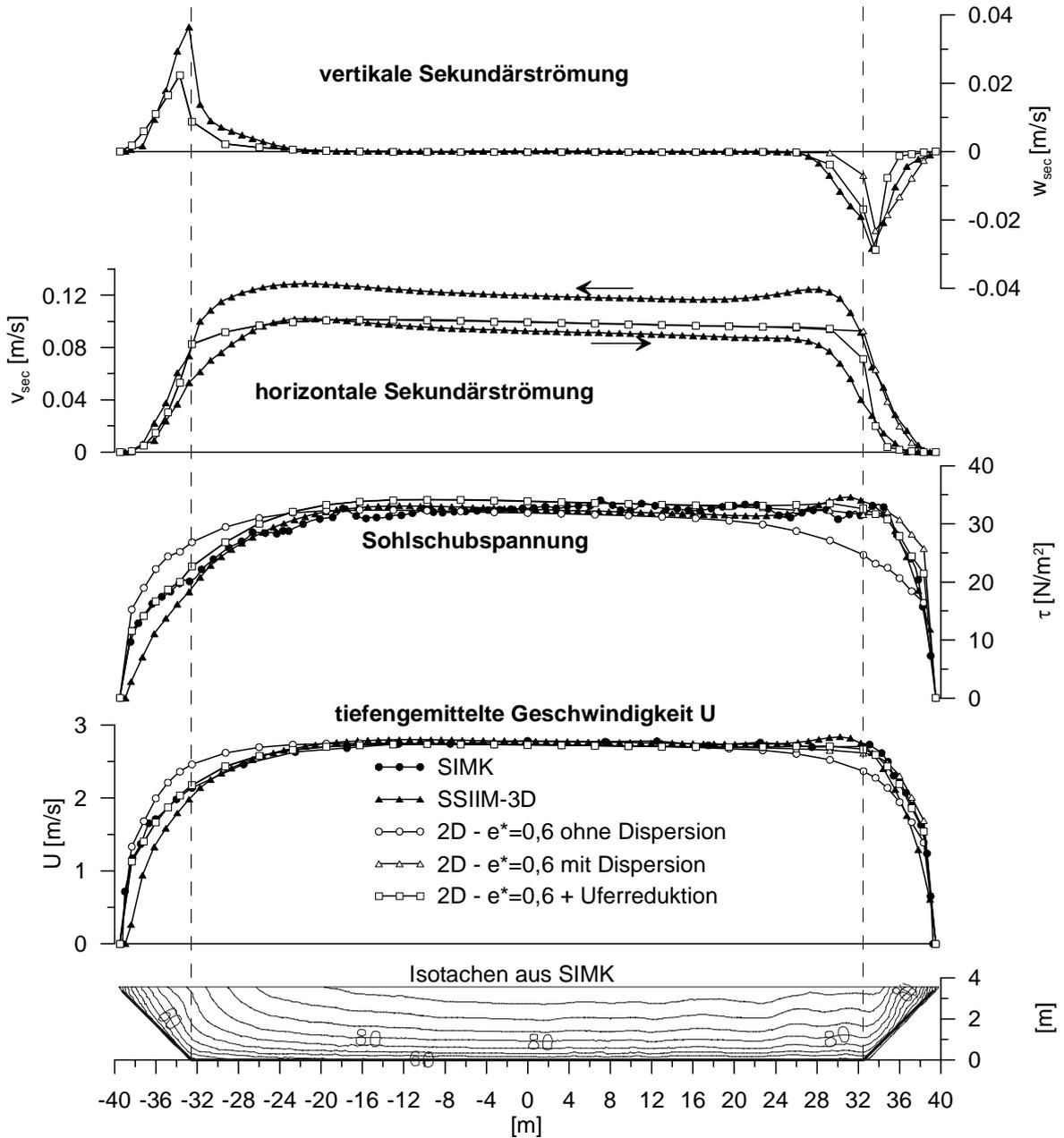


Abb. 4-23: Vergleich der Simulationsergebnisse – Trapez 1 “Isar“

- natürliches Profil “Isar“

Für das natürliche Flussprofil mit Erosionsufern liegt aufgrund der Prallufereintiefung das Geschwindigkeitsmaximum auch für die 2D-Simulation ohne Dispersionssterme an der Kurvenaußenseite, wenn auch zu weit mittig (Abb. 4-24). Mit den Dispersionsstermen wird dies behoben. Die Einführung des Korrekturterms im Böschungsbereich zeigt wiederum Verbesserungen der 2D-Ergebnisse ( $e^*=0,6$  + Uferreduktion). Die Auswirkungen sind allerdings geringer als bei den Trapezprofilen. Eine Reduktion der Wirbelviskosität ( $e^*=0,2$  + Uferreduktion) liefert weitere Ver-

besserungen gerade im oberen Böschungsbereich. Die Übereinstimmungen der Sekundärströmungskomponenten sind gut.

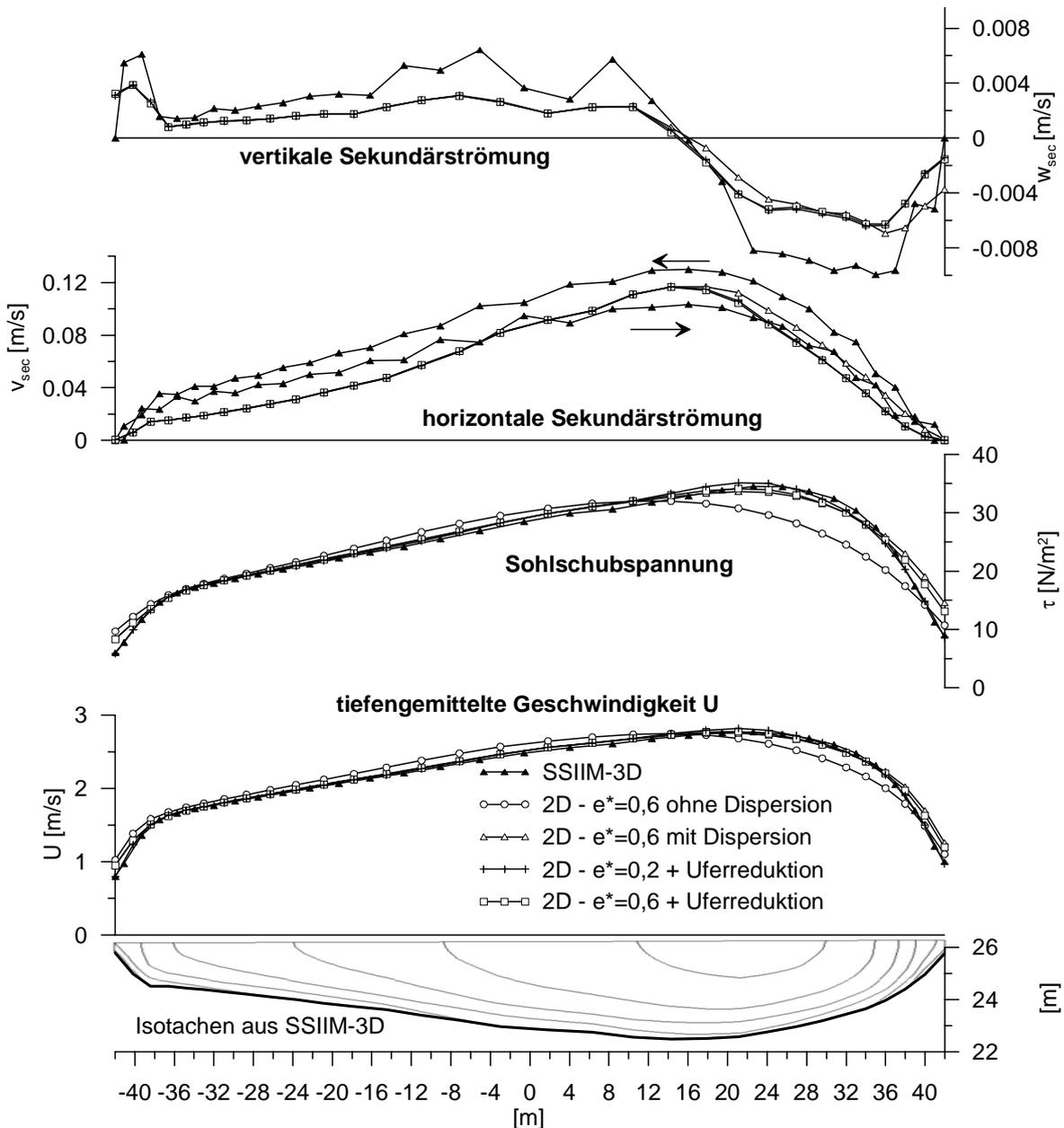


Abb. 4-24: Vergleich der Simulationsergebnisse – natürliches Profil “Isar“

Das Trapez 1 und der natürliche Querschnitt besitzen den gleichen Radius. Die horizontalen Sekundärströmungen liegen in der gleichen Größenordnung von rund 0,12 m/s (vgl. Abb. 4-23 und Abb. 4-24). Aufgrund der Entwicklung des Profils von einem Trapez hin zu einem natürlicheren Querschnitt kommt es zu einem deutlich weniger konzentrierten Abtauchen der Sekundärströmungswalze. Die vertikalen Sekundärströmungen verteilen sich stärker über den Querschnitt und nehmen durch die Profillumformung im Betrag von 0,03 m/s auf rund 0,008 m/s ab.

#### 4.6 Zusammenfassung und Dispersionsterme in der Praxisanwendung

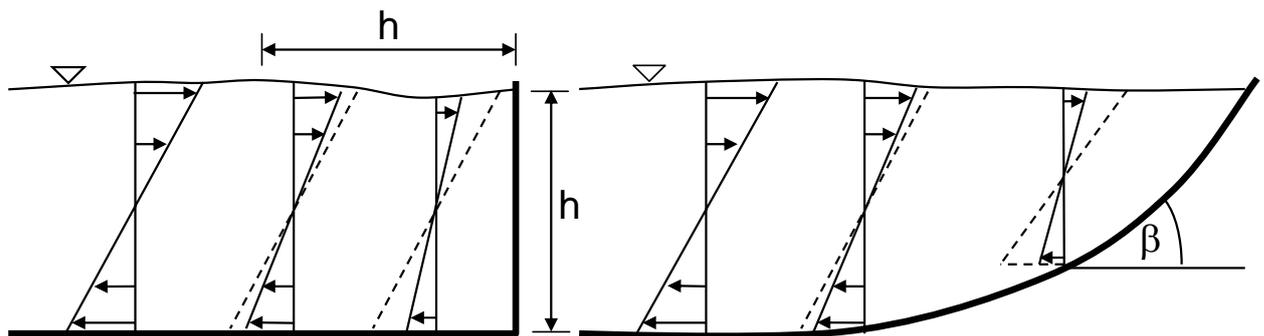
In dem 2D-Modell zeigte die Berücksichtigung der Sekundärströmungen mit Hilfe der Kalibrierung über das Turbulenzmodell keine zufrieden stellenden Ergebnisse. Für die hier vorgestellten Krümmungssituationen, wie sie in voralpinen Gewässern auftreten, traten erst nach Einführung der Dispersionsterme in das 2D-Modell gute Übereinstimmungen mit den gewählten Referenzwerten auf. Es zeigt sich, dass sich auch in einem 2D-Modell Anhaltswerte für alle drei Strömungskomponenten  $u$ ,  $v$  und  $w$  ermitteln lassen. Bei Anwendung der Dispersionsterme kommt es auch im 2D-Modell zu einer Verlagerung des Geschwindigkeitsmaximums an die Kurvenaußenseite. In natürlichen Flussprofilen mit sanft auslaufenden Böschungen und der typischen Kurvenprofilierung führt bereits die Eintiefungen im Pralluferbereich zu einer Verlagerung des Geschwindigkeitsmaximums. Die Auswirkungen der Dispersionsterme gehen zurück.

Prinzipiell gilt, dass die Dispersionsterme umso bedeutender werden, je konzentrierter die Sekundärströmungswalze aufgrund von steilen Uferböschungen abtaucht. Dies ist besonders an den Rechnungen am Rechteckprofil in Kapitel 4.3.4 zu beobachten.

Hieraus entstehen auch bestimmte Anforderungen an die Elementgrößen, welche quer zur Fließrichtung deutlich kleiner als sein sollten als die mittlere Fließtiefe. Ansonsten werden die Wirbelbereiche verschmiert, und die Dispersionsterme zeigen keine Wirkung mehr. Bei typischen 2D-Anwendungen, wie der Überschwemmungsgebietsermittlung, besitzen die Elemente allerdings Kantenlängen von rund ein- bis zweimal der Fließtiefe. Solche Netze sind somit für eine effektive Anwendung der Dispersion zu grob.

Für 2D-Berechnungen, bei denen die Wasserspiegellage im Vordergrund steht, kann auf die Dispersionsterme durchaus verzichtet werden. Schon eine geringe Veränderung der Sohlrauheit überwiegt den Einfluss der Dispersion auf die Wasserspiegellage. Aus morphologischen Fragestellungen entstehen allerdings höhere Anforderungen an die 2D-Ergebnisse. Hier steht nicht der Summenparameter „Wasserspiegel“ im Vordergrund, sondern es wird eine differenzierte Verteilung der Schubspannungen über den Querschnitt gefordert. Bei der Betrachtung von Ufererosionen ist besonders auf den Böschungsbereich zu achten. Erst für morphologische Fragestellungen ist der Einsatz der Dispersion von Bedeutung.

In der Literatur ist eine Vielzahl an Dispersionstermen zu finden, welche sich lediglich in den Profilannahmen unterscheiden. Der Quellterm für die Abschätzung der Sekundärströmungsgeschwindigkeit geht allerdings immer von lokalen Verhältnissen aus und „schaut sozusagen nicht nach rechts und links“. In den Gleichungen werden jedoch die Ableitungen der Dispersionsterme  $\partial D_{..}/\partial$  verwendet. Es kommt somit stark auf die Wirbelausbildung als Gesamtes an und nicht auf lokale Werte. Hier liegt das Hauptproblem bei der Anwendung der Dispersionsterme und nicht so sehr bei der Integration mehr oder weniger komplizierter Profilkfunktionen. Die Berechnungen am Rechteckprofil und an den Trapezprofilen in diesem Kapitel zeigen diese Problematik. Es wurden daher zwei Vorschläge formuliert (zusammengefasst in Abb. 4-25), diese Problematik anzugehen und dem 2D-Modell neben lokalen Sekundärströmungsinformationen auch noch Informationen über eine mögliche Ausbildung des Gesamtwirbels mit zu geben. Steile Uferböschungen können mit der Korrektur des Rechteckquerschnitts behandelt werden, natürliche auslaufende Böschungen über die Reduktion auf Basis der Böschungsneigungen.



„lineares Ausblenden der Sekundärströmung im Abstand von einmal der Fließtiefe vom Rand“

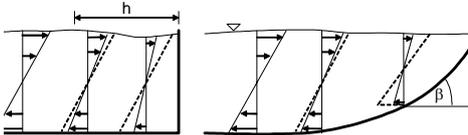
„Reduzierung der Sekundärströmung anhand des Neigungswinkel der Böschung im Pralluferbereich – (Gl. 4-52)“

Abb. 4-25: Behandlung der Sekundärströmung in den Randbereichen

Die Entwicklung und der Zerfall von Sekundärströmungen können empirisch über eine zusätzliche Gleichung (siehe Kap. 4.4.3) gesteuert werden. In der Literatur sind auch aufwendigerer Verfahren wie das von *Jin & Steffler (1993)* vorgestellte *moment-of-momentum* Verfahren (siehe auch *Marburger, 1998*), welches nach *Malcherek* als Zweigleichungsdispersionsmodell bezeichnet werden kann, zu finden. Aufgrund der Verwendung zweier weiterer Transportgleichungen ist dieses Verfahren allerdings wesentlich rechenintensiver. Prinzipiell ergeben sich bei der Dispersionsmodellierung dieselben Qualitätsstufen wie bei der Turbulenzmodellierung. In

der Tab. 4-2 wird versucht, hier Parallelen zu ziehen.

Tab. 4-2: Parallelen in der Turbulenz- und Dispersionsmodellierung

	Turbulenzmodellierung	Dispersionsmodellierung
Zweck	Ermittlung der Wirbelviskosität an den Knoten	Ermittlung der horizontalen Sekundärströmung an den Knoten
Quellterm mit lediglich sohlinduzierten bzw. lokalen Knoten- größen	$\overline{v_t} \sim h u_*$ (z.B. Gl. 4-6)	$v_{c,s} \sim \frac{h}{R} U_c$ (z.B. Gl. 4-20)
Quellterm mit „Blick nach links und rechts“	$\overline{v_t} \sim h u_* + \frac{h^3}{u_*} \left[ 2 \left( \frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 \dots \right]$ (z.B. Gl. 4-10)	 <p>(siehe Abb. 4-25)</p>
Transport von Wirbelstrukturen / Entwicklung und Zerfall bzw. lokales Ungleichgewicht	Ein-Gleichungs-Modelle  k-ε-Modell	Einführen einer Anpassungslänge $\lambda$ (z.B. Gl. 4-50)  <i>Moment-of-momentum-Verfahren</i>

Bei Anwendung der Dispersionsterme wird teils von Stabilitätsproblemen berichtet. Als Abhilfe wurde bei einer Praxisanwendung von *Lippert (2005)* daher der Radius als Elementeneigenschaft fix vorgegeben und auf eine dynamische Berechnung über die unter 4.4.2 aufgezeigten Methoden verzichtet. Dieses Problem wurde hier ebenfalls bei Anwendung in natürlichen Geometrien beobachtet. Der Hauptgrund für dieses Problem ist vermutlich das starke Anwachsen der Ableitungen  $\partial D_{\dots} / \partial \dots$ , falls plötzliche Sprünge oder Vorzeichenwechsel bei den berechneten Radien auftauchen. Die Einführung der Entwicklungslänge  $\lambda$  (Gl. 4-50) dämpft zwar schlagartige Krümmungsänderungen und sorgt so für eine Stabilisierung. Problematisch ist jedoch der Nass-Trocken-Übergang bei der Verwendung von nicht-strömungsangepassten Netzen, wie sie in der Regel in der Praxis Verwendung finden. Aufgrund der „ausgefransten“ Berandung des Strömungsgebiets treten hier unvermeidbar lokal starke Richtungsänderungen in den Geschwindigkeitsvektoren,

somit kleine Radien und teils lokale Vorzeichenwechsel in der Krümmung auf. Bei der Rückrechnung des Radius aus der Wasserspiegelverkipfung kam es zu ähnlichen Problemen. Dies sorgt für eine unrealistische Überbetonung der Ableitungen  $\partial D_{uv}^c / \partial n$  in den Impulsgleichungen und für eine Destabilisierung. Die Stabilitätsprobleme ließen sich folgendermaßen beheben:

Erstens wird ein Mindestradius vorgegeben. Dieser Mindestradius wird vor der Berechnung gewässerspezifisch festgelegt. Als Anhaltswert kann z.B. rund einmal die Gewässerbreite oder ein Mehrfaches der Fließtiefe als Radius eingestellt werden. Engere Flusskurven können in der Praxis nicht auftreten. Lokale starke Strombahnkrümmungen wie in Bühnenfeldern entsprechen nicht der Herleitung der Dispersionsterme für moderate Flusskurven und sollten anderweitig modelliert werden. Als zweites wird ein über das Element gemittelter Radius verwendet bzw. der Radius aus den Dispersionstermen vor die Ableitungen gezogen werden (Gl. 4-53). Hierdurch wird verhindert, dass die Ableitungen lediglich aufgrund von lokalen Krümmungsfluktuationen an Nass-Trocken-Rändern unrealistisch anwachsen.

$$\frac{\partial D_{uv}^c}{\partial n} = \frac{\partial}{\partial n} \left( K_2 \cdot \rho U_c^2 \frac{h^2}{R} \right) \Rightarrow \frac{1}{R} \cdot \frac{\partial}{\partial n} (K_2 \cdot \rho U_c^2 h^2) \quad \text{Gl. 4-53}$$

## 5 Modellierung des Geschiebetransports in der Krümmung

### 5.1 Allgemeines Vorgehen

Das hier verwendete Geschiebetransportmodell, der Berechnungsablauf sowie die Umsetzung des Böschungsbruches zur Simulation von Aufweitungen sind ausführlich bei *Schmautz (2003)* beschrieben. In diesem Abschnitt werden daher nur die wesentlichen Punkte zusammengefasst, und die notwendigen Ergänzungen für die Simulation der Sedimentbewegung in Krümmungen dargestellt. In Abb. 5-1 ist der bei *Schmautz (2003)* beschriebene Berechnungsablauf mit den hier eingefügten Sekundärströmungsergänzungen (kursiv) aufgezeigt.

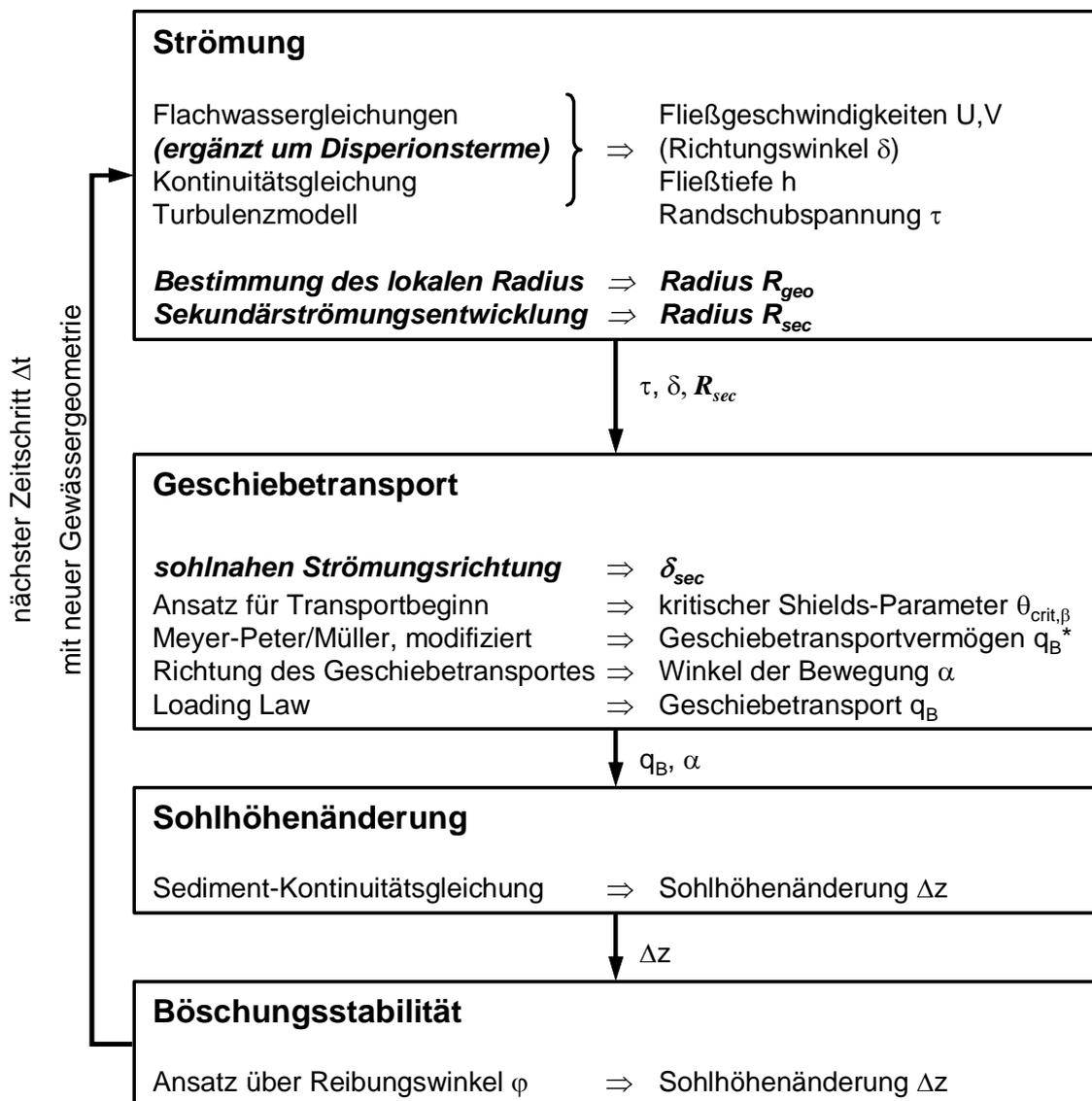


Abb. 5-1: Berechnungsablauf ergänzt um die verwendeten Sekundärströmungskorrekturen ( nach Schmautz; 2003)

Die Flachwassergleichungen wurden hierbei um die Dispersionsterme erweitert. Der für alle Sekundärströmungskorrekturen erforderliche Radius wird zunächst lokal auf Basis der in Kap. 4.4.2 aufgezeigten Möglichkeiten ermittelt und erfährt anschließend über eine Entwicklungslänge (siehe Kap. 4.4.3) eine Korrektur. Die Radien werden im Nachlauf der hydraulischen Berechnung ermittelt. In den Dispersionstermen wird auf den Radius des vorhergegangenen Zeitschritts zurückgegriffen. Auf eine parallele Bestimmung der Radien während der Lösung der hydraulischen Gleichungen wurde verzichtet. Die aus der hydraulischen Berechnung übergebene Schubspannung erfährt zu Beginn der morphologischen Berechnung eine Richtungskorrektur aufgrund der Abweichungen zwischen der sohnahen und der mittleren Strömungsrichtung (Kap. 5.4).

## 5.2 Geschiebetransportvermögen und –kapazität

Das verwendete Geschiebe-Modell beruht auf einem Ein-Korn-Ansatz. Die Geschiebetransportkapazität  $q_{B*}$  wird über die Formulierung nach *Meyer-Peter & Müller (1949)* ermittelt (Gl. 5-1).

$$q_{B*} = \rho_s \sqrt{\rho' g d_m^3} k_1 (k_2 \theta - \theta_{crit})^{3/2} \quad [\text{kg}/(\text{ms})] \quad \text{Gl. 5-1}$$

- mit:
- $k_1$  = Kalibrierkonstante [-], aus der Literatur:  $k_1 = 5$  bis  $8$
  - $k_2$  = Kalibrierkonstante [-],  $k_2 \leq 1$ , zur Abminderung der transportwirksamen Schubspannungen im Fall vom Reibungsverlusten durch Sohlformen
  - $d_m$  = mittlerer (oder maßgebender) Korndurchmesser [m]
  - $\rho'$  =  $\frac{\rho_s - \rho}{\rho}$  [-]
  - $\theta$  = Shields-Parameter [-],  $\theta = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho)gd_m} = \frac{u_*^2}{\rho'gd_m}$
  - $\theta_{crit}$  = kritischer Shields-Parameter, für turbulente Strömungen mit Kornreynodlszahlen  $Re^* > 300$  in der Regel konstant im Bereich zwischen  $0,045$  und  $0,05$ ; für kleinere  $Re^*$  ist  $\theta_{crit}$  über eine Abhängigkeit von  $Re^*$  zu formulieren

Für die Abschätzung des kritischen Shields-Parameters  $\theta_{crit}$  als Schwellenwert für die Sedimentbewegung wird für die Situation einer ebenen Sohle meist auf die Zusammenhänge von *Shields (1936)* zurückgegriffen. Dieser Grenzwert ( $\theta_{crit,0}$ ) gilt

allerdings nur für eine ebene Sohle. Gerade im Böschungsbereich kommt als weitere destabilisierende Kraft die Hangabwärtskraft ins Spiel.

Auf Basis einer vektoriellen Kräftebilanz am Einzelkorn leitet *Schmautz (2003)* eine Formulierung für beliebig zur Strömungsrichtung geneigte Berandungen ab. *Schmautz* berücksichtigt hierbei Hangabwärtskräfte, Liftkräfte und Schubkräfte aus der einseitigen Kornumströmung, das Korneigengewicht sowie daraus entstehende rückhaltende Reibungskräfte auf Basis des inneren Reibungswinkels  $\varphi$  des Sohlmaterials. Für die vollständige Formulierung wird auf die Originalliteratur verwiesen. Die Gl. 5-2 zeigt die von *Schmautz* aufgeführte Vereinfachung für parallel angeströmte Böschungen.

$$\theta_{crit,\beta} = \theta_{crit,0} \cos \beta \frac{1}{1 - c_L \tan \varphi} \left( \sqrt{1 - \frac{\tan^2 \beta}{\tan^2 \varphi} (1 - c_L^2 \tan^2 \varphi)} - c_L \tan \varphi \right) \quad \text{Gl. 5-2}$$

$c_L$  = Verhältnis von Lift- zu Schubkraft (Wertebereich von 0,0 – 0,5)

Die Transportkapazität stellt den Geschiebetransport unter Gleichgewichtsbedingungen dar. Bei starken Änderungen der Transportkapazität  $q_B^*$  passt sich der tatsächliche Transport  $q_B$  erst nach einer bestimmten Entwicklungslänge an die Transportkapazität an. Dieser Prozess kann über das Loading-Law, wie bereits unter Kapitel 4.4.3 beschrieben, nachvollzogen werden.

Aus den Transportraten und der Bewegungsrichtung  $\alpha$  des Geschiebestroms (Winkel zwischen Geschiebetransportrichtung und positiver x-Achse) lässt sich über die „Exner-Gleichung“ die zeitliche Sohlhöhenänderung  $\partial z_B / \partial t$  an den Elementknoten ermitteln.

$$\frac{\partial z_B}{\partial t} + \frac{1}{\rho_s (1 - p)} \left[ \frac{\partial (q_B \cos \alpha)}{\partial x} + \frac{\partial (q_B \sin \alpha)}{\partial y} \right] = 0 \quad \text{Gl. 5-3}$$

$p$  = Porosität des Sohlmaterials

### 5.3 Transportrichtung an geneigten Flächen

Auf einer ebenen bzw. nur parallel zur Strömung geneigten Sohle verläuft der Geschiebestrom in Richtung der Sohlschubspannung. Im Fall ohne nennenswerte Sekundärströmung wandert das Geschiebe somit in Strömungsrichtung  $\delta$  (Winkel zwischen der Strömungsrichtung und der positiven x-Achse). Im Böschungsbereich und Bereichen mit Neigungen quer zur Strömung führen Hangabwärtskräfte dazu, dass die Transportrichtung von der Strömungsrichtung abweicht. Hieraus resultiert, wie bereits unter Kapitel 2.1 erwähnt, dass es im Böschungsbereich nicht zu einem dynamischen sondern nur zu einem statischen Gleichgewicht kommen kann. Die Ufererosion kann folglich nur durch ein Unterschreiten der dort kritischen Grenzscheppspannungen zum Erliegen kommen.

*Schmautz (2003)* stellt verschiedene Formulierungen aus der Literatur zusammen, über die sich die Bewegungsrichtung des Geschiebes auch auf geneigten Flächen ausdrücken lässt. *Schmautz* fasst den Entschluss, dass die Bewegungsart der Körner zu berücksichtigen ist. Aus eigenen Überlegungen und vektoriellen Kräftebilanzen stellt *Schmautz* in Abhängigkeit der Bewegungsart (Ruhe bzw. Rollen/gleitende Bewegung) analytische Zusammenhänge für die Berechnung der Bewegungsrichtung auf. Für die springende Kornbewegung greift er auf eine Beziehung von *Sekine & Parker (1992)* zurück.

Hier wird weiterhin das von *Schmautz* aufgezeigte Vorgehen zur Ermittlung der Transportrichtung verwendet. Der Winkel  $\alpha$  der Geschiebebewegung wird hierbei nach Gl. 5-4 bestimmt. Je nach Bewegungsart wird für die Funktion  $f(\theta)$  entweder Gl. 5-5, Gl. 5-6 oder Gl. 5-7 eingesetzt. Nach *Schmautz* ist die Bewegungsrichtung für den Fall „Korn startet aus völliger Ruhe“ für eine vollentwickelte Geschiebebewegung von untergeordneter Rolle. Stattdessen schlägt er vor, für  $f(\theta)$  eine Gewichtung der beiden Funktionen für die springende und rollend/gleitende Kornbewegung nach Gl. 5-8 vorzunehmen. Für hohe Kornbelastungen  $\theta/\theta_{\text{crit}}$  dominiert hier die springende Kornbewegung, für geringe die rollende.

$$\tan \alpha \approx \frac{\sin \delta - f(\theta) \cos^2 \beta \frac{\partial z_B}{\partial y}}{\cos \delta - f(\theta) \cos^2 \beta \frac{\partial z_B}{\partial x}} \quad \text{Gl. 5-4}$$

### Korn ruht

$$f(\theta)_{\text{ruht}} = \frac{1 + c_L \tan \varphi}{\tan \varphi} \frac{\theta_{\text{crit},0}}{\theta} \quad \text{Gl. 5-5}$$

### rollend/gleitende Bewegung

$$f(\theta)_{\text{rollt}} \approx \frac{\sqrt{1 + c_L \tan \varphi}}{\tan \varphi} \left( \frac{\theta_{\text{crit},0}}{\theta} \right)^{1/2} \quad \text{Gl. 5-6}$$

### springende Kornbewegung

$$f(\theta)_{\text{springt}} = 0,83 \left( \frac{\theta_{\text{crit}}}{\theta} \right)^{1/2} \quad \text{für } \theta \leq \theta_r$$

$$f(\theta)_{\text{springt}} = 0,75 \left( \frac{\theta_{\text{crit}}}{\theta} \right)^{1/4} \quad \text{für } \theta > \theta_r$$

mit  $\theta_r \approx 1,5 \theta_{\text{crit},0}$  Gl. 5-7

### Wichtungsfunktion der Bewegungsrichtungen

$$f(\theta) = f(\theta)_{\text{springt}} \cdot w + f(\theta)_{\text{rollt}} \cdot (1 - w) \quad \text{Gl. 5-8}$$

$$\text{mit} \quad w = -0,467 \left( \frac{\theta}{\theta_{\text{crit}}} \right)^{-2,405} + 0,867$$

$$\text{für } \theta / \theta_{\text{crit}} > 4 \quad w = 0,85$$

Betrachtet man ein gerades Gerinne im Gleichgewichtszustand, so hat die Wahl des Ansatzes für die Bewegungsrichtung des Geschiebes lediglich Auswirkungen auf die Entwicklungsgeschwindigkeit, nicht jedoch auf den stabilen Endzustand. Je stärker der Quertransport im Böschungsbereich ist, desto schneller geht die Aufweitung von statten. Für ein anfängliches Trapezgerinne ( $d_m = 41,5$  mm;  $k_s = 2 \cdot d_m$ ;  $I = 1,55$  ‰, Sohlbreite = 46 m, Böschungshöhe = 4 m; Böschungsneigung = 1:2) wurden unter Gleichgewichtsbedingungen in Längsrichtung und konstantem Abfluss von 653 m<sup>3</sup>/s die Aufweitungen bis zur stabilen Endbreite berechnet. Im Endzustand

nach ca. 180 Tagen sind die Profile identisch, unterschiedlich ist lediglich die Entwicklungsgeschwindigkeit. Im Gegensatz hierzu wirkt sich eine geringfügige Reduktion des Korndurchmessers ( $d_m = 40$  mm) auch auf die Endbreite aus (siehe Abb. 5-2). Auf die stabile Endbreite bzw. auf die Endsohllage hat die Endwicklungsgeschwindigkeit nur Auswirkungen, wenn ein Geschiebeungleichgewicht vorherrscht. Hier kann eine stabile Endbreite auch durch eine Gefällereduktion bzw. eine Sohlerosion erreicht werden, welche ebenfalls zu einer Abnahme der Schubspannungen führt. Somit spielt das zeitliche Zusammenwirken von Böschungs- und Sohlerosion (siehe Prozessstudie in *Schmautz, 2003*) eine Rolle, und die Formulierung der Transportrichtung hat Einfluss auf die Endbreite und die Endsohllage.

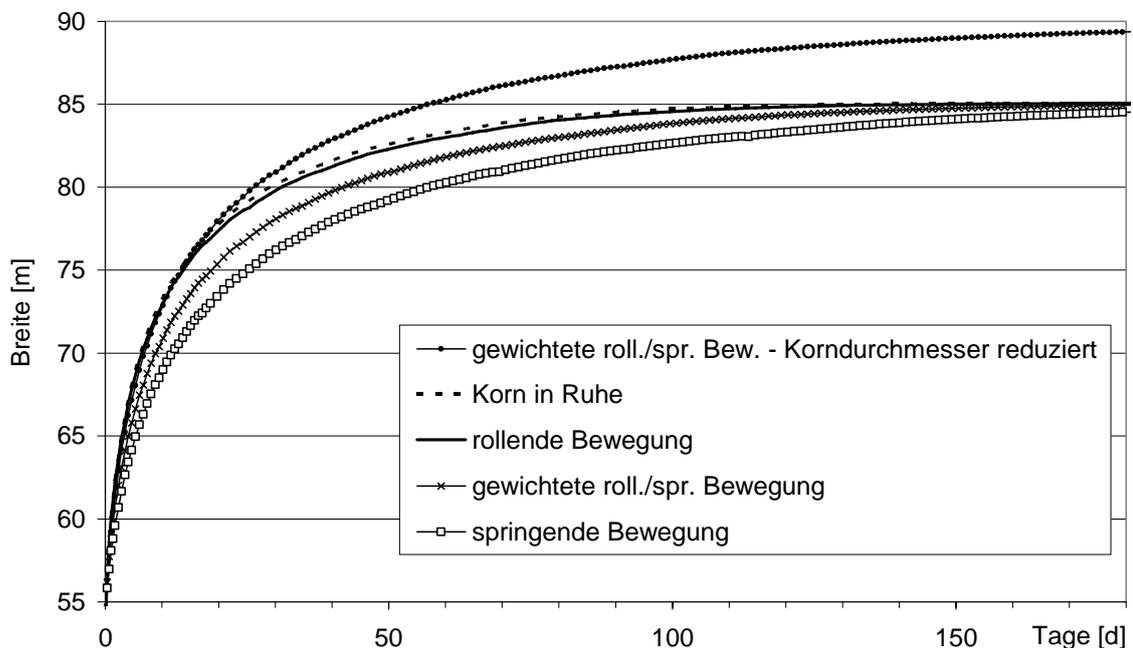


Abb. 5-2: Einfluss der Bewegungsart auf die Aufweitungsgeschwindigkeit (Beispiel)

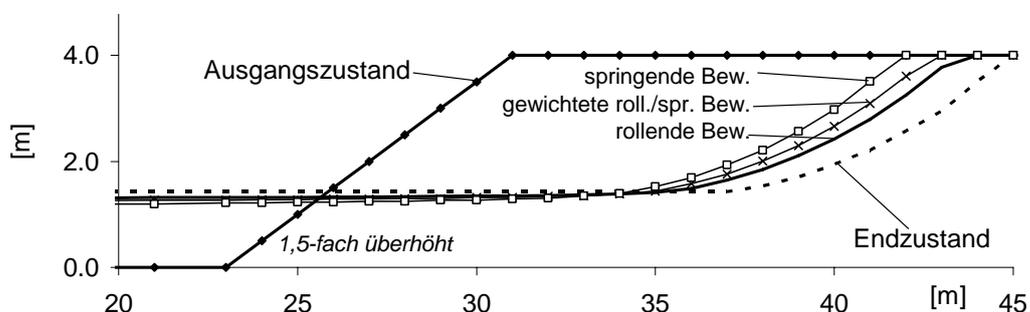


Abb. 5-3: Uferbereich nach 40 Tagen und im Endzustand (Beispiel)

Der Korndurchmesser und die Bewegungsrichtung des Geschiebes beeinflussen die Profilentwicklung im morphologischen Teil eines numerischen Modells. Ebenfalls

wird die Profilausbildung auch auf Seiten der hydraulischen Module in einem numerischen Modell gesteuert. Die Ausbildung der Geschwindigkeits- und Schubspannungsverteilung in einem Querprofil hängt maßgeblich von den verwendeten Turbulenzparametern ab. Entsprechend der hydraulischen Belastung versucht das Querprofil eine stabile Form anzunehmen. In Abb. 5-4 ist die Breitenentwicklung bei unterschiedlichen Einstellungen im Turbulenzmodell dargestellt. Paradoxe Weise führt eine geringere Turbulenz ( $e^* = 0,07$ ) zu größeren Endbreiten. Je geringer die Turbulenz ( $\overline{v_t}$ ), desto geringer ist der Impulsaustausch zwischen der bremsenden, langsamen Strömung im oberen Böschungsbereich und den schnelleren Abflussbereichen am Böschungsfuß.

Die Profilausbildung wird steiler (Abb. 5-5), die Belastung am Böschungsfuß und somit auch die Aufweitung größer. Andersherum führt ein hoher Turbulenzgrad ( $\overline{v_t}$ ) zu einer stärkeren Belastung im oberen Böschungsbereich und einer Verminderung am Böschungsfuß. Die Böschungsausbildung ist deutlich flacher. Die Aufweitung reduziert sich.

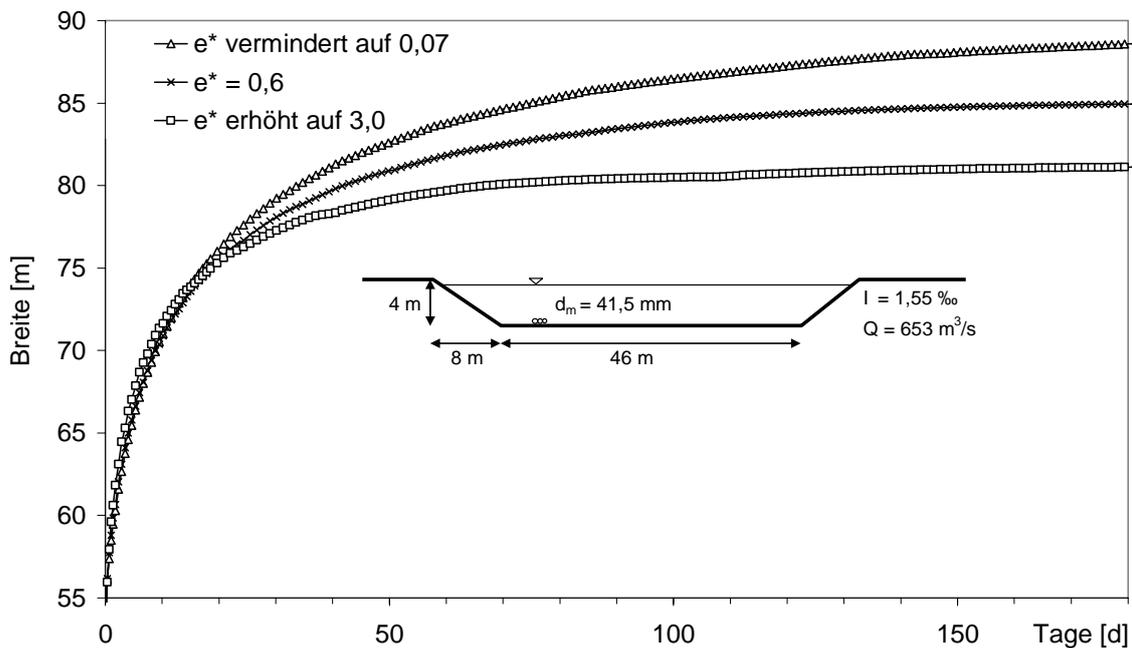


Abb. 5-4: Einfluss der Turbulenz auf die Profilentwicklung

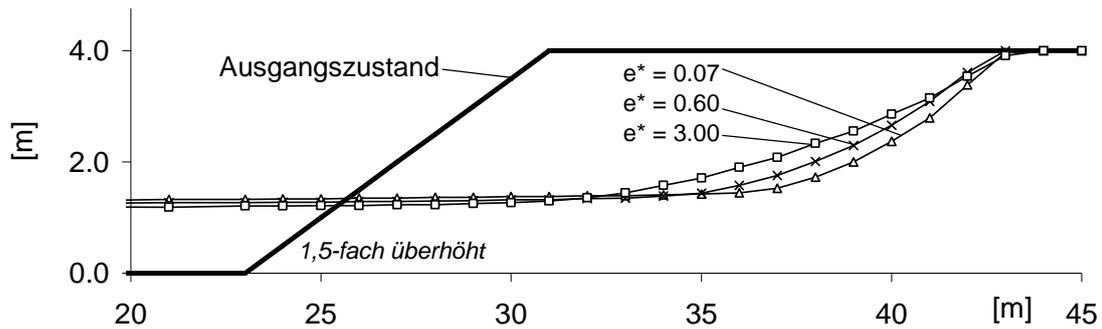


Abb. 5-5: Einfluss der Turbulenz auf die Böschungsbildung nach 40 Tagen

#### 5.4 Einfluss der Sekundärströmung auf die Transportrichtung

Neben den Hangabwärtskräften kommt es in den Flußkurven noch zu anderen Einflüssen, wie der sohl nah nach innen gerichteten Sekundärströmung, welche zu einem Materialtransport quer zur Hauptströmung führt. In 3D-Modellen wird die Strömungs- bzw. die Schubspannungsrichtung in Sohlhöhe explizit errechnet und findet somit automatisch Eingang in die Ermittlung der Geschiebetransportrichtung. Bei tiefengemittelten Modellen dagegen zeigt die Sohl Schubspannung in Richtung der tiefengemittelten Geschwindigkeit, also in Richtung der Hauptströmung  $U_c$  der hydraulischen Berechnung. Eventuelle Schubspannungskomponenten aus der Sekundärströmung  $v_c$  werden nicht berücksichtigt. Wie in Abb. 5-6 dargestellt, setzt sich die Sohl Schubspannung  $\tau_B$  allerdings aus den beiden Komponenten  $\tau_{B,s}$  der Hauptströmung (= Ergebnis der hydraulischen 2D-Berechnung) und  $\tau_{B,n}$  der Sekundärströmung zusammen. Zu dem aus der hydraulischen 2D-Berechnung vorliegenden Schubspannungsvektor  $\tau_{B,s}$  müsste also für die Geschiebetransportberechnung noch der Vektor  $\tau_{B,n}$  addiert werden. Die Sohl Schubspannung  $\tau_{B,n}$  kann hierbei z.B. nach Zimmermann & Naudascher (1979) über Gl. 5-9 ermittelt werden. Beträgsmäßig sind die Änderungen auf die Sohl Schubspannung gering und liegen für moderate Krümmungen im einstelligen Prozentbereich, so dass auf eine betragsmäßige Korrektur der Sohl Schubspannung aufgrund der Sekundärströmung in der Regel verzichtet werden kann. Es gilt die Näherung Gl. 5-10.

Dagegen spielt die geringfügige Winkelabweichung  $\delta_{sec}$  von der Hauptströmungsrichtung (in der Regel wenige Grad) eine umso größere Rolle. Für deren Abschätzung wird wieder auf die in Kap. 4.3.2 zusammengestellten Profilannahmen zurückgegriffen und diese sohl nah überlagert. Für den Winkel  $\delta_{sec}$ , um welchen die Schubspannungsrichtung aus der 2D-Hydraulik für die Ermittlung der Geschiebetransportrichtung verdreht wird, ergibt sich die Gl. 5-10. Der Beiwert A hängt von den getroffenen Annahmen der jeweiligen Autoren ab. Eine Übersicht gibt Tab. 5-1.

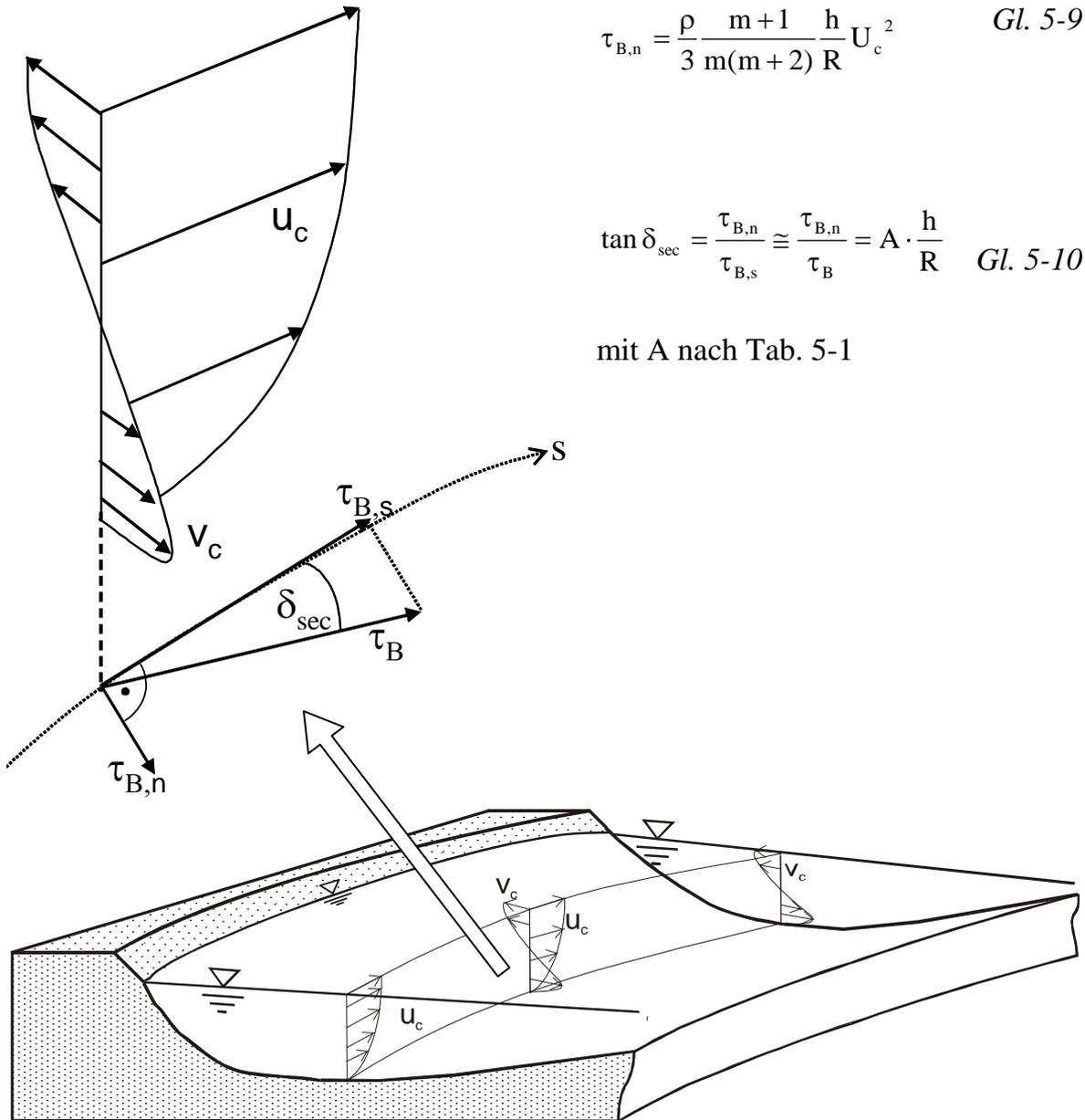
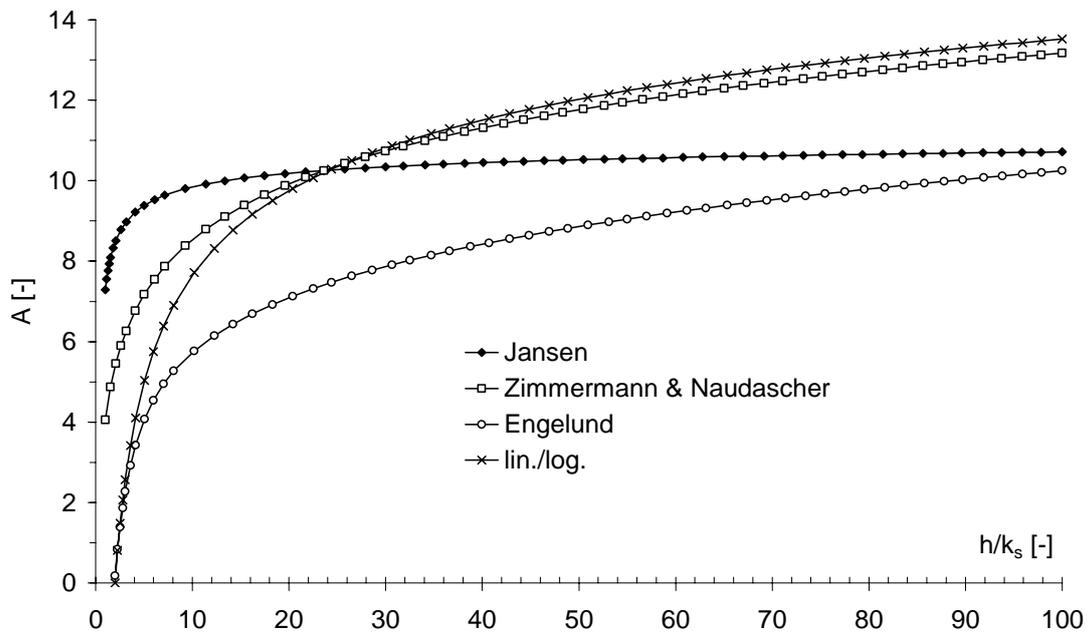


Abb. 5-6: Sohlennahe Strömungsrichtung

In Abb. 5-7 sind die funktionellen Zusammenhänge des Beiwertes A in Abhängigkeit der relativen Fließtiefe  $h/k_s$  dargestellt. Für die dargestellte Kurve „Engelund“ wurde nicht der konstante Wert  $A = 7$  verwendet, sondern die Überlagerung des in Kapitel 4.3.2 zitierten Profils mit dem logarithmischen Hauptströmungsprofil berechnet. Für den Einsatz in der 2D-Modellierung bietet sich der Beiwert A auch als Kalibrierparameter an. In der Literatur wird in morphologischen 2D-Berechnungen oft der konstante Beiwert  $A = 7$  entsprechend des Vorschlages von Engelund gewählt. Im Vergleich zu den in Tab. 5-1 bzw. in Abb. 5-7 aufgeführten Werten liegt dieser Wert eher an der unteren Grenze. Ein konstanter Mittelwert für den Beiwert A liegt eher bei  $A \approx 10$ .

Tab. 5-1: Beiwert A zur Korrektur der sohnahen Schubspannungsrichtung

Funktionsbeiwert A	- Quelle -	Gl. 5-11
$10 < A < 12$	<i>Rozovskii (1957)</i>	a
$A \approx 7$	<i>Engelund (1974)</i>	b
$A = \frac{2}{\kappa^2} \left( 1 - \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} \right)$	<i>Jansen (1979)</i>	c
$A = \frac{9,04 + 8\sqrt{\lambda}}{3,83\sqrt{\lambda} + 6,78\lambda}$ bzw.	<i>Zimmermann &amp; Naudascher (1979)</i>	d
$A = \frac{m}{3\kappa^2} \frac{m+1}{m+2}$	Überlagerung des linearen Sekundärströmungsprofils mit der log. Hauptströmung	e
$A = \frac{(2m+1)}{2\kappa^3} \left( 1 - 2 \frac{k_s}{h} \right) \frac{1}{8,5}$		
$A \approx 11,58$ für $C/\sqrt{g} = 19$ (eben)	<i>Hussein &amp; Smith (1986)</i>	f
$A \approx 5,30$ für $C/\sqrt{g} \approx 10$ (rau)		

Abb. 5-7: Beiwert A in Abhängigkeit der relativen Fließtiefe  $h/k_s$

Mit größerem Beiwert  $A$  steigt der Quertransport zur Gleituferseite hin an. Dies bedeutet eine schnellere Aufweitung (vgl. Kap. 5.3). Des Weiteren wird hierdurch auch des Sohlquergefälle beeinflusst. Für eine stabile Sohlage stehen die zur Gleituferseite gerichteten Kräfte aus der Sekundärströmung mit den zur Pralluferseite gerichteten Hangabwärtskräften im Gleichgewicht. Dieser Effekt bzw. der Beiwert  $A$  wirkt sich besonders auf die Kolkiefen bei festen Ufern aus (Abb. 5-8).

In Abb. 5-8 und Abb. 5-9 sind die Auswirkungen der in Tab. 5-1 zusammengestellten Ansätze verglichen. Simuliert wurde die Veränderung eines anfänglichen Trapezes in einem „idealen“ Kreisgerinne unter konstanter nahezu bordvoller Belastung bei weichen bzw. festen Ufern. In der Geschieberegung werden nur volumenkonstante Umlagerungen im Querschnitt berücksichtigt. Die wichtigsten Simulationsparameter sind in Abb. 5-8 zusammengefasst.

In der Simulation ( $A = 0$ ) wirken lediglich die Dispersionsterme. Hierdurch verlagert sich das Geschwindigkeitsmaximum an die Pralluferseite. Die Gleituferseite erfährt hierdurch keine nennenswerte Aufweitung. Das erodierte Böschungsmaterial kann lediglich durch Hangabwärtskräfte von der Pralluferseite zur Gleituferseite wegtransportiert werden. Entsprechend träge verläuft die Breitenzunahme (Abb. 5-9). Es baut sich im gesamten Profil eine Querneigung in Richtung Gleitufer auf (Abb. 5-8). Mit steigendem Beiwert  $A$  ( $A = 7$ ;  $A = 10$  (bzw. *Jansen*);  $A$  mit lin./log. Profilannahme) wird verstärkt das erodierte Böschungsmaterial zur Gleituferseite verlagert. Die Aufweitungsgeschwindigkeiten nehmen zu. Es kommt zu geringen Unterschieden in den Endbreiten. In der Simulation ( $A = 10$  (bzw. *Jansen*); ohne  $D_{uv}$ ) wurden auf die Verwendung der Dispersionsterme in der Hydraulik verzichtet. Das Geschwindigkeitsmaximum liegt nun etwas von der Böschung entfernt. Hierdurch resultieren etwas geringere Aufweitungsraten und steiler abfallende Böschungen.

Zusammenfassend wird das Aufweitungsverhalten deutlich stärker durch die Veränderung der Geschiebetransportrichtung aufgrund der sohnahen Sekundärströmung als durch die Verlagerung des Geschwindigkeitsmaximums an die Pralluferseite beeinflusst.

Um z.B. die Aufweitung an den Prallufern bzw. die Pralluferkolke zu reduzieren, müsste nicht mit massiven Hindernissen die Hauptströmung (mehrere m/sec.) im Pralluferbereich reduziert werden, sondern es genügt, lediglich die sohnahen Sekundärströmung (nur cm/sek.) zu neutralisieren oder konkret, den Geschiebestrom um

einige Grad abzulenken. Auf diesem Zusammenhang beruht unter anderem die Wirkung der „Sohlgrundbuhnen“ (Mende, 2005 & 2006).

