Institut für Hydrologie der Albert-Ludwigs-Universität Freiburg i. Br.

Béatrice Guwang

Hydrologische Prozesse im Stadtgebiet von Freiburg und deren adäquate Modellierung



Diplomarbeit unter Leitung von Prof. Dr. Chr. Leibundgut Freiburg i. Br., Februar 2004

Institut für Hydrologie der Albert-Ludwigs-Universität Freiburg i. Br.

Béatrice Guwang

Hydrologische Prozesse im Stadtgebiet von Freiburg und deren adäquate Modellierung

Referent: Prof. Dr. Christian Leibundgut Koreferent: Dr. Jens Lange

Diplomarbeit unter Leitung von Prof. Dr. Chr. Leibundgut Freiburg i. Br., Februar 2004

I Inhaltsverzeichnis

1	Ein	führu	ng und Zielsetzung	. 1
2	Sta	dthy	Jrologie	. 2
	2.1	Entv	wicklung	. 2
	2.2	Мос	lellierung von Quantität und Qualität	. 2
	2.3	Star	nd der Forschung	. 3
	2.4	Faz	it	. 4
3	Unt	tersu	chte Einzugsgebiete	. 5
	3.1	Gla	sbach	. 5
	3.2	Hirz	bergbach	. 7
	3.3	Faz	it	. 8
4	Met	thode	n	. 9
	4.1	Nied	derschlag	. 9
	4.1.	.1	Messung	. 9
	4.1.	.2	Datenaufbereitung	10
	4.2	Abfl	uss	10
	4.2.	.1	Messung	11
	4.2.	.2	Datenaufbereitung	12
	4	.2.2.	1 Wasserstandsmessung	12
	4	.2.2.	2 Leitfähigkeit und Temperatur	16
	4.3	Moo	dellierung	17
	4.3.	.1	Modellstruktur	17
	4	.3.1.	1 Abflussbildung	18
	4	.3.1.	2 Abflusskonzentration	18
	4	.3.1.	3 Wellenablauf	18
	4.3.	.2	Parameterbestimmung	21
	4	.3.2.	1 Abflussbildung	22
	4	.3.2.	2 Abflusskonzentration	24
	4	.3.2.	3 Wellenablauf	24
	4.4	Faz	it	26
5	Aus	swert	ung der Messdaten	27
	5.1	Vor	iegende Messreihen und Daten	27
	5.2	Geo	jenüberstellung der ländlichen und urbanen Einzugsgebiete	28
	5.2.	.1	Glasbach	28
	5.2.	.2	Hırzbergbach	31

	5.3	Unters	suchung von Einzelereignissen	. 33
	5.3.1	1 De	er Teichablass am Glasbach am 06.08.2003	. 34
	5.3.2	2 Be	erechnung der Abflussbeiwerte	. 37
	5.3.3	3 Le	eitfähigkeit und Temperatur als Tracer für hydrologische Prozesse	. 45
	5.	3.3.1	Leitfähigkeitsganglinie im urbanen Abflussgeschehen	. 45
	5.3	3.3.2	Die Temperaturganglinie zu Abflussbeginn als Indikator für Verdunstungsverluste	. 50
	5.4	Fazit	g-	. 52
6	Erae	ebnisse	e der Modellanwendung	. 54
	6.1	Glasb	ach	. 54
	6.1.1	1 Da	as Ereignis vom 06.08.2003	. 54
	6.1.2	2 Da	as Ereignis vom 17.08.2003	. 56
	6.1.3	3 Da	as Ereignis vom 29.08.2003	. 57
	6.1.4	4 Da	as Ereignis vom 11.09.2003	. 59
	6.1.5	5 Da	as Ereignis vom 23.09.2003	. 59
	6.1.6	6 Da	as Ereignis vom 07.10.2003	. 60
	6.2	Hirzbe	ergbach	. 62
	6.2.1	1 Er	reignisse vom 27.07., 30.08., 11.09. sowie 23.09. 2003	. 62
	6.2.2	2 Er	reignisse vom 31.07.2003 und 17.08.2003	. 64
	6.2.3	3 Da	as Ereignis vom 07.10.2003	. 65
	6.3	Diskus	ssion der Modellunsicherheiten	. 66
	6.3.1	1 Ni	iederschlag	. 66
	6.3.2	2 Ał	oflussbildung	. 67
	6.3.3	3 Ał	oflusskonzentration	. 68
	6.3.4	4 W	ellenablauf	. 68
	6.	3.4.1	Routingparameter	. 68
	6.	3.4.2	Zu- und Abströme, Verluste	. 70
	6.	3.4.3	Modellfehler des numerischen Lösungsansatzes	. 71
	6.4	Fazit		. 72
7	Schl	lussbe	merkungen und Ausblick	. 74

Anhang

II Verzeichnis der Abbildungen im Text

Abb.	3-1:	Ländliches Einzugsgebiet des Glasbachs bei Eintritt in das Stadtgebiet	5
Abb.	3-2:	Städtisches Einzugsgebiet des Glasbachs	6
Abb.	3-3:	Ländliches Einzugsgebiet des Hirzbergbachs bei Eintritt in das Stadtgebiet	7
Abb.	3-4:	Städtisches Einzugsgebiet des Hirzbergbachs	8
Abb.	4-1:	Funktionsprinzip einer Niederschlagswippe	9
Abb.	4-2:	Doppeltrapezprofil an der Messstelle Glasbach-Shelltankstelle	14
Abb.	4-3:	Modellstruktur	17
Abb.	5-1:	Monatliche Niederschläge 2003	28
Abb.	5-2:	Ganglinien am Standort Glasbach-Waldrand	29
Abb.	5-3:	Ionenkonzentrationen an den Messstellen des natürlichen (GO) und urbanen (GU) Glasbach-Einzugsgebiets	29
Abb.	5-4:	Ganglinien am Standort Glasbach-Shelltankstelle	30
Abb.	5-5:	Ganglinien am Standort Hirzbergbach-Waldrand	31
Abb.	5-6:	Ionenkonzentrationen an den Quellbächen des Hirzbergbachs am 8.9.03	32
Abb.	5-7:	Ganglinien am Standort Hirzbergbach-Mündung	33
Abb.	5-8:	Hochwasserwelle am 06.08.2003 am Glasbach	35
Abb.	5-9:	Modellierte Ganglinie des Glasbach-Wald-Einzugsgebietsabflusses am urbanen Messstandort Glasbach Shell-Tankstelle	38
Abb.	5-10:	Glasbach: Korrelation zwischen Basisabfluss und Differenz der Trockenwetterabflüsse	40
Abb.	5-11:	Ganglinien der ausgewerteten Ereignisse an der urbanen Messstation sowie des um 1 Std. zeitversetzten Abflusses des natürlichen Einzugsgebiets an der urbanen Messstelle	41
Abb.	5-12:	Gesamtabflussbeiwerte Glasbach	43
Abb.	5-13:	Entlastungsbauwerk am Hirzbergbach vor Eisenbahndurchlass	44
Abb.	5-14:	Leitfähigkeitsanstieg an der Messstelle Glasbach-Shelltankstelle, 23.09.2003.	45
Abb.	5-15:	Leitfähigkeits- und Abflussganglinie am Standort Hirzbergbach-Mündung, 2931.8.03	46
Abb.	5-16:	Verlauf von Wasserstands- und Leitfähigkeitsganglinie, Hirzbergbach 11.09.03	46
Abb.	5-17:	Wasserstands- und Leitfähigkeitsganglinien ausgewählter Ereignisse am Hirzbergbach	48
Abb.	5-18:	Korrelationen der Peakhöhen bzw. der Wellengeschwindigkeiten mit den Wassergeschwindigkeiten bei Einzelereignissen am Hirzbergbach	49
Abb.	5-19:	Temperaturverlauf zu Ereignisbeginn am Standort Glasbach-Shelltankstelle	50
Abb.	5-20:	Temperaturganglinien zu Ereignisbeginn am Standort Glasbach-Shelltankstelle	51
Abb.	5-21:	Korrelation zwischen Wassererwärmung und Abflussbeiwert	52
Abb.	6-1:	Gemessene und simulierte Ganglinie, Glasbach-Shelltankstelle 06.08.2003	55

Abb. 6-2:	Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 17.08.2003	. 56
Abb. 6-3:	Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 29.08.2003	. 57
Abb. 6-4:	Simulierte Niederschlagsverteilung im Glasbach-Einzugsgebiet am 29.08.03, 16h10-16h20	. 58
Abb. 6-5:	Gangliniensimulation mit flächendetailliertem Niederschlag, Glasbach 29.08.2003	. 58
Abb. 6-6:	Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 11.09.2003	. 59
Abb. 6-7:	Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 23.09.2003	. 60
Abb. 6-8:	Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 07.10.2003	. 61
Abb. 6-9:	Gemessene und simulierte Abflussganglinien am Standort Hirzbergbach- Mündung a) 27.07.2003 b) 30.08.2003 c) 11.09.2003 d) 23.09.2003	. 63
Abb. 6-10:	Gemessene und simulierte Abflussganglinien am Standort Hirzbergbach- Mündung a) 31.07.2003 b) 17.08.2003	. 64
Abb. 6-11:	Gemessene und simulierte Abflussganglinien am Standort Hirzbergbach- Mündung, 07.10.2003	. 65
Abb. 6-12:	Gegenüberstellung von gemessenem Abflussbeiwert und Abweichung zwischen modellierter und gemessener Abflussfülle	. 68
Abb. 6-13:	Wellenablaufsimulation mit unterschiedlichen Rohr-Rauhigkeitsbeiwerten	. 69
Abb. 6-14:	Wellenablaufsimulation mit unterschiedlichen Einzugsgebietsflächen	. 69
Abb. 6-15:	Massenbilanzfehler der Wellenablaufroutine	. 71
Abb. 6-16:	Genauigkeit der iterativen Anpassung der Eingangs- an die ausgegebenen Durchflüsse	. 72
Abb. 6-17:	Simulierte Abflussganglinien von zwei Teilen des Einzugsgebiets	.72

III Verzeichnis der Tabellen im Text

Tab. 4-1:	Technische Daten der Messsonden	. 11
Tab. 4-2:	Standorte der Messsonden	. 11
Tab. 4-3:	Referenzpunkte und Abgleichtiefen der Wasserstandsmessung	. 13
Tab. 4-4:	Wasserstands-Abfluss-Beziehung am Standort Glasbach-Waldrand	. 14
Tab. 4-5:	Wasserstands-Abfluss-Beziehung am Standort Hirzbergbach-Waldrand	. 16
Tab. 4-6:	Wasserstands-Abfluss-Beziehung am Standort Hirzbergbach-Mündung	. 16
Tab. 4-7:	Flächentypen der Einzugsgebiete mit Abflussbildungs-Parametern	. 24
Tab. 4-8:	Rauhigkeitsbeiwerte nach Strickler:	. 25
Tab. 5-1:	Messkampagne Sommer 2003: vorliegende Datenreihen	. 27

Tab. 5-2:	Analyse der Haupt-Ionenbestandteile des Glasbach-Wassers am 18.09.2003 29
Tab. 5-3:	Analyse der Haupt-Ionenbestandteile der beiden Hirzbergbach-Quellbäche am 08.09.2003
Tab. 5-4:	Ausgewertete Abflussereignisse am Standort Glasbach-Shelltankstelle
Tab. 5-5:	Ausgewertete Abflussereignisse am Standort Hirzbergbach-Mündung 34
Tab. 5-6:	Ableitung der Strickler-Beiwerte aus dem Ereignis am 6.8.2003
Tab. 5-7:	Vergleich unterschiedlicher Methoden zur Ermittlung des Direktabflusses 39
Tab. 5-8:	Direktabfluss ausgewählter Ereignisse im urbanen Glasbach-Einzugsgebiet 42
Tab. 5-9:	Abflussbeiwerte der ausgewerteten Ereignisse im Glasbach-Stadteinzugsgebiet
Tab. 5-10:	Korrelationen zwischen Abflussbeiwert und verschiedenen ereignisspezifischen Parametern im Glasbach-Stadteinzugsgebiet
Tab. 5-11:	Wellen- bzw. Wassergeschwindigkeiten am Hirzbergbach
Tab. 5-12:	Temperaturanstieg zu Ereignisbeginn am Standort Glasbach-Shelltankstelle 52
Tab. 6-1:	Modellierte Einzelereignisse im städtischen Glasbach-Einzugsgebiet54
Tab. 6-2:	Modellierte Einzelereignisse im städtischen Hirzbergbach-Einzugsgebiet
Tab. 6-3:	Abweichung zwischen modellierten und gemessenen Spitzenabflüssen bzw. Abflussfüllen im Glasbach-Einzugsgebiet
Tab. 6-4:	Beispiel der Berechnung des gebildeten Abflusses für die Massenbilanz
Tab. 6-5:	Massenbilanz der modellierten Abflussfüllen [m ³], Hirzbergbach- Stadteinzugsgebiet

IV Verzeichnis der Abbildungen im Anhang

A-2.1:	Messstelle Hirzbergbach-Waldrand	A-2.1
A-2.2:	Messstelle Hirzbergbach-Mündung	A-2.1
A-2.3:	Messstelle Glasbach-Waldrand	A-2.1
A-2.4:	Messstelle Glasbach-Shelltankstelle	A-2.1
A-2.5:	Niederschlagstotalisatoren Zoologie, Haus Tobias, Friedhof Littenweiler	A-2.2
A-2.6:	Rückstau durch Geschwemmsel (Glasbach)	A-2.2
A-2.7:	Gitter im Hirzbergbach vor Einlass in Bahndurchlass-Verteiler	A-2.2
A-2.8:	Ausuferungsspuren, Hirzbergbach vor Bahndurchlass, Foto 15.09.2003	A-2.2
A-3.1:	Abflusskurve am Standort Glasbach-Waldrand	A-3.1
A-3.2:	Abflusskurve am Standort Glasbach-Shelltankstelle	A-3.2
A-3.3:	Abflusskurve am Standort Hirzbergbach-Waldrand	A-3.2
A-3.4:	Abflusskurve am Standort Hirzbergbach-Mündung	A-3.3
A-5.1:	Glasbach: Modellgerinnenetz	A-5.1
A-5.2:	Glasbach: Modellgerinnenetz	A-5.3

A-7.1:	Rechteckprofil: Q/Qvoll als Funktion von A/Avoll	A-7.1
A-7.2:	Doppeltrapezprofil groß: Q/Qvoll als Funktion von A/Avoll	A-7.2
A-7.3:	Rohrquerschnitt: Q/Qvoll aus Funktion von h/d	A-7.3
A-9:	Chemische Analysen einiger Wasserproben: Ionenkonzentrationen	A-9.1
A-10	Abflüsse im Glasbach bei Teichablass am 06.08.2003A	\-10.1
A 12:	Abflussganglinien Einzelereignisse Hirzbergbach-StadteinzugsgebietA	∖ -12.1
A 13:	Abflussganglinien Einzelereignisse Glasbach-Stadteinzugsgebiet	∖- 13.1

V Verzeichnis der Tabellen im Anhang

Tab. A-1.1	Messwerte der Niederschlagstotalisatoren Institut für Zoologie	A-1.1
Tab. A-1.2	Messwerte der Niederschlagstotalisatoren Haus Tobias	A-1.1
Tab. A-1.3	Messwerte der Niederschlagstotalisatoren Friedhof Littenweiler	A-1.1
Tab. A-4.1	Abflussbeiwerte	A-4.1
Tab. A-4.2	Anfangsverluste	A-4.2
Tab. A-5.1	Glasbach: Gerinneparameter	A-5.2
Tab. A-5.2	Hirzbergbach: Gerinneparameter	A-5.4
Tab. A-9	Chemische Analysen einiger Wasserproben	A-9.1

Zusammenfassung

Im Sommer 2003 wurde in zwei kleinen urbanen Einzugsgebieten von Freiburg (Glasbach, 13 ha, und Hirzbergbach, 66 ha) eine hydrologische Messkampagne durchgeführt. Sowohl am Eintritt in das städtische Gerinnenetz als auch in dessen weiterem Verlauf nach Einleitung von städtischen Regenwasserkanalisationen wurden kontinuierlich Wasserstand, elektrische Leitfähigkeit und Wassertemperatur gemessen. Durch die einminütige Auflösung der Aufzeichnungen konnten Einblicke in die hydrologischen Prozesse in einem urbanen Einzugsgebiet gewonnen werden. Die gemessenen Abflussganglinien sollten außerdem zur Validierung eines nicht kalibrierten Niederschlag-Abfluss-Modells verwendet werden.

Die Versiegelung der Oberflächen wirkt sich extrem auf die Abflussdynamik aus. Da im Vergleich zu natürlichen Einzugsgebieten ein wesentlich geringerer Anteil des Niederschlags zwischengespeichert wird und die Infiltration stark eingeschränkt ist, erhöhen sich die Abflussbeiwerte. Bei der Abflusskonzentration dominiert der Oberflächenabfluss, der in kürzester Zeit in die Fließgewässer gelangt. Die meist ausgekleideten bzw. verrohrten Gerinnenetze wirken ebenfalls abflussbeschleunigend, wodurch sich steil ansteigende Hochwasserwellen bilden. Nach einer schnellen Rezession versiegt der Gebietsabfluss wenige Stunden nach dem Niederschlag.

Auf den städtischen Flächen sammeln sich Feststoffe aller Art an. Diese werden mit dem ersten intensiven Regen in die Gewässerläufe gespült. Die enthaltenen Salze bewirken eine Erhöhung der elektrischen Leitfähigkeit des Wassers, welche bei der Messung einen Peak verursachen, der nach längeren Trockenperioden kennzeichnend für den "first flush" ist. Ebenso erwärmt sich das kühle Niederschlagswasser beim Kontakt mit den im Sommer meist aufgeheizten versiegelten Flächen, so dass zu Abflussbeginn auch eine deutliche Temperaturerhöhung in den Aufzeichnungen registriert wird. Mit fortschreitendem Niederschlag sinkt dann sowohl die Leitfähigkeit als auch die Temperatur des Wassers wieder ab, und zwar in dem Maße, wie kühlerer und geringer leitender Direktabfluss ins Gerinne gelangt.

Dank der hohen Messauflösung konnte die zeitlich versetzte Reaktion von Wasserstand (d.h. Hochwasserwelle) und Leitfähigkeits- bzw. Temperaturganglinie als Tracer für das Ereigniswasser untersucht werden. Je nach Länge der Gerinnestrecke, auf der sich die Welle ohne größere seitliche Einleitungen fortpflanzen kann, beginnt der Wasserstand schon mehrere Minuten vor Eintreffen des Ereigniswassers anzusteigen. Das von der Theorie der kinematischen Welle vorhergesagte Verhältnis zwischen Wellen- und Wassergeschwindigkeit, das bei den untersuchten Gerinnetypen und Wasserständen in der Größenordnung von 1,4:1 liegen sollte, konnte dadurch bestätigt werden. Die Auswertung einer Hochwasserwelle, die durch einen Teichablass im Oberlauf des Glasbachs verursacht wurde, ermöglichte dank des zeitlich genau nachvollziehbaren Verlaufs von Wasserstand, Leitfähigkeit und Temperatur zwischen oberer und unterer Messstelle die Bestimmung von Fließgeschwindigkeiten und mittleren Rauhigkeits beiwerten für die städtischen Gerinnetypen. Es wurde festgestellt, dass die aus Literaturwerten abgeleiteten Strickler-Beiwerte um 10 bis 20% erniedrigt werden müssen, um dem Einfluss von Krümmungen und Profilübergängen Rechnung zu tragen.

Für verschiedene Einzelereignisse wurden die dem Stadtgebiet zuzurechnenden Direktabflussfüllen bestimmt. Die daraus ermittelten Ereignis-Abflussbeiwerte schwankten für das zu 57% versiegelte Glasbach-Einzugsgebiet zwischen 0,10 und 0,33. Um diese auch in anderen Studien festgestellte hohe Variabilität zu erklären, wurde die Korrelation der Abflussbeiwerte mit verschiedenen meteorologischen und hydrologischen Parametern untersucht. Lediglich die Erhöhung der Wassertemperatur zu Abflussbeiginn wies einen deutlichen Zusammenhang mit dem gemessenen Direktabflussbeiwert auf. Dies könnte sich durch die erhöhten Verdunstungsverluste erklären, die der Niederschlag beim Auftreffen auf aufgeheizte urbane Flächen erfährt. Diese Verluste sind proportional zu der Erwärmung des Wassers.

Bei dem zweiten untersuchten Einzugsgebiet konnten keine Direktabflussfüllen bestimmt werden, da sich im Laufe der Messkampagne herausgestellt hat, dass an mindestens zwei Stellen nicht quantifizierbare Abströme aus dem System stattfinden. Außerdem war es nicht möglich, in diesem Gebiet die beitragenden Flächen genau genug zu bestimmen, da keine Informationen über das Ausmaß der Anschlüsse an die Regenwasserkanalisation vorlagen.

Der zweite Teil der vorliegenden Arbeit umfasst die Anwendung eines nicht kalibrierten Niederschlag-Abfluss-Modells, das anhand der aufgezeichneten Abflussdaten validiert werden sollte. Es berücksichtigt als Input den Niederschlag, der in dem jeweiligen Einzugsgebiet von einer Niederschlagswippe mit zehnminütiger Auflösung aufgezeichnet wurde.

Anhand von digitalen Plänen der städtischen Regenwasserkanalisation wurde das urbane Einzugsgebiet der Bachläufe festgelegt. Aus hochaufgelösten digitalen Flächennutzungsdateien wurden für die beiden Einzugsgebiete 1x1m²-Rasterkarten der beitragenden Flächen erstellt. Jedem Oberflächentyp wurde zur Modellierung der Abflussbildung ein Anfangsverlust sowie ein konstanter Abflussbeiwert zugeordnet. Das Gerinnenetz wurde im Hinblick auf eine flächendetaillierte Abflusskonzentration in einzelne Segmente von 50-100 m Länge unterteilt. Jedem Segment wurde sein Teileinzugsgebiet zugeordnet, für das pro Niederschlagsmessintervall der auf der Basis obiger *A*bflussbildungsparameter berechnete Direktabfluss berechnet wurde. Dieser wird zur Berücksichtigung der bei der Abflusskonzentration auftretenden Verzögerung mittels einer empirischen Speicherfunktion ins Gerinne geleitet. Für die Modellierung des Wellenablaufs wird der Ansatz nach Muskingum-Cunge verwendet, bei dem durch geeignete Bestimmung der Routing-Parameter eine Diffusionswellen-Analogie erzeugt wird.

Die Ergebnisse der Modellierung können in Anbetracht dessen, dass sämtliche Parameter aus der Literatur entnommen bzw. experimentell bestimmt sind und nicht kalibriert wurden, als befriedigend angesehen werden. Entscheidend ist die Güte der in die Modellierung eingehenden Daten: Wenn das Einzugsgebiet genau bekannt ist und die Niederschlagsaufzeichnungen verlässlich sind, wenn die realen Abflussbeiwerte den im Modell verwendeten entsprechen und keine unkalkulierbaren Einflüsse beim Ablauf im Gerinne stattfinden, so entspricht die simulierte Ganglinie der gemessenen.

Die hohe Variabilität der im Sommer 2003 beobachteten Abflussbeiwerte sowie die meist überdurchschnittlichen Verlustraten führten zu einer generellen Überschätzung der Abflussfüllen durch das Modell. Dadurch liegen die simulierten Peaks aller größeren Ereignisse weit über den gemessenen, wobei hierfür in Einzelfällen möglicherweise auch Retentionseffekte im Gerinne verantwortlich gemacht werden können. Im Hirzbergbach trugen auch der nicht modellierbare Abstrom aus dem System sowie die zu hoch angesetzte Einzugsgebietsfläche dazu bei, dass die Abflüsse dort im allgemeinen überschätzt wurden.

Für die zukünftige Anwendung des unkalibrierten Niederschlag-Abfluss-Modells in urbanen Gebieten muss deshalb besonderes Augenmerk auf die genaue Bestimmung der beitragenden Flächen sowie des Gerinnenetzes gelegt werden. Die Verlustkomponenten bei der Abflussbildung sollten für Einzelereignisse aus meteorologischen Standardmessdaten abgeleitet werden. Zur Ermittlung der Rauhigkeitsbeiwerte sollten nach Möglichkeit experimentelle Messungen durchgeführt werden.

Schlüsselworte: Messung urbaner Niederschlagsentwässerung; GIS-basierte hydrologische Modellierung; Variabilität der Abflussbeiwerte; Wassertemperatur der urbanen Niederschlagsabflüssse; hochaufgelöste Tracer-Messungen.

Extended summary

During the summer of 2003, hydrologic measurements were performed in two small urban catchments of the city of Freiburg, Germany. Time series of water levels, temperature, and electric conductivity were recorded at the transition from the natural to the urban environment as well as downstream of several tributary stormwater sewers. The high measurement resolution of one minute allowed a detailed analysis of the hydrologic processes in an urban catchment. Furthermore, the recorded hydrographs were used to validate a non-calibrated rainfall-runoff model.

The large amount of impervious surfaces causes extreme changes in runoff dynamics compared to the natural watersheds. Less rainfall storage and diminishing infiltration capacity lead to larger runoff coefficients. Overland flow over paved areas dominates the runoff concentration process, and concrete pipes or channels further accelerate the rise of the hydrographs which attain much higher peaks than in the natural rivers. The recession is also steeper, and the runoff from the urban catchment ends a few hours after the rainfall.

All kinds of particles accumulate on paved surfaces, and with the first intense rainfall they are washed off into the channels. As the salts are dissolved, they cause the electric conductivity to rise, so the peak recorded after a long dry period is typical for the "first flush". This first rainwater warms up at the contact of the hot urban surfaces, and the water temperature also shows a distinct rise at the beginning of the runoff event. With the ongoing rainfall, the water level rises and the conductivity as well as the temperature decrease again, according to the proportion of cooler and less conductive direct runoff.

The high frequency of the measurements made it possible to study the delay between the reaction of the water level rise and the rise of the conductivity and the temperature. The former indicates the arrival of the wave, the latter can be considered as a tracer for the rainwater. Depending on the length of the channel segment through which the wave propagates without an overlapping of lateral inflow, the wave starts to rise several minutes before the arrival of the event water. The analysis of event flow data confirmed the kinematic wave ratio which can be calculated at 1.4 for this type of channel and flow depth.

A flood wave resulting from a pond water release in the natural Glasbach catchment was recorded both at the upstream and downstream measurement sites. The accurate measurement of the timing of water level, conductivity, and temperature changes allowed the determination of flow velocities and thus mean roughness coefficients for the urban channel types. It was found that the Manning coefficients taken from literature should be reduced by up to 25 % to account for curves and changes in channel profiles.

The volume of direct urban runoff was determined for several events. In the Glasbach urban catchment with 57 % of impervious surfaces the resulting runoff coefficient varied between 0.10 and 0.33. In order to explain this high variability, which was also established by other studies, the correlation between the runoff coefficient and other meteorological and hydrological parameters was analysed. Only the water temperature rise at the beginning of the event runoff showed a good correlation with the runoff coefficient. This could be explained by the higher evaporation losses caused by heated urban surfaces, these losses being proportional to the warming up of the water.

For the second urban catchment of the Hrzbergbach, no direct runoff volumes could be determined, as it showed up during the measurement campaign that an unquantifiable part of the flow is diverted from the system by overflow structures. Furthermore it was impossible to assess the actual contributing area to this catchment, as no detailed information on roof or gully connections were available.

The second part of this thesis deals with the application of a non-calibrated rainfall-runoffmodel applied to the rainfall events recorded during the summer of 2003, which was to be validated by the measured hydrographs. The urban catchments of the two water courses were delimited according to digital storm sewer plans. Catchment grids with the different types of contributing surfaces were created from high resolution databases of land use. Each type of surface was assigned a value for initial losses and a constant runoff coefficient. In order to simulate a spatially distributed runoff concentration, the channel network was divided into segments of 50 to 100 m length, each segment having its proper catchment area. For this small catchment, the direct runoff was calculated for each rainfall data time step with the runoff generation parameters mentioned above. To account for the delay in runoff concentration, a empirical storage function was applied to the generated runoff. Once in the channel, the flood routing was modelled by the Muskingum-Cunge method which creates a diffusion wave analogy by computing the routing coefficients appropriately.

The model results can be considered satisfactory, considering the use of literature or experimental parameter values which are not calibrated. It could be shown that the accuracy of the input data is crucial to the quality of the simulation results: the catchment area, the rainfall amount, and the runoff coefficient should exactly reflect the real conditions, and the channel flow should be free of incalculable effects. Under these conditions, the simulated hydrograph will conform to the measured.

However, the high variability of the measured runoff coefficients as well as the aboveaverage evaporation losses during the warm summer of 2003 caused the model to mostly exaggerate the peaks, and overestimate the volumes and the speeds of the hydrographs. Another possible reason for the actual peaks being lower than estimated could be in some cases a channel retention effect, the undetermined overflow losses, as well as the unknown contributing area in the Hirzbergbach catchment.

For a future application of the non-calibrated rainfall-runoff-model in urban catchments, particular attention should be paid to the accurate delimitation of the contributing areas and the channel network. The runoff generation losses should be derived for single events from standard meteorological data. If possible, the roughness coefficients should be determined by experimental flow measurements.

Key words: Measurements of uban storm drainage, GIS-based hydrologic modelling, runoff coefficient variability, urban storm runoff temperature, high resolution tracer measurements

Vorwort

Die vorliegende Arbeit gründet auf einer umfangreiche Datenbasis aus verschiedenen Quellen. Die Niederschlagsaufzeichnungen wurden einerseits von der Abteilung Geographie der Pädagogischen Hochschule Freiburg zur Verfügung gestellt, wobei ich Herrn H. Wetzler für seine Hilfe danken möchte. Außerdem wurden die meteorologischen Daten der Meteorologischen Stadtstation Freiburg vom Meteorologischen Institut der Universität Freiburg (Herrn A. Matzarakis) zur Verfügung gestellt. Frau Wilhelm vom Eigenbetrieb Stadtentwässerung (ese) bin ich für ihre Hilfe bei der Vervollständigung der Daten zur Regenwasserkanalisation sehr dankbar. Dem Institut für Zoologie der Universität Freiburg sowie der Verwaltung des "Haus Tobias" danke ich für die Erlaubnis zur Aufstellung der Niederschlagssammler auf ihrem Gelände.

Herrn Dr. Jens Lange vom Institut für Hydrologie der Universität Freiburg möchte ich für die Betreuung der Diplomarbeit meinen Dank aussprechen, für die vielen guten Anregungen sowie die Aufmunterungen, derer es manchmal bedurfte. Ganz herzlichen Dank auch an alle wissenschaftlichen Mitarbeiter des Instituts für die Beantwortung zahlreicher Fragen, und insbesondere an Astrid Steinmann für die Durchführung der chemischen Analysen und Alexander Fritz für seine Hilfe bei Computerproblemen. Herrn Professor Heidulf Müller danke ich für die Informationen zur Leitfähigkeitsmessung.

Meinen Mit-Diplomanden möchte ich für ihre Tipps und die moralische Unterstützung danken, Anne-Christin Thormaehlen und Margret Johst insbesondere auch für das aufwendige Korrekturlesen.

Meinen Eltern gilt mein besonderer Dank für ihre finanzielle und tatkräftige Unterstützung bei dem Bestreben, meine Kinder nicht zu kurz kommen zu lassen.

Mais pardessus tout, ma profonde gratitude va à mon mari Bobby pour son soutien sans faille, et à Noémie et Rosalie pour leur sourire qui m'accueillait tous les soirs...

1 Einführung und Zielsetzung

Mit zunehmender Urbanisierung steigt der Versiegelungsgrad unserer Landschaft - mit gravierenden Folgen auf den lokalen und regionalen Wasserhaushalt: Verminderung der Infiltration, Beschleunigung der Abflüsse, Erhöhung der Spitzenabflüsse, Absinken des Grundwasserspiegels etc. Es verwundert nicht, dass der Stadthydrologie heute verstärkte Aufmerksamkeit gewidmet wird, zumal verbesserte Rechnerleistungen und neue Technologien eine detailliertere Untersuchung der Prozesse ermöglichen.

So kamen in der vorliegenden Diplomarbeit neuartige Messsonden zum Einsatz, die in hoher zeitlicher Auflösung Wasserstand, Wassertemperatur und elektrische Leitfähigkeit aufzeichnen. In den Monaten Juni bis Oktober 2003 wurden in zwei kleinen Gewässerläufen der Stadt Freiburg sowohl am Übergang vom natürlichen in den urbanen Teil des Einzugsgebiets auch im weiteren Verlauf nach Einleitungen des städtischen Regenentwässerungsnetzes kontinuierliche Messungen in Minutenauflösung durchgeführt. Auf diese Weise ist ein Vergleich von Werten der weitgehend naturbelassenen Gewässer mit jenen der urbanen Gebiete möglich. Ein Ziel der Arbeit war es, aus den erhobenen Daten Einblicke in die hydrologischen Prozesse in einem städtischen Einzugsgebiet zu gewinnen: Mit die Wasserstandsdaten sommerlicher Starkregenereignisse sollte de hydrologische Reaktion von versiegelten städtischen Flächen aufgezeichnet werden. Anhand der Indikatoren Leitfähigkeit und Temperatur sollte die Auswirkung der Stadt auf die Wasserqualität untersucht werden.

Die gewonnenen Abflussdaten sollten es außerdem ermöglichen, die Anwendung eines nicht kalibrierten Niederschlag-Abfluss-Modells (ZIN-Modell, LANGE 1999) auf urbane Einzugsgebiete zu validieren. Dieses Modell wurde ursprünglich für die Simulation steil ansteigender Hochwasserwellen in extrem ariden Einzugsgebieten entwickelt, wo der Horton'sche Oberflächenabfluss der dominierende Abflussbildungsprozess ist. Dass es auch für die Modellierung der Direktabflusskomponente bei intensiven Niederschlagsereignissen in der gemäßigten Klimazone geeignet ist, konnte bei einer Anwendung in einem teilversiegelten Einzugsgebieten mit hohem Versiegelungsgrad bei kurzen, intensiven Niederschlagsereignissen kein relevanter Zwischenabfluss auftritt und somit die unterirdischen Abflusskomponenten vernachlässigbar sind, sollte das Modell auch hier die gemessenen Hochwasserganglinien nachzeichnen können. Dessen Anwendung auf die beiden untersuchten Einzugsgebiete stellt das zweite Ziel der vorliegenden Arbeit dar.

2 Stadthydrologie

2.1 Entwicklung

Mit Beginn der Industrialisierung im neunzehnten Jahrhundert konzentrierten sich die Menschen in den rasch wachsenden Städten. Im zwanzigsten Jahrhundert verstärkte sich die Urbanisierung, und mit der Verbreitung des Automobils wurde das Straßennetz ausgebaut. Die daraus resultierende Versiegelung der Erdoberfläche vermindert die Infiltrationskapazität des Niederschlagswassers, der Oberflächenabfluss wird erhöht, der Abfluss in den Gerinnen – meist ausgebaute Kanalsysteme – wird beschleunigt. Die Spitzenabflüsse erhöhen sich um ein Vielfaches, der Basisabfluss hingegen sinkt (LAZARO 1979).

Um das vermehrt anfallende Niederschlagswasser schadlos abführen zu können, wurden in den Städten Entwässerungskanalisationen angelegt. In Deutschland – auch in Freiburg – finden sich sowohl getrennte Regenwasserkanalisationen als auch Mischsysteme: Bei letzteren wird das Niederschlagswasser in derselben Kanalisation wie das häusliche Abwasser abgeführt (2/3 der Haushalte in Deutschland werden in die Mischkanalisation entwässert). Dabei wird bei Überschreitung der Gerinne-, Zwischenspeicher- bzw. Kläranlagen-Kapazität das ungereinigte Überschusswasser an Entlastungsbauwerken in die Fließgewässer eingeleitet (IMHOFF & IMHOFF 1979, SIEKER 2001, DRECHSEL 1996, SCHLOZ 1971).

Die Dimensionierung der Regenwasserkanalisationen fußte bereits Ende des neunzehnten Jahrhunderts auf der von Kuichling 1889 entwickelten Rationalen Methode, nach der auch heute noch oft die in einem Einzugsgebiet der Fläche A [km²] beim Bemessungsregen der Intensität i [mm/h] zu erwartenden Spitzenabflüsse Q_p [m³/s] berechnet werden (HALL 1984, LAZARO 1979, URBONAS & ROESNER 1993 etc.):

(2-1)

C ist ein dimensionsloser Abflussbeiwert = 1, dessen Wert von der Art der Oberflächen im Einzugsgebiet und den Niederschlagscharakteristiken abhängt. i ist die mittlere Intensität eines Niederschlags der Bemessungsjährlichkeit über die Dauer der Konzentrationszeit im Einzugsgebiet. Viele Modelle zur Dimensionierung von Entwässerungssystemen lehnen sich an die Rationale Methode an (s. u.a. URBONAS & ROESNER 1993, DESBORDES 1978).

Eine weitere weit verbreitete Methode zur Bestimmung der Abflüsse in *bemessenen* Einzugsgebieten beruht auf der Erstellung eines Unit Hydrograph (NASH 1959, zitiert in LAZARO 1979).

2.2 Modellierung von Quantität und Qualität

Neben diesen lediglich zur Bemessung der Kanalisation geeigneten *Planungs*-Modellen (empirische Blockmodelle) entstanden mit der Entwicklung leistungsfähiger Rechnersysteme unzählige *Simulations*-Modelle verschiedener Zielsetzung (z.B. Gerinnenetzanalyse, Vorhersage etc.) (MASSING 1977; MCPHERSON 1977, DEVRIES & HROMADKA 1993, FIGLUS 1988). Eines der bekanntesten ist das bereits 1971 entwickelte SWMM (Storm Water Management Model) der US-Environmental Protection Agency, das aus verschiedenen Modulen besteht (RUNOFF, TRANSPORT etc.). Es handelt sich um ein flächendetailliertes, physikalisch basiertes Modell: Das Abflussbildungsmodul berücksichtigt Verdunstung, Muldenrückhalt und Infiltration, die Berechnung der Abflusskonzentration erfolgt über ein nichtlineares Speichermodell und der Wellenablauf wird mit den kompletten St.Venant-Gleichungen

modelliert (AKAN 2003). Insbesondere in der Stadthydrologie bieten sich physikalisch basierte, hydraulische Modellansätze an, da die erforderlichen Gerinneparameter wie Gefälle, Querschnitte oder Rauheitsbeiwerte im allgemeinen gut bestimmbar sind. Andererseits sind physikalische Modelle auch unabdingbar, da bei der *Planung* von Entwässerungssystemen keine Ereignis-Messdaten vorhanden sind, anhand derer ein konzeptionelles Modell kalibriert werden könnte.

Ein weiterer Aspekt der Stadthydrologie ist die qualitative Beeinflussung des Wassers. Insbesondere nach längeren Trockenperioden haben sich auf den urbanen Oberflächen zahlreiche Stoffe angesammelt, die mit dem Regen ins Gerinne gespült werden. BRUNNER (1975) nennt als mögliche Herkunft der Stoffe: Verkehrsabfälle, Baumaßnahmen, Erosion, Streugut, Abrieb der Straßendecke und der Autoreifen, Emissionen und Ölverluste der Kfz, Emissionen der stationären Feuerungsanlagen, Vegetation, Exkremente von Tieren, desweiteren Einleitungen bei Trockenwetter wie Reinigungswasser (Autowäsche, Geschäfte) oder Fehlanschlüsse des häuslichen Abwassers. Die Palette der eingeleiteten Schadstoffe reicht von Stäuben und Bakterien über Stickstoff-, Schwefel- und Phosphor-Verbindungen bis zu giftigen Kohlenwasserstoff-Verbindungen und Schwermetallen (LAZARO 1979, HUBER 1993, AKAN 2003, ESTÈBE ET AL. 1997). In den Wintermonaten gelangt nach Schneeperioden mit dem Schmelzwasser Streusalz in die Kanalisation.

Auch im Bereich der Erforschung der Auswirkungen der Urbanisierung auf die Wasserqualität existieren zahlreiche Modelle (z.B. auch SWMM u.a., s. DEVRIES & HROMADKA 1993; AKAN 2003)

2.3 Stand der Forschung

Mit zunehmender Verfügbarkeit von erhöhten Rechnerleistungen in den 80er Jahren wurden zahlreiche hydraulische Modelle entwickelt, die ein dynamisches Routing mittels der kompletten Saint-Venant-Gleichungen implementieren. Hierfür werden verschiedene Methoden angewandt, bei der die Gleichungen entweder in ein äquivalentes System gewöhnlicher Differentialgleichungen oder in algebraische Gleichungen transformiert werden, die anschließend numerisch für hinreichend kleine Strecken- bzw. Zeitabschnitte gelöst werden (FREAD 1993).

Im Zuge der Verfeinerung der Modelltechnik wurden erweiterte Saint-Venant-Gleichungen entwickelt (FREAD 1993), die auch seitliche Zuflüsse und Speicherräume sowie Mäandereffekte (sinuosity) berücksichtigen. Auch wurden Modelle konzipiert, die kombinierten Oberflächen- und Kanalabfluss samt Rückstaueffekten simulieren können (z.B. KAMAL & RABBI 1998, INOUE ET AL. 1998, DJORDJEVIC ET AL. 1998).

Im Gegensatz zu derartigen physikalisch basierten Modellen, deren Anwendung sehr aufwändig ist, wird für die operationelle Vorhersage an der Entwicklung von Black-Box-Modellen gearbeitet, die aus der Auswertung von aufgezeichneten Ereignissen "lernen": "Künstliche neuronale Netze" (Artificial neural networks, ANN) bilden die realen Einzugsgebietsreaktionen nach (LOKE ET AL. 1997, BECCIU & MAMBRETTI 1998). In eine ähnliche Richtung gehen stochastische Evolutions-Modelle, die Konzepte aus der Biologie zur optimalen Problemlösung einsetzen (RAUCH & HARREMOËS 1998).

Gegenstand aktueller Forschung sind u.a. die detaillierten Prozesse, die in urbanen Einzugsgebieten bei der Abflussbildung ablaufen. So wird in experimentellen Gebieten die Abflussbildung näher untersucht (BERTHIER 1999, HOLLIS & OVENDEN 1988), wobei sich herausstellte, dass die allgemein als "versiegelt" betrachteten Flächen wie z.B. geteerte Straßen eine nicht zu unterschätzende Infiltrationskapazität aufweisen. Auch die Reinfiltration des versickerten Wassers in undichte Kanalisationen wird erforscht (BERTHIER 1999, RIECKER-MANN ET AL. 2003). Umgekehrt kann jedoch auch Wasser aus der Kanalisation in den Untergrund austreten (RIECKERMANN ET AL. 2003). FÖRSTER & HERRMANN (1996) untersuchten den Dachabfluss im stadthydrologischen System und geben Empfehlungen für die Auswahl von Dachmaterialien für die Versickerung von Dachabfluss (FÖRSTER & HERRMANN 1996b).

Die operationelle Stadtentwässerung wird geleitet vom Ideal der "Best Management Practices" (BMP) zur nachhaltigen Bewirtschaftung des Niederschlagswassers (AKAN 2003, RISTENPART 1998, ASHLEY ET AL. 1988). In diesem Zusammenhang sind Planung und Betrieb von Regenwasser-Rückhaltebecken (AKAN 2003), Speicherung im Gerinnenetz (ANDOH & DECLERCK 1997) sowie Maßnahmen zur dezentralen Regenwasserversickerung (HUHN & STECKER 1997; BENTE 1998) und alternative Methoden wie Dachbegrünung oder poröse Straßenbeläge (ZIMMER & GEIGER 1997) wichtige Forschungsgebiete, sowohl im Hinblick auf die Regulierung des Wasserhaushaltes als auch zur Verminderung der Schadstoffeinträge in die Fließgewässer (BOLLER 2003, MEHLER & OSTROWSKI 1998, BETTMANN & OSTROWSKI 1997, URBONAS & ROESNER 1993).

Ein weiterer relativ neuer Ansatz in der Stadthydrologie besteht in der Verknüpfung von digitalen Datenbanken zur Bestimmung der Abflussbildungsparameter mit der Anwendung von Geographischen Informationssystemen (GIS) (KAMAL & RABBI 1998, FANKHAUSER 1998, RODRIGUEZ ET AL. 1998 u. 2003, DJORDJEVIC ET AL. 1998).

Verstärkt wird auch die Anwendung von Radar-Niederschlagsmessdaten bei der operationellen Abflussvorhersage in Stadtgebieten untersucht (QUIRMBACH 2003, BOUDEVILLAIN 2003, JOHANN & VERWORN 1997).

Die Erforschung und Modellierung des Stofftransports (partikuläre und gelöste Einträge, Sedimentierung...) in Mischkanalisationen sowie in urbanen Fließgewässern ist ebenfalls ein weites Feld (z.B. PAGOTTO 1999, KREBS ET AL. 1998, ESTÈBE ET AL. 1997, RAUCH & HARREMOËS 1997).

2.4 Fazit

Die zunehmende Verstädterung und die damit einhergehende Versiegelung der Landschaft haben gravierende Auswirkungen nicht nur auf den lokalen Wasserhaushalt: Überschwemmungen und sinkende Grundwasserstände alarmieren die Verantwortlichen, und so kommt der Stadthydrologie heute wachsende Bedeutung zu. Nach den frühen empirischen Planungsmodellen werden heute flächendetaillierte, physikalisch basierte Simulationsmodelle entwickelt, mit denen detaillierte Prozessstudien nicht nur im Bereich der Wasserquantität, sondern auch der urbanen Qualitätsbeeinflussung möglich sind. Zielsetzung ist eine nachhaltige Bewirtschaftung des Niederschlagswassers über Maßnahmen zur Verminderung der Spitzenabflüsse (Retention, Versickerung) sowie des Eintrags von Schadstoffen in die Fließgewässer. Moderne Technologien wie Radar-Niederschlagsmessung und Geographische Informationssysteme bieten der Stadthydrologie weitere Forschungswerkzeuge.

3 Untersuchte Einzugsgebiete

Da sowohl am Eintritt in das städtische Einzugsgebiet als auch im weiteren Verlauf der urban beeinflussten Gewässerläufe gemessen werden sollte, konnten mit den vier verfügbaren Messsonden insgesamt zwei Einzugsgebiete in die Untersuchung aufgenommen werden. Das Einzugsgebiet des Glasbachs im Nordosten Freiburgs wurde ausgewählt, weil dort bereits im Jahr 2002 im Rahmen einer Diplomarbeit Abflussmessungen vorgenommen worden waren (EGGER 2003).

Bei der Wahl des zweiten Einzugsgebiets im Osten Freiburgs, an der Südseite des Dreisamtales (Hirzbergbach), war letztendlich im Hinblick auf das Anbringen der Messsonde ausschlaggebend, dass der Unterlauf überhaupt zugänglich war: Oftmals verlaufen die Wasserläufe im Stadtgebiet über weite Strecken unterirdisch – verdolt oder verrohrt – und bieten keinen Zugang.

Bei der Betrachtung der untersuchten städtischen Einzugsgebiete erübrigt sich eine Trennung von oberirdischem und unterirdischem Einzugsgebiet, da die Bachläufe bis auf wenige unbedeutende Abschnitte in betonierten oder verrohrten Querschnitten verlaufen und so vom Zwischenabfluss oder Grundwasser abgeschirmt sind.

3.1 Glasbach

Das Einzugsgebiet des Glasbachs liegt an der Westflanke des Rosskopfs (737 m). Der obere Teil des Einzugsgebiets (Abb. 3-1), d.h. oberhalb der Messstelle am Eintritt in das Stadtgebiet (310 m ü.NN) umfasst ca. 1.4 km², ist vollständig bewaldet und liegt im kristallinen Grundgebirge, das hier vorwiegend aus Paragneis mit einzelnen Amphibolit-Einlagerungen besteht (GEOLOGISCHES LANDESAMT BADEN-WÜRTTEMBERG 1996).



Abb. 3-1: Ländliches Einzugsgebiet des Glasbachs bei Eintritt in das Stadtgebiet (nach: Landesvermessungsamt Baden-Württemberg 1987)

Das urban beeinflusste Einzugsgebiet des Glasbachs (Abb. 3-2) unterhalb der Messsonde am Waldrand teilt sich in zwei große Teile: einerseits ein steiler, naturbelassener Gewässerabschnitt, in den verschiedene Regenwasserkanalisationen des aufgelockerten Wohngebiets am Hang sowie die Fahrbahnentwässerung der bachbegleitenden Straße münden, andererseits eine gepflasterte bzw. betonierte Gerinnestrecke im eigentlichen Stadtgebiet von Herdern, an die sowohl Regenwasserkanalisationen als auch direkt Straßen- und Dachflächen angeschlossen sind. Von der Geologie (quartäre Schotter) ist der Glasbach in diesem Teil durch den Gerinneausbau abgeschnitten. Er mündet ca. 100 m unterhalb der "städtischen" Messstelle (256 m ü.NN) in den Gewerbekanal; sein urbanes Einzugsgebiet hat hier eine Größe von ca. 13 ha. Der Versiegelungsgrad beträgt 57%.



Abb. 3-2: Städtisches Einzugsgebiet des Glasbachs (nach: Landesvermessungsamt Baden-Württemberg 1987 und badenova)

Auch klimatisch gesehen ist das Einzugsgebiet des Glasbachs zweigeteilt: Im oberen Teil liegen die mittleren langjährigen Niederschläge aufgrund des orographischen Einflusses zwischen 1000 und 1250 mm (MINISTERIUM FÜR UMWELT UND VERKEHR BADEN-WÜRTTEM-BERG; LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (Hrsg.) 2001). Im Stadtgebiet fallen im Jahresmittel 956 mm Niederschlag, und die mittlere Lufttemperatur beträgt 10.8°C (Messperiode 1961-90, www.klimadiagramme.de 2004).

3.2 Hirzbergbach

Es war auch in dem zweiten untersuchten Einzugsgebiet angestrebt worden, die Messsonde für den Eintritt in das städtische Einzugsgebiet an einen Punkt im Gewässerlauf zu legen, wo der Bach noch nicht anthropogen beeinflusst ist. Gleichzeitig konnte jedoch die Möglichkeit einer sicheren Anbringung und auch einer relativ einfachen Kalibrierbarkeit der Abflusskurve



genutzt werden. Deshalb war hier als Messstelle der Schacht gewählt worden, in dem der natürliche Bachlauf in das kanalisierte Stadtsystem überführt wird.

Auch das natürliche Einzugsgebiet des Hirzbergbachs liegt mit einer Größe von ca. 1.0 km² (siehe Abb. 3-3) nahezu vollständig im kristallinen Grundgebirge mit mehr oder weniger vergrustem Paragneis. Der mittlere langjährige Niederschlag steigt von ca. 1050 mm auf der Höhe der Messstelle (315 m ü.NN) auf etwa 1300 mm im Gebiet des Rehhagkopfs (757m) (MINISTERIUM FÜR UMWELT UND VERKEHR BADEN-WÜRTTEMBERG; LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (Hrsg.) 2001).

Abb. 3-3: Ländliches Einzugsgebiet des Hirzbergbachs bei Eintritt in das Stadtgebiet (nach: Landesvermessungsamt Baden-Württemberg 1983)

Die mittleren Jahrestemperaturen liegen hier um ca. 2°C niedriger als im Stadtgebiet von Freiburg, da sich im Dreisamtal der kühlende Einfluss des Höllentäler Talwindsystems bemerkbar macht (AEROSOLMESSSTELLE SCHAUINSLAND DER DEUTSCHEN FORSCHUNGS-GEMEINSCHAFT 1974).

