



Mitteilungen

Paul Kamrath

Über die gekoppelte 1D- und 2D-Modellierung
von Fließgewässern und Überflutungsflächen

Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

Zugl.: D 82 (Diss. RWTH Aachen University, 2009)

Copyright Shaker Verlag 2010

Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe, der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und der Übersetzung, vorbehalten.

Printed in Germany.

ISBN 978-3-8322-9499-1

ISSN 1437-8477

Shaker Verlag GmbH • Postfach 101818 • 52018 Aachen

Telefon: 02407 / 95 96 - 0 • Telefax: 02407 / 95 96 - 9

Internet: www.shaker.de • E-Mail: info@shaker.de

Vorwort

“In der Wissenschaft gleichen wir alle nur den Kindern, die am Rande des Wissens hier und da einen Kiesel aufheben, während sich der weite Ozean des Unbekannten vor unseren Augen erstreckt” – Isaac Newton.

Und dennoch: Wie froh bin ich, dass ich einen Kiesel finden durfte. Und wenn ich um eine Erkenntnis in der Zeit meiner Promotion reicher geworden bin, dann ist es die, dass genau hierin die Schwierigkeit liegt. Die Welt scheint weitgehend erforscht. Ist man aber einmal unter die Oberfläche getaucht wird deutlich, dass immer noch mehr Fragen unbeantwortet sind als beantwortet. Daran hat auch meine Arbeit nicht viel ändern können – aber sicherlich ein wenig. Mit dem Erscheinen meiner Forschungsergebnisse geht ein oftmals steiniger Weg zu Ende, der mich rückblickend mit Stolz und Zufriedenheit erfüllt.

Begleitet wurde meine Zeit als Assistent und Doktorand am Institut und Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen von glücklichen Umständen, netten Zufällen und der vielfältigen Unterstützung aus dem Kollegen- und Bekanntenkreis. Auch wenn es an dieser Stelle kaum möglich ist, jedem einzelnen zu danken, möchte ich aus dem Kreise der ehemaligen Kollegen zwei Personen namentlich erwähnen: Christoph Schweim, der mich als jungen Studenten an das IWW holte, und Sebastian Roger, der mir immer wieder geholfen hat, mit meinen teils tollkühnen Ideen nicht die Bodenhaftung zu verlieren.

Für sein Vertrauen, interessante Diskussionen diesseits und abseits des gemeinsamen Fachgebietes und die Übernahme des Hauptreferats danke ich Herrn Universitätsprofessor Dr.-Ing. Jürgen Königeter. Ich bedanke mich bei Universitätsprofessor Dr.-Ing. Markus Disse und Universitätsprofessor Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf für die jeweilige Übernahme des Koreferats. Ersterem verdanke ich die Grundidee zur vorliegenden Arbeit. Letzterem danke ich zusätzlich für die Herausgabe des Buches in der Mitteilungsreihe des Instituts.

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie: Meinen Eltern; meinen Söhnen Paul und Max, die immer wieder auf ihren Vater verzichten mussten; meiner Tochter Clara, die nicht glauben kann, dass ich Doktor und doch kein Arzt bin - und meiner Frau Stefanie. Ohne ihre Geduld, ihre Liebe und ihr Verständnis wäre diese Arbeit wahrscheinlich nie fertig gestellt worden.

Dortmund, im August 2010

Paul Kamrath

Abstract

On the coupled 1D and 2D modelling of rivers and attached flood-areas

Experiences from recent flooding events dramatically illustrated limitations of existing flood protection and pointed toward the necessity for more sophisticated preventive technology. To date the design flood concept does not offer comprehensive protection. With growing size of critical river sections and the subsequent need to document the effectiveness of protective measures and possibly resulting damage, required time and costs for each simulated variable rise significantly. Demands for more efficient computational solutions fulfilling the complex requirements of the flood protection exist.

Algorithms developed in the late 20th century on basis of the Reynolds equations are only limited suitable to consider all aspects of flood protection. Within limits of one-dimensional models additional assumptions (e.g. the neglect of local acceleration in relation to the gravitation) were applied, to simulate the typical characteristics of flood events (long periods and large spatial expansion) in times of insufficient computation capacity. However, one dimensional models fail as predictive tool, when flooding beyond river banks is considered. To day two-dimensional models are still too complex and generally not applicable for near real-time mathematical simulations. An alternative solution is presented in this thesis. One- and two-dimensional approaches are combined to an effective flood protection simulation system.

Any forecasting of the impacts of floods has to balance accuracy and efficiency. The complexity of models available today ranges from simply intersecting a plane representing the water surface with a Digital Elevation Model up to the full solutions of the Navier-Stokes equations. Techniques that apply two-dimensional, depth-averaged solutions of the Navier-Stokes equations increase computational time and costs and are generally not realistically applicable for near real-time purposes. However, the sophistication of flood inundation modelling has increased in parallel with model developments and increased computational resources. However, it remains an open question, if simpler more cost and time efficient models provide similar levels of predictive accuracy. Hybrid models change handling characteristics due to the scale problem and the difficulties of analyzing extreme flood events in large catchment areas. The simplification into a one- and two-dimensional simulation section increases the efficiency of the whole model, such that complex systems can be examined more rapidly and in greater detail. Coupled 1D-2D models permit high scenario numbers. They extend the possible application of modern, risk-oriented flood forecasting and prevention efforts. Apart from the coupling of different partial models to an overall integrated system, the presented method uses consistent simplifications of the flow equations out (diffusive wave theory).

