

„Zeitskalenübergreifende Berücksichtigung
von partikulärem Stofftransport in einer
Langfrist-Gewässergüteprognose für Fließgewässer“

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Henning Ulf Schonlau

aus

Duisburg

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Jürgen Köngeter
apl. Professor Dr.-Ing. Christian Forkel
Professor Dr.-Ing. habil. Stefan Kaden

Tag der mündlichen Prüfung: 18. Juni 2007

„Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.“

Danksagung

Der Weg zu meiner Promotion war anstrengend und lang. Ich bin daher sehr froh, dass ich zahlreiche Begleiter auf diesem Weg hatte, die mir beim Überwinden der verschiedenen Hindernisse zur Seite standen.

Herrn Universitätsprofessor Dr.-Ing. Jürgen Köngeter möchte ich für seine großzügige Unterstützung und die vertrauensvolle Zusammenarbeit während meiner Forschungsarbeiten sowie für die Übernahme des Hauptreferates danken. Herrn Professor Dr.-Ing. Christian Forkel danke ich für seine spontane Bereitschaft ein Koreferat zu übernehmen und für seinen Entschluss eine Verletzungspause für eine beispielhaft zügige Erstellung des Gutachtens zu nutzen. Herrn Professor Dr.-Ing. Stefan Kaden danke ich ebenfalls für die Übernahme eines Koreferates und die zur Verfügung gestellten Firmenressourcen der WASY GmbH. Vor allem die Unterstützung durch seinen Mitarbeiter Herrn Dipl.-Inf. Michael Redetzky war für mich eine wichtige Hilfestellung.

Weiterhin bedanke ich mich bei den Mitarbeitern des LUA Brandenburgs und des LfUG Sachsen für die zur Verfügung gestellten Daten sowie beim BmBF für die Förderung des Verbundprojektes „Untersuchung zur Gewässerbeschaffenheitsentwicklung der Spree“.

Ich bedanke mich bei meinen überaus kompetenten und netten Arbeitskollegen für ihre Diskussionsbereitschaft und das freundschaftliche Miteinander. Speziell das angenehme Umfeld im „Tower 2“ mit den Bürokollegen Dipl.-Ing. Maren Niemeyer, Dr.-Ing. Frank Schlaeger und Dr.-Ing. Dirk Schwanenberg sowie die Unterstützung durch einige engagierte studentische Hilfskräfte und Diplomanden hat mir die Arbeit deutlich erleichtert und mir immer wieder den Spaß an der Arbeit zurückgegeben.

Dank gebührt auch meiner Schwester und meinen Freunden, die teilweise mit viel Sachverstand und mit wertvollem sprachlichem Geschick unterstützend zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Ganz besonders danke ich meiner Lebensgefährtin Dipl.-Ing. Kirsten Kentzler für ihre Rücksicht und aktive Hilfestellung.

Hamburg, im Juli 2007

Henning Ulf Schonlau

Abstract

An adequate tool for developing long-term strategies for water management is probabilistic water quality prediction. Because of the long simulation period and numerous repeated, stochastically varied calculations normally a static calculation with large time steps is used. But during flood events the erosion process, which is also relevant for long-term water quality development in the catchment area, proceeds on a short-time scale. Therefore, erosion cannot be considered adequately by rough time-discretised long-term models. For considering short-term events with long-term effects relevant short-term processes have to be included in the long-term simulation.

This thesis deals with the consequent integration of short-term processes in a Monte-Carlo-based long-term water quality prediction. The newly developed model **LGpro** is presented, which uses a time step of one month for long term calculation and simulates the relevant hydraulic, transport, transformation and sediment processes. In these simulations short-term calculations of flood events are nested, which solve all processes in an unsteady way with time steps of few minutes.

For the hydraulic, water quality and sediment modules suitable approaches of calculation are chosen from literature. Afterwards these modules are validated. With one synthetic and one practical example the usage and benefit of the new model **LGpro** are demonstrated. The time nested solution trial enables an adequate consideration of unsteady erosion processes in rivers and makes a better long-term water quality prediction in catchment areas possible.

Inhaltsverzeichnis

Verzeichnis der Abbildungen	XI
Verzeichnis der Tabellen	XVI
Verzeichnis der Formelzeichen und Symbole	XVIII
1 Einleitung	1
2 Problemstellung und Vorgehensweise	3
2.1 Veränderungen im Flusseinzugsgebiet mit nachhaltigen Auswirkungen auf die Gewässergüte	3
2.2 Gewässergüteprognose in Fließgewässern für eine langfristige Bewirtschaftungsplanung	5
2.3 Prognosetechnik	8
2.4 Entwicklungsbedarf	10
2.5 Zielsetzung und Vorgehensweise	11
3 Hydraulik	14
3.1 Allgemeines	14
3.2 Dynamische, kinematische und diffusive Wellen	15
3.3 Modellierungsansätze zur Flutwellenberechnung	16
3.3.1 Überblick	16
3.3.2 Hydrologische Modellierungsansätze	16
3.3.3 Hydraulische Modellierungsansätze	19
3.4 Hydraulisches Konzept	23
3.4.1 Einführung	23
3.4.2 Stationäre Randbedingungen	23
3.4.3 Wiederholt identische instationäre Randbedingungen	24
3.4.4 Wechselhafte instationäre Randbedingungen	25
3.4.5 Umsetzung	26
3.5 Berechnung einer instationären Hydraulik mit vereinfachten Flood-Routing-Verfahren	28
3.5.1 Wellengeschwindigkeit	28
3.5.2 Berechnung des Durchflusses	29

3.5.3	Berechnung aller weiteren hydraulischen Größen	29
3.6	Anwendungsgrenzen kinematischer und diffusiver Wellenmodelle	30
3.6.1	Anwendungsgrenzen kinematischer Wellenmodelle	30
3.6.2	Anwendungsgrenzen diffusiver Wellenmodelle	31
3.6.3	Ganzheitliche Konzepte für Anwendungsgrenzen	32
3.7	Numerische Umsetzung der Flood-Routing-Verfahren	35
3.7.1	Allgemeines	35
3.7.2	Muskingum-Cunge-Verfahren	37
3.7.3	Diffusive Welle	38
3.8	Zusammenfassung	40
4	Validierung des Hydraulikmoduls	41
4.1	Allgemeines	41
4.2	Stationäre Randbedingungen	42
4.3	Instationäre Randbedingungen	43
4.3.1	Basisvariante	43
4.3.2	Fließgewässerneigung	47
4.3.3	Wellenamplitude	49
4.3.4	Zeitschrittweite und Rechenzeit	50
4.3.5	Ungleichförmigkeit	51
4.3.6	Vorländer	54
4.3.7	Rückstau	57
4.4	Fazit	65
5	Entwicklung und Validierung des Stofftransportmoduls	66
5.1	Allgemeines	66
5.2	Allgemeiner Stofftransport	66
5.2.1	Advektions-Dispersionsgleichung	66
5.2.2	Längsdispersion	68
5.3	Numerische Umsetzung der eindimensionalen Advektions- Dispersionsgleichung	69
5.3.1	Umsetzung der Advektions-Dispersionsgleichung für den statischen Fall	69
5.3.2	Umsetzung der Advektions-Dispersionsgleichung für den dynami- schen Fall	70
5.3.3	Validierung des umgesetzten dynamischen Stofftransportmodells . . .	72
6	Transformationsprozesse des Eisens und Phosphors	77
6.1	Allgemeines	77
6.2	Eisen im Fließgewässer	78
6.2.1	Überblick	78
6.2.2	Eisen im Modell	81

6.3	Phosphor im Fließgewässer	82
6.3.1	Überblick	82
6.3.2	Vereinfachungen der Phosphortransformationen	87
6.3.3	Phosphor im Modell	89
7	Sedimentmodul	91
7.1	Zusammenhänge des partikulären Transportkreislaufs	91
7.1.1	Einführung	91
7.1.2	Sedimentation	92
7.1.3	Konsolidation	93
7.1.4	Erosion	94
7.2	Entwicklung eines Sediment-Schwebstoff-Moduls	95
7.2.1	Schwebstofftransport	95
7.2.2	Sohlschubspannung	95
7.2.3	Sedimentation	96
7.2.4	Sedimentschichten	98
7.2.5	Kritische Sohlschubspannung und Konsolidation	100
7.2.6	Erosion	104
7.2.7	Hauptgerinne, Randbereiche und Überflutungsflächen	106
8	Gesamtmodell	108
8.1	Allgemeines	108
8.2	Modellinput	110
8.2.1	Überblick	110
8.2.2	Umgang mit unbekannten Randbedingungen	111
8.2.3	Zeitliche Differenzierung	112
8.3	Identifizierung erosionsrelevanter Hochwasserereignisse	114
8.4	Interaktionen der Teilmodule in einem synthetischen Beispiel	115
9	Anwendungsbeispiel Spree	120
9.1	Untersuchungsgebiet	120
9.1.1	Überblick	120
9.1.2	Fließgewässer	122
9.1.3	Talsperre Spremberg	124
9.1.4	Restseen	125
9.2	Messdaten	127
9.2.1	Überblick	127
9.2.2	Betrachtung der Durchfluss- und Stofftransportmessungen	128
9.3	Kalibrierung	131
9.4	Modelltechnische Untersuchungen am Anwendungsbeispiel	133
9.4.1	Überblick	133

9.4.2	Stationäre und instationäre Berücksichtigung von Hochwasserereignissen	133
9.4.3	Auswahl von zu berücksichtigenden Hochwasserereignissen	135
9.4.4	Reduzierung der Rechenzeit	138
9.5	Langfristprognose	141
9.5.1	Vorbereitung der Langfristprognose	141
9.5.2	Durchführung der Langfristprognose	142
9.5.3	Ergebnisse der Langfristprognose	143
9.5.4	Beispielhaftes Szenario eines vereinfachten Hochwassermanagements	147
10	Zusammenfassung	150
11	Ausblick	152
11.1	Modellerweiterungen	152
11.2	Das Modell im Verbund	154
11.3	Das Modell in der Anwendung	154
	Literaturverzeichnis	156
A	Erläuterungen zur stationären Simulation des Gladbachs	172
B	Berücksichtigte Gewässergüteparameter und Transformationsprozesse	173
C	Kalibrierung der Teilmodule	176
C.1	Kalibrierung der Hydraulik	176
C.2	Kalibrierung des statischen Gütemoduls	176
C.2.1	Abgrenzung	176
C.2.2	Schwebstoff	177
C.2.3	Eisen	182
C.2.4	Phosphor	185
C.2.5	Sediment	187
C.3	Festlegung der Kalibrierungsparameter für die instationär dynamischen Module	191
C.3.1	Instationäre Hydraulik und dynamische Gütemodellierung	191
C.3.2	Sensitivitätsanalyse der Sedimentparameter	191
C.3.3	Ergebnisse der instationär dynamisch berechneten Hochwassermonate	195
C.4	Fazit	201
D	Für die Langfristmodellierung angesetzte Einleitkonzentrationen	202
	Lebenslauf	204

Verzeichnis der Abbildungen

2.1	Ermittlung der optimalen Modellkomplexität (aus SCHLAEGER, 2003)	7
2.2	Fallunterscheidung zwischen stationären und instationären Randbedingungen	10
3.1	Anschaulicher Unterschied zwischen einer dynamischen und kinematischen Abflusswelle aus Sicht eines lokalen Beobachters	15
3.2	Übersicht über das umgesetzte hydraulische Konzept	27
3.3	Zonen guter Näherung für Gerinne mit einem breiten Vorland; Gesamtbreite zu Breite des Hauptgerinnes = 1	32
3.4	Zonen guter Näherung für Gerinne mit einem breiten Vorland; Gesamtbreite zu Breite des Hauptgerinnes = 20	33
3.5	Knotenschema der finiten Differenzen	38
4.1	Vergleich berechneter Wasserspiegellagen, Sohlhöhe und Durchfluss am Beispiel eines Fließabschnitts des Gladbachs	42
4.2	Fließtiefe-Durchfluss-Beziehung aus 100 vorab simulierten stationären Berechnungen für die Basisvariante	44
4.3	Vergleich der Simulationsergebnisse für den Abfluss aus HEC-RAS, einem Muskingum-Cunge-Verfahren und einem diffusiven Wellenmodell	45
4.4	Vergleich der Simulationsergebnisse für die Fließtiefe aus HEC-RAS, einem Muskingum-Cunge-Verfahren und einem diffusiven Wellenmodell	46
4.5	Difussionskoeffizient in Modellansatz 2 pauschal um 20 % verringert.	47
4.6	Basisvariante mit auf 0,189 ‰ veränderter Neigung	48
4.7	Basisvariante mit auf 1,0 ‰ veränderter Neigung	48
4.8	Aufsicht auf einen 4 km langen Gerinneabschnitt mit Aufweitung und Verengung	52
4.9	Aufweitung und Verengung mit $S1/S2 = 2$	53
4.10	Aufweitung und Verengung mit $S1/S2 = 5$	53
4.11	Breite Gesamtgerinne zu Hauptgerinne $W2/W1 = 5$	55
4.12	Breite Gesamtgerinne zu Hauptgerinne $W2/W1 = 10$	55
4.13	Breite Gesamtgerinne zu Hauptgerinne $W2/W1 = 20$	55
4.14	Breite Gesamtgerinne zu Hauptgerinne $W2/W1 = 20$ und Sohlneigung $I_s = 1 ‰$	56
4.15	Maximale Fließtiefe zu den Zeitpunkten $t = 0 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$ und $t = 48 \text{ h}$ mit unregelmäßigem Wehr	58

4.16	Maximale Fließtiefe zu den Zeitpunkten $t = 0 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$ und $t = 48 \text{ h}$ mit geregeltem Wehr	59
4.17	Durchfluss vor einer Einleitung (Q_{haupt}), seitlicher Zufluss (Q_{in}) und Gesamt- durchfluss (Q_{ges})	60
4.18	Durchfluss zu den Zeitpunkten $t = 0 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$ und $t = 48 \text{ h}$ mit einer Einlei- tung $Q_{\text{in}} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$	61
4.19	Maximale Fließtiefe zu den Zeitpunkten $t = 0 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$ und $t = 48 \text{ h}$ mit einer Einleitung $Q_{\text{in}} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$	61
4.20	Maximale Fließtiefe bei einer variablen seitlichen Einleitung	64
5.1	Schematische Abfolge der räumlichen Iteration (SCHLAEGER, 2003)	70
5.2	Berücksichtigung der Wechselbeziehungen zwischen zwei Stoffen mittels Ite- ration über die Zeit	71
5.3	Prozentualer Fehler e_w bei der Simulation von Stoffwechselbeziehungen in Abhängigkeit von Raum- und Zeitschrittweite	72
5.4	Ermittlung eines geeigneten Wertes θ für den Testfall A	74
5.5	Vergleich des impliziten Preissmann-Verfahrens mit den von GAJDOS & MANDELKERN (1998) untersuchten Verfahren; Testfall A	74
5.6	Vergleich der analytischen Lösung mit numerischen Lösungen des Preissmann-Verfahrens mit jeweils unterschiedlichem Wichtungsfaktor θ	75
5.7	Vergleich des impliziten Preissmann-Verfahrens mit den von GAJDOS & MANDELKERN (1998) untersuchten Verfahren; Testfall B	76
6.1	Gleichgewichtsverteilung einer 10^{-3} -molaren Eisenlösung als Funktion der Redoxintensität in saurer Umgebung	80
6.2	Phosphoremissionen aus Punkt- und diffusen Quellen in die Oberflächenge- wässer Deutschlands in absoluten (links) und relativen Zahlen (rechts) (verän- dert nach UMWELTBUNDESAMT, 2006b).	83
6.3	Modellvorstellung des Phosphorkreislaufs im Wasserkörper	86
6.4	Im Modell umgesetzter Phosphorkreislauf	88
7.1	Transport von feinen Sedimenten in Fließgewässern	91
7.2	Verschiedene der Literatur entnommene Ansätze zur Ermittlung der kritischen Sohlschubspannung in Abhängigkeit von der Sedimentschichtdicke	101
7.3	Grad der Verfestigung über die Zeit bei verschiedenen empirischen Parame- tern k_{Alterung}	103
7.4	Grad der Verfestigung über die Sedimenttiefe bei verschiedenen empirischen Parametern k_{Setzung}	104
7.5	Querschnittsdifferenzierung für das Hydraulikmodul (oben) und das Sedi- mentmodul (unten)	107
8.1	Zusammenschluss der Teilmodule zu einem deterministischen Gesamtmodell	108

8.2	Variante A: Beispiel einer durch Addition ($\theta_H = 0, 0$) verschobenen Abflussganglinie; Variante B: Beispiel einer durch Multiplikation ($\theta_H = 1, 0$) verzerrten Abflussganglinie	114
8.3	Konzentrationsverlauf von Schwebstoff sowie von partikulärem und gelöstem Eisen bei stationären Randbedingungen	117
8.4	Eisenkonzentration im Sediment nach einem Jahr	117
8.5	Durchfluss, Schwebstoff- und Eisenkonzentration am Auslaufprofil bei geregelter Wehrsteuerung	118
8.6	Durchfluss, sowie Schwebstoff- und Eisenkonzentration am Auslaufprofil bei unregelter Wehrsteuerung	119
9.1	Das Untersuchungsgebiet: Die Spree von der Talsperre Bautzen bis zur Talsperre Spremberg (verändert nach SCHLAEGER, 2003)	121
9.2	Systemstruktur der Spree mit den wichtigsten Strukturelementen	123
9.3	Jährlichkeiten gemessener Hochwasserscheitelabflüsse am Pegel Sprewitz zwischen 1964 und 2004	129
9.4	Messergebnisse aus den Jahren 1996 - 2004 und quadratische Trendlinie an der BMS Zerre über den Durchfluss aufgetragen	130
9.5	Vergleich von Schwebstoffmesswerten mit der Bandbreite einer stationären Simulation	132
9.6	Vergleich von reduzierten Schwebstoffmesswerten mit der Bandbreite einer stationären Simulation	132
9.7	Instationäre Betrachtung der Schwebstoffkonzentration im Hochwassermonat Juni 1995 bei konstant angenommenen Einleitkonzentrationen	134
9.8	Gesamtschwebstofffracht und Abweichung zum Zielergebnis bei variierender Anzahl berücksichtigter Hochwasserereignisse mit maximalem Scheitelabfluss	136
9.9	Einschränkung der instationär simulierten Phase auf 30, 24, 18, 12 bzw. 6 Tage	139
9.10	Quantile der Schwebstoffkonzentration über die Fließstrecke der Spree	144
9.11	Verlauf der minimal und maximal berechneten Schwebstoffkonzentration über den Untersuchungszeitraum am Pegel Spremberg	144
9.12	Verteilungsfunktion der Wahrscheinlichkeit und Dichtefunktion der prognostizierten Schwebstoffkonzentration am Pegel Spremberg	145
9.13	Quantile der Schwebstoffkonzentration über den Untersuchungszeitraum am Pegel Spremberg	145
9.14	Über die Zeit summierte Schwebstofffracht am Pegel Spremberg mit ($\circ$) bzw. ohne (∇) zeitlich genesteter, instationärer Modellierung von Hochwasserereignissen	146
9.15	Vergleich der Ausgangsvariante mit einer modifizierten Restseebewirtschaftung	149
C.1	Vergleich der gemessenen Wasserspiegellage am Tag der Profilaufnahme mit der simulierten Wasserspiegellage	177

C.2	Vergleich von Messwerten aus dem Januar der Jahre 1993 bis 2004 (Mittelwert und Bandbreite) mit der Bandbreite einer stationären Simulation des entsprechenden Zeitraums	179
C.3	Vergleich von Schwebstoffmesswerten und Simulation eines typischen durch Hochwasser geprägten Monats (März 1994)	179
C.4	Vergleich von Messwerten aus dem Januar der Jahre 1993 bis 2001 und 2004 mit der Bandbreite einer Langfrist-Simulation des entsprechenden Zeitraums (mit konzentrationsabhängiger Sinkgeschwindigkeit)	180
C.5	Vergleich von Schwebstoffmesswerten und Simulation eines typischen durch Sedimentation geprägten Monats (August 1994)	181
C.6	Vergleich von Messwerten aus dem Januar der Jahre 1993 bis 2001 und 2004 mit der Bandbreite einer Langfrist-Simulation des entsprechenden Zeitraums (mit partikelbezogener Sinkgeschwindigkeit)	181
C.7	Eisenkonzentration aus Messwerten und Simulation über die Zeit an der Beschaffenheitsmessstelle Zerre	183
C.8	Eisenkonzentration aus Messwerten und Simulation über die Zeit an der Beschaffenheitsmessstelle Zerre mit modifizierter Einleitrandbedingung für die Jahre 1993 bis 1995	183
C.9	Eisenkonzentrationen aus Messwerten und Simulation über die Fließstrecke aus den Januarmonaten der Jahre 1993 bis 2001 und 2004	184
C.10	Konzentration gelöstes Eisen aus Messwerten und Simulation über die Fließstrecke aus den Januarmonaten der Jahre 1993 bis 2001 und 2004	184
C.11	Konzentration von gelöstem Phosphor aus Messwerten und Simulation über die Fließstrecke aus den Januarmonaten der Jahre 1993 bis 2001 und 2004	186
C.12	Konzentration von Gesamtposphor aus Messwerten und Simulation über die Fließstrecke aus den Januarmonaten der Jahre 1993 bis 2001 und 2004	186
C.13	Eisenkonzentration des Sediments über die Fließlänge der Spree in den Jahren 2001 bis 2004; Messwerte in der Partikelfraktion $d < 0,02 \text{ mm}$ und gemittelte Simulationsergebnisse der obersten Sedimentschicht	188
C.14	Feststoffkonzentration im EROSIMESS-Zylinder bei steigender Sohlschubspannung an vier Messpunkten im Querschnittprofil bei Neustadt (nach KRAL, 2001)	188
C.15	Simulierte Eisenkonzentration in Sedimentschichten (oben = linker Randbereich; mittig = Hauptabflusszone; unten = rechter Randbereich)	190
C.16	Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im März 1994	196
C.17	Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im Juni 1995	197
C.18	Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im Januar 2002	198

C.19 Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im April 2002	199
C.20 Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im Januar 2003	200

Verzeichnis der Tabellen

3.1	Bewegungsgleichung verschiedener eindimensionaler hydrodynamischer Flood-Routing-Verfahren	20
3.2	Anwendungsgrenzen der verschiedenen Flood-Routing-Ansätze nach USACE (1994) (die Neigungsgrenzen wurden aus den britischen Einheiten [ft/mile] in das metrische System [-] überführt)	34
4.1	Prozentuale Abweichungen für die Basisvariante	46
4.2	Prozentuale Abweichungen bei veränderter Fließgewässerneigung	49
4.3	Prozentuale Abweichungen bei verändertem Verhältnis von Abflussspitze zu Basisabfluss	49
4.4	Rechenzeit und prozentuale Abweichungen bei steigender Zeitschrittweite . .	51
4.5	Flächenverhältnis $\frac{A_{i+1}}{A_i}$ in Abhängigkeit der maximalen Fließtiefe	52
4.6	Prozentuale Abweichungen für verschiedene Vorlandbreiten und mit veränderter Neigung	56
4.7	Prozentuale Abweichungen bei ungeregeltem Wehr oder geregeltem Wehr (Stationierung 10,005 km)	58
4.8	Prozentuale Abweichungen bei konstanter seitlicher Einleitung (Stationierung 10,250 km)	62
4.9	Prozentuale Abweichungen bei variabler seitlicher Einleitung (Stationierung 10,250 km)	63
8.1	Randbedingungen des Modelleinlaufs und der seitlichen Einleitung bei Stationierung 35 km in der stationären Phase des Testbeispiels	116
9.1	Wasserqualitätskennwerte ausgesuchter Tagebaurestseen	125
9.2	Einleitbedingungen für Tagebaurestseen in die Vorfluter (LUA BRANDENBURG, 2001)	126
9.3	Vergleich stationär und instationär berechneter Hochwasserereignisse an der BMS Spremberg Süd	135
9.4	Aufgrund von Auswahlkriterium und Anzahl instationär berücksichtigte Hochwasserereignisse	138
9.5	Abweichung in der simulierten Schwebstofffracht im Monat Juni 1995 und benötigte Rechenzeit bei variierendem Simulationszeitraum und Simulationszeitschrittweite	140

9.6	Angesetzte maximale Kapazität der Flutungsbauwerke und Mindestabfluss unterhalb (uh) der Einleitung aus den Vorflutern in den Restsee	147
B.1	Im Gewässergütemodul integrierte Gewässergüteparameter und berücksichtigte Transformationsprozesse bzw. Einflüsse	173
C.1	Übersicht über die fünf gesondert behandelten Hochwasserereignisse	180
C.2	Modellparameter für die Bezugsvariante der Sensitivitätsstudie	192
C.3	Maximale Schwebstoffkonzentrationen und -frachten innerhalb des Hochwassermonats Juni 1995 am Pegel Spremberg bei systematisch variierenden Modellparametern	193
D.1	Empirisch ermittelte Abhängigkeiten und stochastische Charakteristik für ausgewählte Güteparameter an seitlichen Einleitungen	202
D.2	Stochastisch ermittelte Schwebstoffkonzentration am Auslass der TS Bautzen	203

Verzeichnis der Formelzeichen und Symbole

Lateinische Zeichen und Symbole

A	durchflossene Fläche	$[m^2]$
B	Breite an der Gerinneoberfläche	$[m]$
BMS	Beschaffenheitsmessstelle	
c	Geschwindigkeit der Flutwelle	$[m/s]$
C	Stoffkonzentration	$[g/l]$
c_D	Widerstandsbeiwert	$[-]$
C_{Ch}	Geschwindigkeitsbeiwert nach de Chézy	$[\sqrt{m}/s]$
$C_{s,gr}$	ablagerungsfreie Grenzkonzentration	$[kg/m^3]$
Cu	Courantzahl	$[-]$
D	Diffusionskoeffizient	$[m^2/s]$
D_L	longitudinaler Dispersionskoeffizient	$[m^2/s]$
d_v	Durchmesser einer zum ungleichförmigen Partikel volumengleichen Kugel	$[m]$
D_{ch}	Diffusionskoeffizient	$[m^2/s]$
d_{Kr}	Grenzdurchmesser zwischen Geschiebe und Schwebstoff	$[m]$
D_{num}	numerischer Diffusionskoeffizient	$[m^2/s]$
D_{phys}	physikalischer Diffusionskoeffizient	$[m^2/s]$
$\dot{E}$	Erosionsrate	$[kg/(m^2s)]$
e_D	prozentuale Abweichung in der Durchflussamplitude	$[\%]$
e_H	prozentuale Abweichung in der maximalen Fließtiefe	$[\%]$
e_M	prozentuale Abweichung in der Massenerhaltung	$[\%]$

e_w	prozentualer Fehler in der Stoffwechselbeziehung	[%]
F	Froudezahl	[–]
f_1	geschätztes Verhältnis zwischen DIP und DOP	[–]
F_{ges}	Fracht eines Monats	[t]
F_{inst}	Fracht des instationären Anteils eines Monats	[t]
F_{st}	Fracht des stationären Anteils eines Monats	[t]
g	Erdbeschleunigung	[m/s ²]
h	mittlere Fließtiefe	[m]
h_{Wehr}	Wehrhöhe über der Sohle	[m]
HW	Hochwasserereignis	
I	Neigung	[–]
I_E	Energielinienneigung	[–]
I_R	Neigung der Reibungsverluste	[–]
I_S	Neigung der Sohle	[–]
k_0	zusammengefasste Reaktionsraten nullter Ordnung	[g/m ³]
k_1	zusammengefasste Reaktionsraten erster Ordnung	[1/s]
k_s	äquivalente Sandrauheit	[m]
K_S	Speicherkoeffizient	[s]
k_{11}	Transformationsrate Fällung/Desorption	[1/s]
k_{12}	Transformationsrate Fällung/Auflösung als Ferriphosphat	[1/s]
k_{13}	Transformationsrate Adsorption	[1/s]
k_{21}	Assimilationsrate	[1/s]
k_{22}	temperaturabhängige Abbaurate des organischen Phosphors	[1/s]
k_{31}	temperaturabhängige Transformationsrate von OP zu PIP im Sediment	[1/s]
$k_{Alterung}$	kinetischer Parameter für die biogeochemische Konsolidierung	[kg/(m ² s ¹)]

K_{kin}	kinematische Strömungszahl	$[-]$
k_{oxi}	temperaturabhängige Transformationsrate der Eisenoxidation	$[1/s]$
k_{rueck}	Transformationsrate der Eisenrücklösung	$[1/s]$
$k_{Setzung}$	kinetischer Parameter für die bodenmechanische Konsolidierung	$[1/m]$
k_{st}	Manning-Strickler-Beiwert	$[m^{1/3}/s]$
L_c	modellierte Fließgewässerlänge	$[m]$
m	Masse	$[kg]$
$m_{schicht}$	Masse der obersten Schicht	$[kg]$
m_{sink}	Masse an sedimentierenden Schwebstoffen	$[kg]$
n	Jährlichkeit eines Hochwassers	$[a]$
n^*	modifizierte Jährlichkeit eines Hochwassers	$[a]$
oh	oberhalb	
Pe	Pecletzahl	$[-]$
$\overline{Q^*}$	vom Mengenzbilanzmodell prognostizierter Monatsmittelwert	$[m^3/s]$
$\overline{Q}$	Monatsmittelwert eines gemessenen Hochwasserereignisses	$[m^3/s]$
q	breitengemittelter Durchfluss	$[m^3/s]$
Q	Durchfluss	$[m^3/s]$
$Q(t)$	gemessene Abflussganglinie	$[m^3/s]$
$Q^*(t)$	generierte Abflussganglinie	$[m^3/s]$
q_e	breitengemittelter Durchfluss mit brit. Einheiten	$[ft^2/s]$
Q_k	Durchfluss zur Ermittlung der hydraulischen Zustandsmatrizen	$[m^3/s]$
Q_{180}	Abfluss bei Stationierung 180 km	$[m^3/s]$
Q_{20}	Abfluss bei Stationierung 20 km	$[m^3/s]$
Q_{Bett}	Abfluss bei dem das Gewässerbett gefüllt ist	$[m^3/s]$
Q_{ges}	Abfluss im Hauptgerinne unterhalb einer Einleitstelle	$[m^3/s]$

Q_{ges}^*	bei Vorabberechnungen anges. Abfluss im Hauptgerinne uh. Einleitstelle	$[m^3/s]$
Q_{haupt}	Abfluss im Hauptgerinne oberhalb einer Einleitstelle	$[m^3/s]$
Q_{haupt}^*	bei Vorabberechnungen anges. Abfluss im Hauptgerinne oh. Einleitstelle	$[m^3/s]$
$Q_{in,max}$	maximaler Abfluss bei sinusförmiger Einleitganglinie	$[m^3/s]$
$Q_{in,min}$	minimaler Abfluss bei sinusförmiger Einleitganglinie	$[m^3/s]$
q_{in}	Einleitung über die Länge	$[m^2/s]$
Q_{in}	Abfluss in seitlicher Zuleitung	$[m^3/s]$
Q_{in}^*	bei Vorabberechnungen angesetzter Abfluss in seitlicher Zuleitung	$[m^3/s]$
Q_{max}	maximaler Abfluss bei Stationierung 180 km	$[m^3/s]$
Q_{min}	minimaler Abfluss bei Stationierung 180 km	$[m^3/s]$
$Q_{Scheitel}$	Scheitelabfluss bei einem Hochwasser	$[m^3/s]$
Q_{zu}	seitliche Zu- und Abflüsse	$[m^3/s]$
r_{hyd}	hydraulischer Radius	$[m]$
ran	Zufallszahl zwischen 0 und 1	$[-]$
Re_K	Kornreynoldszahl	$[-]$
Re_s	Reynoldszahl des Absinkvorgangs	$[-]$
s	externe Quellen bzw. Senken	$[kg/s]$
S	Speicherinhalt	$[m^3]$
$\dot{S}$	Sedimentationsrate	$[kg/(m^2s)]$
$\dot{S}_{sed,OP}$	Konzentrationsänderung im Sediment infolge Sedimentation	$[kg/(s \cdot kg)]$
$\dot{S}_{sed,PIP}$	Konzentrationsänderung im Sediment infolge Sedimentation	$[kg/(s \cdot kg)]$
S_n	Standardabweichung für den Zeitschritt n	[variabel]
t	Zeit	$[s]$
T	Anzahl an Zeitschritten	$[-]$
T^*	dimensionslose Wellenperiode	$[-]$

T_A	Dauer des Wellenanstiegs	[h]
T_{HW}	Datum eines Hochwasserscheitels	
T_{inst}	stationär berechnete Tage	[d]
T_{st}	instationär berechnete Tage	[d]
T_{wp}	Dauer einer Hochwasserwelle	[s]
u	über x veränderliche Größe	
u_τ	Schubspannungsgeschwindigkeit	[m/s]
uh	unterhalb	
v	querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit	[m/s]
v_*	Schergeschwindigkeit	[m/s]
v_s	Sinkgeschwindigkeit	[m/s]
v_{st}	infolge Turbulenz verlangsamte Sinkgeschwindigkeit	[m/s]
$W1$	Gerinnebreite ohne Vorländer	[m]
$W2$	Gerinnebreite mit Vorländer	[m]
x	Stationierung bzw. Koordinate oder Weg in Fließrichtung	[m]
z	geodätische Höhe	[m]
$z_{b,max}$	maximale Schichtdicke	[m]

Griechische Zeichen und Symbole

α_2	Anteil des Phosphors an der Biomasse	[–]
β	Exponent der Abflussmengenkurve	[–]
β_I	Impulskorrekturfaktor	[–]
ϵ_{t0}	transversaler Mischungskoeffizient	[–]
κ	<i>Karman</i> -Konstante	[–]
μ	temperaturabhängige Algenwachstumsrate	[1/s]
ν	kinematische Viskosität	[N/m ²]

ψ	Sphärizität	[–]
ρ	temperaturabhängige Algenrespirationsrate	[1/s]
ρ_s	Kornrohdichte	[kg/m ³]
ρ_w	Dichte von Wasser	[kg/m ³]
ρ_b	Dichte der Sedimentablagerung (Trockenmasse je Feuchtvolumen)	[kg/m ³]
σ	Standardabweichung	
τ_0	Sohlschubspannung	[N/m ²]
$\tau_{c,E}$	kritische Sohlschubspannung	[N/m ²]
$\tau_{c,E}^0$	minimaler Erosionswiderstand	[N/m ²]
$\tau_{c,E}^\infty$	Erosionswiderstand nach abgeschlossener Konsolidierung	[N/m ²]
$\tau_{c,S}$	kritische Sedimentationsschubspannung	[N/m ²]
τ_c	durch Konsolidation entstandener Erosionswiderstand	[N/m ²]
θ_H	Wichtungsfaktor bei Mittelwertanhebung durch Multiplikation oder Addition	[–]
θ_K	Wichtungsfaktor zwischen Alterung und Setzung	[–]
θ_n	Wichtungsfaktor für die modifizierte Jährlichkeit	[–]
θ_X	Wichtungskoeffizient	[–]

Wiederkehrende Indizes und Vereinbarungen

$\{\square\}$	Stoffkonzentration im Freiwasser	[kg/m ³]
$\{\square\}_{sed}$	Stoffkonzentration im Sediment	[kg/kg]
$\square^n$	Index für Zeitschritte	
$\square_i$	Index für Raumschritte	
$\square_{in}$	Index für Zufluss	
$\square_n$	Index für Zeitschritte	
$\square_{out}$	Index für Entnahme	
<i>Mod. 1</i>	Modellansatz 1: Muskingum-Cunge-Verfahren	

Mod. 2 Modellansatz 2: Diffusionsanalogie**Chemische Abkürzungen, Bezeichnungen und Symbole**

<i>AFS</i>	abfiltrierbare Stoffe
<i>DIP</i>	gelöste anorganische Phosphorverbindungen
<i>DOP</i>	gelöste organische Phosphorverbindungen
e^-	Elektron
<i>Fe(II)</i>	zweiwertiges Eisen
<i>Fe(III)</i>	dreiwertiges Eisen
Fe^{2+}	zweiwertiges Eisenkation
Fe^{3+}	dreiwertiges Eisenkation
<i>Fe_{gel}</i>	gelöstes Eisen
<i>Fe_{ges}</i>	gesamtes Eisen
<i>Fe_{Ligand}</i>	an Liganden gebundenes gelöstes Eisen
<i>Fe_{par}</i>	partikuläres Eisen
<i>FePO₄</i>	Ferriphosphat
<i>O₂</i>	Sauerstoff
<i>OP</i>	organische Phosphorverbindungen
<i>pH</i>	pH-Wert
<i>Phyt</i>	Phytoplankton
<i>PIP</i>	partikuläre anorganische Phosphorverbindungen
<i>POP</i>	partikuläre organische Phosphorverbindungen

1 Einleitung

Aus einem in den letzten Jahrzehnten gestiegenen öffentlichen Umweltbewusstsein und den daraus folgenden politischen Vorgaben, wie beispielsweise die europäische Wasserrahmenrichtlinie (EUROPÄISCHE KOMMISSION, 2000), resultiert ein ständig wachsendes Interesse, die Qualität unserer Fließgewässer in einen so genannten guten Zustand zu überführen oder — falls schon vorhanden — diesen beizubehalten. Infolgedessen wurde in den vergangenen Jahren verstärkt der Gewässerzustand europäischer Flüsse kartiert und bewertet. Auf diese Weise konnten umfangreiche Kenntnisse über unsere Gewässer gewonnen werden. Dabei sollten die drei grundsätzlichen Anforderungen bestehend aus hydromorphologischen, physikalisch-chemischen und biologischen Qualitätskomponenten berücksichtigt werden (EUROPÄISCHE KOMMISSION, 2000). Nach dieser Bestandsaufnahme gilt es nun, Maßnahmen und Bewirtschaftungsformen zu entwickeln, welche die Gewässergüte in Flüssen mit schlechter Wasserqualität bis 2015 in einen chemisch und ökologisch guten Zustand überführen. Ein nach BFG (2002) erwiesenermaßen erforderliches Hilfsmittel stellen hierbei mathematische Gewässergütemodelle dar, welche benötigt werden, um die komplexen Zusammenhänge zwischen Wasserdargebot und Wasserqualität analysieren und die Auswirkungen geplanter Maßnahmen prognostizieren zu können. Dabei sind nach Einschätzung der DFG (2003) die Verbesserung der Prognosefähigkeit, die Verknüpfung verschiedener Skalenbereiche und die Berücksichtigung stochastisch verteilter Eigenschaften wichtige Forschungsaufgaben, um die Gewässergütemodellierung in Flusseinzugsgebieten zu verbessern.

Ein Gewässergütemodell besteht im Allgemeinen aus einem Hydraulik- und einem Gütemodul. Seine Einsatzmöglichkeiten sind vielschichtig: Nach BFG (2002) reichen sie von der Daten- und Systemanalyse über Wirkungsanalysen bei Gewässerschutzplanungen bis hin zu Kosten-Wirksamkeitsanalysen. Zudem werden sie im Rahmen von Alarmplänen in Verbindung mit Überwachungssystemen und bei der Entwicklung von Steuerungs- und Bewirtschaftungsregeln eingesetzt. Die vorgestellte Forschungsarbeit kann für alle angesprochenen Anwendungsbereiche hilfreich sein, legt allerdings einen Schwerpunkt auf die Erarbeitung fundierter Bewirtschaftungspläne mit Hilfe von lang- oder mittelfristigen Gewässergütesimulationen.

Bisher wurden Bewirtschaftungspläne für Oberflächengewässer häufig nur unter Mengengesichtspunkten aufgestellt. Um diese Aufgabe zu erfüllen, stehen den Verantwortlichen die entsprechenden Mess- und Modellierungstechniken zur Verfügung. Erst in jüngerer Vergangenheit gehört das Ziel, eine gute Wasserqualität in Oberflächengewässern zu gewährleisten, zu den gleichwertigen Aufgaben von Bewirtschaftungsplänen. Nach LAWA (2003) ist bei der

Erstellung von Bewirtschaftungsplänen zukünftig zu beachten, dass die Untersuchungen und damit die numerischen Modelle einzugs- oder zumindest teileinzugsgebietsbezogen zu erstellen sind. Dies impliziert große, ganzheitliche Untersuchungsgebiete und erfordert, dass neben den darin enthaltenen Fließgewässern auch natürliche und künstliche Seen, Grundwasser und anthropogene Belastungen zu berücksichtigen sind. Aufgrund des interdisziplinären Charakters der Aufgabenstellung ist es erforderlich, verschiedene Modelle miteinander zu koppeln und dabei auf die Anforderungen der angrenzenden Modellbausteine einzugehen. TREPEL & KLUGE (2002) schätzen diese Kopplung und die Suche nach kompatiblen Modellierungsansätzen für übergeordnete Systeme als eine derzeit wichtige Forschungsaufgabe ein. So können beispielsweise die mit dem Fließgewässer mitgeführten Frachten durchströmte Standgewässer maßgeblich und nachhaltig beeinflussen. Fließgewässersmodellierung sollte daher als Teil einer integrativen Betrachtung aufgefasst werden und auch die Bereitstellung geeigneter Daten für die angrenzenden Flusseinzugsgebietskomponenten zum Ziel haben.

Der zeitliche Horizont eines Bewirtschaftungsplanes ist für mehrere Jahre ausgelegt und wird besonders in langfristig veränderten Einzugsgebieten wie Tagebaufolgelandschaften auf Jahrzehnte ausgedehnt. Mit einem Langfristgewässergütemodell müssen daher verschiedene Bewirtschaftungsvarianten unter teilweise ungewissen Randbedingungen in einem großen Einzugsgebiet auf Jahre hinaus berechnet werden können. Die besonderen Anforderungen hinsichtlich des Simulationszeitraums und die ungewissen Randbedingungen widersprechen somit einer Modellierung von Einzelszenarien. Anstatt dessen verspricht vor allem die Berücksichtigung möglichst vieler verschiedener Belastungsfälle, die aus Randbedingungen entsprechend ihrer Eintrittswahrscheinlichkeit kombiniert werden, eine aussagekräftige Prognose.

Innerhalb des großen Simulationszeitraums von mehreren Jahren gibt es im Einzugsgebiet güterelevante Prozesse, die zeitlich stark veränderlich und nach wenigen Tagen bereits abgeschlossen sind. Beispielhaft sei hier die Erosion der Fließgewässersohle genannt, die vor allem bei Hochwasserereignissen nur kurzzeitig vorherrscht, aber langfristig prägenden Einfluss nehmen kann. Solche kurzfristigen Prozesse erfordern im Gütemodell eine hohe zeitliche Detailliertheit, die aber nicht für den gesamten Simulationszeitraum notwendig ist. In der vorliegenden Arbeit wird daher eine Methodik vorgestellt, wie der zeitskalenübergreifende Wechsel zwischen Sedimentations- und Erosionsphasen in die Langfristprognose aufgenommen werden kann. Erweitert wird die Aufgabenstellung dadurch, dass die betrachteten Stoffe mitunter komplexen Transformationsprozessen unterliegen. Demonstriert wird diese Methodik für den besonders in den Tagebaufolgelandschaften der Lausitz relevanten Stoff Eisen und den in vielen Einzugsgebieten wichtigen Nährstoff Phosphor.

2 Problemstellung und Vorgehensweise

2.1 Veränderungen im Flusseinzugsgebiet mit nachhaltigen Auswirkungen auf die Gewässergüte

Um einen fundierten Bewirtschaftungsplan für die Zukunft erstellen zu können, müssen zukünftige Veränderungen im Flusseinzugsgebiet in die Planerstellung einfließen. Die zukünftigen Veränderungen können von sehr unterschiedlichem Charakter sein und in verschiedenen Zeitrahmen ablaufen. Nachfolgend wird ein Einblick über wichtige potentielle Veränderungen gegeben.

Einige wichtige Entwicklungen lassen sich als allgemeine oder regionspezifische Trends formulieren. Beispiele hierfür sind demographische, technische und landwirtschaftliche Entwicklungen, die teilweise zu einer Veränderung der Belastungen unserer Gewässer führen. Ein weiterer aktuell viel diskutierter Trend resultiert aus der ungewissen klimatischen Entwicklung. So wird aus der meteorologischen bzw. hydrologischen Fachwelt zunehmend deutlich bestätigt, dass zukünftig immer häufiger mit stärkeren Hochwasserereignissen zu rechnen ist (STÖCKER, 2005).

Andere, eher ortsspezifische Veränderungen sind beispielsweise mit Baumaßnahmen verbunden und können eine oft in kurzer Zeit realisierte und dann lang anhaltende Veränderung für das Fließgewässer bedeuten. Für diese lokal begrenzten Umgestaltungen gibt es zahlreiche Beispiele. Herausgegriffen seien an dieser Stelle lediglich flussgestalterische Maßnahmen wie der Bau oder Rückbau von Querbauwerken, die Vergrößerung des Retentionsraumes und die Errichtung bzw. Stilllegung eines gewässergüterrelevanten Einleiters. Zu dieser Gruppe werden hier auch Renaturierungsmaßnahmen gezählt, obwohl die Veränderungen hier weniger sprunghaft, sondern vielmehr durch Wachstum und Morphologie geprägt sind.

Einen langfristigen Einfluss auf die Gewässergüte nehmen auch Bewirtschaftungsregeln, die u. a. aus Gesetzen oder Verordnungen resultieren können. So ist beispielsweise die Festlegung des Mindestwasserabflusses unterhalb von Stauanlagen für Vermischungsprozesse aber auch für weitere Einflussnahmen eine wichtige Regelgröße (JORDE, 1997). Ein anderes, regionspezifisches Beispiel veränderter Bewirtschaftungsregeln resultiert aus der langsamen Flutung von Restseen in Bergbaufolgelandschaften und ihre anschließende Einbindung in die Gewässerbewirtschaftungsstrategie. So ist die Wasserqualität in den Restseen maßgeblich vom durchgeführten Flutungsszenario abhängig und kann aufgrund des großen Wasservolumens und der daraus folgenden Trägheit über Jahre hinaus die Gewässergüte des Einzugsgebietes beeinflussen.

Darüber hinaus gibt es noch langfristig wirksame Veränderungen, die weitgehend natürlichen Ursprungs sind. Ein wichtiges Beispiel hierfür ist der Transportkreislauf von partikulären Stofffraktionen und sein Einfluss auf die Gewässergüte im Oberflächengewässer. Die Menge transportierter Schwebstoffe ist im Allgemeinen stark veränderlich. Je nach Wasserführung sedimentieren die Schwebstoffe im Flussgebiet und lassen das Sediment über einen längeren Zeithorizont anwachsen. Einige Stoffe lagern sich bevorzugt an Schwebstoffen an und treten daher im Sediment in erhöhter Konzentration auf. Dabei existiert ein Zusammenhang zwischen der angewachsenen, vertikal geschichteten Sedimentzusammensetzung und der zeitlichen Abfolge von Sedimentationsperioden, Alterungs-, Konsolidations- und Transformationsprozessen. Das Sediment kann daher auch als über die Tiefe differenziertes Gedächtnis des Gewässers interpretiert werden. Es unterliegt einem andauernden Wandel und steht über einen stetigen Austausch von partikulären und gelösten Stoffen im Kontakt zum Oberflächengewässer. Zudem ist die Kontaktzone zwischen Freiwasser und Sediment ein wichtiger Lebensraum, der durch die Sedimentzusammensetzung, hydraulische Kräfte und die Wasserqualität geprägt wird (SCHWOERBEL, 1999).

Neben den langfristigen, stetigen Veränderungsprozessen kann infolge eines Hochwasserereignisses kurzfristig eine großflächige Remobilisierung des Sediments in die Freiwasserzone ausgelöst werden. Häufig wird in diesen Perioden ein Großteil der Jahresschwebstofffracht mit der Strömung transportiert (BREITUNG, 1999; HOLLERT et al., 1998; SYMADER et al., 1991). Ein extremes Beispiel hierfür zeigte sich an der Elsenz, einem Zufluss des Neckars. Hier wurden am 15.02.1990 etwa 66 % der Jahresfracht an Feststoffen transportiert (BARSCH et al., 1994).

Mit den remobilisierten Schwebstoffen werden auch die daran angelagerten Schadstoffe resuspendiert und damit ein je nach Sedimentzusammensetzung manchmal beträchtliches toxisches Schädigungspotential freigesetzt. Nach HOLLERT et al. (1998) geht der Großteil der wirksamen Toxizität nicht von den gelösten, sondern von den partikulär gebundenen Schadstoffen aus. Die gröberen Geschiebe sind aufgrund ihrer geringen spezifischen Oberfläche hinsichtlich ihrer Schadstofffracht jedoch nahezu bedeutungslos (HAAG et al., 2000), so dass die größte Gefahr von Feinsedimenten und Schwebstoffen ausgeht. Hierbei handelt es sich nicht allein um eine Kontamination mit Schwermetallen, sondern vielmehr um eine Kombination aus organischen und anorganischen Schadstoffen. Im Hinblick auf unerwünschte Eutrophierungseffekte kann auch die Remobilisierung größerer Nährstoffmengen oder deren Bindungspartner eine Betrachtung von Erosionsprozessen notwendig machen.

Sinkt die Transportkapazität des Wassers nach dem Hochwasser wieder oder erreichen die Partikel strömungsberuhigte Bereiche sedimentieren sie und verändern die oberen gewässergüte-relevanten Sedimentschichten in kurzer Zeit mitunter deutlich und nachhaltig (GRÖNGRÖFT et al., 2003). Insgesamt sind für den partikulären Stofftransport sowohl langfristige als auch kurzfristige Veränderungen bestimmend und können zu einer nachhaltigen Beeinflussung der Gewässergüte im Oberflächengewässer führen.

Ein erstrebenswertes Ziel für eine langfristig orientierte Gewässergüteprognose ist die Integration der genannten heterogenen Veränderungen mit ihren jeweils langfristigen Auswirkungen. Während die Berücksichtigung von Trends oder die Änderung von Bewirtschaftungsregeln meist ein Untersuchungsziel der Langfristprognose ist und auch bauliche Veränderungen des Fließgewässers in die Langfristmodellierung mit überschaubarem Aufwand aufgenommen werden können, bereitet die Berücksichtigung des partikulären Stoffkreislaufs aufgrund der zeitskalenübergreifenden Prozesse Erosion und Sedimentation Probleme. In der vorliegenden Arbeit wird daher nach einem Weg gesucht, den partikulären Stofftransport in angemessener Weise in der Langfristmodellierung abbilden zu können.

2.2 Gewässergüteprognose in Fließgewässern für eine langfristige Bewirtschaftungsplanung

Für das aufgespannte Feld potentieller Veränderungen im Flusseinzugsgebiet gilt es die zu erwartende Gewässergüte zu prognostizieren. Dabei weist DFG (2003) explizit auf die Notwendigkeit neuer Werkzeuge für verlässliche Prognosen hin. Dies wird vor allem damit begründet, dass sich die hydrologischen, ökologischen, wasserwirtschaftlichen, ökonomischen und soziologischen Randbedingungen für die Bewirtschaftungsplanung in einem stetigen Wechsel befinden. Nach DFG (2003) führt die gegenwärtige Vorgehensweise, mit herkömmlichen Werkzeugen langfristige Systemzustände zu prognostizieren, zu einem Ergebnis mit „erheblicher Unsicherheit“ und birgt die Gefahr einer „völligen Unzuverlässigkeit“. Eine Verbesserung wird durch die Erstellung komplex gekoppelter Systeme erwartet.

Die Herangehensweise an die Aufgabenstellung einer Unterstützung bei der Erstellung von Bewirtschaftungsplänen für Einzugsgebiete ist zur Zeit heterogen. So differieren die Ansätze von großräumigen Bilanzmodellen bis hin zur Simulation von relevanten Einzelszenarien mit hoch aufgelösten Prozessmodellen. Die Einsatzgebiete der unterschiedlich aufgelösten Modelle sind verschieden. Beide Ansätze haben im Hinblick auf eine zukunftsorientierte Gewässergüteprognosetechnik Entwicklungspotential, sind aber nicht ursprünglich hierfür entwickelt worden.

So arbeitet ein großräumiger Bilanzierungsansatz mit zum Teil erheblichen Vereinfachungen und betrachtet keine oder sehr vereinfachte Transformationsansätze, bei denen beispielsweise die Verweilzeit vernachlässigt wird (TREPEL & KLUGE, 2002). Reaktionskinetische Nichtlinearitäten, die aus der Interaktion verschiedener Stoffe oder physikalischen Eigenschaften resultieren, werden nicht korrekt abgebildet. Um eine Gewässergüteprognose in Abhängigkeit von den verschiedenen Prozessen möglichst genau erstellen zu können, ist eine stärker physikalisch-chemisch orientierte Herangehensweise anzustreben.

Auf der anderen Seite sind physikalisch-chemisch basierte hoch aufgelöste instationär-dynamische Prozessmodelle meist für Szenarienberechnungen ausgelegt. Ihre Stärke liegt in der

Herausarbeitung von Unterschieden einzelner Varianten und eine möglichst genaue Modellierung eines vorgegebenen Systemzustands. Allerdings ist eine mit Eintrittswahrscheinlichkeiten ausgestattete Prognose nach Einschätzung von BRONSTERT & LAHMER (2001) mit Variantenstudien nicht möglich. BRONSTERT & LAHMER (2001) formulieren diese Begrenztheit mit dem Satz: „Szenarien besitzen keinen prognostischen Charakter, sondern zeigen unter bestimmten Rahmenbedingungen eintretende Folgen auf“. Diese Einschätzung lässt sich auf die meisten Forschungsprojekte mit physikalisch-chemisch hoch aufgelösten Prozessmodellen übertragen. So sind in der Literatur viele Beispiele zu finden, in denen anerkannte Gewässergütemodelle für die Berechnung von Szenarien als geeignet eingeschätzt werden. Für eine langfristige Prognose in Einzugs- oder Teileinzugsgebieten, mit der dafür notwendigen Berücksichtigung von Wahrscheinlichkeit und Ungewissheit in den Randbedingungen, sind diese Modelle allerdings nicht konzipiert.

TREPEL & KLUGE (2002) beobachten in der Wissenschaft zumindest teilweise eine Wende hin zu einfacheren Modellen. Sie führen diesen Umstand darauf zurück, dass die Erfahrungen bei der Entwicklung und Anwendung komplexer dynamischer Modellsysteme zeigen, dass die Datenverfügbarkeit für eine Parametrisierung und insbesondere für eine Validierung nicht ausreicht. Die Wissenschaft steht somit an einem Punkt, an dem neben der prozessorientierten Forschung die Arbeit auch in die Richtung geht, komplexe Prozesse zu vereinfachen, die Berechnungen robuster zu gestalten und wesentliche Prozesse in die Betrachtung zu integrieren, um damit Wechselwirkungen abbilden zu können und interdisziplinäre Zusammenhänge zu erfassen. RADWAN et al. (2003) stellen in ihrer Arbeit einen Modellvergleich zwischen dem allgemein anerkannten Modell Mike 11 und einem vereinfachten Modell an und kommen zu dem Ergebnis, dass vereinfachte Modelle je nach Problemstellung ähnlich gute Ergebnisse liefern können und einen enormen Rechenzeitgewinn bringen. SCHLAEGER (2003) weist zudem auf das häufig existierende Problem der unzureichenden Datenverfügbarkeit hin und sieht darin eine Rechtfertigung vereinfachte Modelle für Langfristprognosen einzusetzen. SCHLAEGER (2003) stützt sich dabei auf WILLEMS et al. (2000) und führt aus, dass der Gesamtfehler einer Simulation sowohl durch Vereinfachungen in den gewählten Gleichungen, aber auch durch ungenau gewählte Parameter steigen kann. Letzteres wird bei schlechter Datenlage durch viele Modellparameter infolge hoher Modellkomplexität gesteigert. In Abbildung 2.1 wird schematisch gezeigt, wie bei besserer Datenbasis (DB2) mit einer höheren Modellkomplexität ein besseres Ergebnis erzielt werden kann. Bei einer schlechteren Datenbasis (DB1) muss entsprechend eine niedrigere Modellkomplexität gewählt und ein Genauigkeitsverlust akzeptiert werden.

Die für eine langfristige Prognose zentrale Frage der ungewissen Randbedingungen versuchen SCHRÖDER & MATTHIES (2002) mit der Erstellung von „realistischen“ Entwicklungsprognosen zumindest näherungsweise zu lösen. Um die Aussagekraft der Gewässergüteprognose in Fließgewässern zu erhöhen wird dazu an Ansätzen auf Basis einer Monte-Carlo-Betrachtung geforscht. Dabei gilt es neben der räumlichen Struktur des Einzugsgebietes vor allem die zeitliche Variabilität mit Hilfe von Verteilungskurven langjährig erhobener Messdaten abzubilden.

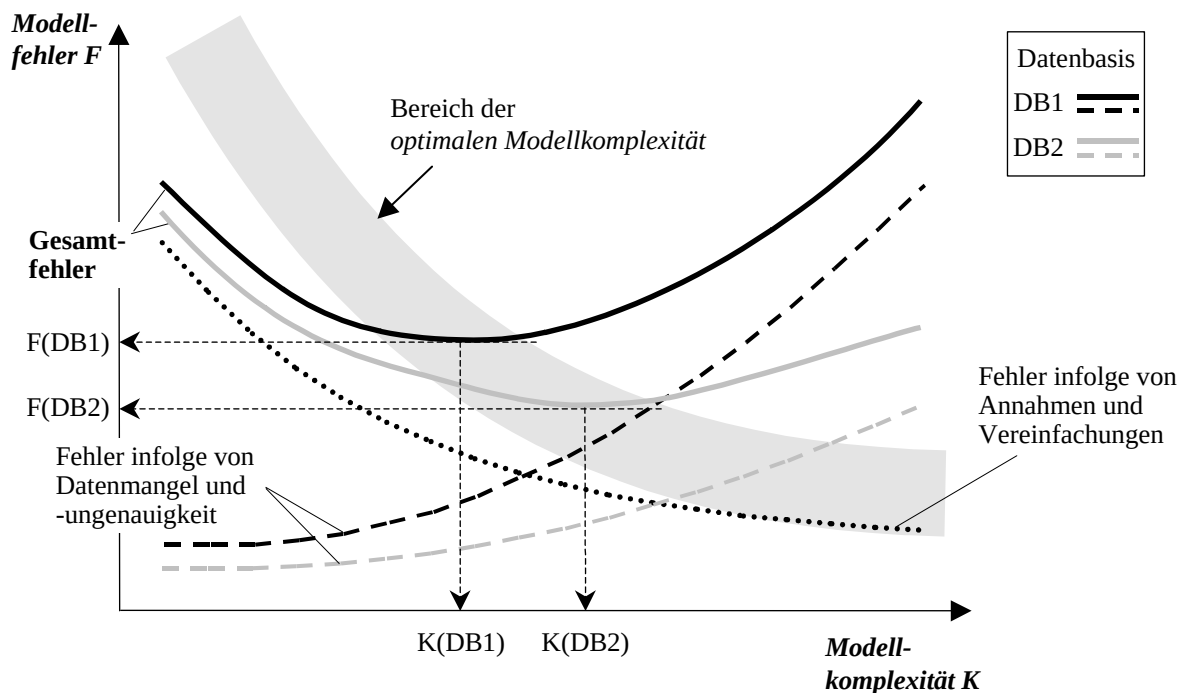


Abb. 2.1: Ermittlung der optimalen Modellkomplexität (aus Schlaeger, 2003)

Durch eine Monte-Carlo-Simulation wird aus diesen Verteilungskurven eine hinreichende Anzahl von Zufallswerten gezogen, aus denen wiederum eine Verteilung der Konzentrationen berechnet wird. Ergebnis ist eine Bandbreite möglicher Konzentrationen, die beispielsweise in Perzentilen zur Bewertung der Simulationsergebnisse zur Verfügung stehen. Ein wichtiger Gewinn der Monte-Carlo-Berechnung besteht darin, Überschreitungshäufigkeiten und Veränderungen von Überschreitungswahrscheinlichkeiten bestimmen zu können. Aus Einzelszenarien können solche Aussagen nicht gewonnen werden. Praxistauglich ist dieser Ansatz aber nur, solange er trotz der vielfachen Wiederholungsrechnungen in akzeptabler Zeit Ergebnisse liefern kann. Bei SCHRÖDER & MATTHIES (2002) wird daher mit dem Modell GREAT-ER der Flusslauf in ein bis zwei Kilometer lange Abschnitte unterteilt und Transformationsprozesse mit Abbauraten erster Ordnung beschrieben (BOEIJE, 1999). Auf diese Weise wird eine schnelle Simulation ermöglicht und eine Übersicht über Vermischungs- und Abbauprozesse gegeben.

SCHLAEGER (2003) arbeitet ebenfalls mit einem Monte-Carlo-Ansatz. Er realisiert eine deutlich feinere räumliche Auflösung von 25 - 100 m und setzt eine Zeitschrittweite von einem Monat und damit eine grobe zeitliche Diskretisierung an. SCHLAEGER (2003) weist in seiner Arbeit bereits darauf hin, dass infolge dieser Annahme instationär-dynamisch geprägte Monate nicht korrekt abgebildet werden können. Diese Einbuße an Genauigkeit wird notwendig, weil das zu betrachtende Untersuchungsgebiet sowie der Untersuchungszeitraum großskalig

sind und eine statistische Auswertung eine Vielzahl verschiedener Realisierungen erfordert. Unklar bleibt allerdings, wie groß die Auswirkungen der Vernachlässigung kurzfristiger Ereignisse bzw. ihre Mittelung über einen langen Zeitschritt sind. So schreiben beispielsweise SCHNOOR (1996), HUNTER (1997) und KERN (1997), dass bei Hochwasserereignissen ein Großteil der partikulären Jahresfracht von teilweise 50 % und mehr in einem Hochwasser abgeführt und abgelagerte Schadstoffe remobilisiert werden. Es ist zu erwarten, dass solche nichtlinearen Prozesse mit Monatsmittelwerten nicht ausreichend genau beschrieben und damit auch die längerfristigen Konsequenzen nicht berücksichtigt werden können. Hier führt das in DVWK (1999a) als zentrales Problem erkannte Phänomen der unterschiedlichen Skalen eines Flusseinzugsgebietes zu deutlichen Ungenauigkeiten. In DVWK (1999a) wird ausgeführt, dass man in der numerischen Modellierung natürlicher Prozesse immer wieder auf das Problem der Wahl geeigneter Skalen für die abzubildenden Prozesse stoße. So sei die räumliche und zeitliche Auflösung des Modells für die Qualität des Simulationsergebnisses entscheidend. Es wird darauf hingewiesen, dass die Existenz unterschiedlicher räumlicher und zeitlicher Skalen ein „Grundproblem der Modellierung von Hydrosystemen“ sei und, dass die Nichtlinearitäten unterschiedlicher Skalen „sich gegenseitig beeinflussen, und zwar ist die Wirkung umso stärker, je länger der zu simulierende Zeitraum ist“. Da für erstellte Langzeit-Entscheidungsunterstützungsmodelle die zeitliche Auflösung grob und der Zeitraum groß ist, gilt es nun nach Möglichkeiten zu suchen den dadurch entstehenden Fehler zu reduzieren.

MANIAK (1999) weist auf eine Möglichkeit hin, Modelle unterschiedlicher Skalen zu kombinieren und so aussagekräftige Ergebnisse zu erzielen. Er führt aus, dass in übergeordnete großskalige Modelle kleinskalige Betrachtungen eingebunden werden können, um so die Aussage auf der größeren Skala zu verbessern. Er nennt diese Verschachtelung unterschiedlicher Skalen *Nestung*. Auch wenn MANIAK (1999) diesen Ansatz vor allem auf die räumlichen Skalen bezieht, so ist auch eine zeitliche Nestung denkbar. Auf diese Weise kann eine stationär-statische Betrachtung mit großer Zeitschrittweite durch Berücksichtigung entscheidender instationärdynamischer Ereignisse verbessert werden. Für die hier relevante Betrachtung von Sediment und Schwebstoff schlägt KERN (1997) eine quasistationäre Betrachtungsweise für Zustände mit niedrigem Abfluss und einen instationären Ansatz für Hochwasserereignisse vor. Auf diese Weise kann der langfristige Prozess der Sedimentbildung und der kurzfristige Prozess der Sedimentremobilisierung berücksichtigt werden. Die Umsetzung dieses Vorschlages, kurzfristige instationäre Hochwasserereignisse mit in die langfristige Gütesimulation zu integrieren, steht bislang noch aus und ist zentrales Forschungsziel dieser Arbeit.

2.3 Prognosetechnik

Häufig wird eine langfristige Betrachtung der Gewässergüte in einem Flusseinzugsgebiet für einen zukünftigen Zeitraum durchgeführt. Ziel ist es in einem solchen Fall, eine unter angenommenen Randbedingungen gültige Vorhersage über die Gewässergüteentwicklung zu

treffen. Die Vorhersage eines Ereignisses, Zustands oder einer Entwicklung ist definitionsgemäß eine Prognose. Der Langfristmodellierung wird somit eine prognostische Eigenschaft abverlangt, auf deren Grundlage dann Entscheidungen getroffen werden. Die Aussagekraft einer solchen Prognose wird, neben der Korrektheit des aufgestellten Gütemodells, maßgeblich durch die Wahl der Prognosetechnik bestimmt.

STÜTZLE (2003) schreibt, dass Prognosetechniken sich grundsätzlich in qualitative/subjektive und quantitative Techniken unterteilen lassen. Qualitative Prognosen sind oft nicht nachvollziehbar und stammen z.B. aus einer Expertenbefragung (DELPHI-Methode) oder einer historischen Analogie.

Quantitative Methoden werden wiederum in deterministische und probabilistische Methoden untergliedert. Bei der deterministischen Vorgehensweise wird davon ausgegangen, dass alle Randbedingungen bekannt sind und alle Modellabhängigkeiten eindeutig sind. Ein deterministisches Verfahren prognostiziert daher eine einzige reproduzierbare Lösung.

Bei der probabilistisch, stochastisch oder statistisch genannten Methode wird neben den funktionalen Abhängigkeiten auch von unbekannten Zufallseinflüssen ausgegangen. Auf diese Weise können Unsicherheiten als Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen in der Prognose Berücksichtigung finden. In der Gewässergütemodellierung bietet es sich beispielsweise an, zukünftige Abflusszeitreihen oder schwankende Einleitkonzentrationen entsprechend ihrer statistischen Eintrittswahrscheinlichkeiten für die Langfristmodellierung variieren zu lassen. Die Festlegung der stochastischen Randbedingung kann mit Zeitreihenanalysen, Regressionsanalysen oder anderen Verfahren durchgeführt werden. Dabei müssen nicht alle Randbedingungen stochastisch gestreut werden. Auch Mischformen der Prognosetechnik sind weit verbreitet. So wird oft durch Experten ein Teil der Randbedingungen szenarienhaft vorgegeben (qualitativ) und für den teilweise festgelegten Systemzustand eine probabilistische Prognose abgegeben.

Die Simulation eines probabilistischen Modells besteht im Allgemeinen nicht aus einer einzelnen Modellierung des Prognosezeitraums, sondern aus einer Schar beispielsweise mittels Monte-Carlo-Verfahren durchgeführter Simulationen. Entsprechend handelt es sich auch beim Ergebnis des probabilistischen Modells nicht um eine scharfe Einzelaussage, sondern vielmehr um eine mit einer Wahrscheinlichkeitsaussage erweiterte Prognose. KREIKENBAUM et al. (2004) sieht in einer probabilistischen Betrachtung besonders bei immissionsorientierten Planungsverfahren, wie sie unter anderem in EUROPÄISCHE KOMMISSION (2000) gefordert werden, die Chance, existierende Unsicherheiten in den Simulationsergebnissen und damit in dem späteren Entscheidungsprozess besser als bisher berücksichtigen zu können.

In der vorliegenden Arbeit wird die Entwicklung eines deterministischen Langfrist-Gewässergütemodells vorgestellt, das für eine Anwendung innerhalb probabilistisch wechselnder Randbedingungen ausgelegt ist. Das dafür gewählte Monte-Carlo-Verfahren erfordert eine vielfach wiederholte Berechnung der gesamten Simulationszeit und stellt daher besondere Anforderungen an die Rechenzeit.

2.4 Entwicklungsbedarf

Aufgrund des in Kapitel 2.1 und 2.2 dargestellten Defizits hinsichtlich der Integration kurzfristiger Hochwasserereignisse in die langfristige Gewässergüteprognose mit probabilistischen Randbedingungen besteht Entwicklungsbedarf für ein Gewässergütemodell, das kurzfristige und langfristige Modellierung miteinander verbindet.

Wie von SCHRÖDER & MATTHIES (2002) und SCHLAEGER (2003) empfohlen, sollen zukünftige, ungewisse Randbedingungen nach dem Monte-Carlo-Verfahren probabilistisch angesetzt werden. Dies erfordert eine vielfache Simulation der Langfristprognose und somit ein schnelles und robustes Gewässergütemodell.

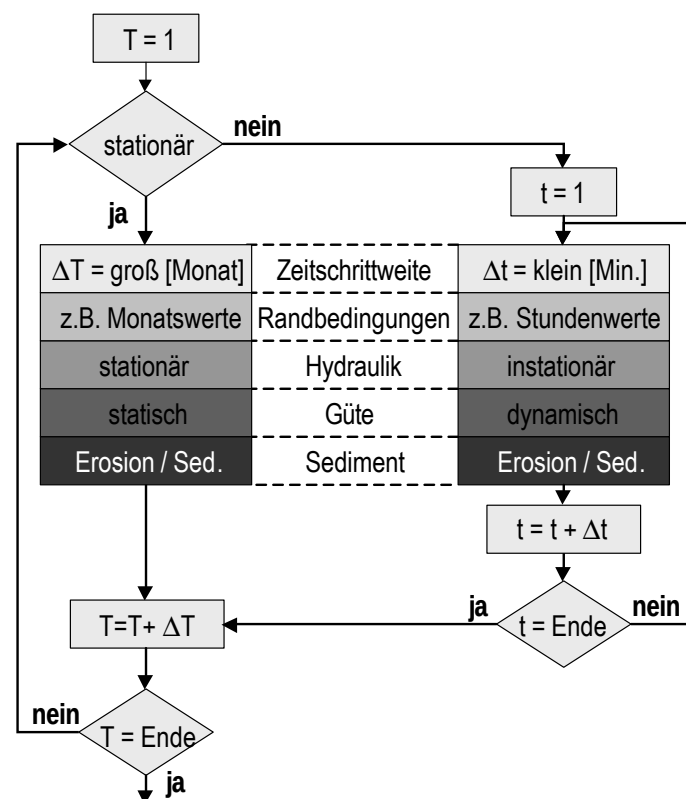


Abb. 2.2: Fallunterscheidung zwischen stationären und instationären Randbedingungen

Mit dem Ziel, eine kurze praxistaugliche Rechenzeit zu ermöglichen, ist es nach SCHLAEGER (2003) für Perioden mit nur wenig schwankenden Randbedingungen zulässig und erstrebenswert, ein Langfristgewässergütemodell mit großen Zeitschrittweiten von mehreren Tagen oder Wochen zu betreiben. Bei dieser Zeitschrittweite sind dynamische Einflüsse vernachlässigbar und eine stationär-statische Betrachtungsweise ist ausreichend. In Perioden mit stark veränderlichen Randbedingungen muss hingegen die zeitliche Auflösung des numerischen Verfah-

rens verfeinert werden. Hier kommt eine instationär-dynamisch ausgelegte Kurzfristsimulation zum Einsatz.

Um die in Abbildung 2.2 aufgezeigten zwei Berechnungspfade zu ermöglichen, sind jeweils ein Hydraulik- und ein Gewässergütemodul in stationärer und instationärer Form sowie ein zeitskalenübergreifender Sedimentbaustein erforderlich. Für die verschiedenen Module ist ein automatisierter Programmaufruf und eine entsprechende Datenschnittstelle unumgänglich, um den händischen Aufwand in der Anwendungspraxis in überschaubaren Grenzen zu halten. Die Ansteuerung der verschiedenen stationären und instationären Modellbausteine ist derzeit in keinem der zugänglichen Gewässergütemodelle realisierbar und wird daher neu entwickelt. Zudem muss die Komplexität der Modellbausteine aufeinander abgestimmt sein und eine schnelle, stabile Simulation garantieren. Wünschenswert ist darüber hinaus die Möglichkeit, in den Modellbausteinen verschiedene Prozessalgorithmen testen zu können, so dass entweder der Quellcode zugänglich oder über eine add-on-Schnittstelle eine andere Möglichkeit der Programmierung vorhanden sein sollte.

2.5 Zielsetzung und Vorgehensweise

Aufgrund des dargestellten Entwicklungsbedarfs werden für diese Arbeit folgende Ziele formuliert:

- Entwicklung eines geeigneten hydraulischen Konzeptes auf Basis eindimensionaler Berechnungen. Dabei sind jeweils eine hinsichtlich Rechenzeit und Stabilität optimierte Vorgehensweise für stationäre und instationäre Simulationen sowie für Zustände mit und ohne Rückkopplung aus der gewässergütegeprägten Bewirtschaftung aufzuzeigen. Hydraulische Größen, die für die Güte- oder Sedimentmodellierung relevant sind, sollen für strömungsberuhigte Randbereiche und für das Hauptgerinne getrennt berechnet werden und so eine Differenzierung über die Breite ermöglichen.
- Weiterentwicklung des von SCHLAEGER (2003) vorgestellten eindimensionalen statischen Gütemoduls und Neuerstellung eines Gütemoduls für den dynamischen Fall. Eine über die Modulgrenzen hinweg durchgehende Modellierung aller Stoffe insbesondere des Schwebstoffs und eine abgestimmte Komplexität der Transformationsvorgänge muss dabei gewährleistet sein.
- Aufbau eines geschichteten Sedimentmodells. Ziel ist es, über die Tiefe eine Entwicklung der kritischen Sohlschubspannung und eine Verteilung der Inhaltsstoffe berücksichtigen zu können. In der Breite soll — analog zum hydraulischen Modul — eine Differenzierung in Hauptabflusszone und in strömungsberuhigte Randbereiche möglich sein.

- Konzeption eines Gesamtmodells, welches hinsichtlich Stabilität und Rechengeschwindigkeit für eine probabilistische Monte-Carlo-Modellierung geeignet ist.
- Darstellung der Einsatzmöglichkeiten der erstellten Teilmodule und des Gesamtmodells in verschiedenen Validierungsbeispielen sowie in einem synthetischen und in einem praktischen Anwendungsbeispiel.

Zur Erarbeitung der genannten Ziele werden ein stationäres und ein instationäres Hydraulikmodul, ein statisches und ein dynamisches Gütemodul sowie ein zeitskalenübergreifendes Sedimentmodul zunächst getrennt voneinander erstellt. Dabei wird grundsätzlich versucht, soweit möglich auf existierender Software aufzusetzen. Falls keine geeignete Software vorhanden oder zugänglich ist, werden der Literatur möglichst einfache aber ausreichend komplexe Algorithmen entnommen und umgesetzt. Um den sprachlichen Umgang vor allem bei einem Vergleich mit anderen Modellen zu vereinfachen wird das in dieser Arbeit vorgestellte Gesamtmodell mit dem Namen **LGpro (Langfrist-Gewässergüteprognosemodell)** betitelt.

Basis für das Gesamtmodell ist ein geeignetes Hydraulikmodul. In Kapitel 3 wird ein hydraulisches Konzept erarbeitet, welches auf stationären Vorabberechnungen basiert und eine vollständige stationäre Berechnung nach dem Prinzip einer Schlüsselkurve durch eine Interpolation ersetzt. Weitergehend werden zwei vereinfachte Verfahren zur instationären Hydraulikberechnung vorgestellt, die ebenfalls die stationären Vorabberechnungen nutzen. Der hydraulische Teil der Arbeit wird durch eine Validierung der vorgestellten Ansätze an Modellergebnissen aus dem allgemein anerkannten Simulationsprogramm **HEC-RAS (BRUNNER, 2002)** in Kapitel 4 abgerundet. Anhand der Validierungsergebnisse wird entschieden, welcher der vorgestellten instationären Ansätze für den Zweck dieser Arbeit besser geeignet ist. Aufgrund der großen Relevanz des Hydraulikmoduls bei der Berechnung von Hochwasserereignissen und den Anforderungen an das hydraulische Konzept, wird diesem Aufgabenteil besondere Beachtung gewidmet.

In Kapitel 5 wird ein neues dynamisches Stofftransportmodul vorgestellt, bei dessen Erstellung teilweise auf Vorarbeiten von **BECKER (2003)** zurückgegriffen werden kann. Dieses in seiner Komplexität an das statische Modell angepasste Werkzeug ermöglicht es, auch Veränderungen auf einer kleineren Zeitskala in die Gesamtbetrachtung aufzunehmen.

Das vorgestellte Modell ist für durch Bergbau geprägte Gebiete konzipiert. Da in diesen Regionen die Güteparameter Eisen und Phosphor eine große Bedeutung haben, stehen sie in dieser Arbeit im Vordergrund. Mit dem Parameter Eisen wird ein vor allem in den Sedimenten sehr präsenten Schwermetall modelliert. Zudem ermöglicht die Modellierung von Eisen ein verbessertes Verständnis der Transformationsprozesse des wichtigen Nährstoffs Phosphor. Gelöstes Phosphor wird teilweise von Eisen gefällt, im Sediment zurückgehalten, gegebenenfalls mit dem Sediment transportiert und beispielsweise in Standgewässern unter anaeroben Bedingungen zurückgelöst. Die im Fließgewässer vorkommenden Fraktionen des Eisens und Phosphors sowie ihre Interaktionen untereinander werden in Kapitel 6 ausführlich erläutert.

Aus dem so geschaffenen Bild wird eine numerische Umsetzung der Transformationsvorgänge abgeleitet, die in das neue dynamische Stofftransportmodul und in das von SCHLAEGER (2003) bereits vorgestellte statische Langfristprognosemodell, soweit noch nicht vorhanden, aufgenommen wird.

Ein für Zeitskaleneffekte wichtiger Speicherbaustein in Oberflächengewässern ist das Sediment. In Kapitel 7 wird daher die aus Sedimentation und Erosion bestehende Interaktion zwischen Schwebstoff im Freiwasser und Sediment sowie die Konsolidation des Sediments beschrieben und ein geeignetes Sedimentmodul entwickelt.

Das Zusammenspiel der einzelnen Module wird in Kapitel 8 an einem synthetischen Beispiel gezeigt. Zudem wird hier auf die Steuerung bzw. auf die numerische Umgebung des aufgestellten Modells eingegangen.

Das in Kapitel 9 vorgestellte Anwendungsbeispiel behandelt die Spree und die Kleine Spree oberhalb der Talsperre Spremberg. Ehemalige Grubenwassereinleitungen und die Problematik heute teilweise versauerter Restseen prägen die Gewässergüte des Einzugsgebietes und führen beispielsweise zu hohen Eisenkonzentrationen in den Sedimenten. Am unteren Ende des Untersuchungsgebietes mündet die Spree in die Talsperre Spremberg und ist damit Haupteintragspfad von Eisen- und Phosphorfrachten für das Standgewässer. Dabei können die eingebrachten Frachten die Gewässergüte in der Talsperre Spremberg maßgebend beeinflussen. Als ein Ziel wird daher eine durch die instationäre Berücksichtigung von Hochwasserereignissen verbesserte Abbildung der transportierten Frachten definiert. Das Verständnis des Nährstoffhaushaltes im Spreeeinzugsgebiet kann so durch die Berücksichtigung von zeitskalenübergreifenden Prozessen des partikulären Stofftransports verbessert werden.

Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung in Kapitel 10 und einem Ausblick auf den weiteren Forschungsbedarf in Kapitel 11.

3 Hydraulik

3.1 Allgemeines

Grundlage für die mathematisch-numerische Modellierung der Gewässergüte in Fließgewässern ist die Hydraulik. Nach CHAPRA (1997) ist die Kenntnis von den hydraulischen Größen Durchfluss, Fließgeschwindigkeit, Dispersion, Fließtiefe, Gerinnebreite und Energielinienneigung für die Gütemodellierung notwendig, um die Transport- und Transformationsprozesse innerhalb des Wasserkörpers beschreiben zu können. Teil eines Gewässergütemodells ist daher immer auch ein hydromechanischer Baustein, der — wie das eigentliche Gütemodell auch — den jeweiligen Anforderungen angepasst sein muss. Durch seine Struktur und Beschaffenheit bestimmt der hydromechanische Baustein den Rahmen der Anwendungsmöglichkeiten maßgeblich mit (BFG, 2002).

Für flussgebietsbezogene Wasserqualitätsbetrachtungen kommen bis heute hauptsächlich eindimensionale Hydraulikmodule zum Einsatz. Sie bieten bei begrenztem Aufwand ausreichende Informationen für eine nachfolgende Gütemodellierung.

Neben der Dimensionalität ist auch die Zeitabhängigkeit ein wichtiges Charakteristikum eines Hydraulikmoduls. Stationäre Hydraulikbausteine, also zeitunabhängige Hydraulikmodule, sind einfache und daher auch schnelle Module. Sie finden beispielsweise in **QUAL2E** (BROWN & BARNWELL, 1985) bei Szenarien mit konstantem Durchfluss Anwendung. Bei stark veränderlichen Durchflüssen, wie sie in der Natur besonders während eines Hochwassers vorkommen, sind sie ungeeignet. Eine Verbesserung, die allerdings mit höherer Rechenzeit verbunden ist, stellen hier instationäre Hydraulikmodule dar. Sie werden unter anderem in den Gewässergütemodellen **WASP6** (WOOL et al., 2001), **MIKE 11-WQ** (DHI, 2004), **SOBEK-WQ** (WL | DELFT HYDRAULICS, 2005), **DWA-Gewässergütemodell** (MÜLLER, 2002) und weiteren verwendet.

Die Hydraulikbausteine der Gewässergütemodelle gehen aus den langjährigen Erfahrungen der hydraulischen Numerik hervor. Insgesamt gibt es weltweit eine Fülle von eindimensionalen Hydraulikmodellen. An dieser Stelle sei nur auf die für diese Arbeit prägenden Modelle **ESNA** (ESNA, 1995), **HEC-RAS** (BRUNNER, 2002) und **fluvius** (SCHRAMM, 2004) verwiesen. Auch wenn heute vor allem an zwei- und dreidimensionalen Modellen gearbeitet wird, so gibt es auch heute noch in der eindimensionalen hydromechanischen Numerik Anforderungen, die zu neuen Forschungsarbeiten führen. So beschäftigt sich beispielsweise SCHRAMM (2004) mit der Abbildung von Diskontinuitäten in abflussschwachen Fließgewässern, MOUSSA & BOCQUILLON (2000) betrachten die Anwendungsgrenzen von Flood-Routing-Modellen bei

überströmtem Vorland und PONCE & LUGO (2001) stellen eine Möglichkeit vor, Hystereseeffekte besser in einem hydrologischen Modell abbilden zu können.

3.2 Dynamische, kinematische und diffusive Wellen

In Fließgewässern mit mittlerem bis großem Einzugsgebiet laufen Flutwellen über einige Stunden oder mehrere Tage und somit relativ langsam ab. Dabei geht mit steigender Wellenlänge der dynamische Eindruck einer Welle immer weiter verloren. Ein Beobachter der beispielsweise in Köln am Rhein steht, kann bei der Betrachtung eines Hochwassers zu diskreten Zeitpunkten zwar das Ansteigen des Wasserspiegels feststellen, der Wellencharakter der Abflussganglinie ist allerdings so klein, dass er ihn nicht nachempfinden kann (vgl. Abbildung 3.1). Bei kurzzeitiger Beobachtung stellt sich das Szenario dem Betrachter als stationär dar. Diesem Eindruck folgend werden Abflusswellen in Fließgewässern in der Literatur in dynamische und kinematische Wellen unterschieden. Gleichzeitig werden diese Bezeichnungen aber auch für jeweils eine bestimmte Modelltechnik verwendet. Zumindest bei der kinematischen Welle kann dies zu Verwechslungen führen. Hier wird daher zwischen schnellen *dynamischen* und langsam ablaufenden Wellen unterschieden. Letztere werden in stärker advektionsdominierte *kinematische Wellen* und weniger advektionsdominierte *diffusive Wellen* differenziert. Mathematisch ist die kinematische Welle ein Spezialfall der diffusiven Welle, bei der die diffusive Verformung vernachlässigt wird (vgl. Tabelle 3.1 in Kapitel 3.3.3). Im Folgenden wird daher der Ausdruck *diffusive Welle* als Oberbegriff verstanden, der auch die kinematische Welle beinhaltet.

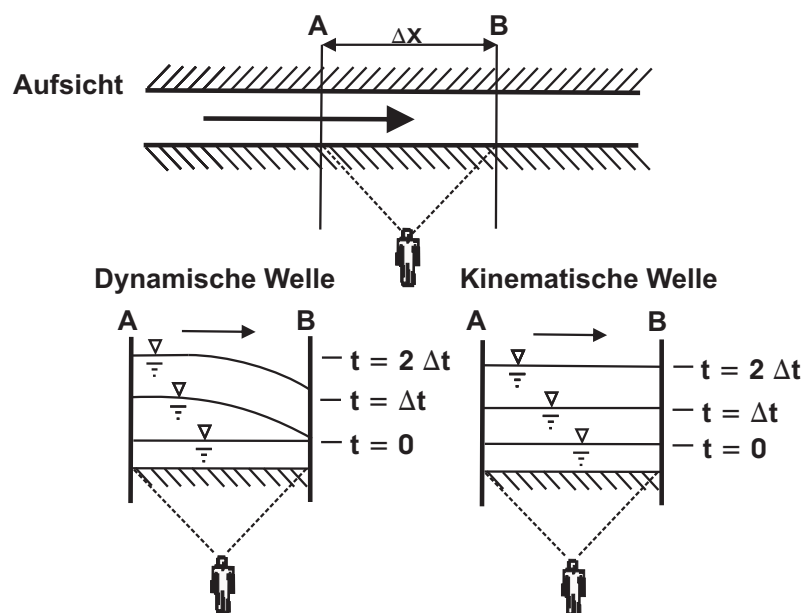


Abb. 3.1: Anschaulicher Unterschied zwischen einer dynamischen und kinematischen Abflusswelle aus Sicht eines lokalen Beobachters (nach Martin & McCutcheon, 1999)

Dynamische Wellen treten vor allem bei stark instationären Fließvorgängen auf, wie sie in ihrer Extremform durch Damm- oder Deichbrüche entstehen. Langsamer ablaufende Flutwellen, die typischerweise bei Hochwasserereignissen vorkommen, sind kinematisch dominiert (SINGH, 1996). Bei ihrer Modellierung kann daher meist auf die Modellvorstellung einer diffusiven Welle zurückgegriffen werden (HENDERSON, 1966).