Das effektive urbane Einzugsgebiet dieses Bachlaufs an seiner Mündung in die Dreisam (290 m ü.NN) war im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht zu bestimmen. Es stellte sich im Verlauf der Untersuchung heraus, dass das ursprünglich angenommene oberflächliche Einzugsgebiet kaum der Realität entsprach. Wie aus den vom Eigenbetrieb Stadtentwässerung (ese) zur Verfügung gestellten Plänen hervorging, mündet ein Großteil der Regenwasser-Kanalisation des Stadtteils Littenweiler in diesen Bachlauf. Hingegen scheint die unmittelbare Nachbarschaft des Baches wie z.B. das Gelände der Stadthalle nicht angeschlossen zu sein. Auch die Entwässerung des teils unter freiem Himmel verlaufenden Tunnels der B31 gelangt offensichtlich nur nach extremen Niederschlagsereignissen in den Hirzbergbach (siehe auch Kap. 4.3.2.1).

Das schlussendlich für die Auswertung der Ereignisse im Sommer 2003 angenommene Einzugsgebiet des Hirzbergbachs an seiner Mündung in die Dreisam umfasst 0.66 km² (66 ha) und gestaltet sich wie folgt (Abb. 3-4):



Abb. 3-4: Städtisches Einzugsgebiet des Hirzbergbachs (nach: Landesvermessungsamt Baden-Württemberg 1983)

3.3 Fazit

Zwei Freiburger Wasserläufe – der Glasbach in Herdern und der Hirzbergbach im Stadtteil Waldsee/Littenweiler – wurden jeweils bei ihrem Eintritt ins städtische Gebiet und an ihrer Mündung mit Messsonden ausgerüstet, die in Minutenauflösung Wasserstand, -temperatur und elektrische Leitfähigkeit aufzeichnen.

Die natürlichen Einzugsgebiete des Glasbachs (1.4 km²) und des Hirzbergbachs (1.0 km²) liegen beide im kristallinen Grundgebirge am Rande des Schwarzwalds, sind ganz überwiegend bewaldet und decken einen Höhengradienten von ca. 300 m ü.NN bis über 750 m ü.NN ab.

Die jeweiligen städtischen Einzugsgebiete erstrecken sich vorwiegend entlang der in die Bäche eingeleiteten Regenwasserkanalisation mit den daran angeschlossenen Grundstücken und Straßen. Das urbane Einzugsgebiet des Glasbachs ist etwa 13 ha groß. Die Größe des Einzugsgebiets des Hirzbergbachs ist aufgrund von Hochwasser-Einleitungen ereignisabhängig und lässt sich nicht genau festlegen.

4 Methoden

Die vorliegende Arbeit umfasste zwei große Bereiche: die Durchführung von hydrologischen Messungen und ihre Auswertung sowie die Anpassung und Anwendung eines Niederschlag-Abfluss-Modells, wobei die erhobenen Abflussdaten zur Validierung des Modells verwendet wurden. In diesem Kapitel werden die Messmethoden sowie die Weiterverarbeitung der Niederschlags- und Abflussdaten eingehend beschrieben. Im Anschluss an die Vorstellung der Modellstruktur mit den einzelnen Komponenten Abflussbildung, Abflusskonzentration und Wellenablauf wird auf die Bestimmung der verwendeten Parameterwerte eingegangen.

4.1 Niederschlag

4.1.1 Messung

Für die Modellierung im Einzugsgebiet Hirzbergbach wurden Niederschlagsdaten verwendet, die von der Pädagogischen Hochschule (PH) in Littenweiler aufgezeichnet wurden. Auf dem Dach der PH befindet sich eine Niederschlagswippe Ketterer PL-1 mit 200 cm² Auffangfläche



und einem Kippwaagen-Volumen von 2 ml je Seite (siehe Abb. 4-1), so dass die Messauflösung 0.1 mm Niederschlag pro Entleerung beträgt. Der elektronische Datensammler kumuliert die Anzahl der Entleerungen der Kippwaage (Impulse) pro 10-Minuten-Intervall.

Abb. 4-1: Funktionsprinzip einer Niederschlagswippe

Die Daten für die Modellierung im Glasbachgebiet wurden von der Meteorologischen Stadtstation Freiburg des Meteorologischen Instituts der Universität Freiburg zur Verfügung gestellt; die Station befindet sich im Freiburger Institutsviertel auf dem Chemie-Hochhaus (Albertstraße). Bei dem Niederschlagsmessgerät handelt es sich um eine Wippe der Marke Vaisala QM101 mit einer Auffangfläche von 200 cm² und einer Auflösung von 0,2 mm Niederschlag pro Impuls. Auch hier wird alle 10 Minuten die kumulierte Anzahl der Impulse abgespeichert.

Außerdem wurden in den untersuchten Einzugsgebieten Niederschlagstotalisatoren aufgestellt, um die Verteilung der Überregnung abschätzen zu können. Zusätzlich dienten sie zur Kontrolle der aufgezeichneten Daten. Diese einfachen Plastikflaschen mit Sammeltrichtern (Durchmesser der Öffnung 15,5 cm) wurden soweit möglich unmittelbar nach jedem Niederschlag ausgelesen (siehe Anhang 1). Problematisch bei der Einrichtung der Messstellen war es, einen sowohl in bezug auf Windexposition/Abschattung als auch auf die Sicherheit der Messungen geeigneten Platz zu finden. Einerseits mussten öffentlich zugängliche Orte gewählt werden, da ein Auslesen auch an Wochenenden oder spätabends möglich sein sollte, andererseits aber sollten die Messflaschen vor Vandalismus geschützt sein. An zwei Standorten war letzteres zu Beginn nicht gewährleistet, so dass nach mehrfachen Störungen und der Entwendung eines Trichters ein neuer Standort (auf dem Friedhof von Littenweiler) gefunden werden musste. Hingegen erwiesen sich die Standorte am Glasbach dank der Unterstützung des Zoologischen Instituts sowie der Tagesstätte "Haus Tobias" sowohl von der störungsfreien Messung als auch von der Lage an den beiden Enden des urbanen Einzugsgebiets als ideal.

Die Standorte der Niederschlagsmesser sind in Anhang A-5.1 bzw. A-5.3 verzeichnet.

4.1.2 Datenaufbereitung

Angesichts der Kumulierung der Niederschlagsmessimpulse beträgt die zeitliche Auflösung der Aufzeichnung der Niederschlagsintensität zehn Minuten. Für die weitere Auswertung wurde – in Anpassung an das Minutenintervall der Abflussmessung – der 10-Minuten-Messwert durch zehn geteilt und den zehn dem Messzeitpunkt vorausgehenden Minuten zugeordnet.

Beide Niederschlags-Messstationen befinden sich auf dem Dach von Hochhäusern und sind deshalb ganz besonders der Windfelddeformation ausgesetzt, welche in Abhängigkeit von Niederschlagsintensität sowie Windgeschwindigkeit nicht zu unterschätzende Messfehler verursacht. Die Lage der Stationen ist laut RICHTER (1995, S. 31-32) in die Klasse "frei" einzustufen (umgebender Bewuchs/Bebauung im Mittel mehr als das 10-20fache ihrer Höhe entfernt). Deshalb sollte die aerodynamische Komponente des Niederschlagsmessfehlers näher untersucht werden.

Der wichtigste Parameter für die Beschreibung der Struktur des *flüssigen* Niederschlags ist die Niederschlagsintensität j_b. Als Grenzwert, oberhalb dessen der Windeinfluss nicht mehr nachweisbar ist, hat Bogdanova 1966 experimentell einen Wert von 0,03 mm/min bestimmt (SEVRUK 1981 S. 113). Dies entspricht einem Wert von 1.8 mm/h. Allerdings wurde während der aufgezeichneten Ereignisse diese Intensität nur in wenigen Zeitintervallen erreicht, weshalb angesichts der exponierten Lage der Stationen eine Korrektur erforderlich scheint.

Auf Einzelereignisse bezogene Untersuchungen zur Korrektur dieses windbedingten Messfehlers wurden von ALLERUP & MADSEN (1980) durchgeführt. Sie haben durch einen empirisch-statistischen Ansatz eine Exponentialfunktion für die Korrektur des Windfehlers bei dem Hellmann-Regenmesser entwickelt, welche die Niederschlagsintensität i_{pd} sowie die Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe (u_p) als Parameter verwendet:

$$k = \exp(-0.001 \ln(i_{pd}) - 0.0082^* u_p * \ln(i_{pd}) + 0.042^* u_p + 0.01)$$
(4-1)

In diese Regression gehen die Intensität i_{pd} in 0.1 mm/h und die Windgeschwindigkeit u_p in m/s ein. k ist der Korrekturfaktor, mit dem der gemessene Niederschlag zu multiplizieren ist, um den "wahren" (korrigierten) Niederschlag zu berechnen. Das obige Modell wurde mit Intensitäten von < 15 mm/h erstellt, bei höheren Werten tritt kein aerodynamisch bedingter Messfehler mehr auf. Dank der umfangreichen Daten, die sowohl vom Meteorologischen Institut als auch von der Pädagogischen Hochschule zur Verfügung gestellt wurden, konnte die Korrektur der gemessenen Niederschlagshöhen für jedes Zeitintervall durchgeführt werden, in dem die Intensität < 15 mm/h betrug.

Bei den Niederschlagstotalisatoren wurde auf eine Korrektur verzichtet, da diese einerseits weniger windexponiert aufgestellt waren, und andererseits keine Angaben über Windgeschwindigkeiten bzw. Niederschlagsintensitäten an den jeweiligen Messstellen vorliegen.

4.2 Abfluss

Um den Einfluss der Stadt auf hydrologische Prozesse abschätzen zu können, wurden im Sommer 2003 sowohl am Eintritt der beiden untersuchten Bäche in das urbane System als auch in Mündungsnähe kontinuierliche Messungen vorgenommen. Die erhobenen Abflussdaten dienten auch zur Validierung des angewandten Niederschlag-Abfluss-Modells.

4.2.1 Messung

Eingesetzt wurden neuartige Messsonden ("CTD-Diver" der Firma Eijkelkamp/Van Essen Instruments), die mit hoher zeitlicher Auflösung Druck, elektrische Leitfähigkeit und Temperatur aufzeichnen. Die technischen Spezifikationen der Diver sind Tab. 4-1 zu entnehmen. Es wurde ein einminütiges Messintervall festgelegt, womit ein maximaler kontinuierlicher Aufzeichnungszeitraum von 11 Tagen möglich war. Die Auslesung erfolgte mittels eines Gelände-Laptops mit entsprechender Schnittstelle. Bei jeder Auslesung wurde zusätzlich von Hand die Wassertiefe am Messreferenzpunkt sowie Temperatur und Leitfähigkeit mittels eines Leitfähigkeitsmessgeräts LF 92 der Fa. WTW gemessen.

Zur Kompensation der durch die Diver gemessenen Druckdaten wurde am Institut für Hydrologie eine weitere Messsonde ("Baro-Diver") angebracht, die den jeweiligen Luftdruck aufzeichnete. Die Differenz zwischen Wasserdruck- und Barometerdaten ergibt den Wasserstand in cm Wassersäule.

Spezifikationen		CTD-Diver	Baro-Diver	
Маве		Länge 260 mm, Ø 22 mm	Länge 125 mm, Ø 22 mm	
Betriebstemperatur		-20°C bis + 80°C	-20°C bis + 80°C	
Speicherkapazität		3 * 16.000 Messwerte	2 * 24.000 Messwerte	
	Messprinzip	Dehnmessstreifen-Brücke	Dehnmessstreifen-Brücke	
Druck	Messbereich	950-1950 cm WS	950-1100 cm WS	
	Genauigkeit	0,1 % typ., 0,2 % max. (1-2 cm)	0,1 % typ., 0,2 % max.	
	Messprinzip	Halbleiter	Halbleiter	
Temperatur	komp. Bereich	-20°C bis + 80°C	-10°C bis +40°C	
	Genauigkeit	0,1 °C	ca. 0,1 °C	
	Messprinzip	4 Elektroden	-	
Leitfähigkeit	Bereich	0-5 mS/cm	-	
	Genauigkeit	1% vom Bereich (50 µS/cm)	-	

Tab. 4-1: Technische Daten der Messsonden

Die Lage der Messstellen geht aus den Einzugsgebietskarten (Kap. 3) hervor, Fotos befinden sich in Anhang 2. Tab. 4-2 beschreibt die Anbringung der Sonden.

Tab. 4-2:Standorte der Messsonden

Standort	Anbringung
Glasbach, Waldrand	ca. 5 m oberhalb des Durchlasses unter der Winterer Straße am linken Ufer, Befestigung horizontal in einem gelochten Rohr an einem quer zur Fließrichtung im Bachbett versenkten Holzbalken
Glasbach, Shelltankstelle	ca. 3 m stromaufwärts im untersten Durchlass an der Shell-Tankstelle der Habsburger Straße (Ausfahrt Lidl), horizontal in einem an der Wand der Niedrigwasserrinne festgeschraubten Plastik-Pegelrohr
Hirzbergbach, Waldrand	An der Waldseestraße beim "Café Elch", im Verteilerschacht am Übergang des natürlichen Bachlaufs in das ausgebaute System, horizontal in einem an der Schachtsohle angedübelten, gelochten Rohr
Hirzbergbach, Mündung	An der Hirzbergstraße neben dem Rohrauslass unterhalb der Zufahrt zum Berthold-Gymnasium, an der rechten Seitenwand senkrecht in einem Pegelrohr hängend

Zur Umrechnung der Wasserstandsdaten in Abflusswerte wurde außerdem zu verschiedenen Zeiten den Durchfluss bzw. die Wassergeschwindigkeit an den jeweiligen Messstellen gemessen. Allerdings war es aufgrund der geringen Abflusstätigkeit in den Sommermonaten kaum möglich gewesen, befriedigende Abflusskurven zu erhalten. Erst im Januar 2004, mit steigendem Basisabfluss, konnten im Nachhinein auch Abflussmessungen bei höheren Wasserständen durchgeführt werden, so dass die P-Q-Beziehungen nun auch im oberen Bereich besser abgesichert sind. Die Messdaten gehen aus Anhang 3 hervor.

Es wurden unterschiedliche Messmethoden verwendet:

Am Standort Hirzbergbach-Waldrand war eine volumetrische Messung möglich, da bei dem Verschließen der Abflussöffnungen des Schachts der Länge L und Breite B durch die Erhöhung des Wasserspiegels ?h in einem bestimmten Zeitintervall ?t auf den Zufluss Q geschlossen werden kann (Q=? V/?t=?h*L*B/?t).

An den Standorten Glasbach-Waldrand und Hirzbergbach-Mündung wurden Messungen der Wassergeschwindigkeit mit einer magnetisch-induktiven Strömungssonde (Flo-Mate 2000 der Firma Marsh-McBirney, Inc.) durchgeführt. Diese erzeugt ein Magnetfeld, welches im senkrecht zu den Feldlinien fließenden Wasser (als elektrischem Leiter) eine Spannung induziert. Die an zwei Elektroden gemessene Spannung ist proportional zur Fließgeschwindigkeit. Am Standort Glasbach-Waldrand wurde de Wassergeschwindigkeit alle 10 cm über die Profilbreite von 1.4 m gemessen; es konnte angesichts der geringen maximalen Wassertiefe von h \sim 7.5 cm jedoch nur eine Messung pro Tiefenprofil (bei ca. 0.4*h) erfolgen. Am Standort Hirzbergbach-Mündung wurde eine Messung pro 12.5 cm Breite und 5 cm Wassertiefe durchgeführt. Aus den gemessenen Fließgeschwindigkeiten v und dem jeweiligen Anteil A des Messquerschnitts wird Q_i = v_i *A_i als Durchfluss des i-ten Querschnittsanteils berechnet; der Gesamtdurchfluss an der Messstelle ergibt sich als SQ_i. Am Standort Hirzbergbach-Mündung war aufgrund eines zwischenzeitlich einsetz enden Niederschlags eine unerwartet hohe Wassergeschwindigkeit vorgefunden worden; mangels anderer Messinstrumente vor Ort wurde dennoch die Messung mit dem Flo-Mate durchgeführt.

Außerdem sind an allen Standorten außer Hirzbergbach-Waldrand Salzverdünnungs-Messungen durchgeführt worden. Bei dieser Messmethode wird eine bekannte Salzmenge punktuell eingespeist. An einer Stelle stromabwärts wird nach erfolgter Durchmischung die elektrische Leitfähigkeit gemessen. Mittels einer Eichreihe kann aus der gemessenen Leitfähigkeit die Salzkonzentration bestimmt werden. Aus dem Integral der Konzentrationskurve C(t) abzüglich der Hintergrundkonzentration C₀ und der Salzmenge M wird dann die pro Zeitschritt durchgeflossene Wassermenge, d.h. der Durchfluss Q bestimmt (Q = M? (C(t)-C₀)dt).

4.2.2 Datenaufbereitung

4.2.2.1 Wasserstandsmessung

Die ausgelesenen Druckdaten der Messsonden sollten mittels der Barometeraufzeichnungen durch die mitgelieferte Software (Logger Data Manager, LDM) kompensiert werden. Jedoch traten dabei regelmäßig Schwierigkeiten auf, die schließlich eine manuelle Kompensation in einem Tabellenkalkulationsprogramm erforderten. Außerdem stellte sich heraus, dass die gemessenen Barometerdaten stark temperaturbeeinflusst waren, d.h. mit steigender Temperatur einen überhöhten Luftdruck aufzeichneten. Dadurch hatte sich bei den kompensierten Wasserstandsdaten eine unrealistische Tagesperiodizität ergeben. Um diesen Effekt zu vermeiden, wurde in vielen Datenreihen zur Kompensation des Luftdrucks auf die Barometerdaten der Meteorologischen Stadtstation des Meteorologischen Instituts der Universität Freiburg zurückgegriffen. Für die genaue Bestimmung der jeweiligen Wassertiefe musste außerdem noch ein Abgleich mit den von Hand gemessenen Referenz-Wassertiefen erfolgen. Dabei wird die Differenz der Messwerte der Sonde und der Handmessung zum Zeitpunkt der Auslesung zu der jeweiligen aufgezeichneten Wassertiefe dazugezählt. Durch die unzulänglichen Luftdruckdaten des Baro-Divers war es lange Zeit nicht möglich, die exakte Differenz zwischen Sondenmessung und Referenztiefe zu bestimmen, da jedes Mal andere Werte gemessen wurden. Erst mit Verwendung der Barometerdaten der Meteorologischen Stadtstation nach deren Verfügbarkeit konnte die endgültige Abgleichtiefe festgelegt werden.

Standort	Referenzpunkt	Abgleich
Glasbach, Waldrand	OK Holzbalken, linker Uferbereich	+ 3 cm
Glasbach, Shell-Tankstelle	Sohle Niedrigwasserrinne	+ 1.5 cm
Hirzbergbach, Waldrand	Schachtsohle orogr. links, Mitte	+ 5 cm
Hirzbergbach, Mündung	Tiefster Punkt der Rohrleitung	+ 5 cm

Tab. 4-3: Referenzpunkte und Abgleichtiefen der Wasserstandsmessung

Die von den Messsonden erfassten Daten wurden in ein Tabellenkalkulationsprogramm überführt, kompensiert und abgeglichen. Anschließend wurden die Daten auf Konsistenz überprüft (Vergleich mit Handmessungen, Erklärung für Ausreißer...) und grafisch dargestellt.

Zur Ermittlung der Durchflüsse aus den Wasserständen wurden umfangreiche Berechnungen durchgeführt (siehe Anhang 3). In Anbetracht der geringen Anzahl von nennenswerten Abflussereignissen, die zudem oft nachts stattfanden, war es während der Messkampagne im Sommer 2003 nur in einem einzigen Fall möglich gewesen, bei erhöhtem Abfluss eine Messung durchzuführen (Hirzbergbach-Mündung). Erst im Januar 2004 konnten nach ergiebigen Niederschlägen auch am Glasbach bei höheren Wasserständen Salzmessungen der Durchflüsse an den Pegelstellen zur Absicherung der Wasserstands-Abfluss-Beziehungen erfolgen.

• Standort Glasbach-Waldrand

Die Abflusskurve für diesen Standort basiert im Wassertiefenbereich bis 14 cm auf Abflussmessungen bei verschiedenen Wasserständen (siehe Anhang 3-1). Diese wurden grafisch aufgetragen, und es wurde eine Regression zur Ermittlung des Abflusses aus dem Wasserstand berechnet. Die beste Anpassung wurde mit einer polynomischen Funktion erzielt (siehe Tab. 4-4).

Es ergab sich jedoch keine Gelegenheit, an dieser Pegelstelle bei höherem Wasserstand eine Messung durchzuführen. Deshalb wurde für den oberen Teil der Abflusskurve auf die Auswertung eines während der Messkampagne aufgezeichneten Ereignisses zurückgegriffen, bei dem ein Teich im Oberlauf des Glasbachs entleert wurde (siehe auch Kap. 5.3.1). Aus dem Teichvolumen und der an der oberen und unteren Messstelle aufgezeichneten Ganglinie konnte iterativ der Spitzenabfluss rekonstruiert werden. Dieser ging dann in die Regressionsfunktion für den Wassertiefenbereich oberhalb 14 cm ein. Es ergibt sich somit eine zweigeteilte P-Q-Beziehung (Tab. 4-4):

Wassertiefe h	Berechnung des Durchflusses Q [m3/s] aus dem Wasserstand
0 < h < 0.14 m	Q = 8.1793 * h ² - 1.0653 * h + 0.0381
h = 0.14 m	Q = 88.727 * h ² - 21.505 * h + 1.3217

Tab. 4-4: Wasserstands-Abfluss-Beziehung am Standort Glasbach-Waldrand

Standort Glasbach-Shelltankstelle

Abb. 4-2: Doppeltrapezprofil

an der Messstelle

Aufgrund des dreigeteilten Doppeltrapezprofils (Niedrigwasserrinne, Übergangsbereich, Hochwasserquerschnitt - siehe Abb. 4-2) stellt sich die Berechnung des an den jeweiligen Wasserstand gekoppelten Abflusses einigermaßen aufwändig dar. Es kann nicht einfach zwischen den Messwerten der Abflussmessungen interpoliert werden, da die P-Q-Beziehungen beim Ausufern der Niedrigwasserrinne nicht linear sind.



Es wurde ein theoretisches Verfahren nach POSEY (1957), zitiert in BÄR ET AL. (2001), verwendet, das bei gegliederten Gerinnen den Abfluss für Hauptgerinne (Q_H) und Vorland (Q_{V}) getrennt berechnet und einen zusätzlichen Faktor U^{*} für die Berücksichtigung der Reibung an den benetzten Trennflächen zwischen Hauptgerinne und Vorland einführt:

$$Q = Q_{H} + Q_{V} = A_{H} * I_{S}^{1/2} * K_{StH} * R_{H}^{2/3} + A_{V} * I_{S}^{1/2} * K_{StV} * R_{V}^{2/3}$$
(4-2)

wobei $R_{H} = A_{H} / (U_{H} + U^{*})$ mit $U^{*} = y_{T} (1 - y_{T}/y_{H})$

mit Q = Durchfluss [m³/s], A = benetzter Querschnitt [m²], I_s = Gefälle [m/m], k_{st} = Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler [m^{1/3}/s], R = hydraulischer Radius = A/U [m] mit U = benetzter Umfang und y = Wassertiefe [m]; die Indices stehen jeweils für Hauptgerinne (H) und Vorland (V).

Die in die Berechnung von U* eingehenden Parameter y_T und y_H sind die jeweils im Vorland (Übergangsbereich und Hochwasserprofil) bzw. Hauptgerinne (Niedrigwasserrinne) gemessenen Wassertiefen. Die Wassertiefe im Vorland wurde berechnet aus der von der Sonde aufgezeichneten Wassertiefe unter Abzug der Tiefe der Niedrigwasserrinne an der Messstelle. Die Berücksichtigung von U* erfolgt nur, solange $y_{\rm H} < y_{\rm H}/2$, d.h. die Wassertiefe im Vorland geringer als die Tiefe der Niedrigwasserrinne ist. Bei höheren Wasserständen wird das Gerinne als kompaktes Gerinne betrachtet.

Die Rauhigkeitsbeiwerte kst wurden ermittelt aus der empirischen Formel nach Manning-Strickler (MANIAK 1997):

$$Q = A * I_{S}^{1/2} * k_{St} * R^{2/3}$$
(4-3)

angewandt auf die durchgeführten Abflussmessungen:

$$k_{St} = Q_{aemessen} / (A * I_S^{1/2} * R^{2/3})$$
(4-4)

(Symbole/Abkürzungen siehe oben)

Dabei stellte sich heraus, dass für den Niedrigwasserbereich andere Rauheitsbeiwerte als bei höheren Durchflüssen verwendet werden müssen. Dies begründet sich durch die unterschiedlichen Rauhigkeiten: An der ständig der Erosion des fließenden Wassers ausgesetzten Sohle der Niedrigwasserrinne ragen die einzelnen Feinkies-Körner, aus denen der Beton besteht, aus der Zementschicht heraus und erhöhen die Rauhigkeit. Hingegen sind die oberen Teile der Wände sowie die Sohle der Hochwasserrinne an der Messstelle relativ glatt. In Anpassung an die gemessenen Abflüsse wurden die jeweiligen Strickler-Beiwerte wie folgt bestimmt (siehe auch Anhang 3-2):

- k_{Sts} Sohle NW-Rinne: 20 m^{1/3}/s
- k_{stw} Wände und Übergangsbereich: 60 m^{1/3}/s
- k_{st} gesamt (NW-Rinne) = $k_{sts} * B/U + k_{stw} * 2y/U$, abhängig von Wassertiefe y, mit Sohlbreite B und benetztem Umfang U

Allerdings berechnet die Formel von Posey den anteiligen Abfluss über der Niedrigwasserrinne mit denselben Rauhigkeitsbeiwerten wie in der Rinne selbst. Dies entspricht jedoch nicht der Realität, da der Einfluss der Reibung der Niedrigwasserrinnen-Sohle im Abflussquerschnitt unmittelbar über der Rinne vernachlässigbar wird. Deshalb wurde für die Berechnung des anteiligen Durchflusses im Hauptgerinne bei Ausuferung ins Vorland der Strickler-Beiwert für den Übergangsbereich verwendet. Um einen allzu scharfen, unrealistischen Sprung beim Ausufern (bei 12 cm) zu vermeiden, wurde zwischen 10 und 14 cm Tiefe der Rauhigkeitsbeiwert für das Hauptgerinne interpoliert.

Dass diese Vorgehensweise in der Summe zu akzeptablen Ergebnissen führt, konnte bei der Auswertung des o.e. Teichentleerungs-Ereignisses bestätigt werden (siehe Kapitel 5.3.1).

Ein standortspezifischer Unsicherheitsfaktor entsteht durch die hydraulischen Verhältnisse an der Messstelle: Im Strömungsschatten der Sondenhalterung – d.h. im Bereich der Druckmessspitze! – konnte bei höheren Wassergeschwindigkeiten ein Absinken des Wasserspiegels beobachtet werden, dessen Ausmaß in Anbetracht der geringen Spannweite der Wassertiefen-Bereiche womöglich nicht vernachlässigt werden kann. Allerdings kann nicht bestimmt werden, in welchem Bereich dieser Effekt auftritt: Bei niedrigen Wasserständen ist er vernachlässigbar, und bei höheren Abflüssen mit größerer relativer Überdeckung des Hindernisses dürfte er auch geringer sein. Da keine vertiefte Untersuchung möglich ist, muss dieser Fehler in Kauf genommen werden.

• Standort Hirzbergbach-Waldrand

An diesem Standort war eine relativ einfache volumetrische Abflussmessung durch Verschließen der Schachtauslässe möglich (siehe Kap. 4.2.1). Aus den Messungen bei unterschiedlichen Wasserständen (in Anhang 3-3 wiedergegeben) wurde eine dreistufige P-Q-Beziehung abgeleitet (siehe Tab. 4-5). Drei Rohrauslässe verlassen den Schacht: Ein 10-cm-Rohr leitet das Niedrigwasser in den Waldsee. Bei Wasserständen > 20 cm fließt ein Teil in ein 37,5-cm-Rohr unter der Waldseestraße hindurch in das verdolte Bachbett. Die Hochwasserentlastung in den linken Straßengraben ist in diesem Sommer nicht angesprungen.

Wassertiefe h	Berechnung des Durchflusses Q [m ³ /s] aus dem Wasserstand
0 < h = 0.15 m	Q = 0.0075 * h - 0.0009
0.15 < h < 0.25 m	$Q = 0.6319 * h^2 - 0.1729 * h + 0.0117$
h = 0.25 m	Q = -0.7328 * h ² + 0.6619 * h - 0.1108

Tab. 4-5: Wasserstands-Abfluss-Beziehung am Standort Hirzbergbach-Waldrand

• Standort Hirzbergbach-Mündung

Hier konnte der obere Bereich der Abflusskurve nur extrapoliert werden: Die polynomische Regressionsfunktion basiert auf Messwerten bis 44 cm Wassertiefe (siehe Anhang 3-4), maximale Wasserstände erreichten jedoch über 50 cm. Somit ist festzuhalten, dass die Spitzenabflusswerte mit großen Unsicherheiten behaftet sind. Im Niedrigwasserbereich mussten außerdem wegen der Rückstauverhältnisse zusätzliche Fallunterscheidungen vorgenommen werden, da bis zu einer gemessenen Wassertiefe von 25 cm kein Abfluss stattfindet, und im Bereich von 25-29 cm Wassertiefe lediglich minimaler Abfluss zu verzeichnen ist. Die für die Abflussberechnung verwendeten Formeln sind in Tab. 4-6 dargestellt.

Tab. 4-6: Wasserstands-Abfluss-Beziehung am Standort Hirzbergbach-Mündung

Wassertiefe h	Berechnung des Durchflusses Q [I/s] aus dem Wasserstand
0 < h = 0.25 m	Q = 0
0.25 < h = 0.29 m	Q = 0.05 * h - 0.0125
h > 0.29 m	Q = 4.7293 * h ² - 2.7775 * h + 0.4112

4.2.2.2 Leitfähigkeit und Temperatur

Die elektrische Leitfähigkeit eines Mediums ist stark temperaturabhängig. Um trotzdem eine Vergleichbarkeit von Messwerten zu erreichen, wird im allgemeinen eine spezifische elektrische Leitfähigkeit angegeben, bei der die Messwerte auf eine Referenztemperatur von 25°C umgerechnet werden. Die Messung der Leitfähigkeit ? durch die Diver erfolgte ohne Temperaturkompensation, da die für die Programmierung der Sonden verwendete Software-Version diese Funktion noch nicht abdeckte. Zur Umrechnung der Werte auf die Referenztemperatur ?_R wurde die Formel nach ROMMEL (1980) verwendet:

spezifische Leitfähigkeit
$$?_R = ? / (1 + a (? -?_R))$$
 (4-5)

wobei ? die gemessene Temperatur ist und a ein Temperaturkoeffizient, der für natürliche Wässer mit 2,3% angenommen werden kann.

Die Temperaturmessdaten erforderten keine weitere Auswertung, sie stimmten auf \pm 0.1 °C mit den Handmessungen überein.

4.3 Modellierung

Das hier angewandte Niederschlag-Abfluss-Modell ZINMOD wurde ursprünglich für extrem aride Einzugsgebiete zur Simulation steil ansteigender "flash floods" entwickelt (LANGE 1999), wo der Horton'sche Oberflächenabfluss der dominierende Abflussbildungsprozess ist. Die Übertragbarkeit auf versiegelte urbane Gebiete ist naheliegend, da auch hier bei kurzen, intensiven Niederschlagsereignissen kein relevanter Zwischenabfluss auftritt und somit die unterirdischen Abflusskomponenten vernachlässigbar sind. Außerhalb der ariden Zone wurde das Modell bereits erfolgreich in einem flurbereinigten Weinbaugebiet im Kaiserstuhl angewandt, wo abflussbeschleunigende Dränagen und Teerstraßen ebenfalls steil ansteigende Hochwasserwellen hervorrufen (WAGNER 2002).

Das ZIN-Modell kann als physikalisch basiertes Modell angesprochen werden, da es lediglich auf im Gelände messbaren bzw. experimentell ermittelten Parameterwerten beruht und somit nicht kalibriert wird. Daraus wird sofort ersichtlich, wie wichtig eine sorgfältige und möglichst realitätskonforme Aufnahme des Einzugsgebiets und des Gerinnenetzes ist. In Abschnitt 4.3.2 wird detailliert auf die Parameterbestimmung eingegangen. Doch zunächst wird nun der Aufbau des Modells beschrieben, dessen einzelne Module an die Bedingungen in versiegelten städtischen Einzugsgebieten mit größtenteils kanalisiertem Gerinnenetz angepasst werden mussten.

4.3.1 Modellstruktur

Grundlage der Abflussmodellierung ist ein digitales Gerinnenetz, das im Hinblick auf die Beschreibung des Wellenablaufs (s. Kapitel 4.3.1.3) in Segmente von ca. 50 – 100 m Länge aufgeteilt ist. An jedes dieser Segmente sind von links und rechts die zugehörigen Einzugsgebiets-Teilflächen angeschlossen, die ebenfalls samt detaillierter Landnutzung digital erfasst wurden.

Der Aufbau des Modells mit den verschiedenen modellierten Prozessen ist in Abb. 4-3 skizziert.



4.3.1.1 Abflussbildung

Unter Abflussbildung versteht man die Gesamtheit der Vorgänge, die in einem Einzugsgebiet zur Bildung des abflusswirksamen Niederschlags, d.h. des Direktabflusses führen (DEUT-SCHES INSTITUT FÜR NORMUNG 1996). In den untersuchten urbanen Einzugsgebieten gelangt der infiltrierende Anteil des Niederschlags nicht mehr in das modellierte Gewässernetz, da dieses größtenteils aus betonierten Kanälen und Rohren besteht und somit vom Zwischenabfluss weitgehend abgeschirmt ist. Aus diesem Grund beschränkt sich im vorliegenden Fall der Direktabfluss auf den Oberflächenabfluss.

Die Basis für die Modellierung der Abflussbildung bilden 1x1m²-Raster-Karten des jeweiligen Einzugsgebiets, die in einem Geographischen Informationssystem (ArcView/ArcInfo, © ESRI) aus höchst detaillierten digitalen Flächennutzungskarten des Freiburger Energie- und Wasserversorgungsunternehmens badenova erstellt werden konnten. Jeder Rasterzelle ist ein bestimmter Oberflächentyp zugeordnet (Straße, Dach, Grünfläche etc.). Für die einzelnen Oberflächentypen wurden Werte für Anfangsverluste (Benetzung, Muldenrückhalt etc.) sowie ein Gesamt-Abflussbeiwert ermittelt (siehe Anhang 4). Jede Rasterzelle wird pro Zeitschritt (10 Minuten bei Bodenstationsdaten, 5 Minuten bei Radardaten) mit der gemessenen Niederschlagshöhe beaufschlagt, von der zunächst der Anfangsverlust abgezogen wird. Der Rest wird sodann mit dem konstanten Abflussbeiwert multipliziert. Pro Millimeter abflusswirksamem Niederschlag und Quadratmeter wird auf diese Weise ein Liter Abfluss gebildet. Diese Wassermengen werden pro Gerinnesegment-"Teileinzugsgebiet" aufsummiert und sodann der Abflusskonzentrationsroutine zur Verfügung gestellt.

4.3.1.2 Abflusskonzentration

Bei der Abflusskonzentration wird der Effektivniederschlag in die Ganglinie des Direktabflusses transformiert (DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG 1996). Dies erfolgt in dem Modell durch die Einführung einer Exponentialfunktion, mit der der Effektivniederschlag eines jeden Zeitintervalls zeitverzögert in das Gerinne abgegeben wird (DESBORDES 1978b):

$$Q_{t} = \exp(-?t/K) * Q_{t-1} + (1 - \exp(-?t/K)) * I_{t}$$
(4-6)

wobei Q_t derjenige kumulierte Abfluss ist, der zum t-ten Zeitintervall von dem ursprünglichen Input L abgeflossen ist. ?t steht für die Länge des Zeitschritts und K ist eine gebietsabhängige Speicherkonstante. Diese die natürlichen Gegebenheiten nachbildende Vorgehensweise basiert auf der Überlegung, dass jede an ein Gerinnesegment angeschlossene Fläche als eigenständiges (Teil-) Einzugsgebiet betrachtet werden kann. Somit sind für die Modellierung der Abflusskonzentration Methoden anwendbar, die eigentlich für die überschlägige Berechnung der Abflüsse in der Stadtentwässerung entwickelt wurden.

In der Abflusskonzentrations-Routine des Modells (siehe Programmcode in Anhang 6) wird nun für jeden Niederschlagszeitschritt und jedes Gerinnesegment der von den beiden Segment-Teileinzugsgebieten ins Gerinne gelangende verzögerte Direktabfluss aufsummiert: Entsprechend der obigen Funktion verteilt sich der Abfluss eines Zeitschritts exponentiell auf eine entsprechende Anzahl nachfolgender Zeitschritte, bis der gesamte Effektivniederschlag im Gerinne angelangt ist. Der so berechnete Abfluss pro Segment und pro Niederschlagsintervall wird anschließend auf den Modellzeitschritt der Wellenablauf-Routine (10 Sekunden) aufgeteilt und an diese übergeben.

4.3.1.3 Wellenablauf

Die Modellierung des Wellenablaufs im Gerinne (flood routing) beruht auf einer mathematischen Beschreibung der Verformung der Hochwasserwelle entlang eines natürlichen oder künstlichen Wasserlaufes. Grundlage für die Modellierung des instationären Abflusses, bei dem sich Geschwindigkeit und Durchfluss mit der Zeit und dem betrachteten Ort verändern, bilden die bereits 1871 von Barré de Saint-Venant (zitiert in FREAD 1993) aufgestellten Gleichungen: zum einen die Kontinuitätsgleichung

$$\frac{\partial(Av)}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} - q = 0, \qquad (4-7)$$

(mit durchflossenem Querschnitt A, Wassergeschwindigkeit v, Streckenabszisse x, Zeit t und lateralen Zu- bzw. Abflüssen q entlang der betrachteten Strecke), zum anderen eine Bewegungsgleichung, die die Veränderung der Geschwindigkeit in Zeit bzw. Raum (Beschleunigung/Trägheit), die Änderung der Druckhöhe g*dh/dx sowie Reibungsverluste S_f beschreibt:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + g \cdot \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f\right) = 0$$
(4-8)

Die Lösung der kompletten Saint-Venant-Gleichungen wird als *dynamisches* Routing-Modell bezeichnet (s. auch Kap. 2). Eine gute Näherung stellt das Diffusionswellenmodell dar, bei dem die Trägheitsterme vernachlässigt werden und sich die Bewegungsgleichung auf

$$\frac{\partial h}{\partial x} + S_f = 0 \tag{4-9}$$

reduziert. Dieses eignet sich zwar nicht zur Modellierung von Rückstaueffekten bzw. sehr steil ansteigenden Hochwasserwellen (wie z.B. Dammbrüchen), ansonsten ist jedoch die erzeugte Wellenverformung durchaus vergleichbar mit der des dynamischen Modells (MANIAK 1997)

Bei dem kinematischen Ansatz wird auch der Druckterm vernachlässigt, und die Bewegungsgleichung wird zu $S_f - S_o = 0$ vereinfacht (FREAD 1993), wobei das Sohlgefälle S_o als einzige Komponente des Druckterms g*dh/dx verbleibt. Dieser Ansatz eignet sich lediglich zur Modellierung sehr langsam ansteigender Hochwasserwellen.

Das Muskingum-Routingmodell entspricht einem kinematischen Modell, bei dem davon ausgegangen wird, dass der Wasserstand eine eindeutige Funktion des Abflusses ist. Der Durchfluss $Q_{x,t}$ am Ende eines Routing-Elements (Segment x) zum Zeitpunkt t berechnet sich aus dem Zufluss von dem Segment oberhalb zum betrachteten Zeitpunkt ($Q_{x-1,t}$) sowie zum vorangegangenen Zeitpunkt ($Q_{x-1,t-1}$) und dem Abfluss im betrachteten Segment zum vorherigen Zeitpunkt $Q_{x,t-1}$:

$$Q_{x,t} = C_1 \cdot Q_{x-1,t} + C_2 \cdot Q_{x-1,t-1} + C_3 \cdot Q_{x,t-1}$$
(4-10)

mit

wobei die Gewichtungsfaktoren $C_1 + C_2 + C_3 = 1$ sind. K und X sind Kalibrierungsparameter (FREAD 1993).

 $C_1 = \frac{\Delta t - 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \qquad C_2 = \frac{\Delta t + 2KX}{2K(1-X) + \Delta t} \qquad C_3 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t}$

CUNGE (1969) hatte festgestellt, dass bei dem Muskingum-Modell Unregelmäßigkeiten in der Wellenverformung entstehen und kam auf die Idee, diese Verschiebungen bewusst durch eine entsprechende Wahl der Parameter-Werte für X und K so zu steuern, dass dadurch eine Analogie zu einem Diffusionswellen-Ansatz erzeugt wird (s.a. MANIAK 1997).

Diese Werte sind wie folgt zu berechnen (FREAD 1993):

$$K = \frac{\Delta x}{\overline{c}}$$
(4-11)

$$X = \frac{1}{2} - \frac{\overline{Q}}{2\overline{c}\overline{B}S_{e}\Delta x}$$
(4-12)

Hier steht \overline{Q} für den über das Segment und die Zeit gemittelten Durchfluss, \overline{B} ist die damit assoziierte Oberflächenbreite, \overline{c} die mittlere Wellengeschwindigkeit, S_e das mittels der Anfangsbedingungen angenäherte Energieliniengefälle und ?x die Länge des betrachteten Segments.

Das in der vorliegenden Arbeit verwendete Routing-Modell basiert auf diesem so genannten Muskingum-Cunge-Ansatz (CUNGE 1969). Die zur Berechnung von K und X erforderlichen Parameter leiten sich wie folgt ab (FREAD 1993):

Die kinematische Wellengeschwindigkeit c ergibt sich aus der Wassergeschwindigkeit v als

$$c = k' v$$
 (4-13)

mit

$$v = Q_{ref} / A, \tag{4-14}$$

wobei Q_{ref} ein geschätzter Durchfluss ist (s. unten) und A die benetzte Querschnittsfläche, die diesem Durchfluss entspricht. Um aus dem Durchfluss die jeweilige Wassertiefe bzw. den durchflossenen Querschnitt ableiten zu können, wird dieser Q_{ref} ins Verhältnis gesetzt zu einem für jedes Segment vorab parametrisierten Q_{voll}, d.h. dem Durchfluss bei vollem Rohr-/ Kanalquerschnitt (z.B. SCHRÖDER 1994, PREIßLER & BOLLRICH 1985). Aus diesem Verhältnis Q_{ref}/Q_{voll} wird tabelliert h/d, d.h. das Verhältnis der Wassertiefe zum Rohrdurchmesser, bzw. A/A_{voll} (für Gerinne mit Doppeltrapezprofil) bestimmt. Daraus lässt sich dann leicht die Wassertiefe interpolieren (s. Programmcode in Anhang 6). Für Rechteckgerinne, die in den beiden modellierten Gerinnenetzen mit unterschiedlichen Sohlbreiten vorkommen, wurden Regressionen berechnet zwischen den Werten für h/h_{voll} und Q/Q_{voll} bei verschiedenen Gerinnebreiten. Die Koeffizienten der angepassten Potenzfunktion berechnen sich in Abhängigkeit von der Sohlbreite (siehe Anhang 7-1).

Zur Berechnung der Beziehung zwischen Q/Q_{voll} und A/A_{voll} bzw. h/h_{voll} (siehe Anhang 7) kann bei annähernd stationären und gleichförmigen Fließverhältnissen - wie sie bei hinreichend kleinen Segmentlängen angenommen werden können - die Formel von Manning-Strickler (4.2.2.1-2) verwendet werden. Für Doppeltrapezprofile wird das Verfahren nach POSEY (1957) verwendet (s. Kap. 4.2.2.1).

k', das Verhältnis zwischen Wellengeschwindigkeit c und Wassergeschwindigkeit v, kann im Falle von näherungsweise stationären und gleichförmigen Fließverhältnissen ebenfalls aus der Formel von Manning-Strickler wie folgt abgeleitet werden (FREAD 1993):

$$k' = \frac{c}{v} = \frac{5}{3} - \frac{2}{3} \frac{A}{(BU)} \frac{dU}{dh}$$
(4-15)

A ist hier der durchflossene Querschnitt, U der benetzte Umfang, B die Breite der Wasseroberfläche und dU/dh die Ableitung des benetzten Umfangs nach der Wassertiefe h. Diese Ableitung muss für jeden Querschnittstyp gesondert berechnet werden (siehe Anhang 8). Für die hier vorkommenden Gerinnequerschnitte ergeben sich folgende Berechnungsformeln:

• Rechteckquerschnitt: für ein Gerinne der Breite B bei Wassertiefe h gilt

$$k' = \frac{5}{3} - \frac{4}{3} \frac{h}{B + 2h}$$
(4-16)

(bei sehr breiten Gerinnen ist h $\langle B und k' ~ 5/3 \rangle$

• Rohrquerschnitte mit Radius r und a = Mittenwinkel der Oberflächenbreite:
$$k' = \frac{5}{3} - \frac{1}{6} \frac{r(a - \sin a)}{\sin \frac{a}{2} \cdot \arccos(1 - \frac{h}{r}) \cdot (h(2r - h))^{1/2}}$$
(4-17)

(Sonderfall: bei halbvollem Rohr wird k' = 4/3)

Q_{ref} stellt eine erste Schätzung des Durchflusses im jeweiligen Segment zum Zeitschritt t dar; er wird auf der Basis der MVPMC3-Methode von Ponce & Chaganti (1994) berechnet:

$$Q_{\text{ref}} = (Q_{x-1, t} + Q_{x, t-1} + Q_{x-1, t-1})/3.$$
(4-18)

Sodann wird mit diesem Schätzabfluss der Routing-Parameter X berechnet, der in die Gewichtungsparameter von (4.3.1.3-4) eingeht. Damit wird der Abfluss für jeden Zeitschritt in jedem gegebenen Segment $Q_{x,t}$ bestimmt und anschließend mit dem anfänglichen Q_{ref} verglichen: Überschreitet die Differenz einen festzulegenden Wert (Genauigkeit), so werden X und anschließend $Q_{x,t}$ erneut mit einem erhöhten bzw. erniedrigten Q_{ref} berechnet. Dieses iterative Verfahren wird solange fortgesetzt, bis die gewünschte Genauigkeit erreicht ist. Dann erfolgt dieselbe Prozedur für das nächste Segment, und nach Bestimmung der Durchflüsse für alle Segmente beginnt die Routine erneut für den nächsten Zeitschritt.

Problematisch bei der Finite-Differenzen-Angleichung derartiger expliziter Lösungsansätze ist deren numerische Instabilität, die durch Rundungs- und Näherungsfehler hervorgerufen wird (FREAD 1993). So muss insbesondere der Zeitschritt Δt kleiner sein als die Dauer, die eine gegebene Wellenveränderung braucht, um den jeweiligen Gerinneabschnitt Δx zu durchlaufen ($\Delta t = \Delta x/c$ mit c = Wellengeschwindigkeit). Diese so genannte Courant-Bedingung erfordert somit entweder sehr kleine Zeitschritte oder aber hinreichend große Streckenabschnitte, deren Länge aber i.a. durch die physische Ausgestaltung des Gerinnenetzes vorgegeben ist.

Im vorliegenden Fall wurde die Länge der Gerinnesegmente der Geometrie entsprechend festgelegt (Zusammenflüsse/Einmündungen finden jeweils an einem Knotenpunkt zwischen den einzelnen Segmenten statt), wobei einerseits die Segmente im Hinblick auf eine hohe Auflösung der Abflusskonzentration nicht zu lang sein sollten, andererseits aber eben die Courant-Bedingung eingehalten werden musste. Für jedes Segment wurde deshalb dessen minimale Länge bei der jeweils höchsten zu erwartenden Wellengeschwindigkeit berechnet (bei Rohren wird die maximale Geschwindigkeit bei halbvollen Fließquerschnitten erreicht!). In Einzelfällen musste die Geometrie des Gerinnenetzes leicht verändert werden (Verlegung von Einmündungen z.B.), um die Courant-Bedingung nicht zu verletzen. Lediglich bei kurzen Anfangssegmenten, bei denen ein größerer Durchfluss unwahrscheinlich ist, wurde ein Unterschreiten der Minimallänge in Kauf genommen (s. Tabellen in Anhang 5).

Da die Routing-Prozedur für jeden Zeitschritt ein Segment nach dem anderen berechnet, muss bei der Nummerierung der Segmente darauf geachtet werden, dass jeweils der einmündende Seitenarm von oben an fortlaufend durchnummeriert wird, bevor das Segment unterhalb des Zusammenflusses die nächsthöhere Nummer erhält (siehe Gerinnenetze in Anhang 5).

4.3.2 Parameterbestimmung

Da das ZIN-Modell nicht kalibriert wird, ist eine besonders sorgfältige Bestimmung der Werte der Modellparameter erforderlich. Umfangreiche Literaturrecherchen waren erforderlich, um ausreichend detaillierte Angaben zu den einzelnen relevanten Parametern zu bekommen. Einige Parameterwerte konnten auch durch Auswertung der durchgeführten Messungen bestimmt werden.

4.3.2.1 <u>Abflussbildung</u>

Grundlegende Wichtigkeit für eine realitätsnahe Modellierung hat die präzise Erfassung des Einzugsgebiets des betrachteten Gewässers an der Pegelstelle. Dies mag zunächst trivial erscheinen, jedoch hat sich im Laufe der Arbeit die Bestimmung der wahren Größe der effektiv beitragenden Flächen als nahezu unlösbares Problem herausgestellt.

An den betrachteten urbanen Messstellen setzen sich die Einzugsgebiete wie folgt zusammen:

- Natürliches Einzugsgebiet des ursprünglichen Baches
- Direkt in das offene oder verdolte Netz entwässernde Straßen und Fußwege
- Regenwasserkanalnetz mit angeschlossenen Straßen-, Hof- und Dachflächen

Dort, wo eine Regenwasserkanalisation angelegt ist, wurde davon ausgegangen, dass sämtliche Anrainer-Grundstücke daran angeschlossen sind. Bei Stadtteilen mit hohem Versiegelungsgrad (kaum Grünflächen) ist dies sicherlich zutreffend; allerdings ist die Gesetzeslage in Baden-Württemberg seit 1999 so, dass bei genügend großen Gartenflächen z.B. der Dachabfluss auf dem Gelände zu versickern ist (SIEKER 2001). Da nun aber die meisten der an Hirzbergbach bzw. Glasbach angeschlossenen Stadtteile älteren Baudatums sind und früher ein Anschluss an die Regenwasserkanalisation zwingend war, wird mangels besseren Wissens davon ausgegangen, dass auch diese Flächen noch angeschlossen sind. (Eine detaillierte Untersuchung der wahren Verhältnisse verbietet sich einerseits aus Zeitmangel, andererseits auch aus Datenschutzgründen: Offenbar sind die Hausanschluss-Kataster laut Mitteilung der zuständigen Abteilung der badenova nicht öffentlich zugänglich.)