$I = 1,0 \text{ ‰}$     $R = 300 \text{ m}$     $d_m = 24 \text{ mm}$     $k_s = 50 \text{ mm}$     $\varphi = 37,5^\circ$   
 $k_1 = 7,3$     $k_2 = 0,94$     $v_t$  nach Gl. 4-9 ( $e^* = 0,6$ )    $D_{uv}$  nach Gl. 4-33

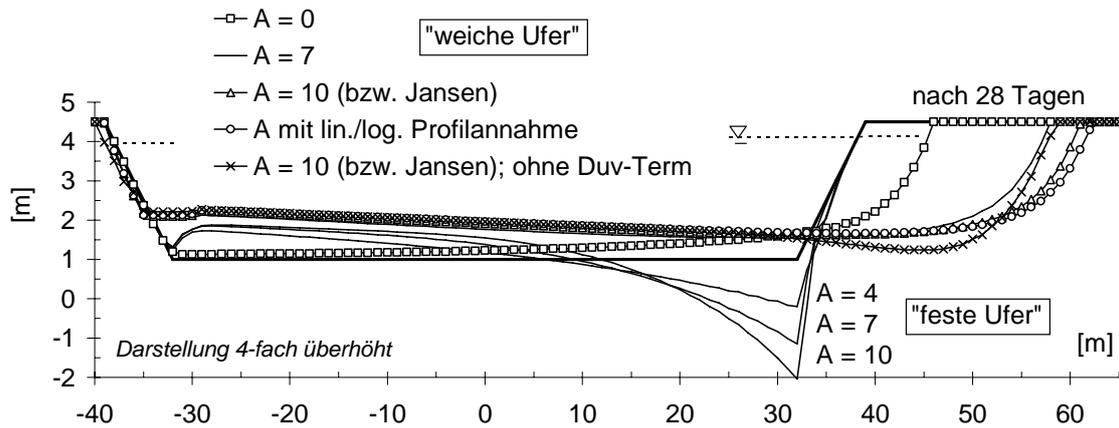


Abb. 5-8: Einfluss der Geschiebetransportkorrektur auf die Profilentwicklung

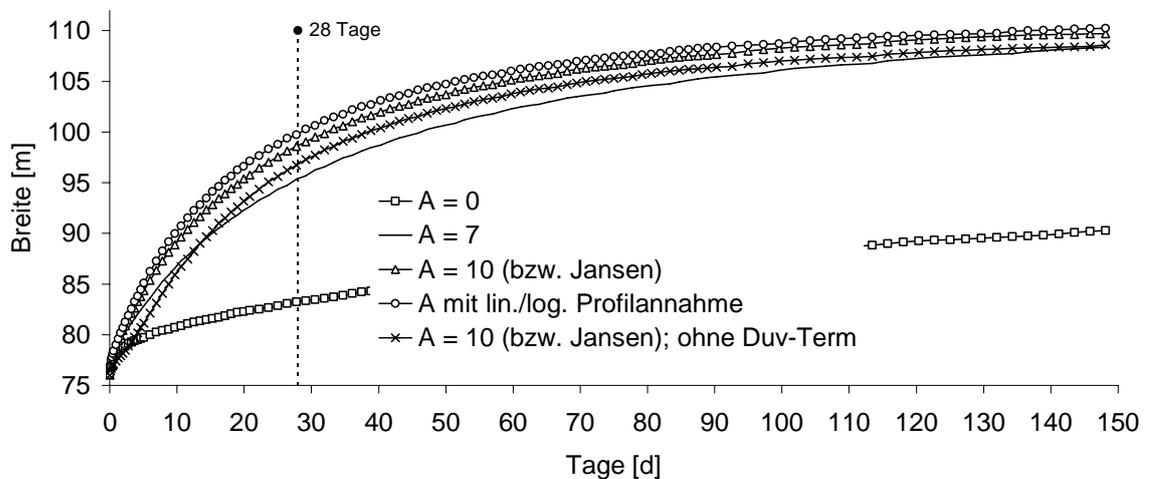


Abb. 5-9: Einfluss der Geschiebetransportkorrektur auf die Breitenentwicklung

## 6 Vergleich mit physikalischen Modellversuchen

### 6.1 Allgemeine Versuchsbeschreibung

Die beiden hier aufgeführten Modellversuche wurden von der bayrischen Wasserwirtschaftsverwaltung beauftragt, um Planungsgrundlagen für einen Uferrückbau im Mündungsbereich der Isar unterhalb von Plattling zu schaffen. Der Versuch im Maßstab von 1:20 besteht im Grundriss aus zwei gegensinnigen Kurven mit jeweils 25 m Radius (siehe Abb. 4-19). Die Öffnungswinkel der beiden Kurven betragen  $60^\circ$  bzw.  $75^\circ$ . Das Gefälle liegt bei 0,85 ‰. Als Ausgangsgeometrie im Modell wurde ein Trapezprofil gewählt mit einer Sohlbreite von 3,25 m und einer Profilhöhe von 13,3 cm bei einer anfänglichen Böschungsneigung von 1:2. Der Modellsand besitzt einen mittleren Korndurchmesser von 1,2 mm. Die Einbaudichte des Modellsandes betrug zwischen  $1,70 \text{ g/cm}^3$  und  $1,75 \text{ g/cm}^3$ . Die Versuche wurden unter konstanter bordvoller Belastung von 243 l/s (entspricht  $435 \text{ m}^3/\text{s}$ ) durchgeführt. Die Versuchsdauer betrug 268,3 h (entspricht im Naturmaßstab 50 Tage). In den Abbildungen sind die Zeitschritte im Naturmaßstab angegeben. Die entsprechenden Modellzeiten können aus der Tab. 6-1 entnommen werden.

Tab. 6-1: Zeitschritte der Profilvermessungen in Modell- und Naturzeit

Modellzeit:	5,4 h	26,8 h	53,7 h	107,3 h	161,0 h	214,7 h	268,3 h
Naturzeit:	1 d	5 d	10 d	20 d	30 d	40 d	50 d

Die Profilvermessung wurde mit Hilfe eines händisch positionierten Messwagens durchgeführt. Der Messwagen wurde über eine Totalstation räumlich eingemessen, und so die lokalen Querprofilvermessungen in ein räumliches Koordinatensystem umgerechnet (Abb. 6-1). Die Vermessung im Querprofil erfolgte jeweils automatisch mit Hilfe eines Laser-Distanz-Messgerätes. Nähere Details zu diesen Versuchen sind *Strobl et al. (2004)* oder *Aufleger & Niedermayr (2004)* zu entnehmen. Es wurden zwei Versuchsläufe KV1 und KV2 durchgeführt. Bei Versuch KV1 wurde kein Geschiebe zugegeben. Die Geschiebezugabe bei Versuch KV2 lag dagegen im Bereich von 50% der Transportkapazität. Im Modell wurden eine Zugabe von konstant  $11,85 \text{ g/s}$  angestrebt und hierfür innerhalb eines Zeitschritts von 5 Naturtagen beispielsweise 1145 kg Sand im Einlaufbereich des Modellversuchs zugegeben.

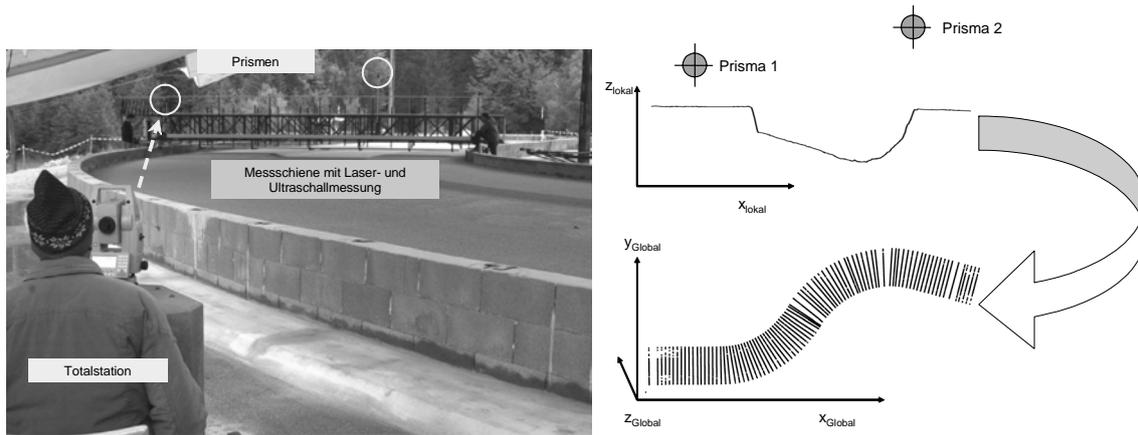


Abb. 6-1: Profilvermessung und Transformation der lokalen Querschnitte in räumliche Koordinaten (aus Strobl et al., 2004)

Abb. 6-2 und Abb. 6-3 zeigen den Modellversuch im Ausgangszustand und im Endzustand KV2 mit einer Mittelwasserführung, wodurch die im Gleituferbereich entstandenen Kiesanlandungen deutlich sichtbar sind.



Abb. 6-2: Blick in Fließrichtung zu Beginn des Versuchs (aus Strobl et al., 2004)



*Abb. 6-3: Blick in Fließrichtung am Ende des Versuchs KV2 unter Mittelwasserbedingungen (aus Strobl et al., 2004)*

In Abb. 6-4 sind vergleichend der Talweg und die Breitenentwicklung nach 30 Naturtagen zwischen den beiden Kurvenversuchen KV1, KV2 und einem Modellversuch in der geraden Versuchsstrecke (siehe Abb. 7-4 - links) dargestellt. Der Versuch „Gerade V7 - M1:20“ wurde ohne Geschiebezugabe unter ansonsten identischen Randbedingungen wie die Versuche in der Kurve durchgeführt. Der Talweg im Einlaufbereich ist bei den Versuchen ohne Geschiebezugabe (KV1 und Gerade V7) annähernd identisch. Die Breiten im geraden Einlaufbereich und im Furtbereich zwischen den beiden Kurven, also in Bereichen ohne ausgeprägte Sekundärströmung, zeigen bei allen drei Versuchen eine gleiche Größenordnung.

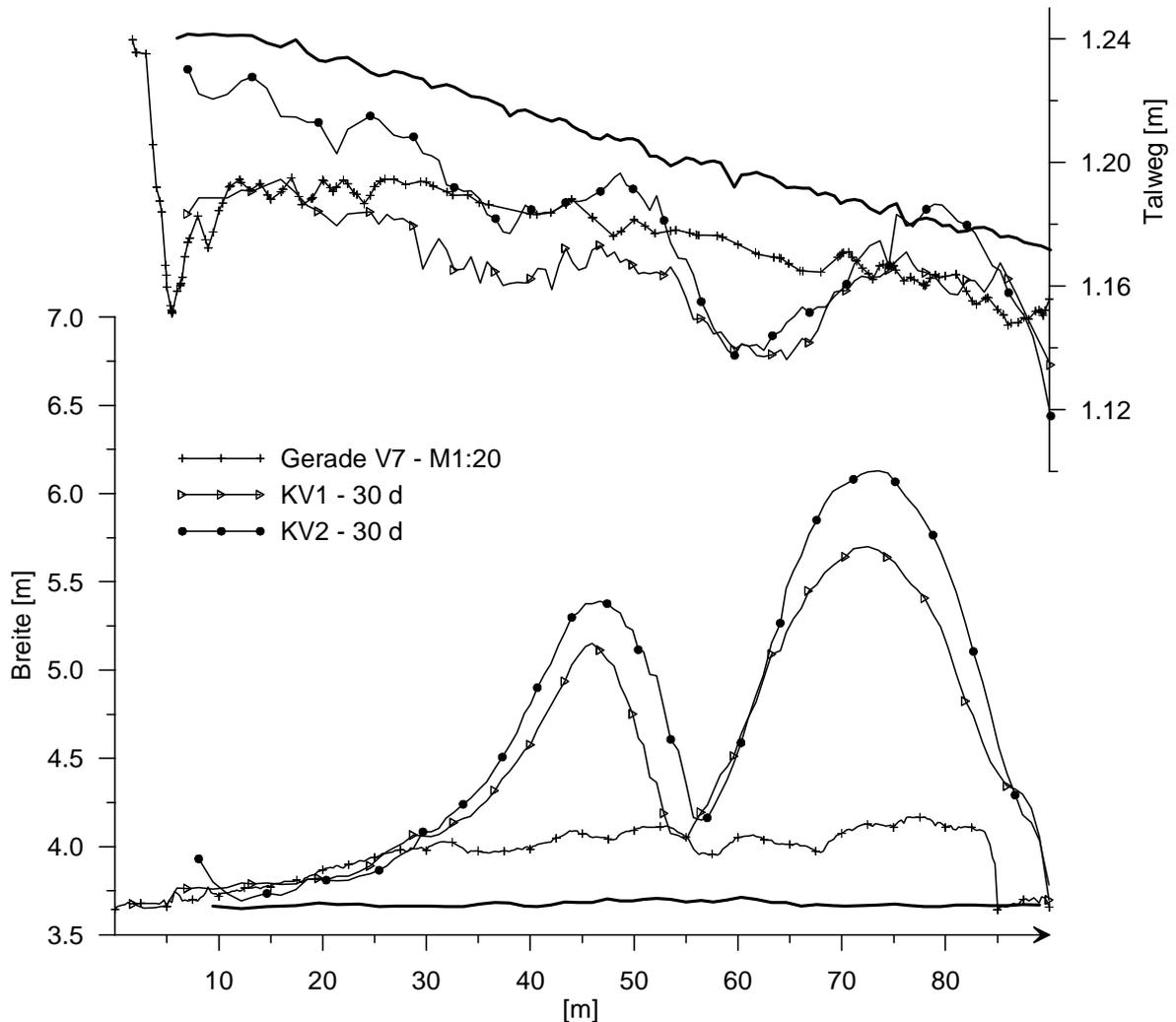


Abb. 6-4: Vergleich nach 30 Naturtagen – KV1; KV2 und Gerade V7 – M1:20

In Abb. 6-5 und Abb. 6-6 sind für die beiden Versuche die Entwicklung des Talwegs und der Gewässerbreite dargestellt. Im unteren Bereich der Abbildung sind der Grundriss und die Lage der Querschnittsnummern angegeben. Die Gewässerbreite wurde in einer Höhe von 3 cm unter dem Vorland ermittelt.

Die Abb. 6-7 zeigt für drei Querprofile die Profilentwicklungen der beiden Versuche. Ausgewählt wurde ein Querschnitt in der ersten Kurve (QS 50 – Pos. 44,6 m), ein Querschnitt im Übergangsbereich der beiden Kurven (QS 70 – Pos. 57,6 m) und ein Querschnitt in der anschließenden Rechtskurve (QS 100 – Pos. 79,5 m).

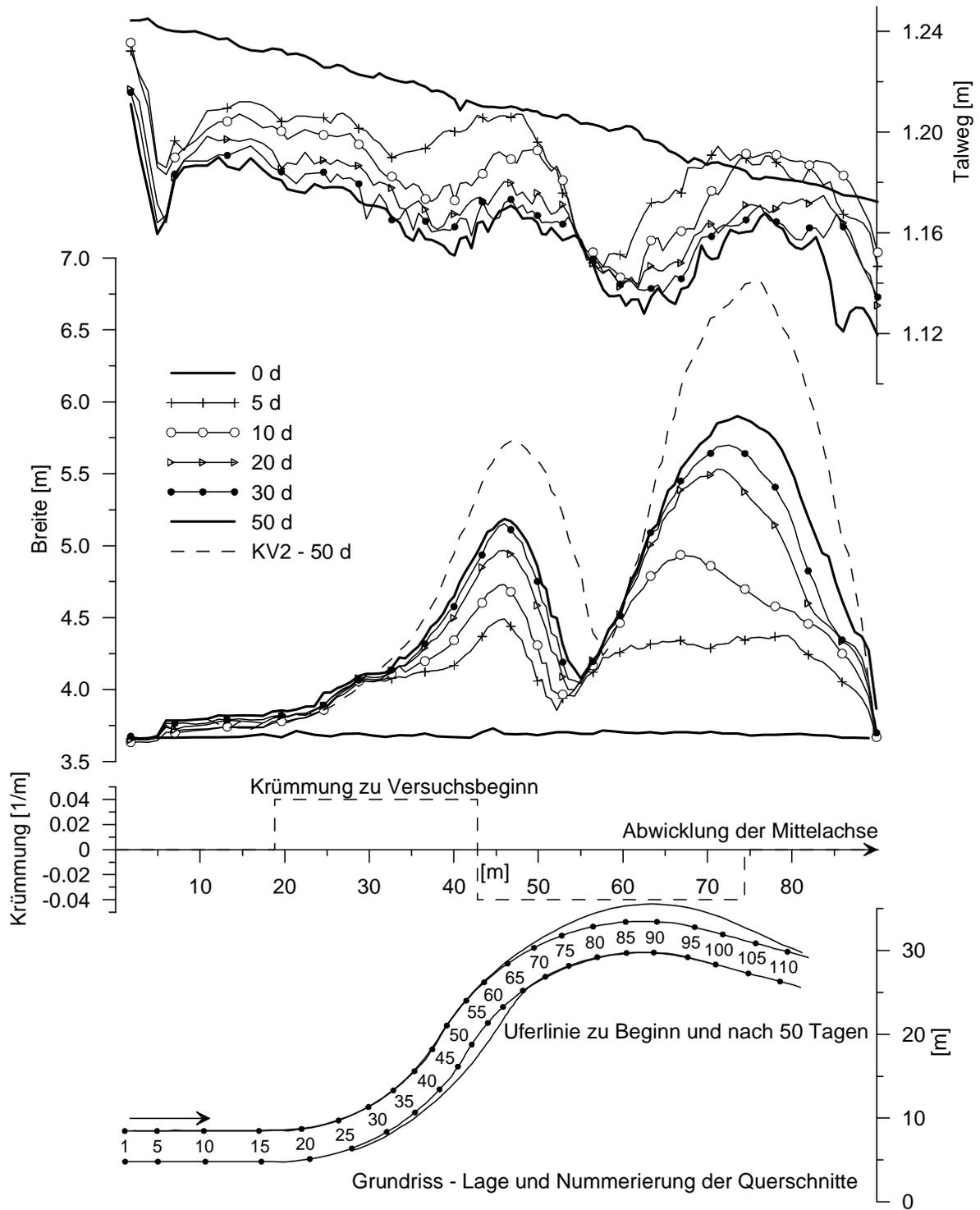


Abb. 6-5: KV1 – Modellversuch; Breiten- und Sohllagenentwicklung ohne Geschiebezugabe

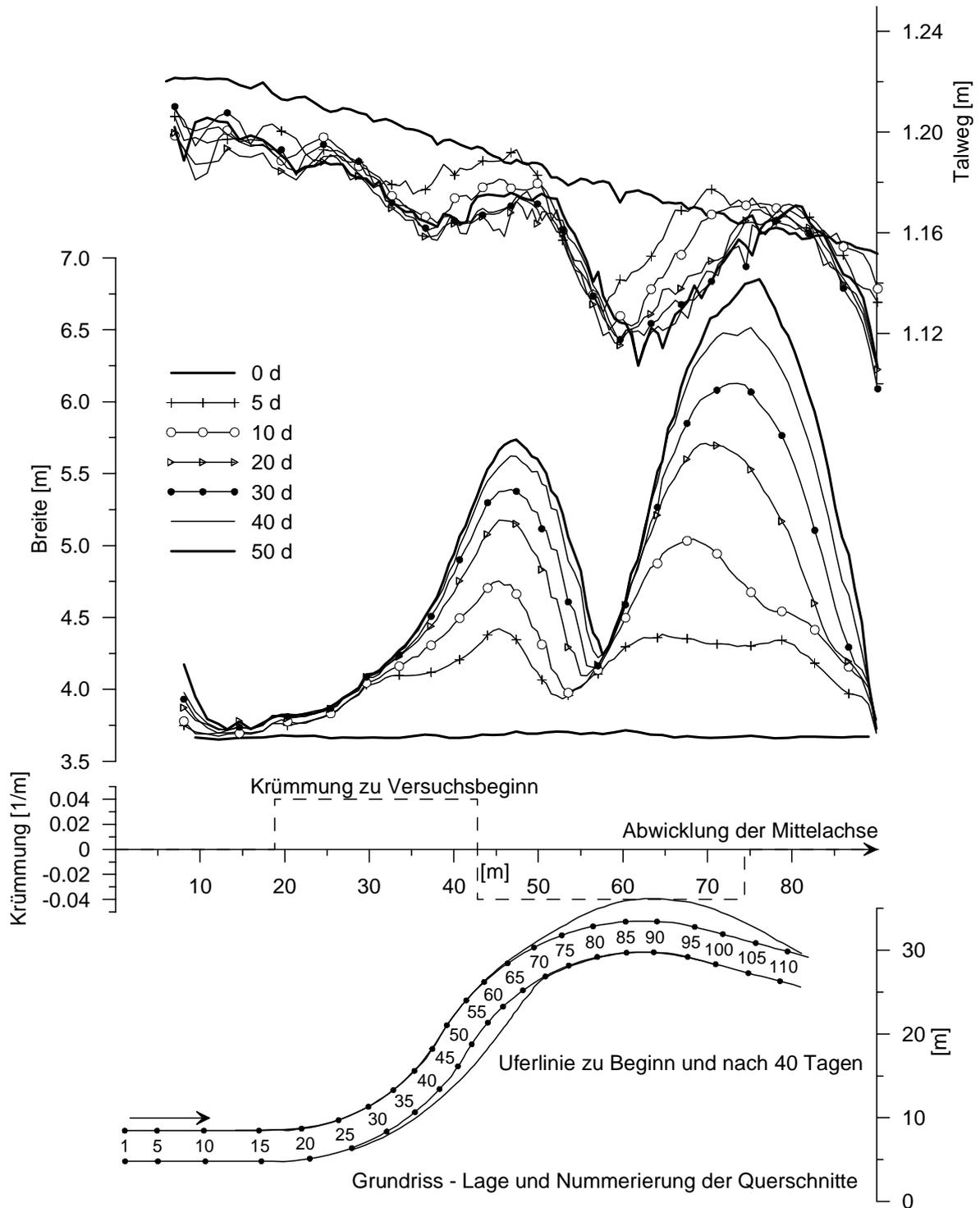


Abb. 6-6: KV2 – Modellversuch; Breiten- und Sohllagenentwicklung mit Geschiebezugabe

Die Abb. 6-8 zeigt den Grundriss des Modellversuchs. Farblich dargestellt sind die Geländehöhen für den Ausgangszustand (mittig), für den Versuch KV1 (links) und für den Versuch KV2 (rechts) nach jeweils 30 Tagen. Die Böschungslinie des Ausgangszustands ist schwarz eingetragen.

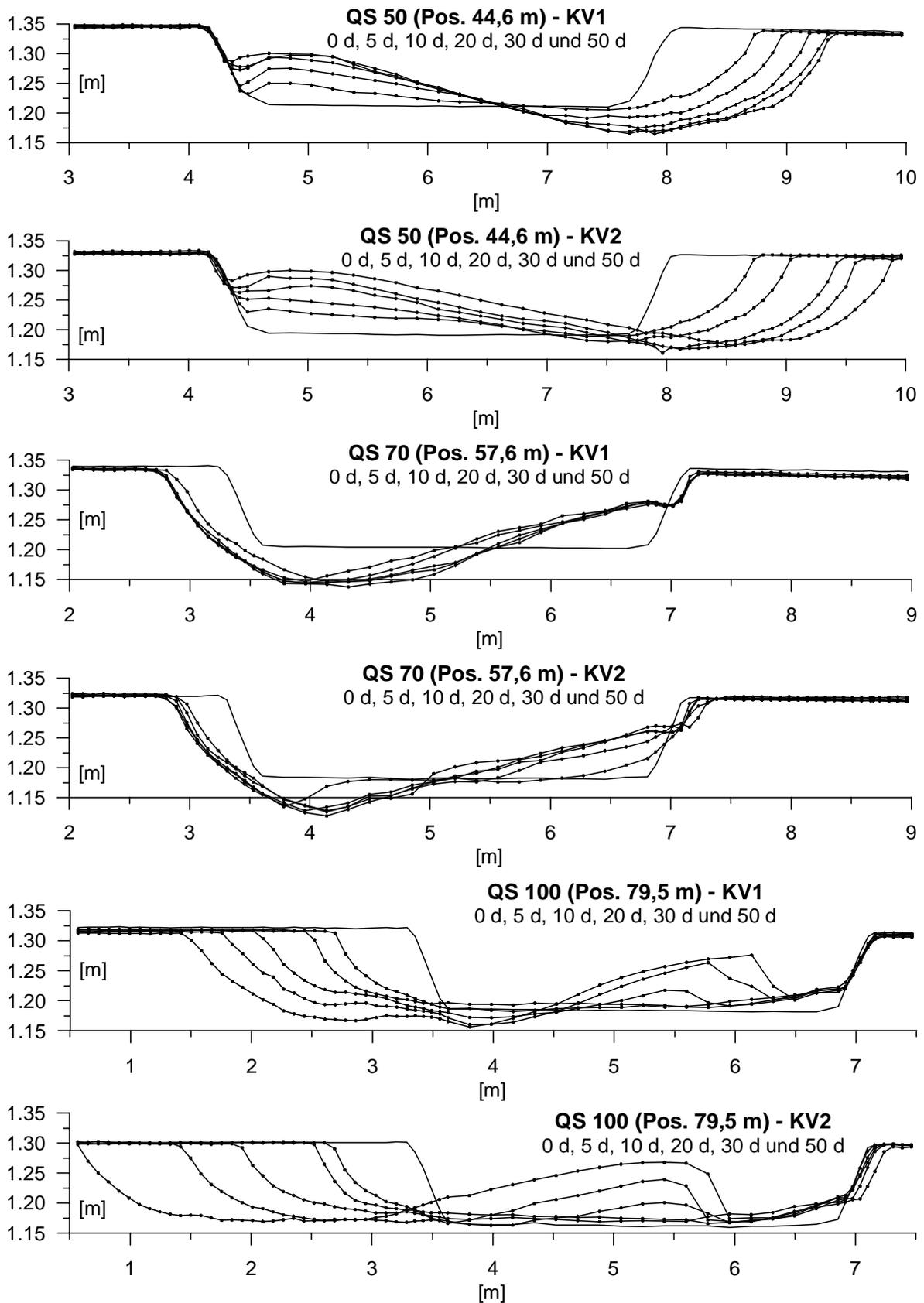


Abb. 6-7: Vergleich der Profilentwicklung zwischen den beiden Modellversuchen  
(Zeitschritte im Naturmaßstab)

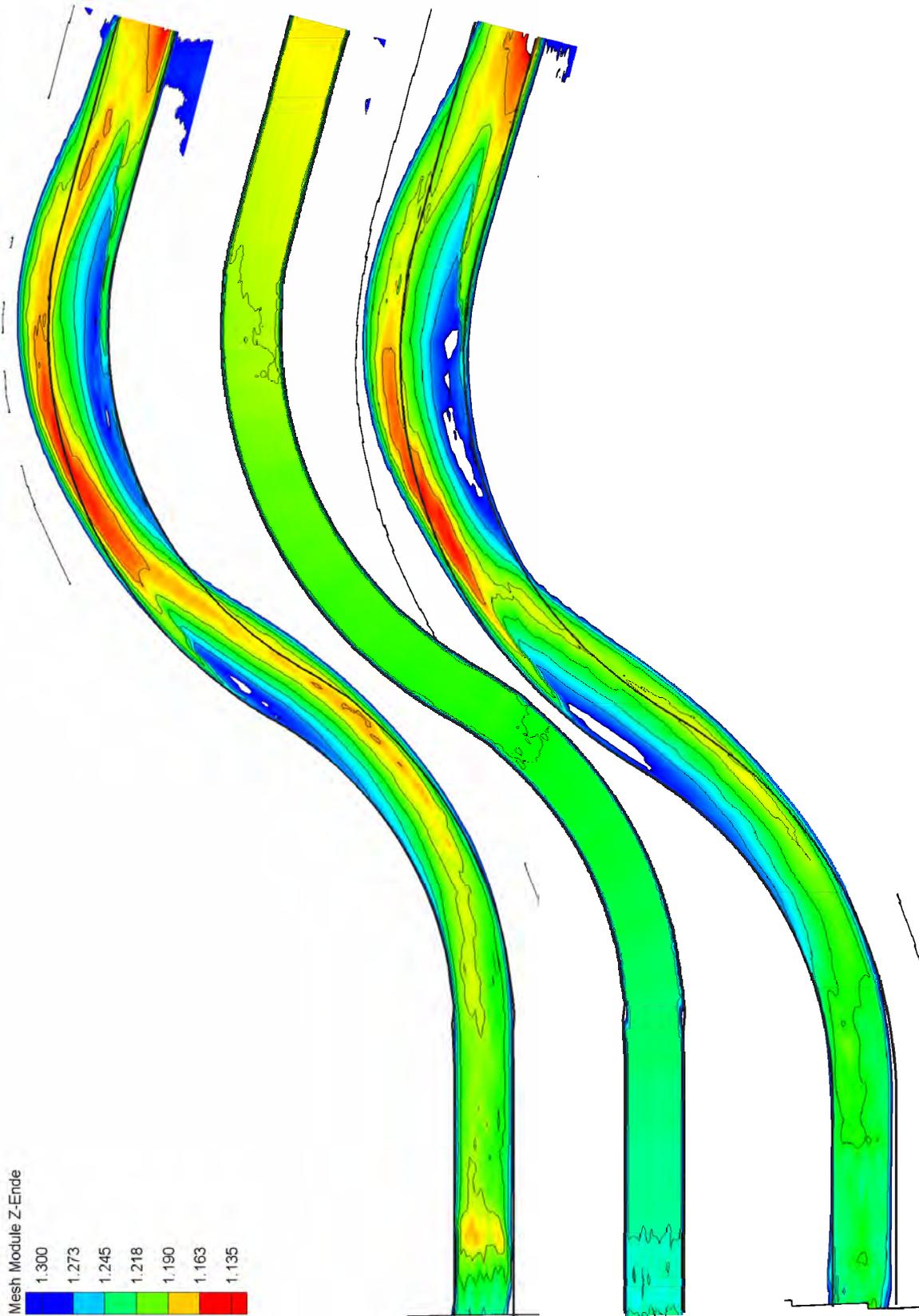


Abb. 6-8: Geländehöhen in [m]; links KV1 und rechts KV2 nach 30 Naturtagen;  
mittig Ausgangszustand; Fließrichtung von unten nach oben

Die wesentlichen Erkenntnisse lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Die maximalen Breiten stellen sich jeweils nach der ersten und zweiten Kurve ein (vgl. Abb. 3-2).
- Im Vergleich zu den in der Geraden durchgeführten Versuchen (siehe *Schmautz, 2003* oder Kapitel 7.3) dauert die Breitenentwicklung in den Kurvenversuchen wesentlich länger an.
- Die Breitenentwicklung schwankt stark je nach Lage des Querprofils. Im geraden Anlaufbereich zur ersten Kurve und im Furtbereich zwischen den beiden Kurven (siehe QS 70 in Abb. 6-7) ist die Breitenentwicklung bereits nach 5 Tagen abgeschlossen. In diesen Bereichen ist die Breitenentwicklung annähernd identisch wie im Versuch V7 – M1:20 in der Geraden (siehe Abb. 6-4).
- In den „aktiven“ Kurvenbereichen kommt es zunächst zu einer Breitenzunahme bzw. Querschnittsvergrößerung. Im weiteren Verlauf führen dagegen die massiven Ablagerungen im Gleituferbereich eher zu einer Verschiebung der Uferlinien, wobei die durchflossene Querschnittsfläche kaum zunimmt (siehe QS 50 und QS 100 in Abb. 6-7).
- Die Breitenzunahme in der zweiten Kurve ist deutlich stärker als in der ersten. Dies resultiert zum einen aus der veränderten Anströmung aus der ersten Kurve, zum anderen wirkt sich in der zweiten Kurve das Geschiebedefizit aufgrund der längeren Vorlaufstrecke zeitlich erst später aus.
- Die Geschiebezugabe bei KV2 führt zu einer deutlichen Steigerung der morphologischen Aktivität bzw. der Breitenzunahme. Des Weiteren verschiebt sich der Furt-Bereich mit der minimalen Breitenzunahme bei KV2 weiter nach unterstrom (siehe Abb. 6-5).
- Die Bereiche mit „aktiver“ Breitenentwicklung stimmen in ihrer Lage nicht mit den Bereichen der tiefsten Sohllagen bzw. des Kurvenkolks überein. Der maximale Kurvenkolk entwickelt sich zeitlich im Nachlauf zu den Kurvenbereichen mit gerade abklingender „aktiver“ Breitenentwicklung. Reduziert sich in einem Kurvenabschnitt die Belastung, so hört zuerst der Transport in den Böschungen bzw. die Breitenentwicklung auf, bevor der Transport in der Sohle bzw. im Kolkbereich zum Erliegen kommt. Hierdurch bildet sich der

maximale Kolk erst zeitversetzt nach der eigentlichen Breitenentwicklung aus, wenn der Nachschub an Böschungsmaterial allmählich nachlässt.

- Die maximale Gewässerbreite bzw. der „aktive Kurvenbereich“ verschiebt sich in der zweiten Kurve nach unterstrom. Ebenso wandert der Kurvenkolk zeitversetzt dieser Entwicklung hinterher. Dieser Effekt ist in der ersten Kurve deutlich geringer anzutreffen.
- Vergleicht man die Entwicklung des Talwegs und der Breite zwischen den Kurvenversuchen und dem Versuch in der Geraden (Abb. 6-4), so kommt es zwar in den Kurvenversuchen zu einer deutlich größeren Breitenzunahme und zu einer deutlich größeren Aktivierung von Böschungsmaterial, dennoch ist in den kurvigen Strecken mit einem tieferen Einschneiden des Talwegs zu rechnen.

## 6.2 Vergleich zwischen der tiefengemittelten 2D-Modellierung und dem physikalischen Versuch

### 6.2.1 Allgemeines

Die beiden Versuche KV1 und KV2 bieten sich für einen Vergleich zwischen der Messung und der numerischen Simulation an. Es sollen besonders die Auswirkungen der in den Kapiteln 4 und 5 aufgeführten Sekundärströmungskorrekturen des 2D-Modells aufgezeigt werden.

Bei den Eingangsparametern der numerischen Simulation wurden für den Modellsand eine äquivalente Sandrauheit von  $k_s = 2d_m = 2,4 \text{ mm}$ , ein Reibungswinkel von  $\varphi = 37,5^\circ$  und ein Verhältnis von Liftkraft zu Schubkraft  $c_L = 0,3$  verwendet. Die Geschiebetransportfunktion ist mit den Parametern  $k_1 = 7,3$  und  $k_2 = 0,94$  belegt. Als Turbulenzmodell wird Gl. 4-9 mit einer Diffusivität von  $e^* = 0,6$  verwendet. Diese Einstellungen entsprechen den langjährigen Erfahrungen mit diesem Modellsand und wurden so auch bei *Schmautz (2003)* verwendet bzw. dort über Versuche bestimmt.

Erste Testrechnungen zeigten, dass die Breitenentwicklung in den ersten Zeitschritten im numerischen Modell eher zu langsam abläuft, und sich der Kurvenkolk etwas zu tief einschneidet. Als einzige Änderung in den Parametereinstellungen des 2D-

Modells wurde daher für den Ansatz der Bewegungsrichtung des Geschiebes der Ansatz der *rollenden* Bewegung Gl. 5-6 anstelle des von *Schmautz* verwendeten gewichteten Ansatzes „*rollend/springend*“ eingesetzt. Bei Verwendung des *rollenden* Bewegungsansatzes ließ sich die Kolktiefe im numerischen Modell etwas reduzieren und gleichzeitig die Breitenentwicklung in den ersten Zeitschritten etwas beschleunigen (siehe auch Kap. 5.3).

Die Einstellungen der verwendeten Sekundärströmungskorrekturen für die Simulation Sim\_1 sind in Tab. 6-2 zusammengefasst. Auf die Auswirkungen der drei hervorgehobenen Korrekturterme wird in den Berechnungen in Kap. 6.2.3 besonders eingegangen.

Tab. 6-2: verwendete Sekundärströmungskorrekturen

<i>Sekundärströmungsterm</i>	<i>Parameterwahl / Gl.</i>	<i>Quelle</i>
Berechnung des Radius	aus dem Vektorfeld mit Gl. 4-47	siehe Kap. 4.4.2
<b>Entwicklungslänge <math>\lambda</math> der Sekundärströmung</b>	mit Gl. 4-49 und Gl. 4-51, $\beta = 1,8$	siehe Kap. 4.4.3
<b>Dispersionsterme</b>	Gl. 4-26 ( <i>allg.</i> ); Gl. 4-29; Gl. 4-33	siehe Kap. 4.3.3
$k_B$ (Böschungskonstante) in Gl. 4-52	1,8	siehe Überlegungen in Kap. 4.4.3
<b>A (Korrektur der sohnahen Strömungsrichtung nach Gl. 5-10)</b>	konstant mit $A = 10$	siehe Kapitel 5.4

### 6.2.2 Vergleich des Versuchs KV1 und Sim\_1 – ohne Geschiebezugabe

Die Entwicklung der Breiten (siehe Abb. 6-9) wird im numerischen Modell qualitativ gut wiedergegeben. Die Lage der beiden Positionen mit maximaler Breitenentwicklung stimmt mit den physikalischen Messungen überein. Ebenfalls wird der Furtbereich zwischen den beiden Kurven in der Lage und der Breitenentwicklung gut abgebildet. Quantitativ läuft die Breitenentwicklung im numerischen Modell bis ca. 20 Tage dem physikalischen Modell hinterher. Ab ca. 20 Tagen kommt es im physikalischen Modell zu einem deutlichen Abbremsen der Breitenentwicklung in

den aktiven Kurvenbereichen. Das numerische Modell zeigt diese Abnahme nur in geringerem Maße. Die Breiten im numerischen Modell nehmen in den beiden aktiven Kurvenbereichen weiter zu ( $x = 45$  m und  $x = 75$  m) und übersteigen die Werte der Messung.

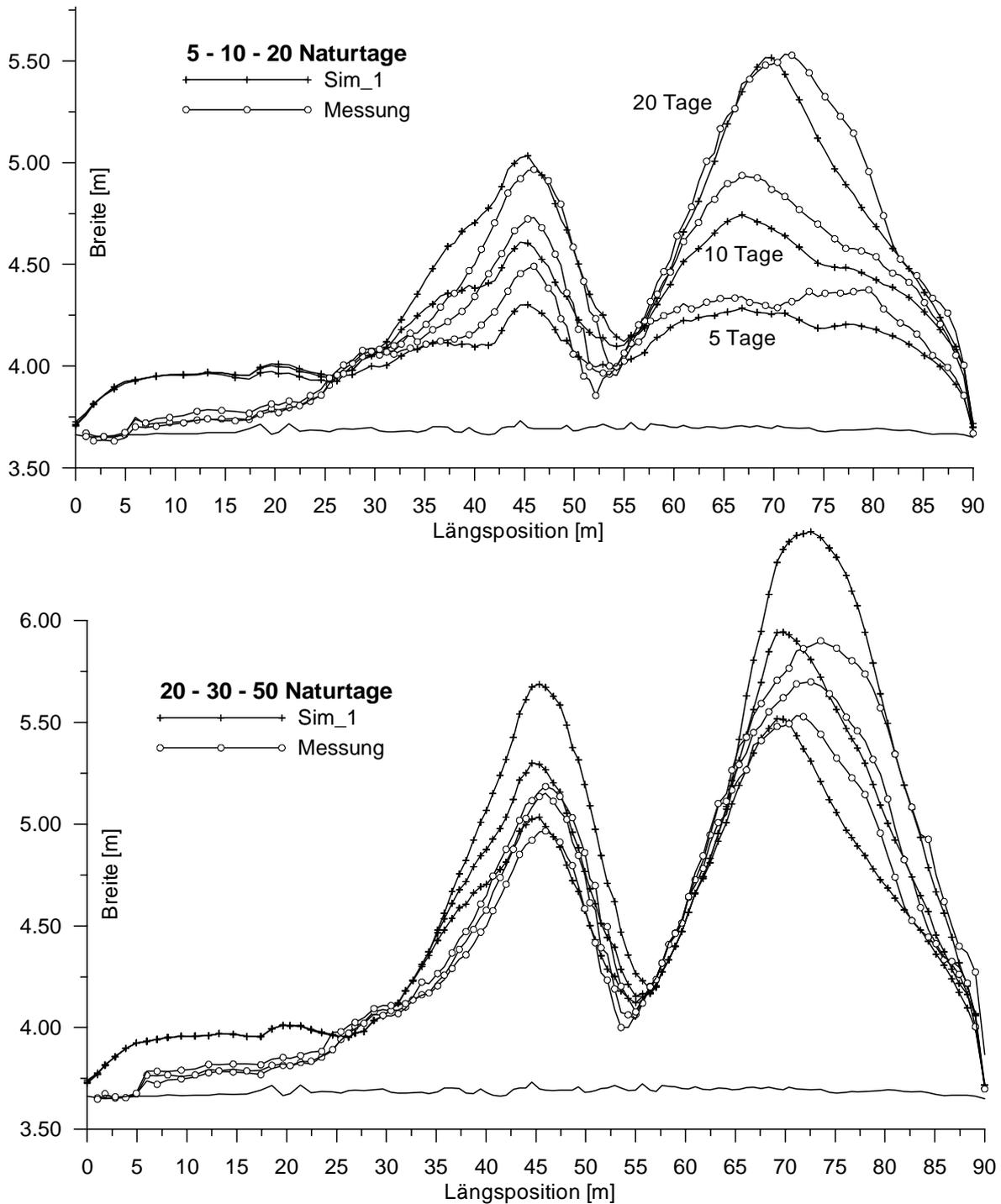


Abb. 6-9: Breitenentwicklung; Vergleich zwischen Sim\_1 und Messung KV1

Für die Ermittlung des Platzbedarfes ist bei der praktischen Anwendung neben der Gesamtbreite vor allem die links- und rechtseitige Verschiebung der Erosionsufer von Bedeutung (Abb. 6-10). Der wechselseitige Uferangriff wird in der Simulation gut reproduziert. Es lassen sich ähnliche Tendenzen wie bei der Breitenentwicklung erkennen.

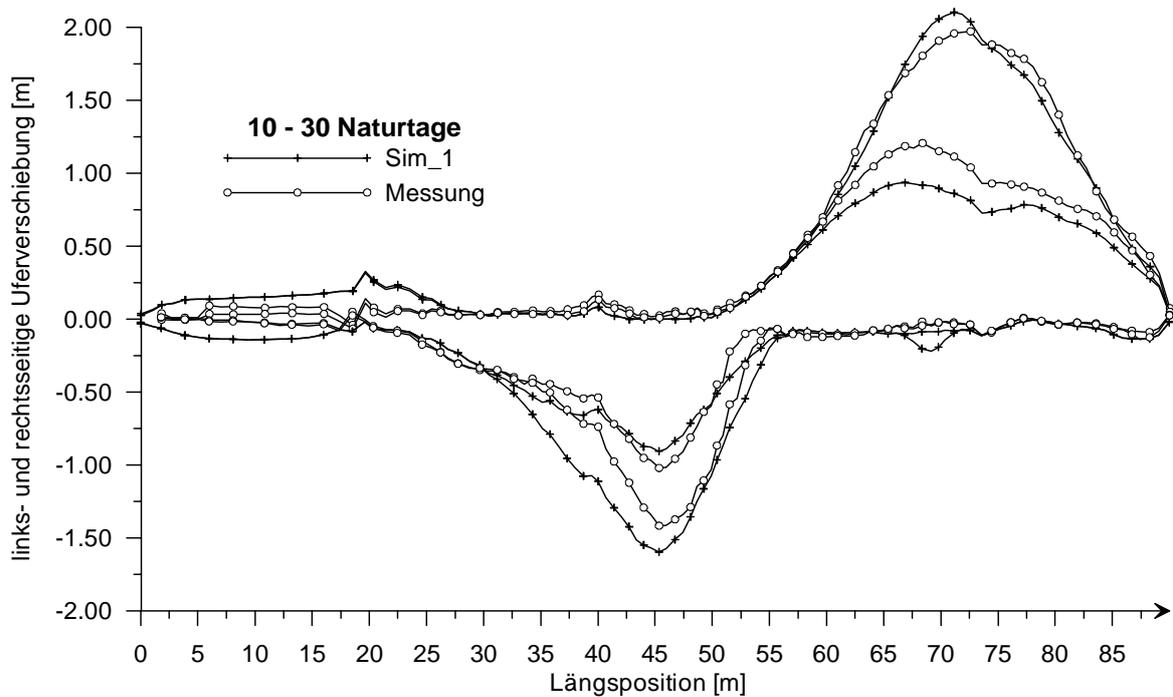


Abb. 6-10: Links- und rechtsseitige Uferverschiebung; Sim\_1 und Messung KV1

Die Entwicklung des Talwegs (Abb. 6-11) wird im Modell qualitativ richtig abgebildet. Der Übergang im Furtbereich ist auch in der Berechnung gut erkennbar. Quantitativ wird vor allem der Kurvenkolk in der Berechnung überschätzt. Die tieferen Kolke im Pralluferbereich könnten eine mögliche Ursache für die anhaltende Breitenentwicklung des numerischen Modells zu späteren Zeitpunkten sein. Hier konzentriert sich die Strömung, und es kommt zu höheren Fließtiefen, wodurch der Böschungsfuß im numerischen Modell stärker belastet wird.

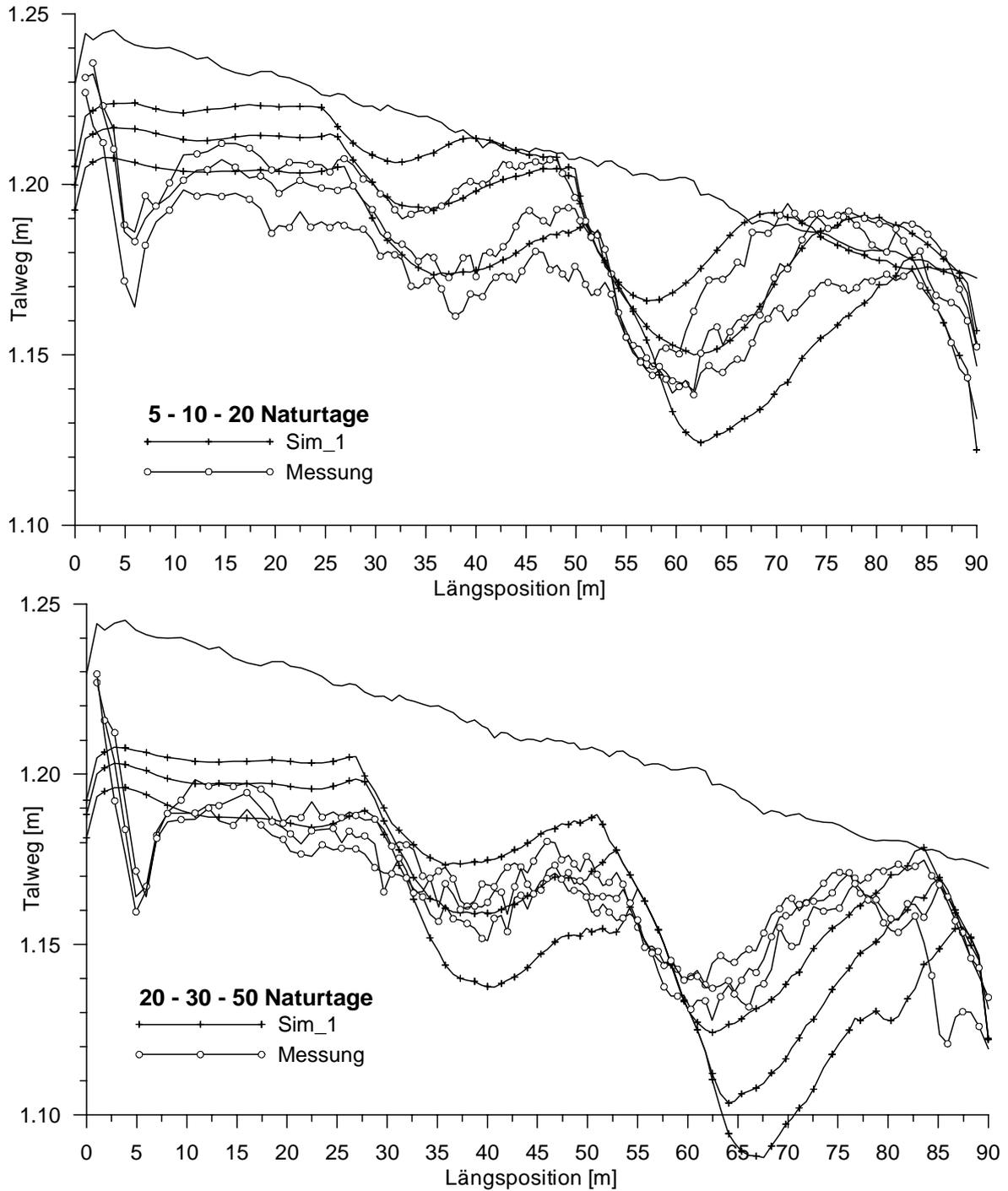


Abb. 6-11: Entwicklung des Talwegs; Sim\_1 und Messung KV1

Die Ausformung der Querprofile ist in den Abb. 6-12 bis Abb. 6-16 dargestellt. Ausgewählt wurden repräsentative Querschnitte zu bestimmten Zeitpunkten. Die Profilausformung ist nahezu bei allen Profilen in den ersten Zeitpunkten bis ca. 10 Naturtage sehr gut. Zu späteren Zeitpunkten lässt sich erkennen, dass mit Rückgang der Ufererosion die Kolkentwicklung im numerischen Modell weiter anhält (QS80 und QS90).

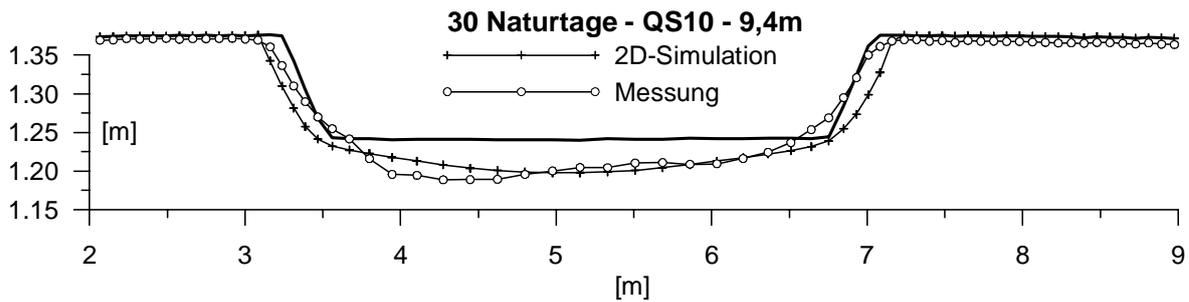


Abb. 6-12: Querschnitt 10 bei  $x = 9,4 \text{ m}$  ; Sim\_1 und Messung KV1

Die anfänglich auch im numerischen Modell flach auslaufende Pralluferböschung beginnt sich anders als in der Messung zu versteilen. Der Böschungsfuß scheint sich in der numerischen Simulation in den Pralluferbereich aufgrund der Kolkeintiefung weiter einzugraben (Abb. 6-15 und Abb. 6-16). Der Abfluss konzentriert sich hierdurch im numerischen Modell in diesem Bereich und verstärkt den Uferangriff.

Im physikalischen Modell war gegen Versuchende eine klare Kornsortierung in den Kurven erkennbar (Abb. 6-17). Vor allem im Kolkbereich des Prallufers war eine deutliche Vergröberung des Sohlmaterials zu sehen. Die Anlandungen im Gleituferebereich dagegen zeigten eine Verfeinerung. Im numerischen Ein-Korn-Modell wird dieser Prozess der Kornsortierung und der Abpflasterung nicht berücksichtigt. Hierin liegen vermutlich das verstärkte Einschneiden im Pralluferbereich und die fehlende Stabilisierung der Breitenentwicklung zu späteren Zeitpunkten. Die Ein-Korn-Modellierung stößt hier an ihre Grenzen.

Zusammenfassend sind die numerischen Ergebnisse der Simulation Sim\_1 nach Einführung der Sekundärströmungskorrekturen als sehr gut zu bezeichnen. Alle Einstellungen im numerischen Modell konnten mit Standardwerten belegt werden. Es wurden nur physikalisch begründbare Kalibrierwerte verwendet.

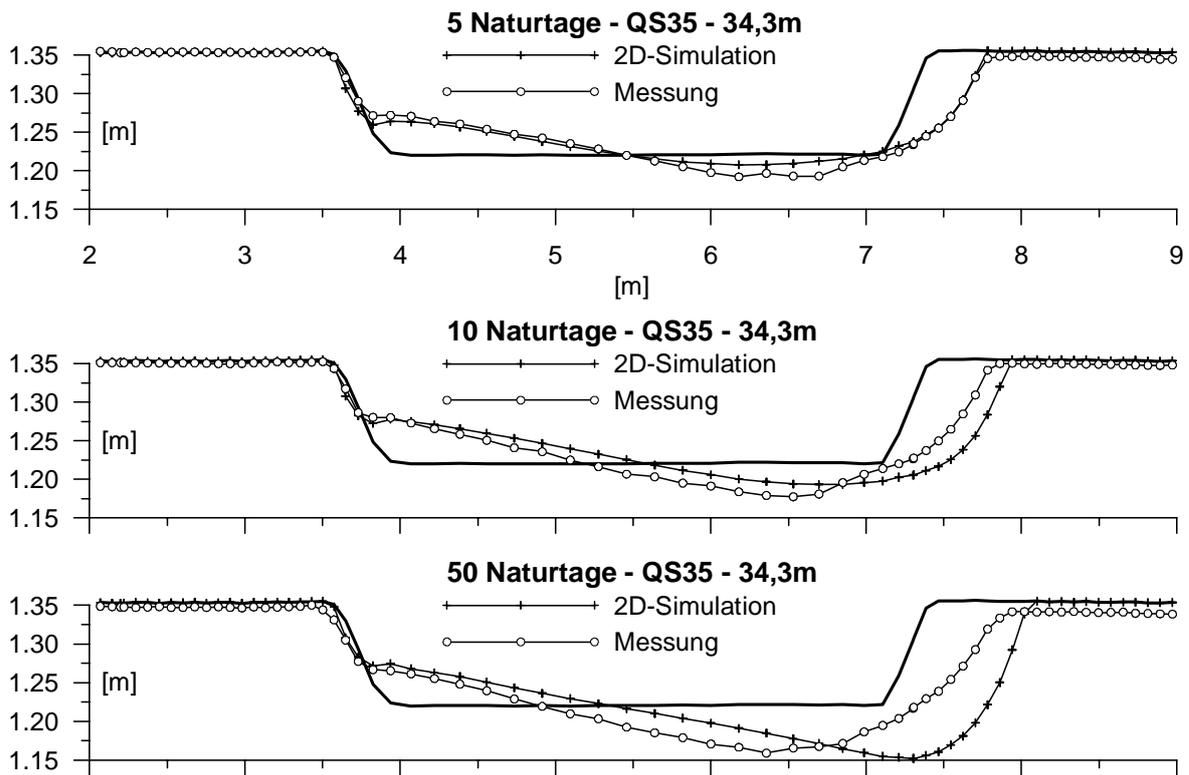


Abb. 6-13: Querschnitt 35 bei  $x = 34,3 \text{ m}$ ; Sim\_1 und Messung KVI

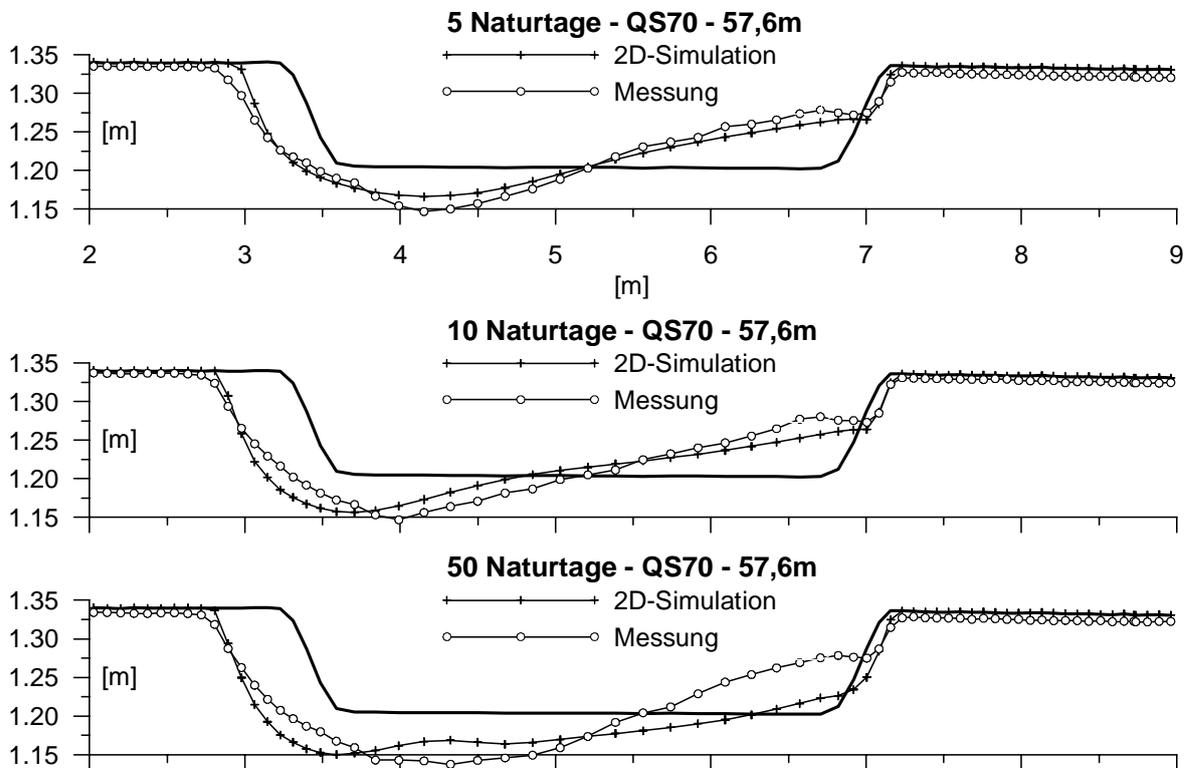


Abb. 6-14: Querschnitt 70 bei  $x = 57,6 \text{ m}$ ; Sim\_1 und Messung KVI

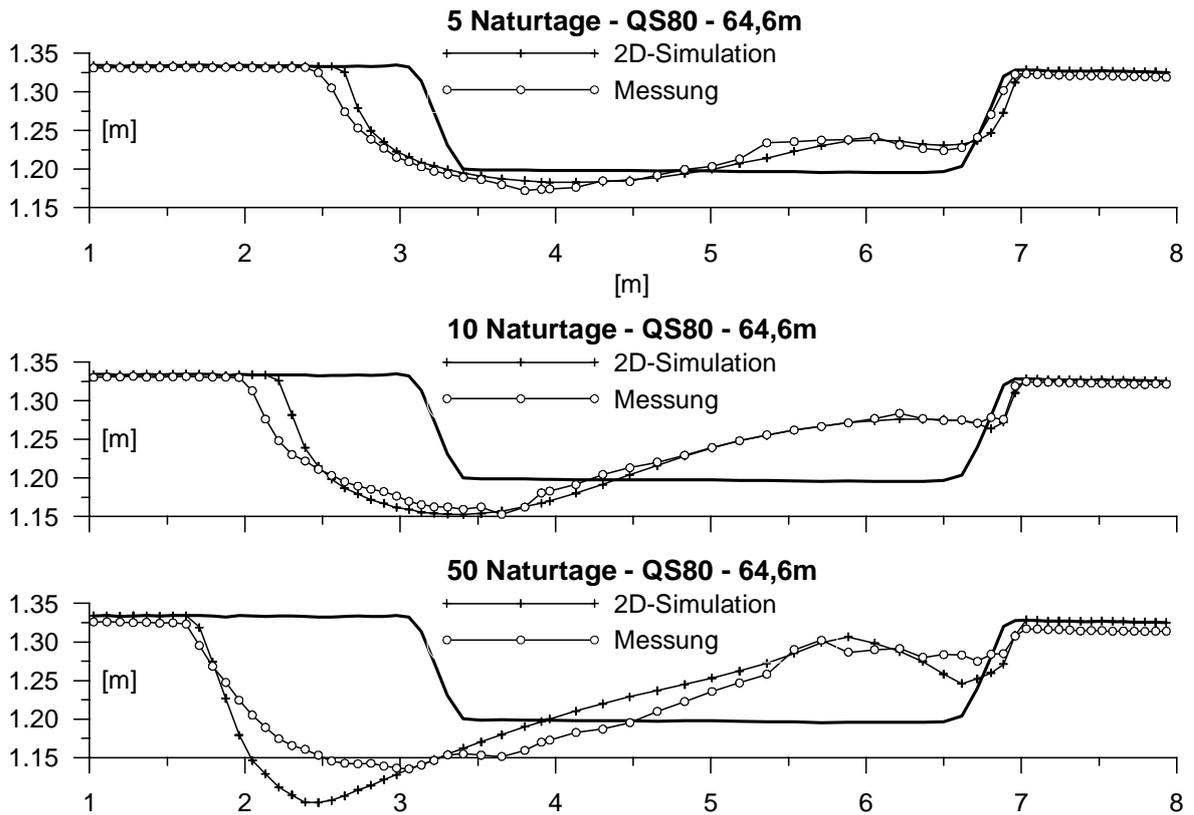


Abb. 6-15: Querschnitt 80 bei  $x = 64,6 \text{ m}$ ; Sim\_1 und Messung KV1

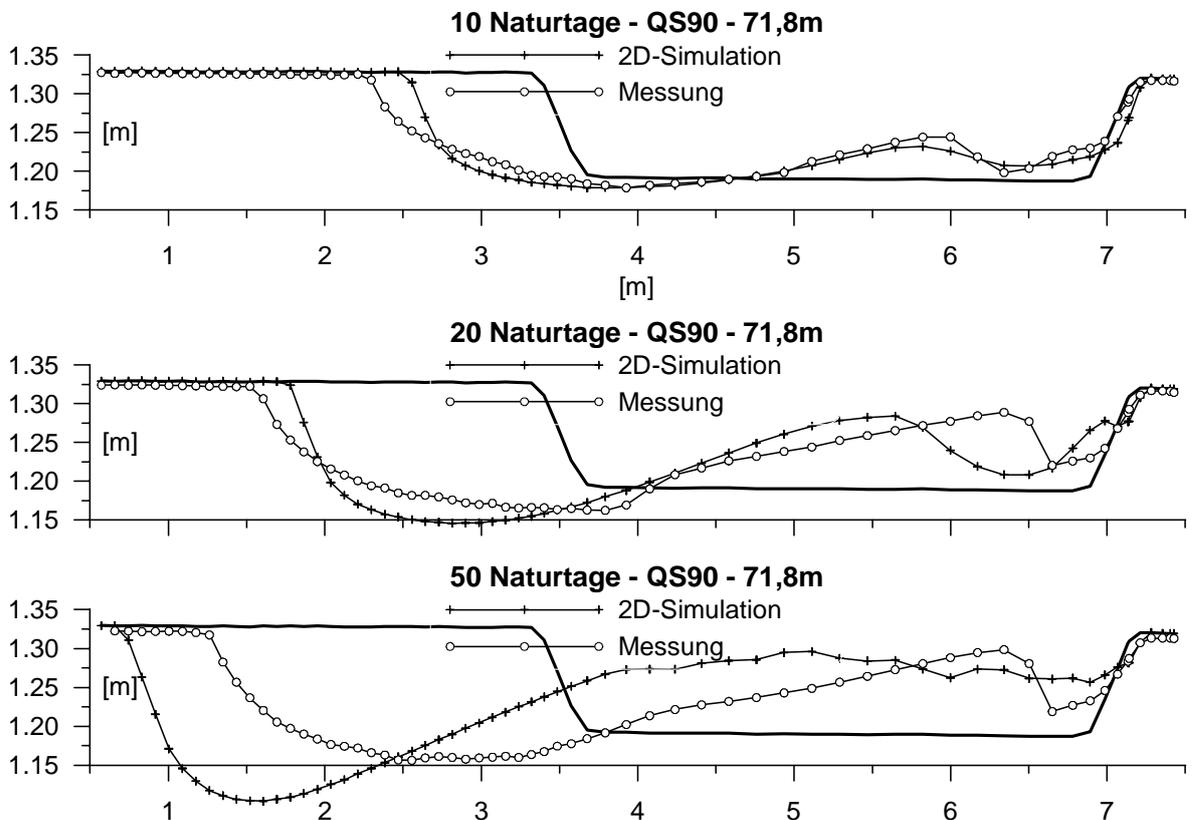


Abb. 6-16: Querschnitt 90 bei  $x = 71,8 \text{ m}$ ; Sim\_1 und Messung KV1

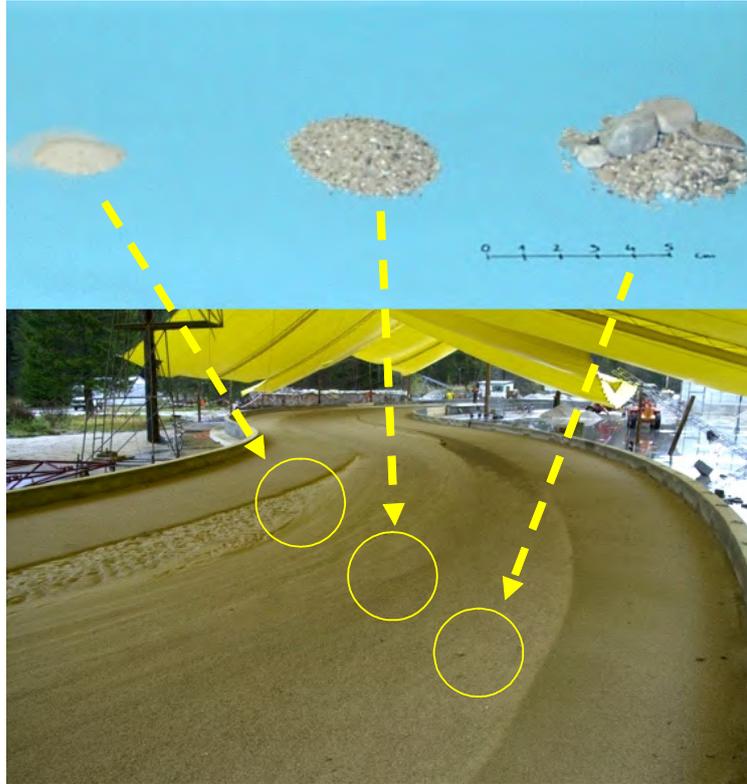


Abb. 6-17: Deckschichtproben in der zweiten Kurve bei Versuchende; Blick entgegen der Fließrichtung (aus Strobl et al., 2004)

### 6.2.3 Sensitivität der verschiedenen Sekundärströmungskorrekturterme

Die Tab. 6-3 enthält eine Übersicht der verschiedenen Simulationsläufe. Hierbei wurden ausgehend von den beiden Grundeinstellungen Sim\_0 und Sim\_1 die verschiedenen Korrekturterme ein- und ausgeblendet. Die Simulation Sim\_0 verwendet das Simulationsmodell ohne jegliche Sekundärströmungskorrekturen. Die Simulation Sim\_1 hingegen stellt eine Strömungssimulation dar, in welche alle in Tab. 6-2 aufgeführten Erweiterungen einfließen. Bei den weiteren Simulationen Sim\_2 bis Sim\_5 sind, um die Bedeutung und die Sensitivität der Korrekturterme herauszuheben, abwechselnd verschiedene Terme ausgeblendet. Die Auswirkungen werden in der Abb. 6-18 (Breitenentwicklung), der Abb. 6-19 (Uferverschiebung) und der Abb. 6-20 (Profilform) dargestellt.