3.3 Modellierungsansätze zur Flutwellenberechnung

3.3.1 Überblick

Die Berechnung von Flutwellen in offenen Gerinnen kann auf vielfältige Weise durchgeführt werden. In der Literatur werden die verschiedenen Verfahren häufig unter dem Oberbegriff *Flood-Routing* zusammengefasst und in hydrologische und hydraulische Modelle untergliedert (USACE, 1994).

Hydrologische Modelle simulieren die Hydrodynamik des Gewässersystems durch vorher empirisch festzulegende Gleichungen. Meist arbeiten die Modelle mit einfachen und daher schnellen und stabilen Algorithmen. MARTIN & MCCUTCHEON (1999) sehen den Hauptnachteil bei diesen empirischen Modellansätzen darin, dass zur Modellkalibrierung Messwerte aus der Natur oder Ergebnisse hydraulischer Modelle erforderlich sind, und dass sie auf strukturelle Änderungen im Flusslauf nicht adäquat reagieren können. Insgesamt ergibt sich daraus eine Schwäche in der Prognosefähigkeit dieser Modelle. Moderne hydrologische Ansätze zielen darauf ab, die empirischen Beiwerte auf physikalische Grundlagen zu stellen. Sie nähern sich damit den hydraulischen Modellen an und sind durchaus für Prognosezwecke einsetzbar.

Hydraulische Modelle berechnen das Abflussgeschehen basierend auf den physikalisch fundierten Saint-Venant-Gleichungen. Veränderungen in der Flussmorphologie, variierende Abflussganglinien usw. finden problemlos Berücksichtigung. Da eine analytische Lösung der Saint-Venant-Gleichungen bis heute unbekannt ist, wird ihr Ergebnis numerisch ermittelt. Die dabei zum Einsatz kommenden Modellansätze unterscheiden sich vor allem durch die eingeführten Vereinfachungen.

3.3.2 Hydrologische Modellierungsansätze

Ausgehend von einer Massenerhaltung in Form der Speicherdifferentialgleichung

$$Q_{in} - Q_{out} = \frac{dS}{dt} \quad (3.1)$$

und der Annahme, dass es einen linearen Zusammenhang zwischen Speicherinhalt und dem Zu- und/oder Abfluss gibt, kann der allgemeine Ansatz für lineare Speicher

$$S = K_S[\theta_X Q_{in} + (1 - \theta_X) Q_{out}] \quad (3.2)$$

formuliert werden (FREAD, 1992). Dabei stehen Q_{in} und Q_{out} für den Speicherzu- bzw. -abfluss und $\frac{dS}{dt}$ für die Änderung des Speicherinhalts über die Zeit. K_S stellt hierbei einen unbekannten Speicherkoeffizienten dar, der einer Aufenthaltszeit ähnelt, und θ_X ist ein unbekannter dimensionsloser Wichtungsfaktor.

In den dreißiger Jahren des 20. Jahrhunderts wird aus dem Flood-Routing-Verfahren mit linearem Speicheransatz das bis heute verbreitete *Muskingum-Verfahren* (z. B. MARTIN & MCCUTCHEON, 1999) entwickelt. Durch Einführung der diskreten Betrachtungsweise

$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} = \frac{Q_{in,i} + Q_{in,i+1}}{2} - \frac{Q_{out,i} + Q_{out,i+1}}{2} \quad (3.3)$$

und das Einsetzen der linearen Speichergleichung 3.2 in die Kontinuitätsgleichung 3.3 erhält man

$$Q_{out,i+1} = A_0 Q_{in,i+1} + A_1 Q_{in,i} + A_2 Q_{out,i} \quad (3.4)$$

mit

$$A_0 = \frac{K_S \cdot \theta_X - 0,5\Delta t}{K_S - K_S \cdot \theta_X + 0,5\Delta t} \quad (3.5)$$

$$A_1 = \frac{K_S \cdot \theta_X + 0,5\Delta t}{K_S - K_S \cdot \theta_X + 0,5\Delta t} \quad (3.6)$$

$$A_2 = \frac{K_S - K_S \cdot \theta_X - 0,5\Delta t}{K_S - K_S \cdot \theta_X + 0,5\Delta t} \quad (3.7)$$

Die Größen K_S und θ_X werden üblicherweise über eine Kalibrierung mit vorhandenen Messwerten ermittelt. Es handelt sich beim Muskingum-Verfahren somit um einen stark empirisch geprägten Flood-Routing-Ansatz.

In dem nach der Arbeit von CUNGE (1965) benannten *Muskingum-Cunge-Verfahren* werden die unbekannten Größen K_S und θ_X aus dem Abfluss und der Gewässergeometrie abgeleitet. Der einer Aufenthaltszeit ähnliche Speicherkoeffizient K_S wird dabei durch den Abstand der Querprofile Δx und die Geschwindigkeit der Flutwelle c mit

$$K_S = \frac{\Delta x}{c} \quad (3.8)$$

ausgedrückt.

Der Wichtungsfaktor θ_X wird von PONCE & YEVJEVICH (1978) aus dem Verhältnis der physikalischen Diffusion D_{phys} mit

$$D_{phys} = \frac{Q}{2BI} \quad (3.9)$$

und der numerischen Diffusion D_{num} mit

$$D_{num} = \frac{c\Delta x}{2} \quad (3.10)$$

bestimmt. Die vorher unkontrollierte numerische Diffusion wird in Abhängigkeit von physikalischen Größen skaliert. Es wird daher auch von einer angepassten Diffusion gesprochen. Der resultierende Wichtungsfaktor θ_X ergibt sich zu

$$\theta_X = \frac{1}{2} \left(\frac{Q}{BIc\Delta x} \right) = \frac{1}{2} D \quad (3.11)$$

mit der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c , der Wasseroberflächenbreite B und der Zell-Reynoldszahl D . Die Neigung I entspricht nach FREAD (1992) der Energielinienneigung I_E . Diese ist allerdings häufig nicht bekannt und wird daher durch die Sohlneigung I_S oder durch eine analytisch berechnete Neigung genähert.

Mit den Gleichungen 3.8, 3.11 und der Courantzahl $Cu = \frac{c\Delta t}{\Delta x}$ kann das finite Differenzen-schema mit angepasster Diffusion als

$$Q_{i+1}^{t+1} = C_0 Q_i^{t+1} + C_1 Q_i^t + C_2 Q_{i+1}^t + C_3 Q_{zu} \quad (3.12)$$

mit

$$C_0 = \frac{-1 + Cu + D}{1 + Cu + D} \quad (3.13)$$

$$C_1 = \frac{1 + Cu - D}{1 + Cu + D} \quad (3.14)$$

$$C_2 = \frac{1 - Cu + D}{1 + Cu + D} \quad (3.15)$$

$$C_3 = \frac{2Cu}{1 + Cu + D} \quad (3.16)$$

formuliert werden (PONCE & YEVJEVICH, 1978). Q_{zu} entspricht hier einem Quellterm und steht für seitliche Zu- und Abflüsse. In der Literatur werden Muskingum-Cunge-Modelle mit physikalisch basierten variablen Parametern und angepasster Diffusion teilweise auch als diffusive Wellenmodelle bezeichnet und mit hydraulischen Modellen gleichgesetzt (PONCE, 1986; SINGH, 1996).

Nach PONCE (1986) kann die Muskingum-Cunge-Methode so erweitert werden, dass bis zu einem gewissen Maß dynamische Prozesse in der modellierten Diffusion Berücksichtigung

finden. PONCE (1986) passt dazu die numerische Diffusion an den von DOOGE (1973) ermittelten Koeffizienten für physikalische Diffusion

$$D_{phys} = \frac{Q}{2BI_E} \left(1 - \frac{F^2}{4}\right) \quad (3.17)$$

an.

PONCE (1986) ergänzt damit die Zell-Reynoldszahl D um einen von der Froudezahl $F = \frac{v}{\sqrt{gh}}$ abhängigen Term zu

$$D = \frac{Q}{BI_E c \Delta x} [(1 - (\beta - 1)^2 F^2)] \quad (3.18)$$

Dabei steht β für den Exponenten der Abflussmengenkurve und beträgt bei breiten Gerinnen mit einer Reibung nach Manning $\beta = \frac{5}{3}$, bei breiten Gerinnen mit einer Reibung nach de Chézy $\beta = \frac{3}{2}$ und bei einem Gerinne mit dreieckigem Querprofil und einer Reibung nach Manning $\beta = \frac{4}{3}$. Für natürliche Gerinne wird meist $\beta = \frac{3}{2}$ angenommen (USACE, 1994).

3.3.3 Hydraulische Modellierungsansätze

Vereinfachte Formen der Bewegungsgleichung

Die physikalisch begründeten eindimensionalen hydraulischen Strömungsmodelle basieren meist auf den Saint-Venant-Gleichungen. Ausgehend von allgemeinen Überlegungen bezüglich der Massen- und Impulserhaltung stellt SINGH (1996) eine konservative Form der Saint-Venant-Gleichungen vor. Die Kontinuitätsgleichung im Fall ohne seitliche Zuflüsse lautet

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.19)$$

wobei A für die durchflossene Fläche eines Querprofils, Q für den Durchfluss, t für die Zeit und x für den zurückgelegten Weg stehen.

Die Bewegungsgleichung lautet im Fall einer konservativen Formulierung

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta_I \cdot \frac{Q^2}{A} \right) + g \frac{\partial}{\partial x} (A \cdot h) - g A I_S + g A I_R = 0 \quad (3.20)$$

Dabei ist h die über die Gerinnebreite gemittelte Fließtiefe, β_I der meist mit $\beta_I = 1$ angenommene Impulskorrekturfaktor, I_S die Neigung der Sohle und I_R die Neigung der Reibungsverluste über die Fließstrecke.

Nach MARTIN & MCCUTCHEON (1999) setzen diese Gleichungen voraus, dass

- die Strömung eindimensional ist,
- die Neigung des Gerinnes gemäßigt bleibt,
- die Querbeschleunigungen zur Strömungsrichtung vernachlässigbar sind,
- die Strömung annähernd gleichförmig über den Querschnitt ist und
- die Reibung des Fluids sich verhält wie bei einer stationären, gleichförmigen Betrachtung.

In einer Arbeit, welche die grundsätzliche Struktur von Gewässergütemodellen analysiert und Empfehlungen für die Entwicklung neuer Modelle gibt, stellen SHANAHAN et al. (2001) fest, dass die Saint-Venant-Gleichungen meist nicht vollständig gelöst werden. Um einen erheblichen rechnerischen Aufwand zu vermeiden, kommen typischerweise Vereinfachungen der Gleichungen zum Einsatz. Im Allgemeinen wird bei den Vereinfachungen die Kontinuitätsgleichung 3.19 beibehalten und in der Bewegungsgleichung 3.20 werden einzelne Terme vernachlässigt. Die für die Flutwellenausbreitung wichtigsten Formen der Bewegungsgleichung sind in Tabelle 3.1 zusammengefasst (z. B. CHOW, 1964; HENDERSON, 1966; MAHMOOD & YEVJEVICH, 1975; MARTIN & MCCUTCHEON, 1999).

Tab. 3.1: Bewegungsgleichung verschiedener eindimensionaler hydrodynamischer Flood-Routing-Verfahren

zeitabhängige Durchflussänderung	ortsabhängige Durchflussänd.	druckabhängige Durchflussänd.	Durchflussänd. inf. Schwerkraft	Durchflussänd. inf. Reibung	
<i>(1) Saint-Venant-Gleichung, vollständiger dynamischer Ansatz</i>					
$\frac{\partial Q}{\partial t}$	$+\frac{\partial}{\partial x}(\beta_I \cdot \frac{Q^2}{A})$	$+g\frac{\partial}{\partial x}(A \cdot h)$	$-gAI_S$	$+gAI_R$	$= 0$
<i>(2) stationärer ungleichförmiger Ansatz</i>					
	$+\frac{\partial}{\partial x}(\beta_I \cdot \frac{Q^2}{A})$	$+g\frac{\partial}{\partial x}(A \cdot h)$	$-gAI_S$	$+gAI_R$	$= 0$
<i>(3) Diffusive Welle</i>					
		$+g\frac{\partial}{\partial x}(A \cdot h)$	$-gAI_S$	$+gAI_R$	$= 0$
<i>(4) Kinematische Welle</i>					
			$-gAI_S$	$+gAI_R$	$= 0$
<i>(5) Gravitationswelle</i>					
$\frac{\partial Q}{\partial t}$	$+\frac{\partial}{\partial x}(\beta_I \cdot \frac{Q^2}{A})$	$+g\frac{\partial}{\partial x}(A \cdot h)$			$= 0$

Die in Tabelle 3.1 (2) gezeigte erste Vereinfachung besteht darin, die zeitabhängige Durchflussänderung und damit den Zeitbezug in der Bewegungsgleichung zu vernachlässigen. Die resultierende Gleichung entspricht einer stationären ungleichförmigen Bewegungsgleichung. Der zeitliche Bezug wird bei dieser Annahme über die Kontinuitätsgleichung 3.19 hergestellt.

In einer nächsten Stufe können die Ungleichförmigkeiten in der Fließrichtung und damit die ortsabhängige Durchflussänderung vernachlässigt werden (Tabelle 3.1 (3)). In der Literatur wird dieser Ansatz als trägheitsvernachlässigender Ansatz (TSAI, 2002), als Diffusionsanalogie (MARTIN & MCCUTCHEON, 1999) oder als diffusive Welle (SINGH, 1996) bezeichnet.

Die wohl bekannteste Form der vereinfachten Bewegungsgleichung ist die kinematische Welle (Tabelle 3.1 (4)). Hier wird zu den bereits erwähnten Annahmen auch die druckabhängige Durchflussänderung vernachlässigt. Die Neigung der Reibungsverluste über die Fließstrecke ist bei einer kinematischen Welle der Neigung der Sohle gleichgesetzt.

Die Gravitationswelle ist als Flood-Routing-Verfahren für die Modellierung von Hochwassern in Fließgewässern ungeeignet und ist in Tabelle 3.1 (5) nur aus Gründen der Vollständigkeit aufgeführt.

Nach SINGH (2004) können mit den vereinfachten Formen der Saint-Venant-Gleichungen die meisten praxisrelevanten Problemstellungen angemessen beschrieben werden. Dabei wird in der Literatur am häufigsten mit den hier als kinematische und als diffusive Welle betitelten Ansätzen gearbeitet. Da die kinematische Welle als Sonderfall einer diffusiven Welle mit vernachlässigter Diffusion aufgefasst werden kann, wird nachfolgend lediglich die Linearisierung der Gleichung für eine diffusive Welle vorgestellt.

Linearisierung der diffusiven Wellengleichung

Um eine numerische Lösung für die Kontinuitätsgleichung und die Bewegungsgleichung einer diffusiven Welle zu ermöglichen, führt SINGH (1996) eine Linearisierung der hydraulischen Gleichungen durch. SINGH (1996) nähert dazu den für die Flutwellenausbreitung relevanten Querschnitt als breiten Rechteckquerschnitt.

Nach Einführung des breitenbezogenen Durchfluss q mit

$$q = \frac{Q}{B} = v \cdot h \quad (3.21)$$

kann die Kontinuitätsgleichung für den einfachen Fall, dass keine seitlichen Zuflüsse berücksichtigt werden, mit

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (3.22)$$

beschrieben werden. B steht hier für die Breite des Querprofils an der Wasseroberfläche, v für die mittlere Fließgeschwindigkeit und h für die mittlere Fließtiefe.

Die Bewegungsgleichung der diffusiven Welle (Tabelle 3.1 (3)) wird umgestellt zu

$$h \frac{\partial A}{\partial x} + A \frac{\partial h}{\partial x} = AI_S - AI_R \quad . \quad (3.23)$$

Bei breiten Gerinnen mit großer Böschungsneigung ist der Term $h \frac{\partial A}{\partial x}$ deutlich kleiner als $A \frac{\partial h}{\partial x}$ und wird daher vernachlässigt. Gleichung 3.23 kann mit dieser Näherung umgeformt werden zu

$$\frac{\partial h}{\partial x} = I_S - I_R = I_S - \frac{q^2}{C_{Ch}^2 h^3} \quad (3.24)$$

wobei I_R mit Hilfe der *de Chézy* Gleichung durch

$$I_R = \frac{v^2}{C_{Ch}^2 r_{hyd}} = \frac{q^2}{C_{Ch}^2 h^3} \quad (3.25)$$

ersetzt wird. C_{Ch} steht für den Geschwindigkeitsbeiwert und der hydraulische Radius r_{hyd} wird in breiten Gerinnen zu $r_{hyd} = h$ angenommen.

Differenzieren der Bewegungsgleichung 3.24 nach t führt zu

$$\frac{\partial^2 h}{\partial t \partial x} = -\frac{2q}{C_{Ch}^2 h^3} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{3q^2}{C_{Ch}^2 h^4} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (3.26)$$

und Differenzieren der Kontinuitätsgleichung 3.22 nach x ergibt

$$\frac{\partial^2 h}{\partial t \partial x} = -\frac{\partial^2 q}{\partial x^2} \quad . \quad (3.27)$$

Nach Einsetzen der Gleichung 3.27 in Gleichung 3.26 und Ersetzen von $\frac{\partial h}{\partial t}$ durch $-\frac{\partial q}{\partial x}$ (aus Gleichung 3.22) gilt

$$\frac{\partial^2 q}{\partial x^2} = \frac{2q}{C_{Ch}^2 h^3} \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{3q^2}{C_{Ch}^2 h^4} \frac{\partial q}{\partial x} \quad . \quad (3.28)$$

Nach Umstellung der Gleichung 3.28 und Einsetzen des für rechteckige Gerinne gültigen Zusammenhangs für die Wellengeschwindigkeit c mit

$$c = \frac{3}{2}v \quad (3.29)$$

ergibt sich

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = D_{ch} \frac{\partial^2 q}{\partial x^2} \quad (3.30)$$

mit

$$D_{ch} = \frac{27 C_{ch}^2 q^2}{16 c^3} \quad (3.31)$$

Gleichung 3.30 kann für den Fall einer gleichförmigen Geometrie mit der Breite B zu der von MILLER & CUNGE (1975) beschriebenen Form

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = D_{ch} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (3.32)$$

erweitert werden.

3.4 Hydraulisches Konzept

3.4.1 Einführung

Das Ziel der vorgelegten Arbeit, die Prozesse der lang- und kurzfristigen Zeitskala zu verbinden, wirkt sich auch auf die Umsetzung der hydraulischen Berechnung aus. Der lange Simulationszeitraum und die durch den probabilistischen Ansatz bedingte häufige Wiederholung der Simulationen führt zu einer insgesamt sehr großen Simulationszeit, die aufsummiert oft mehrere tausend Jahre beträgt. Das Konzept für die hydraulische Modellierung muss daher so ausgelegt sein, dass eine Modellsteuerung für die jeweiligen Anforderungen eine ausreichend genaue und möglichst schnelle Simulation realisiert. Um dies zu erreichen, wird in Abhängigkeit der jeweiligen Randbedingungen entschieden, welcher der nachfolgend aufgeführten hydraulischen Modellbausteine zum Einsatz kommt.

3.4.2 Stationäre Randbedingungen

Auch wenn der Abfluss in Fließgewässern beispielsweise bei Hochwasserereignissen sehr wechselhaft ist, so gibt es aber auch lange Phasen in denen sich der Durchfluss nur wenig verändert. SCHLAEGER (2003) führt aus, dass es in solchen Zeiträumen ausreichend ist, den Durchfluss als stationär zu betrachten und für längere Phasen mit einem über die Zeit gemittelten Durchfluss zu rechnen.

Um eine vollständige stationäre Berechnung während der Langfristsimulation zu vermeiden, formuliert SCHLAEGER (2003) bei dem Modellaufbau an jedem einzelnen Querprofil funktionale Abhängigkeiten zwischen den relevanten hydraulischen Größen und dem Durchfluss. Auf diese Weise kann die stationäre Berechnung erheblich abgekürzt und zudem numerisch sehr stabil durchgeführt werden. Nachteilig wirkt sich bei diesem Vorgehen aus, dass die Erstellung der funktionalen Abhängigkeiten einen erheblichen händischen Aufwand benötigt und Veränderungen der Fließgewässergeometrie zu einem erneut großen Arbeitsaufwand führen.

Aufgrund der genannten Vorteile wird nachfolgend die Idee einer vorgefertigten stationären Berechnung aufgegriffen. Allerdings wird eine gegenüber SCHLAEGER (2003) veränderte Vorgehensweise gewählt, welche die Beziehungen zwischen Durchfluss und anderen hydraulischen Größen automatisch findet und einen wesentlich zügigeren Modellaufbau ermöglicht. Das selbstständige und schnelle Verfahren versetzt den Anwender in die Lage, zukünftig relevante Veränderungen in der Fließgewässergeometrie zu berücksichtigen (z. B. geplanter Rückbau eines Wehres).

Bei der automatisierten Vorgehensweise werden nach Festlegung der geometrischen Randbedingungen Datensätze nach dem Prinzip einer Schlüsselkurve angelegt. Ausgehend von einem minimalen Abfluss Q_{min} und einem maximalen Abfluss Q_{max} werden weitere $j - 2$ Stützstellen beispielsweise in quadratischer Form

$$Q_k = \left(\frac{k-1}{j-1} \right)^2 (Q_{max} - Q_{min}) + Q_{min} \quad \text{mit } 2 \leq k \leq j-1 \quad (3.33)$$

gewählt. Für die j Durchflussvarianten werden stationäre Vorabberechnungen mit ESNA (ROUVÉ, 1987; ESNA, 1995) durchgeführt. Die Berechnungsergebnisse werden für alle j Durchflüsse und über alle Knoten der Fließstrecke in Dateien — nachfolgend als *hydraulische Zustandsmatrizen* bezeichnet — systematisch abgelegt. Sowohl für das Hauptgerinne als auch für die Vorländer werden für die hydraulischen Parameter Fließtiefe, Fließgeschwindigkeit, hydraulischer Radius, Sohlschubspannung, durchflossene Fläche usw. hydraulische Zustandsmatrizen angelegt. Auf diese Weise entstehen detaillierte Kenntnisse über das Fließgewässer, die auch in der später beschriebenen instationären Berechnung (Kapitel 3.5.3) Verwendung finden.

Die Simulation stationärer Perioden während der Langfristbetrachtung kann aus den zuvor angelegten Datensätzen zu einer schnellen und robusten Interpolationen vereinfacht werden. Eine entsprechend große Anzahl von j Stützstellen (beispielsweise $j = 100$) und die Wahl einer Interpolation 2. Ordnung reduzieren den zu erwartenden interpolationsbedingten Fehler.

3.4.3 Wiederholt identische instationäre Randbedingungen

Instationäre Ereignisse, wie beispielsweise Hochwasser, können mit dem in Kapitel 3.4.2 vorgestellten Verfahren nicht abgebildet werden. Wird ein Simulationszeitraum infolge der

Monte-Carlo-Methode häufig modelliert und wiederholen sich aufgrund hydraulisch unveränderter Randbedingungen auch die verschiedenen Hochwasserereignisse in diesem Simulationszeitraum, kann es sinnvoll sein, die verschiedenen Hochwasserereignisse vorab zu berechnen und bei ihrem Eintreten die vorgefertigten Simulationsergebnisse einzulesen. Für diesen Zweck wird eine Schnittstelle eingerichtet, die das Einlesen einer bereits vorgefertigten instationären Hydraulik ermöglicht.

Ein Vorteil dieses Verfahrens liegt darin, dass die Rechenzeit einer wiederholten Berechnung des Systems mit identischen Randbedingungen durch den Einsatz der vorgefertigten Berechnungen eingespart werden kann. Zudem wird die instationäre Berechnung während der Langfristsimulation zu einer simplen Einleseroutine vereinfacht und damit eine sehr hohe Stabilität erreicht. Darüber hinaus kann für die Erstellung der vorgefertigten Datensätze auf beliebige Software zurückgegriffen werden, die nicht mit dem Gütemodell gekoppelt werden muss. Die Nutzung eingeführter und bewährter Systeme ist somit möglich, zieht allerdings einen zusätzlichen händischen Aufwand nach sich.

Bei einer probabilistischen Langfrist-Gewässergütemodellierung ist es erstrebenswert, den unbekannten zukünftigen Abfluss mit einem zufälligen Anteil streuen zu lassen. In einem solchen Fall ist es sehr unwahrscheinlich, dass sich, bei einer auf der Monte-Carlo-Methode basierenden neuerlichen Berechnung des Simulationszeitraums, ein identischer hydraulischer Zustand einstellt. Die Variabilität in den Randbedingungen wird zu einer großen Anzahl verschiedener instationärer Ereignisse führen und damit den Vorteil dieses Ansatzes aufheben.

Ein weiterer wichtiger Nachteil einer vorgefertigten instationären Hydraulik ist, dass die Rückkopplung der Güteergebnisse auf wasserwirtschaftliche und damit hydraulisch relevante Entscheidungen ausgeschlossen ist. Da die Einbindung der Modellergebnisse in die Bewirtschaftungsstrategie aber ein Ziel dieser Arbeit ist, muss für diese Aufgabe eine andere Möglichkeit gefunden werden, instationäre hydraulische Berechnungen zu berücksichtigen.

3.4.4 Wechselhafte instationäre Randbedingungen

Aufgrund der in Kapitel 3.4.3 beschriebenen Nachteile einer vorgefertigten instationären Berechnung wird eine Möglichkeit gesucht, in vereinfachter aber ausreichend genauer Form eine schnelle instationäre Simulation durchzuführen. Dabei gilt es, die Rechenzeit zu minimieren und eine große Stabilität der Berechnungen zu ermöglichen. Der Aufgabenschwerpunkt des zu erstellenden Moduls liegt im Bereich von vergleichsweise langsam ablaufenden aber eindeutig instationären Hochwasserwellen. Hier kommen die in Kapitel 3.3 vorgestellten Flood-Routing-Verfahren zum Einsatz.

Vereinfachte Flood-Routing-Verfahren basieren nach PREISSMANN (1974) auf der Annahme, dass es auch im Hochwasserfall meist einen eindeutigen Zusammenhang zwischen Durchfluss und Fließtiefe gibt. Auch wenn es Ausnahmen gibt, in denen auch Hystereseprozesse Berücksichtigung finden (SINGH, 1996; PONCE & LUGO, 2001), wird diese Modellvorstellung

in modernen Flood-Routing-Verfahren auch heute noch angesetzt. Sie ermöglicht bei der Berechnung der verschiedenen hydraulischen Größen eines noch unbekannten Zeitschrittes $n + 1$ ein in drei Stufen entkoppeltes Berechnungsschema.

1. Ausgehend von einem Initialzustand mit einem bekannten hydromechanischen Zustand wird die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit c und der Diffusionskoeffizient D ermittelt.
2. Anschließend wird der Durchfluss an den Knoten der räumlichen Diskretisierung für den Zeitschritt $n + 1$ berechnet.
3. Abschließend vervollständigt eine Berechnung der hydraulischen Größen die Berechnung des neuen Zeitschrittes $n + 1$. Dazu kann auf die in Kapitel 3.4.2 beschriebenen hydraulischen Zustandsmatrizen zurückgegriffen werden.

In Kapitel 3.5 werden diese Punkte ausführlicher erläutert.

3.4.5 Umsetzung

Mit dem Modell ESNA werden zunächst 100 verschiedene stationär ungleichförmige Abflusszustände berechnet und aus den Simulationsergebnissen werden hydraulische Zustandsmatrizen erstellt (Abbildung 3.2). Dabei ist es das Ziel, für jeden praxisrelevanten Abfluss und für jede Stationierung des Fließgewässers alle notwendigen hydraulischen Größen über eine einfache Interpolation berechnen zu können. Bei entsprechender Auslegung der stationären Vorabberechnungen erlaubt es das Prinzip der hydraulischen Zustandsmatrizen auch vom Durchfluss abhängige Veränderungen in die spätere hydraulische Berechnung aufzunehmen. So können beispielsweise abflussabhängige Regelvorschriften einer Wehrsteuerung berücksichtigt werden. Darüber hinaus kann auch die geometrische Unterscheidung zwischen strömungsberuhigten Randbereichen und Hauptabflusszone mit den in den Matrizen abgespeicherten Kenntnissen automatisiert werden. Letzteres ist vor allem für das später vorgestellte Sedimentmodul ein wichtiges Hilfsmittel.

Nach dem vorgestellten Preprocessing wird die Langfristsimulation ausgeführt. Diese benutzt eine große Zeitschrittweite von beispielsweise einem Monat. Ist für einen Zeitschritt des Langfristmodells eine stationäre Berechnung ausreichend, werden die gesuchten hydraulischen Größen aus den Zustandsmatrizen interpoliert.

Wird hingegen aufgrund eines Hochwassers o. ä. eine instationäre Berechnung erforderlich, wird der betrachtete Zeitraum in kleinere Zeitschritte unterteilt und eine Berechnungsschleife über die kleinen Zeitschritte ausgeführt. Nach Berechnung der Wellengeschwindigkeit, der Translation und Verformung der Abflusswelle werden die restlichen hydraulischen Größen in Abhängigkeit vom Durchfluss ebenfalls aus den Zustandsmatrizen interpoliert.

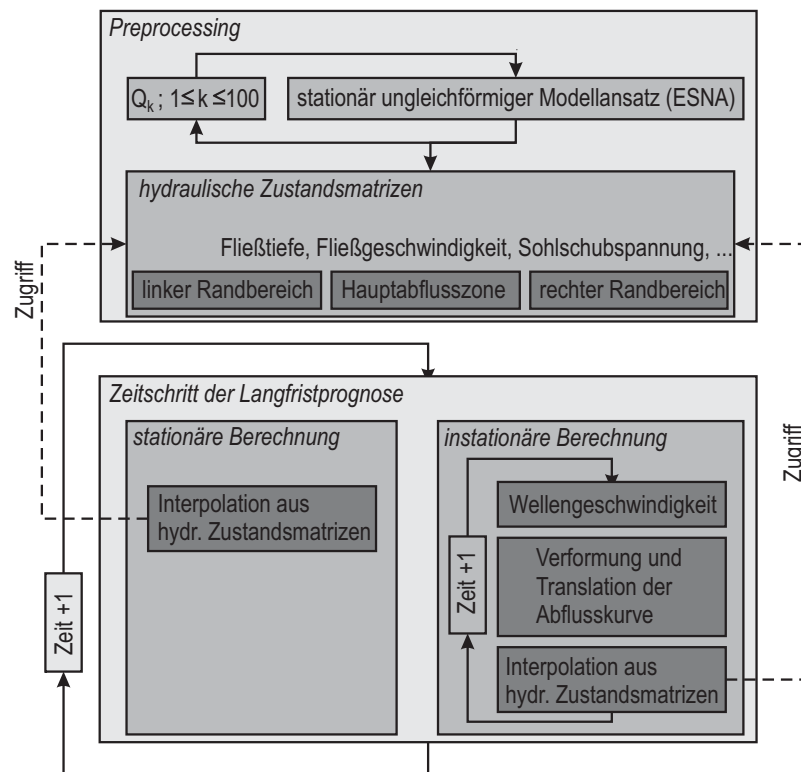


Abb. 3.2: Übersicht über das umgesetzte hydraulische Konzept

Die in Kapitel 3.4.3 beschriebene Möglichkeit, instationäre Vorabberechnungen durchzuführen und bei Bedarf einzulesen, wird im Weiteren aus Gründen mangelnder Flexibilität nicht verfolgt.

3.5 Berechnung einer instationären Hydraulik mit vereinfachten Flood-Routing-Verfahren

3.5.1 Wellengeschwindigkeit

Die Geschwindigkeit einer Hochwasserwelle c setzt sich zusammen aus der Strömungsgeschwindigkeit des Fluids v und der überlagerten Ausbreitungsgeschwindigkeit.

Die Wellengeschwindigkeit c wird mit einer für kinematische Wellen aufgestellten Gleichung berechnet. Diese leitet SINGH (1996) aus einer weitergehenden Betrachtung der Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (3.34)$$

ab. Nach einigen Umformungen kommt SINGH (1996) zu dem in der Literatur (z. B. JOBSON & HARBAUGH, 1999) auch als Kleitz-Seddon-Gesetz bekannten Zusammenhang

$$\frac{dx}{dt} = c = \frac{dQ}{dA} \quad (3.35)$$

Nach Berücksichtigung der Kontinuitätsgleichung

$$Q = A \cdot v \quad (3.36)$$

ergibt sich

$$c = \frac{d(A \cdot v)}{dA} = v + A \frac{dv}{dA} \quad (3.37)$$

Da für die verschiedenen stationären Durchflüsse die hydraulischen Größen bereits bekannt und in einer Zustandsmatrix abgelegt sind (Kapitel 3.4.2), kann der Term $\frac{dv}{dA}$ bei einem Durchfluss Q mit

$$\frac{dv}{dA} = \frac{v(Q_{k+1}) - v(Q_k)}{A(Q_{k+1}) - A(Q_k)} \quad (3.38)$$

ermittelt werden. Q_{k+1} steht dabei für einen etwas größeren und Q_k für einen etwas kleineren Durchfluss als Q . Hier zeigt sich ein weiterer Nutzen der in Kapitel 3.4.2 beschriebenen hydraulischen Zustandsmatrizen.

3.5.2 Berechnung des Durchflusses

Der eigentliche Kern der Flood-Routing-Verfahren besteht aus der Berechnung der Wellenausbreitung. Dabei wird entweder die Veränderung der Fließtiefe oder des Durchflusses betrachtet. Im Folgenden werden zwei Verfahren zur Simulation der Durchflussänderung ausgewählt. Dabei handelt es sich um ein hydrologisches und ein hydraulisches Verfahren.

Aus der Gruppe der hydrologischen Modelle wird ein Muskingum-Cunge-Verfahren mit angepasster Diffusivität und variablen Parametern nach Gleichung 3.12 mit einem Diffusionskoeffizienten nach Gleichung 3.18 angesetzt. Auf diesen oder leicht abgewandelten Ansätzen basieren auch die anerkannten Modelle HEC-1 (USACE, 1994), MIDUSS (ALAN A. SMITH INC., 2004) und RiverWare (BOROUGHES & ZAGONA, 2002) sowie die Arbeiten von LITRICO & GEORGES (1997), PONCE & LUGO (2001) und weitere.

Aus der Gruppe der hydraulischen Modelle wird ein diffusives Verfahren nach Gleichung 3.32 mit dem Diffusionskoeffizienten nach Gleichung 3.31 gewählt. Das Modell RIVTOX (ZHELEZNYAK et al., 2003) löst ebenfalls Gleichung 3.32, berücksichtigt dabei allerdings einen etwas anders gewählten Diffusionskoeffizienten. Auch SINGH et al. (1998), MOUSSA & BOCQUILLON (2000) und andere nutzen für ihre Forschungsarbeiten diese Gleichungen zur Berechnung einer Flutwellenausbreitung.

3.5.3 Berechnung aller weiteren hydraulischen Größen

Die Annahme eines eindeutigen Zusammenhangs zwischen dem Durchfluss und der Fließtiefe vereinfacht die Bestimmung der noch unbekannten hydraulischen Parameter Fließtiefe, hydraulischer Radius, Fließgeschwindigkeit, Wasserspiegelbreite usw. Dabei unterscheiden sich die in dieser Arbeit umgesetzten Flood-Routing-Ansätze von den Modellen in der Literatur dadurch, dass die aus den umfangreichen stationären Berechnungen gewonnenen Kenntnisse über das Gewässer besonders intensiv für die instationären Berechnungen genutzt werden.

In der Literatur werden zur Abbildung des Zusammenhangs zwischen Durchfluss und sonstigen hydraulischen Größen oft vereinfachte funktionale Zusammenhänge wie beispielsweise die Manning-Strickler-Gleichung oder vergleichbare Funktionen gewählt. Im Gegensatz dazu ermöglicht das hier umgesetzte Konzept mit hydraulischen Vorabberechnungen, die Größen aus den für den stationären Zustand (Kapitel 3.4.2) berechneten Zustandsmatrizen zu bestimmen. Die für die Datenerstellung genutzten vollständigen stationären Gleichungen lassen erwarten, dass dieses Vorgehen beispielsweise bei geometrischen Ungleichförmigkeiten in rückstaugeprägten Bereichen oder bei strukturierten Gerinnen bessere Ergebnisse liefert. Zudem können die hydraulischen Größen differenziert nach linkem bzw. rechtem Vorland und Hauptgerinne unterschieden werden. Kleinere Fließgeschwindigkeiten in den Randbereichen des Fließgewässers und ihre Bedeutung für den Schwebstofftransport können auf diese Weise erfasst werden.

3.6 Anwendungsgrenzen kinematischer und diffusiver Wellenmodelle

3.6.1 Anwendungsgrenzen kinematischer Wellenmodelle

In der Literatur sind verschiedene Grenzen für die Modellvorstellung einer kinematischen Welle aufgeführt. Im Folgenden werden vier Beispiele vorgestellt.

MAHMOOD & YEVJEVICH (1975) beschreiben eine Abgrenzung zwischen einer kinematischen und einer dynamischen Welle. Sie gehen immer dann von einer kinematischen Welle aus, wenn sich die dynamische Welle so schnell ausbreitet, dass sie der eigentlichen Welle vorausläuft und sich im Unterwasser abschwächt. Sie stellen dieser Überlegung folgend einen Vergleich der beiden Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten an. Für einen rechteckigen Fließquerschnitt beträgt die Wellenausbreitungsgeschwindigkeit einer dynamischen Welle

$$\left(\frac{dx}{dt}\right)_{dyn} = v + \sqrt{gh} \quad (3.39)$$

und einer kinematischen Welle nach de Chézy

$$\left(\frac{dx}{dt}\right)_{kin} = C_{Ch} \sqrt{gr_{hyd}} \quad (3.40)$$

Mit der für breite Gerinne üblichen Näherung, dass der hydraulische Radius r_{hyd} der Fließtiefe entspricht und mit der Froudezahl F

$$F = \frac{v}{\sqrt{gh}} = C_{Ch} \sqrt{\frac{I_S}{g}} \quad (3.41)$$

stellen MAHMOOD & YEVJEVICH (1975) fest, dass bei einer Froudezahl von 2 die Geschwindigkeit der kinematischen und dynamischen Welle gleich ist. Sie schließen daraus, dass bei diesem Strömungszustand die Bedeutung der beiden Wellenarten für die Flutwellenausbreitung ebenfalls gleich ist. Sie weisen ferner darauf hin, dass bei kleiner werdender Froudezahl der Einfluss der dynamischen Welle sehr schnell abnimmt.

In einem weiteren Ansatz zur Ermittlung der Anwendungsgrenzen kinematischer Wellen führen WOLLHISER & LIGGETT (1967) ähnlich zur Froudezahl eine dimensionslose kinematischen Strömungszahl K_{kin} mit

$$K_{kin} = \frac{I_S \cdot L_c}{F^2 \cdot h} \quad (3.42)$$

ein. Berechnet wird K_{kin} mit der Fließgewässerlänge L_c , der Sohlneigung I_S und der mittleren Fließtiefe h . Nach MAHMOOD & YEVJEVICH (1975) ist die Betrachtung einer kinematischen

Welle bereits ab einer kinematischen Strömungszahl von $K_{kin} \geq 10$ zulässig. In etwas engeren Grenzen sehen WOLLHISER & LIGGETT (1967) das Anwendungsfeld der kinematischen Welle. Sie zeigen, dass ab $K_{kin} = 20$ die kinematische Welle eine gute Abbildung der Realität darstellt.

PONCE et al. (1978) führen zur Ermittlung der Anwendungsgrenze kinematischer Wellenmodelle ausgehend von der Dauer einer Hochwasserwelle T_{wp} die dimensionslose Periode einer sinusförmigen Initialwelle T^* mit

$$T^* = \frac{T_{wp} \cdot I_S \cdot v}{h} \quad (3.43)$$

ein. Für eine Genauigkeit der Modellergebnisse mit Abweichungen von weniger als 10 %, 5 % bzw. 1 % muss die dimensionslose Wellenperiode T^* größer als 83, 171 bzw. 873 sein. In weitergehender Literatur (z. B. MARTIN & MCCUTCHEON, 1999) wird meist eine Genauigkeit mit Abweichungen kleiner als 5 % angestrebt und damit $T^* \geq 171$ als maßgebende Grenze angegeben.

FREAD (2003) betrachtet bei seiner Einschätzung der Anwendbarkeit kinematischer Wellen ausschließlich die Zeitspanne des Wellenanstiegs T_A in Stunden. Er berechnet den breitengemittelten Durchfluss q_e in ft^2/s und ermittelt für den Zusammenhang

$$\frac{I_S^{1,6} \cdot T_A \cdot k_{st}^{1,2}}{q_e^{0,2}} \geq 0,014 \quad (3.44)$$

einen erwarteten Modellfehler von weniger als 5 %.

3.6.2 Anwendungsgrenzen diffusiver Wellenmodelle

Für diffusive Wellenmodelle und auch für Muskingum-Cunge-Modelle sieht FREAD (2003) die Anwendungsgrenzen deutlich breiter als bei kinematischen Modellen und gibt sie mit

$$\frac{I_S^{0,7} \cdot T_A}{k_{st}^{0,6} \cdot q_e^{0,4}} \geq 0,0003 \quad (3.45)$$

an.

PONCE et al. (1978) schätzen die Anwendungsgrenzen der diffusiven Wellenmodelle auf Basis eines Quotienten der in Gleichung 3.43 vorgestellten dimensionslosen Wellenperiode T^* und der Froudezahl F mit

$$\frac{T^*}{F} = T_{wp} \cdot I_S \cdot \sqrt{\frac{g}{h}} \quad (3.46)$$

ab. Ein bis auf 5 % genaues Ergebnis wird bei einer Froudezahl zwischen 0,1 und 0,4 bereits bei $\frac{T^*}{F} \geq 16$ erwartet. Bei einer größeren Bandbreite der Froudezahl zwischen 0,01 und 1,0 ist erst ab $\frac{T^*}{F} \geq 45$ mit einer Genauigkeit von 5 % zu rechnen. Für den allgemeinen Anwendungsfall empfehlen PONCE et al. (1978) diffusive Wellenmodelle ab $\frac{T^*}{F} \geq 30$ einzusetzen.

3.6.3 Ganzheitliche Konzepte für Anwendungsgrenzen

Besonders übersichtlich gestalten MOUSSA & BOCQUILLON (2000) die von ihnen gefundenen Grenzen der Anwendbarkeit. Sie identifizieren für die verschiedenen Vereinfachungen der Bewegungsgleichung (vgl. Tabelle 3.1) auf der Grundlage einer linearen Störungstheorie Zonen guter Näherungen. Sie finden in Abhängigkeit von der für eine stationäre Strömung berechneten Froudezahl F und der dimensionslosen Periode T^* einer sinusförmigen Initialwelle (Gleichung 3.43) Bereiche, in denen die vereinfachten Formen der Saint-Venant-Gleichungen einen vernachlässigbaren Fehler erwarten lassen.

MOUSSA & BOCQUILLON (2000) stellen die Zonen guter Annäherung für ein Gerinne ohne Vorland (Gesamtbreite zu Breite des Hauptgerinnes = 1) sowie für ein Gerinne mit einem breiten Vorland (Gesamtbreite zu Breite des Hauptgerinnes = 20) grafisch dar (Abbildung 3.3 und 3.4). In diesen Diagrammen sind in Abhängigkeit der Froudezahl und der dimensionslosen Wellenperiode zulässige Anwendungsbereiche als Flächen dargestellt.

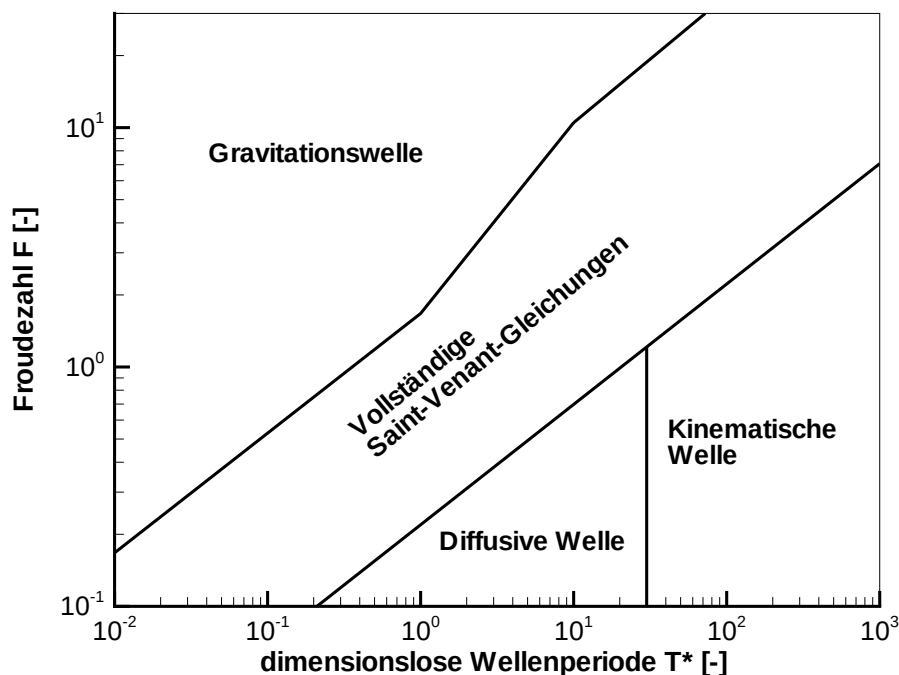


Abb. 3.3: Zonen guter Näherung für Gerinne ohne Vorland; Gesamtbreite zu Breite des Hauptgerinnes = 1 (verändert nach Moussa & Bocquillon, 2000)

Ein Vergleich der Abbildungen 3.3 und 3.4 macht deutlich, dass ein breiteres Vorland die Anwendbarkeit kinematischer Wellenansätze deutlich einschränkt und stattdessen diffusive Wellenmodelle eingesetzt werden müssen. Bei erhöhten Froudezahlen werden bei Gerinnen mit ausgeprägtem Vorland die Anwendungsgrenzen beider vereinfachter Modellansätze enger.

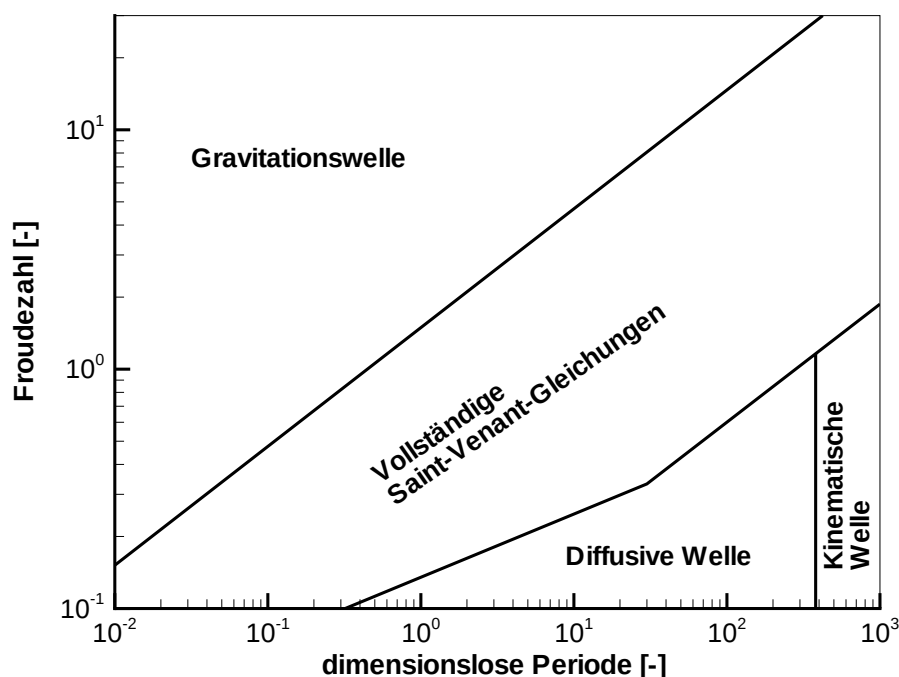


Abb. 3.4: Zonen guter Näherung für Gerinne mit einem breiten Vorland; Gesamtbreite zu Breite des Hauptgerinnes = 20 (verändert nach Moussa & Bocquillon, 2000)

Die in den Abbildungen 3.3 und 3.4 grafisch als scharfe Linie gezeichneten Grenzen täuschen eine deutlichere Abgrenzung der verschiedenen Verfahren vor, als es eigentlich gerechtfertigt ist. MOUSSA & BOCQUILLON (1996) weisen darauf hin, dass in manchen Fällen auch Modellierungsansätze außerhalb der vorgestellten Grenzen gute Ergebnisse liefern können. Trotzdem geben die Abbildungen einen guten Eindruck davon, unter welchen Bedingungen tendenziell mit welchen Modellansätzen gearbeitet werden darf.

Ein tabellarisches Konzept zur Aufschlüsselung der Anwendungsgrenzen verschiedener Flood-Routing-Verfahren wird in USACE (1994) vorgestellt. Hier werden Anwendungsgrenzen der verschiedenen Flood-Routing-Modelle zusammengetragen. Die Arbeit stützt sich besonders auf PONCE et al. (1978). In Tabelle 3.2 werden die in den Kapiteln 3.3.2 und 3.3.3 vorgestellten Verfahren Muskingum, Muskingum-Cunge, kinematische Welle, diffusive Welle und vollständig dynamischer Ansatz in geeignete oder ungeeignete Verfahren einsortiert.

USACE (1994) kann darüber hinaus entnommen werden, dass bei der Überprüfung der Anwendungsgrenzen eines Flood-Routing-Verfahrens Rückstaueffekte und die Überströmung von Vorländern besonders zu überprüfen sind.

Aus den vorgestellten Grenzen geht hervor, dass diffusive Wellenmodelle einen breiteren Anwendungsbereich als kinematische Wellenmodelle besitzen. Als typischer Anwendungsfall wird beispielhaft ein für diese Arbeit relevanter Tieflandfluss mit einer Gerinneneigung von $I_S = 0,5 \text{ ‰}$, einer mittleren Fließgeschwindigkeit von $v = 1 \text{ m/s}$, einer mittleren Fließtiefe von $h = 1 \text{ m}$ und einer minimalen Dauer des Hochwasserereignisses von $T_{wp} = 5 \text{ d}$ betrachtet.

Aus diesen Randbedingungen ergibt sich eine Froudezahl $F = 0,32$ und eine dimensionslose Wellenperiode von $T^* = 216$. Bei einem solchen Fließgewässer ist sowohl eine Modellierung mit dem in Kapitel 3.3.2 gezeigten Muskingum-Cunge-Verfahren als auch mit dem in Kapitel 3.3.3 vorgestellten diffusiven Wellenmodell empfehlenswert. Nachfolgend wird daher die numerische Umsetzung beider Methoden vorgestellt.

Tab. 3.2: Anwendungsgrenzen der verschiedenen Flood-Routing-Ansätze nach USACE (1994) (die Neigungsgrenzen wurden aus den britischen Einheiten [ft/mile] in das metrische System [-] überführt)

Relevante Faktoren für die Wahl eines Flood-Routing-Verfahrens	geeignete Verfahren	ungeeignete Verfahren
1. Keine Kalibrierungsdaten vorhanden	• Muskingum-Cunge • kinematische Welle • diffusive Welle • vollständig dynamischer Ansatz	• Muskingum
2. Signifikanter Rückstau, der die Abflussganglinie beeinflusst	• diffusive Welle • vollständig dynamischer Ansatz	• Muskingum • Muskingum-Cunge • kinematische Welle
3. Die Flutwelle überströmt die Vorländer	• alle hydrologischen und hydraulischen Modelle, die hydraulische Eigenschaften des Hauptgerinnes getrennt vom Vorland berechnen können.	• Muskingum
4. Gerinneneigung $> 1,89 \%$ und $\frac{T_{wp} \cdot I_S \cdot v}{h} \geq 171$	• alle vorgestellten Modelle	
5. Gerinneneigung zwischen $0,39 \%$ bis $1,89 \%$ und $\frac{T_{wp} \cdot I_S \cdot v}{h} < 171$	• Muskingum • Muskingum-Cunge • diffusive Welle • vollständig dynamischer Ansatz	• kinematische Welle
6. Gerinneneigung $< 0,39 \%$ und $T_{wp} \cdot I_S \sqrt{\frac{g}{h}} \geq 30$	• Muskingum-Cunge • diffusive Welle • vollständig dynamischer Ansatz	• Muskingum • kinematische Welle
7. Gerinneneigung $< 0,39 \%$ und $T_{wp} \cdot I_S \sqrt{\frac{g}{h}} < 30$	• vollständig dynamischer Ansatz	• alle anderen

3.7 Numerische Umsetzung der Flood-Routing-Verfahren

3.7.1 Allgemeines

Die in den Kapiteln 3.3.2 und 3.3.3 vorgestellten Gleichungen zur Berechnung der Flutwellenausbreitung können im allgemeinen Fall nur numerisch gelöst werden. Ermöglicht wird die numerische Lösung mit einer Diskretisierung des Abflussgeschehens in Raum und Zeit. Für die räumliche Diskretisierung gibt es eine Vielzahl unterschiedlicher Ansätze. Die meisten in der Literatur umgesetzten Flood-Routing-Verfahren arbeiten mit der Finite-Differenzen-Methode und einige mit dem Charakteristikenverfahren. Vollständigkeitshalber sei erwähnt, dass eine räumliche Diskretisierung auch mit dem Finite-Volumen, Finite-Elemente oder anderen Verfahren durchgeführt werden kann. Eine Einführung zu diesen Verfahren geben beispielsweise FERZIGER & PERIC (1999) oder FORKEL (2004).

In dieser Arbeit wird auf das Finite-Differenzen-Schema mittels *zentraler Differenzen* unter Zuhilfenahme der drei Profile i , $i - 1$ und $i + 1$ zurückgegriffen. Für diesen Fall lautet nach FERZIGER & PERIC (1999) die erste Ableitung

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{x_{i+1} - x_{i-1}} \quad (3.47)$$

und die zweite Ableitung

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{u_{i+1}(x_i - x_{i-1}) + u_{i-1}(x_{i+1} - x_i) - u_i(x_{i+1} - x_{i-1})}{(x_{i+1} - x_i)^2(x_{i+1} - x_i)} \quad (3.48)$$

Die zeitliche Diskretisierung wird in der Flutwellenberechnung ebenfalls mittels Finite-Differenzen-Verfahren durchgeführt und ähnelt dem Vorgehen bei räumlicher Diskretisierung. Die Zeitschrittweite wird hierbei allerdings mit Δt konstant gewählt.

Eine für numerische Problemstellungen typische Zeitabhängigkeit findet sich in der in Kapitel 3.3.3 vorgestellten linearisierten Bewegungsgleichung 3.32. Wird in Gleichung 3.32 Q durch die allgemeine Größe u ersetzt und die Ableitung nach der Zeit auf eine Seite isoliert, kann durch Zusammenfassen aller Differential- und Vorfaktoren zu dem Operator L auch geschrieben werden:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = D_{Ch} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} - c \frac{\partial u}{\partial x} = \left(D_{Ch} \frac{\partial^2}{\partial x^2} - c \frac{\partial}{\partial x} \right) u = Lu \quad (3.49)$$

Wird diese Gleichung mit Hilfe einer zeitlichen Finite-Differenzen-Methode gelöst, ist zu unterscheiden, ob die rechte Seite aus den bekannten Zusammenhängen zum Zeitpunkt n oder aus den noch unbekannten Zusammenhängen zum Zeitpunkt $n + 1$ ermittelt wird.

Ein *explizites Verfahren* bezieht ausschließlich die bereits bekannten Größen in die Berechnung der rechten Seite ein und ergibt sich somit zu

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} = Lu_i^n \quad . \quad (3.50)$$

Der wichtigste Vorteil des expliziten Verfahrens ergibt sich aus der einfachen Isolierbarkeit der unbekannten Größe u_i^{n+1} . Die direkte Lösbarkeit erfordert lediglich einen geringen Rechenaufwand pro Zeitschritt. Der Hauptnachteil liegt in der beschränkten Stabilität des Verfahrens, welches die Einhaltung des Courant-Kriteriums erfordert. Vor allem bei räumlichen Diskretisierungen mit teilweise kurzen Profilabständen, wie sie bei Sonderbauwerken häufig vorkommen, führt diese Beschränkung zu sehr kurzen Zeitschrittweiten und damit zur Notwendigkeit vieler Zeitschritte.

Ein *implizites Verfahren* berücksichtigt die gesuchte Größe zum noch unbekannten Zeitschritt $n + 1$. Die Gleichung der finiten Zeitdiskretisierung ergibt sich somit zu

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} = Lu_i^{n+1} \quad (3.51)$$

und ist nicht direkt lösbar. Vielmehr ergibt sich über die Fließlänge eine Kette von Abhängigkeiten, die einem Gleichungssystem entspricht und mit einem Gleichungslöser gelöst werden muss. Je nach Komplexität des Gleichungssystems ergibt sich für den einzelnen Zeitschritt ein erhöhter Rechenaufwand. Zugleich zeichnen sich implizite gegenüber expliziten Verfahren durch eine unbeschränkte Stabilität aus, so dass auch große Zeitschrittweiten, die das Courant-Kriterium verletzen, möglich sind. In der Praxis wiegt die große Zeitschrittweite den erhöhten Rechenaufwand im einzelnen Zeitschritt meist auf. Somit sind implizite Verfahren bei praxisrelevanten Beispielen häufig schneller als explizite Verfahren. Ein von FORKEL (2004) angeführter Nachteil impliziter Verfahren ist eine je nach Zeitschrittweite erhöhte numerische Diffusion, die zu einer Verschlechterung des Simulationsergebnisses führen kann.

Eine Kombination des impliziten und des expliziten Verfahrens stellt das *Crank-Nicolson-Verfahren* mit

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n}{\Delta t} = \theta Lu_i^{n+1} + (1 - \theta) Lu_i^n \quad (3.52)$$

dar. Dabei werden die beiden Verfahren über den zwischen 0,5 und 1 liegenden Wichtungsfaktor θ gewichtet addiert. Bei $\theta = 1,0$ ergibt sich aus der Gleichung 3.53 die Gleichung für ein rein implizites Verfahren. Für $\theta = 0,5$ wird das Ergebnis mit einem expliziten Verfahren gleich gewichtet. Mit einer Gleichgewichtung der verschiedenen Ansätze wird eine höhere Konsistenzordnung und damit eine verbesserte Genauigkeit des Simulationsergebnisses angestrebt. Eine gute Übersicht über die Konsistenzordnung der verschiedenen Finite-Differenzen-Verfahren gibt FORKEL (2004).

Eine Weiterentwicklung stellt das sogenannte *Preissmann-Verfahren* dar (PREISSMANN, 1961). Durch eine Einbeziehung des benachbarten Profils $i - 1$ in die zeitliche Diskretisierung entsteht ein Vierpunktschema mit

$$\frac{u_i^{n+1} - u_i^n + u_{i-1}^{n+1} - u_{i-1}^n}{2\Delta t} = \theta L u_i^{n+1} + (1 - \theta) L u_i^n \quad . \quad (3.53)$$

Von FREAD (1992), MARTIN & WOOL (2002) und anderen wird das Preissmann-Verfahren als besonders vorteilhaft hervorgehoben.

3.7.2 Muskingum-Cunge-Verfahren

Das Muskingum-Cunge-Verfahren enthält in seiner durch die Gleichungen 3.12 bis 3.16 vorgegebenen Form bereits ein explizites Berechnungsschema. Aus der expliziten Formulierung können modelltechnische Einschränkungen resultieren. So prüfen SZÉL & GÁSBÁR (2000), inwieweit das explizite Muskingum-Cunge-Verfahren mit angepasster Diffusivität infolge der Courantzahl Cu Einschränkungen unterliegt. Die wesentlichen Einschränkungen leiten sie aus einer Betrachtung der Courantzahl Cu und der Pecletzahl Pe mit

$$Pe = \frac{\Delta x \cdot c}{2D_{Phys}} \quad (3.54)$$

ab. Mit der für Gleichung 3.11 eingeführten angepassten Diffusion D gilt $Pe = \frac{1}{D}$. Die von SZÉL & GÁSBÁR (2000) aufgestellten Stabilitätskriterien können so als

$$Cu = \frac{\Delta t \cdot c}{\Delta x} > 0 \quad (3.55)$$

$$Cu + \frac{1}{Pe} = Cu + D \geq 1 \quad (3.56)$$

$$Cu - \frac{1}{Pe} = Cu - D \leq 1 \quad (3.57)$$

formuliert werden. Eine Verletzung von Ungleichung 3.55 führt laut SZÉL & GÁSBÁR (2000) zwangsläufig zu Stabilitätsproblemen. Solange aber die Strömung in die vorgesehene Richtung fließt und nicht die Strömungsrichtung ändert, ist die Ungleichung 3.55 erfüllt. Die Ungleichungen 3.56 und 3.57 sind hinreichende Bedingungen für die Stabilität. Sie müssen nicht bei jeder stabilen Lösung eingehalten werden. Bei Erfüllung ist die numerische Lösung aber automatisch stabil.

Die in FREAD (1992) empfohlenen Modelleinschränkungen lauten für die zeitliche Diskretisierung des Muskingum-Cunge-Verfahrens

$$\Delta t \leq \frac{1}{M} T_A \quad \text{mit } 10 \leq M \leq 20 \quad (3.58)$$

und für die räumliche Diskretisierung

$$\Delta x < 0,5 \Delta t \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{1,5 \cdot Q}{B \cdot I_S \cdot \Delta t \cdot c^2}} \right) \quad . \quad (3.59)$$

Dabei steht T_A für die Dauer des Wellenanstiegs und M für einen ganzzahligen Wert, der in Abhängigkeit von der Variabilität der Einlaufrandbedingung gewählt werden sollte.

3.7.3 Diffusive Welle

Der in der Literatur teilweise auch als Diffusionsanalogie bezeichnete Ansatz einer diffusiven Welle mit

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \frac{\partial Q}{\partial x} = D_{ch} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (3.60)$$

wird sowohl mit dem Crank-Nicolson-Verfahren als auch mit dem Preissmann-Verfahren diskretisiert. Da in den nachfolgenden Untersuchungen das Preissmann-Verfahren zum Einsatz kommt, wird die numerische Umsetzung dieses Verfahrens nachfolgend erläutert.

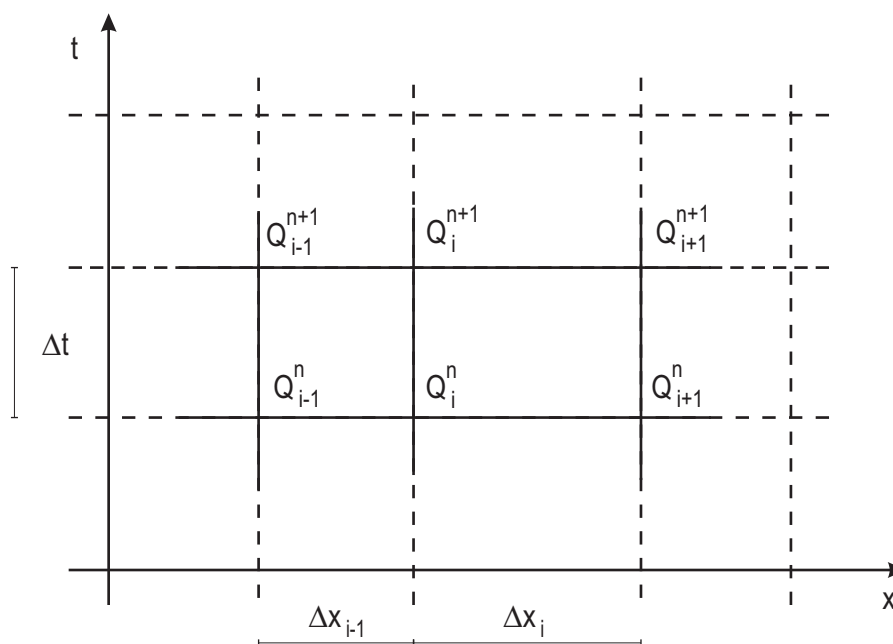


Abb. 3.5: Knotenschema der finiten Differenzen

Mit dem in Abbildung 3.5 dargestellten Knotenschema und einem Quellterm Q_{zu} für seitliche Zu- und Abflüsse kann die Bewegungsgleichung in diskreter Form als

$$\begin{aligned} \frac{Q_i^{n+1} - Q_i^n}{2\Delta t} = & \theta \left(-c \frac{Q_i^{n+1} - Q_{i-1}^{n+1}}{\Delta x_{i-1}} + \frac{D_i \frac{Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}}{\Delta x_i} - D_{i-1} \frac{Q_i^{n+1} - Q_{i-1}^{n+1}}{\Delta x_{i-1}}}{\Delta x_{i-1}} \right) \\ & + (1 - \theta) \left(-c \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{\Delta x_{i-1}} + \frac{D_i \frac{Q_{i+1}^n - Q_i^n}{\Delta x_i} - D_{i-1} \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{\Delta x_{i-1}}}{\Delta x_{i-1}} \right) \\ & + Q_{zu} - \frac{Q_{i-1}^{n+1} - Q_{i-1}^n}{2\Delta t} \end{aligned} \quad (3.61)$$

geschrieben werden.

Gleichung 3.61 kann zu

$$a_i Q_{i-1}^{n+1} + b_i Q_i^{n+1} + c_i Q_{i+1}^{n+1} = z_i \quad (3.62)$$

umformuliert werden. Die Faktoren a_i , b_i , c_i und z_i stehen für

$$a_i = 1 - \theta \left(c \frac{2\Delta t}{\Delta x_{i-1}} + D_{i-1} \frac{2\Delta t}{\Delta x_{i-1} \Delta x_{i-1}} \right) \quad , \quad (3.63)$$

$$b_i = 1 + \theta \left(c \frac{2\Delta t}{\Delta x_{i-1}} - D_{i-1} \frac{2\Delta t}{\Delta x_{i-1} \Delta x_{i-1}} - D_i \frac{2\Delta t}{\Delta x_i \Delta x_{i-1}} \right) \quad , \quad (3.64)$$

$$c_i = \theta \left(-D_i \frac{2\Delta t}{\Delta x_i \Delta x_{i-1}} \right) \quad , \quad (3.65)$$

$$\begin{aligned} z_i = & Q_i^n + Q_{i-1}^n + 2\Delta t \cdot Q_{zu} + \\ & 2\Delta t (1 - \theta) \left(-c \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{\Delta x_{i-1}} + \frac{D_i \frac{Q_{i+1}^n - Q_i^n}{\Delta x_i} - D_{i-1} \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{\Delta x_{i-1}}}{\Delta x_{i-1}} \right) \end{aligned} \quad (3.66)$$

und sind für den Zeitschritt n bekannt.

In matrizieller Schreibweise ergibt sich Gleichung 3.62 für die insgesamt I Knoten zu folgendem Gleichungssystem:

$$\begin{pmatrix} b_1 & c_1 & & & \\ a_2 & b_2 & c_2 & & \\ & \ddots & \ddots & \ddots & \\ & & a_i & b_i & c_i \\ & & & \ddots & \ddots & \ddots \\ & & & & a_{I-1} & b_{I-1} & c_{I-1} \\ & & & & & a_I & b_I \end{pmatrix} \begin{pmatrix} Q_1^{n+1} \\ Q_2^{n+1} \\ \vdots \\ Q_i^{n+1} \\ \vdots \\ Q_{I-1}^{n+1} \\ Q_I^{n+1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} z_1 \\ z_2 \\ \vdots \\ z_i \\ \vdots \\ z_{I-1} \\ z_I \end{pmatrix} \quad (3.67)$$

Dabei ist der Durchfluss Q_1^{n+1} durch eine Abflussganglinie vorgegeben. Im letzten Profil I wird die Diffusion vernachlässigt und damit eine kinematische Welle angenommen.

Die Koeffizientenmatrix auf der linken Seite ist eine Tridiagonalmatrix und kann daher mit dem beispielsweise in BROWN & BARNWELL (1985) beschriebenen Eliminationsverfahren gelöst werden.

3.8 Zusammenfassung

In Kapitel 3 wird ein hydraulisches Konzept für die zeitskalenübergreifende Langfristgewässergütemodellierung entwickelt. Zentrale Bausteine sind dabei ein Preprocessing, in dem hydraulische Zustandsmatrizen angelegt werden, sowie ein stationäres und ein instationäres Hydraulikmodul. Letzteres wird mit Hilfe von Flood-Routing-Verfahren umgesetzt.

Nach einer theoretischen Vorstellung verschiedener hydrologischer und hydraulischer Flood-Routing-Verfahren werden das hydrologische Muskingum-Cunge-Verfahren und der hydraulische Ansatz einer diffusiven Welle für eine weitere Verwendung in dieser Arbeit ausgewählt. Auf die Anwendungsgrenzen der beiden Flood-Routing-Modelle wird ausführlich eingegangen, und abschließend wird anhand eines typischen Beispiels gezeigt, dass die ausgewählten Ansätze für die Aufgabenstellung geeignet sind. Der hydrologische Ansatz wird mit einem expliziten Berechnungsschema und der hydraulische Ansatz mit dem Preissmann-Verfahren numerisch umgesetzt.

4 Validierung des Hydraulikmoduls

4.1 Allgemeines

Nach der Vorstellung der Theorie von zwei grundsätzlich geeigneten Berechnungsverfahren in Kapitel 3.3.2 und 3.3.3 wird nachfolgend in verschiedenen Beispielen die Gültigkeit der beiden Verfahren überprüft. Mit Hilfe der Validierung beider Modellansätze wird zudem die vom Anwender zu treffende Entscheidung für einen der Ansätze vorbereitet.

Eine übliche Vorgehensweise bei der Validierung eines numerischen Modells ist die Simulation verschiedener Testbeispiele von denen die Lösung bereits bekannt ist. Ein anschließender Vergleich der Ergebnisse gibt Aufschluss über den im Modell enthaltenen Fehler. Im Allgemeinen besitzt jedes numerische Modell Unsicherheiten. Es ist daher zu prüfen, ob die Abweichung klein genug ist, um für den Zweck ausreichend gute Ergebnisse berechnen zu können.

Die zum Vergleich herangezogenen Testbeispiele können aus einfachen analytisch lösbaren Problemstellungen, aus einer numerischen Berechnung mit einem bereits validierten Modell oder aus Messdaten gewonnen werden. Der Hauptnachteil der Validierung anhand analytisch lösbarer Problemstellungen ist, dass nur für einfache Beispiele eine analytische Lösung bekannt ist und eine Validierung an praxisrelevanten Problemstellungen daher oft nicht möglich ist.

Für einen Vergleich des entwickelten Modells mit anderen numerischen Berechnungen ist es empfehlenswert, auf ein Modell zurückzugreifen, das eine höhere Genauigkeit besitzt als die gewünschte Genauigkeit des zu validierenden Modells. Wird dies gewährleistet, hat die Validierung an einem numerischen Modell gegenüber der Validierung an Messungen aus der Natur folgende Vorteile:

- Randbedingungen wie Durchfluss, Rauheiten usw. müssen nicht mit Ungenauigkeiten gemessen oder abgeschätzt werden, sondern können in den beiden numerischen Modellen exakt gleich angenommen werden.
- Es stehen nicht nur an einzelnen Messpunkten ausgewählte Messgrößen zur Verfügung, sondern es können an jedem Diskretisierungspunkt zu jedem simulierten Zeitpunkt alle modellierten Größen für den Vergleich herangezogen werden.
- Ein Modellvergleich von numerischen Modellen ist meist kostengünstiger als Messungen.

Aus den beschriebenen Gründen wird das entwickelte Hydraulikmodul anhand numerischer Berechnungsergebnisse validiert.

4.2 Stationäre Randbedingungen

Die Validierung stationärer Testbeispiele dient neben der Überprüfung der korrekten Einbindung des Modells ESNA auch dem Nachweis, dass die Interpolation zwischen den vorab berechneten Ergebnissen keinen relevanten Einfluss auf die Simulationsqualität besitzt.

Die Validierung an analytisch lösbaren Beispielen zeigt gute Ergebnisse. Allerdings ist dies bei dem bereits seit mehreren Jahren erfolgreich eingesetzten Modell ESNA nicht anders zu erwarten und wird aus diesem Grund hier nicht gezeigt. Eine Ergebnisverfälschung infolge Interpolation zwischen den vorab berechneten stationären Berechnungen kann bei ausreichender Anzahl von Stützstellen nicht festgestellt werden.

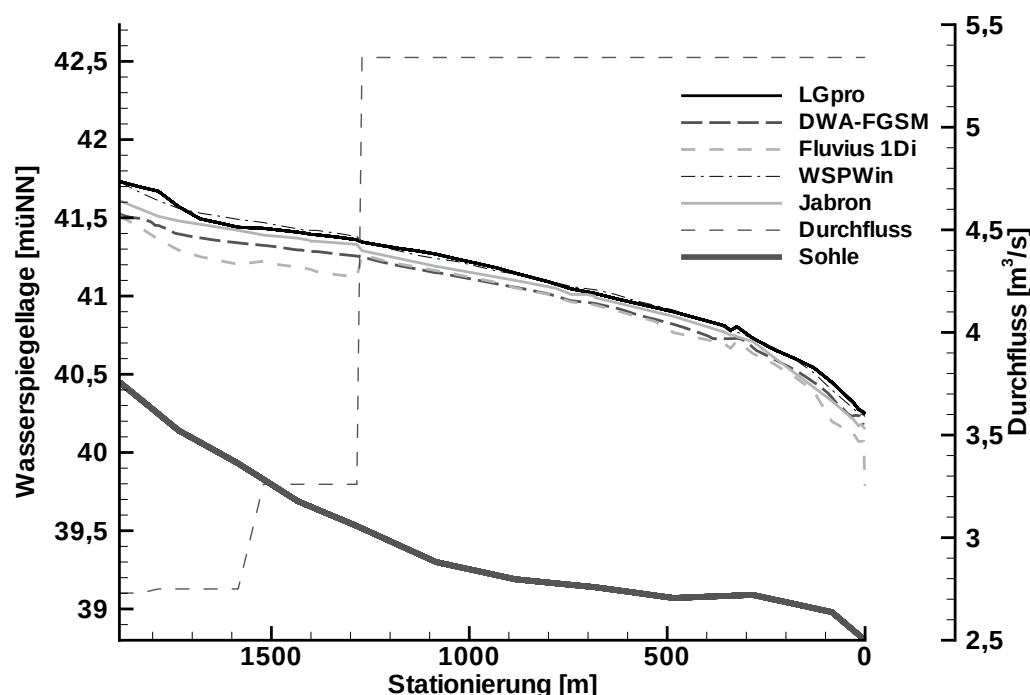


Abb. 4.1: Vergleich berechneter Wasserspiegellagen, Sohlhöhe und Durchfluss am Beispiel eines Fließabschnitts des Gladbachs

Um eine Einordnung der Modellberechnungen in die Ergebnisbandbreite bekannter Modelle durchführen zu können, wird eine von ENGERS (2004) vorliegende Arbeit genutzt. Darin vergleicht er die Ergebnisse der Modelle DWA-Gewässergütemodell, Fluvius 1Di, WSPWin und Jabron am Beispiel eines etwa 1800 m langen Fließabschnitts des Gladbachs. Die von ENGERS

(2004) angesetzte Geometrie und die Randbedingungen sind vollständig bekannt und werden in Anhang A kurz erläutert.

In Abbildung 4.1 sind die Wasserspiegellinien, die Sohlage und der Durchfluss des betrachteten Beispiels eingezeichnet. In die von ENGERS (2004) mit verschiedenen Modellen simulierten Wasserspiegellagen sind zusätzlich die Ergebnisse aus LGpro eingefügt. Es wird deutlich, dass die verschiedenen Modelle trotz soweit wie möglich gleich gewählter Randbedingungen unterschiedliche Wasserspiegellagen berechnen. Es ergibt sich hier eine Bandbreite von bis zu 0,20 m, in die sich die Ergebnisse aus LGpro gut einpassen.

4.3 Instationäre Randbedingungen

4.3.1 Basisvariante

Im Folgenden werden die in Kapitel 3.5 ausgewählten zwei Flood-Routing-Verfahren in verschiedenen instationären Testfällen mit Ergebnissen des allgemein anerkannten Modells HEC-RAS verglichen. HEC-RAS arbeitet mit den vollständigen Saint-Venant-Gleichungen und setzt diese mit dem Preissmann-Verfahren um (BRUNNER, 2002). Aufgrund des vollständig dynamischen Ansatzes wird davon ausgegangen, dass die Simulationsergebnisse des Modells HEC-RAS eine hohe Genauigkeit besitzen. Sie werden daher als Zielgröße für die Validierung festgelegt.

Bei den Vergleichsrechnungen wird das in Kapitel 3.7.2 vorgestellte Muskingum-Cunge-Verfahren als Modellansatz 1 und die in Kapitel 3.7.3 beschriebene diffusive Welle als Modellansatz 2 bezeichnet. Ziel ist es, die Gültigkeit der Modellansätze für verschiedene Anwendungsfälle nachzuweisen.

Als Basisvariante für die Modellvalidierung wird zunächst ein 180 km langes trapezförmiges Gerinne mit einer Sohlbreite von 5 m, einer Böschungsneigung von 0,5 und einer äquivalenten Sandrauheit von $k_s = 0,05 \text{ m}$ gewählt. Die Sohlneigung beträgt in der Basisvariante $I_S = 0,1 \text{ ‰}$. Am unteren Ende der Fließstrecke wird als Randbedingung ein mit der Sohlneigung I_S unendlich fortgeführtes Fließgewässer angenommen. Diskretisiert wird das Fließgewässer ausgehend von der Einlaufrandbedingung bei Stationierung 180 km bis zur Auslaufrandbedingung bei Stationierung 0 km mit 181 Profilen im Abstand von je 1 km. Um den eventuell verfälschenden Einfluss der unteren Randbedingung auszuschließen, wird der Vergleich der verschiedenen Modellansätze an dem Profil bei Stationierung 20 km durchgeführt.

Wie in Kapitel 3.4.2 beschrieben, werden für den stationären Fall alle hydraulischen Größen simuliert und in Zustandsmatrizen abgelegt. Stellvertretend für alle weiteren Simulationsgrößen, wie beispielsweise der mittleren Fließtiefe, dem durchflossenen Querschnitt, dem hydraulischen Radius, der Sohlschubspannung usw., ist in Abbildung 4.2 die für 100 Stützstellen berechnete Beziehung zwischen Durchfluss und maximaler Fließtiefe für die vorgestellte

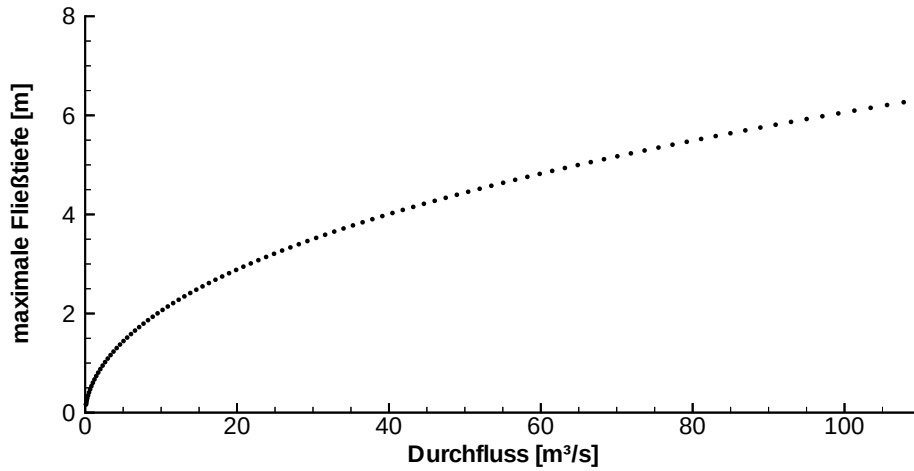


Abb. 4.2: Fließtiefe-Durchfluss-Beziehung aus 100 vorab simulierten stationären Berechnungen für die Basisvariante

Geometrie der Basisvariante abgebildet. Es wird deutlich, dass die Beziehung hoch aufgelöst abgebildet wird und eine Interpolation für Zwischenwerte zu einem guten Ergebnis führen sollte.

Als instationäres Testbeispiel wird bei Stationierung 180 *km* die obere Randbedingung $Q_{180}(t)$ mit einer sinusförmigen Abflussganglinie der Form

$$Q_{180}(t) = Q_{min} + \frac{Q_{max} - Q_{min}}{2} \left(1 - \cos\left(\frac{\pi t}{48}\right) \right) \quad \text{für } 0 \text{ h} \leq t \leq 96 \text{ h} \quad (4.1)$$

$$Q_{180}(t) = Q_{min} \quad \text{für } t > 96 \text{ h} \quad (4.2)$$

mit $Q_{max} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ und $Q_{min} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ vorgegeben. Die Dauer des Wellenanstiegs und -abfalls beträgt jeweils 2 Tage.

In Abbildung 4.3 werden die Simulationsergebnisse aus dem allgemein anerkannten instationären Hydrodynamikmodell HEC-RAS den Ergebnissen der zu validierenden Flood-Routing-Verfahren gegenübergestellt. Es sind die an der oberen Randbedingung angesetzte Initialwelle (Stationierung 180 *km*) und die jeweiligen Abflussganglinien bei Stationierung 20 *km* dargestellt. Auf der 160 *km* langen Fließstrecke kommt es zu einer zeitlichen Verschiebung und einer Verformung der abfließenden Welle. Nach dem Vorbild von MOUSSA & BOCQUILLON (1996) sind zudem die Durchflussamplitude a und ihre Abweichung b eingetragen. Mit diesen Größen kann die prozentuale Abweichung der Durchflussamplitude mit

$$e_D = \frac{b}{a} \cdot 100 \quad (4.3)$$

bestimmt werden.

In Abbildung 4.4 ist die zur Basisvariante gehörige maximale Fließtiefe über die Zeit aufgetragen. Es fällt auf, dass die Initialwelle (180 *km*) der HEC-RAS-Ergebnisse eine gegenüber den

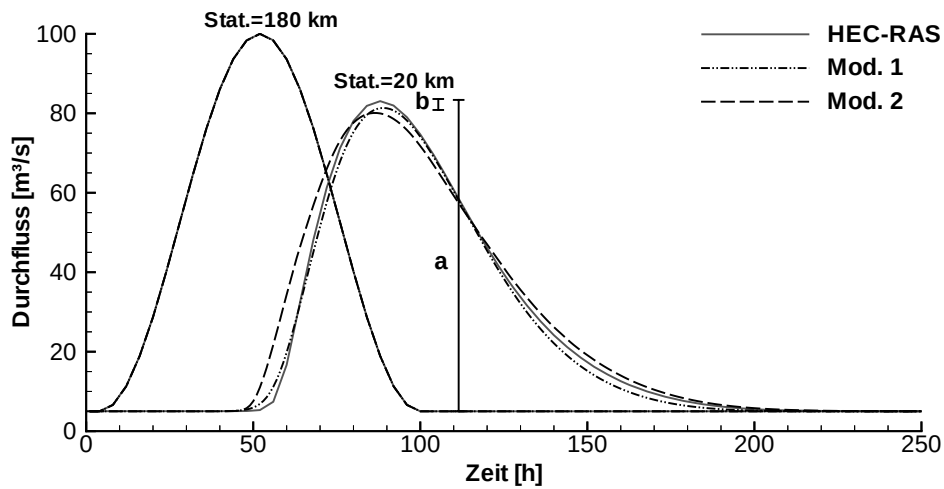


Abb. 4.3: Vergleich der Simulationsergebnisse für Q aus HEC-RAS, einem Muskingum-Cunge-Verfahren (Mod. 1) und einem diffusiven Wellenmodell (Mod. 2)

sinusförmigen Ergebnissen der Flood-Routing-Ansätze leicht verzerrte Kurve zeichnet. Diese Abweichung ist auf Hystereseeffekte zurückzuführen, die von den Flood-Routing-Ansätzen nicht berücksichtigt werden.

Neben der prozentualen Abweichung der Durchflussamplitude e_D empfehlen MOUSSA & BOCQUILLON (1996) auch den prozentualen Fehler in der Amplitude der maximalen Fließtiefe e_H mit

$$e_H = \frac{d}{c} \cdot 100 \quad (4.4)$$

zu überprüfen.

Vervollständigt wird die Validierung der Modellergebnisse durch eine Überprüfung der Massenerhaltung. Wird im abfallenden Ast der Flutwelle wieder der stationäre Basisabfluss erreicht, kann über

$$e_M = \frac{\sum_{n=1}^T Q_{180}^n - \sum_{n=1}^T Q_{20}^n}{\sum_{n=1}^T Q_{180}^n} \cdot 100 \quad (4.5)$$

der prozentuale Massenverlust ermittelt werden. Dabei ist T der Simulationszeitraum und Q_{180}^n bzw. Q_{20}^n der Durchfluss zum Zeitschritt n in dem Profil mit der Stationierung 180 km bzw. 20 km.

MOUSSA & BOCQUILLON (1996) beschreiben zwei weitere mögliche Fehlerbetrachtungen. Zum einen betrachten sie numerisch bedingte Oszillationen unmittelbar vor dem Anstieg der

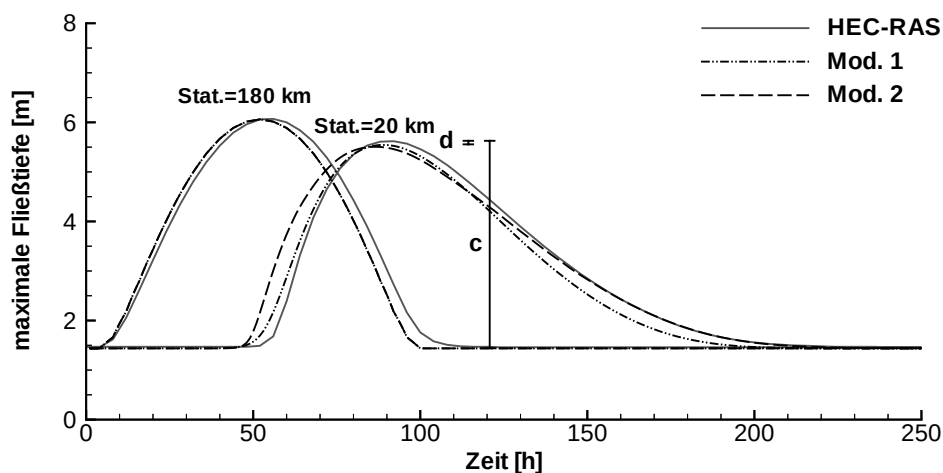


Abb. 4.4: Vergleich der Simulationsergebnisse für die Fließtiefe h aus HEC-RAS, einem Muskingum-Cunge-Verfahren (Mod. 1) und einem diffusiven Wellenmodell (Mod. 2)

Durchflusskurve. Da bei den vorgestellten Ansätzen aber keine Oszillationen festgestellt werden, kann dieser Fehler ausgeschlossen werden. Zum anderen untersuchen MOUSSA & BOCQUILLON (1996) eine zeitliche Verzögerung im Peak der Abflusskurve. Da für die später folgende Gewässergütemodellierung eine eventuelle zeitliche Verzögerung des Abflusspeaks weniger maßgebend als die bereits vorgestellten Größen ist, wird auch sie nicht explizit betrachtet.