Inhaltsverzeichnis

Verzeichnis der Formelzeichen und Symbole	XI
Verzeichnis der Abbildungen	XIV
Verzeichnis der Tabellen.....	XXIV
1 Einleitung.....	1
2 Problemstellung und Zielsetzung	2
2.1 Einführung in die Problemstellung	2
2.2 Gliederung und Vorgehensweise	5
3 Die Skalenproblematik	8
3.1 Begriffe.....	8
3.2 Bezugsskalen	9
3.2.1 Definition.....	9
3.2.2 Skalen im Wasserbau	11
3.3 Die Hochwasserproblematik als Skalenproblem.....	12
3.3.1 Hochwasser und Bemessungsabfluss	12
3.3.2 Dynamische Hochwassersimulation	13
3.3.3 Skalenproblematik in Raum und Zeit	14
3.3.4 Unterliegerproblematik.....	17
3.3.5 Umgang mit dem Skalenproblem.....	19
3.4 Lösungsansatz.....	19
3.4.1 Hybride Modellierung	19
3.4.2 Defizite hybrider Modelle	21
3.5 Zusammenfassung	23
4 Die Strömungsgleichungen als Systeme gewöhnlicher Differentialgleichungen	24
4.1 Klassifizierung gewöhnlicher und partieller Differentialgleichungen	24
4.1.1 Grundbegriffe.....	24
4.1.2 Anfangswertprobleme	28
4.1.3 Systeme gewöhnlicher Differentialgleichungen	29
4.1.4 Problematik steifer Differentialgleichungen.....	29
4.2 Die allgemeinen Strömungsgleichungen.....	31
4.2.1 Allgemeines	31
4.2.2 Die Kontinuitätsgleichung	32
4.2.3 Flachwassergleichungen	34
4.2.4 Empirische Strömungsgleichungen zur Berücksichtigung der Sohlreibung.....	38

4.3	Familie der Wellengleichungen	41
4.3.1	Charakteristik instationärer Wellen	41
4.3.2	Physikalische Interpretation der Wellengleichung	46
4.3.3	Gültigkeit der Wellentheorien	47
4.4	Die zweidimensionale diffusive Wellengleichung	52
4.4.1	Grundgleichung	52
4.4.2	Räumlich diskrete Formulierung	53
4.4.3	Schließung des Gleichungssystems für kleine Fließtiefendifferenzen ..	58
4.4.4	Bestimmung der Geschwindigkeitsvektoren	62
4.4.5	Anwendung und existierende Verfahren	64
4.5	Die eindimensionale diffusive Wellengleichung	67
4.5.1	Formulierungen der Wellengleichung	67
4.5.2	Räumlich diskrete Formulierung	68
4.5.3	Anwendung und existierende Verfahren	70
4.6	Bedeutung des Gradienten der Wasserspiegellage bei der diskreten Formulierung der Wellengleichungen	71
4.6.1	Problematik	71
4.6.2	Nachbarschaftsverfahren bei punktuell fehlenden Gradienten	73
4.7	Zusammenfassung	76
5	Numerisches Lösungsverfahren	77
5.1	Eigenschaften	77
5.1.1	Allgemeines	77
5.1.2	Merkmale der Diskretisierung	78
5.1.3	Konsistenz, Stabilität und Konvergenz	79
5.2	Methoden für Anfangswertprobleme steifer Differentialgleichungen	80
5.2.1	Abgrenzung zwischen expliziten und impliziten Methoden	80
5.2.2	Einschrittverfahren	81
5.2.3	Runge-Kutta Verfahren	83
5.2.4	Mehrschrittverfahren	84
5.2.5	Adams-Bashforth Methode	84
5.2.6	Adams-Moulton Methode	86
5.2.7	Prädiktor-Korrektor Verfahren	86
5.2.8	BDF Methode	88
5.3	Stabilität	90
5.3.1	Auswahl geeigneter zeitlicher Diskretisierungsverfahren	90
5.3.2	Stabilitätsgebiete der Eulerverfahren für steife Differentialgleichungen	91
5.3.3	$A(\alpha)$ Stabilität	92
5.3.4	Abgrenzung zur Courant-Stabilität	96
5.4	Zusammenfassung	97

6	Verfahren zur gekoppelten Modellierung von Fließgewässern und lateralen Abflussvorgängen.....	99
6.1	Konzept der Modellkopplung.....	99
6.1.1	Zweck von Kopplungen.....	99
6.1.2	Der Zusammenhang zwischen Skalen und Kopplung.....	103
6.2	Grundbegriffe.....	104
6.2.1	Informationsrichtung.....	104
6.2.2	Horizontale und Vertikale Kopplung.....	105
6.3	Mathematische Formulierung.....	107
6.3.1	Formulierung als Randbedingung.....	107
6.3.2	Formulierung als Quellterm.....	110
6.4	Laterale Austauschterme.....	113
6.4.1	Ansatz als Streichwehr.....	113
6.4.2	Konstante Ansätze.....	115
6.5	Besondere Berücksichtigung von Deichbrüchen.....	116
6.5.1	Problematik.....	116
6.5.2	Parameter.....	117
6.5.3	Deichbruchformel.....	119
6.6	Zusammenfassung.....	121
7	Ein 1D / 2D gekoppeltes Modell zur Bestimmung der Auswirkungen von Hochwasserereignissen.....	123
7.1	Modellkonzept.....	123
7.1.1	Anforderungen an die Modellierung von Hochwasserwellen.....	123
7.1.2	Gesamtstruktur des Modells „LMOFLOOD“.....	124
7.2	Interne und externe Zeitschrittsteuerung.....	126
7.2.1	Notwendigkeit der Verwendung interner und externer Zeitschritte.....	126
7.2.2	Synchronisierung der Teilmodule.....	127
7.3	Nicht eindeutige Parametrisierung von Querprofilen.....	128
7.3.1	Eindeutigkeit der Parametrisierung von Fließquerschnitten.....	128
7.3.2	Minimale, maximale und wahrscheinliche Gerinnebreiten.....	130
7.4	Testbeispiele.....	136
7.4.1	Gerinne.....	136
7.4.2	Gerinne mit seitlichem Überfall und Überflutungsfläche.....	143
7.4.3	Polder Kaldauen.....	151
7.4.4	Die Unstrut zwischen Ammern und Nängelstedt.....	156
7.5	Zusammenfassung.....	173
8	Zusammenfassung.....	175
9	Ausblick auf zukünftigen Forschungsbedarf.....	177