Die Ergebnisse der Simulation **Sim\_1** mit den vollständigen Korrekturen wurden unter Kap. 6.2.2 bereits diskutiert.

Die Simulation **Sim\_0** (ohne Sekundärströmungskorrekturen) weist deutlich gerin-

gere Breiten auf. Der Verlauf der Breiten entlang des Fließweges kann auch nicht qualitativ abgebildet werden. Es werden weder die beiden Spitzen in der Breitenentwicklung noch der Furtbereich zwischen den beiden Kurven erkannt. An den Uferverschiebungen lässt sich zwar erkennen, dass es auch zu einer wechselseitigen Ufererosion kommt, diese stimmt allerdings weder in ihrer Lage noch von der Größe mit den Messungen überein. Es kommt zu drei Stellen mit erhöhter Ufererosion. Auffallend sind die linksseitige Uferverschiebung im Kurveneinlauf der ersten Linkskurve ( $x = 22,5$  m), welche bei den Messungen nicht erkennbar ist, und die rechtsseitige Uferverschiebung ( $x = 57,5$  m) nach der ersten Linkskurve beim Übergang in die anschließende Rechtskurve. Wie in Kapitel 3 beschrieben, tritt hier der Effekt der Gefälleänderung aufgrund der Wasserspiegelverkipfung zu Tage. Beim Kurveneingang kommt es aufgrund der Wasserspiegelverkipfung zunächst zu einer Beschleunigung am Innenufer. Dieser Effekt hat seine Ursache nicht in der Sekundärströmung und wird bei Sim\_0 überbetont, da alle entgegenwirkenden Effekte der Sekundärströmung in der Simulation Sim\_0 fehlen. Dieses Problem zeichnet sich auch im Kurvenwechselbereich ab.

Tab. 6-3: Parametereinstellungen der verschiedenen Simulationsläufe

Rech.-Nr.	Entwicklungslänge $\lambda$	Dispersions- terme	Korrektur der sohnnahen Strömung
Sim_0	Nein	Nein	Nein
<b>Sim_1</b>	<b>Ja</b>	<b>Ja</b>	<b>Ja (A = 10)</b>
Sim_2	Ja	Nein	Ja (A = 10)
Sim_3	Ja	Ja	Nein
Sim_4	Nein	Ja	Ja (A = 10)
Sim_5	Ja	Ja	Ja (A = 7)

Bei der Simulation **Sim\_2** wurde die Richtungskorrektur der Geschiebebewegung aufgrund der sohnnahen Strömung zusammen mit der Korrektur der Entwicklungslänge der Sekundärströmung aktiviert. Die qualitative Entwicklung wird gut wiedergegeben. Die maximalen Breiten sind aufgrund der geringeren Böschungsbelastung durch die fehlenden Dispersionssterme in den hydraulischen Gleichungen etwas reduziert.

In der Simulation **Sim\_3** wurden im Vergleich zu Sim\_2 dagegen die Dispersionssterme eingeschaltet, und dafür die Korrektur der Geschiebetransportrichtung ver-

nachlässigt. Die Auswirkungen auf die maximalen Breiten unterscheiden sich wenig von der Simulation Sim\_0 (ohne Korrekturen). Es zeigen sich allerdings im qualitativen Vergleich erhebliche Verbesserungen im Vergleich zur Simulation Sim\_0. Die Lage der Furt und die Bereiche der maximalen Breitenentwicklung werden nun vom Modell erkannt. Auch reduziert sich die linksseitige Ufererosion im Einlauf der ersten Kurve bei  $x = 25$  m.

Bei der Simulation **Sim\_4** wurde auf die Einführung der Entwicklungslänge der Sekundärströmung verzichtet. Die Korrekturterme (Dispersion und Geschiebetransportrichtung) orientieren sich an der geometrischen Krümmungssituation. Es wird nicht berücksichtigt, dass die Sekundärströmung gewissen Entwicklungs- und Zerfallslängen unterliegt. Die Auswirkungen bei Vernachlässigung dieses Prozesses zeigen sich weniger in der Größe der Breitenentwicklung und der Uferverschiebung, sondern mehr in der Lageveränderung ihrer maximalen Werte.

In der Simulation **Sim\_5** wurden zwar alle Korrekturterme für die Sekundärströmung verwendet, allerdings wurde die Geschiebetransportrichtung mit einem geringeren Faktor A korrigiert und anstelle von  $A = 10$  ein Beiwert von  $A = 7$  verwendet. Dies wirkt sich vor allem auf die quantitative Entwicklung aus. Es kommt zu einem geringen Materialquertransport zur Gleitufenseite hin. Die Querneigung in der Sohle wird geringer (Abb. 6-20). Die Breitenentwicklung reduziert sich.

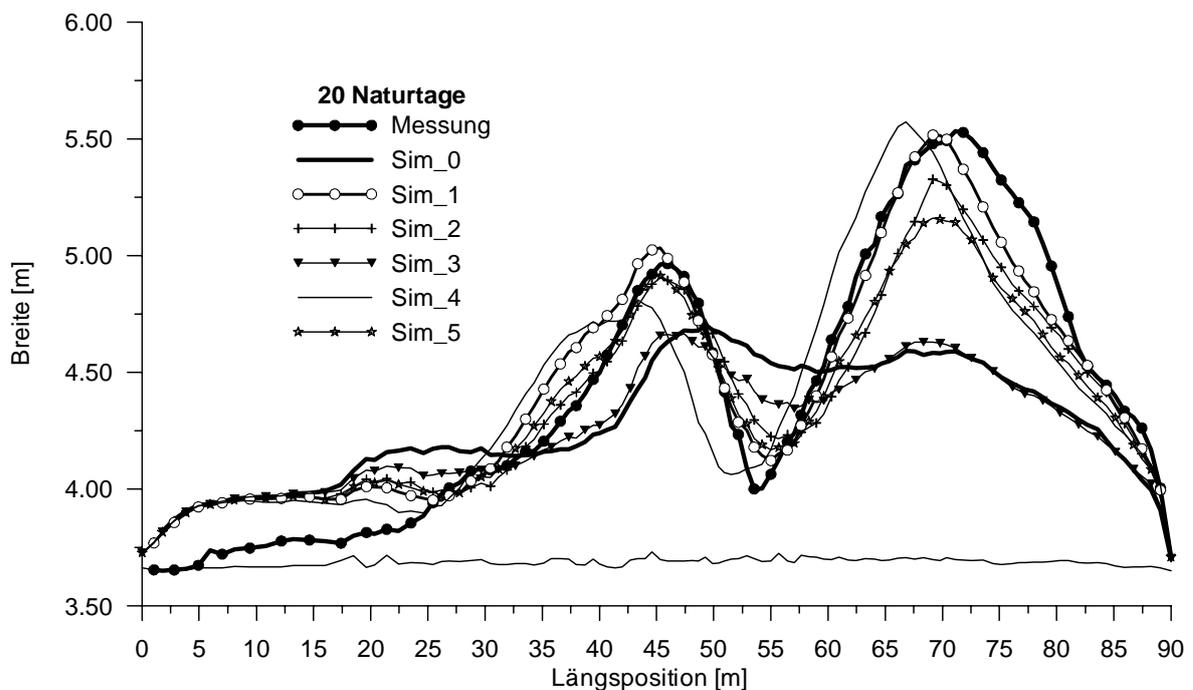


Abb. 6-18: Auswirkungen der Sekundärströmungskorrekturen auf die Breitenentwicklung

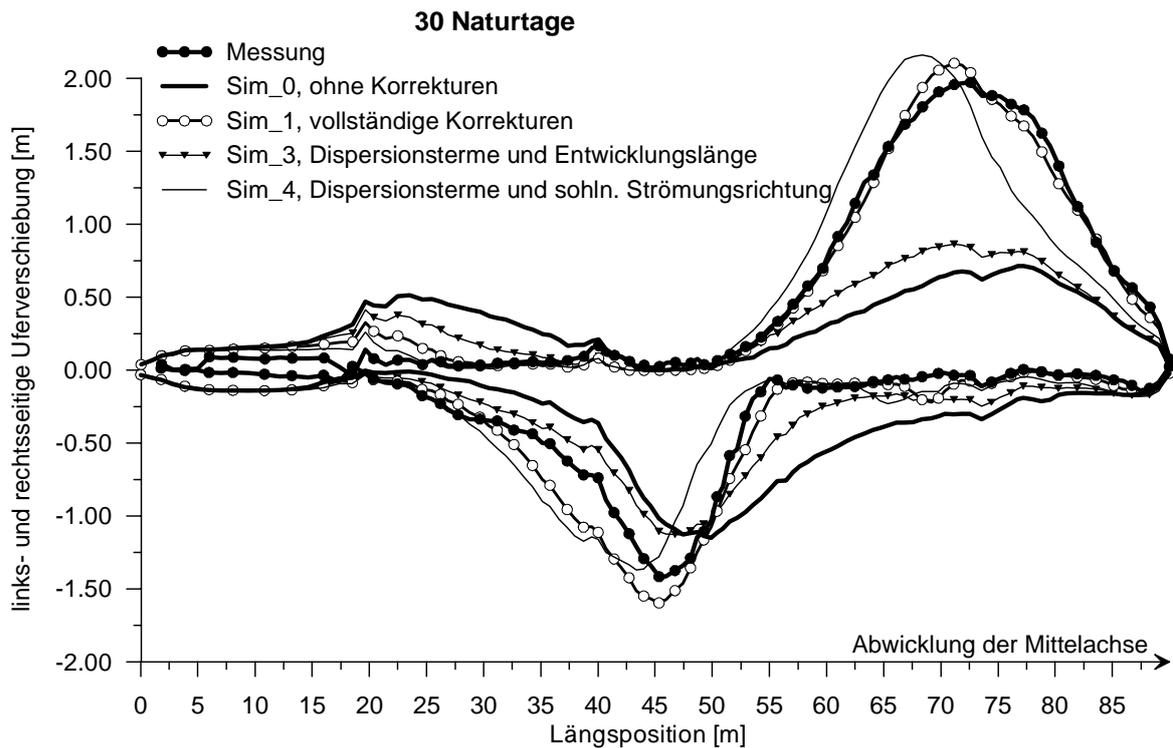


Abb. 6-19: Auswirkungen der Sekundärströmungskorrekturen auf die Uferverschiebung

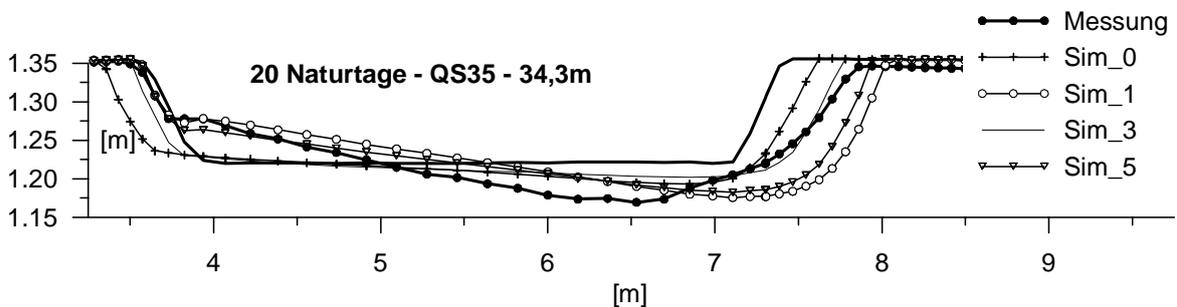


Abb. 6-20: Auswirkungen der Korrekturterme auf die Profilentwicklung

In der Abb. 6-21 sind für die beiden Simulationen Sim\_1 und Sim\_0 und für die physikalischen Modellversuche KV1 (Kurve) und V7 (Gerade) die Volumensummenlinien getrennt nach den Anteilen der linken bzw. rechten Böschung und des Sohlbereichs dargestellt. Für die Ermittlung der Summenlinie wurde jeder Querschnitt entsprechend der Skizze in der Abb. 6-21 in drei Bereiche aufgeteilt, und die Flächenveränderung mit Hilfe des Profilabstandes in Längsrichtung aufsummiert. Die oben aufgeführten Schwächen der Simulation Sim\_0 lassen sich auch hier erkennen. Die Simulation Sim\_1 stimmt bezüglich der verschiedenen Erosionsanteile gut mit der Messung KV1 überein. Interessant ist hier noch der Vergleich zwischen dem Verhalten der geraden Strecke V7 und der Kurve KV1. Beide Mo-

dellversuche besitzen nach 20 Naturtagen ungefähr dasselbe Gesamterosionsvolumen. Bei dem Versuch in der Geraden kommt das ausgetragene Volumen nahezu vollständig aus der Sohle, bei der Kurve KV1 dagegen stammt der Großteil aus der Böschungserosion.

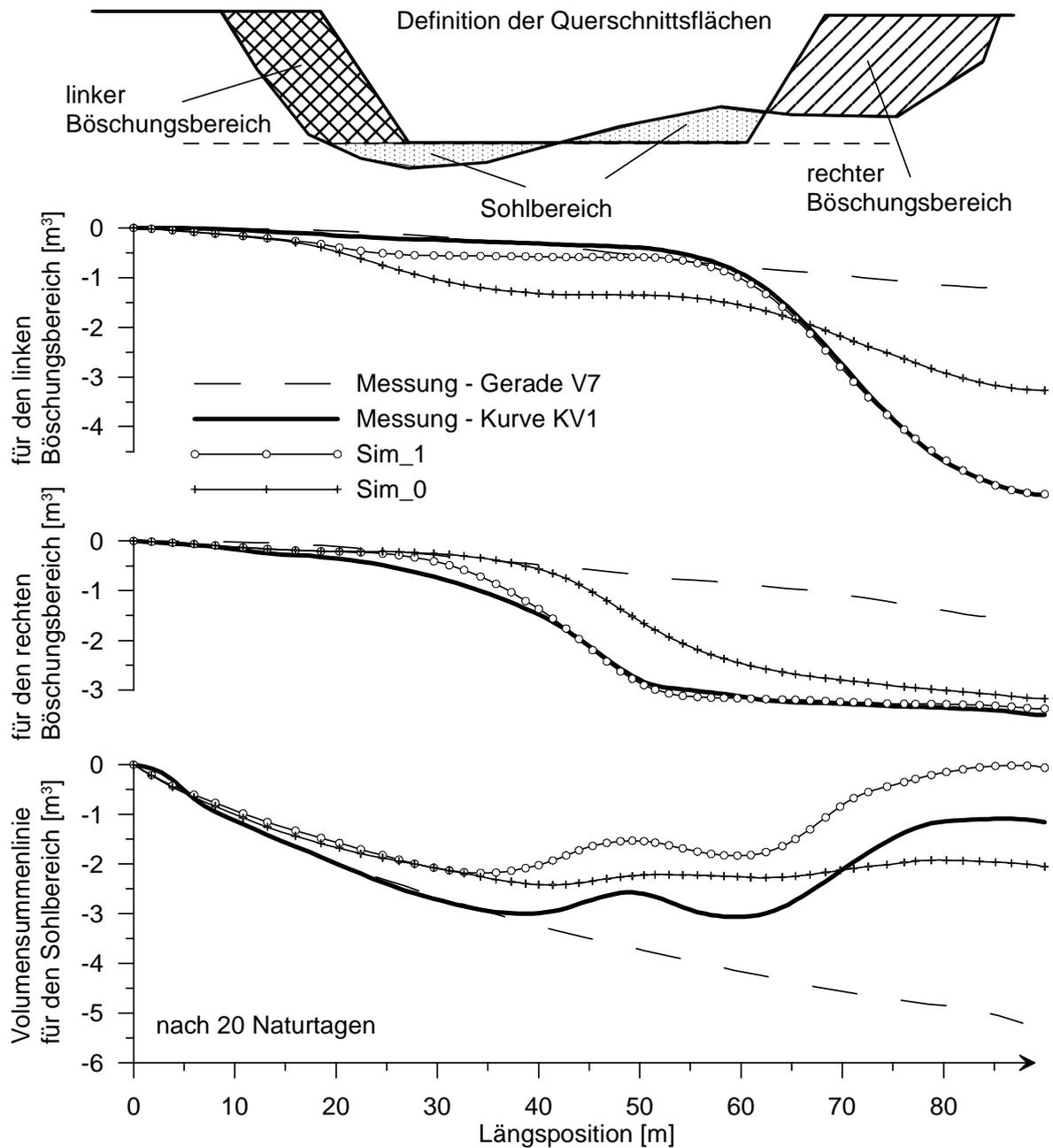


Abb. 6-21: Volumensummenlinien getrennt nach Querschnittsbereichen

#### 6.2.4 Vergleich des Versuchs KV2 und Sim\_1 – mit Geschiebezugabe

In den folgenden Abbildungen (Abb. 6-22 - Abb. 6-26) sind die Ergebnisse der Messung und der Berechnung mit den Simulationseinstellungen Sim\_1 für den Versuch KV2 mit Geschiebezugabe dargestellt. Der Vergleich zwischen Rechnung und Messung zeigt ähnliche Tendenzen wie bei KV1. In der Simulation kommt es wieder zu einem zu starken Einschneiden des Kurvenkolkes und zu steileren Böschungen (Abb. 6-27). Während der Aufweitungsprozess und die typischen Querprofilformationen gut abgebildet werden, kommt es in der Simulation zu einer zu späten Stabilisierung. Dies ist vor allem in der ersten Kurve feststellbar. Die zweite Kurve bleibt auch im Modellversuch bis zum Ende aktiv, so dass hier eine Stabilisierung durch mögliche Abpflasterungseffekte weniger ins Gewicht fällt.

In diesem Versuchslauf kommt es in der zweiten Kurve zu einer Verschiebung des Flusslaufes um ca. eine Gewässerbreite. Wie in Abb. 6-28 ersichtlich, verlegt sich der alte Abflussquerschnitt nahezu vollständig. Die Simulation zeigt ein ähnliches Verhalten. Interessant ist auch die Entwicklung des Querschnitts 70 im Furtbereich bei 57,6 m (siehe Abb. 6-26). Dieser Querschnitt zeigt zunächst eine Profilausbildung einer klaren Rechtskurve. Im Laufe der Zeit ändern sich die Anströmbedingungen. Aufgrund der Entwicklung der vorangehenden Linkskurve wandert der Furtbereich etwas nach unterstrom, und der Querschnitt erfährt eine gleichmäßigere Belastung. Die anfänglichen typischen Gleituferablagerungen gehen wieder zurück. Die Profilquerneigung reduziert sich. Die aus der Vorgeschichte des Profils stammende Prallufferrinne an der linken Seite des Profils ist nach 50 Tagen sowohl in der Messung als auch in der Simulation noch leicht erkennbar.

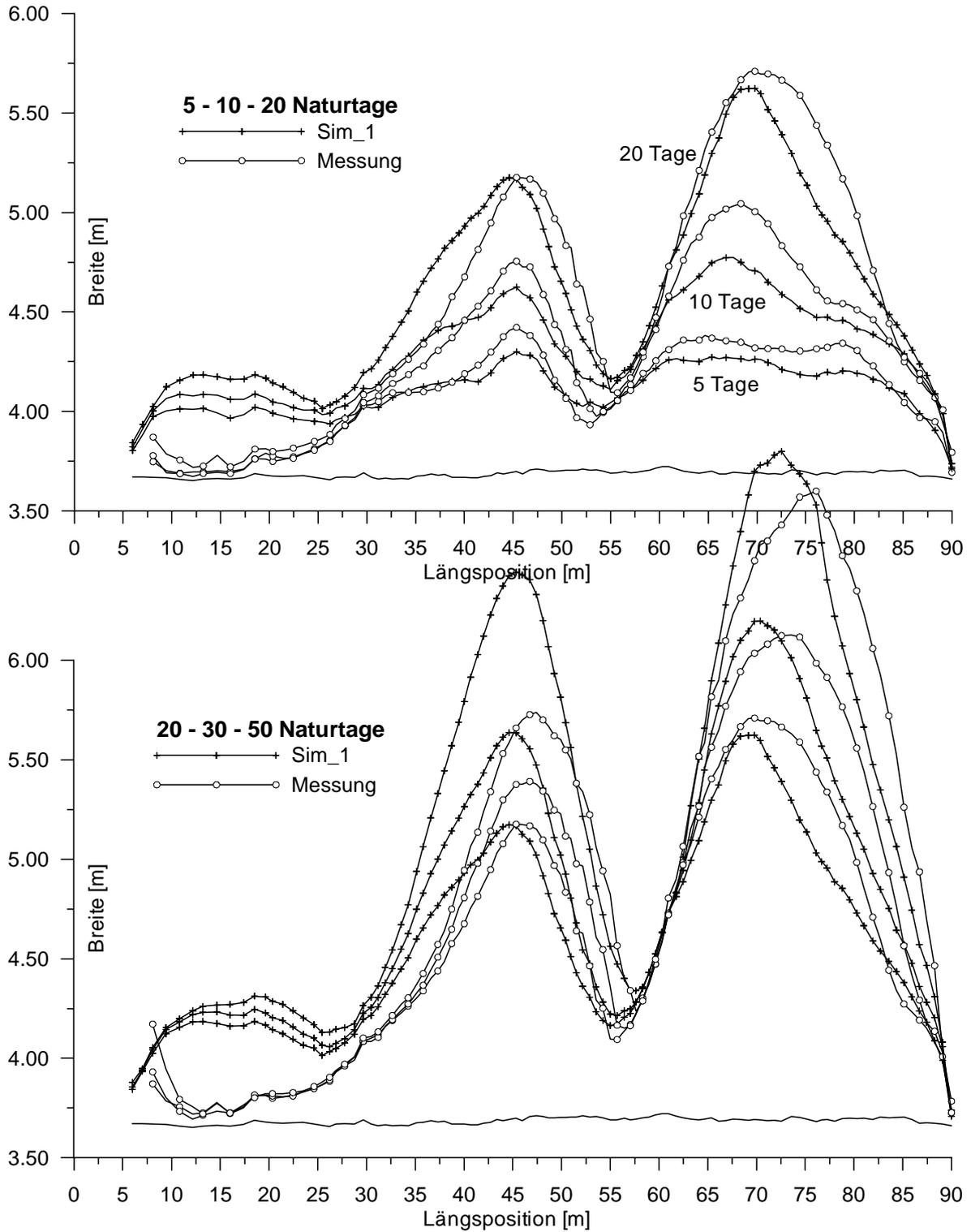


Abb. 6-22: Breitenentwicklung; Sim\_1 und Messung KV2

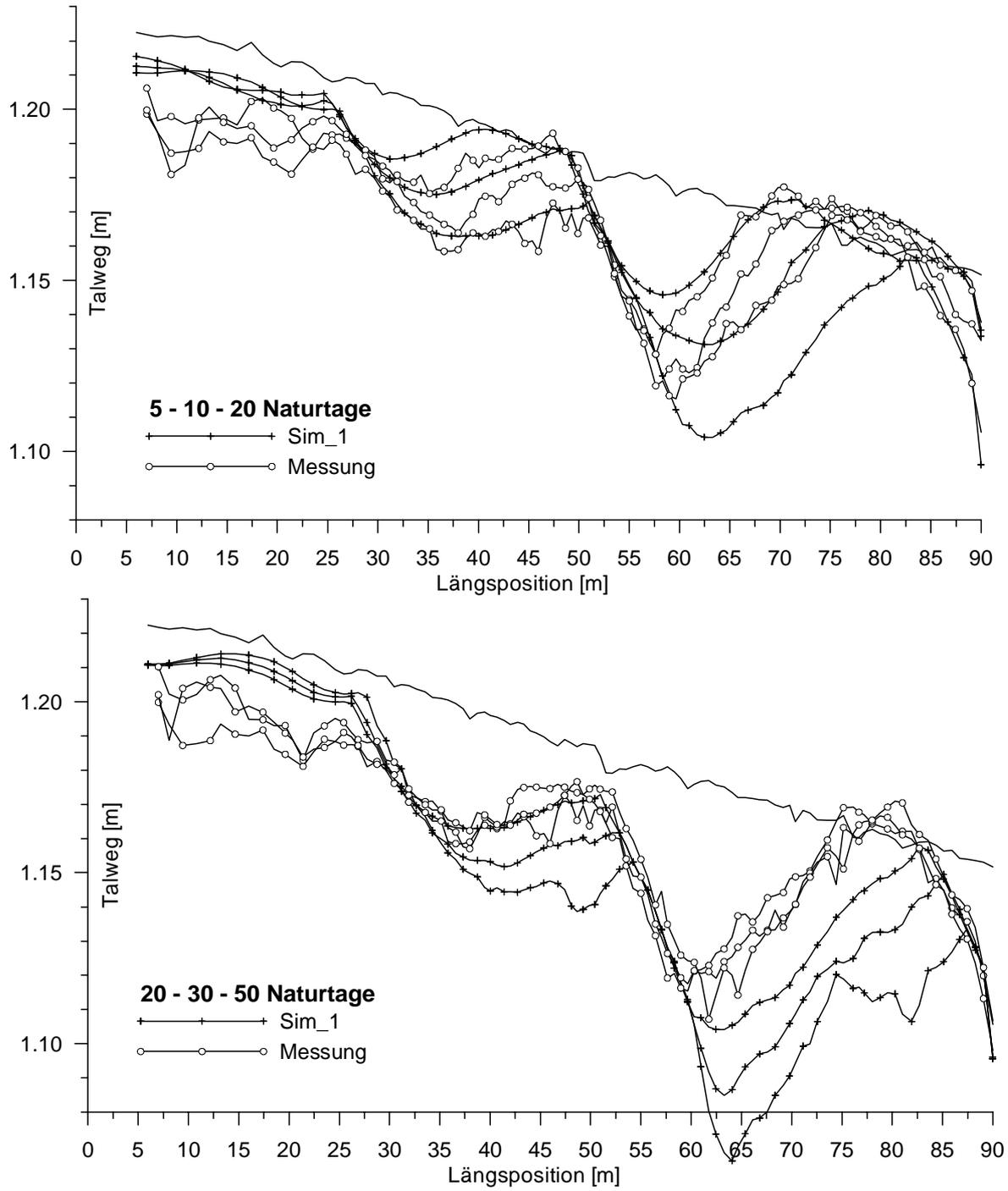


Abb. 6-23: Entwicklung des Talwegs; Sim\_1 und Messung KV2

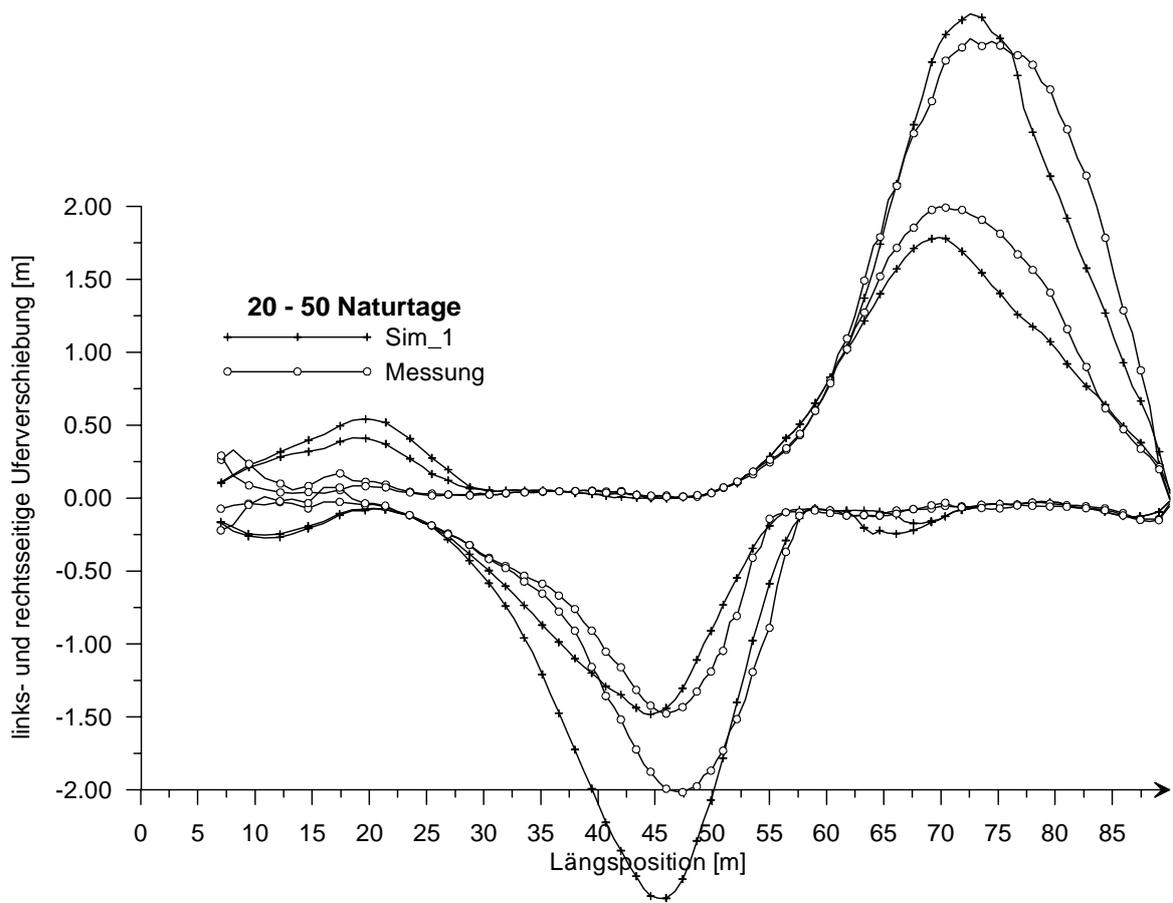


Abb. 6-24: Links- und rechtsseitige Uferverschiebung; Sim\_1 und Messung KV2

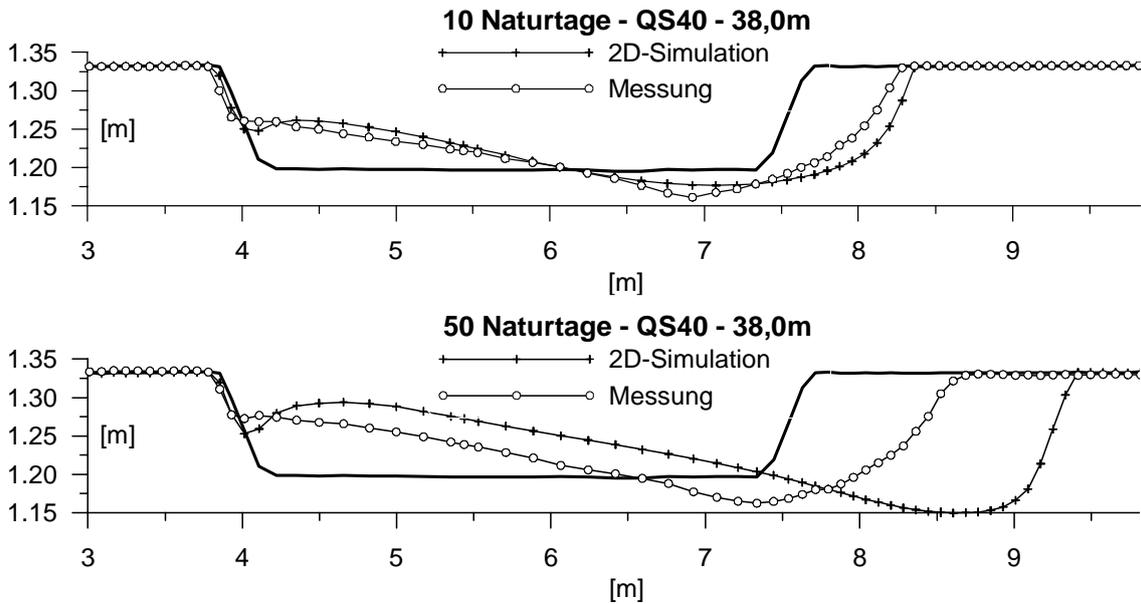


Abb. 6-25: Querschnitt 40 bei  $x = 38,0$  m; Sim\_1 und Messung KV2

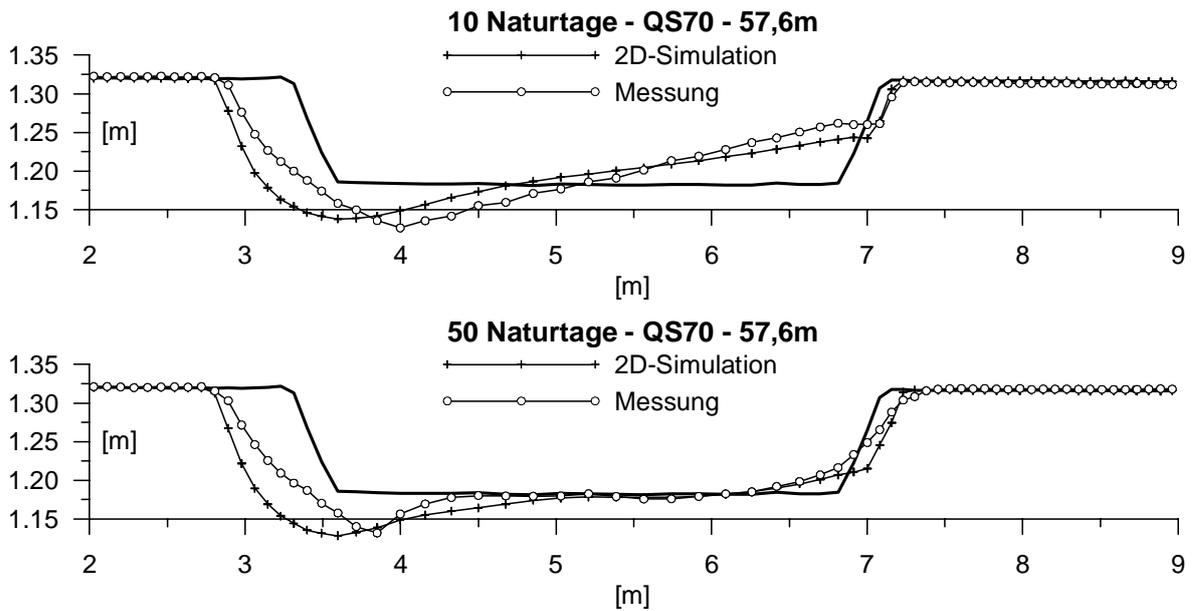


Abb. 6-26: Querschnitt 70 bei  $x = 57,6$  m; Sim\_1 und Messung KV2

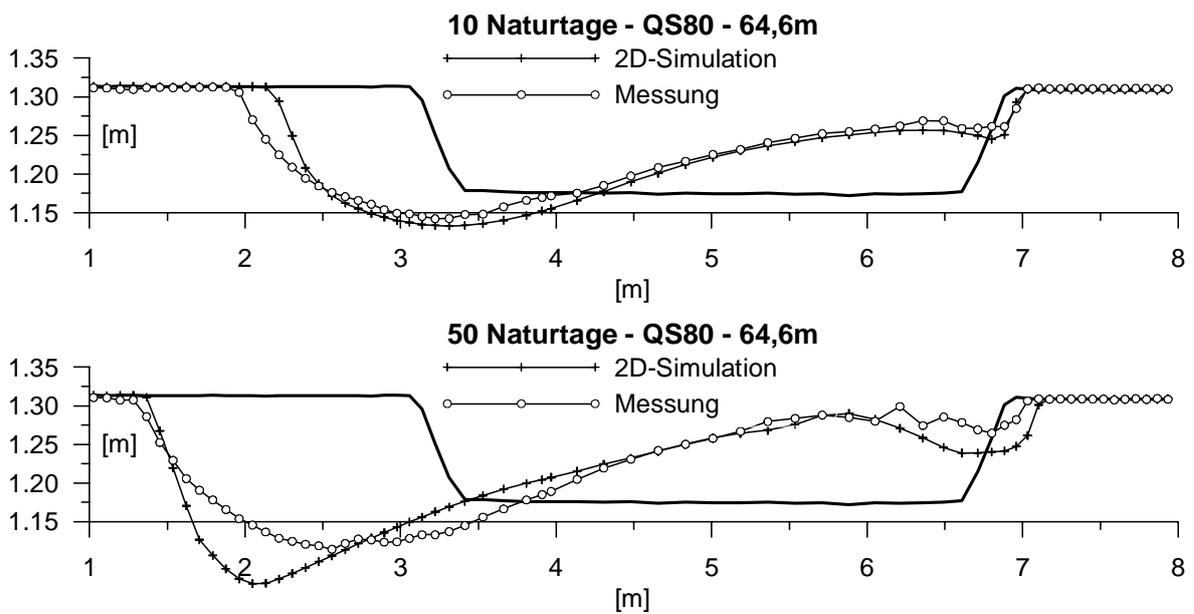


Abb. 6-27: Querschnitt 80 bei  $x = 64,6$  m; Sim\_1 und Messung KV2

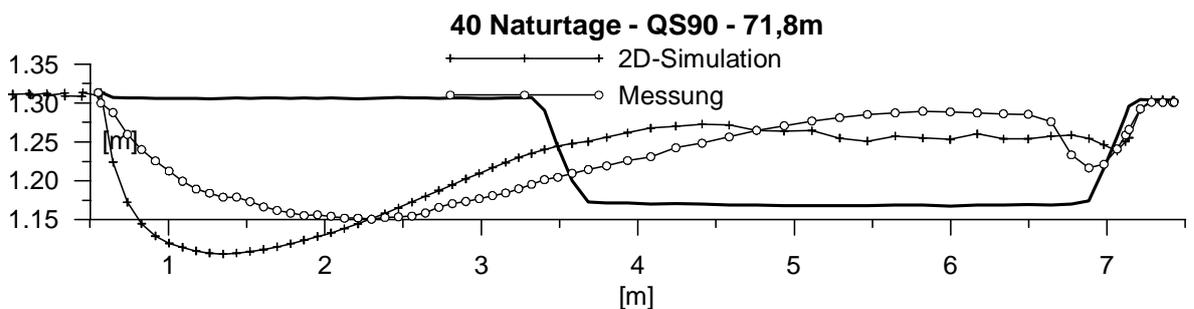


Abb. 6-28: Querschnitt 90 bei  $x = 71,8$  m; Sim\_1 und Messung KV2

### 6.3 Schlussfolgerungen

Die in diesem Kapitel und im Anhang angestellten Vergleiche mit den physikalischen Modellversuchen zeigen deutlich, dass nach entsprechenden Sekundärströmungskorrekturen auch ein tiefengemittelttes Simulationsmodell die wesentlichen Prozesse der Böschungserosion und der Verlandung in Kurvenfolgen abbilden kann. Im Wesentlichen wurde auf drei Korrekturen zurückgegriffen. Die Korrektur der sohnahen Strömungsrichtung für die Berechnung der Geschiebetransportrichtung zeigt die größten Auswirkungen. Besonders bei der Simulation von „Weichen Ufern“ sollten jedoch auch eine Korrektur der Strömungsgleichungen und eine Berücksichtigung der Entwicklungs- und Zerfallslängen der Sekundärströmung erfolgen.

Die berechnete Profilform zeigt im Pralluferbereich tendenziell zu steile Böschungen und zu tiefe Kurvenkolke. Die Breitenentwicklung kommt in den aktiven Kurvenabschnitten in der Simulation zu spät zum Abklingen. Die Einführung eines fraktionierten Geschiebemodels anstelle des Ein-Korn-Modells könnte hier über die Berücksichtigung von Abpflasterungseffekten eine Verbesserung darstellen.

Prinzipiell bleibt jedoch jedes tiefengemittelte Modell auch nach den Sekundärströmungskorrekturen noch zweidimensional. Die Korrekturen sind abgeleitet von den stark vereinfachten Vorstellungen einer „idealen Kurvenströmung“, welche in natürlichen Flussabschnitten in deutlich komplexerer Form auftreten dürften.

## 7 Vereinfachte Simulation von Aufweitungen (1D<sup>2</sup>-Modell)

### 7.1 Grundgedanken der 1D<sup>2</sup>-Simulation

Sollen in der Praxis Aufweitungsstrecken von mehreren 100 m Länge realisiert werden, ist dies nur unter Einbeziehung eines längeren Abschnitts und unter Berücksichtigung des gesamten, übergeordneten Geschiebehaushalts möglich. Hier gilt es nicht nur zu klären, welche Maßnahme an welcher Stelle vernünftig ist, sondern auch in welcher zeitlichen Abfolge Maßnahmen getroffen werden sollen, und wie diese sich gegenseitig bzw. den übergeordneten Geschiebehaushalt beeinflussen. Hier müssen also viele verschiedene Variationen simuliert und deren morphologische Auswirkungen am Rechner durchgespielt werden, wofür aufgrund der Streckenlänge, der Parametervielzahl und der angestrebten Vorhersagedauern derzeit nur 1D-Modelle zielführend zum Einsatz kommen können. 2D-Modelle können zwar für eine detaillierte Untersuchung der hydraulischen Situation bzw. für die morphologische Simulation von einzelnen begrenzten Aufweitungsstrecken Verwendung finden, nicht aber für die Prognose der morphologischen Entwicklung der Gesamtstrecke bei Berücksichtigung verschiedenster Sanierungsszenarien. Um hier mit Hilfe der numerischen Simulation schnellere Variantenstudien und schnellere Voruntersuchungen auch unter Einbeziehung von eigendynamischen Aufweitungsstrecken zu ermöglichen, wurde im Rahmen dieser Arbeit versucht, 2D-Aufweitungsquerschnitte in eine 1D-Geschiebesimulation einzuführen, welche je nach Bedarf ein oder ausgeschaltet werden können.

Abb. 7-1 zeigt den Ablauf der Berechnung. Zuerst erfolgt die eindimensionale Berechnung aller Querschnitte. Hierfür wird zunächst die eindimensionale Wasserspiegellagenberechnung (hier: stationär auf Basis der conveyance-Methode, z.B. in *ATV-DVWK, 2003*) durchgeführt. Anschließend wird in jedem Querschnitt der Geschiebetransport  $G_{B,x}$  [kg/s] berechnet.

Für alle Querschnitte, die neben beweglicher Sohle auch noch bewegliche Böschungen haben sollen, wird mit Hilfe von vereinfachten Flachwassergleichungen bei gegebenem Durchfluss und Wasserstand (aus 1D-Berechnung) die Verteilung der tiefengemittelten Geschwindigkeit über den Querschnitt und daraus auch der Schubspannungsverlauf berechnet. Entsprechend der 2D-Berechnung werden nun an jedem Berechnungsknoten im Querschnitt die Transportrate und die Transportrichtung berechnet. Es wird sowohl der Bewegungsbeginn als auch der Transport auf geneigten Flächen berücksichtigt. Aus den lokalen Transportraten  $g_{B,x}$  der Kno-

ten wird wieder der Gesamttransport  $G_{B,x}$  eines jeden Querschnitts aufsummiert.

Die Berechnung der Sohlhöhenänderungen in den 1D-Berechnungsquerschnitten (siehe Abb. 7-3) erfolgt über eine Bilanzierung der Gesamttransportraten  $G_{B,x}$ . Es wird eine mittlere Sohlhöhenänderung im 1D-Querschnitt berechnet.

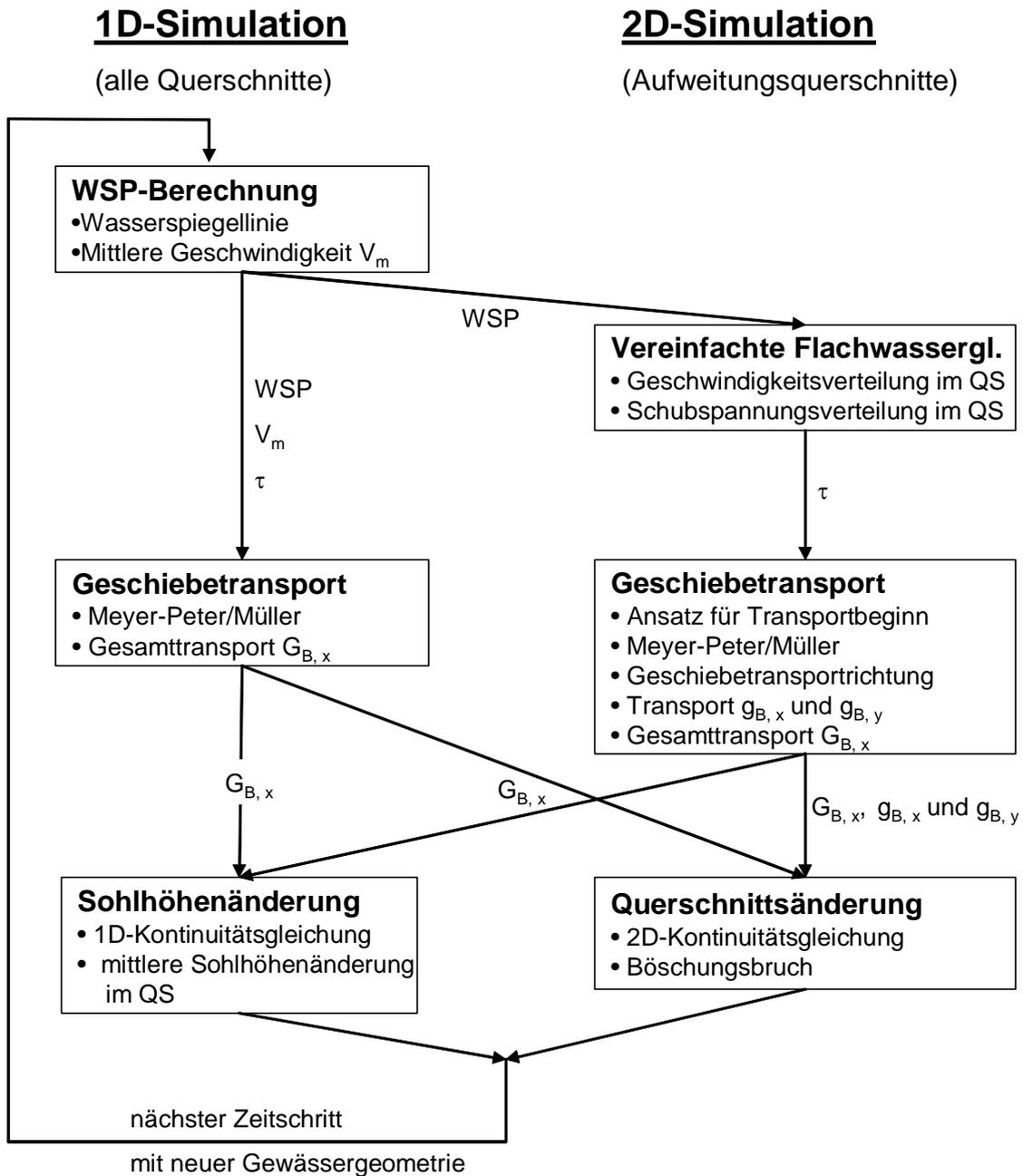


Abb. 7-1: Ablaufschema der 1D<sup>2</sup>-Berechnung

In den 2D-Berechnungsquerschnitten (siehe Abb. 7-3) wird die Kontinuitätsgleichung knotenweise gelöst. Hierfür wird der für die Aufweitung wichtige Quertrans-

port  $g_{B,y}$  und der Längstransport  $g_{B,x}$  verwendet. Der aus dem oberstrom liegenden Profil ankommende Geschiebestrom  $G_{B,x}$  muss hierfür wieder auf die einzelnen Knoten ( $g_{B,x}$ ) aufgeteilt werden. Jeder Knoten im Querschnitt verformt sich eigenständig. Zuletzt erfolgt ein vereinfachter Böschungsbruchalgorithmus auf Basis des Reibungswinkels des Böschungsmaterials.

Anschließend erfolgt der nächste Zeitschritt.

## 7.2 Berechnungsablauf der 2D-Querschnitte

Es wird hierfür auf die in Kapitel 4.1 aufgeführten Gleichungen zurückgegriffen. Unter Annahme von verschwindenden tiefengemittelten Geschwindigkeiten  $V$  in Profilquerrichtung entfällt die  $y$ -Impulsgleichung. In der  $x$ -Impulsgleichung (Gl. 7-1) wird angenommen, dass die Gradienten in  $x$ -Richtung klein sind, und  $\frac{\partial}{\partial x} \left( h v_t \frac{\partial U}{\partial x} \right)$  im Weiteren vernachlässigt werden kann.

$$h \underbrace{U \frac{\partial U}{\partial x}}_{\text{Konvektion}} = \underbrace{-gh \frac{\partial S}{\partial x}}_{\text{Schwerkraft}} - \underbrace{\frac{1}{\rho} \tau_{B,x}}_{\text{Sohlschubspannung}} + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left( h v_t \frac{\partial U}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( h v_t \frac{\partial U}{\partial y} \right)}_{\text{turbulente Schubspannung}} \quad \text{Gl. 7-1}$$

$$\tau_{B,x} = c_f \rho U^2 \quad \text{und} \quad c_f = \frac{g}{k_{\text{Str}}^2 h^{1/3}} \quad \text{oder Gl. 4-13}$$

Der konvektive Anteil  $U \frac{\partial U}{\partial x}$  in Gl. 7-1 könnte näherungsweise durch  $U \frac{\partial V_m}{\partial x}$  berücksichtigt werden, wobei mit  $V_m$  die mittlere Geschwindigkeit der Querschnitte aus der 1D-Berechnung verwendet wird. Bei den folgenden Berechnungen wurde dieser Anteil aber ebenfalls vernachlässigt. Als Diskretisierung im Querschnitt werden hier Finite-Differenzen verwendet.

Die Fließtiefe  $h$  bzw. die Wasserspiegellage wird fest aus der 1D-Berechnung übernommen. Das Wasserspiegelgefälle  $\frac{\partial S}{\partial x}$  dagegen wird als Iterationsgröße verwendet, um bei gegebenem Wasserstand den Gesamtabfluss  $Q$  bzw. die Kontinuität einzuhalten.

Eine zweite Möglichkeit wäre, das Wasserspiegelgefälle aus der 1D-Berechnung zu übernehmen und über die dann variable Fließtiefe  $h$  in der 2D-Berechnung die Kontinuität einzuhalten. Testrechnungen zeigten allerdings, dass gerade bei stark un-

gleichförmigen Abflüssen die Fließtiefen zwischen 1D- und 2D-Berechnung weit auseinanderklaffen. Eine Verbesserung ergab sich unter Berücksichtigung der konvektiven Terme mit Hilfe der Näherung  $U \frac{\partial V_m}{\partial x}$ . Die erste Möglichkeit über die Anpassung des Wasserspiegelgefälles zeigte bessere Ergebnisse und wurde beibehalten.

Abb. 7-2 zeigt die 1D-Geschwindigkeitsverteilung, welche aus der conveyance-Methode berechnet wurde, an einem natürlichen Gerinnequerschnitt. Die Geschwindigkeitsverteilung ist lediglich von lokalen Knotengrößen abhängig. Mit der anschließenden Korrektur über die Gl. 7-1 wird der seitliche Impulsaustausch zwischen unterschiedlich schnellen Strömungsbereichen berücksichtigt (Geschwindigkeit – 2D), was eine Voraussetzung für die Simulation von Aufweitungen darstellt.

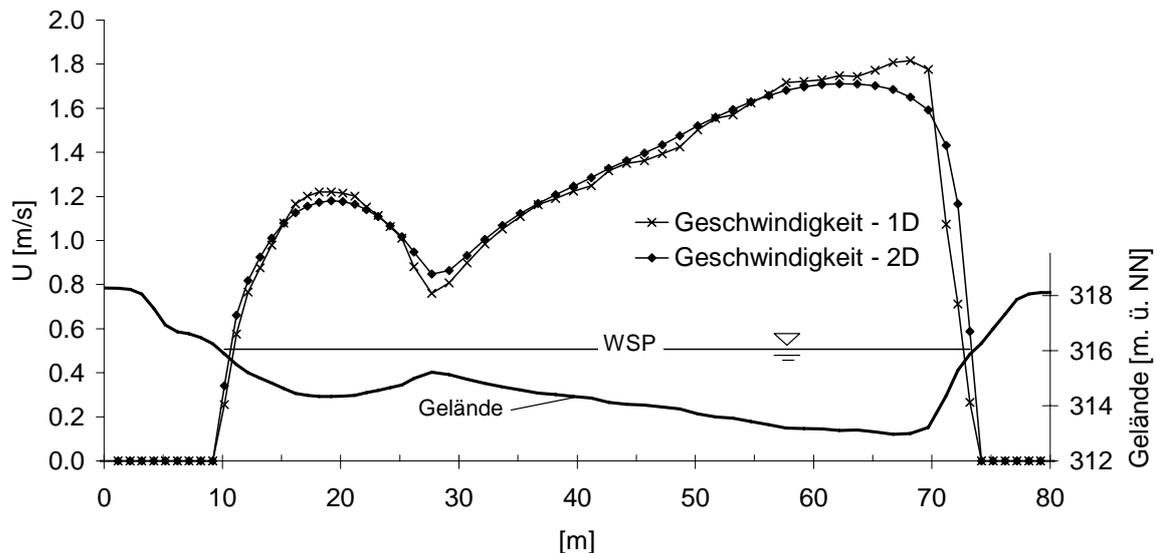


Abb. 7-2: Vergleich der 1D- und 2D-Geschwindigkeitsverteilung

Nach der hydraulischen Berechnung der einzelnen Querschnitte erfolgt die Berechnung der Geschiebetransportkapazität (Abb. 7-3). Für die 2D-Querschnitte erfolgt zunächst die Bestimmung des Transportbeginns für die einzelnen Querschnittsknoten unter Berücksichtigung der jeweiligen Böschungsneigung. Anschließend werden die Transportraten ermittelt und in Längs- und Querrichtung  $g_{B,x}$  und  $g_{B,y}$  aufgeteilt. Aus den Längskomponenten  $g_{B,x}$  wird der Gesamttransport  $G_{B,x}$ , welcher an die folgenden Querschnitte weitergegeben wird, ermittelt. Die hierbei verwendeten Methoden entsprechen den in Kapitel 5 vorgestellten Ansätzen. Für die 1D-Querschnitte wird lediglich die Gesamttransportrate  $G_{B,x}$  berechnet.

Die Berechnung der Sediment-Kontinuitätsgleichung erfolgt querschnittsweise, wobei jeweils der Gesamttransport  $G_{B,x}$  des vorhergegangenen Querschnitts verwendet wird, welcher je nach Querschnittstyp 1D oder 2D bestimmt worden ist. In 1D-Querschnitten ergibt sich eine über die bewegliche Sohlbreite konstante Sohleintiefung oder Anlandung. In den 2D-Querschnitten kann sich jeder Querschnittsknoten separat verformen. Hierzu wird die Sediment-Kontinuitätsgleichung knotenweise gelöst, wobei hierfür der Gesamttransport  $G_{B,x}$  des vorangegangenen Querschnitts wieder auf die einzelnen Berechnungsknoten des aktuellen Querschnitts aufgeteilt werden muss (Abb. 7-3). Die Aufteilung des vom oberstrom ankommenden Geschiebestroms  $G_{B,x\text{-oberstrom}}$  auf die benötigten Knotengrößen  $g_{B, x\text{-oberstrom}}$  erfolgt anhand der Transportraten  $g_{B, x}$  der einzelnen Knoten (Gl. 7-2), oder falls sich für  $G_{B,x}$  in einem Querschnitt Null ergibt, anhand der Verteilung der Shields-Parameter.

$$g_{B,x\text{-oberstrom}} = g_{B,x} \frac{G_{B,x\text{-oberstrom}}}{G_{B,x}} \left[ \frac{\text{kg}}{\text{ms}} \right] \quad \text{Gl. 7-2}$$

Nachgeschaltet wird noch ein einfacher Böschungsbruchalgorithmus auf Basis des Reibungswinkels des Materials, um Rutschungen des trockenen Böschungsbereichs und damit eine Benetzung der anschließenden Knoten zu ermöglichen.