In Übereinstimmung mit der Literatur werden prozentuale Abweichungen der Validierungsparameter bis 5 % als gut bewertet. Bis 10 % gelten die Ergebnisse als akzeptabel. Bei größeren Abweichungen wird von einer nicht mehr ausreichenden Ergebnisqualität ausgegangen.

Die verschiedenen prozentualen Fehler der zwei hydraulischen Modelle für die Basisvariante sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst.

Tab. 4.1: Prozentuale Abweichungen für die Basisvariante

	e_D	e_H	e_M
	[%]	[%]	[%]
Modellansatz 1	2,2	1,8	2,7
Modellansatz 2	3,8	2,7	-4,8

Sowohl die Genauigkeit des expliziten Muskingum-Cunge-Ansatzes (Modellansatz 1) als auch die Abweichungen des impliziten Ansatzes mit Diffusionsanalogie (Modellansatz 2) sind durchweg kleiner als 5 % und somit als gut einzustufen. Die erhöhte Abweichung bei Modellansatz 2 wird teilweise auf eine erhöhte Diffusion infolge der impliziten Berechnungsweise zurückgeführt.

HENDERSON (1966) und MAHMOOD & YEVJEVICH (1975) weisen darauf hin, dass eine unphysikalische Beeinflussung des Diffusionsbeiwertes in manchen Fällen zu besseren Ergebnissen führen kann und daher in der Praxis üblich ist. Reduziert man bei Modellansatz 2 pauschal den Diffusionskoeffizienten um 20 %, verbessert sich das Ergebnis spürbar (Abbildung 4.5). Die prozentualen Abweichungen betragen jetzt nur noch $e_D = 1,2 \%$, $e_H = 1,2 \%$ und $e_M = -3,9 \%$. Da für die Validierung allerdings keine Anpassung der Ergebnisse gewünscht ist, wird in den nachfolgenden Untersuchungen auf diese Form der Ergebnisverbesserung verzichtet.

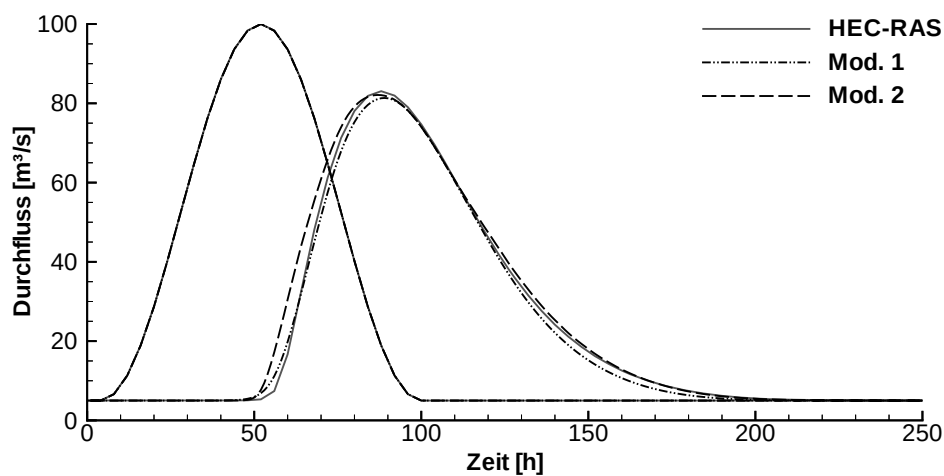


Abb. 4.5: Diffusionskoeffizient in Modellansatz 2 pauschal um 20 % verringert.

4.3.2 Fließgewässerneigung

Ein wichtiger Parameter für die Flutwellenausbreitung ist die Neigung des Fließgewässers. Sie hat einen prägenden Einfluss auf die Geschwindigkeit der Wellenausbreitung und auf den für die Verformung der Flutwelle relevanten Diffusionsbeiwert. Bei ansonsten gleichbleibenden Randbedingungen kann zu dem Einfluss der Neigung allgemein festgehalten werden, dass steilere Fließgewässer advektionsdominierter als flachere sind, und dass der diffusive Charakter der Welle bei steileren Neigungen kleiner wird. Die mit 0,1 ‰ sehr flache und damit anspruchsvoll gewählte Basisvariante (Abbildung 4.3) stellt ein stark diffusiv geprägtes Fließgewässer dar. In der Literatur werden ähnliche Untersuchungen häufig an Beispielen mit einer Neigung von 1 ft/mile gerechnet. Dies entspricht einer dimensionslosen Neigung von 0,189 ‰ und damit einer stärker advektiv geprägten Gewässergeometrie. Es zeigt sich, dass bei dieser Neigung vor allem der Muskingum-Cunge-Ansatz sehr gute Ergebnisse liefert (Abbildung 4.6).

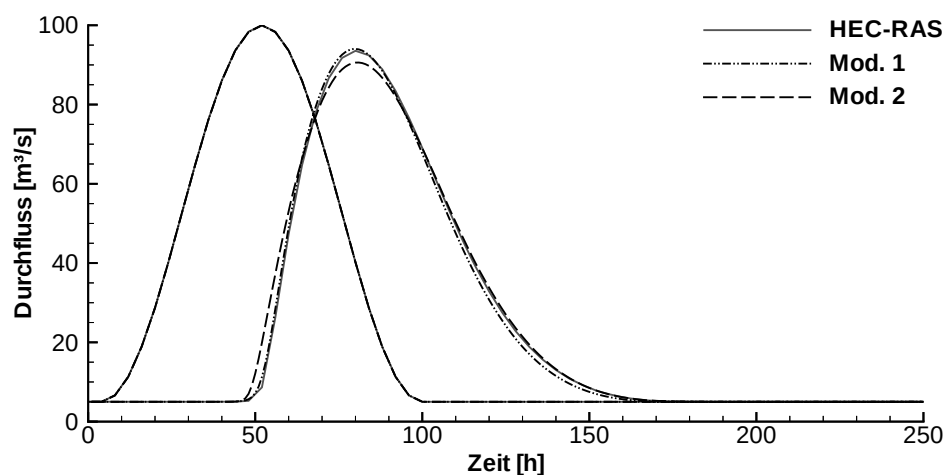


Abb. 4.6: Basisvariante mit auf 0,189 ‰ veränderter Neigung

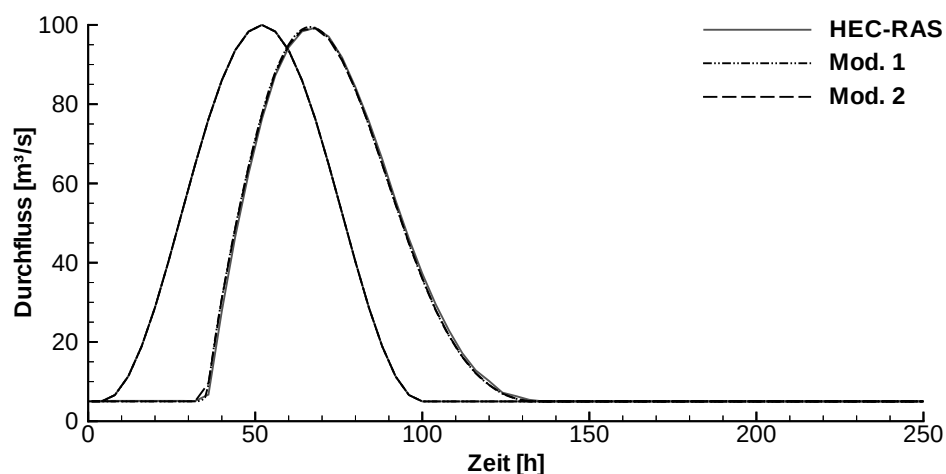


Abb. 4.7: Basisvariante mit auf 1,0 ‰ veränderter Neigung

Als Testbeispiel mit größerer Neigung wird ein Gerinne mit einer Neigung von 1,0 ‰ untersucht. Bei dieser Neigung berechnen beide Modellansätze nahezu deckungsgleiche Ergebnisse gegenüber der Validierungssimulation (Abbildung 4.7).

Die in Tabelle 4.2 dargestellten prozentualen Abweichungen zeigen, dass sich die Genauigkeit der Simulationsergebnisse mit wachsender Gerinneneigung verbessert. Lediglich die prozentualen Abweichungen der maximalen Fließtiefe e_H heben sich von diesem Trend ab. Dies ist auf eine bei steilerer Gerinneneigung niedrigere maximale Fließtiefe und daher größere Sensibilität bezüglich der Abweichungen zurückzuführen.

Tab. 4.2: Prozentuale Abweichungen bei veränderter Fließgewässerneigung

	Fließgewässerneigung [‰]	e_D [%]	e_H [%]	e_M [%]
Modellansatz 1	0,1	2,2	1,8	2,7
	0,189	-0,5	0,8	0,9
	1,0	0,1	2,2	0,1
Modellansatz 2	0,1	3,8	2,7	-4,8
	0,189	3,3	3,0	-1,4
	1,0	0,2	2,2	0,1

4.3.3 Wellenamplitude

PONCE & CHANGANTI (1994) untersuchen für eine Auswahl verschiedener Muskingum-Cunge-Ansätze den Massenverlust. Dabei identifizieren sie das Verhältnis Durchflussmaximum zu Basisabfluss $\frac{Q_{max}}{Q_{min}}$ als wichtigen Einflussfaktor. Sie variieren das Verhältnis durch Reduktion des Abflussmaximums so, dass sich $\frac{Q_{max}}{Q_{min}}$ einmal zu 4, dann zu 10 und schließlich zu 20 ergibt.

Tab. 4.3: Prozentuale Abweichungen bei verändertem Verhältnis von Abflussspitze zu Basisabfluss

	Q_{max}/Q_{min} [-]	e_D [%]	e_H [%]	e_M [%]
Modellansatz 1	20	2,2	1,8	2,7
	10	0,9	1,7	1,7
	4	-0,4	3,0	0,6
Modellansatz 2	20	3,8	2,7	-4,8
	10	3,6	3,4	-3,0
	4	3,0	5,5	-1,0

Bei der eingeführten Basisvariante mit einem maximalem Durchfluss von $100 \text{ m}^3/\text{s}$ und einem Minimalabfluss von $5 \text{ m}^3/\text{s}$ ist das Verhältnis von Abflussspitze zu Basisabfluss $\frac{Q_{max}}{Q_{min}} = 20$. Für $\frac{Q_{max}}{Q_{min}} = 10$ wird der maximale Durchfluss auf $50 \text{ m}^3/\text{s}$ und für $\frac{Q_{max}}{Q_{min}} = 4$ auf $20 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert. Aus Tabelle 4.3 kann entnommen werden, dass sich der auftretende Fehler in der Massenerhaltung mit sinkendem Verhältnis von Durchflussmaximum zu Basisabfluss spürbar verbessert.

Gleichzeitig ist mit sinkender Durchflussamplitude eine Steigerung von e_H festzustellen. Die

Ursache hierfür liegt in der bei kleinem Durchfluss geringen Fließtiefe. Ein absolut betrachtet lediglich kleiner Unterschied in der Fließtiefe bewirkt eine relativ große prozentuale Abweichung. Mit einer absoluten Differenz von weniger als $\Delta h = 7$ cm für $\frac{Q_{max}}{Q_{min}} = 4$ ist die prozentuale Übereinstimmung zwar lediglich als akzeptabel aber der absolute Fehler als klein zu bezeichnen.

4.3.4 Zeitschrittweite und Rechenzeit

Ein wichtiges Kriterium dafür, ob ein Hydraulikmodul praxistauglich in einer Langfrist-Gewässergüteprognose eingesetzt werden kann, ist die benötigte Rechenzeit. In der Literatur sind Einschätzungen zu finden, die für eindimensionale Modelle die Rechenzeit heutzutage als nicht mehr relevant erachten. Diese Quellen beziehen sich auf zeitlich begrenzte Simulationszeiträume. In der Langfristbetrachtung mit stochastischen Randbedingungen müssen je nach Aufgabenstellung mehrere tausend Hochwasserereignisse berechnet werden. Eine potentielle Rechenzeiterparnis sollte daher unbedingt genutzt werden.

Mit der einfachen Möglichkeit, eine vorab simulierte Hochwasserabflusskurve einzulesen, wird eine besonders große Zeiterparnis erreicht. Das Einlesen vorgefertigter Hydraulikdaten mit einem heute gängigem Personal Computer benötigt für die vorgestellte Basisvariante etwa 0,3 s.

Soll die Hochwasserwelle während der Langfristmodellierung mit einem Flood-Routing-Verfahren ermittelt werden, ist mit einer längeren Simulationszeit zu rechnen. Neben den zu lösenden Gleichungen und der Komplexität eines instationären Modells bestimmt vor allem die Zeitschrittweite die benötigte Rechenzeit. Der in Tabelle 4.4 dargestellte Vergleich belegt, dass die Flood-Routing-Verfahren je nach Zeitschrittweite eine Zeiterparnis von 75 % bis 90 % gegenüber einer HEC-RAS-Simulation ermöglichen. Darüber hinaus kann eine gesteigerte Rechnerleistung oder eine Parallelisierung der Simulationsläufe eine zusätzliche Rechenzeiterparnis realisieren. Diese Möglichkeiten werden in der vorliegenden Arbeit nicht weiter ausgeführt.

Neben der Rechenzeit sind in Tabelle 4.4 auch die prozentualen Abweichungen aufgeführt. Dabei wird als Validierungsziel einheitlich das Simulationsergebnis aus HEC-RAS mit einer Zeitschrittweite von $\Delta t = 5$ min gewählt.

Es fällt auf, dass für Zeitschrittweiten bis 10 Minuten nahezu keine Unterschiede in den Bewertungsgrößen festzustellen sind. Bei einer weiter ansteigenden Zeitschrittweite wächst für das explizite Muskingum-Cunge-Verfahren der Massenverlust spürbar an, bleibt aber innerhalb akzeptierter Grenzen.

Die in Kapitel 3.7.2 vorgestellten Modelleinschränkungen für das Muskingum-Cunge-Verfahren werden durch die vorgestellten Varianten nicht verletzt. Lediglich die durch Gleichung 3.58 beschränkte Zeitschrittweite ist bei Variante $\Delta t = 240$ min grenzwertig.

Tab. 4.4: Rechenzeit und prozentuale Abweichungen bei steigender Zeitschrittweite

	Zeitschrittweite [min]	Rechenzeit [s]	Rechenzeit HEC-RAS [s]	e_D [%]	e_H [%]	e_M [%]
Modellansatz 1	1	19,47	80,34	2,0	1,8	2,6
	5	5,61	33,55	2,0	1,8	2,7
	10	3,87	27,73	2,0	1,8	2,7
	60	2,39	22,45	1,7	1,7	3,4
	240	2,19	21,7	1,3	1,4	5,7
Modellansatz 2	1	19,28	80,34	3,7	2,8	-4,8
	5	5,56	33,55	3,7	2,8	-4,8
	10	3,81	27,73	3,8	2,8	-4,7
	60	2,38	22,45	4,0	3,0	-3,8
	240	2,17	21,7	-0,6	0,4	-0,8

4.3.5 Ungleichförmigkeit

FREAD (2003) empfiehlt bei einem Flood-Routing-Verfahren mit einem impliziten Differenzenschema die räumliche Diskretisierung so zu wählen, dass die Ungleichung

$$0,635 < \frac{A_{i+1}}{A_i} < 1,576 \quad (4.6)$$

eingehalten wird. Aufweitungen bzw. Verengungen, an denen diese Ungleichung nicht eingehalten wird, können nach FREAD (2003) zu einer fehlerhaften Berechnung der Flutwellenausbreitung führen.

Zur Überprüfung der beiden Modellansätze auf ihre Fehleranfälligkeit infolge Ungleichförmigkeit wird die horizontale Sohle, wie in Abbildung 4.8 dargestellt, ausgehend von einer Breite von $S1 = 5 \text{ m}$ auf $S2 = 2 \cdot S1$ bzw. auf $S2 = 5 \cdot S1$ aufgeweitet und nach einer Diskretisierungsschrittweite wieder verengt. Der Wechsel zwischen Aufweitung und Engstelle wird kontinuierlich auf den 160 *km* Fließstrecke bis zum Untersuchungsprofil fortgesetzt und so insgesamt 20 mal wiederholt.

Aus den Sohlverbreiterungen auf das Doppelte bzw. auf das Fünffache ergeben sich bei einem trapezförmigen Gerinnequerschnitt mit einer Böschungsneigung von 0,5 in Abhängigkeit von der Fließtiefe verschiedene Flächenverhältnisse $\frac{A_{i+1}}{A_i}$. In Tabelle 4.5 sind die Flächenverhältnisse für Aufweitungen und Verengungen in Abhängigkeit von der Fließtiefe aufgeführt. Es ist anzumerken, dass der zur Fließtiefe zugehörige Durchfluss hier nur ein Anhaltswert ist. Da die Beziehung zwischen Durchfluss und Fließtiefe durch Rückstau- und Beschleunigungseffekte

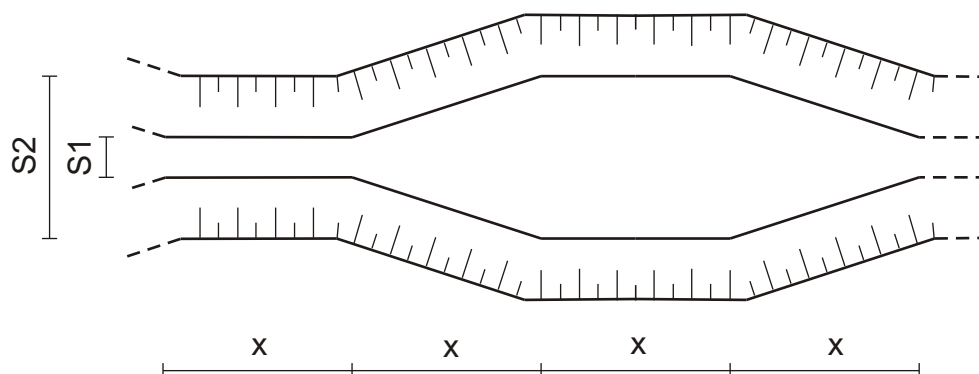


Abb. 4.8: Aufsicht auf einen 4 km langen Gerinneabschnitt mit Aufweitung und Verengung

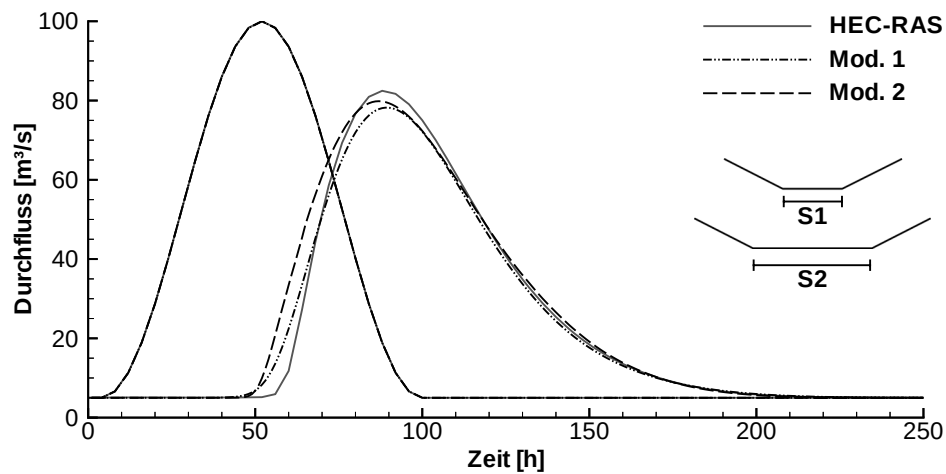
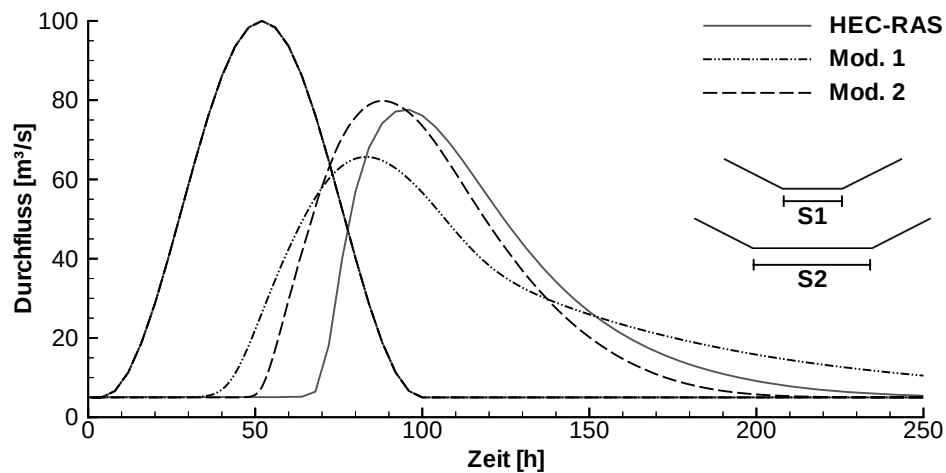
Tab. 4.5: Flächenverhältnis $\frac{A_{i+1}}{A_i}$ in Abhängigkeit der maximalen Fließtiefe

maximale Fließtiefe [m]	zugehöriger Durchfluss [m ³ /s]	S2/S1 = 2		S2/S1 = 5	
		Aufweitung [-]	Verengung [-]	Aufweitung [-]	Verengung [-]
0	0	2,00	0,50	5,00	0,20
1	3	1,71	0,58	3,86	0,26
2	11	1,56	0,64	3,22	0,31
3	25	1,45	0,69	2,82	0,35
4	46	1,38	0,74	2,54	0,39
5	72	1,33	0,75	2,33	0,43
6	110	1,29	0,77	2,18	0,46

beeinflusst wird, ist der exakte zugehörige Durchfluss von der genauen Lage und Querschnittsfläche des betrachteten Profils abhängig.

Aus Tabelle 4.5 geht hervor, dass die Ungleichung 4.6 für eine Sohlverbreiterung mit $S2/S1 = 2$ bei allen Durchflüssen oberhalb des Basisabflusses von $5 \text{ m}^3/\text{s}$ eingehalten wird. Dementsprechend wird die Hochwasserwelle von beiden Modellansätzen gut simuliert (Abbildung 4.9). Auch die prozentualen Abweichungen weisen auf keine signifikanten Fehler hin (nicht aufgeführt).

Für ein Sohlaufweitungsverhältnis $S2/S1 = 5$ wird von der Ungleichung 4.6 für alle Fließtiefen des Testbeispiels deutlich abgewichen. Bei der in Abbildung 4.10 gezeigten Validierungsrechnung ist eine große Abweichung des Muskingum-Cunge-Verfahrens (Modellansatz 1) zu beobachten. Auch die prozentualen Abweichungen zeigen mit $e_D = 16,4 \%$, $e_H = 8,9 \%$ und

Abb. 4.9: Aufweitung und Verengung mit $S1/S2 = 2$ Abb. 4.10: Aufweitung und Verengung mit $S1/S2 = 5$

$e_M = -17 \%$ einen nicht akzeptablen Fehler an. Das Muskingum-Cunge-Verfahren ist demnach besonders anfällig gegenüber großen Ungleichförmigkeiten in der Gerinnegeometrie. Für diesen Ansatz müssen daher die Querschnittsänderungen zwischen zwei benachbarten Profilen mit Hilfe einer verfeinerten Diskretisierung in dem von FREAD (2003) beschriebenen Gültigkeitsbereich gehalten werden.

Die Diffusionsanalogie (Modellansatz 2) berechnet eine verfrühte Ankunft der Flutwelle (Abbildung 4.10). Die Form der Welle sowie ihre prozentualen Abweichungen mit $e_D = -3,1 \%$, $e_H = -3,2 \%$ und $e_M = -4,5\%$ hingegen nähern das Validierungsziel gut an. Übermäßige Querschnittsänderungen sollten dennoch in einer angepassten Diskretisierung Berücksichtigung finden.

4.3.6 Vorländer

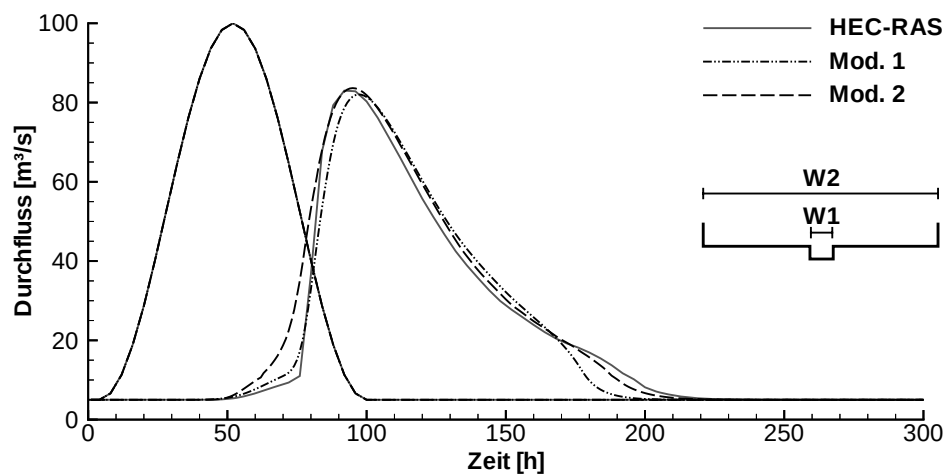
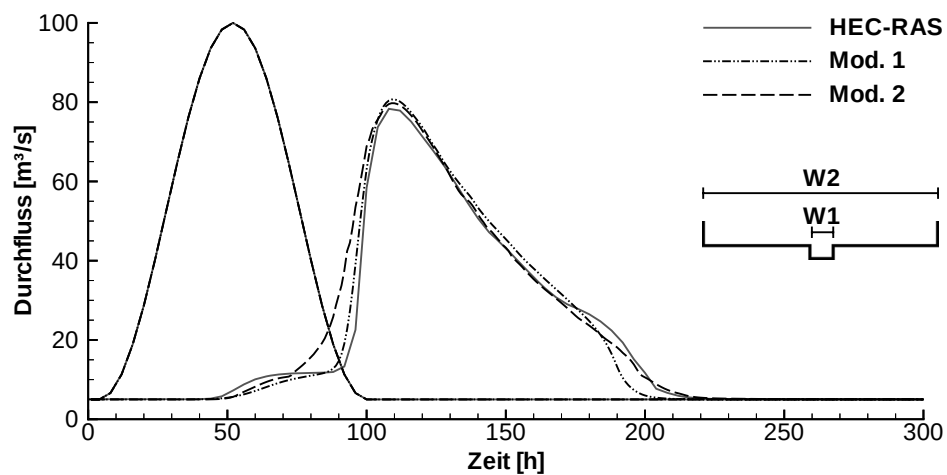
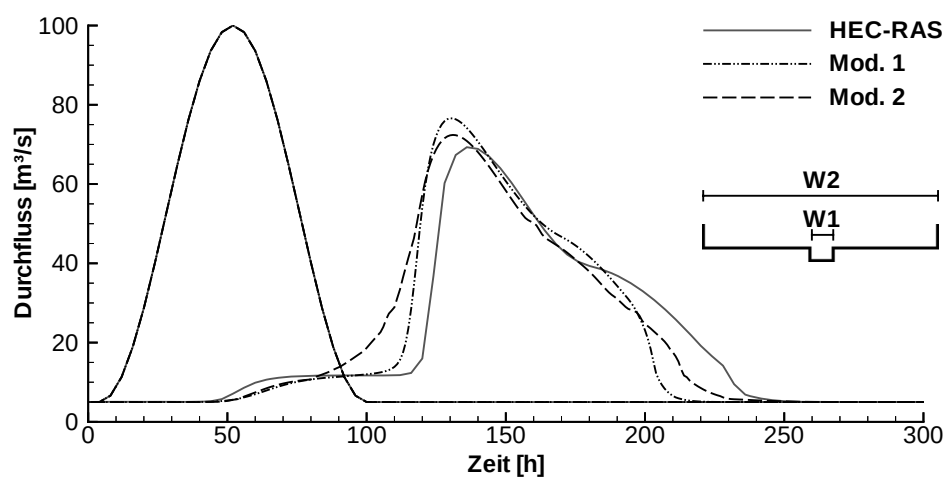
Die Morphologie natürlicher Fließgewässer ist häufig in Hauptgerinne und Vorländer unterteilt. In auf diese Weise gegliederten Gerinnen tritt bei Überschreitung eines bestimmten Abflusses das Wasser über die Begrenzung des Hauptgerinnes und überströmt ein oft flaches Vorland. Das Vorland wird im Allgemeinen durch einen Deich oder eine natürliche Geländeerhöhung in seiner Breite begrenzt.

RAUDKIVI (1979) weist darauf hin, dass Flood-Routing-Verfahren bei der Simulation überströmter Vorländer ab Überschreitung der Abflusskapazität des Hauptgerinnes zu einer fehlerhaften Berechnung neigen. Zur Überprüfung der Anwendbarkeit der erstellten Flood-Routing-Ansätze werden im Folgenden drei einfache Geometrien untersucht. Ein rechteckiges 2 m tiefes und 10 m breites Hauptgerinne mit einer Gerinneneigung in Längsrichtung von 0,1 ‰ wird mit der in Kapitel 4.3.1 vorgestellten Abflussganglinie beaufschlagt. Die Breite des Gesamtgerinnes — inklusive Hauptgerinne und Vorländern — variiert zwischen 50 m, 100 m und 200 m. Das Vorland ist auf beiden Seiten gleich breit und besitzt keine Querneigung. Ab einem Durchfluss von ca. 11 m³/s überschreitet das Wasser die Grenzen des Hauptgerinnes und überströmt auch das Vorland. Der rechteckförmige, sprunghafte Übergang vom Hauptgerinne in das neigungsfreie Vorland, die sehr flache Längsneigung und das rasche Ansteigen der Hochwasserwelle machen die gewählte Geometrie zu einem anspruchsvollen Testbeispiel.

Den Abbildungen 4.11 und 4.12 ist zu entnehmen, dass die Flutwellenausbreitung mit überströmten Vorländern bis zu einem Verhältnis Gesamtgerinnebreite zu Hauptgerinnebreite $W_2/W_1 = 10$ gut abgebildet werden kann. Lediglich im abfallenden Ast der Welle ist eine relevante Differenz zu dem mit HEC-RAS berechneten Validierungsziel zu erkennen. Auch die in Tabelle 4.6 zusammengestellten prozentualen Abweichungen e_D , e_H und e_M sind für die beiden Vorlandvarianten innerhalb akzeptabler Grenzen.

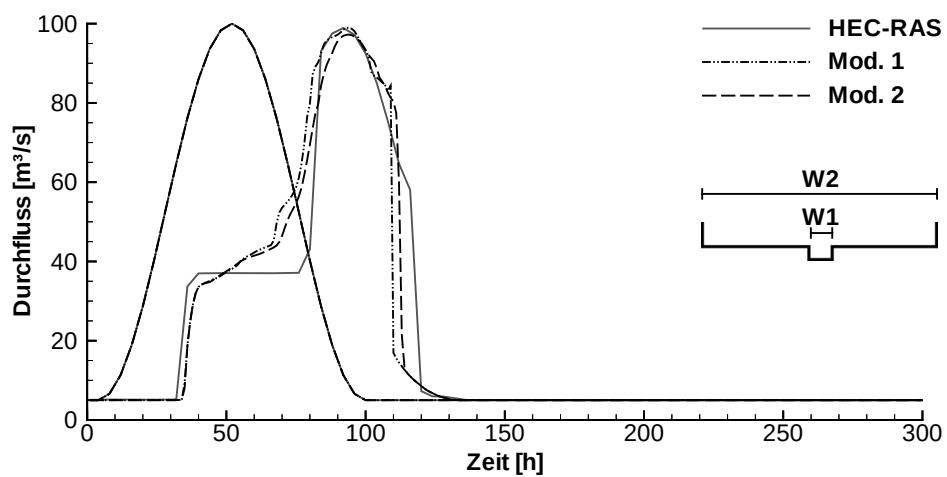
Die in Abbildung 4.13 dargestellten Abflussganglinien für $W_2/W_1 = 20$ zeigen eine weniger gute Übereinstimmung. Bei beiden Modellansätzen steigt der Wellenberg zu früh an. Bei Modellansatz 1 wird zudem das Maximum der Abflusskurve zu groß prognostiziert und der abfallende Ast des Wellenberges sinkt zu plötzlich ab. Insgesamt muss das Ergebnis als grenzwertig eingestuft werden. In den prozentualen Abweichungen kann dies besonders an der mit $e_D = 11,3 \%$ großen Abweichung der Durchflussamplitude für Modellansatz 1 festgemacht werden (Tabelle 4.6).

Wie die in Kapitel 3.6.3 vorgestellten Anwendungsgrenzen bereits vermuten lassen, ist die Übereinstimmung mit dem Validierungsziel für Gerinne mit größerer Neigung tendenziell besser. In Abbildung 4.14 sind für eine Fließgewässerneigung von $I_s = 1 \%$ und $W_2/W_1 = 20$ die Abflussganglinien aus der HEC-RAS-Simulation und der beiden Modellansätze dargestellt. Die Übereinstimmung ist hier besser als in Abbildung 4.13. Vor allem im Wellenscheitel wird das Validierungsziel gut getroffen, was sich auch in den prozentualen Abweichungen in Tabelle 4.6 niederschlägt.

Abb. 4.11: Breite Gesamtgerinne zu Hauptgerinne $W2/W1 = 5$ Abb. 4.12: Breite Gesamtgerinne zu Hauptgerinne $W2/W1 = 10$ Abb. 4.13: Breite Gesamtgerinne zu Hauptgerinne $W2/W1 = 20$

Tab. 4.6: Prozentuale Abweichungen für verschiedene Vorlandbreiten und mit veränderter Neigung

	W2/W1 [-]	Fließgewässerneigung [‰]	e_D [%]	e_H [%]	e_M [%]
Modellansatz 1	5	0,1	1,3	-0,5	0,4
	10	0,1	-3,2	-5,3	-0,6
	20	0,1	-11,3	-5,4	1,2
	20	1,0	-0,1	-3,5	2,5
Modellansatz 2	5	0,1	-0,8	-1,5	-6,2
	10	0,1	-1,9	-4,8	-5,0
	20	0,1	-4,8	-3,6	-3,1
	20	1,0	1,8	-3,3	2,3

Abb. 4.14: Breite Gesamtgerinne zu Hauptgerinne $W2/W1 = 20$ und Sohlneigung $I_s = 1 \text{ ‰}$

4.3.7 Rückstau

Besondere Einschränkungen für das Muskingum-Cunge-Verfahren

In der aus USACE (1994) übernommenen Tabelle 3.2 werden Muskingum-Cunge-Modelle für Problemstellungen mit signifikantem Rückstau als ungeeignet eingestuft. Etwas weniger scharf äußert sich FREAD (1992), der Muskingum-Cunge-Modellen die Fähigkeit abspricht, über die Zeit veränderlichen Rückstau berücksichtigen zu können. Insbesondere für die Modellierung staugeregelter Flüsse ist diese Einschränkung als kritisch zu bewerten.

Nachfolgend wird gezeigt, dass das verwendete hydraulische Konzept mit zuvor stationär berechneten hydraulischen Zustandsmatrizen diese Einschränkung in den meisten Fällen überwindet und auch veränderliche Rückstaueffekte zufriedenstellend berechnet.

Rückstau bei unregelmäßigen und geregelten Wehren

Rückstau ist ein örtlich begrenzter Aufstau eines Fließgewässers beispielsweise oberhalb eines Wehres. Um den nachfolgend simulierten Rückstau feiner aufgelöst und mit relevanter Höhe darstellen zu können, wird von der Geometrie der Basisvariante abgewichen. Die trapezförmige Basisvariante wird mit einer auf $I_S = 1 ‰$ veränderten Neigung, einer auf 45 km verkürzten Fließstrecke und anhand einer mit $\Delta x = 250 \text{ m}$ höher aufgelösten räumlichen Diskretisierung betrachtet. Ein staugeregeltes Fließgewässer wird vereinfacht abgebildet, indem bei den Stationierungen 30 km, 20 km und 10 km jeweils ein Wehr in Form einer von der Sohle aus 5 m hohen, nahezu senkrechten Wand in die Diskretisierung aufgenommen wird.

Aus grafischen Gründen wird der Vergleich des instationären Rückstaus nicht anhand von Wasserspiegellagen durchgeführt. Vielmehr wird von der Wasserspiegellage die Sohllage abgezogen und somit die maximale Fließtiefe betrachtet. Im Gegensatz zur Wasserspiegellage kann die maximale Fließtiefe über die Fließlänge beispielsweise vor Wehren ansteigen und danach wieder abfallen.

In Abbildung 4.15 ist der Verlauf der maximalen Fließtiefe zu drei ausgewählten Zeitpunkten dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die rückgestaute Fließtiefe für alle drei Zeitschnitte mit guter Übereinstimmung simuliert wird. Zurückzuführen ist dieses Ergebnis auf die stationären Vorabberechnungen, in denen der durch die Wehre hervorgerufene Rückstau bereits berücksichtigt ist.

Die für den Wellenscheitel berechneten prozentualen Abweichungen e_D , e_H und e_M werden unmittelbar oberhalb des letzten Wehres bei Stationierung 10,005 km bestimmt und sind in Tabelle 4.7 zusammengestellt. Es kann eine gute Übereinstimmung mit den Simulationsergebnissen aus HEC-RAS nachgewiesen werden.

Nach der Untersuchung von drei starr eingebauten Wehren wird nun das dritte Wehr durch ein geregeltes Wehr ersetzt und damit eine über die Zeit variable Geometrie berücksichtigt.

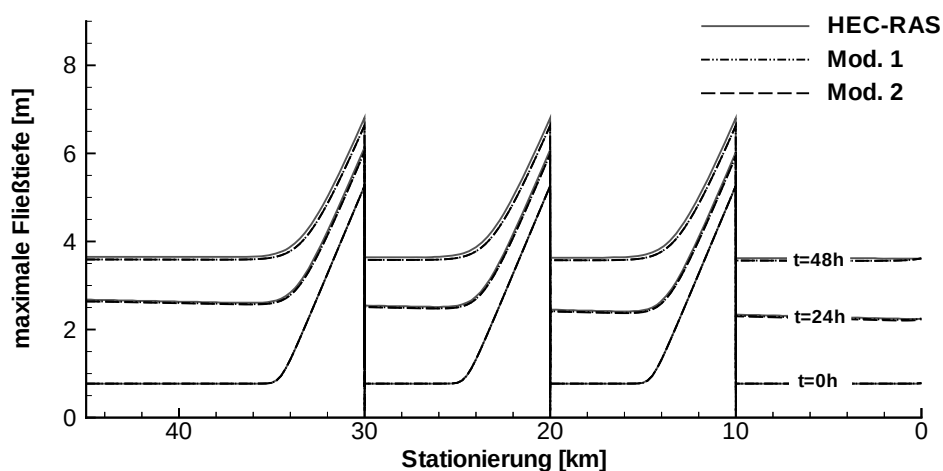


Abb. 4.15: Maximale Fließtiefe zu den Zeitpunkten $t = 0 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$ und $t = 48 \text{ h}$ mit ungeregeltem Wehr

Tab. 4.7: Prozentuale Abweichungen bei ungeregeltem Wehr oder geregeltem Wehr (Stationierung 10,005 km)

	Wehrsteuerung	e_D [%]	e_H [%]	e_M [%]
Modellansatz 1	ungeregelt	0,1	2,6	-1,2
	geregelt	0,1	3,2	-1,2
Modellansatz 2	ungeregelt	0,0	2,6	0,0
	geregelt	0,1	3,2	0,0

Bewegliche Wehre dienen neben anderen Zielen im Allgemeinen dazu, den Wasserspiegel im Oberwasser des Wehres nicht über ein definiertes Stauziel ansteigen zu lassen (DETERING, 2004). Unter Berücksichtigung der regelungstechnischen Besonderheiten einer Stauhaltung ist die Wehrsteuerung somit fließtiefen- und damit auch durchflussbezogen. Um die Anwendbarkeit des gewählten Konzeptes für veränderliche Rückstaueffekte zu demonstrieren, wird daher das dritte Wehr nach dem Zusammenhang

$$h_{Wehr} [m] = 5 \quad \text{für } Q < 10 \text{ m}^3/s \quad (4.7)$$

$$h_{Wehr} [m] = 5 - \frac{1,5}{90} \cdot (Q - 10) \quad \text{für } 10 \text{ m}^3/s < Q < 100 \text{ m}^3/s \quad (4.8)$$

$$h_{Wehr} [m] = 3,5 \quad \text{für } Q > 100 \text{ m}^3/s \quad (4.9)$$

gesteuert. h_{Wehr} gibt die Höhendifferenz zwischen Wehrüberfall und Sohle an. Das Wehr wird somit während des Hochwasserereignisses um ca. 1,5 m abgesenkt. Berücksichtigung findet

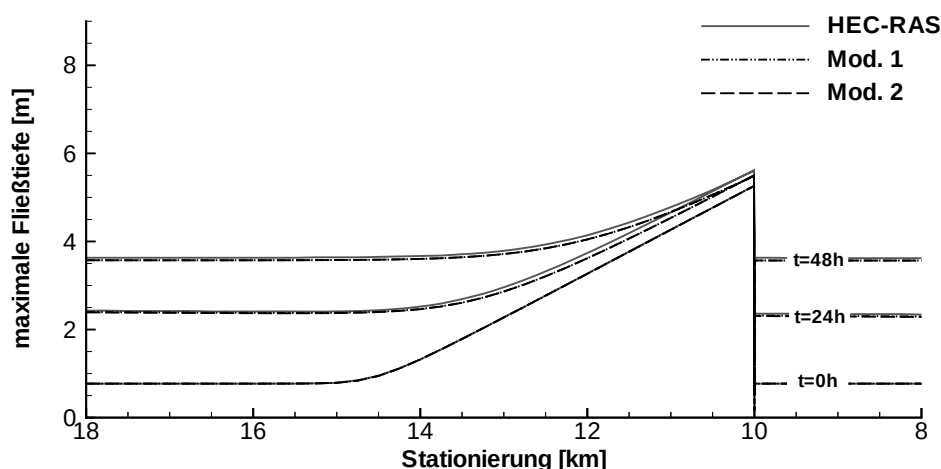


Abb. 4.16: Maximale Fließtiefe zu den Zeitpunkten $t = 0 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$ und $t = 48 \text{ h}$ mit geregelter Wehr

die Wehrsteuerung ($h_{Wehr}-Q$ -Beziehung) nicht erst im instationären Fall einer Hochwasserwelle, sondern schon in der Erstellung der Zustandsmatrizen für den stationären Fall (Kapitel 3.4.2). Diese Vorgehensweise ermöglicht eine implizite Berücksichtigung des variablen Rückstaus in Abhängigkeit vom Durchfluss Q .

In der vorliegenden Version des Validierungsmodells HEC-RAS sind geregelte Wehre nicht direkt vorgesehen. Der Öffnungsvorgang des Wehres kann aber durch die Berechnung eines kontrollierten Dammbruchs genähert werden.

Abbildung 4.16 zeigt die maximale Fließtiefe zwischen Stationierung 6 bis 16 km zu den drei Zeitpunkten 0 h, 24 h und 48 h nach Initiierung der Flutwelle. Die Ergebniskurven der Modellansätze 1 und 2 sind deckungsgleich und weichen maximal um 12 cm vom Validierungsziel ab. Auch die prozentualen Abweichungen in Tabelle 4.7 sind als gut zu bezeichnen. Beide Modellansätze sind im vorgestellten Beispiel geeignet, veränderbaren Rückstau infolge durchflussgeregelter Wehre abzubilden.

Es ist anzumerken, dass eine deutliche Abweichung der Wehrsteuerung von der berücksichtigten $h_{Wehr}-Q$ -Beziehung eine schlechtere Übereinstimmung der Modellergebnisse erwarten lässt. Auch eine beispielsweise durch ein plötzliches Absenken des Wehres entstandene Sunkwelle kann nicht abgebildet werden. Es können also Szenarien gefunden werden, für welche die vorgestellte Vorgehensweise eine fehlerhafte Fließtiefe im Rückstaubereich simuliert. Da aber Sunkwellen infolge Wehrsteuerung im Allgemeinen klein gehalten werden sollen und Abweichungen vom Stauziel die Ausnahme darstellen, wird das vorgestellte hydraulische Konzept als geeignet angesehen, Rückstau im Bereich eines geregelten Wehres zu simulieren.

Rückstau infolge von Einleitungen

Für eine Untersuchung der Rückstaueffekte infolge von seitlichen Einleitungen wird die Basisvariante, wie schon im vorherigen Kapitel, auf 45 km Fließstrecke verkürzt und mit $I_S = 1\text{ ‰}$ geneigt betrachtet. Das Gerinne wird mit $\Delta x = 250\text{ m}$ diskretisiert und es enthält im Gegensatz zu der vorherigen Untersuchung keine Wehre. Bei Stationierung 10 km wird ein Einleiter angeordnet. Die ortsabhängigen Durchflüsse im Bereich der punktuellen Einleitung werden wie in Abbildung 4.17 beschrieben benannt.

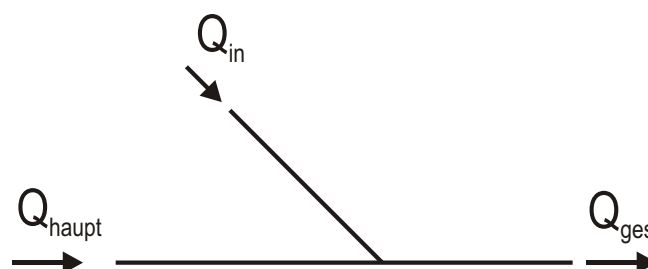


Abb. 4.17: Durchfluss vor einer Einleitung (Q_{haupt}), seitlicher Zufluss (Q_{in}) und Gesamtdurchfluss (Q_{ges})

Die Höhe und Länge des Rückstaus sind von dem Verhältnis $\frac{Q_{\text{in}}}{Q_{\text{haupt}}}$ und der Gewässergeometrie abhängig. Mit steigender seitlicher Einleitung und abnehmender Gerinneneigung wächst der Rückstau an.

Kleine Einleiter, die im Hauptgerinne einen Rückstau mit kürzerer Staulänge als die Diskretisierungsschrittweite verursachen, erzeugen im Modell aufgrund der diskreten Betrachtungsweise keinen Rückstau effekt und können hier vernachlässigt werden. Um die Auswirkungen des Rückstaus bei seitlicher Einleitung zu verdeutlichen, werden im Folgenden Einleitungen mit einem großen Verhältnis $\frac{Q_{\text{in}}}{Q_{\text{haupt}}}$ betrachtet.

In einem ersten Beispiel wird mit $Q_{\text{in}}(t) = Q_{\text{in,max}} = 10\text{ m}^3/\text{s}$ eine konstante seitliche Einleitung angesetzt. Um den Einfluss der seitlichen Zuleitung nicht durch eine sehr groß gewählte Abflussganglinie im Hauptgerinne (Q_{haupt}) zu überdecken, wird für die Flutwelle im Hauptgerinne die in Kapitel 4.3.3 bereits untersuchte sinusförmige Ganglinie mit $\frac{Q_{\text{max}}}{Q_{\text{min}}} = 4$ und $Q_{\text{max}} = 20\text{ m}^3/\text{s}$ angesetzt. Der resultierende Abflusslängsschnitt ist in Abbildung 4.18 zu drei Zeitpunkten dargestellt.

In Abbildung 4.19 wird die maximale Fließtiefe zu drei Zeitpunkten gezeigt. Deutlich ist der rückstaubedingte Anstieg der maximalen Fließtiefe zu erkennen. Der Vergleich mit HEC-RAS zeigt, dass die über die Fließstrecke ansteigende Fließtiefe sehr genau berechnet wird. Zur Ermittlung der prozentualen Abweichungen wird das Profil vor der Einleitstelle bei Stationierung 10,250 km betrachtet. Die in Tabelle 4.8 aufgeführten geringen Abweichungen zeigen, dass der Abfluss gut abgebildet und die Massentreue eingehalten wird. Die Berechnung der

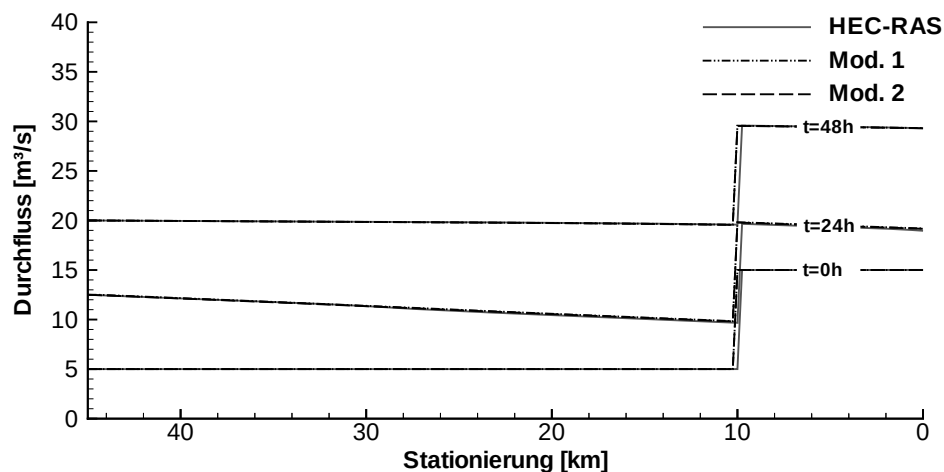


Abb. 4.18: Durchfluss zu den Zeitpunkten $t = 0 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$ und $t = 48 \text{ h}$ mit einer Einleitung $Q_{in} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$

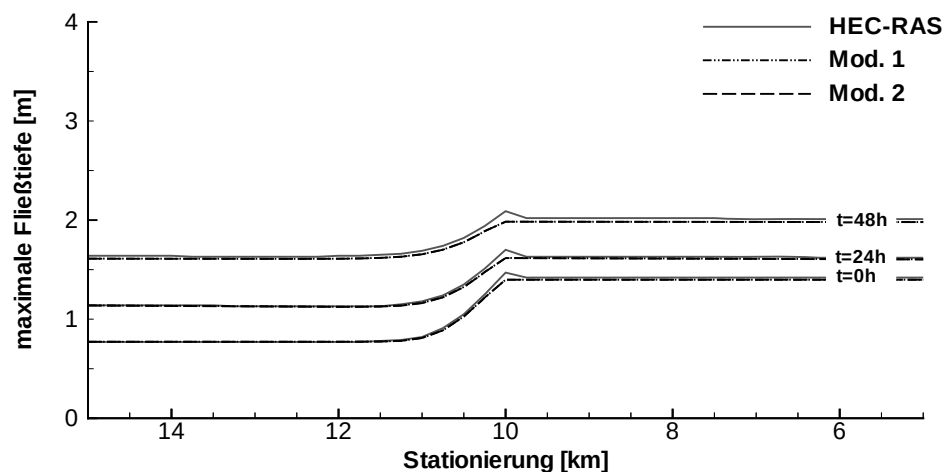


Abb. 4.19: Maximale Fließtiefe zu den Zeitpunkten $t = 0 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$ und $t = 48 \text{ h}$ mit einer Einleitung $Q_{in} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$

Fließtiefe weist eine absolute Differenz von weniger als 5 cm und damit ebenfalls ein gutes Ergebnis auf. Da die Wellenhöhe bei diesem Testfall relativ klein ist, liegt die prozentuale Abweichung mit $e_H = 6,8 \%$ vergleichsweise hoch.

Die in Abbildung 4.19 gezeigte gute Übereinstimmung im Verlauf der Fließtiefe über die Fließstrecke ist auf die im Vorfeld bereits bekannte Einleitmenge zurückzuführen. Schon bei Erstellung der Zustandsmatrizen kann die konstante Einleitung in der richtigen Höhe berücksichtigt werden.

In der Natur sind seitliche Zuflüsse oft nicht konstant. Daher wird nun in drei Testfällen der bislang konstante Einleiter durch einen zeitlich variablen Einleiter ersetzt. Dazu wird zunächst der sinusförmige Abfluss im Hauptgerinne wieder auf die Abflussganglinie der Basisvariante

Tab. 4.8: Prozentuale Abweichungen bei konstanter seitlicher Einleitung (Stationierung 10,250 km)

	Q_{in} [m ³ /s]	e_D [%]	e_H [%]	e_M [%]
Modellansatz 1	10	0,0	6,8	0,0
Modellansatz 2	10	0,0	6,8	0,0

nach den Gleichungen 4.1 und 4.2 mit $Q_{max} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ angehoben. Die Abflussganglinie der seitlichen Einleitung Q_{in} wird nun ebenfalls nach den Gleichungen 4.1 und 4.2 berechnet. Allerdings wird eine zeitliche Verzögerung von 4 h angesetzt, um ein Aufeinandertreffen der Abflussmaxima zu realisieren. Bei Erstellung der hydraulischen Zustandsmatrizen wird davon ausgegangen, dass die variable seitliche Einleitung immer genauso groß ist wie der Abfluss im Hauptgerinne. Die Vorabberechnungen werden also unter Berücksichtigung der Korrelation $Q_{in} = Q_{haupt}$ durchgeführt und der vorab angenommene maximale Zufluss aus der seitlichen Einleitung beträgt somit $Q_{in,max} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Häufig erzeugen großräumige Wetterlagen Hochwasserereignisse. Große Abflüsse im Hauptgerinne haben dann den gleichen Ursprung wie die erhöhten Abflüsse im Nebengerinne und sind somit nicht unabhängig voneinander. In diesen Fällen kann in einer Abflussstatistik eine gewisse Korrelation zwischen dem erhöhten Abfluss im Hauptgerinne Q_{haupt} und dem erhöhten Abfluss im Nebengerinne Q_{in} gefunden werden. Bei großen Einzugsgebieten oder sehr ungleich verteilten Niederschlagsereignissen kann die Korrelation zwischen den Abflüssen Q_{haupt} und Q_{in} mitunter aber auch gering sein.

Bei den folgenden drei Testfällen wird daher untersucht, wie gut die Ergebnisse des hydraulischen Moduls sind, wenn bei einer Hochwassersimulation die in den hydraulischen Zustandsmatrizen angenommene Korrelation genau eingehalten, von ihr mäßig abgewichen oder diese gar nicht eingehalten wird. Zu diesem Zweck werden mit den für $Q_{in,max} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ festgelegten hydraulischen Zustandsmatrizen drei Hochwasserereignisse mit jeweils unterschiedlichen Abflusskurven für die Einleitung berechnet. Mit $Q_{in,max} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ wird eine Variante mit sehr guter Übereinstimmung mit der Korrelation, mit $Q_{in,max} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ eine Variante mit nur mäßiger Übereinstimmung mit der Korrelation und mit $Q_{in,max} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ eine Variante ohne Übereinstimmung mit der für die Vorabberechnungen angesetzten Korrelation untersucht.

In drei Diagrammen (Abbildung 4.20) ist die Entwicklung der Fließtiefe über die Fließstrecke für die drei Testfälle dargestellt. Bei Betrachtung der Ergebnisse aus HEC-RAS fällt eine kleine Spitze unmittelbar vor der Einleitstelle auf. Dieser Anstieg der Fließtiefe ist darauf zurückzuführen, dass vor der Einleitstelle eine niedrigere Fließgeschwindigkeit als hinter der Einleitstelle vorherrscht. Nach der Bernoulligleichung (BOLLRICH, 2000) führt diese Geschwindigkeitsdifferenz bei nahezu gleichbleibender Energiehöhe zu einer erhöhten Fließtiefe vor der

Einleitstelle. Die Ergebnisse aus **LGpro** im oberen Diagramm mit $Q_{in,max} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ zeigen diese Spitze nicht. Insgesamt wird die Fließtiefe im oberen Diagramm dennoch gut abgebildet.

Die Auswirkungen einer Abweichung von der Abflusskorrelation werden aus dem mittleren und dem unteren Diagramm ersichtlich. Die mit den hydraulischen Zustandsmatrizen überschätzte seitliche Einleitung führt zu einem fehlerhaften Anstieg der Fließtiefe. Die in Tabelle 4.9 aufgeführten prozentualen Abweichungen befinden sich bei $Q_{in,max} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ noch in akzeptierten Grenzen. Wenn die Korrelation mit $Q_{in,max} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ grob verletzt wird, treten aber für e_H lokal begrenzte Abweichungen auf, die deutlich außerhalb akzeptierter Grenzen liegen. Die prozentualen Abweichungen e_D und e_M sind bei allen Testfällen sehr klein.

Tab. 4.9: Prozentuale Abweichungen bei variabler seitlicher Einleitung (Stationierung 10,250 km)

	$Q_{in,max}$ [m^3/s]	e_D [%]	e_H [%]	e_M [%]
Modellansatz 1	100	0,0	10,0	0,0
	50	0,0	-9,3	0,0
	5	0,1	-46,4	0,0
Modellansatz 2	100	0,0	10,0	0,0
	50	0,1	-9,3	0,0
	5	0,1	-46,4	0,0

Anhand von Abbildung 4.20 wird deutlich, dass der Einfluss eines gegebenenfalls vorab nicht passend berechneten Rückstaus lediglich lokal begrenzte Auswirkungen hat. Nur oberhalb der Einleitstelle bis zur Stauwurzel pflanzt sich der Fehler fort und nimmt dabei mit der Entfernung von der Einleitstelle schnell ab.

Insgesamt kann geschlossen werden, dass das vorgestellte hydraulische Konzept konstante Einleitungen gut abbilden kann. Auch für leicht variable Einleitungen können ähnlich gute Ergebnisse erwartet werden. Bei stark variablen Einleitungen hängt die Ergebnisqualität von der Korrelation der seitlichen Einleitung zum Hauptgerinne ab. Bei hohen oder zumindest mäßigen Korrelationen kann ein insgesamt ausreichend gutes Ergebnis erzielt werden. Erst wenn die Korrelation sehr gering ist, stoßen die vorgestellten Berechnungsverfahren an ihre Grenzen.

Abgemindert werden die Auswirkungen eines potentiell fehlerhaft berechneten Rückstaus dadurch, dass nur bei großen Einleitungen ein relevanter Rückstau entsteht und dieser nur lokal begrenzte Auswirkungen hat. Sollten sich trotzdem bei einzelnen Beispielen nicht akzeptable Abweichungen ergeben, könnte dies durch die Erstellung verschiedener hydraulischer Zustandsmatrizen für unterschiedliche Einleitszenarien behoben werden.

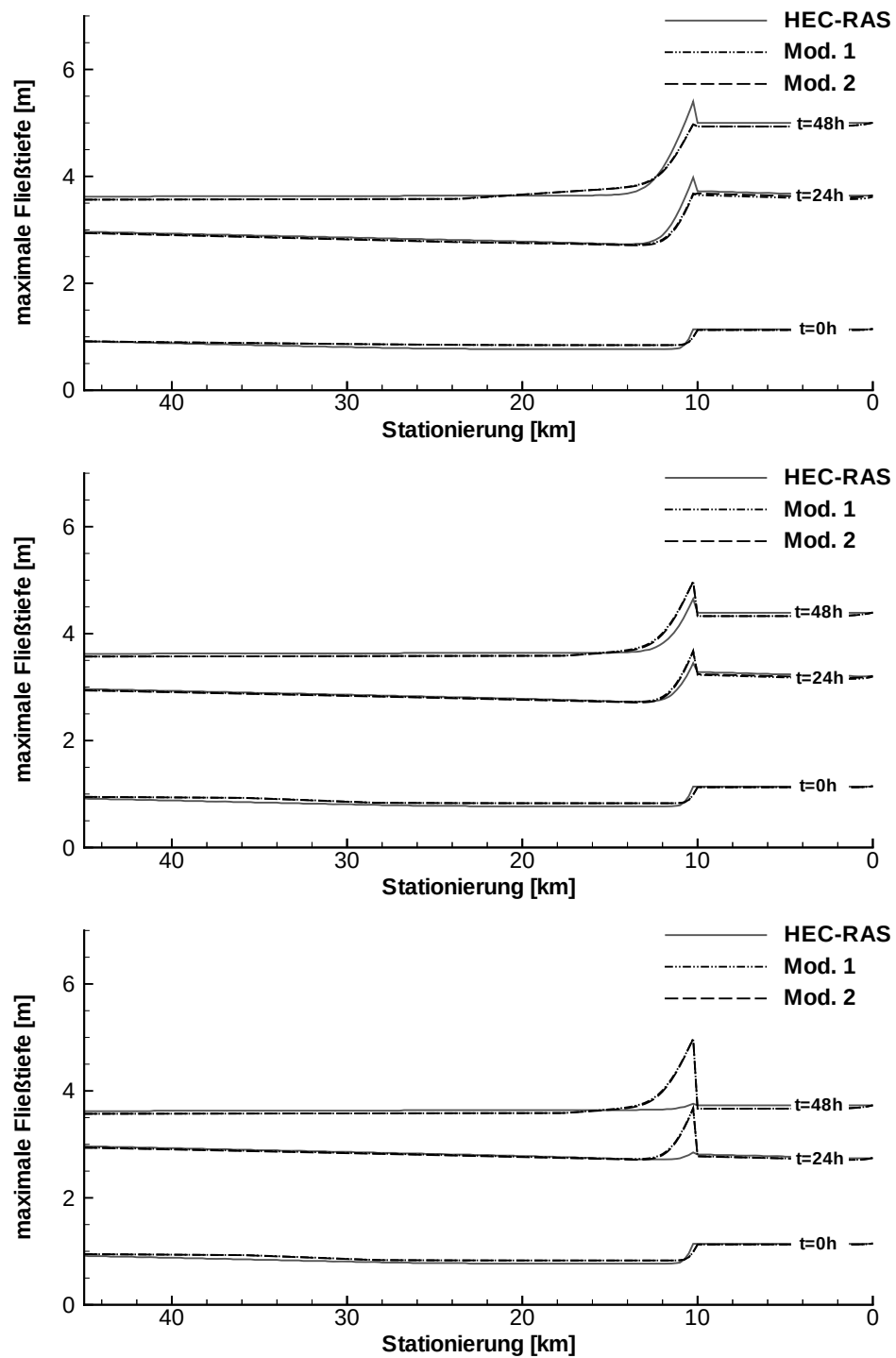


Abb. 4.20: Maximale Fließtiefe zu den Zeitpunkten $t = 0 \text{ h}$, $t = 24 \text{ h}$ und $t = 48 \text{ h}$ bei einer sinusförmigen Einleitung nach Gleichung 4.1 und 4.2 mit $Q_{in,min} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ und $Q_{in,max} = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ (oben), $Q_{in,max} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ (mittig) bzw. $Q_{in,max} = 5 \text{ m}^3/\text{s}$ (unten)

4.4 Fazit

Das in Kapitel 3 entwickelte Hydraulikmodul erweist sich als geeignetes Hilfsmittel für die durchzuführende Langfrist-Gewässergütemodellierung. Mit der Kombination aus stationärer und instationärer Berechnung und der Umsetzung von Flood-Routing-Verfahren können die notwendigen hydraulischen Berechnungen auch über größere Zeitspannen innerhalb einer kurzen Rechenzeit ermöglicht werden. In Kapitel 4 kann an unterschiedlichen Beispielen die ausreichende Genauigkeit der instationären Modellansätze nachgewiesen werden. In anspruchsvollen Testbeispielen werden teilweise die Grenzen der Modellansätze gezeigt.

Aufgrund der vorgestellten Untersuchungen wird der als Modellansatz 2 bezeichnete hydraulische Modellierungsansatz einer diffusiven Welle für die weiteren Berechnungen verwendet. Für dieses Verfahren sprechen vor allem die besseren Ergebnisse bei der Modellierung von Vorländern und Ungleichförmigkeiten sowie das implizite und daher stabilere Berechnungsverfahren. Letzteres ermöglicht große Zeitschrittweiten bei der instationären Modellierung und bietet damit größeres Potential, die Rechenzeit zu verkürzen.

5 Entwicklung und Validierung des Stofftransportmoduls

5.1 Allgemeines

Eine ganzheitliche Gewässergütemodellierung setzt sich aus der hydraulischen Betrachtung der Fließprozesse sowie der Modellierung der Stofftransport- und Transformationsprozesse zusammen. Dabei kann die Hydraulik vom Stofftransport entkoppelt betrachtet werden, sofern durch chemisch-physikalische Prozesse die Viskosität bzw. die Dichte und somit das Fließverhalten nicht maßgeblich verändert wird (MARTIN & MCCUTCHEON, 1999). Die hydraulischen Größen können also monodirektional in die Gütebetrachtung eingebunden werden.

Wie bei der hydraulischen Modellierung resultiert aus der diskreten Betrachtungsweise des Stofftransports eine vereinfachte Abbildung der Natur. Vor allem bei einer langfristig ausgerichteten und auf dem Monte-Carlo-Verfahren basierenden Simulation ist eine räumlich und zeitlich hoch aufgelöste Betrachtungsweise nicht praktikabel. Zur Simulation der Gewässergüte kommen daher im Rahmen dieser Arbeit zwei eindimensionale Module zum Einsatz. Während in längeren Perioden mit nahezu gleichbleibenden Randbedingungen ein statisches Modul ausreichend genaue Ergebnisse liefert und eine erhebliche Rechenzeitreduzierung ermöglicht, wird für Perioden stark wechselnder Randbedingungen ein dynamisches Modul eingesetzt.

Das statische Modul basiert auf SCHLAEGER (2003) und wird im Rahmen dieser Arbeit weiterentwickelt. Die darin verwendeten Transformationsgleichungen werden auch im dynamischen Modul soweit wie möglich identisch eingesetzt. Diese Übereinstimmung führt zu einer hohen Kompatibilität der beiden Module. Der für eine zeitliche Nestung erforderliche Datenaustausch wird auf diese Weise erleichtert und die Übernahme von Kalibrierungserkenntnissen von dem einen ins andere Modul ist so teilweise möglich.

5.2 Allgemeiner Stofftransport

5.2.1 Advektions-Dispersionsgleichung

Die Ausgangsgleichung der eindimensionalen dynamischen Gewässergütemodellierung ergibt sich aus der Betrachtung der Massenerhaltung. Dabei wird die Massenbilanz durch einen advektiven und diffusiven Austausch, seitliche Zuflüsse oder Entnahmen und durch Massenänderungen infolge von Stofftransformationen bestimmt. Die grundlegende Massentransport-

gleichung zur mathematischen Beschreibung des eindimensionalen Stofftransports lässt sich als

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{\partial (AD_L \frac{\partial C}{\partial x})}{\partial x} dx - \frac{\partial (vAC)}{\partial x} dx + s + A \cdot dx \frac{dC}{dt} \quad (5.1)$$

formulieren (BROWN & BARNWELL, 1985). Dabei steht m für die Masse, D_L für den längsgerichteten Dispersionskoeffizient, C für die Stoffkonzentration, s für externe Quellen bzw. Senken und dx für einen Teil der Fließstrecke. Unter der Voraussetzung, dass sich die Transformationsprozesse in dem Volumen $A \cdot dx$ durch Gleichungen nullter und erster Ordnung abbilden lassen, kann diese Gleichung auch als

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{\partial (AD_L \frac{\partial C}{\partial x})}{\partial x} dx - \frac{\partial (vAC)}{\partial x} dx + Q_{in}C_{in} - Q_{out}C + A(k_0 + k_1C) dx \quad (5.2)$$

formuliert werden. k_0 bzw. k_1 stehen für alle zusammengefassten Reaktionsraten nullter bzw. erster Ordnung, zu denen beispielsweise auch die Erosions- und die Sedimentationsrate gehören. Die externen Quellen und Senken werden hier ausformuliert und die Indices *in* und *out* markieren jeweils einen Zufluss bzw. eine Entnahme.

Unter Berücksichtigung von $\partial m = \partial (AC) dx$, der Kontinuitätsgleichung $Q = v \cdot A$ und nach der Division durch dx kann Gleichung 5.2 zu

$$\frac{\partial (AC)}{\partial t} = \frac{\partial (AD_L \frac{\partial C}{\partial x})}{\partial x} - \frac{\partial (QC)}{\partial x} + \frac{Q_{in}C_{in}}{dx} - \frac{Q_{out}C}{dx} + Ak_0 + Ak_1C \quad (5.3)$$

umgestellt werden.

Das Auflösen der Differentiale nach der Produktregel und die Division durch die Querschnittsfläche A liefern

$$\frac{\partial C}{\partial t} + \frac{Q}{A} \frac{\partial C}{\partial x} + \frac{C}{A} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{C}{A} \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial (AD_L \frac{\partial C}{\partial x})}{A \partial x} + \frac{Q_{in}C_{in}}{A dx} - \frac{Q_{out}C}{A dx} + k_0 + k_1C \quad (5.4)$$

Mit der Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{Q_{in}}{dx} - \frac{Q_{out}}{dx} \quad (5.5)$$

und einer Umwandlung der punktförmigen Quellen in eine Einleitung über die Länge

$$Q_{in} = q_{in} \cdot dx \quad (5.6)$$

ergibt sich die Advektions-Dispersionsgleichung, wie sie in ähnlicher Form in zahlreichen Gewässergütemodellen verwendet wird (MÜLLER, 2002; MARTIN & WOOL, 2002; DHI, 2004)

$$\underbrace{\frac{\partial C}{\partial t}}_{\text{Speicher}} = - \underbrace{\frac{Q}{A} \frac{\partial C}{\partial x}}_{\text{Advektion}} + \underbrace{\frac{\partial (AD_L \frac{\partial C}{\partial x})}{A \partial x}}_{\text{Dispersion}} + \underbrace{\frac{q_{\text{in}}}{A} (C_{\text{in}} - C)}_{\text{externe Quellen und Senken}} + \underbrace{-k_0 + k_1 C}_{\text{interne Quellen und Senken}} . \quad (5.7)$$

Der Speicherterm stellt dabei die ortsspezifische Konzentrationsänderung eines Stoffes über die Zeit dar. Die Konzentrationsänderung wird durch die auf der rechten Seite dargestellten Transport- und Transformationsprozesse hervorgerufen. Die Advektion wird durch die mittlere Strömungsgeschwindigkeit und die Fließrichtung des Gewässers vorgegeben. Im Dispersionsterm sind turbulente und molekulare Diffusionsprozesse und der Transport aufgrund örtlicher Geschwindigkeitsschwankungen (Dispersion) zusammengefasst (JOKIEL, 1995). Als externe Quellen und Senken werden konzentrationsrelevante Zuflüsse bzw. Wasserentnahmen bezeichnet. Interne Quellen und Senken resultieren aus Interaktionen mit dem Sediment sowie aus physikalischen, chemischen oder biologischen Umwandlungsprozessen.

5.2.2 Längsdispersion

Ausgehend von den verbreiteten Ansätzen zur Berechnung des Koeffizienten für Längsdispersion (z. B. FISCHER, 1979) suchen SEO & CHEONG (1998) und DENG et al. (2001) nach einer adäquateren Gleichung für den Dispersionskoeffizient D_L . Anhand eines Vergleichs mit insgesamt 73 Naturmessungen zeigen DENG et al. (2001), dass mit dem Zusammenhang

$$D_L = \frac{0,15}{8\epsilon_{t0}} \left(\frac{b}{h} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{v}{v_*} \right)^2 h v_* \quad (5.8)$$

eine verbesserte Abschätzung möglich ist. Hierin steht h für die mittlere Fließtiefe und v für die mittlere Fließgeschwindigkeit. Der transversale Mischungskoeffizient ϵ_{t0} wird von DENG et al. (2001) mit

$$\epsilon_{t0} = 0,145 + \frac{1}{3520} \left(\frac{v}{v_*} \right) \left(\frac{b}{h} \right)^{1,38} \quad (5.9)$$

bestimmt und SEO & CHEONG (1998) berechnen die Schergeschwindigkeit v_* mit

$$v_* = \sqrt{g R_{hyd} I_E} . \quad (5.10)$$

Der Dispersionskoeffizient ist somit vollständig von Ergebnissen der hydraulischen Berechnung abhängig und kann während der Simulation ermittelt werden.

5.3 Numerische Umsetzung der eindimensionalen Advektions-Dispersionsgleichung

5.3.1 Umsetzung der Advektions-Dispersionsgleichung für den statischen Fall

Für den statischen Fall entfällt die in Gleichung 5.7 beschriebene Ableitung der Konzentration nach der Zeit. In advektionsdominierten Flüssen kann bei statischer Betrachtungsweise zudem die Längsdispersion vernachlässigt werden (LOUCKS et al., 1981), so dass SCHLAEGGER (2003) die Ausgangsgleichung seines statischen Gewässergütemodells zu

$$\frac{dC}{dx} = \frac{Q_{\text{in}}}{Qdx} (C_{\text{in}} - C) + \frac{A}{Q} (k_0 + k_1 C) \quad (5.11)$$

vereinfacht. Mit der Reduzierung der Transportgleichung kann die Modellvorstellung eines Plug-Flow-Systems angewendet werden (LOUCKS et al., 1981). Dabei wird von hintereinandergeschalteten volldurchmischten Reaktoren ausgegangen, in denen sich die Aufenthaltszeit eines imaginären Partikels durch den Quotient aus Profilabstand und Fließgeschwindigkeit ergibt. Jeder Reaktor steht über Austauschvorgänge nullter oder erster Ordnung mit dem Sediment und gegebenenfalls mit Stillwasserzonen in Kontakt. Da diese Elemente wiederum als Reaktoren aufgefasst werden können, nennt SCHLAEGGER (2003) die Modellvorstellung Mehrkomponenten-Plug-Flow-System.

Die in der Advektions-Dispersionsgleichung 5.7 zusammenfassend als interne Quellen und Senken bezeichneten Terme nullter und erster Ordnung enthalten neben Austausch- und Transformationsprozessen auch Abhängigkeiten von anderen Gewässergüteparametern und damit Prozesse zweiter Ordnung. Die Abhängigkeiten können im einfachen Fall einseitig sein, häufig sind sie jedoch wechselseitig. Zur mathematischen Lösung solch wechselseitiger Beziehungen bietet sich eine Iteration an. SCHLAEGGER (2003) wählt den Weg einer Iteration über die Fließlänge und nennt diese Vorgehensweise räumliche Iteration (Abbildung 5.1). Da auf diese Weise ein gesteigerter Rechenaufwand für jedes einzelne Plug-Flow-Element vermieden werden kann, wird diese Vorgehensweise für das statische Gütemodul beibehalten.

Sind die Stoffkonzentrationen C_1 und C_2 durch zwei einfache Beziehungen in der Form

$$v \frac{dC_1}{dx} = -k_1 \cdot C_1 + k_2 \cdot C_2 \quad \text{und} \quad (5.12)$$

$$v \frac{dC_2}{dx} = +k_1 \cdot C_1 - k_2 \cdot C_2 \quad (5.13)$$

miteinander verknüpft, wird bei der räumlichen Iteration die unbekannte Größe $C_{1,i+1}$ am Profil $i + 1$ aus den bekannten Größen $C_{1,i}$ und $C_{2,i}$ berechnet. Zur Berechnung von $C_{2,i+1}$ wird dann auf die nun bekannten Größen $C_{1,i+1}$ und $C_{2,i}$ zurückgegriffen (Abbildung 5.1). SCHLAEGGER (2003) zeigt in Abhängigkeit von der Größe der Reaktionsraten und dem Profilabstand dx die Eignung des vorgestellten Ansatzes.

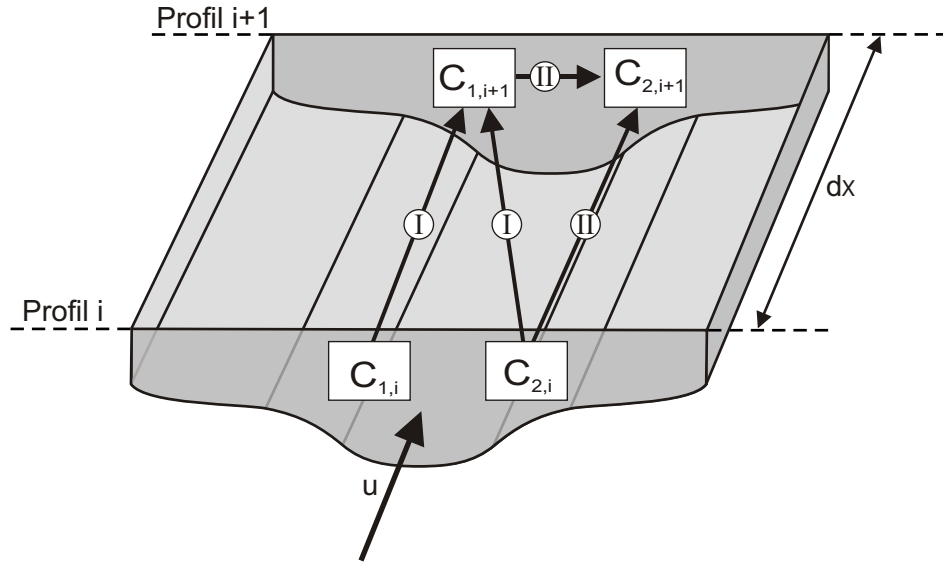


Abb. 5.1: Schematische Abfolge der räumlichen Iteration (Schlaeger, 2003)

5.3.2 Umsetzung der Advektions-Dispersionsgleichung für den dynamischen Fall

Im dynamischen Fall werden alle Terme der Advektions-Dispersionsgleichung 5.7 vollständig berücksichtigt. Umgesetzt wird die numerische Berechnung mit dem schon in Kapitel 3.7.3 beschriebenen Preissmann-Verfahren. Wird für die Berechnung von Vermischungsprozessen und Transformationsprozessen erster Ordnung

$$\theta C_i^{n+1} + (1 - \theta) C_i^n = C_i^{n+1} \quad (5.14)$$

genähert, kann Gleichung 5.7 nach dem Preissmann-Verfahren als

$$\begin{aligned} \frac{C_i^{n+1} - C_i^n}{2\Delta t} = & \theta \left(-\frac{Q_i}{A_i} \frac{C_i^{n+1} - C_{i-1}^{n+1}}{\Delta x_i} + \frac{D_i A_i (C_{i+1}^{n+1} - C_i^{n+1}) - D_{i-1} A_{i-1} (C_i^{n+1} - C_{i-1}^{n+1})}{A_i \Delta x_i^2} \right) \\ & + (1 - \theta) \left(-\frac{Q_i}{A_i} \frac{C_i^n - C_{i-1}^n}{\Delta x_i} + \frac{D_i A_i (C_{i+1}^n - C_i^n) - D_{i-1} A_{i-1} (C_i^n - C_{i-1}^n)}{A_i \Delta x_i^2} \right) \\ & + \frac{Q_{in}}{A_i \Delta x_i} (C_{in} - C_i^{n+1}) + k_0 + k_1 C_i^{n+1} - \frac{C_{i-1}^{n+1} - C_{i-1}^n}{2\Delta t} \end{aligned} \quad (5.15)$$

formuliert werden.

Wechselseitige Abhängigkeiten zwischen zwei Stoffen können aufgrund des impliziten Anteils im Preissmann-Verfahren nicht wie im statischen Fall über eine räumliche Iteration gelöst werden. Vielmehr wird in analoger Vorgehensweise eine Iteration über die Zeit gewählt. Für den einfachen Fall, dass sich zwei Güteparameter gegenseitig nach den Gleichungen 5.12 und 5.13 beeinflussen, wird nachfolgend die zeitliche Iteration vorgestellt.

Wie in Abbildung 5.2 dargestellt, wird ausgehend vom bekannten Zeitschritt n mit den Stoffkonzentrationen C_1^n und C_2^n die Stoffkonzentration C_1^{n+1} über die gesamte Fließlänge berechnet. Dabei werden in Abbildung 5.2 aus Gründen der Übersichtlichkeit die infolge des gewählten impliziten Preissmann-Verfahrens entstehenden Abhängigkeiten von C_1^{n+1} zu $C_{1,i-1}^n$, $C_{1,i-1}^{n+1}$, $C_{1,i}^n$, $C_{1,i+1}^n$ und $C_{1,i+1}^{n+1}$ lediglich durch den Pfeil zwischen $C_{1,i}^n$ und $C_{1,i}^{n+1}$ symbolisiert.

In einem nachfolgenden Schritt wird mit den Konzentrationen C_1^{n+1} und C_2^n die Stoffkonzentration C_2^{n+1} berechnet. Auch hier werden in Abbildung 5.2 die aus der Berechnungsweise resultierenden Abhängigkeiten nicht vollständig in die Abbildung aufgenommen, sondern vereinfachend durch den Pfeil zwischen $C_{2,i}^n$ und $C_{2,i}^{n+1}$ dargestellt.

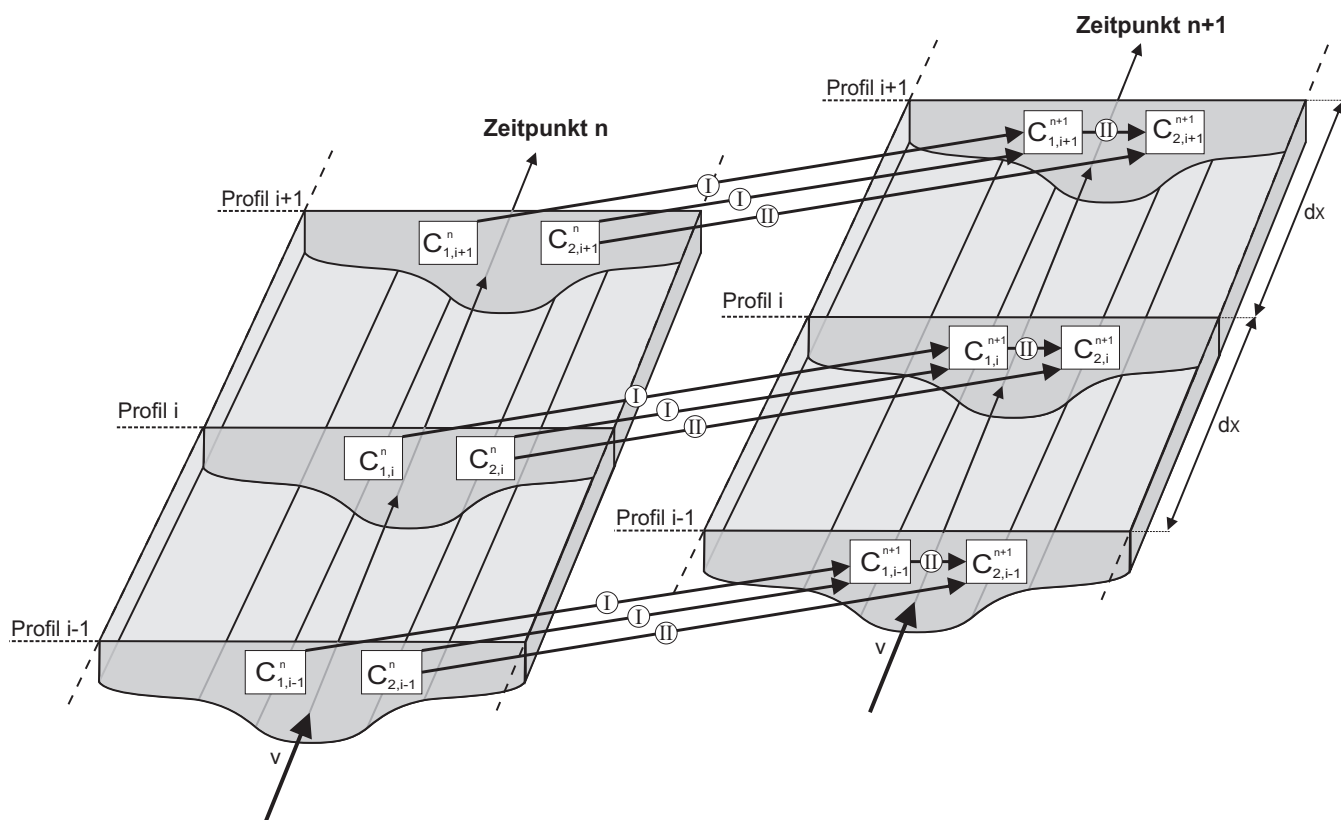


Abb. 5.2: Berücksichtigung der Wechselbeziehungen zwischen zwei Stoffen mittels Iteration über die Zeit

Die Qualität der nach dieser Vorgehensweise ermittelten Simulationsergebnisse ist von der gewählten Raum- und Zeitschrittweite abhängig. Um diesen Zusammenhang zu visualisieren, werden für ein Beispiel mit konstanter Fließgeschwindigkeit $v = 0,055 \text{ m/s}$ Diskretisierungsstufen mit verschiedenen Raumschrittweiten dx untersucht. Bei konstant gewählter Courantzahl $Cu = 1$ resultiert aus der Variation der Raumschrittweite eine im gleichen Maße variierende Zeitschrittweite dt .

Ausgehend von einer Anfangskonzentration $C(0)$ wird zunächst mit einer sehr kleinen Zeitschrittweite die Ziellösung C_{soll} berechnet. Anschließend werden für größere Raum-Zeit-Diskretisierungen mit C_{Modell} bezeichnete Lösungen des numerischen Modells ermittelt.

Der aus der größeren Diskretisierung resultierende prozentuale Fehler in der Stoffwechselbeziehung e_w lässt sich mit

$$e_w = 100 \cdot \frac{C_{Modell} - C_{soll}}{C_{soll} - C(0)} \quad (5.16)$$

ausdrücken.