Vor allem beim Hirzbergbach liegen jedoch viele Flächen am eigentlichen (kanalisierten bzw. verdolten) Bach, bei denen nicht festzustellen ist, ob sie in den Bach entwässern oder nicht. Auch von Seiten der badenova konnten hierzu keine Detailangaben gemacht werden – Aussage Hausanschluss-Abteilung badenova: Es sind nicht viele Flächen direkt an den Bach angeschlossen. Für eine exakte Modellierung wäre es jedoch wichtig zu wissen, ob z.B. eine große Kreuzung oder das Areal der Stadthalle in den Bach entwässern oder nicht! Als Kompromiss wurden dort, wo keine Regenwasserkanalisation verläuft, nur die unmittelbar an den Bachlauf grenzenden Straßenflächen und offensichtlich in den Bach mündenden Dachrinnenabläufe berücksichtigt.

Einen Sonderfall stellt hier auch der neu gebaute Tunnel der B31 dar, und zwar in dem Bereich, wo er z.T. unter freiem Himmel verläuft. Diese doch recht erheblichen Flächen entwässern indirekt in den Hirzbergbach: Es sind Regenrückhaltebecken zwischengeschaltet, aus denen das Wasser zwei Stunden nach Niederschlagsende abgepumpt wird. Äußerst aufwändige und langwierige Recherchen waren vonnöten, um Daten dieser Pumpstationen zu bekommen. Aufgrund dieser konnte jedoch dann festgestellt werden, dass in diesem niederschlagsarmen Sommer sämtliche angefallenen Wassermengen ausschließlich in die Mischwasserkanalisation abgepumpt wurden (Ausdrucke der Pumpenlaufzeiten wurden freundlicherweise zur Verfügung gestellt durch Ingenieurgruppe Freiburg). Um die natürlichen Gewässer zu entlasten, sind die Pumpen so geschaltet, dass die ersten anfallenden Wassermengen mit der erhöhten Schmutzfracht ("first flush") in die zur Kläranlage fließende Mischkanalisation gepumpt werden, und erst bei größeren Niederschlagsmengen ein Abpumpen in den Bach erfolgt (Planfeststellungsverfahren, KERN-WEISSENBORN 2002). Somit können im Sommer 2003 die Straßenflächen der B31 im Einzugsgebiet für die Abflussbildung unberücksichtigt bleiben.

Nur im Hochwasserfall an das Einzugsgebiet des Hirzbergbachs angeschlossen ist der obere Teil des Stadtteils Littenweiler (südlich der Bahnlinie und südöstlich der Pädagogi-

schen Hochschule). Der normale Trockenwetterabfluss des Littenweiler Baches und der daran angeschlossenen Kanalisation fließt direkt in die Dreisam. Jedoch wurde auf Höhe der Bahnlinie eine Hochwasserentlastung in Form einer 13 cm hohen Schwelle eingerichtet, über die der erhöhte Abfluss in das an den Hirzbergbach angeschlossene Kanalnetz überläuft. Es war nicht möglich, diese in einem tiefen, verschlossenen Schacht angebrachte Hochwasserentlastung zu sehen, und es waren keine Auskünfte über die Kapazitäten des weiteren Bachverlaufs und damit über die entlasteten Abflüsse zu erhalten.

Auch der Waldsee entwässert nur zeitweise in das betrachtete System: Dessen Überlauf fließt in den Straßengraben (orographisch) links der Waldseestraße, der seinerseits am Durchlass unter dem Bahndamm in den Hirzbergbach mündet. Der Waldsee wird einerseits von seinem "normalen" oberirdischen Einzugsgebiet gespeist; außerdem existiert jedoch eine Zuleitung vom oberen Verteilerschacht des Hirzbergbachs, über die praktisch der gesamte Trockenwetterabfluss des ländlichen Teils des Hirzbergbach-Einzugsgebiets in den Waldsee geleitet wird (Förster H. Friedmann, pers. Mitteilung). In diesem trockenen, heißen Sommer wurde der gesamte Zufluss in den Waldsee durch die Verdunstung mehr als aufgezehrt: Mitte September war der Wasserstand um gut 20 cm unter den Auslass gesunken, so dass erst nach den niederschlagsreichen Tagen Anfang Oktober (am 7.10.) wieder ein Überlaufen – und damit ein Anschluss an das Hirzbergbach-Einzugsgebiet – beobachtet werden konnte. Für die Modellierung der betrachteten Ereignisse jedoch konnte der Waldsee außer Acht gelassen werden.

Es wird deutlich, dass die *genaue* Bestimmung des (niederschlagsabhängigen!) tatsächlichen Einzugsgebiets v.a. im Falle des Hirzbergbachs unter den gegebenen Umständen nicht möglich war. Um diese Fragen zu klären, müsste uneingeschränkter Zugang zu den Unterlagen der Stadtentwässerung gewährleistet sein, was im Rahmen einer Diplomarbeit wohl nicht möglich ist. Deshalb stellen die hier verwendeten Einzugsgebietskarten nur eine grobe Annäherung dar.

Zur Erstellung der Raster-Dateien für die Abflussbildung in den Einzugsgebieten standen digitale Karten der Regenwasserkanalisation sowie der Landnutzung zur Verfügung. Zur Klärung von einzelnen Zweifelsfällen konnte auf Ausdrucke der digitalen Pläne des Eigenbetriebs Stadtentwässerung (ese) zurückgegriffen werden. Auf dieser Basis wurde zunächst das an den jeweiligen Bach angeschlossene Kanalnetz und das zugehörige entwässerte Gebiet bestimmt. Anschließend wurde mittels Kartierung im Gelände der Verlauf der (z.T. verdolten) Bäche sowie der daran angeschlossenen Straßengräben festgelegt.

Die so gewonnenen Angaben über die jeweiligen Einzugsgebietsflächen bildeten die Basis für die digitalen 1x1-m-Rasterbilder. In der verwendeten Landnutzungsdatei der badenova waren bestimmte Flächentypen (siehe Tab. 4-7) unterschieden worden, die in der vorliegenden Arbeit für die Beschreibung der Abflussbildungseigenschaften übernommen wurden. Die beiden in der Abflussbildungsroutine verwendeten Parameter sind flächenspezifische Anfangsverluste und Gesamtabflussbeiwerte (s. Kap. 4.3.1.1).

Zur Bestimmung der einzelnen Parameterwerte war zunächst eine umfangreiche Literaturauswertung erfolgt (s. Anhang 4). Wie sich jedoch herausstellte, sind die daraus gemittelten Abflussbeiwerte zumindest für die versiegelten Flächen überhöht, da sie offensichtlich ursprünglich zu Kanalnetz-Planungszwecken für Extremereignisse definiert wurden – im Hinblick auf eine gesicherte schadlose Abfuhr des Niederschlagswassers. Entsprechende Detailwerte für Ereignisse im Bereich geringer Jährlichkeiten konnten lediglich in einer einzigen Studie gefunden werden, bei der 1983 in England gezielt Dach- und Straßenabflüsse gemessen wurden (HOLLIS & OVENDEN 1988). Um eine bessere Vergleichbarkeit der Verhältnisse zu erzielen, wurden nicht die Jahresmittelwerte, sondern die eher realistisch erscheinenden Zahlen für September übernommen. Für die teil- bzw. unversiegelten Flächen sowie für die Anfangsverluste wurden die Werte aus der allgemeinen Literatur in Anhang 4 eingesetzt.

Tab. 4-7:	Flächentypen der	Einzugsgebiete	mit Abflussbildungs-Parametern
	21	55	0

Flächentyp	Code	Anfangsverlust (mm)	Abflussbeiwert (mm/mm)
Flachdach	110	1.0	0.64
Dach mit Neigung >10°	120	0.6	0.73
Hof/Fußweg vollversiegelt, straßenseitig	210	1.0	0.33
Hof/Fußweg teilversiegelt, straßenseitig	220	1.0	0.25
Hof/Fußweg unversiegelt, straßenseitig	230	1.0	0.15
Hinterhof, nicht angeschlossen	240	-	-
Hinterhof, nicht angeschlossen	260	-	-
Straßen wilversiegelt	310	1.0	0.33
Straßen teilversiegelt	320	1.0	0.25
Straßen unversiegelt	330	1.0	0.15
Grünland, nicht angeschlossen	410	10.0	-
Wald, nicht angeschlossen	420	10.0	-
Grünfläche, nicht angeschlossen	430	10.0	-
Wasser, direkt angeschlossen	510	-	1.00
Sonstiges, vernachlässigbar	610	-	-
Sonstiges, unversiegelt	630	3.0	0.15
Stadion + Straßenbahn Hirzbergbach	620	1.0	0.33
Baustelle, unversiegelt	640	3.0	0.15

4.3.2.2 Abflusskonzentration

Die zeitverzögerte Einleitung des auf den Segmenteinzugsgebieten gebildeten Abflusses ins Gerinne erfolgt über eine Exponentialfunktion (siehe Formel 4.3.1.2-1). Zur Ermittlung der Speicherkonstanten K wurde ein von DESBORDES (1978b) vorgestellter, statistischer Ansatz verwendet, bei dem durch multiple Regression auf der Basis von Untersuchungen in französischen und amerikanischen Städten die Speicherkonstante K als Funktion von Gebiets- und Ereignisparametern berechnet werden kann:

$$K = 5,1 * A^{0,18} * p^{-0,36} * (1 + IMP)^{-1,9} * TE^{0,21} * L^{0,15} * HP^{-0,07}$$
(4-19)

mit

А	=	Einzugsgebietsfläche in ha	ΤE	=	Dauer	des	Intensivniederschlags	in	min.
р	=	Gefälle des Einzugsgebiets in %	L	=	Länge	de	es Einzugsgebiets	in	m
IMP	=	Versiegelungsgrad	ΗP	=	Nieder	schla	gshöhe während TE		

Die Werte der Segment-Einzugsgebietsparameter A, p, IMP und L konnten aus den GIS-Datenbanken entnommen bzw. abgeleitet werden, die Niederschlagsparameter berechnen sich aus den entsprechenden Datenaufzeichnungen.

4.3.2.3 Wellenablauf

Für die Modellierung des Wellenablaufs im Gerinne waren folgende Parameterwerte für jedes Segment bzw. für typische Gerinneabschnitte zu bestimmen (siehe Kap. 4.3.1.3):

• Die Rohrdurchmesser d der Regenwasserkanalisation konnten Plänen des Eigenbetriebs Stadtentwässerung (ese) entnommen werden. Zur Berechnung des benetzten Querschnitts sowie der Oberflächenbreite in Kanalrohren siehe Anhang 8.

- Die Breite des Gerinnes B bei offenen Bachabschnitten mit Rechteck- bzw. Doppeltrapezprofil wurde im Gelände vermessen.
- Die Gefälle k der einzelnen verrohrten Segmente konnten aus den jeweiligen Höhenkoten am Segmentanfang, die in der Datei der badenova verzeichnet sind, entnommen werden.
- Die Gefälle der offenen Gerinne wurde je nach Verfügbarkeit weiterer Informationen bestimmt: Für kürzere Kanalstrecken zwischen bemaßten Schächten wurden die Höhenkoten an den Endpunkten der einzelnen Segmente interpoliert; in steilen, natürlichen Bachbereichen sowie im unteren betonierten Glasbach wurde das Gefälle aus dem digitalen Höhenmodell abgeleitet. Lediglich am eigentlichen Hirzbergbach mussten die Höhenkoten mittels Nivelliergerät (ausgehend von Anschlussstellen mit bekannter Kote) vermessen werden, da für diese Gerinne in den Plänen keine Angaben existieren und das digitale Höhenmodell zu grob gerastert ist. Es konnte ein Rückschluss mittels eines bemaßten Mischwasser-Kanaldeckels in der Nähe des Einlaufschachtes in das urbane System eingemessen werden, wodurch die vermessenen Koten bestätigt wurden. An der Messstelle Hirzbergbach-Mündung wurden die Höhenangaben aus Planungsunterlagen der badenova übernommen.
- Als sehr schwierig stellte sich die zuverlässige Bestimmung der Rauhigkeitsbeiwerte nach Manning-Strickler heraus. Die ursprünglich aus der Literatur entnommenen Werte erwiesen sich als zu hoch, als die damit berechneten Durchflüsse mit den Ergebnissen der Abflussmessungen an den Pegelstellen verglichen wurden (s.Tab. 4-8). Zumindest für den Glasbach konnten mittlere Rauhigkeitsbeiwerte auch aus den Messungen des Ereignisses vom 6.8.2003 abgeleitet werden, bei dem eine durch einen Teichablass erzeugte Hochwasserwelle an beiden Messstellen registriert worden war (siehe Kap. 5.3.1). Daraus konnten Rückschlüsse gezogen werden auf notwendige Korrekturfaktoren für die Literaturwerte: Es ist davon auszugehen, dass die Rauhigkeitsbeiwerte auf Gerinnenetz-Ebene geringer anzusetzen sind, um zusätzlichen Einflüssen wie z.B. Reibungsverlusten bei Schächten, Übergängen oder Krümmungen Rechnung zu tragen. Die schlussendlich für die einzelnen Segmente verwendeten Strickler-Beiwerte k_{St} können den Tabellen in Anhang 5 entnommen werden.

Art des Gerinnes/Auskleidung	Preißler & Bollrich (1985)	Schröder (1994)	Zanke (2001)	Chow (1988)	Mittel- wert	aus Mess- daten
Betonrohre	75	-	-	-	75	-
Quadermauerwerk, sorgfältig	70	-	70	-	70	-
Beton, alt, angegriffen	55	60	50-60	-	55	20-60
Pflasterung	50	-	-	-	50	-
(grobes) Bruchsteinmauerwerk, Sohle Sand	-	45	45	43	44	-
Natürl. Flussbetten mit grobem Geröll	30	-	30	-	30	6
Wildbach	<20	-	25-28	-	23	-

Tab. 4-8:	Rauhigkeitsbeiwerte n	ach Strickler:

 Die maximale Tiefe für die Berechnung des hypothetischen Q_{voll}, auf den der anteilige Abfluss Q_{ref} zur Ermittlung des entsprechenden Fließquerschnitts bezogen wird, wurde für Rechteckprofile auf 0.5 m festgelegt. Wenn auch einige kleinere Kanäle bei dieser Wassertiefe bereits ausufern würden, kann dieser Wert trotzdem für eine theoretische Berechnung des Q_{voll} angenommen werden – Q_{ref}/Q_{voll} wird dann nur entsprechend kleiner.

Diese Parameterwerte sind für die einzelnen Gerinnesegmente der beiden Einzugsgebiete in Anhang 5 zusammengestellt. Dort finden sich auch Übersichtskarten der Modellgerinnenetze.

4.4 Fazit

In den beiden untersuchten Einzugsgebieten wurden während der Messkampagne im Sommer 2003 mit Totalisatoren Niederschlagsdaten erhoben. Außerdem wurden von der Pädagogischen Hochschule in Littenweiler sowie von dem Meteorologischen Institut der Universität Freiburg Niederschlagsaufzeichnungen mit zehnminütigem Messintervall zur Verfügung gestellt, die einer Korrektur bezüglich des windinduzierten Messfehlers unterzogen wurden.

Mit einminütiger Auflösung wurden in zwei Freiburger Fließgewässern Wasserstand, Temperatur und elektrische Leitfähigkeit aufgezeichnet. An den vier Pegelstellen wurden Abflussmessungen durchgeführt, um die jeweiligen Wasserstands-Abfluss-Beziehungen zu bestimmen und Abflussganglinien an den untersuchten Messstellen zu erzeugen.

Das Niederschlag-Abfluss-Modell simuliert die Prozesse bei der Abflussbildung, der Abflusskonzentration sowie dem Wellenablauf im Gerinne:

- Die Abflussbildung wird in einer GIS-Rasterdatei der Oberflächentypen mit einer Auflösung von 1x1 m² berechnet. Die Bestimmung des abflusswirksamen Niederschlags aus den gemessenen Niederschlagsdaten erfolgt durch de Berücksichtigung von flächenspezifischen Anfangsverlusten sowie konstanten Abflussbeiwerten. Die Werte dieser Parameter wurden aus detaillierten Messungen einer englischen Studie übernommen.
- Für die Berechnung der Abflusskonzentration wurde das auf der Basis von Plänen der Stadtentwässerung sowie Feldvermessungen erstellte Modellgerinnenetz in Segmente von 50-100 m Länge unterteilt. Durch Anwendung einer empirischen Speicherfunktion für die Teileinzugsgebiete der Gerinnesegmente wird die zeitverzögerte Abgabe des gebildeten Niederschlags ins Gerinne simuliert. Deren Parameterwerte wie Fläche, Gefälle, Versiegelungsgrad etc. konnten aus den vorliegenden GIS-Flächendaten abgeleitet werden.
- Der Wellenablauf wird mit dem Ansatz nach Muskingum-Cunge modelliert, bei dem durch geeignete Wahl der Routing-Parameter eine Diffusionswellen-Analogie erzeugt wird. Die eingehenden Parameter werden aus der Gerinnegeometrie sowie aus empirischen hydraulischen Formeln abgeleitet (Rauhigkeitsbeiwerte nach Manning-Strickler). Die Gerinneabmessungen wurden aus den verfügbaren Datenbanken bzw. Feldvermessungen bestimmt. Für die Festlegung der Rauhigkeitsbeiwerte konnte teilweise auf die Auswertung von Abflussmessdaten zurückgegriffen werden, bzw. es wurden Literaturwerte verwendet.

5 Auswertung der Messdaten

5.1 Vorliegende Messreihen und Daten

Die gesamte Messkampagne umfasste mehr als 5 Monate zwischen Ende Mai und Ende Oktober 2003. Allerdings ergaben sich vor allem zu Beginn einige Datenlücken, die teils auf Schwierigkeiten mit der Software, teils auf Geräteausfälle zurückzuführen waren. So befand sich die Niederschlagswippe der Pädagogischen Hochschule zu Beginn der Messkampagne in Reparatur. Auch zwei Standorte der Niederschlagstotalisatoren mussten wegen Vandalismus aufgegeben werden, bevor ein ungestörter Messstandpunkt im Einzugsgebiet des Hirzbergbachs gefunden werden konnte.

In Tab. 5-1 sind die aufgezeichneten Datenreihen zusammengestellt. Bei den beiden meteorologischen Stationen handelt es sich einerseits um die Meteorologische Stadtstation des Meteorologischen Instituts der Universität Freiburg, andererseits um die von der Abteilung Geographie der Pädagogischen Hochschule Freiburg betriebene Station.

Standort	vorliegende Periode	aufgezeichnete Daten
Pädagogische Hochschule	01.07 09.10.2003	Niederschlag, Luftdruck, Luft temperatur,
Meteorologisches Institut	01.06 13.10.2003	Vindgeschwindigkeit, Windrichtung, relative Luftfeuchte u.a. pro 10-Minuten-Intervall
Glasbach-Waldrand	27.05 31.10.2003	Gesamtdruck in cm Wassersäule, Wasser-
Glasbach-Shelltankstelle	27.05 10.07. und 21.07 31.10.2003	temperatur, elektrische Leitfähigkeit (nicht temperaturkompensiert) in Minutenabständen; für ausgewählte Perioden Wasserstände mit
Hirzbergbach-Waldrand	23.05 31.10.2003	Barometerdaten des Meteorologischen Instituts
Hirzbergbach-Mündung	28.05 31.10.2003	kompensiert und spezifische Leitfähigkeiten
Institut für Hydrologie	23.05 31.10.2003	Luftdruckdaten in cm, Lufttemperatur pro Minute

Tab. 5-1:	Messkampagne	Sommer 2	003: vorlie	aende l	Datenreihen
100.01.	messikampagne		.000. vome	gunue i	Jucomonion

Da die Barometerdaten, die am Institut für Hydrologie gemessen wurden, stark temperaturbeeinflusst sind, wurde bei der weiteren Auswertung von Einzelereignissen eine Kompensation mit den Luftdruckdaten der Stadtstation des Meteorologischen Instituts der Universität Freiburg bevorzugt.

Die Niederschlagsmessung der Totalisatoren ist in Tab. 5-1 nicht eigens erwähnt, da eine detaillierte Tabelle mit den einzelnen Auslesezeitpunkten und gemessenen Mengen in Anhang 1 zu finden ist.

Der Sommer 2003 war von extremer Trockenheit geprägt: Die Niederschläge erreichten während des ursprünglich auf Juni bis September festgesetzten Messzeitraums nur knapp die Hälfte des langjährigen Mittels (s. Abb. 5-1), weshalb die Kampagne noch bis in den Oktober hinein verlängert worden war. Allerdings handelte es sich bei den Anfang Oktober registrierten Ereignissen nicht um typische Konvektivniederschläge mit hohen Intensitäten, so dass auch hier die Abflüsse kaum mittlere Höhen erreichten (der Glasbach hat den



ganzen Messzeitraum über kaum je die Niedrigwasserrinne verlassen, und nie wurde die Sohle des Hochwasserprofils in ihrer ganzen Breite benetzt).

Abb. 5-1: Monatliche Niederschläge 2003 (Quelle: Meteorologische Stadtstation des Meteorologischen Instituts der Universität Freiburg 2004)

In Kapitel 5.2 werden exemplarische Datenreihen aus den beiden ländlichen und städtischen Einzugsgebieten vorgestellt. Die detaillierte Auswertung von ausgewählten Einzelereignissen ist Gegenstand von Kapitel 5.3.

5.2 Gegenüberstellung der ländlichen und urbanen Einzugsgebiete

Eines der Ziele dieser Arbeit ist der Vergleich der hydrologischen Reaktion von größtenteils versiegelten städtischen Flächen mit jener naturbelassener Einzugsgebiete. Sowohl für den Glasbach als auch für den Hirzbergbach wird ein Überblick über die verschiedenen Aspekte gegeben, die durch die aufgezeichneten Daten dokumentiert werden konnten.

5.2.1 Glasbach

Im naturbelassenen Einzugsgebiet des Glasbachs ist die Abflussreaktion auf Niederschlagsereignisse verzögert und gedämpft aufgrund der Speicherkapazität des Einzugsgebiets (siehe Abb. 5-2). Die Interzeption kann Ereignisse von mehreren Millimetern abfangen. Während niederschlagsarmer Perioden sinkt der Basisabfluss nur langsam ab; das Verhältnis der Abflussspitzen zum Basisabfluss beträgt ungefähr 2:1 bis 3:1, nur bei einem Ereignis (am 7.10.03) nahezu 10:1. Der Temperaturverlauf weist eine schwache Tagesrhythmik auf.

Die relativ hohe elektrische Leitfähigkeit, die im Basisabfluss gemessen wurde, ist in Anbetracht des kristallinen Grundgesteins erstaunlich. Es wurde eine chemische Analyse der Haupt-Ionenbestandteile mit einem Ionenchromatographen durchgeführt (Tab. 5-2 und Abb. 5-3), wonach die hohe Leitfähigkeit durch den großen Anteil der jeweils zweiwertigen Ionen Calcium und Sulfat erklärt wird. Konzentrationen in dieser Größenordnung wurden auch im Rahmen chemischer Wasseruntersuchungen im benachbarten Altbach-Einzugsgebiet in Zähringen gemessen (STADT FREIBURG IM BREISGAU, EIGENBETRIEB STADTENTWÄSSERUNG 2002): Sie betrugen im Sommer 1998 für Calcium 30-35 mg/l und für Sulfat 20-25 mg/l.

In einer im Conventwald an der Nordflanke des unteren Dreisamtales durchgeführten Studie führen WILPERT ET AL. (1996) die auch dort vorgefundenen erhöhten Calciumkonzentrationen auf die fortgeschrittene Verwitterung der biotitreichen Paragneise zurück. Hingegen

schließen sie in Anbetracht des Ausgangsgesteins einen geogenen Ursprung des auch dort besonders im Basisabfluss in erhöhter Konzentration vorkommenden Sulfats aus. Dieses dürfte sich im Zeitalter der Industrialisierung aus atmosphärischen Schwefeldepositionen gebildet haben; in der Bodenlösung beschleunigt es die Calciumauswaschung und könnte mit diesem als Gips zwischengespeichert worden sein. Durch Lösungsprozesse in den Schuttaquiferen gelangen die Ionen in den Abfluss. Diese Theorie könnte den dort festgestellten parallelen Verlauf von Calcium- und Sulfatganglinien erklären.



Abb. 5-2: Ganglinien am Standort Glasbach-Waldrand

Tab. 5-2: Analyse der Haupt-Ionenbestandteile des Glasbach-Wassers am 18.09.2003

Standort	Datum/Zeit	LF	lonenkonzentrationen [mg/l]						
		[µS/cm]	Na⁺	K⁺	Mg ⁺⁺	Ca ⁺⁺	CI -	NO ₃	SO4
Glasbach-Waldrand	18.09.03 12h30	264	9.3	3.2	5.7	32.3	4.7	7.5	32.9
GlasbShelltankstelle	18.09.03 14h30	298	9.9	1.7	6.8	35.6	9.2	7.1	32.5



Dies sind die Resultate einer einzigen Beprobung; sie sollten nicht überbewertet werden. Die hohe Leitfähigkeit hat jedoch die ganze Messkampagne über angehalten. In Anbetracht der Lage des Glasbach-Einzugsgebiets im Lee des Industriegebiets Nord könnte die hohe Sulfatbelastung des Gewässers durchaus mit der Remobilisierung von atmogenen Schwefeldepositionen erklärt werden.

Abb. 5-3: Ionenkonzentrationen an den Messstellen des natürlichen (GO) und urbanen (GU) Glasbach-Einzugsgebiets Die einzelnen überhöhten Leitfähigkeits-Peaks, die auch am Auslass des Waldeinzugsgebiets aufgezeichnet wurden, können auch ganz lokal an den Messelektroden aufgetreten sein. Es wurden wiederholt beim Auslesen der Sonden Invertebraten (Bachflohkrebse) innerhalb der Messspitze beobachtet. Auch fand am 18.12.2003 eine Handmessung statt, bei der im Bach unmittelbar neben der Sonde eine elektrische Leitfähigkeit von 223 μ S/cm gemessen wurde, wohingegen die Sonde zu diesem Zeitpunkt Werte von über 2000 μ S/cm aufgezeichnet hatte.

Am Auslass des urbanen Einzugsgebiets fällt immer wieder der Messkopf der Sonde trocken, weil der Abfluss in regenarmen Perioden stark absinkt (Abb. 5-4). Der Abfluss aus dem zehnmal kleineren Stadteinzugsgebiet verursacht Peaks, die ein Vielfaches (bis zu 60x) über dem Basisabfluss liegen – wobei es sich um den Basisabfluss aus dem natürlichen Einzugsgebiet oberhalb der Stadt handelt; der Abfluss aus dem städtischen Gebiet endet wenige Stunden nach dem Niederschlag.

Der Trockenwetterabfluss aus dem Waldeinzugsgebiet nimmt auf seinem Weg durch die betonierten, aufgeheizten Gerinne ab, die Wassertemperatur steigt im Verlauf des Tages stärker an, was sich negativ sowohl auf die Löslichkeit des Sauerstoffs im Wasser als auch auf den Sauerstoffbedarf der Organismen auswirkt (SCHWOERBEL 1999).



Abb. 5-4: Ganglinien am Standort Glasbach-Shelltankstelle

Die Leitfähigkeit weist in dem urbanen Gebiet weniger Störungen auf. Lediglich nach längeren Trockenperioden, wenn sich allerlei Depositionen auf den städtischen Flächen angesammelt haben, entsteht beim ersten Regen zu Beginn des Abflusses ein Leitfähigkeitspeak (siehe Abb. 5-14 in Kap. 5.3.3), der in der Literatur unter dem Begriff "first flush" beschrieben wird (z.B. HUBER 1993).

Die in den Leitfähigkeitsaufzeichnungen auftretenden sehr erratischen Schwankungen sind einerseits auf das Trockenfallen der Messspitze, andererseits wahrscheinlich auf die oben schon erwähnten Organismen zurückzuführen, die sich in den Strömungsschatten am Sondenkopf flüchten konnten. Ein Aspekt, der durch die Leitfähigkeitsmessung nicht erfasst wird, ist die Verunreinigung mit Kohlenwasserstoffen (Ruß, Öl, Reifenabrieb...) und Schwermetallen – jedoch scheinen deren Auswirkungen auf die Gewässerökologie hier angesichts

der vorgefundenen Artenzusammensetzung nicht gravierend zu sein. Sobald eine beschattete Strecke mit Strömungsrefugien zwischengeschaltet ist wie vor dem Institut für Zoologie, findet man Flussnapfschnecken (*Ancylus fluviatilis*) und Bachflohkrebse (*Gammarus sp.*), die als Zeigerarten für relativ gering belastete (ß-mesosaprobe) Fließgewässer gelten. Lediglich die lebensfeindliche Betonrinne mit den hohen Fließgeschwindigkeiten verhindert ein Ansiedeln des Makrozoobenthos.

In Abschnitt 5.3.3 wird im Detail auf die Temperatur- und Leitfähigkeitsganglinien während einzelner Abflussereignisse eingegangen.

5.2.2 Hirzbergbach

Auch das Waldeinzugsgebiet des Hirzbergbachs reagiert verhältnismäßig gedämpft auf Niederschlagsereignisse (siehe Abb. 5-5). Der Basisabfluss ist zwar niedriger als im Glasbach-Gebiet, hört aber nie ganz auf (Basisabflussspende Anfang September ca. 1 l/s·km², gegen 3.5 l/s.km² im Glasbach-Einzugsgebiet). Ein Grund für den geringeren Basisabfluss an der Messstelle kann in der Quellfassung im Oberlauf des rechten Zubringers gesehen werden, durch die Wasser aus dem Einzugsgebiet abgeleitet wird.



Abb. 5-5: Ganglinien am Standort Hirzbergbach-Waldrand

Auffällig an den aufgezeichneten Ganglinien sind die fast regelmäßigen Peaks, die bei Niedrigwasser sowohl im Abfluss als auch bei der Leitfähigkeit und der Wassertemperatur zu beobachten sind. Sie treten in etwas weniger als 12-stündigen Abständen auf; das jeweils eingeleitete Volumen liegt in der Größenordnung von 1 m³. Die Leitfähigkeit entspricht mit rund 250 µS/cm derjenigen des Freiburger Leitungswassers. Es sind allerdings auch einzelne Peaks von mehreren mS/cm aufgezeichnet worden, die jedoch nie durch Handmessungen vor Ort bzw. mittels Wasserproben abgesichert werden konnten. Trotz etlicher Recherchen waren keine Information über die Quelle dieser Einleitungen zu erhalten. Im Oberlauf der Messstelle befinden sich im Wald noch ein Schießübungsplatz und ein Sägewerk der Forstverwaltung (was bei Wahl des Standorts allerdings nicht bekannt war).

Unmittelbar oberhalb des Schachtes, in dem die Messsonde angebracht war, mündet von rechts ein kleiner Nebenbach. In diesem wurden jeweils bei Auslesen der Sonde (in ca. 10tägigem Rhythmus) Leitfähigkeitsmessungen vorgenommen, die je nach Abflussniveau

zwischen 130 und 160 μ S/cm lagen. Im Hauptbach schwankten diese Handmessungen zwischen 190 und 250 μ S/cm. Diese höheren Werte dürften auf die anthropogenen Einleitungen zurückzuführen sein: In einem Teich im Oberlauf dieses Hauptbaches waren bei einer Begehung am 26.06.2003 130 μ S/cm gemessen worden, als dessen elektrische Leitfähigkeit oberhalb des Schachtes 190 μ S/cm betrug. In Tab. 5-3 sowie Abb. 5-6 sind die Resultate einer Beprobung beider Bachläufe am 18.09.2003 dargestellt.

Standort	Datum/Zeit	m/Zeit LF		Ionenkonzentrationen [mg/l]					
Clandon	Datamizon	[µS/cm]	Na⁺	K⁺	Mg ⁺⁺	Ca ⁺⁺	CI -	NO ₃ ⁻	SO4
Hirzbergbach linker Zulauf	8.9.03 10h30	235	6.9	1.4	6.2	33.1	2.8	3.4	19.3
Hirzbergbach rechter Zulauf	8.9.03 10h31	160	6.3	1.0	4.7	23.5	2.6	6.2	24.2

Tab. 5-3: Analyse der Haupt-Ionenbestandteile der beiden Hirzbergbach-Quellbäche am 08.09.2003

Auffallend ist auch hier der für ein kristallines Einzugsgebiet relativ hohe Anteil an Calcium- und Sulfationen selbst bei dem geringer mineralisierten rechten Bachlauf. Im Dreisam-Einzugsgebiet bei Ebnet beträgt z.B. der Ca⁺⁺-Anteil an den Kationen 56% (RIESER 2002), hier 70% bzw. 66%.

Abb. 5-6: Ionenkonzentrationen an den beiden Quellbächen des Hirzbergbaches am 8.9.03



Auch hier könnte in Anbetracht der ähnlichen geologischen und pedologischen Bedingungen wie im Conventwald sowie der Stadtnähe eine Remobilisierung von atmogenem Schwefel in Erwägung gezogen werden (V. WILPERT ET AL. 1996). Bei dem durch anthropogene Einleitungen beeinflussten linken Bachlauf ist die natürliche Ionenkonzentration höchstwahrscheinlich überprägt von der Mineralisierung des eingeleiteten Wassers.

Es ist noch zu bemerken, dass der in dem Schacht gemessene Abfluss im Sommer 2003 nur während weniger Stunden in den städtischen Teil des Hirzbergbachs überlief. Der Niedrigwasserabfluss wird durch ein Rohr in den Waldsee geleitet, welcher erst am 7.10.03 wieder in den Hirzbergbach schüttete. Das am 01.09.2003 gegen 10:00 Uhr verzeichnete scheinbare plötzliche Absinken des Abflusses ist auf die Entfernung von Blättern vor dem Waldsee-Rohrauslass zurückzuführen, die den Rückstau in dem Messschacht verursacht hatten.

Am Auslass des städtischen Hirzbergbach-Einzugsgebiets (Standort Hirzbergbach-Mündung, siehe Abb. 5-7) ist der Basisabfluss bereits wenige Stunden nach einem Niederschlag versiegt. An der Messstelle verbleibt noch einige Tage Wasser in einer Pfütze, in der – wohl durch Verdunstung – langsam die Leitfähigkeit ansteigt und in der mit abnehmendem Wasservolumen die Tag-Nacht-Temperaturschwankungen größer werden. Wenn der Wasserspiegel unter den Messfühler der Sonde absinkt, wird die Leitfähigkeit 0, und die Temperatur entspricht der Lufttemperatur.



Abb. 5-7: Ganglinien am Standort Hirzbergbach-Mündung

Die Abflussganglinie weist die typischen Charakteristika eines durch die Versiegelung seines Einzugsgebiets beeinflussten Gewässerlaufs auf: extrem steile Anstiege, hohe Spitzenabflüsse, schnelle Rezessionen, versiegender Trockenwetterabfluss (s. z.B. LAZARO 1979).

Die relativ hohe Leitfähigkeit des Trockenwetterabflusses an diesem Bach dürfte sich durch die urbane Beeinflussung erklären; der weitaus größte Teil des Wassers kommt aus der Regenwasserkanalisation des Stadtteils Littenweiler. Auch RIESER (2002) hat bei einer regelmäßigen Beprobung des Dreisamwassers unterhalb der Mündung des Littenweiler Baches (von dem die Hochwasserentlastung in Richtung Hirzbergbach abzweigt) erhöhte Leitfähigkeitswerte festgestellt. Im Winter 2002 lag deren Durchschnitt bei 164 µS/cm. Aufgrund des hohen Anteils an Nitrat-, Chlorid- und Sulfationen vermutet er eine anthropogene Belastung (z.B. Eintrag aus schadhafter Mischwasserkanalisation). Diese erhöhten Konzentrationen konnten auch bei der Beprobung im Unterlauf des Hirzbergbachs bestätigt werden (siehe Anhang 9). Jedoch könnte sich auch im Einzugsgebiet des Littenweiler Baches der oben erwähnte atmosphärische Schwefeleintrag bemerkbar machen.

5.3 Untersuchung von Einzelereignissen

In Anbetracht der wenig ergiebigen Niederschläge dieses Sommers wurden am Glasbach nahezu alle Ereignisse, die ein Ausufern des Baches aus der Niedrigwasserrinne (12 cm) bewirkten, in die nähere Untersuchung einbezogen, ebenso zum Vergleich zwei kleinere Ereignisse. Die Angaben zu den Ereignissen sind in Tab. 5-4 zusammengestellt.

Bei den Niederschlagswerten handelt es sich in der Spalte N-MIF um Daten der Meteorologischen Stadtstation des Meteorologischen Instituts der Universität Freiburg, bei denen eine Korrektur zum Ausgleich des windbedingten Messfehlers durchgeführt wurde (s. Kap. 4.1.2). Die Spalte NTot. enthält den Mittelwert der Messungen der beiden Totalisatoren, sofern diese eindeutig einem bestimmten Niederschlagsereignis zugeordnet werden konnten (siehe Tabelle in Anhang 1). Da sich die beiden Standorte jeweils an den Enden des Einzugsgebiets befinden, erscheint eine Mittelung für den Gesamtniederschlag des Ereignisses realistisch.

		Nieder	rschlag			Abfluss	
Ereignis vom:	Beginn	N-MIF (mm)	Mittelw. N-Tot. (mm)	l max (mm/h)	Beginn des Anstiegs	Peak um	Peak- abfluss (I/s)
27.07.2003	19:00	5.0	-	10.8	19:38	20:30	59
06.08.2003	-	-	-	-	10:07	10:08	61
17.08.2003	21:50	5.1	-	9.1	21:54	22:40	41
29.08.2003	16:00	13.2	11.8	32.0	16:13	16:38	113
30.08.2003	16:50	6.0	-	8.4	17:07	17:46	51
11.09.2003	05:40	13.3	11.1	28.8	06:21	06:44	109
23.09.2003	09:30	16.2	14.6	25.2	09:37	10:47	71
03.10.2003	03:40	25.2	_	14.4	04:02	05:32	75
07.10.2003	17:10	19.2	-	30.0	17:41	18:07	128

Tab. 5-4: Ausgewertete Abflussereignisse am Standort Glasbach-Shelltankstelle

Im Hirzbergbach-Einzugsgebiet waren erst ab Juli 2003 verlässliche Niederschlagsdaten verfügbar (siehe Kap. 5.1). Auch hier wurden neben den großen Ereignissen zum Vergleich drei kleinere untersucht. In Tab. 5-5 sind die ausgewerteten Abflussereignisse aufgeführt; auch hier wurde nur dann der Niederschlagsmesswert im Totalisator eingetragen, falls dieser eindeutig einem Ereignis zuzuordnen war. Bei den anderen kumulierten Messwerten hatten sich außer am 29./30.8.2003 (im Totalisator 20 mm, bei PH insges. 13.5 mm) keine größeren Unterschiede zwischen Totalisator und Niederschlagsaufzeichnung gezeigt.

		Nieder	rschlag			Abfluss	
Ereignis vom:	Beginn	N-PH (mm)	N-Tot. (mm)	l max (mm/h)	Beginn des Anstiegs	Peak um	Peak- abfluss (l/s)
27.07.2003	19:00	8.4	-	25.2	19:59	20:30	231
31.07.2003	18:50	3.9	-	11.0	19:36	19:45	90
17.08.2003	22:10	4.4	-	9.2	22:44	22:51	91
29.08.2003	16:30	3.5	-	12.0	16:57	17:04	101
30.08.2003	17:00	12.3	-	20.4	17:32	18:03	201
11.09.2003	05:50	12.4	14.8	26.0	06:29	07:01	290
23.09.2003	09:30	11.5	15.7	18.0	10:00	10:55	149
07.10.2003	17:10	20.3	-	27.0	17:49	18:08	263

Tab. 5-5: Ausgewertete Abflussereignisse am Standort Hirzbergbach-Mündung

5.3.1 Der Teichablass am Glasbach am 06.08.2003

Am 6.8.2003 war an beiden Glasbach-Pegeln eine Hochwasserwelle aufgezeichnet worden (siehe Abb. 5-8), obwohl weder die Meteorologische Stadtstation noch die Totalisatoren Niederschlag gemessen hatten. Nachforschungen ergaben, dass an diesem Tag ein Teich im Oberlauf des Glasbachs, der Krottenweiher, abgelassen worden war (persönliche Mitteilung H. Thoma, Forstamt Freiburg).

Aus diesem sehr interessanten Ereignis konnten viele Erkenntnisse gewonnen werden, da die von den Sonden aufgezeichneten Daten eindeutig einem bestimmten Wasservolumen zugeordnet werden können.

Zunächst erlaubt die genaue zeitliche Aufzeichnung (± 1 min) der Wasserstandsmaxima sowie der Leitfähigkeit Rückschlüsse auf die Wellen- bzw. Wassergeschwindigkeit. Die Temperaturaufzeichnung reagiert etwas verzögert; es mag sein, dass die Temperaturfühler der Sonden träger sind als die Leitfähigkeitsmesseinheit. Dies hat sich bei Laborversuchen mit Sekunden-Auflösung bestätigt: Um sich an eine Temperaturänderung von 1.5°C anzupassen, benötigt die Messsonde ca. eine Minute.

Es fällt auf, dass das Wasserstandsmaximum an der unteren Messstelle bereits 3 Minuten vor dem Eintreffen des Ereigniswassers eintritt. Während des Anstiegs erhöht sich die Leitfähigkeit zunächst, da die Welle Verunreinigungen im Ausuferungsbereich der Niedrigwasserrinne mitreißt, die dort in der niederschlagsfreien Periode deponiert worden waren (der letzte Regen hatte eine Woche vorher stattgefunden). Dieser "first flush"-Effekt wird auch von KREBS ET AL. (1998) für Mischwasserkanalisationen beschrieben: Sie bemerken, dass bei einem Niederschlagsereignis die Welle – zumindest in ihrem ansteigenden Teil – aus Vorereigniswasser besteht, das durch die erhöhte Geschwindigkeit sedimentierte Schwebstoffe mitreißt.







Geht man davon aus, dass mit dem Einsetzen der Abnahme der Leitfähigkeit bzw. der Temperatur die Ankunft des Weiherwassers angezeigt wird, so lassen sich folgende Annahmen über die mittleren Geschwindigkeiten machen (GO = Glasbach-Waldrand, GU = Glasbach-Shelltankstelle; Entfernung zwischen den Messstellen ca. 1800 m, ermittelt aus GIS-Datei bzw. Summe der Segmentlängen, siehe Tabelle in Anhang 5):

h-Peak GO:	09:38		
h-Peak GU:	10:08 = 30 Minuten für 1800 m	?	mittl. Wellengeschwindigkeit c ~ 1.0 m/s
LF-Abfall GO:	09:30	-	
Temp-Abfall GU:	10:11 = 41 Minuten für 1800 m	?	mittl. Wassergeschwindigkeit v~0.7 m/s
		?	k' = c/v ~ 1.4

Am Standort Glasbach-Shelltankstelle wird statt auf die Leitfähigkeit auf die Absenkung der Temperatur als Tracer für das Weiherwasser zurückgegriffen, da das erste Absinken der Leitfähigkeit womöglich lediglich durch das Abklingen des "first flush" begründet ist.

Das Verhältnis k' von Wellen- zu Wassergeschwindigkeit entspricht mit 1.4 größenordnungsmäßig den für die im Glasbach angetroffenen Gerinnetypen berechneten Werten (1.4 bis 1.5, siehe Anhang 8).

Aus der mittleren Wassergeschwindigkeit konnten außerdem Mittelwerte für die Rauhigkeitsbeiwerte nach Manning-Strickler abgeleitet werden. Dabei wurde der Glasbach grob in zwei Gerinnetypen unterteilt: einerseits der steile, unausgebaute Oberlauf, andererseits der ausgekleidete Unterlauf im Ortsbereich. Für diese beiden Typen wurden die an den zugehörigen Messstellen zum Zeitpunkt des ersten Absinkens der Leitfähigkeit verzeichneten hydraulischen Radien (Fließguerschnitt / benetzter Umfang) als repräsentativ angenommen. Daraus sowie aus den mittleren Gefällen der jeweiligen Abschnitte wurde mit der Fließformel nach Manning-Strickler (Formel 4-3 geteilt durch A) für eine Wassergeschwindigkeit von 0.7 m/s der Rauhigkeitsbeiwert berechnet (s. Tab. 5-6). Hier sind verschiedene Szenarien möglich: Geht man von einer gleichmäßigen Verteilung der mittleren Wassergeschwindigkeiten aus, so ergibt sich für den ausgebauten Teil ein Stricklerbeiwert von 31 und für den natürlichen Bachlauf von 13 m^{1/3}/s. Beruft man sich jedoch auf die vom Schweizer BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2001) zitierten Untersuchungen, wonach bei kleinen relativen Abflusstiefen und Gefällen > 4% der Stricklerbeiwert aus dem Gefälle abgeleitet werden sollte $(k_{St} = 25 * l_{S}^{-0.823})$, so ist eine ungleichmäßige Verteilung der gemessenen mittleren Wassergeschwindigkeit auf die beiden Gerinneabschnitte anzunehmen. Setzt man für den natürlichen Bachlauf einen mit obiger Regressionsbeziehung bestimmten Stricklerbeiwert von 6 m^{1/3}/s als gegeben voraus, so muss zur Erhaltung der mittleren Geschwindigkeit von 0.7 m/s der durchschnittliche Rauhigkeitsbeiwert für das ausgebaute Gerinne bei 40 m^{1/3}/s liegen.

Gerinneabschnitt:	ausgekleidet	natürlich
hydraulischer Radius (m):	0.078	0.1
?h (m)	18	35
?x (m)	1200	600
Gefälle	1.5%	5.8%
v (Mittel) 0.7	0.7	0.7
Mittelwert k _{St} =v / R ^{2/3} I ^{1/2}	31	13
k_{St} aus BWG = 25 $l_{S}^{-0.823}$		6
v (gewichtetes Mittel) 0.7	0.9	0.3
Mittelwert k _{St} bei Annahme		
ungleichmäßiger vVerteilung	40	6

Tab. 5-6: Ableitung der Strickler-Beiwerte aus dem Ereignis am 6.8.2003

Dieses zweite Szenario wird bestätigt durch die am Standort Glasbach-Shelltankstelle bei Abflussmessungen ermittelten Durchflüsse: Bei Wasserständen, wie sie im Bereich des Peaks, d.h. bei den betrachteten Wassergeschwindigkeiten, auftreten, liegt der Rauhigkeitsbeiwert in der Größenordnung von 40-50 m^{1/3}/s (Formel (4-3) aufgelöst nach k_{St}).

Aus der Vermessung des Teiches und den Aussagen des Försters über die Absenktiefe (ca. 2 m) konnte das abgelassene Volumen (maximal 150 m³) bestimmt werden. Allerdings kann das Ausmaß der Verlandung am Grund des Teichs nicht abgeschätzt werden, so dass wahrscheinlich ein geringeres Volumen abgeflossen ist.

Da für die Messstelle Glasbach-Waldrand keine Abflussmessungen oberhalb einer Wassertiefe von 14 cm vorlagen, wurde unter Annahme einer Abflussfülle von 125 m³ iterativ der am 6.8. gemessene Spitzenabfluss bei einem Wasserstand von 16.5 cm rekonstruiert. Daraus resultierten die für die Abflusskurve verwendeten Gleichungen (s. Kap. 4.2.2.1 und Anhang 3-1). Die angenommene Abflussfülle von 125 m³ konnte durch Auswertung der bei diesem Ereignis am Pegels Glasbach-Shelltankstelle gemessenen Daten bestätigt werden: Bei Anwendung der für diesen Standort ermittelten P-Q-Beziehung ergibt sich eine Abflussfülle von 122 m³ über dem Basisabfluss (siehe Anhang 10).

5.3.2 Berechnung der Abflussbeiwerte

Ein interessanter Aspekt in der Stadthydrologieforschung ist die große Variabilität der Abflussbeiwerte sowohl auf Einzugsgebietsebene (BERTHIER 1999, BECCIU & PAOLETTI 1997, CALOMINO ET AL. 1997) als auch in der hochaufgelösten Skale einzelner Dachflächen oder Straßenstücke (HOLLIS & OVENDEN 1988, LINDH 1978, ZUIDEMA 1978). Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde zur Charakterisierung der ausgewerteten Niederschlagsereignisse der Gesamtabflussbeiwert, d.h. der Anteil des Direktabflusses am Niederschlag, berechnet. Hierzu wird der Direktabfluss des betrachteten urbanen Einzugsgebietes (Abflussfülle in Litern I) geteilt durch dessen Fläche (in m²) mal der Gesamtniederschlagshöhe in mm = I/m². Somit ist der Abflussbeiwert dimensionslos.

Zur Bestimmung des dem untersuchten Einzugsgebiet anzurechnenden Direktabflussanteils muss der Basisabfluss bzw. der aus dem natürlichen Einzugsgebiet stammende, verzögerte Abfluss von der an der urbanen Messstation aufgezeichneten Ganglinie abgetrennt werden. Hierfür gibt es zahlreiche Verfahren (CHOW 1988, MANIAK 1997, AKAN 2003 etc.). Um festzulegen, zu welchem Zeitpunkt der Direktabfluss des betrachteten Gebiets endet, muss die Konzentrationszeit des Einzugsgebiets bestimmt werden, d.h. die Dauer, die das Wasser nach dem Ende des Niederschlags vom entferntesten Punkt bis zum Gebietsauslasses benötigt.

Für das urbane Einzugsgebiet des Glasbachs wurde diese zunächst nach der Formel von KIRPICH (1946, zitiert in MANIAK 1997) berechnet (siehe Anhang 11). Dabei wurden die Konzentrationszeiten für das entlegenste Segment-Teileinzugsgebiet sowie für ein jedes Gerinnesegment zwischen dem entferntesten Punkt und der Messstation addiert. Für die ausgekleideten Gerinne wurden die Werte nach AKAN (2003) mit 0.2 multipliziert, da die Regression von KIRPICH aus Abflüssen landwirtschaftlicher Parzellen berechnet ist. Zwei weitere Verfahren zur Bestimmung der Konzentrationszeit ergaben ähnliche Ergebnisse in der Größenordnung von 25 Minuten. Betrachtet man allerdings die Auswertung der gemessenen Daten (Ereignis vom 06.08.2003, s. Kap. 5.3.1), liegen bereits die reinen Fließzeiten vom Eintritt in das urbane Einzugsgebiet bis zum Gebietsauslass mit 42 Minuten weit über dem theoretisch bestimmten Wert, zumal diese Dauer bei Peak-Wassergeschwindigkeiten gemessen wurde. Gegen Ereignisende nehmen mit dem Abfluss auch die Fließgeschwindigkeiten ab, so dass die Konzentrationszeit noch um einiges höher liegen dürfte. Als ungefähre

Abschätzung im Falle von kleineren Abflussereignissen wird für die Konzentrationszeit im urbanen Glasbach-Einzugsgebiet ein Wert von einer Stunde angenommen.

Auch die Bestimmung des Niederschlagsendes, ab dem die Konzentrationszeit zu rechnen ist, ist in der praktischen Anwendung mit großen Unsicherheiten behaftet, da nach den abflussbildenden Niederschlägen sehr oft Nachregen geringer Intensität stattfanden. Die zeitliche Einordnung des Niederschlags geht außerdem von einer gleichmäßigen Verteilung über das gesamte Einzugsgebiet aus – jedoch können Zugbahnen der Niederschlagszellen eine zeitliche Verschiebung verursacht haben (Niederschläge im oberen Teil des Einzugsgebiets fanden möglicherweise früher oder später statt als aufgezeichnet).