Um bei kurvigen Gewässergeometrien entsprechende Sekundärströmungseffekte überschlüssig zu berücksichtigen, kann in der Hydraulik der Dispersionsterm  $D_{uv}$  verwendet werden. In der Bestimmung der Transportrichtung lässt sich hier ebenfalls auf die in Kap. 5.4 aufgeführten Zusammenhänge zurückgreifen. Der Radius wird hier für jedes Querprofil fix vorgegeben und z. B. aus Luftbildern oder Karten herausgemessen. Mäanderentwicklungen mit einhergehenden Veränderungen in der Anströmrichtung und einer Laufverlängerung können nicht simuliert werden.

Jeder Querschnitt wird in der 1D<sup>2</sup>-Simulation einzeln betrachtet. Dies bedeutet, dass die Geschwindigkeitsverteilung und auch die Verteilung des Geschiebetransportes in einem vorangegangenen Querprofil nicht in die Berechnung des folgenden Querprofils einfließt. Es wird hier angenommen, dass die qualitative Verteilung des vorangegangenen Querschnitts der Situation des aktuellen entspricht.

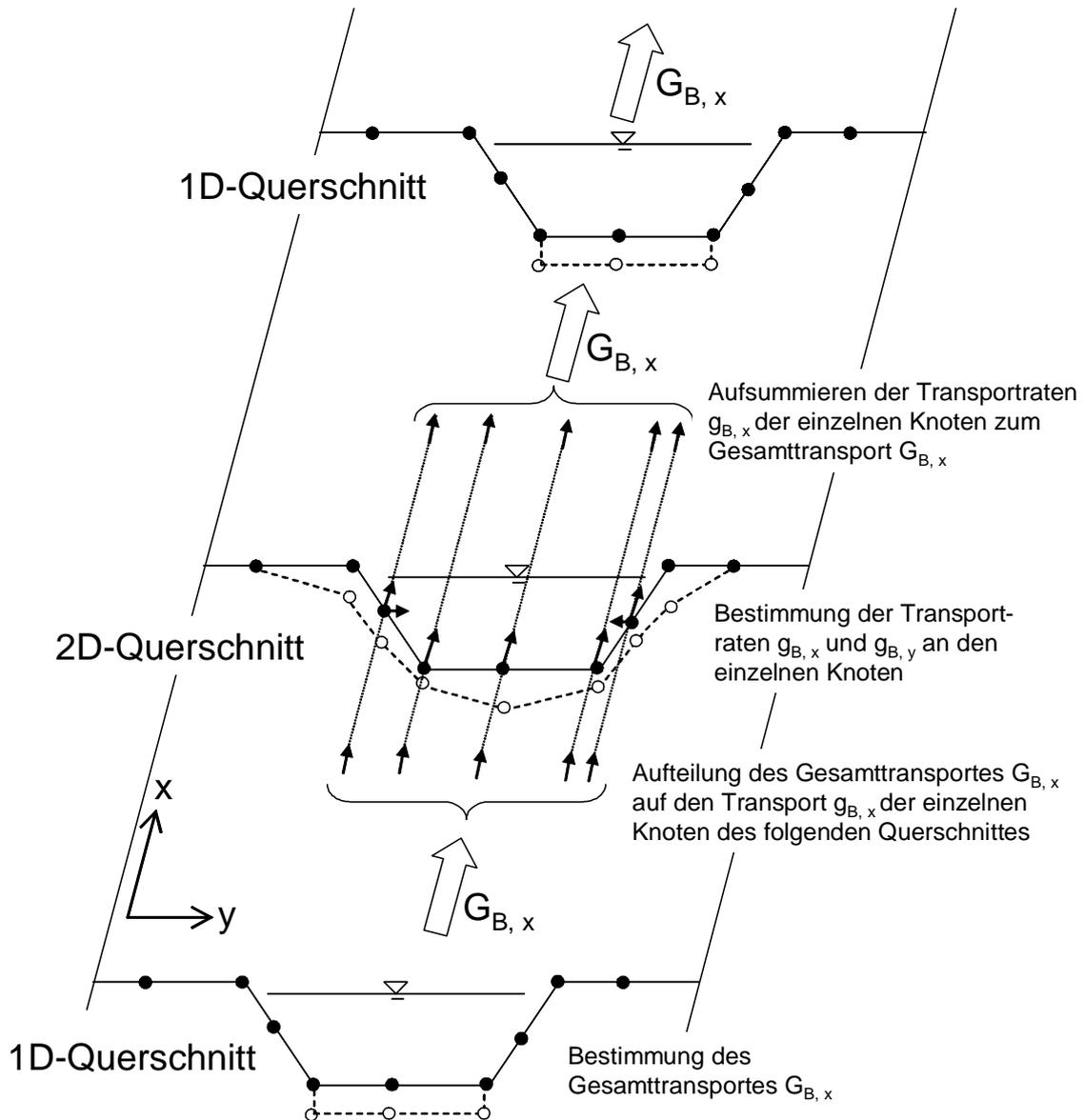


Abb. 7-3: Zusammenspiel von 1D- und 2D-Querschnitten

Letztendlich kann ein Querschnitt auch für sich allein eingesetzt werden, sozusagen um Aufweitungen unter Normalwasser-Verhältnissen, z.B. bei sehr langen Strecken, zu berechnen. Hierfür wird ein einzelner 2D-Querschnitt verwendet. Das Gefälle wird als Randbedingung vorgegeben, die Fließtiefe ergibt sich aus der Kontinuitätsbedingung. Für den Geschiebetransport in Fließrichtung  $g_{B,x}$  werden ausgeglichene Verhältnisse (Eintrag = Austrag) angenommen. In der Geschiebekontinuitätsgleichung wird daher lediglich der Quertransport  $g_{B,y}$  berücksichtigt. Es kommt zu einer volumenkonstanten Umformung des Materials im Querschnitt.

### 7.3 Vergleich mit vollständiger 2D-Simulation und phy. Modellversuchen

Unter dem Namen „Weiches Ufer“ werden im Auftrag der bayrischen Wasserwirtschaftsverwaltung an der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (VAO) der TU München seit 1999 umfangreiche physikalische Modellversuche zur Eigenentwicklung voralpiner Fließgewässer durchgeführt (Aufleger *et al.*, 2005). Deren Messergebnisse eignen sich aufgrund der Großmaßstäblichkeit besonders für den Vergleich mit numerischen Modellen.

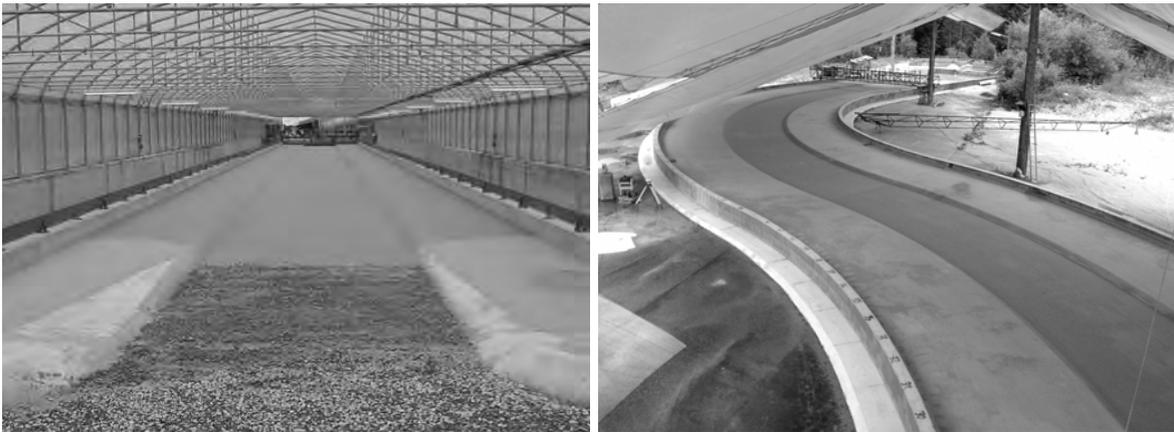


Abb. 7-4: Physikalischer Modellversuch in der Geraden und in der Krümmung

Für einen Vergleich wurden zwei Versuchsergebnisse der geraden Versuchsstrecke (Tab. 7-1) und der Versuch KV1 in der S-Kurve (siehe auch Kap. 6) ausgewählt. Die Versuche besitzen im Ausgangszustand ein Trapezprofil mit einer Böschungneigung von 1:2. Der verwendete Modellsand hat einen mittleren Korndurchmesser von 1,2 mm. Als Rauheit hat sich für diesen Modellsand  $k_s = 2d_m$  bewährt.

Tab. 7-1: Kenngrößen der beiden ausgewählten physikalischen Modellversuche

	„Isar – V5“		„Isar – V7“	
	Modell	Natur	Modell	Natur
Modellmaßstab	1:20		1:15	
Länge	72 m	1440 m	90 m	1350 m
Sohlgefälle	0,85 ‰		0,85 ‰	
Ausgangssohlbreite	3,25 m	65 m	4,33 m	65 m
Höhe des Ufers	13,3 cm	2,67 m	17,8 cm	2,67 m
Abfluss (konstant)	243,2 l/s	435 m <sup>3</sup> /s	499 l/s	435 m <sup>3</sup> /s
Versuchsdauer	161 h	30 d	247,9 h	40 d

- gerader Modellversuch „Isar - V5“

Der in der Arbeit von *Schmautz (2003)* verwendete Modellversuch „Isar-V5“ wurde zu Testzwecken ebenfalls mit dem hier vorgestellten  $1D^2$ -Modell simuliert. Für Details zu diesem Modellversuch und für die Parameterseinstellung der Simulation wird auf *Schmautz (2003)* verwiesen. Die Parametereinstellungen im  $1D^2$ -Modell sind aus den 2D-Einstellungen übernommen.

Die  $1D^2$ -Ergebnisse sind zusammen mit den physikalischen Messungen und den 2D-Ergebnissen aus *Schmautz (2003)* in Abb. 7-5 und Abb. 7-7 im Modellmaßstab verglichen. Für die  $1D^2$ -Simulation wurden hier 26 Querschnitte verwendet. Die angegebenen Breiten sind in der halben Profilhöhe des Ausgangszustandes über der jeweils aktuellen mittleren Sohlage abgegriffen.

Die Rechenzeit betrug in der  $1D^2$ -Simulation rund eine Minute. Die Rechenzeit des Voll-2D-Modells lag im Bereich mehrerer Stunden. Die Resultate des hier vorgestellten  $1D^2$ -Verfahrens zeigen gute Übereinstimmungen mit den Messungen.

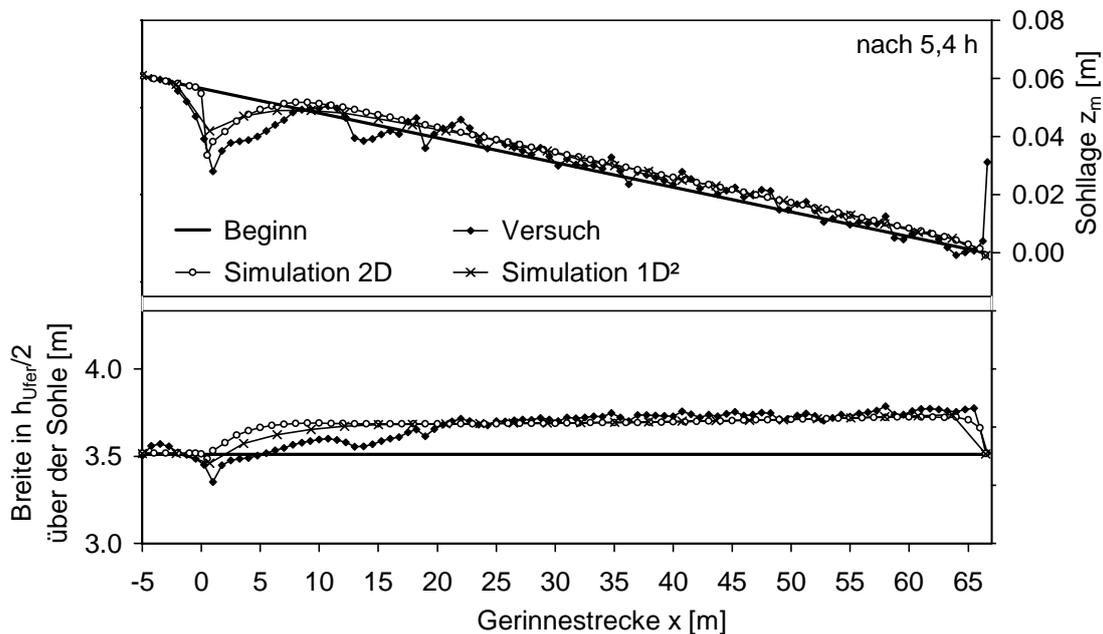


Abb. 7-5: „Isar“- Vergleich zwischen den Messerergebnissen, der 2D-Simulation (aus *Schmautz, 2003*) und der  $1D^2$ -Simulation

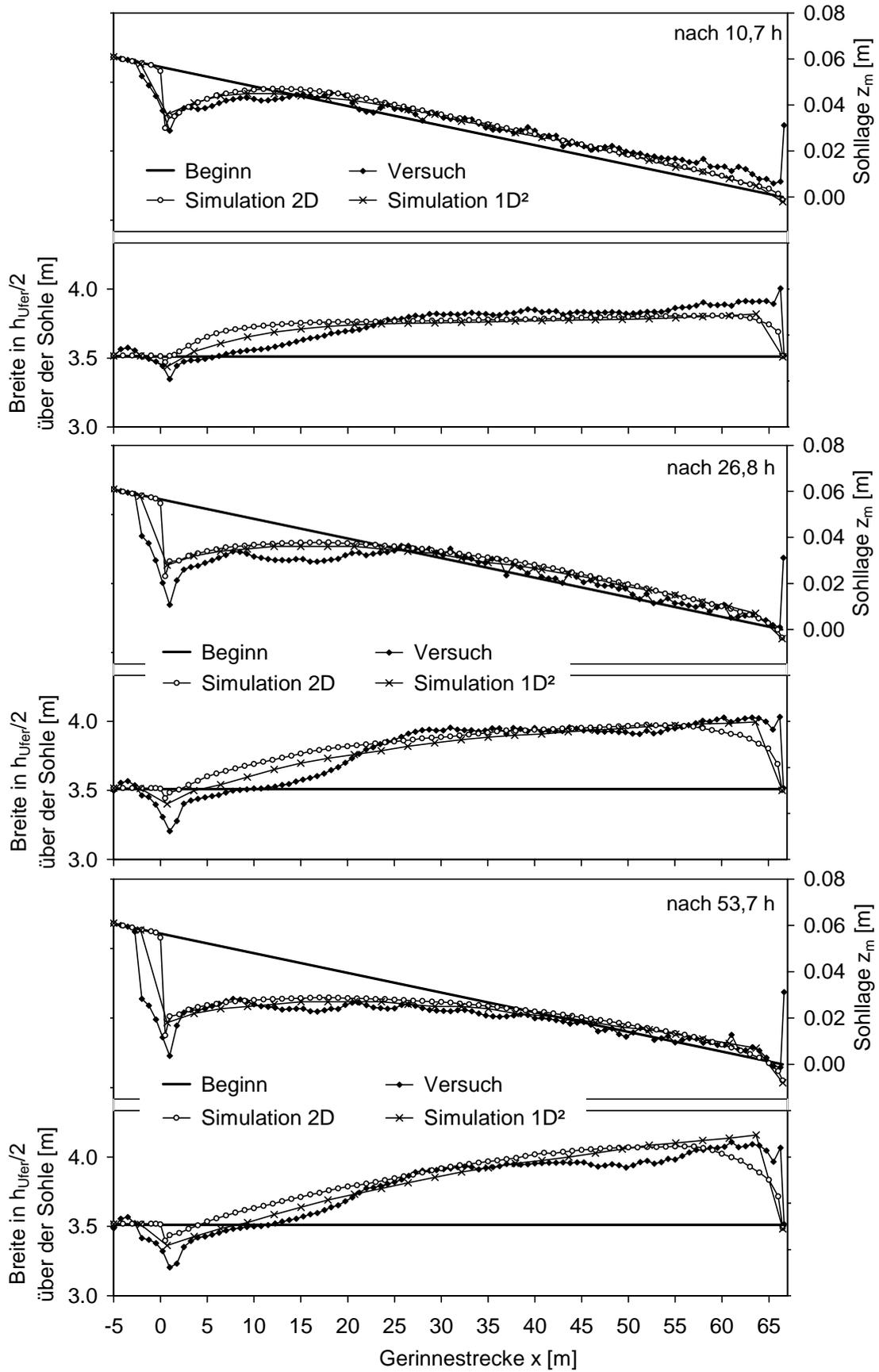


Abb. 7-6: "Isar"- Vergleich zwischen den Messerergebnissen, der 2D-Simulation (aus Schmutz, 2003) und der 1D<sup>2</sup>-Simulation

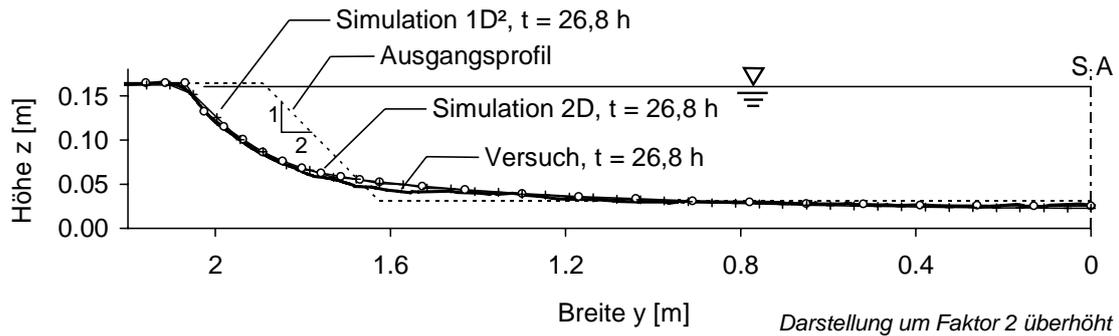


Abb. 7-7: „Isar“- Vergleich zwischen den Messergebnissen, der 2D-Simulation (aus Schmutz, 2003) und der 1D<sup>2</sup>-Simulation – Profil bei  $x=35$  m

#### - gerader Modellversuch „Isar – V7“

Unter Beibehaltung des Versuchssandes mit  $d_m = 1,2$  mm liegt hier aufgrund des größeren Maßstabes (M 1:15) eine höhere Sohl- und Böschungsbelastung als bei Versuch „Isar – V5“ vor. Für Details zu diesem Modellversuch wird auf den entsprechenden Versuchsbericht (Strobl et al., 2004) verwiesen.

Die Entwicklung der mittleren Sohlagen und der Breiten sind für verschiedene Zeitpunkte in Abb. 7-9 und Abb. 7-10 umgerechnet in Naturgrößen dargestellt. In Abb. 7-11 sind dagegen Querprofile verschiedener Längspositionen nach 40 Tagen verglichen. Die 1D<sup>2</sup>-Simulationsergebnisse zeigen gute Übereinstimmungen sowohl in Bezug auf die Entwicklungsgeschwindigkeit als auch auf den Endzustand nach 40 Naturtagen. Bei Vergleich der Abb. 7-9 bis Abb. 7-11 fallen vor allem die Abweichungen bis  $x = 300$  m auf.

In Abb. 7-8 sind im Einlaufbereich an der linken und rechten Berandung ausgeprägte Tiefenrinnen erkennbar (siehe auch Querprofil  $x = 0$  m in Abb. 7-11). Diese kommen vermutlich durch besondere Turbulenzerscheinungen und Anströmbedingungen am Modelleinlauf zustande, welche eine erhöhte Sohlbeanspruchung verursachen. Im numerischen Modell konnten die tiefen Kolke und Sohlerosionen nach dem mit Steinen belegten Einlaufbereich nur nachvollzogen werden, in dem bei Querschnitt  $x = 0$  m die kritische Sohlschubspannung künstlich herabgesetzt wurde. Ansonsten mussten keinerlei Kalibrierungen vorgenommen werden. Alle Einstellungen bezüglich der verwendeten Transportfunktion, der Rauheiten und der anderen Parameter wurden unverändert übernommen.



Abb. 7-8: Einlaufbereich nach 40 Tagen (Natur) bzw. 247,9 h (Modellzeit)

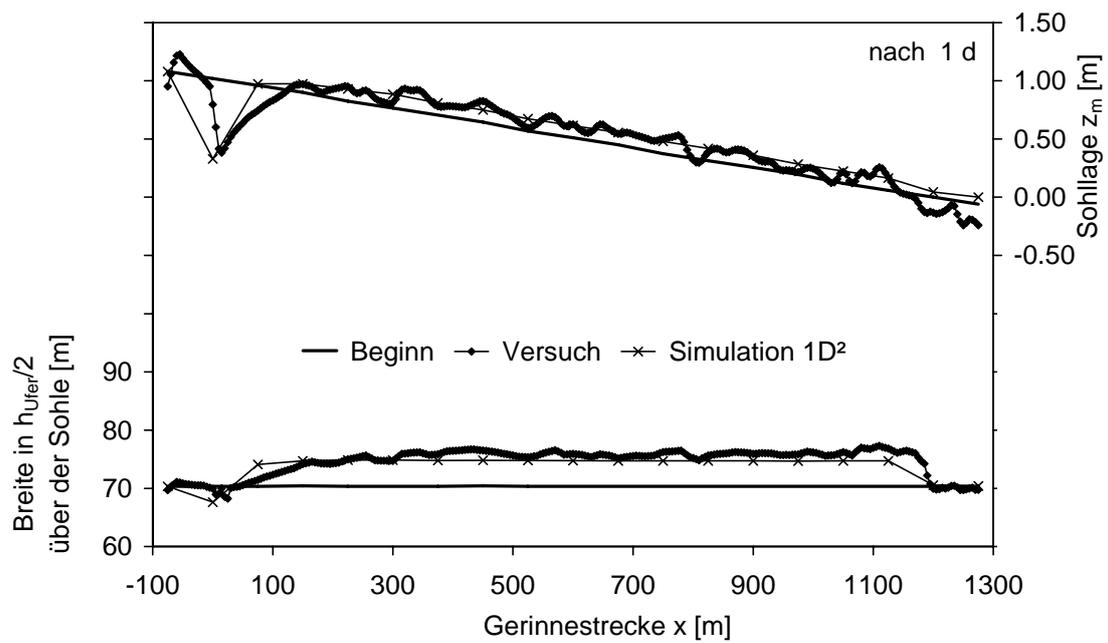


Abb. 7-9: Entwicklung der Sohllagen und Breiten (Angaben in Naturgrößen)

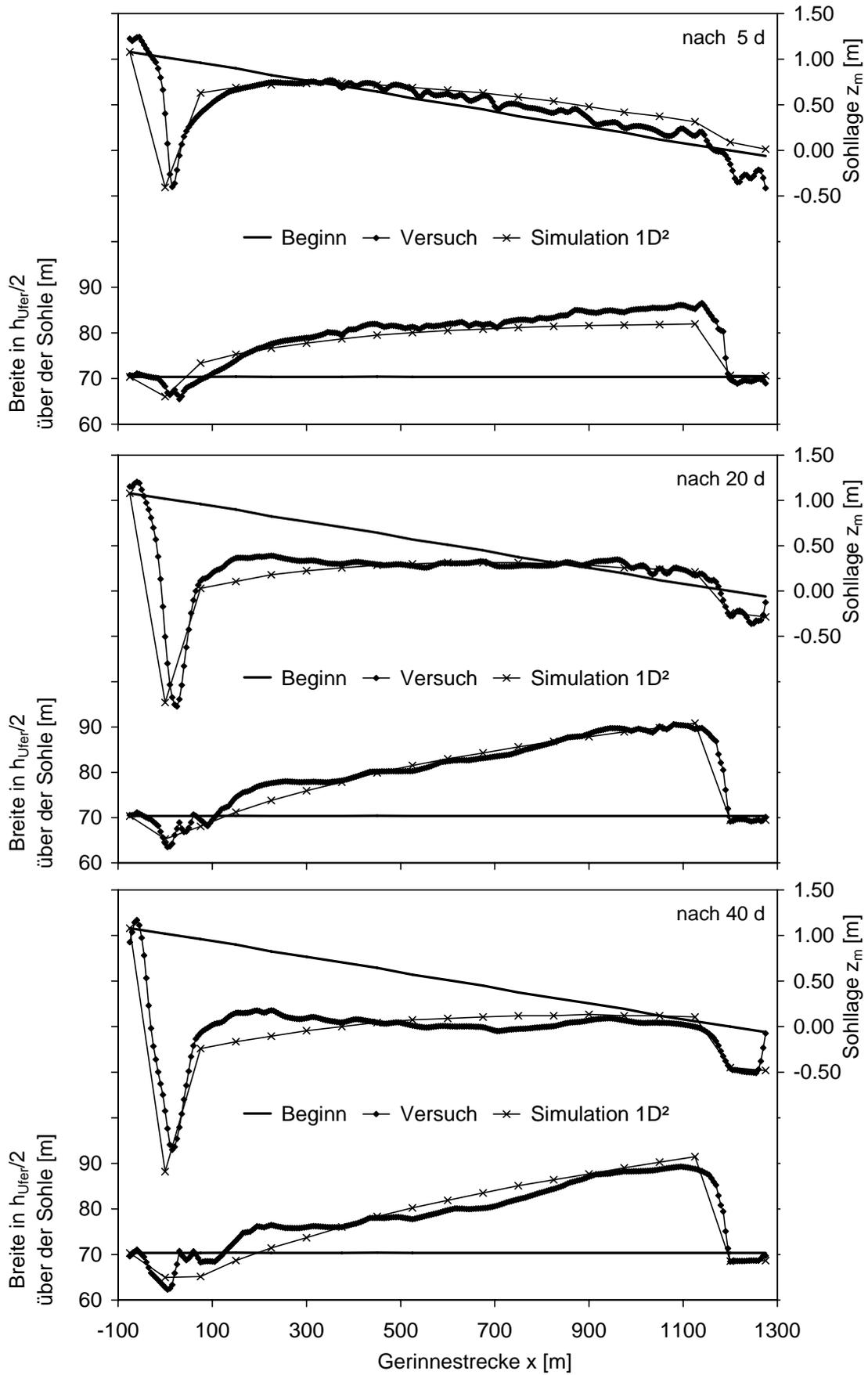


Abb. 7-10: Entwicklung der Sohllagen und Breiten (Angaben in Naturgrößen)

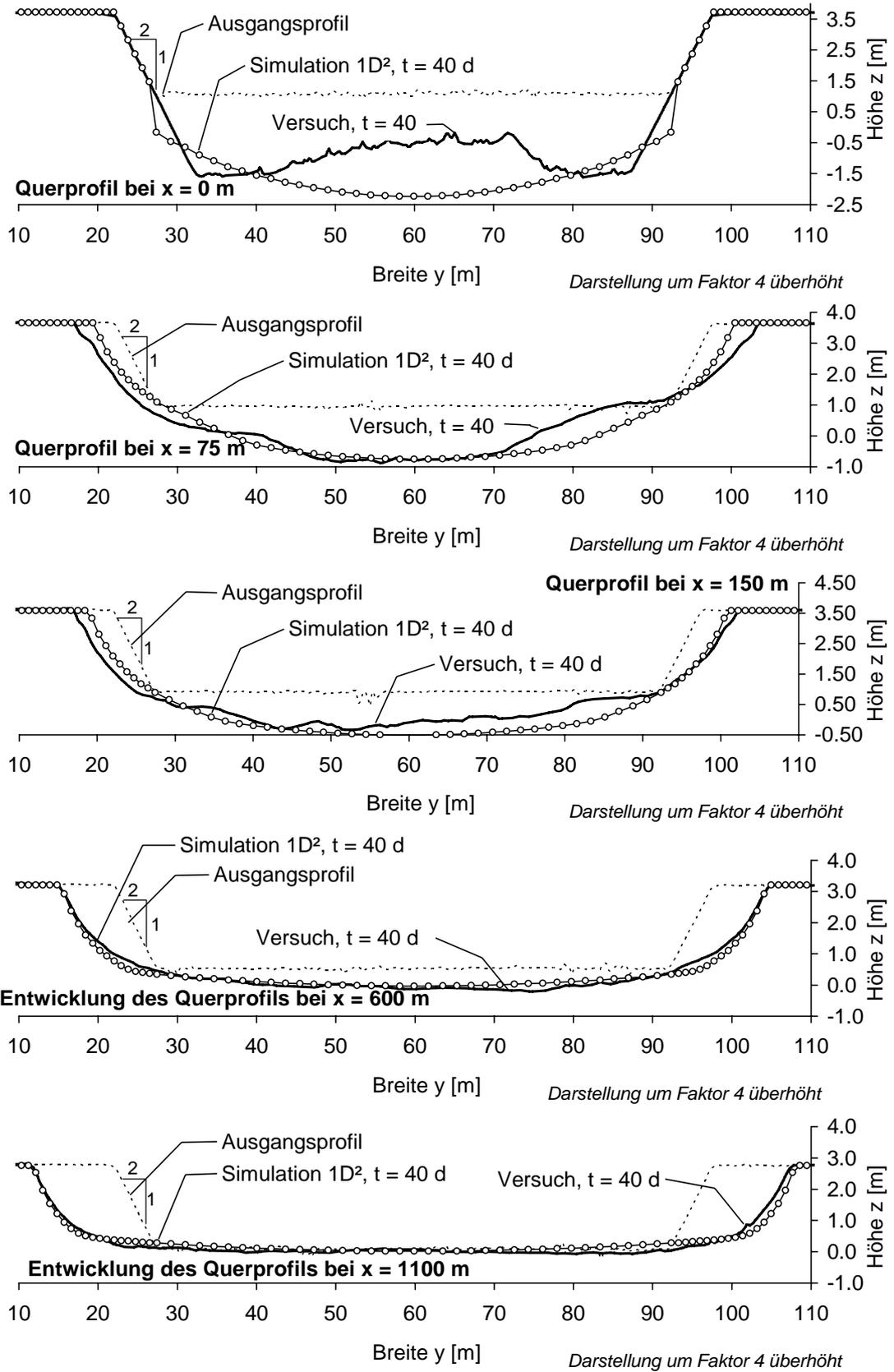


Abb. 7-11: Querprofilentwicklung nach 40 Tagen (Angaben in Naturgrößen)

Die beiden Tiefenrinnen im Randbereich des Einlaufs führen zu einer leichten Konzentration des Abflusses in diesen Bereichen und somit auch in den angrenzenden Profilen weiter unterstrom zu einem erhöhten Böschungsangriff. Bei Profil  $x = 75$  m sind z.B. im physikalischen Modell flachere Böschungen als in der Simulation zu erkennen. Ebenso ist die Sohle gerade im oberen Modellbereich etwas ungleichmäßiger („welliger“) als in den Querschnitten weiter Unterstrom. Dies könnte auf turbulenzgetriebene Sekundärströmungen zurückzuführen sein, welche verstärkt am Einlauf auftreten. Aus diesem Gedankengang wurde eine weitere Simulation durchgeführt, und die dimensionslose Diffusivität  $e^*$ , welche als Multiplikator die Größe der Wirbelviskosität bestimmt, in den ersten Profilen nach dem Einlauf auf einen Wert von 5 anstelle von 0,6 gesetzt. In der Literatur wird diese Größe oft als Kalibrierkonstante verwendet, um Strömungsbereiche mit erhöhten Sekundärströmungseffekten und Turbulenzen im 2D-Modellen nachzubilden. In Folge dieser Erhöhung kommt es im Böschungsbereich zu höheren Geschwindigkeiten und zu einer Reduzierung im Hauptgerinne. Die Strömung wird jetzt verstärkt von der Böschung gebremst. Wie vermutet, kommt es in der Simulation im Einlaufbereich zu größeren Breiten bei gleichzeitiger geringerer Sohlerosion (vgl. Abb. 7-12). In der Querprofilentwicklung zeigt die Simulation nun ähnlich flache Böschungen als das physikalische Modell (vgl. Abb. 7-13).

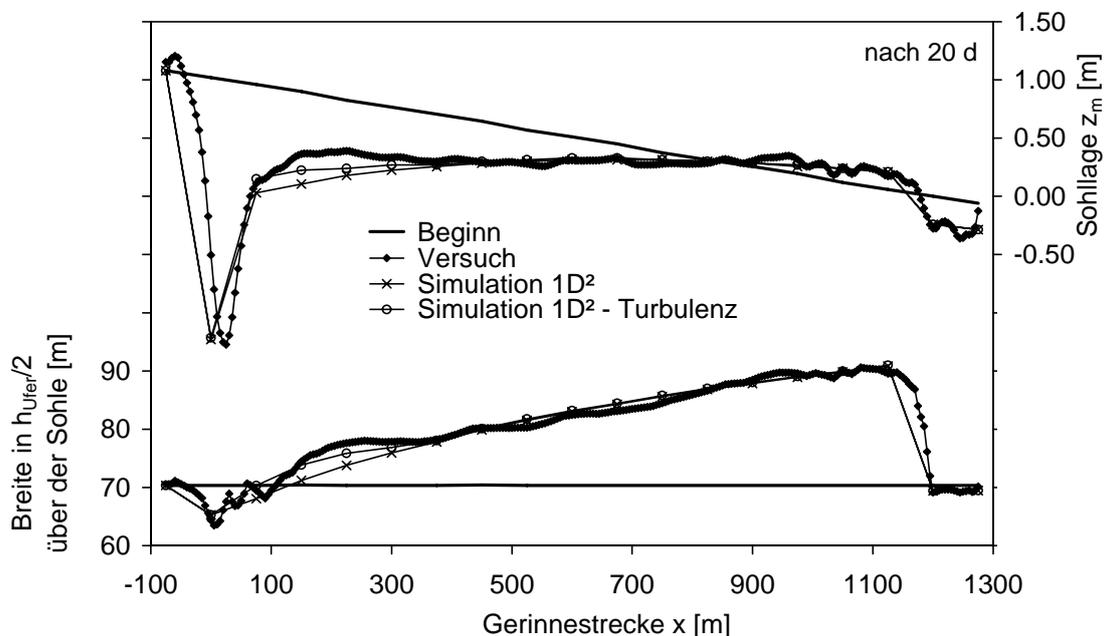


Abb. 7-12: Auswirkungen auf die Breiten- und Sohlagenentwicklung im Einlaufbereich bei verstärkter Turbulenz im Einlaufbereich (Angaben in Naturgrößen)

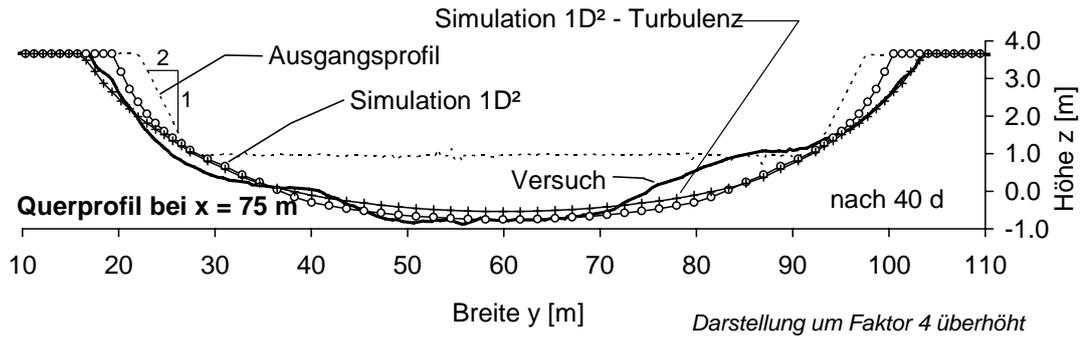


Abb. 7-13: Auswirkungen verstärkter Turbulenz auf die Querschnittsprofilbildung (Angaben in Naturgrößen)

- gekrümmter Modellversuch „Isar – KV1“

Der hier verwendete Modellversuch wurde im Kapitel 6 bereits vorgestellt. In der 1D<sup>2</sup>-Simulation wurden zur Berücksichtigung der Sekundärströmung zum einen der Dispersionsterm  $D_{uv}$  in der Hydraulik und zum anderen die Richtungsänderung der Geschiebetransportrichtung aufgrund der Sekundärströmung im Morphologieteil eingefügt. Hierfür wird für jeden Querschnitt eine Radieninformation benötigt, welche vor der Simulation jedem Querschnitt fest zugeteilt wurde. Der jeweils verwendete Radius stammt aus den geometrischen Abmessungen des Modellversuchs und wurde für die Verwendung in den Korrekturtermen entsprechend den in Kap. 4.3.3 vorgestellten Überlegungen modifiziert (siehe auch Abb. 4-19).

Abb. 7-14 zeigt die gemessene Breitenentwicklung nach 107,3 Modellstunden (20 Naturtagen), die 1D<sup>2</sup>-Simulation und die 2D-Simulation allerdings ohne jeglicher Sekundärströmungskorrekturen. Die angegebenen Breiten sind 3 cm unter dem Vorlandniveau ermittelt. Die mittlere Sohlage wird zwischen diesen Böschungspunkten gemittelt und stellt eine Art Profilhöhenlage dar.

Die typische Prallufer–Furt–Prallufer-Entwicklung wird auch in der tiefengemittelten 2D-Simulation nicht zufrieden stellend abgebildet, wenn hier keine Sekundärströmungskorrekturen verwendet werden. Die 1D<sup>2</sup>-Simulation zeigt im Vergleich zur 2D-Simulation sogar die bessere Abschätzung der Breitenzunahme. Auffällig ist allerdings, dass die maximalen Breiten in der Messung und der 2D-Simulation jeweils kurz nach der Kurve bzw. im Kurvenauslauf aufgrund des hier erhöhten Wasserspiegellängsgefälles an der Kurvenaußenseite auftreten. Dieser Effekt wird in der 1D<sup>2</sup>-Simulation nicht abgebildet. Hier kommt es sofort nach der Kurve zu einem

Einbruch der Breitenentwicklung. Beim Vergleich der mittleren Profilhöhenlage in Abb. 7-15 zeigt die 1D<sup>2</sup>-Simulation ebenfalls in der Tendenz die etwas besseren Übereinstimmungen. Hingegen kommt es bei der Talwegentwicklung (Abb. 7-16) in der 1D<sup>2</sup>-Simulation zu einer ungenügenden Kurvenkolkentwicklung. Diesen Effekt kann offenbar das 2D-Modell selbst ohne Sekundärströmungskorrekturen besser abbilden. In der Abb. 7-17 ist ein Querprofil an der Längsposition  $x = 69$  m dargestellt. Die Messung zeigt die größten Pralluferverschiebungen, die 2D-Simulation (ohne Sek.-Korrekturen) dagegen die geringsten. Auffällig ist die große Geschiebeanlandung an der Kurveninnenseite, welcher die Strömung zusätzlich an die Außenseite drängt. Diese Ablagerungen treten in der 1D<sup>2</sup>-Simulation und der 2D-Simulation (ohne Sek.-Korrekturen) nur in wesentlich geringerem Ausmaß auf.

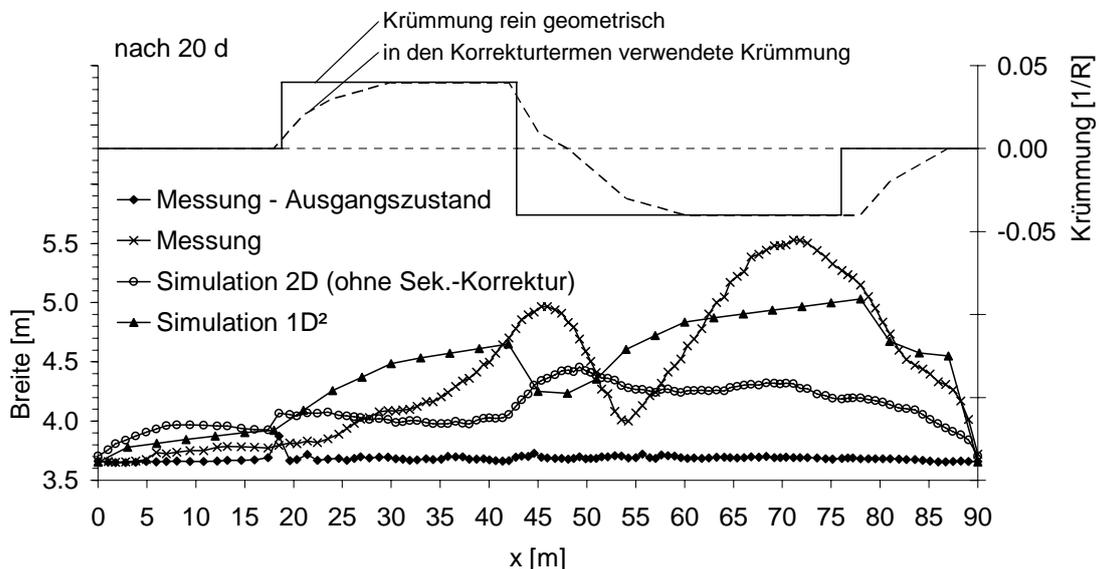


Abb. 7-14: Breitenentwicklung nach 20 Naturtagen (= 107,3 h Modellzeit)

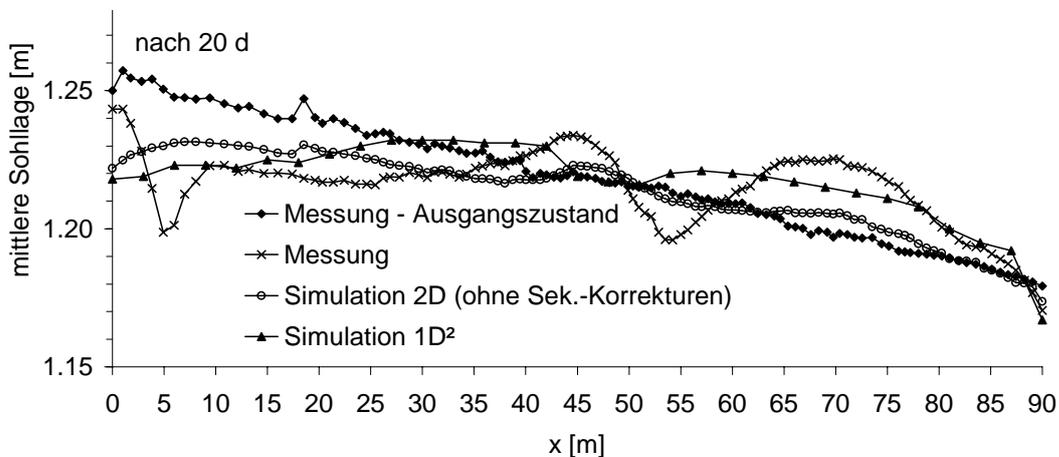


Abb. 7-15: Sohllagenentwicklung nach 20 Naturtagen (= 107,3 h Modellzeit)

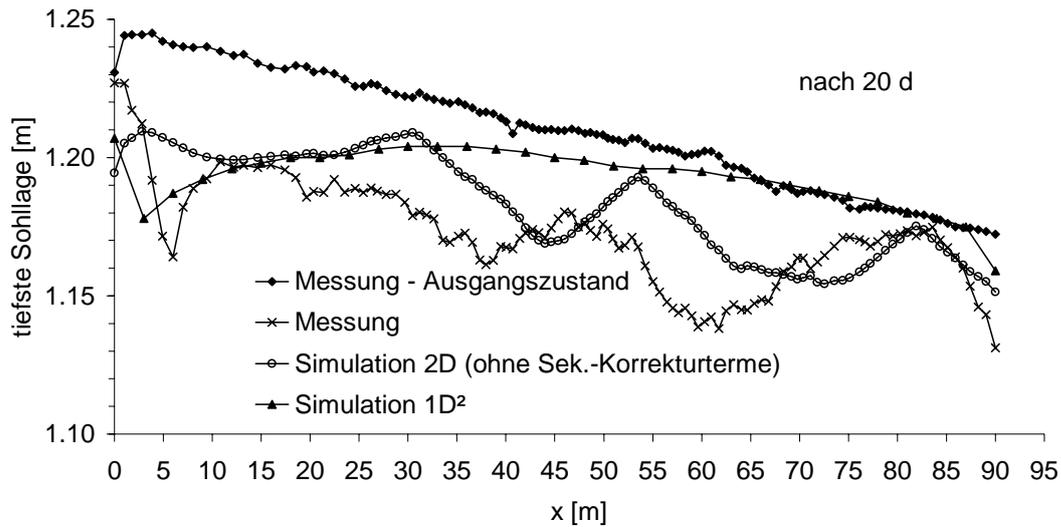


Abb. 7-16: Talweg nach 20 Naturtagen (= 107,3 h Modellzeit)

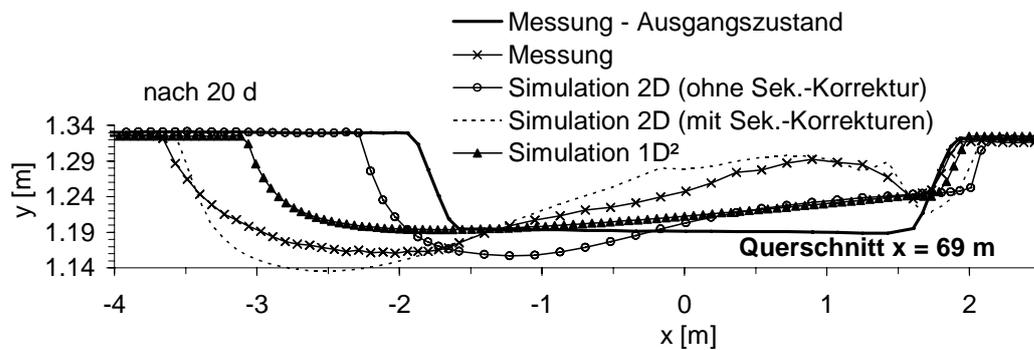


Abb. 7-17: Querprofilvergleich für  $x = 69$  m nach 20 Naturtagen (= 107,3 h Modellzeit)

Diese Gleituferablagerungen kommen durch zwei Prozesse zustande, welche in Abb. 3-2 und dem entsprechenden Kapitel bereits skizziert wurden. Am Kurveneingang (QS 2 in Abb. 3-2) kommt es zunächst zu einer Verlagerung der größten Sohlbeanspruchung an die Kurveninnenseite. Der Ort der maximalen Sohlbelastung wandert in Fließrichtung gesehen langsam an die Pralluferseite mit einem Maximum am Kurvenausgang. Dort kommt es zum größten Uferangriff (QS 5 und QS 6 in Abb. 3-2). Die Transportraten an der Kurveninnenseite nehmen in Fließrichtung ab (Vgl. QS 3 -> QS 4 in Abb. 3-2). Durch diese Übersättigung kommt es dort zu Ablagerungen aus dem Längstransport (a) des Geschiebes. Diese Ablagerungen haben zunächst nichts mit der Sekundärströmung zu tun und können auch in einem 2D-Modell ohne weitere Sekundärströmungskorrekturen beobachtet werden. Die Sekundärströmungen sorgen hingegen dafür, dass es auch zu einem Materialquertransport zur Gleituferseite hin kommt (b). Dieser Quertransport wird auch in dem  $1D^2$ -Modell berücksichtigt. Die Ablagerungen aus der Übersättigung des Längs-

transportes können jedoch nicht simuliert werden, da die Querverteilung des in den einzelnen Profilen ankommenden Geschiebes aufgrund der 1D-Betrachtung in Längsrichtung verloren geht und als Verteilungsfunktion daher auf die lokalen Strömungsverhältnisse im Querschnitt zurückgegriffen wird. Bei den hier dargestellten Ergebnissen des 2D-Modells dagegen kommen die Ablagerungen an der Gleituferseite aufgrund des Längstransportes zustande und nicht aus dem sekundärströmungsgetriebenen Quertransport.

Betrachtet man mit diesem Hintergrund nochmals die Querprofilardarstellung in Abb. 7-17, sind in beiden Simulationen die Gleituferablagerungen zu gering im Vergleich zur Messung. Beide Simulationen produzieren allerdings Ablagerungen, jedoch aufgrund verschiedener Prozesse. In der 1D<sup>2</sup>-Simulation ist die Ursache dafür der Quertransport aus der Sekundärströmung, in der 2D-Simulation (ohne Sek.-Korrekturen) dagegen kommen diese Ablagerungen aus dem übersättigten Längstransport zustande. Nur eine Überlagerung beider Effekte in der 2D-Simulation mit Sekundärströmungskorrekturen führt zu ähnlich großen Ablagerungen wie in der Messung (siehe Kap. 6).

#### **7.4 Diskussion der vereinfachten Simulationsmethode**

Das hier vorgestellte 1D<sup>2</sup>-Verfahren ist im Pre- und Postprocessing im Vergleich zu 2D-Verfahren einfach zu handhaben. Die Rechenzeiten sind im Vergleich zu einer 2D-Berechnung minimal, was besonders den Einsatz in der Praxis bei Vorüberlegungen und Variantenvergleichen interessant macht. Die morphologischen Prozesse in gestreckten, sich im Geschiebedefizit befindenden Flussabschnitten werden gut abgebildet. Die Vergleiche mit den Modellversuchen bestätigen dies. Die Simulation von kurvigen Flussabschnitten ist dagegen mit starken Einschränkungen zu sehen. Hier werden die Schwächen der Methode deutlich sichtbar. Die Ergebnisse besonders in der Breitenentwicklung stimmen jedoch in der Tendenz besser mit den Messungen überein als 2D-Simulationsergebnisse ohne weitere Sekundärströmungskorrekturen. Die Qualität der 1D<sup>2</sup>-Ergebnisse hängt stark davon ab, ob die Annahme der Verteilung des in jedem Querschnitt ankommenden Geschiebes mit der tatsächlichen Verteilung übereinstimmt. Dies ist jedoch nur in geraden Strecken ohne ausgeprägte morphologische Strukturen wie alternierende Bänke der Fall. Abpflasterungsprozesse können aufgrund der Einkornbetrachtung nicht abgebildet werden.

## 8 Vereinfachte Abschätzung der Breitenentwicklung einer geraden Gewässerstrecke

### 8.1 Grundgedanke

Liefern numerische Simulationen von morphologischen Veränderungen in der Praxisanwendung derzeit mehr qualitative als belastbare quantitative Ergebnisse, so kann auch von einer einfach zu handhabenden Abschätzungen nicht erwartet werden, für einen Fluss eine belastbare metergenaue Angabe für die Breitenentwicklung zu geben. Das Zusammenspiel und die komplexen Abhängigkeiten der maßgebenden Eingangsgrößen, welche die Prozessentwicklung eines Flussabschnittes ohne Uferbefestigungen bestimmen, ist derart komplex, dass teils schon die Frage „Über welche Schraube lässt sich welches Rad drehen?“ Probleme bereitet. Immer wieder tauchen Simulationsergebnisse auf, welche mit unserem Ingenieurverständnis nicht zusammenpassen wollen.

Jede numerische aber auch physikalische Simulation von morphologischen Zusammenhängen stellt eine stark vereinfachte oft nur qualitative Modellierung dar. Viele Prozesse, wie Bewuchs oder im Lauf der Jahrzehnte im Uferbereich angelandete Feinsedimente, können derzeit weder im physikalischen noch im numerischen Modell befriedigend abgebildet werden. Die Interpretation und die Übertragung von Rechenergebnissen auf Maßnahmen in der Praxis setzen eine klare Vorstellung von morphologischen Prozessen voraus.

Die Bedeutung einer einfach zugänglichen Handrechnung liegt gerade in der Möglichkeit, die komplexen Zusammenhänge formelmäßig nachvollziehbar vor sich zu haben. Das Wissen, auf welcher Seite ein Parameter steht und in welcher Potenz, ist mitunter mehr wert, als ein nicht nachvollziehbares Simulationsergebnis, welches die eine oder andere Woche auf sich hat warten lassen.

### 8.2 Bestimmung der Endbreite nach *Schmautz (2003)*

Die grundsätzliche Idee des von *Schmautz (2003)* vorgestellten Verfahrens besteht darin, für einen geraden Flussabschnitt, welcher sich aktuell im Geschiebedefizit befindet, die sich mit eigendynamischer Aufweitung maximal einstellende Gewässerbreite  $b^*$  (= Breite in halber Fließtiefe) abzuschätzen. Das Verfahren entstand auf Basis einer numerischen Parameterstudie. Als wesentliche Eingangsparameter werden ein konstanter Abfluss  $Q$ , ein mittlerer Korndurchmesser  $d_m$ , der Geschiebeein-



sind. Wesentlich leichter abzuschätzen sind die Verhältnisse im Bereich der Flusssohle. Der Auswertung wurde daher ein Gedankenmodell zugrunde gelegt, nach dem die Situation im Uferbereich direkt verknüpft bzw. "angetrieben" ist von der Strömung im Sohlbereich und nicht im Detail bekannt sein muss.

Mit  $\theta_{m,U}$  wurde der über die Sohlbreite gemittelte Shields-Parameter nach Erreichen der Regime-Breite in einer Gleichgewichtsstrecke eingeführt.  $\theta'_{m,U} = k_2 \cdot \theta_{m,U}$  stellt den zugehörigen effektiven, d. h. transportwirksamen Shields-Parameter dar, wobei  $k_2$  eine Konstante in der Geschiebetransportformel Gl. 5-1 ist. Bei den Untersuchungen wurde  $k_2 = 0,94$  verwendet. Mit  $f_U$  wurde ein weiterer Parameter definiert (siehe Gl. 8-1), der das Verhältnis des effektiven Shields-Parameters zum für den Transportbeginn kritischen Wert im Sohlbereich beschreibt.

$$f_U = \frac{\theta'_{m,U}}{\theta_{crit}} \quad \text{mit} \quad \theta'_{m,U} = k_2 \cdot \theta_{m,U} \quad \text{Gl. 8-1}$$

Nach diesem Parameter  $f_U$  wurden von *Schmautz* verschiedenste Gewässergeometrien nach Erreichen einer stabilen Breite ausgewertet. Dieser Parameter gibt also an, um welchen Faktor die Bettbelastung im Sohlbereich über dem für den Transportbeginn kritischen Wert liegen darf, so dass im Böschungsbereich gerade kein Transport und somit auch keine weitere Aufweitung mehr stattfindet. Die Auswertung der Rechenergebnisse zeigte, dass dieser Parameter  $f_U$  maßgeblich vom Verhältnis Breite zu Fließtiefe  $b^*_{eq}/h_m$  abhängt ( $h_m$ : mittlere Fließtiefe im Hauptgerinne). In Abb. 8-2 ist dieser Zusammenhang als Diagramm dargestellt.

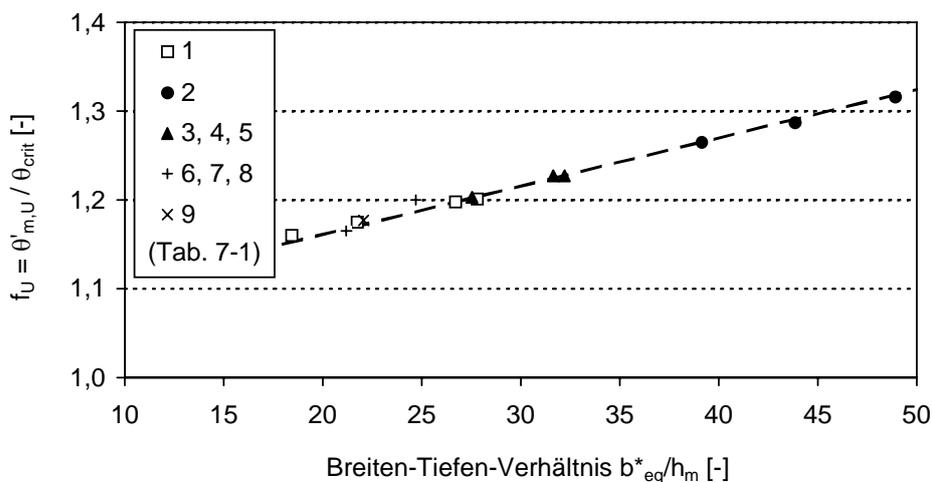


Abb. 8-2: Parameter  $f_U$  in Abhängigkeit des Breiten-Tiefen-Verhältnisses. Die Nummern stehen für unterschiedliche Gewässergeometrien (aus *Schmautz*, 2003)

Ein Gewässer ist hinsichtlich seiner Breitenentwicklung stabil, wenn der Shields-Parameter  $\theta'_{m,U}$  im Sohlbereich abhängig von  $b^*_{eq}/h_m$  eine bestimmte Größe annimmt. Gleichzeitig muss allerdings das Verhältnis  $b^*_{eq}/h_m$  auch die Abführung des Abflusses zulassen. Mit diesen zwei Bedingungen, einer Stabilitäts- und einer Abflussbedingung (hier Fließformel nach Strickler), leitet *Schmautz* auf analytischem Weg eine Bestimmungsgleichung (Gl. 8-2) für die Regime-Breite  $b^*_{eq}$  her. Da der Parameter  $f_U$  selbst wieder vom Verhältnis  $b^*_{eq}/h_m$  abhängt, ist eine iterative Berechnung erforderlich, wobei der entsprechende Wert für  $f_U$  aus Abb. 8-2 abgegriffen wird.

$$b^*_{eq} \approx \frac{1,04 \cdot Q I_0^{7/6}}{k_{Str} \rho^{5/3} d_m^{5/3} \theta_{m,U}^{5/3}} \quad \text{mit} \quad \theta_{m,U} = f_U \frac{\theta_{crit}}{k_2} \quad \text{Gl. 8-2}$$

Die hier berechnete Regime-Breite  $b^*_{eq}$  wird allerdings nur in theoretisch sehr langen Gewässerabschnitten erreicht und stellt eine Art oberen Grenzwert für die Breitenentwicklung dar. Ausnahmen bilden Strecken mit überhöhtem Geschiebeeintrag. Die tatsächliche Breite, die sich in einer begrenzten Aufweitungsstrecke einstellt, wird stark von den Randbedingungen beeinflusst.

Die Regime-Breite wird erreicht, wenn der Breitenentwicklung genug Zeit zur Verfügung steht. In einem Gewässerabschnitt mit Geschiebedefizit kommt es parallel zur Seitenerosion auch noch zu einer Sohlerosion mit einhergehender Reduzierung des Gefälles. Mit zunehmender Gefällereduktion verringert sich das Aufweitungspotential in der Strecke. Die Seitenentwicklung wird eingeschränkt. Es herrscht ein zeitlicher Wettlauf zwischen Seitenerosion und Sohlerosion. Ab einer bestimmten Gewässerlänge mit rückgebauten Ufern  $L_{UU}$  besitzt die Strecke aber eine so lange Anlaufstrecke, dass im unteren Streckenabschnitt in der ersten entscheidenden Breitenentwicklungsphase genug Material und Zeit zur Verfügung steht, um die Regime-Breite  $b^*_{eq}$  zumindest lokal zu erreichen. Für eine Strecke ohne Geschiebeeintrag wurde für die notwendige „Regime-Länge“  $L_{b^*_{eq}}$  eine Länge von rund 33- bis 36-mal der Regime-Breite  $b^*_{eq}$  ermittelt (*Schmautz, 2003*).

In einem letzten Schritt wird nun die tatsächlich **erreichte Breite  $b^*$**  über die beiden zuvor ermittelten Regimegrößen und der tatsächlich vorhandenen Länge  $L_{UU}$  mit rückgebauten Ufern ermittelt. Die erreichte Aufweitung kann für den Fall ohne Geschiebeeintrag und möglichen Rückstauinflüssen aus dem Unterwasser nach Gl. 8-3 ermittelt werden. Für die Berücksichtigung eines Geschiebeeintrags und von Rückstauinflüssen wird auf *Schmautz (2003)* verwiesen.

$$\frac{(b^* - b_0)}{(b_{eq}^* - b_0)} = \frac{L_{UU}}{L_{b^*eq}} \leq 1,0 \quad \text{mit} \quad b_0 = \text{Breite zu Beginn der Aufweitung} \quad \text{Gl. 8-3}$$

Mit diesem Verfahren kann allerdings nur die Endbreite für einen konstanten maßgebenden Abfluss ermittelt werden.

- Es werden keine Anhaltswerte für die Entwicklungsgeschwindigkeit und den Zeitpunkt des Erreichens dieser Breite ermittelt. In der Praxis ist dies jedoch oft eine wichtige Fragestellung, wenn es z.B. gilt, den Gehölzsaum sukzessive zurück zu nehmen oder die zeitgerechte Verlegung der Unterhaltswege zu planen.
- Auch die Wahl eines konstanten maßgebenden Abflusses ist schwierig und kann nur in entsprechenden Bandbreiten geschehen. Der Abfluss stellt aber in dem Handrechenverfahren eine entscheidende, sensitive Größe dar.
- Weiter können die gemachten Erfahrungen nach Durchlauf der ersten Hochwasserwelle und die Beobachtung der ersten aufgetretenen Aufweitungen nicht in das Handrechenverfahren zur Nach-Kalibrierung und zur Verfeinerung der Aussagekraft einfließen, da ja die Endbreite noch längst nicht erreicht ist.