Literatur	180
Anhang A Verzeichnis der Veröffentlichungen aus dieser Arbeit	191
Anhang B Herleitung des Courant Kriteriums für das explizite Eulerverfahren	192
Anhang C Interlinked modelling of large floods by combining one and two dimensional diffusive wave approaches.....	194

Verzeichnis der Formelzeichen und Symbole

Indizes

\square_x	skalare Komponente in X-Richtung
\square_y	skalare Komponente in Y-Richtung
\square_z	skalare Komponente in Z-Richtung
$\bar{\square}$	zeitliche Mittelung
\square_0	Wert bei stationären Bedingungen, Anfangswert
\square_i	Laufindex: $i = x, y, z$ oder i, j, k ; Es gilt die Einsteinsche Summenkonvention
\square_i^n	Wert am Punkt i zum Zeitpunkt n
\square^*	Schätzgröße
1D	eindimensionale Größe
2D	zweidimensionale Größe
RB	Randbedingung

Formelzeichen

d	absolute Ableitung d/dt
∂	partielle Ableitung
$f(x)$	mathematische Funktion
$g(x)$	Quellterm
HOT	Terme höherer Ableitung, „higher order terms“
$\text{Im}(x)$	Imaginärteil einer Zahl
J	Jakobimatrix
M	Maximalwert
P	Punkt
p_k	Interpolationspolynom
$\text{Re}(x)$	Realteil einer Zahl
x, y	Koordinatenrichtung
\tilde{x}, \tilde{y}	normierte Koordinatenrichtung
ϕ	Funktion
λ_{\square}	Eigenwert einer Matrix
y_0	Anfangswert einer Differentialgleichung
$y', y'' \dots y^{(n)}$	erste, zweite, n -te Ableitung (i. A. räumlich)
\dot{y}, \ddot{y}	erste, zweite Ableitung (i. A. zeitlich)
\square	Vektor
\square	Matrix
\surd	logisches oder

Dimensionslose lateinische Zeichen und Symbole

c_Q	-	Begrenzungsfaktor für den Streichwehrabfluss
c_f	-	Reibungskoeffizient
c_M	-	empirischer Parameter zur Berücksichtigung der Weiterentwicklung der Computertechnik in der Skalentheorie
C_u	-	Courantzahl
Fr	-	Froudezahl
$G_{N,Gesamt}$	-	Abbildungsähnlichkeit eines gekoppelten Modells
G_i	-	Abbildungsähnlichkeit eines Teilmodells
$h-, h^+$	-	Hilfspunkte des Nachbarschaftsverfahrens
k	-	allgemeiner Reibungskoeffizient, Gültigkeitsparameter der kinematischen Wellentheorie
T_+	-	dimensionslose Periodendauer

Lateinische Zeichen

A	m^2	Fläche
\bar{A}	m^2	Fläche des linken / rechten Vorlands / des Hauptgerinnes
b	m	Breite
b_E	m	Einflussbreite
b_{Br}	m	Breite einer Deichbruchstelle
b_{V1}	m	Breite des Vorlandes
c	m/s	Wellenausbreitungsfaktor
C	$m^{1/2}/s$	de Chezy Rauheit
g	m^2/s	Erdschwere
h	m	Fließtiefe
h_u	m	Überfallhöhe (Poleniformel)
H	mNN	Wasserspiegellage $h + z$
I, S_0	l/m	Sohlgefälle
k_s	m	äquivalente Sandrauheit
k_{st}	$m^{1/3}/s$	Stricklerbeiwert
$K(h)$	m^3/s	Fließtiefenabhängige, geometrische Profilparameter
L_m	m	Längeneinheit des Skalentriplet
$L_{i,j}$	m	Abstand zwischen zwei Querprofilen
l_u	m	benetzter Umfang
n	$s/m^{1/3}$	Manningparameter
Q	m^3/s	Durchfluss
Q_p	m^3/s	Quellterm in den Strömungsgleichungen
q_x, q_y	m^2/s	breitenbezogener Durchfluss
r_{hy}	m	hydraulischer Radius

S_x, S_{fx}, S_{fy}	kg/(m s ²)	Schubspannungsterme (Reibungsterme)
T	s	Zeit, Periodendauer
$\underline{u}, \underline{v}, \underline{w}$	m/s	Geschwindigkeit in der Raumrichtung x, y oder z
\bar{u}, \bar{v}	m/s	zeitlich gemittelte Geschwindigkeit
u_t	m/s	Schubspannungsgeschwindigkeit
V	m ³	Volumen
$v_x, v_y, v_z; v_i$	m/s	Geschwindigkeit in der Raumrichtung x, y oder z
Wsp	mNN	Wasserspiegellage
z	mNN	Sohllage

Griechische Symbole

α_i, β_i	var.	Empirische Konstanten
α_m	-	konstanter Koeffizient der Ortsdiskretisierung
$\alpha_{N, \text{Gesamt}}$	-	Faktor zur Genauigkeitssteigerung eines Modells
β	-	Adams-Moulton / Adams-Bashforth Parameter, Quotient aus Einflussbreite und Bruchstellenbreite
γ	-	Adams-Moulton / Adams-Bashforth Parameter
Δt	s	Zeitschritt
λ	-	Rauheitsparameter nach Colebrook / White
ν	m ² /s	Physikalische Diffusion als Funktion der Fließgeschwindigkeit
δ_s	-	Schwellenwert
ε	-	Absolute Größenveränderung der Sinusfunktion, allgemeiner Modellparameter
ε_a	-	Abbruchfehler der Ortsdiskretisierung
Γ	-	Diffusionskoeffizient der Advektions-Diffusionsgleichung
μ	-	Abminderungsfaktor nach Poleni
η	-	Verhältnis Vorland- / Hauptgerinnebreite
ρ	kg/m ³	Dichte eines Fluids
σ_{St}	-	Abminderungsfaktor der Streichwehrformel
$\tau_{\square, zb}$	N/m ²	Sohlschubspannung
$\tau_{xx}, \tau_{yy}, \tau_{xy}$	N/m ²	Turbulente Spannungstensoren
ω	1/min	Frequenz
ω	-	Parameter der Ersatzfunktion
ω_+	-	Dimensionslose Frequenz
ξ	-	Parameter der Deichbruchformel, Parameter der Ersatzfunktion