In Abbildung 5.3 wird sowohl für kleine (k_1), als auch für große Reaktionsraten (k_2) der prozentuale Fehler e_w nach 100 m Fließlänge betrachtet. Wie erwartet nimmt der Fehler bei größerer Diskretisierung zu. Außerdem ist zu erkennen, dass größere Reaktionsraten einen größeren relativen Fehler verursachen als kleine Reaktionsraten. Insgesamt kann geschlossen werden, dass bei kleinen Reaktionsraten auch größere und damit rechenzeitsparende Diskretisierungen zulässig sind.

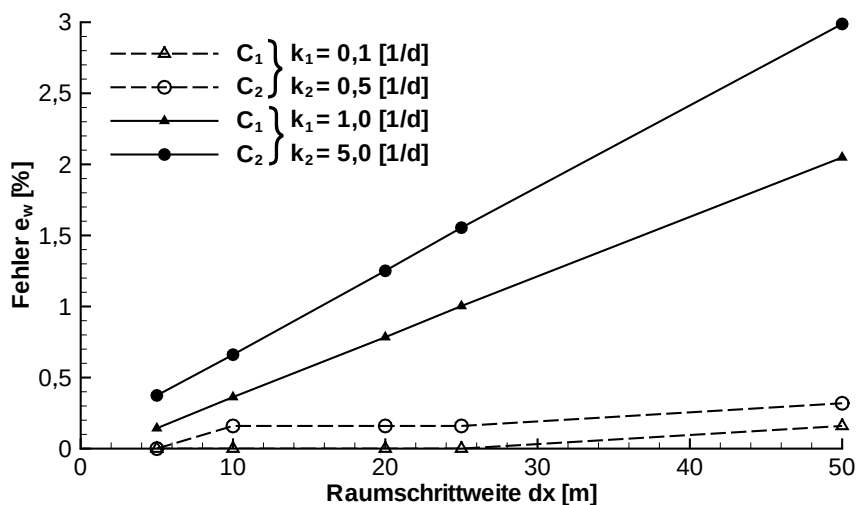


Abb. 5.3: Prozentualer Fehler e_w bei der Simulation von Stoffwechselbeziehungen in Abhängigkeit von Raum- und Zeitschrittweite

5.3.3 Validierung des umgesetzten dynamischen Stofftransportmodells

Der Stofftransport mit der Strömung ist in Fließgewässern zumeist der dominante Prozess. Eine geeignete Modellierung der Advektion ist daher von zentraler Bedeutung. Dabei sehen MARTIN & WOOL (2002) in der korrekten Beschreibung der Advektion ein mitunter schwer

zu lösendes Problem. Die Gründe hierfür sind, dass viele Berechnungsverfahren bei plötzlicher Konzentrationsänderung zu numerischer Diffusion, Massenuntreue oder Oszillationen neigen. Es ist daher erforderlich, das dynamische Stofftransportmodell zu validieren.

Wie bei der Gewässergütemodellierung üblich (z. B. GAJDOS & MANDELKERN, 1998; COCKBURN, 1999) wird die Validierung unter Vernachlässigung von diffusiver und dispersiver Verformung für eine einfache Geometrie durchgeführt. Auf diese Weise ist es bei einer bekannten mittleren Fließgeschwindigkeit v möglich, das theoretische Verhalten einer konservativen Stoffwolke analytisch exakt vorherzusagen. Mit Hilfe des bekannten analytischen Ergebnisses kann dann die korrekte numerische Umsetzung und die Genauigkeit der in Kapitel 5.3.2 vorgestellten Gleichungen überprüft werden.

Um einen Vergleich zu Arbeiten aus der Literatur zu ermöglichen, werden mit dem umgesetzten impliziten Ansatz nach Preissmann zwei Testfälle von GAJDOS & MANDELKERN (1998) nachgerechnet. Die Gerinnegeometrie besteht in beiden Testfällen aus einem 10 km langen, 5 m breiten, rechteckigen Kanal, der mit einer Raumschrittweite von $dx = 100$ m diskretisiert ist und mit einer konstanten Strömungsgeschwindigkeit v durchströmt wird. GAJDOS & MANDELKERN (1998) untersuchen in diesen analytisch lösbaren Testfällen neben sechs expliziten Verfahren auch die drei impliziten Verfahren Crank-Nicolson (FERZIGER & PERIC, 1999), Implicit QUICK (LEONARD, 1979) und HYP1FA (HERVOUET, 1986).

Testfall A

Ausgehend von einer Nullkonzentration wird die hier als Tracer fungierende Chloridkonzentration nach der Gleichung

$$C_0(t) = C_{max} \cdot e^{-\frac{(x_0 - vt)^2}{2\sigma^2}} \quad (5.17)$$

erhöht. Hierin steht $C_0(t)$ für die Einleitkonzentration, C_{max} für die Maximalkonzentration, x_0 für eine Distanz und σ für die Standardabweichung. Im Testfall werden $C_{max} = 100$ mg/l, $x_0 = 5000$ m und $\sigma = 300$ m gewählt. Die mittlere Strömungsgeschwindigkeit beträgt $v = 1,8$ m/s und die Zeitschrittweite wird zu $dt = 50$ s gewählt. Die Courantzahl ergibt sich somit zu $Cu = 0,9$.

Zunächst wird geprüft, welcher Wert θ (Gleichung 5.15) für das Preissmann-Verfahren anzusetzen ist. In Abbildung 5.4 ist die Verformung der initiierten Konzentrationswelle für verschiedene θ dargestellt. Bei $\theta = 0,50$ ist der Konzentrationsverlauf nahezu deckungsgleich zur analytischen Lösung. Numerische Oszillationen treten lediglich in einer vernachlässigbaren Größenordnung auf, so dass für diesen Testfall $\theta = 0,50$ gewählt wird.

Im Vergleich zu den von GAJDOS & MANDELKERN (1998) zusammengestellten Ergebnissen der impliziten Verfahren Crank-Nicolson, Implicit QUICK und HYP1FA zeigt das implizite

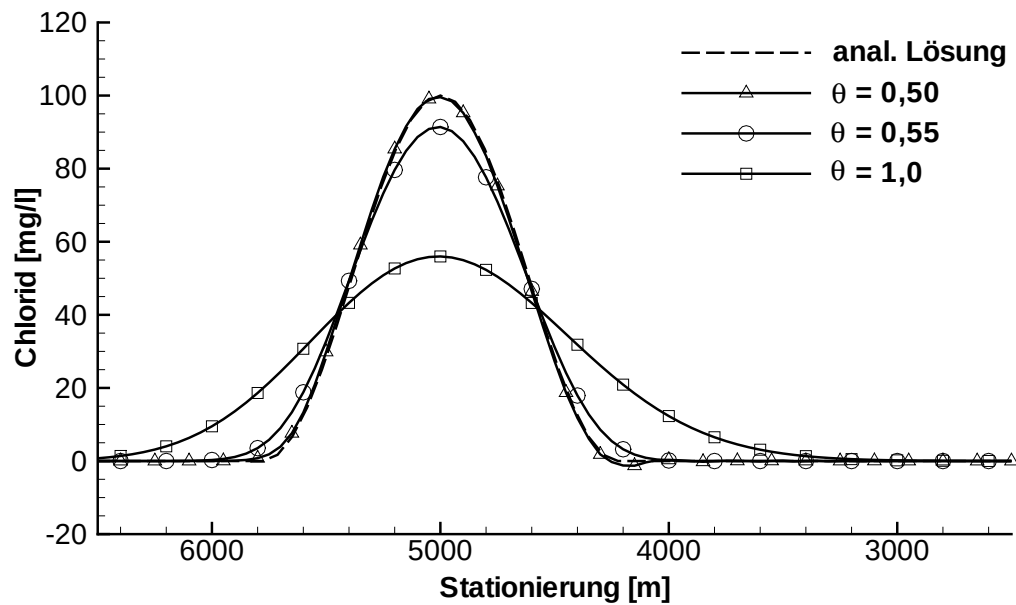


Abb. 5.4: Ermittlung eines geeigneten Wertes θ für den Testfall A

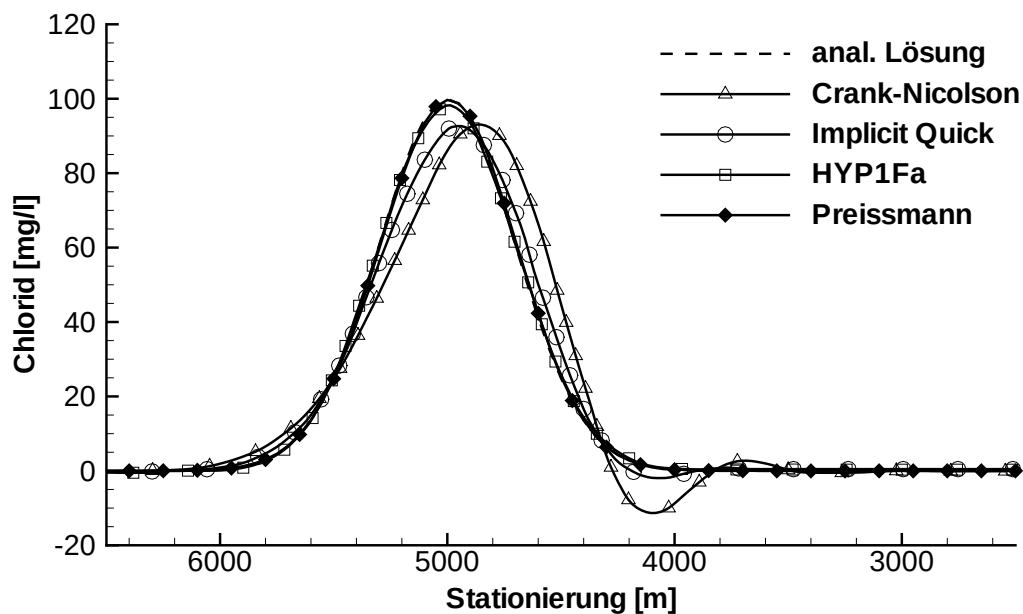


Abb. 5.5: Vergleich des impliziten Preissmann-Verfahrens mit den von Gajdos & Mandelkern (1998) untersuchten Verfahren; Testfall A

Preissmann-Verfahren eine vergleichbare und teilweise sogar bessere Übereinstimmung mit der analytischen Lösung (Abbildung 5.5). Sowohl die Ergebnisse nach dem Preissmann- als auch nach dem HYP1FA-Verfahren liefern hier sehr gute Ergebnisse.

Testfall B

Im zweiten Testfall wird bei gleicher Geometrie wie in Testfall A eine Strömungsgeschwindigkeit von $v = 1,0 \text{ m/s}$ angenommen. Bei gleichbleibender Zeitschrittweite $dt = 50 \text{ s}$ ergibt sich die Courantzahl zu $Cu = 0,5$.

Im Testfall B wird in der oberen Randbedingung ein Konzentrationssprung angesetzt. Ausgehend von einer zunächst konstanten Einleitkonzentration $C_0(t) = 100 \text{ mg/l}$ wird diese plötzlich auf $C_0(t) = 0 \text{ mg/l}$ geändert. Es handelt sich hierbei um ein extremes Testbeispiel, das in dieser Schärfe in der Natur im Allgemeinen nicht vorkommt.

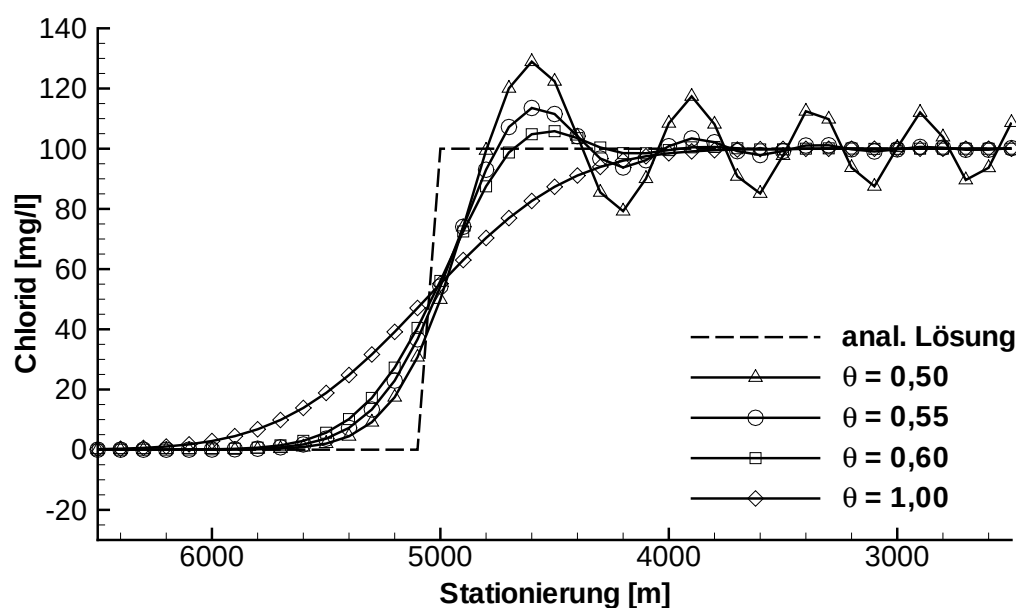


Abb. 5.6: Vergleich der analytischen Lösung mit numerischen Lösungen des Preissmann-Verfahrens mit jeweils unterschiedlichem Wichtungsfaktor θ

Zunächst ist auch für Testfall B zu prüfen, welcher Wert θ geeignet ist. In Abbildung 5.6 zeigt sich, dass bei einer rein impliziten Modellierung mit $\theta = 1,0$ die scharfe Stufe deutlich „verschmiert“ wird. Bei $\theta = 0,5$ wird der große Gradient der Stufe zwar besser wiedergegeben, dafür entstehen aber unerwünschte Oszillationen. Mit $\theta = 0,55$ oder $\theta = 0,6$ kann eine ausreichend gute Abbildung der Stufe mit einer Reduktion der unerwünschten Oszillationen realisiert werden. Für den Testfall B wird nachfolgend $\theta = 0,55$ verwendet.

Die in Abbildung 5.7 dargestellte Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse des Preissmann-Verfahrens und der Ergebnisse aus GAJDOS & MANDELKERN (1998) zeigt, dass sich die umgesetzte Form des Preissmann-Verfahrens gut in die Ergebnisse vergleichbarer impliziter Ansätze eingliedert. Lediglich die von WANG et al. (1999) als Charakteristikenverfahren identifizierte HYP1FA-Methode kann den Konzentrationssprung schärfer abbilden.

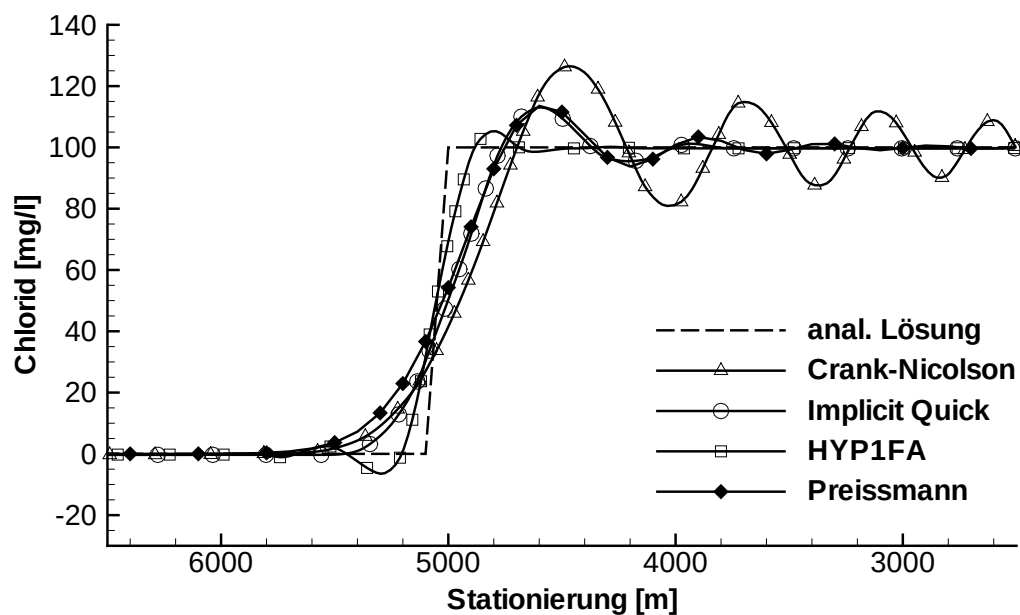


Abb. 5.7: Vergleich des impliziten Preissmann-Verfahrens mit den von Gajdos & Mandelkern (1998) untersuchten Verfahren; Testfall B

Aus Konsistenzgründen wird jedoch davon abgesehen mit der HYP1FA-Methode ein Charakteristikenverfahren in das dynamische Gütemodul zu implementieren. Zudem macht die hohe Qualität der mit dem Preissmann-Verfahren erzielten Ergebnisse einen solchen Schritt nicht notwendig.

Aus den Testfällen A und B lässt sich ableiten, dass das Preissmann-Verfahren eine geeignete Methode darstellt, um advective Transportprozesse in der für diese Arbeit geeigneten Genauigkeit lösen zu können.

6 Transformationsprozesse des Eisens und Phosphors

6.1 Allgemeines

Die Auswahl der betrachteten Gewässergüteparameter hängt maßgeblich von den Problemstellungen im jeweiligen Untersuchungsgebiet ab.

In einigen Flusseinzugsgebieten haben sich über die Zeit Schwermetalle im Sediment angereichert und liegen teilweise in hohen Konzentrationen vor. Daher sind Schwermetalle häufig Inhalt von Gewässergütebetrachtungen. Aufgrund seiner Bedeutung für das später betrachtete Untersuchungsgebiet wird das Schwermetall Eisen im Gütemodul berücksichtigt und in Kapitel 6.2 hervorgehoben betrachtet. Grundsätzlich können analog zum modellierten Eisen aber auch andere Schwermetalle in die Simulation aufgenommen werden.

Häufig wird die Gewässergüte eines Flusseinzugsgebietes von der Verfügbarkeit der Nährstoffe prägend beeinflusst. So kann ein Überangebot an Nährstoffen zu einer Eutrophierung und damit zu einer enormen Verschlechterung der Gewässergüte führen. Dabei ist Phosphor oft der limitierend wirkende und somit der wichtigste Nährstoff. Phosphor ist daher auch im vorgestellten Modell ein wichtiger Güteparameter und wird in Kapitel 6.3 detailliert beschrieben.

Neben Eisen und Phosphor werden die Stoffe Sauerstoff, Aluminium und Sulfat sowie der Stickstoffkreislauf und der pH-Wert als primäre Simulationsgrößen in dem Gütemodul berücksichtigt. Als sekundäre Simulationsgrößen werden Schwebstoff, CSB, Phytoplankton, Temperatur und Chlorid modelliert. Darüber hinaus werden Calcium, Kalium, Natrium und Magnesium zur Berechnung des pH-Wertes vereinfacht in die Berechnung aufgenommen. Die für die zeitskalenübergreifenden Effekte entscheidende Simulationsgröße Schwebstoff wird zusammen mit dem Sedimentmodul in Kapitel 7 vorgestellt.

Eine Auflistung der insgesamt berücksichtigten Transformationsprozesse ist in Anhang B zusammengestellt. Die Transformationsgleichungen, die in dieser Arbeit nicht gesondert vorgestellt werden, können SCHLAEGER (2003) entnommen werden.

6.2 Eisen im Fließgewässer

6.2.1 Überblick

Eisen wird zur Gruppe der Schwermetalle gezählt und ist eines der in der Natur am häufigsten vorkommenden Elemente. Dabei dominieren in Fließgewässern die zweiwertige meist gelöste Eisen(II)-Form und die dreiwertige unlösliche Eisen(III)-Form (BREHM & MEIJERING, 1996).

Eisen wirkt auf den Menschen nicht toxisch und wird daher im Allgemeinen als weniger kritisch angesehen. Im Fließgewässer kann Eisen jedoch durch Ausfällung Fischkiemen und Fischlaich schwer schädigen (DVWK, 1993). Wenn ausgefälltes Eisen in größeren Mengen sedimentiert, entsteht auf der Sohle eine gelartige Eisenoockerschicht, die den wertvollen Lebensraum an der Sedimentoberfläche vollständig zerstören kann. Wichtig ist auch die bindende Wirkung von Eisen auf den Nährstoff Phosphor. So kann eine durch das Eisen verursachte Phosphatfällung beispielsweise limitierend auf das Algenwachstum wirken. Über diesen Zusammenhang kann das Eisen auch indirekt an Bedeutung für die Gewässergüte gewinnen.

Im natürlichen Zustand eines Fließgewässers werden im Allgemeinen lediglich im Bereich von Quellen größere Eisenkonzentrationen von bis zu 10 mg/l festgestellt. Über die Fließstrecke wird das zunächst gelöste Eisen(II) oxidiert, fällt aus und sedimentiert schließlich in strömungsberuhigten Bereichen des Fließgewässers. Ohne konzentrationssteigernde Zuflüsse werden in Fließgewässern daher üblicherweise nicht mehr als 0,5 mg/l Eisen gemessen.

Zuflüsse mit höherer Eisenkonzentration können beispielsweise aus diffusem Grundwasserzustrom oder aus punktuellen Industrie-einleitern, z. B. aus der Stahlindustrie, resultieren. Der wohl signifikanteste Eiseneintrag resultiert aus dem Braunkohlebergbau. Die Pyritverwitterung im Abraum eines Tagebaus bewirkt eine Freisetzung von Wasserstoffionen, was einem Abfall des pH-Wertes entspricht, und begünstigt damit über eine Vermehrung von Mikroorganismen das Voranschreiten der Pyritverwitterung. Ergebnisse dieses sich selbst antreibenden Kreislaufs der Pyritverwitterung sind ein niedriger pH-Wert sowie sehr große Sulfat- und Eisenkonzentrationen (PREIN, 1994; GRÜNEWALD et al., 2003).

Durch die für den Braunkohletagebau erforderlichen Sumpfungsmaßnahmen gelangt verstärkt Wasser mit einem hohen Eisenanteil in das Fließgewässer. Nach Beendigung der Sumpfungsmaßnahmen füllt sich das zurückgebliebene Restloch langsam durch zuströmendes, mit gelöstem Eisen(II) stark angereichertes Grundwasser. Je nach Strömungsrichtung im Grundwasser kann das eisenreiche Grundwasser aber auch nahe gelegenen Fließgewässern zuströmen. Nach Füllung des Restsees kann sich aufgrund der nun fehlenden Grundwassersenke der Zustrom an eisenreichem Grundwasser in das Fließgewässer erhöhen. Wird der entstandene Restsee mit einem Fließgewässer im Nebenschluss durch einen Kanal verbunden, ist auch über diesen Austauschpfad der Eintrag von Wasser mit einem hohen Eisenanteil in das Fließgewässer möglich.

In durch den Braunkohleabbau geprägten Gebieten kann die natürliche Eisenkonzentration um ein Vielfaches überschritten werden. So werden beispielsweise in den Restseen der Lausitz maximale Eisenkonzentrationen von 240 bis 3040 mg/l gemessen (GELLER et al., 1998; LUA BRANDENBURG, 2001; BEULKER et al., 2002; GRÜNEWALD et al., 2003). Anhand von Messwerten des Sächsischen Landesamtes für Umwelt und Geologie oder den Messungen von BLÖMEKE (2000) kann festgestellt werden, dass sich diese hohen Konzentrationen auch auf die Eisenkonzentrationen in den Fließgewässern des Einzugsgebietes auswirken.

Um Schäden in den Fließgewässern infolge von Restseewassereinleitungen zu vermeiden wird im Bereich der Lausitz ein Emissionsgrenzwert von 3 mg/l Eisen gefordert (LUA BRANDENBURG, 2001). In ABWV (2004) wird ein allgemeiner Emissionsgrenzwert für Eisen von 0,1 bis 5 mg/l angegeben und SCHLAEGER (2003) zeigt in einer Übersicht über die Zielvorgaben ausgewählter Bundesländer für Güteklasse II bis III, dass in Fließgewässern ein Immissionsgrenzwert von 1,5 bis 3 mg/l nicht überschritten werden darf.

Transformationsvorgänge

Die wesentlichen Transformationsvorgänge des Eisens sind

- Redoxvorgänge,
- Ausfällung,
- Koagulation, Komplexbildung und Adsorption,
- Rücklösung,
- Erosion sowie
- Sedimentation.

Im Folgenden werden die einzelnen Prozesse kurz vorgestellt. Eine detailliertere Beschreibung befindet sich in SCHLAEGER (2003).

Gelöstes Eisen, welches in ein Fließgewässer eingeleitet wird, besteht aus freiem Eisen(II) und Eisen(III). Maßgebend für das sich einstellende chemische Gleichgewicht zwischen diesen sensibel reagierenden Redoxpartnern ist das vorhandene Redoxpotential. Natürliche Fließgewässer befinden sich im Allgemeinen in einem Redoxbereich zwischen $3 < p\epsilon < 8$. Abbildung 6.1 zeigt, dass sich in diesem Redoxbereich ein chemisches Gleichgewicht von Eisen(III) zu Eisen(II) von $1:10^9$ bis $1:10^4$ einstellt und freies Eisen(III) somit nicht bilanziert werden muss. Die Geschwindigkeit mit dem sich das chemische Gleichgewicht einstellt ist nach EINSELE (1938) maßgeblich vom pH-Wert abhängig und sinkt exponentiell mit abnehmendem

pH-Wert. Bei den in Fließgewässern üblichen pH-Werten ist die Reaktionsgeschwindigkeit dementsprechend sehr hoch.

Gelöstes Eisen(III) kann durch Ausfällungsprozesse zu partikulärem Eisen(III) umgewandelt und somit dem chemischen Gleichgewicht in der wässrigen Lösung entzogen werden. Im Fließgewässer hat dies zur Folge, dass die Konzentration von gelöstem Eisen(III) durch Ausfällungsprozesse kontinuierlich unter dem chemischen Gleichgewicht zum Eisen(II) gehalten wird. Dieses Ungleichgewicht führt wiederum zu einer Oxidation von gelöstem Eisen(II) zu gelöstem Eisen(III). Aufgrund der hohen Reaktionsgeschwindigkeit in Fließgewässern führt dieser Prozess trotz des geringen Anteils von gelöstem Eisen(III) zu einem relevanten Rückgang an freiem Eisen(II).

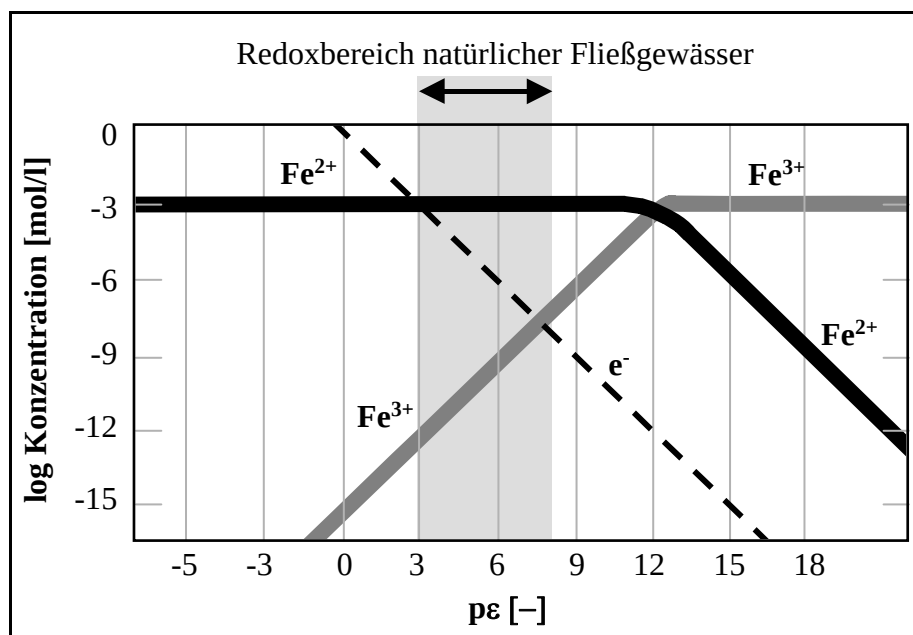


Abb. 6.1: Gleichgewichtsverteilung einer 10^{-3} -molaren Eisenlösung als Funktion der Redoxintensität in saurer Umgebung (Sigg & Stumm, 1991; Schlaeger, 2003)

Neben den chemischen Redoxvorgängen kann in stark sauren Gewässern Eisen(II) auch von autotrophen Bakterien zu Eisen(III) biochemisch oxidiert werden. Da in Fließgewässern eine pH-Absenkung in die dafür erforderlichen Bereiche absolut zu vermeiden ist, kann dieser Prozess hier aber ausgeschlossen werden.

Nach der größtenteils chemisch realisierten Oxidation von Eisen(II) zu gelöstem Eisen(III) fällt dieses entweder als Eisenphosphat oder als Eisenhydroxid aus. Da die Löslichkeit von Eisenhydroxid und Eisenphosphat sehr klein ist, kann davon ausgegangen werden, dass damit auch der Übergang von der löslichen in eine feste Phase einhergeht. Die Geschwindigkeit des Fällungsprozesses ist sehr hoch, so dass eine reaktionskinetische Betrachtung nicht erforder-

lich ist (HAHN & JØRGENSEN, 1989). Vielmehr wird in der Modellvorstellung davon ausgegangen, dass die geringen Mengen an oxidiertem Eisen(II) unmittelbar zur Fällung führen und freies Eisen (III) nicht betrachtet wird.

Neben der Oxidation von Eisen(II) kann auch die Komplexbildung von freien Eisen(II)-Ionen mit sogenannten Liganden zu einer Minderung der freien Eisen(II)-Konzentration führen. Anders als bei der Oxidation kann das Produkt der Komplexbildung mit anorganischen oder organischen Liganden in Lösung bleiben. Dieser Prozess ermöglicht somit eine Konzentration von gelöstem Eisen, die auch bei oxidierender Umgebung und langen Aufenthaltszeiten nicht unterschritten wird.

Ausgefallenes Eisenhydroxid und Eisenphosphat neigen zur Koagulation der Moleküle zu größeren Aggregaten. Außerdem kann das Eisen aufgrund von elektrischen Ladungen oder durch Ionenaustausch an Partikeloberflächen adsorbiert werden. Dabei können die Partikel sowohl aus organischem Material oder auch aus anorganischem Material, wie z. B. Tonmineralen, bestehen. Mit dem Zusammenschluss zu größeren Aggregaten bzw. mit der Adsorption an anderen Partikeln wird das Eisen Teil des Schwebstoffs und unterliegt somit dem partikulären Transportkreislauf.

Aufgrund der Sedimentation eisenhaltiger Schwebstoffe entsteht ein Sedimentkörper, der insbesondere partikuläres Eisen und im Porenraum gelöstes Eisen enthält. Solange das Redoxpotential der Umgebung aufgrund ausreichender Belüftung des sohnnahen Freiwassers hoch bleibt, ist dieser Zustand stabil. Mit fortschreitender Zeit wird das Sediment von neueren Sedimentschichten überdeckt, wodurch sich ein anaerober Zustand einstellt. Dies verursacht eine Verringerung des Redoxpotentials und führt somit zum Aufbrechen der Eisenverbindungen. Partikuläres Eisen(III) geht als Eisen(II) in Lösung und gleichzeitig führt dieser Prozess zu einer Freisetzung von Phosphor aus Eisenphosphat. Das Porenwasser weist daher große Konzentrationen von gelöstem Eisen und Phosphor auf. Durch die Porenwasserbewegung gelangen diese Stoffkonzentrationen in die sohnnahe Deckschicht und fallen dort aufgrund des erhöhten Redoxpotentials wieder aus. Mit diesem Vorgang ist eine Aufkonzentration der in der Literatur auch als Diffusionsbarriere titulierten sohnnahen Deckschicht möglich. Da in Fließgewässern von ausreichend aeroben Verhältnissen nahe der Sohle auszugehen ist, kann nur ein Aufbrechen der sohnnahen Deckschicht eine massive Rückführung des Eisens aus dem Sediment ermöglichen. Neben Prozessen wie Austritt von Fäulnisgasen oder Aufwirbelung durch Wühltiere sind es vor allem Hochwasserereignisse, die die oberste Sedimentschicht und mitunter auch tiefere Schichten aufreißen und somit eine Rückführung des gelösten und partikulären Eisens in die Freiwasserzone ermöglichen.

6.2.2 Eisen im Modell

Aus den vorgestellten Transformationsvorgängen des Eisens lässt sich eine vereinfachende Modellvorstellung für partikuläres und gelöstes Eisen ableiten. Im Modell wird diese mit den

Gleichungen 6.1 und 6.2 umgesetzt.

Gelöstes Eisen fällt abhängig von den in Kapitel 6.2.1 geschilderten Transformationen aus und wird zu partikulärem Eisen umgewandelt. Dabei wird eine konstant angenommene Menge des gelösten Anteils als an Liganden gebundenes Eisen interpretiert und von den Transformationsprozessen des freien gelösten Eisens ausgenommen.

Die partikuläre Stofffraktion steht mit dem Sediment über Sedimentation und Erosion in einer Wechselbeziehung. Bei niedrigem pH-Wert kann Eisen aus dem Sediment zurückgelöst werden und damit die Konzentration des gelösten Eisens im Freiwasser erhöhen.

Die modellierte Eisensedimentkonzentration wird nicht nach ihrer Zustandsform unterschieden. Bei einem Erosionsereignis wird das remobilisierte Eisen vollständig der partikulären Fraktion zugeschlagen. Dies ist aufgrund der im Fließgewässer gut belüfteten Sohle und dem damit hohen Anteil an partikulärem Eisen eine zulässige Vereinfachung.

$$\frac{d\{Fe_{gel}\}}{dt} = -k_{oxi} \frac{\{O_2\} \cdot (\{Fe_{gel}\} - \{Fe_{Ligand}\})}{(10^{-pH})^2} + k_{rueck} \frac{1}{h} \frac{\{Fe\}_{sed}}{(10^{-(14-pH)})^2} \quad (6.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{d\{Fe_{par}\}}{dt} = & k_{oxi} \frac{\{O_2\} \cdot (\{Fe_{gel}\} - \{Fe_{Ligand}\})}{(10^{-pH})^2} + \frac{1}{h} \cdot \dot{E} \cdot \{Fe\}_{sed} \\ & + \frac{1}{h} \cdot \dot{S} \cdot \frac{\{Fe_{par}\}}{\{AFS\}} \end{aligned} \quad (6.2)$$

Die angegebenen Konzentrationen im Freiwasser von partikulärem Eisen $\{Fe_{par}\}$ und gelöstem Eisen $\{Fe_{gel}\}$ werden in $[kg/m^3]$, die Sedimentkonzentration $\{Fe\}_{sed}$ hingegen in $[kg/kg]$ berücksichtigt.

Die Konzentration von Schwebstoffen bzw. abfiltrierbaren Stoffen $\{AFS\}$, die Erosionsrate $\dot{E}$ und die Sedimentationsrate $\dot{S}$ beziehen sich auf die Erosions- bzw. Sedimentationsvorgänge der Schwebstoffe und werden in Kapitel 7.2 ausführlicher vorgestellt.

6.3 Phosphor im Fließgewässer

6.3.1 Überblick

Phosphor ist in der Natur ein essentieller Nährstoff, der durch seine Verfügbarkeit maßgeblich die Primärproduktion in Oberflächengewässern bestimmt (SCHWOERBEL, 1999). Meist stellt Phosphor den wachstumslimitierenden Faktor dar und ist damit unmittelbarer Wachstumsmotor. Unerwünschte Eutrophierungserscheinungen beispielsweise in Standgewässern sind daher auch häufig auf einen erhöhten Phosphoreintrag zurückzuführen (SCHWOERBEL, 1999;

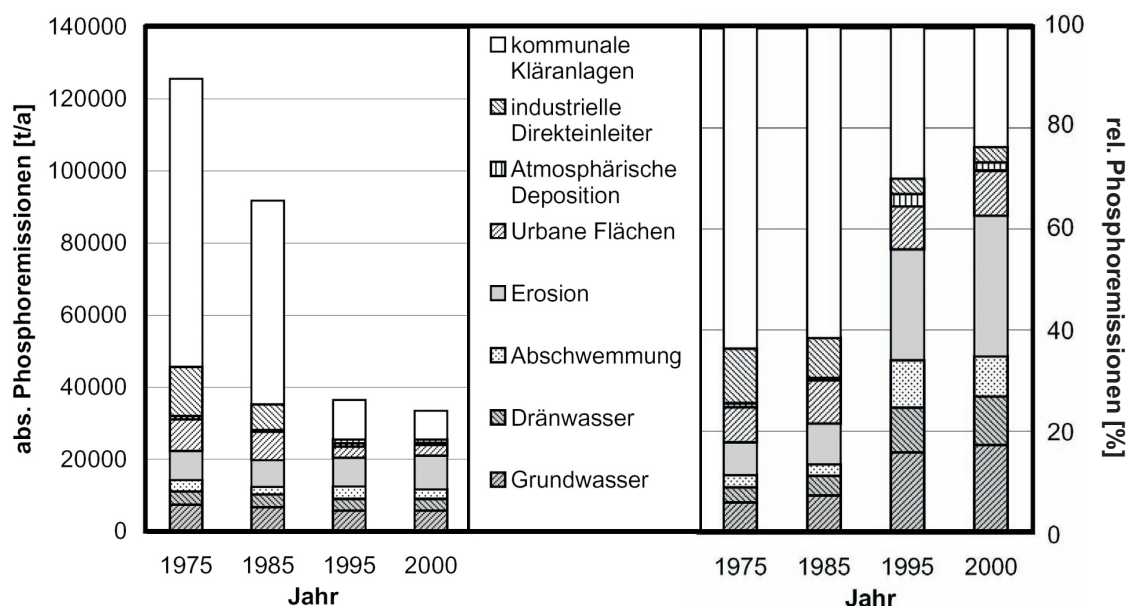


Abb. 6.2: Phosphoremissionen aus Punkt- und diffusen Quellen in die Oberflächengewässer Deutschlands in absoluten (links) und relativen Zahlen (rechts) (verändert nach Umweltbundesamt, 2006b).

KÖHLER et al., 2002). Als Grenzwert für Güteklasse II bei Gesamtposphor gibt das UMWELTBUNDESAMT (2006a) $0,15 \text{ mg/l}$ an.

Laut UMWELTBUNDESAMT (2006b) (Abbildung 6.2, links) sind die Phosphoreinträge in die Oberflächengewässer mit dem verstärkten Neu- und Ausbau von Kläranlagen in den letzten Jahren deutlich reduziert worden. Da die Reduktion vor allem an Punktquellen erzielt wurde, ist der relative Anteil der diffusen Einträge gestiegen. Abbildung 6.2 (rechts) zeigt, dass mittlerweile Erosion die größte Phosphorquelle ist und somit im Vergleich an Bedeutung gewonnen hat. Aufgrund einer im Allgemeinen starken Fixierung von Phosphor im Boden stehen die Eintragspfade über das Grund- oder Drainwasser erst an dritter und vierter Stelle. Je nach Gewässer kann die Bedeutung der Erosion als Haupteintragspfad schwanken. So ermitteln beispielsweise BEHRENDT & ZWEYNERT (2004) für Gesamtposphor in der Spree einen Anteil des Eintragspfades Erosion von 47 %.

Leider sind mit der Reduktion der punktuellen Phosphoreinträge die Eutrophierungserscheinungen in vielen Seen noch nicht verschwunden. Dies ist dadurch zu erklären, dass viele Standgewässer über Jahre als Phosphorsenke gewirkt haben und nun der abgelagerte Phosphor über Rücklösungsprozesse wieder in das Freiwasser zurück gelangt. Diese Phosphorzuführung fördert das Wachstum von Algen, so dass auch in Zukunft unerwünschte Eutrophierungserscheinungen auftreten werden. LUDWIG (2001) schreibt, dass es zahlreiche Bemühungen gibt, den Phosphorzustrom aus dem Sediment zu reduzieren. So wird von einem Belüftungsversuch berichtet, bei dem das im Sediment enthaltene Eisen oxidiert wird, um den Phosphor chemisch zu binden und so eine chemische Diffusionsbarriere zu schaffen. Zudem gibt es

Ansätze, bei denen eine diffusionsdichte Sedimentabdeckung mittels Tonschicht, Folien oder anderen Mitteln angestrebt wird. Ein wichtiger Nachteil der genannten Maßnahmen ist ein hoher finanzieller Aufwand, der eine Umsetzung in großem Maßstab unwahrscheinlich macht.

Es wird deutlich, dass das Sediment für den Phosphorhaushalt von besonderer Bedeutung ist. ZINDER (1985), LUDWIG (2001) und HUPFER (1995) weisen darauf hin, dass sich der Phosphorhaushalt von Gewässern nur unter Einbeziehung der Sedimente verstehen lässt. Auch wenn sich ihre Einschätzung zunächst auf Standgewässer bezieht, so kann das anwachsende Sediment im Standgewässer langfristig nicht ohne die hauptsächlich über die Fließgewässer eingetragenen Schwebstofffrachten betrachtet werden.

In den strömungsberuhigten Bereichen eines Fließgewässers, wie sie in Flussschleifen oder vor Wehren auftreten, können sich relevante Phosphorspeicher bilden (ZINDER, 1985). So vergleicht LUDWIG (2001) 809 Sedimentproben in kleinen Fließgewässern Baden-Württembergs mit den in Standgewässern gemessenen Phosphorkonzentrationen und stellt fest, dass trotz struktureller Unterschiede vergleichbar hohe Phosphorkonzentrationen erreicht werden. Im Einzugsgebiet der Spree haben BLÖMEKE (2000), KRAL (2001) und VEENKER (2001) ermittelt, dass die Phosphorkonzentration in den Sedimenten der Fließgewässer um 3 bis 4 Größenordnungen höher ist als im Freiwasser und somit auch hier ein deutlicher Phosphorspeicher vorhanden ist.

Neben der Erfassung von potentiellen Phosphorquellen müssen auch relevante Quellen von Phosphorbindungspartnern, wie beispielsweise Eisen, in die Betrachtung aufgenommen werden. Das Verhältnis von Bindungspartner und Phosphor kann entscheidend dafür sein, ob Phosphor für Wachstumsprozesse im Überfluss vorhanden ist oder nicht. So ermitteln HEIDENREICH & KLEEBERG (2004), dass in der Spree sowohl in den Schwebstoffen als auch in den oberen Sedimentschichten etwa 80 % des Phosphors an Eisen gebunden ist und „der Eintrag, Transport und die Mobilisierung von partikulärem Phosphor [...] folglich mit der Verfügbarkeit und dem Umsatz von Eisen gekoppelt“ ist.

Transformationsvorgänge

Phosphor ist sehr reaktionsfreudig und tritt daher in der Natur im Allgemeinen nicht elementar auf. Vielmehr ist in Fließgewässern vor allem das fünfwertige positiv geladene Phosphat von Bedeutung. Es ist chemisch beständig und unterliegt im Wasser keinen Oxidations- oder Reduktionsvorgängen. Phosphat kann in freier oder gebundener Form auftreten, wobei die gebundene Form meist überwiegt. Häufig liegt das gelöste Phosphat in Fließgewässern nur in Konzentrationen von 10 bis $50 \frac{\mu\text{g}}{\text{l}}$ und Gesamtphosphor in Konzentrationen von ca. $100 \frac{\mu\text{g}}{\text{l}}$ vor (DVWK, 1993). In verunreinigten Flüssen kann die Gesamtphosphorkonzentration aber auch im Bereich von mehreren Milligramm pro Liter liegen. Besonders im Herbst können aufgrund verstärkter Abbauprozesse die Konzentrationen gegenüber den restlichen Jahreszeiten erhöht sein (BREHM & MEIJERING, 1996).

Im Fließgewässer sind vier verschiedene Phosphorfractionen zu unterscheiden (DVWK, 1993):

- partikuläre anorganische (PIP),
- partikuläre organische (POP),
- gelöste anorganische (DIP) und
- gelöste organische Phosphorverbindungen (DOP).

Partikulärer anorganischer Phosphor tritt als Salz der Phosphorsäure in phosphathaltigem Gestein und im Sediment in Form von Calcium-, Magnesium-, Aluminium- und Eisenphosphaten auf. Im Freiwasser tritt ungelöster Phosphor adsorbiert an Schwebstoffen auf. In Organismen ist Phosphor organisch gebunden oder wird in Form von Polyphosphaten als Reservestoff von Bakterien und Algen gespeichert. In Organismen kommt Phosphor also sowohl in organischer als auch in anorganischer Form vor. Gelöst treten Phosphorverbindungen als anorganisches Orthophosphat (PO_4^{3-}), als verschiedene anorganische Polyphosphate oder als lösliche phosphorhaltige organische Substanzen auf.

In Abbildung 6.3 sind die Interaktionen zwischen den Phosphorfractionen grafisch dargestellt. Lebende Organismen werden hier zum partikulären organischen Phosphor gezählt und es wird davon ausgegangen, dass die Bewegung der Organismen durch die Strömung dominiert ist. Ausführlichere Darstellungen der Stofftransportprozesse können BOWIE et al. (1985), ZINDER (1985) und LUDWIG (2001) entnommen werden. Die allgemeinen Umwandlungsprozesse zwischen den verschiedenen Fraktionen werden nachfolgend verkürzt beschrieben:

- Da der Phosphor eine zentrale Rolle im Stoffwechsel spielt, wird gelöster Phosphor über *Photosynthese* und *Assimilation* von Organismen begierig aufgenommen. Sterben Organismen ab, werden sie durch *Sedimentation* aus dem Wasserkörper entfernt. Teilweise wird allerdings noch im Freiwasser Phosphor über *Dissimilation* oder *Respiration* wieder freigesetzt und erneut aufgenommen (kleiner P-Kreislauf) (SCHWOERBEL, 1999).
- Gelöste organische Phosphorverbindungen werden teilweise über *Mineralisierung* in gelöste anorganische Verbindungen überführt. Dauert dieser Vorgang in steriler Lösung mitunter Jahre, verkürzt sich die Halbwertszeit unter dem Einfluss von Mikroorganismen auf Stunden.
- Gelöster Phosphor kann auf zwei Arten anorganisch gebunden werden. Zum einen kann sich Phosphat durch *Fällung* mit Eisen, Aluminium oder bei der Mitfällung von Calcit niederschlagen (LUDWIG, 2001) (z. B. Ferriphosphat FePO_4). Zum anderen kann gelöster Phosphor durch *Adsorption* an Tonmineralen und Aluminium-, Mangan- und Eisen-Hydroxiden sowie in geringem Maße an partikulären organischen Stoffen in den partikulären Zustand wechseln (z.B. Eisen(III)-Hydroxophosphat $\text{Fe}(\text{OOH}) \sim \text{P}$).

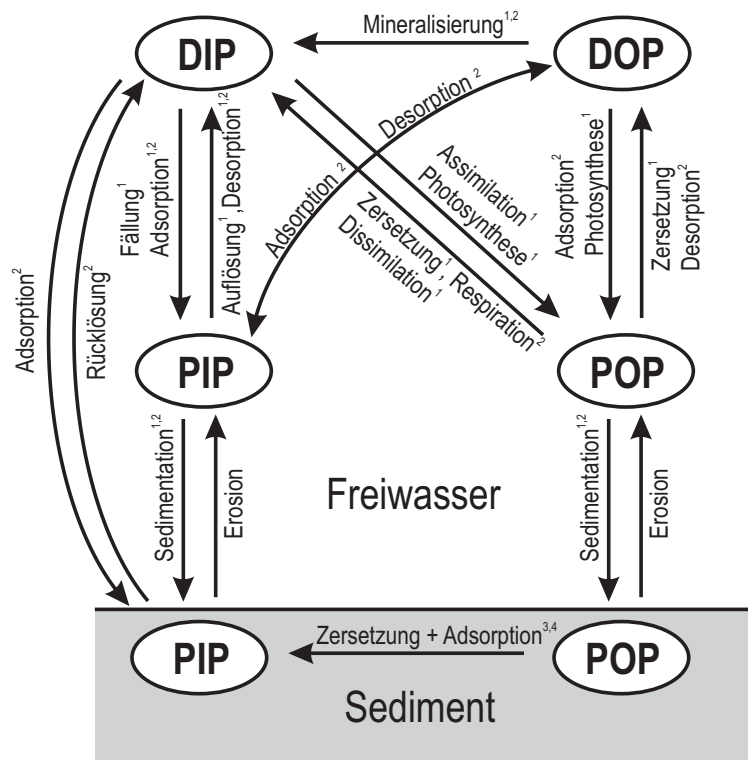


Abb. 6.3: Modellvorstellung des Phosphorkreislaufs im Wasserkörper; Wechselwirkungen zwischen DOP (gelöster organischer Phosphor), DIP (gelöster anorganischer Phosphor), POP (partikulärer organischer Phosphor) und PIP (partikulärer anorganischer Phosphor); zusammengestellt aus ¹ Ludwig (2001), ² Zinder (1985), ³ Schwoerbel (1999) und ⁴ Hupfer (1995)

- Gelöste Phosphorverbindungen können von der Sedimentoberfläche direkt adsorbiert werden. Sie wechseln auf diesem Weg ebenfalls von der gelösten in die ungelöste Form. In der anderen Richtung begünstigt ein mitunter hoher Konzentrationsgradient zwischen Sediment und Freiwasser die *Rücklösung* von Phosphor aus dem Sediment. Ob und in welchem Umfang eine Rücklösung stattfindet, ist aber auch maßgeblich von dem Anteil an Bindungspartnern im Sediment (z. B. Eisen) sowie von dem vorherrschenden pH-Wert und dem Redoxpotential abhängig.
- In Abhängigkeit von hydraulischen Randbedingungen und der Sinkgeschwindigkeit der Schwebstoffe sedimentieren die partikulären Phosphorfraktionen und bleiben dem Freiwasser zunächst entzogen. Mit der *Erosion* des Sediments wird mit den remobilisierten Schwebstoffen auch Phosphor zurück in die Freiwasserzone transportiert.
- Die ins Sediment eingetragenen organischen Phosphorverbindungen werden über die Zeit zersetzt und gehen vorübergehend in Lösung. Bei ausreichend vorhandenen Bindungspartnern und entsprechenden Umgebungsbedingungen wird der im Porenwasser gelöste Phosphor nahezu vollständig erneut adsorbiert oder gefällt (*Zersetzung + Adsorption*).

6.3.2 Vereinfachungen der Phosphortransformationen

Eine Berücksichtigung aller in Kapitel 6.3.1 aufgeführten Stofftransformationen ist für das Langfrist-Gewässergüteprognosemodell aus verschiedenen Gründen nicht angebracht. Eine reduzierte Modellvorstellung soll die relevante Abhängigkeit zwischen dem im späteren Anwendungsbeispiel sehr präsenten Eisen und den anorganischen Phosphorfraktionen berücksichtigen und andere weniger relevante Interaktionen vernachlässigen. Die eingeführten Vereinfachungen werden in diesem Kapitel vorgestellt und begründet.

In Standgewässern besitzen stark phosphorhaltige Sedimente über Rücklösung das Potential, das Wachstum von Algen im Freiwasser anzufachen und so einen erheblichen Einfluss auf die Güteentwicklung auszuüben. Nach dem klassischen von MORTIMER (1941) formulierten und mehrfach bestätigten (z. B. ZINDER, 1985) Prozessverständnis der Eisenrücklösung sind Umwandlungsprozesse des im Sediment deponierten Phosphats eng mit Reduktions-Oxidationsprozessen verbunden. So ist das Eisen(III)-Hydroxophosphat unlöslich, solange das Redoxpotential über 0,2 Volt liegt. Zudem hat die oberste Sedimentschicht eine Barrierewirkung auf darunter liegendes Phosphat, solange die Sauerstoffsättigung des darüber liegenden Freiwassers mindestens 10 % der Sauerstoffsättigung besitzt (SCHWOERBEL, 1999). JENSEN et al. (1992) untersuchen an 116 Flachwasserseen in Dänemark die Phosphatrücklösung in Zusammenhang mit der Eisenkonzentration in der Sedimentoberfläche. Sie zeigen, dass sich eine dünne oxidierte Sedimentoberfläche mit hohem Eisenanteil ($\text{Fe:P} > 15$) stark hemmend auf die Phosphorrücklösung auswirkt. Erst wenn die Sauerstoffkonzentration auf $\ll 0,5 \frac{\text{mg O}_2}{\text{l}}$ sinkt, kann es nach SCHWOERBEL (1999) zu einer explosionsartigen Freisetzung von Phosphat kommen.

In Fließgewässern ist meist von einer im Vergleich zu Standgewässern sehr guten Belüftung der Sohle auszugehen, so dass bei ausreichend vorhandenen Bindungspartnern eine relevante Phosphorrücklösung auszuschließen ist (vgl. Kapitel 6.2.1). Der Prozess der Rücklösung wird daher nicht in die Modellierung aufgenommen. Ferner wird davon ausgegangen, dass die Adsorption von DIP an der Sedimentoberfläche nicht dominant ist und über den Umweg der Adsorption im Freiwasser mit anschließender Sedimentation ausreichend genau abgebildet wird.

Bei Beprobungen von Fließgewässern wird Phosphor üblicherweise als Gesamtphosphor und als Orthophosphat gemessen. Näherungsweise kann DIP als Orthophosphat aufgefasst werden. Eine weitergehende Differenzierung der Messwerte in die Fraktionen PIP, POP und DOP ist nicht möglich.

Nach LUDWIG (2001) stehen die maßgebenden Transformationsprozesse bei der autochthonen Bildung und Auflösung von partikulärem anorganischem Phosphor im Zusammenhang mit der DIP-Fraktion. Die Adsorption und die Desorption von DOP werden daher nicht in die Modellierung aufgenommen. Über die Modellierung des Fällungs- und Adsorptionsprozesses von DIP, z. B. mit Eisen, kann somit näherungsweise die gesamte Neubildung von PIP er-

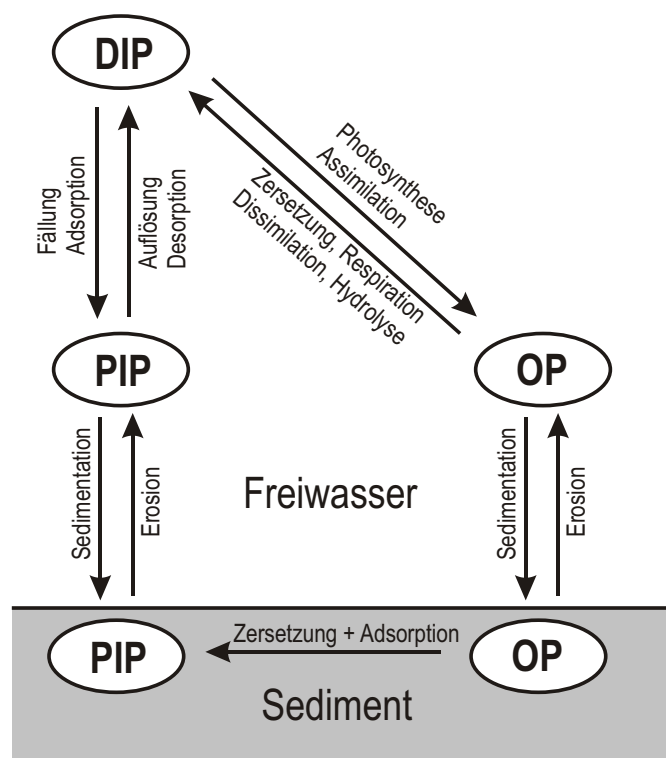


Abb. 6.4: Im Modell umgesetzter Phosphorkreislauf; Wechselwirkungen zwischen OP (organischer Phosphor), DIP (gelöster anorganischer Phosphor) und PIP (partikulärer anorganischer Phosphor)

fasst werden. Eine von den anderen Phosphorverbindungen differenzierte Berücksichtigung der PIP-Fraktion wird daher als sinnvoll erachtet.

Die verbleibenden Phosphorfractionen DOP und POP können aufgrund ihrer Wechselbeziehungen im Modell nicht gewinnbringend differenziert werden. Sie werden daher unter dem Begriff organische Phosphorverbindungen (OP) zusammengefasst (Abbildung 6.4).

Im Gegensatz zu vergleichbaren Modellvorstellungen für Seesedimente, ist die Erosion im Fließgewässer ein wichtiger Prozess und muss in das Modell aufgenommen werden. Durch die physikalische Remobilisierung von phosphorhaltigen Sedimentschichten wird die Konzentration im Freiwasser erhöht. GÖTTLICHER-GÖBEL (1987) bezeichnet den Zusammenhang zwischen Phosphor und Abfluss als hochsignifikant und auch BREHM & MEIJERING (1996) weisen auf das große Remobilisierungspotential von Hochwasserereignissen hin. Besonders deutlich wirkt sich die Erosion auf die während eines Hochwassers mitgeführte Phosphorfracht aus. Je nach Gegebenheit kann diese einen Großteil der Jahresfracht ausmachen und dementsprechend nachfolgend durchströmte Seen oder andere Sedimentationszonen maßgebend prägen.

6.3.3 Phosphor im Modell

Die partikulären Phosphorverbindungen im Freiwasser sind Bestandteil der Schwebstoffe und werden in Abhängigkeit der Schwebstoffbewegung modelliert. Sedimentiert ein Anteil des Schwebstoffs wird im Gütemodul ein entsprechender Anteil der partikulären Phosphor-Fractionen vom Freiwasser ins Sediment überführt. Erodieren hingegen Sedimentmasse, ist in Abhängigkeit von der Sedimentkonzentration ein Teil davon partikulärer Phosphor. Im vorliegenden Gütemodul wird dabei berücksichtigt, dass die Sedimentkonzentration mit der Tiefe variabel ist.

Bei Betrachtung eines Gerinnes mit einem in Querrichtung nicht differenzierten Sedimentkörper ergeben sich die in Abbildung 6.4 dargestellten Transformationsgleichungen des Phosphors vereinfacht zu:

$$\frac{d\{DIP\}}{dt} = k_{22} \cdot \{OP\} - k_{21} \cdot \{DIP\} - \alpha_2 \cdot f_1 \cdot (\mu - \rho) \cdot \{Phyt\} - k_{11} \cdot \{DIP\} - k_{12} \cdot \{Fe_{gel}\} + k_{13} \cdot \{PIP\} \quad (6.3)$$

$$\frac{d\{PIP\}}{dt} = k_{11} \cdot \{DIP\} + k_{12} \cdot \{Fe_{gel}\} - k_{13} \cdot \{PIP\} + \frac{1}{h} \cdot \dot{E} \cdot \{PIP\}_{sed} - \frac{1}{h} \cdot \dot{S} \cdot \frac{\{PIP\}}{\{AFS\}} \quad (6.4)$$

$$\frac{d\{OP\}}{dt} = \alpha_2 \cdot f_1 \cdot (\mu - \rho) \cdot \{Phyt\} + k_{21} \cdot \{DIP\} - k_{22} \cdot \{OP\} + \frac{1}{h} \cdot \dot{E} \cdot \{OP\}_{sed} - \frac{1}{h} \cdot \dot{S} \cdot \frac{\{OP\}}{\{AFS\}} \quad (6.5)$$

$\dot{S}$ ist dabei die für den Schwebstoff ermittelte Sedimentationsrate, h die mittlere Fließtiefe, α_2 der Anteil des Phosphors an der Biomasse und f_1 steht für ein geschätztes Verhältnis zwischen gelöstem anorganischem und gelöstem organischem Phosphor. Die temperaturabhängige Algenwachstumsrate μ und die Algenrespirationsrate ρ werden im Modell nährstoff- und lichtabhängig ermittelt (BROWN & BARNWELL, 1985; SCHNOOR, 1996; CHAPRA, 1997). k_{21} stellt eine Assimilationsrate und k_{22} entsprechend eine Zersetzungs-, Dissimilations- und Hydrolyserate dar. Die Fällung gelösten Phosphors als Ferriphosphat ist unmittelbar an die Konzentration des gelösten Eisens gekoppelt und wird mit Hilfe der Transformationsrate k_{12} berechnet. Die Adsorption von gelöstem Phosphor an partikulären Stoffen wird über die Transformationsrate k_{11} und der Auflösungsprozess bzw. der Desorptionsvorgang partikulärer anorganischer Phosphorverbindungen über die Transformationsrate k_{13} berücksichtigt.

Im Sediment wird mit Hilfe der Transformationsrate k_{31} die Zersetzung von organischem zu gelöstem Phosphor und eine anschließende Bindung an partikulärem Eisen berücksichtigt. Infolge Vermischung der sedimentierenden Masse m_{sink} mit der Masse der obersten Sedimentschicht $m_{schicht}$ muss zudem eine Konzentrationsänderung über die Zeit $\dot{S}_{sed,PIP}$ bestimmt

werden. Die in Abbildung 6.4 dargestellten Transformationsgleichungen im Sediment ergeben sich somit zu:

$$\frac{d\{OP\}_{sed}}{dt} = \dot{S}_{sed,OP} + k_{31} \cdot \{OP\}_{sed} \quad (6.6)$$

$$\frac{d\{PIP\}_{sed}}{dt} = \dot{S}_{sed,PIP} - k_{31} \cdot \{OP\}_{sed} \quad (6.7)$$

Mit der innerhalb des kleinen Zeitschrittes Δt sedimentierenden Schwebstoffmasse m_{sink} mit

$$m_{sink} = \dot{S} \cdot A_{sed} \cdot \Delta t \quad (6.8)$$

ergeben sich die Konzentrationsänderungen über die Zeit infolge Sedimentation $\dot{S}_{sed,OP}$ und $\dot{S}_{sed,PIP}$ zu:

$$\dot{S}_{sed,OP} = \frac{m_{sink} \cdot \frac{\{OP\}}{\{AFS\}} + m_{schicht} \cdot \{OP\}_{sed}}{m_{sink} + m_{schicht}} \quad (6.9)$$

$$\dot{S}_{sed,PIP} = \frac{m_{sink} \cdot \frac{\{PIP\}}{\{AFS\}} + m_{schicht} \cdot \{PIP\}_{sed}}{m_{sink} + m_{schicht}} \quad (6.10)$$

Erosion hingegen wird im Sediment als Massenverlust der obersten Schicht berücksichtigt und hat keinen Einfluss auf die Konzentration einer Sedimentschicht.

Analog zu dem hier ausführlich geschilderten Sediment-Freiwasseraustausch des Phosphors werden auch die partikulären Anteile anderer Stoffe (Eisen, Aluminium, CSB, Phytoplankton, Stickstoff) umgesetzt.

7 Sedimentmodul

7.1 Zusammenhänge des partikulären Transportkreislaufs

7.1.1 Einführung

Ein wichtiger und in der Gewässergütemodellierung oft vernachlässigter Bestandteil des Gewässerkörpers ist das Sediment. Wie der Titel eines BfG-Workshops (BfG, 2003) „Sedimente — Das Gedächtnis unserer Gewässer“ richtig erahnen lässt, ist das Sediment ein wichtiger Speicherbaustein im Oberflächengewässersystem. Es steht über Sedimentation mit anschließender Konsolidation, Rücklösung und Remobilisation in ständigem Austausch mit der Hauptabflusszone.

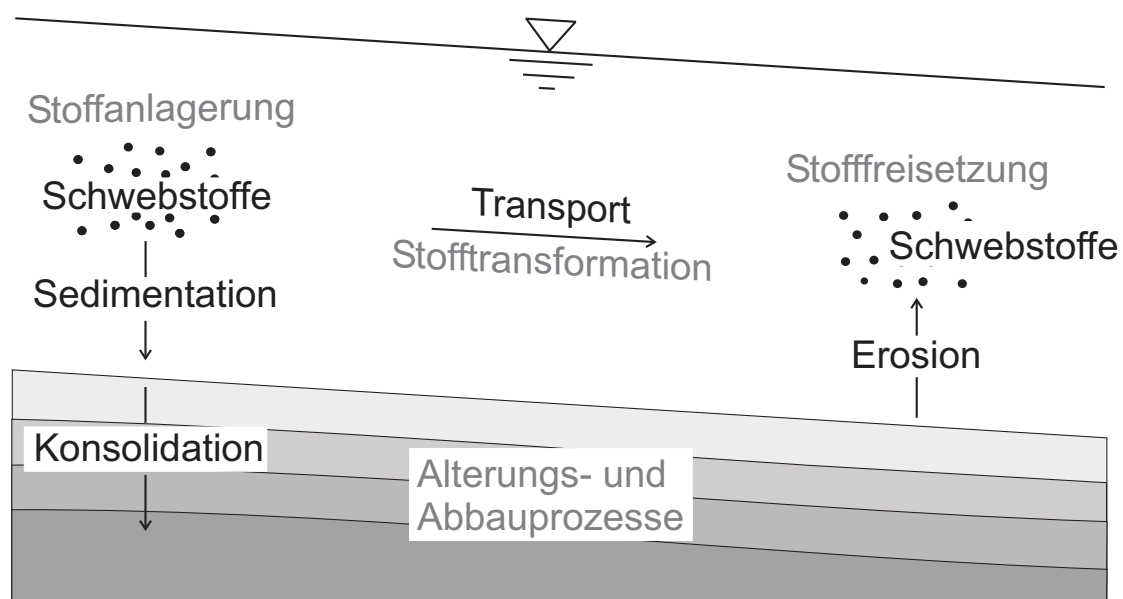


Abb. 7.1: Transport von feinen Sedimenten in Fließgewässern

Mit der Strömung transportierte Partikel werden zum besseren Verständnis häufig in drei Fraktionen unterteilt (NACHTNEBEL, 2003). Sehr feines Material, dessen Korngröße im Sediment nicht wiedergefunden werden kann, wird mit der Strömung durch das Gewässer transportiert und sedimentiert nicht. Diese feinste der drei Kornfraktionen wird daher auch Spülfracht

genannt. Die etwas größeren Korngrößen der Fließgewässersohle werden als Bettmaterial bezeichnet. Dieses wird in suspendiertes Bettmaterial und an der Sohle mitgeführtes Geschiebe unterschieden. Die Grenze zwischen suspendiertem Sediment und Geschiebe ist fließend und von lokalen hydraulischen Gegebenheiten und den Eigenschaften des Sediments abhängig. Mit Hilfe der einfach gehaltenen Gleichung von KRESSER (1964)

$$d_{Kr} = \frac{v^2}{360 \cdot g} \quad (7.1)$$

kann der Grenzdurchmesser d_{Kr} abgeschätzt werden. Partikel deren Durchmesser größer als d_{Kr} sind, werden als Geschiebe transportiert oder befinden sich in Ruhe. Feinere Partikel befinden sich in Schwebelage. Die Spülfracht und das suspendierte Bettmaterial zusammen ergeben die transportierte Schwebstoffmenge.

Für die Gewässergütemodellierung sind nach SCHNOOR (1996), KERN (1997) und SCHWEIM (2005) die feinen Sedimente bzw. Schwebstoffe besonders relevant. Sie besitzen aufgrund ihrer großen spezifischen Oberfläche die Fähigkeit vermehrt güterelevante Stoffe anzulagern und diese somit in eine Abhängigkeit zum partikulären Transportkreislauf zu bringen.

Mögliche Schwebstoffquellen können grundsätzlich in interne, autochthone und externe, sogenannte allochthone Quellen unterschieden werden. Autochthone Quellen resultieren aus Schwebstoffgenerierung infolge von Wachstums- oder Stofftransformationsprozessen oder aus der Erosion an der Fließgewässersohle. Als allochthone Schwebstoffquellen sind atmosphärische Deposition, anthropogene oder diffuse Quellen sowie Bodenerosion in der Fläche infolge starker Niederschläge zu nennen.

Nach WITT (2004) entsteht das in Oberflächengewässern transportierte Sediment im Allgemeinen hauptsächlich durch die Erosion im Fließgewässer selbst oder durch Flächenerosion. Da es sich bei der Flächenerosion aber um eine externe Schwebstoffquelle handelt, übersteigt dies die Grenze der hier vorgestellten Arbeit und muss in eine gesonderte Betrachtung von punktuellen und diffusen Quellen aufgenommen und dann als Randbedingung vorgegeben werden. Ansätze hierfür finden sich beispielsweise in PLATE (1992) oder BEHRENDT & ZWEYNERT (2004).

Die autochthonen Quellen von transportierten Partikeln werden hingegen berücksichtigt. Im Folgenden steht daher das Sediment als Partikelspeicher im Vordergrund.

7.1.2 Sedimentation

Maßgeblich für das Absinken von Schwebstoffen ist das Verhältnis zwischen Sink- und Strömungsgeschwindigkeit. In den von CHAPRA (1997) als Niedrigenergiezonen bezeichneten Bereichen mit kleiner Strömungsgeschwindigkeit und geringer Turbulenz sedimentieren Schwebstoffe bevorzugt.

Die Sinkgeschwindigkeit eines Partikels hängt vor allem von seiner mittleren Dichte und Partikelgröße ab. Bei größeren, kompakten Partikeln ist der Partikeldurchmesser und die mittlere Dichte während des Transportvorgangs weitgehend gleichbleibend, so dass auch die Sinkgeschwindigkeit dieser Partikel konstant bleibt.

Bei feinen zergliederten Partikeln, den sogenannten kohäsiven Sedimenten, ist dies nicht der Fall. Sie besitzen aufgrund ihrer unstrukturierten porösen Struktur eine deutlich herabgesetzte mittlere Partikeldichte und somit eine verringerte Sinkgeschwindigkeit. Durch fortschreitende Flockung ändert sich die Form und damit die Sinkgeschwindigkeit des Schwebstoffs. Dabei ist der komplexe Flockungsprozess abhängig von der Kollisionsfrequenz und der Haftfähigkeit der Partikel. Die Kollisionsfrequenz nimmt mit steigender Schwebstoffkonzentration und mit steigendem Geschwindigkeitsgradienten zwischen den Partikeln zu. Geschwindigkeitsdifferenzen können in strömungsberuhigten Bereichen durch unterschiedliche Sinkgeschwindigkeiten, in Fließgewässern vor allem aber durch Strömungsturbulenzen entstehen. Steigen die Turbulenzen so weit an, dass die auf das Partikel wirkenden Scherkräfte größer als die Haftkräfte werden, zerfällt die Flocke wieder in kleinere Fragmente. Die maximalen Haftkräfte und auch die Haftfähigkeit im Falle einer Partikelkollision werden als Kohäsion bezeichnet. Die Stärke der Kohäsion ist von Partikelladungen sowie von metallischen und organischen Belägen bzw. Schleimen abhängig (KERN, 1997).

7.1.3 Konsolidation

Die auf die Gewässersohle absinkenden Schwebstoffe bilden mit dem an der Sohle transportierten Geschiebe das Sediment und unterliegen einer bodenmechanischen und einer biogeochemischen Konsolidierung.

Die bodenmechanische Konsolidierung des Sedimentkörpers basiert zu einem Großteil auf einer Veränderung der Dichte des Partikel-Wasser-Gemisches. Infolge andauernder Sedimentation wächst das Eigengewicht des Sediments an und führt zu einem erhöhten Porenwasserdruck. Dem hydrostatischen Gefälle folgend, kann ein Teil des nicht gebundenen Porenwassers entweichen und damit eine Steigerung der Lagerungsdichte sowie eine Erhöhung der Festigkeit bewirken. Die Geschwindigkeit dieses Setzungsprozesses hängt maßgeblich von der Durchlässigkeit der Bodenschichten ab. Mit größerer Tiefe im Sediment steigt die Auflast auf die einzelnen Sedimentpartikel an. Die bei kohäsiven Sedimenten vorherrschenden länglichen Tonminerale werden durch größere Auflasten in ihre bevorzugt horizontale Lage umgelagert, woraus wiederum eine Steigerung der Dichte und der Festigkeit resultiert (KERN, 1997).

Der Oberbegriff der biogeochemischen Konsolidierung umfasst die Prozesse der weitergehenden Flockung, der Mineralfällung und der biologischen Besiedlung.

Anders als im Gewässer befinden sich die Partikel im Sediment nahezu in Ruhe, so dass die Geschwindigkeitsenergie der Partikel nicht zur Flockung beitragen kann. Zudem wirkt

dem unmittelbaren Kontakt zweier Partikel eine angelagerte Schicht hydratisierter Kationen mit positiver Gesamtladung entgegen. Diese sogenannte elektrolytische Doppelschicht kann durch eine hohe Ionenkonzentration in ihrer Dicke reduziert und damit eine Flockung begünstigt werden. Verursacher einer gesteigerten Ionenkonzentration kann beispielsweise die Mineralisation von organischen Substanzen sein. Die bodenmechanische Konsolidierung des Sediments sorgt für eine weitere Annäherung der Partikel bis schließlich die elektrolytische Doppelschicht überwunden werden kann (KERN, 1997).

Der Abbau organischer Substanzen mit der einhergehenden Erhöhung der Ionenkonzentration im Sediment kann zu einer Überschreitung der Löslichkeitsgrenze führen. Die dann eintretende Mineralfällung führt zu einer Zementierung des Sediments (KERN, 1997). Andererseits kann eine infolge von Stoffwechsel- und Zersetzungsprozessen entstehende Gasentwicklung der Konsolidation aber auch entgegenwirken (SPORK, 1997).

Aufgrund von Artenvielfalt und Sensibilität ist der Einfluss der biologischen Besiedlung äußerst komplex. So können benthische Organismen durch Verkittung, Verschleimung oder ähnliche Prozesse verfestigend wirken. Durch Grabevorgänge können sie die Stabilität aber auch herabsetzen. Der Einfluss der Biostabilisierung wird beispielsweise in BLACK et al. (2002) ausführlicher und differenzierter betrachtet.

Eine wesentliche Eigenschaft der Konsolidation ist die Beeinflussung der kritischen Sohlschubspannung, welche über die Tiefe veränderlich ist. Im Allgemeinen kann festgestellt werden, dass tiefere und ältere Schichten eine höhere kritische Erosionsschubspannung besitzen als eine frische hochliegende Sedimentschicht.

7.1.4 Erosion

Mit ansteigender Sohlschubspannung an der Gewässersohle, z. B. infolge eines Hochwassers, erodiert Sediment und wird als resuspendierter Schwebstoff mit der Strömung weitertransportiert. Dabei werden zunächst nur einzelne Flocken infolge von Schubspannungsspitzen aus der Sedimentoberfläche gelöst (Flockenerosion). Bei höheren Sohlschubspannungen kommt es bei Überschreitung einer kritischen Sohlschubspannung zur Massenerosion. Hierbei werden ganze Aggregatgruppen aus dem Sediment gelöst. Die Erosionsrate bei einsetzender Massenerosion übertrifft die Erosionsrate einer Flockenerosion häufig um Größenordnungen. Bei der Modellierung des Erosionsprozesses ist daher die Abbildung der Massenerosion maßgebend (SCHWEIM, 2005).

Eine weitere Unterscheidung des Erosionsprozesses ist abhängig von den Eigenschaften der erodierten Sedimentschicht. In einem Sediment mit über die Tiefe steigendem Erosionswiderstand, wie es häufig in jungen oberflächennahen Sedimenten der Fall ist, entsteht Oberflächenerosion. Bei gleichbleibender Sohlschubspannung wird Sediment abgetragen und infolge eines steigenden Erosionswiderstandes wird weniger Sediment resuspendiert. Die Eintiefung verlangsamt sich.

Bei einem Sediment mit einer über die Tiefe in etwa konstanten kritischen Sohlschubspannung kommt es zur sogenannten Tiefenerosion. Die Erosionsrate bleibt bei konstanter Sohlschubspannung auch in tieferliegenden Schichten konstant. Das Fortschreiten der Erosion wird durch das Freilegen tieferer Schichten nicht verlangsamt und endet erst mit sinkenden Sohlschubspannungen oder beim Erreichen anders aufgebauter Bodenschichten mit höherem Erosionswiderstand. Die dabei erreichten Erosionstiefen können bei starken Erosionsereignissen bis in den Bereich von Sedimenten aus der Zeit deutlich höherer Gewässerbelastung reichen. HAAG et al. (2000) weist darauf hin, dass in vielen Flüssen besonders die Altsedimente sehr stark verschmutzt sind und diese auch dann schon zu einer deutlichen Belastung des Oberflächengewässers führen können, wenn nur ein Teil davon wieder remobilisiert wird.

7.2 Entwicklung eines Sediment-Schwebstoff-Moduls

7.2.1 Schwebstofftransport

Der Transport von Schwebstoffen im Freiwasser eines Fließgewässers kann durch die in Gleichung 5.7 vorgestellte Advektions-Dispersionsgleichung beschrieben werden. Setzt man in Gleichung 5.7 für k_0 die Erosionsrate nullter Ordnung $\dot{E}$ und für $k_1 \cdot C$ die Sedimentationsrate $\dot{S}$ ein, ergibt sich mit

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\frac{Q}{A} \cdot \frac{\partial C}{\partial x} + \frac{1}{A} \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(A \cdot D_L \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{Q_{in}}{A dx} \cdot (C_{in} - C) + \frac{1}{h} (\dot{E} - \dot{S}) \quad (7.2)$$

die auch von KERN (1997) verwendete Transportgleichung für Schwebstoffe.

Der Schwebstofftransport wird für die statische und dynamische Betrachtungsweise analog zum Stofftransport anderer Inhaltsstoffe umgesetzt. Als Modellvorstellung dient hierbei ein eindimensionales Einkornmodell.

7.2.2 Sohlschubspannung

Maßgebend für den Austausch partikulärer Masse zwischen Sediment und Freiwasser ist die Sohlschubspannung τ_0 . Sie entsteht durch den Geschwindigkeitsgradient an der Grenzfläche von Fluid und Sohle. Modelltechnisch kann die Sohlschubspannung über verschiedene Gleichungen bestimmt werden.

In Anlehnung an ZANKE (1982) bzw. SCHWEIM (2005) kommt hier das Wandgesetz zur Anwendung und die Sohlschubspannung τ_0 wird mit

$$\tau_0 = \rho_w \cdot u_\tau^2 \quad (7.3)$$

über die Schubspannungsgeschwindigkeit u_τ bestimmt.

Bei einer Kornreynoldszahl $Re_K \leq 3,32$ mit

$$Re_K = \frac{u_\tau \cdot k_s}{\nu} \quad (7.4)$$

herrschen hydraulisch glatte Verhältnisse und die Schubspannungsgeschwindigkeit kann mittels

$$\frac{v}{u_\tau} = 2,5 \cdot \ln\left(3,32 \frac{u_\tau \cdot h}{\nu}\right) \quad (7.5)$$

iterativ bestimmt werden. Hierin ist v die flächengemittelte Fließgeschwindigkeit und h die über die Breite gemittelte Fließtiefe.

Für den hydraulisch rauen Bereich bzw. den Übergangsbereich mit $Re_K > 3,32$ wird die Schubspannungsgeschwindigkeit über

$$\frac{v}{u_\tau} = 2,5 \cdot \left[\ln\left(\frac{h}{k_s}\right) - 1 \right] + \frac{3,32}{\kappa \cdot Re_K} \cdot \ln(Re_K) - \frac{9,96}{Re_K} + 8,5 \quad (7.6)$$

bestimmt. κ steht dabei für die *Karman*-Konstante.

7.2.3 Sedimentation

Eine zentrale Größe bei der Modellierung des Sedimentationsprozesses ist die Sinkgeschwindigkeit suspendierter Partikel v_s . Die im Bereich der Fließgewässermodellierung am häufigsten verwendeten Gleichungen werden im Folgenden kurz vorgestellt.

Bei KERN (1997) und WITT (2004) wird der als *Stokessche Sinkgeschwindigkeit* bekannte partikelbezogene Ansatz eingesetzt. Er basiert auf dem Kräftegleichgewicht zwischen Eigengewicht, Auftrieb und Strömungswiderstand des Partikels. Danach kann in einem beruhigten Fluid bei einem kohäsionslosen ungleichförmigen Partikel die Sinkgeschwindigkeit als

$$v_s = \sqrt{\frac{4g}{3} \frac{(\rho_s - \rho_w)}{\rho_w} \frac{\psi d_v}{c_D}} \quad (7.7)$$

beschrieben werden (z. B. SHARPE, 1994). Dabei ist ψ die Sphärizität, die im Falle eines kugelförmigen Partikels den Wert 1 annimmt und bei unregelmäßigen plättchenhaften Körpern zwischen 0,4 und 0,5 anzusetzen ist. d_v ist der Durchmesser einer zum ungleichförmigen

Partikel volumengleichen Kugel. Der Widerstandsbeiwert c_D ergibt sich nach BRUCATO et al. (1998) zu

$$c_D = \frac{24}{Re_s} + \frac{3}{Re_s^{0.28}} \quad \text{für } Re_s < 1000 \quad (7.8)$$

und die Reynoldszahl des Absinkvorgangs Re_s zu

$$Re_s = \frac{v_s d_v}{\nu \cdot \psi^{1/2}} \quad (7.9)$$

ν bezeichnet hierin die kinematische Viskosität und ψ ist der Formbeiwert des Partikels.

Die im ruhenden Fluid ermittelte Sinkgeschwindigkeit v_s ist größer als die im Fließgewässer aufgrund von turbulenzbedingter zusätzlicher innerer Reibung verlangsamte Sinkgeschwindigkeit v_{st} (KÄSER, 1980):

$$v_{st} = v_s \sqrt{\frac{\nu}{\nu + \nu_t}} \quad (7.10)$$

Nach MALCHEREK (2003) ist die partikelbezogene Betrachtungsweise im stark durch Flockung geprägten Bereich nicht geeignet. Hier führen Kollisionshäufigkeit und Haftfähigkeit zu einer Variabilität der Partikelform und Flockendichte, die eine Überarbeitung des Ansatzes nahe legt. Weit verbreitet ist der Ansatz, die Sinkgeschwindigkeit konzentrationsabhängig mit

$$v_s = r_1 C^{r_2} \quad (7.11)$$

zu berechnen. Hier ist C die Schwebstoffkonzentration und r_1 bzw. r_2 sind empirische Koeffizienten, die mittels Messungen kalibriert werden müssen.

Weitergehend kann auch die turbulenzabhängige Flockenbildung und Flockenzerstörung über die Gleichung

$$v_s = r_1 C^{r_2} \frac{1 + r_3 G}{1 + r_4 G^2} \quad (7.12)$$

in die Betrachtung aufgenommen werden. Mit dem absoluten Geschwindigkeitsgradient G und zwei weiteren empirischen Koeffizienten r_3 und r_4 kann der Gleichung 7.11 ein Faktor hinzugefügt werden, der bis zu einem bestimmten absoluten Geschwindigkeitsgradienten die Sinkgeschwindigkeit und damit die Sedimentation erhöht. Steigt der absolute Geschwindigkeitsgradient weiter, werden in der Modellvorstellung Flocken infolge großer Turbulenz

zerstört und erneut aufgewirbelt. So ergibt sich im Mittel eine verringerte Sinkgeschwindigkeit. Die vier Parameter und die zusätzliche Simulationsgröße G lassen den erforderlichen Daten- und Kalibrierungsaufwand stark ansteigen. Da in den meisten Untersuchungsgebieten entsprechende Daten nicht vorliegen, wird hier den beiden einfacheren Ansätzen der Vorzug gegeben.

Auf Basis der ermittelten Sinkgeschwindigkeit kann die Sedimentationsrate $\dot{S}$ bestimmt werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass unterhalb einer ablagerungsfreien Grenzkonzentration von

$$C_{s,gr} = \frac{1}{g} \frac{k \cdot v}{h \cdot v_s} \frac{\rho_s}{(\rho_s - \rho_w)} \cdot \tau_{c,S} \quad (7.13)$$

keine Sedimentation stattfindet (WESTRICH & JURASCHEK, 1985). Die in der Literatur angegebene kritische Sedimentationsschubspannung $\tau_{c,S}$ variiert laut KERN (1997) zwischen 0,06 und 1,1 N/mm² und der empirische Faktor k beträgt für eine ebene, kornraue Sedimentoberfläche 0,0018. Eine deutlich struktureichere Sohle führt zu einer im sohlnahen Bereich erhöhten turbulenten Vermischung und somit bei gleichen Abflussbedingungen zu einem erhöhten Faktor k .

In Abhängigkeit von der Schwebstoffkonzentration in Sohlnähe $C_s(a)$, von der Sinkgeschwindigkeit v_{st} , der wirksamen Sohlschubspannung τ_0 und der kritischen Sedimentationsschubspannung $\tau_{c,S}$ ergibt sich die Sedimentationsrate $\dot{S}$ zu (KRONE, 1962; PARTHENIADES, 1965)

$$\dot{S} = \begin{cases} C_s(a) v_{st} \left(1 - \frac{\tau_0}{\tau_{c,S}}\right) & \text{für } \tau_0 < \tau_{c,S} \\ 0 & \text{für } \tau_0 > \tau_{c,S} \end{cases} \quad (7.14)$$

7.2.4 Sedimentschichten

Abgesunkene Schwebstoffpartikel werden Teil des Sedimentkörpers und verlieren damit ihre Mobilität. Sie werden gespeichert und nehmen über den Porenwasseraustausch und gegebenenfalls über Erosion Einfluss auf die Gewässergüte im Sediment und Freiwasser.

Die Modellierung von Sediment wird in der Literatur teilweise sehr unterschiedlich vorgenommen. In SCHLAEGER (2003), im Gewässergütemodell QUAL2E (BROWN & BARNWELL, 1985) oder im DWA-Gewässergütemodell (MÜLLER, 2002) wird das Sediment als Schwebstoffquelle und -senke dargestellt, welche zwar über Austauschraten mit dem Freiwasser kommuniziert, das Sediment selber wird aber nicht modelliert. Auch die neu überarbeitete Version QUAL2K (EPA, 2006) arbeitet mit Austauschraten, die je nach Stoff in einem funktionalen Zusammenhang zu der Modellierung von sedimentierenden organischen Partikeln stehen.

Andere Modellansätze betrachten das Sediment, ähnlich wie aus der Freiwassermodellierung, als voll durchmischten Reaktor. So entscheidet sich beispielsweise RUBBERT (2006) bei der

Simulation eines Standgewässers für einen solchen Ansatz zur Abbildung der obersten aktiven Sedimentschicht, weil die Sedimentation als dominierender Feststofftransportmechanismus betrachtet und der Prozess der Rücklösung so ausreichend genau modelliert werden kann.

In Mike 11 (DHI, 2004) kann ein über die Höhe dreifach differenzierter Sedimentkörper berücksichtigt werden. Weicher Schlamm, weniger weicher Schlamm und konsolidiertes Sediment werden unterschieden. Eine Unterscheidung ähnlich konsolidierter Sedimente mit unterschiedlichen Stoffkonzentrationen ist allerdings nicht möglich.