Eine weitere Beobachtung stellt ebenfalls die unkritische Anwendung dieser Methode zur Bestimmung des Endes des Direktabflusses in Frage: Bei manchen Ereignissen (29.08.03, 11.09.03) wird im Anschluss an einen steilen Peak ein plateauartiges Tailing beobachtet, das sich weder durch den Niederschlagsinput noch durch einen erhöhten Basisabfluss aus dem natürlichen Einzugsgebiet erklären lässt, da dieser zum fraglichen Zeitpunkt noch nicht am Gebietsauslass eingetroffen sein kann. Eine mögliche Ursache wäre in der Gerinneretention zu suchen, die mehrfach hinter mit Unrat verlegten Gittern beobachtet wurde. Auch EGGER (2003) erwähnt die Verunreinigung des Baches (ein gelindes Beispiel ist der Fotodokumentation in Anhang 2 zu entnehmen). Derartige fallweise Rückstauverhältnisse führen zu einer Verlangsamung des Direktabflusses, welche bei Annahme einer einheitlichen Konzentrationszeit vernachlässigt wird.

Aus diesen Überlegungen ergab sich die Notwendigkeit, den Direktabfluss für jedes ausgewertete Ereignis unter Berücksichtigung sämtlicher verfügbarer Indizien zu bestimmen, wobei auch die am Eingang in das städtische Einzugsgebiet aufgezeichneten Daten berücksichtigt wurden. Zur Ermittlung der Abflusskomponente aus dem natürlichen Einzugsgebiet, d.h. dem Anteil der urbanen Ganglinie, die nicht dem Direktabfluss aus dem Stadteinzugsgebiet zuzuschreiben ist, wurde beispielhaft die nach dem Niederschlag am 7.10.2003 an der Station Glasbach-Waldrand gemessene Abflussganglinie in die Routing-Prozedur des ZIN-Modells eingespeist und der Wellendurchgang am Messstandort Glasbach-Shelltankstelle simuliert. Hierzu mussten die Minutenwerte der Abflussaufzeichnungen zunächst in 10-Sekunden-Einheiten umgerechnet werden. Das Resultat ist in Abb. 5-9 wiedergegeben.



Abb. 5-9: Modellierte Ganglinie des Glasbach-Wald-Einzugsgebietsabflusses am urbanen Messstandort Glasbach Shell-Tankstelle

Dabei ist zu bemerken, dass die simulierte Welle mit dem alleinigen Wald-Abflussanteil berechnet wurde, wodurch die Geschwindigkeiten leicht unterschätzt werden, da sich ja zum gleichen Zeitpunkt auch das Ereigniswasser aus dem urbanen Einzugsgebiet im Gerinne befand. Als Anhaltspunkt für den Fehler könnten die Geschwindigkeiten verglichen werden, die am urbanen Messstandort bei 50 l/s (ca. 0.9 m/s) bzw. bei 100 l/s (ca. 1.1 m/s) auftreten. Andererseits hat sich bei anderen Simulationsergebnissen gezeigt, dass das Modell die Geschwindigkeiten meist leicht überschätzt, weswegen angesichts der Unsicherheiten von einer weiteren Fehlerbetrachtung abgesehen wird.

Da die wahre Verzögerung der Simulation gegenüber der realen Ankunftszeit der Welle nicht genauer bestimmt werden kann, wird der Einfachheit halber die modellierte Ganglinie als gute Näherung angenommen. Der Punkt, an dem die Rezession der gemessenen Ganglinie mit derjenigen der simulierten zusammenfällt, kann ungefähr als das Ende des Direktabflusses angesprochen werden (ca. 21:00 Uhr).

Zur Berechnung der Direktabflussfülle werden nun drei Methoden verglichen:

- gradlinige Abtrennung des Basisabflusses zwischen dem Anstiegspunkt und dem festgelegten Endpunkt (Мамак 1997, Сноw 1988) und Berechnung der Abflussfülle über dieser Linie;
- Berechnung der abgeflossenen Volumina aus dem Integral der beiden gemessenen Ganglinien (natürliches und städtisches Einzugsgebiet) über einen längeren Zeitraum, um die Verschiebung der Wellen auszugleichen – die Differenz entspricht dem Direktabfluss aus dem Stadtgebiet;
- Berechnung der abgeflossenen Volumina aus dem Integral der gemessenen Ganglinie und demjenigen des gerouteten Waldabflusses an der unteren Messstelle (simulierter Anteil des nichturbanen Abflusses): die Differenz entspricht wieder dem Direktabfluss aus dem Stadtgebiet.

1.	Abfluss GU insg. gemessen 17:20-21:00	972 m³	Problem: Festlegung des Endpunktes			
	Abflussfülle>Qbas abgetrennt 17:20-21:00	659 m³	(Annahme: Konzentrationszeit 50 min.)			
2.	Abfluss GU insg. gemessen 17:00-00:00	1229 m³	Problem: bei längeren Zeiträumen			
	Abfluss GO insg. gemessen 17:00-00:00	559 m³	wirken sich die Fehler im unteren B			
	Abflussfülle mit GU-GO(gemessen)	670 m³	reich der Abflusskurve verstärkt aus!			
3.	Abfluss GU insg. gemessen 17:20-21:00	972 m³	Problem: Massenverlust beim Routing			
	Abfluss GO modelliert 17:20-21:00	259 m³	sowie mögliche Fehler bei der P-Q-			
	Abflussfülle mit GU-GO(modelliert)	712 m ³	Bezienung			

Tab. 5-7: Vergleich unterschiedlicher Methoden zur Ermittlung des Direktabflusses

Leider versagte letztere Methode bei den anderen untersuchten Ereignissen, da nur am 7.10. am Standort Glasbach-Waldrand ein ausreichender Abflussanstieg zu verzeichnen war. Bei kleineren Abflüssen werden die Ungenauigkeiten bei der Modellierung des Wellenablaufes zu groß, so dass allenfalls der Zeitpunkt des Eintreffens des erhöhten Waldgebietsabflusses aus der Simulation abgeleitet werden kann, nicht jedoch die Form der Rezessionsganglinie – und damit auch nicht das abgeflossene Volumen.

Ein weiteres Problem tritt bei der Ermittlung der jeweils abgeflossenen Volumina aus den beiden gemessenen Ganglinien zutage: Die für den Standort Glasbach-Waldrand (GO) aufgestellte P-Q-Beziehung basiert auf einigen wenigen Abflussmessungen bei bestimmten

Wasserständen. Am 7.10. lagen sowohl der Peak- als auch der nachfolgende Basisabfluss in Größenbereichen, bei denen sich die Abflusskurve auf Messwerte stützt (50 l/s bzw. 8 l/s). Hingegen ist es durchaus wahrscheinlich, dass die über die Regressionsgleichung interpolierten Abflüsse in den Wertebereichen zwischen zwei Abflussmesspunkten mit Fehlern behaftet sind, die sich beim Integrieren über die gesamte Ereignisdauer nicht unerheblich auswirken dürften.

Allerdings müssen offensichtlich noch andere Imponderabilien berücksichtigt werden, die dazu führen, dass die Basisabflüsse am Standort Glasbach-Shelltankstelle (GU) nicht mit jenen am oberen Standort GO übereinstimmen. Es werden Fälle beobachtet, wo einem Basisabfluss von 5 l/s am oberen Standort einmal ein Abfluss von 2,5 l/s (3.10.2003), dann von 5 l/s (27.07.2003) und von 7 l/s (11.09.2003) am unteren Messpunkt entspricht! Hier kann keine Messungenauigkeit verantwortlich gemacht werden, obwohl auch die Obstruktion des Messquerschnitts am Standort Glasbach-Waldrand in zwei Fällen dazu geführt hat, dass wegen erhöhtem Wasserstand zu hohe Abflüsse interpretiert wurden (Ereignisse vom 17.08. und 07.10.2003, siehe Abb. 5-11; im Feldtagebuch entsprechende Vermerke beim Auslesen der Sonde). Eine mögliche Erklärung wäre ein Zu- oder Abstrom auf dem unausgebauten Streckenabschnitt, je nachdem, ob effluente oder influente Verhältnisse herrschen, d.h. ob der Bachlauf Wasser vom Grundwæser erhält oder an es abgibt. Nimmt man als Indikator für den Grundwasserstand den Basisabfluss vor Ereignisbeginn an, so kann dieser zum Teil die beobachteten Schwankungen erklären (R² 0.85, s. Abb. 5-10).



Ereignis:	Qbas vor [l/s]	Q-GU nach [l/s]	Q-GO nach [l/s]	?Q nach [l/s]
27.07.2003	3.0	5.0	5.0	0.0
17.08.2003	3.5	4.5	*)	
29.08.2003	1.5	5.0	5.0	0.0
30.08.2003	5.0	10.0	4.5	5.5
11.09.2003	4.0	7.0	5.5	1.5
23.09.2003	2.0	4.5	5.5	-1.0
03.10.2003	0.5	2.5	5.5	-3.0
07.10.2003	3.5	8.0	*)	

*) nicht bestimmbar (Messquerschnitt verlegt)

Abb. 5-10: Glasbach: Korrelation zwischen Basisabfluss und Differenz der Trockenwetterabflüsse

In Anbetracht all der möglichen Fehlerquellen bei der Bestimmung des Direktabflusses wird nach Abwägung der Ergebnisse in Tab. 5-7 die Methode der gradlinigen Abtrennung des Basisabflusses bis zum Ende der Konzentrationszeit als die praktikabelste Lösung angenommmen. Die Unterschiede der Methoden liegen im Messfehlerbereich von ± 10%.

In Abb. 5-11 sind die Abflussganglinien der verschiedenen Ereignisse abgebildet: Derjenigen des Stadteinzugsgebiets wurde die um eine Stunde zeitversetzte (bzw. am 7.10 die modellierte) Ganglinie des Waldabflusses gegenübergestellt. Der Strich symbolisiert die Abtrennung des Direktabflusses.













Abb. 5-11: Ganglinien der ausgewerteten Ereignisse an der urbanen Messstation sowie des um 1 Std. zeitversetzten Abflusses des natürlichen Einzugsgebiets an der urbanen Messstelle

0.9





In Tab. 5-8 werden für sämtliche untersuchten Ereignisse die Gesamtabflussdifferenzen von der städtischen und der ländlichen Messstelle (GU-GO) über 12 Stunden dem mit der Basisabfluss-Abtrennung berechneten Direktabfluss gegenübergestellt. Der Endpunkt des Direktabflusses wurde einerseits unter Berücksichtigung der Konzentrationszeit (eine Stunde bei kleinen Ereignissen), andererseits anhand der Rezessionsganglinie bestimmt: Wenn wie am 29.8. oder 11.9.2003 ein langsamer Abflussrückgang einem relativ niedrigen Waldabfluss gegenüberstand, wurde ein durch Gerinneretention verzögerter Direktabfluss angenommen und die Abtrennlinie verlängert. Wenn hingegen wie am 23.09. und 3.10.2003 die Rezession an der unteren Messstelle sehr schnell unter diejenige der Waldganglinie fiel, wurde ein entsprechend früheres Niederschlagsende, d.h. eine früher endende Konzentrationszeit angenommen.

Ereignis	Q-Vol. GO insg.12h [m ³]	Q-Vol. GU insg.12h [m ³]	Differenz GU-GO [m ³]	Direkt- abfluss abgetrennt [m ³]	Bemerkungen
27.07.2003	334	559	225	126	evtl. verzögerter Direktabfluss aus unver- siegeltem Bachuferbereich (Vorregen)
17.08.2003	360	295	-65	93	überhöhte Messung bei GO (Rückstau)
29.08.2003	257	507	250	192	evtl. verzögert Gerinneretention den Direktabfluss
30.08.2003	228	664	436	185	evtl. verzögerter Direktabfluss aus unver- siegeltem Bachuferbereich (Vorregen)
11.09.2003	363	882	519	484	evtl. verzögert Gerinneretention den Direktabfluss
23.09.2003	267	392	125	199	evtl. Abstrom im natürl. Bett nach langer Trockenperiode
03.10.2003	480	667	187	438	evtl. Abstrom im natürl. Bett nach langer Trockenperiode
07.10.2003	821	1363	542	659	leicht überhöhte Messung bei GO

Tab. 5-8: Direktabfluss ausgewählter Ereignisse im urbanen Glasbach-Einzugsgebiet

Zur Berechnung der Abflussbeiwerte wurde – soweit verfügbar – der gemittelte Gesamtniederschlag verwendet, der in den beiden Totalisatoren im oberen und unteren Stadteinzugsgebiet gemessen wurde. Sofern für die Einzelereignisse keine eindeutige Messung im Einzugsgebiet verfügbar war, wurde der windkorrigierte Messwert der Meteorologischen Stadtstation Freiburg verwendet. Ein Vergleich der jeweils kumulierten Totalisator- und MIF-Messdaten ergab keine gravierenden Abweichungen.

Die schlussendlich aus den Niederschlägen und Direktabfluss-Volumina bestimmten Abflussbeiwerte für das Stadteinzugsgebiet des Glasbachs sind in Tab. 5-9 zusammengestellt (Einzugsgebietsfläche 131 346 m²). Die Schwankungsbreite der Abflussbeiwerte geht von unter 0.1 bis 0.33 (Mittelwert 0.19, Variationskoeffizient 2.5). Es ist festzuhalten, dass diese Werte in Anbetracht eines Versiegelungsgrads von 57 % unter den Literaturwerten liegen (siehe Anhang 4). Dies ist mit Sicherheit darauf zurückzuführen, dass letztere für große Ereignisse mit mehrjährigem Wiederkehrintervall angegeben werden (siehe z.B. CHOW 1988), an die die in diesem Sommer aufgezeichneten Ereignisse bei weitem nicht heranreichen.

				-
Ereignis	N korr. (mm)	Direktab- fluss (m ³)	Abfluss- beiwert	
27.07.2003	5.0	126	0.19	
17.08.2003	5.1	93	0.14	
29.08.2003	11.8	192	0.12	
30.08.2003	6.0	185	0.23	
11.09.2003	11.1	484	0.33	
23.09.2003	14.6	199	0.10	
03.10.2003	25.2	438	0.13	
07.10.2003	19.2	659	0.26	





Abb. 5-12: Gesamtabflussbeiwerte Glasbach

Auch LANGE ET AL. (2003) sowie HOLLIS & OVENDEN (1988) haben bei experimentellen Untersuchungen einen mittleren Straßenabflussbeiwert von lediglich 33% ermittelt. Letztere haben in England über ein Jahr gezielt Dach- und Straßenabflüsse gemessen und ebenfalls eine hohe Variabilität der Abflussbeiwerte festgestellt. Sie haben versucht, diese mit verschiedenen ereignisspezifischen Parametern zu erklären, haben jedoch keinen signifikanten Zusammenhang mit Intensitäten, Niederschlagshöhen o.ä. feststellen können. In Tab. 5-10 sind für die hier untersuchten Ereignisse die eventuell relevanten Niederschlagsparameter zusammengestellt (Niederschlagshöhe, -dauer und –intensitäten), aber auch einige andere Ereignisparameter wie die Absenkung der Leitfähigkeit und Erhöhung der Wassertemperatur zu Ereignisbeginn (siehe Erläuterungen in Kap. 5.3.3), Lufttemperatur vor Ereignisbeginn, Anzahl der Vorereignis-Tage mit weniger als 0.2 mm Niederschlag sowie Volumen des ermittelten Direktabflusses. In der letzten Zeile wird die Korrelation dieser Datensätze mit dem Abflussbeiwert untersucht: Dargestellt ist deren Bestimmtheitsmaß R², d.h. das Quadrat des Korrelationskoeffizienten nach Bravais-Pearson.

Ereignis	Abfluss- beiwert	N korr. (mm)	Dauer (min)	mittl. N-Int. (mm/h)	l max (mm/h)	LF-Ab- senkung (µS/cm)	Erhöhung Wasser- Temp.(°C)	Luft-T. Beginn (°C)	Trocken- periode (Tage)	Direkt- abfluss [m³]
27.07.03	0.19	5.0	90	3.3	10.8	150	+ 0.6°	21	0	126
17.08.03	0.14	5.1	120	2.6	9.1	130	+ 1.0°	29	1	93
29.08.03	0.12	11.8	90	7.8	32.0	180	+ 1.3°	26	1	192
30.08.03	0.23	6.0	100	3.6	8.4	170	+ 0.5°	22	0	185
11.09.03	0.33	11.1	150	4.4	28.8	170	+ 0.3°	15	3	484
23.09.03	0.10	14.6	110	8.0	25.2	140	+ 1.2°	19	12	199
03.10.03	0.13	25.2	330	4.6	14.4	160	+ 0.8°	19	2	438
07.10.03	0.26	19.2	180	6.4	30.0	150	+ 0.6°	11	0	659
R ²	1.00	0.02	0.00	0.08	0.04	0.11	0.80	0.36	0.14	0.32

Tab. 5-10: Korrelationen zwischen Abflussbeiwert und verschiedenen ereignisspezifischen Parametern im Glasbach-Stadteinzugsgebiet

Wie sich zeigt, wird auch hier die Variabilität des Abflussbeiwerts nicht durch eher naheliegende Parameter wie Niederschlagsintensität oder -menge erklärt. Hingegen besteht eine erstaunlich gute Korrelation zwischen dem Abflussbeiwert und der Erhöhung der Wassertemperatur, die jeweils zu Ereignisbeginn von den Messsonden aufgezeichnet wurde: Je stärker sich das Wasser erwärmt, desto höher liegt der Abflussbeiwert. Im folgenden Kapitel (5.3.3) wird auf diesen interessanten Aspekt näher eingegangen.

Im Hirzbergbach-Stadteinzugsgebiet konnten keine Abflussbeiwerte bestimmt werden. Zu der bereits in Kapitel 4.3.2.1 erläuterten Problematik der Hochwasserentlastung *in* das Hirzbergbach-Kanalsystem kommt noch ein Fall von Ableitung *aus* dem System: Vor dem Durchlass unter der Eisenbahntrasse befindet sich ein Verteilerbauwerk, an dem bei höheren Wasserständen ein nicht bestimmbarer Abflussanteil in einen Straßengraben jenseits der Waldseestraße geleitet wird (siehe Abb. 5-11: Aufnahme in Fließrichtung, weiterer Verlauf des Hirzbergbachs rechts durch das große Rohr; links Einmündung der Waldseestraßen-gräben, geradeaus Entlastung in Graben jenseits der Waldseestraße).



Abb. 5-13: Entlastungsbauwerk am Hirzbergbach vor Eisenbahndurchlass (eigene Aufnahmen und Montage, 15.09.2003)

Wohl aufgrund von vergangenen Überschwemmungen im Bachverlauf flussaufwärts wurde die Trennwand durchbrochen, wodurch eine Abschätzung der Abflussaufteilung – und somit des im Hirzbergbach verbleibenden, am Standort Hirzbergbach-Mündung (HU) gemessenen Direktabflussanteils – unmöglich wird. Dass das Wasser bereits bei HU-Wasserständen von 40 cm über das Mäuerchen läuft, konnte am 20.01.2004 bei einer Feldbegehung konstatiert werden.

Da so der Direktabfluss des Hirzbergbach-Stadteinzugsgebiets nicht zu ermitteln ist, konnten für die untersuchten Ereignisse keine Abflussbeiwerte berechnet werden.

5.3.3 Leitfähigkeit und Temperatur als Tracer für hydrologische Prozesse

Die detaillierte Aufzeichnung des Verlaufs von Temperatur und Leitfähigkeit ermöglicht Rückschlüsse auf hydrologische Prozesse, die in den urbanen Einzugsgebieten ablaufen. An einigen Beispielen sollen diese hier dargestellt werden.

5.3.3.1 Leitfähigkeitsganglinie im urbanen Abflussgeschehen

Ein in der Stadthydrologie-Literatur häufig beschriebenes Phänomen ist der "first flush"-Effekt (HUBER 1993, AKAN 2003): Nach längeren Trockenperioden haben sich auf den versiegelten Oberflächen Feststoffe verschiedensten Ursprungs angesammelt, die mit dem ersten intensiven Niederschlag in die Kanalisation gespült werden. Die löslichen Feststoffe (Salze) führen zu einer Erhöhung der Leitfähigkeit, wodurch diese als Indikator für eine erhöhte Schmutzfracht genutzt werden kann.

In Abb. 5-14 ist der Verlauf der Temperatur und Leitfähigkeit während des am 23.09.2003 aufgezeichneten Ereignisses dargestellt. Diesem war eine 12tägige Trockenperiode vorausgegangen. Deutlich ist der Anstieg der Leitfähigkeit mit dem ersten erhöhten Abfluss zu erkennen. Sobald der erste "wash-off" vorüber ist, wirkt sich der erhöhte Anteil an gering leitendem Niederschlagswasser im Abfluss leitfähigkeitssenkend aus. Die nachfolgenden kleineren Leitfähigkeitspeaks deuten vermutlich auf die Ankunft des "first flush"-Wassers aus den an den Glasbach angeschlossenen Regenwasserkanalisationen hin (siehe Gerinnenetz in Anhang 5.1), erreichen jedoch nicht mehr die Höhe des ersten Anstiegs, da sich bei fortschreitendem Ereignis ein größerer Anteil Niederschlagswasser im Gewässer befindet.



Dieser Effekt der Vermischung von Ereigniswasser geringerer Leitfähigkeit mit Vorereigniswasser und dadurch eine dem Abfluss invers proportionale Ganglinie der Leitfähigkeitsmesswerte zeigt sich z.B. auch bei der Ereignisserie vom 29./30./31.8.2003 (Abb. 5-15). Zu bemerken ist, dass bei den nachfolgenden Niederschlägen auf "gewaschene" Flächen kein first-flush-Effekt mehr stattfindet.



Abb. 5-15: Leitfähigkeits- und Abflussganglinie am Standort Hirzbergbach-Mündung, 29.-31.8.03

Bei näherer Untersuchung in höherer zeitlicher Auflösung tritt zutage, dass die Umkehrpunkte in der Leitfähigkeitsganglinie jeweils etwas später liegen als diejenigen der Wasserstandsganglinie (am Beispiel des Ereignisses vom 11.09.2003 in Abb. 5-16 dargestellt; siehe auch Abb. 5-8 S. 34). Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle in einem Gerinne größer ist als diejenige des Wassers: Der Wasserstand steigt bereits, obwohl sich nur Vorereigniswasser im Gerinne befindet, das von dem ansteigenden Niederschlagswasser vorweggedrückt wird (siehe auch KREBS ET AL. 1998).

Der besseren Darstellbarkeit wegen werden bei den Abb. 5-16 sowie 5-17 die Wasserstände anstatt der Abflüsse aufgetragen, da bei der grafischen Darstellung der Abflüsse (Spannweite 0-300 l/s) die Leitfähigkeitsganglinie durch die gröbere Auflösung der Ordinatenachse stark verflacht wird. In Anhang 12 sind die Abflussganglinien für die ausgewerteten Ereignisse wiedergegeben.



Abb. 5-16: Verlauf von Wasserstands- und Leitfähigkeitsganglinie, Hirzbergbach 11.09.03

Der erste Anstieg des Pegels fand um 6:29 Uhr statt. Um diese Zeit sinkt die Leitfähigkeit nur ganz schwach, wohl durch den direkt ins Gerinne fallenden Regen. Erst um 6:42 Uhr trifft das durch niedrigere Leitfähigkeiten gekennzeichnete Ereigniswasser aus der Kanalisation ein. Man kann zwei aufeinanderfolgende Peaks unterscheiden, die möglicherweise auf verschiedene Ursprünge hindeuten: zunächst könnte es das Wasser aus der Regenwasser-kanalisation der Hansjakobstraße sein, die in der Nähe der Messstelle in den Hirzbergbach mündet, später die weiter entfernte Entwässerung des Stadtteils Littenweiler. Dem ersten Wasserstandspeak um 6:44 Uhr entspricht ein Leitfähigkeitsminimum um 6:50. Anschließend steigt der Wasserspiegel sprunghaft an, was wohl auf das Eintreffen der Welle aus Littenweiler zurückzuführen sein dürfte. Die Leitfähigkeit sinkt allerdings erst ab 06:56 Uhr wieder, was auf eine Verzögerung von 10 Minuten zwischen Welle und Wasser hindeutet. Beim maximalen Wasserstand um 7:01 Uhr sinkt die Leitfähigkeit noch weiter bis um 7:21 Uhr. Erst dann ist der Anteil an Ereigniswasser am Abfluss maximal.

Im Hirzbergbach kann sich das Phänomen der Verschiebung zwischen Welle und Wasser wohl deswegen so deutlich ausprägen, weil sich zwischen dem versiegelten Einzugsgebiet der Regenwasserkanalisation von Littenweiler und der Messstelle eine längere Gerinnestrecke ohne nennenswerte seitliche Zuläufe befindet (siehe Anhang 5-3), so dass keine merkliche Überprägung der Leitfähigkeits ganglinie mit kontinuierlich eingespeistem Ereigniswasser stattfindet. Bei der Kürze der Niederschlagsdauern ist das "lokale" Wasser bereits abgelaufen, wenn die Welle von der Regenwasserkanalisation von Littenweiler eintrifft. Im Glasbach sind die Schwankungen der Leitfähigkeit bei normalen Niederschlagsereignissen nicht so eindeutig mit dem Wasserstand korreliert, da sich Wasser mit unterschiedlichen Fließzeiten und unterschiedlicher Leitfähigkeit mischt. Lediglich bei der Entleerung des Teiches im Oberlauf des Glasbachs (siehe Kap. 5.3.1) konnte ebenfalls die Trennung von Welle und Wasser nachvollzogen werden.

Das durch die Theorie der kinematischen Welle begründete Verhältnis zwischen Wellen- und Wassergeschwindigkeit k' hängt von der Gerinnegeometrie und dem jeweiligen Wasserstand ab (siehe Formel 4-15). Anhand der Auswertung der Aufzeichnung von Einzelereignissen an der Messstelle Hirzbergbach-Mündung (siehe Abb. 5-17) sollte untersucht werden, ob die aus der oben beschriebenen Verschiebung der Umkehrpunkte der Wasserstands- und Leitfähigkeitsganglinien abgeleiteten Geschwindigkeiten mit den theoretischen Werten für k' (siehe Anhang 8) übereinstimmen. In Tab. 5-11 wurde für jedes Ereignis die Zeitdifferenz vom Beginn des intensiven Niederschlags (>2.5 mm/h bzw. 0.04 mm/min) bis zum ersten Pegelanstieg einerseits und bis zum ersten Leitfähigkeitsabfall andererseits berechnet. Diese Punkte sind jeweils eindeutiger festzulegen als die jeweiligen Maxima bzw. Minima. Aus dem Verhältnis dieser Zeiten zueinander konnte dann

k' = c/v = (Strecke / Wellenlaufzeit t_{Welle}) / (Strecke / Wasserfließzeit t_{Wasser}) = t_{Wasser} / t_{Welle}

bestimmt werden. Zur Abschätzung der mittleren Wassergeschwindigkeit v = $2x/t_{Wasser}$ wurde von einer Wellenlaufstrecke 2x von 1350 m ausgegangen (von der letzten Kanaleinmündung ab).



Abb. 5-17: Wasserstands- und Leitfähigkeitsganglinien ausgewählter Ereignisse am Hirzbergbach

Ereignis	Beginn int. N	Peak-h (cm)	Peak-Q (l/s)	1. h- Anstieg	Peak	1. LF- Abfall	t _{Welle} von N	t _{Wasser} von N	k'	v
27.07.2003	19:50	51	231	20:15	20:30	20:24	00:25	0:34	1.4	0.7
31.07.2003	18:50	43	90	19:36	19:45	19:46	00:46	0:56	1.2	0.4
17.08.2003	22:10	43	91	22:44	22:51	22:57	00:34	0:47	1.4	0.5
29.08.2003	16:30	44	101	16:57	17:04	17:13	00:27	0:43	1.6	0.5
30.08.2003	17:00	50	201	17:32	18:03	17:46	00:32	0:46	1.4	0.5
11.09.2003	06:10	54	279	06:29	07:01	06:42	00:19	0:32	1.7	0.7
23.09.2003	09:40	47	149	10:00	10:55	10:12	00:20	0:32	1.6	0.7
07.10.2003	17:30	53	263	17:50	18:08	17:54	00:20	0:24	1.2	0.9

Tab. 5-11: Wellen- bzw. Wassergeschwindigkeiten am Hirzbergbach

Wie sich zeigt, liegen die Werte für k' mit 1.2 bis 1.7 zwar durchaus in einem realistischen Größenordnungsbereich (siehe Berechnung in Anhang 8-3). Auch scheinen die Datensätze in sich einigermaßen konsistent (siehe Abb. 5-18): Peak-Höhe und Wassergeschwindigkeit sind in etwa proportional, und das Verhältnis zwischen Wellen- und Wassergeschwindigkeit ist relativ konstant, wie ja schon bei der Berechnung von k' ersichtlich.



Abb. 5-18: Korrelationen der Peakhöhen bzw. der Wellengeschwindigkeiten mit den Wassergeschwindigkeiten bei Einzelereignissen am Hirzbergbach

Jedoch ist die aufgrund der theoretischen Werte zu erwartende Korrelation zwischen k' und der Peakhöhe bei den ausgewerteten Ereignissen sehr schlecht (R² nahe 0). Einerseits ist die genaue Festlegung des Abflussbeginns nicht möglich (der Niederschlagsbeginn ist nur ein Anhaltspunkt, der durch die Aufzeichnungsauflösung von 10 Minuten noch ungenauer wird). Ein weiterer Grund ist wohl, dass die Abschätzung der Geschwindigkeiten ja nicht bis zum Peak, sondern nur bis zum ersten Wasserstandsanstieg bzw. Leitfähigkeitsabfall erfolgt. Ein Vergleich der Wellen- und Wassergeschwindigkeiten zu Spitzenabflusszeiten scheitert daran, dass zu diesem Zeitpunkt zwar exakt die Wellenlaufzeit, jedoch kaum je genau die Wasserlaufzeit (d.h. ein präzises Leitfähigkeitsminimum) festzulegen ist.

Somit erscheint die Bestimmung der jeweils korrespondierenden Wellen- bzw. Wasserlaufzeiten zu ungenau, um aus diesen Daten weitere Schlüsse ziehen zu können. Dasselbe gilt für die durchschnittlichen Wassergeschwindigkeiten: Eine Ableitung von mittleren Rauhigkeitsbeiwerten – ähnlich wie bei dem Ereignis vom 6.8.03 für den Glasbach – ist hier nicht möglich.

5.3.3.2 Die Temperaturganglinie zu Abflussbeginn als Indikator für Verdunstungsverluste

Eine interessante Beobachtung ist die bei jedem Ereignis zu verzeichnende Erhöhung der Wassertemperatur in den ersten Minuten des Abflussanstiegs (siehe Abb. 5-19).



Zwar sinkt die Temperaturganglinie zunächst etwas ab, was wohl auf die Abkühlung durch den in das Gerinne fallenden Regen zurückzuführen ist (besonders deutlich ist dieser Temperaturrückgang bei dem Ereignis vom 07. Oktober 2003 auf Abb. 5-20). Wenn jedoch der Direktabfluss in den Bach gelangt, der durch die in den überflossenen Oberflächen gespeicherte Energie erwärmte wurde, steigt die Wassertemperatur merklich an. Dieser Anstieg wurde für die im Glasbach-Stadteinzugsgebiet ausgewerteten Ereignisse aus den aufgezeichneten Datenreihen berechnet (siehe Temperaturganglinien in Abb. 5-20 und Tab. 5-12). Auch in Abb. 5-20 sind die Wasserstände statt der Abflüsse aufgetragen, um die Ordinatenskala stärker zu spreizen. In Anhang 13 sind die Abflussganglinien für die ausgewerteten Ereignisse dargestellt.

Zur Bestimmung des dem "first flush" zuzuordnenden Temperaturanstiegs wurden jeweils die Werte am ersten und zweiten Umkehrpunkt der Temperaturganglinie nach Ereignisbeginn ermittelt, d.h. zum Zeitpunkt (T1) des ersten Anstiegs nach Einsetzen der Wasserstandserhöhung sowie des ersten daran anschließenden Absinkens (T2, siehe Pfeile auf Abb. 5-19). Der Temperaturanstieg erwies sich als invers proportional zu dem für das jeweilige Ereignis berechneten Abflussbeiwert: Je größer die Erwärmung des Wassers ist, desto geringer ist der Gesamtabflussbeiwert (siehe Abb. 5-21).

Dieser Zusammenhang könnte sich durch die größeren Verdunstungsverluste erklären, die beim Auftreffen des Niederschlags auf aufgeheizte Flächen zu verzeichnen ist: Je heißer die Oberflächen, desto größer sind die Verluste, und desto kleiner die Gesamtabflussbeiwerte.

Da sich die Verdunstungsverluste zu Ereignisbeginn – wenn die Flächen heiß sind – stärker auswirken als nach der durch den Regen gebrachten Abkühlung, wird deren Effekt bei längeren Niederschlagsereignissen relativiert. Bei kurzen Ereignissen sollten die erhöhten Anfangsverluste einen umso niedrigeren Abflussbeiwert verursachen. Somit müssten kleinere Ereignisse eher unter der Ausgleichsgeraden in Abb. 5-21 liegen, größere darüber. Dies ist auch effektiv so: Bei gleicher Temperaturerhöhung ist der Gesamtabflussbeiwert bei kleineren Ereignissen kleiner, bei größeren Niederschlägen ist er größer – mit Ausnahme des großen Ereignisses vom 03.10.2003, das weit unterhalb der Ausgleichsgeraden liegt.







5:00 6:00 7:00 8:00 9:00 10:00 11:00 12:00 13:00 14:00 15:00 16:00

11.09.2003

0

4:00











1.0

Abb. 5-20: Temperaturganglinien zu Ereignisbeginn am Standort Glasbach-Shelltankstelle

Ereignis	N korr. (mm)	T 1 *)	T 2 *)	?Т	Abfluss- beiwert
27.07.2003	5.0	+ 19.6°	+ 20.2°	+ 0.6°	0.19
17.08.2003	5.1	+ 22.2°	+ 23.2°	+ 1.0°	0.14
29.08.2003	11.8	+ 21.0°	+ 22.3°	+ 1.3°	0.12
30.08.2003	6.0	+ 18.6°	+ 19.1°	+ 0.5°	0.23
11.09.2003	11.1	+ 15.1°	+ 15.4°	+ 0.3°	0.33
23.09.2003	14.6	+ 16.6°	+ 17.8°	+ 1.2°	0.10
03.10.2003	25.2	+ 16.0°	+ 16.8°	+ 0.8°	0.13
07.10.2003	19.2	+ 8.9°	+ 9.5°	+ 0.6°	0.26

Tab. 5-12: Temperaturanstieg zu Ereignisbeginn am Standort Glasbach-Shelltankstelle



^{**)} T 2: Zeitpunkt des ersten Absinkens nach T 1



Abb. 5-21: Korrelation zwischen Wassererwärmung und Abflussbeiwert

Möglicherweise ist der Grund hierfür in der Schwierigkeit der Bestimmung des Temperaturanstiegs bei diesem Multipeak-Ereignis zu suchen: Es wurden eigentlich mehrere Anstiege aufgezeichnet (siehe Abb. 5-18), die kumuliert eine Temperaturerhöhung von ca. 1.3 °C ergeben; damit läge das Ereignis ebenfalls oberhalb der Ausgleichsgeraden.

Es ist erstaunlich, dass die Erwärmung des Wassers so gut mit dem Abflussbeiwert korreliert, wohingegen die Lufttemperatur vor Ereignisbeginn – die ja auch als Indikator für die im Einzugsgebiet gespeicherte Energie angesehen werden könnte – lediglich einen Korrelationskoeffizienten von -0.6 (R² 0.36, siehe Tab. 5-10) mit dem Abflussbeiwert aufweist.

All diese Ergebnisse sind jedoch immer unter dem Vorbehalt der korrekten Bestimmung des Direktabflusses des jeweiligen Ereignisses zu werten, deren Unsicherheiten bereits in Kapitel 5.3.2 diskutiert wurden. Eine Überprüfung der Korrelation im Hirzbergbach-Einzugsgebiet war aufgrund des nicht bestimmbaren Abflussbeiwertes (siehe ebenfalls Abschnitt 5.3.2) nicht möglich.

5.4 Fazit

Im trockenen Sommer 2003 wurden über fünf Monate an zwei Freiburger Bächen sowohl am Übergang vom relativ naturbelassenen Waldeinzugsgebiet in das Stadtgebiet als auch im weiteren Verlauf der urban beeinflussten Gewässerläufe hydrologische Messungen durchgeführt. Im Minutentakt wurden Wasserstand, Wassertemperatur und elektrische Leitfähigkeit aufgezeichnet. Gleichzeitig konnte auf meteorologische Messdaten der Pädagogischen Hochschule in Littenweiler sowie des Meteorologischen Instituts der Universität Freiburg zurückgegriffen werden, um die aufgezeichneten Ereignisse auszuwerten.

Wie erwartet zeigten die beiden natürlichen Einzugsgebiete sehr viel gedämpftere Reaktionen auf Niederschlagsereignisse als die urbanen Flächen. Das Verhältnis zwischen Spitzenund Basisabflüssen liegt bei den Waldeinzugsgebieten in der Größenordnung von 10:1, in den Stadtgebieten hingegen steigt der Abfluss nach einem Niederschlag in kürzester Zeit auf hundertfache Werte des Trockenwetterabflusses, um wenige Stunden bzw. Tage nach dem Ereignis nahezu zu versiegen. Die Amplitude der Temperaturschwankungen ist in den unbeschatteten, ausgekleideten Gewässerabschnitten der Stadtgebiete größer. Die elektrische Leitfähigkeit zeigt jedoch auch in den Waldeinzugsgebieten unerklärliche Schwankungen, die einerseits wohl auf anthropogene Einflüsse, andererseits möglicherweise auf ganz lokal im Messfühlerbereich auftretende leitende Substanzen zurückzuführen sein könnten.

Im Glasbach-Einzugsgebiet wurden neun, am Hirzbergbach acht Abflussereignisse näher untersucht. Dabei wurden aus den verfügbaren Datensätzen Niederschlagscharakteristika wie windkorrigierte Niederschlagshöhen und -intensitäten ermittelt, aus den Abflussaufzeichnungen Anstiegs- und Peak-Zeitpunkte, Abflusssummen sowie Umkehrpunkte in den Leitfähigkeits- und Temperaturganglinien.

Aus einer durch einen Teichablass verursachten Hochwasserwelle im Glasbach konnten wertvolle Informationen über die mittlere Wasser- bzw. Wellengeschwindigkeit abgeleitet werden, dank derer mittlere Rauhigkeitsbeiwerte für die Gerinnetypen bestimmt wurden. Außerdem wurden iterativ die Wasserstands-Abfluss-Beziehungen für die Messstellen erweitert bzw. abgesichert.

Für das städtische Glasbach-Einzugsgebiet wurden verschiedene Methoden zur Ermittlung des Direktabfluss-Volumens untersucht, aufgrund dessen anschließend ein Gesamtabflussbeiwert für jedes Ereignis bestimmt wurde. Aufgrund von Messungenauigkeiten sowie fallweise offensichtlich verzögerten Direktabflusskomponenten ist jedoch die Bestimmung des Direktabflusses für jedes Ereignis mit Unsicherheiten behaftet. Die bereits in anderen Studien beobachtete hohe Variabilität dieses Abflussbeiwertes, die sich nicht durch Niederschlagshöhen oder -intensitäten erklären lässt, zeigte sich auch hier: Die Werte lagen zwischen 0.10 und 0.33. Interessant ist indessen die gute Korrelation zwischen dem Abflussbeiwert und der Höhe des jeweils zu Abflussbeginn verzeichneten Anstiegs der Wassertemperatur, der möglicherweise als Indikator für die im städtischen Einzugsgebiet gespeicherte Energie und damit für die zu Ereignisbeginn auftretenden Verdunstungsverluste dienen kann.

Im Hirzbergbach-Stadteinzugsgebiet konnten aufgrund von nicht näher bestimmbaren Abströmen aus dem System sowie angesichts der schwer zu ermittelnden wahren Größe des Einzugsgebiets keine Abflussbeiwerte berechnet werden. Hingegen konnte hier angesichts der langen Zuleitung der Regenwasserkanalisation von Littenweiler die Verschiebung von Wellen- und Wassergeschwindigkeiten näher untersucht werden, indem aus dem plötzlichen Absinken der Leitfähigkeit auf das Eintreffen des Ereigniswassers – mehrere Minuten nach dem ersten Wellenanstieg – geschlossen wurde.

Anhand der Aufzeichnung der Leitfähigkeit konnte auch der "first flush"-Effekt beobachtet werden: Nach längeren Trockenperioden werden zu Ereignisbeginn die auf den versiegelten Flächen angesammelten Feststoffe in die städtischen Gewässerläufe gespült und bewirken dort eine Erhöhung der elektrischen Leitfähigkeit.

6 Ergebnisse der Modellanwendung

Eines der Ziele der vorliegenden Arbeit war die Anwendung des Niederschlags-Abfluss-Modells ZINMOD (LANGE 1999) in urbanen Einzugsgebieten. Der Aufbau und die Parametrisierung des Modells sind detailliert in Kapitel 4.3 beschrieben. Das Modell wurde auf einige der im Sommer 2003 registrierten Niederschlagsereignisse angewandt. Dabei ist zu bemerken, dass jeweils die Aufzeichnungen der Niederschlagsmesser der Meteorologischen Stadtstation der Universität Freiburg bzw. der Pädagogischen Hochschule in Littenweiler verwendet wurden, selbst wenn abweichende Messdaten der Niederschlagstotalisatoren vorlagen. Da letztere nicht zeitlich aufgelöst sind, könnte eine Berücksichtigung der unterschiedlichen Gesamtmengen lediglich durch proportionale Aufteilung der Abweichung auf die jeweiligen Messintervalle der Niederschlagsschreiber erfolgen (siehe Abschnitt 6.1.3). Jedoch ist eher anzunehmen, dass sowohl eine zeitliche Verschiebung des Beginns wie auch des Endes der Ereignisse aufgetreten ist, die aber nicht nachvollziehbar ist.

Im Anschluss an die Beschreibung der einzelnen Modellläufe für die beiden Einzugsgebiete werden die Modellunsicherheiten diskutiert.

6.1 Glasbach

Im Glasbach-Stadteinzugsgebiet wurden die in Tab. 6-1 aufgeführten Ereignisse einer Modellierung unterzogen. In der Tabelle werden jeweils die Niederschlagscharakteristika sowie gemessene und simulierte Abflusskenndaten wie Zeitpunkte der Peaks, Spitzenabflüsse und Abflussfüllen über dem Basisabfluss (Direktabfluss) dargestellt. Bei dem Ereignis vom 23.09.2003 traten zwei Niederschlags- und Abflussspitzen auf, die getrennt betrachtet werden.

	Niederschlag			Abfluss gemessen			Abfluss simuliert		
Ereignis vom	N-MIF (mm)	Mittelw. N-Tot. (mm)	l max (mm/h)	Peak um	Peak- abfluss (I/s)	Direkt- abfluss (m ³)	Peak um	Peak- abfluss (I/s)	Abfluss- fülle (m ³)
06.08.2003	-	-	-	10:08	61	183	10:07	109	190
17.08.2003	5.1	-	9.1	22:40	41	93	22:38	40	148
29.08.2003	13.2	11.8	32.0	16:38	113	192	16:25	266	482
11.09.2003	13.3	11.1	28.8	06:44	109	484	06:41	252	451
23.09.2003 16.2	10.0	16.2 14.6	25.2	09:53	55	199	09:48	156	518
	16.2		18.0	10:47	71		10:41	161	
07.10.2003	19.2	-	30.0	18:07	128	659	17:55	243	747

Tab 6 1.	Madalliarta Einzalaraigniaga	im atädtiaahan	Clochook Einzugogohiot
1 ab. 6-1.	wodelliene Einzelereidnisse	im staduschen	Glaspach-Einzugsgebiel

Im folgenden wird jede Ereignissimulation mit ihren spezifischen Bedingungen untersucht und interpretiert.

6.1.1 Das Ereignis vom 06.08.2003

Die anlässlich der Teichentleerung vom 06.08.2003 an der oberen und unteren Glasbach-Messstelle aufgezeichneten Ganglinien wurden bereits eingehend in Kapitel 5.3.1 diskutiert. Zur Validierung der Wellenablaufroutine des ZIN-Modells wurden die an der oberen Messstelle aufgezeichneten Abflüsse als Input verwendet. In Abb. 6-1 ist die simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle mit den dort effektiv gemessenen Daten dargestellt.



Abb. 6-1: Gemessene und simulierte Ganglinie, Glasbach-Shelltankstelle 06.08.2003

Da dieses Ereignis dazu diente, die durchschnittlichen Fließgeschwindigkeiten im Glasbach und damit die in die Wellenabflaufsimulation eingehenden Rauhigkeitsbeiwerte zu bestimmen, entspricht die gute zeitliche Übereinstimmung von gemessenem und simuliertem Eintreffen des Peaks (± 1 Minute, d.h. Messauflösung) den Erwartungen. Der Anstieg der gemessenen Ganglinie ist allerdings noch etwas steiler. Die vor der simulierten Welle beobachteten Oszillationen treten vermutlich auf, wenn die Routingprozedur nach Muskingum-Cunge bei allzu steilen Anstiegen an ihre Grenzen stößt (siehe Diskussion in Abschnitt 6.3.4).

Der Spitzenabfluss wird jedoch vom Modell stark überschätzt. In Wirklichkeit sank der Abfluss nach einem ersten Peak mit 60 l/s steil ab, um anschließend noch einmal anzusteigen. Insgesamt ist die Rezession etwas flacher als im Modell. Da der Unterschied zwischen der gemessenen und der modellierten Abflussfülle mit 183 bzw. 190 m³ durchaus im Bereich der Messfehler liegt, scheint lediglich eine Verlangsamung des Abflusses ab einer bestimmten Höhe stattgefunden zu haben. Angesichts dessen, dass die Ausuferung aus der Niedrigwasserrinne bei einer Größenordnung von 50 l/s beginnt, hängt diese Verzögerung sicher mit dem Ubertreten in das Hochwasserprofil zusammen. Denkbar wäre z.B., dass sich nach einer abflussarmen Woche im Ausuferungsbereich allerhand Unrat angesammelt hat, der nun vor die guer zur Fließrichtung angeordneten Grobrechen gespült wird und dort einen Rückstau verursacht. Lediglich in der Niedrigwasserrinne unter dem Rechen kann das Wasser ungehindert abfließen. Derartige Gitter sind an mehreren Stellen im Gerinneverlauf jeweils vor verdolten Abschnitten angebracht, um das Eindringen von groben Schwemmstoffen in die unzugänglichen unterirdischen Gewässerabschnitte zu verhindern. In mehreren Fällen wurde nach größeren Abflussereignissen an den Gittern Geschwemmsel (Äste, Blätter, Unrat) bis zu einer Höhe von ca. 10-20 cm beobachtet. Eine Aufnahme eines bei Normalabfluss in der Niedrigwasserrinne verursachten Rückstaus ist in Anhang 2 enthalten.

Eine derartige Retention im Ausuferungsbereich der Niedrigwasserrinne könnte durchaus das "Kappen" der Hochwasserspitze und die Verteilung des Volumens auf spätere Zeitschritte, d.h. eine verlangsamte Rezessionsganglinie, erklären. Derartige (Speicher-)Prozesse im Gerinne wären zwar theoretisch modellierbar, jedoch sind sie ereignisspezifisch und von nicht abschätzbaren Faktoren abhängig, die eine Simulation ohne Kalibrierung nicht zulassen.

6.1.2 Das Ereignis vom 17.08.2003

Dieses mit 5.1 mm sehr kleine Niederschlagsereignis wurde in die Modellierung mit einbezogen, um auch eine Ganglinie im Bereich der Niedrigwasserrinne zu simulieren (Abb. 6-2).



Abb. 6-2: Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 17.08.2003

Wie sich zeigt, werden trotz der groben zeitlichen Auflösung des Niederschlagsinputs die Anstiegszeiten und der Zeitpunkt des Peaks sehr gut getroffen. Dass das Modell den Basisabfluss vor Ereignisbeginn unterschätzt, liegt vermutlich an Rundungsfehlern im Wellenablaufmodul, durch die sich die Verluste bei geringen Abflüssen relativ stark auswirken.

Das über eine Stunde dauernde Nachregnen mit geringer Intensität wurde vom Modell in einen überschätzten Abfluss transformiert. Eine Erklärung für diese überhöhte Simulation ist nicht ersichtlich; möglicherweise war der Niederschlag im oberen Einzugsgebiet in Wirklichkeit geringer. (Leider befand sich im dortigen Totalisator bei diesem Ereignis ein nicht ausgelesener Vorregen von 1 - 2 mm, weshalb eine eindeutige Zuordnung der Messung nicht möglich ist – jedoch liegt der über zwei Ereignisse kumulierte Messwert effektiv etwas unter den entsprechenden Messungen des Niederschlagsschreibers). Um diese Eventualität zu untersuchen, wurde ein Modelllauf ohne die Einleitungen der Regenwasserkanalisation im Oberlauf durchgeführt (gestrichelte Linie). Jedoch verändert sich dadurch nicht die Form der simulierten Abflussganglinie, die wohl ein Produkt der zeitlichen Niederschlagsverteilung ist. In Anbetracht der Verfälschung der wahren Niederschlagsdynamik durch die Auflösung der Kippwaage einerseits und die Kumulierung in 10-Minuten-Intervalle andererseits kann bei derart geringen Intensitäten keine bessere Anpassung erwartet werden.

Eindeutig ist jedoch die Überschätzung des gebildeten Direktabflusses um über 50%. Da die räumliche Niederschlagsverteilung wohl kaum derartige Abweichungen aufwies, muss hier eine Fehleinschätzung bei den Abflussbildungsparametern aufgetreten sein. Unter Berücksichtigung des in Kapitel 5.3.2 ermittelten unterdurchschnittlichen Gesamtabflussbeiwerts von 0.14 sind die in der Abflussbildungsroutine des Modells angenommenen mittleren Werte für Anfangsverluste und *A*bflussbeiwerte sicherlich zu niedrig bzw. zu hoch angesetzt. An diesem Nachmittag erreichten die Lufttemperaturen an der Wetterstation auf dem Chemie-Hochhaus 32°C, noch um 21:00 Uhr MEZ (22:00 Uhr MESZ) wurden dort 26°C registriert (Daten der Meteorologischen Stadtstation des Meteorologischen Instituts der Universität Freiburg). Beim Auftreffen des Regens auf derart aufgeheizte Flächen lagen die Verdunstungsverluste mit Sicherheit über den für die Modellierung angenommenen Mittelwerten.
6.1.3 Das Ereignis vom 29.08.2003

Dieses Niederschlagsereignis weist als typischer sommerlicher Schauer konvektiven Ursprungs eine kompakte Ganglinie mit relativ hohen Intensitäten auf; die maximale durchschnittliche Intensität eines zehnminütigen Messintervalls lag bei 32 mm/h. Die räumliche Verteilung war recht inhomogen: Die Station des Meteorologischen Instituts sowie der Totalisator im unteren Teil des Einzugsgebiets ergaben über 13 mm Niederschlag, hingegen wurden in dem Totalisator im oberen Einzugsgebiet nur 10.1 mm gemessen. Die Station der Pädagogischen Hochschule in Littenweiler zeichnete zur gleichen Zeit sogar nur 3.5 mm auf. Abb. 6-3 gibt die Niederschlagsverteilung sowie die gemessene und die modellierten Ganglinien wieder.