Diese Überlegungen gaben Anlass, neben den Endbreiten auch Erosions- und Breitenentwicklungsgeschwindigkeiten einer Handrechnung zugänglich zu machen.

### 8.3 Abschätzung der Seitenerosionsraten

Mit Hilfe einer am numerischen Modell durchgeführten Parameterstudie wurde zunächst das Aufweitungsverhalten verschiedener Gewässergeometrien bezüglich der Aufweitungsgeschwindigkeit ermittelt. Untersucht wurden Gewässer im Regime-Zustand, das heißt bei gleichbleibendem Ausgangsgefälle  $I_0$ . Das Vorgehen entspricht der von *Schmautz (2003)* durchgeführten Parameterstudie zur Ermittlung der Endbreite  $b_{eq}^*$ , wobei nun die zeitliche Entwicklung der Erosionsraten bis zum Erreichen der Regime-Breite bei der Auswertung im Vordergrund stand.

Die Tab. 8-1 zeigt die in der Parameterstudie verwendeten Gewässergeometrien. Die Porosität und der Reibungswinkel des Materials wurden zunächst nicht variiert und konstant zu  $p = 0,34$  und  $\varphi = 37,5^\circ$  gesetzt. Ebenso wurden die in der numerischen Simulation verwendeten Parameter  $k_1$  und  $k_2$  der Geschiebetransportfunktion Gl. 5-1 mit den Werten  $k_1 = 7,3$  und  $k_2 = 0,94$  beibehalten. Wie in Kapitel 5.3 be-

schrieben, beeinflusst die Wahl des Ansatzes der Bewegungsrichtung des Geschiebes die Aufweitungsgeschwindigkeit. Hier wurde der gewichtete Ansatz der Bewegungsarten *springend/rollend* gewählt. Die rein springende Bewegungsart würde die Aufweitung verlangsamen, die rein rollende Bewegungsart beschleunigen (siehe Abb. 5-2).

Tab. 8-1: Parameterstudie – geometrische, hydraulische und morphologische Eingangsgroßen

Gewässer- Nummer	$I_0$ [‰]	$b_{\text{Sohle},0}$ [m]	$h_{\text{Ufer}}$ [m]	$b_{\text{Sohle},0}/$ $h_{\text{Ufer}}$ [-]	$d_m(k_s)$ [mm]	$h_{\text{normal}}$ [m]	Q [m <sup>3</sup> /s]
1	1,55	46	4	11,5			
a	"				41,5 (83)	3,60	653
b	"				48 (96)	3,80	700
c	"				36 (72)	3,32	570
d	"				52 (104)	3,80	692
e	1,55 - 2,00				32 (104)	3,49	600
f	2,00				27 (104)	3,25	600
g	3,00				37 (104)	2,89	600
2	0,85	65	2,67	24,3			
a	"				16 (32)	2,54	426
b	"				13,5 (27)	2,22	348
c	"				17 (34)	2,54	422
d	3,00				20 (40)	2,26	640
3	1,55	65	4	16,3	48 (96)	3,80	966
4	1,55	65	3,3	19,7	39 (78)	3,14	720
5	1,55	80	4	20,0	48 (96)	3,80	1175
6	0,5	46	4	11,5	14 (28)	3,80	479
7	1,0	46	4	11,5	29 (58)	3,80	607
8	2,0	46	4	11,5	63 (126)	3,80	760
9	1,55	11,5	1	11,5			
a	"				12 (24)	0,95	21,9
b	"				8 (20)	0,88	20
c	2,00				7 (20)	0,87	22

Das Verfahren soll mit Hilfe der aktuellen Gewässergeometrie, den morphologischen Parametern (u. a. mittlerer Korndurchmesser) und der aktuellen hydraulischen

Belastung die zu erwartende prozentuale Breitenzunahme pro Tag [-/d] liefern. Die Gewässergeometrie wird hierbei als Rechteckquerschnitt angenähert.

Eingang in die Berechnung finden folgende Parameter:

geometrische Parameter:

- $b_{m,0}$  - aktuelle Breite in halber Fließtiefe [m]
- $h_{\text{Ufer},0}$  - aktuelle Höhe der Uferböschung [m]
- $I_0$  - Gefälle [-], konstant

morphologische Parameter:

- $d_m$  - mittlerer, charakteristischer Korndurchmesser der Uferböschungen [m]
- $p$  - Porosität des Ufermaterials [-]

hydraulische Parameter:

- $Q$  - Abfluss [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
- $k_{\text{Str}}$  - Rauheitsbeiwert [ $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ]

Die Aufweitung erfolgt im Regimezustand bei konstantem Längsgefälle, dies bedeutet, dass es während der Aufweitung zu einer volumenkonstanten Umlagerung im Querschnitt kommt. Das erodierte Böschungsmaterial lagert sich in der Sohle ab und führt zu einer Sohlhebung (Abb. 8-3) und zu einer Reduzierung der Höhe der Ufer  $h_{\text{Ufer}}$ . Ausgehend von einem Rechteckprofil lässt sich die Sohlhebung bzw. die neue Uferhöhe über Gl. 8-4 ausdrücken, wobei  $b_{m,0}$  die Ausgangsbreite und  $b_{m,1}$  die neue, aktuelle Breite bezeichnet.

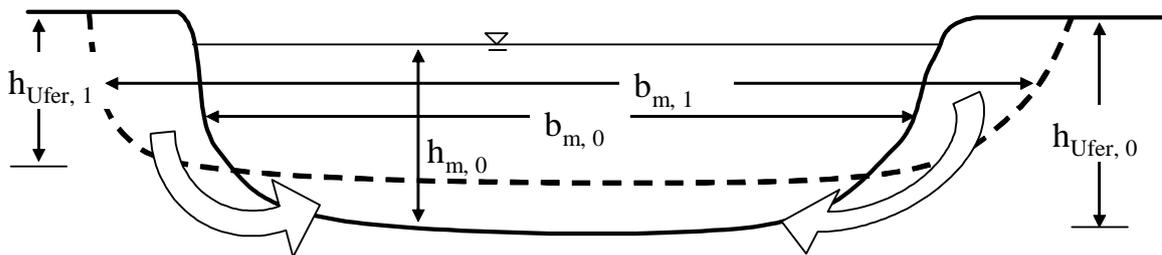


Abb. 8-3: idealisierte Materialumlagerung im Querprofil

$$h_{\text{Ufer},1} = \frac{h_{\text{Ufer},0} \cdot b_{m,0}}{b_{m,1}} \quad \text{Gl. 8-4}$$

Es wird angenommen, dass sich die Aufweitungsraten proportional zum Geschiebetransport verhalten. Dieser wird nicht in [ $\text{kg}/\text{ms}$ ], sondern über die Porosität als Vo-

lumenstrom in  $[m^3/md]$  ausgedrückt. Mit Hilfe der Transportformel Gl. 5-1 ergibt sich Gl. 8-5.

$$q_{B*} = \frac{24 \cdot 3600}{(1-p)} \sqrt{\rho' g d_m^3} k_1 (k_2 \theta - \theta_{crit})^{3/2} \quad [m^3/(md)] \quad \text{Gl. 8-5}$$

Der Shields-Parameter  $\theta$  im Sohlbereich lässt sich mit Hilfe der mittleren Fließtiefe bestimmen über

$$\theta = \frac{h_m I_0}{\rho' d_m} \quad [-] \quad , \quad \text{Gl. 8-6}$$

wobei die mittlere Fließtiefe  $h_m$  vereinfachend über die Strickler-Formel Gl. 8-7 abgeschätzt wird. In der verwendeten Formel wird der hydraulische Radius vereinfachend über die Fließtiefe ausgedrückt, um hier eine Iteration zu vermeiden. Die berechneten Fließtiefen sind aufgrund des fehlenden Uferreibungseinflusses etwas geringer. Dies wird über den Korrekturfaktor von 1,04 in der Gl. 8-7 korrigiert.

$$h_m = \left( \frac{1,04 \cdot Q}{k_{Str} \sqrt{I_0} b_m} \right)^{3/5} \quad [m] \quad \text{mit z.B. } k_{Str} \approx \frac{23}{d_m^{1/6}} \quad \text{Gl. 8-7}$$

Die Aufweitungsgeschwindigkeit ist weiter proportional zu den im Böschungsbereich anfallenden Geschiebemengen. Hier wird berücksichtigt, wie viele Kubikmeter Böschungsmaterial pro Meter Breitenentwicklung wegtransportiert werden müssen. Daher wird in das Verfahren die Böschungshöhe  $h_{Ufer}$  mit einbezogen und Gl. 8-5 durch  $h_{Ufer}$  dividiert. Von den Einheiten bleibt in der Gl. 8-8 noch  $[m/d]$ . Weiter wird die Gl. 8-5 mit der aktuellen Breite  $b_m$  dividiert, um die Aufweitung in  $[-/d]$  auszudrücken. Nach diesen Überlegungen zu den grundsätzlichen Zusammenhänge wird anhand der Ergebnisse einer numerischen Parameterstudie ein empirischer Proportionalitätsfaktor (vorderer Teil der Gl. 8-8) eingeführt. Für die Breitenzunahme  $\Delta b_m/b_m$  in  $[-/d]$  ergibt sich nun Gl. 8-8.

$$\frac{\Delta b_m}{b_m} = \frac{0,66}{(b_m/h_m)^{0,6}} \cdot \frac{24 \cdot 3600}{h_{Ufer} \cdot (1-p) \cdot b_m} \cdot \sqrt{\rho' g d_m^3} k_1 (k_2 \theta - \theta_{crit,Ufer})^{3/2} \quad [-/d] \quad \text{Gl. 8-8}$$

Der Klammerausdruck  $(k_2 \cdot \theta - \theta_{crit,Ufer})$  gibt die Belastungssituation wieder. Als Belastung  $\theta$  wird die Situation im Sohlbereich verwendet, da die Verhältnisse im Böschungsbereich einer Handrechnung kaum zugänglich sind. Entsprechend den Erfahrungen des unter Kap. 8.2 aufgezeigten Verfahrens wird für das Widerstandver-

halten nicht der herkömmliche kritische Shields-Wert  $\theta_{\text{crit}}$  von rund 0,05, sondern ein Wert  $\theta_{\text{crit,Ufer}}$  verwendet. Entsprechend der Abb. 8-2 wurde für den Parameter  $\theta_{\text{crit,Ufer}}$  ebenfalls ein vom Verhältnis  $b_m/h_m$  abhängiger linearer Zusammenhang gewählt und entsprechend der Simulationsergebnisse aus der Parameterstudie angepasst. Für den Widerstand  $\theta_{\text{crit,Ufer}}$  ergibt sich die Gl. 8-9.

$$\theta_{\text{crit,Ufer}} = \left( 0,0035 \frac{b_m}{h_m} + 1,05 \right) \theta_{\text{crit}} \quad [-] \quad \text{Gl. 8-9}$$

Die Abb. 8-4 zeigt einen Vergleich der Breitenzunahme  $\Delta b_m/b_m$  pro Tag zwischen den Simulationsergebnissen und der Gl. 8-8. Die aktuelle Aufweitungsrates wurde in den Simulationen zu verschiedenen Zeitpunkten herausgeschrieben. Die Ausgangsgeometrien für die Rechenläufe sind in Tab. 8-1 zusammengefasst. Neben der Linie vollständiger Übereinstimmung ist in der Abb. 8-4 der Streubereich mit Faktor 1,5 mit dargestellt.

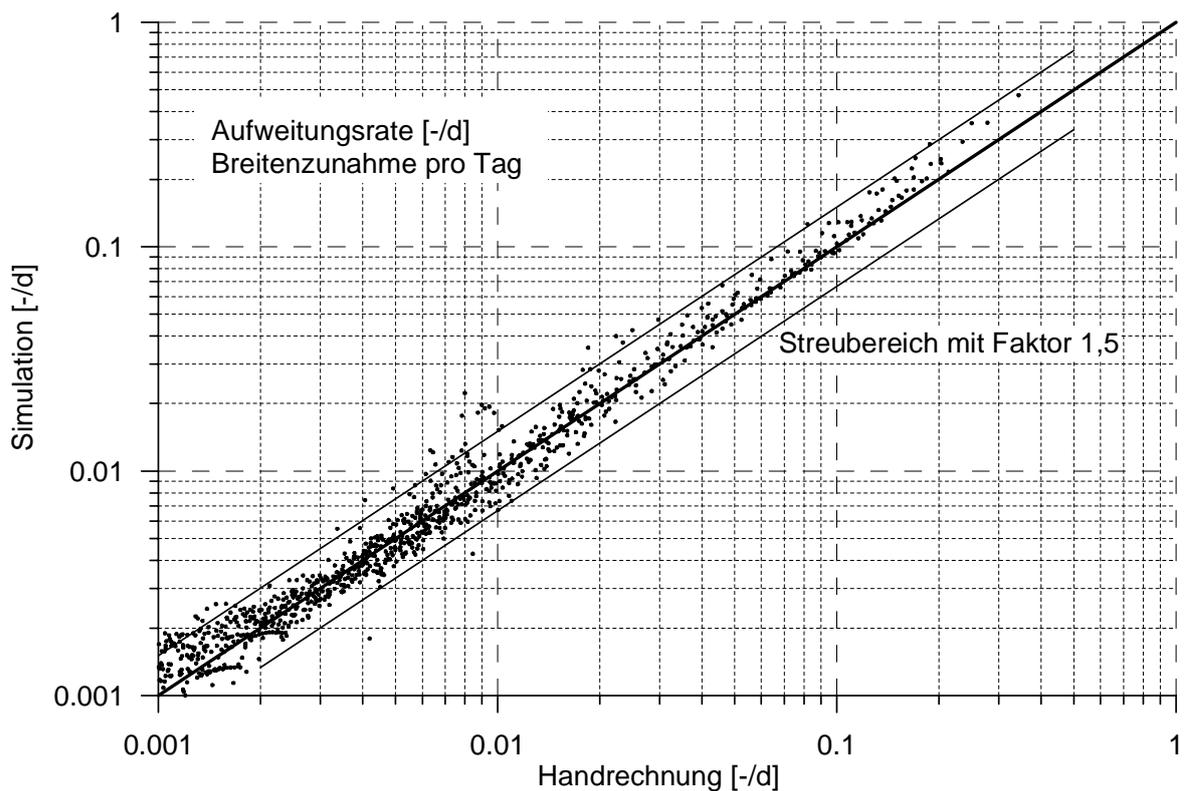


Abb. 8-4: Breitenzunahme pro Tag; Vergleich zwischen Simulation und Gl. 8-8

In der Abb. 8-5 ist die zeitliche Entwicklung des Breitenverhältnisses (aktuelle Breite  $b_m$  / Ausgangsbreite  $b_{m,0}$ ) für verschiedene Gewässer aus Tab. 8-1 aufgetragen. Mit dem vorgestellten Handrechenverfahren wurde die Breitenentwicklung

zeitlich nachvollzogen. Hierzu wurde die Breitenentwicklungsgeschwindigkeit alle 0,5 Tage neu berechnet und die Breite entsprechend aufaddiert. Die Böschungshöhe  $h_{\text{Ufer}}$  nimmt im Laufe der Berechnung ab und wird nach jedem Zeitschritt mit Gl. 8-4 neu ermittelt, indem das erodierte Böschungsmaterial volumenkonstant in der Sohle abgelagert wird. Es kommt mit zunehmender Breitenentwicklung zu einer Erhöhung der Sohlage und zu einer Reduzierung der verbleibenden Böschungshöhe  $h_{\text{Ufer}}$ .

Der Vergleich zwischen der Simulation und der Handrechnung in Abb. 8-5 zeigt gute Übereinstimmungen bezüglich der zeitlichen Breitenentwicklung. Bei Gewässer 1e ist deutlich der Knick der Aufweitungsgeschwindigkeit in Folge der Gefällezunahme von 1,55 ‰ auf 2,0 ‰ erkennbar.

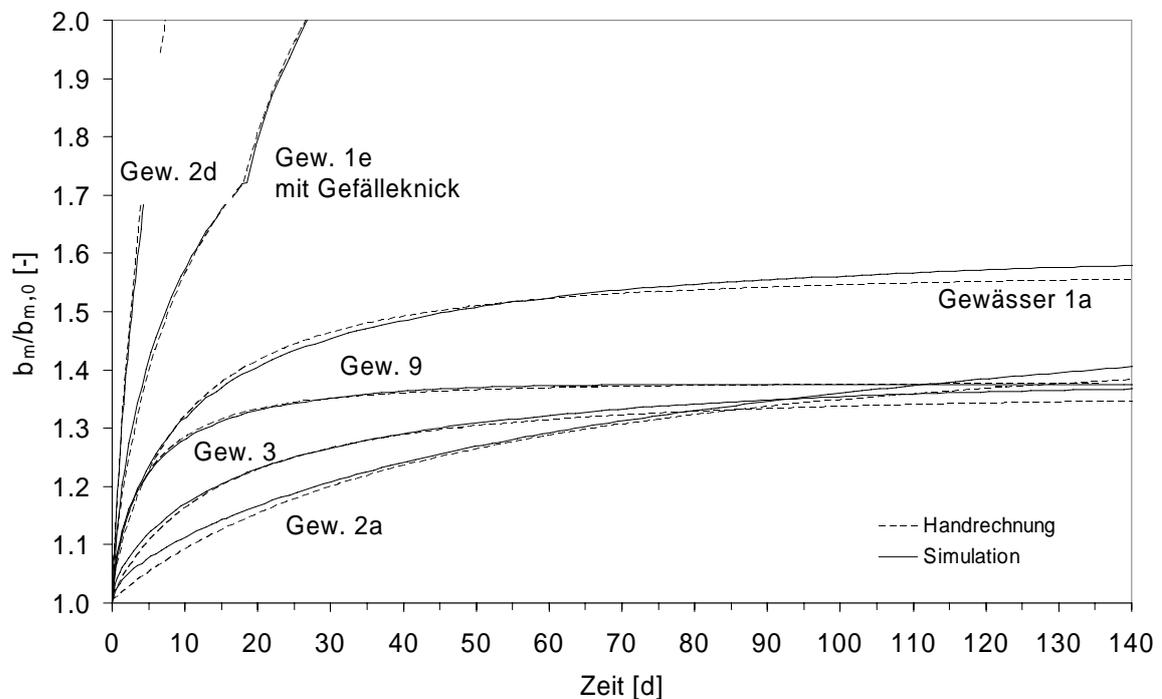


Abb. 8-5: Vergleich der Breitenzunahme zwischen der Simulation und der Handrechnung

Um den Einfluss der Porosität  $p$  und der Böschungshöhe  $h_{\text{Ufer},0}$  herauszuheben, wurden für Gewässer 1a zum einen die Porosität variiert und anstelle von 0,34 die *übertriebenen* Werte von 0,0 und 0,8 verwendet. Zum anderen wurde die Böschungshöhe  $h_{\text{Ufer},0}$  von 4 m auf 8 m verdoppelt. Ein Anstieg der Porosität bedeutet bei gleicher Transportkapazität eine größere Volumenumlagerung und sollte so auch zu schnelleren Aufweitungen führen. Eine größere Böschungshöhe bedeutet dagegen

mehr Materialanfall pro Meter Breitenzunahme und sollte so die Aufweitungsgeschwindigkeit verlangsamen. Beide Parameter beeinflussen die Endbreite allerdings nicht. Ausgehend von der Grundkombination mit  $p = 0,34$  und  $h_{Ufer,0} = 4$  m (rot) sind die Ergebnisse der Parametervariationen zwischen Simulationen und Handrechenverfahren in Abb. 8-6 verglichen. Die Auswirkungen der Parameter Porosität und Böschungshöhe  $h_{Ufer,0}$  werden in der Handrechnung somit richtig erfasst.

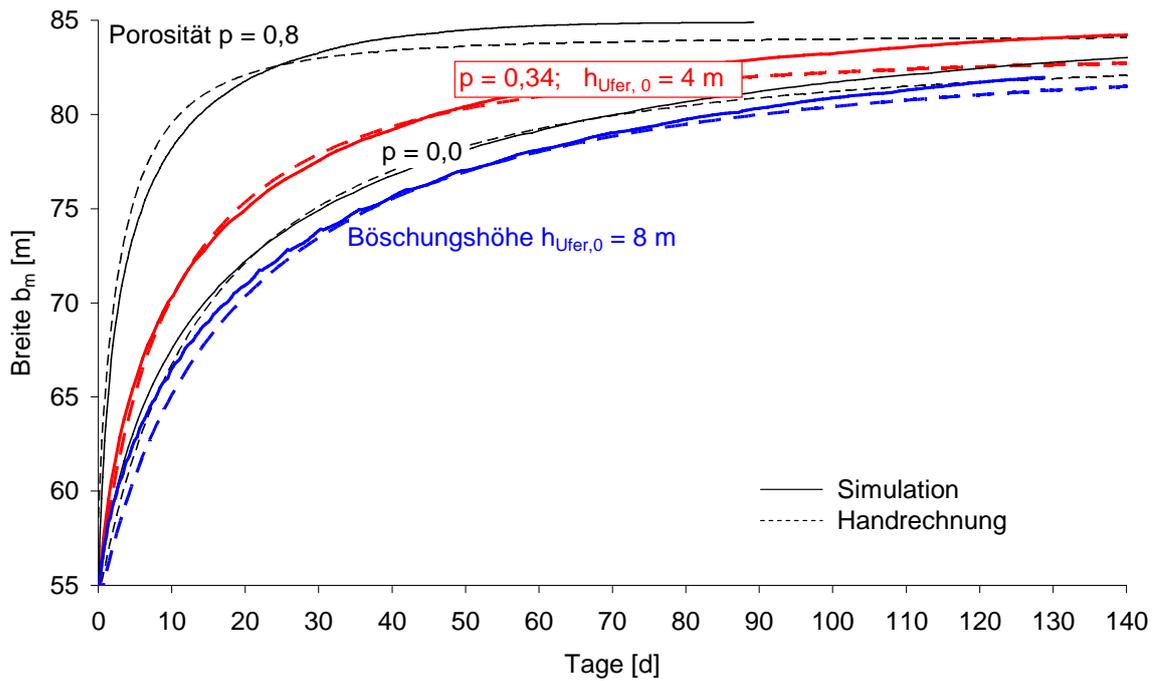


Abb. 8-6: Breitenentwicklung des Gewässers 1a; Einfluss der Porosität  $p$  und der Böschungshöhe  $h_{Ufer}$  auf die Entwicklungsgeschwindigkeit

## 9 Erfahrungen aus der Praxis

### 9.1 Allgemeines

Waren die Ausführungen der vorangegangenen Kapitel eher theoretisch und daran orientiert, die komplexen Zusammenhänge und Prozesse durch starke Vereinfachungen mathematisch zu beschreiben, so soll hier ein Ausblick auf die weit komplexeren Zusammenhänge in der Praxis gegeben werden. Es sollen vor allem Prozesse beschrieben werden, welche in der Simulation schwer oder gar nicht zugänglich sind, bei der Interpretation und Bewertung von Simulationsergebnissen allerdings berücksichtigt werden sollten.

### 9.2 Ganglinien und Unterwasserrandbedingung – Überlegungen am Beispiel „Salzach“

In seiner Prozessstudie über das Aufweitungsverhalten gestreckter Rückbaustrecken untersuchte *Schmautz (2003)* den Einfluss folgender Parameter:

Geometrisch: *Gefälle, Gewässerbreite, Uferhöhe, Länge des Uferrückbaus*

Hydraulisch: *Rauheit, unterstromige Randbedingung*

Morphologisch: *Korndurchmesser, Reibungswinkel, Geschiebeeintrag*

Der Abfluss wurde konstant angenommen. Die Hydrologie bzw. die Abfolge und Reihenfolge verschiedener Hochwasserereignisse spielen in der Praxis jedoch eine entscheidende Rolle und können im Vorfeld nur näherungsweise prognostiziert werden.

In der Abb. 9-1 ist das Verhalten eines Querschnitts einer frei fließenden, geradlinigen Gewässerstrecke bei veränderlichem Abfluss dargestellt. Betrachtet man eine typische Unterschreitungsdauerlinie, so kommt es bis zu einem bestimmten Grenzabfluss zunächst zu keinerlei Geschiebetransport im Querschnitt (grüne Linie in Abb. 9-1). Wird dieser Abflussbereich überschritten, setzt der Geschiebetransport im Sohlbereich ein (rote Linie in Abb. 9-1). Erst wenn es zu noch größeren Abflüssen kommt, findet im gesamten Querschnitt, auch im Böschungsbereich, Transport statt.

Mit dem Uferrückbau soll einem eintiefungsgefährdeten Flussabschnitt die Möglichkeit gegeben werden, sich selbsttätig aufzuweiten, für einen seitlichen Geschiebeeintrag zu sorgen und so der Sohlerosion entgegenzuwirken. Da der Transport im

Sohlbereich bei steigendem Abfluss aber noch vor dem Transport in der Böschung einsetzt, kann für den Erfolg einer Rückbaumaßnahme auch die Hydrologie der folgenden Jahre entscheidend sein. Lassen große Hochwasser in den folgenden Jahren auf sich warten, bleibt der Sohlerosion genug Zeit, für eine Gefällereduktion zu sorgen, wodurch das Aufweitungspotential auch für folgende Spitzenhochwasser reduziert wird. Hinzu kommt das Aufkommen eines Böschungsbewuchses, welcher den notwendigen Abfluss für das Einsetzen der Seitenerosion weiter nach oben verschiebt (vgl. folgender Abschnitt).

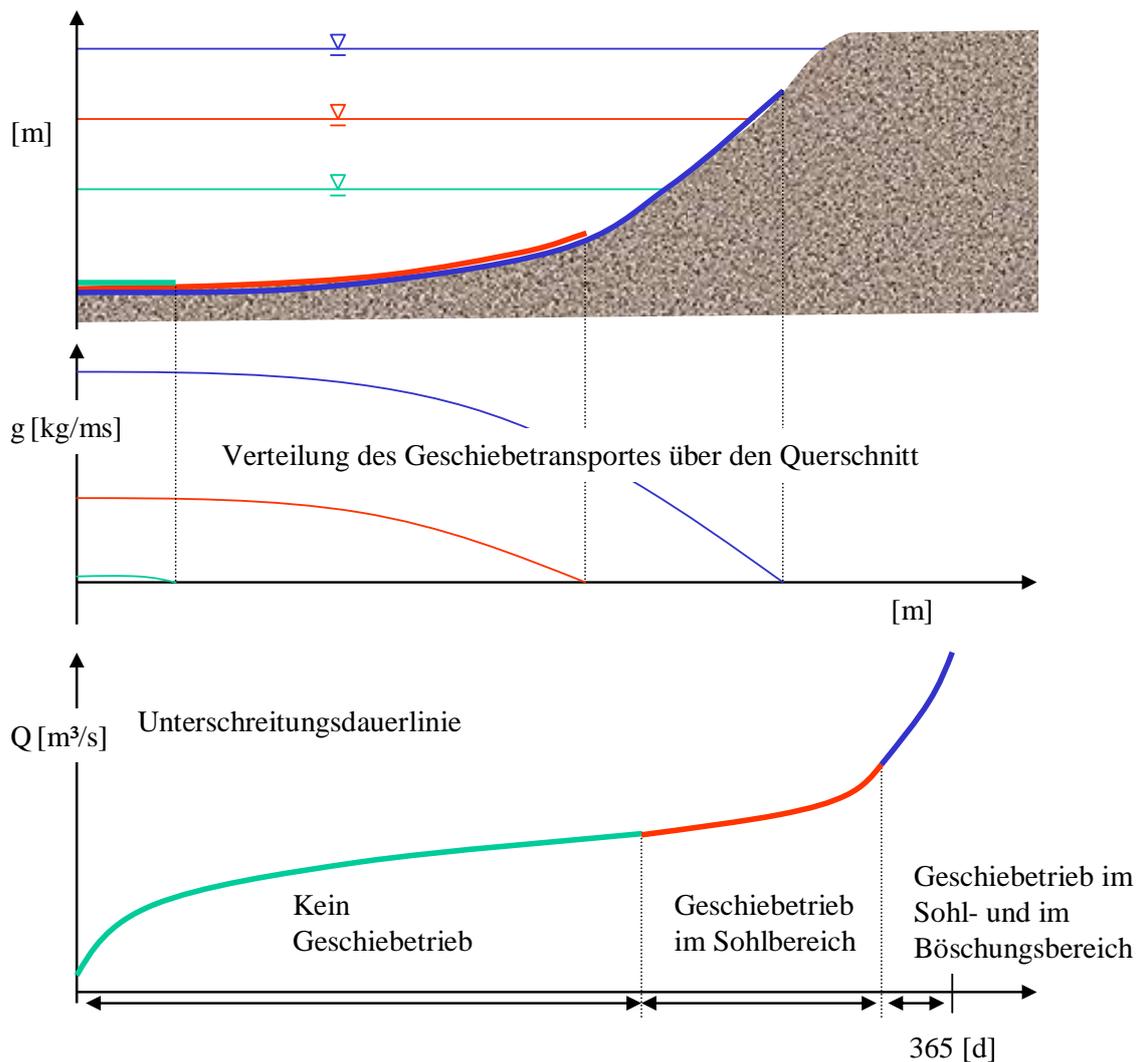


Abb. 9-1: Prinzipskizze über das Verhalten eines Querschnitts unter variabler hydraulischer Belastung

Für das Gewässer Nr. 1 (siehe Tab. 8-1;  $d_m = 50$  mm) werden in Abb. 9-2 die Auswirkung zweier hydrologischer Situationen mit Hilfe einer 2D-Simulation verglichen. Das Gewässer wurde mit zwei Abflussstufen belastet, einmal 16 Tage lang

mit  $760 \text{ m}^3/\text{s}$  und dann 20 Tage mit  $500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Wie in Abb. 9-2 dargestellt führt die Reihenfolge der beiden Abflussstufen zu unterschiedlichen Breiten und Sohllagen.

Fall 1: Es kommt zuerst zu dem Spitzenabfluss von  $760 \text{ m}^3/\text{s}$ . Das Hochwasser kann bei steilem Ausgangsgefälle seine gesamte Aufweitungskraft zur Geltung bringen. Es kommt zu einer deutlichen Breitenzunahme und aufgrund des fehlenden Geschiebeeintrags ebenfalls zu einer Sohlerosion. Der folgende geringere Abfluss von  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  ruft anschließend keinen Transport mehr hervor.

Fall 2: Es kommt zuerst zu dem Abfluss von  $500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Dieser Abfluss führt kaum zu einer Aufweitung, wohl aber zu einer Sohlerosion. Der anschließende Spitzenabfluss von  $760 \text{ m}^3/\text{s}$  trifft nun auf ein reduziertes Gefälle, wodurch dessen Aufweitungskraft stark eingeschränkt ist und dieses HW letztendlich ebenfalls zu einer weiteren Sohlerosion führt.

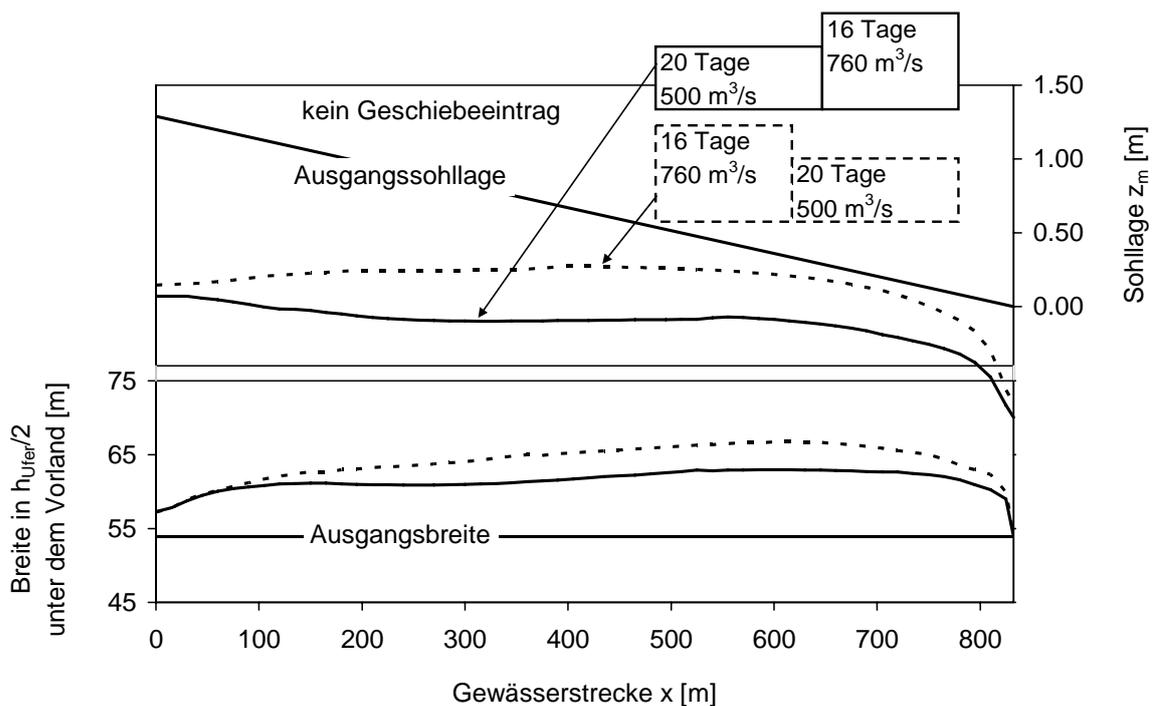


Abb. 9-2: Auswirkung der Abflussreihenfolge auf den Aufweitungsprozess

Die Berücksichtigung von aufkommendem Böschungsbewuchs würde die Unterschiede in Abb. 9-2 noch deutlicher hervorheben. Abpflasterungseffekte würden sie dagegen reduzieren. Die hier aufgezeigte Antwort einer Aufweitungsstrecke auf hydrologische Einflüsse kann sich allerdings auch genau gegensätzlich darstellen. Dies soll an dem folgenden Beispiel der Unteren Salzach verdeutlicht werden.

Im Zuge des Projektes „Sanierung der Unteren Salzach“ (Lederer & Hopf, 2004) galt es im Freilassinger Becken zwei geradlinige einseitige Aufweitungsstrecken (siehe Abschnitt 1 und Abschnitt 3 in Abb. 9-3) zu untersuchen. Der gesamte Streckenabschnitt ist aufgrund des geringen Geschiebeeintrags derzeit von massiver Sohlerosion betroffen. Die ursprüngliche Sanierung ging von einer maschinellen Aufweitung und anschließendem Einbau von starren Uferbefestigungen (Buhnen + Längsrollierung) aus. Mit Hilfe der numerischen Modellierung sollte für beide Strecken das Aufweitungsverhalten abgeschätzt werden. Zentrale Fragestellung war hierbei, ob die Aufweitung auch eigendynamisch nach Entfernung des Längsverbaus erfolgen kann, und ob eine spätere feste Ufersicherung erforderlich ist. Obwohl die beiden Strecken relativ ähnlich erscheinen, ergibt sich aufgrund sehr unterschiedlicher Randbedingungen aus dem Unterwasser ein völlig gegensätzliches Aufweitungsverhalten. Die untere Strecke (Abschnitt 3) wird von der Laufener Enge begrenzt. Während kleinere Hochwasserabflüsse noch ungehindert die Engstelle passieren können, erfolgt bei größeren Abflüssen ein Rückstau ins Freilassinger Becken mit starken Vorlandausuferungen. Die obere Aufweitungsstrecke (Abschnitt 1) nach der Saalachmündung soll durch eine Rampe begrenzt werden. Von der Rampe werden zwar geringere Abflüsse zurückgestaut, bei größeren Hochwasserereignissen aber verliert die Rampe ihre Stauwirkung.



Abb. 9-3: Maßnahmenüberblick (aus [www.sanierung-salzach.info](http://www.sanierung-salzach.info))

Die Auswirkungen auf das Aufweitungsverhalten werden beim Ablauf einer Hochwasserwelle sichtbar. In Abb. 9-4 und Abb. 9-5 sind die Aufweitungsgeschwindigkeiten während des Ablaufs einer Hochwasserwelle für beide Aufweitungsstrecken dargestellt.

Während in Abschnitt 1 mit zunehmendem Abfluss auch der Aufweitungsdruk wächst, geht bei Abschnitt 3 bei Abflüssen größer 2000 m<sup>3</sup>/s die Aufweitungsgeschwindigkeiten aufgrund des Rückstau aus der Laufener Enge und der Vorlandüberflutungen stark zurück. Der Abschnitt 3 besitzt somit eine Art „Notbremse“ bei Extremereignissen.

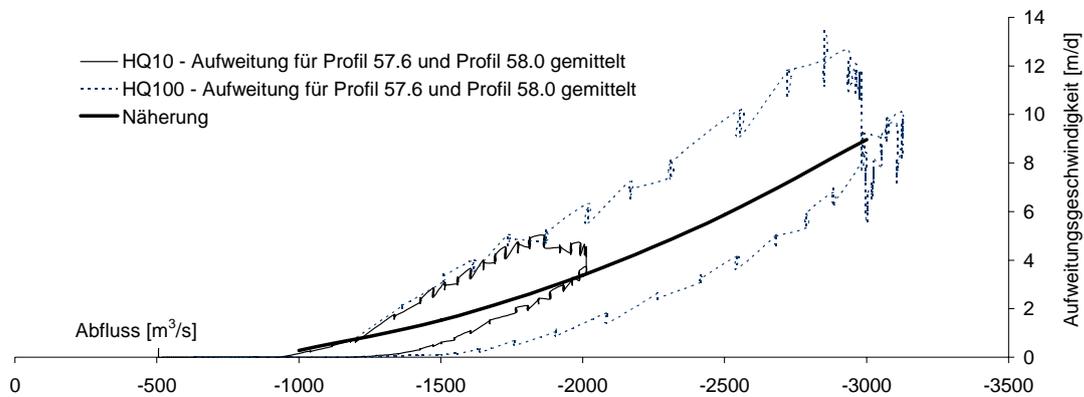


Abb. 9-4: Aufweitungsgeschwindigkeiten während einer Hochwasserwelle im Abschnitt 1 nach der Saalachmündung

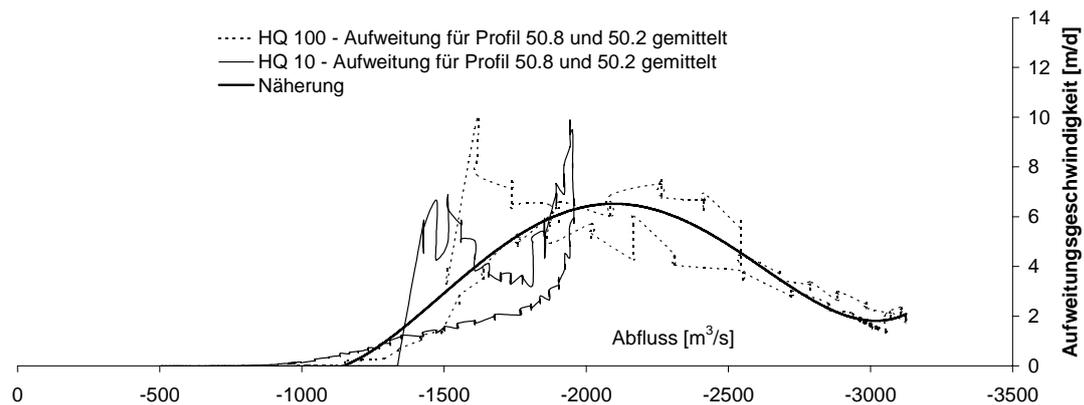


Abb. 9-5: Aufweitungsgeschwindigkeiten während einer Hochwasserwelle im Abschnitt 3 vor der Laufener Enge

Die verschiedenen Randbedingungen wirken sich auch auf die Abhängigkeit der Maßnahme von der Hydrologie aus. Die beiden Strecken reagieren unterschiedlich auf die Reihenfolge und den Zeitpunkt des Auftretens der einzelnen Hochwasser-

wellen. In Abb. 9-6 und Abb. 9-7 ist die Entwicklung nach 10 Jahren aufgetragen. Hierbei wurden die vorhandenen geschiebewirksamen Abflusswerte einer exemplarischen Dekade einmal aufsteigend und einmal absteigend sortiert.

Für den Abschnitt 1 kommt es bei der aufsteigenden Sortierung der Abflüsse und bei einem angesetzten Restgeschiebeeintrag aufgrund der Rampe zu Anlandungen. Bei Abschnitt 3 dagegen fehlt bei diesen kleineren Abflüssen der Rückstau, und es kommt zu einer Abnahme des Sohlgefälles. Das eine Mal erhöht sich das Aufweitungspotential, das andere Mal verringert es sich. Bei den hohen Abflüssen sind die Verhältnisse umgekehrt. Hier wird die Rampe nahezu wirkungslos, wohingegen die Engstelle zu wirken beginnt. Für Abschnitt 1 ergeben sich daher für die aufsteigende Sortierung die höheren Sohllagen und die etwas größeren Breiten, für Abschnitt 3 dagegen wäre eine absteigende Sortierung der Abflüsse wünschenswert, um eine möglichst hohe Sohllage zu erreichen.

Die langjährige Reaktion bzw. Antwort einer Aufweituungsmaßnahme auf die hydrologische Belastung hängt somit stark vom Zusammenspiel des Geschiebeeintrags und der unteren Wasserstandsrandbedingung ab und kann bei zunächst ähnlich anmutenden Strecken durchaus sehr unterschiedlich ausfallen.

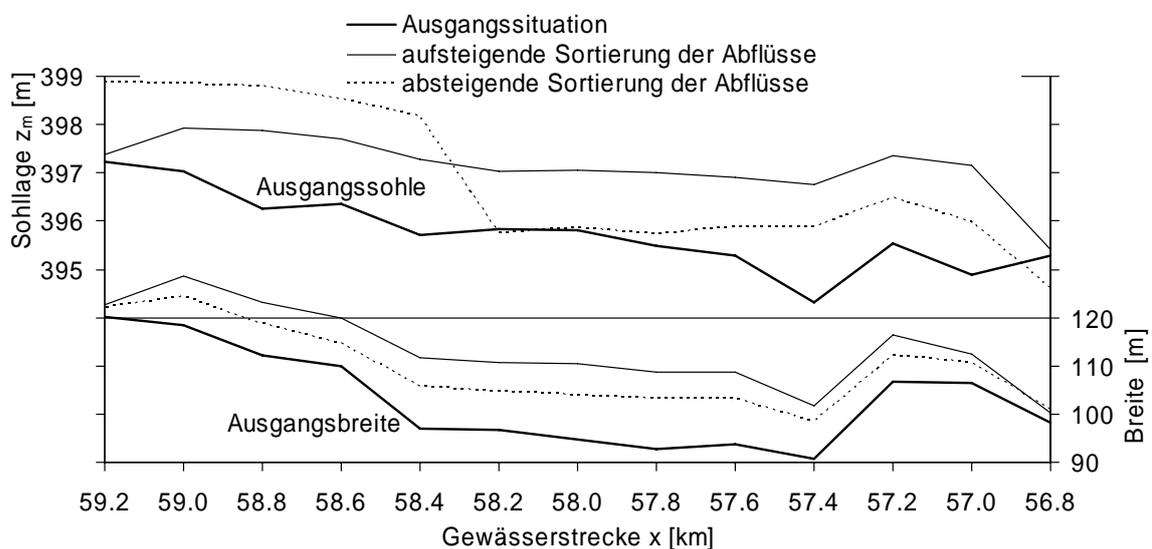


Abb. 9-6: Breiten- und Sohlentwicklung in Abhängigkeit der Sortierung der Abflüsse im Abschnitt 1

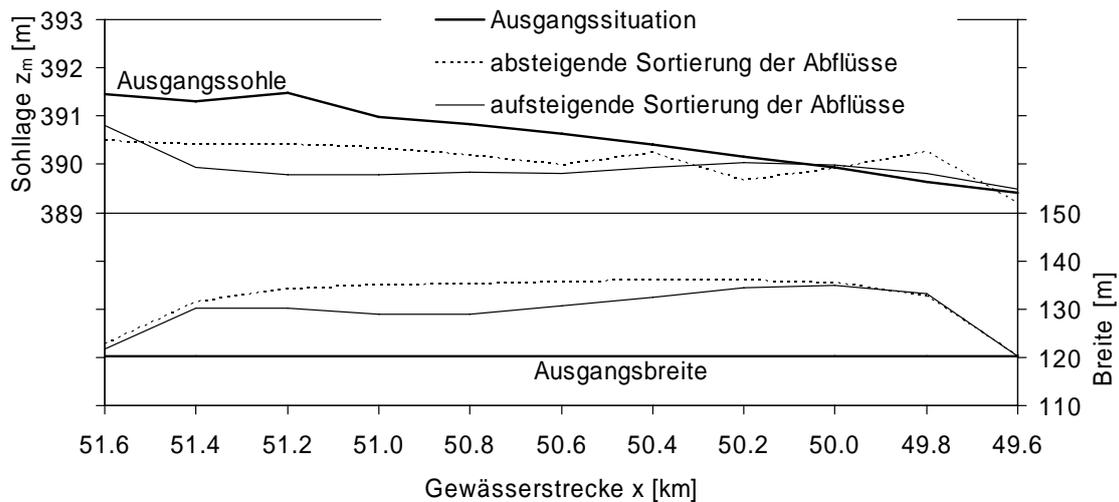


Abb. 9-7: Breiten- und Sohlentwicklung in Abhängigkeit der Sortierung der Abflüsse im Abschnitt 3

### 9.3 Bewuchs und Feinsedimente – Aufweitung an der Wertach

Im Rahmen der Maßnahme „Wertach Vital“, einem Projekt der Stadt Augsburg und des Wasserwirtschaftsamtes Donauwörth, wird der Wertachabschnitt von der Staustufe Inningen bei Fkm 13,5 bis zur Mündung in den Lech saniert. Ähnlich wie bei den meisten voralpinen, regulierten Flüssen besteht auch bei der Wertach das Problem der fehlenden Durchgängigkeit sowohl in ökologischer Hinsicht als auch für den Geschiebehaushalt. Gerade unterhalb der Staustufe Inningen sind massive Sohleintiefungen zu verzeichnen. Dieser Abschnitt wurde erstens stark begradigt und zweitens ist die Geschiebedurchgängigkeit aufgrund der Staustufe unterbunden. Um eine weitere Sohleintiefung zu verhindern, sind von der Staustufe bis Augsburg drei Sanierungsabschnitte geplant bzw. größtenteils bereits umgesetzt. Im hier betrachteten Abschnitt (Abb. 9-8) wurde nach der Fertigstellung zweier Rampen bei Fkm 13,0 und Fkm 11,8 im Frühjahr 2002 auf einer Länge von einem Kilometer die starre Uferverbauung (Wasserbausteine) samt Gehölzsaum und sonstigem Bewuchs entfernt (Abb. 9-10 und Abb. 9-11). Beim Augusthochwasser 2002 ( $\approx 10$  jährliches Ereignis; Spitze  $\approx 300 \text{ m}^3/\text{s}$ ) kam es zu ersten massiven Uferanbrüchen und Materialumlagerungen (Abb. 9-12). Querprofile, die kurz vor und nach diesem Ereignis aufgenommen wurden, dokumentieren die Auswirkungen der Hochwasserwelle auf die Sohl- und Uferentwicklung. Grob nahm durch dieses Hochwasser die Breite um 10 m zu, und die Sohle erhöhte sich um bis zu 0,8 m. Im August 2005 kam es zu einem weiteren Hochwasserereignis ähnlicher Größenordnung wie im August 2002 (Abb. 9-14). Auch hier belegen Profilaufnahmen die Entwicklung des Flussabschnittes. Die Breite und die Sohle blieben nahezu unverändert. In der Tendenz geht

der starke Auflandungstrend wieder in leichte Erosionen über. Der Bewuchs, der zwischen den beiden Hochwasserereignissen 2002 und 2005 aufkam, hielt größtenteils der Belastung des Augsthochwassers 2005 stand und ist vermutlich die Ursache für die gleich gebliebene Gewässerbreite (Abb. 9-13 und Abb. 9-15).



Abb. 9-8: Wertach von der Staustufe bis zur Inninger Brücke (Quelle: Bayrisches Landesamt für Vermessung und Geoinformation)

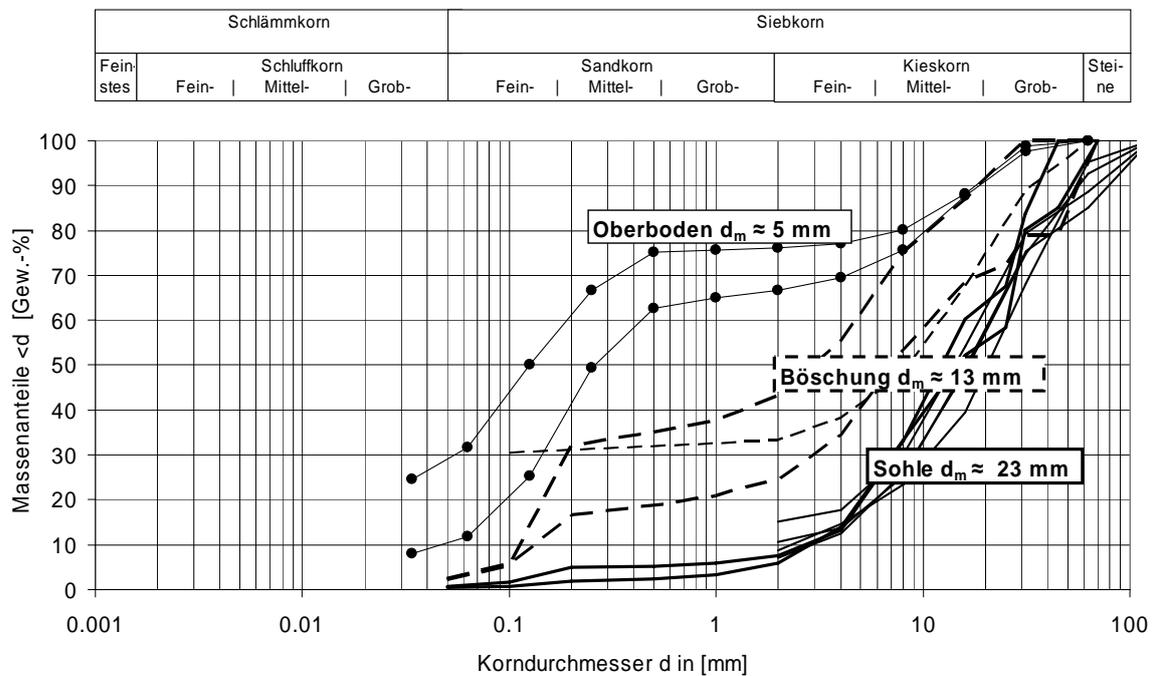


Abb. 9-9: Bodenproben

*Abb. 9-10*

Fkm 13,0  
Zustand vor den  
Baumaßnahmen

Blick in Fließrichtung

(Photo: WWA  
Donauwörth)

*Abb. 9-11*

Fkm 13,0  
Frühjahr 2002  
nach den Baumaßnahmen

Blick in Fließrichtung

(Photo: WWA  
Donauwörth)

*Abb. 9-12*

Fkm 13,0  
Zustand nach dem  
Augusthochwasser  
2002

Blick in Fließrichtung

(Photo: Aug 2003)



*Abb. 9-13*

Fkm 12,2

Zustand vor dem  
Augusthochwasser  
2005Blick entgegen der  
Fließrichtung

(Photo: Juli 2005)

*Abb. 9-14*

Fkm 13,0

Während des Au-  
gusthochwassers  
2005Blick in Fließrich-  
tung

(Photo: Aug 2005)

*Abb. 9-15*

Fkm 12,9

Zustand nach dem  
Augusthochwasser  
2005Blick in Fließrich-  
tung(Photo: WWA  
Donauwörth)

In Abb. 9-16 ist die Entwicklung der mittleren Sohllagen und der Breiten für den Zustand vor dem Augusthochwasser 2002, nach dem Hochwasser 2002 und nach dem Hochwasser 2005 dargestellt. Oberstrom der Rampe bei Fkm 13,0 kam es zu weiteren Sohlerosionen. In der Aufweitungsstrecke zwischen den Rampen bei Fkm 11,8 und Fkm 13,0 nahm die Gewässerbreite durch das Hochwasser 2002 um rund 10 m zu. Es kam zu Sohlaufhöhungen von bis zu 80 cm. Das aus der Aufweitung freigesetzte Böschungsmaterial führte unterhalb vor der Rampe 10,95 zu Anlandungen. Das Hochwasser 2005 bewirkte dagegen keine oder nur sehr geringe zusätzliche Aufweitungen, obwohl das Ereignis in der Größenordnung dem Hochwasser 2002 entsprach. In der Aufweitungsstrecke und im Abschnitt unterhalb sind aufgrund des fehlenden seitlichen Geschiebeeintrags keine weiteren Sohlanlandungen mehr zu erkennen.

Mit dem in Kapitel 7 vorgestellten vereinfachten  $1D^2$ -Berechnung wurde versucht, die Entwicklung dieses Abschnitts in den Jahren 2002 bis 2005 nachzuvollziehen. Die für die Berechnung zugrunde gelegten Profilabstände lagen zwischen 50 m und 200 m. Der verwendete mittlere Korndurchmesser beträgt 23 mm. Für die Rampen wurde bei Froudezahlen größer als 1 kritische Fließtiefen angenommen. Ebenfalls sind Sohlerosionen bei den Rampen unterbunden.

#### - Simulation 1

Wie in Abb. 9-16 ersichtlich, kommt es bei einem Vergleich zwischen den Profilvermessungen und Simulation 1 nach dem HW 2002 zu Breiten- und Sohllagenentwicklungen ähnlicher Größenordnung. Es zeigt sich allerdings, dass die Simulation etwas zu große Sohlaufhöhungen liefert bei einer etwas zu geringen Breitenzunahme, was sich zunächst widerspricht. Eine geringere Breitenzunahme würde für einen geringeren Geschiebeeintrag aus der Seitenerosion sprechen und so eine geringere Sohlaufhöhung erwarten lassen. Ursache für das hier vorliegende gegensätzliche Verhalten könnten die vorhandenen Schwebstoffanlandungen und Feinteilschichtungen im oberen Böschungsbereich sein. Die meisten Flüsse mit befestigten Ufern weisen starke Schwebstoffanlandungen auf, welche sich teilweise als Uferrehnen oder als flächige Ablagerungen ausbilden. Die Abb. 9-9 zeigt verschiedene Materialproben, welche an der Sohle und in verschiedenen Böschungshöhen entnommen wurden. Die Proben der Flusssohle spiegeln einen typischen voralpinen Fluss wieder und haben einen mittleren Korndurchmesser von 23 mm. Der Feinteilanteil in den Bodenproben nimmt in der mittleren Böschung bis hin zum Böschungskopf deutlich zu. Die mittleren Korndurchmesser nehmen entsprechend ab.

Hierdurch reduziert sich der Geschiebeeintrag aus der Seitenerosion, da das nachrutschende Böschungsmaterial großteils Sande bzw. Schwebstoffe aufweist. Es kommt bei gleicher Aufweitung zu geringeren Sohlanlandungen.

Während das Aufweitungsverhalten nach dem HW 2002 mit realistischen und kalibrierten Einstellungen numerisch nachvollzogen werden kann, gibt es im Aufweitungsverhalten beim HW 2005 im Vergleich zum numerischen Modell deutliche Unterschiede. In der Simulation kommt es zu weiteren Aufweitungen, wobei die Aufweitungen in den einzelnen Querschnitten gut die Hälfte der Aufweitungen verursacht durch das HW 2002 betragen. Der zusätzliche Geschiebeeintrag aus der Aufweitung lässt auch 2005 ein weiteres Ansteigen der Sohlage sowohl in der Aufweitungsstrecke als auch unterhalb erkennen. Die in der Natur ausbleibende Breitenzunahme beim HW 2005 wäre sowohl mit dem numerischen Modell als auch mit den bisherigen Erfahrungen aus den physikalischen Modellversuchen nicht erklärbar. Eine plausible Begründung liegt im zwischen 2002 und 2005 aufgekommenen Bewuchs. Waren die Böschungen beim HW 2002 noch völlig frei von Bewuchs, zeigen die Photoaufnahmen vor und nach dem Hochwasser 2005 deutlichen Böschungsbewuchs, welcher also auch dem Hochwasser standhielt.

#### - Simulation 2

Aufgrund der Ergebnisse und Erfahrungen aus der Simulation 1 wurden die Vorländer um 1,5 m bis 2 m abgesenkt. Hierdurch soll verhindert werden, dass die in der Böschung vorhandenen Feinsedimentablagerungen in der Geschiebebilanz auftauchen und als seitlicher Geschiebeeintrag bei der Aufweitung agieren. Wie in Abb. 9-17 ersichtlich, stimmen die Sohllagen und Breiten der Simulation 2 nach dem HW 2002 besser mit den Naturmessungen überein (vgl. auch Abb. 9-18 und Abb. 9-19). Im Vergleich zu Simulation 1 führte der geringere Geschiebeeintrag aus der Seitenerosion gerade im unteren Streckendrittel des Aufweitungsbereiches zu geringeren Sohlaufhöhungen und Anlandungen, was gleichzeitig auch die Aufweitung in diesem Bereich leicht verringert. Im oberen Streckenabschnitt sind die Sohllagen zwischen Simulation 1 und 2 fast identisch. Allerdings kommt es bei Simulation 2 zu einer schnelleren und größeren Breitenentwicklung, da pro Meter Böschungserosion hier weniger Geschiebe aus der Böschung nachrutscht und abtransportiert werden muss.

Um den aufgekommenen Bewuchs in der Simulation zu berücksichtigen, wurden vor dem Augusthochwasser 2005 bei der Simulation 2 die Böschungsbereiche mit

einem Schwellenwert für die kritische Schubspannung belegt, welche die Stabilität des aufgewachsenen Bewuchses darstellen soll. Sobald es zum ersten Mal zu einer Überschreitung dieser Schwelle und zu Erosionen kommt, wird der Schwellenwert aufgehoben und im weiteren Rechenverlauf die Stabilität der vorhandenen Kiesböschung angesetzt. Für mögliche Grenzscherubspannungen von Bewuchs und Pflanzungen gibt es in der Literatur verschiedenste Angaben. Für kurzzeitig beanspruchten Rasen/Schotterrasen wird ein Wertebereich von 20 – 50 N/m<sup>2</sup> angegeben (Hasselsteiner, 2007). Ab einem Schwellenwert von rund 33 N/m<sup>2</sup> hielt in der Simulation die Böschung im Wesentlichen dem Hochwasser 2005 stand und die Breite blieb wie in der Naturbeobachtung weitgehend stabil. Bei der Sohlagenentwicklung in der Aufweitungsstrecke war nun ebenfalls in der Simulation die Trendumkehr von einer stark auflandenden zu einer leicht erodierenden Sohle erkennbar. Die Ergebnisse sind nicht dargestellt, da sich die Sohlagen und Breiten kaum von den Simulationsergebnissen nach dem HW 2002 unterschieden.