Bei der in dieser Arbeit angestrebten langfristigen Betrachtung von Sedimentations- und Erosionsphasen unter Berücksichtigung von Stoffkonzentrationen ist eine geschichtete und damit über die Höhe und über das Sedimentalter differenzierte Sedimentmodellierung von Vorteil (KERN, 1997). Nur so können in einer begrenzten Zeitperiode eingelagerte Stoffe entsprechend ihres Alters getrennt im Sediment vorgehalten und bei einem Erosionszenario entsprechend der schichtenabhängigen kritischen Sohlschubspannung in das Gewässer freigegeben werden.

KERN (1997) erläutert zwei Konzepte für ein Sedimentschichtenmodell. Beim modifizierten Euler-Verfahren wird von einer Sedimentsäule mit einer konstanten Anzahl von Sedimentschichten mit jeweils konstantem Volumen ausgegangen. Dabei wandert die oberste Schicht infolge Erosion oder Sedimentation mit der Sedimentoberfläche mit. Entsprechend dem Kontinuitätsgesetz wird bei einer Schwebstoffzuführung infolge Sedimentation in die oberste Schicht ein Teil des Schichtinhalts in die unteren Schichten abgegeben. Ein zentraler Nachteil dieser Methode ist eine starke numerische Diffusion, welche die Stoffkonzentrationen in den Schichten mit wachsender Simulationszeit immer stärker verwischt.

Mit dem Lagrange-Verfahren wird der numerischen Diffusion entgegengewirkt. Der Ansatz zielt darauf ab, jede Sedimentschicht mit den darin enthaltenen Stofffrachten zu erhalten. Eine Sedimentation oder Erosion beeinflusst somit zunächst nur die oberste Schicht. Alle anderen Schichten werden nur durch Alterungs- oder sonstige Transformationsvorgänge verändert. Erst wenn die oberste Schicht wegerodiert ist, kann die zweite Schicht mit ihren Inhaltsstoffen erodiert werden. Eine Sedimentation führt nach diesem Prinzip in jedem Simulationszeitschritt zu der Bildung einer neuen obersten Sedimentschicht. Um die Anzahl der Schichten nicht zu groß werden zu lassen, kann die Schichtenerhaltung nicht in letzter Konsequenz umgesetzt werden und es muss ein Konzept für eine Schichtenzusammenlegung festgelegt werden.

Hier wird das Lagrange-Verfahren mit minimal zwei und maximal neun Sedimentschichten umgesetzt. Die Anzahl der Schichten und deren Stärke ist Teil der Modellierung und somit abhängig von der simulierten Vergangenheit. Bei verstärkter Erosion wird einer Schicht solange Sedimentmasse entnommen bis die Schichtdicke auf 0 mm abgesunken ist und es zu einer Schichtauflösung kommt. Danach wird die nächste Schicht erodiert.

Im Fall einer andauernden Sedimentation kommt es zu der Situation, dass die maximale Anzahl von neun Sedimentschichten erreicht wird. In diesem Fall werden alle k bis n Nach-

barschichten, die eine vom Benutzer festgelegte Minstdicke unterschreiten, nach folgenden Gleichungen zusammengelegt:

$$z_b^{neu} = \sum_{i=k}^n z_b(i) \quad , \quad (7.15)$$

$$t_b^{neu} = \frac{1}{\sum_{i=k}^n z_b(i)} \cdot \sum_{i=k}^n t_b(i) \cdot z_b(i) \quad , \quad (7.16)$$

$$\tau_{b,crit}^{neu} = \frac{1}{\sum_{i=k}^n z_b(i)} \cdot \sum_{i=k}^n \tau_{b,crit}(i) \cdot z_b(i) \quad \text{und} \quad (7.17)$$

$$C_{b,Stoff} = \frac{1}{\sum_{i=k}^n z_b(i)} \cdot \sum_{i=k}^n C_{b,Stoff}(i) \cdot z_b(i) \quad . \quad (7.18)$$

Dabei ist z_b die Schichtdicke, t_b das Alter der Schicht, $\tau_{b,crit}$ die kritische Sedimentschubspannung und $C_{b,Stoff}$ die verschiedenen Stoffkonzentrationen.

Sind alle unteren Schichten soweit zusammengelegt, dass die Minstdicke in allen Schichten erreicht ist, fasst der vorgestellte Algorithmus die frische oberste und die zweite Schicht zusammen. Um diese Schicht nicht unendlich anwachsen zu lassen, werden immer dann, wenn diese Schicht die Maximalschichtdicke $z_{b,max}$ überschritten hat, alle Schichten um eine Schichtnummer nach unten verschoben und damit Platz für weiteres Sediment geschaffen. Die in der damit wegfallenden untersten Schicht enthaltenen Informationen gehen verloren. Über eine großzügig bemessene Maximal- und Minstdschichtdicke kann vom Anwender maßgeblich festgelegt werden, dass nur selten Informationen über tiefer liegendes Sediment verloren gehen. Mit einer kleiner gewählten maximalen und Minstdschichtdicke kann hingegen eine genauere Auflösung des Sedimentkörpers erzielt und damit die Schärfe der Sedimentmodellierung verbessert werden.

7.2.5 Kritische Sohlschubspannung und Konsolidation

Für die Erstellung eines Sedimenttransportmodells ist der Parameter kritische Sohlschubspannung von zentraler Bedeutung. Sie gibt an, ab welcher Sohlschubspannung Sediment erodiert wird und bestimmt damit, ob Sedimentschichten eventuell über Jahre lokal fixiert oder weggespült werden.

Die kritische Sohlschubspannung $\tau_{b,crit}$, die in der Literatur häufig auch als Erosionswiderstand τ_{ce} bezeichnet wird, ist infolge Konsolidation über die Tiefe und Zeit variabel.

Der Prozess der physikalischen Konsolidation bewirkt vor allem eine Erhöhung der Dichte der Sedimentablagerungen (Trockendichte). Diese Dichteveränderung kann unter Annahme

einer konstanten Partikeldichte auch indirekt über die Modellierung des Porenraums simuliert werden. In HAMRICK (2001) werden dazu beispielhaft drei Ansätze vorgestellt. Zwei der vorgestellten Algorithmen sind semi-empirisch und erfordern die Ermittlung einer empirischen Konstante beziehungsweise einer empirischen Funktion. Der dritte Ansatz berechnet ähnlich zu einem von TOORMAN (1999) vorgestellten Ansatz den Konsolidationsprozess soweit möglich deterministisch. Dabei wird ausgehend von den durch Auflast entstehenden Kräften über das Filtergesetz von Darcy und einem festzulegenden Durchlässigkeitsbeiwert k_f die Geschwindigkeit des entweichenden Porenwassers und darüber die Verdichtung des Sediments ermittelt. In BOUDREAU & BENNETT (1999) wird ein stationärer Ansatz zur Berechnung der Dichte vorgestellt. Es wird davon ausgegangen, dass sich der Porenwasserdruck schnell angleichen und somit keine Kräfte aufnehmen kann. Obwohl durch diese Annahme die Modellierung vereinfacht wird, bleiben die Größen minimale und maximale Dichte sowie ein empirischer Parameter unbekannt.

Zahlreiche Autoren leiten von der Dichte einer Sedimentschicht die kritische Sohlschubspannung einer Schicht ab (SCHWEIM, 2005). Dabei basiert ihr Ansatz meist auf der Gleichung

$$\tau_{b,crit} = a \cdot \rho_b(z)^b . \quad (7.19)$$

In der aus SCHWEIM (2005) übernommenen Abbildung 7.2 sind 20 verschiedene Ansätze und ihre Anwendungsgrenzen in einem Diagramm dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird hier darauf verzichtet, die einzelnen Funktionen ihren Autoren zuzuordnen. Für eine genauere Aufschlüsselung wird auf SCHWEIM (2005) verwiesen.

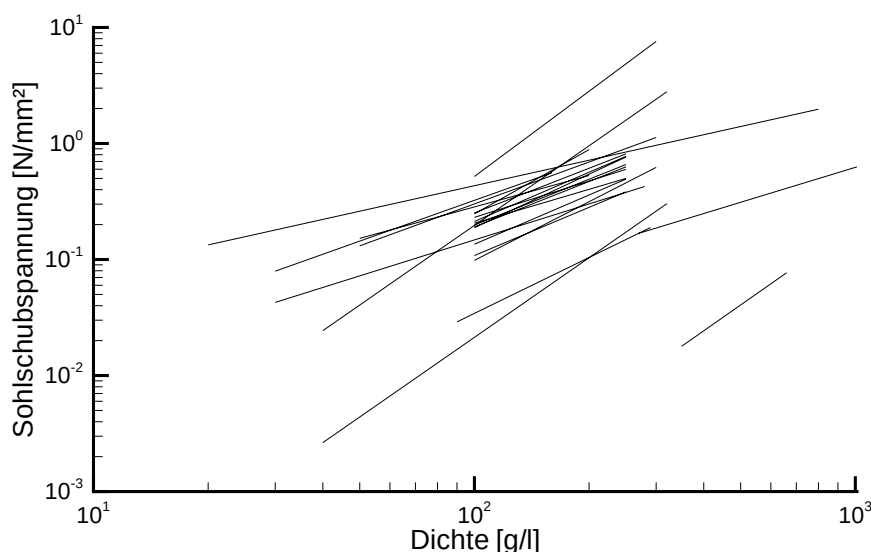


Abb. 7.2: Verschiedene der Literatur entnommene Ansätze zur Ermittlung der kritischen Sohlschubspannung in Abhängigkeit von der Sedimentschichtdichte (Schweim, 2005)

Die empirischen Parameter a und b unterscheiden sich bei den verschiedenen Autoren teilweise so deutlich, dass bei gleicher Dichte mitunter Abweichungen im Bereich von ein bis zwei Größenordnungen berechnet werden. Darüber hinaus stellt SCHWEIM (2005) in Frage, ob die Ansätze mit den im Labor ermittelten Parametern a und b für die in der Natur häufig größeren Lagerungsdichten und Erosionswiderstände extrapoliert werden dürfen.

Wie zuvor dargestellt, basiert die Dichtemodellierung entweder auf Ansätzen mit nicht genau ermittelten empirischen Beiwerten oder auf einer komplexen Berechnung mit einem unbekannten Durchlässigkeitsbeiwert. Auf dieser ungewissen Basis kann mit den stark variierenden dichteabhängigen Ansätzen die kritische Sohlschubspannung ermittelt werden. Die in ihrer Kombination sehr große Unsicherheit lässt diesen Weg allerdings als ungeeignet erscheinen, so dass von einer Modellierung der Konsolidation in Abhängigkeit einer veränderlichen Sedimentdichte abgesehen wird.

Bei der in der vorliegenden Arbeit angestrebten Sedimentmodellierung als Teil einer Gewässergütebetrachtung ist es das Ziel die Sedimentationsmasse, die Erosionsmasse und die Stoffkonzentrationen im Sediment zu modellieren. Die Sedimentdichte ist dafür nicht explizit erforderlich. Daher kann ein alternativer Ansatz gewählt werden, der den Erosionswiderstand $\tau_{c,E}$ unabhängig von der Sedimentdichte ermittelt. KERN (1997) wendet die Gleichung

$$\tau_{c,E} = \tau_{c,E}^0 + (\tau_{c,E}^\infty - \tau_{c,E}^0) \left[\underbrace{\theta_K \left(1 - e^{k_{\text{Alterung}} t}\right)}_{\text{Alterung}} + \underbrace{(1 - \theta_K) \left(1 - e^{k_{\text{Setzung}} \Delta z}\right)}_{\text{Setzung}} \right] \quad (7.20)$$

mit $0 \leq \theta_K \leq 1$

zur Ermittlung des Erosionswiderstandes erfolgreich an.

Eine Veränderung der Dichte und somit eine Veränderung der Schichtdicke über die Zeit wird nicht modelliert. Vielmehr wird der Schicht eine dichteunabhängige Größe $\tau_{c,E}$ zugeordnet, welche von dem minimalen $\tau_{c,E}^0$ und dem maximalen Erosionswiderstand $\tau_{c,E}^\infty$, dem Sedimentschichtalter t , der Sedimentschichttiefe Δz , den empirischen Parametern k_{Alterung} und k_{Setzung} sowie dem Wichtungsparameter θ_K abhängig ist.

Der minimale und der maximale Erosionswiderstand sind empirische Parameter, die in Anlehnung an KERN (1997) und KERN (2005) zunächst mit $k_{\text{Alterung}} = -1,16 \cdot 10^{-4}$ und $k_{\text{Setzung}} = -1,43$ angesetzt werden. Entsprechend wird der Wichtungsfaktor mit $\theta_K = 0,35$ festgelegt. Die Sedimentschichttiefe Δz und das Alter der Sedimentschicht t sind Teil der Modellierung und daher bekannt.

Der erste Term innerhalb der eckigen Klammern berücksichtigt die biogeochemischen Alterungsprozesse. Über die Konstante k_{Alterung} wird festgelegt, wann die Modellierung der biogeochemischen Konsolidationsprozesse abgeschlossen ist. In Abbildung 7.3 ist für verschiedene Werte k_{Alterung} der Grad der Verfestigung über die Zeit dargestellt. Der Grad der

Verfestigung wird definiert als

$$\text{Verfestigungsgrad} = \frac{\tau_c - \tau_{\min}}{\tau_{\max} - \tau_{\min}}. \quad (7.21)$$

Bei $k_{\text{Alterung}} = -1,16 \cdot 10^{-4}$ sind 98 % der biogeochemischen Verfestigung bereits nach etwa 10 Stunden abgeschlossen. Bei einer Sedimentmodellierung mit einer Zeitschrittweite oberhalb von 10 Stunden kommt dies praktisch einer Erhöhung des minimalen Erosionswiderstandes gleich.

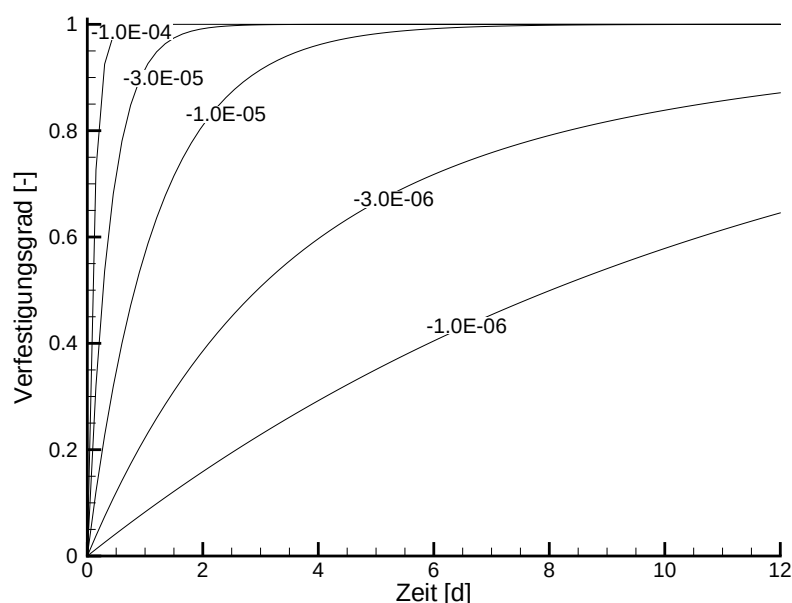


Abb. 7.3: Grad der Verfestigung über die Zeit bei verschiedenen empirischen Parametern k_{Alterung}

Der zweite Term in der eckigen Klammer von Gleichung 7.20 berechnet die Verfestigung des Sediments infolge bodenmechanischer Konsolidation. Mit steigender Sedimentüberdeckung wird das Sediment immer weiter verfestigt. Bei dem aus KERN (1997) entnommenen Wert $k_{\text{Setzung}} = -1,43$ wird für eine Tiefe von etwa $2,75\text{m}$ eine zu 98 % abgeschlossene bodenmechanische Verfestigung simuliert. Abbildung 7.4 kann entnommen werden, dass aber auch schon in den oberen Zentimetern des Sediments eine spürbare Verfestigung über die Tiefe berechnet wird.

Der Wichtungsfaktor θ_K steuert die Relevanz der biogeochemischen bzw. der bodenmechanischen Konsolidation. Bei einem minimalen Wert von $\theta_K = 0$ wird keine und bei $\theta_K = 1$ wird ausschließlich biogeochemische Verfestigung berücksichtigt.

Bei einsetzender Erosion kommt es zu einer Verringerung der Sedimentschichttiefe Δz . Dies bedeutet aber nicht, dass sich auch der Erosionswiderstand der tieferen Schichten reduziert.

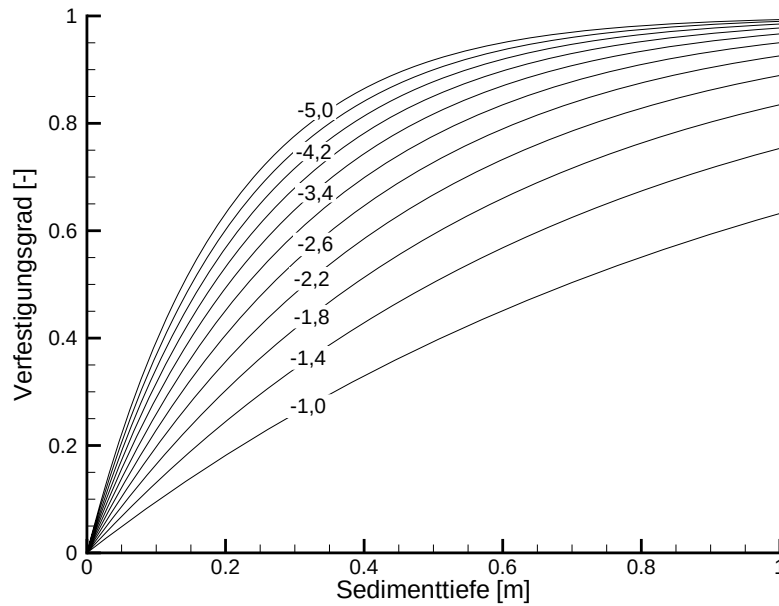


Abb. 7.4: Grad der Verfestigung über die Sedimenttiefe bei verschiedenen empirischen Parametern k_{Setzung}

Gleichung 7.20 wird daher um den Zusatz

$$\tau_{c,E}^{t+1} \geq \tau_{c,E}^t \quad (7.22)$$

erweitert. Eine weitergehende Verfestigung des nicht erodierten Sedimentkörpers kann nach einer Erosionsphase erst dann wieder erreicht werden, wenn die Sedimentüberdeckung soweit angewachsen ist, dass Gleichung 7.20 zu einer Erhöhung des Erosionswiderstandes führt.

7.2.6 Erosion

Der Erosionsbeginn wird durch eine Gegenüberstellung von Einwirkung und Widerstand modelliert. Dabei ist in der Literatur allgemein akzeptiert, dass die Erosion bei Überschreitung der kritischen Sohlschubspannung also mit der Überwindung des Erosionswiderstandes einsetzt (SCHWEIM, 2005).

Die gängigen Oberflächen- oder Tiefenerosionsmodelle berücksichtigen die Differenz aus vorhandener und kritischer Sohlschubspannung. Trotz dieser Gemeinsamkeit beinhalten die verschiedenen Erosionsansätze teilweise sehr unterschiedliche Gleichungen. Eine gute Übersicht über die verschiedenen Ansätze gibt SCHWEIM (2005). Dabei stellt er einen für diese Arbeit besonders geeigneten Ansatz vor, der gleichermaßen Tiefen- als auch Oberflächenerosion abbildet:

$$\dot{E} = \begin{cases} m \cdot \rho_b \cdot \left(\frac{\tau_0 - \tau_{c,E}}{\tau_{c,E}} \right) & \text{für } \tau_0 > \tau_{c,E} \\ 0 & \text{für } \tau_0 < \tau_{c,E} \end{cases} \quad (7.23)$$

Über eine Dimensionsanalyse zeigt SCHWEIM (2005), dass m mit

$$m = \frac{\dot{E}}{\rho_b} \cdot \frac{\tau_{c,E}}{\tau_0 - \tau_{c,E}} \left[\frac{kg \cdot m^3}{m^2 \cdot s \cdot kg} \frac{N \cdot m^2}{m^2 \cdot N} = \frac{m}{s} \right] \quad (7.24)$$

die Einheit einer Geschwindigkeit besitzt und nennt m daher charakteristische Erosionsgeschwindigkeit. Um Verwechslungen vorzubeugen wird angemerkt, dass die Erosionsgeschwindigkeit nur in dem Ausnahmefall $\tau_b = 2\tau_{ce}$ der Geschwindigkeit des Sohlabtrags entspricht.

Bei der Umsetzung wird der Erosionswiderstand über den in Kapitel 7.2.5 beschriebenen Konsolidationsansatz ermittelt. Die Dichte und die Erosionsgeschwindigkeit werden über die Höhe konstant angesetzt. Es wird darüber hinaus davon ausgegangen, dass Erosion und Sedimentation nicht gleichzeitig auftreten können. Zwar ist es in der Natur theoretisch denkbar, dass in einem Gewässerquerschnitt gleichzeitig Erosion und Sedimentation auftreten, in der Modellierung wird aber meist davon ausgegangen, dass sich im gleichen Element Erosion und Sedimentation gegenseitig ausschließen (CANCINO & NEVES, 1999). Bei einsetzender Erosion wird ein Massenabtrag berechnet, der das Volumen der jeweils obersten Sedimentschicht verringert und bei vollständiger Erosion einer Schicht die nächst höhere Schicht weiter erodiert. Sollte durch eine fortschreitende Erosion auch die vorletzte Sedimentschicht erodiert werden, wird dem Sediment von unten eine weitere Sedimentschicht hinzugefügt. Dabei wird von den gleichen Stoffkonzentrationen und einem gesteigerten Erosionswiderstand zur darüber liegenden Schicht *neun* mit der Schichtdicke h^{neun} ausgegangen. Der Erosionswiderstand der neu generierten Schicht lässt sich nach Gleichung 7.20 abschätzen, indem eine Sedimentüberdeckung von

$$\Delta z^{neun} = -\frac{1}{k_{Setzung}} \cdot \frac{1}{1 - \theta_K} \cdot \log \left(1 - \frac{\tau_{c,E}^{neun} - \tau_{c,E}^0}{\tau_{c,E}^\infty - \tau_{c,E}^0} \right) + h^{neun} \quad (7.25)$$

angenommen wird.

An Fließabschnitten mit besonders starker Neigung, wie z.B. bei Sohlrampen, Wehrrücken oder ähnlichem, kann die berechnete Sohlschubspannung schon bei Normalabfluss die vom Anwender bereichsweise festgelegte maximale kritische Sohlschubspannung überschreiten. In der Natur ist an solchen Stellen ein deutlich erhöhter Erosionswiderstand vorhanden bzw. gar keine Erosion möglich. Um an diesen Stellen im Modell nicht fälschlicherweise dauerhafte Sedimentquellen zu berechnen, wird immer dann, wenn in einem stationären und damit lang anhaltendem Zustand eine Tiefenerosion zu der Erosion der untersten Schichten und damit zu einer Generierung neuer unterster Schichten im Modell geführt hat, die kritische Sohlschubspannung der neuen Schicht mit der derzeit wirkenden Sohlschubspannung gleichgesetzt. Es wird auf diese Weise verhindert, dass eine immer gleiche Sohlschubspannung zu einer über Monate wirkenden Tiefenerosion führen kann. Zudem wird ab einem vom Benutzer festgelegten maximalen Erosionswiderstand der Sohle keine weitere Erosion von feinen Schwebstoffen

zugelassen. Dies ist sinnvoll, da in Bereichen großer Sohlschubspannung feine Sedimentablagerungen nicht vorkommen und dort somit auch nicht erodiert werden können.

7.2.7 Hauptgerinne, Randbereiche und Überflutungsflächen

Für die Entstehung des Sedimentkörpers im Fließgewässer sind insbesondere die langen Sedimentationsphasen zwischen den Hochwasserereignissen relevant. In diesen Phasen mittlerer bis niedriger Wasserstände setzen sich über die Zeit Schwebstoffe in Bereichen mit niedrigen Fließgeschwindigkeiten ab und bilden neue Sedimentschichten. Die Auflösung dieser Sedimentationsprozesse wird durch eine Erweiterung der Querschnittsgliederung verbessert. Dazu wird für das Sedimentmodul eine Querschnittsgliederung des Fließgewässers eingeführt, die sich von der im Hydraulikmodul unterscheidet. In Abbildung 7.5 (oben) wird eine beispielhafte Querschnittsdifferenzierung für das Hydraulikmodul vorgestellt. Es wird zwischen linkem und rechtem Vorland sowie dem Hauptgerinne unterschieden. Die beiden Vorländer können trocken fallen. Da im dargestellten Beispiel das rechte Vorland unterhalb des bettbildenden Abflusses beginnt, ist es auch bei niedrigeren Abflüssen teilweise überströmt. Für alle drei Querschnittsbereiche wird in Abhängigkeit des Durchflusses eine Fließgeschwindigkeit berechnet.

Das Sedimentmodul differenziert das Querprofil des Fließgewässers in Hauptgerinne, Randbereiche und Hochwasserüberflutungsflächen (Abbildung 7.5, unten). Im Hauptgerinne kann nahezu im ganzen Jahr von einer Wasserüberdeckung und somit von einer potentiellen Sedimentation oder Erosion ausgegangen werden. Außerhalb von Stauwurzeln vor Wehranlagen oder ähnlichem sind die vorherrschenden Sohlschubspannungen im Hauptgerinne allerdings oft so groß, dass nur wenig Schwebstoff sedimentiert.

Die als HW-Überflutungsflächen bezeichneten Bereiche des Fließquerschnitts werden nur in den zeitlich begrenzten Hochwasserperioden überflutet. Nach Ablaufen des Hochwassers werden die hier sedimentierten Schwebstoffe beispielsweise von vorhandenem Bewuchs überwuchert und verfestigt. Eine Simulation der Sedimentation auf dem nur selten überfluteten Vorland lässt keine Verbesserung der langfristigen Modellergebnisse erwarten. Daher wird dieser Teil des Querschnitts als reine Senke betrachtet.

Der Bereich, der infolge geringerer Fließtiefe und gegebenenfalls erhöhter Rauheit deutlich strömungsberuhigt ist, aber dennoch auch in den langen für die Sedimentation interessanten Mittel- und Niedrigwasserperioden überflutet ist, wird hier als Randbereich bezeichnet. In der hydraulischen Betrachtung zählt dieser Bereich bereits zum Vorland. Die Grenze zwischen Hauptgerinne und Randbereich wird somit schon in der hydraulischen Berechnung durch die Festlegung hydraulischer Unterschiede im Querschnitt definiert. Die Grenze zwischen Randbereich und Hochwasserüberflutungsflächen wird mit einem vom Anwender festgelegten bettbildenden Abfluss ermittelt. Dabei werden sämtliche Flächen, die beim bettbildenden Abfluss

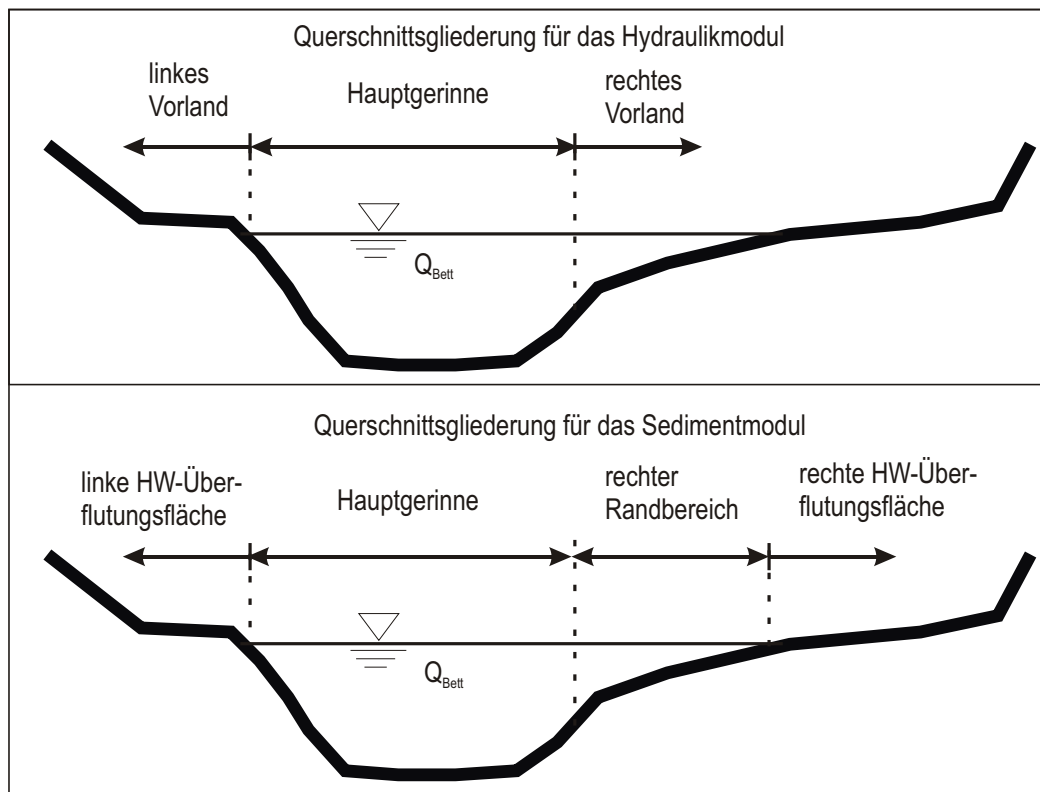


Abb. 7.5: Querschnittsdifferenzierung für das Hydraulikmodul (oben) und das Sedimentmodul (unten)

trocken sind, als Überflutungsflächen interpretiert und aus der Sedimentmodellierung ausgeschlossen.

Für den linken und rechten Randbereich sowie für das Hauptgerinne wird jeweils ein unabhängiger Sedimentspeicher mit den vollständigen Schwebstoff-Sedimentbeziehungen abgebildet.

8 Gesamtmodell

8.1 Allgemeines

Die in den Kapiteln 3 bis 7 vorgestellten Teilmodule zur Berechnung der Hydraulik, des Stofftransports und des Sediments werden zu dem Gesamtmodell **LGpro** zusammengefügt. Nachfolgend wird die allgemeine Funktionsweise des Gesamtmodells anhand von Abbildung 8.1 und weiterführenden Erläuterungen (Kapitel 8.2 und 8.3) vorgestellt. In Kapitel 8.4 wird das Gesamtmodell auf ein synthetisches Beispiel angewendet. Dabei werden die Interaktionen der Teilmodule aufgezeigt.

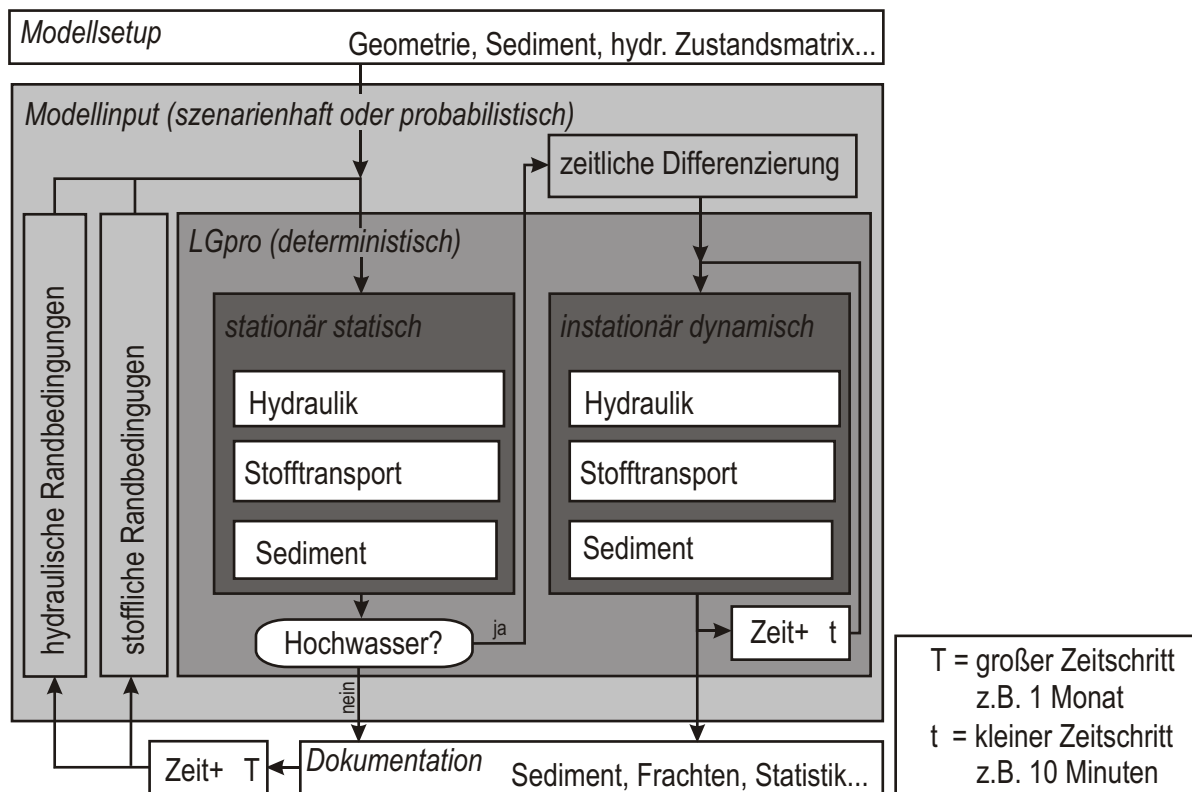


Abb. 8.1: Zusammenschluss der Teilmodule zu einem deterministischen Gesamtmodell

In der numerischen Modellierung ist im Allgemeinen zunächst ein *Modellsetup* des Untersuchungsgebietes durchzuführen. Bestandteil dieses ersten Arbeitsschrittes ist neben der Fest-

legung der Geometrie des Fließgewässers o. ä. auch die Durchführung der in Kapitel 3.4.2 beschriebenen Vorabberechnungen zur Erstellung hydraulischer Zustandsmatrizen. Ein weiterer Bestandteil des Modellsetups ist die Festlegung der Anfangsbedingungen. So müssen beispielsweise der Initialzustand der Schichtung und die Stoffkonzentration des Sediments zu Beginn der Simulation definiert werden.

Für den Einsatz des Gesamtmodells werden als *Modellinput* sowohl hydraulische als auch stoffliche Randbedingungen benötigt. Da die Festlegung der Randbedingungen eine wichtige Aufgabe mit — je nach Gegebenheiten — heterogener Herangehensweise ist, wird in Kapitel 8.2 auf diesen Punkt vertieft eingegangen.

Das deterministische Gesamtmodell *LGpro* enthält die in dieser Arbeit beschriebenen Module für eine stationär statische oder eine instationär dynamische Berechnung der Hydraulik, des Stofftransports bzw. der Stofftransformationen und der Veränderungen im Sediment.

Zur schnellen Berechnung großer Zeiträume wird die Langfristmodellierung mit einer großen Zeitschrittweite von beispielsweise einem Monat quasistationär durchgeführt. Basierend auf dieser stationär statischen Simulation wird entschieden, ob der Zeitschritt ein relevantes Kurzfristereignis, wie beispielsweise ein Hochwasser, enthält. Die Entscheidungskriterien hierfür werden in Kapitel 8.3 beschrieben.

Wird für den stationär berechneten Monat ein erosionsrelevantes Hochwasserereignis identifiziert, muss anschließend eine instationär dynamische Simulation des selben Monats durchgeführt werden. Da diese nur dann sinnvoll eingesetzt werden kann, wenn mindestens eine Randbedingung über die Zeit veränderlich ist, muss für die instationär dynamische Modellierung entweder die hydraulische Randbedingung und/oder die stoffliche Randbedingung zeitlich feiner aufgelöst vorgegeben werden. Die instationär dynamische Berechnung wird mit einer Zeitschrittweite von wenigen Minuten durchgeführt und endet spätestens mit dem Beginn eines neuen Zeitschrittes der stationär statischen Simulation.

Nach einem Zeitschritt werden die Ergebnisse in einer *Dokumentation* festgehalten. Für die Konzentrationen im Freiwasser ist es zumindest für die stationär statischen Modellergebnisse oft ausreichend, diese lediglich für ausgesuchte Profile und an den Schnittstellen zu anderen Modellen zu dokumentieren. Aufgrund der impliziten Berechnungsweise müssen die instationär dynamischen Modellergebnisse für den nächsten Zeitschritt vorgehalten werden. Um die Speicherwirkung des Sediments abbilden zu können, muss auch der Zustand des Sediments zumindest noch im nächsten Zeitschritt verfügbar sein. Damit die Ergebnisdateien nicht übermäßig anwachsen, werden die Ergebnisse sinnvoll zusammengefasst und nicht länger benötigte Detailergebnisse gelöscht. Nahe liegend ist daher die Aufsummierung transportierter Frachten und die Reduzierung des Gewässerverlaufs auf ausgesuchte Querprofile. Darüber hinaus wird durch eine über die gesamte Fließlänge geführte Statistik mit Mittel-, Maximal- und Minimalwerten sowie mit ausgesuchten Quantilwerten für eine kompakte Darstellung der Ergebnisbandbreite über die Fließlänge gesorgt. Mit der Stoffkonzentration C und dem

fortlaufendem Mittelwert der Stoffkonzentration $\bar{C}$ kann zudem für den Zeitschritt n die Standardabweichung S_n der Stoffkonzentration mit

$$S_n = \sqrt{\frac{1}{n-1} \left(S_{n-1}^2 \cdot (n-2) + (\bar{C} - C)^2 \right)} \quad (8.1)$$

aus der Standardabweichung des vorherigen Zeitschrittes S_{n-1} fortlaufend ermittelt werden. Eine Dokumentation aller Ergebnisse ist dabei nicht notwendig. Mit Fertigstellung der Ergebnisdokumentation ist die Berechnung eines Monatszeitschrittes abgeschlossen.

8.2 Modellinput

8.2.1 Überblick

Das in Abbildung 8.1 gezeigte Berechnungsschema sieht einen szenarienhaften oder einen probabilistischen Modellinput vor. Szenarienhafte, fest vorgegebene Randbedingungen werden beispielsweise im Zuge einer Modellkalibrierung oder zum Vergleich bekannter Systemzustände eingesetzt. Mit dem deterministischen Modell wird in diesem Fall genau ein reproduzierbares Ergebnis ermittelt.

Das eigentliche Einsatzfeld des Modells liegt allerdings in der probabilistischen Langfristprognose. Wie in Kapitel 2.3 beschrieben, werden dabei die für die Zukunft unbekannten Randbedingungen probabilistisch variiert und darauf aufbauend mit Hilfe des deterministischen Gewässergütemodells die zu erwartende Entwicklungsbandbreite prognostiziert. Dabei wirkt sich die stochastische Herangehensweise insofern nachteilig aus, als dass der langfristige Untersuchungszeitraum vielfach wiederholt simuliert werden muss. Dies lässt den Rechenaufwand stark anwachsen.

Grundsätzlich können sowohl hydraulische als auch stoffliche Randbedingungen für die Zukunft probabilistisch variiert werden. In der vorliegenden Arbeit wird ein Schwerpunkt auf den Abfluss im Fließgewässer gelegt. GRÜNEWALD et al. (2001) schreiben über die Abflussbildung, dass diese zwar bei bekannten Randbedingungen mit den heutigen Möglichkeiten ein deterministisches Problem darstellt, aufgrund mangelnder Kenntnisse über die treibenden zukünftigen hydrometeorologischen Größen Niederschlag und Verdunstung handelt es sich bei der Prognose der zukünftigen Abflussbildung aber um ein stochastisches Problem. Die langfristige Prognose wird daher mit Hilfe einer großen Anzahl stochastisch variierender Einzelsimulationen durchgeführt (Monte-Carlo-Verfahren), um so die gesamte Bandbreite möglicher Abflusszustände zu erfassen (KADEN & SCHRAMM, 1999).

Die hydraulischen Randbedingungen in Form von Einleitmengen werden in ihrem Dargebot probabilistisch variiert und durch eine Mengenbilanzierung vorgegeben. Die Generierung der

hydraulischen Daten ist nicht Bestandteil dieser Arbeit und kann durch Modelle wie beispielsweise **WBalMo** (WASY, 1999, 2006) durchgeführt werden.

Die stofflichen Randbedingungen sollten idealerweise ebenfalls durch vorgeschaltete probabilistische Modelle berechnet und dann als Einleitkonzentrationen angesetzt werden. Ein entsprechendes Ineinandergreifen verschiedener Modelle in einem Untersuchungsgebiet wird beispielsweise in SCHLAEGER et al. (2003) beschrieben. Ist die Modellierung eines Einleiters nicht möglich und sind die zukünftigen Einleitkonzentrationen somit unbekannt, müssen diese möglichst realitätsnah generiert werden. In Kapitel 8.2.2 werden hierfür geeignete Techniken vorgestellt.

8.2.2 Umgang mit unbekannten Randbedingungen

In der angewandten Gütemodellierung übersteigt der beabsichtigte Modellumfang häufig die für eine Kalibrierung benötigte Datenbasis. Auch der Datenbedarf für eine spätere Gewässergüteprognose beinhaltet oft Einleiter, die nicht durch andere Modelle simuliert und damit nicht als bekannt vorausgesetzt werden können. Aus diesem Grund werden nachfolgend Möglichkeiten aufgezeigt, wie mit Datenlücken in Form von fehlenden Messwerten aus der Vergangenheit und unbekannten Randbedingungen in der Zukunft verfahren werden kann.

In der vorgestellten Arbeit werden diese Datenlücken in den Einleitern auf fünf verschiedene Arten geschlossen:

- Die einfachste Möglichkeit besteht darin, die Konzentration eines Einleiters vom Anwender als konstant vorzugeben. Es gibt allerdings nur wenige Einleitstellen, die durch eine konstante Einleitkonzentration gut charakterisiert werden.
- Ist ein Einleiter von untergeordneter Bedeutung, so sind für diesen Einleiter häufig keine Messdaten vorhanden und er wird auch nicht durch ein angrenzendes Modell simuliert. In diesem Fall wird die Einleitkonzentration mit der lokal vorherrschenden Konzentration im Vorfluter gleichgesetzt. Die Einleitung bewirkt somit durch eine Vermischung keine Konzentrationsänderung im Fließgewässer. Diese Annahme kann auch dann sinnvoll sein, wenn der Einleiter zwar aufgrund seiner Größe relevant aber durch die gleichen Randbedingungen und Prozesse wie das Hauptgerinne geprägt ist. In diesem Fall kann von einer ähnlichen Konzentration ausgegangen werden.
- Sind für einen Einleiter einige Messungen vorhanden, diese aber lückenhaft, können fehlende Einleitkonzentrationen über den Mittelwert der vorhandenen Daten abgeschätzt werden. Um den Einfluss von Saisonalitäten berücksichtigen zu können, ist es beispielsweise bei der Ermittlung der mittleren Wassertemperatur sinnvoll, für die Abschätzung die jeweils gleichen Monate der anderen Jahre heranzuziehen. So lässt sich beispielsweise die Temperatur im Januar eines Jahres durch die mittlere Temperatur im Januar anderer Jahre abschätzen.

- Eine weitere Möglichkeit, Lücken in einem vorhandenen Datensatz aufzufüllen, besteht darin, Korrelationen zu bekannten Größen zu finden. So kann bei natürlichen Fließgewässern die Temperatur zur Jahreszeit, das Kationen-Anionen-Verhältnis zum pH-Wert oder die Schwebstoffkonzentration zum Abfluss (vgl. Abbildung 9.4) korreliert werden. Der rein funktionale, korrelierte Zusammenhang sollte um einen stochastischen Anteil erweitert werden, um so das in den Messwerten gefundene natürliche Streuverhalten nachzuempfinden.
- Sind einige Messwerte vorhanden und ist keine relevante Korrelation zu bekannten Größen auszumachen, kann die Charakteristik des Einleiters über probabilistische Funktionen nachempfunden werden. Über den Mittelwert und die Standardabweichung aus den Messwerten können Randbedingungen beispielsweise mit einer normalverteilten Gaußfunktion generiert werden. Alternativ kann auch eine Regressionsanalyse der Häufigkeitsverteilung der Messwerte zum Ziel führen. Beide Varianten bieten in Kombination mit einem Monte-Carlo-Ansatz die Möglichkeit, Randbedingungen mit einer ähnlichen Streuungscharakteristik wie die der Messwerte zu erzeugen. Auf diese Weise werden die Randbedingungen innerhalb zu erwartender Grenzen gestreut und bei vielfacher Wiederholung ergibt sich eine Häufigkeitsverteilung, die einer Verteilung von gemessenen Randbedingungen ähnelt. Vor allem für die Generierung zukünftiger, noch unbekannter Randbedingungen in der Langfristprognose ist der Einsatz einer probabilistischen Funktion geeignet.

Kann ein Trend in den vorhandenen Messdaten identifiziert werden oder wird für die Zukunft ein Trend prognostiziert, müssen die aufgeführten Punkte durch eine entsprechende zeitabhängige Veränderung erweitert werden.

Auch bei einem regelmäßigen, lückenlosen Messrhythmus kann nicht immer von einer für den Zeitabschnitt repräsentativen Beprobung ausgegangen werden. So ist beispielsweise ein einzelner Messwert in einem Monat nicht zwangsläufig auch charakteristisch für den ganzen Monat. Der reale Monatsmittelwert kann von dem einzelnen Messwert deutlich abweichen. In Ermangelung zeitlich höher aufgelöster Daten wird in dieser Arbeit trotzdem davon ausgegangen, dass eine in einem Monat einmalig gemessene Konzentration für den Monat repräsentativ ist.

8.2.3 Zeitliche Differenzierung

Wird für den zuvor stationär statisch berechneten Monat ein erosionsrelevantes Hochwasserereignis identifiziert, muss eine instationär dynamische Simulation desselben Monats vorbereitet werden. Wesentlicher Bestandteil ist dabei eine Verfeinerung der zeitlich grob aufgelösten hydraulischen und stofflichen Randbedingungen. Diese Aufgabe wird hier als zeitliche Differenzierung bezeichnet. Sie ist erforderlich, da eine instationär dynamische Modellierung meist

nur dann sinnvoll ist, wenn mindestens eine Randbedingung über die Zeit veränderlich vorgegeben wird.

Wenn gegebenenfalls vorgeschaltete Modelle keine zeitlich feiner aufgelösten Eingangsdaten liefern, müssen die zeitlich gröberen Daten der stationär statischen Modellierung künstlich differenziert werden. Ziel der zeitlichen Differenzierung sind tagesgenaue Einleitrandbedingungen. Dabei ist abzuwägen, ob immer alle Daten oder vielleicht nur die stark veränderlichen Eingangsdaten zeitlich differenziert werden. Im Hinblick auf eine oft begrenzte Datenlage und eine wirtschaftliche Vorgehensweise empfiehlt es sich teilweise, die Einleitkonzentration über den Monat konstant zu halten und nur den Abfluss zu variieren.

Im Folgenden wird das in dieser Arbeit eingesetzte Verfahren der zeitlichen Differenzierung anhand der Verfeinerung des Monatsmittelwertes eines Hochwasserabflusses vorgestellt. Es wird von einem beliebigen Fließgewässer mit einer oberen Randbedingung und mehreren seitlichen Einleitern ausgegangen. Für diese werden Monatsmittelwerte $\overline{Q^*}$ prognostiziert. Ziel ist es nun, für die obere Randbedingung und jeden Einleiter eine über den Monat variable Abflussganglinie $Q^*(t)$ zu generieren, die im Mittel dem jeweiligen prognostizierten Monatsmittelwert $\overline{Q^*}$ entspricht.

Um für das Untersuchungsgebiet typische Formen der Abflussganglinien zu generieren, wird auf mehrere aus der Vergangenheit bekannte Hochwasserereignisse zurückgegriffen. Diese Abflussganglinien geben eine Bandbreite möglicher Formen von Hochwasserwellen vor. Sie besitzen eine bekannte tagesgenaue Abflusskurve $Q(t)$ und einen über den Monat gemittelten Abfluss von $\overline{Q}$. Eine aus diesen Hochwasserereignissen zufällig gewählte Abflussganglinie wird über eine Mischung aus Multiplikation und Addition (Gleichung 8.2) so skaliert bzw. verschoben, dass anschließend der Mittelwert der so generierten Abflussganglinie $Q^*(t)$ mit dem prognostizierten Mittelwert $\overline{Q^*}$ übereinstimmt

$$Q^*(t) = \theta_H \cdot \frac{\overline{Q^*}}{\overline{Q}} \cdot Q(t) + (1 - \theta_H)(\overline{Q^*} + (Q(t) - \overline{Q})) \quad . \quad (8.2)$$

Über die Hilfsvariable θ_H wird gewichtet, zu welchem Anteil die Skalierung durch eine Multiplikation oder durch eine Addition erfolgen soll. In Abbildung 8.2 wird der Einfluss der Hilfsvariable θ_H veranschaulicht. Es wird deutlich, dass bei Variante A durch die Verschiebung der Kurve in einen Bereich höherer Abflüsse die Variabilität relativ zum Abflussmittel nicht ausreichend berücksichtigt wird. Bei einer reinen Verzerrung der Abflussganglinie in Variante B wird die relative Variabilität hingegen übertrieben.

Mit der vorgestellten Vorgehensweise kann basierend auf einer Menge von in der Vergangenheit gemessenen Abflusskurven eine tagesgenaue Hochwasserwelle generiert werden, die im Mittel dem prognostizierten Mittelwert entspricht und eine für das Einzugsgebiet typische Form der Abflussganglinie besitzt.

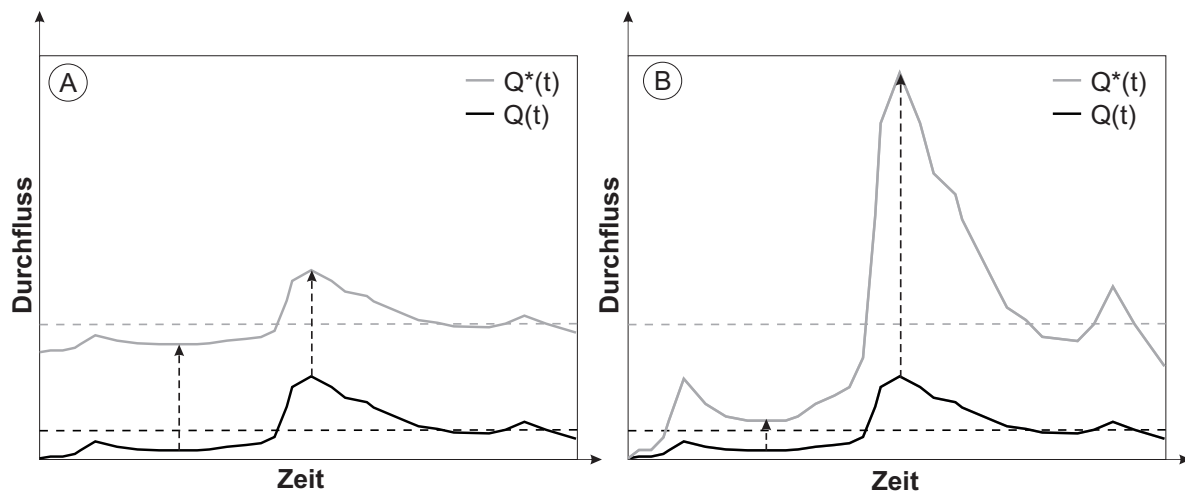


Abb. 8.2: Variante A: Beispiel einer durch Addition ($\theta_H = 0, 0$) verschobenen Abflussganglinie;
 Variante B: Beispiel einer durch Multiplikation ($\theta_H = 1, 0$) verzerrten Abflussganglinie

Wie in Kapitel 8.2.2 beschrieben, können teilweise aus vorhandenen Datenbeständen für Einleiter Korrelationen beispielsweise zwischen Abfluss und Güteparameter gefunden werden. Mit Hilfe dieser Korrelationen und der hier vorgestellten zeitlichen Differenzierung des Abflusses kann somit auch eine zeitliche Differenzierung der Einleitkonzentrationen realisiert werden.

8.3 Identifizierung erosionsrelevanter Hochwasserereignisse

Das Erosionsverhalten bei einem Hochwasser ist grundsätzlich von der Verfügbarkeit und der Festigkeit des Sediments auf der einen Seite und von der durch die Strömung hervorgerufenen Sohlschubspannung auf der anderen Seite abhängig.

Die Phase der Sedimentation und Konsolidation und damit die Vergangenheit des Sediments bestimmt die Verfügbarkeit und die Festigkeit. Oft ist das sedimentierte Material typisch für das Einzugsgebiet, so dass sich im Laufe von Sedimentationsphasen ein für den Ort charakteristisches Sediment bildet. Bei einer vereinfachten Unterscheidung zwischen tiefen, alten, festeren Sedimentschichten und oberflächennahen, jungen, weniger festen Sedimentschichten, wird die erosionsrelevante Sedimentverfügbarkeit und die Festigkeit der oberen Sedimentschichten zumindest bei kleinen und mittleren Hochwasserereignissen vor allem durch die jüngeren Sedimente bestimmt. Dabei hängt die Mächtigkeit der jungen, weniger festen Sedimentschichten und der Grad der Konsolidation von der Zeit seit dem letzten Erosionsereignis ab. Auch die Sedimentationsrate hat einen großen Einfluss auf die Mächtigkeit der jüngeren Sedimentschichten. Letztere ist allerdings über die Zeit und den Raum so veränderlich, dass sie hier nicht als Entscheidungskriterium herangezogen wird.

Neben der seit dem letzten Hochwasser vergangenen Zeit muss auch die Intensität eines Hochwasserereignisses betrachtet werden, um erosionsrelevante Ereignisse identifizieren zu können. Dabei wird die Intensität hier als Jährlichkeit ausgedrückt. Liegt die Jährlichkeit des Abflusses über einem für den Problemfall individuell zu ermittelnden Grenzwert, wird von einem relevanten Hochwasser ausgegangen.

Zur Bestimmung der Jährlichkeit potentiell erosionsrelevanter Hochwasserereignisse werden aus vorliegenden Abflussmessungen die Abflussscheitel von unabhängigen Hochwasserereignissen betrachtet. Dabei sind Ereignisse mit einem sehr großen Abfluss und einer großen Jährlichkeit leicht zu identifizieren und meist offensichtlich relevant. Um auch erosionsrelevante mittlere und kleine Hochwasserereignisse identifizieren und anhand ihrer Jährlichkeit unterscheiden bzw. bewerten zu können, ist hier die Bestimmung kleiner Jährlichkeiten von besonderem Interesse.

Für die Betrachtung kleiner Wiederholungszeitspannen ist in DVWK (1999b) die Möglichkeit beschrieben, aus vorhandenen Abflussmessungen mit Hilfe partieller Serien und ihrer ermittelten empirischen Häufigkeit die Jährlichkeit der gemessenen Hochwasserereignisse zu bestimmen. Um Jährlichkeiten unterhalb eines Jahres ermitteln zu können, wird der Stichprobenumfang für die partielle Serie doppelt so groß wie die Anzahl k der gemessenen Jahre gewählt. Auf diese Weise beträgt die empirisch ermittelte Jährlichkeit der betrachteten Hochwasserscheitel zwischen 0,5 und k Jahren. Nach DVWK (1999b) kann nun über Interpolation ein Zusammenhang zwischen Abfluss und Jährlichkeit hergestellt werden. Die vorgestellte Vorgehensweise ist lediglich für kleine Wiederholungszeitspannen geeignet. Für die Betrachtung großer Jährlichkeiten und die Extrapolation auf sehr große Jährlichkeiten sei auf andere in DVWK (1999b) beschriebene Vorgehensweisen verwiesen.

In Kapitel 9.4.3 wird die Entwicklung eines Entscheidungskriteriums für die Auswahl relevanter Hochwasserereignisse an einem konkreten Beispiel vorgeführt. Das vorgestellte Verfahren ist in analoger Form auf andere Einzugsgebiete übertragbar.

8.4 Interaktionen der Teilmodule in einem synthetischen Beispiel

Nachfolgend wird das Gesamtmodell auf ein synthetisches Beispiel angewendet. Das Beispiel ist so angelegt, dass die Interaktionen zwischen den verschiedenen Modulen besonders deutlich werden.

Als Testfall wird auf die bereits in Kapitel 4.3.7 verwendete, 45 km lange und um 1 ‰ geneigte Trapezgeometrie zurückgegriffen. An dem letzten Profil bei Stationierung 0 km wird als Auslaufbedingung ein unendlich fortgeführtes Gerinne mit einer Längsneigung von 1 ‰ angenommen. Bei den Stationierungen 30, 20 und 10 km sind Wehre angeordnet, die im Hochwasserfall nach der in den Gleichungen 4.7 bis 4.9 angegebenen Regelvorschrift mit

Wehrhöhen zwischen 3,5 *m* und 5 *m* betrieben werden. Für das Sediment wird als Initialzustand eine nicht erodierbare Sohle mit einer geringen Eisenkonzentration angenommen.

Zu Demonstrationszwecken werden über 100 Monate sowohl der Modelleinlauf bei Stationierung 45 *km* als auch die einzige seitliche Einleitung bei Stationierung 35 *km* konstant gehalten. In Tabelle 8.1 sind die unmittelbar für die Eisentransformation relevanten Parameter kurz zusammengefasst.

Tab. 8.1: Randbedingungen des Modelleinlaufs und der seitlichen Einleitung bei Stationierung 35 *km* in der stationären Phase des Testbeispiels

Parameter	Einheit	Modelleinlauf	seitliche Einleitung
Durchfluss	m^3/s	5	2
Schwebstoff	mg/l	5	0
Eisen part.	mg/l	1	0
Eisen gel.	mg/l	0,05	50
Sauerstoff	mg/l	13,7	identisch zum Hauptg.
pH	—	7,7	identisch zum Hauptg.

Die Sauerstoffkonzentration und der pH-Wert werden im seitlichen Einleiter identisch zum Hauptgerinne gewählt, so dass es am Einleiter zu keinem Konzentrationssprung kommt. Ähnlich wie es bei Sumpfungswässern oder in Restseen beobachtet werden kann, wird für das gelöste Eisen mit 50 mg/l eine deutlich erhöhte Konzentration angenommen. Darüber hinaus wird hier von keiner Schwebstoffzufuhr und von einer Nullkonzentration beim partikulären Eisen ausgegangen.

Bei den vorgestellten Randbedingungen stellen sich die in Abbildung 8.3 gezeigten Konzentrationsverläufe über die Fließlänge ein.

Bei Stationierung 35 *km* ist der durch den Einleiter hervorgerufene Sprung in den Konzentrationsverläufen deutlich zu erkennen. Über die Fließlänge fällt das gelöste Eisen aus und erhöht somit die Konzentration von partikulärem Eisen und damit auch die Konzentration von Schwebstoff. Besonders in den langsamer durchströmten Querschnitten oberhalb von Wehren ermöglicht die hohe Aufenthaltszeit einen gesteigerten Abbau von gelöstem Eisen. Der Zuwachs von partikulärem Eisen infolge von Ausfällung wird in Bereichen langsamer Fließgeschwindigkeiten und damit einhergehender kleiner Sohlschubspannungen von einer gleichzeitigen Sedimentation der Schwebstoffe überlagert. So kommt es vor den Wehren trotz erhöhter Ausfällung zu einer deutlichen Reduktion der partikulären Fraktionen.

In Abbildung 8.4 ist die Eisenkonzentration im Sediment nach einem Jahr abzulesen. In den meisten Fließabschnitten ist das in der Anfangsbedingung vorgegebene eisenarme Sediment immer noch an der Sedimentoberfläche. In diesen Abschnitten hat keine Sedimentation statt-

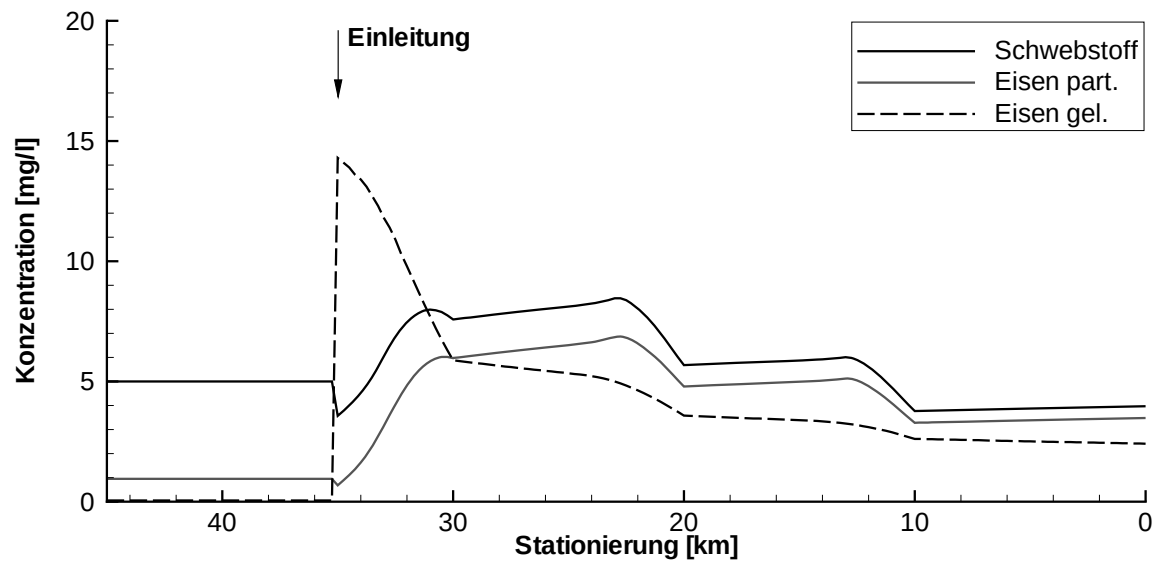


Abb. 8.3: Konzentrationsverlauf von Schwebstoff sowie von partikulärem und gelöstem Eisen bei stationären Randbedingungen

gefunden. Weiterhin ist an der deutlichen Konzentrationserhöhung des Eisens oberhalb der drei Wehre zu erkennen, dass es dort zu Sedimentablagerungen gekommen ist. Vor dem ersten Wehr wird dabei mit etwa 1,2 cm der größte Sedimentzuwachs berechnet. Vor dem zweiten Wehr wird ebenfalls ein großer Sedimentzuwachs bei gleichzeitig sehr hoher Eisenkonzentration berechnet. Die größten Eisenkonzentrationen werden mit 860 g/kg oberhalb des dritten Wehres simuliert.

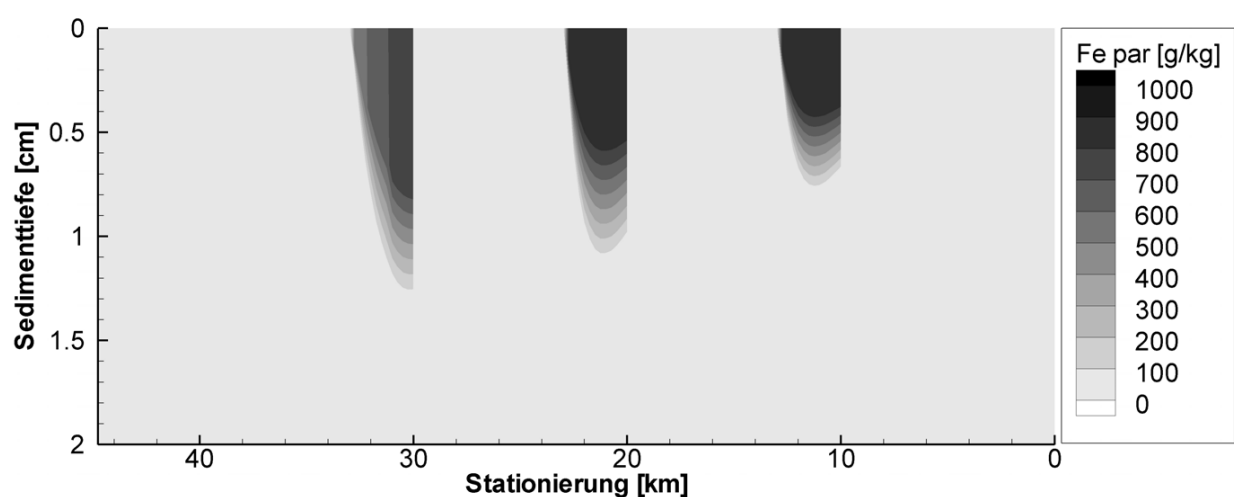


Abb. 8.4: Eisenkonzentration im Sediment nach einem Jahr

Nach 100 identischen stationären Monaten besteht der Sedimentspeicher oberhalb der drei Wehre aus mehreren Schichten unterschiedlich konsolidierten Sediments und kann bei einem Hochwassermonat teilweise remobilisiert werden. Als synthetisches Hochwasser wird auf die bereits in Kapitel 4.3.1 eingesetzte sinusförmige Hochwasserwelle nach den Gleichungen 4.1 und 4.2 zurückgegriffen. Die Wehre werden wie beschrieben mit steigendem Durchfluss abgesenkt und der Wasserspiegel somit nahezu konstant gehalten.

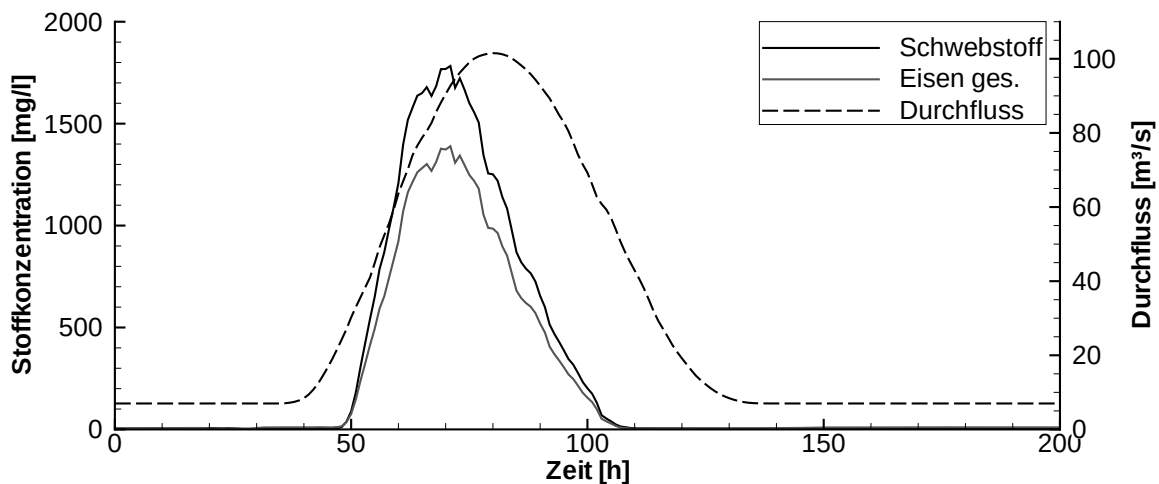


Abb. 8.5: Durchfluss, Schwebstoff- und Eisenkonzentration am Auslaufprofil bei geregelter Wehrsteuerung

In Abbildung 8.5 wird für das Auslaufprofil des Testbeispiels der Durchfluss sowie die Schwebstoff- und Eisenkonzentration über die Zeit dargestellt. Wie auch in anderen Arbeiten (z. B. JUNGE et al., 2003; KURTENBACH et al., 2005) festgestellt, eilt der Schwebstoffpeak dem Durchflusspeak voraus. Dies wird durch eine mit der Sedimenttiefe zunehmenden Erosionsstabilität hervorgerufen. Mit fortschreitender Erosion werden tiefere, stabilere Sedimentschichten freigelegt. Die kritische Sohlschubspannung der obersten Schicht steigt somit an und führt zu einer reduzierten Erosion. Teilweise werden Schichten erreicht, deren Erosionsstabilität die anliegende Sohlschubspannung übersteigt, so dass trotz erhöhtem Abfluss keine weitere Erosion möglich ist. Die Konsequenz ist eine trotz gleich bleibender oder weiter ansteigender Sohlschubspannung reduzierte Erosion.

Bei dem gezeigten Beispiel wird eine Schwebstofffracht von 16000 t durch das betrachtete Querprofil transportiert. Dabei ist Eisen mit ca. 12500 t der Hauptanteil. Es ist offensichtlich, dass die transportierte Schwebstofffracht eine Konsequenz des instationären Hochwassers ist. Aufgrund der erhöhten Sohlschubspannung an der Sedimentsohle werden Teile des Sediments erodiert und mit der Strömung transportiert. Zudem nehmen auch Faktoren aus der sedimentbildenden Vergangenheit großen Einfluss auf das Erosionsereignis. Als wichtige Größen sind

hier beispielsweise die Fließgeschwindigkeit, die Sohlschubspannung, die Sedimentation und die Sedimentkonsolidation zu nennen.

Mit Abbildung 8.6 wird veranschaulicht, welchen Unterschied eine Veränderung der wasserwirtschaftlichen Steuerung in dem einfach gehaltenen System bewirkt. In dem gezeigten Beispiel wird die Wehrsteuerung deaktiviert und die Wehre werden nun auch während des Hochwasserereignisses auf konstant 5 m gehalten. Die dadurch reduzierte Energielinienneigung oberhalb des Wehres führt zu geringeren Sohlschubspannungen und zu einer weniger starken Erosion. Die transportierte Fracht wird so auf ca. 8600 t Schwebstoff mit ca. 6700 t Eisen herabgesetzt.

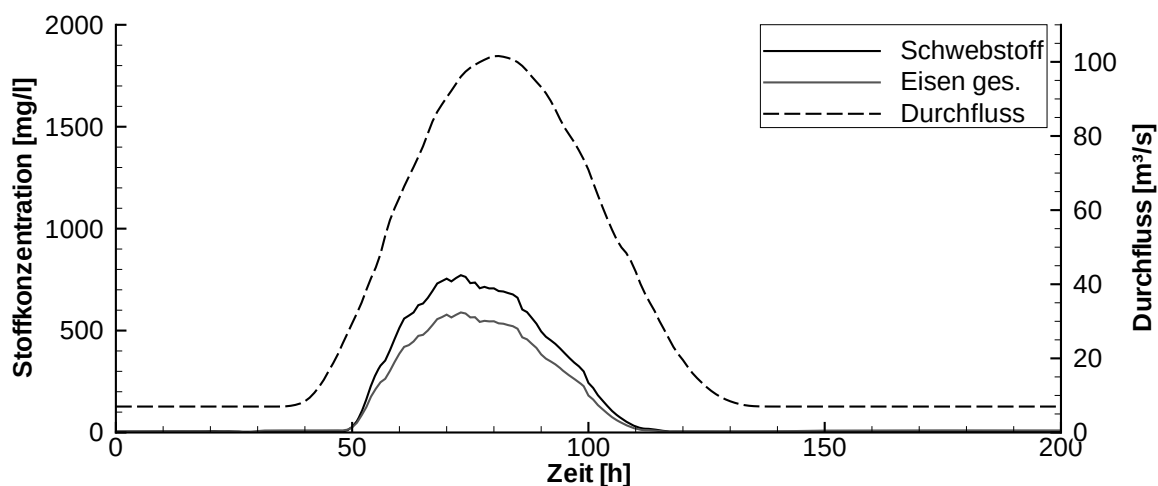


Abb. 8.6: Durchfluss, sowie Schwebstoff- und Eisenkonzentration am Auslaufprofil bei unregelter Wehrsteuerung

Sedimentieren die erodierten Schwebstoffe in Stillwasserzonen oder gegebenenfalls in durchströmten Standgewässern des Untersuchungsgebietes erneut und nehmen dort Einfluss auf die zukünftige Gewässergüte, ist der Kreis der Kurzfrist-Langfristinteraktion geschlossen.

Mit dem vorgestellten Beispiel wird die Kopplung der Teilmodule zu einem Gesamtmodell analysiert. Die berechneten Ergebnisse sind plausibel und die Interaktionen der Teilmodule können nachvollzogen werden. Es wird deutlich, dass für die Abbildung der wachsenden Schwebstoffablagerungen das stationäre Hydraulikmodul, das statische Stofftransportmodul mit den Transformationsprozessen sowie das Sedimentmodul notwendig sind. Darüber hinaus könnte ohne das instationäre Hydraulikmodul und ohne das dynamische Stofftransportmodul mit dem angeschlossenen Sedimentbaustein der langfristig relevante Prozess der Erosion nicht berücksichtigt werden. Es zeigt sich, dass in diesem Beispiel für die zeitskalenübergreifende Modellierung des partikulären Stofftransports alle Teilmodule des in Abbildung 8.1 gezeigten Gesamtmodells benötigt werden.

9 Anwendungsbeispiel Spree

9.1 Untersuchungsgebiet

9.1.1 Überblick

Ein in Deutschland derzeit besonders problembehaftetes wasserwirtschaftliches System ist das Einzugsgebiet der oberen Spree (Abbildung 9.1). Hier durchfließen die Spree und ihre Nebenflüsse das Lausitzer Braunkohlenrevier und speisen die Talsperre Spremberg. Im weiteren Verlauf durchströmt die Spree den ökologisch wertvollen Spreewald und später Berlin.

Seit Jahrzehnten werden die Abflussmenge und die Gewässergüte in der oberen Spree durch die Auswirkungen der Tagebauaktivitäten und deren Folgeerscheinungen geprägt. Dabei handelte es sich vor allem um großräumige Sumpfungsmaßnahmen und ihre Einleitung in die Vorfluter. Die mit dem Sumpfungswasser eingeleiteten Inhaltsstoffe konnten sich über Jahre in den Sedimenten der Fließ- und Standgewässer anreichern, so dass bis heute beispielsweise sehr hohe Eisenkonzentrationen gefunden werden. Neben den eingeleiteten Inhaltsstoffen resultieren auch aus dem über lange Zeit angehobenen Abflussmittel verschiedene Problemstellungen. So führte der gesteigerte Durchfluss zu einer morphologischen Veränderung der Fließgewässer. Weiterhin ermöglichte der größere Abfluss infolge des Verdünnungseffektes Einleitungen oder Entnahmen, die bei der geringeren Wassermenge nach Abschluss der Sumpfungmaßnahmen überprüft werden müssen.

Mit den Sumpfungmaßnahmen entstand ein enormes Wasserdefizit im Grundwasser und in den zurückgebliebenen Tagebaulöchern von ca. 7 Mrd. m^3 (im Jahr 1990), das durch den Wasserbedarf der entstehenden und derzeit zum Teil gefluteten Restseen für den Betrachter besonders anschaulich wird. Das große Wasserdefizit liegt in einer für mitteleuropäische Verhältnisse regenarmen Region mit rund 500-600 mm Niederschlag pro Jahr (DWD, 2006). Zudem gibt es in der unmittelbaren Umgebung keine wasserreichen Ströme durch die das Wasserdefizit zügig ausgeglichen werden könnte. Mit großen Anstrengungen konnte das Wasserdefizit in den letzten 15 Jahren etwas mehr als halbiert werden (LMBV, 2005).

Mit Blick auf den derzeit viel diskutierten Klimawandel prognostiziert LAHMER (2004), dass zukünftig eine reduzierte Jahresniederschlagsmenge und häufigere Starkniederschlagsereignisse für die Lausitz zu erwarten sind. Dies wird die Wasserverfügbarkeit in der Region weiter verringern und zu einer Steigerung der Wasserknappheit führen. Gleichzeitig wird die Häufigkeit und Intensität von Hochwasserereignissen im Untersuchungsgebiet ansteigen.

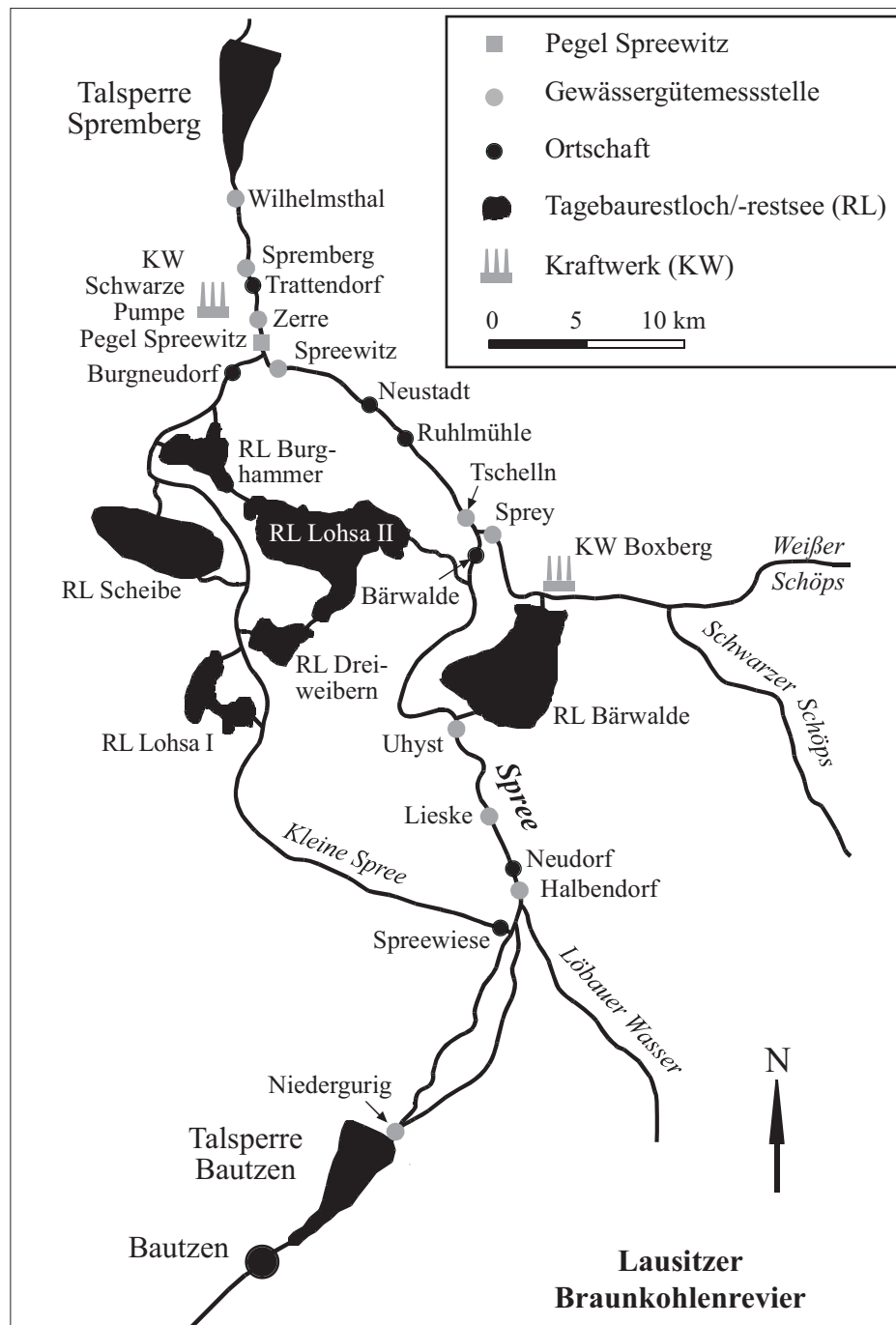


Abb. 9.1: Das Untersuchungsgebiet: Die Spree von der Talsperre Bautzen bis zur Talsperre Spremberg (verändert nach Schlaeger, 2003)

Erweitert wird die Problemstellung durch eine Pyritverwitterung in den Kippen der ehemaligen Tagebaue und den daraus resultierenden hohen Sulfat- und Eisenkonzentrationen sowie den sehr niedrigen pH-Werten in den entstehenden Restseen. Auch in den kommenden Jahren wird die Restseeflutung mit Wasser aus den Fließgewässern der Region, die Einbeziehung gefüllter Restseen in die Mengenbewirtschaftung und eine potentielle Versauerung der Restseen

weiterhin zu einer komplexen Aufgabe für die Wasserwirtschaft führen.

Das BMBF initiierte daher zusammen mit den Ländern Brandenburg und Sachsen einen Projektverbund, in dem ein umfassendes Gewässergütemodell für die Spree entwickelt wurde (KÖNIGETER et al., 2004). Bestandteile dieses Modells sind Teilmodule für die Spree und wichtige Nebenflüsse, das Biosphärenreservat Spreewald, die Talsperren im Flussgebiet, die Tagebaurestseen, punktuelle und diffuse Stoffeinträge, das Grundwasser sowie das natürliche Dargebot und die Nutzungsprozesse. Das Fließgewässer wird also als Teil eines komplexen wasserwirtschaftlichen Systems verstanden, welches durch seinen advektionsdominierten Charakter als verbindendes Element zwischen anderen Modulen steht. Das BMBF-Projekt stellt den Ausgangspunkt für die hier gezeigten weiteren Entwicklungen dar.

Ein weiteres für die betrachtete Region wichtiges Forschungsprojekt ist das auf das Einzugsgebiet der Elbe bezogene Verbundvorhaben GLOWA-Elbe (PIK, 2006). In diesem Vorhaben werden durch den globalen Wandel beeinflusste Zukunftsszenarien bezüglich Wasserverfügbarkeit und Stoffeinträge in die Oberflächengewässer ermittelt. Darauf aufbauend werden mögliche Bewirtschaftungsstrategien entwickelt und bewertet. Erste auf das Untersuchungsgebiet an der Spree bezogene Forschungsergebnisse des derzeit noch laufenden Forschungsprojektes können verschiedenen Veröffentlichungen entnommen werden (z. B. SCHRAMM et al., 2003; KOCH, 2004).

9.1.2 Fließgewässer

Das im Folgenden vorgestellte Anwendungsbeispiel konzentriert sich auf die Fließgewässer Spree und Kleine Spree des in Abbildung 9.1 dargestellten Untersuchungsgebietes. Insgesamt umfasst das Einzugsgebiet bei Pegel Spreewitz ca. 2033 km^2 . Im umgesetzten Fließgewässermodell ist der Auslass der Talsperre Bautzen die obere Randbedingung. Wichtige Einleitungen sind das Löbauer Wasser, der Schwarze Schöps, die Struga und der industrielle Direkteinleiter Schwarze Pumpe. Zudem sind mehrere Restseen zumeist über eine Zuleitung und eine Wiedereinleitstelle an die Fließgewässer angeschlossen. Darüber hinaus gibt es verschiedene Kläranlagen, industrielle Direkteinleiter, Fischteiche und andere kleine Nutzer, die hier nicht gesondert aufgeführt werden. Eine Übersicht der Systemstruktur der Spree ist in Abbildung 9.2 gezeigt.

Das Löbauer Wasser und die Spree zwischen der Talsperre Bautzen und dem Pegel Lieske werden vom LFUG (2004) als kiesgeprägter Tieflandfluss eingeordnet. Unterhalb des Pegels Lieske werden die Spree, wie auch die Kleine Spree und die sonstigen Nebenflüsse, als sand- und lehmgeprägte Tieflandflüsse bzw. -bäche charakterisiert.

Die Flächennutzung im Einzugsgebiet der Spree besteht zu ca. 40 % aus Ackerland, zu 27 % aus Nadelwald und zu 12 % aus Grünland. Flächen mit lockerer Bebauung (5 %) oder mit dichter Bebauung (1 %) sind von untergeordneter Bedeutung. Signifikante anthropogene Be-

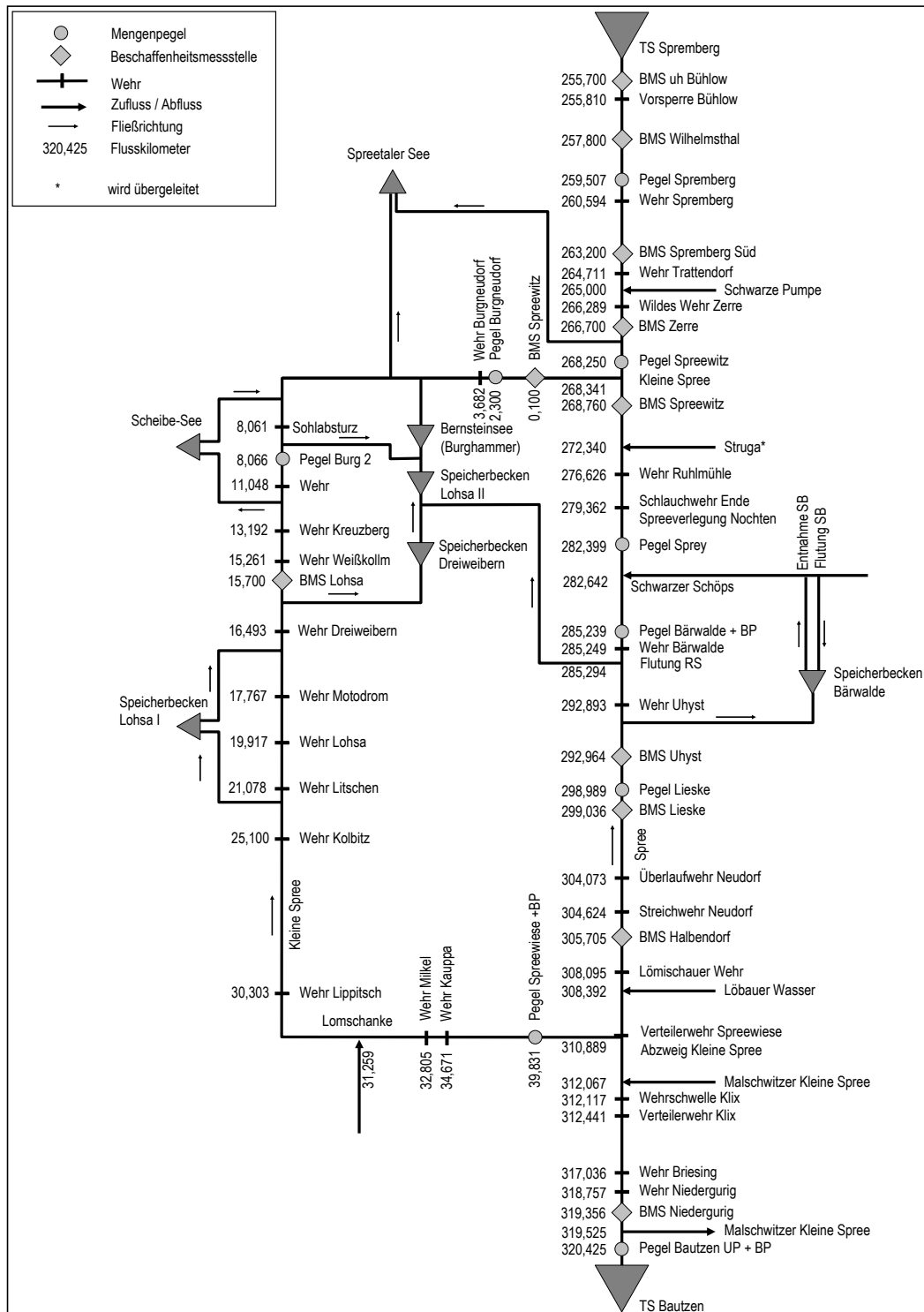


Abb. 9.2: Systemstruktur der Spree mit den wichtigsten Strukturelementen

lastungen in Form von Schwermetallen (insbesondere Eisen), Sulfat sowie abfiltrierbaren Stoffen resultieren vor allem aus Einträgen aus dem Altbergbau bzw. dem aktiven Bergbau und durch die Anbindung von gefluteten Tagebaurestseen an die Vorflut (LFUG, 2004).