Abb. 6-3: Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 29.08.2003

Bei der Simulierung der Abflussganglinie am urbanen Gebietsauslass wurde in das Routing-Modul neben dem durch die Abflusskonzentrationsroutine gelieferten Abfluss auch die am Standort Glasbach-Waldrand gemessenen Abflüsse des Waldeinzugsgebiets eingespeist, indem für das Segment 1 für jeden Zeitschritt die lateral gebildeten Abflüsse und die auf den 10-Sekunden-Zeitschritt integrierten gemessenen Werte addiert wurden.

Der Spitzenabfluss wird durch das Modell um mehr als das Doppelte überschätzt, und wegen der dadurch verursachten höheren Wassergeschwindigkeiten tritt der simulierte Peak 13 Minuten früher auf. Es fällt im absteigenden Ast sowohl bei der gemessenen als auch bei der modellierten Ganglinie ein zweiter, kleinerer Peak auf, der sich nicht durch den Nieder-schlagsinput erklären lässt. Ein Modelllauf unter Abkoppelung der Regenwasserkanalisation im oberen Einzugsgebiet (gestrichelte Linie) zeigt, dass dieser Peak durch die Entwässerung in diesem Bereich hervorgerufen wird. Dessen Abflussfülle über der Rezessionslinie des Glasbach wird sogar von der Simulation recht gut getroffen, wenn auch wie oben schon erwähnt die Geschwindigkeiten aufgrund der höheren simulierten Abflüsse zu groß sind.

Die Rezession der gemessenen Ganglinie ist flacher als die der simulierten; möglicherweise sind auch hier Retentionseffekte im Gerinne verantwortlich. Eine weitere Erklärung wären verzögerte Direktabflusskomponenten, die im unversiegelten oberen Teil des betrachteten städtischen Einzugsgebiets in den Bach gelangen. Der kleine Abflussanstieg um 18:10 Uhr könnte von einem Nachregen-Peak im oberen Einzugsgebiet herrühren, der an der Meteorologischen Stadtstation lediglich als isolierter Einzelimpuls registriert wurde.

Wie auch bei dem oben beschriebenen Ereignis vom 17.08.2003 liegt der gemessene Abflussbeiwert mit 0.12 weit unter dem Mittel (0.19). Hier war hingegen die Vorereignis-

Lufttemperatur (siehe Tab. 5-10) geringer als am 17.08. Dennoch ist die verzeichnete Erwärmung des ersten Ereignisabflusses größer und dokumentiert eine höhere im Gebiet gespeicherte Energie, die sich offensichtlich durch erhöhte Verlustraten auf den gebildeten Direktabfluss auswirkt (siehe Kap. 5.3.3.2). Die gemessene Direktabflussfülle beträgt nur knapp 40% der durch das Modell simulierten Abflussfülle (siehe Tab. 6-1).

Ein weiterer Grund für diese Diskrepanz zwischen gemessenem und modelliertem Abflussvolumen ist auch der höhere Niederschlagsinput ins Modell: Die Simulation erfolgte mit den Messwerten des Meteorologischen Instituts, hingegen deutet die Niederschlagsmessung im Totalisator im oberen Einzugsgebiet auf einen geringeren Niederschlag in diesem Bereich hin. Um den Einfluss des Niederschlagsinputs zu untersuchen, wurde ein Modelllauf mit einem flächendetaillierten Niederschlag unternommen: Für jedes Niederschlagsintervall wurde der an der Meteorologischen Stadtstation aufgezeichnete Niederschlag mit dem Verhältnis des am jeweiligen Totalisator gemessenen Niederschlags zum MIF-Wert multipliziert, so dass die zeitliche Verteilung des Inputs zwar gleich blieb, jedoch im oberen Einzugsgebiet anteilig weniger Niederschlag simuliert wurde. Diese proportionalen Niederschlagshöhen wurden für jedes Zeitintervall im GIS ArcView mittels IDW-Verfahren interpoliert. In Abb. 6-4 ist die Verteilung des Niederschlags im 1x1m-Raster während des Intervalls mit der höchsten Intensität dargestellt.



Abb. 6-4: Simulierte Niederschlagsverteilung im Glasbach-Einzugsgebiet am 29.08.03, 16h10-16h20

Diese simulierte Niederschlagsverteilung wurde als Input für die Abflussbildung des Modells verwendet; nach Durchlaufen der Abflusskonzentrations- sowie Wellenablaufroutine ergab sich folgende modellierte Abflussganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle:



Abb. 6-5: Gangliniensimulation mit flächendetailliertem Niederschlag, Glasbach 29.08.2003

Es zeigt sich, dass die Berücksichtigung der räumlichen Variabilität des Niederschlags einen relativ geringen Einfluss auf die Güte der Modellierung hat: Weiterhin dominiert die offensichtliche Überschätzung des Abflussbeiwerts; die simulierte Abflussfülle beträgt immer noch 457 m³ (statt 482 m³) bei einem gemessenen Direktabflussvolumen von 192 m³.

6.1.4 Das Ereignis vom 11.09.2003

Sowohl Niederschlagscharakteristika als auch modellierte Ganglinie sind bei dem Ereignis am 11.09.2003 ähnlich wie am 29.08.2003. Hingegen weist der gemessene Abfluss einen abweichenden Ganglinienverlauf auf (Abb. 6-6): Der zweite Peak ist wesentlich ausgeprägter, und es bildet sich ein langgezogenes Tailing aus mit einem Plateau bei einem Durchflussniveau, wie es dem der bordvollen Niedrigwasserrinne entspricht (50 l/s).



Abb. 6-6: Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 11.09.2003

Für diesen verzögerten Abfluss ist wohl kaum eine andere Erklärung denkbar als die bereits bei dem Ereignis vom 06.08.2003 diskutierte Retention hinter verlegten Rechen im Gerinne. Auch hier wurde zum Vergleich ein Modelllauf mit Einspeisung des am Waldrand gemessenen Abflusses durchgeführt (grüne Linie) – dieser erhöhte Abflussanteil kann bei weitem nicht die am Stadtgebietsauslass verzeichnete verlangsamte Rezession erklären.

Ein weiterer Hinweis auf einen Rückhalt im Gerinne kann im Vergleich der Abflussfüllen gesehen werden: Bei diesem Ereignis, das einen mittleren Gesamtabflussbeiwert von 0.33 aufwies, stimmten gemessene und simulierte Direktabflussfüllen sehr gut überein (Abweichung der modellierten Fülle lediglich -7%). Offensichtlich waren die Verluste in diesen frühen Morgenstunden wesentlich geringer als z.B. am 29.08.2003. Es scheint also, als wäre der vom Modell simulierte Spitzenabfluss in Wirklichkeit zeitlich verzögert abgeflossen.

6.1.5 Das Ereignis vom 23.09.2003

Bei diesem Ereignis traten zwei Niederschlagspeaks im zeitlichen Abstand von einer Stunde auf, die ebenfalls zwei Abflussspitzen zur Folge hatten (siehe Abb. 6-7).



Abb. 6-7: Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 23.09.2003

Der sehr steile Anstieg des modellierten Abflusses aufgrund eines mit hoher Intensität einsetzenden Platzregens verursacht auch hier Oszillationen unmittelbar vor dem ansteigenden Ast (siehe auch Modellierung des Ereignisses vom 06.08.2003, Abschnitt 6.1.1). Das Modell überschätzt ebenfalls die Spitzenabflüsse der jeweiligen Peaks, bildet aber auf erhöhtem Niveau die Form der Ganglinie gut nach. So ist der erste Peak sowohl bei dem gemessenen als auch bei dem simulierten Abfluss kleiner als der zweite, obwohl es sich bei den Niederschlagsintensitäten umgekehrt verhält – was auf die Anfangsverluste zurückzuführen ist, die bei dem ersten Niederschlag zunächst einen Teil aufzehrten.

Auch bei diesem Ereignis sind die beiden von den Straßenentwässerungen im oberen Teil des Einzugsgebiets herrührenden nachlaufenden Wellen eindeutig zu identifizieren (gestrichelte Linie: Simulation ohne Einleitung der Regenwasserkanalisation im Oberlauf).

Interessant ist auch die im Modell durch den kleinen Nachregen um 13 Uhr hervorgerufene Welle: diese tritt in Wirklichkeit kaum in Erscheinung. Dazu ist zu bemerken, dass das Abflussbildungsmodul lediglich zu Beginn des Modelllaufes einen Anfangsverlust berücksichtigt, jedoch kein erneutes Abtrocknen (Leeren des Muldenrückhaltspeichers z.B.) simuliert wird. Deshalb wird bei dem Nachregen um 13 Uhr lediglich der Abflussbeiwert, nicht jedoch ein neuerlicher Anfangsverlust berücksichtigt. Dieser hat jedoch in Wirklichkeit sicher stattgefunden, da in der zweistündigen Niederschlagspause über Mittag die Oberflächen wahrscheinlich getrocknet waren.

Bei diesem Ereignis wurde der niedrigste Abflussbeiwert der Ereignisserie ermittelt: lediglich 10% des gefallenen Niederschlags konnten am Gebietsauslass gemessen werden. Aus diesem Grund ist auch die Abweichung zwischen gemessener und simulierter Abflussfülle hier besonders hoch (+160%).

6.1.6 Das Ereignis vom 07.10.2003

Anfang Oktober fanden über mehrere Tage lang anhaltende Niederschläge statt, die für diesen Monat weit über dem langjährigen Mittel lagen (siehe Abb. 5-1). Bei dem Ereignis vom 07.10.2003 wurde zu Beginn eine hohe Niederschlagsintensität von 5 mm/10 Minuten, (30 mm/h) verzeichnet, an die sich noch über zwei Stunden Intensitäten von mehreren mm/h anschlossen. In Abb. 6-8 ist die gemessene Ganglinie dargestellt sowie die Ergebnisse von zwei Modellläufen – in rot lediglich der Direktabfluss aus dem Stadteinzugsgebiet, in grün der Gesamtabfluss inklusive gemessenem Waldabfluss.



Abb. 6-8: Gemessene und simulierte Ganglinie am Standort Glasbach-Shelltankstelle, 07.10.2003

Wie bei allen größeren Ereignissen überschätzt das Modell die Spitzenabflüsse um 100%, trifft jedoch die nachlaufende Welle aus der Entwässerungskanalisation im oberen Einzugsgebiet nahezu perfekt (ein in der Grafik der Übersichtlichkeit wegen nicht dargestellter Modelllauf ohne diese Einleitungen bestätigte auch hier die Herkunft dieses zweiten, kleineren Peaks). Hingegen werden die nachfolgenden Abflüsse leicht unterschätzt – hier allerdings weit weniger als z.B. am 29.08.2003. Trotzdem übersteigt das modellierte Abflussvolumen die gemessene Direktabflussfülle um 13%, was unter Berücksichtigung aller einfließenden Messfehler allerdings ein relativ geringer Unterschied ist.

Ein bei diesem Ereignis womöglich erstmals nicht vernachlässigbarer Faktor soll hier nicht unerwähnt bleiben: Der Immentalbach, welcher von Süden in den Glasbach mündet, hat ein natürliches Einzugsgebiet von ca. 0.2 km². Den gesamten Sommer über war dieser Bach nahezu trocken gewesen: Bei regelmäßigen Beobachtungen am Eintrittspunkt in das urbane Kanalnetz konnten nie nennenswerte Abflüsse verzeichnet werden (<1I/s). Allerdings ist zu vermuten, dass bei einem Verhältnis von 7:1 zwischen Glasbach- und Immentalbach-Einzugsgebieten der Niederschlag vom 07.10.03 auch im Immentalbach Spitzenabflüsse in der Größenordnung von 7 l/s gebracht hat. Zwar gibt es eine Hochwasserentlastung vor dem ausgebauten Abschnitt des Immentalbachs, jedoch springt diese laut Berechnungen von EGGER (2003) erst bei Durchflüssen > 17 l/s an. Der zusätzliche, im Modell nicht berücksichtigte Abfluss aus dem Immental-Einzugsgebiet könnte einen Teil des zwischen modellierter und gemessener Ganglinie festgestellten Unterschiedes erklären.

6.2 Hirzbergbach

Im Hirzbergbach-Stadteinzugsgebiet wurden die in Tab. 6-2 aufgeführten Ereignisse modelliert. Neben den Niederschlagscharakteristika, die aus den Aufzeichnungen der Pädagogischen Hochschule Littenweiler abgeleitet wurden, sind Kenndaten der gemessenen und modellierten Abflüsse aufgeführt. Bei der gemessenen Abflussfülle handelt es sich lediglich um das Integral der gemessenen Ereignisabflussganglinie und wohlgemerkt nicht um den Direktabfluss aus dem Einzugsgebiet, da ein unbestimmbarer Abflussanteil sowohl bei Segment 78 in Littenweiler als auch am Durchlass unter dem Bahndamm (Segment 208) das System verlässt (siehe Kapitel 5.3.2 sowie Gerinnenetz in Anhang 5.3). Dieser Wert wurde lediglich im Hinblick auf eine Fehlerabschätzung ermittelt (siehe Kap. 6.3).

	N	iederschl	ag	Abfl	uss geme	ssen	Abf	luss simu	liert
Ereignis vom	N-PH (mm)	N-Tot. (mm)	l max (mm/h)	Peak um	Peak- abfluss (I/s)	Q-fülle gem. (m ³)	Peak um	Peak- abfluss (I/s)	Abfluss- fülle (m ³)
27.07.2003	8.4	-	25.2	20:30	231	641	20:20	628	867
31.07.2003	3.9	-	11.0	19:45	90	216	19:29	184	355
17.08.2003	4.4	-	9.2	22:51	91	229	22:42	105	285
30.08.2003	12.3	-	20.4	18:03	201	1030	17:56	540	1346
11.09.2003	12.4	14.8	26.0	07:01	290	854	06:56	796	1 412
22.00.2002	11 E	45 7	18.0	10:10	112	017	10:07	292	1 000
23.09.2003	11.5	15.7	11.6	10:55	149	917	10:49	303	1 233
07.10.2003	8.4	-	27.0	18:08	263	1 360	18:03	731	2 308

Tab. 6-2: Modellierte Einzelereignisse im städtischen Hirzbergbach-Einzugsgebiet

Lediglich am 07.10.2003 war nach dem Ereignis ein nennenswerter Basisabfluss zu verzeichnen: Dieser ist zum Teil auf das Überlaufen des Waldsees in das Hirzbergbach-System zurückzuführen, das an diesem Tag erstmals während der Messkampagne stattfand. Aber auch aus den an den natürlichen Bachlauf grenzenden bewaldeten Einzugsgebietsflächen, die bei der Abflussbildung nicht berücksichtigt wurden, dürfte nach der regenreichen ersten Oktoberwoche verzögerter Direktabfluss ins Gerinne gelangt sein. Um den oberirdischen Direktabfluss für den Vergleich der Messdaten mit der simulierten Ganglinie festzulegen, wurde an dem deutlichen Knickpunkt in der Trockenwetterauslauflinie um 21:00 Uhr der Endpunkt für die gradlinige Abtrennung des Basisabflusses gesetzt (siehe gemessene Abflussganglinie in Anhang 12).

In diesem Kapitel wird die Diskussion der Modellergebnisse angesichts der Ähnlichkeit der Ganglinien für mehrere Ereignisse gruppiert erfolgen.

6.2.1 Ereignisse vom 27.07., 30.08., 11.09. sowie 23.09. 2003

Es wurden generell zwei Wellenablauf-Szenarien modelliert: Zunächst wurde der gesamte im Einzugsgebiet des Littenweiler Baches gebildete Abfluss in das Hirzbergbach-System geleitet. Dieses Szenario diente lediglich zur Ermittlung der Massenbilanz (simulierte Abflussfülle). Die entsprechende Ganglinie ist in Abb. 6-9 a) beispielhaft dargestellt.

Für das zweite Szenario wurde bei Segment 78 erst der über 104 l/s hinaus gehende Abflussanteil in den Hirzbergbach entlastet (rote Linien in Abb. 6-9).



Abb. 6-9: Gemessene und simulierte Abflussganglinien am Standort Hirzbergbach-Mündung a) 27.07.2003 b) 30.08.2003 c) 11.09.2003 d) 23.09.2003

Die simulierten Ganglinienverläufe zeigen ähnliche Charakteristiken: Im allgemeinen werden sowohl der Peak als auch die Abflussfülle stark überschätzt. Außerdem findet sich in der Modellsimulation regelmäßig ein kleiner Vorpeak, der sich lediglich bei dem Ereignis vom 11.09.2003 auch in der gemessenen Ganglinie zeigt. Ein Modelllauf ohne die Regenwasserkanalisation der Hansjakobstraße (Segmente 214-225) wurde für das Ereignis vom 30.08.03 durchgeführt, wonach ein Großteil der Vorwelle aus diesem Kanalstrang herrührt (siehe Abb. 6-9 b)). Bei dem Ereignis vom 23.09.2003 (Abb. 6-9 d)) wurde allein der Abfluss der Hansjakobstraße sowie der anschließenden Segmente bis zur Messstelle (214 bis 229) modelliert, womit eine Zuordnung des ersten Anstiegs der Simulation möglich ist.

Bei sämtlichen simulierten Ganglinien tritt außerdem noch eine leichte Oszillation unmittelbar vor dem Anstieg zum Hauptpeak auf. Diese ist mit großer Wahrscheinlichkeit zurückzuführen auf die bereits in Kap. 6.1.1 beschriebene Schwierigkeit des Modells, allzu steile Anstiege zu simulieren. Dies wird in der Diskussion der Modellunsicherheiten in Abschnitt 6.3.4 näher untersucht.

Schon bei der Vor-Welle ist ersichtlich, dass diese in der Realität nur bei intensiven Ereignissen wie am 11.09.2003 in Erscheinung tritt, und sie auch dann wesentlich kleiner ausfällt als im Modell. Dies könnte nun einerseits auf verfehlte Abflussbeiwerte zurückzuführen sein; jedoch war z.B. am 11.9.2003 im Glasbach-Einzugsgebiet mit denselben Abflussbildungsparametern eine recht gute Übereinstimmung der Abflussfüllen erzielt worden. Somit verbleibt als Erklärung für das Ausbleiben des Vor-Peaks die Überschätzung der beitragenden Flächen. Da in den für die Modellerstellung verfügbaren Plänen lediglich die Kanaltrassen eingetragen sind, jedoch weder Gullys noch Dachrinnenanschlüsse verzeichnet sind, ist es durchaus möglich, dass diese nicht überall an das modellierte Netz angeschlossen sind.

Diese Argumentation gilt ebenso für das gesamte übrige Einzugsgebiet, wodurch die systematisch überhöhten Abflussfüllen der Simulationen zu erklären wären. Jedoch kann in Bezug auf die Hauptpeaks der Ganglinien als weitere Erklärung für die wesentlich kleineren gemessenen Abflüsse auch die Entlastung des Hirzbergbaches vor dem Bahndurchlass angeführt werden (siehe Abb. 5-13). Dieser Sachverhalt ist ebenfalls Gegenstand der Diskussion in Kapitel 6.3.4.

Desweiteren ist festzustellen, dass die Rezessionsganglinie bei fast allen Ereignissen außer am 11.09.2003 in Wirklichkeit wesentlich flacher verläuft als im Modell. Insbesondere am 30.08.2003 ist dies mit großer Wahrscheinlichkeit auf den Rückstau zurückzuführen, der hinter dem dicht mit Blättern verlegten Gitter vor dem Verteilerschacht am Bahndurchlass stattfand. Am 31.08.2003 wurde anlässlich einer Feldbegehung dieses Abflusshindernis beobachtet, ebenso die Ausuferungsspuren aus dem über zwei Meter breiten und einem halben Meter tiefen Bach. Bei der nächsten Begehung am 15.9. wurde festgestellt, dass das Gitter zwischenzeitlich freigelegt worden war, wodurch sich die ungehinderte Rezession am 11.9. erklären ließe (siehe Fotos in Anhang 2).

Durch die überhöhten Abflüsse entstehen bei dem Routing auch jeweils zu hohe Wellengeschwindigkeiten. Allerdings könnten diese zum Teil auch auf überhöhte Rauhigkeits beiwerte zurückzuführen sein, da auch bei kleineren Ereignissen die simulierte Welle schneller als die gemessene ist (siehe nächster Abschnitt 6.2.2 sowie Diskussion in Kapitel 6.3.4).

6.2.2 Ereignisse vom 31.07.2003 und 17.08.2003

Mit der Modellierung dieser beiden Kleinstereignisse (3.9 bzw. 4.4 mm) sollte geprüft werden, ob bei geringeren Spitzenabflüssen eine vergleichbare Diskrepanz zwischen modellierten und gemessenen Ganglinien auftritt (s. Abb. 6-10). Hintergrund war die Überlegung, dass lediglich bei höheren Wasserständen eine Entlastung über die Mauerscharte im Bahndamm-Verteilerschacht stattfindet.



Abb. 6-10: Gemessene und simulierte Abflussganglinien am Standort Hirzbergbach-Mündung a) 31.07.2003 b) 17.08.2003

Dennoch zeigt sich am 31.07.2003 wieder eine überhöhte Spitzenabflusssimulation. Trotz des ähnlichen Niederschlagsinputs ist die am 17.08.2003 modellierte Ganglinie wesentlich flacher. Ausschlaggebend für das unterschiedliche Modellresultat ist die am 31.7. etwas höhere Intensität zu Beginn des Regens.

Die gemessenen Abflussganglinien waren an beiden Tagen – wie auch die Niederschläge – relativ ähnlich. Da das Ereignis vom 31.07.2003 im Glasbach nicht in die nähere Untersuchung einging, liegen keine Abflussbeiwerte für diesen Tag vor, aus denen auf gesteigerte Anfangsverluste geschlossen werden könnte. Aus der Auslesung des Niederschlagssammlers ergeben sich keine Hinweise auf eine ungleichmäßige Überregnung des Einzugsgebiets. Mögliche Erklärungen für die trotz geringerer Intensität gleich hohen Spitzenabflüsse am 17.08.2003 könnten Niederschlagsmessfehler oder aber unterschiedliche Abflussbildungsbedingungen (z.B. andere Verdunstungsverluste) sein. In Anbetracht dieser Unsicherheit der Niederschlagsaufzeichnung wird der zweite kleine Peak am 17.08.2003 vom Modell recht gut wiedergegeben. Es fällt jedoch auf, dass selbst bei diesen geringen Abflusstiefen die Wellengeschwindigkeiten durch das Modell überschätzt werden – bei der größeren Welle etwas mehr als bei der kleineren. In Kapitel 6.3.4 wird auf diese Problematik näher eingegangen.

6.2.3 Das Ereignis vom 07.10.2003

Auch am Hirzbergbach fand das größte Ereignis der Messkampagne am 07.10.2003 statt. Wie bereits zu Beginn des Kapitels6.2 erwähnt, wurde hier zur besseren Vergleichbarkeit der modellierten und der gemessenen Abflüsse eine Abtrennung des Basisabflusses vorgenommen. Die in Abb. 6-11 gezeigte schwarze Ganglinie stellt nur den Anteil des "schnellen" Direktabflusses dar, den auch das Modell berücksichtigt.



Abb. 6-11: Gemessene und simulierte Abflussganglinien am Standort Hirzbergbach-Mündung, 07.10.2003

Die simulierte Ganglinie weist auch hier einen stark überhöhten Spitzenabfluss auf. Der kleine Peak vor dem eigentlichen Anstieg ist – wie ein Modellauf zeigte (grüne Linie) – auf die Regenentwässerung der Hansjakobstraße zurückzuführen (Seg. 214 bis 225, siehe Gerinnenetz in Anhang 5.3). Wie bei den übrigen Modellergebnissen (Kap. 6.2.1 sowie 6.2.2) wird von diesem Teileinzugsgebiet an der Messstelle offensichtlich kein nennenswerter Abfluss registriert, so dass sich auch hier in Anbetracht der hohen Niederschlagsintensität die Vermutung bestätigt, dass nur ein Teil der Oberflächen in die Kanalisation entwässert.

Auch die Abflussfülle wird vom Modell überschätzt. Da an diesem Tag im Glasbach-Einzugsgebiet der gemessene Abflussbeiwert recht gut mit demjenigen des Modells übereinstimmte, kann angesichts der räumlichen Nähe davon ausgegangen werden, dass auch im Hirzbergbachgebiet die Verluste der Abflussbildung gering gewesen sein dürften, und somit die geringere gemessene Abflussfülle durch die beschriebenen nicht zu quantifizierenden Abströme aus dem System bedingt sein dürfte.

6.3 Diskussion der Modellunsicherheiten

Zahlreiche Faktoren beeinflussen die Qualität der Modellsimulationen. Sie werden in diesem Kapitel abgewogen, aufgegliedert nach den verschiedenen Komponenten der Modellierung. Entscheidend ist jedoch zunächst, woran die Güte des Modells gemessen wird: an den aufgezeichneten Abflussdaten. Wie bereits in Kapitel 4.2.2 eingehend diskutiert, sind die an den Pegelstellen aufgestellten Abflusskurven angesichts der wenigen großen Abflussereignisse in ihrem oberen Bereich mit großen Unsicherheiten behaftet. Jedoch liegen tendenziell die modellierten Abflusspitzen bei beiden Einzugsgebieten so weit oberhalb der gemessenen Peaks (siehe Tab. 6-3), dass die Diskrepanz nicht allein durch fehlerhafte Extrapolation der Abflusskurve erklärt werden kann.

	Peak-Z	eitpunkt (hh:mm)	Pea	akabflu	ss (l/s)	Direkt	abfluss	fülle (m ³)	Abfluss-
Ereignis vom	gem.	mod.	?t	gem.	mod.	?Q	gem.	mod.	?Vol	beiwert gem.
06.08.2003	10:08	10:07	00:01	61	109	+79%	183	190	+4%	-
17.08.2003	22:40	22:38	00:02	41	40	-2%	93	148	+59%	0.14
29.08.2003	16:38	16:25	00:13	113	266	+135%	192	482	+151%	0.12
11.09.2003	06:44	06:41	00:03	109	252	+131%	484	451	-7%	0.33
22.00.2002	09:53	09:48	00:05	55	156	+184%	100	E10	1600/	0.10
23.09.2003	10:47	10:41	00:06	71	161	+127%	199	518	+100%	0.10
07.10.2003	18:07	17:55	00:12	128	243	+90%	659	747	+13%	0.26

Tab. 6-3:Abweichung zwischen modellierten und gemessenen Spitzenabflüssen bzw. Abflussfüllen
im Glasbach-Einzugsgebiet

Was die Untersuchung der Massenbilanzen der modellierten Ereignisse anbelangt, stützt diese sich auf Vergleiche mit den aufgezeichneten Direktabflussfüllen. Deren Bestimmung ist im Hirzbergbach-Einzugsgebiet unmöglich, so dass keine Vergleichsbasis vorliegt, mit der die modellierten Abflüsse validiert werden könnten. Im Glasbachgebiet kommen zu den Messunsicherheiten, die sich bei Bilanzbetrachtungen kumulieren, wohl auch unterschiedliche Abflussbildungsprozesse (siehe Kap. 5.3.2), die eine genaue Festlegung des dem Oberflächenabfluss zuzuordnenden Direktabflussanteils schwierig machen. Es sei festgehalten, dass die Berechnung der Bilanzen nur unter Vorbehalt erfolgen kann.

Die zeitliche Auflösung der Wasserstandsaufzeichnungen dürfte mit dem einminütigen Messintervall ausreichend sein; lediglich am 6.8.2003 wurde am Standort Glasbach-Shelltankstelle ein Peak aufgezeichnet, bei dem der gesamte Anstieg innerhalb eines Minuten-Intervalls stattfand und somit durchaus noch ein höherer Wasserstand erreicht worden sein kann; jedoch handelte es sich hier nicht um ein Niederschlagsereignis. Laut MAHEEPALA ET AL. (2001) ist für die Modellierung von Stadtentwässerungssystemen eine Aufzeichnung des Abflusses in 2-Minuten-Abständen ausreichend.

6.3.1 Niederschlag

Die während der Messkampagne aufgezeichneten Niederschlagsdaten sind sowohl räumlich als auch zeitlich konsistent, es stellten sich bei der Auswertung keine gravierenden Abweichungen zwischen den Stationen heraus. Die Auflösung von einem Messwert pro 10 Minuten erscheint zwar für eine detaillierte Modellierung gering, sowohl im Hinblick auf die Mittelung der Intensitäten als auch auf die Verschiebung der Aufzeichnung zum wahren Niederschlagsbeginn, jedoch weisen im allgemeinen die Simulationen eine recht gute zeitliche Anpassung auf. Lediglich bei dem Ereignis vom 17.08.2003 am Glasbach ist eine ungenaue Wiedergabe der Niederschlagsdynamik anzunehmen.

Die Auflösung der Niederschlagshöhe beträgt 0.1 mm im Hirzbergbach-Einzugsgebiet gegen 0.2 mm im Glasbachgebiet. Auch hier sind keine eindeutigen Einflüsse auf die modellierten Ganglinien auszumachen; laut MAHEEPALA ET AL. (2001) ist bei Stadtentwässerungsmodellierungen sogar eine Niederschlagsauflösung von 0.5 mm ausreichend.

Die räumliche Verteilung des Niederschlags spielt bei derart kleinen Einzugsgebieten eine untergeordnete Rolle, wie sich bei der Modellierung des Glasbach-Ereignisses vom 29.08.2003 zeigte (siehe Abb. 6-5).

Es war erwogen worden, für sechs ausgewählte Niederschlagsereignisse (16.8., 17.8.03, 28.8.03, 11.9.03, 23.9.03, 7.10.03) einen flächendetaillierten Niederschlag in 5 Minuten-Auflösung mittels Radardaten zu simulieren. Allerdings stellte sich bei der Auswertung der Radaraufzeichnungen des Deutschen Wetterdienstes heraus, dass lediglich für das Ereignis am 7.10.03 ein vollständiger Datensatz über die gesamte Ereignisdauer verfügbar war; bei allen anderen Niederschlägen fehlten für den betreffenden Sektor mindestens die Peak-Intervalle. Da es sich jedoch bei dem Niederschlag vom 07.10.03 um einen großflächigen Regen handelte, bei dem die Aufzeichnungen der Pädagogischen Hochschule und der Meteorologischen Stadtstation sowohl zeitlich als auch mengenmäßig eine hohe Übereinstimmung aufweisen, erscheint der Aufwand für eine Aufbereitung der Radardaten zur Modellierung des Niederschlags nicht gerechtfertigt (siehe auch WAGNER 2003). QUIRMBACH (2003) hat festgestellt, dass angesichts der mit der Kalibrierung verbundenen Unsicherheiten bei Messnetzdichten >1 Niederschlagsschreiber pro 16 km² Einzugsgebiet in der Regel mit den Boden-Messdaten bessere Simulationsergebnisse erzielt werden als mit Radardaten, außer bei sehr kleinräumigen konvektiven Niederschlagszellen mit inhomogener Überregnung des Einzugsgebiets. Da die maximale Entfernung zwischen Niederschlagsmesser und Einzugsgebietsgrenze beim Glasbach 2.1 km, beim Hirzbergbach 1.8 km beträgt (siehe Anhang 5-1 sowie 5-3) und der Regen vom 07.10.03 sehr homogen war, ist nicht zu erwarten, dass die zumindest im Glasbach relativ guten Simulationsergebnisse durch einen Radardaten-Input entscheidend verbessert werden können.

6.3.2 Abflussbildung

Entscheidend für eine realitätsnahe Simulation der Abflüsse ist die Kenntnis der wahren Einzugsgebietsfläche, da der gebildete Abfluss direkt proportional zu dieser Fläche ist. Die beiden in der Abflussbildungsmodellierung verwendeten Parameter Anfangsverluste und Abflussbeiwert haben ebenfalls unmittelbaren Einfluss auf die Abflussfüllen (siehe z.B. Abb. 6-14 weiter unten), mittelbar beeinflussen sie die Wellengeschwindigkeit, da bei höheren Wasserständen die Geschwindigkeiten steigen.

In Anbetracht der großen Variabilität der gemessenen Abflussbeiwerte ist mit der Verwendung von einheitlichen Gesamtabflussbeiwerten für alle Ereignisse zwangsläufig eine Überbzw. Unterschätzung der jeweiligen Abflussfüllen zu erwarten. In Abb. 6-12 sind die Abflussbeiwerte gegen die Abweichung der simulierten von der gemessenen Abflussfülle aufgetragen. Da der in die Modellierung eingehende Gesamtabflussbeiwert bei 0.28 liegt, sind die Abweichungen von der gemessenen Abflussfülle z.B. am 11.9. und 7.10. 2003, als die gemessenen Abflussbeiwerte 0.33 bzw. 0.26 betrugen, relativ gering. Die im Modell verwendeten Parameterwerte stammen aus einer englischen Studie, die bei feuchteren und kühleren Bedingungen durchgeführt wurde, als sie in dem überdurchschnittlich warmen



Ereignis	Q-Beiw.	? Q-Fülle
17.08.2003	0.14	59%
29.08.2003	0.12	151%
11.09.2003	0.33	-7%
23.09.2003	0.10	160%
07.10.2003	0.26	13%
Modellmittelwert	0.28	0%

Sommer 2003 vorherrschten; deshalb überschätzt das Modell im Mittel die Abflussfüllen um über 50%.

Abb. 6-12: Gegenüberstellung von gemessenem Abflussbeiwert und Abweichung zwischen modellierter und gemessener Abflussfülle

6.3.3 Abflusskonzentration

Die Berechnung der Verzögerung, mit der der gebildete Abfluss ins Gerinne eingeleitet wird, erfolgt auf der Basis einer empirischen multiplen Regressionsfunktion (siehe Kap. 4.3.1.2). Diese gründet auf einer Datenbasis größerer Einzugsgebiete (0.4 – 5000 ha), wogegen die Segmentteileinzugsgebiete, auf die die Regression angewandt wird, mit einer mittleren Fläche von ungefähr 2000 m² fast alle unterhalb dieses Größenbereichs liegen.

Es ist denkbar, dass bei manchen Ereignissen die in den gemessenen Ganglinien beobachteten flacheren Rezessionen besser simuliert werden könnten, wenn andere Abflusskonzentrationsparameter eingesetzt würden. Jedoch ist es nicht systematisch so, dass das Modell steilere Auslaufkurven simuliert. Deshalb könnten veränderte Parameter zur Beschreibung des zeitlichen Verzugs der Abgabe ins Gerinne nur durch Kalibrierung an Einzelereignissen ermittelt werden. Dies ist jedoch nicht im Sinne des Modells, das zur Anwendbarkeit in unbemessenen Gebieten ohne Kalibrierung auskommen will.

In Anbetracht der übrigen Faktoren, die eine verzögerte Rezession hervorrufen können (wie z.B. Gerinneretention), erscheint die Abflusskonzentration in dem Modell relativ gut wiedergegeben.

6.3.4 Wellenablauf

Die Unsicherheiten bei der Modellierung des Wellenablaufes betreffen sowohl die Routingparameter als auch die Simulation der Zu- und Abströme im Gerinne. Ein weiterer Modellfehler wird durch Annäherungen bei der numerischen Lösung der Bewegungsgleichung hervorgerufen. Diese drei Bereiche werden nun gesondert betrachtet.

6.3.4.1 Routingparameter

Abgesehen von den Rauhigkeitsbeiwerten basieren die Routingparameter zur Ermittlung der Wellenverformung auf Gerinneabmessungen, die im allgemeinen – bis auf wenige Segmente natürlicher Bachbetten – aus Plänen des Eigenbetriebs Stadtentwässerung entnommen wurden. Die diesbezüglichen Fehler dürften vernachlässigbar sein.

Für das Glasbach-Hauptgerinne konnte die Aufzeichnung der Hochwasserwelle vom 06.08.2003 zur Berechnung der mittleren Rauhigkeitsbeiwerte des natürlichen Bachlaufs sowie der Rechteckgerinne herangezogen werden (siehe Kap. 5.3.1). Jedoch konnten für die

in der Regenwasserkanalisation dominierenden Betonrohre keine experimentellen Werte bestimmt werden, so dass auf Literaturdaten zurückgegriffen wurde. Diese werden allerdings für ungestörte Rohrstrecken angegeben und berücksichtigen keine Rohrübergänge, Krümmungen oder Schächte.

Die Sensitivität des Rauhigkeitsbeiwerts sei anhand eines Beispiels aus dem Hirzbergbach in Abb. 6-13 dargestellt: Verglichen wurden Modelläufe mit verschiedenen Rauhigkeitsbeiwerten der Betonrohre als dominierendem Gerinnetyp. Mit 65 bzw. 80 m^{1/3}/s liegen diese Werte im in der Literatur gefundenen Bereich. Bei der Verwendung von noch geringeren Beiwerten werden die Massenbilanzverluste zu groß, weil die Gerinne den modellierten Spitzenabfluss bei größerer Rauhigkeit nicht mehr abführen können (siehe unten).



Abb. 6-13: Wellenablaufsimulation mit unterschiedlichen Rohr-Rauhigkeitsbeiwerten

Um festzustellen, wie sich die höheren simulierten Abflüsse auf die Geschwindigkeit der Wellenfortpflanzung auswirken, wurde lediglich ein Teil des Einzugsgebietsabflusses in die Routing-Prozedur eingespeist (nur der Hauptstrang von der Hochwasserentlastung in Littenweiler her, dort Abstrom festgesetzt auf 25 I/s). In Abb. 6-14 ist die durch die simulierten geringeren Abflüsse hervorgerufene Welle dargestellt.



Abb. 6-14: Wellenablaufsimulation mit unterschiedlichen Einzugsgebietsflächen

Wenn in die Routingprozedur lediglich ein Durchfluss in einer Größenordnung eingespeist wird, wie er dem gemessenen entspricht, stimmt die simulierte Wellenlaufzeit gut mit der effektiv gemessenen überein. Es muss jedoch bemerkt werden, dass die gemessene Welle sich aus Zuläufen entlang des gesamten Stranges zusammensetzt. Trotzdem erscheint der Unsicherheitsbereich der Rauhigkeitsbeiwerte gering gegenüber dem Fehler, der bei der Wellengeschwindigkeit durch die überhöhten Abflüsse hervorgerufen wird.

6.3.4.2 Zu- und Abströme, Verluste

Zu den allgemeinen parameterbedingten Unsicherheiten kommt im Hirzbergbach-Einzugsgebiet im Hinblick auf eine korrekte Simulation der Abflussganglinie an der Pegelstelle noch die problematische Festlegung der Abflussanteile hinzu, die an den Verteilerbauwerken das System verlassen. Letztere sind in Anbetracht der komplizierten hydraulischen Verhältnisse am Bahndurchlass (Seg. 208) nicht bestimmbar (siehe auch Kap. 5.3.2). An der Hochwasserentlastung des Littenweiler Baches bei Segment 78 beruht die Berechnung des in den Hirzbergbach abgeführten Anteils auf der Gleichsetzung der im Rohr berechneten Wasserstände mit der Abflusshöhe im Schacht. Das Modell geht davon aus, dass der jeweilige Abfluss im Rohr, der eine Tiefe von 13 cm (Höhe der Schwelle) übersteigt, in das Hirzbergbach-System abgeleitet wird. Dies ist eine Vereinfachung, auf die mangels besserer Kenntnis der Schacht-Fließtiefen zurückgegriffen wurde. Eine weitere Vereinfachung besteht darin, den weiterfließenden Abfluss im Littenweiler Bach konstant zu halten, obwohl in Wirklichkeit oberhalb 13 cm eine Aufteilung des Abflusses auf beide Gerinne erfolgt.

Weitere potentielle Verluste aus dem Netz könnten lecke Rohrleitungen darstellen, durch die insbesondere bei älteren Kanalsystemen ein Teil des Abflusses exfiltriert (RIECKERMANN 2003). Diese Verluste werden von dem Modell nicht erfasst.

Das zu groß angesetzte Einzugsgebiet und die daraus resultierenden überhöhten Abflüsse führen außerdem dazu, dass bei den größeren Ereignissen einige Rohrquerschnitte durch den Abfluss ausgefüllt sind (Kanalsegmente 138, 151...). Die Wellenablaufroutine kann jedoch keinen Rückstau simulieren, sondern lässt lediglich die maximale Durchflussmenge bei vollem Rohrquerschnitt weiterfließen. Der über diesen " Q_{voll} " hinausgehende Durchfluss wird nicht weiter berücksichtigt und ist für die Massenbilanz verloren. Auch in einigen Rechteckgerinnen wird die maximale Wassertiefe " h_{voll} " überschritten; dort entsteht der Fehler jedoch durch das Extrapolieren der Regressionsbeziehung zwischen Q/ Q_{voll} und h/h_{voll} außerhalb des gültigen Bereichs.

In Tab. 6-5 werden die bei der Abflussbildung und -konzentration sowie beim Routing im Hirzbergbachgebiet aufgetretenen Massendifferenzen gegenübergestellt. Die Berechnung des Volumens des gebildeten Abflusses wird anhand eines Beispiels in Tab. 6-4 gezeigt.

Abflussbildung Hirzb	erabach	23.09.2003. 9	h30 MESZ -	Niederschlag	(korrigiert, mm):	11.5
Oberfläche	Тур	Fläche (m ²)	AnfVerlust	Q-Beiwert	Anteil am EZG	Abfluss (I)
Flachdach	110	38 148	1.0	0.64	5.8%	256 971
Dach >10°	120	111 858	0.6	0.73	17.0%	892 115
Hof/Fußweg vv st	210	36 685	1.0	0.33	5.6%	127 419
Hof/Fußweg tv st	220	24	1.0	0.25	0.0%	63
Hof/Fußweg uv st	230	163	1.0	0.15	0.0%	257
Hinterhof	240	14 061	10.0	-	2.1%	0
Straßen vv	310	111 014	1.0	0.33	16.8%	385 588
Straßen tv	320	2 425	1.0	0.25	0.4%	6 381
Straßen uv	330	643	1.0	0.15	0.1%	1 015
Grün	420	37 096	10.0	-	5.6%	0
Grün	430	238 823	10.0	-	36.2%	0
Wasser, vernachl.	510	515	-	-	0.1%	0
Treppen Stadion	610	5 294	1.0	0.33	0.8%	18 388
Straßenbahntrasse	620	1 256	1.0	0.33	0.2%	4 363
Stadion uv	630	33 781	1.0	0.15	5.1%	53 333
Straßenbahnstation	640	24 893	1.0	0.33	3.8%	86 462
Summe EZG	-Fläche:	659 218	m²	Summ	e Abflussbildung:	1 832 355 I

Tab. 6-4: Beispiel der Berechnung des gebildeten Abflusses für die Massenbilanz

Die Summe der Volumina nach durchlaufener Abflusskonzentrationsroutine wird durch ein Aufsummieren der in das Wellenablauf-Modul eingespeisten lateralen Teileinzugsgebiets-Abflüsse berechnet, die modellierte Gesamtfülle stellt die Summe aller nach dem Routing ausgegebenen Abflüsse pro Zeitschritt dar (Modellauf ohne Abstrom, s. Kap. 6.2.1).

Ereignis	Q- Fülle (m ³)	Peak- Q (l/s)	Summe gebildeter Abfluss	Summe kon- zentrierter Abfluss	Summe Routing ohne Abstrom	Fehler Abfluss- konz.	Routing- Fehler	?t Peaks (gem- mod)
27.07.2003	867	628	1290	1270	1126	-2%	-11%	0:10
31.07.2003	355	184	523	514	490	-2%	-5%	0:16
17.08.2003	285	105	616	610	605	-1%	-1%	0:09
30.08.2003	1346	540	1961	1932	1877	-1%	-3%	0:07
11.09.2003	1412	796	1977	1948	1763	-1%	-9%	0:05
23.09.2003	1233	303	1832	1807	1735	-1%	-4%	0:06
07.10.2003	2308	731	3340	3286	3096	-2%	-6%	0:05

Tab. 6-5: Massenbilanz der modelliert en Abflussfüllen [m³], Hirzbergbach-Stadteinzugsgebiet

Die bei höheren Spitzenabflüssen entstehenden Fehlbeträge bei der Wellenablaufroutine (s. Abb. 6-15) sind größtenteils auf die oben erwähnten Verluste wegen der simulierten übervollen Gerinnequerschnitte zurückzuführen. Demgegenüber wirken sich die numerischen und Rundungsfehler, wie sie auch bei der Berechnung der Abflusskonzentration auftreten, verhältnismäßig schwach aus.

Abb. 6-15: Massenbilanzfehler der Wellenablaufroutine





6.3.4.3 Modellfehler des numerischen Lösungsansatzes

Vor steilen Anstiegen der simulierten Wellen (z.B. Abb. 6-1) werden Oszillationen beobachtet, die möglicherweise auf Instabilitäten bei der Routingprozedur zurückzuführen sind. Bei der iterativen Berechnungsweise der nichtlinearen Muskingum-Cunge-Methode kann offensichtlich eine bestimmte Genauigkeitsgrenze bei der Annäherung von berechneten und geschätzten Durchflüssen nicht unterschritten werden. Es ist vorstellbar, dass diese Annäherung angesichts der für die Berechnung des Durchflüsses verwendeten Mittelung von Durchflüssen aufeinander folgender Zeitschritte scheitert, wenn die Differenz dieser Werte von einem Zeitschritt zum nächsten zu groß ist.

Es wurden drei Modellläufe durchgeführt mit unterschiedlich genauer iterativer Anpassung der Muskingum-Parameter an die berechneten Durchflüsse (s. Abb. 6-16). Wie sich zeigt, verstärkt sich die Oszillation mit zunehmender Genauigkeit. Außerdem wurden zwei Szenarien modelliert, bei denen das Gerinnenetz in zwei Teile geteilt wurde, die jeweils getrennt modelliert wurden (s. Abb. 6-17). Bei der Gesamt-Abflussganglinie zeigt sich ein Anstieg vor

der eigentlichen Welle, der bei Überlagerung der beiden Teilganglinien nicht vorhanden wäre (die kleinere Abflussganglinie wurde durch Ausschaltung von Segmenten zeitlich versetzt, da sie sonst durch die geringere Höhe später eintrifft).



Abb. 6-16: Genauigkeit der iterativen Anpassung der Eingangs- an die ausgegebenen Durchflüsse



Abb. 6-17: Simulierte Abflussganglinien von zwei Teilen des Einzugsgebiets

Aus diesen Untersuchungen geht hervor, dass die beobachteten kurzen Anstiege vor den simulierten Wellen des Hirzbergbaches (siehe Abb. 6-9) auf Modellunsicherheiten zurückzuführen sind.

FREAD (1993:10.13) nennt als Grenze für die Anwendbarkeit der nichtlinearen Muskingum-Cunge-Methode sehr steile Wellenanstiege: Der Fehler in der Simulation der Spitzenabflüsse überschreitet 5% bei einer Anstiegszeit $T_r < 0.002/S_0$. S_0 ist die Neigung der Gerinnesohle; bei einem Gefälle von 0.01 wäre die Grenz-Anstiegszeit demzufolge 0.2 Stunden, d.h. 12 Minuten. Die meisten im Glasbach modellierten Ereignisse haben eine wesentlich kürzere Anstiegszeit.

Eine weitere Fehlerquelle rührt aus der räumlichen Auflösung des Gerinnenetzes. Für eine flächendetaillierte Simulation der Abflusskonzentration sollten die Segmente nicht zu lang sein. Andererseits sind die mit dem numerischen Lösungsansatz verbundenen Fehler erst bei größeren Segmentlängen minimal. In Anhang 8-4 sind de optimalen Segmentlängen berechnet; sie liegen um ein Vielfaches über den durchschnittlichen Streckenlängen des Modells.

6.4 Fazit

Das an urbane Entwässerungssysteme angepasste nicht kalibrierte Niederschlags-Abfluss-Modell ZINMOD wurde in zwei kleinen Freiburger Einzugsgebieten angewandt. Als Modellinput dienten Messdaten verschiedener Niederschlagsereignisse des Sommers 2003 sowie Abflussganglinien, die am Eintritt in das städtische Gerinnenetz aufgezeichnet wurden.

Die durch das Modell an den urbanen Pegelstellen simulierten Abflussganglinien weisen im allgemeinen stark überhöhte Spitzenabflüsse auf (bis zu 200%). Dies dürfte einerseits auf eine Überschätzung der Abflussbeiwerte zurückzuführen sein, da bei der Modellierung für alle Ereignisse einheitliche Abflussbildungsparameter verwendet wurden, welche für diesen sehr warmen Sommer nicht repräsentativ waren. Andererseits deuten die an einigen Tagen aufgezeichneten langgezogenen Rezessionsganglinien auf eine Verzögerung des Abflusses im Gerinne hin, die möglicherweise durch verlegte Quergitter im Bachverlauf begründet sein könnte. Bei sehr kleinen Ereignissen, die nicht die Unterkante der Gitter erreichen, stimmt die simulierte Peakhöhe mit der gemessenen überein.

Im Hirzbergbach-Einzugsgebiet sind de zu hohen simulierten Abflüsse außerdem auf die Überschätzung der beitragenden Flächen sowie den nicht zu quantifizierenden Abstrom aus dem System zurückzuführen. Auch hier konnte bei einem kleineren Ereignis, das wohl nicht die Höhe der Entlastung erreichte, eine Verbesserung der Simulation erreicht werden.

Durch die überhöhten Abflüsse werden auch die Wassergeschwindigkeiten überschätzt, wodurch die modellierten Peaks mehrere Minuten vor den gemessenen eintreten. Auch die Abflussfüllen werden im Mittel um 50% überschätzt, lediglich bei einzelnen Ereignissen mit höheren gemessenen Abflussbeiwerten entsprechen sie der Realität.

Eine Abflusssimulation mit flächendetailliertem Niederschlagsinput brachte keine nennenswerte Verbesserung der Resultate. Eine Modellierung kleinräumigen Konvektivereignisse mit zeitlich höher aufgelösten Radardaten scheiterte an den unvollständigen Radaraufzeichnungen.

Die größten Unsicherheiten bei der Modellierung betreffen einerseits die Ausdehnung des Einzugsgebiets, andererseits die durchschnittlichen Gesamtabflussbeiwerte, da sich die daraus berechneten Abflüsse direkt proportional auf die modellierten Peaks und Abflussfüllen und damit auf die Wellengeschwindigkeiten auswirken. Dagegen ist der Einfluss der Rauhigkeitsbeiwerte relativ gering.

Bei den sehr steilen ansteigenden Hochwasserwellen der urbanen Einzugsgebiete erreicht die Muskingum-Cunge-Methode für das Routing im Gerinne aufgrund der großen Abflussdifferenzen zwischen zwei aufeinander folgenden Zeitschritten nahezu die Grenze ihrer Anwendbarkeit.

7 Schlussbemerkungen und Ausblick

Trotz der geringen Niederschläge dieser Messkampagne konnten dennoch interessante Ergebnisse erzielt werden. Die eingesetzten Messsonden erwiesen sich im großen und ganzen als zuverlässig. Bei einem zukünftigen Einsatz sollte jedoch der mangelhafte Temperaturausgleich bei der Druckmessung durch die Barometersonde überprüft werden. Auch sollte eine aktualisierte Softwareversion mit der Option zur automatischen Temperatur-kompensation bei der Leitfähigkeitsmessung verwendet werden. Angesichts des Genauigkeitsbereiches der Druckmessung von 1-2 cm sollten nach Möglichkeit schmale Messquerschnitte gewählt werden, damit der Messfehlerbereich keine allzu großen Durchflussspannen abdeckt.