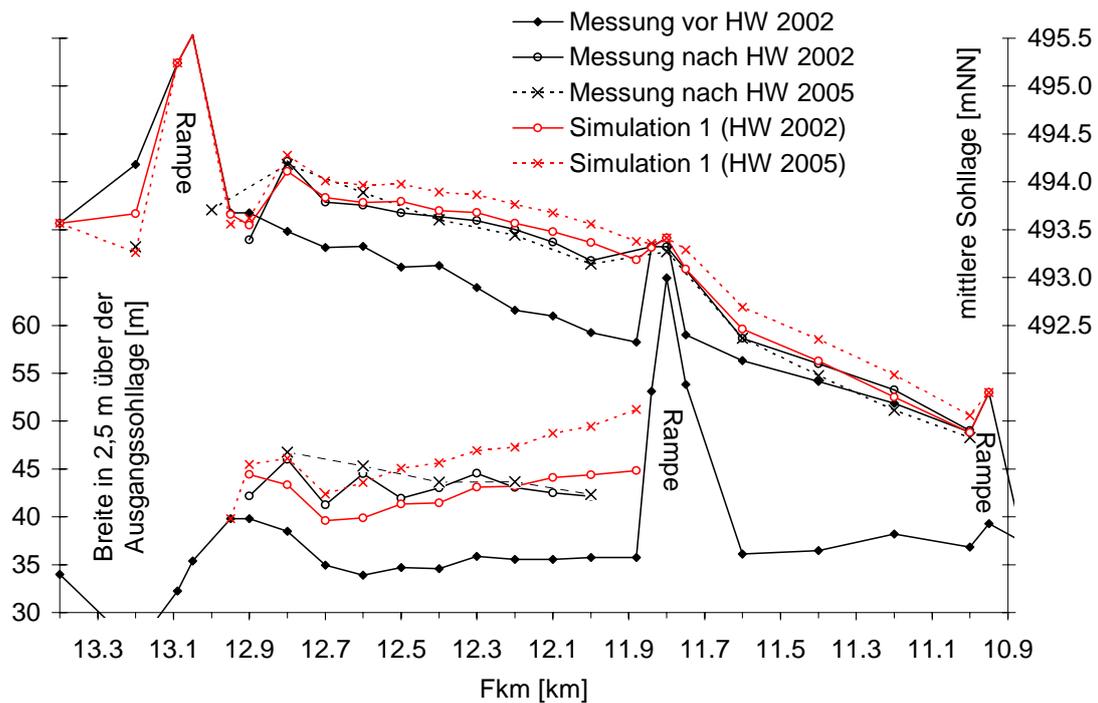


Abb. 9-16: Sohl- und Breitenentwicklung; Naturmessung und 1D<sup>2</sup>-Simulation

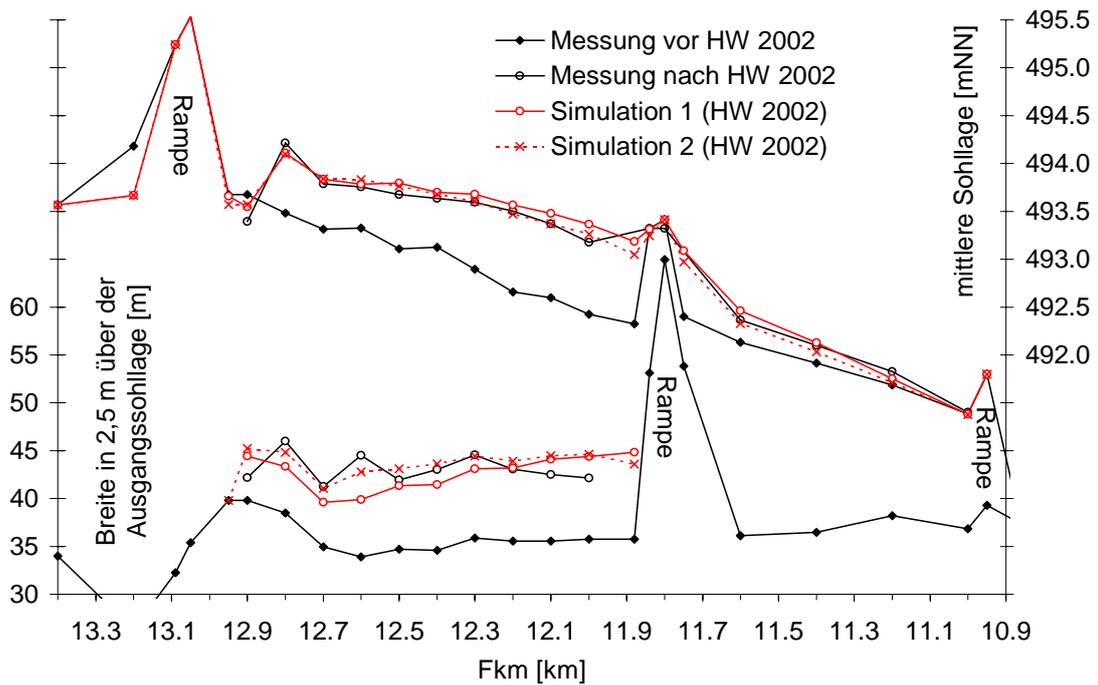


Abb. 9-17: Auswirkung der Feinsedimentablagerungen auf die Sohl- und Breitenentwicklung in der  $1D^2$ -Simulation

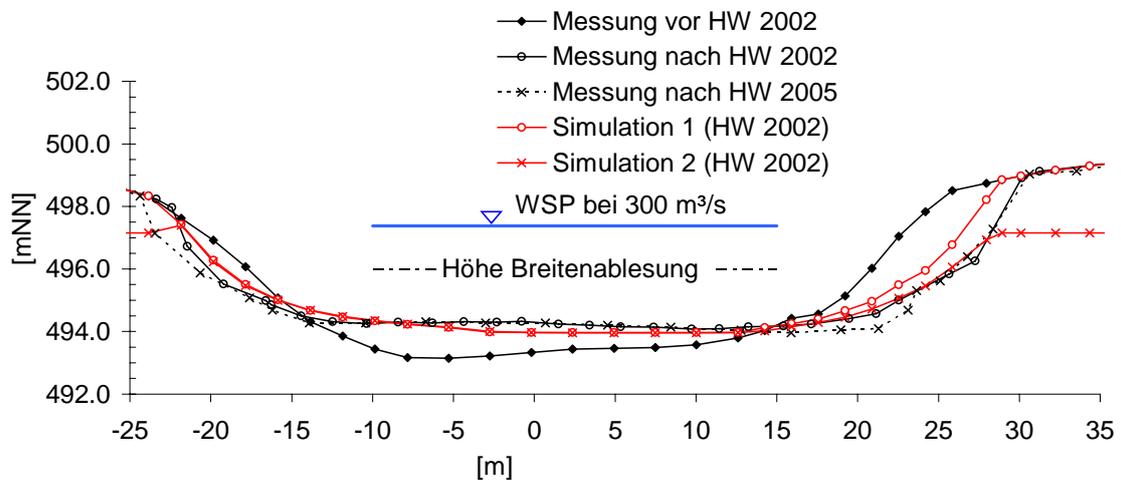


Abb. 9-18: Querprofil bei Fkm 12,8; Vergleich der Messungen und der Simulationen

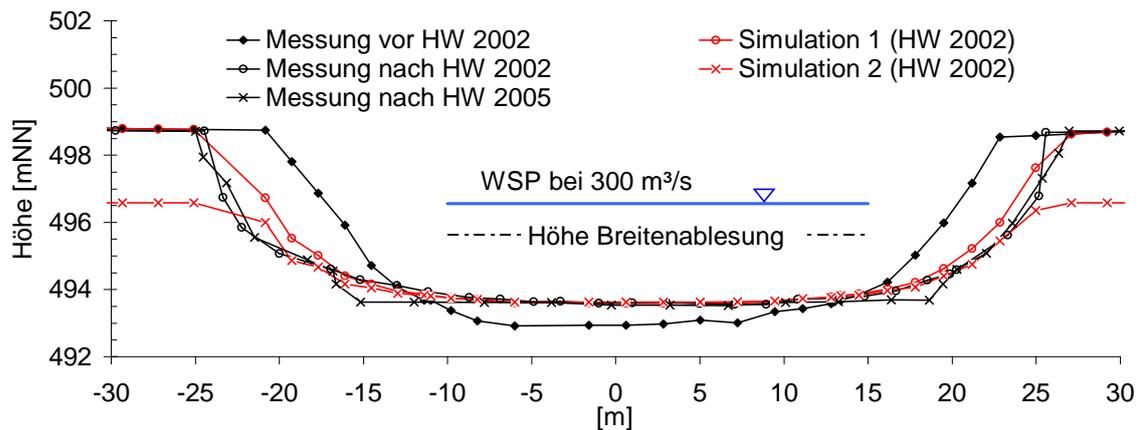


Abb. 9-19: Querprofil bei Fkm 12,4; Vergleich der Messungen und der Simulationen

#### - Rückschlüsse und Erkenntnisse

Hier zeigt sich deutlich die Wichtigkeit, neben physikalischer und numerischer Modellierung auch Naturbeobachtungen mit einzubeziehen. Der hier vorgestellte Vergleich zwischen numerischer Berechnung und den Messergebnissen der Naturstrecke identifiziert zwei wesentliche Aspekte und Einflussfaktoren, welche in der Natur das Aufweitungsverhalten und die Sohllagenentwicklung deutlich beeinflussen, im numerischen Modell und auch bei physikalischen Modellversuchen aber nicht berücksichtigt sind.

Der erste wichtige Faktor ist der **inhomogene Böschungsaufbau**. In der Natur ist gerade im oberen Böschungsbereich meist mit starken Feinsedimentablagerungen zu rechnen. Werden diese Schichten im physikalischen bzw. numerischen Modell vereinfachend mit den vorhandenen kiesigen Sohlmaterial modelliert, kommt es zu einem erhöhten seitlichen Geschiebeeintrag, welcher sich in höhere Sohllagen, örtlich teils in langsamere und unterstrom teils aber auch in schnellere Aufweitungsraten auswirkt. In Natura würden diese erodierten Böschungsmaterialien aber nicht in der Geschiebebilanz auftauchen, sondern als Schwebstoff transportiert werden. In numerischen Modellen ohne die Möglichkeit, Bodenschichtungen zu berücksichtigen, kann ein „pragmatischer“ Abtrag des Oberbodens im sinnvoll sein, soweit dies mit der hydraulischen Situation bei Vorlandausuferungen verträglich ist. Ansonsten ist man bei der Berücksichtigung solcher Prozesse auf numerische Modelle mit der Möglichkeit den Boden als dreidimensionales fraktioniertes Schichtenmodell abzubilden angewiesen (z.B. SediMorph; *Promny & Malcherek, 2006*). Der heutige Schichtenaufbau des Vorlandes und der angrenzenden Böschungsbereiche ist aus

der Historie der Flusskorrekturen und den damaligen flussbaulichen Maßnahmen heraus zu betrachten, welche unter anderem das Ziel hatten, verzweigte Flussabschnitte in ein festes Bett zu verlagern. Mit feineren Sedimenten verlandete Buhnenfelder und später mit einem Längsverbau gesicherte Flussabschnitte sind hier nur ein Beispiel, welches deutliche Unterschiede im Erosions- und Transportverhalten des Materials zwischen der Flusssohle und der Böschungen erwarten lässt.

Der zweite wichtige Einflussfaktor ist die **Stabilisierung der Böschungen mit aufkommendem Bewuchs**. In diesem Beispiel hätte man rein von der Modellierungsseite her beim Hochwasser 2002 eine Breitenzunahme von 10 m, beim Hochwasser 2005 noch eine Breitenzunahme von rund 5 m bei gleichzeitiger Sohlhebung erwartet. In der Natur hat der aufgekommene Bewuchs eine weitere Aufweitung verhindert. Somit fehlt der seitliche Geschiebeeintrag während des Hochwassers, wodurch es zu keinen weiteren Sohleanlandungen mehr kommt, und die Sohle stellenweise wieder in Erosion übergeht. Sollte sich der Bewuchs weiter festigen können, werden immer größere Hochwasserereignisse erforderlich, um wieder eine Seitenerosion auszulösen. Zwischenzeitlich ist jedoch für einen morphologischen Gleichgewichtszustand bzw. die Reduzierung der Schubspannungen lediglich die Option der Gefälledreduktion vorhanden, mit welcher der Flussabschnitt aber gleichzeitig auch an Aufweitungskraft verliert.

Für die Stabilität der Böschung spielt das Widerstandverhalten des unteren Böschungsdrittels die entscheidende Rolle. Die Feinteile in den oberen Böschungsbereichen beeinflussen zwar die Steilheit der Böschung in diesem Bereich und die Prozessentwicklung während der Aufweitung (Stichwort Geschiebeeintrag), weniger aber die Breitenstabilität eines Querschnitts. Gerade im unteren Böschungsdrittel ist der Bewuchs am stärksten. Die Böschung ist hier flacher, und es steht genug Feuchtigkeit im Boden zur Verfügung. Der Bewuchs ist dort deutlich ausgeprägter als in den steileren trockenen Standorten in den oberen Böschungsbereichen (siehe Photo Abb. 9-20). Der Einfluss des Bewuchsstreifens entlang des Böschungsfußes ist gut in den Profilvermessungen vor dem HW 2005 und nach dem HW 2005 in Abb. 9-20 zu erkennen. In der numerischen Simulation könnte das Wachstum des Bewuchses in parametrisierter Form durchaus berücksichtigt werden, in dem ein Schwellenwert für die kritische Schubspannung aufgrund des Bewuchses angesetzt wird. In Abhängigkeit der Jahreszeit und des Standortes (Überflutungsdauer, Böschungsnähe und Abstand zum Grundwasserspiegel, vereinfacht die Höhenlage des aktuellen Wasserspiegels) wächst dieser Schwellenwert im Laufe der Jahre bis zu einem für den angenommenen Bewuchs festgesetzten Maximalwert (z.B.  $\approx 30$

$\text{N/m}^2$  bei Gras) an. Wird dieser Wert im Laufe der Simulation aufgrund der Strömungskraft überschritten, gilt die Bewuchsschicht als weggerissen, und es gelten die Parameter für den angrenzenden kiesigen Untergrund. Das Wachstum des Bewuchses (Schwellenwert) fängt wieder bei Null an. In wie weit durch die zusätzlichen Parametrisierungen die morphologische Berechnung noch handhabbar bzw. noch kalibrierbar ist, bleibt dahingestellt. Derzeit werden Modelle, welche Bewuchsveränderungen berücksichtigen, eingesetzt, um ökologische Auswirkungen von Wasserstands- und Überflutungsdaueränderungen zu bewerten (z.B. INFORM, Fuchs, 2006).

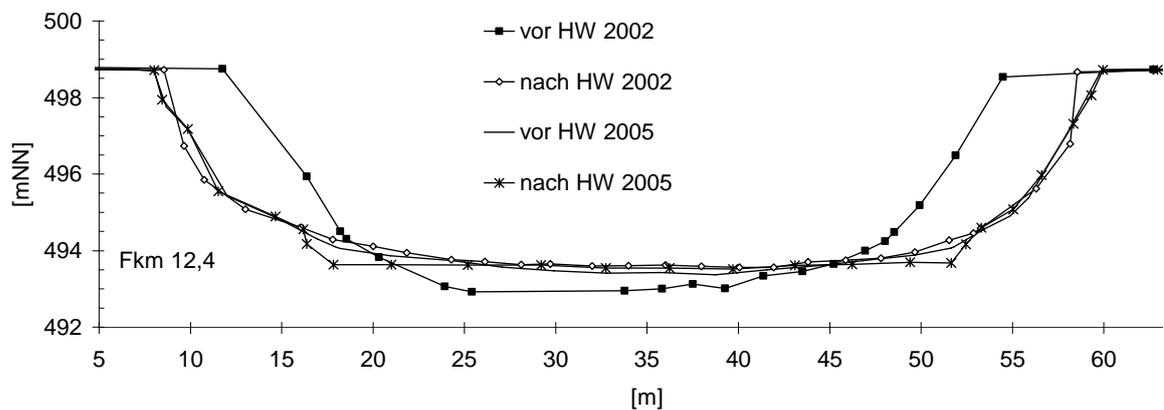


Abb. 9-20: Querprofilvermessung bei Fkm 12,4 und Photo der linken Böschung; Erkennbar ist der deutlich stärkere Bewuchs am feuchten Böschungsfuß.

#### 9.4 Ufersicherung – Erosionsgeschwindigkeit

Im vorangegangenen Kapitel 9.3 wurde eine Aufweitungsstrecke an der Wertach betrachtet. Dieser Flussabschnitt lässt sich über die folgenden prozessbestimmenden Randbedingungen charakterisieren:

- *beidseitiger Uferrückbau*
- *kaum Geschiebeeintrag (Staustufe und Rampe oberstrom)*
- *untere Randbedingung:*
  - *von unterstrom durch eine Rampe begrenzt*
  - *Rückstau der Rampe in die Aufweitungsstrecke*
  - *Rampe als Übergang zum anschließenden weiterhin befestigten Abschnitt*
- *geradliniger Verlauf (Gefälle ~ 1,2 ‰)*

In diesem Kapitel sollen einige Beobachtungen und Phänomene an einer Rückbaustrecke der Isar südlich von München beschrieben werden, welche im Gegensatz zur Situation an der Wertach völlig konträre Randbedingungen aufweist:

- *wechselseitiger, jeweils einseitiger Uferrückbau*
- *Geschiebeeintrag aus oberstrom renaturierten Abschnitten gegeben*
- *untere Randbedingung:*
  - *Übergänge zu den anschließenden befestigten Uferabschnitten ohne Rampen*
  - *freie, nicht rückgestaute Fließverhältnisse*
  - *keine besonderen Einfang-Konstruktionen beim Übergang zu den weiterhin befestigten Uferabschnitten*
- *gekrümmter Verlauf (Gefälle ~ 1,9 ‰)*

Im Zuge der Erneuerung der Konzession für das Ausleitungskraftwerk Mühlthal wurde neben der Erhöhung des Mindestwasserabflusses auch Maßnahmen zur Gewässerentwicklung in der hier betrachteten rund 8 km langen Ausleitungsstrecke vorgeschrieben. Nach der Umsetzung einer ersten Teststrecke auf rund 300 m kurz unterhalb des Ausleitungsbauwerks „Ickinger Wehr“ im Jahre 1996 wurden in den Jahren 1998 bis 2000 auf rund 7 km der Uferverbau wechselseitig entnommen (*Frenz & Krüger, 1998 und Binder & Gröbmaier, 2002 / 2006*). An den Übergängen zu den anschließenden weiterhin befestigten Uferabschnitten wurden keine besonderen Maßnahmen (z.B. Einbindung der Ufersicherung in das Vorland) getroffen. Die

Orthophotos in Abb. 9-22 zeigen den nördlichen Abschnitt der Ausleitungsstrecke. Betrachtet werden hier zwei markante Entwicklungen. Zum einen die Rechtskurve bei Fkm 168,0 und die Entwicklung der Kurvenfolge bei Fkm 166,5. Das Orthophoto aus dem Jahr 1999 zeigt die Situation im Ausgangszustand. Bis zur Situation im Jahre 2006 (rechtes Luftbild) sind im August 2002 und im August 2005 zwei nennenswerte Hochwasser mit Spitzen von  $\sim 400 \text{ m}^3/\text{s}$  (rund MHQ) und  $\sim 920 \text{ m}^3/\text{s}$  (fast HQ100) aufgetreten. Die Abb. 9-23 bis Abb. 9-26 zeigen die Entwicklung einiger ausgewählter Querprofile der Rechtskurve bei Fkm 168,0, der Linkskurve bei Fkm 166,5 und der anschließenden Rechtskurve bei Fkm 166,3.

Es lassen sich folgende Beobachtungen festhalten:

- Trotz der nahezu identischen Krümmungs- und Gefällesituation zeigt die Rechtskurve bei Fkm 168,0 eine deutlich geringere und trägere Verlagerung als die Linkskurve bei Fkm 166,5. Die Verlagerung des Flusslaufes bei Fkm 166,5 beträgt rund 120 m und hat die rückwärtig eingebrachten Sicherungen der Hochwasserschutzdeiche bereits erreicht. Der große Unterschied der Entwicklungsgeschwindigkeit der beiden Flusskurven entstand vermutlich aus einer besonderen Situation bei Fkm 166,7 heraus. Der Übergang des vorangegangenen linken, unbefestigten Abschnitts auf den weiterhin gesicherten Uferabschnitt wurde nicht gesondert ausgebildet, so dass sich, wie in der Abb. 9-25 zu sehen, der Flusslauf hinter die linksseitige Ufersicherung verlagern konnte. Aufgrund von massiven meterhohen Totholzanzahlungen und Verklausungen verlegte sich der geradlinige Abflussweg, und die Strömung wird über die alte Ufersicherung hinweg (ähnlich einer Rampe) nahezu senkrecht auf das unbefestigte rechte Ufer abgelenkt. Dieses Hinterspülen eines befestigten Uferabschnitts und die Totholzverklausung führten wahrscheinlich zu der doppelt so großen Aufweitung als in der vergleichbaren Kurvensituation bei Fkm 168,0. Dieser **von Singularitäten ausgelöste Entwicklungsprozess** wäre vermutlich auf Basis physikalischer oder numerischer Modelle in dieser Größenordnung im Vorfeld nicht prognostiziert worden.
- Ein Übergang von einem unbefestigten auf einen befestigten Uferabschnitt erfordert eine Einbindung der Ufersicherung in das Vorland (Einfangen des Flusses). Gerade bei gekrümmten Flussläufen ist ansonsten mit einer Hinterspülung zu rechnen. Dieses **Hinterspülen einer Ufersicherung** im Anschluss an ein Prallufer konnte auch bei anderen Uferrückbaumaßnahmen an der Isar z.B. im Bereich Moosburg bei Fkm 89,4 beobachtet werden.

- Vergleicht man die Querprofilentwicklungen der Abb. 9-23 bis Abb. 9-26, so lässt sich erkennen, dass es sich weniger um eine echte Verbreiterung handelt, sondern dass **sich der Fluss lediglich verlagert**. Die durchflossene Querschnittsfläche scheint eher geringer zu werden. In gestreckten Aufweitungsstrecken (phys. Modellversuche, Aufweitungsstrecke an der Wertach oder der Isar bei Nanntwein) kam es dagegen zu tatsächlichen Verbreiterungen.
- Aufgrund der Verlagerung von einer mäßig gekrümmten Linienführung hin zu engeren Radien ändern sich auch die Strömungsprozesse im Querschnitt. Der Radius geht umgekehrt proportional in den Betrag der Sekundärströmungsgeschwindigkeit ein (vgl. Gl. 4-20). Die Sekundärströmung wird somit dominanter. Dies verstärkt die Querneigung im Profil, da hier am Korn die nach innen gerichteten sohnahen Sekundärströmungskräfte über die entgegen gesetzten Hangabwärtskräfte ausgeglichen werden müssen (siehe z.B. Fkm 166,5 und Fkm 166,6). War in allen betrachteten beidseitigen Aufweitungsstrecken mit gestreckter Linienführung stets eine Erhöhung des Talwegs zu beobachten, lassen die Maßnahmen hier teils **ein verstärktes Einschneiden des Talwegs** im Pralluferbereich erkennen. Dies muss bei anstehenden tertiären Schichten berücksichtigt werden.
- Die gewünschten Umlagerungsprozesse und eine gesteigerte morphologische Aktivität wurden in kurzer Zeit erreicht. **Die Strömungs- und Uferstrukturen sind wesentlich vielfältiger**. Der kanalartige Verlauf geht in eine mäandrierende Linienführung über.
- Zeigen die Querprofile bis zu den Rückbaumaßnahmen eine relativ stabile Profilierung, so kommt es zwischen 2000 und 2005 zu schlagartigen Veränderungen. **Durch den einseitigen Uferrückbau ändert sich die Belastungssituation von bestehenden Uferbefestigungen**. Es ist mit einer deutlich höheren Belastung zu rechnen. Eventuell reichen bestehende Gründungstiefen nicht mehr aus. Dieser Prozess ist besonders gut an den Querprofilen Fkm 166,3 bis 166,0 in Abb. 9-22 und Abb. 9-26 zu erkennen. Durch die Rechtskurve kommt es am linken Prallufer zu deutlichen Uferverschiebungen (auch im Profil 166,0). Aufgrund der sich veränderten Anströmbedingungen durch die Verlagerung der vorhergehenden Linkskurve kommt es im Profil 166,0 allerdings zu einem Umschlagen der Belastung vom linken auf das rechte weiterhin befestigte Ufer. Hier lässt sich in den Jahren von

2002 bis 2006 ein tiefes Einschneiden am rechten Böschungsfuß erkennen. Der Fluss würde hier gerne ein Prallufer ausbilden, wird aber am Ufer umgelenkt. Diese Umlenkungskolke an festen Berandungen können deutlich tiefer ausfallen als die Pralluferkolke bei seitlicher freier Entwicklungsmöglichkeit. Dies konnte auch von *Marti (2007)* an seinen physikalischen Modellversuchen beobachtet werden. Eine Erhöhung der Belastung der Uferbefestigung ist auch an geradlinigen einseitigen Uferrückbaustrecken zu erwarten. Dies resultiert zum einen daraus, dass bei zunehmender Gerinnebreite die Bank/Kolk-Strukturen zunehmen. Zum anderen führt der einseitige Materialeintrag aus der Seitenerosion zu einer Querneigung im Profil zum verbauten Ufer hin, wodurch es dort zu bevorzugten Tiefenrinnen kommt. Dieser Prozess lässt sich gut an der in Abb. 9-21 dargestellten exemplarischen Querprofilentwicklung eines physikalischen Modellversuchs erkennen. In dem Versuch wurde eine einseitige, geradlinige Uferrückbaustrecke an der Iller unter konstanter bordvoller Belastung untersucht (*Niedermayr, 2006*).

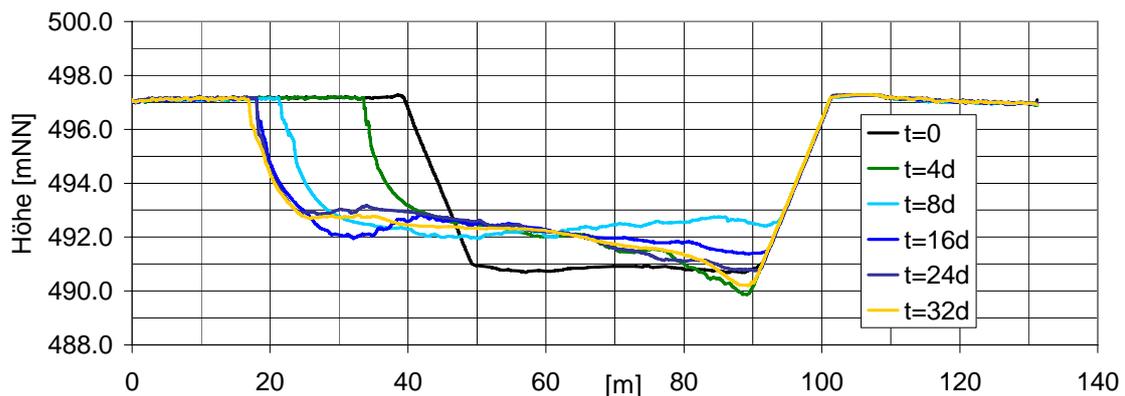


Abb. 9-21: Querprofilentwicklung in einem physikalischen Modellversuch; Uferverbau des geradlinigen Flussabschnittes nur an der linken Seite entfernt



Abb. 9-22: Eigendynamische Entwicklung der Isar im Mühlthal südlich von München; Fließrichtung von unten nach oben; Orthophotos aus den Jahren 1999, 2002 und 2006, (Quelle: Bayerisches Landesamt für Vermessung und Geoinformation)

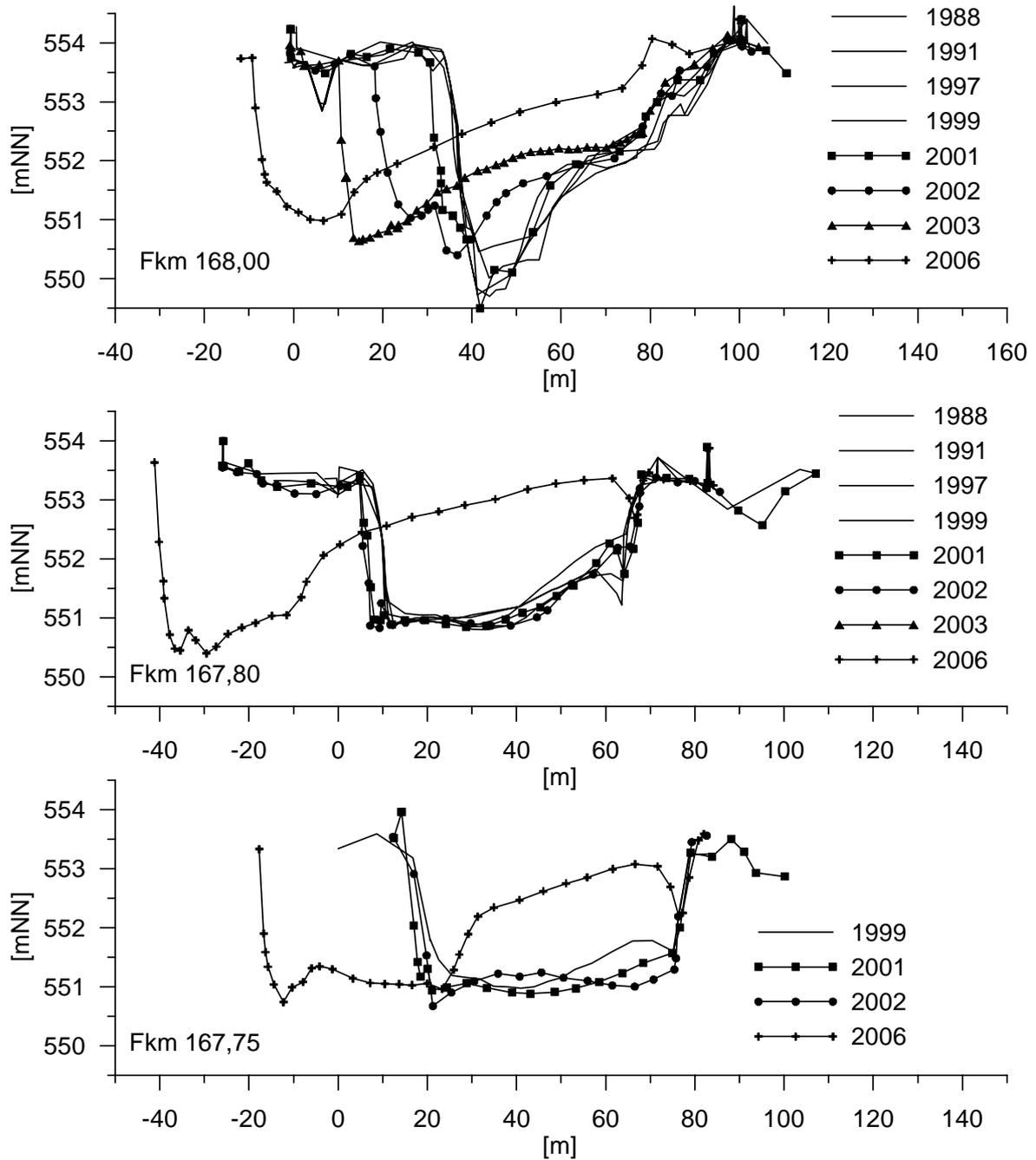


Abb. 9-23: Querprofilentwicklung der Fkm 168,00, Fkm 167,80 und Fkm 167,75  
(Darstellung stark überhöht)

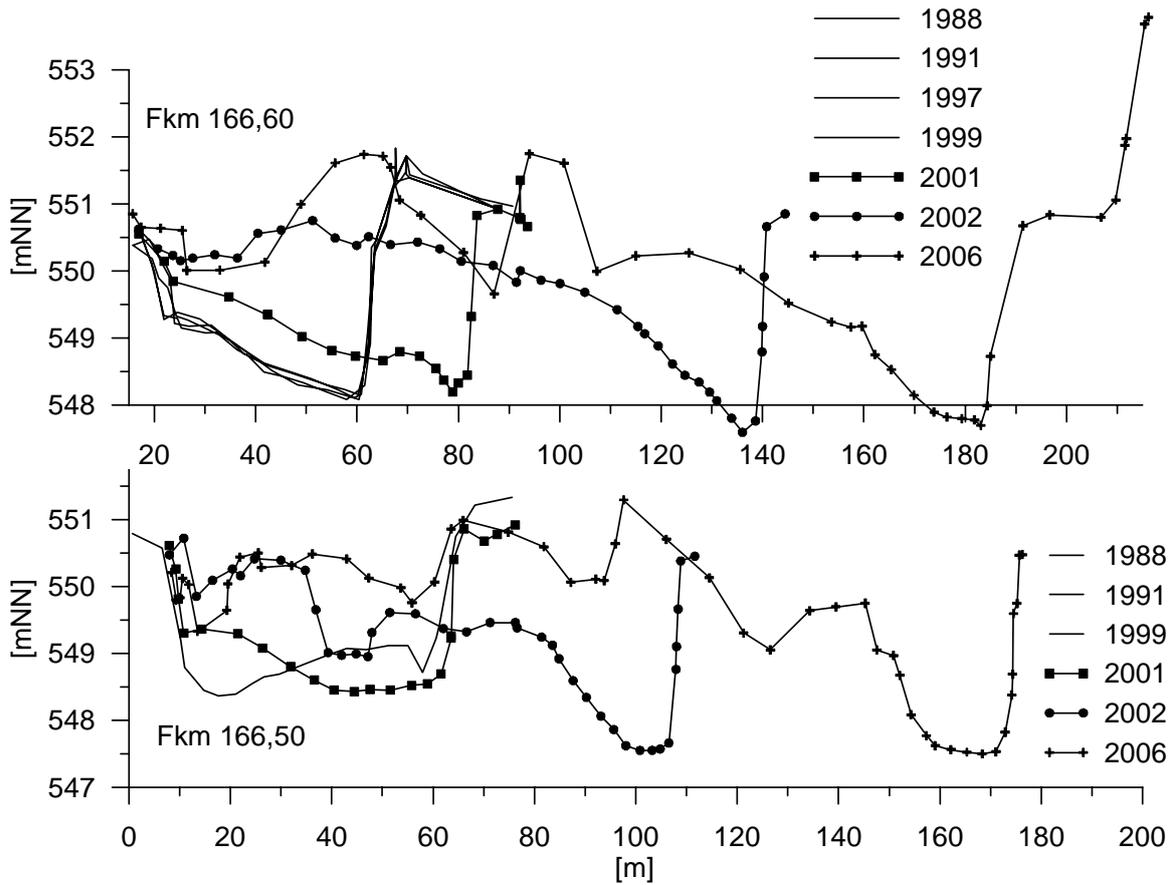


Abb. 9-24: Fkm 166,60 und Fkm 166,50 (Darstellung stark überhöht)



Abb. 9-25: Situation bei Fkm 166,5 (Photo Okt. 2005, S. Joven, WWA München)

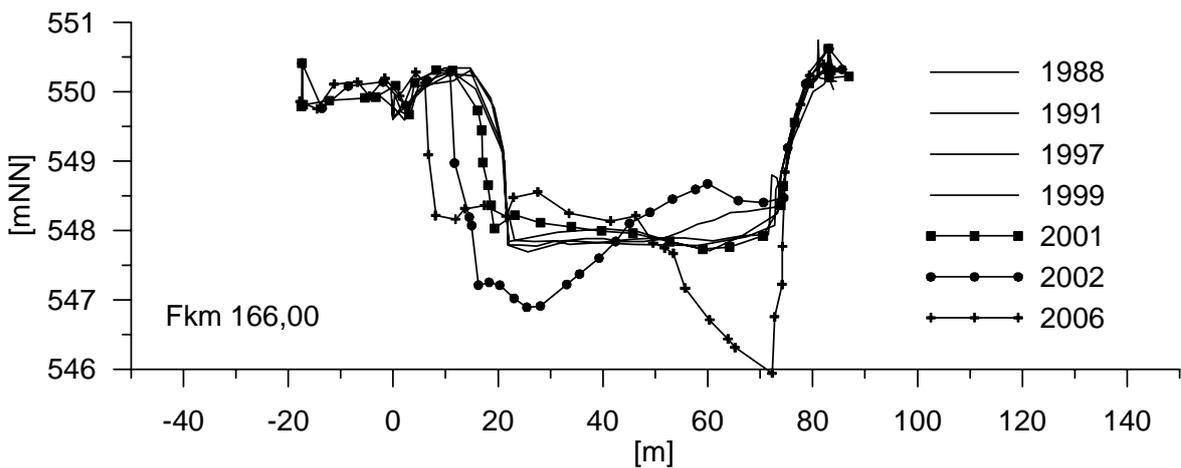
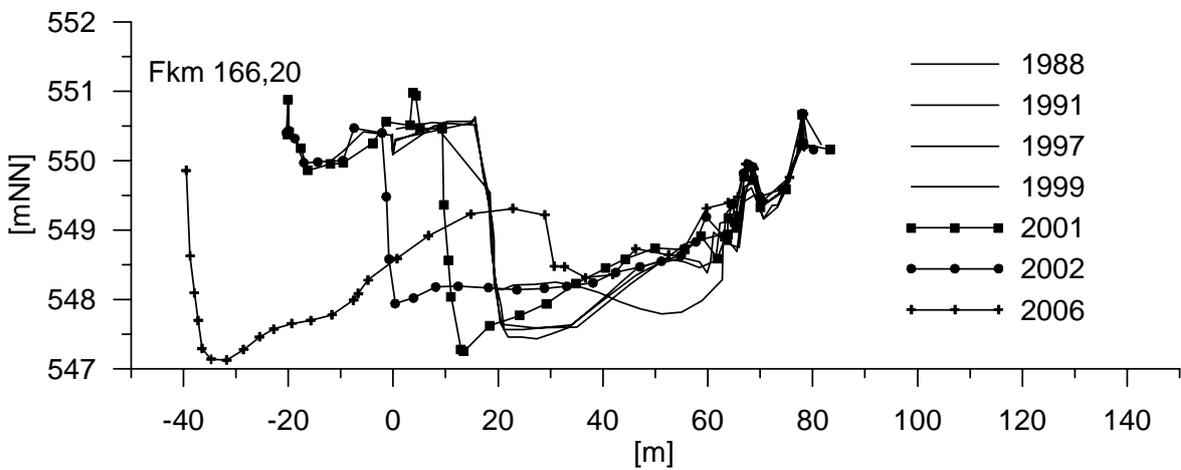
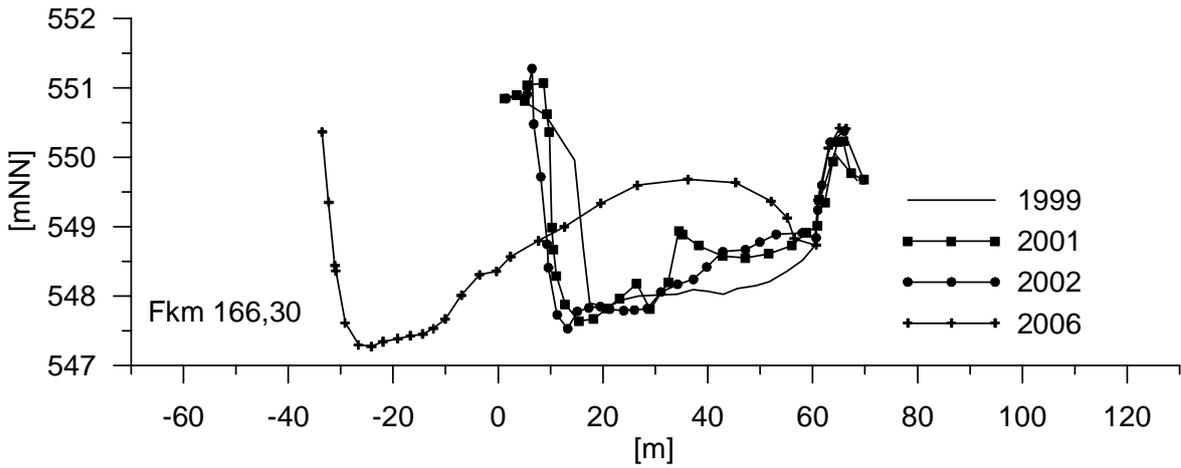


Abb. 9-26: Querprofilentwicklung der Fkm 166,30, Fkm 166,20 und Fkm 166,00  
(Darstellung stark überhöht)

## 10 Zusammenfassung

Zentraler Punkt dieser Arbeit ist die Vorhersage und die Beurteilung der Auswirkungen eines Uferrückbaus an einst korrigierten und befestigten Flussabschnitten auf deren morphologische Entwicklung. Betrachtet werden hierbei Flussabschnitte mit kiesigem Bettmaterial, welche sich derzeit im Erosionszustand befinden und klaren Randbedingungen unterworfen sind.

Für die Planung solcher Maßnahmen sind neben den zu erwartenden Gewässerbreiten auch mögliche Verlagerungstendenzen des Flusslaufes und ebenfalls die Entwicklungsgeschwindigkeiten von zentraler Bedeutung. In dieser Arbeit werden numerische und vereinfachte Abschätzungsverfahren aufgeführt und weiterentwickelt, um diese morphologischen Prozesse zu beurteilen. Hierbei wird vor allem auf die zweidimensionale tiefengemittelte Simulation von Flusskurven eingegangen. Weiter wird ein Verfahren zur Berücksichtigung von eigendynamischen Aufweitungsprozessen in eindimensionalen numerischen Modellen aufgezeigt. Anhand einer numerischen Parameterstudie konnte ein einfacher Ansatz abgeleitet werden, um die Aufweitungsgeschwindigkeit in geraden Flussabschnitten zu ermitteln. Ebenfalls werden Erfahrungen aus der Praxis zusammengestellt und diskutiert.

### *tiefengemittelte zweidimensionale Simulation von Kurvenströmungen*

Bei der tiefengemittelten Modellierung von Kurvenströmungen ist man auf Korrekturterme für die Sekundärströmung angewiesen. Es wurden hierfür verschiedene analytische Ansätze zusammengestellt. Die tiefengemittelten Simulationsergebnisse wurden mit Referenzwerten der höherwertigen numerischen Modelle SIMK und SSIIM-3D verglichen. Es konnte aufgezeigt werden, dass die für Kurven typischen Geschwindigkeitsverlagerungen nicht über die Kalibrierung des Turbulenzmodells nachvollzogen werden können. Im Gegensatz hierzu ließen sich mit Hilfe der Berücksichtigung der Dispersionsterme in den Flachwassergleichungen über analytische Ansätze gute Übereinstimmungen mit den Referenzwerten erzielen. Es konnte weiter gezeigt werden, dass anhand der tiefengemittelten Geschwindigkeiten über einen einfachen Kontinuitätsansatz auch Anhaltswerte für die vertikalen Sekundärströmungskomponenten rückgerechnet werden können. Bei den Untersuchungen stellte sich heraus, dass die grundlegende Problematik der analytischen Dispersionsansätze nicht in den zugrunde liegenden Profilannahmen bei der Herleitung liegt, sondern in der fehlenden Weitsicht, die Ausbildung der Sekundärströmung über den Querschnitt als Gesamtes zu betrachten. Gerade in den Rand- bzw. Ufer-

bereichen tritt diese Schwäche auf. Es wurde daher eine Möglichkeiten aufgezeigt, die Dispersionsterme in diesen Bereichen zu korrigieren. Die Dispersionsterme werden umso wichtiger, je steiler die Böschungen eines Gerinnes ausfallen. In den Dispersionstermen wird der lokale Radius der Strombahnen eingesetzt, welcher aus der Wassersiegellagenverkippung oder aus dem Geschwindigkeitsfeld berechnet werden kann. Bei Verwendung der Dispersionsterme im Praxiseinsatz werden an den Nass-Trocken-Ränder lokal stark schwankende Radien berechnet, was zu numerischen Problemen führt. Mit einer entsprechenden Behandlung der errechneten Radien konnte dies verhindert werden. In der Geschiebetransportberechnung werden aufgrund der Sekundärströmung Korrekturen in der Transportrichtung eingeführt. Je nach Ansatz wirkt sich dies verschieden stark auf die Aufweitungsgeschwindigkeit und auf die Querneigung in der Sohle aus. Ebenfalls ließen sich die Entstehung und der Zerfall der Sekundärströmung über einen einfachen, Rechenzeit schonenden Ansatz näherungsweise berücksichtigen. Die hier durchgeführten Weiterentwicklungen an einem bestehenden Modell konnten mit Messergebnissen an physikalischen Modellversuchen verifiziert werden. Hierbei zeigten sich auch klare Grenzen der verwendeten Ein-Korn-Geschiebmodellierung, welche Abplasterungsprozesse nicht berücksichtigt.

#### *Aufweitungsprozesse in eindimensionalen Modellen*

Um großräumige Geschiebebilanzierungen und Variantenvorüberlegungen durchzuführen, werden in der Praxis derzeit meist eindimensionale Geschiebetransportmodelle verwendet. Daher wurde hier eine Methode aufgezeigt, Aufweitungsprozesse auch in eindimensionalen Modellen zu berücksichtigen. Hierfür werden die Geschwindigkeiten, die Geschiebetransportraten und –Richtungen im Querschnitt knotenweise berechnet. Dies ermöglicht eine differenzierte Verformung der Querprofile. Bei einem Vergleich mit physikalischen Modellversuchsergebnissen zeigte sich die Anwendbarkeit dieser Methode im Falle von geradlinigen Strecken ohne ausgeprägte morphologische Strukturen und Flusskurven. Für den Einsatz in Flusskurven wurden ebenfalls Sekundärströmungskorrekturen ähnlich wie bei der tiefengemittelten Modellierung eingeführt. Hieraus resultiert zwar eine deutliche Verbesserung der Simulationsergebnisse in den Kurven. Dennoch sind die Übereinstimmungen in den Kurvenbereichen zwischen der Simulation und den physikalischen Messungen unbefriedigend. Die Anwendung des Verfahrens beschränkt sich somit auf gestreckte Flussabschnitte.

### *vereinfachte Abschätzung der Aufweitungsgeschwindigkeiten*

Anhand einer numerischen Parameterstudie konnte ein vereinfachtes Verfahren entwickelt werden, welches es ermöglicht, für geradlinige Strecken die Aufweitungsgeschwindigkeiten abzuschätzen. Als Eingangsgrößen werden hierfür das Fließgefälle, der maßgebende Korndurchmesser, die aktuelle Breite, die Böschungshöhe und der Abfluss benötigt. Auf Basis der Entwicklungsgeschwindigkeiten können für frei fließende Strecken unter Annahme eines in Längsrichtung ausgeglichenen Geschiebetransports somit auch die Auswirkungen von einzelnen Hochwasserwellen untersucht werden. Hierdurch lässt sich ein sukzessives Zurücknehmen des Baumbestandes (Reduzierung des Treibholzanfalls) oder eine zeitgerechte Rückverlegung der Unterhaltswege besser planen.

### *Erfahrungen aus der Praxis*

Jede Aufweituungsmaßnahme ist anderen Randbedingungen unterworfen. Anhand von numerischen Untersuchungen von zwei geplanten Rückbaustrecken an der Salzach konnte gezeigt werden, wie sich gerade der Geschiebeeintrag und die Unterwasserstandsrandbedingung auf die Reaktion der Strecke auf unterschiedliche hydrologische Belastungen auswirkt. Diese Unterschiede resultieren vor allem daraus, dass der Geschiebetransport in der Sohle schon bei geringeren Abflüssen einsetzt als die eigentliche Ufererosion.

Ebenfalls konnten die Auswirkungen von Bewuchs und von Feinsedimentablagerungen in den Böschungen durch einen Vergleich zwischen numerischer Simulation und Naturbeobachtungen an einer Aufweitungsstrecke an der Wertach aufgezeigt werden. Zwischen einzelnen Hochwassern aufkommender Bewuchs kann die Böschungserosion bei folgenden Hochwasserereignissen und damit eine Verbesserung der Sohlerosionsproblematik unterbinden.

Aufgrund von Feinsedimentablagerungen in den Böschungen muss mit einem geringeren Geschiebeeintrag aus der Seitenerosion gerechnet werden. Dies kann lokal die Aufweitungsgeschwindigkeit zwar erhöhen, führt aber längerfristig zu geringeren Breiten und tieferen Sohllagen.

Bei Auswertungen von Naturbeobachtungen an einer gekrümmten Rückbaustrecke an der Isar zeigte sich, dass aufgrund von Radienveränderungen und Veränderungen in der Anströmung teils mit einem tieferen Einschneiden des Talwegs bei Rückbaustrecken zu rechnen ist.

Bei einseitigen Rückbaumaßnahmen muss mit einer größeren Belastung der bestehenden Ufersicherung (Umlenkungskolke) gerechnet werden.

Gerade der Übergang zwischen unbefestigten Abschnitten und rückgebauten Flussabschnitten erfordert eine besondere Ausbildung. Andernfalls ist mit einem Hinter-spülen der Ufersicherung zu rechnen, was wie am Beispiel der Isar eine Flussverlagerung begünstigen kann. Diese Verlagerung wurde in diesem Beispiel noch durch den übermäßigen Treibholzanfall und einer damit einhergehenden Strömungsumlenkung aufgrund von Verklausungen verstärkt.

Zusammenfassend ließ sich an den Naturbeobachtungen feststellen, dass die numerische Simulation derzeit nur eine erste Basis für die Beurteilung von Aufweitungstrecken sein kann. Morphologische Entwicklungen auf Grund von Bewuchs, Verklausungen, geologische Schichtungen oder andere Singularitäten wie hinter-spülte Ufersicherungen, welche auch einer gewissen Zufälligkeit unterworfen sind, müssen derzeit aus der Erfahrung heraus und aus einer entsprechenden Interpretation der Rechenergebnisse beurteilt werden. Hier kann es durchaus sinnvoll sein, verschiedene Belastungsszenarien und Eventualitäten über geeignete Randbedingungen zu modellieren, und zum Beispiel gezielt Vorlandverklausungen als Strömungshindernisse in die Berechnung einzubauen.

**Formelzeichen**

A	[-]	Koeffizient für die Korrektur der sohnahen Strömung
B	[m]	Gewässerbreite
$b^*$	[m]	erreichte Breite $b_m$
$b_{eq}^*$	[m]	Regime-Breite
$b_m$	[m]	hydraulisch wirksame Breite
C	$[m^{1/2}/s]$	Chezy-Beiwert
$c_f$	[-]	dimensionsloser Reibungskoeffizient
$c_L$	[-]	Verhältnis von Liftkraft zu Schubkraft
$C_{lm}$	[-]	Parameter im Mischungswegansatz
$d_m$	[mm]	maßgebender oder mittlerer Korndurchmesser
$D_{uu}, D_{uv}, D_{vv}$	$[kg/s^2]$	Dispersionsterme in kartesischen Koordinaten
$D_{uu}^c, D_{uv}^c, D_{vv}^c$	$[kg/s^2]$	Dispersionsterme in Hauptströmungsrichtung orientiert
$e^*$	[-]	dimensionslose Diffusivität
$f_U$	[-]	$f_U = \theta'_{m,U}/\theta_{crit}$
g	$[m/s^2]$	Erdbeschleunigung
$G_B$	$[kg/s]$	Geschiebetransport im 1D-Querschnitt
$g_B$	$[kg/(ms)]$	Geschiebetransport am Knoten eines 1D-Querschnitts
h	[m]	Fließtiefe
$h_m$	[m]	mittlere Fließtiefe
$h_{Ufer}$	[m]	Höhe der Uferböschung
I, $I_0$	[-]	Gefälle, Ausgangsgefälle
$k_1, k_2$	[-]	Konstanten in der Geschiebetransportformel
$K_1, K_2, K_3$	[-]	Profilabhängiger Anteil in den Dispersionstermen
$k_B$	[-]	Kalibrierkonstanten für die Abminderung der Sekundärströmung im Böschungsbereich

$k_S$	[m]	äquivalente Sandrauheit
$k_{Str}$	[m <sup>1/3</sup> /s]	Strickler-Beiwert
$L$	[m]	Aufnahmelänge des Geschiebes im Loading-Law
$L_{b*eq}$	[m]	Regime-Länge
$l_m$	[m]	Mischungsweglänge
$p$	[-]	Porosität
$Q$	[m <sup>3</sup> /s]	Abfluss
$q_{B*}, q_B$	[kg/(sm)]	Geschiebetransportkapazität, Geschiebetransport
$R$	[m]	Radius
$Re^*$	[-]	Reynoldszahl des Korns $Re^* = u_* \cdot d_m / \nu$
$R_{sec}$	[m]	Radius verwendet in den Sekundärströmungskorrekturtermen
$S$	[m]	Wasserspiegelkote
$s, n$	[m]	an der Hauptströmung ausgerichtete Koordinaten
$u_*$	[m/s]	Schubspannungsgeschwindigkeit
$U, V$	[m/s]	tiefengemittelte Geschwindigkeit in x, y-Richtung
$u, v, w$	[m/s]	Fließgeschwindigkeiten in x,y,z-Richtung
$U_c, V_c$	[m/s]	tiefengemittelte Geschwindigkeit der Hauptströmung und senkrecht hierzu
$v_{c,S}$	[m/s]	Sekundärströmung an der Wasserspiegeloberfläche
$V_m$	[m/s]	mittlere Geschwindigkeit im Querschnitt
$x, y, z$	[m]	kartesische Koordinaten
$\alpha$	[°]	Winkel, Bewegungsrichtung des Geschiebes
$\beta$	[-], [°]	Konstante für die Ermittlung der Sekundärströmungsentwicklungslänge oder Böschungsneigung
$\kappa$	[-]	von Karman-Konstante

$\lambda$	[m]	Wellenlänge oder Entwicklungslänge der Sekundärströmung
$\theta$	[-]	Shields-Parameter
$\theta_{\text{crit},0}, \theta_{\text{crit}}$	[-]	kritischer Shields-Parameter in der Ebene
$\theta_{\text{crit},\beta}$	[-]	kritischer Shields-Parameter bei geneigter Berandung
$\theta_{m,U}$	[-]	über die Sohle gemittelter Shields-Wert
$\theta_s, \theta_n$	[°]	Winkeldefinition der Strömungsrichtungen
$\rho$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Wassers
$\rho'$	[-]	$\rho' = (\rho_s - \rho) / \rho$
$\rho_s$	[kg/m <sup>3</sup> ]	Dichte des Sediments
$\tau_B$	[N/m <sup>2</sup> ]	Randschubspannung
$\delta$	[°]	Winkel der Strömung
$\delta_{\text{sec}}$	[°]	Winkel der Abweichung der sohnahen Strömung aufgrund der Sekundärströmung
$\nu$	[m <sup>2</sup> /s]	kinematische Viskosität
$\nu_t$	[m <sup>2</sup> /s]	Wirbelviskosität
$\sigma_t$	[-]	turbulente Schmidtzahl
$\varphi$	[°]	innerer Reibungswinkel

## Literaturverzeichnis

**ASCE Task Committee on Turbulence Models in Hydraulic Computations (1988):** *Turbulence Modelling of Surface Water Flow and Transport*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 114, No. 9

**ATV-DVWK (2003):** *Feststofftransportmodelle für Fließgewässer*. Arbeitsbericht WW-2.4

**Aufleger, M.; Hafner, T.; Niedermayr, A. (2004):** *River Stabilisation by breach-ramps and widening*; Ninth International Symposium on River Sedimentation (9th ISRS), Yichang, China (2004)

**Aufleger, M.; Hafner, T.; Niedermayr, A.; Schindler, M.; Schmutz, M. (2005):** *Uferrückbau und eigendynamische Entwicklung von geschiebeführenden Flüssen – Ergebnisse von physikalischen und numerischen Modelluntersuchungen*. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, Jänner/Februar 2005, S. 17-25

**Aufleger, M.; Niedermayr, A (2006):** *V-Rampen und deren Anwendung in Kombination mit Uferrückbaumaßnahmen*. Wasserwirtschaft, Heft 11, Seite 20-24

**Aufleger, M.; Niedermayr, A (2004):** *Large Scale tests for gravel river widening*. Second International Conference on Fluvial Hydraulics, River Flow 2004, Neapel

**Bathurst, J. C.; Thorne, C. R.; Hey, R. D. (1979):** *Secondary Flow and Shear Stress at River Bends*. Journal of Hydraulics Division, Vol. 105; HY10; 1277-1294

**Binder, W. (2004):** *Fluss- und Auenentwicklung an der Isar*. Symposium „Lebensraum Fluss“ 16.–19. Juni 2004 in Wallgau, Seite 273-285; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TUM, Nr. 100

**Binder, W.; Gröbmaier, W. (2002 und 2006):** *Neues zur Renaturierung der Isar und Die Isar, auf dem Weg zum guten Zustand*. ATV-DVWK Mitglieder-Rundbrief 2/2002 und DWA Mitglieder-Rundbrief 2/2006 des Landesverband Bayern

**Blanckaert, K.; Graf, W. H. (2001):** *Mean Flow and Turbulence in Open-Channel Bend*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 127, No. 10; 835-847

**Bui, M. D. (1998):** *Berechnung der Strömung und des Stofftransports in Flüssen mit einem tiefengemittelten numerischen Verfahren*. Dissertation, Institut für Hydromechanik der Universität Karlsruhe.