9.1.3 Talsperre Spremberg

Die vorgestellte Arbeit versteht sich als Teil einer integrativen Gütebetrachtung eines Einzugsgebietes. Das bedeutet, dass bei der Modellierung neben den Güteanforderungen für das Fließgewässer auch auf die Konsequenzen für Anrainer und Unterlieger geachtet werden muss.

In KÖHLER et al. (2002) wird auf die große Bedeutung von Phosphor für das Einzugsgebiet der Spree und im Besonderen für die Standgewässer des Einzugsgebietes eingegangen. Im Anwendungsbeispiel ist die Talsperre Spremberg ein durch die Einleitung der Spree maßgeblich beeinflusster Unterlieger. HEIDENREICH & KLEEBERG (2004) schreiben: „Entscheidend für die Wasserqualität in der Talsperre Spremberg ist das hydrologische Regime und die Menge an eingetragenen Nährstoffen und Eisen“. Das Fließgewässermodell kann somit durch eine verbesserte Simulation des hochwasserbedingten Stofftransports von Eisen und Phosphor dazu beitragen, eine verbesserte Entwicklungsprognose für die Talsperre Spremberg zu erreichen.

Die Talsperre Spremberg ist ein Flachlandstaubecken mit einer vergleichsweise geringen charakteristischen Aufenthaltszeit von ca. einem Monat. Sie dient heute im Wesentlichen dem Hochwasserschutz und der Niedrigwasseraufhöhung für die unterhalb gelegenen Gebiete, insbesondere dem Spreewald. Gleichzeitig wächst die Bedeutung für Tourismus und Naherholung. Aufgrund ihrer besonderen ornithologischen Bedeutung steht die Talsperre Spremberg seit 1990 unter Naturschutz (KLEEBERG & HEIDENREICH, 2003).

Vor dem Hintergrund der Gütemodellierung ist das Rückhaltevermögen der Talsperre Spremberg von besonderer Bedeutung. KLEEBERG & HEIDENREICH (2003) zeigen, dass aufgrund verringerter Fließgeschwindigkeit und daraus resultierender Sedimentation die Talsperre Spremberg über 70 % der Jahresfracht an Schwebstoffen mit den daran angelagerten Stoffen zurückhält. Von entscheidender Bedeutung ist hier vor allem der Rückhalt von an Eisen gebundenem Phosphor. KLEEBERG & HEIDENREICH (2003) kann entnommen werden, dass die Sedimentation in Teilbereichen der Talsperre Spremberg nach 35 Jahren Betrieb zu Sedimentmächtigkeiten von 0,5 bis 1 m geführt hat und der Eisenanteil im Sediment an drei Messstellen mit 1,7 bis 20 % in der Trockensubstanz ermittelt wird. Das Eisen-Phosphor-Verhältnis wird mit 38 bis 99 mg/mg angegeben. Der hohe Eisenanteil führt trotz hoher Phosphorkonzentrationen dazu, dass das Sediment sich im noch nicht gesättigten Zustand befindet und daher kaum Phosphor zurückgelöst, sondern Phosphor im Sediment zurückgehalten wird. Ob die große Phosphoraufnahmekapazität auch in der Zukunft erhalten bleibt, hängt vor allem von den über die Spree eingeleiteten partikulären Frachten ab. Dabei stellen KLEEBERG & HEIDENREICH (2003) fest, dass beispielsweise bei einem Hochwasser im März 2000 48 % der Jahresfracht an Schwebstoffen über die Spree eingetragen wird. Es wird deutlich, dass Hochwasserereignisse über den Eintrag von partikulärer Fracht und deren Speicherung im Sediment für die Entwicklung der Talsperre Spremberg eine wichtige Rolle spielen. Wie sich die Talsperre Spremberg bei langfristig veränderten Zulauffrachten verhält, wird von RUBBERT

(2006) genauer untersucht. Die erfolgreiche Verknüpfung des vorgestellten Fließgewässermodells mit dem Langfristmodell für die Talsperre Spremberg wird für die stationär statischen Teilmodule beispielsweise in SCHONLAU et al. (2003) dokumentiert.

9.1.4 Restseen

Einen wichtigen Teil des Oberflächengewässersystems im Untersuchungsgebiet stellen die ehemaligen Tagebaue dar. Teilweise sind diese bereits geflutet oder sie befinden sich gerade im Flutungsprozess. Nach ihrer vollständigen Füllung bilden sie ein im Verhältnis zum Gebietsabfluss enormes Speichervolumen, dass für die Gewässergüte im Einzugsgebiet prägend sein kann. Dabei wird die zukünftige Wasserqualität in den Restseen stark durch das heutige Flutungsszenario beeinflusst.

So führt durch die ehemalige Kippe strömendes Grundwasser dem See Produkte der Pyritverwitterung zu, was beispielsweise zu einer großen Sulfat- und Eisenkonzentration sowie zu einem niedrigen pH-Wert führt. Aktuell wird einer solchen Entwicklung hauptsächlich durch Fremdflutung entgegengewirkt. Dabei soll zuströmendes Wasser aus dem Fließgewässer durch Verdünnung und den Eintrag von Alkalität die saure Entwicklung dämpfen. Zugleich kann durch Fremdflutung teilweise die Fließrichtung des Grundwassers durch einen erhöhten Wasserstand umgekehrt werden, so dass weniger Wasser aus den Kippen dem Restsee zuströmt.

Tab. 9.1: Wasserqualitätskennwerte ausgesuchter Tagebaurestseen (Werte aus Grünewald et al., 2003)

	Dreiweibern		Lohsa II		Burghammer	
Jahr	1998	2002	1998	2002	1998	2002
pH [-]	4	6 - 7,5	2,5 - 3	2,8 - 3,2	5,5 - 6,5	5,1
Säurekap. [mmol/l]	(-0,1) - (-0,3)	0,3	(-7) - (-16)	(-2) - (-3)	0,1 - 0,3	0,1
Sulfat [mg/l]	400 - 500	220 - 280	1300 - 3200	600 - 1200	800 - 1000	1200
Eisen gel. [mg/l]	0,5 - 1	0,1 - 0,2	100 - 320	10 - 50	1,5 - 4	0,5
Phosphor ges. [mg/l]	0,008	0,01 - 0,02	0,01 - 0,03	0,01 - 0,07	0,01 - 0,02	0,007

In Tabelle 9.1 ist die Entwicklung der bergbaurelevanten Güteparameter von 1998 bis 2002 beispielhaft für drei Tagebaurestseen des Untersuchungsgebietes aufgeführt. Es ist zu erkennen, dass besonders im Restsee Lohsa II mit Hilfe der Fremdflutung eine Verbesserung der Wasserqualität erreicht werden konnte. Trotzdem ist die Wasserqualität weiterhin als kritisch zu bewerten und es besteht bei Einstellung der Fremdflutung die Gefahr einer erneuten Verschlechterung der Wasserqualität.

Der positive Effekt der Fremdflutung hat allerdings seine Grenzen. So schreibt das LUA BRANDENBURG (2001), dass die geringe Alkalität des Flusswassers nur eine geringe Dämpf-

fung der Acidität realisieren kann. Zudem besteht aufgrund des Eintrags von Nährstoffen aus dem Fließgewässer die Gefahr einer Eutrophierung im Restsee. Ein weiteres zentrales Problem der Fremdfutung ist die bereits angesprochene begrenzte Verfügbarkeit der Wasserressourcen. Aber auch die endlichen Volumina der Restseen können zu kritischen Systemzuständen führen. So sind nach Füllung der Restseen mindestens zwei weiterführende Bewirtschaftungsstrategien denkbar.

Zum einen könnte die Restseeflutung nach der Füllung der Restlöcher eingestellt und der See seiner weiteren Entwicklung überlassen werden. Allerdings weist das LUA BRANDENBURG (2001) auf das geringe Puffervermögen des entstehenden Restsees und das Potential einer erneuten Versauerung hin. So reichen schon die Flutungspausen in den abflussschwachen Monaten aus, um eine Verschlechterung der Wasserqualität im Restsee nachzuweisen. Zum anderen können die Restseen auch nach ihrer Füllung weiter geflutet werden. Dies erfordert allerdings auch eine Entnahme von Restseewasser. Sollen Tagebaurestseen wie die Restlochkette Lohsa II oder der Restsee Bärwalde als Speicherseen an die Vorfluter angeschlossen werden, bedarf es der Vorgabe objektspezifischer Ausleitbedingungen durch die Genehmigungsbehörden. Im Rahmen fachlicher Abstimmungen zwischen dem LUA Brandenburg und dem StUFA Bautzen wurden zu diesem Zweck bereits 1997 Bedingungen für eine Einleitung von Restseewasser in die Vorfluter erarbeitet, die auch gegenwärtig als Orientierungsgrundlage angesehen werden können (Tabelle 9.2).

Tab. 9.2: Einleitbedingungen für Tagebaurestseen in die Vorfluter (LUA Brandenburg, 2001)

pH	[-]	6,0 - 8,5
Eisen ges.	[mg/l]	≤ 3
Eisen gel.	[mg/l]	≤ 1
Sulfat	[mg/l]	≤ 800
Ammonium-N	[mg/l]	$\leq 1,5$
Zink ges.	[mg/l]	≤ 1
Kupfer gel.	[mg/l]	$\leq 0,04$

Die Entwicklung der Wasserqualität in den Restseen wird bei einer späteren Nutzung als Speicher zur Niedrigwasseraufhöhung und Hochwasserbekämpfung einen wichtigen Einfluss auf die Gewässergüte in der Spree nehmen und damit auch für die Unterlieger Talsperre Spremberg, Spreewald und die Stadt Berlin relevant sein. Daher wurde und wird aktuell in verschiedenen Forschungsprojekten nach Möglichkeiten gesucht, neben der Fremdfutung die Wasserqualität im Restsee auch durch andere effektive anthropogene Eingriffe zu verbessern. Einen Überblick über die verschiedenen Ansätze geben beispielsweise das LUA BRANDENBURG (2001) und die LMBV (2005). Auch wenn hier sicher noch Entwicklungen zu erwarten sind, ist abzusehen, dass die in Tabelle 9.2 aufgeführten Wasserqualitätsziele nur mit einer abge-

stimmten Restseebewirtschaftung erreicht und gehalten werden können.

Um die Güteentwicklung der Restseen prognostizieren und damit nachhaltig lenken zu können, müssen neben dem Grundwasserzustrom sowie den Prozessen im Restsee und in der Kippe auch die Frachten des zugeführten Flusswassers abgeschätzt werden. Dabei kann das vorgestellte Fließgewässermodell **LGpro** einen wertvollen Beitrag leisten. Eine Fremdflutung kann in abflussschwachen Monaten aufgrund von Mindestwasseranforderungen der Unterlieger häufig nicht oder nur begrenzt durchgeführt werden. Auf der anderen Seite wird der Restsee in Hochwassermonaten als Retentionsraum genutzt und daher verstärkt geflutet. Die in der vorliegenden Arbeit vertieft behandelten Hochwasserereignisse sind daher für den Eintrag von Stofffrachten in den Restsee besonders relevant. Somit kann die in die stationär statische Langfristbetrachtung integrierte dynamische Modellierung von Hochwassermonaten zu einer verbesserten Abschätzung der in den Restsee eingetragenen Frachten beitragen.

Im aufgestellten Modell des Untersuchungsgebietes werden die Einleitungen bzw. Entnahmen der Restseen entsprechend Abbildung 9.2 berücksichtigt. Die für die zukünftige aktive Bewirtschaftung besonders relevanten Restseen sind nach GRÜNEWALD (2001) die mit einem regelbaren Speichervolumen ausgebauten Restseen Lohsa I (2,8 Mio. m^3), Dreiweibern (5,0 Mio. m^3), Lohsa II (57,0 Mio. m^3), Burghammer (4,0 Mio. m^3) und Bärwalde (24,0 Mio. m^3). Dabei wird das vorhandene Speichervolumen vor allem zur Niedrigwasseraufhöhung und zum Hochwasserschutz genutzt. Aufgrund der zusätzlich zum Retentionsvolumen der vorhandenen Talsperren entstehenden großen Speichervolumina und der relativ großen Kapazität der Flutungsbauwerke kann eine wirksame Hochwasserretention realisiert werden.

Derzeit sind nach LMBV (2006) in Bärwalde 75 %, in Dreiweibern 99 %, in Lohsa II 49 % und in Burghammer 78% des maximalen Füllstandes erreicht. Es wird davon ausgegangen, dass bis Ende 2010 mit Lohsa II der letzte der aufgeführten Restseen vollständig geflutet sein wird.

9.2 Messdaten

9.2.1 Überblick

Ein Großteil der vorhandenen Messdaten sind routinemäßig erfasste Daten der Länder Sachsen und Brandenburg. Dazu gehören tagesgenaue Abflussmessungen, die an den Pegeln des Untersuchungsgebietes über einen Zeitraum von meist mehreren Jahrzehnten aufgezeichnet wurden. Hinzu kommen Beprobungsdaten an den Beschaffenheitsmessstellen des Untersuchungsgebietes aus den Jahren 1993 bis 2004. Meist wurde eine, manchmal aber auch zwei Beprobungen pro Monat durchgeführt. Dabei enthalten die detailliert aufgeschlüsselten Wasseranalysen oft alle in Anhang B aufgeführten Güteparameter. Zudem sind aus den Jahren

2000 bis 2004 Beprobungen der Kornfraktion $d \leq 0,02 \text{ mm}$ des Sediments an mehreren Beschaffenheitsmessstellen dokumentiert.

Darüber hinaus liegen Daten von vereinzelt Körnungslinien des Sediments, Sedimentbeprobungen und Wasserentnahmen mit der fließenden Welle aus den Arbeiten von BLÖMEKE (2000), KRAL (2001) und BLÖMEKE & SCHLAEGER (2001) vor. Letztere sind im Versuchsprogramm allerdings vor allem auf die Arbeit von SCHLAEGER (2003) abgestimmt und können nur vereinzelt für diese Arbeit genutzt werden.

9.2.2 Betrachtung der Durchfluss- und Stofftransportmessungen

Die tagesgenaue Erfassung der Abflussdaten an den Pegeln des Untersuchungsgebietes einschließlich mehrerer Pegel in den wichtigen zuströmenden Nebengewässern ermöglicht ein sehr gutes Bild über die Abflusssituation im Untersuchungsgebiet. Zur Identifizierung von für den partikulären Stofftransport relevanten Hochwasserereignissen wird der Pegel Spreewitz, an dem alle natürlichen Zuflüsse vereinigt sind (Abbildung 9.2), gesondert betrachtet.

Zur Bestimmung der Jährlichkeit von Hochwasserereignissen innerhalb der dokumentierten Jahre 1964 bis 2004 werden die Abflussscheitel von 80 unabhängigen Hochwasserereignissen auf die in Kapitel 8.3 dargelegte Weise analysiert. Dabei wird aus partiellen Serien mit Hilfe der ermittelten empirischen Häufigkeit die Jährlichkeit der gemessenen Hochwasserereignisse bestimmt. Da der Stichprobenumfang doppelt so groß ist wie die Anzahl der betrachteten Jahre, liegt die empirisch ermittelte Jährlichkeit der Hochwasserscheitel zwischen 0,5 und 40 Jahren (Abbildung 9.3). Um die Beziehung numerisch einfacher fassen zu können, wird eine Ausgleichskurve in die Messwerte gelegt. Dazu wird die in DVWK (1999b) als allgemeine Extremwertverteilung bezeichnete Form gewählt und mit dieser ein Bestimmtheitsmaß von $R^2 = 0,987$ erreicht. Im weiteren Verlauf wird diese Beziehung genutzt, um die Jährlichkeit n von einzelnen, gemessenen Hochwasserscheiteln am Pegel Spreewitz zu bestimmen.

Bei Auswertung der vorliegenden Gütedaten fallen zunächst die schon von SCHLAEGER (2003) beschriebenen, bergbaubedingten hohen Sulfat- und Eisenkonzentrationen auf. Bei einer weitergehenden Datenanalyse kann auch ein Indiz für den Zusammenhang zwischen Durchfluss und gemessenen partikulären Stoffkonzentrationen gefunden werden. So kann bei der Beschaffenheitsmessstelle Zerre nach Auftragen von gemessenen Schwebstoff-, Eisen- und Phosphorkonzentrationen über den Durchfluss eine quadratische Trendlinie mit einem Bestimmtheitsmaß von immerhin 0,5, 0,25 und 0,36 durch die Daten gelegt werden. Es zeigt sich allerdings, dass die Jahre 1993 bis 1995 nur schlecht durch eine Trendlinie beschrieben werden können. Hier scheint die vom hydrologischen Regime weitgehend unabhängige und von Sumpfungs-wässern geprägte Einleitung der Struga die Messwerte maßgeblich zu beeinflussen (siehe auch Anhang C.2.3).

In Abbildung 9.4 werden diese Jahre daher ausgeklammert und lediglich die Messwerte aus den Jahren 1996 bis 2004 über den Durchfluss am Messtag aufgetragen. Eine quadratische

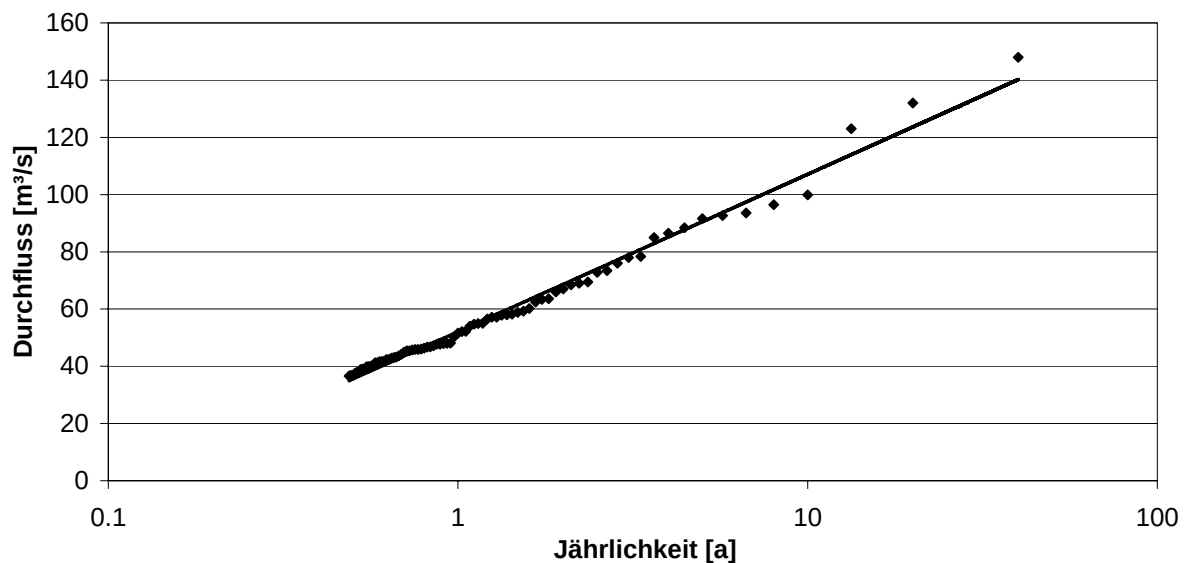


Abb. 9.3: Jährlichkeiten gemessener Hochwasserscheitelabflüsse am Pegel Spreewitz zwischen 1964 und 2004

Trendlinie erreicht in diesem Zeitraum ein Bestimmtheitsmaß für Schwebstoffe von 0,73, für Eisen von 0,54 und für Phosphor von 0,6.

Da zwischen Durchfluss und partikulären Inhaltsstoffen ein nicht linearer (THOMAS & LEWIS, 1995), eventuell sogar unstetiger Zusammenhang zu erwarten ist, wird davon abgesehen, eine belastbare empirische Beziehung zwischen Abfluss und Stoffkonzentrationen zu suchen und eine notwendige Signifikanzprüfung durchzuführen. Mit dem vorgestellten Diagramm wird lediglich ein Hinweis auf eine relevante Abhängigkeit zwischen dem Durchfluss und den partikulären Inhaltsstoffen gezeigt.

Die beobachtete Abhängigkeit des partikulären Stofftransports vom Durchfluss wird in der vorliegenden Arbeit über die Berücksichtigung von Erosion und Sedimentation weitgehend deterministisch beschrieben. Ein vermehrter Eintrag durch diffuse oder punktuelle Quellen muss entweder durch eine Ausweitung des Untersuchungsgebietes aufgenommen, durch ein separates Modell abgebildet oder mit vereinfachten, empirisch ermittelten Abhängigkeiten erfasst werden. In Anhang D sind die für die Simulation angesetzten Randbedingungen weiterführend erläutert.

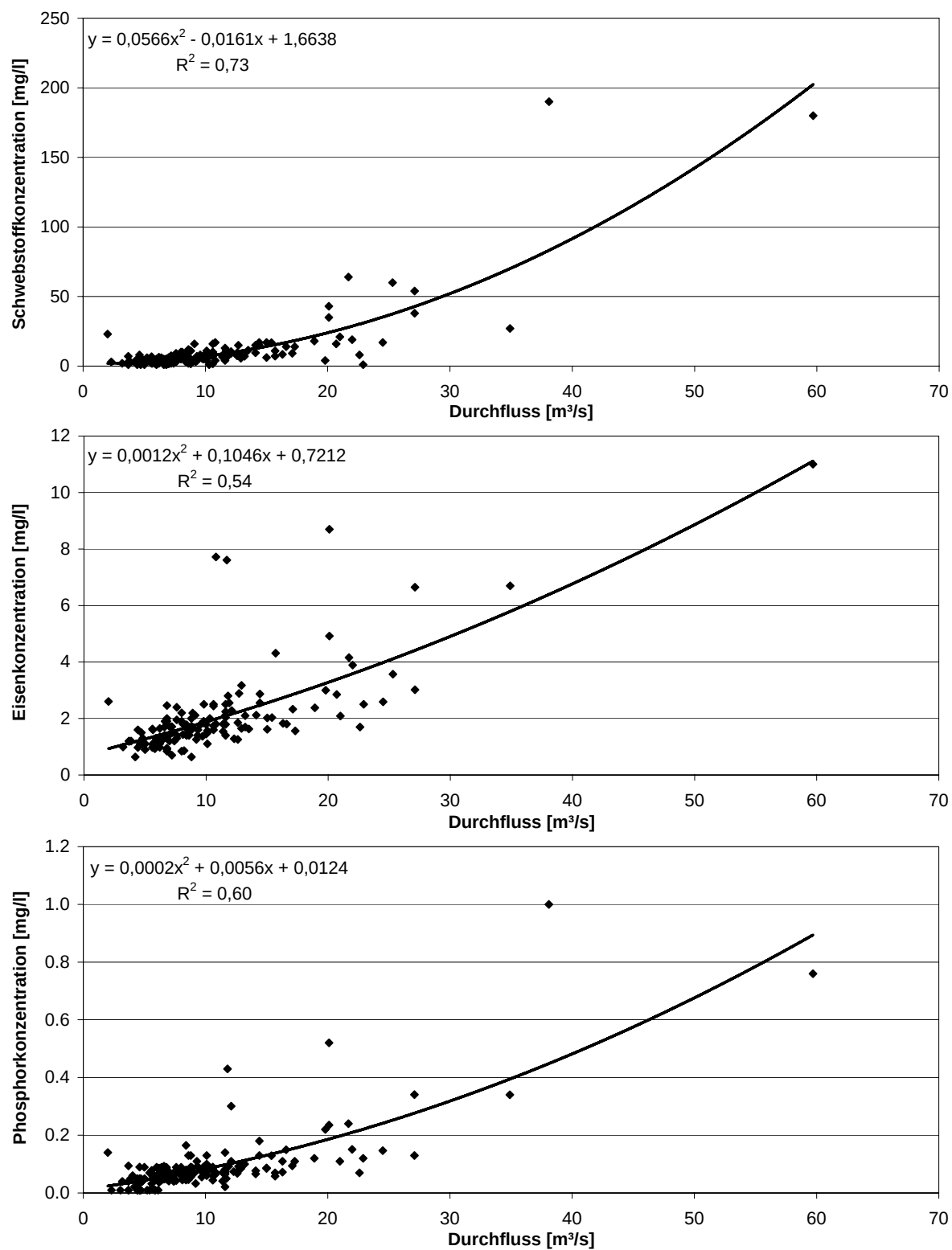


Abb. 9.4: Messergebnisse aus den Jahren 1996 - 2004 und quadratische Trendlinie an der BMS Zerre über den Durchfluss aufgetragen

9.3 Kalibrierung

Grundlage für die weiteren Untersuchungen ist eine Kalibrierung der verschiedenen Teilmodule anhand von Messdaten. An dieser Stelle werden nur die wesentlichen Erkenntnisse der Kalibrierung zusammenfassend erläutert. Für eine ausführlichere Darstellung wird auf Anhang C verwiesen.

Die Kalibrierung der Gerinnerauheit in der Spree wird anhand von Wasserspiegelaufnahmen aus den Jahren 1993 und 1997 durchgeführt. Die für den stationären Zustand ermittelte Rauheit ist auch für den instationären Belastungsfall gültig und kann übernommen werden.

Die Stofftransformationsgleichungen werden für die Güteparameter Schwebstoff, Eisen und Phosphor gesondert kalibriert. In Abbildung 9.5 ist für die 12 Januarmonate beispielhaft die Bandbreite von Messungen und Simulationen der Schwebstoffkonzentration über die Fließstrecke aufgetragen. Zur besseren Orientierung zeigt eine unterhalb des Diagramms angeordnete schematisierte Darstellung der Spree den Ort der wichtigsten Einleitungen, Entnahmen und Wehre an. Der Mittelwert der Messwerte ist durch eine Raute gekennzeichnet. Liegen mehrere Messwerte an einer Stationierung vor, wird die Bandbreite der Messwerte durch senkrechte Markierungen dargestellt. Die Bandbreite der Simulationsergebnisse ist über die gesamte Fließlänge dargestellt und erreicht im Maximum nicht mehr als 20 mg/l . Auch durch eine großzügige Variation der Kalibrierungsparameter kann mit den Simulationsergebnissen die Bandbreite der Messergebnisse nicht nachvollzogen werden. Es kann somit keine erfolgreiche Kalibrierung durchgeführt werden.

Erst nachdem relevante Hochwasserereignisse in den Messdaten identifiziert und für eine gesonderte Betrachtung aus dem Datensatz entfernt werden, stimmen Simulation und Messungen so weit überein, dass eine Kalibrierung des Schwebstoffmoduls durchgeführt werden kann (Abbildung 9.6). Es wird deutlich, dass die erosionsrelevanten Hochwasserereignisse gesondert betrachtet werden müssen.

Neben Schwebstoff werden auch die Stoffe Eisen und Phosphor erfolgreich kalibriert (Anhang C.2.3 und C.2.4). Aus dem Zusammenspiel zwischen Stoffkonzentrationen im Freiwasser und Sedimentation ergibt sich im Modell mit fortschreitender Simulationszeit ein über die Tiefe, sowie über die Fließgewässerbreite und -länge differenziertes Sediment. Die Überprüfung der berechneten Konzentrationen im Sediment erfolgt anhand von Eisenmessungen in der feinen Fraktion des Sediments. Auch hier wird eine ausreichend gute Übereinstimmung festgestellt (Anhang C.2.5). Da über die Eisenkonzentration hinaus nur sehr spärliche Sedimentdaten vorhanden sind, kann die Phosphorkonzentration nicht und die berechnete Sohlschubspannung nur punktuell an einem Gewässerquerschnitt überprüft werden. Hier sind weitere Messungen wünschenswert.

Auch eine Kalibrierung des Erosionsvorgangs ist mangels Messdaten nicht möglich. Eine Überprüfung der simulierten Erosion wird daher anhand einer Sensitivitätsanalyse durchgeführt (Anhang C.3.2). Bei dem beispielhaft untersuchten Hochwasser im Juni 1995 zeigen sich

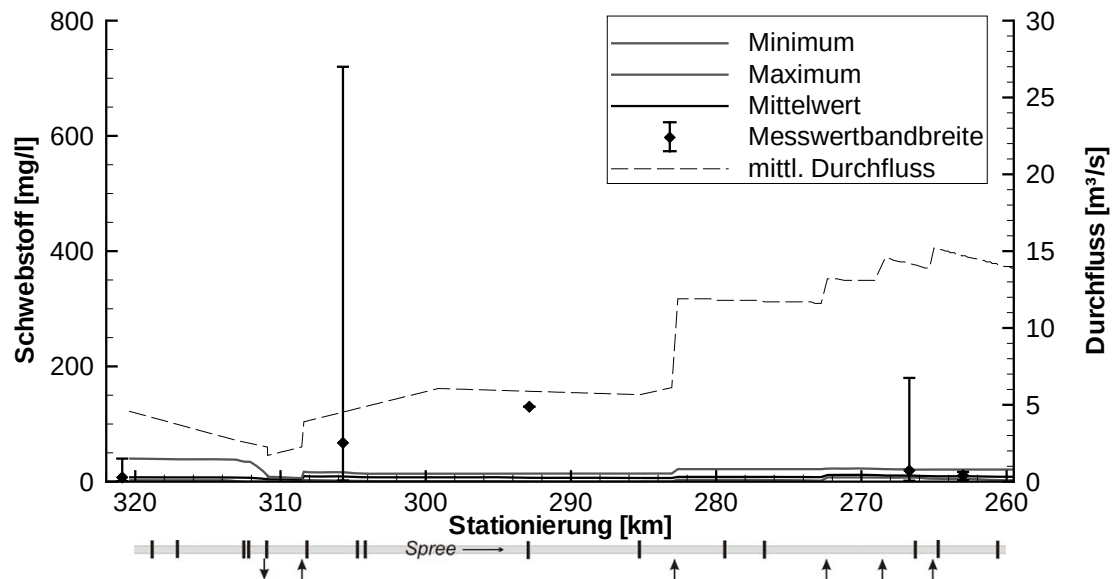


Abb. 9.5: Vergleich von gemessenen Schwebstoffkonzentrationen aus dem Januar der Jahre 1993 - 2004 (Mittelwert und Bandbreite) mit der Bandbreite einer stationären Simulation des entsprechenden Zeitraums

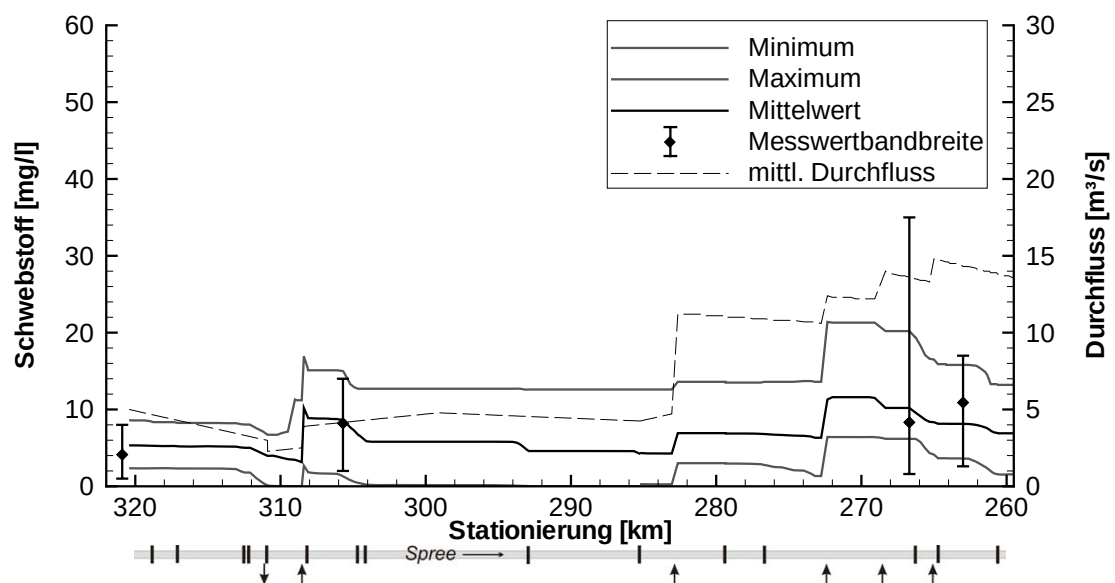


Abb. 9.6: Vergleich von gemessenen Schwebstoffkonzentrationen aus dem Januar der Jahre 1993 - 2001 und 2004 mit der Bandbreite einer Langfrist-Simulation des entsprechenden Zeitraums

die für die Konsolidation des Sediments maßgeblichen Parameter θ_K und $\tau_{c,E}^\infty$ aus Gleichung 7.20 besonders sensitiv. Darüber hinaus ist auch ein deutlicher Zusammenhang zwischen erodierter Fracht und dem zeitlichen Abstand zum letzten erosionsrelevanten Hochwasserereignis festzustellen. Dieser Zusammenhang unterstreicht die Notwendigkeit, den Sedimentations- und Erosionsprozess deterministisch abzubilden.

9.4 Modelltechnische Untersuchungen am Anwendungsbeispiel

9.4.1 Überblick

Bereits in Kapitel 8 werden geeignete allgemeine Methoden zur Arbeit mit LGpro vorgestellt. Anhand des Anwendungsbeispiels werden diese Empfehlungen nun um einzugsgebietsbezogene Untersuchungen erweitert. Dabei ist die grundsätzliche Vorgehensweise auch auf andere Anwendungsbeispiele übertragbar.

Zunächst wird in Kapitel 9.4.2 die Ergebnisdifferenz zwischen einer stationär statischen und einer instationär dynamischen Modellierung von erosionsrelevanten Hochwasserereignissen gezeigt. Anschließend wird in Kapitel 9.4.3 ein für das Einzugsgebiet geeignetes Entscheidungskriterium für die Frage entwickelt, bei welchen Bedingungen in der späteren Langfristprognose eine instationär dynamische Modellierung in die Langfristmodellierung aufgenommen werden muss. Abschließend wird eine für das Untersuchungsmodell geeignete zeitliche Diskretisierung und die Dimensionierung des instationär zu simulierenden Zeitraums ermittelt. Dabei wird der erforderliche Rechenaufwand soweit reduziert, dass eine probabilistische Prognose in einer praxistauglichen Bearbeitungszeit von weniger als drei Tagen ermöglicht wird.

9.4.2 Stationäre und instationäre Berücksichtigung von Hochwasserereignissen

Mit dem in dieser Arbeit vorgestellten Modell kann der Stofftransport innerhalb eines simulierten Monats je nach Anforderung mit stationär statischen oder instationär dynamischen Modulen berechnet werden. Dabei ist zu beachten, dass sich bei instationärer Betrachtungsweise mit der abnehmenden Simulationszeitschrittweite auch der Datenbedarf für die Randbedingungen erhöht. Fehlen hoch aufgelöste Messdaten oder Simulationsergebnisse benachbarter Simulationsmodelle, müssen die fehlenden Daten entsprechend Kapitel 8.2.2 ergänzt werden. Im vorliegenden Beispiel sind für die Einleitkonzentrationen keine zeitlich hoch aufgelösten Randbedingungen vorhanden, so dass diese mit ihrem monatlich aufgenommenen Messwert konstant angenommen werden. Es wird aber darauf hingewiesen, dass punktuelle und diffuse Einleiter in der Natur zeitlich schwankende Konzentrationen mit sich führen und diese während eines Hochwasserereignisses oft besonders variabel sind. Bei der korrekten Berücksichtigung von Einleitern ist ein numerisches Modell immer auf eine verbesserte Datenlage durch Messungen oder die Modellierung punktueller und diffuser Quellen angewiesen.

Im Gegensatz zu den Einleitkonzentrationen sind die Abflüsse tagesgenau bekannt und ermöglichen die Abbildung der erosionsbedingten Variabilität des partikulären Stofftransports. In Abbildung 9.7 ist die Entwicklung der Schwebstoffkonzentration in der oberen Spree über die Fließlänge und die Zeit für ein beispielhaftes Hochwasser im Juni 1995 aufgetragen. Die Einleitkonzentrationen werden konstant gehalten. Lediglich der Durchfluss ändert sich über

die Zeit. Die Konzentration des Schwebstoffs steigt ausgehend von etwa 5 mg/l rasch auf bis zu 800 mg/l an und sinkt dann etwas langsamer wieder auf die ursprüngliche Konzentration ab. In einer stationär statischen Betrachtung kann diese offensichtliche zeitliche Variabilität nicht abgebildet werden.

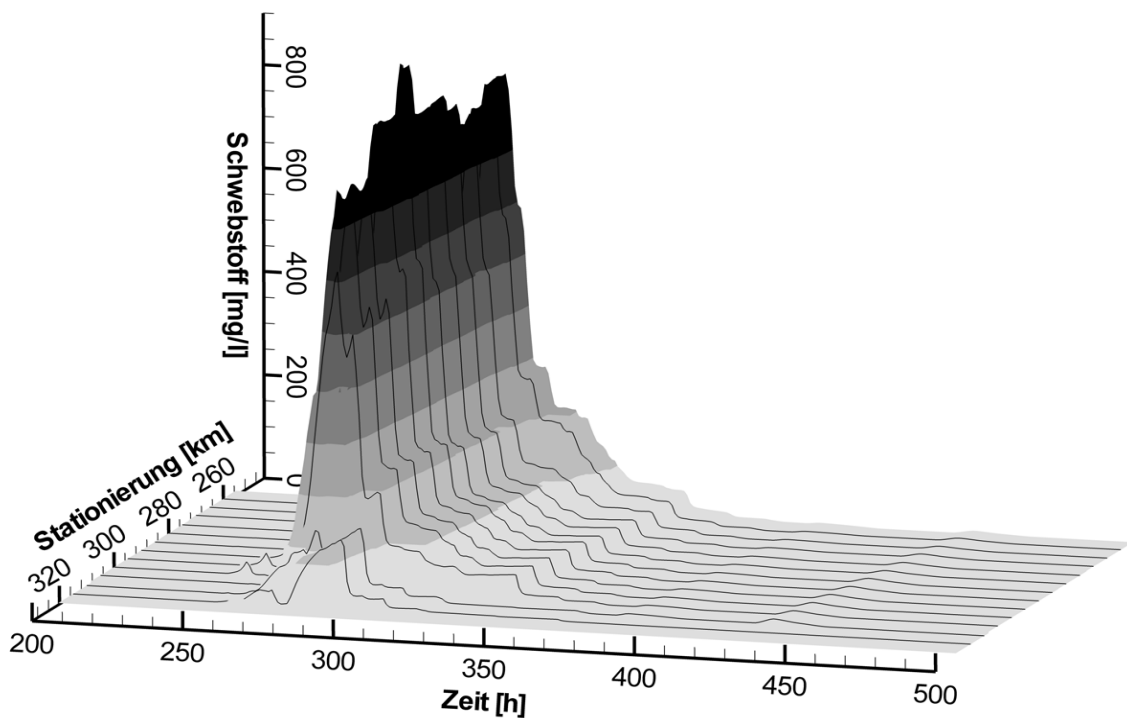


Abb. 9.7: Instationäre Betrachtung der Schwebstoffkonzentration im Hochwassermonat Juni 1995 bei konstant angenommenen Einleitkonzentrationen

Eine Gegenüberstellung von während Hochwasserereignissen aufgenommenen Schwebstoffmessungen und den entsprechenden Ergebnissen der instationär dynamischen Simulation ist in Anhang C.3.3 zusammengestellt. Insgesamt werden die Schwebstoffkonzentrationen trotz teilweise unbekannter Einleitbedingungen vom Modell sehr gut berechnet.

Neben dem plakativen Anstieg der Schwebstoffkonzentration ist bei einer integrativen Modellierung des Untersuchungsgebietes die transportierte partikuläre Fracht während eines Hochwassers von Bedeutung. Sie bestimmt das neu entstehende Sediment in der Talsperre Spremberg und beeinflusst so über Rücklösungsprozesse langfristig die Gewässergüte in der Talsperre. Bei dem gezeigten Beispiel beträgt die dynamisch simulierte Schwebstofffracht 4549 t . Bei statischer Betrachtungsweise mit einem über den Monat gemittelten Abfluss und zugehöriger Sohlschubspannung wird trotz identischer Ausgangssituation lediglich eine Schwebstofffracht von 1373 t berechnet. Entsprechende Unterschiede lassen sich auch bei anderen Hochwasse-

rereignissen und bei den partikulären Stofffraktionen des Eisens oder des Phosphors finden (Tabelle 9.3).

Tab. 9.3: Vergleich stationär und instationär berechneter Hochwasserereignisse an der BMS Spremberg Süd

Datum	$Q_{Scheitel}$ [m ³ /s]	Schwebstofffracht [t]		Eisenfracht [t]		Phosphorfracht [t]	
		stationär	instationär	stationär	instationär	stationär	instationär
15.06.1995	91,6	1373	4549	427	588	12	53
04.01.2003	76,0	2954	8677	572	980	22	85
07.03.1994	72,8	2201	4589	301	314	13	37
22.01.2002	55,0	520	5440	115	557	5	53
16.04.2002	38,0	388	1419	78	210	5	11

In den nicht durch Hochwasser geprägten Monaten des Untersuchungszeitraums liegt die mittlere Monatsfracht der Schwebstoffe bei 267 t, des Eisens bei 68 t und des Phosphors bei etwas mehr als 4 t. Es wird deutlich, dass die in Tabelle 9.3 gezeigten Hochwasserereignisse ein Vielfaches der üblichen partikulären Monatsfracht in die nachfolgende Talsperre Spremberg eintragen. Auch die Differenz zwischen stationär statischer oder instationär dynamischer Betrachtungsweise beträgt oft ein Mehrfaches einer mittleren Monatsfracht. Dabei schwankt der Anteil des mitgeführten Eisens bzw. Phosphors an den Schwebstoffen vor allem in Abhängigkeit von der geographischen Herkunft des erodierten Sediments. So sind im Anwendungsbeispiel die Sedimente unterhalb der Restseen besonders stark von Eisen durchsetzt.

Die in Tabelle 9.3 für ausgewählte Ereignisse gezeigten Ergebnisse unterstreichen die Notwendigkeit, Hochwasserereignisse instationär dynamisch zu betrachten und die transportierten Frachten in die Langfristbetrachtung zu integrieren. In Kapitel 9.5.3 wird weiterführend untersucht, wie sich solche Einzelereignisse auf die transportierte Gesamtfracht auswirken.

9.4.3 Auswahl von zu berücksichtigenden Hochwasserereignissen

Aus den vorherigen Untersuchungen geht hervor, dass die instationäre Abbildung eines Hochwasserereignisses meist mehr Erosion und somit Schwebstofftransport berechnet als eine über den Monat gemittelte stationäre Berechnung. Um einen übermäßigen Anstieg der Rechenzeit zu vermeiden sollen aber nicht alle Monate mit erhöhtem Durchfluss instationär simuliert werden. Daher wird ein Entscheidungskriterium gesucht, welches Monate dahingehend unterscheidet, ob sie mit akzeptablem Fehler stationär statisch berechnet werden können oder instationär dynamisch simuliert werden müssen.

Für diese Untersuchung werden in dem Zeitraum 1994 bis 2004 insgesamt 17 voneinander unabhängige Hochwasserereignisse am Pegel Sprewitz mit theoretischen Jährlichkeiten der

Abflussspitze zwischen 0,45 und 5,2 a identifiziert. Dabei wird die Jährlichkeit entsprechend Abbildung 9.3 aus dem Abflussscheitel ermittelt. Nachfolgend wird untersucht, welche der 17 Hochwasserereignisse instationär dynamisch modelliert werden müssen, um die wesentlichen Erosionsereignisse zu erfassen.

Bei Berücksichtigung aller 17 Hochwasserereignisse in instationär dynamischer Form passieren im Modell 88400 t Schwebstoff den Pegel Spreewitz. Da entsprechende Messwerte fehlen, wird davon ausgegangen, dass das Modell mit der höchsten Auflösung den real transportierten Frachten am nächsten kommt. Das Ergebnis bei Berücksichtigung aller 17 Hochwasserereignisse wird daher als das Zielergebnis für die weitere Untersuchung definiert. Bei komplett stationärer Betrachtungsweise ohne instationär berücksichtigte Hochwasserereignisse werden nur 61800 t und damit rund 30 % weniger Schwebstofffracht simuliert.

Es werden nun zwei mögliche Entscheidungskriterien untersucht, wie eine Reduzierung der Anzahl instationär simulierter Hochwasserereignisse realisiert werden kann. Für das erste Entscheidungskriterium wird ausschließlich die Jährlichkeit n des Hochwasserereignisses herangezogen. Hierbei werden also die Hochwasserereignisse mit dem höchsten Scheitelabfluss $Q_{Scheitel}$ berücksichtigt.

Bei Berechnung der Schwebstofffrachten für den gesamten Untersuchungszeitraum ergeben sich bei Berücksichtigung der 0, 2, 4, 8, 10 und 17 höchsten Hochwasserereignisse die in Abbildung 9.8 dargestellten Schwebstofffrachten und die sich auf das Zielergebnis beziehende prozentuale Abweichung. Aus Darstellungsgründen sind die punktförmigen Ergebnisse durch Linien verbunden.

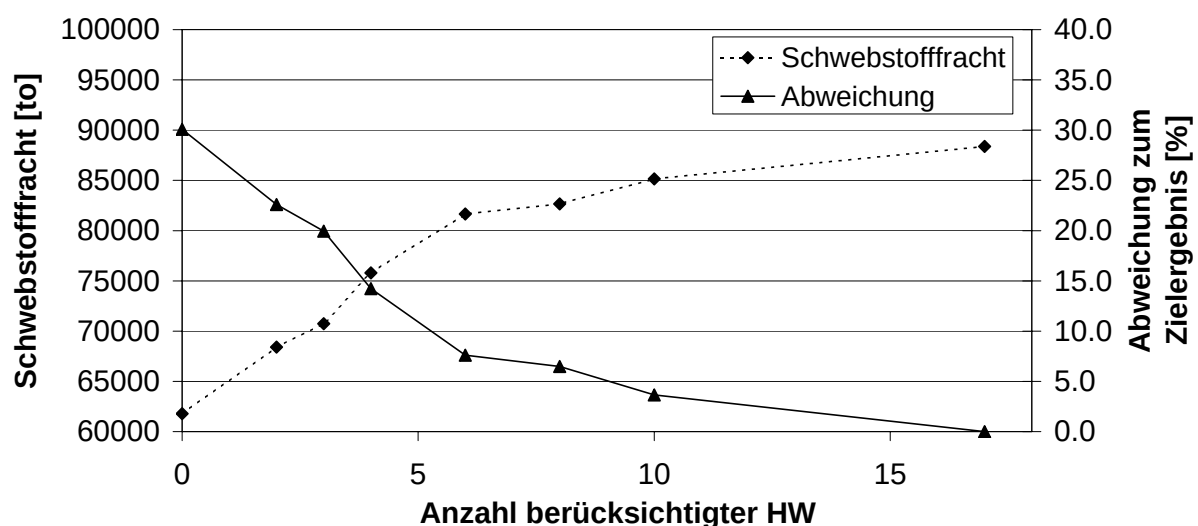


Abb. 9.8: Gesamtschwebstofffracht und Abweichung zum Zielergebnis bei variierender Anzahl berücksichtigter Hochwasserereignisse mit maximalem Scheitelabfluss

Es ist zu erkennen, dass mit zunehmender Anzahl der Hochwasserereignisse die Abweichung zum Zielergebnis kleiner wird. Ab 6 Hochwasserereignissen liegt die Abweichung schon unter 10 % und ab 10 Hochwasserereignissen sogar unter 5 %. Es wird deutlich, dass eine Berücksichtigung aller 17 Hochwasserereignisse nicht unbedingt erforderlich ist.

Wie in der Sensitivitätsstudie in Anhang C.3.2 deutlich wird, hat auch der Zeitpunkt des Hochwasserereignisses einen relevanten Einfluss auf die erodierte Schwebstoffmasse. Folgt auf eine längere Sedimentationsphase ein Hochwasser, wird mehr erodiert als bei einem Hochwasser, welches kurze Zeit nach einem vorherigen Erosionsereignis das Fließgewässer durchströmt. Dieser Zusammenhang soll bei dem zweiten Entscheidungskriterium in die Auswahl der relevanten Hochwasserereignisse aufgenommen werden. Analog zur Jährlichkeit n werden nun die Hochwasserereignisse mit der Gleichung

$$n_i^* = \theta_n \cdot n_i + (1 - \theta_n) \cdot (T_{HW,i} - T_{HW,i-1}) \quad (9.1)$$

nach ihrer Relevanz sortiert. Dabei steht der Index i für das zu untersuchende und $i - 1$ für das letzte instationär berücksichtigte Hochwasserereignis. n ist die Jährlichkeit, $T_{HW,i}$ das Datum der Hochwasserereignisse und θ_n ist ein Wichtungsfaktor, der hier zu 0,75 gewählt wird. Die konstruierte Größe n_i^* kann als modifizierte Jährlichkeit des Hochwasserereignisses aufgefasst werden. Um zu verhindern, dass mit der modifizierten Jährlichkeit nach sehr langen Perioden ohne Hochwasser sogar Niedrigwasserabflüsse als erosionsrelevante Hochwasser eingestuft werden, muss die modifizierte Jährlichkeit um eine Mindestjährlichkeit erweitert werden. In der vorliegenden Untersuchung ist die Mindestjährlichkeit durch die Vorauswahl ($n > 0,45$) schon in den 17 Hochwasserereignissen enthalten.

In Tabelle 9.4 sind die nach der Jährlichkeit n und nach der modifizierten Jährlichkeit n^* ausgewählten Hochwasserereignisse durch ein "x" markiert. Zusätzlich ist in der vorletzten Zeile die simulierte Schwebstofffracht des gesamten Zeitraums und in der letzten Zeile die Abweichung der berechneten Fracht zum Zielergebnis angegeben. Beide Entscheidungskriterien wählen bei Berücksichtigung von 0, 2, 4 und 17 Hochwasserereignissen die gleichen Ereignisse aus. Bei 6, 8 und 10 Hochwasserereignissen sind jedoch Unterschiede festzustellen. Die Auswahl mit Hilfe der modifizierten Jährlichkeit n^* erreicht hier eine durchweg kleinere Abweichung vom Zielergebnis.

Übertragen auf einen längeren noch unbekannten Zeitraum für das Untersuchungsgebiet ist aus dieser Untersuchung die Empfehlung abzuleiten, für 12 Simulationsjahre etwa 6 bis 8 nach der modifizierten Jährlichkeit n^* ausgewählte Hochwasserereignisse zu berücksichtigen.

Tab. 9.4: Aufgrund von Auswahlkriterium und Anzahl instationär berücksichtigte Hochwasserereignisse

Datum	$Q_{Scheitel}$ [m ³ /s]	0 HW	2 HW		4 HW		6 HW		8 HW		10 HW		17 HW
		n & n^*	n	n^*	n	n^*	n	n^*	n	n^*	n	n^*	n & n^*
08.03.1994	72,8				x	x	x	x	x	x	x	x	x
31.01.1995	47,2						x		x		x	x	x
15.06.1995	91,6		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
02.09.1995	36,6												x
25.12.1995	39,9										x		x
20.02.1996	34,5												x
05.05.1996	43,7								x		x		x
13.07.1996	46,8								x		x	x	x
19.03.1998	37,4									x		x	x
15.12.1998	33,2									x		x	x
04.03.1999	41,8							x		x	x	x	x
18.03.2000	47,9						x	x	x	x	x	x	x
22.01.2002	55,0				x	x	x	x	x	x	x	x	x
16.04.2002	38,0												x
21.11.2002	33,0												x
04.01.2003	76,0		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
13.03.2003	33,0												x
Gesamtschwebstoff- fracht [1000 to]		61,8	68,4	68,4	75,8	75,8	81,7	81,7	82,7	85,4	85,1	86,7	88,4
Abweichung zu 17 HW [%]		30,1	22,6	22,6	14,2	14,2	7,6	7,5	6,5	3,4	3,7	1,9	0,0

9.4.4 Reduzierung der Rechenzeit

Bereits in Kapitel 8.2 wird auf die probabilistischen Randbedingungen für das Modell LGpro eingegangen und auf die Notwendigkeit hingewiesen, für die Langfristprognose lange Simulationszeiträume oft wiederholt berechnen zu müssen. Um den daraus resultierenden Rechenzeitbedarf zu begrenzen, wird nach Möglichkeiten gesucht, die einzelnen Rechenläufe möglichst zügig abzuwickeln.

Ein wesentlicher Beitrag zur Reduzierung der Rechenzeit ist mit dem Einsatz des stationär statischen Modellteils bereits geleistet. Die Simulationszeit für einen Monat wird auf diese Weise auf weniger als eine Sekunde reduziert. Bei einem kurzfristig wechselhaften Ereignis, wie beispielsweise einem Hochwasser, muss auf das rechenzeitintensivere instationär dynamische Modell zurückgegriffen werden. Besonders bei mehrfachem Aufruf ist dieser Modellteil für die Gesamt-Rechenzeit des Modells maßgebend. Über eine Begrenzung der Dauer der in-

stationär dynamischen Phase und eine Anhebung der Zeitschrittweite wird nachfolgend nach einer Möglichkeit gesucht, die Rechenzeit zu verringern ohne einen nicht akzeptablen Genauigkeitsverlust hinnehmen zu müssen.

Ein wichtiges Hilfsmittel bei der Reduzierung der Rechenzeit ist die zeitliche Einschränkung des instationären Ereignisses. Ist zunächst nur eine Unterscheidung, ob ein Monat instationär gerechnet wird oder nicht, Bestandteil der Überlegungen gewesen, so wird nun ermittelt, wie viel Zeit eines Monats instationär modelliert werden muss. Dazu wird die in der Langfristmodellierung kleinste vorgesehene Zeiteinheit Monat in eine stationäre und eine instationäre Phase unterteilt.

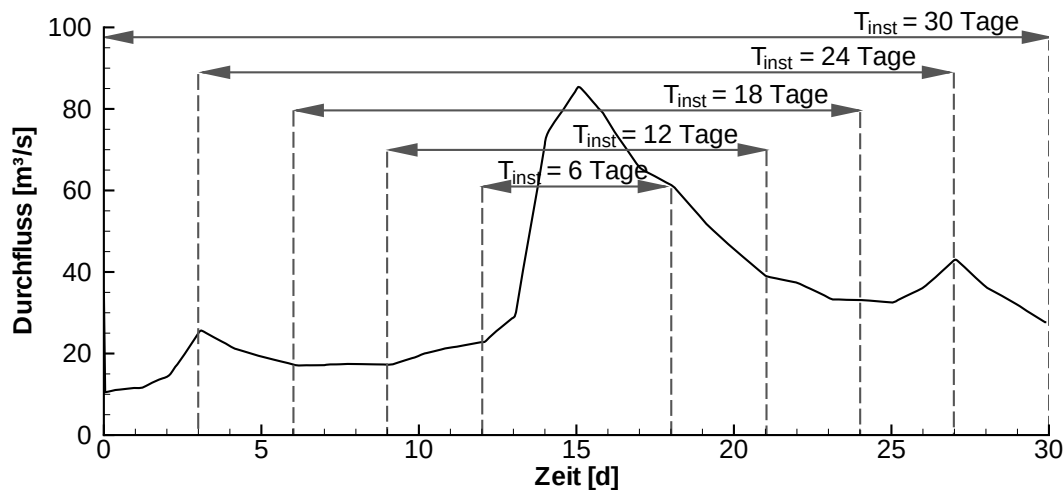


Abb. 9.9: Einschränkung der instationär simulierten Phase auf 30, 24, 18, 12 bzw. 6 Tage

In Abbildung 9.9 sind für das Hochwasserereignis im Juni 1995 instationäre Phasen T_{inst} von 6, 12, 18, 24 und 30 Tagen eingetragen. Dabei liegt der Scheitelabfluss in der Monatsmitte, so dass dieser immer Bestandteil des zeitlichen Ausschnittes ist.

Mit dem Ziel der Rechenzeitreduzierung wird nun nur für einen Teil des Monats eine instationäre Berechnung durchgeführt. Die in der übrigen, stationär betrachteten Zeit T_{st} transportierte Stofffracht wird über

$$F_{ges} = F_{inst} + \frac{T_{st}}{T_{inst} + T_{st}} \cdot F_{st} \quad (9.2)$$

berücksichtigt. Dabei steht F_{inst} für die instationäre, F_{st} für die stationäre und F_{ges} für die gesamte Monatsfracht eines transportierten Stoffes.

Wie bereits für das hydraulische Flood-Routing-Modell in Kapitel 4.3.4 gezeigt, kann auch über die Simulationszeitschrittweite eine deutliche Reduzierung der Rechenzeit erreicht wer-

den. Aus diesem Grund wird die zuvor angesprochene Variation der Dauer einer instationären Phase mit den Zeitschrittweiten 200, 600, 1800, 3600 und 7200 Sekunden durchgeführt. Insgesamt ergibt sich daraus eine Versuchsmatrix aus 5 x 5 Testläufen.

Die Berechnung einer instationären Betrachtung über 30 Tage und einer Zeitschrittweite von 200 s benötigt eine Rechenzeit von 2323 s. Dem Ergebnis dieser Berechnung liegt eine vergleichsweise feine zeitliche Diskretisierung zu Grunde und es beinhaltet eine instationäre Simulation über den gesamten Monat. Dem Ergebnis dieser Simulation wird daher die höchste Genauigkeit zugesprochen und es wird als Zielergebnis für die reduzierten Berechnungen angesehen. In Tabelle 9.5 ist die Versuchsmatrix mit der jeweils prozentual berechneten Abweichung zum Zielergebnis und der benötigten Rechenzeit eingetragen.

Tab. 9.5: Abweichung in der simulierten Schwebstofffracht im Monat Juni 1995 und benötigte Rechenzeit bei variierendem Simulationszeitraum und Simulationszeitschrittweite

	$\Delta t = 200s$	$\Delta t = 600s$	$\Delta t = 1800s$	$\Delta t = 3600s$	$\Delta t = 7200s$
30 Tage	0,0 % / 2323 s	-0,1 % / 825 s	-13,3 % / 335 s	-33,3 % / 209 s	-40,5 % / 134 s
24 Tage	3,7 % / 1814 s	3,5 % / 646 s	-10,4 % / 262 s	-28,7 % / 166 s	-36,3 % / 106 s
18 Tage	7,0 % / 1326 s	6,6 % / 466 s	-7,0 % / 191 s	-25,9 % / 122 s	-36,3 % / 78 s
12 Tage	10,0 % / 836 s	10,2 % / 296 s	-3,9 % / 121 s	-23,3 % / 77 s	-35,0 % / 51 s
6 Tage	9,5 % / 365 s	9,1 % / 130 s	-4,0 % / 53 s	-21,6 % / 34 s	-34,4 % / 22 s

Tabelle 9.5 ist zu entnehmen, dass bei gleicher Dauer der instationären Phase mit zunehmender Vergrößerung der Zeitschrittweite eine geringere Schwebstofffracht berechnet wird. Dies resultiert aus einer steigenden Ungenauigkeit im numerischen Verfahren. Gleichzeitig erhöht sich bei Kürzung der instationären Phase und Beibehaltung der Zeitschrittweite die berechnete Schwebstofffracht. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in der stationären Phase mit den mittleren Randbedingungen des gesamten Monats gerechnet wird. Diese müssten aber aufgrund der Berücksichtigung der instationären Phase eigentlich korrigiert bzw. reduziert werden. Die zwei identifizierten verfälschenden Effekte sind in ihrer Auswirkung auf die berechnete Schwebstofffracht einander entgegengesetzt und können sich im günstigen Fall teilweise ausgleichen.

Den durchgeführten Berechnungen ist zu entnehmen, dass bei einer Zeitschrittweite von 1800 s und einer 6 Tage langen instationären Phase innerhalb von nur 53 s ein Hochwasserereignis berechnet wird, dessen Schwebstofffracht um lediglich 4 % vom Zielergebnis abweicht. Es wird somit gezeigt, dass mit einer geeigneten Wahl der instationären Phase und der Zeitschrittweite eine kurze Rechenzeit erreicht und trotzdem ein gutes Ergebnis erzielt werden kann.

Mit dem hier untersuchten Hochwasser im Juni des Jahres 1995 wird das größte Hochwasser

im Untersuchungszeitraum und damit ein aussagekräftiges Ereignis betrachtet. Um trotzdem die Sicherheit zu erhöhen, dass bei einer späteren Langfristbetrachtung mit noch unbekanntem Verlauf der Abflussganglinie auch wirklich der Großteil des Erosionsprozesses innerhalb der instationären Phase abgeschlossen werden kann, wird die Dauer der instationären Phase von 6 auf 10 Tage erhöht. Darüber hinaus wird die Zeitschrittweite auf 1200 s festgelegt und somit ein Kompromiss aus schneller und zugleich genauer Simulation gesucht.

Vollständigkeitshalber sei erwähnt, dass auch eine Steigerung der Rechenkapazität eine deutliche Rechenzeiterparnis bringen kann. Besonderes Potential wird in der Parallelisierung der Simulationen gesehen. Dabei können die für das Monte-Carlo-Verfahren typischen Wiederholungen in einfacher Weise unabhängig voneinander berechnet und anschließend zu einem Gesamtergebnis zusammengetragen werden. Da die Rechnerumgebung hier aber nicht das Untersuchungsziel ist, werden die Untersuchungen zur Rechenzeit alle auf dem gleichen PC durchgeführt (Intel Pentium 4 Prozessor mit 2,8 Ghz und 1 GB RAM).

9.5 Langfristprognose

9.5.1 Vorbereitung der Langfristprognose

In der vorgestellten Arbeit wird ausführlich auf die deterministischen Prozesse des Modells **LGpro** eingegangen. Ziel der Simulation vieler deterministisch modellierter Monate mit teilweise zeitlich genesteten Hochwasserereignissen ist eine probabilistische Langfristprognose. Aus diesem Grund wird das vorgestellte Modell nachfolgend mit den Daten eines probabilistischen Mengenbilanzmodells angesteuert.

An der Spree befindet sich seit einigen Jahren das Mengenbilanzmodell **ArcGRM Spree**ⁱ im Einsatz. Dieses wird fortlaufend weiterentwickelt und entsprechend gepflegt. Innerhalb eines von KÖNGETER ET AL. (2004) dokumentierten Verbundvorhabens wurden Gütemodule unter anderem für das Fließgewässer Schwarzer Schöps, die Talsperre Bautzen, die Restseekette Lohsa II, den Restsee Bärwalde, das Grundwasser sowie für punktuelle und diffuse Einleitungen erstellt und an das Mengenbilanzmodell gekoppelt. Die so um Gewässergüteprozesse erweiterte Modellversion wird auch **ArcGRM Güte Spree** genannt und kann nicht nur über den Zeitschritt von einem Monat gemittelte Abflussmengen, sondern auch — soweit die gekoppelten Gütemodule dafür konzipiert sind — Einleitkonzentrationen prognostizieren.

Für einen Untersuchungszeitraum von 7 Bewirtschaftungsperioden mit jeweils 5 Jahren werden Randbedingungen in Form von Monatsmittelwerten generiert. Um eine probabilistische Prognose zu ermöglichen, werden der Abfluss und teilweise auch andere güterelevante Randbedingungen stochastisch gestreut. Die Simulation des Untersuchungszeitraums wird mit den

ⁱ2003 wurde **ArcGRM** in **WBalMo** umbenannt. Beide Namen sind eingetragene Warenzeichen der WASY GmbH.

variierenden Randbedingungen 100-mal realisiert, so dass sich eine kumulierte Simulationszeit von 3500 Jahren ergibt. Nach REDETZKY (2006) liegt der hydraulischen Mengenbilanzierung weitgehend die in KOCH (2004) erläuterte und als ArcGRM Spree/Schwarze Elster, Variante 26uc bezeichnete Bewirtschaftungsstrategie zugrunde.

Mit der Bereitstellung von Abflusszeitreihen an dem Modelleinlauf, an allen relevanten Nutzern und weiteren Bilanzprofilen im Fließgewässer sind die Durchflüsse für die hydraulische Modellierung vollständig bekannt. Dabei ist die große Zeitschrittweite in den prognostizierten Abflussdaten für den quasistationären Teil der Langfristmodellierung geeignet. Zur Generierung tagesgenauer Hochwasserabflussganglinien aus den vorgegebenen hydraulischen Monatsmittelwerten wird auf das in Kapitel 8.2.3 beschriebene Verfahren der zeitlichen Differenzierung zurückgegriffen. Dabei wird der in Gleichung 8.2 vorgestellte Wichtungsfaktor für die Mittelwertanhebung θ_H nach den Gleichungen

$$\theta_H = 1,0 \quad \text{für} \quad \frac{\overline{Q^*}}{\overline{Q}} < 2 \quad (9.3)$$

$$\theta_H = 0,7 \quad \text{für} \quad 2 < \frac{\overline{Q^*}}{\overline{Q}} < 4 \quad (9.4)$$

$$\theta_H = 0,5 \quad \text{für} \quad 4 < \frac{\overline{Q^*}}{\overline{Q}} \quad (9.5)$$

festgelegt. Die für die Langfrist-Gewässergüteprognose benötigten Konzentrationen in den Einleitern werden entsprechend Anhang D angesetzt.

9.5.2 Durchführung der Langfristprognose

Nach Zusammenstellung der Randbedingungen kann für das Untersuchungsgebiet eine probabilistische Langfristprognose mit zeitlich genesteten Hochwasserereignissen durchgeführt werden. Die Identifizierung relevanter Hochwasserereignisse, die instationär simuliert werden müssen, erfolgt dabei in drei Schritten:

1. In einem Preprocessing wird für die Monatsmittelwerte am Pegel Spreewitz analog zu Abbildung 9.3 eine Hochwasserstatistik durchgeführt. Den verschiedenen Monatsmittelwerten werden dabei Jährlichkeiten n_i zugeordnet.
2. Unter Berücksichtigung der Erkenntnisse aus Kapitel 9.4.3 wird festgelegt, dass immer dann von einem relevanten Hochwasser auszugehen ist, wenn für den vom Bewirtschaftungsmodell prognostizierten Monatsmittelwert am Pegel Spreewitz eine modifizierte Jährlichkeit von $n_i^* > 2$ und eine Jährlichkeit von $n_i > 0,6$ ermittelt wird.
3. Aus dem vorgegebenen Monatsmittelwert wird eine zeitlich feiner aufgelöste Abflussganglinie generiert (Kapitel 9.5.1).

Bei einem 100-fach wiederholten Untersuchungszeitraum von 35 Jahren werden auf diese Weise insgesamt 1673 Hochwassermonate identifiziert. Zur Reduzierung der Rechenzeit werden die Hochwasserereignisse jeweils mit einer Dauer von 10 Tagen und einer Zeitschrittweite von $dt = 1200\text{ s}$ berücksichtigt (Kapitel 9.4.4).

9.5.3 Ergebnisse der Langfristprognose

In Abbildung 9.10 ist das Ergebnis der Langfristmodellierung in Form von über 100 Realisierungen und über die gesamte Zeitspanne ermittelten Quantilen dargestellt. Diese Abbildung zeigt Über- und Unterschreitungshäufigkeiten der probabilistischen Simulation und damit Eintrittswahrscheinlichkeiten der Langfristprognose. In der Summe werden zur Erstellung der Quantile die Ergebnisse aus 42000 Monaten genutzt. Neben dem Einfluss der punktuellen Einleiter Löbauer Wasser, Schwarzer Schöps, Struga, Kleine Spree und Schwarze Pumpe ist auch die Sedimentation oberhalb von Wehren in den dargestellten Quantilen zu erkennen.

Für eine weitergehende Analyse in Form von einer punktuellen Betrachtung wird der Pegel Spremberg bei Stationierung 259,5 *km* gewählt. Wenig unterhalb dieses Pegels fließt die Spree in die Vorsperre Bühlow und danach in die Talsperre Spremberg. Am Pegel Spremberg schwankt die prognostizierte Schwebstoffkonzentration zwischen 0,07 *mg/l* und 407 *mg/l* (Abbildung 9.11) und spannt damit eine sehr große Bandbreite auf, die auf den ersten Blick fast beliebig und wenig aussagekräftig wirkt. Wie anhand von Messwerten gezeigt werden kann (Abbildung 9.5) entspricht diese große Bandbreite der Realität und wird somit richtig abgebildet. Der in Abbildung 9.11 gezeigte Anstieg der minimalen Schwebstoffkonzentration nach 60 Monaten ist auf das Ende der Flutungsphase und auf veränderte Bewirtschaftungsstrategien bei der Niedrigwasseraufhöhung zurückzuführen.

Eine Betrachtung der Verteilungsfunktion der Wahrscheinlichkeit und der Dichtefunktion in Abbildung 9.12 zeigt zudem, dass die meisten prognostizierten Konzentrationen zwischen 1 *mg/l* und 6 *mg/l* liegen. Mit der probabilistischen Prognose kann somit die große Bandbreite der Ergebnisse erfasst und gleichzeitig eine Aussage darüber getroffen werden, wie wahrscheinlich außergewöhnliche Ereignisse sind.

In Abbildung 9.13 ist eine Quantilwertbetrachtung für den Pegel Spremberg über den Untersuchungszeitraum dargestellt. Die Quantile beziehen sich auf 100 Realisierungen der Simulation. Teilweise können in dieser Darstellung Unterschiede zwischen den jeweils 5 Jahre langen Bewirtschaftungsperioden ausgemacht werden. So kann beispielsweise nach 5 Jahren nahezu eine Verdoppelung der Schwebstoffkonzentration im 50 %-Quantil festgestellt werden.

Die Modellierung des Fließgewässers Spree ist als Teil einer einzugsgebietsbezogenen Betrachtung zu verstehen. Da die Spree Haupteinleiter der Talsperre Spremberg und somit prägend für das Standgewässer ist, müssen die Anforderungen der Talsperrenmodellierung in die Fließgewässerbetrachtung aufgenommen werden. Maßgebend für die Sedimentbildung und

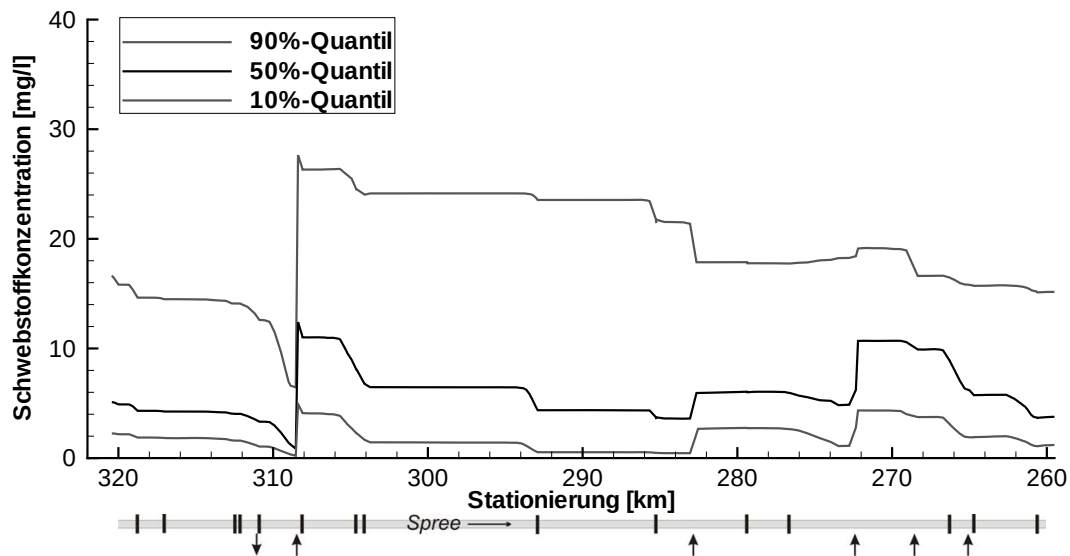


Abb. 9.10: Quantile der Schwebstoffkonzentration über die Fließstrecke der Spree

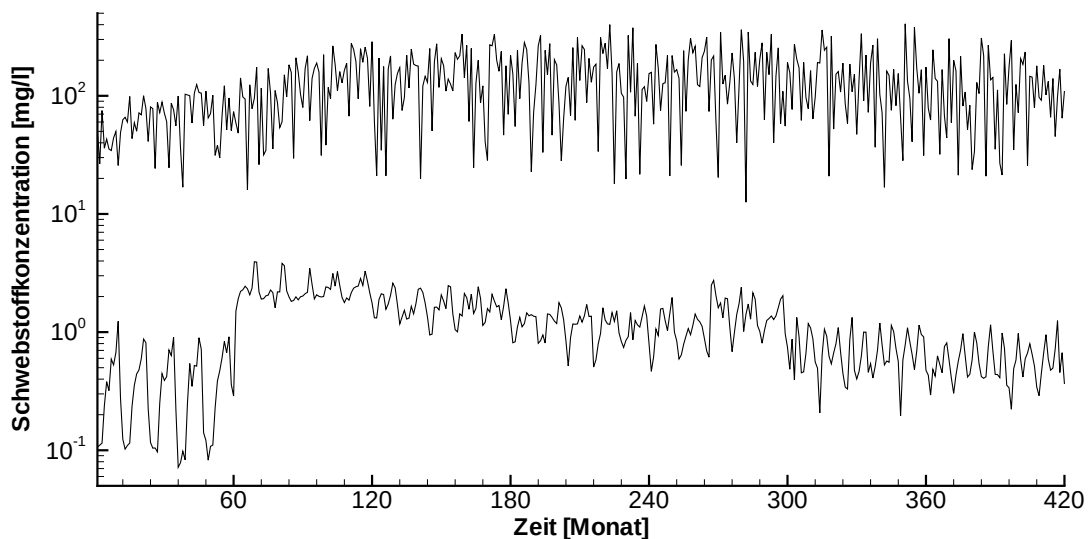


Abb. 9.11: Verlauf der minimal und maximal berechneten Schwebstoffkonzentration über den Untersuchungszeitraum am Pegel Spremberg

die potentielle Rücklösung in der Talsperre Spremberg sind weniger die Konzentrationen sondern vor allem die transportierten Frachten.

Die Auswirkung der Hochwasserereignisse auf die transportierte Fracht kann mit einer Darstellung der über die Zeit aufsummierten Schwebstofffracht visualisiert werden. In Abbildung 9.14 ist deutlich zu erkennen, dass das Berechnungsergebnis der in die Talsperre Spremberg eingetragenen Schwebstoffe maßgeblich durch die instationäre Modellierung von Hochwasserereignissen beeinflusst wird. Es wird deutlich, dass ein ähnlicher Zusammenhang auch für die zum Großteil an Schwebstoffen gebundenen Inhaltsstoffe Phosphor und Eisen zu beobachten ist.

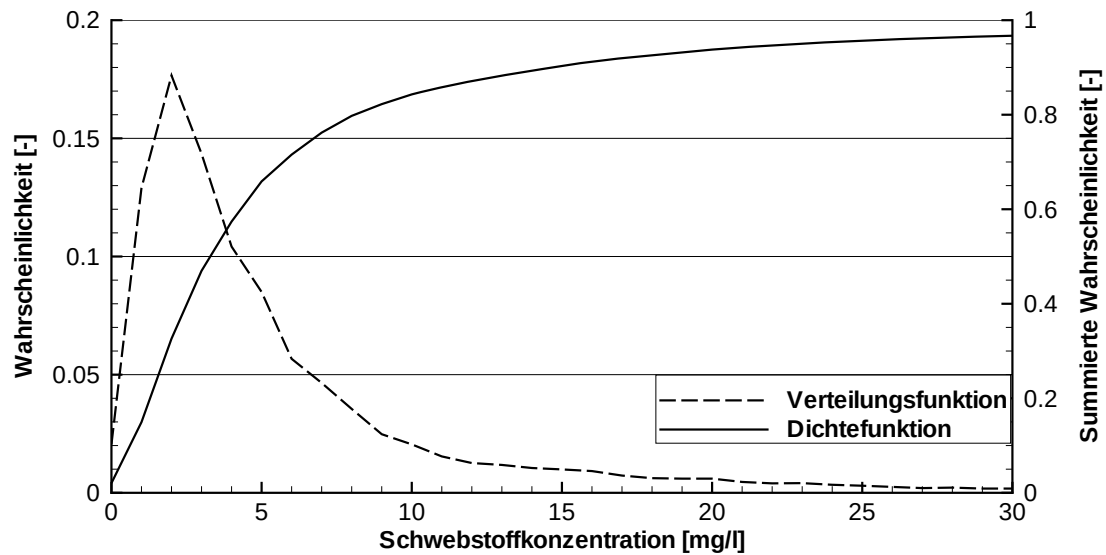


Abb. 9.12: Verteilungsfunktion der Wahrscheinlichkeit und Dichtefunktion der prognostizierten Schwebstoffkonzentration am Pegel Spremberg

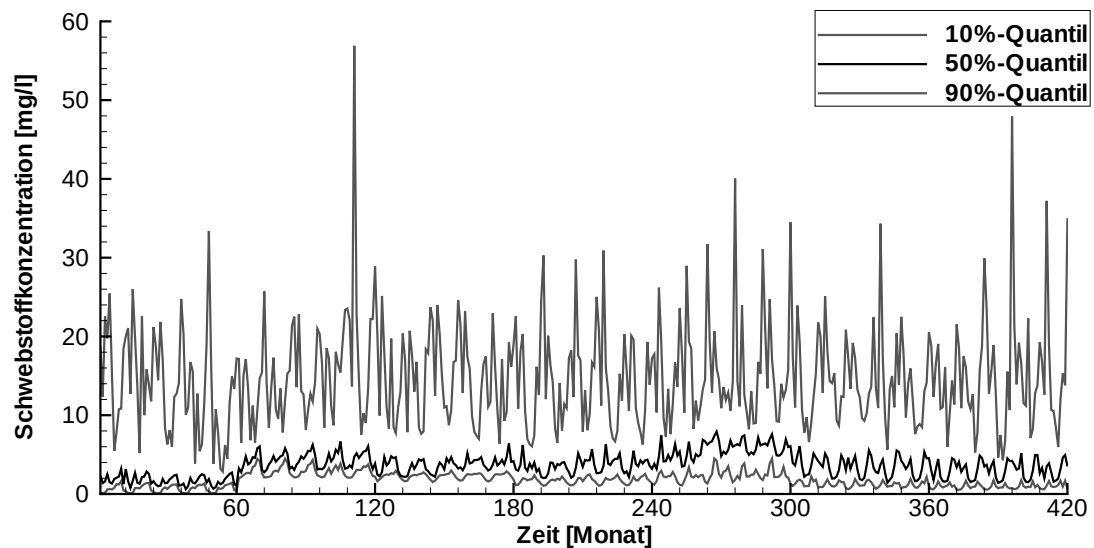


Abb. 9.13: Quantile der Schwebstoffkonzentration über den Untersuchungszeitraum am Pegel Spremberg

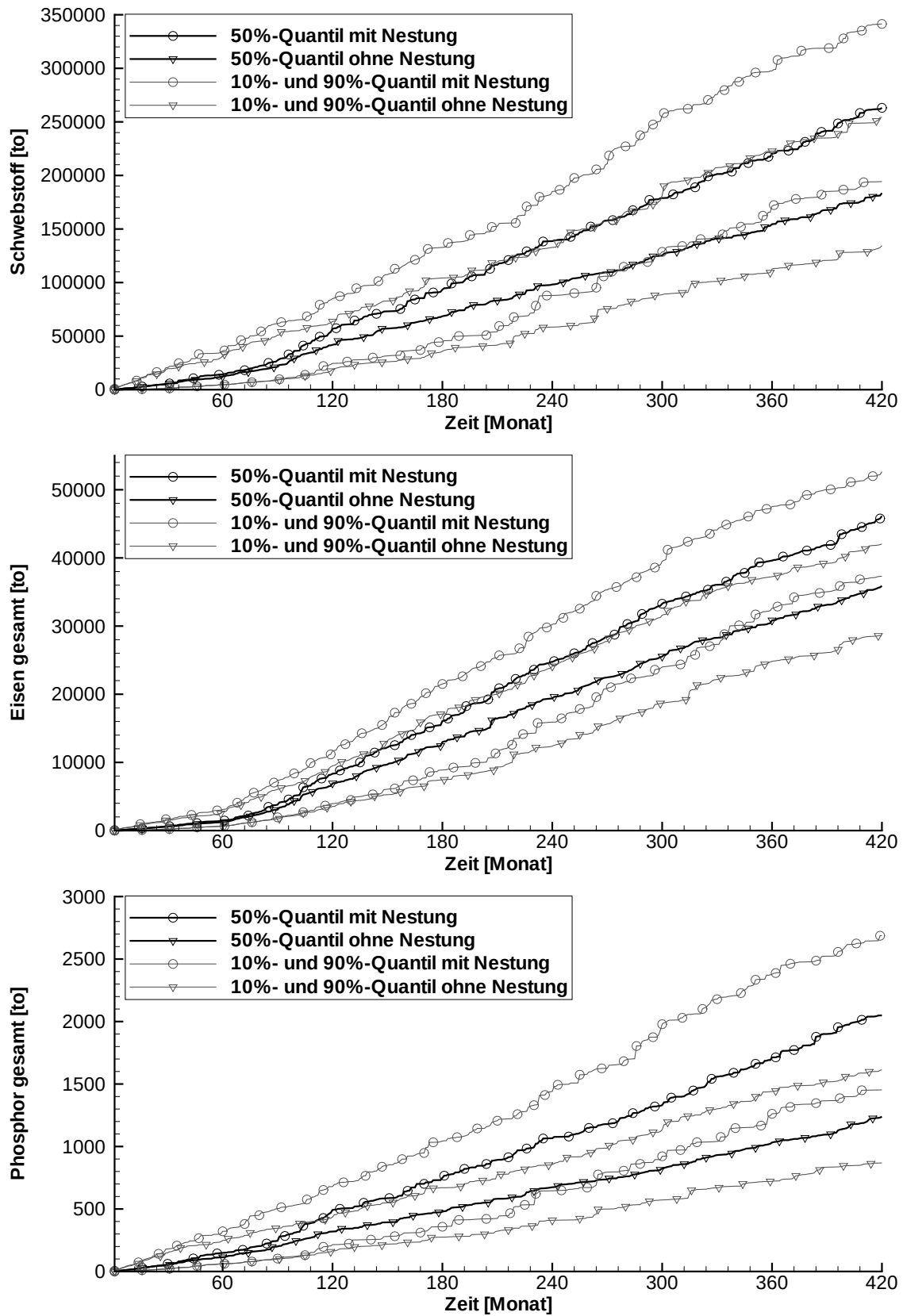


Abb. 9.14: Über die Zeit summierte Schwebstofffracht am Pegel Spremberg mit (○) bzw. ohne (▽) zeitlich genesteter, instationärer Modellierung von Hochwasserereignissen

9.5.4 Beispielhaftes Szenario eines vereinfachten Hochwassermanagements

Das in dieser Arbeit vorgestellte Modell LGpro ist als Hilfsmittel für die Erarbeitung von Bewirtschaftungsszenarien konzipiert. Um den Nutzen des Modells an einem Beispiel zu demonstrieren, werden nachfolgend zwei Bewirtschaftungsvarianten exemplarisch gegenübergestellt.

Als Szenario 1 wird die in Kapitel 9.5.3 bereits angewendete und von KOCH (2004) beschriebene Bewirtschaftungsvariante gewählt. Die Bewirtschaftungsregeln entsprechen realen Bewirtschaftungsstrategien und beinhalten ein komplexes Geflecht an unterschiedlichen Prioritäten für die verschiedenen Entnahmen und Einleiter.

In Szenario 2 wird die Bewirtschaftungsstrategie in vereinfachter Weise dahingehend verändert, dass bei verstärkter Erosionsgefahr infolge von Hochwasserereignissen die Speicherkette Lohsa II (Dreiweibern, Lohsa II und Burghammer) und das Speicherbecken Bärwalde noch intensiver als bei Szenario 1 zum Hochwasserrückhalt genutzt werden. Dabei wird im Fall eines Hochwassers die Flutungsmenge vom Fließgewässer in den Restsee, wenn möglich, bis auf die maximale Kapazität der Flutungsbauwerke angehoben. Dabei kann die Flutungsmenge über den Monat variieren und wird beispielsweise im Vor- und Nachlauf einer Hochwasserwelle durch die Mindestabflussmenge im Fließgewässer begrenzt. Die Kapazitäten der Flutungsbauwerke an den genannten Restseen wie auch die Mindestwassermenge unterhalb dieser Restseeeinleitungen werden analog zu der Bewirtschaftungsstrategie in Szenario 1 gewählt und sind in Tabelle 9.6 zusammengestellt.

Tab. 9.6: Angesetzte maximale Kapazität der Flutungsbauwerke und Mindestabfluss unterhalb (uh) der Einleitung aus den Vorflutern in den Restsee

Fließgewässer	Speicher	max. Flutungskapazität [m ³ /s]	Mindestabfluss uh Restseeeinleitung [m ³ /s]
Spree	Lohsa II	15,0	1,0
Spree	Bärwalde	5,0	1,0
Kleine Spree	Dreiweibern	3,0	0,2
Kleine Spree	Burghammer	2,0	0,25

Der Tagebaurestsee Bärwalde sowie die Restseekette Lohsa II sind im Vergleich zum Gebietsabfluss sehr große wasserwirtschaftliche Speicher, die zur Hochwasserreduzierung genutzt werden können. Ihr im betriebsbereiten Zustand regelbares Speichervolumen ist ausreichend groß, um die maximale Einleitmenge über einige Tage aufnehmen zu können. Das für die Bewirtschaftung zur Verfügung stehende Retentionsvolumen der übrigen Restseen im Untersuchungsgebiet ist deutlich kleiner. Daher wird die Bewirtschaftung der übrigen Restseen bei Szenario 2 identisch zu Szenario 1 über den Monat konstant angesetzt.