Insbesondere der Zusammenhang zwischen Abflussbeiwert und Erhöhung der Wassertemperatur, der sich bei der Auswertung der wenigen Ereignisse am Glasbach angedeutet hat, verdient sicher eine vertiefte Analyse. Aufgrund der problematischen Bestimmung des Direktabflusses der Einzugsgebiete während der durchgeführten Messkampagne müssen jedoch noch weitere Untersuchungen diesen Zusammenhang bestätigen. Es könnten dann auch Korrelationsanalysen des Temperaturanstiegs mit anderen meteorologischen Parametern wie Tages-Wärmesummen oder Globalstrahlungsintegrale untersucht werden. Diese Werte sind dank der guten Datenbasis der Stadtstation des Meteorologischen Instituts der Universität Freiburg leicht zu ermitteln.

Eventuell können Erkenntnisse aus der Auswertung dieser Daten in die Bestimmung von ereignisspezifischen Anfangsverlusten bzw. Abflussbeiwerten für die Modellierung einfließen: Wie sich herausgestellt hat, ist es bei einem nicht kalibrierten Modell mit zu großen Fehlern verbunden, generelle mittlere Verlustraten zu verwenden. Es wäre denkbar, diese über eine Regressionsanalyse aus den einschlägigen Daten der Wetterstationen zu bestimmen. Allerdings würden diese Beziehungen wohl nur in ähnlichen Klimazonen gelten.

Für die weitere Anwendung des Modells könnte in Anbetracht der steilen Wellenanstiege bei überwiegend versiegelten Einzugsgebieten und ausgekleideten Gerinnen versucht werden, den Zeitschritt der Routing-Prozedur zu verkleinern. So können möglicherweise die Modellunsicherheiten verringert werden.

Auch die systematische Überschätzung der Peaks durch das Modell sollte noch einer weiteren Untersuchung unterzogen werden. Es könnte z.B. eine Funktion in die Wellenablauf-Routine eingebaut werden, mit der ein Gerinnespeicher simuliert wird. Insbesondere bei größeren Ereignissen ist die Wahrscheinlichkeit gegeben, dass im Ausuferungsbereich grobe Feststoffe mitgerissen werden, die zu Rückstaueffekten im Gewässerlauf führen. Wenn diese auch ohne Kalibrierung nicht modellierbar sind, so dürfte ein pauschaler Ansatz immer noch näher an der Realität liegen, als wenn dieser Effekt ignoriert wird.

Insgesamt erscheint das verwendete Modell bei ausreichender Kenntnis des Einzugsgebietes sowie des Kanalnetztes geeignet, die durch intensive Konvektivereignisse verursachten Hochwasserwellen zu simulieren.

Literaturverzeichnis

- AKAN, A. OSMAN (2003): Urban Hydrology, Hydraulics and Stormwater Quality: Engineering Applications and Computer Modeling. Hoboken, New Jersey.
- AEROSOLMESSSTELLE SCHAUINSLAND D. DEUTSCHEN FORSCHUNGSGEMEINSCHAFT (1974): Untersuchung der klimatischen und lufthygienischen Verhältnisse der Stadt Freiburg i. Br.: Arbeitsbericht einer interdisziplinären Arbeitsgruppe. Freiburg i. Br.
- ALLERUP, P. & H. MADSEN (1980): Accuracy of point precipitation measurements. In: Nordic Hydrology, 11 (2), pp. 57-70.
- ANDOH, R. Y. G. & C. DECLERCK (1997): A cost effective approach to stormwater management source control and distributed storage. In: Water Science & Technology, Vol. 36, Nr. 8-9. Oxford.
- ASHLEY, R. M., R.W. MORRISON, R. FLEMING & C. JEFFERIES (1998): Application of a computer model for BMP performance assessment and comparison between UK and German design practice. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- BÄR, A., A. DITTRICH & G. HARTMANN (2001): Anwendungsgrenzen eindimensionaler Berechnungsansätze für geradlinig gegliederte Gerinne. In: Wasserwirtschaft 91. Jahrgang, Nr. 5
- BECCIU, G. & S. MAMBRETTI (1998): Artificial neural networks for rainfall-runoff modelling in urban drainage. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- BECCIU, G. & A. PAOLETTI (1997): Random characteristics of runoff coefficient in urban catchments. In: Water Science & Technology, Vol. 36, Nr. 8-9. Oxford.
- BENTE, S. (1998): Potential and effects of large-scale application of storm water usage and infiltration. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- BERTHIER, E., H. ANDRIEU & F. RODRIGUEZ (1999): The Rezé urban catchments database. In: Water Resources Research 35(6): 1915-1919
- BERTHIER, E: (1999): Contribution à une modélisation hydrologique à base physique en milieu urbain. Dissertation. Spécialité Mécanique des Milieux Géophysiques et Environnement, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- BETTMANN, TH. & M. W. OSTROWSKI (1997): The effect of decentral stormwater use in urban areas on pollution emission. In: Water Science & Technology, Vol. 36, Nr. 8-9. Oxford.
- BOLLER, M. (2003): Nachhaltige Regenwasserentsorgung auf dem Weg in die Praxis. In : EAWAG news Nr. 57. http://www.eawag.ch/publications/eawagnews/d_index.html.
- BOUDEVILLAIN, B. (2003): Contribution à la définition des caractéristiques d'un radar hydrologique urbain. Dissertation. Ecole Doctorale des Sciences Fondamentales, Spécialité Physique de l'Atmosphère. Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand. http://www.lcpc.fr/fr/presentation/organigramme/div_eau/sources/ (Stand 15.12.03)
- BRUNNER, P. G. (1975): Die Verschmutzung des Regenwassers im Trennverfahren. Untersuchungen unter besonderer Berücksichtigung der Niederschlagsverhältnisse im voralpinen Raum. Berichte aus Wassergütewirtschaft und Gesundheitsingenieurwesen Nr. 9. Technische Universität München.

- BUNDESAMT FÜR WASSER UND GEOLOGIE (2001): Rauheiten in ausgesuchten Schweizer Fließgewässern. Berichte des BWG Serie Wasser Nr. 1. Bern. http://www.bwg.admin.ch/themen/wasser/d/pdf/rauhtfgw.pdf (Stand 14.01.2004)
- CALOMINO, F., P. VELTRI, P. PIRO & J. NIEMCZYNOWICZ (1997): Probabilistic analysis of runoff simulations in a small urban catchment. In: Water Science & Technology, Vol. 36, Nr. 8-9. Oxford.
- CHOW, V. T. (1988): Applied Hydrology. McGraw-Hill series in water resources and environmental engineering. New York.
- DESBORDES, M. (1978): Extension of Caquot's model to non-homogeneous catchments. In: Research on urban Hydrology Vol. 2. UNESCO Technical paper in hydrology No. 16. Paris.
- DESBORDES, M. (1978b): Urban runoff and design storm modelling. In: HELLIWELL, P. R. (1978) (Hrsg.): Urban Storm Drainage. Proceedings of the International Conference held at the University of Southampton.
- DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG (1996): Wasserwesen: Begriffe, Normen. Berlin; Köln.
- DEVRIES, J. J. & T. V. HROMADKA (1993): Computer models for surface water. In: Maidment, D. R. (1993)(Hrsg.): Handbook of Hydrology.McGraw-Hill, New York.
- DJORDJEVIC, S., D. PRODANOVIC & C. MAKSIMOVIC (1998): An approach to simulation of dual drainage. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21 24 September 1998, London.
- DYCK, S. & G. PESCHKE (1995): Grundlagen der Hydrologie. Berlin.
- EGGER, U. (2003): Erstellung eines Entwicklungskonzepts für ein städtisches Fließgewässer am Beispiel des Glasbachs in Freiburg-Herdern. Diplomarbeit. Institut für Hydrologie, Albert-Ludwigs-Universität Freiburg.
- ESTÈBE, A., H. BOUDRIES, J.-M. MOUCHEL & D. R. THÉVENOT (1997): Urban runoff impacts on particulate metal and hydrocarbon concentrations in river Seine: suspended solid and sediment transport. In: Water Science & Technology, Vol. 36, Nr. 8-9. Oxford.
- FANKHAUSER, R. (1998): Automatic determination of imperviousness in urban areas from digital orthophotos. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- FIGLUS, J. (1988): Abfluss aus Stadtgebieten. Eine hydrologische Berechnungsmethode. Dissertation. Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe.
- FÖRSTER, J. & R. HERRMANN (1996): Eintrag und Transport von organischen Umweltchemikalien über verschiedene Dächer in das Kanalsystem. In: Stoffaustrag aus Kanalisationen: Hydrologie bebauter Gebiete. Deutsche Forschungsgemeinschaft. Weinheim.
- FÖRSTER, J. & R. HERRMANN (1996b): Empfehlungen für die Auswahl von Dachmaterialien zur Versickerung von Dachabfluss. In: Stoffaustrag aus Kanalisationen: Hydrologie bebauter Gebiete. Deutsche Forschungsgemeinschaft. Weinheim.
- FREAD, D. L. (1993): Flow routing. In: Maidment, D. R. (1993)(Hrsg.): Handbook of Hydrology. McGraw-Hill, New York.
- GEIGER, W. F. (1987): Manual on drainage in urbanized areas. Vol. I: Planning and design of drainage systems. IHP-UNESCO. Paris.

- GEOLOGISCHES LANDESAMT BADEN-WÜRTTEMBERG (1996) : Geologische Karte von Baden-Württemberg 1:25 000, Blatt 7913 Freiburg i.Br.-NO. Stuttgart.
- GEOLOGISCHES LANDESAMT BADEN-WÜRTTEMBERG (1967) : Geologische Karte von Baden-Württemberg 1:25 000, Blatt 8013 Freiburg. Stuttgart.
- GIECK, K. (1981): Technische Formelsammlung. Gieck Verlag Heilbronn.
- HALL, M. J. (1984): Urban Hydrology. London; New York.
- HELLIWELL, P. R. (1978) (Hrsg.): Urban Storm Drainage. Proceedings of the International Conference held at the University of Southampton.
- HOLLIS, G. E. & J. C. OVENDEN (1988): The quantity of stormwater runoff from ten stretches of road, a car park and eight roofs in Hertfordshire, England during 1983. Hydrological Processes, Vol. 2: 227-243.
- HUBER, W.C. (1993): Contaminant transport in surface water. In: Maidment, D. R. (1993) (Hrsg.): Handbook of Hydrology. McGraw-Hill, New York.
- HUHN, V. & A. STECKER (1997): Alternative stormwater management concept for urban and suburban areas. In: Water Science & Technology, Vol. 36, Nr. 8-9. Oxford.
- IMHOFF, K. & IMHOFF, K.R. (1979): Taschenbuch der Stadtentwässerung.
- INOUE, K., K. TODA, T. TANINO & H. HAYASHI (1998): Hydraulic study of overland flood flows in an urban area with underground space. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- JOHANN, G. & H.-R. VERWORN (1997): Requirements for radar rainfall data in urban catchment modelling and control. In: Water Science & Technology, Vol. 36, Nr. 8-9. Oxford.
- KERN-WEISSENBORN GMBH (2002): Planfeststellungsverfahren zum Neubau der B31 zwischen Freiburg und Himmelreich. Erläuterungsbericht zur Steuerung der Pumpen. Unterlagen des Eigenbetriebs Stadtentwässerung (ese) Freiburg.
- KIRPICH, Z. P. (1946): Time of concentration of small agricultural watersheds. Civil Engineering. Zitiert in MANIAK 1997.
- KREBS, P., P. HOLZER, J. L. HUISMAN & W. RAUCH (1998): First flush of dissolved compounds.
 In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling.
 Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- KAMAL, M. M. & M. F. RABBI (1998): Storm water drainage model coupled with flood depth mapping: a new approach towards solution of urban drainage problems. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- LANDESVERMESSUNGSAMT BADEN-WÜRTTEMBERG (1987): Topographische Karte 1:25000. Blatt 7912: Freiburg im Breisgau – Nordwest.
- LANDESVERMESSUNGSAMT BADEN-WÜRTTEMBERG (1983): Topographische Karte 1:25000. Blatt 8013: FREIBURG im Breisgau – Südost.
- LANGE, J. (1999): A non-calibrated rainfall-runoff model for large arid catchments, Nahal Zin, Israel. Freiburger Schriften zur Hydrologie, Band 9.

- LANGE, J., A. WAGNER & D. TETZLAFF (2003): Hochwassersimulation in kleinen Einzugsgebieten: Eignung von Niederschlagsradar und Auswirkung versiegelter Flächen. In: KLEEBERG, H.-B. (Hrsg.)(2003): Klima, Wasser, Flussgebietsmanagement - im Lichte der Flut. Beiträge zum Tag der Hydrologie am 20./21. März 2003 in Freiburg i. Br.
- LAZARO, T. R. (1979): Urban Hydrology: A Multidisciplinary Perspective. Ann Arbor, Mich.
- LINDH, G. (1978): Urban hydrological modelling and catchment research in Sweden. h: Research on urban Hydrology Vol. 2. UNESCO Technical paper in hydrology No. 16. Paris.
- LOKE, E., E. A. WARNAARS, P. JACOBSEN, F. NELEN & M. DO CÉU ALMEIDA (1997): Artificial neural networks as a tool in urban storm drainage. In: Water Science & Technology, Vol. 36, No. 8-9. Oxford.
- MAHEEPALA, U. K., A. K. TAKYI & B. J. C. PERERA (2001): Hydrological data monitoring for urban stormwater drainage systems. Journal of Hydrology, Volume 245, Issues 1-4.
- MANIAK, U. (1997): Hydrologie und Wasserwirtschaft: Eine Einführung für Ingenieure. Springer-Verlag Berlin; Heidelberg.
- MASSING, H. (1977): Untersuchungen über die urbane Hydrologie und Entwicklung mathematischer Modelle für die Hydrologie urbaner Gebiete in der Bundesrepublik Deutschland. IHP-Sekretariat Koblenz.
- MCPHERSON, M. B. (1977): Urban hydrological modelling and catchment research in U.S.A. In: Research on urban hydrology. UNESCO Technical paper in hydrology No. 15. Paris.
- MINISTERIUM FÜR UMWELT UND VERKEHR BADEN-WÜRTTEMBERG; LANDESANSTALT FÜR UMWELTSCHUTZ BADEN-WÜRTTEMBERG (Hrsg.) (2001): WaBoA digital. Stuttgart.
- NASH, J. E. (1959): Systematic determination of unit hydrograph parameters. In: Journal of Geophysical Research 64(1):111-115, zitiert in LAZARO 1979
- PAGOTTO, C. (1999): Etude sur l'émission et le transfert dans les eaux et les sols des éléments traces métalliques et des hydrocarbures en domaine routier. Dissertation. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Ecole des Mines de Nantes. Université de Poitiers.
- POSEY, C. J. (1957): Computation of discharge including overland flow: Civil Engineering, Bd. 37, Nr. 4, zitiert in BÄR ET AL. (2001).
- PREIßLER, G. & G. BOLLRICH (1985): Technische Hydromechanik. VEB Verlag für Bauwesen. Berlin.
- QUIRMBACH, M. (2003): Nutzung von Wetterradardaten für Niederschlags- und Abflussvorhersagen in urbanen Einzugsgebieten. Dissertation. Schriftenreihe Hydrologie/ Wasserwirtschaft Nr. 19. Ruhr-Universität Bochum.
- RAUCH, W. & P. HARREMOËS (1997): Accute pollution of recipients in urban areas. In: Water Science & Technology, Vol. 36, Nr. 8-9. Oxford.
- RAUCH, W. & P. HARREMOËS (1998): On the application of evolution programs in urban drainage modelling. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- RICHTER, D. (1995): Ergebnisse methodischer Untersuchungen zur Korrektur des systematischen Messfehlers des Hellmann-Niederschlagsmessers. Berichte des Deutschen Wetterdienstes Nr. 194. Frankfurt am Main.

- RIECKERMANN, J., O. KRACHT & W. GUJER (2003): Wie dicht ist unser Kanalnetz? In : EAWAG news Nr. 57. http://www.eawag.ch/publications/eawagnews/d_index.html. 15.12.2003.
- RIESER, M. (2002): Experimentelle Untersuchungen zur immissionsorientierten Bewertung der Wirkung von Niederschlagswassereinleitungen auf ein urbanes Gewässer am Beispiel der Dreisam im Stadtgebiet von Freiburg. Diplomarbeit. Institut für Hydrologie, Albert-Ludwigs-Universität Freiburg.
- RISTENPART, E. (1998): Planning of stormwater management with a new BMP model. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- RODRIGUEZ, F., H. ANDRIEU, J. D. CREUTIN & G. RAIMBAULT (1998): Relevance of geographic information systems for urban hydrological analysis. In: BUTLER, D. & C. MAKSIMOVIC (Editors): Developments in Urban Drainage Modelling. Fourth International Conference, 21-24 September 1998, London.
- RODRIGUEZ, F., H. ANDRIEU & J. D. CREUTIN (2003): Surface runoff in urban catchments: morphological identification of unit hydrographs from urban databanks. In: Journal of Hydrology, Vol. 283: 146-168.
- ROMMEL, K. (1980): Die kleine Leitfähigkeits-Fibel. Handbuch wtw wissenschaftlich-technische Werkstätten Weilheim i. OB.
- SCHLOZ, G. (1971): Regenüberläufe in Mischkanalisationen. In: Wasser und Boden Vol. 23/5, pp. 118-120.
- SCHRÖDER, R. C. M. (1994): Technische Hydraulik: Kompendium für den Wasserbau. Springer Verlag. Berlin Heidelberg New York.
- SCHWOERBEL, J. (1999): Einführung in die Limnologie. Stuttgart; Jena; Lübeck; Ulm.
- SEVRUK, B. (1981): Methodische Untersuchung des systematischen Messfehlers der Hellmann-Regenmesser im Sommerhalbjahr in der Schweiz. Dissertation. ETH Zürich.
- SIEKER, H. (2001): Generelle Planung der Regenwasserbewirtschaftung in Siedlungsgebieten. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Heft 116. Technische Universität Darmstadt.
- STADT FREIBURG IM BREISGAU, EIGENBETRIEB STADTENTWÄSSERUNG (2002): Fließgewässer in Freiburg: Struktur Chemie Biologie. CD-ROM. Freiburg.
- TETZLAFF, D. (2003): Hydrologische Bewertung der Abflussdynamik in urbanen Gewässern. Dissertation (unveröffentlicht). Fakultät für Forst- und Umweltwissenschaften. Universität Freiburg.
- URBONAS, B. R. & L. A. ROESNER (1993): Hydrologic design for urban drainage and flood controll. In: Maidment, D. R. (1993)(Hrsg.): Handbook of Hydrology. McGraw-Hill, New York.
- WAGNER, A. (2002): Anwendung eines nicht-kalibrierten Niederschlags-Abfluss-Modells in den hydrologischen Versuchsgebieten des Ostkaiserstuhls. Diplomarbeit. Institut für Hydrologie, Albert-Ludwigs-Universität Freiburg.
- WILPERT, K. V., M. KOHLER, D. ZIRLEWAGEN (1996): Die Differenzierung des Stoffhaushalts von Waldökosystemen durch die waldbauliche Behandlung auf einem Gneisstandort des Mittleren Schwarzwaldes: Ergebnisse aus der Ökosystemfallstudie Conventwald; Abschlußbericht UFO-Projekt Nr. 55-90-15. Mitteilungen der Forstlichen Versuchs- und Forschungsanstalt Baden-Württemberg Nr. 197. Freiburg.

- ZANKE, U. (2001): Hydraulik. In: Lecher, K., H.-P. Lühr & U. Zanke (Hrsg.): Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Parey. Berlin.
- ZIMMER, U. & W. F. GEIGER (1997): Model for the design of multilayered infiltration systems. In: Water Science & Technology, Vol. 36, Nr. 8-9. Oxford.
- ZUIDEMA, F.C. (1978): Urban hydrological modelling and catchment research in the Netherlands. In: Research on urban Hydrology Vol. 2. UNESCO Technical paper in hydrology No. 16. Paris.

Sonstige Quellen:

badenova AG & Co.KG, Freiburg, H. Hagspiel: Interview am 25.09.2003

badenova AG & Co.KG, Freiburg: Digitale Kanalnetz- und Landnutzungskarten.

Eigenbetrieb Stadtenwässerung (ese) Freiburg, Frau Wilhelm: Kopie der Kanalnetz-Karte sowie Ausdrucke der aktuellen Entwässerungspläne an kritischen Stellen des Netzes

Forstamt Freiburg: Förster H. Friedmann (Waldsee) und H. Thoma (Herdern)

Ingenieurgruppe Freiburg GmbH (IGF), H. Gremmelsbacher: Ausdrucke der Pumpenlaufzeiten der Regenrückhaltebecken an der B31.

Meteorologische Stadtstation Freiburg des Meteorologischen Institut der Universität Freiburg, 2004: PD Dr. A. Matzarakis: Meteorologische Daten der Monate Juni-Oktober 2003 sowie Grafiken unter www.mif.uni-freiburg.de/grafiken/MN-2003.gif, Download 02.02.2004

Pädagogische Hochschule Freiburg (PH), Lehrstuhl für Geographie, H. Wetzler: Messdaten der Meteorologischen Station der PH der Monate Juli-Oktober 2003

www.klimadiagramme.de/Bawue/freiburg.html: Klimadiagramme (Stand 19.01.2004)

Verzeichnis der Anhänge

- Anhang 1: Messwerte der Niederschlagstotalisatoren
- Anhang 2: Fotos
- Anhang 3: Ergebnisse der Abflussmessungen an den Messstellen
- Anhang 4: Abflussbeiwerte der verschiedenen Oberflächentypen
- Anhang 5: Modellgerinnenetze und Gerinneparameter
- Anhang 6: Programmcodes
- Anhang 7: Wasserstände bzw. benetzte Querschnitte als Funktion des Durchflusses
- Anhang 8: Berechnung der hydraulischen Kennwerte der verschiedenen Gerinnequerschnitte
- Anhang 9: Chemische Analyse einiger Wasserproben
- Anhang 10: Abflüsse im Glasbach bei Teichablass am 06.08.2003
- Anhang 11: Berechnung der Konzentrationszeit für das Glasbach-Stadteinzugsgebiet
- Anhang 12: Abflussganglinien Einzelereignisse Hirzbergbach
- Anhang 13: Abflussganglinien Einzelereignisse Glasbach
- Anhang 14: Abkürzungen und Symbole

A-1 Messwerte der Niederschlagstotalisatoren

Datum	Zeit	ml	mm
01.07.2003	12:00	83	4.4
02.07.2003	13:00	67	3.6
03.07.2003	11:30	117	6.2
09.07.2003	09:00	70	3.7
17.07.2003	09:00	100	5.3
21.07.2003	18:00	153	8.1
24.07.2003	18:00	57	3.0
25.07.2003	07:30	8	0.4
28.07.2003	12:30	258	13.7
31.07.2003	09:00	52	2.8
13.08.2003	15:40	41	2.2
17.08.2003	09:30	20	1.1
18.08.2003	16:00	87	4.6
28.08.2003	09:30	5	0.3
29.08.2003	08:30	175	9.3
29.08.2003	17:30	252	13.4
30.08.2003	15:00	213	11.3
30.08.2003	19:15	136	7.2
03.09.2003	13:00	108	5.7
08.09.2003	18:30	199	10.5
11.09.2003	09:45	193	10.2
24.09.2003	13:30	276	14.6
29.09.2003	11:30	143	7.6
06.10.2003	09:15	995	52.7

Tab. A-1.2:	Haus T	obias	
Datum	Zeit	ml	mm
01.07.2003	12:00	101	5.4
02.07.2003	12:30	92	4.9
03.07.2003	11:00	142	7.5
10.07.2003	10:30	30	1.6
18.07.2003	14:00	77	4.1
21.07.2003	13:00	150	7.9
24.07.2003	18:10	58	3.1
25.07.2003	15:00	8	0.4
28.07.2003	10:00	297	15.7
31.07.2003	09:10	54	2.9
11.08.2003	11:00	10	0.5
15.08.2003	21:00	20	1.1
18.08.2003	10:00	101	5.4
29.08.2003	11:00	190	10.1
29.08.2003	17:40	190	10.1
30.08.2003	11:00	241	12.8
01.09.2003	09:00	236	12.5
07.09.2003	11:00	20	1.1
08.09.2003	09:30	172	9.1
09.09.2003	19:00	12	0.6
11.09.2003	09:30	225	11.9
23.09.2003	15:00	275	14.6
29.09.2003	11:15	158	8.4
05.10.2003	11:30	808	42.8
10.10.2003	10:30	816	43.2

Tab. A-1.3: Friedhof Littenweiler

Datum	Zeit	ml	mm
01.07.2003	12:00	96	5.1
02.07.2003	11:50	157	8.3
03.07.2003	10:00	110	5.8
09.07.2003	09:30	36	1.9
17.07.2003	14:30	82	4.3
21.07.2003	12:00	175	9.3
25.07.2003	18:00	44	2.3
28.07.2003	10:30	377	20.0
11.08.2003	10:00	50	2.6
15.08.2003	19:00	93	4.9
18.08.2003	10:20	132	7.0
29.08.2003	13:30	203	10.8
30.08.2003	11:30	377	20.0
01.09.2003	09:30	397	21.0
08.09.2003	10:00	177	9.4
11.09.2003	16:45	279	14.8
23.09.2003	16:00	297	15.7
29.09.2003	10:45	172	9.1
05.10.2003	12:00	909	48.2
10.10.2003	09:20	990	52.5

A-2 Fotos



A-2.1 Messstelle Hirzbergbach-Waldrand



A-2.2 Messstelle Hirzbergbach-Mündung





A-2.3 Messstelle Glasbach-Waldrand

A-2.4 Messstelle Glasbach-Shelltankstelle



A-2.5 Niederschlagstotalisatoren: Zoologie, Haus Tobias, Friedhof Littenweiler



A-2.6 Rückstau durch Geschwemmsel (Glasbach)



A-2.7 Gitter im Hirzbergbach vor Einlass in das Verteilerbauwerk am Bahndurchlass (15.9.03)



A-2.8 Ausuferungsspuren, Hirzbergbach vor Bahndurchlass, Foto 15.09.2003

A-3 Ergebnisse der Abflussmessungen an den Messstellen

A-3.1 Glasbach-Waldrand

Datum der Abflussmessung	Wasserstand	Abfluss	verwendete Messmethode
18.09.2003	0.06 m	0.0028 m³/s	Salzverdünnung
21.07.2003	0.075 m	0.0036 m³/s	Flo-Mate
12.01.2004	0.08 m	0.0081 m³/s	Salzverdünnung
22.01.2004	0.0115 m	0.022 m³/s	Salzverdünnung
20.01.2004	0.014 m	0.05 m³/s	Salzverdünnung
Aufzeichnung 06.08.2003	hypoth. 0.017 m	hypoth. 0.23 m ³ /s	iterativ aus Ereignis 6.8. *)

*) Bei Teichablass vom 6.8.2003 wurde die Abflussfülle als bekannt vorausgesetzt; Peak erreichte bei GO 16.5 cm. Nun wurde der hypothetische Abfluss bei 17 cm so lange verändert, bis die aus der resultierenden P-Q-Beziehung berechnete Abflussfülle mit dem Ablassvolumen übereinstimmte.



A-3.1: Abflusskurve am Standort Glasbach-Waldrand

A-3.2 Glasbach-Shelltankstelle

Kenndaten der Pegel-Messstelle:

Breite der Sohle der Niedrigwasserrinne	0.4
Breite der Niedrigwasserrinne oben	0.5
Tiefe Niedrigwasserrinne	0.12
tan(alpha) der Böschung der Rinne	0.42
Breite des Hochwasserprofils	2.50
Tiefe des Übergangsbereichs	0.05
tan(alpha) des Übergangsbereichs	20.00
Gefälle an der Messstelle	0.011
Rauigkeitsbeiwert Sohle kSt-S:	20
Rauigkeitsbeiwert Wände/Vorland kSt-W:	60



Nach POSEY (1957): $Q = Q_H + Q_V = A_H * I_S^{1/2} * k_{StH} * R_H^{2/3} + A_V * I_S^{1/2} * k_{StV} * R_V^{2/3}$

wobei $R_H = A_H / (U_H + U^*)$ mit $U^* = y_T (1 - y_T/y_H)$

Q = Durchfluss [m³/s], die Indices stehen jeweils für Hauptgerinne (H) und Vorland (V).

m^{1/3}/s m^{1/3}/s

- A = benetzter Querschnitt [m²] = Breite B * Tiefe y
- I_{S} = Gefälle [m/m],
- R = hydraulischer Radius = A/U [m] mit U = benetzter Umfang

 k_{St} = Rauheitsbeiwert nach Strickler [m^{1/3}/s], k_{StH} = k_{StS} * B/U + k_{StW} * 2y/U

2

Tiefe [m]	A(H)	U(V)	U*	R(H)	kSt(H)	Q(H)	A(V)	U(V)	R(V)	Q(V)	Q [m³/s] = Q(H)+Q(V)	Q [m³/s] gemessen	Abw.
0.02	0.008	0.443		0.018	24	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001		
0.04	0.017	0.487		0.034	27	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.005	-2%
0.06	0.026	0.530		0.048	29	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000	0.010		
0.09	0.039	0.595		0.066	32	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.023	5%
0.1	0.044	0.617		0.072	33	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000	0.027		
0.12	0.054	0.660	0.000	0.082	40	0.043	0.000	0.000	0.000	0.000	0.043		
0.13	0.059	0.660	0.008	0.088	50	0.061	0.002	0.400	0.005	0.000	0.062		
0.14	0.064	0.660	0.014	0.095	60	0.084	0.008	0.801	0.010	0.002	0.086	0.100	16%
0.15	0.069	0.660	0.018	0.102	60	0.095	0.018	1.201	0.015	0.007	0.102		
0.16	0.074	0.660	0.020	0.109	60	0.106	0.032	1.602	0.020	0.015	0.121		
0.17	0.079	0.660	0.021	0.116	60	0.118	0.050	2.002	0.025	0.027	0.145		
0.18	0.084	0.660	0.020	0.124	60	0.131	0.070	2.022	0.035	0.047	0.178		
0.2	0.094	0.660	0.016	0.139	60	0.159	0.110	2.062	0.053	0.098	0.257		



A-3.2: Abflusskurve am Standort Glasbach-Shelltankstelle

A-3.3 Hirzbergbach-Waldrand

Messung der Wasserspiegelerhöhung im Schacht bei Verschließen der Rohröffnungen

Kenndaten des Verteilerschachtes:

Mittlere Länge des Schachtes:	2.07 m
UK Rohrauslass Richtung Waldsee:	12.5 cm
UK Rohrauslass unter Straße:	19.5 cm
UK Rohrauslass unter Zufahrt:	43 cm

Datum der Abflussmessung	Wasser- stand	Abfluss
10.07.2003	.163 m	0.00030 m³/s
02.07.2003	.17 m	0.00064 m³/s
30.01.2004	0.25 m	0.008 m³/s
22.01.2004	0.31 m	0.026 m³/s
20.01.2004	0.40 m	0.034 m³/s
20.01.2004	0.44 m	0.040 m³/s

Im Niedrigwasserbereich <15 cm berechnet obige Regression negative Abflüsse, weshalb hier eine lineare Interpolation erfolgte.

A-3.3: Abflusskurve am Standort Hirzbergbach-Waldrand Mittlere Breite des Schachtes:1.39 mDurchmesser Rohr Richtung Waldsee:10 cmDurchmesser Rohr unter Straße:37.5 cm



A-3.4 Hirzbergbach-Mündung

Datum der Abflussmessung	Wasserstand	Abfluss	verwendete Messmethode
10.07.2003	0.029 m	0.002 m³/s	v mit Schwimmkörper geschätzt
11.08.2003	0.025 m	0.000 m³/s	v = 0; Wasser steht
21.07.2003	0.034 m	0.017 m³/s	Flo-Mate
21.07.2003	0.036 m	0.032 m³/s	Flo-Mate
21.10.2003	0.039 m	0.035 m³/s	Salzverdünnung
21.07.2003	0.044 m	0.108 m³/s	Flo-Mate



A-3.4: Abflusskurve am Standort Hirzbergbach-Mündung

Quelle:	Акал (2003)	Сноw (1988)	Geiger (1987)	Imhoff& Imhoff (1979)	Lindh (1978)	URBONAS& ROESNER (1993)	Hollis& Ovenden (1988)	Mittel- wert	über- nommen*):	Bemerkung
Flachdach			0.50	0.50			0.64	0.55	0.64	
Dach >10°	0.75	0.75	0.75	0.95	0.75	0.80	0.73	0.78	0.73	
Hof/Fußweg vv	0.70	0.73	0.85	0.85	0.90	0.87	0.33	0.75	0.33	
Hof/Fußweg tv			0.25					0.25	0.25	
Hof/Fußweg uv			0.15	0.15		0.15		0.15	0.15	
Hinterhof									-	entwässern nicht in RW-Kanal
Straßen vv	0.70	0.73	0.85	0.85	0.90	0.87	0.33	0.75	0.33	
Straßen tv			0.25					0.25	0.25	
Straßen uv			0.15	0.15		0.15		0.15	0.15	
Grün	0.05		0.10	0.00		0.00		0.04	-	entwässern nicht in RW-Kanal
Wasser									1.00	Direktabfluss
Tribüne Stadion			0.70					0.70	0.33	wie Straßen (geteert)
Straßenb.Trasse			0.70					0.70	0.33	wie Straßen (geteert)
Stadion uv	0.10		0.20					0.15	0.15	
Station - Straba			0.70					0.70	0.33	wie Straßen (geteert)

Tab. A 4.2: Anfangsverluste

Tab. A 4.1: Abflussbeiwerte

Quelle:	Akan (2003)	Hollis& Ovenden (1988)	Helliwell (1978)	Lindh (1978)		Mittel- wert	über- nommen*):	Bemerkung		
Flachdach	0.26	1.0				0.63	1.0			
Dach >10°	0.13	0.6		(0.05	?	0.36	0.6			
Hof/Fußweg vv	0.26	1.0	0.5	0.10	?	0.58	1.0	(1978) wurden ignoriert		
Straßen vv	0.26	1.0	1.0	0.10	?	0.74	1.0	(1970) wurden ignonen		

*) wo vorhanden, wurden die Werte der englischen Detailstudie (HOLLIS & OVENDEN 1988) übernommen, ansonsten Mittelwerte Abkürzungen: vv: vollversiegelt, tv: teilversiegelt, uv: unversiegelt

Abflussbeiwerte der verschiedenen Oberflächentypen

۸-4

A-5 Modellgerinnenetze und Gerinneparameter

A-5.1 Glasbach: Modellgerinnenetz



Segment-Nr.	Nr. voriges Seg. Nr. folgendes Seg	Nr. Zufluss	Segmentlänge	Gerinneart	Durchmesser (m)	Breite (m)	Tiefe NW-Rinne	Elev. SegAnfang	Elev. SegEnde	Absturz (m)	Gefälle (%)	kSt (m^1/3/s)	A(voll) (m²)	U(voll) (m)	Q(voll) (m³/s)	v(voll) (m/s)	A(halb) (m²)	U(halb) (m)	Q(halb) (m³/s)	v(halb) (m/s)	c(halb) (m/s)	dx-min (Courant)	zu kurz	Anmerkungen	Verluste (m ³ /s)	Basisabfluss (m³/s)
1	0 1	1 0	43.07	Mischprofil: natürl. Gerinne mit Geröll/gepflasterter Tunnel	0.00	1.40	0.00	309.40	306.39	0.00	7.0	5 0	.700	2.40	0.411	0.59	0.350	1.90	0.151	0.43	0.64	6.4		Elev. aus DGM + interpoliert	0.000	0.003
2	0	3 0	76.11	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.30	0.00	0.00	336.46	333.52	0.00	3.9	65 0	.071	0.94	0.161	2.27	0.035	0.47	0.080	2.27	3.03	30.3			0.000	0.000
3	2	1 0	88.75	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.30	0.00	0.00	333.52	330.24	0.00	3.7	65 0	.071	0.94	0.157	2.22	0.035	0.47	0.079	2.22	2.96	29.6			0.000	0.000
4	3		51.40	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.30	0.00	0.00	330.24	329.30	0.00	1.7	65 U	071	0.94	0.107	1.51	0.035	0.47	0.053	1.51	2.02	20.2			0.000	0.000
6	5	7 0	48.84	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.30	0.00	0.00	326.63	320.03	0.00	3.4	65 0	071	0.94	0.170	2.45	0.035	0.47	0.000	2.45	2.82	28.3			0.000	0.000
7	6		88 69	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.30	0.00	0.00	324.99	321.35	0.00	42	65 0	071	0.94	0.168	2.12	0.035	0.47	0.073	2.12	3 17	31 7			0.000	0.000
8	7	9 0	68.58	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.30	0.00	0.00	321.25	318.30	0.00	4.3	65 0	.071	0.94	0.169	2.40	0.035	0.47	0.085	2.40	3.20	32.0			0.000	0.000
9	8 1	0 0	81.94	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.40	0.00	0.00	318.30	314.29	0.00	4.9	65 0	.126	1.26	0.389	3.10	0.063	0.63	0.195	3.10	4.13	41.3			0.000	0.000
10	9 1	1 0	86.81	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.40	0.00	0.00	314.29	310.85	4.46	4.0	65 0	.126	1.26	0.350	2.79	0.063	0.63	0.175	2.79	3.72	37.2	1		0.000	0.000
11	1 1	7 10	84.94	natürliches Gerinne, mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	0.00	1.00	0.00	306.39	300.46	0.00	7.0	5 0	.500	2.00	0.265	0.53	0.250	1.50	0.101	0.40	0.58	5.8		Elev. aus DGM + interpoliert	0.000	0.003
12	0 1	1 0	11.36	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.50	0.00	0.00	316.36	315.08	0.00	11.3	65 0	.196	1.57	1.071	5.46	0.098	0.79	0.536	5.46	7.27	72.7	'#	L <dxmin, aber="" d.="" gr.="" oberlauf<="" td="" u.=""><td>0.000</td><td>0.000</td></dxmin,>	0.000	0.000
13	12 1	+ 0	20.44	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.50	0.00	0.00	316.60	315.08	0.00	1.4	65 0	.196	1.57	0.870	4.43	0.098	0.79	0.435	4.43	5.91	59.1	#	L <dxmin, aber="" d.="" gr.="" oberlauf<="" td="" u.=""><td>0.000</td><td>0.000</td></dxmin,>	0.000	0.000
14	0 1	5 13	48 50	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.00	0.00	0.00	315.00	311.05	0.00	9.2 7.8	65 0	031	0.63	0.077	2 46	0.141	0.94	0.700	2 46	3 28	32.8	#	L-uxinin, aber gr. D. u. Obenaul	0.000	0.000
16	14 1	7 15	103.33	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.50	0.00	0.00	311 65	301 79	1.33	9.5	65 0	196	1.57	0.986	5.02	0.098	0.79	0 493	5.02	6 69	66.9			0.000	0.000
17	11 1	3 16	70.26	natürliches Gerinne, mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	0.00	1.00	0.00	300.46	296.56	1.00	5.6	6 0	.500	2.00	0.285	0.57	0.250	1.50	0.109	0.44	0.63	6.3		Elev, aus DGM + interpoliert	0.000	0.003
18	17 1	9 0	62.97	natürliches Gerinne, mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	0.00	1.00	0.00	295.56	291.16	0.00	7.0	5 0	.500	2.00	0.265	0.53	0.250	1.50	0.101	0.40	0.58	5.8		Elev. aus DGM + interpoliert	0.000	0.003
19	18 2	0 0	67.68	natürliches Gerinne, mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	0.00	1.00	0.00	291.16	286.44	0.00	7.0	5 0	.500	2.00	0.265	0.53	0.250	1.50	0.101	0.40	0.58	5.8		Elev. aus DGM + interpoliert	0.000	0.003
20	19 2	1 0	68.67	natürliches Gerinne, mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	0.00	1.00	0.00	286.44	281.65	0.00	7.0	5 0	.500	2.00	0.265	0.53	0.250	1.50	0.101	0.40	0.58	5.8		Elev. aus DGM + interpoliert	0.000	0.003
21	20 2	3 0	66.24	natürliches Gerinne, mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	0.00	1.00	0.00	281.65	278.00	0.00	5.5	6 0	.500	2.00	0.286	0.57	0.250	1.50	0.109	0.44	0.63	6.3		Elev. aus DGM + interpoliert	0.000	0.003
22	0 2	3 0	52.45	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.40	0.00	0.00	316.81	311.50	0.00	10.1	65 0	.126	1.26	0.560	4.45	0.063	0.63	0.280	4.45	5.94	59.4	#	L <dxmin, aber="" d.="" gr.="" oberlauf<="" td="" u.=""><td>0.000</td><td>0.000</td></dxmin,>	0.000	0.000
23	22 2	1 0	65.01	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonronre	0.40	0.00	0.00	311.50	305.49	0.00	9.2	65 0	126	1.26	0.535	4.26	0.063	0.63	0.267	4.26	5.68	56.8			0.000	0.000
24	23 2		69.89	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.40	0.00	0.00	200.49	299.94	0.00	0.0 8.4	65 0	120	1.20	0.510	4.11	0.003	0.63	0.256	4.11	5.40 5.42	54.0			0.000	0.000
26	25 2	7 0	86.00	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.40	0.00	0.00	294.05	286.93	0.00	8.3	65 0	126	1.20	0.506	4.03	0.063	0.63	0.253	4.03	5.37	53.7			0.000	0.000
27	26 2	3 0	69.81	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.40	0.00	0.00	286.93	282.36	4.36	6.6	65 0	.126	1.26	0.450	3.58	0.063	0.63	0.225	3.58	4.78	47.8			0.000	0.003
28	21 2	9 27	58.81	natürliches Gerinne, mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	0.00	1.00	0.00	278.00	275.49	0.00	4.2	8 0	.500	2.00	0.312	0.62	0.250	1.50	0.119	0.48	0.69	6.9		Elev. aus DGM + interpoliert	0.000	0.003
29	28 3	0 0	60.83	Mischprofil: befestigtes Bachbett/2m-Rohr/gepflastert	0.00	2.00	0.00	275.49	272.97	0.00	4.2	40 1	.000	3.00	3.946	3.95	0.500	2.50	1.403	2.81	4.30	43.0		Elev. aus DGM + interpoliert	0.000	0.003
30	29 3	2 0	93.84	Betonrohre, Sand und Kies abgelagert	1.30	0.00	0.00	272.97	270.70	0.00	2.4	40 1	.327	4.08	3.904	2.94	0.664	2.04	1.952	2.94	3.92	39.2	!		0.000	0.003
31	0 3	2 0	81.98	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.40	0.00	0.00	281.78	271.28	0.00	13.9	65 0	.126	1.26	0.657	5.22	0.063	0.63	0.328	5.22	6.97	69.7		verlegt wg. Courant bei Seg. 30	0.000	0.000
32	30 3	3 31	83.62	Betonrohre, Sand und Kies abgelagert	1.30	0.00	0.00	270.70	269.34	0.00	1.6	40 1	.327	4.08	3.204	2.41	0.664	2.04	1.602	2.41	3.22	32.2		Elevistere allest and and Dates	0.000	0.003
33	32 3		80.12	Recriteckprofil, glatte Bruchsteinwande, Sonie geptiastert	0.00	1.70	0.00	209.34	267.93	0.00	1.8	40 0	.850	2.70	2.087	2.40	0.425	2.20	0.754	1.77	2.69	20.9		Elev. Interpollert aus ese-Daten	0.000	0.003
35	34 3	5 0	72.94	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.40	0.00	0.00	268.30	267.93	0.00	0.5	65 0	.126	1.26	0.126	1.00	0.063	0.63	0.063	1.00	1.33	13.3			0.000	0.000
36	33 3	7 35	57.58	Rechteckprofil, glatte Bruchsteinwände. Sohle gepflastert	0.00	1.80	0.00	267.93	266.98	0.00	1.7	40 0	.900	2.80	2.170	2.41	0.450	2.30	0.779	1.73	2.64	26.4		Elev, interpoliert aus ese-Daten	0.000	0.003
37	36 3	3 0	68.04	Rechteckprofil, glatte Bruchsteinwände, Sohle gepflastert	0.00	1.80	0.00	266.98	265.86	0.00	1.7	40 0	.900	2.80	2.170	2.41	0.450	2.30	0.779	1.73	2.64	26.4		Elev. interpoliert aus ese-Daten	0.000	0.003
38	37 3	9 0	61.44	R-profil, glatte Bruchsteinwände, S. Kies/Sand, verkrautet	0.00	1.80	0.00	265.86	264.85	0.00	1.6	40 0	.900	2.80	2.163	2.40	0.450	2.30	0.777	1.73	2.63	26.3		Elev. interpoliert aus ese-Daten	0.000	0.003
39	38 4	3 0	61.41	Doppeltrapezprofil. Beton alt, teilw. beschädigt/verkrautet	0.00	2.00	0.20	264.85	263.85	0.00	1.6	40 0	.652	2.82	1.809	0.00	0.153	2.32	0.183	1.20	1.83	18.3		Elev. interpoliert aus ese-Daten	0.000	0.003
40	0 4	1 0	76.19	Rechteckprofil, Pflastersohle, Betonwand verkrautet	0.00	0.50	0.00	278.10	274.29	0.93	5.0	40 0	.250	1.50	0.677	2.71	0.125	1.00	0.280	2.24	2.98	29.8			0.000	0.000
41	40 4	2 0	127.73	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.80	0.00	0.00	273.36	269.04	0.00	3.4	65 0	.503	2.51	2.054	4.09	0.251	1.26	1.027	4.09	5.45	54.5			0.000	0.000
42	41 4	3 0	100.15	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.80	0.00	0.00	269.04	200.72	0.00	2.3	65 0	503	2.51	1.702	3.39	0.251	1.20	0.851	3.39	4.51	45.1			0.000	0.000
43	42 4	5 0	76.63	Regenwasser-Kanalisation, glatte Betonrohre	0.80	0.00	0.00	265 12	264.83	0.00	0.4	65 0	636	2.01	0.943	2.02	0.251	1.20	0.709	2.02	3.70 1.98	19.8			0.000	0.000
45	44 4	5 0	81.41	Rechteckprofil unterirdisch. Sohle mit Kies+Steinen	0.00	1.00	0.00	264.83	264.55	0.00	0.3	40 0	.500	2.00	0.463	0.93	0.250	1.50	0.177	0.71	1.02	10.2			0.000	0.000
46	45 4	7 0	66.10	Rechteckprofil unterirdisch, Sohle mit Kies+Steinen	0.00	1.00	0.00	264.55	264.22	0.00	0.5	40 0	.500	2.00	0.561	1.12	0.250	1.50	0.214	0.86	1.24	12.4			0.000	0.000
47	46 4	3 0	90.43	Rechteckprofil unterirdisch, Sohle mit Kies+Steinen	0.00	1.00	0.00	264.22	263.85	0.00	0.4	40 0	.500	2.00	0.508	1.02	0.250	1.50	0.194	0.78	1.12	11.2	1		0.000	0.000
48	39 4	9 47	91.61	Doppeltrapezprofil. Beton alt, teilw. beschädigt/verkrautet	0.00	2.00	0.20	263.85	262.83	0.00	1.1	40 0	.652	2.82	1.809	0.00	0.153	2.32	0.183	1.20	1.83	18.3		Elev.aus DGM (Sohle=Gelände-1m)	0.000	0.003
49	48 5	0	93.06	Doppeltrapezprofil. Beton alt, teilw. beschädigt/verkrautet	0.00	2.00	0.20	262.83	261.83	0.00	1.1	40 0	.652	2.82	1.809	0.00	0.153	2.32	0.183	1.20	1.83	18.3		Elev.aus DGM (Sohle=Gelände-1m)	0.000	0.003
50	49 5		95.27	unregeim. R-profil, Wand behauene Steine, S. Sand/Kies	0.00	2.00	0.00	261.83	260.81	0.00	1.1	40 1	.000	3.00	1.989	1.99	0.500	2.50	0.708	1.42	2.17	21.7	1	Elev.aus DGM (Sohle=Gelände-1m)	0.000	0.003
51	50 5		103.03	Doppetrapezprofil. Beton alt, tellw. beschädigt/verkrautet	0.00	2.00	0.20	260.81	259.71	0.00	1.1	40 0	652	2.82	1.809	0.00	0.153	2.32	0.183	1.20	1.83	18.3		Elev.aus DGM (Sonle=Gelande-1m)	0.000	0.003
53	52 5		73.69	Doppeltrapezprofil Beton alt teilw beschädigt/verkrautet	0.00	2.00	0.20	258 63	257 78	0.00	1.2	40 0	652	2.02 2.82	1.009	0.00	0.153	2.32	0.103	1.20	1.83	18.3		Elevaus DGM (Sohle=Gelande-1m)	0.000	0.003
54	53 5	5 0	59.56	Doppeltrapezprofil. Beton alt, teilw. beschädigt/verkrautet	0.00	2.00	0.20	257.78	257.10	0.00	1.1	40 0	.652	2.82	1.809	0.00	0.153	2.32	0.183	1.20	1.83	18.3		Elev.aus DGM (Sohle=Gelände-1m)	0.000	0.003
55	54 5	3 0	59.53	Doppeltrapezprofil. Beton alt, teilw. beschädigt/verkrautet	0.00	2.50	0.12	257.10	256.42	0.00	1.1	40 0	.954	3.32	2.613	0.00	0.329	2.82	0.494	1.50	2.34	23.4		Elev.aus DGM (Sohle=Gelände-1m)	0.000	0.003
56	55	0 0	63.57	Doppeltrapezprofil. Beton alt, teilw. beschädigt/verkrautet	0.00	2.50	0.12	256.42	255.70	0.00	1.1	40 0	.954	3.32	2.613	0.00	0.329	2.82	0.494	1.50	2.34	23.4		Elev.aus DGM (Sohle=Gelände-1m)	0.000	0.003