Verzeichnis der Abbildungen

Abb. 3.1:	Skalentriplet zur Beschreibung der Beziehung zwischen Realität und Messung / Modell: Darstellung der Bezugsgrößen extend, spacing und support (nach BLÖSCHL und SIVAPLAN, 1995, oben); Mögliche Fehlinterpretationen von Daten, wenn Modell- und Prozessskala nicht übereinstimmen (unten).	11
Abb. 3.2:	Charakteristische Eigenschaften numerischer Modelle für die Simulation von dynamischen Hochwasserwellen; unterschiedliche Aspekte eines Hochwassermodells in Bezug zu Dimensionalität, Raum und Zeit. Die durch die einzelnen Punkte definierte Fläche beschreibt den Einsatzbereich der Modellklassen.	15
Abb. 3.3:	Zusammenhang zwischen Skala und Modell: In den verschiedenen Skalen werden unterschiedliche Aspekte eines Hochwasserereignisses repräsentiert und beschrieben.	16
Abb. 3.4:	Einfluss eines Deichbruches auf das Unterwasser für die Hochwasserereignisse von 1993, 1995 und dem 1,5fach überhöhten Ereignis von 1995 (1995+) am Rhein: Infolge eines simulierten Deichbruches mit einer Breschenbreite von 150m verändert sich die Wasserspiegellage verglichen mit einer Referenzrechnung um rd. 60cm. In 100km Entfernung zur Bruchstelle beträgt die Absenkung des Wasserspiegels immer noch rd. 40cm (aus: KAMRATH <i>et al.</i> , 2006a).	18
Abb. 3.5:	Prinzipiskizze zur hybriden 1D-2D Modellierung: In der Realität werden Gerinne und angrenzende Überflutungsbereiche gleichmäßig überströmt. Dabei treten Gerinne und Vorländer in Wechselwirkung miteinander. Im hybriden Modell wird das Gerinne anhand eines eindimensionalen Verfahrens modelliert und nur die longitudinale Geschwindigkeitskomponente bestimmt. Die Vorländer werden basierend auf einem numerischen Gitter zweidimensional berechnet. An der Grenze zwischen den Teilmodellen müssen die Wechselwirkungen definiert werden.	21
Abb. 4.1:	Unterscheidung zwischen expliziten und impliziten gewöhnlichen Differentialgleichungen; Beispiele	26
Abb. 4.2:	Ordnung und Linearität partieller Differentialgleichungen; Beispiele	27

Abb. 4.3:	Zur Bedeutung und Definition von Eigenwerten	30
Abb. 4.4:	Kontrollvolumen zur Herleitung der Kontinuitätsgleichung für den allgemeinen inkompressiblen Fall.....	33
Abb. 4.5:	Kontrollvolumen zur Herleitung der Kontinuitätsgleichung für den tiefenintegrierten Fall.....	34
Abb. 4.6:	Auswirkungen der Vereinfachungen der eindimensionalen Impulsgleichungen auf die berechnete Wasserspiegellage für den stationären Beobachter zu verschiedenen Zeitpunkten; verändert nach MACARTHUR (1993).....	45
Abb. 4.7:	Gültigkeit der Wellentheorien nach VIEIRA (1983); links für Normalabfluss, rechts für kritischen Abfluss am Auslaufrand	48
Abb. 4.8:	Gültigkeit der Wellentheorien nach MOUSSA und BOCQUILLON, 2000, oben für Gerinne ohne Vorländer, in der Mitte für ein Vorland / Hauptgerinnebreitenverhältnis von 8 und unten für ein Vorland- / Hauptgerinnebreitenverhältnis von 20. T_+ bezeichnet die dimensionslose Periodendauer.	51
Abb. 4.9:	Zweidimensionaler Rechenstern für ein äquidistantes Gitter mit den Bezeichnern i und j für die Raumrichtungen	55
Abb. 4.10:	Wahl der Elementparameter zur Bestimmung der Zu- und Abflüsse zwischen zwei benachbarten Zellen am Beispiel der Punkte $P_{i,j}$ und $P_{i+1,j}$ und mögliche Alternativen.....	56
Abb. 4.11:	Verlauf des Jacobikoeffizienten der partiellen Ableitung des Wurzelterms des Flusses $q_{i+1,j}^x$ für annähernd gleiche Fließtiefen $H_{i,j}$ und $H_{i+1,j}$	58
Abb. 4.12:	Vergleich des Wurzelausdrucks des Flusses $q_{i+1,j}^x$ mit der Ersatzfunktion für Schwellenwerte $\delta_s = 0,01\text{m}$, $0,005\text{m}$ und $0,001\text{m}$. Die Funktionswerte der Ersatzfunktion sind für $\delta = 0$ und $\delta = \delta_s$ identisch mit der Wurzelfunktion. Zusätzlich gestrichelt dargestellt die absolute Abweichung.	61
Abb. 4.13:	Bestimmung der Geschwindigkeitsvektoren am Element durch lineare Funktionen.	63