Da bei der Bewirtschaftung für Szenario 2 im Vergleich zu Szenario 1 mehr Wasser in die Restseen eingeleitet wird, muss zum Ausgleich auch mehr Wasser entnommen und in den Vorfluter zurückgeführt werden. Aus diesem Grund werden für den Zeitraum nach der Restsee-Flutung für Szenario 2 die Rückleitungen aus den betroffenen Restseen um einen über die Zeit gemittelten Wert erhöht. Bei der Rückleitung aus dem Restsee Burghammer in die Kleine Spree beträgt die Erhöhung $0,66 \text{ m}^3/\text{s}$ und bei der Einleitung aus dem Restsee Bärwalde in den Schwarzen Schöps $0,21 \text{ m}^3/\text{s}$ gegenüber Szenario 1.

Es wird angemerkt, dass trotz sorgfältiger Erarbeitung der Randbedingungen Szenario 2 eine vereinfachte Bewirtschaftungsstrategie darstellt, welche die Belange anderer Zielsetzungen unberücksichtigt lässt. So wird beispielsweise die Tatsache, dass während der Flutungsphase der maximale Wasserstand und damit das Retentionsvolumen in den Restseen auch von Genehmigungsplänen abhängig ist, nicht in Szenario 2 aufgenommen.

Das große Volumen der Restseen führt zu einer langen Aufenthaltszeit des eingeleiteten Flutungswassers und zu niedrigen Strömungsgeschwindigkeiten. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass die Restseen als Senke für die eingetragenen Schwebstoffe wirken.

Die in Szenario 2 gegenüber Szenario 1 veränderte Nutzung der Restseen bewirkt auf zwei Arten eine Reduzierung der mitgeführten partikulären Stofffrachten am Pegel Spremberg. Zum einen wird mit einer verstärkten Nutzung der Restseen als Partikelsenke gerade in den Hochwassermonaten mit hohen Schwebstoffkonzentrationen ein Teil der partikulären Fracht nachhaltig zurückgehalten. Zum anderen führt eine reduzierte Hochwasserganglinie zu niedrigeren Sohlschubspannungen und somit zu einer Dämpfung der Erosionsereignisse. In Abbildung 9.15 ist der Einfluss der veränderten Restseebewirtschaftung auf den Transport partikulärer Frachten deutlich zu erkennen. Die Veränderung des Nutzungskonzepts der Speicher reduziert den Austrag von Schwebstoffen, Phosphor und Eisen aus dem Untersuchungsgebiet.

In einem integrativen Verbundvorhaben könnte mit den ermittelten Einleitfrachten in die Talsperre Spremberg und in die Restseen die Modellierung der Gewässergüteentwicklung der Standgewässer verbessert werden. Hierbei kommt den Rücklösungsprozessen von Phosphor unter anaeroben, reduktiven Bedingungen in den Seesedimenten eine besondere Bedeutung zu. Durch Phosphorrücklösung können Eutrophierungsprozesse ausgelöst oder verstärkt werden, welche die Wasserqualität erheblich herabsetzen (SCHWOERBEL, 1999).

Mit diesem Beispiel wird gezeigt, inwiefern das vorgestellte Modell in eine integrative Bewirtschaftung eingebunden werden kann und wie es zu einem besseren Verständnis des partikulären Stofftransportkreislaufs beitragen kann.

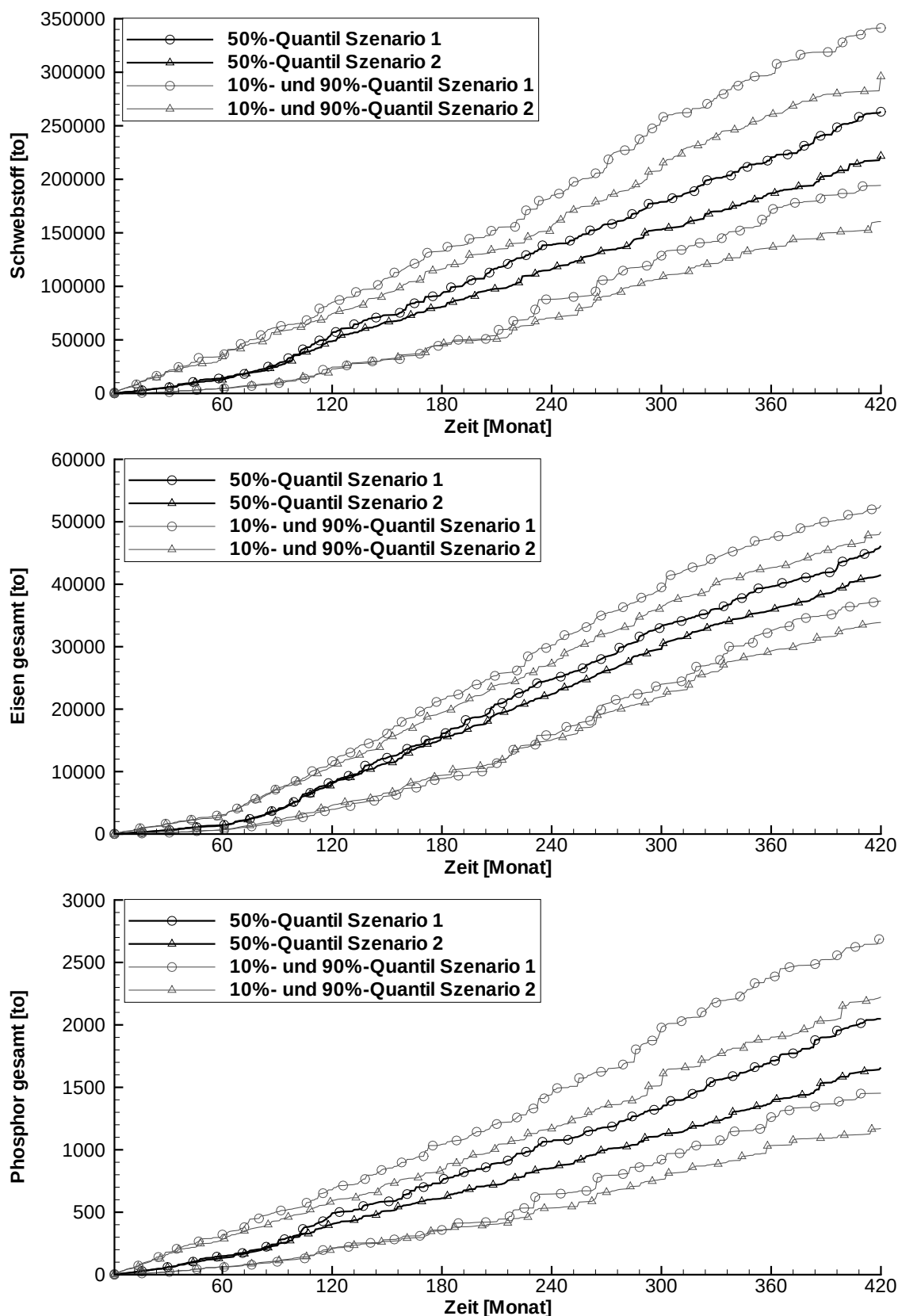


Abb. 9.15: Vergleich der Ausgangsvariante (○) mit einer modifizierten Restseebewirtschaftung (△): Über die Zeit summierte Frachten für Schwebstoff (oben), Eisen (mittig) und Phosphor (unten) am Pegel Spremberg

10 Zusammenfassung

Zur Durchführung einer probabilistischen Langfrist-Gewässergüteprognose wird nach dem Stand der Technik im Allgemeinen eine große Zeitschrittweite und eine stationär statische Berechnungsweise eingesetzt. Dabei läuft beispielsweise der für die langfristige Entwicklung von Oberflächengewässern relevante Prozess der Erosion bei einem Hochwasserereignis auf einer kurzfristigen Zeitskala ab und kann daher von zeitlich grob aufgelösten Modellen nicht ausreichend erfasst werden. Um kurzfristig ablaufende aber langfristig relevante Prozesse in einer Langfristprognose abbilden zu können, müssen diese Einzelereignisse in die Modellierung aufgenommen werden. In der vorgestellten Arbeit wird daher ein Modellkonzept entwickelt, das zunächst mit probabilistischen Randbedingungen bei einer groß gewählten Zeitschrittweite von einem Monat in stationär statischer Weise eine eindimensionale Langfristsimulation ausführt. Ergänzt wird die Langfristsimulation durch eine instationär dynamische Simulation im Falle eines relevanten Kurzfristereignisses. Dieses zeitlich verschachtelte Modellkonzept wird dadurch ermöglicht, dass jeweils ein stationäres und ein instationäres Hydraulikmodul, ein statisches und ein dynamisches Gewässergütemodul sowie ein zeitskalenübergreifendes Sedimentmodul entwickelt werden. Mit der Zusammenführung dieser Module innerhalb einer entsprechenden Modellsteuerung entsteht das Gesamtmodell **LGpro**.

Das für diese Arbeit neu erstellte Hydraulikmodul nutzt systematisch abgespeicherte Vorabberechnungen zur schnellen Ermittlung stationärer Zustände. Für instationäre Ereignisse wird auf ein Flood-Routing-Verfahren zurückgegriffen, das ebenfalls die für stationäre Zustände abgespeicherten Vorabberechnungen intensiv nutzt und damit eine schnelle und ausreichend genaue instationäre Simulation ermöglicht. Im Rahmen einer Validierung werden zwei umgesetzte instationäre Hydraulikmodule auf ihre Eignung bezüglich der gestellten Aufgabe getestet. Anhand von Untersuchungsergebnissen wird der hydraulische Ansatz einer diffusiven Welle als besonders geeignet herausgearbeitet.

Das statische und das dynamische Gewässergütemodul simulieren jeweils die wichtigsten Güteparameter im Oberflächengewässersystem. Ein besonderes Augenmerk wird in dieser Arbeit auf den Nährstoff Phosphor und das Schwermetall Eisen gelegt. Ihre Fraktionen und Stofftransformationen werden detailliert vorgestellt und eine numerische Umsetzung der Prozesse präsentiert. Der simulierte advective Stofftransport kann über analytische Testbeispiele erfolgreich validiert werden und die dabei erreichte Genauigkeit hält einem Vergleich mit anderen Modellen aus der Literatur stand.

Weitergehend wird der partikuläre Transportkreislauf bestehend aus Transport, Sedimentation, Konsolidation und Erosion vertieft behandelt. Es werden in der Literatur geeignete Mo-

dellierungsansätze recherchiert und eine numerische Umsetzung der ausgewählten Ansätze vorgenommen. Das erstellte Sedimentmodul speichert sedimentierte Schwebstoffe mit den daran angelagerten Stoffen in bis zu 9 Sedimentschichten und differenziert zwischen einer Hauptabflusszone, Randbereichen und selten überströmten Vorländern.

Die Interaktion der verschiedenen Teilmodule und der Nutzen jedes Teilmoduls wird anhand eines synthetischen Beispiels gezeigt. Es wird deutlich, dass die statischen Stofftransformationsprozesse für die Bildung von Schwebstoffen relevant sind und diese in Abhängigkeit von den stationären hydraulischen Bedingungen zu Sedimentation und damit zur Sedimentbildung führen. Bei einem Hochwasserereignis beeinflusst die instationäre Hydraulik die erodierte Schwebstofffracht maßgeblich und das dynamische Stofftransportmodul berechnet den Transport bis zum Modellausgang oder einem Bereich mit erneuter Sedimentation.

Seine praxisnahe Einsatzfähigkeit zeigt das Modell **LGpro** in einem Anwendungsbeispiel an der Spree. Eine Kalibrierung der Hydraulik und des Stofftransportmodells kann erfolgreich durchgeführt werden. Fehlende Daten bei instationären Ereignissen führen dazu, dass die Ergebnissbandbreite der Erosion auf Basis von Literaturwerten und einer Sensitivitätsanalyse ermittelt wird. Es wird gezeigt, dass die Sensitivität der Modellparameter begrenzt ist und die instationäre dynamische Modellierung eines Hochwassers gegenüber der über den Monat gemittelten, stationär statischen Simulation eine wesentlich verbesserte Abbildung des Erosionsprozesses ermöglicht. Die instationären Hochwasserereignisse nehmen insbesondere auf die transportierte Fracht partikulärer Inhaltsstoffe maßgebend Einfluss.

Um die Rechenzeit in Grenzen zu halten und so das probabilistische Konzept des Gesamtmodells zu realisieren, wird zunächst die Anzahl der betrachteten Hochwasserereignisse durch ein für das Anwendungsbeispiel entwickeltes Auswahlkriterium limitiert. Darüber hinaus wird die Rechenzeit über eine geeignete Festlegung der Simulationszeitschrittweite und eine Eingrenzung der instationär simulierten Hochwasserdauer reduziert.

In der abschließenden Langfristprognose wird der bedeutende Einfluss von Hochwasserereignissen auf die transportierte Stofffracht gezeigt. Anhand einer vereinfachten Änderung der Speicherbewirtschaftung kann auch hier der Zusammenhang zwischen instationärer Bewirtschaftungsstrategie und langfristig relevantem Stofftransport dargestellt werden. Mit der vorgestellten Methodik kann somit die Modellierung des Eintrags von Phosphor und Eisen in die unterstrom liegende Talsperre Spremberg signifikant verbessert werden. Vor dem Hintergrund, dass der eingetragene Phosphor und Eisen „entscheidend für die Wasserqualität in der Talsperre Spremberg [...]“ sind (HEIDENREICH & KLEEBERG, 2004), kann hier ein Beitrag für die langfristig orientierte Gewässergüteprognose geleistet werden.

Grundsätzlich sind das Modell **LGpro** und die gezeigte Methodik auch in anderen Einzugsgebieten bei veränderter Fragestellung einsetzbar. Sie sind besonders dann hilfreich, wenn in einer langfristig ausgelegten Gewässergütesimulation partikulärer Stofftransport oder Rücklösungsprozesse aus dem Sediment einen nicht zu vernachlässigenden Einfluss haben.

11 Ausblick

11.1 Modellerweiterungen

Die vorgestellte Arbeit ist mit der betrachteten Hydraulik-, Güte- und Sedimentmodellierung insgesamt sehr breit angelegt. Diese Breite ist erforderlich, um das Ziel einer zeitskalenübergreifenden Modellierung von partikulärem Stofftransport zu ermöglichen. Gleichzeitig birgt der große thematische Umfang aber auch die Gefahr, dass das erstellte Modell nicht für alle Aufgabenstellungen die optimale Lösung bietet. Es kann problemspezifisch erforderlich werden, einzelne Ansätze zu überdenken und gegebenenfalls durch einen erweiterten Ansatz zu ersetzen.

Vernetzte Gerinnesysteme

Besteht das betrachtete Fließgewässer aus einem Netz verzweigter und zusammenlaufender Gerinne oder müssen vermehrt Inseln im Gerinnequerschnitt berücksichtigt werden, steigen die Anforderungen an das hydraulische Modul. Hier erreichen die eingesetzten Flood-Routing-Modelle ihre Grenze. An der Schnittstelle zwischen den verschiedenen Fließgewässerabschnitten können numerische Schwingungen und/oder Ungenauigkeiten auftreten. Je nachdem wie viel Rechenzeit ein solcher Anwendungsfall benötigen darf, kann das hydraulische Modell durch ein anderes, eventuell kommerziell erhältliches, vollständiges Modell ersetzt oder der hier vorgestellte Ansatz weiterentwickelt werden. Eine je nach Problemstellung geeignete Erweiterung kann beispielsweise die von KAMRATH (2006) geschilderte vereinfachte eindimensionale Hydraulikmodellierung sein.

Gewässergüteparameter

In dieser Arbeit wird bereits auf die Möglichkeit hingewiesen, analog zum Eisen auch andere Schwermetalle in das Modell zu integrieren. Darüber hinaus kann je nach Problemstellung auch die Abbildung von anderen Stoffen mit einer Affinität zu Schwebstoffen, wie beispielsweise die von SATTELBERGER (2002) als umweltrelevant identifizierte Organozinnverbindung Tributylzinn, erforderlich sein. Mit der geleisteten Arbeit wird das für den partikulären Stofftransport wichtige Transportmedium Schwebstoff in die Modellierung aufgenommen und bietet so die Grundlage für entsprechende Erweiterungen.

Ein anderes Aufgabenfeld für wünschenswerte Erweiterungen des Langfrist-Gewässergütemodells ist die Biologie. Das vorgestellte Modell besitzt bereits einen Phytoplanktonbaustein, der eine Abhängigkeit von der Verfügbarkeit von Nährstoffen, Licht und Temperatur sowie von Sterblichkeit, Wachstum, Sedimentation und Erosion

berücksichtigt. Trotzdem ist die Abbildung der komplexen biologischen Beziehungen immer noch als einfach zu bezeichnen. Hier wäre eine Simulation von verschiedenen Algenarten und Konsumenten wünschenswert. Im Zuge einer solchen Erweiterung kann auch eine weitergehende Differenzierung des organischen Phosphors im Zusammenhang mit sessilen Organismen durchgeführt werden. Mit einer insgesamt stärker biologischen Ausrichtung kann zudem eine Brücke zur Habitatmodellierung, wie beispielsweise *Inform* (FUCHS et al., 2003), geschlagen werden.

Fraktionierter Schwebstofftransport

Ist es erforderlich, den Anteil güterelevanter Feinsedimente oder sogar die Sieblinie des Sediments zu prognostizieren, muss das derzeit umgesetzte Schwebstoffmodul erweitert werden. Eine bezüglich der Korngröße differenzierte Modellierung des Schwebstofftransports und der Sedimentbildung kann mit einem fraktionierten Schwebstofftransportmodell erreicht werden.

Um eine fraktionierte Schwebstoffbetrachtung in das vorgestellte Modell zu implementieren, kann das vorhandene Schwebstoffmodul analog für verschiedene charakteristische Korndurchmesser angewendet werden. Zudem sollten zwischen den feinen Fraktionen Austausch-terme berücksichtigt werden, die Flockungs- und Zerfallsprozesse abbilden.

Dichte des Sediments

Wie in Kapitel 7.2.5 erläutert, kann mit den zur Verfügung stehenden Mitteln keine Entscheidung für einen aussagekräftigen Berechnungsansatz zur Entwicklung der Sedimentdichte über die Zeit und Tiefe getroffen werden. Letztlich muss zur Ermittlung der Konsolidation ein dichteunabhängiger Ansatz umgesetzt und bei der Bestimmung der Erosionsrate eine konstante Dichte angenommen werden. Die Aufnahme einer verifizierten Gleichung zur Berechnung der Dichte ermöglicht somit in zwei Bereichen des vorgestellten Modells sinnvolle Erweiterungen.

Stofftransformationen im Sediment

In der vorliegenden Arbeit werden die Transformationsprozesse von Phosphor und Eisen im Sediment vorgestellt. Der beschriebene Prozess der Zersetzung und einer erneuten Adsorption wird in das Modell durch eine Transformationsrate aufgenommen. Auch bei anderen Stoffen löst die im Vergleich zum Freiwasser veränderte Umgebung Transformationsprozesse aus. So kommt es im Sediment beispielsweise zu Denitrifikation oder zur Zersetzung organischer Partikel. Die Berücksichtigung dieser und weiterer Prozesse im Modell lässt eine verbesserte Abbildung der Natur erwarten. Dabei sollte eine Aufnahme in das Modell mit den erforderlichen Messkampagnen zur Bestimmung der Transformationsraten einhergehen.

Stoffumlagerungen im Sediment

Neben dem Freiwasser finden auch im Sediment Strömungs- und Umlagerungsprozesse statt. Derzeit bleiben diese Prozesse, wie beispielsweise die beobachtete Anreicherung von Eisen und Phosphor in der sohnahen Sedimentschicht, unberücksichtigt. Um die aus der Strömung im Interstitial resultierenden Umlagerungsprozesse berücksichtigen zu können, muss die Modellierung eines Stoffaustauschs über die Sedimentschichtgrenzen hinaus realisiert werden.

Mit der Umsetzung eines geschichteten Sedimentaufbaus und einer getrennten Modellierung von Stoffkonzentrationen sind bereits die Voraussetzungen für eine entsprechende Modellierung gelegt. Es wird allerdings als schwierig eingeschätzt, die für die Simulation erforderlichen Austauschraten festzulegen und die langfristigen Umlagerungsprozesse zu prognostizieren. Hier besteht weiterer Forschungsbedarf.

11.2 Das Modell im Verbund

Das vorgestellte Modell ist als Teil einer ganzheitlichen Betrachtung eines Untersuchungsgebietes konzipiert. In dieser Konsequenz gilt es in den nächsten Schritten zu prüfen, ob benachbarte Modelle kompatibel zu den vorgestellten Anwendungen sind. Als Beispiel sei hier das von RUBBERT (2006) erstellte Modell für Standgewässer zu nennen. Dieses Modell berücksichtigt bereits Schwebstoffe und setzt sich intensiv mit den zeitskalenübergreifenden Prozessen in Form von Rücklösung aus dem Sediment auseinander. In SCHONLAU et al. (2003) wird bereits eine Kopplung dieser beiden Modelle bei einer quasistationären Langfristbetrachtung vorgestellt. Mit dieser Arbeit besteht nun seitens der Fließgewässermodellierung die Möglichkeit, diese Kopplung auch für den instationären Fall zu erweitern.

Mindestens genauso viel Beachtung muss der Modellierung der punktuellen und diffusen Quellen gewidmet werden. Im Fließgewässer sind die Einleitungen oft bestimmend für die Gewässergüte. Besonders bei Starkniederschlägen ist mit einem erhöhten Eintrag von partikulären Stoffen zu rechnen. Punktuelle Quellen können teilweise durch andere numerische Modelle abgebildet werden oder es besteht zumindest die Möglichkeit, die Einleitstellen zu beproben und so einen Eindruck von den zuströmenden Frachten zu gewinnen. Die Modellierung oder Beprobung diffuser Quellen ist hingegen im Allgemeinen schwieriger. Hier sind bestehende Ansätze weiter auszubauen.

11.3 Das Modell in der Anwendung

Ein wesentlicher Punkt innerhalb einer Modellanwendung besteht — wie in der Gütemodellierung üblich — in der Beschaffung von geeigneten Kalibrierungsdaten. Meist ist eine Erweiterung der standardisiert aufgenommenen Messungen wünschenswert. So sollten Hochwasserereignisse zeitlich höher aufgelöst beprobt werden, um Kalibrierungsdaten für den Erosionsprozess zu bieten. Idealerweise könnten an Schlüsselstellen Online-Messstellen installiert und damit hoch aufgelöste Konzentrationsganglinien erzeugt werden. Häufig werden diese Messstationen aber aufgrund ihrer hohen Investitions- und Unterhaltungskosten nicht realisiert.

Außerdem ist es empfehlenswert, einzelne Messkampagnen mit der fließenden Welle durchzuführen und daran die Stofftransformationen zu kalibrieren. Werden die Messkampagnen

mit der fließenden Welle gezielt bei Trockenwetterabfluss und bei Regenereignissen angesetzt, können zudem Erkenntnisse über die sonst nur schwer zu erfassenden diffusen Einleiter gewonnen werden.

Um einen realitätsnahen Initialzustand des Sediments für die Prognose ansetzen zu können und bei besonders guter Datenlage sogar das Sedimentmodul kalibrieren zu können, sind zudem Beprobungen des Sediments hilfreich. Das Ziel dabei ist es, Kenntnis über die Sedimentzusammensetzung, die Sedimentdichte und die Sedimentfestigkeit zu erlangen.

Abschließend wird festgestellt, dass das Modell **LGpro** bei ausreichender Datenlage ein gutes Hilfsmittel für nachfolgende Anwendungen in der langfristigen Gewässergüteprognose für Fließgewässer und eine wertvolle Basis für zukünftige Entwicklungen darstellen kann.

Literaturverzeichnis

- ABWV (2004): *Verordnung über Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer; Abwasserverordnung*. Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit. <http://www.bmu.de/gewaesserschutz/downloads/doc/6203.php> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- ALAN A. SMITH INC. (2004): *Miduss Version 2: Reference Manual*. Ontario, Canada. ISBN 0-921794-00-3. <ftp://ftp.alanasmith.com/pub/MIDUSSv2Reference.pdf> [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- BARSCH, D.; GUDE, M.; MÄUSBACHER, R.; SCHUKRAFT, G. & SCHULTE, A. (1994): *Feststoff- und Sedimentdynamik von Elsenz und Neckar bei Hochwasserabfluß*. In: Geowissenschaften und Umwelt. Heidelberg: Springer. pp. 85–94. ISBN 3-540-58028-X.
- BECKER, B. (2003): *Erstellung eines dynamischen Gewässergütemodellbausteins für das Langfristgewässergüteprognosemodell LGpro*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH. (Dipl.-Arbeit) (unveröffentlicht).
- BEHRENDT, H. & ZWEYNERT, U. (2004): *Gütemodul „Diffuse Quellen“ (TP 1)*. In: Projektübergreifender Schlussbericht zum Verbundvorhaben "Untersuchungen zur Gewässerbeschaffenheitsentwicklung der Spree". Karlsruhe: Forschungszentrum Karlsruhe in der Helmholtz-Gemeinschaft. pp. 22–27. ISBN 3-923704-46-1.
- BEULKER, C.; KRUMBECK, H.; NIXDORF, B. & JANDER, J. (2002): *Primärproduktion in sauren Gewässern unter dem Einfluss der Ressourcenlimitation*. In: Biogene Alkalinisierung. BTU Cottbus. (Aktuelle Reihe; 3/2002). pp. 107–112.
- BfG (2002): *Mathematisch-numerische Modelle in der Wasserwirtschaft — Handlungsempfehlung für Forschungs- und Entwicklungsarbeiten*. Koblenz: Bundesanstalt für Gewässerkunde. (BfG-Mitteilungen; Nr. 24).
- BfG (2003): *Sedimente — Das Gedächtnis unserer Gewässer, Neue Methoden zur Güteüberwachung in der Gewässerunterhaltung*. Koblenz: Bundesanstalt für Gewässerkunde. SENS-POL — Internationaler Workshop bei der Bundesanstalt für Gewässerkunde.

- BLACK, K.S.; TOLHURST, T.J.; PATERSON, D.M. & HAGERTHEY, S.E. (2002): *Working with Natural Cohesive Sediments*. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 128, No. 1, pp. 2–8. ISSN 0733-9429.
- BLÖMEKE, C. (2000): *Datenerhebung zur Kalibrierung und Verifikation eines Gewässergütemodells — in situ Analysen von Wasserproben aus der Spree mit Hilfe eines Photometers*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH. (Dipl.-Arbeit) (unveröffentlicht).
- BLÖMEKE, C. & SCHLAEGER, F. (2001): *Laboruntersuchungen zum Rücklösungsverhalten von sedimentgebundenem Eisen in sauren Gewässern*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH. (Arbeitsbericht) (unveröffentlicht).
- BOEIJE, G. (1999): *GREAT-ER, Chemical Fate Models*. Technical Documentation, Universiteit Gent.
http://www.great-er.org/files/techdoc_simulator.pdf [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- BOLLRICH, G. (2000): *Technische Hydromechanik. Bd. 1: Grundlagen*. Berlin: Verlag für Bauwesen. 5. Aufl.. ISBN 3-345-00744-4.
- BOROUGHES, C.B. & ZAGONA, E. (2002): *Daily Flow Routing with the Muskingum-Cunge Method in the Pecos River RiverWare Model*. In: Proceedings of the Second Federal Interagency Hydrologic Modeling Conference.
<http://cadswes.colorado.edu/PDF/RiverWare/BoroughsLV2002.pdf> [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- BOUDREAU, B.P. & BENNETT, R.H. (1999): *New Rheological and Porosity Equations for Steady-State Compaction*. In: American Journal of Science, Vol. 299, No. 7-9, pp. 517–528. ISSN 0002-9599.
- BOWIE, G.L.; MILLS, W.B. & PORCELLA, D.B. (1985): *Rates, Constants and Kinetics Formulations in Surface Water Quality Modelling*. Arcata, CA: U.S. EPA. 2. ed.
http://www.ecy.wa.gov/programs/eap/models/rates_and_constants/index.html [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- BREHM, J. & MEIJERING, M.P.D. (1996): *Fließgewässerkunde: Einführung in die Ökologie der Quellen, Bäche und Flüsse*. Wiesbaden [u.a.]: Quelle & Meyer. (Biologische Arbeitsbücher; 36). 3. überarb. Aufl.. ISBN 3-494-01251-2.
- BREITUNG, V. (1999): *Organische Schadstoffbelastung in Schwebstoffen des Rheins während Hochwasserwellen*. In: Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Vol. 43, H. 1, pp. 17–22. ISSN 1439-1783.

- BRONSTERT, A. & LAHMER, W. (2001): *Bewirtschaftungsmöglichkeiten im Einzugsgebiet der Havel*. Potsdam. Bewilligter Antrag an das BMBF.
<http://www.havelmanagement.net/Havel-ger/Publikationen/Antrag/AntragFEGM-www.pdf#search=%22Bewirtschaftungsm%C3%B6glichkeiten%20im%20Einzugsgebiet%22> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- BROWN, L.L. & BARNWELL, T.O. JR. (1985): *Computer Program Documentation for the Enhanced Stream Water Quality Model QUAL2E*. Athens, Georgia: U.S. Environmental Protection Agency (EPA).
- BRUCATO, A.; GRISAFI, F. & MONTANTE, G. (1998): *Particle drag coefficients in turbulent fluids*. In: Chemical engineering science, Vol. 53, No. 18, pp. 3295–3314. ISSN 0009-2509.
- BRUNNER, G.W. (2002): *HEC-RAS, River Analysis System User's Manual: Version 3.1*. Davis, California: U.S. Army Corps of Engineers, Hydraulic Engineering Center (HEC).
- CANCINO, L. & NEVES, R. (1999): *Hydrodynamic and sediment suspension modelling in estuarine systems, Part I: Description of numerical models*. In: Journal of Marine Systems, Vol. 22, pp. 105–106. ISSN 0924-7963.
- CHAPRA, S.C. (1997): *Surface Water Quality Modeling*. New York [u.a.]: McGraw-Hill. (McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering). ISBN 0-07-843306-1.
- CHOW, V.T. (1964): *Handbook of Applied Hydrology: a compendium of water-resources technology*. Columbus: McGraw-Hill. ISBN 0-07-010774-2.
- COCKBURN, B. (1999): *Discontinuous Galerkin Methods for Convection-Dominated Problems: High-order methods for computational physics*. In: Lecture notes in computational science and engineering, Vol. 9, pp. 69–224. ISSN 1439-7358.
- CUNGE, J.A. (1965): *On the Subject of a Flood Propagation Computation Method (Muskingum Method)*. In: Journal of Hydraulic Research, Vol. 7, No. 2. ISSN 0022-1686.
- DENG, Z.-Q.; SINGH, V. P. & BENGTSSON, L. (2001): *Longitudinal Dispersion Coefficient in Straight Rivers*. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 127, No. 11, pp. 919–927. ISSN 0733-9429.
- DETERING, M. (2004): *Modellgestützte Regelungen von Stauhaltungssystemen und Laufwasserkraftanlagen*. Aachen: Shaker. (Mitteilung/Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 134). ISBN 3-8322-3371-7.
- DFG (2003): *Wasserforschung im Spannungsfeld zwischen Gegenwartsbewältigung und Zukunftssicherung*. Weinheim: WILEY-VCH Verlag. ISBN 3-527-27218-6.

- DHI (2004): *MIKE 11, a modelling system for Rivers and Channels: Users Guide*. Denmark: Danish Hydraulic Institute.
- DOOGE, J.C.I. (1973): *Linear Theory of Hydrologic Systems*. Europ. Geosciences Union. (EGU Reprint Series; 1). ISBN 3-936586-10-1.
- DVWK (1993): *Aussagekraft von Gewässergüteparametern in Fließgewässern, Teil 1: Allgemeine Meßgrößen, Nährstoffe, Spurenstoffe und anorganische Schadstoffe, biologische Kennwerte*. Hamburg [u.a.]: Parey. (DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft; 227). ISBN 3-490-32797-7.
- DVWK (1999a): *Numerische Modelle von Flüssen, Seen und Küstengewässern*. Bonn: Wirtschafts- und Verl.-Ges. Gas und Wasser. (Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (DVWK); 127). ISBN 3-89554-099-4.
- DVWK (1999b): *Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen*. Bonn: Wirtschafts- und Verl.-Ges. Gas und Wasser. (DVWK-Merkblätter zur Wasserwirtschaft; 251). ISBN 3-89554-110-9.
- DWD (2006): *Jahresmittelwerte aus Niederschlagsmessungen von 1961-1991, Messstelle Boxberg*. DWD.
http://www.dwd.de/de/FundE/Klima/KLIS/daten/online/nat/index_mittelwerte.htm [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- EINSELE, W. (1938): *Über chemische und kolloidchemische Vorgänge in Eisen-Phosphat-Systemen unter limnochemischen und limnogeologischen Gesichtspunkten*. In: Arch. Hydrobiol., Vol. 33, pp. 361–387.
- ENGERS, D. (2004): *Numerische hydromechanische Modellierung eines Gerinnes am Beispiel von Bunt- und Gladbach*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH. (Dipl.-Arbeit) (unveröffentlicht).
- EPA (2006): *Stream Water Quality Model (QUAL2K)*. U.S. Environmental Protection Agency (EPA).
<http://www.epa.gov/ATHENS/wwqts/QUAL2K.pdf> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- ESNA (1995): *Eindimensionales Wasserspiegellagenmodell — Handbuch*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH.
- EUROPÄISCHE KOMMISSION (2000): *Europäische Wasserrahmenrichtlinie (EU-WRRL): Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik*. Brüssel.

- FERZIGER, J.H. & PERIC, M. (1999): *Computational Methods of Fluid Dynamics*. Berlin: Springer. 2., rev. edit.. ISBN 3-540-65373-2.
- FISCHER, H.B. [ET AL.] [EDS.] (1979): *Mixing in Inland and Coastal Waters*. New York [et al.]: Academic Press. ISBN 0-12-258150-4.
- FORKEL, C. (2004): *Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis: Grundlagen, Anwendungen, Qualitätsaspekte*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH. (Mitteilung/Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 130). ISBN 3-8322-3082-3.
- FREAD, D.L. (1992): *Flow Routing*. In: MAIDMENT, D.R., Herausgeber, *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill. pp. 10.1–10.36. ISBN 0-07-039732-5.
- FREAD, D.L. (2003): *Handbook of Weather, Climate, and Water: Atmospheric Chemistry, Hydrology, and Societal Impacts*. New York: Wiley. ISBN 0-471-21489-2.
- FUCHS, E.; GIEBEL, H.; HETTRICH, A.; HÜSING, V.; ROSENZWEIG, S. & THEIS, H.-J. (2003): *Einsatz von ökologischen Modellen in der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung — Das integrierte Flussauenmodell INFORM 2.0*. Koblenz: BfG. (BfG-Mitteilungen; 25). CD-Rom.
- GAJDOS, A. & MANDELKERN, S. (1998): *Comparative study of numerical schemes used for one-dimensional transport modelling*. Budapest. 2nd Int. PhD Symposium in Civil Engineering.
<http://www.vbt.bme.hu/phdsymp/2ndphd/proceedings/gajdos.pdf> [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- GELLER, W.; KLAPPER, H. & SCHULTZE, M. (1998): *Natural and Anthropogenic Sulfuric Acidification of Lakes*. In: GELLER ET AL., Herausgeber, *Acid Mining Lakes: Acid Mine Drainage, Limnology and Reclamation*. Berlin [u.a.]: Springer. (Environmental Science). pp. 3–14. ISBN 3-540-63486-x.
- GRÜNEWALD, U. (2001): *Sanierung des regionalen Wasser- und Stoffhaushaltes*. In: *Gestörte Kulturlandschaften, Handlungsbedarf in Berlin und Brandenburg*. Berlin/Brandenburg: GEOAgentur. (Dokumentation des InfoForums Rekultivierung). pp. 57–66. ISBN 3-00-008447-9.
http://www.geo.tu-berlin.de/_data/downloads/doku_rekultur.pdf [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- GRÜNEWALD, U.; EHRET, B. & MAZUR, K. (2003): *Teilprojekt 5.1: Bergbau- und speicherwirtschaftsbedingte Stofftransportprozesse im Speichersystem LOHSA II und in den diese*

- umlagernden Grundwassersystemen und deren Auswirkung auf die Beschaffenheit der Vorfluter Kleine Spree und Spree; Abschlussbericht (BMBF-FKZ 02WB9969/5)*. Cottbus: Lehrstuhl f. Hydrologie u. Wasserwirtschaft, Brandenburgische Techn. Univ. Cottbus. (BMBF-Projektverbund: Untersuchungen zur Gewässerbeschaffenheitsentwicklung der Spree).
- GRÜNEWALD, U.; KALTOFEN, M. & KADEN, S. (2001): *Länderübergreifende Bewirtschaftung der Spree und der Schwarzen Elster*. In: KA: Wasserwirtschaft, Abwasser, Abfall, Jg. 48, H. 2, pp. 205–213. ISSN 0341-1540.
- GRÖNGRÖFT, A.; KRÜGER, F. & MIEHLICH, G. (2003): *Schwermetallbelastungen der Böden in Elbauen ober- und unterhalb der Muldemündung*. In: Schadstoffbelastung im Mulde- und Elbe-Einzugsgebiet nach dem Augusthochwasser 2002, Ergebnisse und Forschungsbedarf. Freiberg: UFZ-Umweltforschungszentrum Leipzig-Halle GmbH in der Helmholtz-Gemeinschaft. (Tagungsband). pp. 37–42.
<http://www.halle.ufz.de/data/Tagungsband555.pdf> [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- GÖTTLICHER-GÖBEL, U. (1987): *Wasserqualität von Fließgewässern landwirtschaftlich genutzter Einzugsgebiete insbesondere bei Hochwasserabflüssen*. Gießen: Offset Köhler KG.
- HAAG, I.; KERN, U. & WESTRICH, B. (2000): *Erosive Freisetzung von partikulären Stoffen aus Gewässersedimenten — Quantifizierung mit Hilfe der Quellkomponenten-Mischungsanalyse*. In: Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Vol. 44, No. 5, pp. 235–243. ISSN 1439-1783.
- HAHN, H.H. & JØRGENSEN, S.E. (1989): *Precipitation*. In: JØRGENSEN, S.E. & GROMIEC, M.J., Herausgeber, *Mathematical Submodels in Water Quality Systems*. Amsterdam [u.a.]: Elsevier. (Developments in Environmental Modelling; 14). pp. 141–147. ISBN 0-444-88030-5.
- HAMRICK, J.M. (2001): *EFDC1D — A One Dimensional Hydrodynamic and Sediment Transport Model for River and Stream Networks, Model Theory and Users Guide*. Athens, Georgia: U.S. EPA. (Technical Report).
- HEIDENREICH, M. & KLEEGERG, A. (2004): *Stoffumsetzungen an der Sediment-Wasser-Kontaktzone und ihr Einfluss auf die Gewässergüte (TP 2.2)*. In: Projektübergreifender Schlussbericht zum Verbundvorhaben "Untersuchungen zur Gewässerbeschaffenheitsentwicklung der Spree". Karlsruhe: Forschungszentrum Karlsruhe in der Helmholtz-Gemeinschaft. pp. 92–96. ISBN 3-923704-46-1.
- HENDERSON, F. M. (1966): *Open Channel Flow*. New York: Macmillan Company. 2. ed.
- HERVOUET, J. M. (1986): *Application of the method of Characteristics in their weak formulation to solving two-dimensional advection equations on mesh grids*. In: Computational

- techniques for fluid flow. Pineridge Press. Recent advances in numerical methods in fluids, Vol. 5. pp. 149–185. ISBN 0-00-667440-9.
- HOLLERT, H.; DÜRR, M.; ERDINGER, L. & BRAUNECK, T. (1998): *Wie giftig sind Schwebstoffe und Sedimente des Neckars? Zur Eignung von Biotests und Bioassay-dirigierten Fraktionierungstechniken für die Bewertung des Schadstoffpotentials in hydrologischen Fallstudien..* In: HGG-Journal, Vol. 13, No. 8-9, pp. 130–145. ISSN 0931-0061.
- HUNTER, H. M. (1997): *Nutrients and suspended sediment discharge from the Johnstone River catchment during cyclone Sadie.* In: Workshop Series No. 22, Cyclone Sadie flood plumes in the Great Barrier Reef lagoon: composition and consequences. Great Barrier Reef Marine Park Authority.
http://www.gbrmpa.gov.au/__data/assets/pdf_file/4259/ws022_paper_01.pdf [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- HUPFER, M. (1995): *Bindungsformen und Mobilität des Phosphors in Gewässersedimenten.* In: BERNHARDT, C. H. & KLAPPER, H., Herausgeber, *Handbuch Angewandte Limnologie.* Landsberg: Ecomed-Verlag. pp. 1–22. ISBN 978-3-609-75820-6.
- JENSEN, H. S.; KRISTENSEN, P.; JEPPEN, E. & SKYTTE, A. (1992): *Iron:Phosphorous ratio in surface sediment as an indicator of phosphate release from aerobic sediments in shallow lakes.* In: Hydrobiologia, Vol. 235-236, No. 1, pp. 731–743. ISSN 0018-8158.
- JOBSON, H.E. & HARBAUGH, A.W. (1999): *Modifications to the Diffusion Analogy Surface-Water Flow Model (MODFLOW).* Reston, Virginia: U.S. Geological Survey. (Open-file Report 99-217).
http://smig.usgs.gov/SMIG/features_0300/ofr99-217.pdf [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- JOKIEL, C. (1995): *Gewässergütesimulation natürlicher Fließgewässer.* Aachen: Academia-Verlag. (Mitteilung/Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 103). ISBN 3-88345-893-7.
- JORDE, K. (1997): *Ökologisch begründete dynamische Mindestwasserregelungen bei Ausleitkraftwerken.* Stuttgart: Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart. (Mitteilungen / Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart; 90). ISBN 3-921694-90-6.
- JUNGE, F.W.; JENDRYSCHIK, K.; SCHARF, B.; MORGENSTERN, P.; TREUTLER, H.-C.; CZEGKA, W.; HANISCH, C.; ZERLING, L. & ARNOLD, A. (2003): *Schwebstoff- und Schwermetalldeposition im Bitterfelder Muldestausee während des August-2002-Hochwassers der Mulde.* In: Statusseminar des BMBF-Ad-hoc-Verbundprojektes „Schadstoffbelastung im Mulde- und Elbe-Einzugsgebiet nach dem Auguthochwasser 2002“. Freiberg: Sächsische Akademie der Wissenschaften zu Leipzig.

<http://www.saw-leipzig.de/sawakade/10internet/umwelt/junge.pdf> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].

KADEN, S. & SCHRAMM, M. (1999): *Control model Spree/Schwarze Elster, a tool to optimise rehabilitation of water resources in the Lusatian mining district*. In: *Landscape and Urban Planning*, Vol. 51, No. 2, pp. 101–108. ISSN 0169-2046.

KAMRATH, P. (2006): *Integrative Nutzung des technischen Hochwasserrückhalts in Poldern und Talsperren am Beispiel des Flussgebietes der Unstrut — TP2: Wasserbau / Hydraulik*. Aachen. BMBF Fördermaßnahme Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse (in Bearbeitung).

KERN, U. (1997): *Transport von Schweb- und Schadstoffen in staugeregelten Fließgewässern am Beispiel des Neckars*. Stuttgart: Inst. für Wasserbau. (Mitteilungen / Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart; 93). ISBN 3-921694-93-0.

KERN, U. (2005): *Anfrage via Email zu den Vorzeichen in Gleichung (4.4.13) in Kern (1997)*.

KÖHLER, J.; GELBRECHT, J. & PUSCH, M., Herausgeber (2002): *Die Spree — Zustand, Probleme, Entwicklungsmöglichkeiten*. Stuttgart: Schweizerbartsche Verlagsbuchhandlung. (Limnologie aktuell Bd. 10). ISBN 3-510-53008-X.

KLEEBOG, A. & HEIDENREICH, M. (2003): *TP 2.2 Stoffumsetzungen in den Sedimenten der Spree und durchflossener Standgewässer unter den gegenwärtigen und zukünftigen Bedingungen*. Bad Saarow: BTU Cottbus. (Schlussbericht des Teilprojektes 2.2 des Verbundvorhabens "Untersuchungen zur Gewässerbeschaffenheitsentwicklung der Spree").

KÖNGETER, J.; DEMNY, G.; RUBBERT, S. & SCHONLAU, H. (2004): *TP3.1: Erforschung und Modellierung der Strömungs- und Stoffumsatzprozesse im Ober- und Mittellauf der Spree sowie der Talsperre Spremberg und Koordination des Projektverbundes*. Aachen: Eigenverlag. (Schlussbericht des Teilprojektes 3.1 des Verbundvorhabens "Untersuchungen zur Gewässerbeschaffenheitsentwicklung der Spree").

KÖNGETER ET AL. (2004): *Untersuchungen zur Gewässerbeschaffenheitsentwicklung der Spree*. Karlsruhe: Forschungszentrum Karlsruhe in der Helmholtz-Gemeinschaft. Projektübergreifender Schlussbericht zum gleichnamigen Verbundvorhaben. ISBN 3-923704-46-1.

KOCH, H. (2004): *Wasserbewirtschaftungsstrategien in vom Bergbau überprägten Einzugsgebieten im Kontext des globalen Wandels und deren integrierte Bewertung*. Cottbus. (Aktuelle Reihe der BTU Cottbus 1/2005).

http://www.tu-cottbus.de/BTU/Fak4/publikationen/AR_1_05.pdf [letzter Zugriff am: 23.10.2006].

- KRAL, J. (2001): *Untersuchung des Einflusses von Erosionsprozessen und der Sedimentbeschaffenheit auf die Gewässergüte*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH. (Dipl.-Arbeit) (unveröffentlicht).
- KREIKENBAUM, S.; KREJCI, V.; FANKHAUSER, R. & RAUCH, W. (2004): *Berücksichtigung von Unsicherheiten in der Planung*. In: gwa, Jg. 2004, H. 8, pp. 587–594. ISSN 1018-760X.
- KRESSER, W. (1964): *Gedanken zur Geschiebe- und Schwebstoffführung der Gewässer*. In: Österr. Wasserwirtschaft, Jg. 16, H. 1/2, pp. 6–11. ISSN 0029-9588.
- KRONE, R.B. (1962): *Flume studies of the transport of sediment in estuarine shoaling processes*. Berkley, USA: Hydraulic Engineering Laboratory and Sanitary Engineering Research Laboratory, University of California. (Technical Report).
- KÄSER, F. (1980): *Ein Rechenverfahren zur Beschreibung von Ausbreitungs-, Aggregations- und Sedimentationsvorgängen suspendierter Feststoffe in natürlichen Fließgewässern*. Karlsruhe: Eigenverlag. (ISSW Karlsruhe; 23).
- KURTENBACH, A.; KREIN, A. & SYMADER, W. (2005): *Die Bedeutung der Gerinneprozesse für die Verknüpfung von Abflussbildung und Stofftransport — eine Analyse mit Hilfe künstlicher Hochwasserwellen in zwei mesoskaligen Mittelgebirgseinzugsgebieten*. In: Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Vol. 49, No. 4, pp. 172–181. ISSN 1439-1783.
- LAHMER, W. (2004): *Klimawandel — Hochwasser, Dürren, Vorsorgestrategien*. Jena. Water Resources Publications.
http://www.living-rivers.de/hochwassertagung/vortraege/Klimawandel_W_Lahmer.pdf [letzter Zugriff am: 01.10.2006].
- LAWA (2003): *Arbeitshilfe zur Umsetzung der EG-Wasserrahmenrichtlinie*. Berlin: LAWA — Länderarbeitsgemeinschaft Wasser.
http://www.lawa.de/pub/kostenlos/wrrl/Arbeitshilfe_30-04-2003.pdf [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- LEONARD, B. P. (1979): *A stable and accurate convective modeling procedure based upon quadratic upstream interpolation*. In: Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 19, pp. 59–98. ISSN 0045-7825.
- LFUG (2004): *Bericht über die Umsetzung der Anhänge II, III und IV der Richtlinie 2000/60/EG für den Freistaat Sachsen; Landesbericht Sachsen*. Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft.
http://www.umwelt.sachsen.de/de/wu/umwelt/lfug/lfug-internet/documents/B-Bericht_MES_2004-12-09.pdf [letzter Zugriff am: 23.10.2006].

- LITRICO, X. & GEORGES, D. (1997): *Non linear identification of an irrigation system with withdrawals*. In: Proceedings of 36. IEEE Conf. on Decision and Control. San Diego, USA. pp. 852–857.
<http://ieeexplore.ieee.org/iel4/5239/14189/00650748.pdf?arnumber=650748> [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- LMBV (2005): *Umsetzung des Flutungskonzeptes der Lausitzer Bergbauseen und Fortschreibung der Maßnahmen zur Gewässergüteentwicklung*. Hoyerswerda. (Niederschrift zur 3. Fachberatung).
http://www.lmbv.de/flash/1d/umsetzung/Niederschrift_Fachberatung_28_01_2005.pdf [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- LMBV (2006): *Umsetzung der Flutung, Sächsische Lausitz*. Hoyerswerda.
<http://www.lmbv.de/html/index.htm> [letzter Zugriff am: 15.07.2006].
- LOUCKS, D.P.; STEDINGER, J.R. & HAITH, D.A. (1981): *Water Resource Systems Planning and Analysis*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall. ISBN 0-13-945923-5.
- LUA BRANDENBURG (2001): *Tagebauseen: Wasserbeschaffenheit und wassergütwirtschaftliche Sanierung*. Potsdam: LUA. (Studium und Tagungsberichte/Landesumweltamt Brandenburgs; 35).
- LUDWIG, A. (2001): *Das Nährstoffelement Phosphor in limnischen Sedimenten verschiedener Herkunft: Konzentration und Bindungsformen*. Heidelberg: Institut für Umweltgeochemie der Ruprecht-Karls-Universität.
<http://archiv.ub.uni-heidelberg.de/volltextserver/volltexte/2001/1576/pdf/phosphor.pdf> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- MAHMOOD, K. & YEVJEVICH, V. (1975): *Unsteady Flow in Open Channels, Vol. 1*. Fort Collins, USA: Water Resources Publications.
- MALCHEREK, A. (2003): *Morphodynamik der Küstengewässer: Version 2.4*. Hamburg: Bundesanstalt für Wasserbau, Außenstelle Küste.
<http://www.baw.de/vip/abteilungen/wbk/Methoden/hnm/nummeth/morphodynamik.pdf> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- MANIAK, U. (1999): *Flussgebietsmodelle*. In: Mathematische Modelle in der Gewässerkunde — Stand und Perspektiven. Koblenz. (BfG-Mitteilungen; 19).
- MARTIN, J.L. & MCCUTCHEON, S.C. (1999): *Hydrodynamics and Transport for Water Quality Modeling*. Boca Raton [u.a.]: Lewis. ISBN 0-87371-612-4.
- MARTIN, J.L. & WOOL, T. (2002): *A Dynamic One-Dimensional Model of Hydrodynamics and Water Quality EPD-RIV1*. Athens, Georgia. (User's Manuel, Vers. 1.0).

- MILLER, W.A. & CUNGE, J.A. (1975): *Simplified equations of unsteady flow*. In: MAHMOOD, K. & YEVJEVICH, V., Herausgeber, *Unsteady Flow in Open Channels*, Vol. 1. Fort Collins, USA: Water Resources Publications.
- MÜLLER, S. (2002): *ATV Gewässergütemodell, Handbuch und Bedienungsanleitung*. München: ATV-DVWK.
- MORTIMER, C. H. (1941): *The exchange of dissolved substances between mud and water in lakes*. In: *Journal of Ecology*, Vol. 30, No. 1, pp. 147–329.
- MOUSSA, R. & BOCQUILLON, C. (1996): *Criteria for the choice of flood routing methods for natural channels with overbank flow*. In: *Journal of Hydrology*, Vol. 186, No. 1-4, pp. 1–30. ISSN 0022-1694.
- MOUSSA, R. & BOCQUILLON, C. (2000): *Approximation zones of the Saint-Venant equations for flood routing with overbank flow*. In: *Hydrology and Earth System Sciences*, Vol. 4, No. 2, pp. 251–262. ISSN 1027-5606.
- NACHTNEBEL, H. P. (2003): *Hydrologie*. Wien: Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau. Vorlesungsumdruck.
<http://iwhw.boku.ac.at/hydrologie/hydrologie.pdf> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- OBEREGGE, E. (2002): *Kalibrierung und Validierung eines mathematischen Modells zur langfristigen Gewässergüteprognose für die Spree*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH. (Diplomarbeit) (unveröffentlicht).
- PARTHENIADES, E. (1965): *Erosion and Deposition of Cohesive Soils*. In: *Journal of the Hydraulics Division*, Vol. 91, No. HY1, pp. 105–139. ISSN 0044-796X.
- PIK (2006): *GLOWA-Elbe, Auswirkungen des globalen Wandels auf Umwelt und Gesellschaft im Elbegebiet*. Internetpräsenz des Verbundvorhabens GLOWA-Elbe.
<http://www.glowa-elbe.de> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- PLATE, E. (1992): *Erzeugung von Schwebstoffen*. In: ROUVÉ, G., Herausgeber, *Ökologie und Umweltverträglichkeit*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH. (Mitteilung/Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 85). pp. 45–62. ISBN 3-88345-437-0.
- PONCE, V.M. (1986): *Diffusion Wave Modeling of Catchment Dynamics*. In: *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol 112, No. 8. ISSN 0733-9429.
- PONCE, V.M. & CHANGANTI, P.V. (1994): *Variable-parameter Muskingum-Cunge method revisited*. In: *Journal of Hydrology*, Vol. 162, No. 3-4. ISSN 0022-1694.

- PONCE, V.M. & LUGO, A. (2001): *Modelling Looped Ratings in Muskingum-Cunge Routing*. In: Journal of Hydrologic Engineering, Vol. 6, No. 2. ISSN 1084-0699.
- PONCE, V.M.; RUH-MING, L. & SIMSONS, D.B. (1978): *Applicability of Kinematic and Diffusion Models*. In: Journal of the Hydraulics Division, Vol. 104, No. 3, pp. 353–360. ISSN 0044-796X.
- PONCE, V.M. & YEVJEVICH, V. (1978): *Muskingum-Cunge Method with Variable Parameters*. In: Journal of Hydraulics Division, Vol. 104, No. HY12, technical notes, pp. 137–145. ISSN 0044-796X.
- PREIN, A. (1994): *Sauerstoffzufuhr als limitierender Faktor für die Pyritverwitterung in Abraumkippen von Braunkohlentagebauen*. Hannover. (Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau; 79).
- PREISSMANN, A. (1961): *Propagation of translatory waves in channels and rivers*. In: Proceedings of First Congress of French Association for Computation. Grenoble, France: AF-CAL. pp. 433–442.
- PREISSMANN, A. (1974): *Numerische Verfahren zur Berechnung instationärer Gerinneströmungen*. In: ZIELKE, W., Herausgeber, *Elektronische Berechnung von Rohr- und Gerinneströmungen*. Berlin: Schmidt. pp. 393–422. ISBN 3-503-01095-5.
- RADWAN, M.; WILLEMS, P.; EL-SADEK, A. & BERLAMONT, J. (2003): *Modelling of dissolved oxygen and biochemical oxygen demand in river water using a detailed and simplified model*. In: International Journal of River Basin Management, Vol. 1, No. 1, pp. 97–103. ISSN 1571-5124.
- RAUDKIVI, A.J. (1979): *An Advanced Introduction to Hydrological Processes and Modelling*. Oxford [u.a.]: Pergamon Press. ISBN 0-08-024261-8.
- REDETSKY, M. (2006): Dresden. (persönliche Mitteilung zur umgesetzten Mengenzuweisung).
- ROUVÉ, G. (1987): *Hydraulische Probleme beim naturnahen Gewässerausbau*. Weinheim: VCH. (DFG Forschungsbericht). ISBN 3-527-27125-2.
- RUBBERT, S. (2006): *Entwicklung eines Langfristgewässergütemodells für flache Standgewässer*. Aachen. Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (persönliche Mitteilung zur eingereichten Dissertation).
- SATTELBERGER (2002): *Organozinnverbindungen in der aquatischen Umwelt*. Wien: Umweltbundesamt. (Bericht/Umweltbundesamt, Bundesministerium f. Umwelt, Jugend und Familie; 214). ISBN 3-85457-661-7.

- SCHLAEGER, F. (2003): *Die Gewässergütesimulation von Fließgewässern als Grundlage der langfristigen Flussgebietsbewirtschaftung*. Aachen: Mainz. (Mitteilung/Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 129). ISBN 3-86130-114-8.
- SCHLAEGER, F.; SCHONLAU, H. & KÖNGETER, J. (2003): *An integrated water resources management approach for the River Spree and its catchment*. In: Water Science & Technology, Vol. 47, No. 7-8, pp. 191–199. ISSN 0273-1223.
- SCHNOOR, J.L. (1996): *Environmental Modeling: Fate and Transport of Pollutants in Water, Air, and Soil*. New York [u.a.]: Wiley. (Environmental Science and Technology)(A Wiley-Interscience Publication). ISBN 0-471-12436-2.
- SCHONLAU, H.; RUBBERT, S.; SCHLAEGER, F. & KÖNGETER, J. (2003): *Gekoppelte Langfristgütemodellierung für Fließ- und Standgewässer*. In: Wasser und Boden, Jg. 55, H. 7+8, pp. 133–137. ISSN 0043-0951.
- SCHRAMM, J.M. (2004): *Eindimensionale Berechnung instationärer und diskontinuierlicher Abflussprozesse in abflussschwachen naturnahen Gerinnen*. Aachen. (Mitteilung/Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 138). ISBN 3-8322-4078-0.
- SCHRAMM, M.; GRÜNEWALD, U.; KALTOFEN, M.; KOCH, H.; MESSNER, F.; KARKUSCHKE, M. & ZWIRNER, O. (2003): *Bergbaubeeinflusstes Einzugsgebiet Obere Spree; Nachhaltige Wasserbewirtschaftung und regionale Entwicklung*. (Abschlussbericht des Teilgebietsprojektes im Verbundvorhaben GLOWA-ELBE „Integrierte Analyse der Auswirkungen des Globalen Wandels auf die Umwelt und die Gesellschaft im Elbegebiet“). <http://elise.bafg.de/servlet/is> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- SCHRÖDER, A. & MATTHIES, M. (2002): *Ammonium in Fließgewässern des Saale-Einzugsgebietes, Vergleich von Messwerten und Modellrechnungen in GREAT-ER*. In: Umweltwissenschaften und Schadstoff-Forschung, Jg. 14 Nr. 1. ISSN 0934-3504.
- SCHWEIM, C. (2005): *Modellierung und Prognose der Erosion feiner Sedimente*. Aachen: Shaker. (Mitteilung/Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 141). ISBN 3-8322-4206-6.
- SCHWOERBEL, J. (1999): *Einführung in die Limnologie*. Stuttgart [u.a.]: Fischer, G.. 8. überarb. Aufl.. ISBN 3-437-25990-3.
- SEO, W. & CHEONG, T. S. (1998): *Predicting Longitudinal Dispersion Coefficient in Natural Streams*. In: Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 124, No. 1, pp. 25–32. ISSN 0733-9429.
- SHANAHAN, P.; BORCHARDT, D.; HENZE, M.; RAUCH, W.; REICHERT, P.; SOMLYODY, L. & VANROLLEGHEM, P. (2001): *River Water Quality Model no. 1 (RWQM1): I. Modelling approach*. In: Water Science and Technology, Vol. 43, No. 5, pp. 1–9. ISSN 0273-1223.

- SHARPE, G.J. (1994): *Solving Problems in Fluid Dynamics*. New York: Wiley. ISBN 0-582-03374-8.
- SIGG, L. & STUMM, W. (1991): *Aquatische Chemie: eine Einführung in die Chemie wässriger Lösungen und in die Chemie natürlicher Gewässer*. Zürich: Verl. der Fachvereine [u.a.]. 2. Aufl.. ISBN 3-519-13651-1.
- SINGH, V.P. (1996): *Kinematic Wave Modeling in Water Resources; Surface Water Hydrology*. New York: Wiley. ISBN 0-471-10945-2.
- SINGH, V.P. (2004): *Flow Routing in Open Channels: Some Recent Advances*. River Flow 2004, keynote speech.
<http://www.riverflow2004.unina.it/download/singh.pdf> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- SINGH, V.P.; WANG, G.T. & ADRIAN, D.D. (1998): *Flood routing based on diffusion wave equation using mixing cell method*. In: Hydrological Processes, Vol. 11, No. 14, pp. 1881–1894. ISSN 0885-6087.
- SPORK, V. (1997): *Erosionsverhalten feiner Sedimente und ihre biogene Stabilisierung*. Aachen: Mainz. (Mitteilung/Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft; 114). ISBN 3-89653-614-1.
- STÖCKER, C. (2005): *Klimawandel und Flut — Das ist erst der Anfang*. SPIEGEL ONLINE — 24. August 2005.
<http://www.spiegel.de/wissenschaft/erde/0,1518,371181,00.html> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- STÜTZLE, E. A. (2003): *Entwicklung eines Prognosekonzepts mit bedingten multivariaten Wahrscheinlichkeitsverteilungen*. Karlsruhe.
<http://www.ubka.uni-karlsruhe.de/cgi-bin/psview?document=/2003/wiwi/15&search=/2003/wiwi/15> [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- SYMADER, W.; BIERL, R. & STRUNK, N. (1991): *Die zeitliche Dynamik des Schwebstofftransportes und seine Bedeutung für die Gewässerbeschaffenheit*. In: Vom Wasser, Vol. 77, pp. 159–169. ISSN 0083-6915.
- SZÉL, S. & GÁSBÁR, C. (2000): *On the negative weighting factors in the Muskingum-Cunge scheme*. In: Journal of Hydraulic Research, Vol. 38, No. 4, pp. 299–306. ISSN 0022-1686.
- THOMAS, R.B. & LEWIS, J. (1995): *An evaluation of flow-stratified sampling for estimating suspended sediment loads*. In: Journal of Hydrology, Vol. 170, pp. 27–45. ISSN 0022-1694.
- TOORMAN, E.A. (1999): *Sedimentation and self-weight consolidation: constitutive equations and numerical modelling*. In: Géotechnique, Vol. 49, No. 6, pp. 709–726. ISSN 0016-8505.

- TREPEL, M. & KLUGE, W. (2002): *Eignung von Modellen für die Umsetzung der EU Wasserrahmenrichtlinie in Schleswig-Holstein*. Kiel: Ökologie-Zentrum an der Christian-Albrechts-Universität. (Endbericht).
- TSAI, C. W.-S. (2002): *Spatio-temporal structure of long wave propagation in rivers and streams*. In: Proceedings 15th ASCE Engineering Mechanics Conference. Columbia University, New York: ASCE.
<http://www.civil.columbia.edu/em2002/proceedings/papers/125.pdf>
 [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- UMWELTBUNDESAMT (2006a): *Umweltdaten Deutschland Online*. Umweltbundesamt. Internetpräsenz.
<http://www.env-it.de/umweltdaten/> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- UMWELTBUNDESAMT (2006b): *Wasser — Oberflächengewässer, Chemische Gewässerklassifikation*. Umweltbundesamt. Internetpräsenz.
http://www.umweltbundesamt.de/wasser/themen/ow_s3_3.htm#3 [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- USACE (1994): *Flood Runoff Analysis*. Davis, California: U.S. Army Corps of Engineers, Hydraulic Engineering Center (HEC).
<http://www.usace.army.mil/publications/eng-manuals/em1110-2-1417/entire.pdf> [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- VEENKER, C. (2001): *Gewässergütesimulation für die Spree — Kalibrierung, Verifikation und Sensitivitätsanalyse für ein mathematisches Modell zur Gewässergütesimulation*. Aachen: Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH. (Diplomarbeit) (unveröffentlicht).
- WANG, H.; DAHLE, H. K.; EWING, R. E.; ESPEDAL, M. S.; SHARPLEY, R. C. & MAN, S. (1999): *An ELLAM scheme for advection-diffusion equations in two dimensions*. In: SIAM Journal on Scientific Computing, Vol. 20, No. 6, pp. 2160–2194. ISSN 1064-8275.
- WASY (1999): *ArcGRM 1.0: Benutzerhandbuch*. Berlin: WASY Gesellschaft für wasserwirtschaftliche Planung und Systemforschung mbH.
- WASY (2006): *Interaktives Simulationssystem für die Bewirtschaftungs- und Rahmenplanung von Flussgebieten*. Internetauftritt: WASY Software.
<http://www.wasy.de/deutsch/produkte/wbalmo/index.html> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- WESTRICH, B. & JURASCHEK, M. (1985): *Flow transport capacity for hydraulic research*. In: Proceedings of XXI IAHR Congress. Melbourne: IAHR. pp. 590–594.

- WILLEMS, P.; RADWAN, M.; POPA, D.; EL-SADEK, A. & BERLAMONT, J. (2000): *Surface Water Quantity and Quality Modeling by the Complementary Use of Detailed and Simplified Models*. In: Eight ERB General Assembly: Monitoring and Modeling Catchment Water Quantity and Quality. Ghent, Belgium.
- WITT, O. (2004): *Erosionsstabilität von Gewässersedimenten mit Auswirkungen auf den Stofftransport bei Hochwasser am Beispiel ausgewählter Stauhaltungen des Oberrheins*. Stuttgart: Inst. für Wasserbau. (Mitteilungen / Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart; 127). ISBN 3-933761-30-1.
- WL | DELFT HYDRAULICS (2005): *Help files including the user manual, tutorial, technical reference guide and a model database*. Internetauftritt: Sobek.
<http://www.Sobek.nl> [letzter Zugriff am: 08.04.2005].
- WOLLHISER, D.A. & LIGGETT, J.A. (1967): *Unsteady, one-dimensional flow over a plane*. In: Water Resources Research, Vol. 3, No. 3, pp. 753–771. ISSN 0043-1397.
- WOOL, T.A.; AMBROSE, R.B.; MARTIN, J.L. & COMER, E.A. (2001): *Water Quality Analysis Simulation Program (WASP): User's Manual, Vers. 6*. Athens, Georgia: U.S. Environmental Protection Agency (EPA).
<http://www.epa.gov/athens/wwqtsc/html/wasp.html> [letzter Zugriff am: 21.09.2006].
- ZANKE, U. (1982): *Grundlagen der Sedimentbewegung*. Berlin: Springer. ISBN 3-540-11672-9.
- ZHELEZNYAK, M.; DONCHYTZ, G.; HYGNYAK, V.; MARINETZ, A.; LYASHENKO, G. & TKALICH, P. (2003): *RIVTOX — one dimensional model for the simulation of the transport of radionuclides in a network of river channels*. Kiev, Ukraine: Institute of Mathematical Machines and System Problems.
<http://www.rodos.fzk.de/RodosHomePage/RodosHomePage/Documents/Public/HandbookV6/Volume3/RIVTOX.pdf> [letzter Zugriff am: 23.10.2006].
- ZINDER, B. (1985): *Phosphatrücklösung aus Sedimenten als Folge der Reduktion von Eisenoxiden*. Zürich: ETH.

A Erläuterungen zur stationären Simulation des Gladbachs

Erster Textbezug: Kapitel 4.2

ENGERS (2004) untersucht in seiner Arbeit die Fließgeschwindigkeit und die Sohl-schubspannung im Bunt- und Gladbach, um daraus ableiten zu können, welche dem Leitbild des Flusses zugehörige Makroinvertebraten nach einer Renaturierung an der Sohle leben können. Als Abfluss hat er in seinen Berechnungen die Spitze eines zweijährigen Hochwasserereignisses stationär angesetzt. Da keine Messungen der Wasserspiegellagen und der Fließgeschwindigkeit vorliegen, zeigt ENGERS (2004) mit Hilfe einer Sensitivitätsanalyse die Bandbreite und die Belastbarkeit der Ergebnisse. Er vergleicht darüber hinaus verschiedene Hydraulikmodelle bei möglichst identisch gewählten Randbedingungen.

Bei dem betrachteten Abschnitt des Gladbachs handelt es sich um einen ca. 1,8 *km* langen, nahezu krümmungsfreien kanalisierten Gewässerabschnitt. Der Gerinnequerschnitt ist bis auf wenige Brückenbauwerke und Einleitstellen vollkommen gleichförmig. Er besteht aus runden Betonhalbschalen in der Sohle und aus regelmäßig gemähtem Gras an der schrägen Böschung. Das Gefälle des Gladbachs variiert in Längsrichtung und beträgt im Mittel $I_S = 0,9 \text{ ‰}$. Die von ENGERS (2004) angesetzte Geometrie und die Randbedingungen liegen vor.

B Berücksichtigte Gewässergüteparameter und Transformationsprozesse

Erster Textbezug: Kapitel 8.1

Einen schnellen Überblick über die statisch und dynamisch modellierten Größen liefert die erstmals von SCHLAEGER (2003) gezeigte und hier erweiterte Zusammenstellung von Gewässergüteparametern und deren Transformationsprozesse in Tabelle B.1.

Tab. B.1: Im Gewässergütemodul integrierte Gewässergüteparameter und berücksichtigte Transformationsprozesse bzw. Einflüsse

Gewässergüteparameter	Transformationsprozess bzw. Einfluss
Chlorid	· keine Transformation
Temperatur	· Fließstrecke · Aufenthaltszeit
BSB/CSB	· Oxidation organischer Substanz · Sedimentation · Erosion
Phytoplankton	· Algenwachstum · Algenrespiration · Sedimentation des Detritus
Sulfat	· Assimilation · anaerobe Sulfatquelle
Stickstoff organisch	· Hydrolyse · Algenrespiration · Sedimentation

Gewässergüteparameter	Transformationsprozess bzw. Einfluss
Ammonium	· Nitritation · Hydrolyse von organischem Stickstoff · Rücklösung aus dem Benthos · Algenwachstum · Erosion · Gleichgewicht mit Ammoniak
Nitrit	· Nitritation · Nitratation
Nitrat	· Nitratation · Algenwachstum
Eisen gelöst	· Oxidation/Ausfällung · Adsorption/Komplexbildung · Rücklösung aus dem Sediment · Erosion
Eisen partikulär	· Oxidation/Ausfällung · Adsorption/Komplexbildung · Sedimentation · Erosion
Phosphat anorganisch partikulär	· Fällung und Adsorption · Auflösung und Desorption · Sedimentation · Erosion
Phosphat gelöst	· Photosynthese und Assimilation · Zersetzung, Respiration, Dissimilation und Hydrolyse · Fällung und Adsorption · Auflösung und Desorption
Phosphor organisch	· Photosynthese und Assimilation · Zersetzung, Respiration, Dissimilation und Hydrolyse · Adsorption · Desorption · Sedimentation · Erosion

Gewässergüteparameter	Transformationsprozess bzw. Einfluss
Aluminium	· Sedimentation · Erosion · Rücklösung aus dem Sediment
Sauerstoff	· Atmosphären austausch · Algenwachstum · Algenrespiration · Oxidation organischer Substanz · Nitrifikation · Zehrung durch das Sediment · Eisenoxidation · Überströmung von Wehren
pH-Wert	· Atmosphären austausch · Algenwachstum/-respiration · Alkalinität
Schwebstoff	· Sedimentation · Erosion
Calcium	· zusammengefasste Transformationen erster Ordnung
Natrium	· zusammengefasste Transformationen erster Ordnung
Kalium	· zusammengefasste Transformationen erster Ordnung
Magnesium	· zusammengefasste Transformationen erster Ordnung

C Kalibrierung der Teilmodule

Erster Textbezug: Kapitel 9.3

C.1 Kalibrierung der Hydraulik

Zur Überprüfung der hydraulischen Berechnungen und Durchführung einer Kalibrierung der Gerinnerauheit liegen von Flusskilometer 320 bis 268 insgesamt 96 Querprofilaufnahmen aus dem Jahr 1997 und zwischen Flusskilometer 268 und 259 weitere 52 Profilaufnahmen aus dem Jahr 1993 vor. In diese Querprofile ist die Wasserspiegellage am Aufnahmetag eingetragen. Zudem stehen an den Pegeln im Untersuchungsgebiet tagesgenaue Abflusswerte seit mehreren Jahrzehnten zur Verfügung. Mit dem Aufnahmedatum der Wasserspiegelmessung kann somit der hydraulische Zustand im Gewässer rekonstruiert werden.

Für die Kalibrierung wird über die seitlichen Einleiter der Abfluss in der Spree so angesetzt, dass sich an jedem Profil der Durchfluss vom Tag der Profilaufnahme einstellt. In Abbildung C.1 sind die Sohllage und die gemessenen Wasserspiegellagen des Kalibrierungsszenarios eingetragen. Das zugehörige Simulationsergebnis ist in grau dargestellt. Vereinzelt sind Unterschiede zwischen Messwerten und Simulationsergebnissen von über 0,5 m festzustellen. Diese Differenzen können mit einer Kalibrierung, die sich im Rahmen realistischer Rauheiten bewegt, nicht nachvollzogen werden. Teilweise sind diese Abweichungen auf offensichtlich widersprüchliche Wasserspiegellagenmessungen (z. B. bei Kilometer 320 und 319) zurückzuführen. Teilweise ist zu vermuten, dass Sohlschwellen oder Engstellen nicht an ihrem höchsten bzw. engsten Punkt vermessen wurden (z. B. bei Kilometer 268). Insgesamt zeigt das Simulationsergebnis der rekonstruierten Wasserspiegellage aber eine für die Zwecke dieser Arbeit ausreichend gute Übereinstimmung.

C.2 Kalibrierung des statischen Gütemoduls

C.2.1 Abgrenzung

Wie unter anderem im Anhang B aufgeführt, werden in dem vorgestellten Modell für mehrere Güteparameter Stofftransport- und Transformationsgleichungen gelöst. Einige der Gleichun-

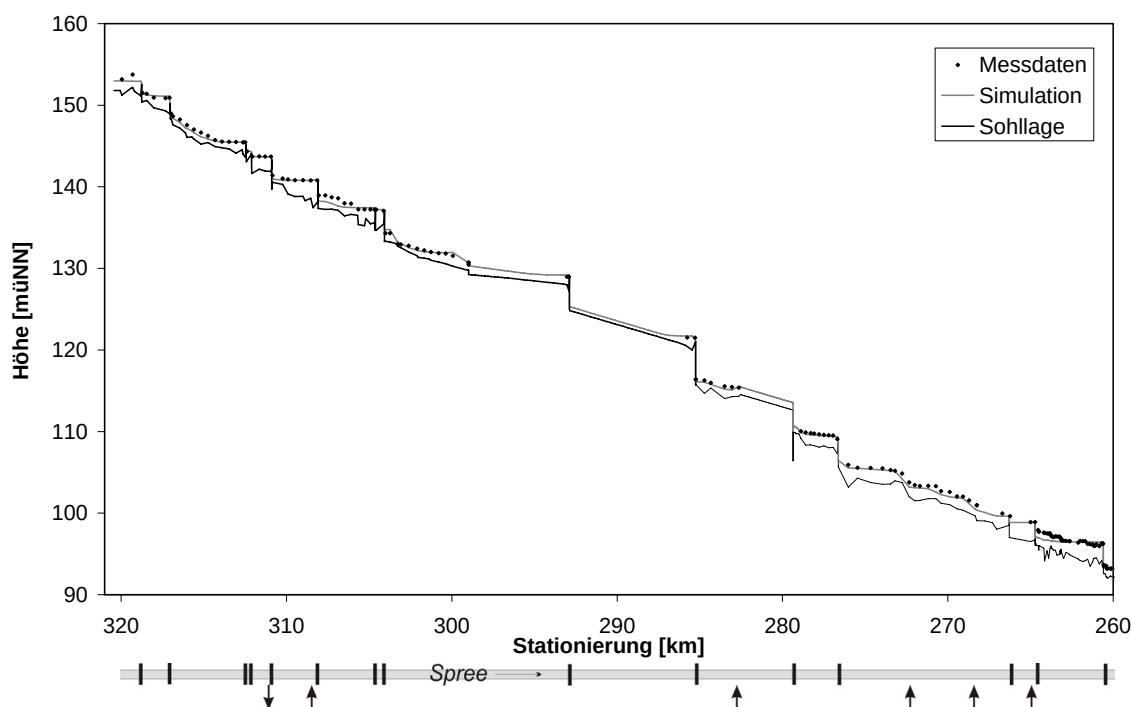


Abb. C.1: Vergleich der gemessenen Wasserspiegellage am Tag der Profilaufnahme mit der simulierten Wasserspiegellage

gen sind zu dem von SCHLAEGER (2003) erstellten Modell identisch und ihre Transformationsparameter werden daher nicht erneut kalibriert. Hierzu sei auf die Arbeiten von OBEREGGE (2002), SCHLAEGER (2003) und KÖNGETER et al. (2004) verwiesen.

Im Mittelpunkt der im Folgenden gezeigten Kalibrierung steht der zeitskalenübergreifende Transport der Schwebstoffe sowie der fraktionsweise angelagerten Stoffe Eisen und Phosphor. Aufgrund der vorliegenden Messdaten beträgt der Untersuchungszeitraum für die Kalibrierung 12 Jahre (1993 bis 2004).

C.2.2 Schwebstoff

Die Simulation des Untersuchungszeitraums wird in 144 Monatszeitschritten durchgeführt. Aus den tagesgenauen Abflussdaten der Spreepegel und ihrer wichtigsten Einleiter werden dazu Monatsmittelwerte gebildet. Die monatlich aufgenommenen Gütedaten liefern die zugehörigen Konzentrationen am Modelleinlauf bzw. den seitlichen Einleitern. Datenlücken werden entsprechend Kapitel 8.2.2 aufgefüllt.

In Abbildung C.2 sind Messergebnisse und Simulationsergebnisse der Schwebstoffkonzentration aufgetragen. Um einen Effekt eventuell vorhandener Saisonalitäten differenzieren zu können, werden zur Bandbreitenermittlung jeweils gleiche Monate herangezogen. Das Diagramm

zeigt über 12 Jahre jeweils den Mittelwert und die Bandbreite des Monats Januar. In Abbildung C.2 sind die Mittelwerte der Messwerte als schwarze Raute dargestellt. Sofern mehr als ein Messwert vorhanden ist, wird die Bandbreite durch eine vertikale Linie gekennzeichnet. Es ist deutlich zu erkennen, dass die als horizontale Linien eingezeichneten stationären Simulationsergebnisse eine erhebliche Differenz zu den Messergebnissen aufweisen. Auch durch eine Kalibrierung der Stofftransportparameter kann die sehr große Bandbreite der Messwerte mit einer stationären Simulation nicht nachvollzogen werden.

Um diese Diskrepanz erklären zu können, werden die Monate mit den besonders großen Schwebstoffkonzentrationen nun einzeln betrachtet. In Abbildung C.3 ist stellvertretend der Längsschnitt aus dem Monat März 1994 dargestellt, für den überdurchschnittlich viele Messungen vorliegen. Der mittlere Abfluss am Pegel Spreewitz ist in diesem Monat mit $40 \text{ m}^3/\text{s}$ deutlich erhöht. Bei Betrachtung der tagesgenauen Abflussdaten ist ein maximaler Hochwasserscheitelabfluss von $72,8 \text{ m}^3/\text{s}$ und damit der dritthöchste Abfluss im Untersuchungszeitraum festzustellen.

Ausgehend von einer gemessenen Einleitkonzentration bei Station 320 *km* wird durch zwei Messungen bei Kilometer 308 ein starkes Ansteigen der Messwerte und anschließend ebenfalls durch zwei Messwerte (Kilometer 267 und 263) ein starkes Abfallen der Schwebstoffkonzentration dokumentiert. Der Versuch, die Messdaten über eine Kalibrierung innerhalb physikalischer Grenzen mit einer stationären Simulation zu erreichen, schlägt fehl. Auch eine Variation der eventuell unzutreffend angenommenen Einleiter reicht nicht aus, um die Diskrepanzen zu erklären. Mit einer über den Monat gemittelten stationären Betrachtungsweise kann hier keine ausreichend gute Abbildung des Hochwassermonats ermöglicht werden. Offensichtlich führen über die Zeit veränderliche Randbedingungen zu diesen scheinbar gegensätzlichen Schwebstoffkonzentrationen. Es liegt nahe, dass die Konzentrationen entweder durch Einleitungen mit sehr variablem Schwebstoffanteil und/oder durch Erosion im Flussbett bei dem herrschenden Hochwasserereignis entstanden sind. Um dieser These zu folgen, werden relevante Hochwassermonate im Zeitraum 1993 bis 2004 identifiziert und aus der stationären Betrachtung ausgeschlossen.

In Tabelle C.1 sind die für die weiteren Betrachtungen relevanten Hochwasserereignisse mit ihren aus Abbildung 9.3 entnommenen Jährlichkeiten aufgeführt. Es handelt sich hierbei um die vier höchsten Hochwasserabflussscheitel am Pegel Spreewitz innerhalb des Betrachtungszeitraums. Das als Nr. 5 aufgeführte Hochwasser hat einen deutlich geringeren Scheitelabfluss. Es wird lediglich mit in die Betrachtungen aufgenommen, weil dieses Hochwasser zufällig im Abflussscheitel beprobt wurde.

Um die These zu überprüfen, dass bei der Simulation von Monaten ohne Hochwasserereignis mit einer stationär statischen Betrachtungsweise gute Ergebnisse erzielt werden können, werden die in Tabelle C.1 aufgeführten fünf Hochwassermonate aus den Simulationsergebnissen der insgesamt 144 Monate entfernt. Für die zehn verbleibenden Januarmonate im Betrachtungszeitraum ergibt sich die in Abbildung C.4 dargestellte, erheblich verbesserte Überein-

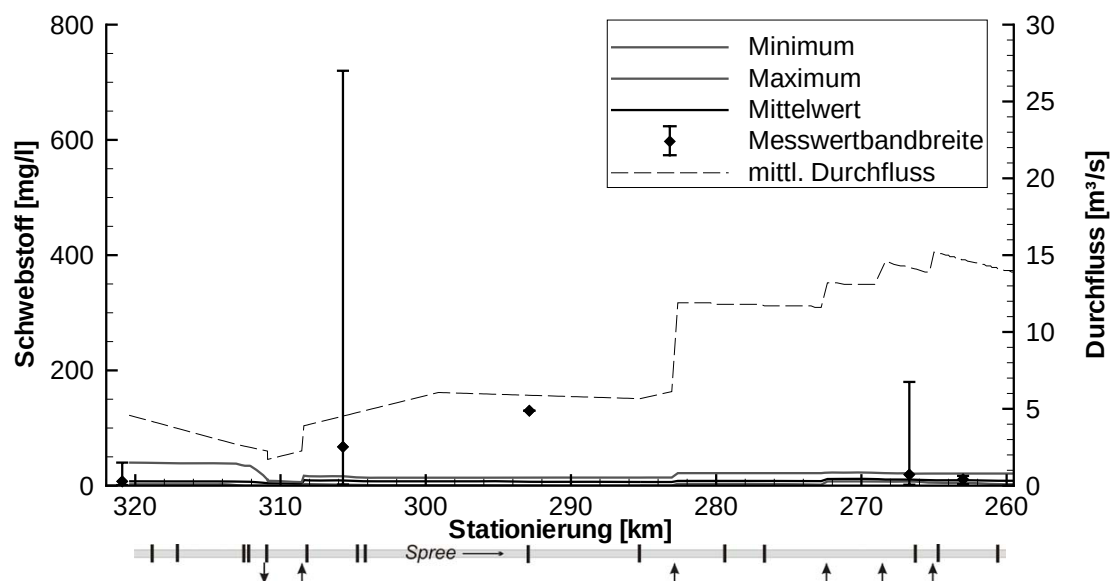


Abb. C.2: Vergleich von Messwerten aus dem Januar der Jahre 1993 bis 2004 (Mittelwert und Bandbreite) mit der Bandbreite einer stationären Simulation des entsprechenden Zeitraums

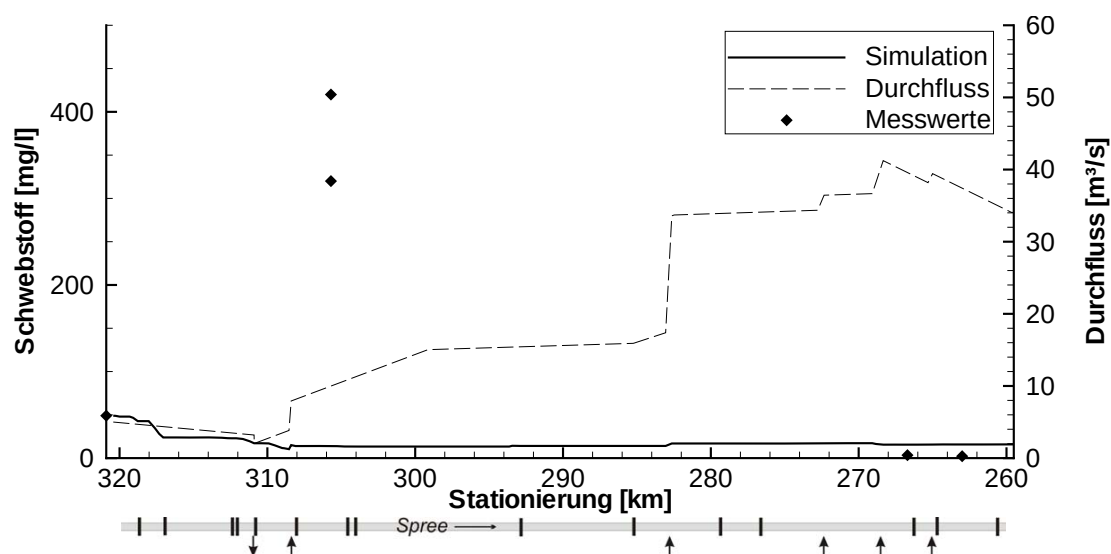


Abb. C.3: Vergleich von Schwebstoffmesswerten und Simulation eines typischen durch Hochwasser geprägten Monats (März 1994)

stimmung zwischen Messwerten und Simulationsergebnissen. Mit den reduzierten Messungen ist nun eine Kalibrierung des statischen Schwebstofftransports möglich. Die gute Übereinstimmung zeigt, dass die nicht durch Hochwasser geprägten Monate durch eine stationär statische Berechnung ausreichend gut wiedergegeben werden können. Die für Hochwasser typische, über die Zeit veränderliche Abflusscharakteristik muss hingegen durch eine entsprechende instationär dynamische Simulation gesondert abgebildet werden.