Modellgerinnenetze und Gerinneparameter

Segment-Nr.	Nr. voriges Seg.	Nr. folgendes Seg.	Nr. Zufluss 1	Nr. Zufluss 2	Segmentlänge	Gerinneart	Durchmesser (m)	Breite (m)	Elev. SegAnfang	Elev. SegEnde	Absturz (m)	Gefälle (%)	kSt (m^1/3/s)	A(voll) (m²)	U(voll) (m)	Q(voll) (m³/s)	v(voll) (m/s)	A(halb) (m²)	U(halb) (m)	Q(halb) (m³/s)	v(halb) (m/s)	c(halb) (m/s)	dx-min (Courant)	zu kurz	Anmerkungen	Verluste (m³/s)	Retention (I)
1	0	2	0	0	6.59	BachSchacht	0.00	1.39	314.40	314.29	0.00	1.67	30	0.695	2.39	1.182	1.70	0.348	1.89	0.436	1.25	1.74	17.4		h Schachteinlass, Sohle 314.1; Abfluss bei 314.29	0	0
2	1	3	0	0	51.43	Rohr/beh.Steine	0.00	0.50	314.29	311.87	0.00	4.71	25	0.250	1.50	0.411	1.64	0.125	1.00	0.169	1.36	1.66	16.6		h Anfang 314.1 (Vermessung) + 19 cm	0	0
3	2	4	0	0	54.68	Dole	0.00	0.60	311.87	309.50	0.00	4.33	30	0.300	1.60	0.614	2.05	0.150	1.10	0.248	1.65	2.07	20.7		h vermessen	0	0
4	3	5	0	0	52.45	Dole	0.00	0.60	309.50	307.22	0.40	4.35	30	0.300	1.60	0.615	2.05	0.150	1.10	0.249	1.66	2.07	20.7		h vermessen; Absturz ht. Rohrauslass	0	0
5	4	6	0	0	51.76	natürl. Bachlauf	0.00	0.80	306.82	305.30	0.00	2.94	5	0.400	1.80	0.126	0.32	0.200	1.30	0.049	0.25	0.32	3.2		vermessen; kst in Anlehnung an Glasbach-Exp.	0	0
6	5	7	0	0	73.11	natürl. Bachlauf	0.00	0.80	305.30	303.70	0.00	2.19	5	0.400	1.80	0.109	0.27	0.200	1.30	0.042	0.21	0.28	2.8		vermessen; kst in Anlehnung an Glasbach-Exp.	0	0
7	6	22	0	0	74.35	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	303.70	301.34	0.00	3.17	65	0.126	1.26	0.314	2.50	0.063	0.63	0.157	2.49	3.33	33.3			0	0
8	0	9	0	0	55.87	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	307.75	307.44	0.00	0.55	65	0.031	0.63	0.021	0.67	0.016	0.31	0.010	0.66	0.88	8.8			0	0
9	8	10	0	0	55.13	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	307.44	307.11	0.00	0.60	65	0.031	0.63	0.021	0.67	0.016	0.31	0.011	0.68	0.91	9.1			0	0
10	9	11	0	0	39.01	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	307.11	306.44	0.00	1.72	65	0.031	0.63	0.036	1.15	0.016	0.31	0.018	1.16	1.54	15.4			0	0
11	10	16	0	0	38.93	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	306.44	306.03	0.00	1.05	65	0.031	0.63	0.028	0.89	0.016	0.31	0.014	0.91	1.21	12.1			0	0
12	0	13	0	0	38.93	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	307.75	307.36	0.00	1.00	65	0.031	0.63	0.028	0.89	0.016	0.31	0.014	0.88	1.18	11.8			0	0
13	12	14	0	0	39.16	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	307.36	307.15	0.00	0.54	65	0.031	0.63	0.020	0.64	0.016	0.31	0.010	0.65	0.86	8.6			0	0
14	13	15	0	0	70.68	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	307.15	306.49	0.00	0.93	65	0.031	0.63	0.027	0.86	0.016	0.31	0.013	0.85	1.14	11.4			0	0
15	14	16	0	0	40.30	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	306.49	306.03	0.00	1.14	65	0.031	0.63	0.030	0.95	0.016	0.31	0.015	0.94	1.26	12.6			0	0
16	11	18	15	0	25.79	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	306.03	305.47	0.00	2.17	65	0.049	0.79	0.074	1.51	0.025	0.39	0.037	1.51	2.01	20.1			0	0
17	0	18	0	0	44.86	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	305.84	305.47	0.00	0.82	65	0.071	0.94	0.074	1.05	0.035	0.47	0.037	1.05	1.40	14.0			0	0
18	16	19	17	0	64.25	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	305.47	305.36	0.00	0.17	65	0.071	0.94	0.034	0.48	0.035	0.47	0.017	0.48	0.64	6.4			0	0
19	18	20	0	0	64.91	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	305.36	304.76	0.00	0.92	65	0.071	0.94	0.079	1.12	0.035	0.47	0.039	1.11	1.48	14.8			0	0
20	19	22	0	0	89.65	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	304.76	301.34	0.00	3.81	65	0.071	0.94	0.160	2.26	0.035	0.47	0.080	2.26	3.01	30.1		Umgeleitet wegen Courant-Bed. bei Segno 6	0	0
21	0	22	0	0	60.68	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	302.25	301.34	0.00	1.50	65	0.031	0.63	0.034	1.08	0.016	0.31	0.017	1.08	1.44	14.4			0	0
22	7	23	21	20	50.50	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	301.34	300.94	0.00	0.79	65	0.126	1.26	0.157	1.25	0.063	0.63	0.078	1.25	1.66	16.6			0	0
23	22	201	0	0	48.53	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	300.94	299.10	0.00	3.79	65	0.126	1.26	0.343	2.73	0.063	0.63	0.171	2.73	3.64	36.4			0	0
24	0	25	0	0	67.95	Bachlauf	0.00	1.20	364.00	356.00	0.00	11.77	3	0.600	2.20	0.284	0.47	0.300	1.70	0.106	0.35	0.48	4.8		h aus dgm geschätzt; kSt aus BWG 2001 (Is-Regr.)	0	0
25	24	29	0	0	67.41	Bachlauf	0.00	1.20	356.00	349.47	0.00	9.69	4	0.600	2.20	0.303	0.51	0.300	1.70	0.113	0.38	0.52	5.2		h aus dgm geschätzt; kSt aus BWG 2001 (Is-Regr.)	0	0
26	0	28	0	0	103.12	RW-Kanalrohr	0.35	0.00	374.59	358.30	0.00	15.80	65	0.096	1.10	0.490	5.09	0.048	0.55	0.245	5.09	6.79	67.9			0	0
27	0	28	0	0	94.33	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	368.36	358.30	0.00	10.66	65	0.071	0.94	0.267	3.78	0.035	0.47	0.133	3.78	5.03	50.3		Umgeleitet wegen Courant-Bed.bei 28	0	0
28	26	29	27	0	77.63	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	358.30	349.47	0.00	11.37	65	0.126	1.26	0.594	4.73	0.063	0.63	0.297	4.72	6.30	63.0		Verlängert wegen Courant, Elev. interpoliert	0	0
29	25	30	28	0	68.40	Rohr+Graben	0.00	0.80	349.47	343.50	0.00	8.73	4	0.400	1.80	0.182	0.46	0.200	1.30	0.071	0.36	0.46	4.6		Geländeaufnahmen, h interpoliert	0	0
30	29	31	0	0	90.58	Graben unterird.	0.00	0.80	343.50	335.10	0.00	9.27	30	0.400	1.80	1.341	3.35	0.200	1.30	0.525	2.62	3.40	34.0		Geländeaufnahmen, h interpoliert	0	0
31	30	61	0	0	80.82	Rohr	0.60	0.00	335.10	331.80	0.00	4.08	65	0.283	1.88	1.048	3.71	0.141	0.94	0.524	3.71	4.94	49.4		Geländeaufnahmen, h interpoliert	0	0
32	0	35	0	0	46.03	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	357.93	352.32	0.00	12.19	65	0.071	0.94	0.285	4.03	0.035	0.47	0.143	4.04	5.38	53.8			0	0
33	0	34	0	0	88.35	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	359.73	354.17	0.00	6.29	65	0.071	0.94	0.205	2.90	0.035	0.47	0.102	2.90	3.87	38.7	_		0	0
34	33	35	0	0	50.37	RVV-Kanaironr	0.30	0.00	354.17	352.32	0.00	3.06	65	0.071	0.94	0.143	2.02	0.035	0.47	0.072	2.02	2.70	27.0			0	0
35	32	50	34	0	73.90	RVV-Kanaironr	0.30	0.00	352.32	344.99	0.00	9.92	65	0.071	0.94	0.257	3.64	0.035	0.47	0.129	3.64	4.85	48.5			0	0
30	0	37	0	0	53.91	RVV-Kanaironr	0.25	0.00	360.19	358.83	0.00	2.52	65	0.049	0.79	0.080	1.63	0.025	0.39	0.040	1.63	2.17	21.7			0	0
37	36	38	0	0	54.74	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	358.83	358.27	0.00	1.02	65	0.071	0.94	0.083	1.17	0.035	0.47	0.041	1.17	1.56	15.6	_		0	0
38	37	39	0	0	54.20	RW-Kanalrohr	0.35	0.00	358.27	357.72	0.00	1.01	65	0.096	1.10	0.124	1.29	0.048	0.55	0.062	1.29	1.72	17.2	_		0	0
39	38	40	0	0	55.14	R W-Kanalrohr	0.35	0.00	351.12	357.17	0.00	1.00	65	0.096	1.10	0.123	1.28	0.048	0.55	0.062	1.28	1./1	17.1	\vdash		0	0
40	39	41	U	0	50.03	K vv-Kanaironr	0.35	0.00	357.17	356.34	0.00	1.66	60	0.096	1.10	0.159	1.65	0.048	0.55	0.079	1.65	2.20	22.0	\vdash		0	0
41	40	42	U	0	58.41	K vv-Kanaironr	0.35	0.00	356.34	355.50	0.00	1.44	60	0.096	1.10	0.148	1.54	0.048	0.55	0.074	1.54	2.05	20.5	\vdash		0	0
42	41	43	0	0	59.68		0.35	0.00	355.50	354.57	0.00	1.56	65	0.096	1.10	0.154	1.60	0.048	0.55	0.077	1.00	2.13	21.3			0	0
43	42	44	0	0	20.98	RW/Kanalrohr	0.35	0.00	354.57	354.05	0.00	0.08	00	0.096	1.10	0.110	1.21	0.040	0.55	0.058	1.20	1.00	10.0			0	0
44	43	40	0	0	10.65		0.35	0.00	353 FO	351.36	0.00	1.69	65	0.090	1.10	0.113	2 70	0.040	0.00	0.037	2.77	3.70	27.0	\vdash		0	0
40	44 /F	40	0	0	49.03		0.35	0.00	351.36	301.20 249.E0	0.00	4.00	65	0.090	1.10	0.207	2.10	0.040	0.00	0.133	2.11	3.10	36.6	\vdash		0	0
40	-+O	+1	U	U	JU.17		0.00	0.00	JJ I.20	040.09	0.00	4.09	00	0.090	1.10	0.204	2.14	0.040	0.00	0.132	2.14	0.00	30.0				U

Tab. A-5.2 Hirzbergbach: Gerinneparameter
Segment-Nr.	Nr. voriges Seg.	Nr. folgendes Seg.	Nr. Zufluss 1	Nr. Zufluss 2	Segmentlänge	Gerinneart	Durchmesser (m)	Breite (m)	Elev. SegAnfang	Elev. SegEnde	Absturz (m)	Gefälle (%)	kSt (m^1/3/s)	A(voll) (m²)	U(voll) (m)	Q(voll) (m³/s)	v(voll) (m/s)	A(halb) (m²)	U(halb) (m)	Q(halb) (m³/s)	v(halb) (m/s)	c(halb) (m/s)	dx-min (Courant)	zu kurz	Anmerkungen	Verluste (m ³ /s)	Retention (I)
47	46	48	0	0	71.68	RW-Kanalrohr	0.35	0.00	348.59	345.84	0.00	3.84	65	0.096	1.10	0.241	2.50	0.048	0.55	0.121	2.51	3.35	33.5			0	0
48	47	50	0	0	50.73	RW-Kanalrohr	0.35	0.00	345.84	344.99	0.00	1.68	65	0.096	1.10	0.160	1.66	0.048	0.55	0.080	1.66	2.21	22.1			0	0
49	0	50	0	0	15.22	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	346.76	344.99	0.00	11.63	65	0.071	0.94	0.279	3.95	0.035	0.47	0.139	3.94	5.26	52.6			0	0
50	35	51	49	48	67.71	RW-Kanalrohr	0.35	0.00	344.99	338.70	0.00	9.29	65	0.096	1.10	0.376	3.91	0.048	0.55	0.188	3.90	5.21	52.1			0	0
51	50	61	0	0	83.28	RW-Kanalrohr	0.35	0.00	338.70	331.80	0.00	8.29	65	0.096	1.10	0.355	3.69	0.048	0.55	0.177	3.69	4.92	49.2			0	0
52	0	53	0	0	42.65	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	347.56	347.04	0.00	1.22	65	0.049	0.79	0.055	1.12	0.025	0.39	0.028	1.13	1.51	15.1			0	0
53	52	54	0	0	79.02	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	347.04	341.80	0.00	6.63	65	0.049	0.79	0.129	2.63	0.025	0.39	0.065	2.64	3.51	35.1			0	0
54	53	59	0	0	72.54	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	341.80	335.86	0.00	8.19	65	0.049	0.79	0.144	2.93	0.025	0.39	0.072	2.93	3.91	39.1			0	0
55	0	56	0	0	42.93	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	341.16	340.38	0.00	1.82	65	0.071	0.94	0.110	1.56	0.035	0.47	0.055	1.56	2.08	20.8			0	0
56	55	57	0	0	43.60	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	340.38	339.39	0.00	2.27	65	0.071	0.94	0.123	1.74	0.035	0.47	0.062	1.74	2.32	23.2			0	0
57	56	58	0	0	58.80	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	339.39	337.01	0.00	4.05	65	0.071	0.94	0.164	2.32	0.035	0.47	0.082	2.33	3.10	31.0			0	0
58	57	59	0	0	45.75	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	337.01	335.86	0.00	2.51	65	0.071	0.94	0.130	1.84	0.035	0.47	0.065	1.83	2.44	24.4			0	0
59	54	60	58	0	46.56	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	335.86	334.57	0.00	2.77	65	0.071	0.94	0.136	1.92	0.035	0.47	0.068	1.92	2.57	25.7			0	0
60	59	61	0	0	73.59	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	334.57	331.80	0.00	3.76	65	0.071	0.94	0.159	2.25	0.035	0.47	0.079	2.24	2.99	29.9			0	0
61	31	62	60	51	41.62	Bachlauf	0.00	1.00	331.80	329.50	0.00	5.53	10	0.500	2.00	0.466	0.93	0.250	1.50	0.178	0.71	0.95	9.5		Geländeaufnahmen, h interpoliert	0	0
62	61	74	0	0	47.20	Bachlauf	0.00	1.00	329.50	327.20	0.00	4.87	10	0.500	2.00	0.438	0.88	0.250	1.50	0.167	0.67	0.89	8.9		Geländeaufnahmen, h interpoliert	0	0
63	0	74	0	0	10.67	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	327.78	327.20	0.00	5.44	65	0.071	0.94	0.191	2.70	0.035	0.47	0.095	2.70	3.59	35.9		wegen Courant-Bedingung verlegt	0	0
64	0	65	0	0	69.95	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	385.21	380.10	0.00	7.31	65	0.071	0.94	0.221	3.13	0.035	0.47	0.110	3.12	4.17	41.7			0	0
65	64	66	0	0	65.52	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	380.10	374.97	0.00	7.83	65	0.071	0.94	0.229	3.24	0.035	0.47	0.114	3.23	4.31	43.1			0	0
66	65	67	0	0	68.93	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	374.97	368.55	0.00	9.31	65	0.071	0.94	0.249	3.52	0.035	0.47	0.125	3.53	4.70	47.0			0	0
67	66	68	0	0	44.26	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	368.55	366.81	0.00	3.93	65	0.071	0.94	0.162	2.29	0.035	0.47	0.081	2.29	3.06	30.6			0	0
68	67	69	0	0	110.08	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	366.81	355.81	0.00	9.99	65	0.126	1.26	0.556	4.42	0.063	0.63	0.278	4.43	5.90	59.0			0	0
69	68	70	0	0	78.70	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	355.81	348.13	0.00	9.76	65	0.126	1.26	0.550	4.38	0.063	0.63	0.275	4.37	5.83	58.3			0	0
70	69	/1	0	0	75.52	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	348.13	344.35	0.00	5.01	65	0.126	1.26	0.394	3.14	0.063	0.63	0.197	3.13	4.18	41.8			0	0
/1	70	72	0	0	52.26	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	344.35	343.21	0.00	2.18	65	0.126	1.26	0.260	2.07	0.063	0.63	0.130	2.07	2.76	27.6			0	0
72	71	73	0	0	73.33	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	343.21	339.12	0.00	5.58	65	0.126	1.26	0.416	3.31	0.063	0.63	0.208	3.31	4.41	44.1			0	0
73	72	74	70	0	132.29	Rvv-Kanaironr	0.50	0.00	339.12	327.20	0.00	9.01	65	0.196	1.57	0.958	4.88	0.098	0.79	0.479	4.88	6.50	65.0		Optional and factors (I-Othern Optionals)	0	0
74	62	75	/3	63	45.31	BIOCKSTEIN-Kanal	0.00	1.00	327.20	324.71	0.70	5.50	15	0.500	2.00	0.698	1.40	0.250	1.50	0.266	1.06	1.42	14.2		Gelandeaufnanme (KSt wg. Querriegein)	0	0
75	74	76	0	0	67.43	RW-Kanalronr	0.80	0.00	324.01	321.79	0.00	3.29	65	0.503	2.51	2.027	4.03	0.251	1.26	1.014	4.03	5.38	53.8			0	0
76	75	70	0	0	55.75	RW-Kanalronr	0.80	0.00	321.79	319.79	0.00	3.00	65	0.503	2.51	1.934	3.85	0.251	1.26	0.967	3.85	5.13	51.3			0	0
70	70	70	0	0	04.05	RW-Kanalioni	0.80	0.00	319.79	310.33	0.00	4.19	65	0.503	2.01	2.200	4.00	0.251	1.20	1.144	4.00	0.07	46.1	_	Am Endo Sobuello: OrO(b-12cm) verläßt Svetem	0 104	0
70	78	80	0	0	21.06	RW-Kanalrohr	0.80	0.00	31/ /8	314.40	1 33	2.42	65	0.505	2.01	0.251	1 28	0.231	0.70	0.000	1 28	4.01	40.1		Am Ende Absturz: -4m33 hydraulisch nicht berücks	0.104	0
80	70	81	0	0	67.28	RW-Kanalrohr	0.00	0.00	310.02	309.30	0.00	1.02	65	0.130	2.83	1 582	2 /0	0.030	1 / 1	0.723	2 /0	3 32	33.2		Am Ende Absturz41135, flydradiisch nicht berucks.	0	0
81	80	82	0	0	66.59	RW-Kanalrohr	0.00	0.00	309.30	308.50	0.00	1.07	65	0.000	2.00	1.63/	2.43	0.318	1.41	0.731	2.43	3.43	3/ 3			0	0
82	81	83	0	0	66.95	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	308.54	307.73	0.00	1.14	65	0.636	2.00	1.683	2.57	0.318	1.41	0.841	2.57	3 53	35.3			0	0
83	82	84	0	0	62 17	RW-Kanalrohr	0.90	0.00	307.73	307.03	0.00	1.21	65	0.636	2.83	1.600	2.55	0.318	1 41	0.812	2.55	3.40	34.0			0	0
84	83	144	0	0	56.09	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	307.03	306.36	0.00	1.10	65	0.636	2.00	1.672	2.55	0.318	1.41	0.836	2.55	3 50	35.0			0	0
85	0	86	0	0	76.98	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	324 46	321.51	0.00	3.83	65	0.071	0.94	0.160	2.00	0.035	0.47	0.080	2.00	3.02	30.2			0	0
86	85	87	0	0	76.50	RW-Kanalrohr	0.00	0.00	321.51	318 70	0.00	3 67	65	0.126	1 26	0.337	2.20	0.063	0.63	0.169	2.20	3.58	35.8			0	0
87	86	88	0	0	53.02	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	318 70	317 60	0.00	2 07	65	0.126	1 26	0.253	2 01	0.063	0.63	0.127	2.00	2,69	26.0	H		0	0
88	87	89	0	0	55.90	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	317 60	316.35	0.00	2 24	65	0.126	1 26	0.263	2 0.9	0.063	0.63	0.132	2 09	2.79	27 0			0	0
89	88	90	0	0	45.58	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	316.35	315.52	0.00	1.82	65	0.196	1.57	0.431	2.20	0.098	0.79	0.215	2.19	2.92	29.2			0	0
90	89	91	0	0	55.13	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	315.52	314.40	0.00	2.03	65	0.196	1.57	0.455	2.32	0.098	0.79	0.227	2.32	3.09	30.9			Ő	0
91	90	92	0	0	53.40	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	314.40	313.79	0.00	1.14	65	0.196	1.57	0.341	1.74	0.098	0.79	0.171	1.74	2.32	23.2			0	0
92	91	93	0	0	69.64	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	313.79	313.27	0.00	0.75	65	0.196	1.57	0.276	1.41	0.098	0.79	0.138	1.40	1.87	18.7			0	0

Segment-Nr.	Nr. voriges Seg.	Nr. folgendes Seg.	Nr. Zufluss 1	Nr. Zufluss 2	Segmentlänge	Gerinneart	Durchmesser (m)	Breite (m)	Elev. SegAnfang	Elev. SegEnde	Absturz (m)	Gefälle (%)	kSt (m^1/3/s)	A(voll) (m²)	U(voll) (m)	Q(voll) (m³/s)	v(voll) (m/s)	A(halb) (m²)	U(halb) (m)	Q(halb) (m³/s)	v(halb) (m/s)	c(halb) (m/s)	dx-min (Courant)	zu kurz	Anmerkungen	Verluste (m³/s)	Retention (I)
93	92	94	0	0	65.69	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	313.27	311.66	0.00	2.45	65	0.196	1.57	0.500	2.55	0.098	0.79	0.250	2.54	3.39	33.9			C	J 0
94	93	95	0	0	54.99	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	311.66	311.08	0.00	1.05	65	0.196	1.57	0.328	1.67	0.098	0.79	0.164	1.67	2.23	22.3			C	0
95	94	110	0	0	58.11	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	311.08	310.79	0.00	0.50	65	0.196	1.57	0.225	1.15	0.098	0.79	0.113	1.15	1.53	15.3			C	0
96	0	97	0	0	47.65	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	318.09	317.26	0.00	1.74	65	0.071	0.94	0.108	1.53	0.035	0.47	0.054	1.53	2.03	20.3			0	0
97	96	100	0	0	52.82	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	317.26	314.38	0.00	5.45	65	0.071	0.94	0.191	2.70	0.035	0.47	0.095	2.70	3.60	36.0			0	0
98	0	99	0	0	57.67	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	315.00	314.62	0.00	0.66	65	0.071	0.94	0.066	0.93	0.035	0.47	0.033	0.94	1.25	12.5			0	0
99	98	100	0	0	39.52	RVV-Kanalronr	0.30	0.00	314.62	314.38	0.00	0.61	65	0.071	0.94	0.064	0.91	0.035	0.47	0.032	0.90	1.20	12.0			0	
100	97	101	99	0	45.42	RVV-Kanalronr	0.50	0.00	314.38	313.80	0.00	1.28	65	0.196	1.57	0.361	1.84	0.098	0.79	0.180	1.84	2.45	24.5			0	0
101	100	100	0	0	62.71	RW-Kanalioni	0.50	0.00	313.60	312.09	0.00	1.40	65	0.196	1.57	0.300	1.90	0.098	0.79	0.194	1.90	2.03	20.3			0	
102	102	103	0	0	44.03	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	314.73	313.90	0.00	1.30	65	0.071	0.94	0.093	1.32	0.035	0.47	0.047	1.32	1.70	15.6			0	
103	102	104	0	0	64 22	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	313.50	312.40	0.00	0.87	65	0.071	1.26	0.000	1.17	0.055	0.47	0.041	1.17	1.30	17.0			0	
104	103	105	104	0	43.85	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	312.40	312.03	0.00	1 51	65	0.120	1.20	0.104	1.99	0.003	0.03	0.002	1.99	2.66	26.6			0	1 0
106	105	109	0	0	52.94	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	312.00	311 43	0.00	1.51	65	0.196	1.57	0.392	2 00	0.098	0.79	0.196	2.00	2.66	26.6			0	0
107	0	108	0	0	48.82	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	312.09	311.84	0.00	0.51	65	0.071	0.94	0.058	0.82	0.035	0.47	0.029	0.83	1.10	11.0			0	0
108	107	109	0	0	44.90	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	311.84	311.43	0.00	0.91	65	0.071	0.94	0.078	1.10	0.035	0.47	0.039	1.10	1.47	14.7			C	0
109	106	110	108	0	67.54	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	311.43	310.79	0.00	0.95	65	0.196	1.57	0.311	1.58	0.098	0.79	0.155	1.58	2.11	21.1			C	0
110	95	111	109	0	52.39	RW-Kanalrohr	0.70	0.00	310.79	310.51	0.00	0.53	65	0.385	2.20	0.572	1.49	0.192	1.10	0.286	1.49	1.98	19.8			C	0
111	110	112	0	0	55.47	RW-Kanalrohr	0.70	0.00	310.51	310.22	0.00	0.52	65	0.385	2.20	0.566	1.47	0.192	1.10	0.283	1.47	1.96	19.6			C	0 נ
112	111	144	0	0	53.76	RW-Kanalrohr	0.70	0.00	310.22	309.90	3.54	0.60	65	0.385	2.20	0.604	1.57	0.192	1.10	0.302	1.57	2.09	20.9		am Ende Absturz 309.90-306.36	C	J 0
113	0	115	0	0	36.57	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	316.58	315.79	0.00	2.16	65	0.071	0.94	0.120	1.70	0.035	0.47	0.060	1.70	2.27	22.7		nicht in ese-Datei - B31-Baustellen-Entwässerung?	C	J 0
114	0	115	0	0	65.12	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	316.25	315.79	0.00	0.71	65	0.071	0.94	0.069	0.98	0.035	0.47	0.034	0.97	1.30	13.0		nicht in ese-Datei	0	0
115	113	116	114	0	46.28	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	315.79	315.00	0.00	1.71	65	0.071	0.94	0.107	1.51	0.035	0.47	0.053	1.51	2.01	20.1			0	0
116	115	117	0	0	35.43	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	315.00	314.43	0.00	1.61	65	0.071	0.94	0.104	1.47	0.035	0.47	0.052	1.47	1.95	19.5			C	0
117	116	118	0	0	41.30	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	314.43	313.97	0.00	1.11	65	0.071	0.94	0.086	1.22	0.035	0.47	0.043	1.22	1.63	16.3			C	0
118	117	119	0	0	53.09	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	313.97	313.18	0.00	1.49	65	0.071	0.94	0.100	1.41	0.035	0.47	0.050	1.41	1.88	18.8			0	0
119	118	120	0	0	46.16	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	313.18	310.73	0.00	5.31	65	0.071	0.94	0.188	2.66	0.035	0.47	0.094	2.66	3.55	35.5			0	0
120	119	122	0	0	36.23	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	310.73	310.24	0.00	1.35	65	0.071	0.94	0.095	1.34	0.035	0.47	0.048	1.34	1.79	17.9			C	0
121	0	122	0	0	44.81	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	310.51	310.24	0.00	0.60	65	0.049	0.79	0.039	0.79	0.025	0.39	0.020	0.79	1.06	10.6			C	0
122	120	123	121	0	50.90	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	310.24	309.98	0.00	0.51	65	0.071	0.94	0.058	0.82	0.035	0.47	0.029	0.83	1.10	11.0			C	0
123	122	126	0	0	46.24	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	309.98	309.75	0.00	0.50	65	0.071	0.94	0.058	0.82	0.035	0.47	0.029	0.82	1.09	10.9			0	0
124	0	125	0	0	56.08	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	313.75	312.57	0.00	2.10	65	0.049	0.79	0.073	1.49	0.025	0.39	0.036	1.48	1.98	19.8		Abstraction Finds OreOO (albia Deservation should be	0	0
120	124	120	105	0	35.70	RW-Kanalioni	0.25	0.00	312.57	311.95	2.20	1.74	00	0.049	0.79	0.000	1.34	0.025	0.39	0.033	1.35	1.00	10.0		Absturz am Ende 2m20 (s. n in Regenschaechte.snp)	0	
120	123	127	125	0	40.29	RW-Kanalioni	0.30	0.00	309.75	309.44	0.00	0.07	00	0.071	0.94	0.067	0.95	0.035	0.47	0.033	0.95	1.20	12.0			0	
127	120	131	0	0	31.07	RW-Kanalioni	0.30	0.00	309.44	309.05	0.00	1.20	65	0.071	0.94	0.092	0.71	0.035	0.47	0.040	0.71	1.73	17.3			0	
120	129	129	0	0	40.12	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	309.77	309.04	0.00	0.40	65	0.049	0.79	0.035	0.71	0.025	0.39	0.017	0.71	0.94	9.4			0	
129	120	121	0	0	47.39	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	309.04	309.30	0.00	0.30	65	0.049	0.79	0.031	0.03	0.025	0.39	0.013	0.03	1.04	12 /			0	
130	123	122	120	0	34.06	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	309.30	209.05	0.00	0.04	65	0.071	0.94	0.000	0.93	0.035	0.47	0.033	0.93	1.24	11.5			0	
132	131	140	001	0	64.03	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	308.85	307.82	0.00	1 61	65	0.071	0.94	0.002	1 47	0.035	0.47	0.051	1 47	1.17	19.5		Absturz am Ende (s. h.in Regenschaechte shn)	0	
133	0	134	0	0	47.90	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	309.01	308 78	0.00	0.48	65	0.049	0.79	0.035	0.71	0.025	0.39	0.017	0.71	0.95	9.5		(is the respective of the respective of the series of the	0	
134	133	135	0	0	48.06	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	308.78	308.54	0.00	0.50	65	0.049	0.79	0.036	0.73	0.025	0.39	0.018	0.72	0.96	9.0			0	
135	134	140	0	0	51.59	RW-Kanalrohr	0.30	0,00	308.54	307.00	0.00	2.99	65	0.071	0.94	0,141	1.99	0.035	0,47	0.071	2.00	2.66	26.6		Umgeleitet wegen Courant-Bed, bei nächstem Seg	0	0
136	0	137	0	0	67.06	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	308.17	307.77	0.00	0.60	65	0.049	0.79	0.039	0.79	0.025	0.39	0.019	0.79	1.05	10.5			0	0 0
137	136	138	0	0	57.15	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	307.77	307.49	0.00	0.49	65	0.049	0.79	0.035	0.71	0.025	0.39	0.018	0.72	0.96	9.6			C	0
138	137	139	0	0	38.86	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	307.49	307.45	0.00	0.10	65	0.049	0.79	0.016	0.33	0.025	0.39	0.008	0.33	0.44	4.4			0	0

Segment-Nr.	INF. VORIGES SEG.	Nr. folgendes Seg.	Nr. Zufluss 1	Nr. Zufluss 2	Segmentlänge	Gerinneart	Durchmesser (m)	Breite (m)	Elev. SegAnfang	Elev. SegEnde	Absturz (m)	Gefälle (%)	kSt (m^1/3/s)	A(voll) (m²)	U(voll) (m)	Q(voll) (m ³ /s)	v(voll) (m/s)	A(halb) (m²)	U(halb) (m)	Q(halb) (m³/s)	v(halb) (m/s)	c(halb) (m/s)	dx-min (Courant)	zu kurz	Anmerkungen	Verluste (m³/s)	Retention (I)
139 1	38	140	0	0	49.08	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	307.45	307.00	0.00	0.92	65	0.071	0.94	0.078	1.10	0.035	0.47	0.039	1.11	1.48	14.8			0	0
140 1	32	141	139	135	41.01	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	307.00	306.88	0.00	0.29	65	0.196	1.57	0.173	0.88	0.098	0.79	0.086	0.88	1.17	11.7			0	0
141 1	40	143	0	0	41.59	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	306.88	306.71	0.00	0.41	65	0.196	1.57	0.204	1.04	0.098	0.79	0.102	1.04	1.39	13.9			0	0
142	0	143	0	0	13.11	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	310.50	310.44	3.73	0.46	65	0.071	0.94	0.055	0.78	0.035	0.47	0.028	0.78	1.04	10.4		Tunnelentwässerg RHB Kunzenweg, ese Detailplan	0	0
143 1	41	144	142	0	57.02	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	306.71	306.36	0.00	0.61	65	0.196	1.57	0.250	1.27	0.098	0.79	0.125	1.27	1.70	17.0			0	0
144	84	145	143	112	56.99	RW-Kanalrohr	0.90	0.00	306.36	305.64	0.00	1.26	65	0.636	2.83	1.719	2.70	0.318	1.41	0.860	2.70	3.60	36.0			0	0
145 1	44	146	0	0	65.76	RW-Kanalrohr	0.90	0.00	305.64	304.93	0.00	1.08	65	0.636	2.83	1.589	2.50	0.318	1.41	0.795	2.50	3.33	33.3			0	0
146 1	45	147	0	0	63.42	RW-Kanalrohr	0.90	0.00	304.93	304.25	0.00	1.07	65	0.636	2.83	1.584	2.49	0.318	1.41	0.792	2.49	3.32	33.2			0	0
147 1	46	148	0	0	65.80	RW-Kanalrohr	0.90	0.00	304.25	303.41	0.00	1.28	65	0.636	2.83	1.728	2.72	0.318	1.41	0.864	2.72	3.62	36.2			0	0
148 1	47	149	0	0	64.90	RW-Kanalrohr	0.90	0.00	303.41	302.86	0.00	0.85	65	0.636	2.83	1.408	2.21	0.318	1.41	0.704	2.21	2.95	29.5			0	0
149 1	48	150	0	0	64.89	RW-Kanalrohr	0.90	0.00	302.86	302.11	0.00	1.16	65	0.636	2.83	1.645	2.59	0.318	1.41	0.822	2.59	3.45	34.5			0	0
150 1	49	195	0	0	59.74	RW-Kanalrohr	0.90	0.00	302.11	301.24	0.00	1.46	65	0.636	2.83	1.846	2.90	0.318	1.41	0.923	2.90	3.87	38.7			0	0
151	0	154	0	0	56.34	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	306.21	305.69	0.00	0.92	65	0.049	0.79	0.048	0.98	0.025	0.39	0.024	0.98	1.31	13.1			0	0
152	0	153	0	0	39.97	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	306.33	306.10	0.00	0.58	65	0.049	0.79	0.038	0.77	0.025	0.39	0.019	0.78	1.04	10.4			0	0
153 1	52	154	0	0	39.94	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	306.10	305.69	0.00	1.03	65	0.049	0.79	0.051	1.04	0.025	0.39	0.025	1.04	1.38	13.8			0	0
154 1	51	159	153	0	21.94	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	305.69	305.43	0.00	1.19	65	0.049	0.79	0.055	1.12	0.025	0.39	0.027	1.11	1.49	14.9			0	0
155	0	156	0	0	57.10	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	306.93	306.60	0.00	0.58	65	0.049	0.79	0.038	0.77	0.025	0.39	0.019	0.78	1.04	10.4			0	0
156 1	55	157	0	0	62.17	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	306.60	306.06	0.00	0.87	65	0.049	0.79	0.047	0.96	0.025	0.39	0.023	0.95	1.27	12.7			0	0
157 1	56	158	0	0	41.91	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	306.06	305.67	0.00	0.93	65	0.049	0.79	0.048	0.98	0.025	0.39	0.024	0.99	1.32	13.2			0	0
158 1	57	159	0	0	41.97	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	305.67	305.43	0.00	0.57	65	0.049	0.79	0.038	0.77	0.025	0.39	0.019	0.77	1.03	10.3			0	0
159 1	54	161	158	0	31.89	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	305.43	305.21	0.00	0.69	65	0.049	0.79	0.042	0.86	0.025	0.39	0.021	0.85	1.13	11.3			0	0
160	0	161	0	0	62.49	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	306.03	305.21	0.00	1.31	65	0.049	0.79	0.058	1.18	0.025	0.39	0.029	1.17	1.56	15.6			0	0
161 1	59	168	160	0	32.63	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	305.21	304.78	0.00	1.32	65	0.049	0.79	0.058	1.18	0.025	0.39	0.029	1.18	1.57	15.7			0	0
162	0	168	0	0	61.02	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	305.82	304.78	0.00	1.70	65	0.049	0.79	0.066	1.34	0.025	0.39	0.033	1.34	1.78	17.8			0	0
163	0	164	0	0	52.10	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	307.14	306.75	0.00	0.75	65	0.049	0.79	0.043	0.88	0.025	0.39	0.022	0.89	1.18	11.8			0	0
164 1	63	165	0	0	37.63	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	306.75	305.77	0.00	2.60	65	0.049	0.79	0.081	1.65	0.025	0.39	0.041	1.65	2.20	22.0			0	0
165 1	64	166	0	0	48.79	RW-Kanairohr	0.25	0.00	305.77	305.35	0.00	0.86	65	0.049	0.79	0.047	0.96	0.025	0.39	0.023	0.95	1.27	12.7			0	0
166 1	65	167	0	0	48.49	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	305.35	305.06	0.00	0.60	65	0.049	0.79	0.039	0.79	0.025	0.39	0.019	0.79	1.06	10.6			0	0
167 1	66	168	0	0	47.67	RW-Kanairohr	0.25	0.00	305.06	304.78	0.00	0.59	65	0.049	0.79	0.039	0.79	0.025	0.39	0.019	0.78	1.05	10.5			0	0
168 1	61	1/1	167	162	46.02	RW-Kanairohr	0.25	0.00	304.78	304.42	0.00	0.78	65	0.049	0.79	0.044	0.90	0.025	0.39	0.022	0.91	1.21	12.1		Umgeleitet wegen Courant-Bed.	0	0
169	0	1/1	0	0	50.04	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	305.22	304.42	0.00	1.60	65	0.049	0.79	0.064	1.30	0.025	0.39	0.032	1.29	1.73	17.3			0	0
170	60	171	170	160	29.92	RW-Kanaironr	0.25	0.00	305.49	304.42	0.00	3.58	65	0.049	1.10	0.095	1.94	0.025	0.39	0.048	0.77	2.58	25.8			0	0
170 1	71	172	0	109	52.15	RW Konolrohr	0.35	0.00	204.42	202.15	0.00	2.07	65	0.090	1.10	0.074	1 0 4	0.040	0.55	0.037	1.04	2.46	24.6			0	0
172 1	0	179	0	0	32.20	RW Konolrohr	0.35	0.00	205.04	205.13	0.00	2.07	65	0.090	0.70	0.177	0.96	0.046	0.00	0.069	0.96	2.40	24.0			0	0
173	72	174	0	0	40.03	RW Konolrohr	0.25	0.00	205.94	205.00	0.00	1.00	65	0.049	0.79	0.042	1.00	0.025	0.39	0.021	1.02	1.14	10.4			0	0
174 1	73	175	0	0	55.79	RW Konolrohr	0.25	0.00	205.00	204.45	0.00	1.00	65	0.049	0.79	0.050	1.02	0.025	0.39	0.025	1.03	1.57	15.7			0	0
176 1	75	178	0	0	51.20	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	304.45	303.82	0.00	1.27	65	0.049	0.79	0.057	1.10	0.020	0.39	0.020	1.10	1.54	15.4	\vdash		0	0
177	0	179	0	0	20.10	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	304.40	303.02	0.00	0.22	65	0.049	0.79	0.000	1.12	0.020	0.39	0.020	1.13	1.01	1/ 6	\vdash		0	0
178 1	76	170	177	0	62.79	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	303 83	303.02	0.00	1.07	65	0.071	0.94	0.077	1 10	0.035	0.47	0.039	1 10	1.40	15.0			0	0
170 1	72	180	178	0	33 70	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	303.02	302.02	0.00	0.69	65	0.071	1 57	0.004	1.19	0.000	0.47	0.042	1.19	1.59	17.0			0	0
180 1	70	185	0	0	34 20	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	303.13	302.92	0.00	0.00	65	0.190	1.57	0.203	1 11	0.030	0.79	0.102	1 11	1 /19	1/1.9	\vdash		0	0
181	. 0	184	0	0	35 36	RW-Kanalrohr	0.00	0.00	303.60	303.26	0.00	0.96	65	0.126	1.26	0 173	1 38	0.063	0.63	0.086	1 37	1.83	18.3		nicht in ese-Datei: D aus nächstem Segment	0	0
182	0	184	0	0	27 69	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	303 77	303.26	0.00	1.8/	65	0 126	1 26	0.230	1 90	0.063	0.63	0 1 1 0	1 90	2 53	25.3		nicht in ese-Datei: D aus nächstem Segment	0	0
183	0	184	0	0	26.84	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	303 77	303 26	0.00	1.90	65	0.126	1 26	0.243	1.93	0.063	0.63	0.121	1.93	2.57	25.7		nicht in ese-Datei: D aus nächstem Segment	0	0
104 4	01	185	183	182	51.11	RW-Kanalrohr	0.40	0.00	303.26	302.76	0.00	0.98	65	0.126	1.26	0.174	1.38	0.063	0.63	0.087	1.39	1.85	18.5		Diam, geschätzt (Privatanschl., nicht in ese-Datei)	0	0

Segment-Nr.	Nr. voriges Seg.	Nr. folgendes Seg.	Nr. Zufluss 1	Nr. Zufluss 2	Segmentlänge	Gerinneart	Durchmesser (m)	Breite (m)	Elev. SegAnfang	Elev. SegEnde	Absturz (m)	Gefälle (%)	kSt (m^1/3/s)	A(voll) (m²)	U(voll) (m)	Q(voll) (m³/s)	v(voll) (m/s)	A(halb) (m²)	U(halb) (m)	Q(halb) (m³/s)	v(halb) (m/s)	c(halb) (m/s)	dx-min (Courant)	zu kurz	Anmerkungen	Verluste (m³/s)	Retention (I)
185	180	186	184	0	38.61	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	302.76	302.56	0.00	0.52	65	0.196	1.57	0.230	1.17	0.098	0.79	0.115	1.17	1.56	15.6			0	0
186	185	191	0	0	34.35	RW-Kanalrohr	0.50	0.00	302.56	302.39	0.00	0.49	65	0.196	1.57	0.224	1.14	0.098	0.79	0.112	1.14	1.52	15.2			0	0
187	0	188	0	0	35.12	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	303.34	303.11	0.00	0.65	65	0.049	0.79	0.041	0.84	0.025	0.39	0.020	0.83	1.10	11.0			0	0
188	187	189	0	0	47.65	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	303.11	302.87	0.00	0.50	65	0.049	0.79	0.036	0.73	0.025	0.39	0.018	0.73	0.97	9.7			0	0
189	188	190	0	0	48.26	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	302.87	302.65	0.00	0.46	65	0.049	0.79	0.034	0.69	0.025	0.39	0.017	0.69	0.92	9.2			0	0
190	189	191	0	0	45.26	RW-Kanalrohr	0.25	0.00	302.65	302.39	0.00	0.57	65	0.049	0.79	0.038	0.77	0.025	0.39	0.019	0.78	1.03	10.3			0	0
191	186	193	190	0	104.59	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	302.39	301.84	0.00	0.53	65	0.283	1.88	0.376	1.33	0.141	0.94	0.188	1.33	1.77	17.7			0	0
192	0	193	0	0	68.00	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	303.05	302.33	0.49	1.06	65	0.071	0.94	0.084	1.19	0.035	0.47	0.042	1.19	1.59	15.9		Neues Seg; ese-Detailplan; h am Ende 302.33	0	0
193	191	195	192	0	47.64	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	301.84	301.24	0.00	1.26	65	0.785	3.14	2.274	2.90	0.393	1.57	1.137	2.89	3.86	38.6		Höhe und neuer D aus ese Detailplan	0	0
194	0	195	0	0	68.55	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	305.56	302.03	0.79	5.15	65	0.071	0.94	0.185	2.62	0.035	0.47	0.093	2.62	3.50	35.0		Neues Seg; ese-Detailplan; h am Ende 302.03	0	0
195	150	196	194	193	46.07	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	301.24	300.94	0.00	0.65	65	0.785	3.14	1.635	2.08	0.393	1.57	0.817	2.08	2.78	27.8			0	0
196	195	197	0	0	46.08	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	300.94	300.69	0.00	0.54	65	0.785	3.14	1.492	1.90	0.393	1.57	0.746	1.90	2.53	25.3			0	0
197	196	198	0	0	67.54	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	300.69	300.12	0.00	0.84	65	0.785	3.14	1.861	2.37	0.393	1.57	0.931	2.37	3.16	31.6			0	0
198	197	199	0	0	52.27	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	300.12	299.80	0.00	0.61	65	0.785	3.14	1.585	2.02	0.393	1.57	0.793	2.02	2.69	26.9			0	0
199	198	200	0	0	52.98	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	299.80	299.47	0.00	0.62	65	0.785	3.14	1.599	2.04	0.393	1.57	0.799	2.04	2.71	27.1			0	0
200	199	201	0	0	61.20	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	299.47	299.10	0.00	0.60	65	0.785	3.14	1.575	2.01	0.393	1.57	0.788	2.01	2.67	26.7			0	0
201	23	202	200	0	70.06	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	299.10	298.60	0.00	0.71	65	0.785	3.14	1.712	2.18	0.393	1.57	0.856	2.18	2.91	29.1			0	0
202	201	203	0	0	68.26	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	298.60	297.56	0.00	1.52	65	0.785	3.14	2.501	3.18	0.393	1.57	1.250	3.18	4.25	42.5			0	0
203	202	204	0	0	66.94	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	297.56	296.58	0.00	1.46	65	0.785	3.14	2.451	3.12	0.393	1.57	1.226	3.12	4.16	41.6			0	0
204	203	205	0	0	67.17	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	296.58	295.65	0.00	1.38	65	0.785	3.14	2.384	3.04	0.393	1.57	1.192	3.04	4.05	40.5			0	0
205	204	206	0	0	89.72	RW-Kanalrohr	1.00	0.00	295.65	294.40	0.00	1.39	65	0.785	3.14	2.391	3.04	0.393	1.57	1.196	3.04	4.06	40.6			0	0
206	205	207	0	0	69.77	natürl. Bachlauf	0.00	1.80	294.40	294.15	0.00	0.36	24	0.900	2.80	0.595	0.66	0.450	2.30	0.214	0.47	0.68	6.8		Segmentretention 30.8. wohl mind. 69*1.8*.5	0	62100
207	206	208	0	0	68.34	natürl. Bachlauf	0.00	2.00	294.15	293.89	0.19	0.38	23	1.000	3.00	0.689	0.69	0.500	2.50	0.245	0.49	0.71	7.1		Segment-Retention 30.8. wohl 68*2*.5 (Paleoflood)	0	68000
208	207	210	0	0	52.16	Tunneldurchlas	0.80	0.00	293.70	293.15	0.00	1.05	65	0.503	2.51	1.147	2.28	0.251	1.26	0.574	2.28	3.04	30.4			0	0
209	0	210	0	0	32.72	RW-Kanalrohr	0.30	0.00	293.30	293.15	0.00	0.46	65	0.071	0.94	0.055	0.78	0.035	0.47	0.028	0.78	1.04	10.4		Tunnelentwässerung RHB OberriederStr., D u.h estim	0	0
210	208	211	209	0	58.88	RW-Kanalrohr	1.40	0.00	293.15	293.08	0.00	0.12	65	1.539	4.40	1.713	1.11	0.770	2.20	0.857	1.11	1.48	14.8			0	0
211	210	212	0	0	59.40	RW-Kanalrohr	1.40	0.00	293.08	292.66	0.00	0.71	65	1.539	4.40	4.179	2.71	0.770	2.20	2.089	2.71	3.62	36.2			0	0
212	211	213	0	0	59.12	RW-Kanalrohr	1.40	0.00	292.66	292.25	0.00	0.69	65	1.539	4.40	4.138	2.69	0.770	2.20	2.069	2.69	3.58	35.8		Diam. aus Tiefbauamt-Plan; h interpoliert	0	0
213	212	226	0	0	60.40	RW-Kanalrohr	1.60	0.00	292.25	292.03	0.00	0.36	65	2.011	5.03	4.282	2.13	1.005	2.51	2.141	2.13	2.84	28.4		D angenommen nach badenova.xls	0	0
214	0	215	0	0	63.84	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	303.67	302.77	0.00	1.41	65	0.031	0.63	0.033	1.05	0.016	0.31	0.016	1.05	1.40	14.0			0	0
215	214	216	0	0	39.65	RW-Kanalrohr	0.20	0.00	302.77	301.46	0.00	3.30	65	0.031	0.63	0.050	1.59	0.016	0.31	0.025	1.60	2.14	21.4			0	0
216	215	217	0	0	98.80	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	301.46	300.12	0.00	1.36	65	0.283	1.88	0.604	2.14	0.141	0.94	0.302	2.14	2.85	28.5			0	0
217	216	218	0	0	87.30	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	300.12	298.93	0.00	1.36	65	0.283	1.88	0.606	2.14	0.141	0.94	0.303	2.14	2.86	28.6			0	0
218	217	219	0	0	94.49	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	298.93	298.02	0.00	0.96	65	0.283	1.88	0.509	1.80	0.141	0.94	0.255	1.80	2.40	24.0			0	0
219	218	220	0	0	89.42	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	298.02	297.20	0.00	0.92	65	0.283	1.88	0.497	1.76	0.141	0.94	0.248	1.76	2.34	23.4			0	0
220	219	221	0	0	47.90	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	297.20	296.81	0.00	0.81	65	0.283	1.88	0.468	1.66	0.141	0.94	0.234	1.66	2.21	22.1			0	0
221	220	222	0	0	60.14	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	296.81	296.17	0.00	1.06	65	0.283	1.88	0.535	1.89	0.141	0.94	0.268	1.89	2.52	25.2			0	0
222	221	223	0	0	44.76	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	296.17	295.89	0.00	0.63	65	0.283	1.88	0.410	1.45	0.141	0.94	0.205	1.45	1.94	19.4			0	0
223	222	224	0	0	50.95	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	295.89	295.45	0.00	0.86	65	0.283	1.88	0.482	1.70	0.141	0.94	0.241	1.71	2.27	22.7			0	0
224	223	225	0	0	56.74	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	295.45	295.03	0.00	0.74	65	0.283	1.88	0.446	1.58	0.141	0.94	0.223	1.58	2.11	21.1			0	0
225	224	226	0	0	68.95	RW-Kanalrohr	0.60	0.00	295.03	294.13	2.10	1.31	65	0.283	1.88	0.593	2.10	0.141	0.94	0.296	2.10	2.80	28.0		Seg-Ende 294.13, Absturz (aus ese-Detailplan)	0	0
226	213	227	225	0	50.90	RW-Kanalrohr	1.60	0.00	292.03	291.84	0.00	0.37	65	2.011	5.03	4.335	2.16	1.005	2.51	2.167	2.16	2.87	28.7		D aus badenova.xls, h interpoliert (vermessung.xls)	0	0
227	226	228	0	0	65.21	RW-Kanalrohr	1.60	0.00	291.84	291.60	0.00	0.37	65	2.011	5.03	4.304	2.14	1.005	2.51	2.152	2.14	2.85	28.5		D badnova-pdf-Plan, h interpol. (vermessung.xls)	0	0
228	227	229	0	0	80.28	Rohr	1.00	0.00	291.60	291.28	0.00	0.40	65	0.785	3.14	1.279	1.63	0.393	1.57	0.640	1.63	2.17	21.7		Höhenkoten aus badenova-Rehab-pdf-Plan	0	0
229	228	0	0	0	50.82	Rohr	1.00	0.00	291.28	290.48	-0.25	1.57	55	0.785	3.14	2.151	2.74	0.393	1.57	1.075	2.74	3.65	36.5		h v.badenova+Rückstau unterhalb (Q=0 bei h=.25)	0	0