**Carstensen, D. (1999):** *Beanspruchungsgrößen in Fließgewässern mit geschwungener Linienführung*. Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik der TU Dresden, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 16

- Duan, J. G. (2004):** *Simulation of Flow and Mass Dispersion in Meandering Channels*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 130, No. 10; 964-976
- Duan, J. G.; Julien, P. Y. (2005):** *Numerical simulation of the inception of channel meandering*. Earth Surface Processes and Landforms 30, 1093-1110 (2005), published online in Wiley InterScience
- Engelund, F. (1974):** *Flow and Bed Topography in Channel Bends*. Journal of Hydraulics Division, Vol. 100; HY11; 1631-1648
- Engelund, F. (1976):** *Closure - Flow and Bed Topography in Channel Bends*. Journal of Hydraulics Division, Vol. 102; HY3; 416-418
- Fang, Ch.; Mao, J.; Lu W. (2005):** *2D Depth-Averaged Sediment Transport Model Taken Into Account Of Bend Flows*. Proceedings of US-China Workshop on Advanced Computational Modelling in Hydroscience and Engineering, Oxford
- Flokstra, F. (1977):** *The Closure Problem for Depth-Averaged Two-Dimensional Flow*. 17<sup>th</sup> IAHR Congress, Baden-Baden, Paper A106
- Franke; P.-G. (1974):** *Hydraulik für Bauingenieure*. Sammlung Göschen, Walter de Gryter, ISBN 3 11 0039001
- Frenz, R.; Krüger, G.-M. (1998):** *Ökologische Ausgleichsmaßnahmen am Beispiel des Mühlal-Kraftwerks*. Symposium „Planung und Realisierung im Wasserbau“ 15. – 17. Oktober 1998, Seite 309-320; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 82
- Fuchs, E (2006):** *Integrierte Auenmodellierung – ein Beitrag zur Entscheidungsunterstützung an Fließgewässern*. 36. Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2006, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Nr. 146, Seite C3-C14
- Hafner, T.; Schindler, M.; Schmutz, M. (2004):** *Eigendynamische Gewässerentwicklung – Ein Vergleich zwischen Simulation und Wirklichkeit*. – Symposium „Lebensraum Fluss“ 16. – 19. Juni 2004 in Wallgau, Seite 229-237; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 100
- Hartlieb, A. (1999):** *Offene Deckwerke – Eine naturnahe Methode der Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flußabschnitte*. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 85

- Hartlieb, A. (2007):** *Offene Deckwerke – Realisierung und erste Bewährungsprobe beim Augsthochwasser 2005* – Symposium „Wasserbau an der TU München“ 16. März 2007 in Wallgau, Seite 161-169; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 110
- Haselsteiner, R. (2007):** *Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung*. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 111
- Hunzinger, L. M. (1998):** *Flussaufweitungen – Morphologie, Geschiebehaushalt und Grundsätze zur Bemessung*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Heft 159
- Hussein, A.; Smith K. (1986):** *Flow and bed deviation angle in curved open channels*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 24, No. 2, Seite 93-108
- Jansen, P. Ph. (1979):** *Principles of River Engineering, The non-tidal alluvial river*. Pitman, London, ISBN 0-273-01139-1
- Jäggi, M. (1983):** *Alternierende Kiesbänke*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Heft 62
- Jin, Y.-Ch.; Steffler P. M. (1993):** *Predicting Flow in Curved Open Channels by Depth-Averaged Method*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 119, No. 1; 109-124
- Julien, P. Y.; Wargadalam, J. (1995):** *Alluvial Channel Geometry: Theory and Applications*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 121, No. 4; 312-325
- Kalkwijk, J.P.TH., Booij, R. (1986):** *Adaptation of secondary flow in nearly-horizontal flow*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 24, No. 1, Page 19-37
- Kalkwijk, J.P.TH., de Vriend, H. J. (1980):** *Computation of the Flow in Shallow River Bends*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 18, No. 4, Seite 327-341
- Kölling, Ch. (1994):** *Finite-Element-Simulation der Geschwindigkeitsverteilung in teilgefüllten Kanälen und Rohrleitungen*. Mitteilungen des Lehrstuhls für Hydraulik und Gewässerkunde der TU München, Nr. 60
- Lederer, B; Hopf, G. (2004):** *Untere Salzach – Möglichkeiten einer Flussanierung*. Symposium „Lebensraum Fluss“ 16.-19. Juni 2004 in Wallgau, Seite 307-316; Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 100
- Lee, J.-S.; Julien, P. Y. (2006):** *Downstream Hydraulic Geometry of Alluvial Channels*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 132, No. 12; 1347-1325

- Lien, H. C., Hsieh, T. Y., Yang, J. C. Yeh, K. C. (1999):** *Bend-Flow Simulation Using 2D Depth-Averaged Model*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 125, No. 10; 1097-1108
- Lippert, K. (2005):** *Analyse von Turbulenzmechanismen in naturnahen Fließgewässern und ihre mathematische Formulierung für hydrodynamische Modelle*. Hamburger WasserbauSchriften, Technische Universität Hamburg-Harburg, Band 4
- Malcherek, A. (2002):** *Fließgewässer – Hydromechanik und Wasserbau. Vers 3.0*. Institut für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München
- Malcherek, A. (2001):** *Hydrodynamik der Oberflächengewässer*. Institut für Strömungsmechanik und elektronisches Rechnen der Universität Hannover. Nr. 61
- Marburger, M. (1998):** *Entwicklung eines tiefengemittelten morphodynamischen Fließgewässermodells*. Kassler Wasserbau-Mitteilungen, Universität Gesamthochschule Kassel, Heft 8/1998
- Marti, Ch. (2007):** *Morphologie von verzweigten Gerinnen*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Heft 199
- Marti, Ch.; Bezzola G. R. (2004):** *Sohlenmorphologie in Flussaufweitungen. Turbulenzen in der Geomorphologie*, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich. Heft 184, Seite 173 – 187
- Mende, M. (2005):** *Sohnnahe Querbauwerke zur naturnahen Fließgewässerregulierung*. Beitrag zum 7. JuWi-Treffen, Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft der TU Graz, Band 43, Seite 115 -120.
- Mende, M. (2006):** *Lenkbuhnen: Eine kostengünstige und naturnahe Methode zur Aufwertung von Fließgewässern*. Beitrag zum gemeinsamen Institutskolloquium der TU Braunschweig und HS Magdeburg-Stendal (FH) am 16. November 2006 "Kostengünstige Bausteine zur Umsetzung der EU-WRRL", 22-26.
- Meyer-Peter, E.; Müller, R. (1949):** *Eine Formel zur Berechnung des Geschiebetransports*. Schweizerische Bauzeitung, 67. Jahrgang
- Mewis, P. (2002):** *Morphodynamisch-numerische Modellierung von Flußkurven*. Mitteilungen des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt, Heft 126
- Mosselman, E. (1992):** *Mathematical modelling of morphological processes in rivers with erodible banks*. Communications on hydraulic and geotechnical engineering. TU Delft, No. 92-3

- Nagata, N.; Hosoda, T.; Muramoto, Y. (2000):** *Numerical Analysis of River Channel Processes with Bank Erosion*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 126, No. 4; 243-253
- Nalder, G. (1997):** *Aspects of flow in meandering channels*. IPENZ Conference Vol. 24, No. 1, Seite 41-48
- Niedermayr, A. (2006):** *Große Modellversuche zum Uferrückbau – Beispiel und Ergebnisse*. Workshop Modelle 29. – 30. Sept. 2005 Wallgau, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 104, Seiten 208-216
- Odgaard, A. J. (1989):** *River Meander Model 1: Development*. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 115, No. 11; 1433-1450
- Olsen, N., R., B. (2003):** *A three-dimensional numerical model for simulation of sediment movements in water intakes with multiblock option – User's manual*. Department of Hydraulic and Environmental Engineering – The Norwegian University of Science and Technology
- Pasche, E. (1984):** *Turbulenzmechanismen in naturnahen Fließgewässern und die Möglichkeiten der mathematischen Erfassung*. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Nr. 52
- Phillips, B.C.; Sutherland, A.J. (1989):** *Spatial Lag Effects in Bed Load Sediment Transport*. IAHR, Journal of Hydraulic Research, Vol. 27, No. 1
- Promny, M; Malcherek, A (2006):** *Dreidimensionale fraktionierte Modellierung von Bodengefüge und Feststofftransport mit dem Modell SediMorph*. Workshop „Modelle im Wasserbau“ 29. – 30. September 2005 in Wallgau, Seite 168-177
- Rouvé, G.; Schröder, M. (1994):** *Die Entwicklung eines mathematisch-numerischen Verfahrens zur Berechnung naturnaher Fließgewässer*. DFG-Abschlussbericht Ro 365/31-6, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen
- Rozovskii, I. L. (1957):** *Flow of Water in Bends of Open Channels*. Academy of Sciences of the Ukrainian SSR, Institute of Hydrology and Hydraulic Engineering, Kiev - 1957
- Rüther, N.; Olsen, N.R.B. (2006):** *Towards the prediction of free-forming meander formation using 3D computational fluid dynamics*. Dresdner Wasserbaukolloquium 9./10. März 2006, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 32

- Rüther, N.; Olsen, N.R.B. (2003):** *CFD Modeling Of Meandering River Evolution*. XXX IAHR Congress, Thessaloniki, Greece, Seite 725-731
- Scherle, J. (1999):** *Entwicklung naturnaher Gewässerstrukturen – Grundlagen, Leitbilder, Planung*. Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe, Heft 199
- Schmautz, M. (2003):** *Eigendynamische Gewässerentwicklung in einer geraden Gewässerstrecke – Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell*. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 96
- Schmautz, M.; Aufleger, M. (2001):** *Mathematische Modellierung der Strömung im Uferbereich von Fließgewässern*. Festschrift `75 Jahre Oskar von Miller-Institut` Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 91, Seite 214-226
- Sekine, M.; Parker, G. (1992):** *Bed-load Transport on Transverse Slope I*. ASCE, Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 118, No. 4.
- Shields, A. (1936):** *Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung*. Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Berlin, Heft 26
- Spannring, M. (1999):** *Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers*. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München, Nr. 86
- Stein, C. J. (1990):** *Mäandrierende Fließgewässer mit überströmten Vorländern - Experimentelle Untersuchungen und numerische Simulation*. Mitteilungen des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, Nr. 76
- Strobl, Th.; Aufleger, M.; Niedermayr, A. (2004):** *Modellversuch „Weiches Ufer“ Bericht 5*. Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU München (unveröffentlicht)
- Struiksma, N.; Olesen; Flokstra; Vriend (1985):** *Bed deformation in curved alluvial channels*, Journal of Hydraulic Research, Vol. 23, No. 1
- Vogel, S. (2003):** *Ansätze zur Bemessung rauer Rampen in aufgelöster Bauweise*. Mitteilungshefte des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, Heft Nr. 88

**de Vriend, H. J. (1976):** *A mathematical model of steady flow in curved open shallow channels.* Communications on Hydraulics, Delft University of Technology, Report no. 76-1

**WRS - Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach (2000):** *Untersuchungen zur Flussmorphologie der Unteren Salzach* – Bearbeitung: Mangelsdorf, J.; Weiß, F.-H.; Schaipp, B.; Bayrisches Landesamt für Wasserwirtschaft

**WRS - Wasserwirtschaftliche Rahmenuntersuchung Salzach (2001):** *Physikalisches Modell Sohlrampe mit Mäanderstrecke* – Bearbeitung: Hengl, Platzer, Wibmer, Ogris, Krouzecky, Streicher; Amt der Salzburger Landesregierung, Fachabteilung Wasserwirtschaft

**Yalin, M.S. (1992):** *River Mechanics.* Pergamon Press, Oxford

**Yulistiyanto, B.; Zech, Y.; Graf, W. H. (1998):** *Flow around a Cylinder: Shallow-Water Modelling with Diffusion-Dispersion.* Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124, No. 4; 419-429

**Zanke, U.; Mewis, P. (2002):** *Morphodynamisches Simulationssystem TIMOR.* Wasser & Boden 54 (2002) 4, Seite 14-22

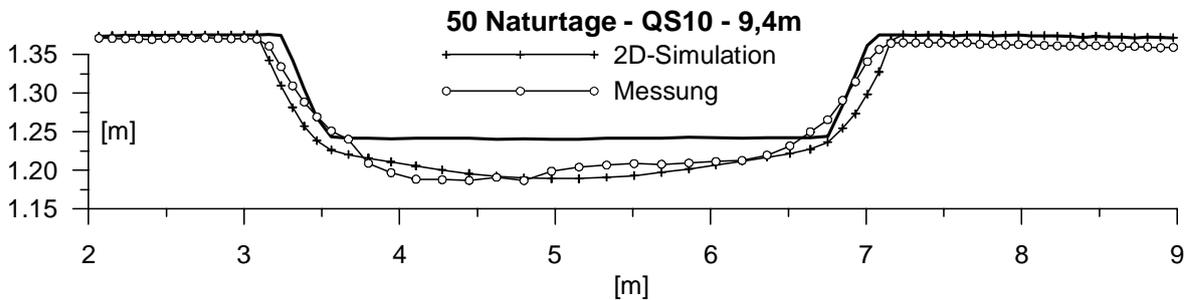
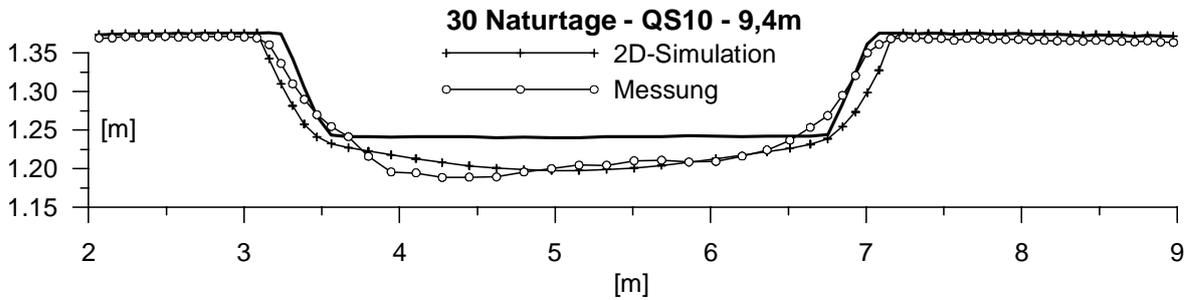
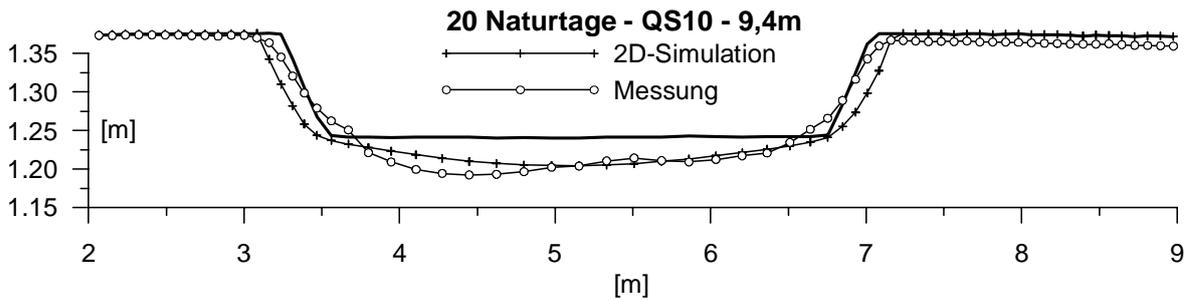
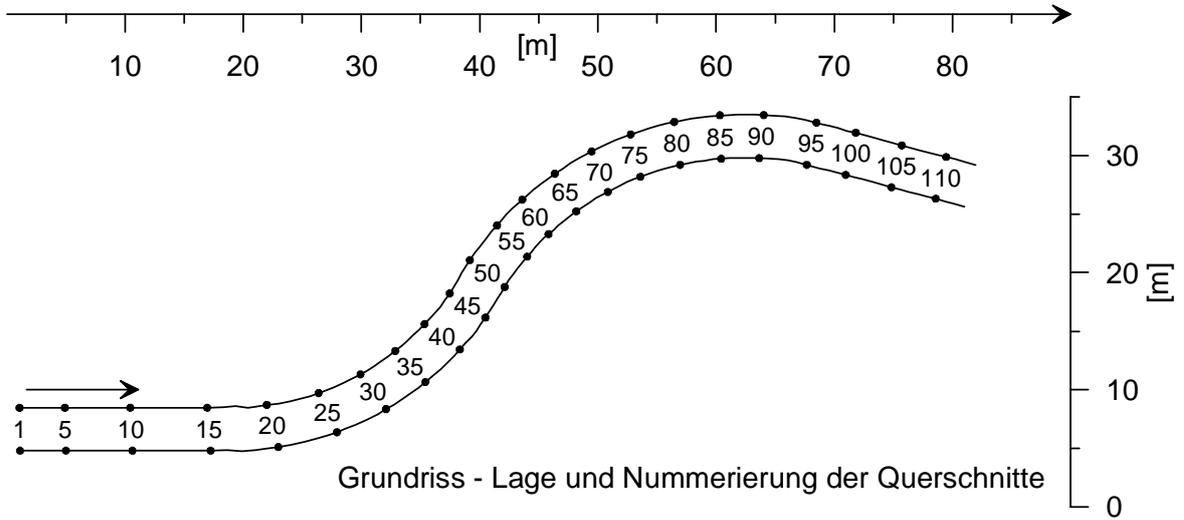
**Zimmermann, C.; Naudascher, E. (1979):** *Sohlausbildung und Sedimentbewegung in Krümmungen alluvialer Gerinne.* Wasserwirtschaft 69 (1979) 4, Seite 110-117

**Anhang**

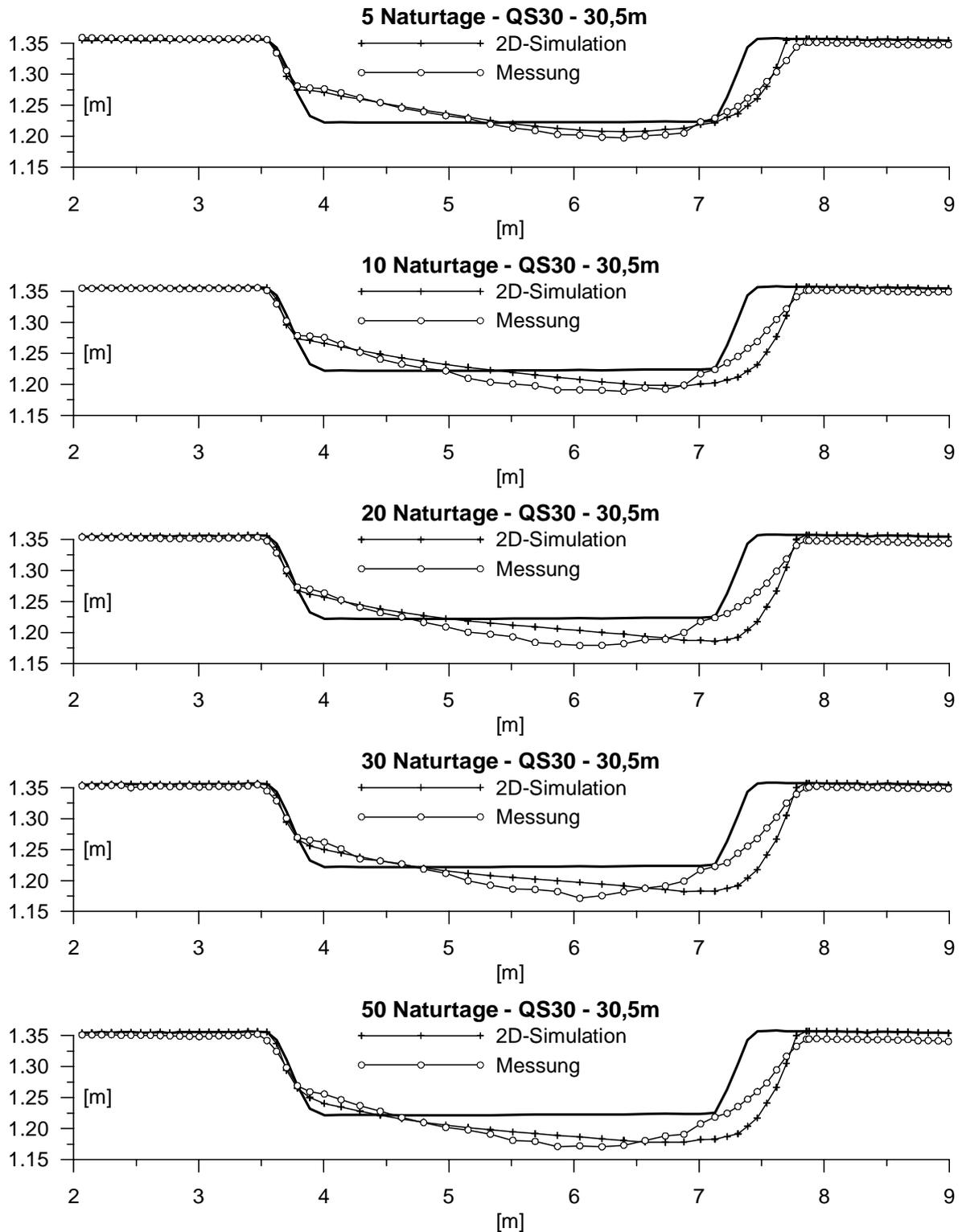
Anhang 1: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (QS 10)	177
.....	
Anhang 2: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (QS 30)	178
.....	
Anhang 3: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (QS 35)	179
.....	
Anhang 4: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (QS 40)	180
.....	
Anhang 5: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (QS 50)	181
.....	
Anhang 6: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (QS 70)	182
.....	
Anhang 7: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (QS 80)	183
.....	
Anhang 8: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (QS 50)	184
.....	
Anhang 9: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (QS 100)	185
.....	
Anhang 10: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (20 Tage).....	186
Anhang 11: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim_1 (50 Tage).....	187
Anhang 12: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (QS 10)	188
.....	
Anhang 13: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (QS 30)	189
.....	

Anhang 14: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (QS 35)	190
Anhang 15: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (QS 40)	191
Anhang 16: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (QS 50)	192
Anhang 17: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (QS 70)	193
Anhang 18: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (QS 80)	194
Anhang 19: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (QS 90)	195
Anhang 20: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (QS 100)	196
Anhang 21: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (20 Tage)	197
Anhang 22: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim_1 (50 Tage)	198

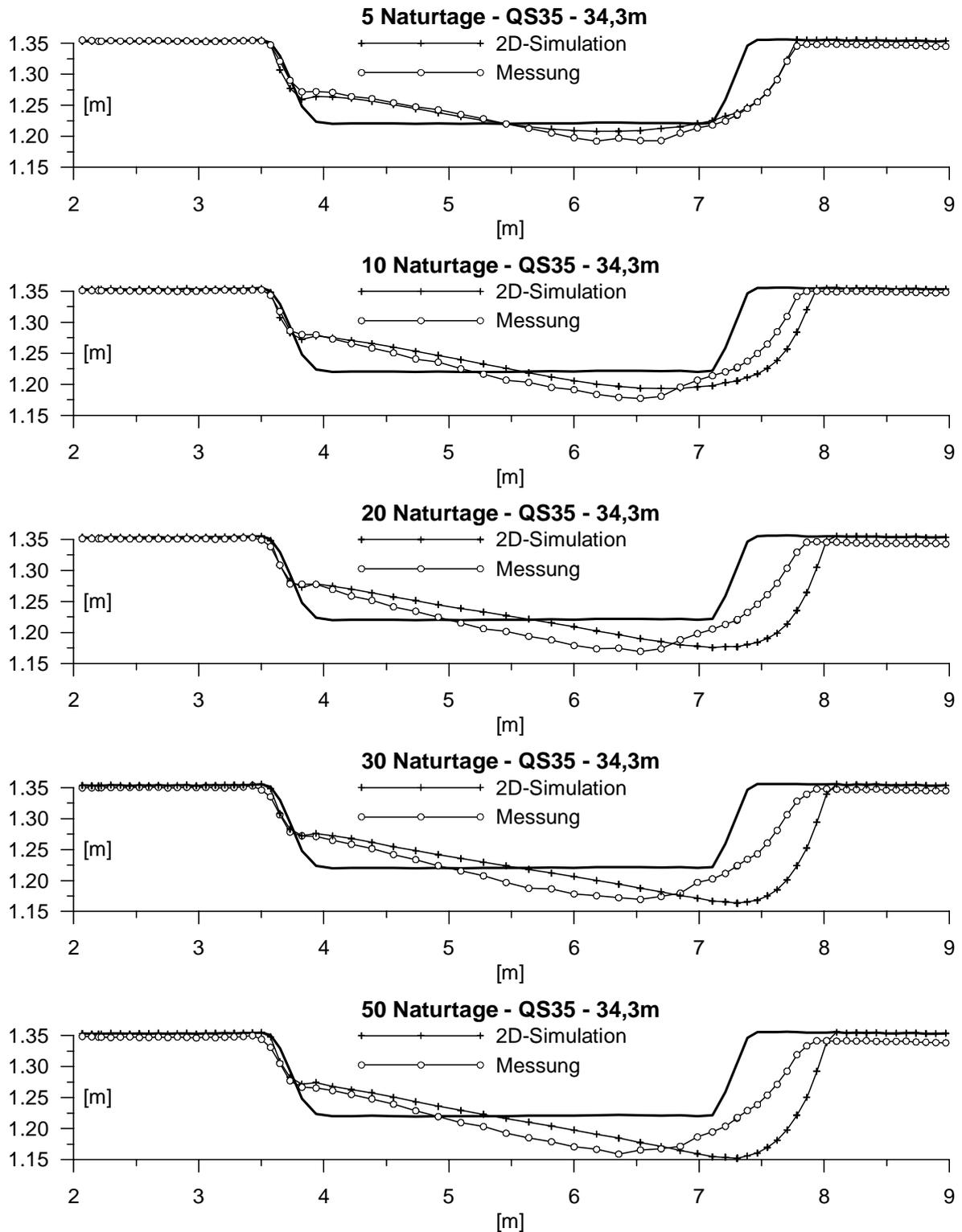
Anhang 1: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KVI mit Sim\_1 (QS 10)



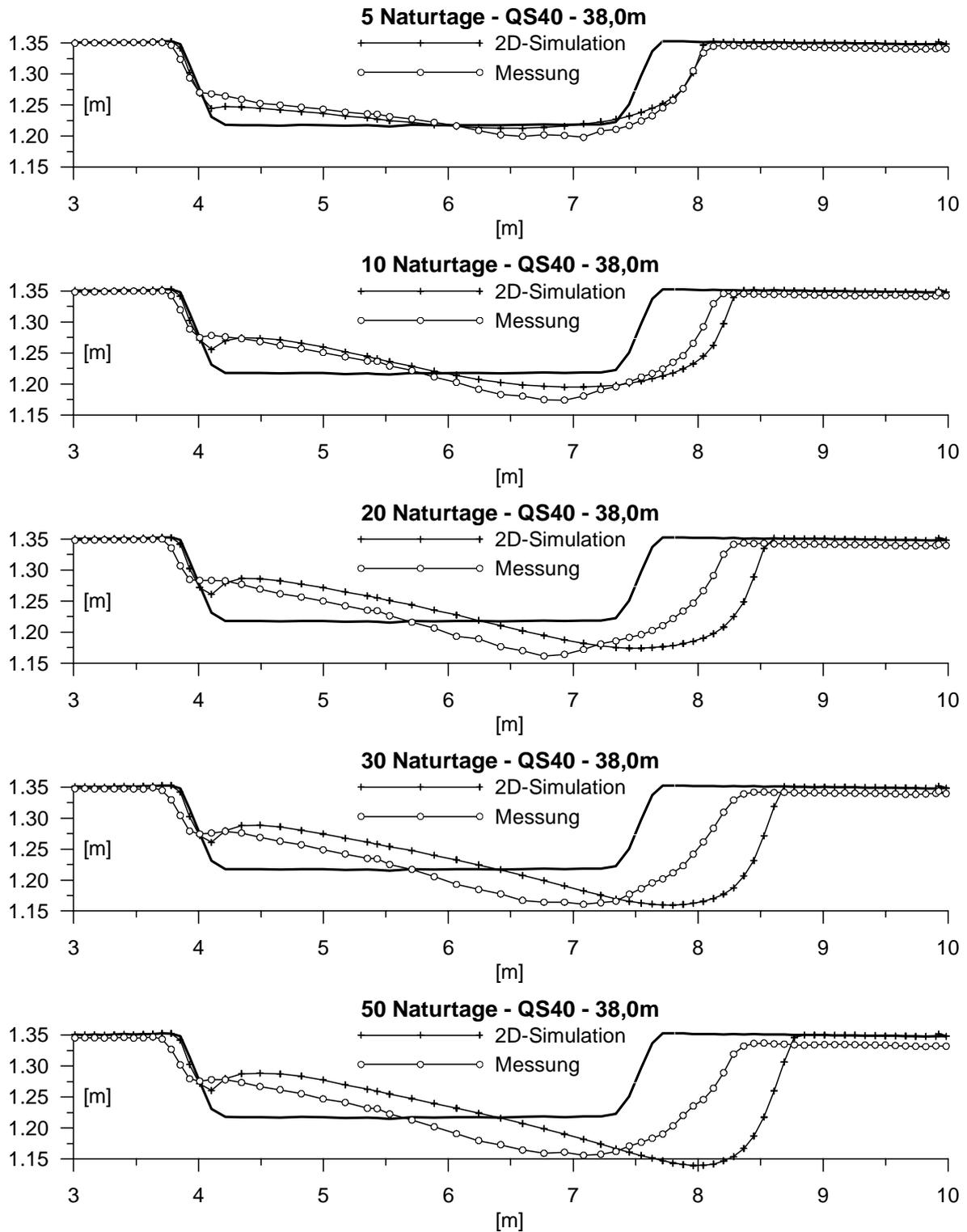
## Anhang 2: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim\_1 (QS 30)



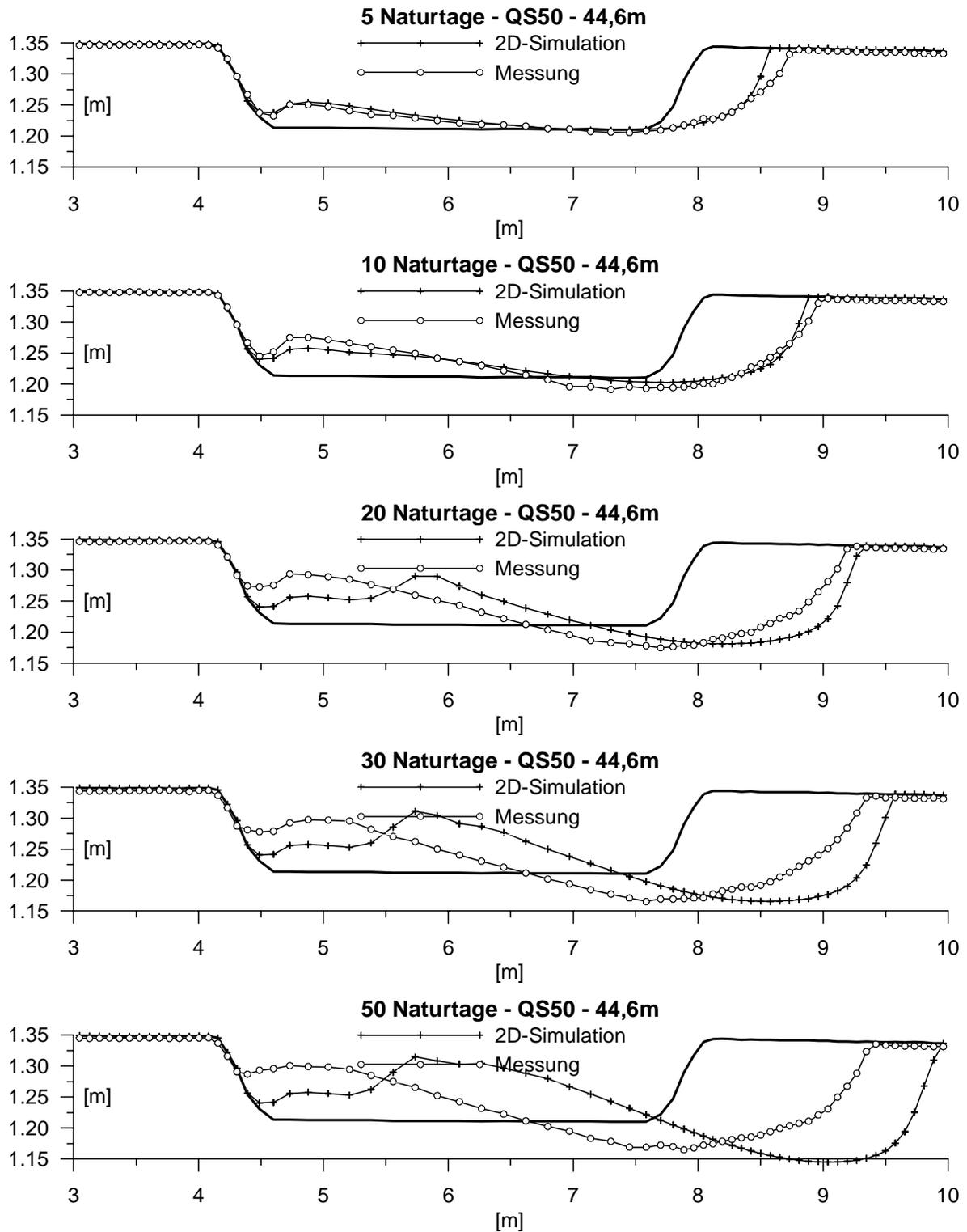
## Anhang 3: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim\_1 (QS 35)



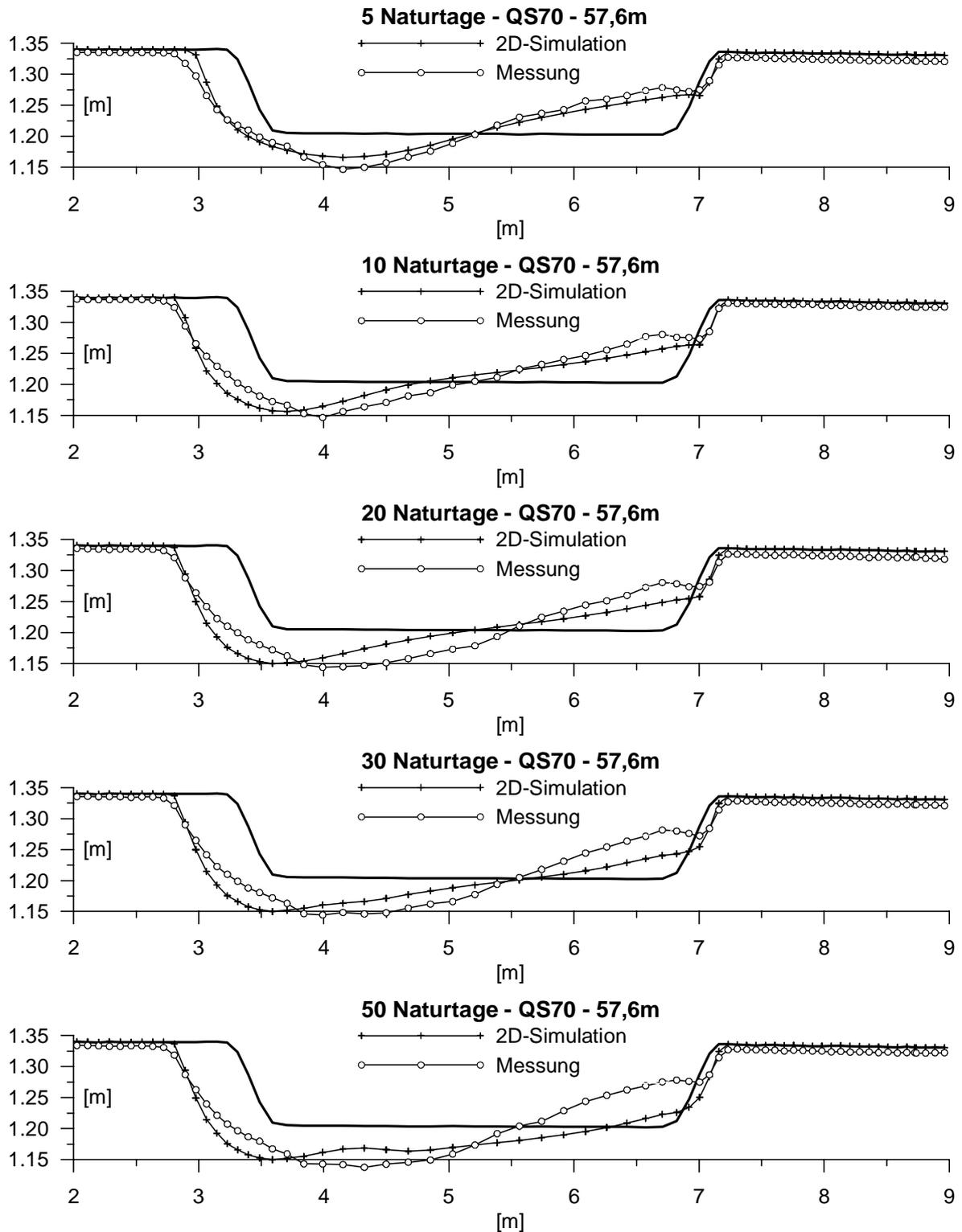
## Anhang 4: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KVI mit Sim\_1 (QS 40)



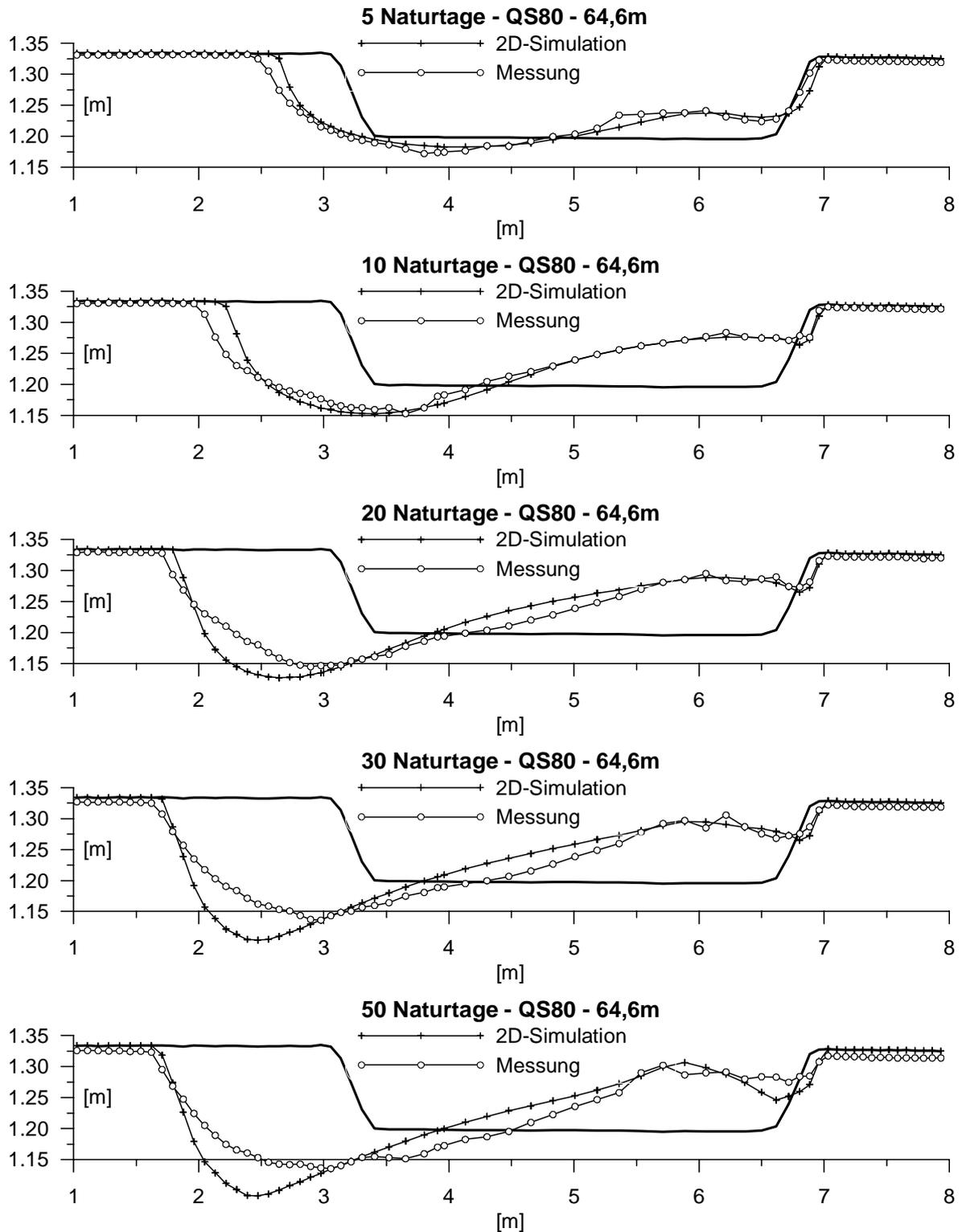
## Anhang 5: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KVI mit Sim\_1 (QS 50)



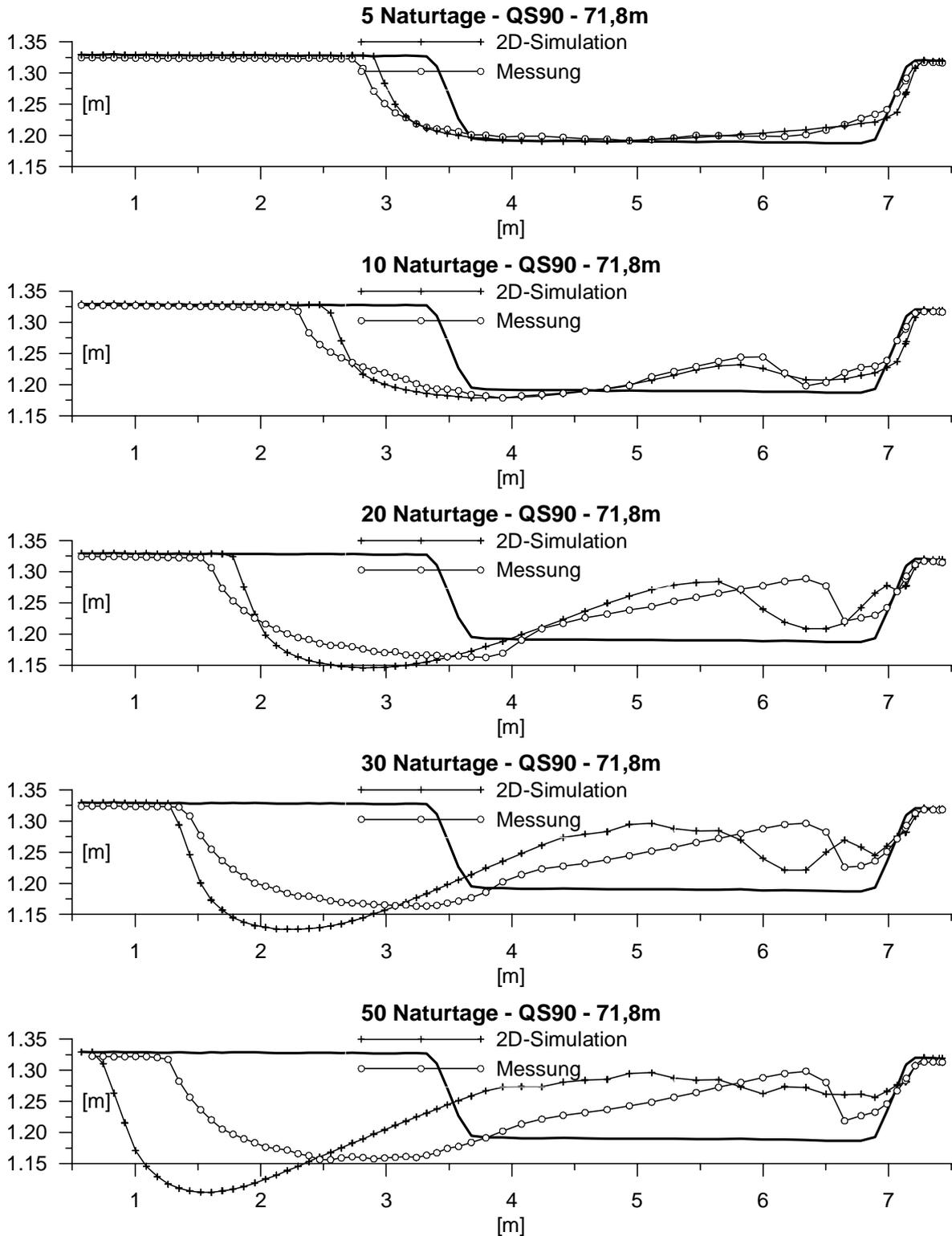
## Anhang 6: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim\_1 (QS 70)



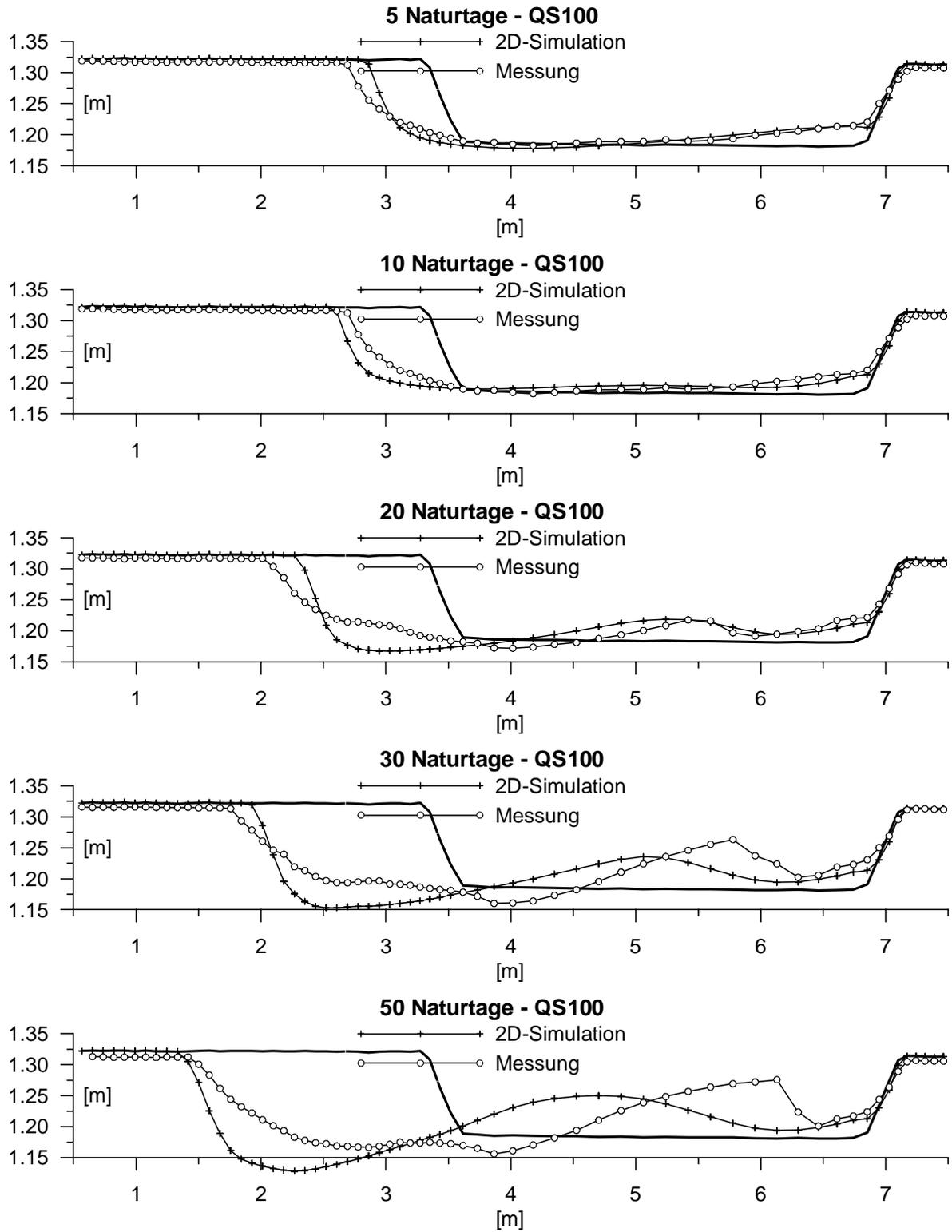
## Anhang 7: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim\_1 (QS 80)



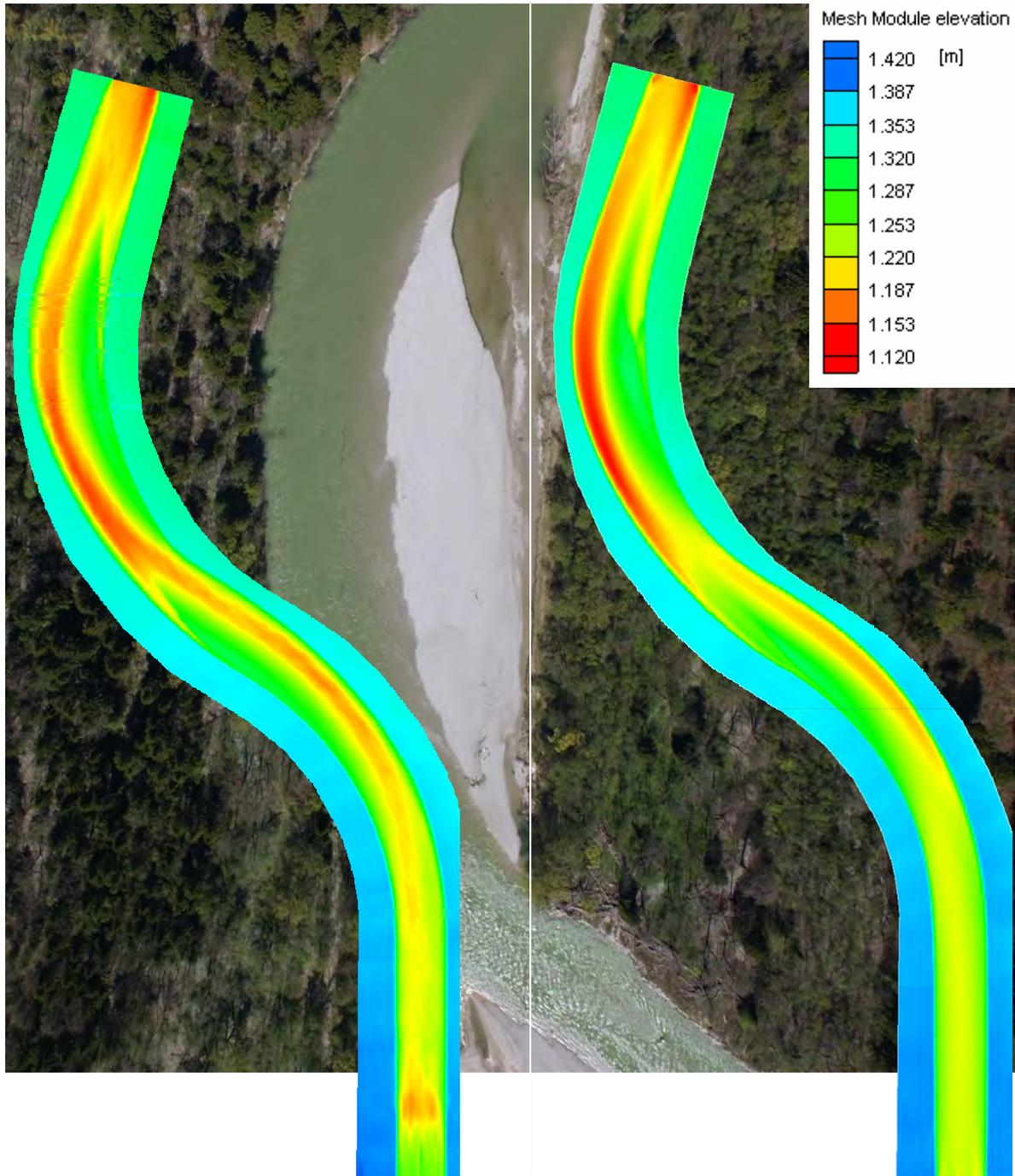
## Anhang 8: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim\_1 (QS 90)



## Anhang 9: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim\_1 (QS 100)



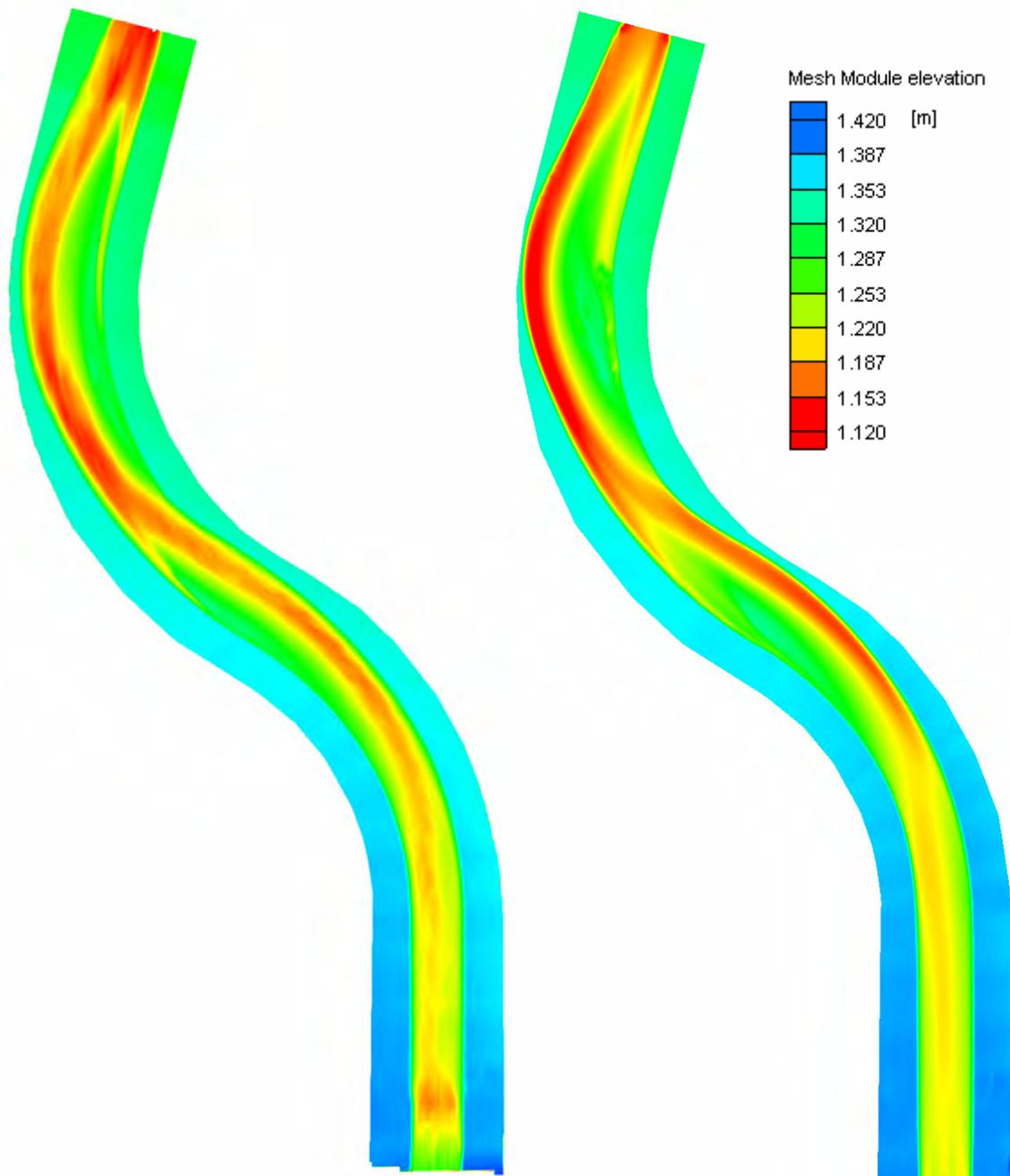
*Anhang 10: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim\_1 (20 Tage)*



**Geländedarstellung nach 20 Naturtagen:** Modellversuch links und Simulation Sim\_1 rechts; Fließrichtung von unten nach oben;

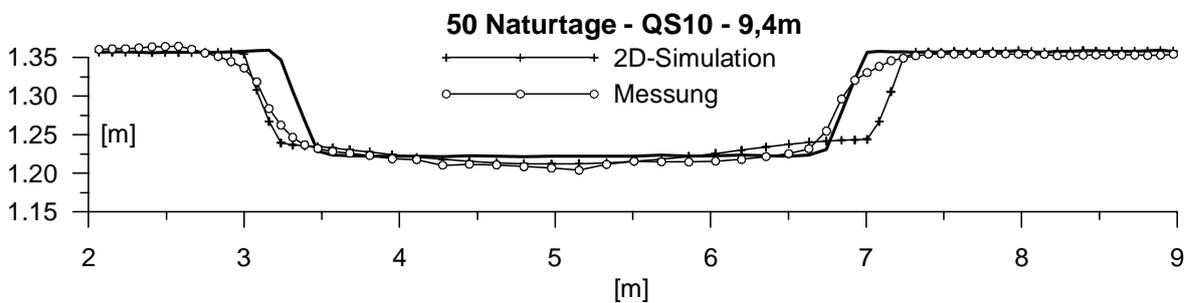
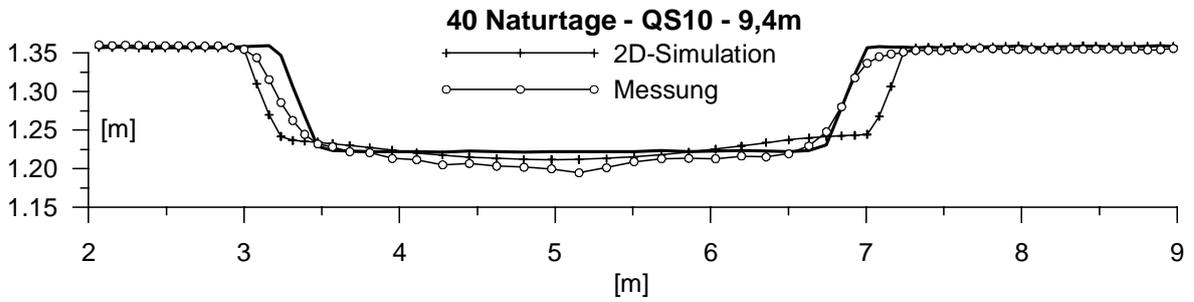
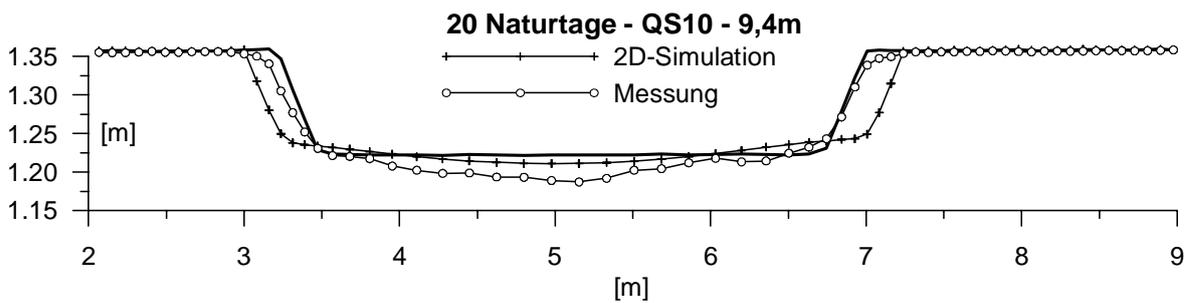
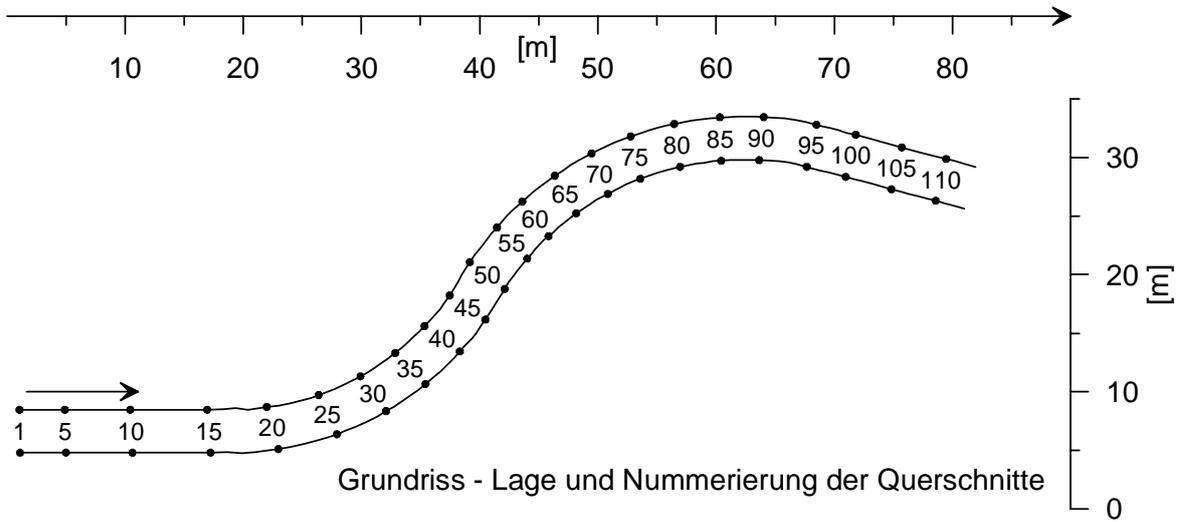
**Hintergrund:** Luftaufnahme der Isar bei Fkm 166,3 (WWA München). Die Kiesablagerungen zeigen eine ähnliche Struktur wie im Modellversuch bzw. in der Simulation

*Anhang 11: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV1 mit Sim\_1 (50 Tage)*

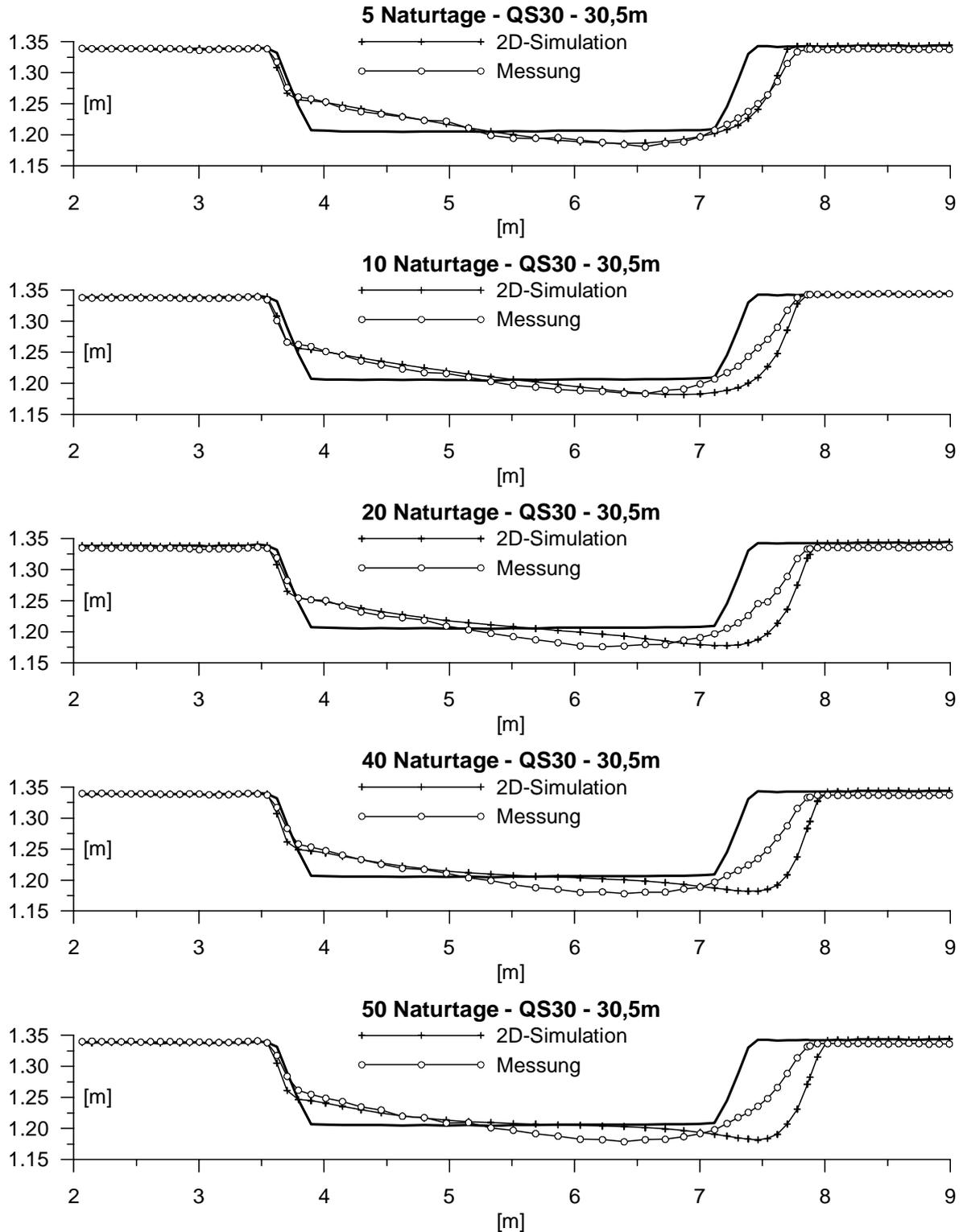


**Geländedarstellung nach 50 Naturtagen:** Modellversuch links und Simulation Sim\_1 rechts; Fließrichtung von unten nach oben