Tab. C.1: Übersicht über die fünf gesondert behandelten Hochwasserereignisse

Nr.	Datum	Scheitelabfluss [m^3/s]	Jährlichkeit [a]
1	15.06.1995	91,6	5,2
2	04.01.2003	76	2,7
3	08.03.1994	72,8	2,4
4	22.01.2002	55	1,1
5	16.04.2002	38	0,6

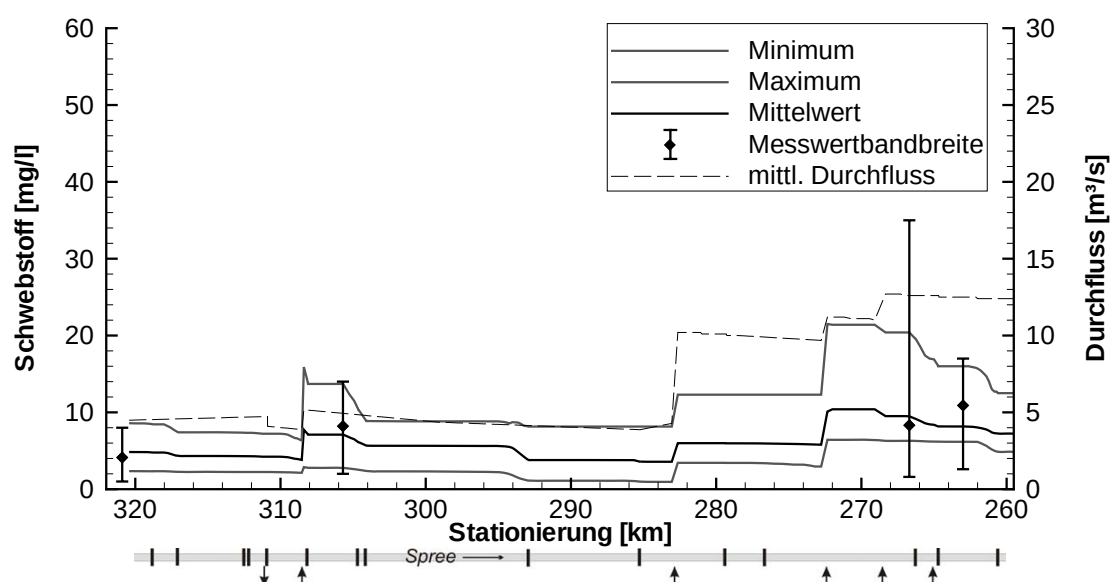


Abb. C.4: Vergleich von Messwerten aus dem Januar der Jahre 1993 bis 2001 und 2004 mit der Bandbreite einer Langfrist-Simulation des entsprechenden Zeitraums (mit konzentrationsabhängiger Sinkgeschwindigkeit)

Neben einer Kalibrierung des Schwebstoffmoduls an Mittelwerten und Bandbreiten, werden auch im Vergleich überdurchschnittlich häufig dokumentierte Einzelereignisse zur Kalibrierung herangezogen. So liegen beispielsweise für den Niedrigwassermonat August 1994 über die Fließlänge verteilt 6 Schwebstoffmessungen vor (Abbildung C.5). Die Abgabe aus der Talsperre Bautzen ist hier vermutlich infolge vermehrten Algenwachstums erhöht. Über die Fließstrecke reduziert sich die Konzentration aufgrund von Sedimentation. Besonders im Stau-bereich des Lömischaue Wehres bei Kilometer 308 ist ein deutlicher Abfall in der Schwebstoffkonzentration zu verzeichnen. Im weiteren Verlauf bleibt die Konzentration etwa auf dem gleichen Niveau. Die Messwerte und die Simulation stimmen hier über die gesamte Fließstrecke gut überein.

Da in Kapitel 7.2.3 zwei Ansätze zur Ermittlung der Sinkgeschwindigkeit von Schwebstoffen

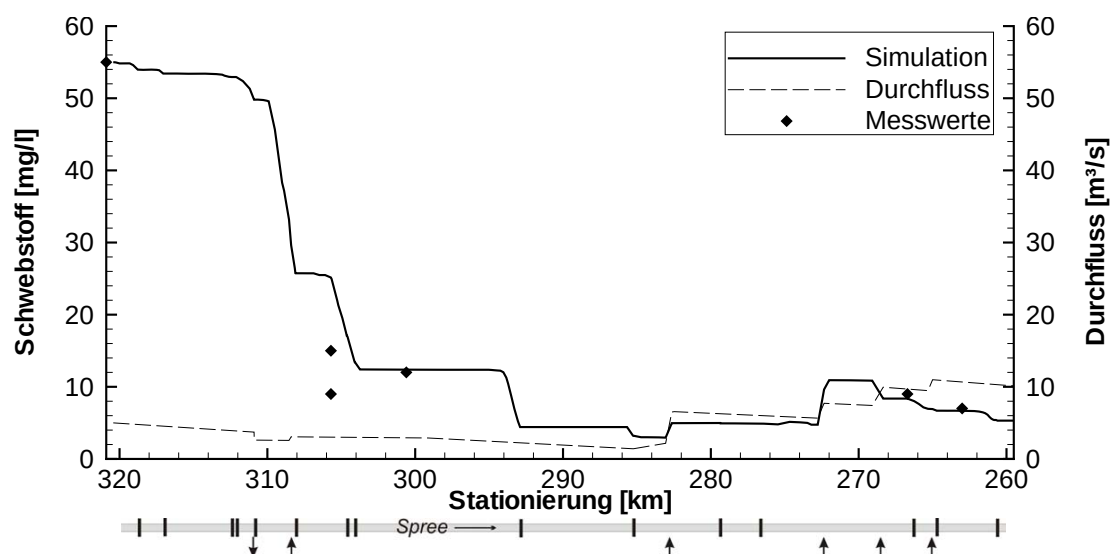


Abb. C.5: Vergleich von Schwebstoffmesswerten und Simulation eines typischen durch Sedimentation geprägten Monats (August 1994)

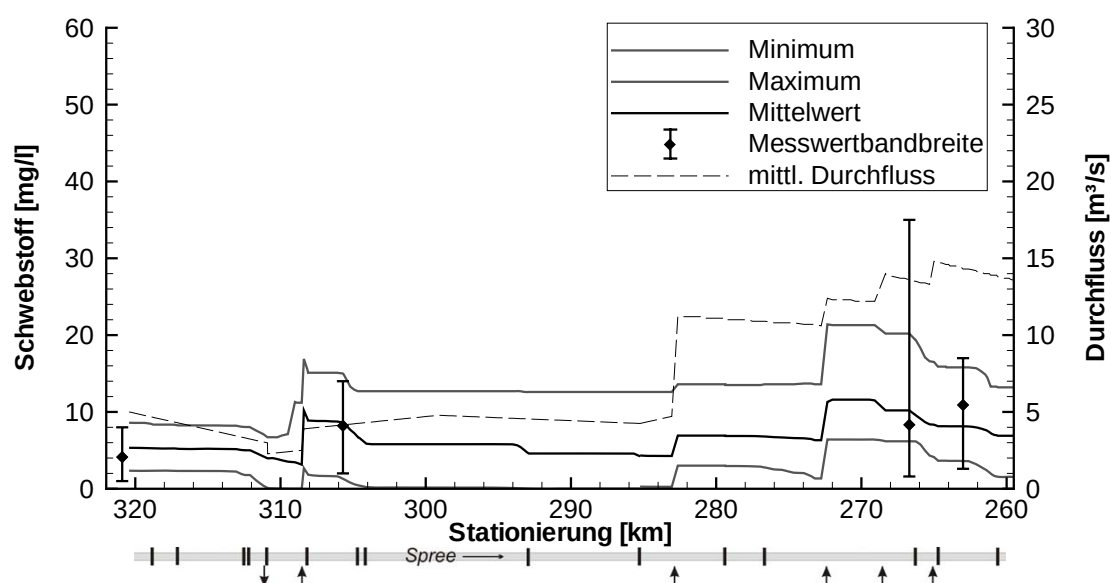


Abb. C.6: Vergleich von Messwerten aus dem Januar der Jahre 1993 bis 2001 und 2004 mit der Bandbreite einer Langfrist-Simulation des entsprechenden Zeitraums (mit partikelbezogener Sinkgeschwindigkeit)

vorgestellt werden, aber keine eindeutige Empfehlung gegeben werden kann, welcher Ansatz zu wählen ist, wird abschließend noch ein Vergleich der vorgestellten Berechnungsmethoden der konzentrationsabhängigen bzw. der partikelbezogenen Sinkgeschwindigkeit durchgeführt (Abbildung C.4 und C.6). Bei beiden Ansätzen ist eine ähnlich gute Übereinstimmung mit den Messungen festzustellen. Im Weiteren wird daher dem Vorbild von KERN (1997) und WITT (2004) gefolgt und mit dem partikelbezogenem Ansatz weitergearbeitet.

C.2.3 Eisen

Nach den Schwebstoffen wird auch die Simulation des Güteparameters Eisen anhand von Messwerten überprüft. Beispielhaft werden in Abbildung C.7 für die Beschaffenheitsmessstelle Zerre (Stationierung 266,7 km) alle Messwerte und Simulationsergebnisse über die betrachteten 144 Monate aufgetragen. Für Abweichungen einzelner Simulationsergebnisse werden die grobe zeitliche Auflösung der Messungen an den seitlichen Einleitern und fehlende Angaben über diffuse Einleitungen als Hauptfehlerquellen identifiziert.

Insgesamt wird in einem Großteil der Simulationszeit die Charakteristik des Konzentrationsverlaufs gut wiedergegeben. Lediglich in den ersten Monaten fällt eine systematische Abweichung auf. Erklärt wird dies durch fehlende Einleitkonzentrationen der ersten 85 Monate im für den Eisenhaushalt wichtigen Zulauf Struga bei Kilometer 272,3. Als Näherung wird hier zunächst der Mittelwert der gemessenen Monate 86 bis 144 angesetzt. Während in den Monaten 38 bis 85 mit dieser Näherung plausible Simulationsergebnisse ermöglicht werden, muss für die ersten 37 Monate eine Korrektur vorgenommen werden.

Eine einfache Korrektur besteht darin, den angesetzten Mittelwert für die Monate 1 bis 37 pauschal zu erhöhen. Für Abbildung C.7 wird die Einleitkonzentration Gesamteisen im Einleiter Struga daher von 10 mg/l auf 43 mg/l angehoben. Diese deutliche Konzentrationsänderung wäre beispielsweise durch eine veraltete oder nicht vorhandene Grubenwasserreinigungsanlage an der Struga zu erklären. Obwohl die Einleitung immer mit der gleichen Konzentration angenommen wird, resultiert an der BMS Zerre infolge schwankender Abflussmengenverhältnisse am Zulauf Struga neben einer Anhebung der mittleren Konzentration auch eine Aufweitung der Ergebnisbandbreite (Abbildung C.8). Die Messwerte werden nun deutlich besser durch die Simulation wiedergegeben.

Nach erfolgreicher Anpassung der unbekannten Einleitkonzentration wird in Abbildung C.9 eine Mittelwert- und Bandbreitenbetrachtung durchgeführt. Da der bei einem Hochwasser einsetzende Erosionsprozess die Stofftransformationen des Eisens stark überlagert und damit eine Kalibrierung der Transformationsparameter erschwert, werden die in Tabelle C.1 aufgeführten Hochwasserereignisse aus der Betrachtung ausgeklammert.

Neben der deutlichen Abhängigkeit von punktuellen Einleitern zeigt sich beim Gesamteisen eine Ähnlichkeit zum Konzentrationsverlauf der Schwebstoffe. Dies wird auf einen hohen Anteil partikulären Eisens und ein an die Schwebstoffmodellierung gekoppeltes Sedimentationsverhalten zurückgeführt.

Die Kalibrierungsparameter können so eingestellt werden, dass auch die Konzentrationsbandbreite des gelösten Eisens in Abbildung C.10 ausreichend genau berechnet wird. Lediglich an der ersten Beschaffenheitsmessstelle unterhalb der Einleitung Struga bei Station 272 km scheint die volle Bandbreite der möglichen Konzentrationen von gelöstem Eisen noch nicht erfasst zu sein.

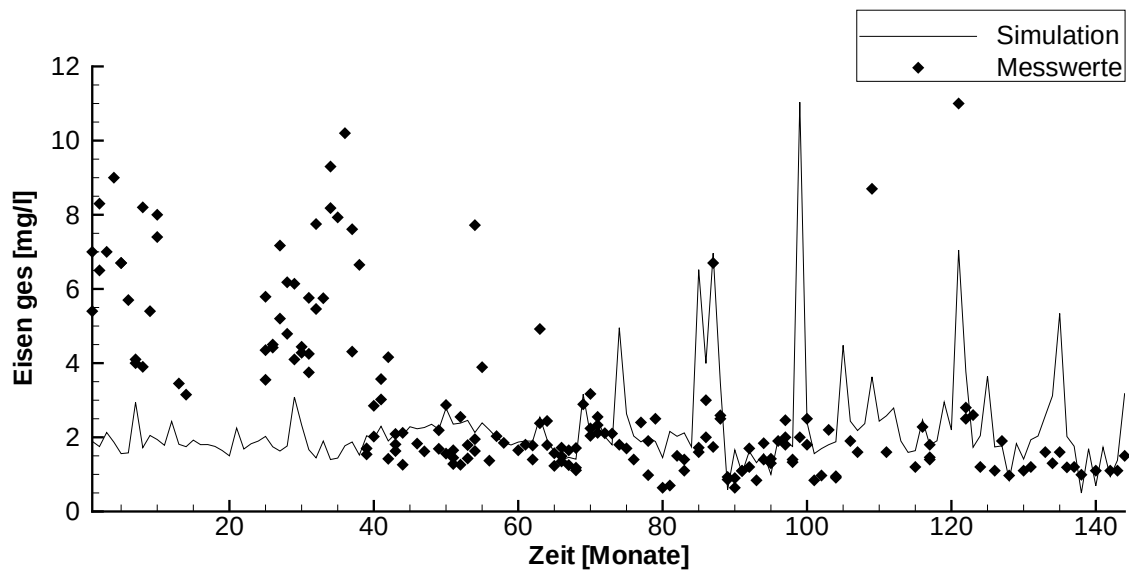


Abb. C.7: Eisenkonzentration aus Messwerten und Simulation über die Zeit an der Beschaffenheitsmessstelle Zerre

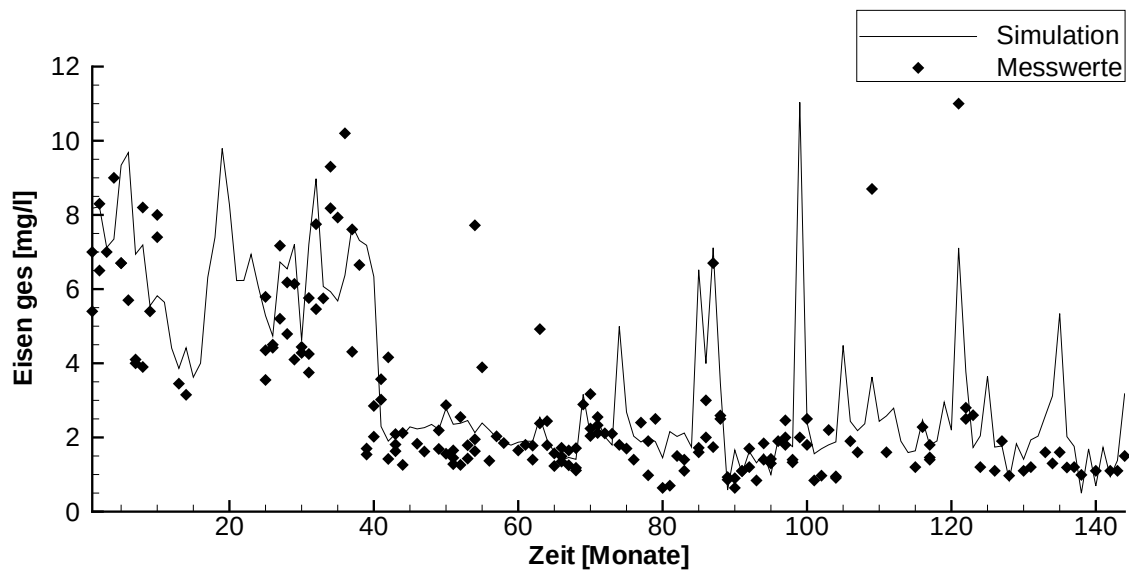


Abb. C.8: Eisenkonzentration aus Messwerten und Simulation über die Zeit an der Beschaffenheitsmessstelle Zerre mit modifizierter Einleitrandbedingung für die Jahre 1993 bis 1995

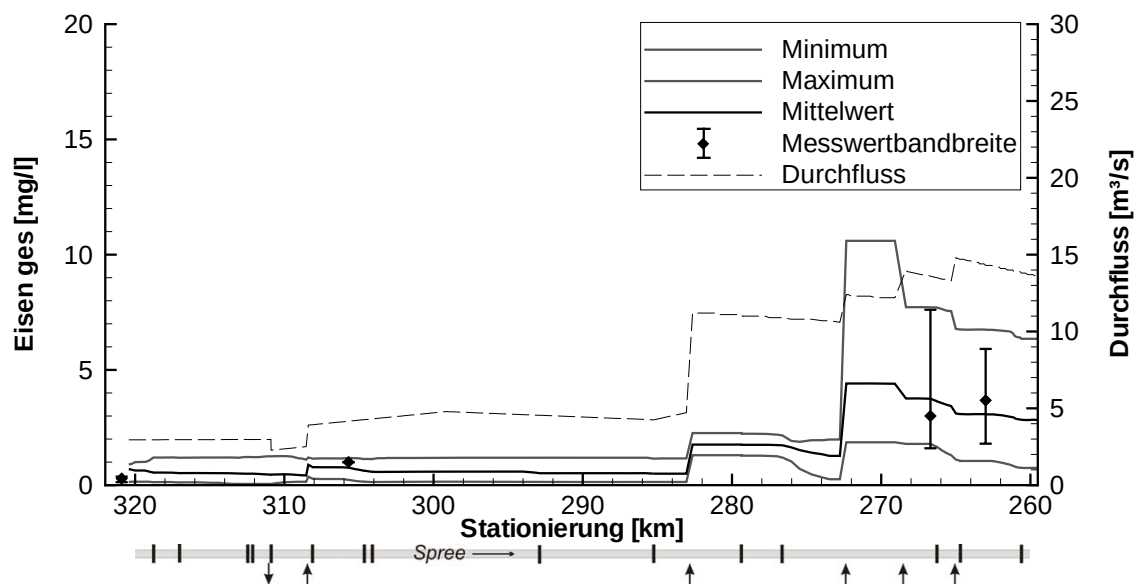


Abb. C.9: Eisenkonzentrationen aus Messwerten und Simulation über die Fließstrecke aus den Januarmonaten der Jahre 1993 bis 2001 und 2004

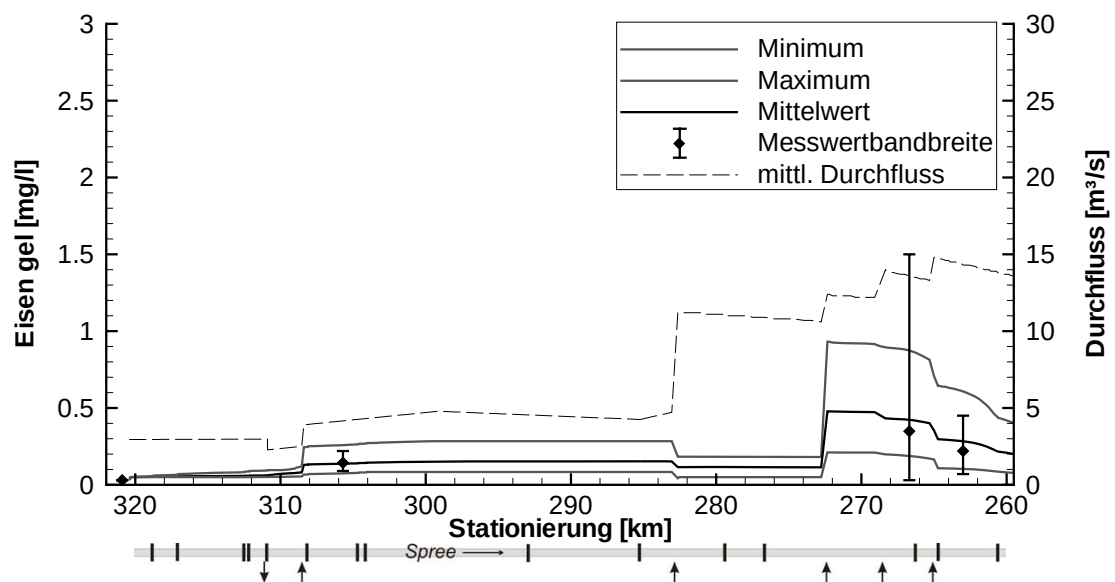


Abb. C.10: Konzentration gelöstes Eisen aus Messwerten und Simulation über die Fließstrecke aus den Januarmonaten der Jahre 1993 bis 2001 und 2004

C.2.4 Phosphor

Zur Kalibrierung der Phosphorfraktionen stehen Messungen des Orthophosphats und des Gesamtposphors zur Verfügung. Wiederum werden die in Tabelle C.1 aufgeführten Hochwasserereignisse bei der Kalibrierung der Stofftransformationen nicht mitbetrachtet. Es kann davon ausgegangen werden, dass das gemessene Orthophosphat der gelösten anorganischen Phosphorfraktion (DIP) entspricht. Der in Abbildung C.11 gezeigte Konzentrationsverlauf über die Fließlänge zeigt übereinstimmend mit den Messungen einen deutlichen Abfall in der Konzentration gelösten Phosphors. Zurückzuführen ist dies auf Prozesse wie die Fällung mit Eisen oder die Aufnahme durch Phytoplankton. Gleichzeitig wird vermutlich aufgrund der hohen Eisenkonzentrationen im Untersuchungsgebiet nur wenig gelöster Phosphor über die diffusen und punktuellen Quellen eingeleitet. Die Simulationsergebnisse für den gelösten Phosphor stimmen sowohl im Mittel als auch in der Bandbreite gut mit den Messwerten überein.

Bei der Kalibrierung des Gesamtposphors werden die modellierten partikulären Fraktionen PIP und OP sowie das bereits kalibrierte DIP aufsummiert und mit den Messungen verglichen (Abbildung C.12). Die Abweichung zwischen simuliertem und gemessenem Mittelwert liegen durchweg unterhalb von $0,05 \text{ mg/l}$ und damit in einem engen Rahmen. Die Übereinstimmung von gemessener und simulierter Ergebnisbandbreite ist allerdings etwas schlechter als bei den bislang gezeigten Untersuchungen. Zurückgeführt wird dies auf verschiedene Ursachen.

Die Gesamtposphorkonzentration ist durch weniger Messungen als beim Eisen oder beim Schwebstoff dokumentiert. Dies kann, wie in Anhang C.2.3 bereits gezeigt, zu einer Fehleinschätzung der Einleitungen und somit zu einer abweichenden Simulation führen. Zudem können wenige Messungen in zufällig relativ ähnlichen Monaten zu einer engen Ergebnisbandbreite führen, die die wahre Ergebnisvielfalt verzerrt darstellt. Die Datenlage ist allerdings zu dünn, um diese oder ähnliche Fehlerquellen bestätigen zu können.

Eine weitere Abweichung kann aus der nicht weiter differenzierten Fraktion des organischen Phosphors resultieren. So kann beispielsweise die Aufnahme von Phosphor durch sessile Organismen eine über die Sedimentation hinausgehende lokale Festlegung des Phosphors bedeuten. Da für diese oder andere Zusammenhänge allerdings keine Messungen vorhanden sind, wird davon abgesehen, weitere Prozesse in die Modellierung aufzunehmen.

Insgesamt wird das Kalibrierungsergebnis für den Zweck dieser Arbeit als geeignet angesehen.

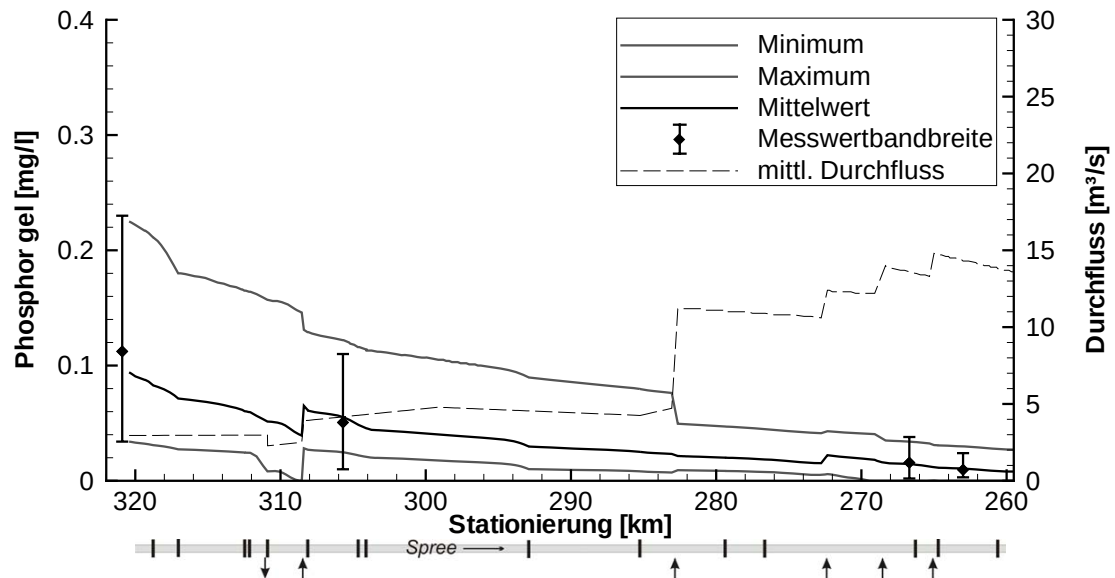


Abb. C.11: Konzentration von gelöstem Phosphor aus Messwerten und Simulation über die Fließstrecke aus den Januarmonaten der Jahre 1993 bis 2001 und 2004

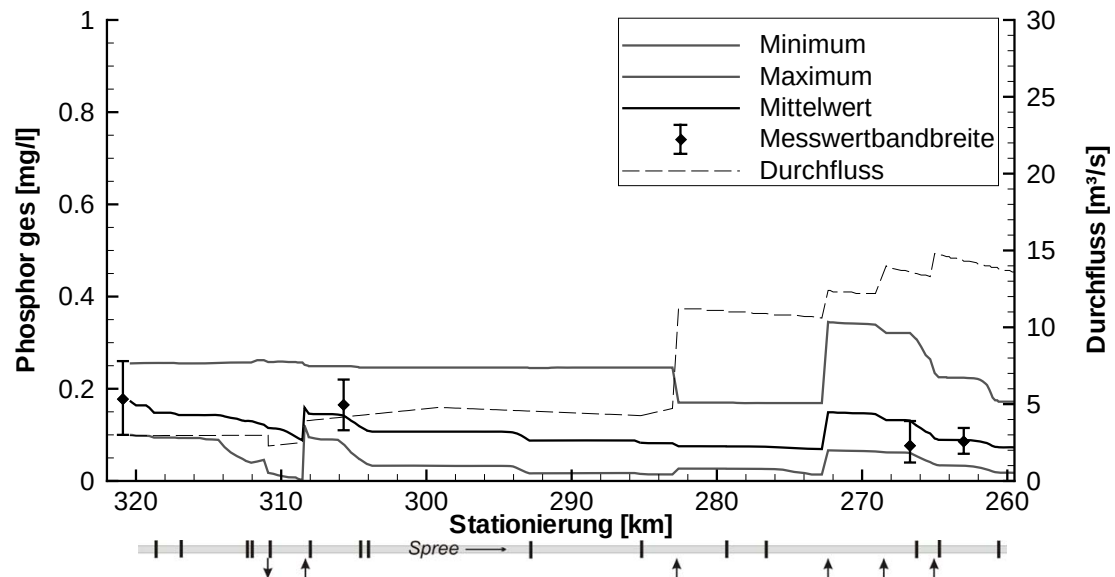


Abb. C.12: Konzentration von Gesamtposphor aus Messwerten und Simulation über die Fließstrecke aus den Januarmonaten der Jahre 1993 bis 2001 und 2004

C.2.5 Sediment

Nach dem in Gleichung 7.1 vorgestellten Unterscheidungskriterium zwischen Geschiebe und Schwebstoff nach KRESSER (1964) kann bei einer mittleren Fließgeschwindigkeit von 0,1 bis 1,8 m/s grob abgeschätzt werden, dass Partikel mit einem Durchmesser größer als 1,0 mm als Geschiebe fortbewegt werden. Kleinere Partikel werden zumindest phasenweise in Schwebelast transportiert. Mit dem umgesetzten Schwebstoffmodul wird die Simulation des Transports feiner Partikel ermöglicht. Die Nichtbeachtung des Geschiebes führt allerdings dazu, dass die Entwicklung des Sedimentkörpers nicht vollständig wiedergegeben werden kann. Die mit dem Geschiebe transportierte Feststoffmasse erhöht das aufkommende Sedimentvolumen und beeinflusst die Stoffkonzentrationen im Sediment. Da größere Partikel aufgrund ihrer im Verhältnis geringen Oberfläche weniger Stoffe an sich binden, ist die Stoffkonzentration im Geschiebe meist geringer als in den sedimentierenden Schwebstoffen. Zwischen der Gesamtsedimentkonzentration und der Konzentration sedimentierter Schwebstoffe besteht bei Vermischung der beiden Fraktionen somit meist ein Unterschied.

Von dem Land Sachsen wird aus diesem Grund eine fraktionierte Sedimentanalyse durchgeführt, bei der die Eisenkonzentration in dem Sedimentanteil mit einem Partikeldurchmesser kleiner als 0,02 mm gemessen wird. In Abbildung C.13 sind die Messwerte fraktionierter Sedimentanalysen aus den Jahren 2000 bis 2004 und die mittlere simulierte Eisenkonzentration in der Fließgewässersohle für den entsprechenden Untersuchungszeitraum aufgetragen. Für die Simulation werden die aus der Schwebstoffkalibrierung ermittelten mittleren Korndurchmesser von 0,05 bis 0,15 mm angesetzt. Auch wenn die Korngrößen der Messung und Simulation nicht absolut identisch sind, kann festgestellt werden, dass die berechneten Eisenkonzentrationen in den Messwerten einer ähnlichen Kornfraktion wiedergefunden werden können. Eine analoge Bestätigung der simulierten Phosphorkonzentration im Sediment kann nicht durchgeführt werden, da hierfür keine Messungen durchgeführt wurden.

Da für die Überprüfung der Sedimentbildung insgesamt sehr wenige Daten vorhanden sind, wird nachfolgend ein qualitativer Vergleich zu einer räumlich und zeitlich punktuellen Untersuchung durchgeführt.

In KRAL (2001) werden mit dem am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft Aachen entwickelten EROSIMESS kritische Sohlschubspannungen in einem Querprofil bei Neustadt (Stationierung 274 km) ermittelt. Dazu wird in einem in das Sediment gestochenen Zylinder stufenweise die Sohlschubspannung erhöht. Aus dem Anstieg der suspendierten Feststoffkonzentration im Zylinder kann dann auf die kritische Sohlschubspannung geschlossen werden. Es stehen vier über die Flussbreite verteilte Messungen zur Verfügung.

In Abbildung C.14 ist die suspendierte Feststoffkonzentration im EROSIMESS-Zylinder bei über die Zeit stufenweise zunehmender Sohlschubspannung aufgetragen. Es ist deutlich zu erkennen, dass im linken Randbereich sehr viel leichter Schwebstoffe resuspendiert werden können als in der Nähe zum Hauptgerinne. Dies ist auf die unterschiedliche hydraulische Be-

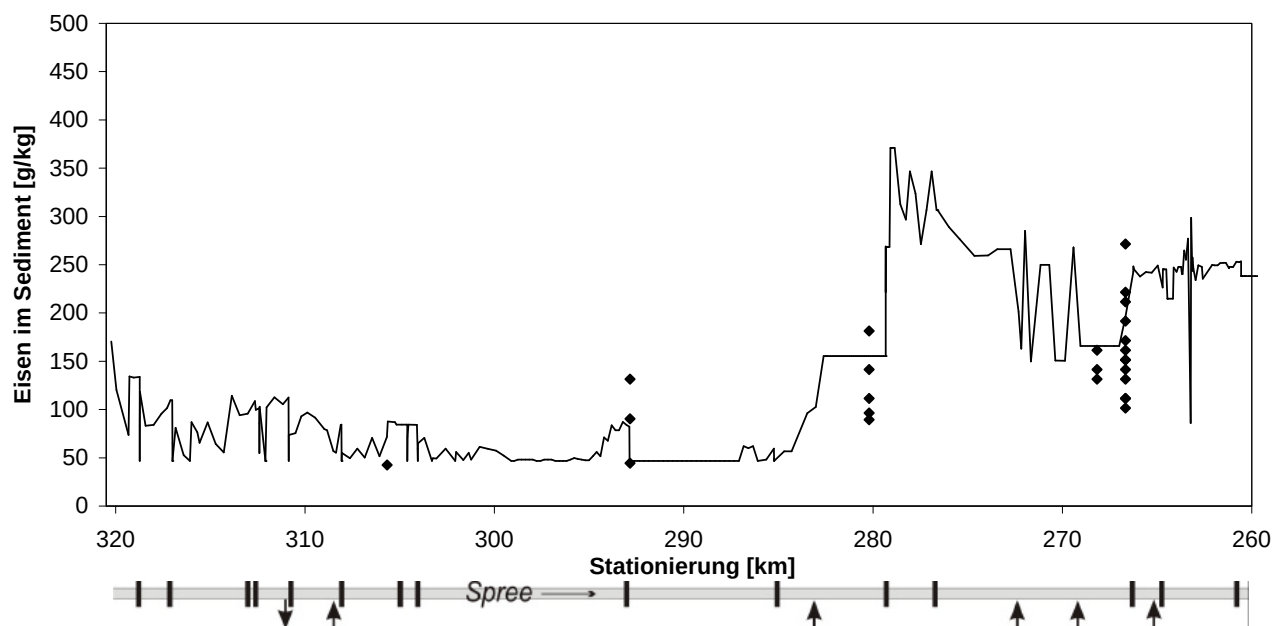


Abb. C.13: Eisenkonzentration des Sediments über die Fließlänge der Spree in den Jahren 2001 bis 2004; Messwerte in der Partikelfraktion $d < 0,02 \text{ mm}$ und gemittelte Simulationsergebnisse der obersten Sedimentschicht

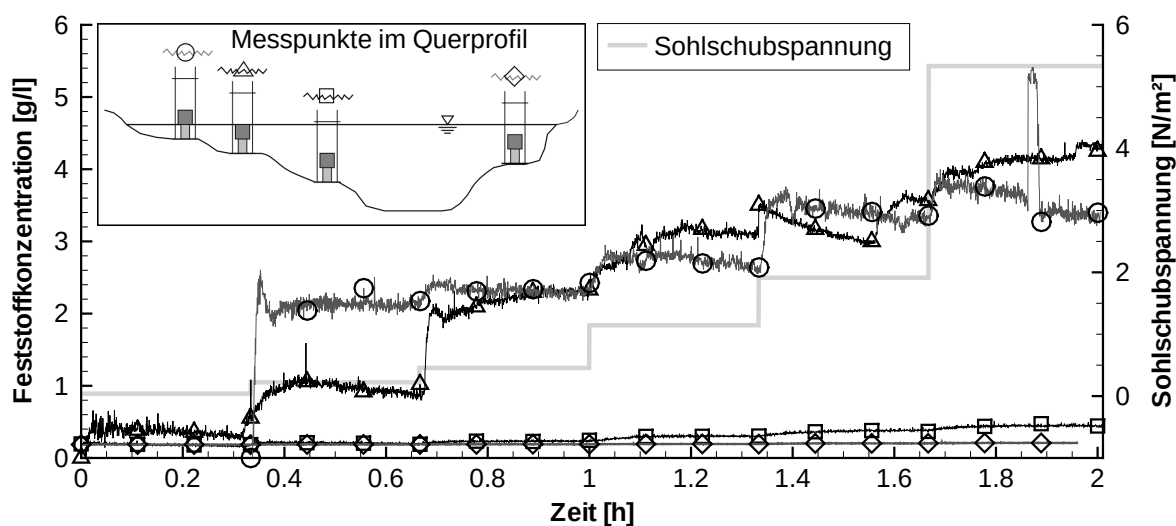


Abb. C.14: Feststoffkonzentration im EROSIMESS-Zylinder bei steigender Sohlschubspannung an vier Messpunkten im Querschnittprofil bei Neustadt (nach Kral, 2001)

lastung zurückzuführen. Während im Hauptgerinne weniger Schwebstoffe sedimentieren und die Sohle tendenziell eine größere kritische Sohlschubspannung aufweist, kann sich in dem

ruhigeren Randbereich eine Sedimentschicht mit geringer Festigkeit und hohem Feinkornanteil ausbilden. Schon bei einer Sohlschubspannung von ca. 0,23 bzw. 0,45 N/mm^2 geht ein Großteil des erodierbaren Sediments in Suspension über. Ab 2 N/mm^2 ist keine deutliche Steigerung der Feststoffkonzentration mehr auszumachen.

Für einen Vergleich zwischen den Messergebnissen und den Simulationsergebnissen des numerischen Modells wird zunächst von einem Initialzustand im Jahr 1993 mit einer 4 cm dicken, nicht erodierbaren Sedimentschicht ausgegangen. Zur besseren Unterscheidung jüngerer Sedimentschichten wird das Initialsediment mit einer niedrigen Eisenkonzentration von 50 g/kg angesetzt.

In Abbildung C.15 ist für einen Fließabschnitt das berechnete Sediment zum Zeitpunkt der Messkampagne im Oktober 2000 dargestellt. Besonders im Hauptgerinne kann auch zu diesem Zeitpunkt in vielen Bereichen noch der Initialzustand mit einer Eisenkonzentration von rund 50 g/kg vorgefunden werden. Dies ist vor allem auf ein Ausbleiben von Sedimentation aufgrund durchgängig hoher Sohlschubspannungen zurückzuführen. Die niedrig gewählte Konzentration des Eisens im Initialsediment lässt deutlich die jüngeren Sedimentschichten erkennen. Diese überlagern die älteren Initialsedimente. In Bereichen starker Sedimentation (z. B. bei Stationierung 265 km) wird das Initialsediment immer weiter überlagert. Die maximale Höhe von Sedimentschichten und die Begrenzung auf höchstens 9 Schichten führt dazu, dass das Initialsediment mit der Zeit in tiefere Schichten weitergegeben und schließlich in der weiteren Berechnung nicht mehr berücksichtigt wird.

Es sei angemerkt, dass die in Abbildung C.15 aufgetragene Sedimentschichttiefe nicht einer Höhe im morphologischen Sinn entspricht. Das nicht berücksichtigte Geschiebe, die konstant gewählte Sedimentdichte und die Vernachlässigung einer morphologischen Rückkopplung auf die Hydraulik verfälschen die berechnete Sedimenthöhe. Die hier modellierte Sedimenttiefe ist lediglich ein Zeiger für den Füllstand des Sedimentspeichers mit feinen Sedimenten.

In der Simulation wird an dem von KRAL (2001) untersuchten und in Abbildung C.15 eingezeichneten Querprofil in der Nähe der Brücke Neustadt im Hauptgerinne und im rechten Randbereich kaum Sedimentation von Schwebstoffen berechnet. Im linken Randbereich hingegen bilden sich Sedimentschichten aus, die bei Hochwasserereignissen erodiert werden können. Die berechnete kritische Sohlschubspannung der obersten Sedimentschicht beträgt je nach gewählten Modellparametern 0,5 bis 1,0 N/mm^2 (nicht abgebildet). Es kann somit eine qualitative Übereinstimmung zu den Messungen von KRAL (2001) gezeigt werden.

Wie in dem Profil in der Nähe der Brücke Neustadt werden in der Sedimentbildung auch in anderen Bereichen deutliche Unterschiede über die Fließgewässerbreite berechnet. Diese Feststellung zeigt die Notwendigkeit den Sedimentkreislauf im Querschnitt zu gliedern.

Auch über die Fließlänge, vor allem oberhalb von Wehren, wird eine deutlich unterschiedliche Sedimentbildung berechnet. Zudem kann in einigen Profilen eine relevante Veränderung der Konzentration über die Tiefe dokumentiert werden. Diese Variabilitäten unterstreichen die Be-

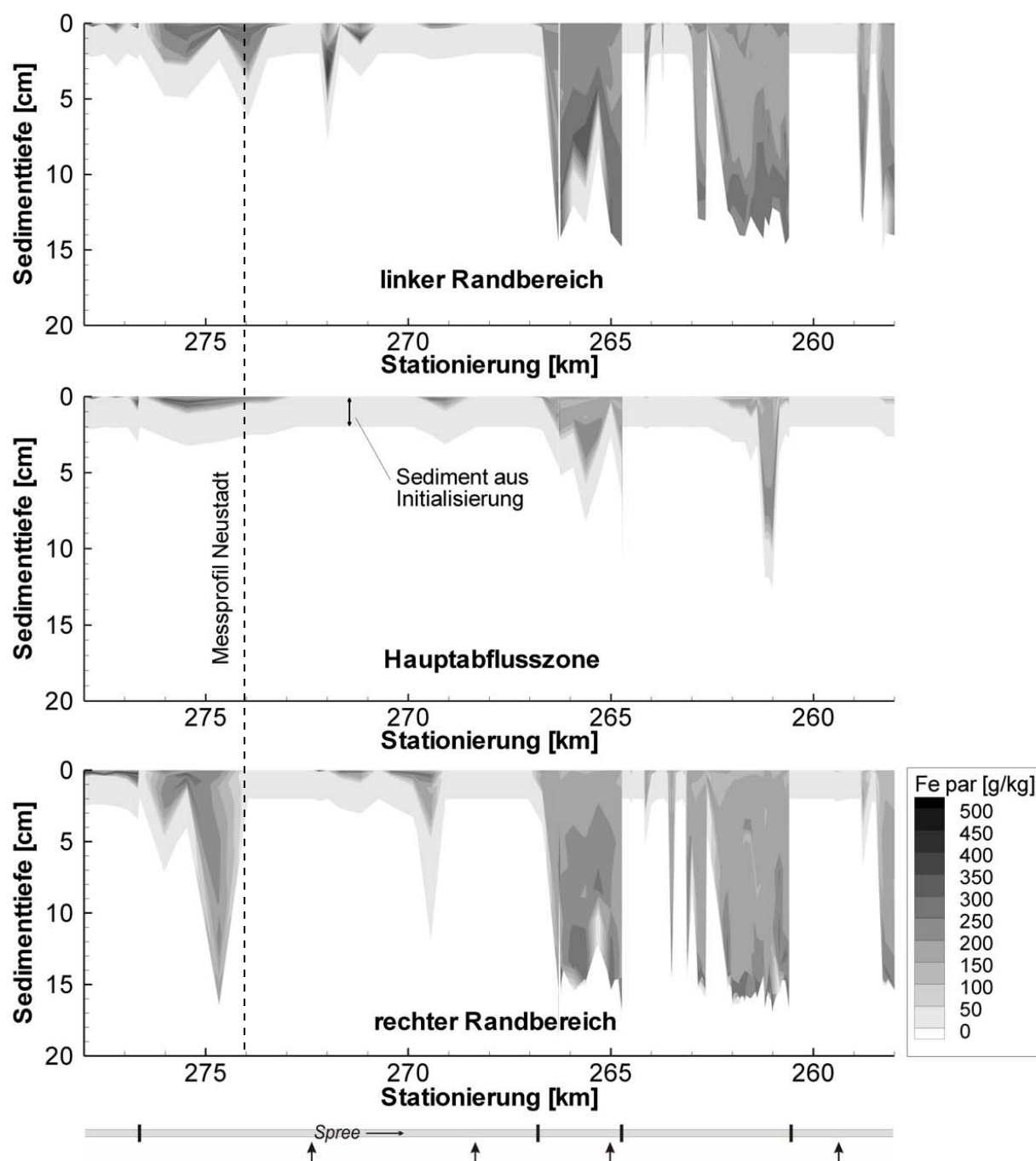


Abb. C.15: Simulierte Eisenkonzentration in Sedimentschichten (oben = linker Randbereich; mittig = Hauptabflusszone; unten = rechter Randbereich)

deutung der Sedimentmodellierung. Nur wenn an einem Profil in der Vergangenheit überhaupt Schwebstoffe sedimentiert wurden, können bei einem Erosionsereignis diese auch wieder remobilisiert werden. Eine Modellierung mit festgelegten Raten läuft hier Gefahr massenuntreu

zu sein und Erosion auch in Bereichen ohne vorherige Schwebstoffsedimentation zuzulassen.

C.3 Festlegung der Kalibrierungsparameter für die instationär dynamischen Module

C.3.1 Instationäre Hydraulik und dynamische Gütemodellierung

Eine maßgebende Kalibrierungsgröße der hydraulischen Modellierung ist die Gerinnerauheit. Da angenommen werden kann, dass sich die Gerinnerauheit auch bei kurzfristig variablen Ereignissen nicht maßgeblich verändert, können die Kalibrierungsergebnisse aus der stationären Berechnung übernommen werden kann.

Analog wird davon ausgegangen, dass es auch bei kurzfristiger, dynamischer Modellierung des Stofftransports keine maßgebenden Effekte gibt, die eine Anpassung der kalibrierten Transformationsraten erfordern. Die Transformationsraten können also ebenfalls aus der stationär statischen Betrachtung übernommen werden. Eine wichtige Ausnahme stellt hier die Erosionsrate dar. Diese wird in der vorgestellten Arbeit über das deterministische Sedimentmodul zeitlich variabel ermittelt. In Ermangelung zeitlich hoch aufgelöster Messungen kann aber keine Kalibrierung der Parameter des Sedimentmoduls durchgeführt werden. Alternativ werden Literaturwerte angesetzt und die Ergebnisbandbreite bei variierenden Parametern des Sedimentmoduls mit Hilfe einer Sensitivitätsstudie analysiert.

C.3.2 Sensitivitätsanalyse der Sedimentparameter

Der Prozess der Erosion ist von vielen verschiedenen Einflussfaktoren abhängig. So können neben den eigentlichen Erosionsparametern auch die Sedimentations- und Konsolidationsparameter die erodierte Sedimentmenge beeinflussen. Um einen Eindruck der Wichtung verschiedener Einflussgrößen zu bekommen, wird eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Zielgrößen sind zum einen die Größe des maximalen Schwebstoffpeaks und zum anderen die erodierte Fracht im Hochwassermonat.

Ausgehend von einer Basisvariante (100 %) werden die untersuchten Modellparameter einzeln so variiert, dass sie mit 50 %, 110 % und 200 % von der Basisvariante angesetzt werden. Die jeweils anderen Modellparameter werden auf dem Basiswert konstant gehalten. Die Varianten bei der Sensitivitätsstudie werden so gewählt, um sowohl im Nahbereich, als auch bei Halbierung/Verdopplung eines Modellparameters einen Eindruck von der Ergebnisveränderung zu erhalten.

Als Initialrandbedingung wird für den Monat Januar 1993 ein nicht erodierbares Sediment angenommen. Dies entspricht zwar nicht der Realität, aber es hat den für die Sensitivitätsanalyse erwünschten Effekt, dass die Modellergebnisse nicht durch die Initialrandbedingung verzerrt

werden. Um dem Sediment eine Entwicklungszeit einzuräumen, wird nicht das erste sondern das zweite Hochwasser im Juni 1995 für die Sensitivitätsstudie herangezogen.

In der Sensitivitätsstudie werden die acht in Tabelle C.2 aufgeführten Modellparameter des Konsolidations- sowie des Erosionsbausteins und das Datum des Hochwasserereignisses berücksichtigt. Die Einbindung der Parameter in das Modell kann über die Verweise nachvollzogen werden. Dabei werden manche Parameter — z. B. ρ_b oder $\tau_{c,E}^\infty$ — auch an weiteren Stellen im Modell verwendet. Die für die Basisvariante (100 %) zumeist der Literatur entnommenen Werte sind in Tabelle C.2 aufgeführt. Der Parameter $\tau_{c,E}^\infty$ wird dabei über die Fließlänge variiert und ist mit der entsprechenden Bandbreite angegeben. Der als Datum aufgeführte Sensitivitätsparameter nimmt eine Sonderrolle ein. So steht das angesetzte Datum indirekt für den zeitlichen Abstand zum letzten Erosionsereignis im März 1994. Die prozentualen Variationen des Datums sind entsprechend auf den zeitlichen Abstand zum März 1994 zu beziehen.

Tab. C.2: Modellparameter für die Bezugsvariante der Sensitivitätsstudie

Modellparameter	Symbol	Verweis	Dimension	Wert
max. Schichtdicke	$z_{b,max}$	Kap. 7.2.4	m	0,02
Konsolidierungsparameter für Alterung	k_1	Gl. 7.20	kg/m^2s	0,00016
Konsolidierungsparameter für Kompaktion	$k_{Setzung}$	Gl. 7.20	$1/m$	1,43
Anfangswert Konsolidierung	$\tau_{c,E}^0$	Gl. 7.20	N/m^2	0,1
Endwert Konsolidierung	$\tau_{c,E}^\infty$	Gl. 7.20	N/m^2	1,5 - 3,0
Wichtungsfaktor Alterung/Kompaktion	θ_K	Gl. 7.20	—	0,3
Rohdichte des Sediments	ρ_b	Gl. 7.23	kg/m^3	1450
Erosionsgeschwindigkeit	m	Gl. 7.23	m/s	$2 \cdot 10^{-7}$
Zeitpunkt des HW-Monats	<i>Datum</i>		<i>Monate</i>	Juni 1995

In Tabelle C.3 sind die Ergebnisse einer Sensitivitätsanalyse der vorgestellten insgesamt neun Sensitivitätsparameter dargestellt. Die Basisvariante ist jeweils als 100 %-Variante deklariert. Die Tabelle zeigt die Ergebnisse für den maximalen Schwebstoffpeak und die transportierte Schwebstofffracht. Da vor dem Hintergrund einer integrativen Langfristmodellierung der berechneten Fracht eine größere Bedeutung zukommt, liegt das Hauptaugenmerk der folgenden Diskussion auf der Ergebnisbandbreite der Schwebstofffracht.

Die maximale Schichtdicke $z_{b,max}$ begrenzt bei maximal neun Sedimentschichten die in einem Element gespeicherte Sedimentmasse. Sie ist damit indirekt ein Maß dafür, wie weit das Gedächtnis des Sedimentbausteins zurückreicht. Zudem ist die maximale Schichtdicke ein Maß dafür, wie fein das Sediment im Modell aufgelöst wird. Eine grobe Auflösung führt zu einer unerwünschten Mittelung der kritischen Sohlschubspannung und der Stoffkonzentrationen über die Tiefe. Die maximale Schichtdicke $z_{b,max}$ muss so gewählt werden, dass möglichst

Tab. C.3: Maximale Schwebstoffkonzentrationen und -frachten innerhalb des Hochwassermonats Juni 1995 am Pegel Spremberg bei systematisch variierenden Modellparametern

Modell- parameter	Schwebstoffpeak [mg/l]				Schwebstofffracht [to/Monat]			
	50 %	100 %	110 %	200 %	50 %	100 %	110 %	200 %
$z_{b,max}$	846	846	846	846	4536	4549	4549	4549
$k_{Alterung}$	846	846	846	846	4549	4549	4548	4548
$k_{Setzung}$	853	846	848	844	4561	4549	4550	4543
$\tau_{c,E}^0$	840	846	847	845	4537	4549	4551	4522
$\tau_{c,E}^\infty$	712	846	794	665	3738	4549	4457	3785
θ_K	678	846	801	816	3692	4549	4459	3952
ρ_b	611	846	867	888	4375	4549	4567	4456
m	620	846	875	879	4421	4549	4559	4431
$Datum$	645	846	863	835	3839	4549	4366	5841

das gesamte zukünftig relevante Sediment gespeichert und gleichzeitig eine möglichst feine Auflösung realisiert wird. Tabelle C.3 ist zu entnehmen, dass eine Halbierung der maximalen Schichtdicke nur eine geringe und eine Vergrößerung der maximalen Schichtdicke gar keine Veränderung der transportierten Fracht bewirkt. Mit 0,02 m ist die maximale Schichtdicke $z_{b,max}$ daher gut bemessen.

Eine Variation des Konsolidationsparameters für biogeochemische Alterung $k_{Alterung}$ nimmt in der vorgestellten Untersuchung nahezu keinen Einfluss auf das Endergebnis. Wie in Abbildung 7.3 gezeigt, schreitet die Verfestigung infolge Alterung schnell voran, so dass diese Verfestigung mit dem Ablauf eines durch Sedimentation geprägten Monats fast vollständig abgeschlossen ist. Einen etwas größeren Einfluss auf das Modellergebnis nimmt der Konsolidationsparameter für bodenmechanische Verfestigung $k_{Setzung}$. Hier steigt mit zunehmendem Wert für $k_{Setzung}$ die kritische Sohlschubspannung vor allem von den tieferen Sedimentschichten. Insgesamt bewirkt ein steigender Parameter $k_{Setzung}$ eine leichte Reduktion der erodierten Fracht (Tabelle C.3).

Wesentlich deutlicher wird der Erosionsprozess durch die drei Größen $\tau_{c,E}^0$, $\tau_{c,E}^\infty$ und θ_K beeinflusst. Sie bestimmen maßgeblich die kritische Sohlschubspannung im Sediment. Während der Wert für die Minimalsohlschubspannung $\tau_{c,E}^0$ aufgrund seines geringen Ausgangswerts durch eine prozentuale Veränderung entsprechend vergleichsweise wenig Veränderung bringt, führt eine prozentuale Veränderung der maximalen Sohlschubspannung $\tau_{c,E}^\infty$ zu einer deutlich größeren Beeinflussung der kritischen Sohlschubspannung. Wichtig ist in diesem Zusammenhang vor allem die Verfestigung infolge Alterung. Dieser Prozess ist, wie bereits erwähnt, zum Großteil innerhalb eines Monatszeitschrittes abgeschlossen. Eine Anhebung von $\tau_{c,E}^\infty$ oder auch eine stärkere Gewichtung der Alterung mittels θ_K führen auf diese Weise im Modell zu einer deutlichen Steigerung der Sohlschubspannung nach dem ersten Zeitschritt. Da dieser

Effekt größer als die eigentliche Minimalsohl Schubspannung $\tau_{c,E}^0$ ist, ist auch die Sensitivität der Modellparameter $\tau_{c,E}^\infty$ und θ_K entsprechend größer (Tabelle C.3).

Aus einer mit den Modellparametern $\tau_{c,E}^\infty$ oder θ_K steigenden Sohlverfestigung resultiert eine reduzierte Erosion von Sedimenten und daher auch eine reduzierte Fracht am Pegel Spremberg. Im Fall halbierten Sedimentparameter $\tau_{c,E}^\infty$ oder θ_K sinkt die berechnete kritische Sohl Schubspannung im Sediment deutlich ab. In der Konsequenz wird nun schon bei weniger abflussstarken Monaten ein Erosionsereignis ausgelöst. Der Sedimentspeicher wird auf diese Weise vorab schon reduziert und es steht für das hier betrachtete Hochwasser weniger Sediment zur Verfügung. Die geringer berechnete kritische Sohl Schubspannung führt so zu einer niedrigeren Fracht in dem betrachteten Hochwassermonat. Aufsummiert über alle Monate steigt die erodierte Fracht allerdings bei Reduzierung der Sedimentparameter $\tau_{c,E}^\infty$ oder θ_K (nicht gezeigt).

Die Parameter ρ_b und m gehen unmittelbar in die Berechnung der Erosionsrate ein. Zudem beeinflusst die Rohdichte des Sediments die aufgeschichtete Höhe des Sedimentkörpers und somit die tiefenabhängige Konsolidation wie auch die maximal zu speichernde Sedimentmasse. In der mit Tabelle C.3 gezeigten Sensitivitätsstudie ist eine deutliche Abhängigkeit des Schwebstoffpeaks festzustellen. Eine Erhöhung der Erosionsgeschwindigkeit m oder der Rohdichte des Sediments ρ_b führt zu einer schnelleren Erosion und somit zu einem steileren Schwebstoffpeak. Die Schwebstofffracht wird hierdurch aber nur wenig beeinflusst. Dies liegt darin begründet, dass eine nicht erodierbare Sohle als Initialrandbedingung gewählt und damit eine Tiefenerosion verhindert wird. Würde eine Sohle mit einer über die Tiefe konstanten Sohlfestigkeit erodiert, hätten beide Parameter einen deutlicheren Einfluss auf die transportierte Schwebstofffracht.

Neben den eigentlichen Kalibrierungsparametern wird auch der zeitliche Abstand der vorherigen Hochwasserwelle zu der ersten Hochwasserwelle im März 1994 in die Sensitivitätsstudie einbezogen. Dazu wird die Zeitspanne von 14 Monaten zwischen den Hochwasserereignissen halbiert, um einen Monat vergrößert bzw. verdoppelt. Der Abfluss im eigentlichen Hochwassermonat im Juni 1995 wird für diese Untersuchung nur mit dem Monatsmittelwert und einer statischen Betrachtung berücksichtigt. Abgesehen von der zeitlichen Verschiebung wird das Hochwasser jeweils mit identischen Randbedingungen berechnet.

Tabelle C.3 kann entnommen werden, dass der zeitliche Abstand zum letzten Hochwasser einen sehr deutlichen Einfluss auf die erodierte Fracht hat. Dies ist durch den Füllstand des Sedimentspeichers zu erklären. Während des Hochwasserereignisses im März 1994 wird der Sedimentspeicher an einigen Fließgewässerabschnitten teilweise geleert. Über die nachfolgenden Monate sedimentieren Schwebstoffe und füllen den Sedimentspeicher wieder auf. Mit größerem zeitlichen Abstand zum letzten modellierten Erosionsereignis ist somit eine steigende Fracht zu beobachten. Die Ausnahme bei der 110 % Variante ist dadurch zu erklären, dass auch während der stationär statischen Betrachtung des Monats Juni 1995 ein Erosionsereignis mit immerhin 1373 t Schwebstofffracht (Kapitel 9.4.2) simuliert und somit der Se-

dimentspeicher etwas geleert wird. Die große Sensitivität der transportierten Fracht bezüglich des gewählten Datums unterstreicht den zeitskalenübergreifenden Effekt, der dem partikulären Stofftransportkreislauf zugrunde liegt. Eine vereinfachte Modellierung mit Erosionsraten kann diesen Einfluss nicht berücksichtigen.

Insgesamt wird deutlich, dass sowohl der Scheitel des Schwebstoffpeaks als auch die mitgeführte Schwebstofffracht trotz schwankender Modellparameter in einer nicht allzu weit gefassten Bandbreite liegen. Die Ergebnisse unterscheiden sich durchweg deutlich von einer rein stationär statischen Betrachtung des Hochwassermonats mit nur 1373 t Schwebstofffracht. Daher kann dem Modell trotz vorhandener Unsicherheit eine ausreichende Prognosesicherheit zugesprochen werden.

C.3.3 Ergebnisse der instationär dynamisch berechneten Hochwassermonate

Für die in Tabelle C.1 aus Kapitel C.2.2 aufgeführten Hochwasserereignisse wird gezeigt, dass der partikuläre Stofftransport in einem Hochwassermonat mit einem stationär statischen Modell nicht ausreichend gut beschrieben werden kann. Nachfolgend werden die transportierten Schwebstoffkonzentrationen während dieser 5 Hochwasser mit dem instationär dynamischen Modell berechnet und mit den vorhandenen Messwerten verglichen. Für jedes Hochwasserereignis werden sowohl an der BMS Lieske (Stationierung 299 km) und an der BMS Zerre (Stationierung 267 km) die Abflussganglinie und die Schwebstoffkonzentration über die Zeit aufgetragen.

Die gemessenen Hochwasserkonzentrationen werden von dem Modell für die Hochwasserereignisse im März 1994 (Abbildung C.16), im Juni 1995 (Abbildung C.17) und im April 2002 (Abbildung C.19) sehr gut getroffen. Die Abweichung für das Hochwasser im Januar 2002 (Abbildung C.18) wird durch den in den Messwerten enthaltenen Widerspruch deutlich abgemildert. Bei dem Ereignis im Januar 2003 (Abbildung C.20) scheint im Modell der Sedimentspeicher durch den ersten Abflusspeak bereits geleert worden zu sein, so dass es hier eine Differenz zu dem in der BMS Lieske aufgenommenen Messung kommt. Möglicherweise resultiert die hohe Schwebstoffkonzentration in der BMS Lieske auch aus einer im Modell nicht ausreichend angesetzten Schwebstoffeinleitung aus dem Löbauer Wasser.

Insgesamt wird deutlich, dass die Variabilität der Schwebstoffkonzentration durch das instationär dynamische Modell gut wiedergegeben wird und sogar einzelne Messwerte mit der Simulation getroffen werden.

Da für die Inhaltsstoffe Eisen und Phosphor nur sehr wenige Messwerte während der Hochwasserereignisse dokumentiert sind, kann für diese Stoffe keine analoge Auswertung durchgeführt werden.

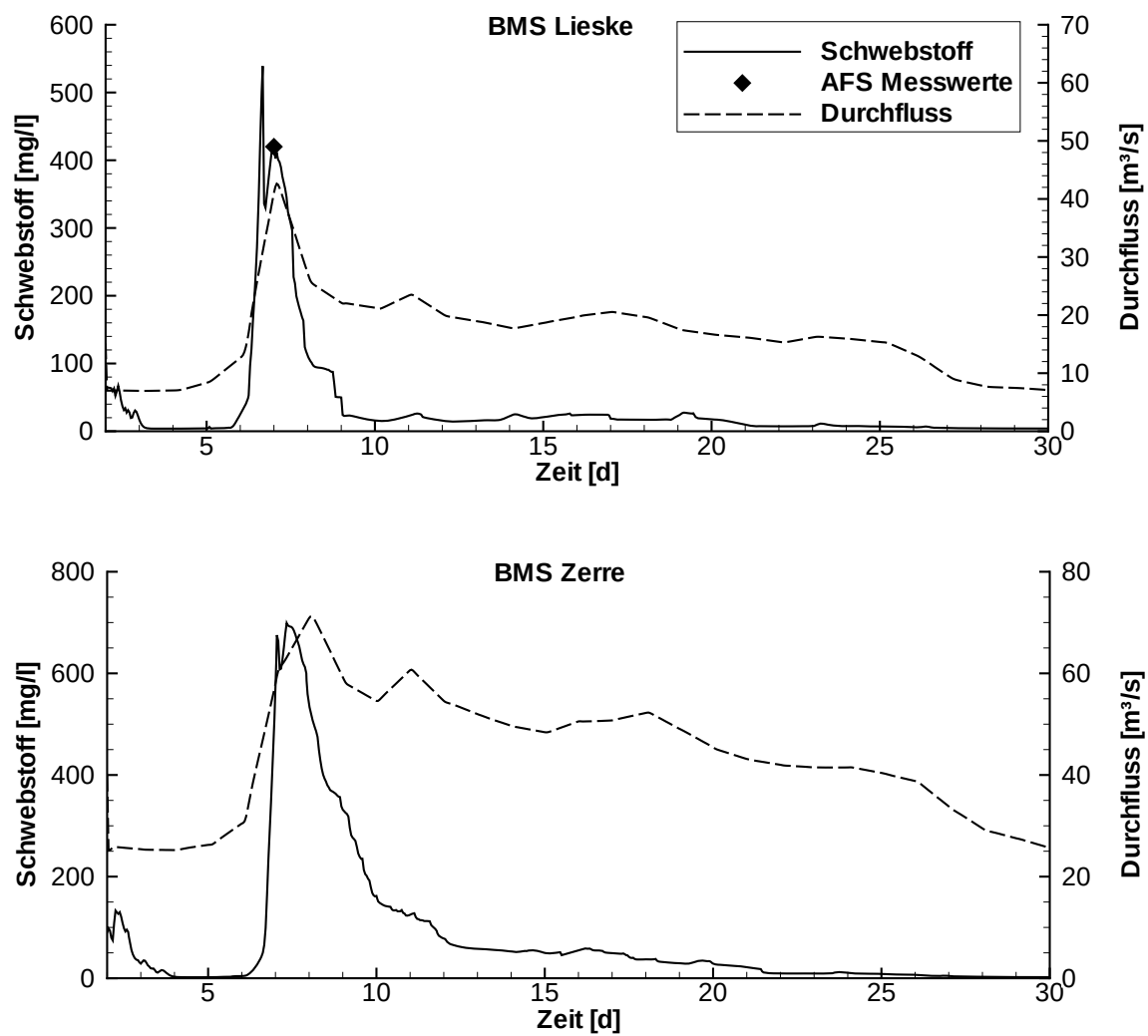


Abb. C.16: Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im März 1994

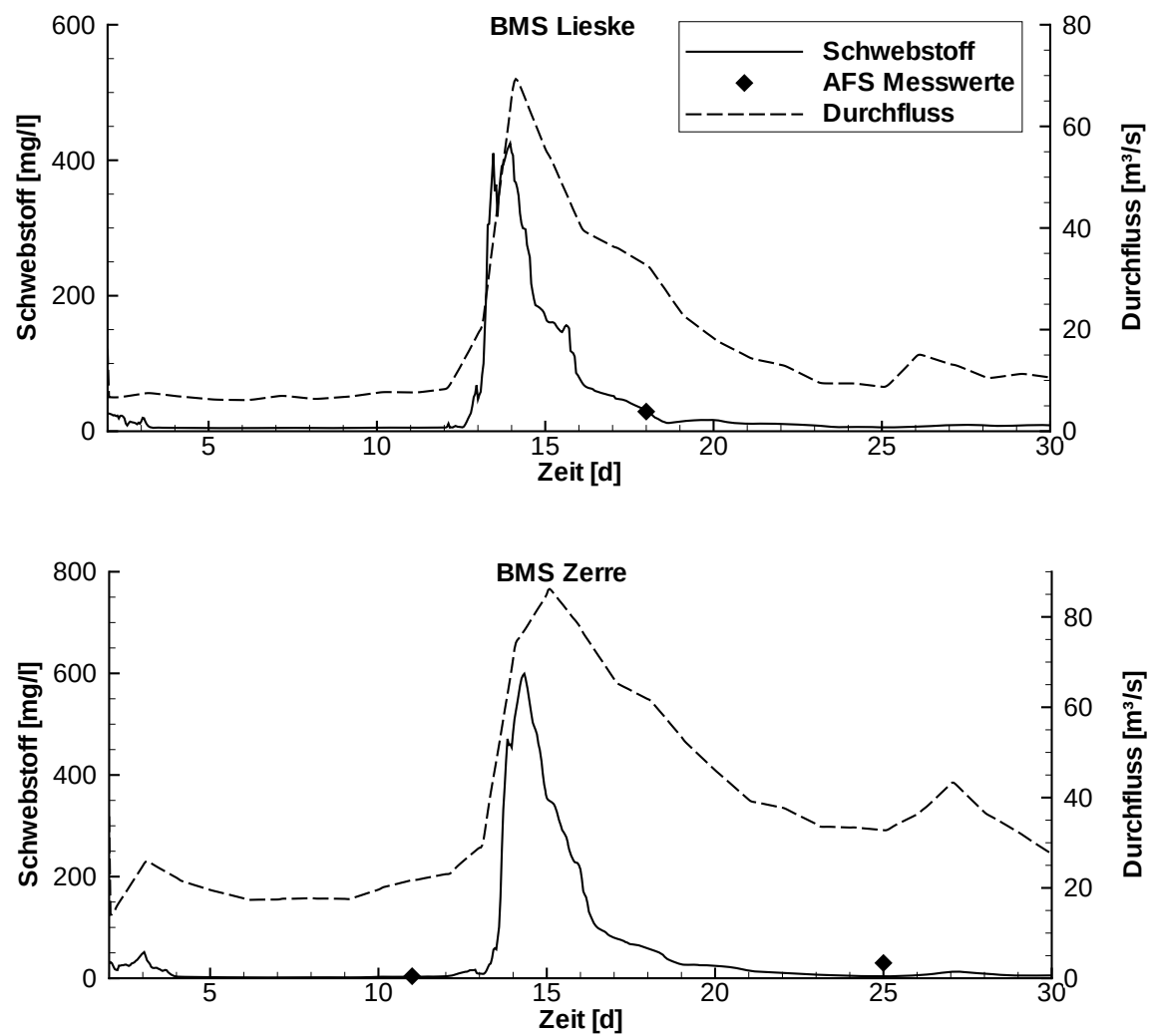


Abb. C.17: Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im Juni 1995

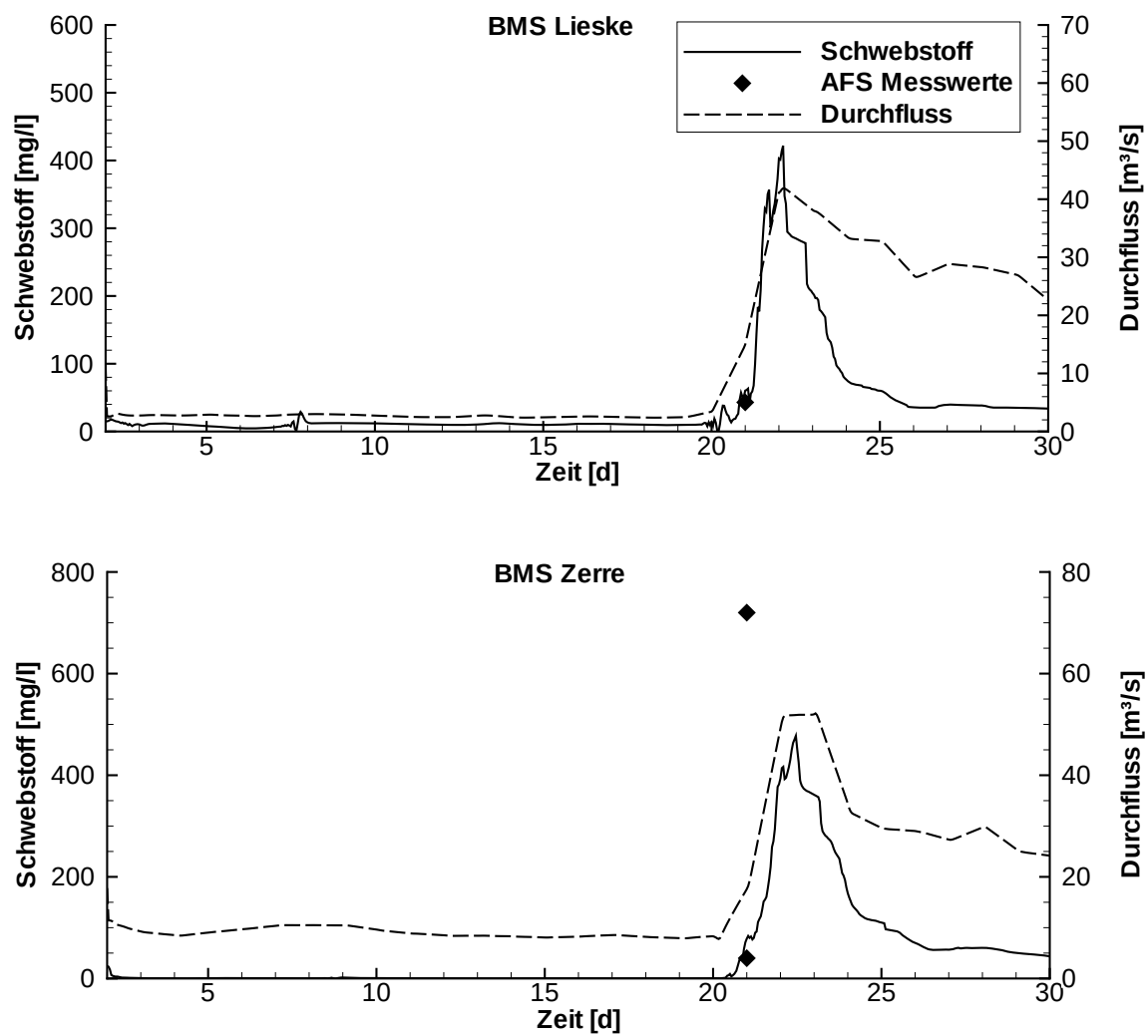


Abb. C.18: Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im Januar 2002

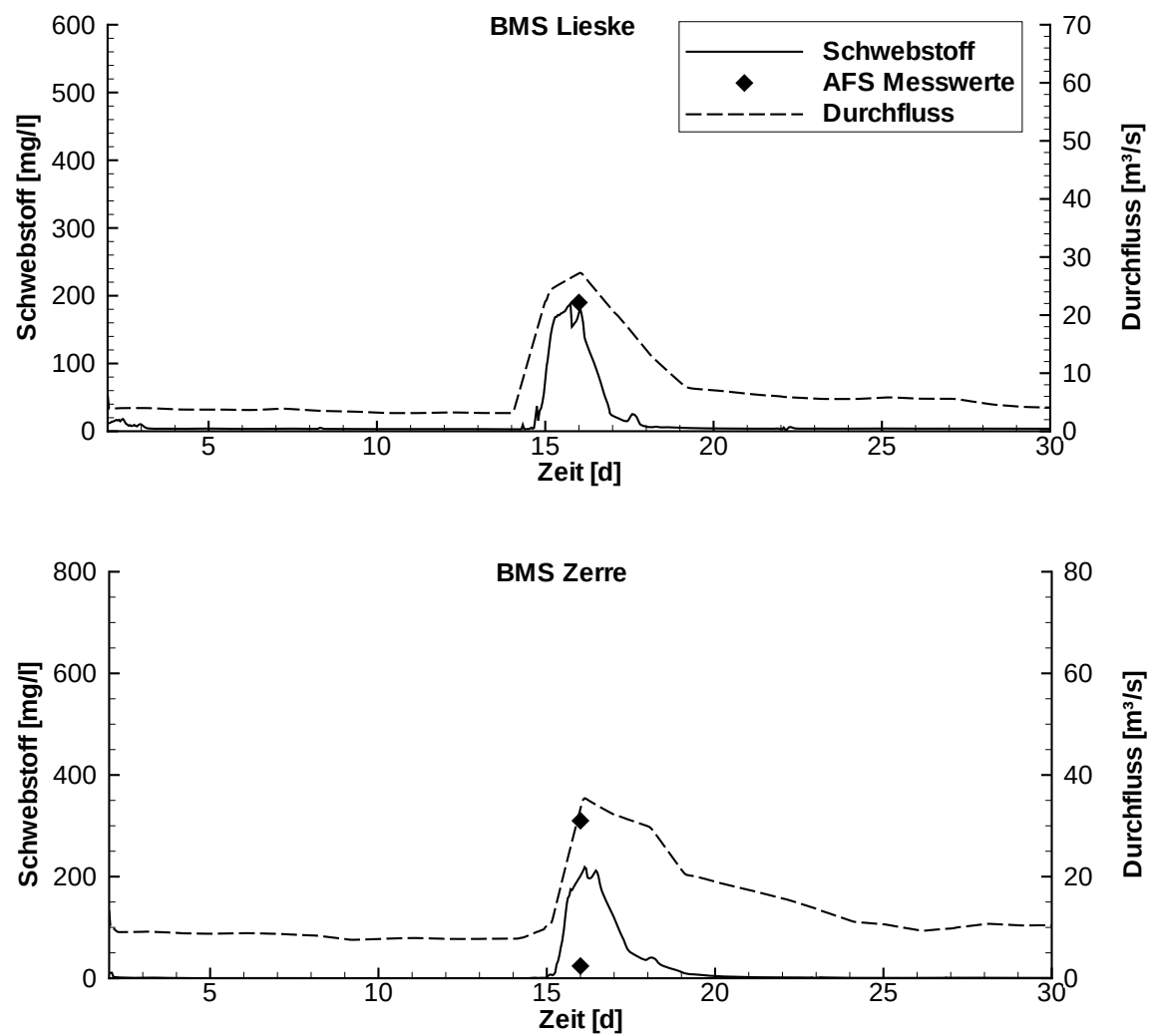


Abb. C.19: Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im April 2002

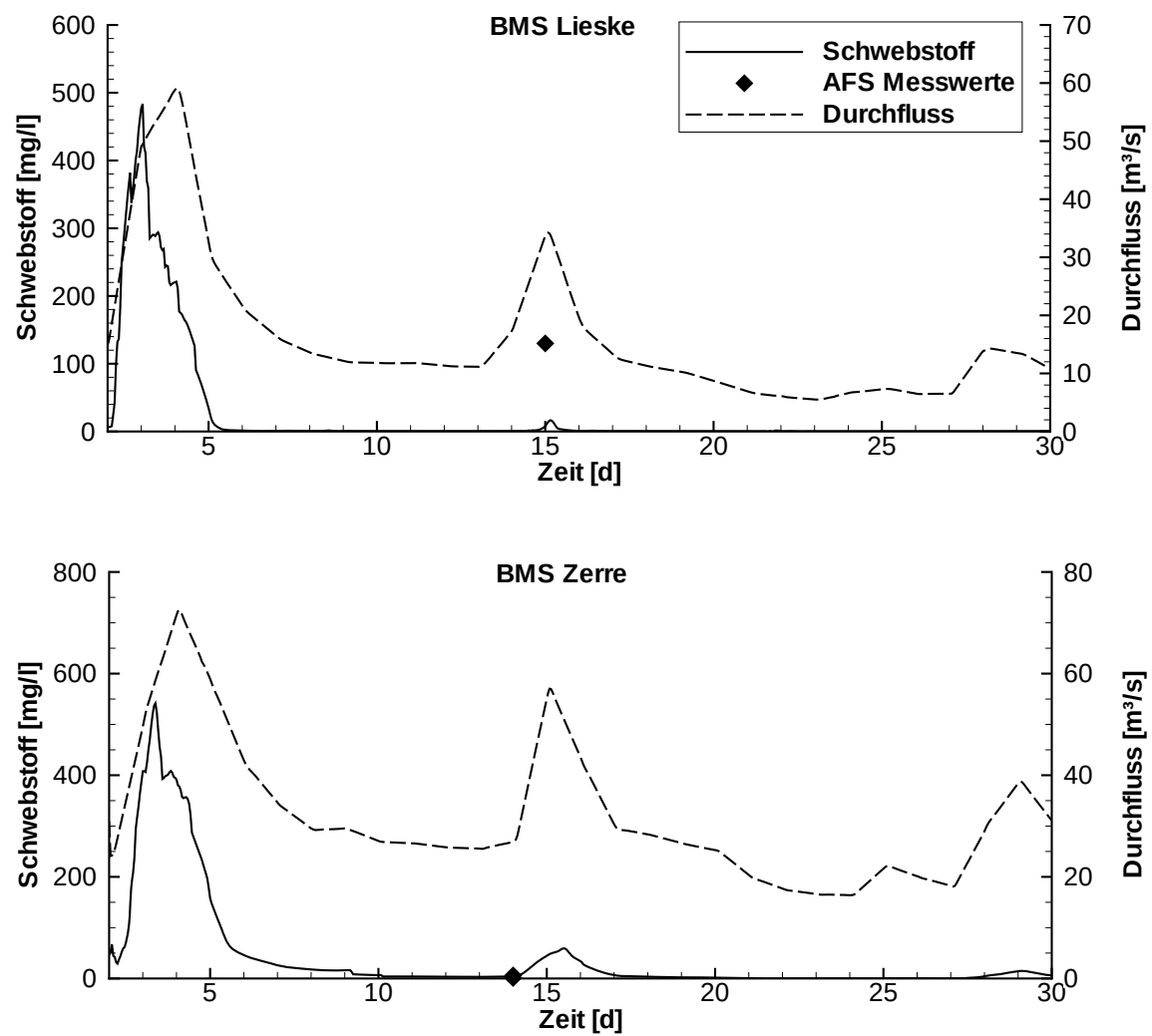


Abb. C.20: Schwebstoffmessungen und simulierte Schwebstoffkonzentration über die Zeit für das Hochwasser im Januar 2003

C.4 Fazit

In Anhang C wird die Kalibrierung des Anwendungsbeispiels vorgestellt. Die hydraulische Kalibrierung wird anhand von Wasserspiegellagen durchgeführt und erreicht eine ausreichende Übereinstimmung mit den Messwerten. Aufgrund des kinematischen Charakters der ablaufenden Hochwasserwellen wird eine zusätzliche Kalibrierung der instationären Hydraulik als nicht notwendig erachtet.

Anhand monatlich aufgenommener Messdaten kann die Gütesimulation für Schwebstoff, Eisen und Phosphor erfolgreich durchgeführt werden. Auch das Sedimentationsverhalten und damit der Sedimentzuwachs wird entsprechend kalibriert. Weiterhin wird bei einer Gegenüberstellung von berechneten Eisenkonzentrationen im über mehrere Simulationsjahre gewachsenen Sediment und tatsächlichen Sedimentproben in der feinen Fraktion eine gute Übereinstimmung festgestellt.

Der instationäre Prozess der Erosion kann aufgrund fehlender, zeitlich hochaufgelöster Daten nicht kalibriert werden. Hier zeigt eine Sensitivitätsanalyse, dass die infolge nicht kalibrierter Modellparameter hervorgerufene Ergebnisunsicherheit begrenzt ist.

Insgesamt wird die Qualität der Kalibrierung als für die Ziele dieser Arbeit geeignet angesehen.

D Für die Langfristmodellierung angesetzte Einleitkonzentrationen

Erster Textbezug: Kapitel 9.2.2

Bei der in Kapitel 9.5 vorgestellten Langfristmodellierung handelt es sich um eine Variante mit teilweise vereinfachten Randbedingungen. Die Einleitungen aus den Restseen Lohsa I und Scheibe, sowie kleinere Einleiter, wie beispielsweise im Nebenschluss angeschlossene Fischteiche, Kläranlagen oder ähnliches, werden aufgrund fehlender Messdaten und fehlender Simulationsmodelle mit der jeweils gleichen Konzentration wie der Vorfluter und damit in ihrer Wirkung neutral angesetzt.

Für die Einleitungen Lomschanke, Schwarze Pumpe, Struga und Löbauer Wasser sind Messdaten vorhanden, so dass hier mittlere Stoffkonzentrationen angesetzt werden können. Dabei werden Jahresschwankungen der Wassertemperatur berücksichtigt, indem die mittlere Einleittemperatur nach Monaten getrennt ermittelt wird. Für das Löbauer Wasser stehen ausreichend viele Messdaten zur Verfügung, so dass für Schwebstoff, Eisen und Phosphor Korrelationen in Abhängigkeit zum eingeleiteten Durchfluss erstellt werden (Tabelle D.1). Ergänzt werden die Korrelationen durch einen stochastischen Anteil mit der Zufallszahl ran zwischen 0 und 1.

Tab. D.1: Empirisch ermittelte Abhängigkeiten und stochastische Charakteristik für ausgewählte Güteparameter an den seitlichen Einleitungen Löbauer Wasser und Schwarzer Schöps; Q_{in} = Abfluss in Zuleitung; ran = Zufallszahl zwischen 0 und 1

Gewässer	Güteparameter	angesetzter Zusammenhang
Löbauer Wasser	AFS	$(0,5 \cdot (ran - 0,5) + 1) \cdot (0,1Q_{in}^2 + 6,1Q_{in} - 0,53)$
Löbauer Wasser	Fe_{par}	$(1,0 \cdot (ran - 0,5) + 1) \cdot (0,376Q_{in} + 0,0015)$
Löbauer Wasser	Fe_{gel}	$0,062 \cdot ran^2 + 0,112 \cdot ran + 0,0067$
Löbauer Wasser	P_{org}	$(1,0 \cdot (ran - 0,5) + 1) \cdot (0,0185Q_{in} + 0,0886)$
Schwarzer Schöps	AFS	$(1,5 \cdot (ran - 0,5) + 1) \cdot (0,042Q_{in}^2 + 1,22Q_{in} - 0,67)$

Die eingeleiteten Stoffkonzentrationen aus der Talsperre Bautzen, dem Restsee Lohsa II bzw. Burghammer, dem Restsee Bärwalde und dem Fließgewässer Schwarzer Schöps werden in dem Modell ArcGRM Güte Spree (Kapitel 9.5.1) modelliert und stehen in Monatszeitschritten zur Verfügung. Da das ArcGRM Güte Spree keine Schwebstoffe simuliert, werden an den Einleit-

stellen der Restseen Konzentrationen identisch zur Konzentration im Fließgewässer angesetzt. Für die Einleitung des Fließgewässers Schwarzer Schöps wird in den vorhandenen Messdaten eine geeignete Korrelation zwischen Schwebstoff und Abfluss gefunden und entsprechend Tabelle D.1 umgesetzt. Am Modelleinlauf (Auslass der Talsperre Bautzen) kann trotz vorhandener Messdaten keine geeignete Korrelation gefunden werden. Hier wird eine entsprechend der Häufigkeitsverteilung der Messdaten stochastisch generierte Verteilung der Schwebstoffkonzentration angenommen (D.2).

Tab. D.2: Stochastisch ermittelte Schwebstoffkonzentration am Auslass der TS Bautzen; ran = Zufallszahl zwischen 0 und 1

Zufallszahl	angetzter Zusammenhang
$ran < 0,1$	$2 + (1 - ran)$
$0,1 < ran < 0,94$	$94,29 \cdot ran^3 - 122,14 \cdot ran^2 - 59,58 \cdot ran - 6,16$
$ran > 0,94$	$0,000000625 \cdot e^{18,566 \cdot ran}$

Lebenslauf

von Dipl.-Ing. Henning Ulf Schonlau

31.05.1974	geboren in Duisburg
1980 - 1984	Katholische Grundschule in Niederkassel
1984 - 1987	Kopernikus Gymnasium in Lülldorf-Niederkassel
1987 - 1993	Bischöfliches St. Pius Gymnasium in Coesfeld
1993 - 1994	Grundwehrdienst
1994 - 2000	Diplomstudium Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen Studiengang Bauingenieurwesen Vertiefungsfächer: Wasserbau und Wasserwirtschaft, Siedlungswasserwirtschaft, Wasserenergiewirtschaft
1998 - 2000	Studentischer Mitarbeiter Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft RWTH Aachen
2000 - 2006	Wissenschaftlicher Mitarbeiter Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft RWTH Aachen