Abb. 4.14: Gegenüberstellung der Grundgleichungen des zweidimensionalen Wellenverfahrens von Bates et al. (2000) und dem in dieser Arbeit entwickelten Ansatz für kleine Gradienten der Wasserspiegellage.	66
Abb. 4.15: Schematische Darstellung der eindimensionalen räumlichen Diskretisierungsmethode	69
Abb. 4.16: Bestimmung der Gerinneparameter; Grenzen der Teilprofile und zusätzliche Unterteilung nach Rauheitsbeiwerten. Im Beispiel gegliedertes Gerinne aus linkem (IV), rechten Vorland (rV) und Hauptgerinne (HG) unterteilt in 5 Teilflächen. Dick gekennzeichnet der teilflächenspezifische benetzte Umfang.	69
Abb. 4.17: Räumliche Diskretisierungsrichtung der Flussterme $Q(i)$ (rückwärts) und des Gradienten der Wasserspiegellage (vorwärts).....	73
Abb. 4.18: Berechnungsschema der benötigten Zustandsgrößen zur Bestimmung der Abflüsse und Wasserspiegellagen an Wehren. Neben den Profilpunkten $i-1$, i , $i+1$ werden zwei zusätzliche Hilfspunkte $h-$ und $h+$ in unmittelbarer Nachbarschaft des Wehres eingeführt.....	75
Abb. 5.1: Zusammenhang zwischen Eigenschaften, Fehlern und Lösungen.....	79
Abb. 5.2: Approximation der Zeit am Beispiel der Eulerverfahren: Explizit, implizit, Trapezregel und Mittelpunktsregel.....	82
Abb. 5.3: Stabilitätsgebiete der Eulerverfahren. Das explizite Eulerverfahren (hellgrau) ist nur innerhalb eines kleinen Kreises innerhalb der linken Halbebene stabil, das Stabilitätsgebiet des impliziten Eulerverfahrens umfasst hingegen die gesamte linke Halbebene (dunkelgrau).....	93
Abb. 5.4: Zur Definition der $A(\alpha)$ -Stabilität. Ein Verfahren ist $A(\alpha)$ -stabil, wenn ausgehend vom Nullpunkt ein Sektor mit dem Winkel α ein stabiles Gebiet innerhalb der linken Halbebene beschreibt.....	94
Abb. 5.5: Stabilitätsgebiete der BDF-Verfahren bis 6. Ordnung nach HAIRER und WANNER, 1991. Das jeweilige Stabilitätsgebiet umfasst den schattierten Bereich beginnend bei der angegebenen Ordnung (z. B. BDF 4. Ordnung umfasst die schraffierten Bereiche 6-4). Für größere Ordnungen nimmt das Stabilitätsgebiet ab bzw. der durch den Winkel α gekennzeichnete stabile Sektor wird kleiner.	95

- Abb. 5.6: Stabilitätsgebiete der Adams-Bashforth Methoden nach HAIRER und WANNER, 1991. Das jeweilige Stabilitätsgebiet ist vergleichbar mit dem expliziten Eulerverfahren. Es wird nur ein kleiner Bereich der linken Halbebene eingeschlossen und die Verfahren sind allesamt nicht A-stabil. Bei höheren Ordnungen ist das Adams-Bashforth Verfahren für steife Probleme nicht mehr stabil. 95
- Abb. 5.7: Stabilitätsgebiete der Adams-Moulton Verfahren. Für größere Ordnungen sind die Adams-Moulton Verfahren nicht A-stabil und auch nicht $A(\alpha)$ -stabil. Das Stabilitätsgebiet ist größer als beim Adams-Bashforth Verfahren und nimmt mit zunehmender Ordnung langsamer ab. 96
- Abb. 6.1: Schematisches Prinzip einer einfachen Modellkopplung am Beispiel der Prozesse Hydrodynamik und Erosion / Sedimentation. Die jeweiligen Einzelprozessmodelle sind auf die aktuellen Ergebnisse des Nachbarprozesses angewiesen, um die zeitliche Entwicklung der Lösung richtig zu berechnen. Der Ablauf erfolgt alternierend in jedem Zeitschritt: Zunächst werden die hydrodynamischen Prozessgrößen berechnet, dann werden die Ergebnisse des aktuellen Zeitschritts zur Berechnung der Erosion- und Sedimentationsraten an das entsprechende Teilmodell weitergegeben. Am Ende des Zeitschritts werden die auf Grundlage der Erosions- und Sedimentationsraten berechneten Veränderungen der Sohle wieder über eine Kopplungsschnittstelle an das hydrodynamische Modell übermittelt. 101
- Abb. 6.2: Informationsrichtung von gekoppelten Prozessen: Einseitige oder zweiseitige Abhängigkeit. 104
- Abb. 6.3: Zur Lagebeziehung zweier Prozesse: 2 Prozesse sind vertikal miteinander verknüpft, wenn eine eindeutige Berechnungsrichtung vorgegeben ist, also beispielsweise der Datenstrom von Prozess 1 über Prozess 2 zurück an Prozess 1 fließt. Hingegen sind zwei Prozesse horizontal miteinander verbunden, wenn keine eindeutige Richtung festgelegt werden kann und die Prozesse nicht nacheinander sondern nebeneinander verlaufen. 106
- Abb. 6.4: Drei vertikal gekoppelte eindimensionale Teilmodelle. Am äußersten Rand werden die tatsächlich gegebenen Randbedingungen angesetzt. An den Kopplungsrändern muss auf die im letzten Zeitschritt berechneten Wasserspiegellagen zurückgegriffen werden und nur der

aktuelle Durchfluss wird in Fließrichtung von einem Teilmodell an das nächste weitergegeben. Die Genauigkeit ist bei kleinen Zeitschrittweiten ausreichend. Innerhalb eines jeden Teilmodells erfolgt die Indizierung der Punkte über den Index i , außerhalb können die Teilmodelle über den Index j nummeriert werden..... 108

Abb. 6.5: Horizontale Kopplung zweier eindimensionaler Flussmodelle 1 und 2. An den Punkten A und C werden die bekannten Modellrandbedingungen angesetzt. Am Punkt B werden die Kopplungsbedingungen formuliert. Weil die Wasserspiegellage des Modells 1 zum Zeitpunkt $n+1$ nicht bekannt ist, wird über geeignete Prädiktor-Korrektor-Ansätze die Wasserspiegellage (untere Randbedingung) geschätzt. Das in Teilmodell 1 ermittelte Q am Auslaufquerschnitt wird für das Modell 2 als obere Randbedingung angesetzt..... 109