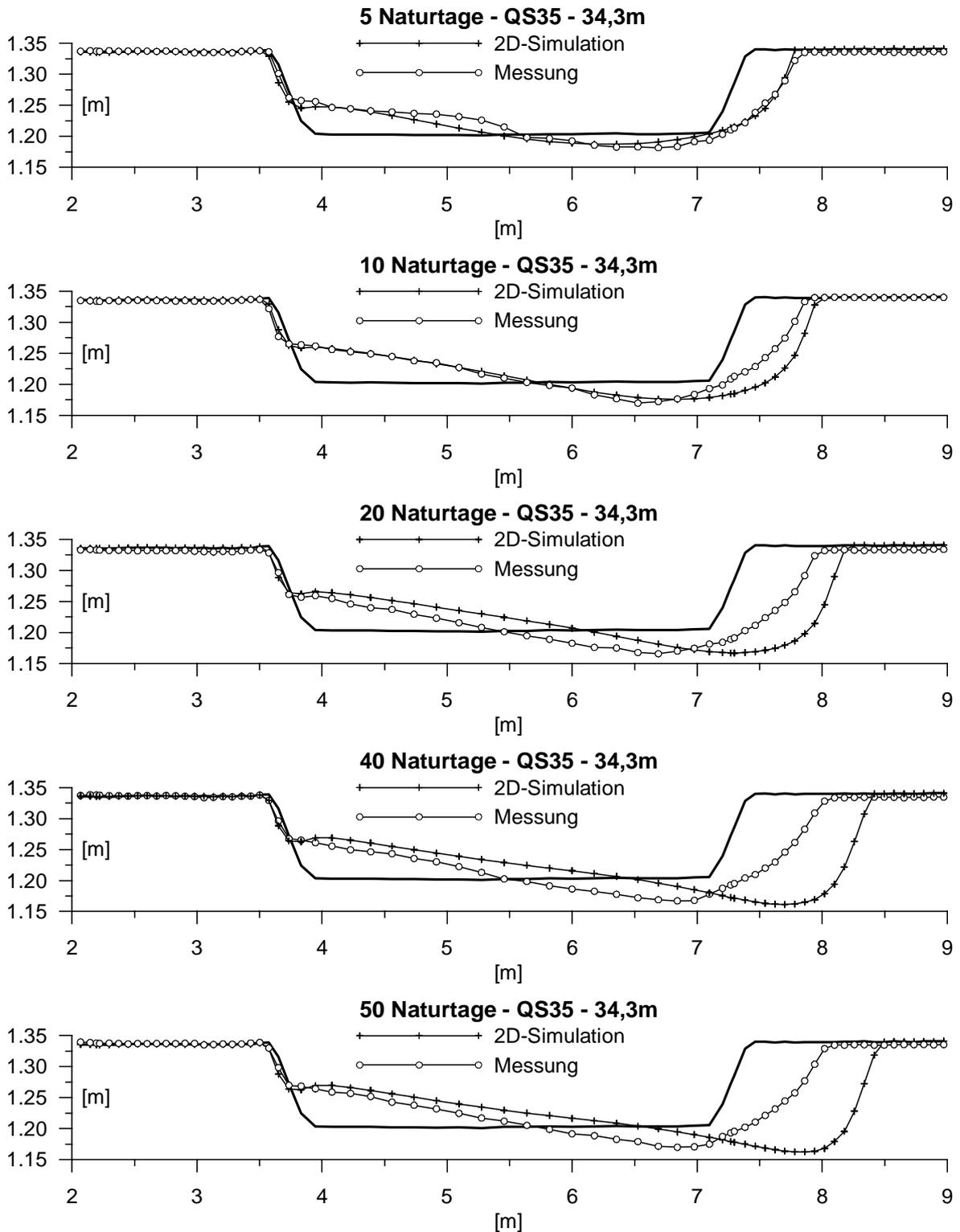
Anhang 12: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (QS 10)



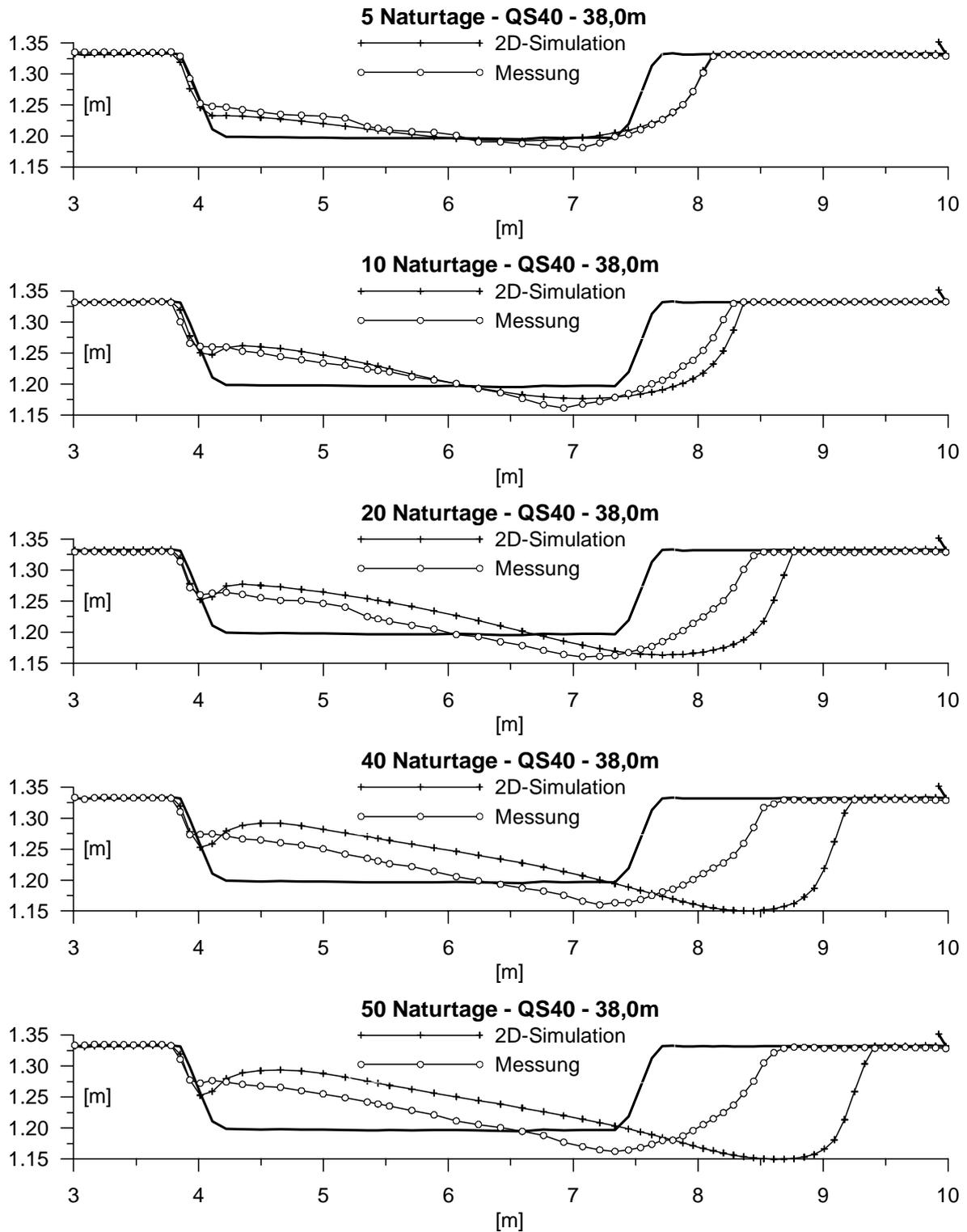
## Anhang 13: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (QS 30)



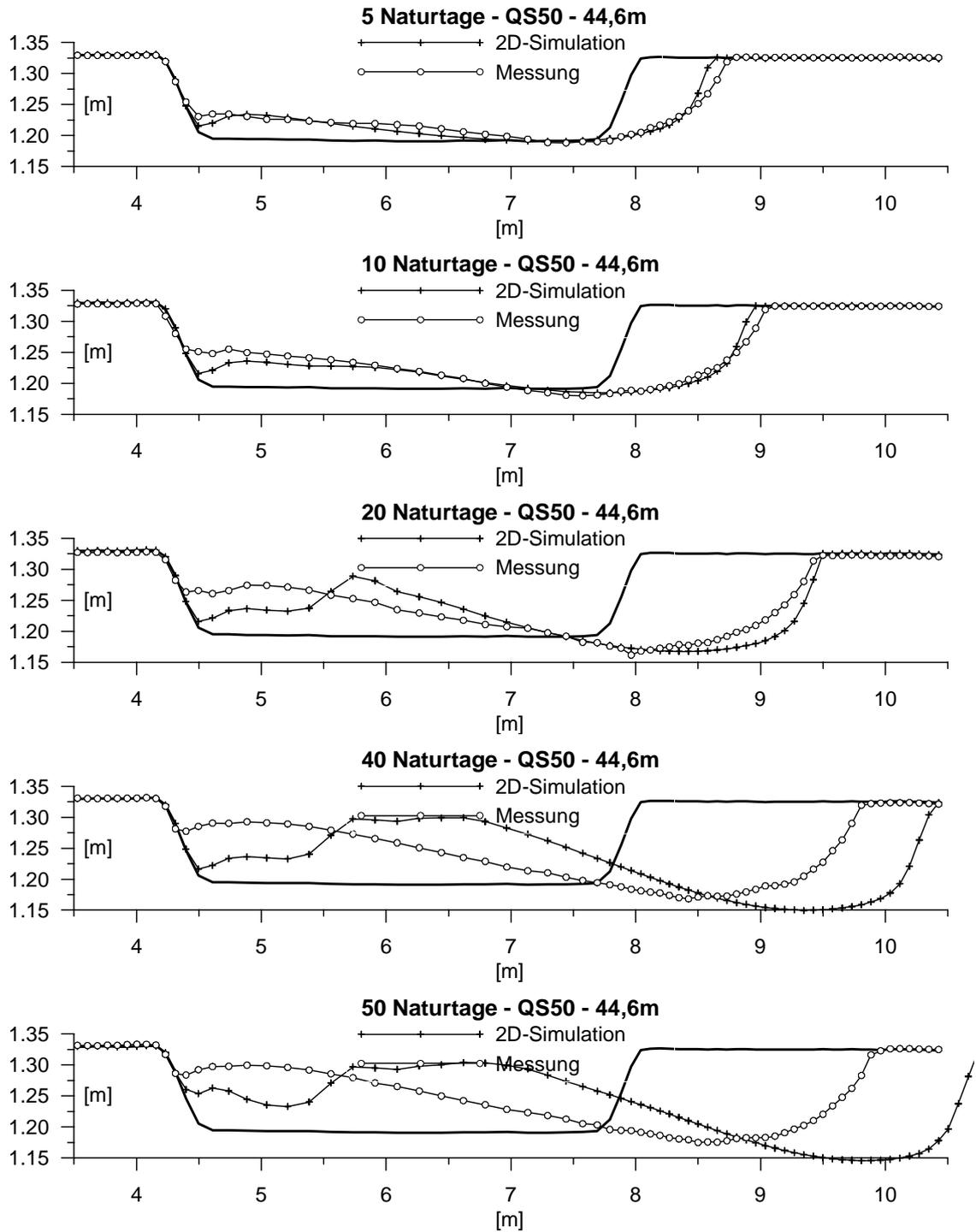
## Anhang 14: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (QS 35)



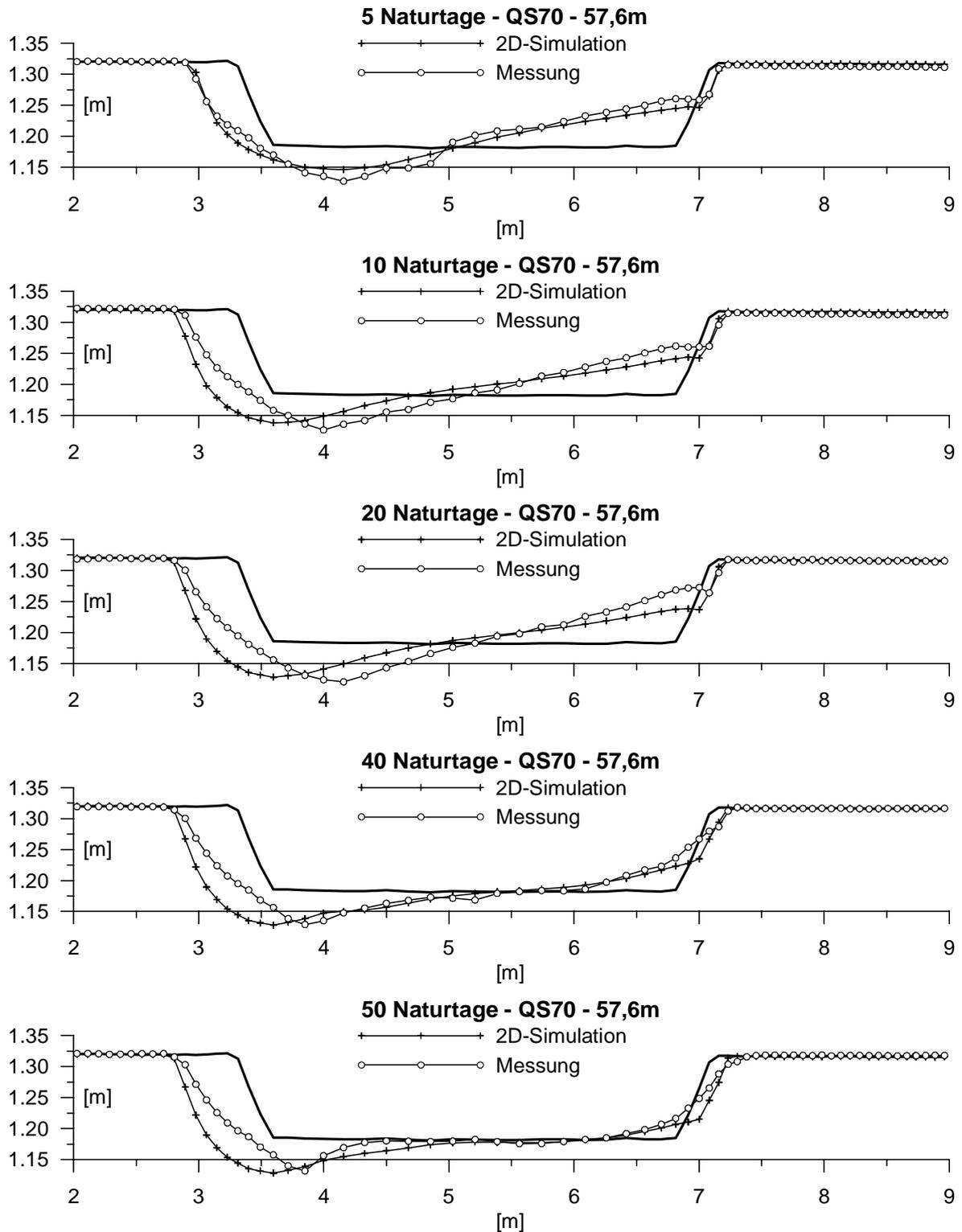
## Anhang 15: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (QS 40)



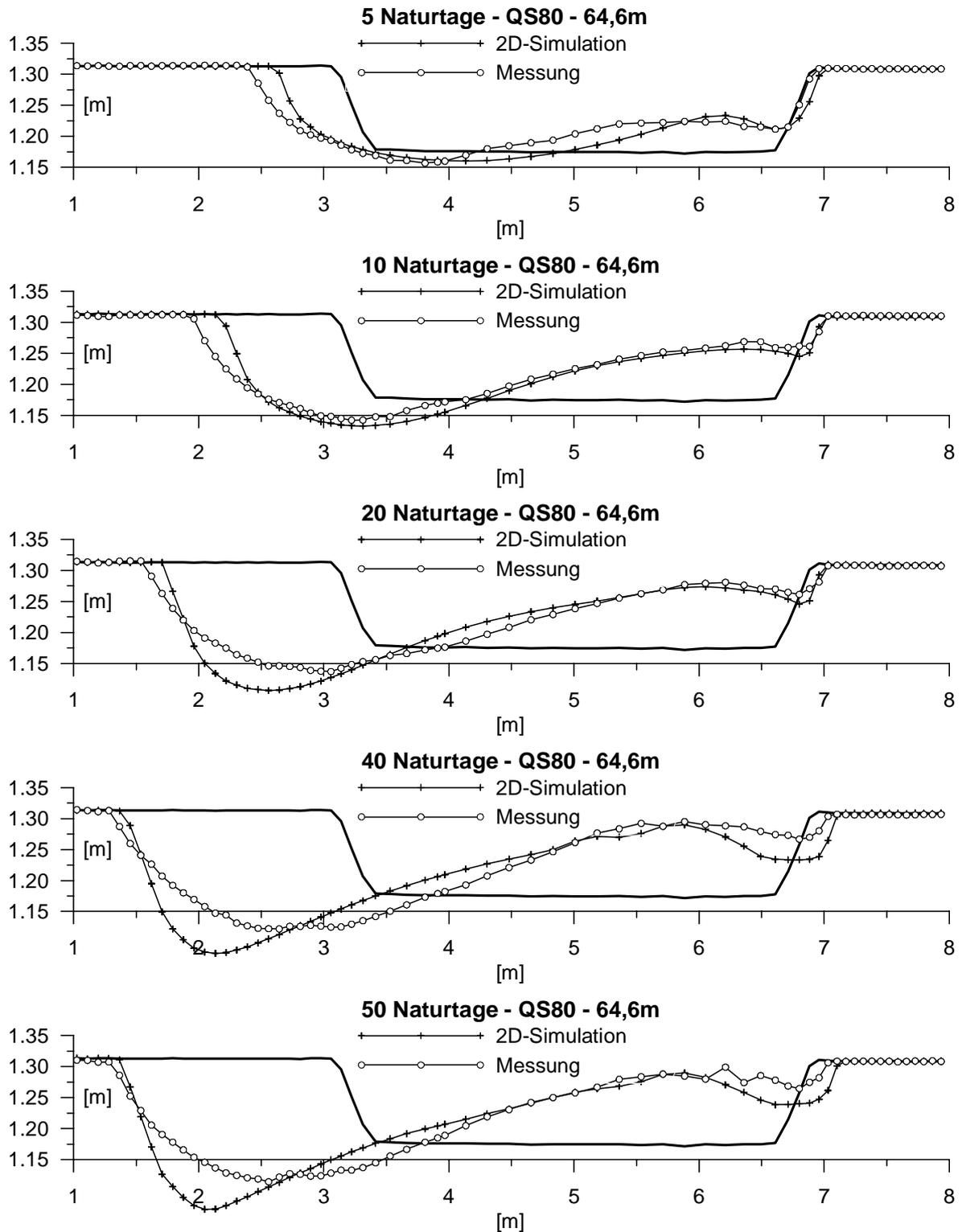
## Anhang 16: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (QS 50)



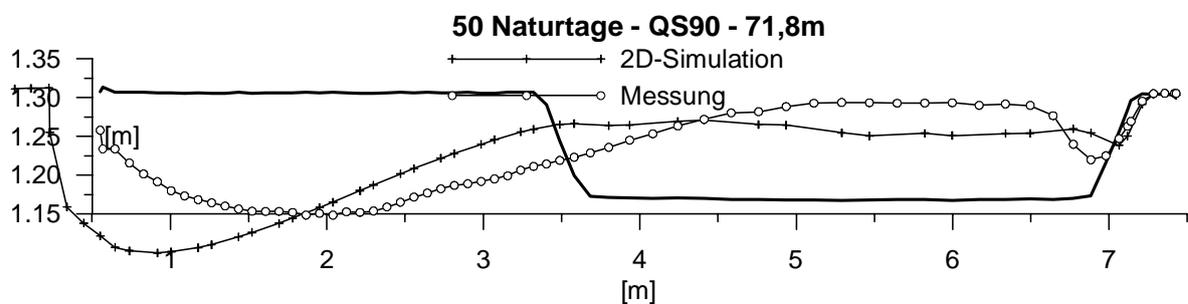
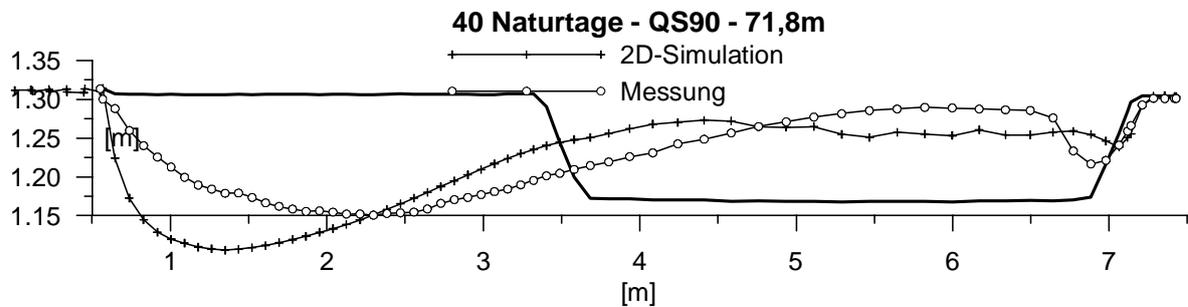
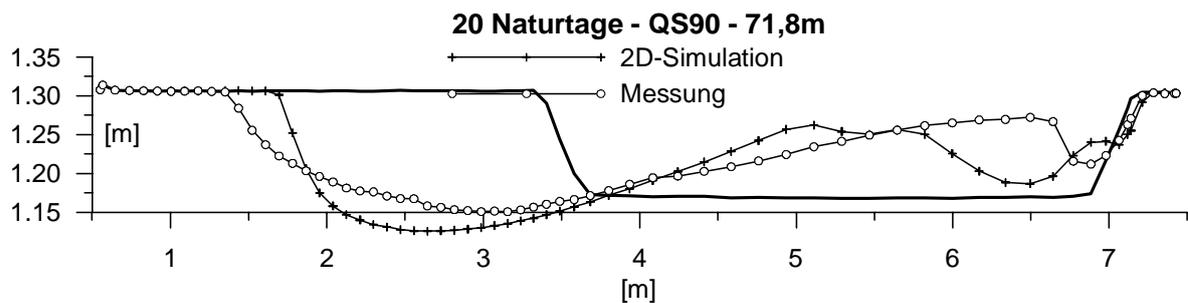
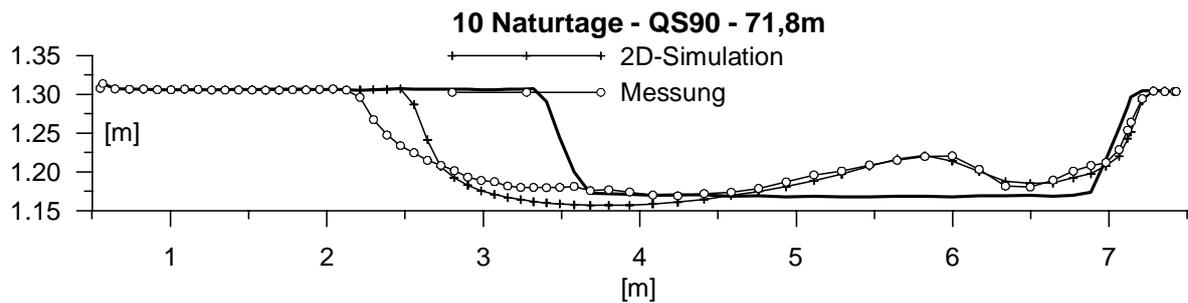
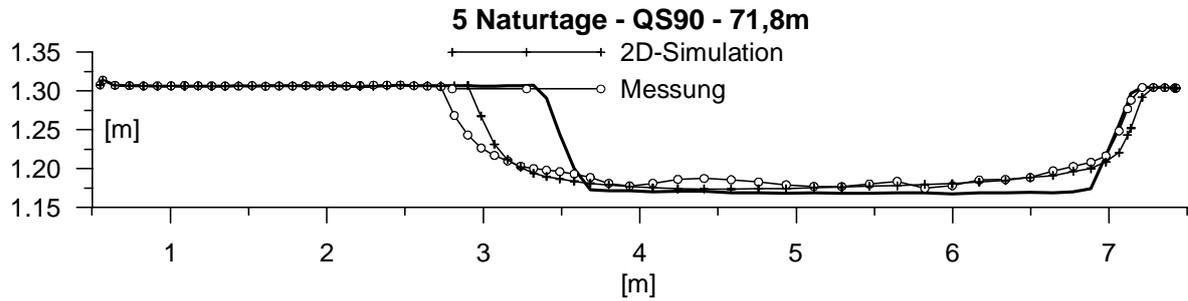
## Anhang 17: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (QS 70)



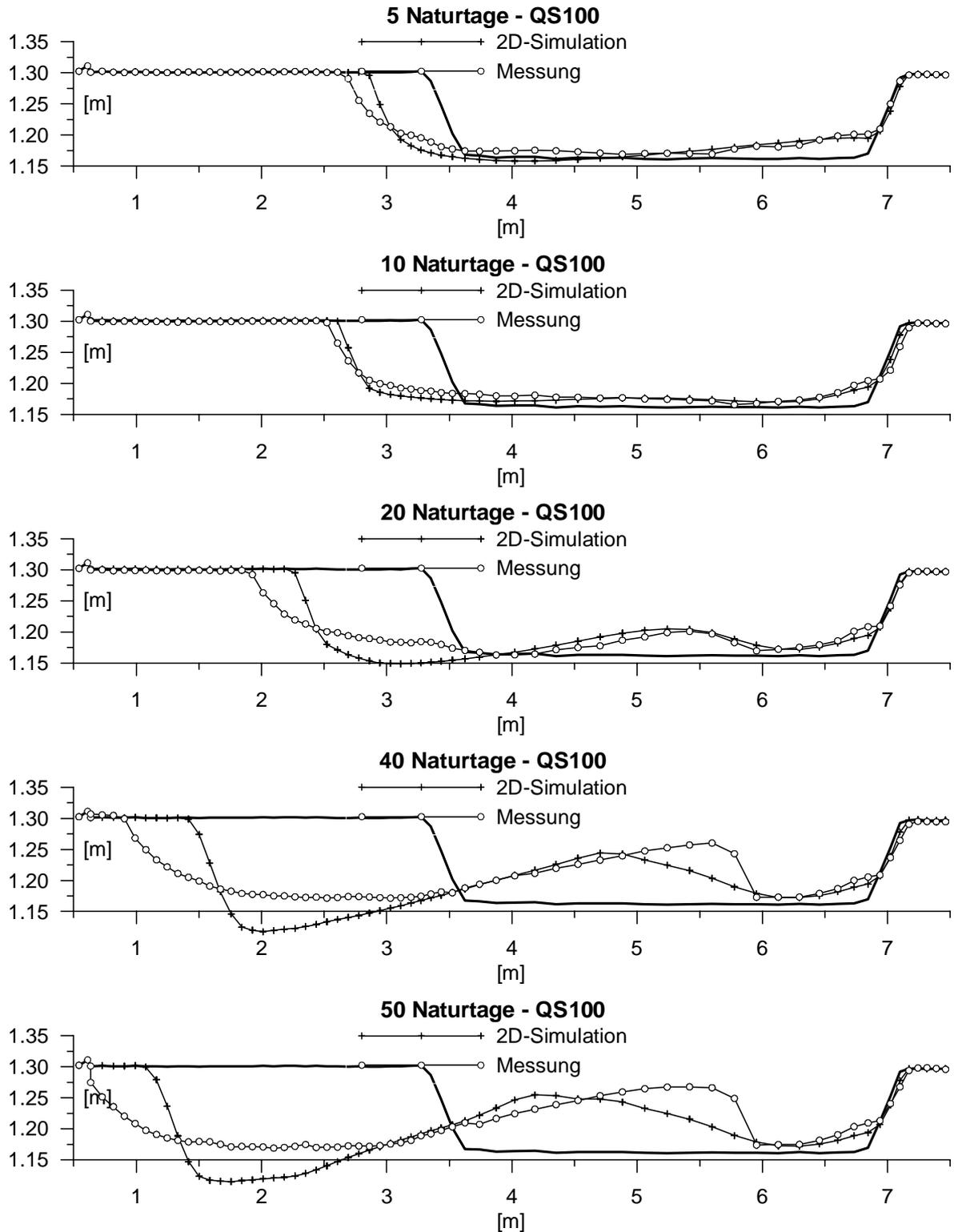
## Anhang 18: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (QS 80)



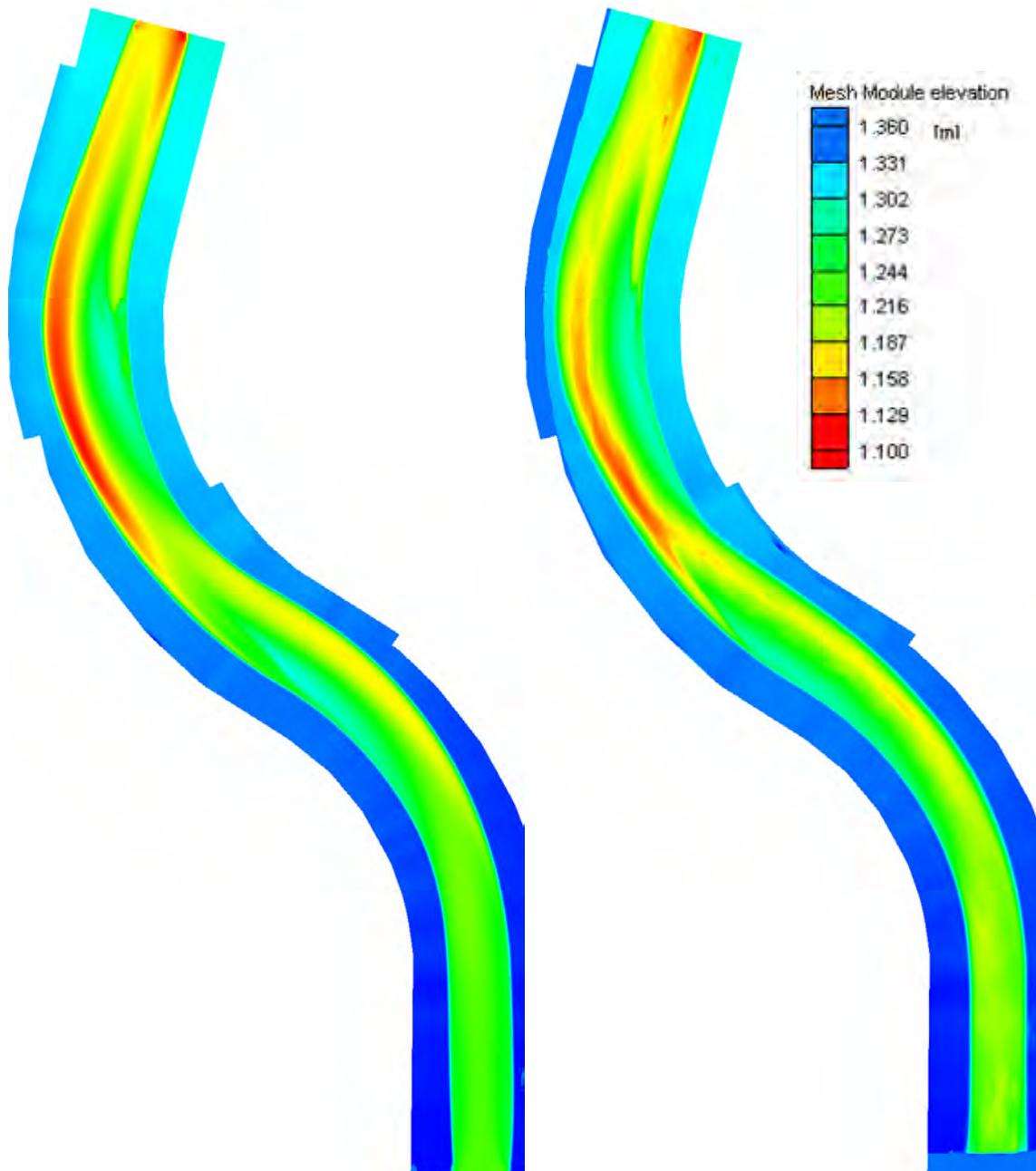
## Anhang 19: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (QS 90)



## Anhang 20: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (QS 100)

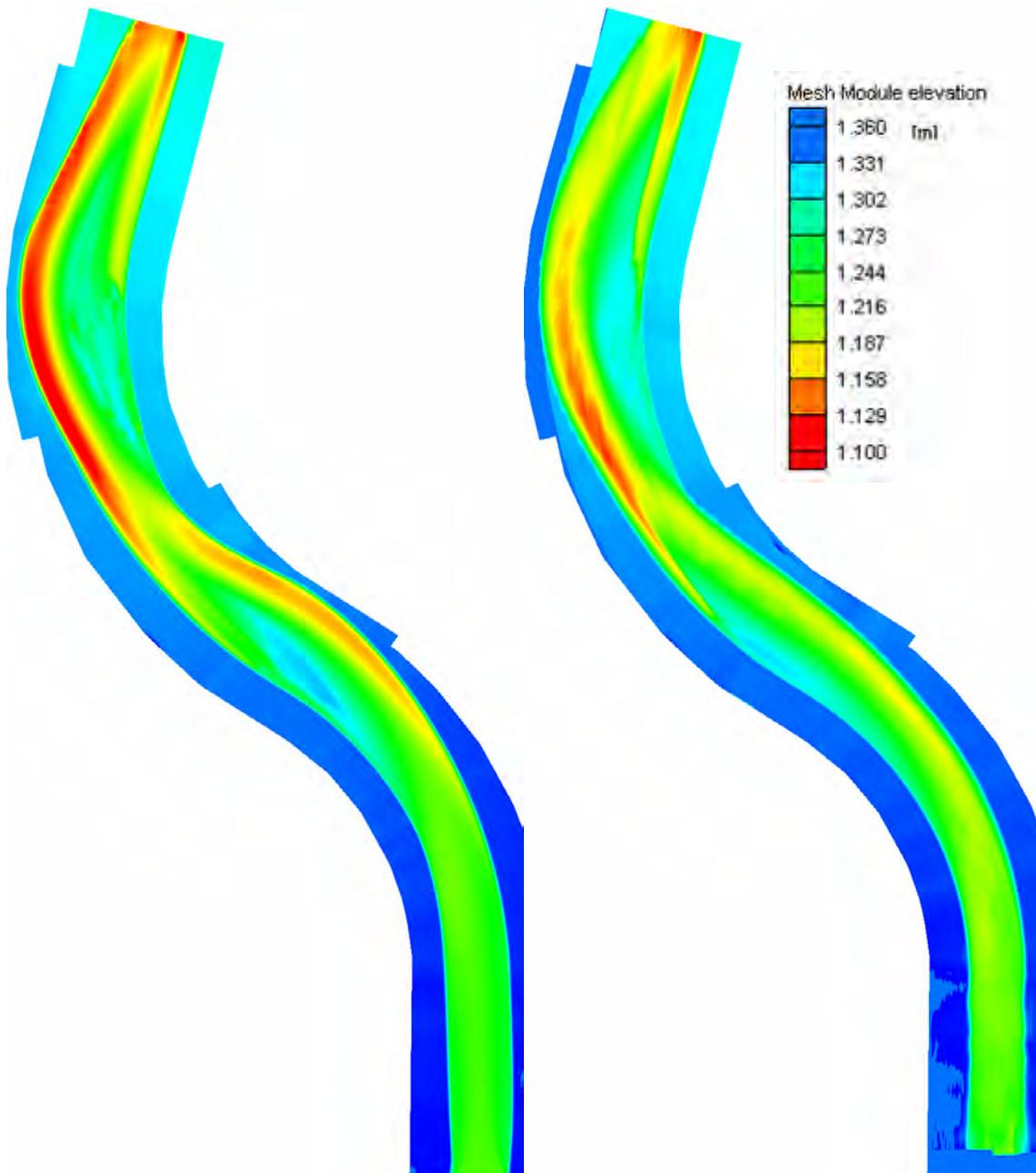


*Anhang 21: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (20 Tage)*



**Geländedarstellung nach 20 Naturtagen:** Modellversuch KV2 rechts und Simulation Sim\_1 links; Fließrichtung von unten nach oben

*Anhang 22: Vergleich des physikalischen Modellversuchs KV2 mit Sim\_1 (50 Tage)*



**Geländedarstellung nach 50 Naturtagen:** Modellversuch KV2 rechts und Simulation Sim\_1 links; Fließrichtung von unten nach oben

## **Bisher erschienene Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München**

- Nr. 1 **Häusler Erich:** Energieumwandlung bei einem frei fallenden, kreisrunden Strahl in einem Wasserpolster, 1962, *vergriffen*
- Nr. 2 **Spiekermann, Günter:** Instabile Formen des Schußstrahles beim Abfluß unter Schützen und seine Kraftwirkungen auf die Schützenkonstruktion, 1962, *vergriffen*
- Nr. 3 **Linder Gaspar:** Über die Gestaltung von Durchlaßausläufen, 1963, *vergriffen*
- Nr. 4 **Knauss Jost:** Modellversuche über die Hochwasserentlastungsanlagen an kleinen Rückhaltespeichern in Südbayern, 1963, *vergriffen*
- Nr. 5 **Mahida Vijaysinh:** Mechanismus der Schnellsandfiltration, 1964, *vergriffen*
- Nr. 6 **Rothmund, Hermann:** Energieumwandlung durch Strahlumlenkung in einer Toskammer, 1966, *vergriffen*
- Nr. 7 **Häusler Erich:** Luftsiphons für den pneumatischen Verschuß von Wassereinlauföffnungen, 1966, *vergriffen*
- Nr. 8 **Seus Günther J.:** Die Anfangskavitation, 1966, *vergriffen*
- Nr. 9 **Knauss Jost:** Schießender Abfluß in offenen Gerinnen mit fächerförmiger Verengung, 1967, *vergriffen*
- Nr. 10 **Häusler Erich; Bormann Klaus:** Schießender bzw.strömender Abfluß in Bächen  
**Schultz Gert A.:** Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-Verfahren am Beispiel der Iller  
**Bauch Wolfram:** Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donautrecke Regensburg-Straubing, 1967, *vergriffen*
- Nr. 11 **Schultz Gert A.:** Bestimmung theoretischer Abflußganglinien durch elektronische Berechnung von Niederschlagskonzentration und Retention (Hyreun-Verfahren), 1968, *vergriffen*
- Nr. 12 **Raumer Friedrich von:** Verteilung von Bewässerungswasser in Kanälen - Eine Systematik großer Kanalsysteme zur Verteilung von Bewässerungswasser unter besonderer Berücksichtigung von Regulier- und Meßvorgängen, 1968, *vergriffen*
- Nr. 13 **Bormann Klaus:** Der Abfluß in Schußrinnen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, 1968
- Nr. 14 **Scheuerlein Helmut:** Der Rauherinneabfluß, 1968, *vergriffen*
- Nr. 15 **Koch Kurt:** Die gegenseitige Strahlableitung auf horizontaler Sohle, 1968
- Nr. 16 **Bauch Wolfram:** Die Hochwasserwelle im ungestauten und gestauten Fluß, 1968
- Nr. 17 **Marr Gerhard:** Vergleich zweier Differenzenverfahren in einem mathematischen Modell zur Berechnung von instationären Abflußvorgängen in Flüssen, 1970, *vergriffen*
- Nr. 18 **Herbrand Karl:** Der räumliche Wechselsprung, 1970, *vergriffen*
- Nr. 19 **Seus Günther J.:** Betrachtungen zur Kontinuitätsbedingung der Hydromechanik;  
**Zielke Werner:** Zur linearen Theorie langer Wellen in Freispiegelgerinnen, 1971
- Nr. 20 **Häusler Erich:** Entnahmetürme mit Luftsiphons, 1971, *vergriffen*
- Nr. 21 **Herbrand Karl:** Das Tosbecken mit seitlicher Aufweitung, 1971
- Nr. 22 **Knauss Jost:** Hydraulische Probleme beim Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen an großen und kleinen Staudämmen, 1971, *vergriffen*
- Nr. 23 **Zielke Werner:** Berechnung der Frequenzganglinien und Eigenschwingungen von Rohrleitungssystemen  
**Zielke Werner; Wylie E. Benjamin:** Zwei Verfahren zur Berechnung instationärer Strömungen in Gasfernleitungen und Gasrohrnetzen, 1971
- Nr. 24 **Knauss Jost:** Wirbel an Einläufen zu Wasserkraftanlagen, 1972, *vergriffen*
- Nr. 25 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 1, 1972, *vergriffen*
- Nr. 26 **Keller Andreas:** Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Problem der modellmäßigen Behandlung von Strömungskavitation, 1973, *vergriffen*
- Nr. 27 **Horn Heinrich:** Hochwasserabfluß in automatisch geregelten Staustufen, 1973
- Nr. 28 **Bonasondas Markos:** Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler, 1973
- Nr. 29 **Horn Heinrich; Zielke Werner:** Das dynamische Verhalten von Flußstauhaltungen, 1973

- Nr. 30 **Uslu Orhan:** Dynamische Optimierung der Fließbeiwerte in mathematischen Flußmodellen und Berücksichtigung der Vorlandüberströmung - Eine Anwendung des Operations Research im theoretischen Flußbau, 1974
- Nr. 31 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 2, 1975, *vergriffen*
- Nr. 32 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach**  
**Hartung Fritz:** Einführung: Was treiben eigentlich die Obernacher?  
**Knauss Jost:** Strategien und Entscheidungshilfen beim Hochwasserschutz in Städten, dargestellt am Beispiel der Hochwasserfreilegung der Stadt Harburg an der Würnitz  
**Häusler Erich:** Abstürze und Stützschnellen in hydraulischer und konstruktiver Betrachtung (Mindestfallhöhen zur Erzielung einer genügenden hydraulischen Wirksamkeit)  
**Seus Günther J.; Hack Hans-Peter:** Erster Vergleich der Ergebnisse des physikalischen Modells in Obernach mit denen des neuen mathematischen Modells  
**Uslu Orhan; Schmitz Gerd:** Parameteridentifikation und Sensitivitätsanalyse bei mathematischen Modellen in der Hydrologie  
**Keller Andreas; Zielke Werner:** Veränderung des freien Gasgehaltes in turbulenten Rohrströmungen bei plötzlichen Druckabsenkungen  
**Herbrand Karl:** Zusammenführung von Schußstrahlen. Zwei praktische Beispiele konstruktiver Lösungen aus Modellversuchen  
**Zielke Werner:** Grenzen der deterministischen Betrachtungsweise in der Strömungsmechanik, 1976
- Nr. 33 **Probleme der Arbeit des beratenden Ingenieurs in der Wasserwirtschaft der Entwicklungsländer.** Symposium am 13.10.1976 in Wallgau  
**Bauch Wolfram:** Besondere Probleme bei der Planung und Ausführung der Gesamtentwässerung Busan/Korea  
**Bormann Klaus:** Wasserkraftstudie West Kamerun und Bau der Wasserkraftanlage Batang Agam, Indonesien, zwei Entwicklungshilfe-Projekte unter extremen Bedingungen  
**Raumer Friedrich von:** Zielvorstellungen und Verwirklichung eines wasserwirtschaftlichen Mehrzweckprojektes in Ecuador  
**Krombach Jürgen:** Der beratende Ingenieur in Entwicklungsländern gestern und heute: Berater, Kontrolleur, Entwicklungshelfer oder Geschäftsmann? (am Beispiel wasserwirtschaftlicher Projekte), 1977
- Nr. 34 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach,** Feierstunde am 14.10.1976 in Wallgau  
**Hartung Fritz:** Die Wasserbauversuchsanstalt Obernach im Strom der Zeit  
**Bischofsberger Wolfgang:** Laudatio für Professor Dr.-Ing. E. Mosonyi  
**Mosonyi Emil:** Wasserbau, Technik oder Kunst? 1977
- Nr. 35 **50 Jahre Versuchsanstalt Obernach,**  
Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, Seminar am 15.10.1976 in Obernach  
**Cecen Kazim:** Die Verhinderung des Geschiebeeinlaufes zu Wasserfassungsanlagen  
**Midgley D.C.:** Abstraction of water from sediment-laden rivers in Southern Africa  
**Jacobsen J.C.:** Geschiebefreie Triebwasserfassungen - Modellversuche am Beispiel des sogenannten Geschiebeabzuges  
**Scheuerlein Helmut:** Die Bedeutung des wasserbaulichen Modellversuchs für die Gestaltung von Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, 1977
- Nr. 36 **Hack Hans-Peter:** Lufteinzug in Fallschächten mit ringförmiger Strömung durch turbulente Diffusion, 1977
- Nr. 37 **Csallner Klausotto:** Strömungstechnische und konstruktive Kriterien für die Wahl zwischen Druck- und Zugsegment als Wehrverschluß, 1978
- Nr. 38 **Kanzow Dietz:** Ein Finites Element Modell zur Berechnung instationärer Abflüsse in Gerinnen und seine numerischen Eigenschaften, 1978
- Nr. 39 **Keller Andreas; Prasad Rama:** Der Einfluß der Vorgeschichte des Testwassers auf den Kavitationsbeginn an umströmten Körpern - Ein Beitrag zur Frage der Rolle der Kavitationskeime bei Strömungskavitation, 1978
- Nr. 40 **Hartung Fritz:** 75 Jahre Nilstau bei Assuan - Entwicklung und Fehlentwicklung, 1979, *vergriffen*
- Nr. 41 **Knauss Jost:** Flachgeneigte Abstürze, glatte und raue Sohlrampen  
**Scheuerlein Helmut:** Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen  
**Häusler Erich:** Unkonventionelle neuere Stauhaltungswehre an bayerischen Flüssen als gleichzeitige Sohl Sicherungsbauwerke, 1979, *vergriffen*
- Nr. 42 **Seus Günther J.; Joeres Erhard P.; Engelmann Herbert M.:** Lineare Entscheidungsregeln und stochastische Restriktionen bei Bemessung und Betrieb von Speichern, 1979, *vergriffen*

- Nr. 43 **Meier Rupert C.:** Analyse und Vorhersage von Trockenwetterabflüssen - Eine Anwendung der Systemhydrologie, 1980, *vergriffen*
- Nr. 44 **Treske Arnold:** Experimentelle Überprüfung numerischer Berechnungsverfahren von Hochwasserwellen, 1980, *vergriffen*
- Nr. 45 **Csallner Klausotto; Häusler Erich:** Abflußinduzierte Schwingungen an Zugsegmenten - Ursachen, Sanierung und allgemeine Folgerungen  
**Herbrand Karl; Renner Dietrich:** Aufnahme und Wiedergabe der Bewegung von Schwimmkörpern mit einem Video-Meßsystem  
**Keller Andreas:** Messungen des Kavitationskeimspektrums im Nachstrom eines Schiffes - die ersten Großausführungsmessungen mit der Laser-Streulichtmethode  
**Knauss Jost:** Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen  
**Scheuerlein Helmut:** Der gelbe Fluß - nach wie vor Chinas Sorge oder die Unerbittlichkeit der Natur gegenüber 4000 Jahren menschlicher Bemühungen  
**Seus Günther J.:** Nochmals: Das Muskingum-Verfahren. Fingerübungen zu einem bekannten Thema als "gradus ad parnassum" sowie neue Gedanken zur Interpretation des Anwendungsbereiches und eine Lösung des Problems der Nebenflüsse  
**Treske Arnold:** Hochwasserentlastung an Dämmen. Zwei konstruktiv ähnliche Lösungen im Modellversuch, 1981, *vergriffen*
- Nr. 46 **Schmitz Gerd:** Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablauf-Modelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolische Differentialgleichungs-Systeme, 1981, *vergriffen*
- Nr. 47 **Scheuerlein Helmut:** Der wasserbauliche Modellversuch als Hilfsmittel bei der Bewältigung von Verlandungsproblemen in Flüssen  
**Knauss Jost:** Rundkronige und breitkronige Wehre, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung  
**Keller Andreas:** Maßstabeffekte bei der Anfangskavitation, 1983, *vergriffen*
- Nr. 48 **Renner Dietrich:** Schiffahrtstechnische Modellversuche für Binnenwasserstraßen - Ein neues System und neue Auswertungsmöglichkeiten, 1984, *vergriffen*
- Nr. 49 **Sonderheft: Erhaltung und Umbau alter Wehre** (Wasserbau im historischen Ensemble, drei Beispiele aus dem Hochwasserschutz bayerischer Städte), 1984, *vergriffen*
- Nr. 50 **Knauss Jost; Heinrich B.; Kalczyk H.:** Die Wasserbauten der Minyer in der Kopais - die älteste Flußregulierung Europas, 1984, *vergriffen*
- Nr. 51 **Hartung Fritz; Ertl Walter; Herbrand Karl:** Das Donaumodell Straubing als Hilfe für die Planung und Bauausführung der Staustufe Straubing, 1984
- Nr. 52 **Hahn Ulrich:** Lufteintrag, Lufttransport und Entmischungsvorgang nach einem Wechselsprung in flachgeneigten, geschlossenen Rechteckgerinnen, 1985
- Nr. 53 **Bergmann Norbert:** Entwicklung eines Verfahrens zur Messung und Auswertung von Strömungsfeldern am wasserbaulichen Modell, 1985
- Nr. 54 **Schwarz Jürgen:** Druckstollen und Druckschächte - Bemessung und Konstruktion, 1985, *vergriffen*
- Nr. 55 **Schwarz Jürgen:** Berechnung von Druckstollen - Entwicklung und Anwendung eines mathematischen Modells und Ermittlung der felsmechanischen Parameter, 1987
- Nr. 56 **Seus Günther J.; Edenhofer Johann; Czirwitzky Hans-Joachim; Kiefer Ernst-Martin; Schmitz Gerd; Zunic Franz:** Ein HN-Modellsystem für zweidimensionale, stationäre und instationäre Strömungen beim Hochwasserschutz von Städten und Siedlungen, 1987
- Nr. 57 **Knauss Jost:** Die Melioration des Kopaisbeckens durch die Minyer im 2. Jt.v.Chr. – Kopais 2 - Wasserbau und Siedlungsbedingungen im Altertum, 1987
- Nr. 58 **Mtalo Felix:** Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, 1988
- Nr. 59 **Yalin M. Selim; Scheuerlein Helmut:** Friction factors in alluvial rivers  
**Yalin M. Selim:** On the formation mechanism of dunes and ripples  
**Keller Andreas:** Cavitation investigations at one family of NACA-hydrofoils at different angles of attack, as a contribution to the clarification of scale effects at cavitation inception, 1988
- Nr. 60 **Schmitz Gerd H.:** Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninneren beim Bewässerungslandbau. Grundlagen, Kritik der herkömmlichen Praxis und neue hydrodynamisch-analytische Modelle zur Oberflächenbewässerung, 1989
- Nr. 61 **Muckenthaler Peter:** Hydraulische Sicherheit von Staudämmen, 1989, *vergriffen*
- Nr. 62 **Kalenda Reinhard:** Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre, 1990

- Nr. 63 **Knauss Jost:** Kopais 3, Wasserbau und Geschichte, Minysche Epoche - Bayerische Zeit (vier Jahrhunderte - ein Jahrzehnt), 1990
- Nr. 64 **Kiefer Ernst-Martin, Liedl Rudolf, Schmitz Gerd H. und Seus Günther J.:** Konservative Strömungsmodelle auf der Basis krummliniger Koordinaten unter besonderer Berücksichtigung von Wasserbewegungen im ungesättigt-gesättigten Boden, 1990
- Nr. 65 **Hartung Fritz:** Der ägyptische Nil 190 Jahre im Spiel der Politik (1798-1988)  
**Hartung Fritz:** Gedanken zur Problematik der Nilwehre  
**Döscher Hans-Dieter und Hartung Fritz:** Kritische Betrachtungen zum Stützwehr im Toschka-Entlastungsgerinne des Assuan-Hochdammes, 1991
- Nr. 66 **Schmitz Gerd H., Seus Günther J. und Liedl Rudolf:** Ein semi-analytisches Infiltrationsmodell für Füllung und Entleerung von Erdkanälen  
**Keller Andreas P.:** Chinese-German comparative cavitation tests in different test facilities on models of interest for hydraulic civil engineering, 1991
- Nr. 67 **Liedl Rudolf:** Funktionaldifferentialgleichungen zur Beschreibung von Wasserbewegungen in Böden natürlicher Variabilität - Beiträge zur Theorie und Entwicklung eines numerischen Lösungsverfahrens, 1991
- Nr. 68 **Zunic Franz:** Gezielte Vermaschung bestehender Kanalisationssysteme - Methodische Studien zur Aktivierung freier Rückhalteräume unter besonderer Berücksichtigung der Abflusssteuerung, 1991
- Nr. 69 **Eickmann Gerhard:** Maßstabeffekte bei der beginnenden Kavitation - Ihre gesetzmäßige Erfassung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen, 1991
- Nr. 70 **Schmid Reinhard:** Das Tragverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen mit Asphaltbeton-Kerndichtungen, 1991
- Nr. 71 **Kiefer Ernst-Martin:** Hydrodynamisch-numerische Simulation der Wasserbewegung im ungesättigten und gesättigten Boden unter besonderer Berücksichtigung seiner natürlichen Variabilität, 1991
- Nr. 72 **Strobl Th., Steffen H., Haug W. und Geiseler W.-D.:** Kerndichtungen aus Asphaltbeton für Erd- und Steinschüttdämme, 1992
- Nr. 73 **Symposium: Betrieb, Unterhalt und Modernisierung von Wasserbauten.**  
Garmisch-Partenkirchen, 29. - 31. Oktober 1992
- Nr. 74 **Heilmair Thomas und Strobl Theodor:** Erfassung der sohnnahen Strömungen in Ausleitungsstrecken mit FST-Halbkugeln und Mikro-Flowmeter - ein Vergleich der Methoden, 1994
- Nr. 75 **Godde Dominik:** Experimentelle Untersuchungen zur Anströmung von Rohrturbinen - Ein Beitrag zur Optimierung des Turbineneinlaufs, 1994
- Nr. 76 **Knauss Jost:** Von der Oberen zur Unteren Isar  
Alte und neue Wasserbauten rund um die Benediktenwand. Bachumleitungen - Treibholzfänge - durchschwallte Rohre - eine besondere Entlastungsanlage  
Sohlensicherung an der Unteren Isar. Sohlstufenkonzept - Belegung der Sohle mit größeren Steinen in offener Anordnung, 1995
- Nr. 77 **Knauss Jost:** Argolische Studien: Alte Straßen - alte Wasserbauten. Talsperre von Mykene; Flußumleitung von Tiryms; Hydra von Lerna; Küstenpass Anigraia, 1996
- Nr. 78 **Aufleger Markus:** Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen, 1996
- Nr. 79 **Heilmair Thomas:** Hydraulische und morphologische Kriterien bei der Beurteilung von Mindestabflüssen unter besonderer Berücksichtigung der sohnnahen Strömungsverhältnisse, 1997
- Nr. 80 **Maile Willibald:** Bewertung von Fließgewässer-Biozönosen im Bereich von Ausleitungskraftwerken (Schwerpunkt Makrozoobenthos), 1997
- Nr. 81 **Knauss Jost:** Olympische Studien: Herakles und der Stall des Augias. Kladeosmauer und Alpheiosdamm, die Hochwasserfreilegung von Alt-Olympia, 1998
- Nr. 82 **Symposium: Planung und Realisierung im Wasserbau - Vergleich von Zielvorstellungen mit den Ergebnissen,** Garmisch-Partenkirchen 15. - 17. Oktober 1998
- Nr. 83 **Hauger Stefan:** Verkehrssteuerung auf Binnenwasserstraßen - Ein Beitrag zur Optimierung der Schleusungsreihenfolge in Stillwasserkanälen und staugeregelten Flüssen, 1998
- Nr. 84 **Herbrand Karl:** Schifffahrtstechnische Untersuchungen der Versuchsanstalt Obernach; Ein Rückblick auf ein traditionelles Untersuchungsgebiet der VAO, 1998
- Nr. 85 **Hartlieb Arnd:** Offene Deckwerke - Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flußabschnitte, 1999

- Nr. 86 **Spannring Michael:** Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers – Parameterstudie an einem numerischen Modell, 1999
- Nr. 87 **Kleist Frank:** Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden. Ein Beitrag zur Herstellung von Schmalwänden und zur Prognose der Systemdurchlässigkeit, 1999
- Nr. 88 **Lang Tobias:** Geometrische Kriterien zur Gestaltung von Kraftwerkseinläufen. Experimentelle Untersuchungen an Rohr-S-Turbine und Durchströmturbine, 1999
- Nr. 89 **Aufleger Markus:** Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau, 2000
- Nr. 90 **Knauss Jost:** Späthelladische Wasserbauten. Erkundungen zu wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen der mykenischen Welt, 2001
- Nr. 91 **Festschrift** aus Anlass des 75-jährigen Bestehens der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München in Obernach – Oskar v. Miller-Institut, 2001
- Nr. 92 **Wildner Harald:** Injektion von porösem Massenbeton mit hydraulischen Bindemitteln, 2002
- Nr. 93 **Wildbach Naturversuche**  
**Loipersberger Anton und Sadgorski Constantin:** Schwemmholz in Wildbächen – Problematik und Abhilfemaßnahmen; Geschiebeuntersuchungen; 1D und 2D Abflussmodelle in einem Wildbach  
**Rimböck Andreas:** Naturversuch Seilnetzsperrern zum Schwemmholzurückhalt in Wildbächen – Planung, Aufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisse  
**Hübl Johannes und Pichler Andreas:** Zur berührungslosen Erfassung der Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit in einem Wildbachgerinne zum Zeitpunkt des Durchganges der Hochwasserwelle, 2002
- Nr. 94 **Rimböck Andreas:** Schwemmholzurückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperrern, 2003
- Nr. 95 **Nothhaft Sabine:** Die hydrodynamische Belastung von Störkörpern, 2003
- Nr. 96 **Schmautz Markus:** Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke – Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, 2003
- Nr. 97 **Neuner Johann:** Ein Beitrag zur Bestimmung der horizontalen Sicherheitsabstände und Fahrrinnenbreiten für Wasserstraßen, 2004
- Nr. 98 **Göhl Christian:** Bypasseinrichtungen zum Abstieg von Aalen an Wasserkraftanlagen, 2004
- Nr. 99 **Haimerl Gerhard:** Groundwater Recharge in Wadi Channels Downstream of Dams - Efficiency and Management Strategies, 2004
- Nr. 100 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 1;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 101 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 2;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 102 **Huber Richard:** Geschwindigkeitsmaßstabseffekte bei der Kavitationserosion in der Scherschicht nach prismatischen Kavitatoren, 2004
- Nr. 103 **Exposed Thermoplastic Geomembranes for Sealing of Water Conveyance Canals,** Guidelines for Design, Supply, Installation, 2005
- Nr. 104 **Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“.** Wallgau, Oberbayern, 29. und 30. September 2005
- Nr. 105 **Conrad Marco:** A contribution to the thermal stress behaviour of Roller-Compacted-Concrete (RCC) gravity dams – Field and numerical investigations, 2006
- Nr. 106 **Schäfer Patrick:** Basic Research on Rehabilitation of Aged Free Flow Canals with Geomembranes, 2006
- Nr. 107 **Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern.** Beiträge zur Fachtagung am 13. und 14. Juli 2006 in Wallgau, Oberbayern, 2006
- Nr. 108 **Porras Pablo:** Fiber optic temperature measurements – Further Development of the Gradient Method for Leakage Detection and Localization in Earthen Structures, 2007
- Nr. 109 **Perzmaier Sebastian:** Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen, 2007
- Nr. 110 **Wasserbau an der TU München –** Symposium zu Ehren von Prof. Theodor Strobl am 16. März 2007 in Wallgau, Oberbayern, 2007
- Nr. 111 **Haselsteiner Ronald:** Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, 2007

- Nr. 112 **Schwarz Peter und Strobl Theodor:** Wasserbaukunst - Oskar von Miller und die bewegte Geschichte des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Oberrach am Walchensee (1926-1951), 120 Seiten, Preis: 9,80 €, 2007
- Nr. 113 **Flutpolder: Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss.** Beiträge zur Fachtagung am 19. und 20. Juli 2007 in Wallgau, Oberbayern, ISBN 978-3-940476-03-6, 240 Seiten, Preis: 34,80 €, 2007
- Nr. 114 **Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees.** Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD. ISBN 978-3-940476-04-3, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2007
- Nr. 115 **14. Deutsches Talsperrensymposium (14th German Dam Symposium) and 7th ICOLD European Club Dam Symposium.** Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising (Contributions to the Symposium on 17 - 19 September 2007 in Freising, Germany, ISBN 978-3-940476-05-0, 570 Seiten, Preis: 49,80 €, 2007
- Nr. 116 **Niedermayr, Andreas:** V-Rampen – Ökologisch weitgehend durchgängige Querbauwerke. ISBN 978-3-940476-06-7, 200 Seiten, Preis: 29,80 €, 2007