Abb. 6.6: Zur Unterscheidung der Systematik der Kopplungen: Oben Flussgebietsmodell aus drei Teilmodellen (1D und / oder 2D), bei dem die einzelnen Modelle von einem Wasserteilchen immer nacheinander in einer festen Reihenfolge durchströmt werden. Die einzelnen Teilmodelle können über Randbedingungen miteinander gekoppelt werden. Unten Fluss- / Poldermodell aus drei Teilmodellen (Modell 1: 1D, Modell 2 und 3: 2D), bei dem ein Wasserteilchen nicht zwingend die Modelle 2 und 3 durchströmen muss. Die Kopplung kann nicht über Randbedingungen erfolgen, sondern über Quell- und Senkensterne..... 111

Abb. 6.7: Zur Bestimmung entlang zweier Profile gelegener Rasterzellen; liegt der Zellmittelpunkt innerhalb von R (definiert als Bereich mit Abstand von weniger als $r \times \sqrt{2}$ zur Verbindungslinie zweier benachbarter Querprofile), wird die entsprechende Zelle bei der Bestimmung des mittleren Wasserspiegels berücksichtigt. r = senkrechter Abstand Mittelpunkt – Außenkante. Im Beispiel werden 9 Zellen zur Bestimmung herangezogen..... 113

Abb. 6.8: Schematische Darstellung der Überflutung des Deiches: Der Wasserspiegel im Fluss übersteigt den Wasserspiegel im Hinterland und am Deich. Die Bedingungen nach Gleichung 6.15 sind erfüllt..... 115

Abb. 6.9: Gegliederter Trapezquerschnitt mit den möglichen geometrischen Einflussparametern..... 117

Abb. 6.10: Zur Definition der Einflussbreite b_E	118
Abb. 6.11: Ablesetafel zur Bestimmung des normierten Abflussbeiwerts μ^*	120
Abb. 7.1: Schematische Darstellung des Hybridmodells ILMOFLOOD	125
Abb. 7.2: Vergleich der Zeitschritte der Teilmodelle über einen Realzeitraum von 48h	127
Abb. 7.3: Synchronisation mehrerer Teilmodelle; jedes Modell definiert seine internen Schrittweiten über eine vorgegebene Genauigkeit. In Abständen von ΔT werden die Kopplungsparameter ausgetauscht.	128
Abb. 7.4: Unklare Parametrisierung von Querprofilen	129
Abb. 7.5: Typische Gerinnestrukturen, die zu mehrdeutigen Profilen führen.	130
Abb. 7.6: Beispiel der Auswirkungen der unterschiedlichen Ansätze zur Bestimmung der Gerinneweiten bei sonst gleichen Parametern; oben das Ergebnis der 1D-Simulation bei Ansatz der kleinsten Gerinnebreiten; mitte bei Ansatz der maximalen Gerinnebreiten; unten Ansatz wahrscheinlicher Gerinnebreiten.....	132
Abb. 7.7: Unterschiede in der berechneten Wasserspiegellage des 1D-Teilmoduls bei unterschiedlicher Handhabung der Profile.	133
Abb. 7.8: Bestimmung der Vergleichswasserspiegellagen.....	134
Abb. 7.9: Algorithmus zur Bestimmung der wahrscheinlichen Gerinnebreite und den geometrischen Parametern eines Profils.....	135
Abb. 7.10: Ein einfaches Gerinne (Darstellung verzerrt) mit Trapezprofilquerschnitten	138
Abb. 7.11: Kenndaten des Trapezprofils des gewählten Gerinnequerschnitts.	139
Abb. 7.12: Ergebnis der Simulation eines 3000m langen Gerinnes; der simulierte Realzeitraum beträgt 36.000s. Als Randbedingungen sind ein jeweils konstanter Zufluss und freier Ausfluss vorgegeben, so dass ein stationär-gleichförmiger Zustand erreicht wird.....	140

-
- Abb. 7.13: Entwicklung von Zustand A (Anfangsbedingung) nach Zustand B ($Q=5\text{m}^3/\text{s}$). Abgebildet sind die simulierten Wasserstände in 5min Schritten. Nach ca. 1h wird der stationäre Zustand erreicht, der mit der Manning-Strickler Formel überprüft werden kann. 141
- Abb. 7.14: Ergebnis der Simulation mit Rückstau. Die Stauwurzel ist mit einem Kreuz gekennzeichnet. 141
- Abb. 7.15: Vergleich der berechneten Staulängen nach Winkel und der simulierten Staulängen. Dabei liegt das Berechnungsergebnis innerhalb des Korridors, der definiert wird durch 1% und 5% Abweichung der Wassertiefe vom nicht zurückgestauten Ergebnis. 143
- Abb. 7.16: Testbeispiel: 3 gekoppelte eindimensionale Gerinne mit einer Länge von jeweils 1000m und ein in der Mitte angeschlossener Überflutungsbereich. Der Zufluss beträgt konstant $53\text{ m}^3/\text{s}$. Das mittlere Gerinne wird überströmt, so dass der Wasserspiegel im Überflutungsbereich solange ansteigt, bis ein stationärer Zustand erreicht wird. Abgebildet ist der Zustand des Systems nach 140400 s..... 144
- Abb. 7.17: Wassertiefen und Durchfluss im Gerinne nach 9000s. Der Wasserstand im Überflutungsbereich hat noch keinen rückstauenden Einfluss auf das Gerinne. Damit bildet sich ein erster quasi-stationärer Zustand aus. Der Durchfluss vermindert sich im letzten Drittel auf $38,26\text{ m}^3/\text{s}$. Die Wassertiefe nimmt ab auf rd. 2,8m..... 145
- Abb. 7.18: Wassertiefen und Durchfluss im Gerinne nach 172800s. Der Wasserstand im Überflutungsbereich liegt ab rd. 1700m über dem Wasserstand im Gerinne und es kommt zum teilweisen Rückstrom von Wasser in das Gerinne. Zu diesem Zeitpunkt liegt kein stationärer Zustand vor..... 145
- Abb. 7.19: Wassertiefen und Durchfluss im Gerinne nach 208800s. Der Rückstrom aus dem Überflutungsbereich in das Gerinne nimmt weiter zu. Die Differenz des Durchflusses zwischen Ein- und Auslauf beträgt nur noch rd. $5\text{ m}^3/\text{s}$ 146
- Abb. 7.20: Wassertiefen und Durchfluss im Gerinne nach 406800s. Ein stabiler, stationärer Endzustand ist erreicht. Der Zufluss zu und der Abfluss aus dem Überflutungsbereich sind gleich..... 146

- Abb. 7.21: Ganglinie des Durchflusses am Auslauf in einstündigen Intervallen. Nach spätestens 7200s ist der Durchfluss auf den quasi-stationären Wert von $38,26\text{m}^3/\text{s}$ abgesunken. Ab dem Zeitpunkt von 126000s wirkt sich der steigende Wasserspiegel im Überflutungsbereich auf den Durchfluss aus. Nach 288000s wird der stabile Endzustand erreicht und der Durchfluss beträgt wieder $53\text{m}^3/\text{s}$ 147
- Abb. 7.22: Betrachtung der eindimensionalen Kopplungen. TM A bezeichnet das oberwasserseitige System und TM B das unterwasserseitige System. Abgebildet sind die Fließtiefen und absoluten Differenzen. Die gemeinsamen Schnittstellen liegen bei 1000m und 2000m. Durch den Kopplungsalgorithmus liegen hier jeweils Simulationsergebnisse über die Zeit von beiden miteinander gekoppelten Teilmodellen vor. Die Übereinstimmung ist trotz der auftretenden Differenzen von maximal rd. 1cm gut. Differenzen treten nur im Abschnitt großer Veränderungen des Wasserspiegels auf..... 150
- Abb. 7.23: Das Untersuchungsgebiet Kaldauen aus der Luft betrachtet. Im Süden verläuft die Sieg von Ost nach West. Deutlich zu erkennen ist ein Altarm mit seinen Restwasserbereichen. Der Polder liegt im nördlichen Bereich zwischen Siegufer, der Autobahn A3 und der Ortschaft Kaldauen im Osten. Im Norden wird der Polder durch das ansteigende Gelände begrenzt. Die Flutmulde besteht hauptsächlich aus landwirtschaftlich genutzten Bereichen. Im Zentrum befindet sich eine Kleingartenanlage. (Google Earth) 151
- Abb. 7.24: HQ200 Ganglinie der Sieg. Durchfluss am Einlauf und Wasserspiegel am Auslauf. 152
- Abb. 7.25: Vergleich der berechneten Überflutungsflächen und der Ausdehnung der Sieg nach 40h. Der Durchfluss beträgt rd. $300\text{m}^3/\text{s}$. Das Ergebnis der gekoppelten Simulation ist schwarz unterlegt. Das teilweise durchströmte Flussbett der Sieg wird mit Hilfe des Ansatzes der wahrscheinlichen Gerinnebreiten mit guter Übereinstimmung wiedergegeben. Im Überflutungsbereich ist der Altarm vollständig geflutet..... 153
- Abb. 7.26: Vergleich der Ergebnisse nach 120h. Das Flussbett der Sieg wird gänzlich durchströmt. Der Polder ist zu ca. $2/3$ überflutet. Insgesamt ist die Übereinstimmung gut. Der Durchfluss beträgt d. $1025\text{m}^3/\text{s}$ 153

- Abb. 7.27: Vergleich der Wasserspiegellagen der Sieg nach 40h und 120h. Die Abweichung der Ergebnisse beträgt nur wenige Zentimeter. Der Anstau vor dem Wehr bei rd. 3700m wird in der zweidimensionalen Simulation etwas größer abgebildet. Bei größeren Durchflüssen spielt das Wehr eine untergeordnete Rolle. Dennoch wird auch dann zweidimensional ein etwas höherer Wasserstand berechnet. 154
- Abb. 7.28: Vergleich der Volumenganglinie aus der zeitlichen Integration des Durchflusses zwischen Sieg und Polder. In der 2D Simulation füllt sich der Polder etwas schneller als in der gekoppelten Berechnung. Das Endergebnis beider Simulationen ist nahezu identisch. 155
- Abb. 7.29: Teileinzugsgebiet der Unstrut. An der Grenze zu Sachsen-Anhalt befindet sich das Kerngebiet aus Unstrut, Wipper, und Helme mit den bestehenden Poldern Oldisleben, Ritteburg und Schönewerda (vgl. HAUSCHILD *et al.*, 2006)..... 158
- Abb. 7.30: Kalibrierung des ILMOFLOOD Modells der Unstrut anhand bestehender Daten stationärer Wasserspiegellagenmodellierung. Vergleichsgrundlage sind Berechnungen mit dem 1D-Modell WSPWIN. Der Kalibrierungsabschnitt ist rd. 25km groß und beinhaltet 6 Wehre. 159
- Abb. 7.31: Poldersystem im Status-Quo Zustand nach 4 Tagen. Die Auslastung der Polder ist schlecht. 162
- Abb. 7.32: Volumen- und Abflussganglinien. Abgebildet sind die Ganglinie am Pegel Oldisleben zuzüglich des Zuflusses von Helme / kleine Helme, sowie den Ganglinien am Auslauf des Systems..... 164
- Abb. 7.33: Poldersystem im optimierten Zustand nach 4 Tagen. Die Auslastung der Polder ist besser. Insgesamt werden rd. 4.516.100 m³ Wasser in den Poldern gespeichert..... 165
- Abb. 7.34: Überflutungsdauern innerhalb der Polder. Die Polder werden nach rd. 1d bei Gesamtabflüssen größer 50m³/s genutzt. Das Wasser fließt vom Polder Ritteburg in den Polder Schönewerda. 166
- Abb. 7.35: Maximale Fließgeschwindigkeiten. Im Polder Oldisleben bleiben die Fließgeschwindigkeiten gering. Zwischen den Poldern Ritteburg und Schönewerda treten die größten Geschwindigkeiten auf. 168

- Abb. 7.36: Wasserspiegellagen und Durchflüsse in Unstrut und Flutkanal zu Beginn (oben) des Hochwasserereignisses, nach 24h (mitte) und nach 48h (unten). Als durchgezogene Linie der optimierte Systemzustand, gestrichelt das System ohne Polder (jeweils mit konstanten Zuflüssen aus Helme und kleiner Helme). Als rote Punkte sind die 4 Flutschleusen abgebildet; die drei Wehre als umrandete Rechtecke. Die Polder wirken sich erst nach rd. 24h auf das System aus. Infolge der Entlastung bleibt der Abfluss in der Unstrut nach 48h unterhalb von $100\text{m}^3/\text{s}$ (System ohne Polder: rd. $130\text{m}^3/\text{s}$). 170
- Abb. 7.37: Wasserspiegellagen und Durchflüsse nach 55h (Maximum), 72h (mitte) und 96h (unten). Nach drei Tagen beträgt der Unterschied der Wasserspiegellage zwischen den beiden Systemzuständen nur noch wenige Zentimeter (bei Fkm 45 ca. 12cm). Während des Wellenmaximums beträgt die Differenz rd. 70cm. Die größte Entlastung erfolgt mit rd. $22\text{m}^3/\text{s}$ in den Polder Oldisleben (1. Flutschleuse). In den Polder Schönowerda werden nur rd. $7\text{m}^3/\text{s}$ abgegeben. Nach 72h sind nur noch die Flutschleusen Artern und Ritteburg (2. und 3. FS) aktiv. 171
- Abb. 9.1: Ebenenmodell. Unterschiedliche Prozesse werden vertikal und horizontal zu einem Gesamtsystem verknüpft. Die in dieser Arbeit betrachtete Kopplung von ein- und zweidimensionalen hydromechanischen Prozessen befinden sich in der mittleren Ebene. 179

Verzeichnis der Tabellen

Tab. 3.1:	Klassifizierung der räumlichen Skalen bei der Modellierung von Hochwassern.....	10
Tab. 4.1:	Ungefähre Größenordnungen der verschiedenen Terme der eindimensionalen Impulsgleichung bei großer Sohlneigung und instationären Verhältnissen für ein ausgewähltes Beispiel nach HENDERSON (1966).....	43
Tab. 4.2:	Flachwasserwellen und berücksichtigte Kräfte nach SINGH (1996).....	44
Tab. 4.3:	Bedingungen der Anwendbarkeit der verschiedenen Wellengleichungen auf Grundlage der Flachwassergleichungen für verschiedene Verhältniszahlen von Vorland- zu Hauptgerinnebreite η . T_+ bezeichnet die dimensionslose Wellenperiode und F_0 die Froudezahl bei stationärem Abflussregime.....	50
Tab. 4.4:	Unterschiedliche Parametersätze der Ersatzfunktion für kleine Fließtiefendifferenzen in Abhängigkeit des Schwellenwertes δ_s	60
Tab. 5.1:	Wichtungsfaktoren des Adam-Bashforth Verfahrens 1. bis 5. Ordnung	85
Tab. 5.2:	Wichtungsfaktoren des Adam-Moulton Verfahrens 1. bis 5. Ordnung.....	86
Tab. 5.3:	Polynomfaktoren des BDF Verfahrens 1. bis 6. Ordnung.....	89
Tab. 5.4:	$A(\alpha)$ Stabilitätswinkel der BDF-Verfahren	94
Tab. 6.1:	Typische Prozesskombinationen im Wasserbau und die Klassifizierung der Prozessverknüpfungen. Unterscheidung zwischen ein- und zweiseitig verknüpften Prozessen sowie horizontaler und vertikaler Verknüpfung. Dabei gelten einseitig miteinander verbundene Prozesse nicht als gekoppelt, weil sich beide Prozesse getrennt voneinander simulieren lassen. Bei den gekoppelten Prozessen wird zwischen vertikaler und horizontaler Kopplung unterschieden. Bei vertikal gekoppelten Prozessen ist die Berechnungsreihenfolge logisch vorbestimmt.	106

Tab. 7.1:	Beispiel einer Parametertabelle. Im Abstand von 2cm wurden die geometrischen und vom Gefällegradienten unabhängigen Abflussparameter eines Profils vorab berechnet. Für Zwischenstände der Wasserspiegellage wird zwischen den erfassten Werten linear interpoliert.	134
Tab. 7.2:	Simulierte und berechnete Wassertiefen für das Gerinnebeispiel im stationär-gleichförmigen Zustand. Zusätzlich die geometrisch berechneten Profilparameter.	140
Tab. 7.3:	Ergebnis des Vergleichs von Simulation und Handrechnung des ersten quasi-stationären Zustands. Zwischen Simulationswerten und Handrechenergebnissen ist kein Unterschied. Die mittlere Überfallhöhe berechnet sich aus den aufeinander folgenden Einzelüberfallhöhen zweier Querprofile. Der Abfluss zwischen den Modellen ist nicht zurückgestaut oder limitiert.	148
Tab. 7.4:	Ergebnis der Auswertung der Streichwehrformel, des Rückstaeinflusses und der Maximierung des Abflusses im stationären Endzustand des Systems. Als Limitierungsfaktor zur Begrenzung des Abflusses nach oben wurde $c_0 = 6$ angesetzt.	149
Tab. 7.5:	Liste der fünf größten Extremereignisse an der Unstrut (gemessen am Pegel Oldisleben)	160
Tab. 7.6:	Übersicht über das gekoppelte Unstrutmodell. Die Entfernungsangaben Einlauf / Auslauf beziehen sich auf die Entfernung zur Mündung. Für die Poldermodelle wird die Anzahl Zellen und die Kantenlänge einer Zelle angegeben.	161
Tab. 7.7:	Geometrie der Flutschleusen im Status-Quo Zustand.	161
Tab. 7.8:	Geometrie der Flutschleusen im optimierten Zustand.	163