A-6 Programmcodes

A-6.1 Abflusskonzentration

//latro-prod.cpp: Berechnet aus dem Gerinnenetz-File, dem k-file und den roex-Dateien den Abfluss pro Segment und Zeitschritt

```
#include <iostream.h>
#include <fstream.h>
#include <math.h>
const int chanseg = 56;
                                     // Anzahl der Segmente in seg-poly.txt
const int polynum = 105;
                                     // Anzahl der Polygone in roex-dateien
const int timelimit = 9;
                                     // Zeitschritte Niederschlagsinput (Anzahl der 10-Min-Werte)
const int timestep = 10;
                                     // Zeitschritt in Minuten (für Exponentialfunktion Abflussbildung)
int main()
{
    int i,j,k,t,t_out;
                                     // Laufvariablen
    int segno[chanseg+1];
                                     // Segmentnummer in Datei seg-poly.txt
    int lpoly[chanseg+1];
                                     // linkes Polygon in Datei seg-poly.txt
    int rpoly[chanseg+1];
                                     // rechtes Polygon "
                                     // Summe der qt (s.u.)
    double qtsum[polynum+1];
    double k_lag_in[polynum+1];
                                     // Konstante für Zeitverzögerung der Abflusskonzentration pro Polygon - input
                                     // Konstante für Zeitverzögerung der Abflusskonzentration pro Polygon
    double k_lag[polynum+1];
    long kpolyno[polynum+1];
                                     // Polygonnummer in k-lag-Datei
    double qt [polynum+1] [timelimit+50/timestep+1];
                                                             // Hilfsvariable (für Exp-Funktion, Verzögerung über max 10
Zeitschritte)
    long polyno[polynum+1];
                                     // Polygonnummer in roex-Dateien
                                     // gebildeter Abfluss pro Polygon in roex-Dateien
    long polyq[polynum+1];
    double latql [chanseg+1] [timelimit+50/timestep+1];
                                                              // gebildeter Abfluss pro linkem Polygon in latro-Datei
    double latqr [chanseg+1] [timelimit+50/timestep+1];
                                                             // gebildeter Abfluss pro rechtem Polygon in latro-Datei
    double latq [chanseg+1] [timelimit+50/timestep+1];
                                                             // gebildeter Abfluss pro Segment in latro-Datei
// Initialisierung
    for (i=1;i<(polynum+1);i+=1)
    {
        polyno[i] = 0;
        kpolyno[i] = 0;
        polyq[i] = 0;
        k_lag_in[i] = 0;
        k_lag[i] = 0;
        qtsum[i] = 0;
        for (t=0;t<(timelimit+50/timestep);t+=1)
        {
            qt [i] [t] = 0;
        }
    }
    for (i=1;i<(chanseg+1);i+=1)
    {
        segno[i] =0;
        lpoly[i] = 0;
        rpoly[i] = 0;
        for (t=0;t<(timelimit+50/timestep);t+=1)
        {
            latql [i] [t] = 0;
            latqr [i] [t] = 0;
            latq [i] [t] = 0;
        }
    }
```

// Einlesen der Segment-Gerinnenummern

fstream seginput("seg-poly.txt", ios::in);
seginput.seekg(0);

//Definieren des Polygon-Inputfiles (Polygone pro Segment)
//Setzen auf Anfang

```
for (i=1;i<(chanseg+1);i+=1)
{
    seginput >> segno[i];
    seginput >> lpoly[i];
    seginput >> rpoly[i];
    cout << segno[i];
    cout << "\n";
}</pre>
```

// Einlesen der k-Werte für die Zeitverzögerung der Abflusskonzentration

```
//Definieren des Inputfiles (k-Wert für jedes Polygon)
    fstream kinput("k-lag.prn", ios::in);
    kinput.seekg(0);
                                                //Setzen auf Anfang
    for (i=1;i<(polynum+1);i+=1)
    {
        kinput >> kpolyno[i];
        kinput >> k_lag_in[i];
        cout << kpolyno[i];
        cout <<" "
        cout << k_lag_in[i];
        cout <<"\n";
    }
// Einlesen des gebildeten Abflusses pro Segment
                                                                //roex1.txt: polygone-h zoro1
    char * roinfile[timelimit] = {
                                      "roex1.txt", "roex2.txt", "roex3.txt", "roex4.txt", "roex5.txt",
                                      "roex6.txt", "roex7.txt", "roex8.txt", "roex9.txt"
                               };
//Zuordnen der k-lags zu den polynos der roex-Dateien (polynos sind nicht aufsteigend sortiert!!!)
    fstream polynoinput(roinfile[0], ios::in); // 0, da hier nur 1 roinfile eingelesen wird wegen polyno für k-lag
    for (i=1;i<(polynum+1);i+=1)
    {
        polynoinput >> polyno[i];
        polynoinput >> polyq[i];
    1
    for (i=1;i<(polynum+1);i+=1)
    {
        for (j=1;j<(polynum+1);j=1)
        {
             if(polyno[i] == kpolyno[j] )
             {
                 k_lag[i] = k_lag_in[j];
             }
        }
    }
    fstream koutput("kaus.prn", ios::out);
                                                //Zuordnungskontrolle
    koutput.seekg(0);
    for (i=1;i<(polynum+1);i+=1)
    {
        koutput << polyno[i];
        koutput << " ";
        koutput << k_lag[i];
        koutput << "\n";</pre>
    }
    fstream testout ("testaus.prn", ios::out); //Zuordnungskontrolle;
    testout.seekg(0);
//Hauptschleife:
    for (t=0;t<(timelimit);t+=1)</pre>
    {
// Eingabestrom: Array aus den einzelnen Dateien: Pro Zeitschritt gebildeter Oberflächenabfluss
        fstream roinput(roinfile[t], ios::in);
        for (i=1;i<(polynum+1);i+=1)
        {
             roinput >> polyno[i];
             roinput >> polyq[i];
        }
```

```
for (i=1;i<(polynum+1);i+=1)
                                                       // für alle Polygone
         {
             for (j=1;j<(chanseg+1);j+=1)
                                                       // wird für jedes Segment
             {
                  if (polyno[i] == lpoly[j])
                                                       // geprüft ob Polygonnr. in Segmentdatei und roex-Datei übereinstimmen
                  {
                      for (k=0;k<50/timestep;k+=1) // roex-Abfl. pro Zeitschritt und Polygon auf folgende Zeitschritte verteilt
                      {
                           qt [i] [t] = 0;
                                                       // qt Hilfsvariable: "Zwischenspeichern" des aufsummierten Q des Zeitschritts
                          latql [j] [t+k] += exp(-timestep/k_lag[i])*qt[i][t+k] + ( 1-exp(-timestep/k_lag[i])) * polyq[i] - qt[i][t+k];
                          qt [i] [t+k+1] = exp(-timestep/k_lag[i])*qt[i][t+k] + ( 1-exp(-timestep/k_lag[i])) * polyq[i];
                          latq [j] [t+k] += latql [j] [t+k];
                                                                  //Abfluss pro Segment
                      }
                                                                  //exp-Funktion siehe storagemodel.xls (Desbordes 1978)
                  }
                                                       // dasselbe für rechte Polygone
                  if (polyno[i] == rpoly[j])
                  {
                      for (k=0;k<50/timestep;k+=1)
                      {
                           qt [i] [t] = 0;
                          latqr [j] [t+k] += exp(-timestep/k_lag[i])*qt[i][t+k] + ( 1-exp(-timestep/k_lag[i])) * polyq[i] - qt[i][t+k];
                          qt [i] [t+k+1] = exp(-timestep/k_lag[i])*qt[i][t+k] + (1-exp(-timestep/k_lag[i])) * polyq[i];
                           latq [j] [t+k] += latqr [j] [t+k];
                          testout << "t= ";
                           testout << t+k;
                          testout << " poly= ";</pre>
                          testout << polyno[i];
testout << " k= ";</pre>
                           testout << k_lag[i];
                           testout << " polyq= ";
                          testout << polyq[i];
testout << " qt= ";</pre>
                          testout << qt[i] [t+k+1];
                           testout << " latgr= ";
                           testout << latqr [j] [t+k];
                           testout << " latg= ";
                          testout << latq [j] [t+k];
                           testout << "\n";
                      }
                 }
             }
        }
    }
// Schreiben des Abflussfiles:
    // erste Spalte: Gerinnesegment
    // zweite Spalte: Zufluss pro Zeitschritt in Liter bei Zellgröße von 1m<sup>2</sup>
    fstream roout("latro.prn", ios::out);
    roout.seekg(0);
    for (i=1;i<(chanseg+1);i+=1)
    {
         for (t=0;t<(timelimit+(50/timestep));t+=1)
                                                                             // + 50/timestep wegen Verzögerung durch exp-Funktion
         {
             for (t_out=0;t_out<(timestep*6);t_out+=1)</pre>
                                                                             //Zeitschritt-Werte in 10-sec-Werte transformiert
                                                                             //6 Werte pro Minute ausgegeben
             {
                  roout << segno[i];
                  roout << " ";
                  roout << int (latq [i] [t] / (timestep*6));
                  roout << "\n";
             }
        }
    }
```

A-6.2: Routing

// Program Zinmod, umgeschrieben für Glasbach/Freiburg-Herdern von B. Guwang, Sommer 2003 // Copyright: Dr. Jens Lange, 16.03.2001 // Urspünglich geschrieben in FORTRAN 77 (im Jahr 1997) #include <iostream.h> #include <fstream.h> #include <math.h> const int chanseg = 56; //Anzahl der Gerinnesegmente const int timelimit = 2000: // Zeitlimit des Routing const int timelimitrunoff = 840; // Zeitlimit der Abflussbildung // Zeitschritt (Sekunden) const double dt = 10: // Konvertierung von Input-Einheit (ml/dt) in m3/s (10^-6/dt,s.o., zB 10 sec) const double einheit = 10000; // Genauigkeit, mit der das iterativ berechnete Q an Eingangs-Q angepasst wird (in I/dt) const double genauigkeit = 15; const int show = 56; // Gerinnesegment, für das Abflusswerte ausgegeben werden const int node1 = 1; // Segment, ab dem der Abfluss berechnet wird // "Nullwert", da bei 0.0 Ausführung instabil const double null = 0.001; void main() // Variablendeklaration { // Laufvariablen int i,t,x,xl,go; int segno [chanseg+5]; // Nummer des Segments int last [chanseg+5]; // Nummer des Segments oberhalb int next [chanseg+5]; // Nummer des Segments unterhalb int trib1 [chanseg+5]; // Nebenarm 1 double qsum [chanseg+5]; // Abflussfülle long qlat [chanseg+5] [timelimit+5]; // seitlicher Zufluss (eingelesen) // Zeit (Laufvariable) long time; float n_mann [chanseg+5]; // Manning n // Breite (Trapez) float b_chan [chanseg+5]; float length [chanseg+5]; // Länge des Segments float s [chanseg+5]; // Gefälle des Segments float diam [chanseg+5]; // Durchmesser (Rohr) double q [chanseg+5]; // Abfluss // Verluste (Transmission losses) double gtch [chanseg+5]; double glast [chanseg+5]; // Abfluss oberhalb // Abfluss oberhalb zum vorigen Zeitschritt double llast [chanseg+5]; double qtrib1 [chanseg+5]; // Abfluss Nebenarm 1 double lqtrib1 [chanseg+5]; // Abfluss Nebenarm 1 zum vorigen Zeitschritt double latg [chanseg+5]; // seitlicher Zufluss (übernommen von eingelesenem glat) double inq [chanseg+5]; // Zufluss von oben double ingl [chanseg+5]; // Zufluss von oben zum vorigen Zeitpunkt double qber [chanseg+5]; // Abfluss berechnet (anfänglicher Näherungswert) double depth [chanseg+5]; // Wasserstand double alpha [chanseg+5]; // Mittenwinkel der Oberflächenbreite bei Rohrfließen (s. Anhang 8.1) double hdd [chanseg+5]; // Wasserstand im Rohr als Funktion des Durchmessers (h/d) double AdAvoll [chanseq+5]; // durchflossener Querschnitt im Gerinne als Funktion der Maximaltiefe (A/T) double qbas [chanseg+5]; // Basis-Abfluss als Input des Wald-Einzugsgebiets double avoll [chansea+5]: // Abfluss bei max. Wasserstand im Rohr/Gerinne double Avoll [chanseg+5]; // durchflossener Querschnitt bei max. Wasserstand im Rohr/Gerinne double A [chanseg+5]; // durchflossener Gerinne-Querschnitt double B [chanseg+5]; // Oberflächenbreite double qloss [chanseg+5]; // Abstrom aus dem modellierten System (an Verteilerbauwerk) double NWrinne [chanseg+5]; // Niedrigwasser-Rinne im Gerinnesegment (Doppelkastenprofil) // Abfluss vorheriger Zeitpunkt double lasq [chanseg+5]; double lasdep [chanseg+5]; // Wasserstand vorheriger Zeitpunkt double laslat [chanseg+5]; // lateraler Zufluss vorheriger Zeitpunkt double Rohrfuellung(double); // Funktion zur Berechnung des Wasserstands in Rohren (h/d als Funktion von Q/Qvoll) double doppeltrapezklein(double); // Berechnung des Wasserstands in kl. Doppeltrapezprofil (h/T als Funktion von Q/Qvoll) double doppeltrapezgross (double); // Funktion zur Berechnung des Wasserstands in gr. Doppeltrapezprofil (sh. Anhang 7) double velo [chanseg+5]; // Wassergeschwindigkeit double celerity [chanseg+5]; // Wellengeschwindigkeit double kstrich [chanseg+5]; // kinematic ratio double kmus [chanseg+5]; // Routing Parameter Muskingum-Cunge-Methode // Routing Parameter Muskingum-Cunge-Methode double xmus [chanseg+5]; double c0 [chanseg+5]; // Routing Parameter Muskingum-Cunge-Methode double c1 [chanseg+5]; // Routing Parameter Muskingum-Cunge-Methode

```
double c2 [chanseg+5];
     double c3 [chanseg+5];
// Initialisierung der Variablen
time = 0;
go = 0:
for (i=0;i<(chanseg+5);i+=1)
{
     segno[i] = 0;
    last[i] = 0;
    next[i] = 0;
    trib1 [i] = 0;
    infch [i] = 0;
     n_mann [i] = 0;
    b_chan [i] = 0;
    length [i] = 0;
     s [i] = 0;
    diam [i] = 0;
    qbas [i] = 0;
    qvoll [i] = 0;
    Avoll [i] = 0;
    A [i] = 0;
    B [i] = 0;
    qloss [i] = 0;
    NWrinne [i] = 0;
     q [i] = 0;
     qtch [i] = 0;
     qlast [i] = 0;
    llast [i] = 0;
     qtrib1 [i] = 0;
     lqtrib1 [i] = 0;
     qsum [i] = 0.00;
    latq [i] = 0;
     inq [i] = 0;
     inql [i] = 0;
     qber [i] = 0;
     depth [i] = 0;
    alpha [i] = 0;
     hdd [i] = 0;
    AdAvoll [i] = 0;
    lasq [i] = 0;
    laslat [i] = 0;
    lasdep [i] =0;
     velo [i] = 0;
     celerity [i] = 0;
     kstrich[i] = 0;
    kmus [i] = 0;
    xmus [i] = 0;
    c0 [i] = 0;
    c1 [i] = 0;
    c2 [i] = 0;
    c3 [i] = 0;
    for (t=0;t<(timelimit+5);t+=1)
    {
         qlat [i] [t] = 0;
    }
}
```

// Routing Parameter Muskingum-Cunge-Methode // Routing Parameter Muskingum-Cunge-Methode

// Einlesen der Segmentnummern und des zugehörigen pro Zeiteinheit gebildeten Abflusses

```
fstream abflinput("latro-mitGO.prn", ios::in); //Definieren des Inputfiles für die lateralen Abflüsse
abflinput.seekg(0); //Setzen auf Anfang
for (i=1;i<(chanseg+1);i+=1)
{
    for (t=1;t<(timelimitrunoff+1);t+=1)
    {
        abflinput >> segno[i]; //Segmentnummer
        abflinput >> qlat [i] [t]; //pro Zeiteinheit gebildeter Abfluss pro Segment
    }
}
```

```
// Einlesen des Gerinnenetzfiles:
fstream chaninput("gerinne-g-exp-qbas0.txt", ios::in); //Definieren des Inputfiles für Gerinneparameter
chaninput.seekq(0):
                                                    //Setzen auf Anfang
for (i=1;i<(chanseg+1);i++)
{
    chaninput >> segno [i];
    chaninput >> last [i];
    chaninput >> next [i];
    chaninput >> trib1 [i];
    chaninput >> s [i];
    chaninput >> length [i];
    chaninput >> b_chan [i];
    chaninput >> NWrinne[i];
    chaninput >> diam [i];
    chaninput >> n mann [i];
    chaninput >> qbas [i];
    chaninput >> qvoll[i];
    chaninput >> Avoll[i];
    chaninput >> qloss[i];
}
fstream output ("output.prn", ios::out);
                                                //Definieren des Output-files
output.seekg(0);
// Main loop of the program
 for (time=0;time<(timelimit+1);time+=1)</pre>
                                                    // für jeden Zeitschritt
 {
    for (x=node1;x<(chanseg+1);x+=1)</pre>
                                                // wird zunächst für jedes Segment der Abfluss berechnet
    {
        if ( (time > timelimitrunoff) || (time == 0))
        {
             latq[x] = null;
        }
        else
        {
             latq[x] = qlat [x] [time]; //seitlicher Zufluss (qlat eingelesen)
        }
// Festlegung des Abflusses im vorangegangenen Segment zum jetzigen Zeitpunkt (inq)
        if (time == 0)
        {
             qlast[x] = null+qbas[x]*einheit;
                                              // Am Anfang (Zeit null) wird Qx-1t auf null + qbas gesetzt (nicht 0, sonst instabil)
        }
                                          // wenn vorher kein Segment und Zeit nicht 0
        else if (last[x] == 0)
        {
             qlast[x]=null;
                                          //wird Abfluss vorigen Segments gleich null gesetzt (s.o.)
        }
        else if (q[last[x]] \le 0.01)
                                          // wenn Mitten-Segment und t<>0, Test ob Abfluss in last ganz klein
        {
             qlast[x] = null;
                                          // dann setzen auf null
```

} else

// Festlegung des Abfluss oberhalb zum vorigen Zeitschritt (inql)

```
if (time <= 1)
{
        Ilast[x] = null+qbas[x]*einheit; // Beim ersten Zeitschritt wird llast (Qx-1,t-1) auf null + evtl. Basisabfluss gesetzt
}
else if (last[x] == 0) // wenn vorher kein Segment und Zeit nicht 0
{
        Ilast[x]=null; //wird Abfluss vorigen Segments gleich null gesetzt (s.o.)
}
else if (lasq[last[x]] <= 0.01) // danach, wenn ganz kleines lasq im vorigen Schritt
{
        Ilast[x] = null; // wird es auf null gesetzt</pre>
```

// wenn normaler Abfluss, wird qlast auf Abfluss des last (voriges Segment) gesetzt

}

else { // im allgemeinen wird llast auf lasq des last gesetzt (dh vorletzter)

```
llast[x] = lasq[last[x]];
```

//Festlegung des Abflusses in den Tributaries

```
if (trib1[x] == 0)
{
    qtrib1[x] = null;
}
else
{
    qtrib1[x] = q[trib1[x]];
}
```

// Test, ob Zufluss von oben (Qx-1t) null: dann auf null setzen, neuen Variablennamen:

```
if (qlast[x] <= 0.01)
{
    inq[x] = null;
}
else
{
    inq[x] = qlast[x] + qtrib1[x];
                                         //glast: Qx-1t, Abfl. im vorigen Segment zum jetzigen Zeitschritt
}
                                         //ing: Qx-1t plus tribs, die auch in das Segment münden
if (llast[x] <= 0.01)
{
    inql[x] = null;
}
else
{
    inql[x] = llast[x] + lqtrib1[x];
                                         //llast= Qx-1t-1, Abfl. im vorigen Segment zum vorigen Zeitschritt
}
                                         //inql: llast + qtrib des vorigen Zeitschritts
```

// Schrittweises Angleichen von qber und q

```
//lasq: Qxt-1 = Abfluss im aktuellen Segment zum vorigen Zeitschritt
qber[x] = (inq[x]+inql[x]+lasq[x]-laslat[x])/3;
                                                      // -laslat: beim Routen ist der laterale Zufluss noch nicht drin!
                                                      // (wird erst nach dem Routen dazugezählt)
go = 0;
do
{
    if (qber[x]> null)
    {
        if (diam[x] == 0)
                                       // kein Rohr
        {
            if (NWrinne[x] == 0)
                                       //Rechteckprofil : Regression für h/T als Funktion von g/gvoll, sh. Anhang 7
                                       // h=h/T *0.5, da für Berechnung des Qvoll (Rechteck) Tiefe v. 0.5 m angesetzt
            {
                depth[x] =0.5*(-0.0038*pow(b_chan[x],2)+0.0214*b_chan[x]+0.9527)
                         *pow((qber[x]/einheit)/qvoll[x],(0.0457*pow(b_chan[x],2) - 0.1813*b_chan[x] + 0.8164));
                velo[x] = (qber[x]/einheit)/(b_chan[x]*depth[x]); // Reckteckgerinne; dh ohne +(tan_a[x]*pow(depth[x],2))
                celerity[x] = (5.0/3.0 - (4.0/3.0)*(depth[x])/(b_chan[x]+2*depth[x])) * velo[x]; // für Rechtecksgerinne
                kmus [x] = length[x]/celerity[x];
                xmus[x] = 0.5 - (qber[x]/einheit)/(2.0*celerity[x]*(s[x]/100.0)*b_chan[x]*length[x]); // Maidment 10.12
            }
            else if (NWrinne[x] == 0.2)
                                                      //kleines Doppeltrapezprofil, 2 m breit;
            {
                AdAvoll[x] = doppeltrapezklein((gber[x]/einheit)/qvoll[x]); //A/Avoll - Funktion ist unten definiert
                A[x] = AdAvoll[x] * Avoll[x];
                                                                            //A = A/Avoll * Avoll
                velo[x] = (qber[x]/einheit)/A[x];
                if (AdAvoll[x] < 0.138) // NW-Rinne
                {
                     celerity[x] = 1.5*velo[x];
                                                      // Mittelwert für NW-Rinne, Anhang 8
                    kmus [x] = length[x]/celerity[x];
                    B[x] = 0.45;
                                                      //mittlere Oberfl-Breite 0.45
                     xmus[x] = 0.5 - (qber[x]/einheit)/(2.0*celerity[x]*(s[x]/100.0)* B[x] *length[x]);
                }
```

{

}

```
else if (AdAvoll[x] < 0.234)
                                                   // Übergangsbereich von NW-Rinne auf HW-Profil
            {
                 celerity[x] = 1.4*velo[x];
                                                   // Mittelwert für Übergang, Berechnung sh. Anhang 8
                 kmus [x] = length[x]/celerity[x];
                 B[x] = -229.45^{*}A[x]^{*}A[x] + 68.004^{*}A[x] - 2.4578;
                                                                        //Oberflächenbreite als Funktion von A
                 xmus[x] = 0.5 - (qber[x]/einheit)/(2.0*celerity[x]*(s[x]/100.0)*B[x]*length[x]);
            }
                                                   // gesamte HW-Profil-Breite ausgefüllt
            else
            {
                 B[x] = 2.0;
                                                   //Oberflächenbreite
                 celerity[x] = (5.0/3.0 - (4.0/3.0)*(A[x]/(B[x] *B[x] + 2*A[x])))*velo[x];
                                                                                             // für Rechtecksgerinne
                kmus [x] = length[x]/celerity[x];
                 xmus[x] = 0.5 - (qber[x]/einheit)/(2.0*celerity[x]*(s[x]/100.0)* B[x] *length[x]);
            }
        }
        else
                                                   // NW-Rinne 0.12, großes Doppeltrapezprofil 2.5 m Breit
        {
             AdAvoll[x] = doppeltrapezgross((qber[x]/einheit)/qvoll[x]); //A/Avoll - Funktion ist unten definiert
            A[x] = AdAvoll[x] * Avoll[x];
                                                   //A = A/Avoll * Avoll
            velo[x] = (qber[x]/einheit)/A[x];
                                                   // NW-Rinne
            if (AdAvoll[x] < 0.056)
            {
                 celerity[x] = 1.5*velo[x];
                                                   // Mittelwert für NW-Rinne, Berechnung sh. Anhang 8
                 kmus [x] = length[x]/celerity[x];
                 B[x] = 0.45;
                                                   //mittlere Oberfl-Breite 0.45
                xmus[x] = 0.5 - (qber[x]/einheit)/(2.0*celerity[x]*(s[x]/100.0)* B[x] *length[x]);
            }
            else if (AdAvoll[x] < 0.135)
                                                   // Übergangsbereich von NW-Rinne auf HW-Profil
            {
                celerity[x] = 1.4*velo[x];
                                                   // Mittelwert für Übergang, Berechnung sh. Anhang 8
                 kmus [x] = length[x]/celerity[x];
                 B[x] = -209.54^{*}A[x]^{*}A[x] + 64.05^{*}A[x] - 2.3884;
                                                                        //Oberflächenbreite als Funktion von A
                 xmus[x] = 0.5 - (qber[x]/einheit)/(2.0*celerity[x]*(s[x]/100.0)*B[x]*length[x]);
            }
            else
                                                   // gesamte HW-Profil-Breite ausgefüllt
            {
                 B[x] = 2.5;
                                                   //Oberflächenbreite
                 celerity[x] = (5.0/3.0 - (4.0/3.0)*(A[x]/(B[x] *B[x] + 2*A[x])))*velo[x];
                                                                                             // für Rechtecksgerinne
                kmus [x] = length[x]/celerity[x];
                 xmus[x] = 0.5 - (qber[x]/einheit)/(2.0*celerity[x]*(s[x]/100.0)* B[x] *length[x]);
            }
                     // Ende großes DTProfil
        }
    }
                     // Ende kein Rohr
    else
                     // Rohr
    {
        hdd[x] = Rohrfuellung((qber[x]/einheit)/qvoll[x]); //h/d - Funktion ist unten nach main-Programm definiert
                                                             //h = h/d * d
        depth[x] = hdd[x]*diam[x];
        alpha[x] = 2*acos(1-2*hdd[x]);
                                                   // Mittenwinkel der Wasserspiegel-Breite, sh. Anhang 7
        velo[x] = (qber[x]/einheit)/((diam[x]*diam[x]/8.0) * (alpha[x]-sin(alpha[x])));
                                                                                             //A=d²/8 * (alpha-sin(alpha))
        kstrich[x] = 5.0/3.0 - ((diam[x]/2.0)*(alpha[x]-sin(alpha[x]))
                              / (6.0 * sin(alpha[x]/2) * acos(1-2*hdd[x]) * sqrt(depth[x]*(diam[x]-depth[x]))));
        celerity[x] = velo[x] * kstrich[x];
        kmus [x] = length[x]/celerity[x];
                                                                        B(Oberfl) = d * sin(a/2)
        xmus[x] = 0.5 - (qber[x]/einheit) / (2.0*celerity[x]*(s[x]/100)*(diam[x]*sin(alpha[x]/2))*length[x]);
    }
else
                             //wenn qber 0
    kmus[x] = 100;
                             // Größenordnung dx/c, dh 100 m / 1 m/s
    xmus[x] = 0.5;
c0[x] = (2*kmus[x]*(1-xmus[x]))+dt;
```

{

}

} }

{

```
c1[x] = (dt-(2*kmus[x]*xmus[x]))/c0[x];
            c2[x] = (dt+(2*kmus[x]*xmus[x]))/c0[x];
            c3[x] = ((2*kmus[x]*(1-xmus[x]))-dt)/c0[x];
            if (last[x]==0)
            {
            q[x] = latq[x];//+qbas[x]*einheit; wegen GO rausgenommen (GO entspricht qbas)
            }
            else
            {
                q[x] = c1[x]^*(inq[x])
                         + c2[x]*(inql[x])
                         + c3[x]*(lasq[x]-laslat[x])
                                                              // minus laslat, da bei lasq glat noch nicht im Gerinne)
                         + latq[x];
                                                              // lateraler
                                                              //- gloss[x]*dt; Abstrom: im Hirzbergbachsystem
            if (q[x]<=0.01)
                q[x] = null;
            if (go == 1)
                                                              //erst bei zweitem Durchgang von do
            {
                if ((qber[x]-q[x]) > genauigkeit)
                                                              //Anpassung von gber und g
                {
                    qber[x] = qber[x] - genauigkeit;
                }
                if ((q[x]-qber[x]) > genauigkeit)
                {
                    qber[x] = qber[x] + genauigkeit;
                }
            }
            go = 1;
        }
        while (((qber[x]-q[x])*(qber[x]-q[x])) > genauigkeit*genauigkeit);
        if (hdd[x] == 0.9)
                                                              //Rückstau im Rohr! es geht nur qvoll durch
            q[x] = qvoll[x] * einheit;
        qsum [x] = qsum [x] + q[x];
                                                              //Abflussfülle
        // Ausgabe des Abflusses
        if (x==show)
        {
            cout << (time*dt/60);
            cout << "
                          ":
            cout << long (q[x]/dt);
            cout << "\n";
            output << int(time*dt/60);
            output << "\t";
            output << long (.5+q[x]/dt);
                                                              //+.5 wegen Abschneiden bei long (Rundung)
            output << "\n";
        }
                        // Ende der inneren Hauptschleife über die Segmente
    for (xl=node1;xl<(chanseg+1);xl+=1)
        lasq[xl] = q[xl];
        laslat[xl] = latq[xl];
                                     //+qtrib1[xl]; // schon am Anfang des Gerinnes dazugegeben
        lqtrib1[xl] = qtrib1[xl];
                                     //qtribs des vorigen Zeitschritts definieren
                    // Ende der äusseren Hauptschleife über die Zeit
                    // Ende von "main"
double doppeltrapezklein (double qteil) // Funktion zur Berechnung des Gerinne-Fuellungsgrades
                                         // (h/T als Funktion von Q/Qvoll=qteil)
    int z=0;
    double qdurchqvoll[16];
                                         //Werte fuer A/Avoll als Funktion von Q/Qvoll, sh. Anhang 7
    double AdurchAvoll[16];
```

```
qdurchqvoll[0]=0.0009;
    qdurchqvoll[1]=0.0031;
    qdurchqvoll[2]=0.0064;
    qdurchqvoll[3]=0.0108;
    qdurchqvoll[4]=0.0162;
    qdurchqvoll[5]=0.0225;
    qdurchqvoll[6]=0.0296;
    qdurchqvoll[7]=0.0375;
    qdurchqvoll[8]=0.0463;
    qdurchqvoll[9]=0.0578;
    qdurchqvoll[10]=0.0693;
    qdurchqvoll[11]=0.0829;
    qdurchqvoll[12]=0.0987;
    qdurchqvoll[13]=0.1346;
    qdurchqvoll[14]=0.3315;
    qdurchqvoll[15]=0.5784;
    qdurchqvoll[16]=1.0000;
    AdurchAvoll[0]=0.01241;
    AdurchAvoll[1]=0.02513;
    AdurchAvoll[2]=0.03816;
    AdurchAvoll[3]=0.05149;
    AdurchAvoll[4]=0.06513;
    AdurchAvoll[5]=0.07908;
    AdurchAvoll[6]=0.09333;
    AdurchAvoll[7]=0.10789;
    AdurchAvoll[8]=0.12275;
    AdurchAvoll[9]=0.13030;
    AdurchAvoll[10]=0.1379;
    AdurchAvoll[11]=0.1478;
    AdurchAvoll[12]=0.1624;
    AdurchAvoll[13]=0.2337;
    AdurchAvoll[14]=0.4789;
    AdurchAvoll[15]=0.6934;
    AdurchAvoll[16]=1.0000;
    for (z=0;z<=15;z+=1)
    {
        if ((qteil > qdurchqvoll[z]) && (qteil <= qdurchqvoll[z+1]))
                                                                     //Interpolation von h/T
        {
            return AdurchAvoll[z] + (AdurchAvoll[z+1]-AdurchAvoll[z])*(qteil-qdurchqvoll[z]) / (qdurchqvoll[z+1]-qdurchqvoll[z]);
        }
    }
    return 0.99; /*falls Q>Qvoll */
}
double doppeltrapezgross (double qteil)
                                             // Funktion zur Berechnung des Gerinne-Fuellungsgrades gr. Profil
{
    int z=0;
    double gdurchgvoll[16];
    double AdurchAvoll[16];
    qdurchqvoll[0]=0.0005;
    qdurchqvoll[1]=0.0019;
    qdurchqvoll[2]=0.0040;
    qdurchqvoll[3]=0.0068;
    qdurchqvoll[4]=0.0085;
    qdurchqvoll[5]=0.0103;
    qdurchqvoll[6]=0.0143;
    qdurchqvoll[7]=0.0190;
    qdurchqvoll[8]=0.0250;
    qdurchqvoll[9]=0.0326;
    qdurchqvoll[10]=0.0458;
    qdurchqvoll[11]=0.0673;
    qdurchqvoll[12]=0.0972;
    qdurchqvoll[13]=0.1961;
    qdurchqvoll[14]=0.4056;
    qdurchqvoll[15]=0.6295;
    qdurchqvoll[16]=1.0000;
    AdurchAvoll[0]=0.00856;
```

{

```
AdurchAvoll[1]=0.01747;
    AdurchAvoll[2]=0.02673;
    AdurchAvoll[3]=0.03634;
    AdurchAvoll[4]=0.04127;
    AdurchAvoll[5]=0.04629;
    AdurchAvoll[6]=0.05140;
    AdurchAvoll[7]=0.05660;
    AdurchAvoll[8]=0.06394;
    AdurchAvoll[9]=0.07547;
    AdurchAvoll[10]=0.1111;
    AdurchAvoll[11]=0.1614;
    AdurchAvoll[12]=0.2138;
    AdurchAvoll[13]=0.3448;
    AdurchAvoll[14]=0.5545;
    AdurchAvoll[15]=0.7379;
   AdurchAvoll[16]=1.00;
   for (z=0;z<=15;z+=1)
   {
        if ((qteil > qdurchqvoll[z]) && (qteil <= qdurchqvoll[z+1]))
        {
                                                                     //Interpolation von h/T
            return AdurchAvoll[z] + (AdurchAvoll[z+1]-AdurchAvoll[z])*(qteil-qdurchqvoll[z]) / (qdurchqvoll[z+1]-qdurchqvoll[z]);
        }
   }
    return 0.99; /*falls Q>Qvoll */
double Rohrfuellung(double qteil)
                                   // Funktion zur Berechnung des Rohrfuellungsgrades (h/d als Funktion von Q/Qvoll=qteil)
    int z=0:
    double qdurchqvoll[14];
                                   //Werte fuer h/d als Funktion von Q/Qvoll, sh.Anh.7
    double hdurchd[14];
    qdurchqvoll[0]=0.000;
    qdurchqvoll[1]=0.021;
    qdurchqvoll[2]=0.033;
    qdurchqvoll[3]=0.060;
    qdurchqvoll[4]=0.088;
    qdurchqvoll[5]=0.137;
    qdurchqvoll[6]=0.240;
    qdurchqvoll[7]=0.368;
    qdurchqvoll[8]=0.500;
    qdurchqvoll[9]=0.637;
    qdurchqvoll[10]=0.784;
    qdurchqvoll[11]=0.837;
    qdurchqvoll[12]=0.912;
    qdurchqvoll[13]=0.977;
    hdurchd[0]=0.01;
    hdurchd[1]=0.100;
    hdurchd[2]=0.125;
    hdurchd[3]=0.167;
    hdurchd[4]=0.200;
    hdurchd[5]=0.250;
    hdurchd[6]=0.333;
    hdurchd[7]=0.420;
    hdurchd[8]=0.500;
    hdurchd[9]=0.580;
    hdurchd[10]=0.667;
    hdurchd[11]=0.700;
    hdurchd[12]=0.750;
   hdurchd[13]=0.800;
    for (z=0;z<=13;z+=1)
    {
        if ((qteil > qdurchqvoll[z]) && (qteil <= qdurchqvoll[z+1]))
                                                                     //Interpolation von h/d
        {
            return hdurchd[z] + (hdurchd[z+1]-hdurchd[z])*(qteil-qdurchqvoll[z]) / (qdurchqvoll[z+1]-qdurchqvoll[z]);
        }
```

return 0.9; /*falls Q>Qvoll - Rückstau! Es geht nur der Q weiter, der auch ins Rohr passt.

Tiefe

0.05

0.1

0.15

0.2

0.3

0.4

0.5

0.75

A-7 Wasserstände bzw. benetzte Querschnitte als Funktion des Durchflusses

A-7.1 Rechteckprofil: Berechnung der Wassertiefe bei gegebenem Q in Abhängigkeit der Sohlbreite

Böschungswinkel: 0° NB: nur für senkrechte Böschungen, sonst keine sinnvolle Regression möglich!

- Slope: 0.01 z.B. - kürzt sich raus!
 - kSt. 10 z.B. - kürzt sich raus!
 - n: 0.100

Durchflußguerschnitt A: Tiefe * Sohlbreite Sohlbreite

Qvoll [m3/s]: A * kSt * s^1/2 * (A/U)^2/3

1.25

0.014 0.019 0.024 0.030 0.035

			ombrei	16		
0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25
0.038	0.05	0.063	0.075	0.088	0.1	0.113
0.075	0.1	0.125	0.15	0.175	0.2	0.225
0.113	0.15	0.188	0.225	0.263	0.3	0.338
0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45
0.225	0.3	0.375	0.45	0.525	0.6	0.675
0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0.375	0.5	0.625	0.75	0.875	1	1.125
	0.75 0.038 0.075 0.113 0.15 0.225 0.3 0.375	0.75 1 0.038 0.05 0.075 0.1 0.113 0.15 0.15 0.2 0.225 0.3 0.375 0.5	0.75 1 1.25 0.038 0.05 0.063 0.075 0.1 0.125 0.113 0.15 0.188 0.15 0.2 0.25 0.225 0.3 0.375 0.3 0.4 0.5 0.375 0.5 0.625	0.75 1 1.25 1.5 0.038 0.05 0.063 0.075 0.075 0.1 0.125 0.15 0.113 0.15 0.188 0.225 0.15 0.2 0.25 0.3 0.225 0.3 0.375 0.45 0.3 0.4 0.5 0.6 0.375 0.5 0.625 0.75	0.75 1 1.25 1.5 1.75 0.038 0.05 0.063 0.075 0.088 0.075 0.1 0.125 0.15 0.175 0.113 0.15 0.188 0.225 0.263 0.15 0.2 0.25 0.3 0.35 0.225 0.3 0.375 0.45 0.525 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.375 0.5 0.625 0.75 0.875	0.75 1 1.25 1.5 1.75 2 0.038 0.05 0.063 0.075 0.088 0.1 0.075 0.1 0.125 0.15 0.175 0.2 0.113 0.15 0.188 0.225 0.263 0.3 0.15 0.2 0.25 0.3 0.35 0.4 0.225 0.3 0.375 0.45 0.525 0.6 0.3 0.4 0.5 0.6 0.7 0.8 0.375 0.55 0.625 0.75 0.875 1

Sohlbreite

0.005 0.006 0.008 0.010 0.011 0.013 0.015

0.025 0.036 0.046 0.056 0.067 0.077 0.088

0.039 0.055 0.071 0.088 0.104 0.121 0.138

0.068 0.098 0.129 0.161 0.193 0.226 0.258

0.100 0.147 0.195 0.245 0.296 0.347 0.399

0.134 0.198 0.266 0.336 0.408 0.481 0.555

1.5

1.75

2 2.25

0.046

Abv

0.040



Q/Qvoll (Qvoll bei Tiefe = 0.5 m):

			S	ohlbrei	te		
h/Tiefe	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25
0.100	0.035	0.032	0.030	0.029	0.028	0.027	0.027
0.200	0.103	0.096	0.092	0.088	0.086	0.084	0.083
0.300	0.189	0.179	0.172	0.167	0.164	0.160	0.158
0.400	0.287	0.275	0.267	0.261	0.256	0.252	0.249
0.600	0.507	0.495	0.486	0.479	0.474	0.470	0.466
0.800	0.748	0.740	0.734	0.729	0.725	0.722	0.719
1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000

Regressionskoeffizienten als Funktion der Sohlbreite!

(a u. b aus Regressionsgleichungen im Diagramm h/T als Funktion von Q/Qvoll, s.o.)

Sohlbreite	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25
a d.h/T-Regr.	0.9665	0.9704	0.9737	0.9763	0.9785	0.9803	0.9819
b d.h/T-Regr	. 0.714	0.6694	0.6582	0.6502	0.6441	0.6394	0.6355



h/T aus Regression h/T = aQ/Qvoll^b mit a und b aus Regression der Koeffizienten als Funktion der Sohlbreite: a=-0.0038*B² + 0.0214*B + 0.9527

b=0.0457*B2 - 0.1813*B + 0.8164

Sohlbreite

h/Tiefe	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25
0.100	0.090	0.093	0.096	0.099	0.100	0.099	0.097
0.200	0.194	0.197	0.201	0.203	0.204	0.203	0.199
0.300	0.298	0.301	0.304	0.307	0.308	0.306	0.301
0.400	0.401	0.403	0.407	0.409	0.409	0.408	0.403
0.600	0.599	0.601	0.604	0.607	0.607	0.606	0.602
0.800	0.787	0.790	0.793	0.796	0.797	0.797	0.795
1.000	0.967	0.970	0.974	0.976	0.979	0.980	0.982

Kontrolle: Q aus h/T-Regression

0.013

0.1

0.15 0.2

0.3

0.4 0.5

(Manning mit A u. U aus berechnetem h=h/T*T) -Breite: 0.75 1.25 1.5 1.75 2.25 1 2 0.05 0.004 0.006 0.008 0.010 0.011 0.013 0.014 0.019 0.024 0.030

0.025 0.036 0.047 0.058 0.069 0.080 0.088

0.039 0.055 0.073 0.091 0.108 0.125 0.140

0.068 0.099 0.131 0.164 0.197 0.229 0.260 0.098 0.144 0.193 0.243 0.294 0.345 0.395

0.129 0.191 0.256 0.325 0.395 0.467 0.540

0.036

0.041

0.045

eichung des ber	echneten v	von dem i	n die Regress	sion einge	egangener	n Q (Qvoll)	
Tiefe\S-Breite:	0.75	1	1.25	1.5	1.75	2	2.25
0.05	15%	10%	6%	2%	0%	1%	5%
0.1	5%	2%	0%	-3%	-3%	-2%	1%
0.15	1%	0%	-2%	-4%	-4%	-3%	-1%
0.2	0%	-1%	-3%	-3%	-4%	-3%	-1%
0.3	0%	0%	-1%	-2%	-2%	-1%	-1%
0.4	2%	2%	1%	1%	1%	1%	1%
0.5	1%	1%	1%	3%	3%	3%	3%

A-7.2 Doppeltrapezprofil groß

Nach Posey (1957), in Bär et al. (2001): Q = Qhauptgerinne + Qvorland - kSt für Hauptgerinne nur bis 10 cm Tiefe, dann interpoliert, ab 14 cm kSt Vorland!

Breite NW-Rinne unten	0.4 m	
Breite NW-Rinne oben	0.5 m	
Tiefe NW-Rinne	0.1 m	
tan(alpha) NW-Rinne	0.42	
Breite HW-Profil	2.50 m	
Tiefe HW-Profil-Schräge	0.05 m	
tan(alpha) HW-Sohle	20	
Slope:	0	
kSt-Boden:	20 n = 0.05	
kSt-Ü:	60 34 bei 10) cm

A = durchflossener Querschnitt; U = benetzter Umfang; R = hydraulischer Radius; Q = Abfluss

		На	uptgeri	nne (H):				Vorlar	nd (V):			Gesamt	:
Tiefe	A(H)	U(V)	U+	R(H)	kSt(H)	Q(H)	A(V)	U(V)	R(V)	Q(V)	Qges.	A/Avoll	Q/Qvoll
0.02	0.008	0.443		0.018	24	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.009	0.0005
0.04	0.017	0.487		0.034	27	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	0.017	0.0019
0.06	0.026	0.530		0.048	30	0.011	0.000	0.000	0.000	0.000	0.011	0.027	0.0040
0.08	0.035	0.573		0.060	32	0.018	0.000	0.000	0.000	0.000	0.018	0.036	0.0068
0.09	0.039	0.595		0.066	33	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.041	0.0085
0.1	0.044	0.617		0.072	34	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000	0.027	0.046	0.0103
0.11	0.049	0.638		0.077	41	0.038	0.000	0.000	0.000	0.000	0.038	0.051	0.0143
0.12	0.054	0.660	0.000	0.082	47	0.050	0.000	0.000	0.000	0.000	0.050	0.057	0.0190
0.13	0.059	0.660	0.008	0.088	54	0.066	0.002	0.400	0.005	0.000	0.066	0.064	0.0250
0.14	0.064	0.660	0.014	0.095	60	0.084	0.008	0.801	0.010	0.002	0.086	0.075	0.0326
0.16	0.074	0.660	0.020	0.109	60	0.106	0.032	1.602	0.020	0.015	0.121	0.111	0.0458
0.18	0.084	0.660	0.020	0.124	60	0.131	0.070	2.022	0.035	0.047	0.178	0.161	0.0673
0.2	0.094	0.660	0.016	0.139	60	0.159	0.110	2.062	0.053	0.098	0.257	0.214	0.0972
0.25	0.119	0.660		0.180	60	0.239	0.210	2.162	0.097	0.279	0.518	0.345	0.1961
0.33	0.159	0.660		0.241	60	0.387	0.370	2.322	0.159	0.684	1.072	0.555	0.4056
0.4	0.194	0.660		0.294	60	0.540	0.510	2.462	0.207	1.123	1.663	0.738	0.6295
0.5	0.244	0.660		0.370	60	0.791	0.710	2.662	0.267	1.851	2.642	1	1.0000



Doppeltrapezprofil klein: analog

A-7.3 Rohrquerschnitt

Durchfluss berechnet mit Manning-Strickler für jeweilige Fließtiefen



A-1: Berechnung der hydraulischen Kennwerte der Gerinnequerschnitte

A-8.1 Herleitung der hydraulischen Kennwerte für den Abfluss in einem Rohr

Bestimmung des benetzten <u>Umfangs U</u> in einem Rohrquerschnitt:

U = α * r

mit: $cos(\alpha/2) = Ankathete/Hypotenuse = (r-h)/r = 1-h/r$

 $\rightarrow \alpha$ = 2 * arccos(1-h/r)

 \rightarrow U = 2r * arccos(1-h/r) = d * arccos(1-h/r)

Benetzte Fläche A (punktiert): (GIECK 1981)

 $A = r^{2}/2 * (\alpha - \sin \alpha) = d^{2}/8 * (\alpha - \sin \alpha)$

Breite B der Wasseroberfläche

aus $sin(\alpha/2) = (B/2) / r$ folgt

 $B = 2r * sin(\alpha/2) = d * sin(\alpha/2)$

<u>Hydraulischer Radius R</u> = A/U

 $R = d^{2}/8 * (\alpha - \sin \alpha) / (d^{*} \arccos(1 - h/r)) = d/8 * (\alpha - \sin \alpha) / \arccos(1 - h/r)$

Die kinematische Geschwindigkeit c der Hochwasser-Welle berechnet sich aus der Wassergeschwindigkeit v wie folgt (FREAD 1993:10.10)

c = k' * v

wobei k' ein Faktor ist, der sich aus der Manning-Formel für gleichförmigen, stationären Abfluss ergibt:

k' = 1/v * dQ/dA = 5/3 - 2/3 * A/(BU) * dU/dh

Nur, wenn dU/dh, d.h. die Veränderung des benetzten Umfangs mit Veränderung der Wassertiefe, vernachlässigt werden kann (wie das bei breiten Gerinnen der Fall ist), geht der zweite Term gegen 0 und es kann für k' der Wert 5/3 verwendet werden.

Für kreisförmige Gerinne lässt sich der benetzte Umfang wie folgt ableiten:

 $dU/dh = (d * \arccos(1-h/r))' = (1-h/r)' * d/(-(1-(1-h/r))^2)^{1/2}$ $= -1/r * d/(-h^2/r^2 + 2h/r)^{1/2} = 1/r * d/(-h^2/r^2 + 2hr/r^2)^{1/2}$ $= d/(-h^2 + 2hr)^{1/2} = 2r/(h(2r - h))^{1/2}$

Somit ist k' = $5/3 - 2/3 * (r^2/2 * (\alpha - \sin \alpha)) / (2r^* \sin(\alpha/2) * 2r^* \arccos(1-h/r)) * 2r/(h(2r - h))^{1/2})$

 $k' = 5/3 - (r * (\alpha - \sin \alpha)) / (6 * \sin(\alpha/2) * \arccos(1 - h/r) * (h(2r - h))^{1/2})$

für halbvolles Rohr h=r, α =180°= π : sin α =0, sin α /2=1, arccos(0)= π /2 \rightarrow k'= 4/3



d =	Rohrdurchmesser
r =	Radius
h =	Wasserstand im Rohr
α =	Mittenwinkel der
	Oberflächenbreite

A-8.2 Herleitung der hydraulischen Kennwerte für den Abfluss in einem Trapezquerschnitt:

Breite der Wasseroberflache Bo

B + 2*b mit b=h*tan α (da tan α =b/h)

 \rightarrow B_o = B + 2*h*tan α

B = Breite der Sohle
 h = Wasserstand
 α = Böschungsneigung
 b = Böschungsbereich
 d. Oberflächenbreite



Bestimmung des benetzten Umfangs U

 $U = B + 2^{h/\cos\alpha}$ (da $\cos\alpha = h/Hypotenuse$)

Benetzte Fläche A

 $A = h * (B+2 * b/2) = h * (B+b) = h * (B + h*tan\alpha)$

Hydraulischer Radius R

 $R = A/U = h * (B + h*tan\alpha) / (B + 2*h/cos\alpha)$

Die kinematische Geschwindigkeit c der Hochwasser-Welle berechnet sich aus der Wassergeschwindigkeit v wie folgt (FREAD 1993:10.10)

c = k' * v

wobei k' ein Faktor ist, der sich aus der Manning-Formel für gleichförmigen, stationären Abfluss ergibt:

 $k' = 1/v * dQ/dA = 5/3 - 2/3 * A/(B_0U) * dU/dh$

Nur, wenn dU/dh, d.h. die Veränderung des benetzten Umfangs mit Veränderung der Wassertiefe, vernachlässigt werden kann (wie das bei breiten Gerinnen der Fall ist), geht der zweite Term gegen 0 und es kann für k' der Wert 5/3 verwendet werden.

Für relativ tiefe, trapezförmige Gerinne lässt sich der benetzte Umfang wie folgt ableiten:

 $dU/dh = (B + 2*h/\cos\alpha)' = (B + (2/\cos\alpha)*h)' = 2/\cos\alpha$

Somit ist k' = $5/3 - 2/3 * h*(B + h*tan\alpha) / [(B + 2*h*tan\alpha)*(B + 2*h/cos\alpha)] * 2/cos\alpha$

 $k' = 5/3 - 4/3 * h*(B + h*tan\alpha) / [(B + 2*h*tan\alpha)*(B*cos\alpha + 2*h)]$

Bei Rechteck-Querschnitt: $\alpha = 0$; tan $\alpha = 0$; cos $\alpha = 1$

 \rightarrow k' = 5/3 - 4/3 * h / (B+2*h) bzw. k' = 5/3 - 4/3 * A / (B²+2*A) (mit A=B*h)

A-8.3 Berechnung des Faktors k' = c/v für Querschnitte des Modellgerinnenetzes

(kinematic ratio, Geschwindigkeit der kinematischen Welle/Wassergeschwindigkeit)

k' = 1/v * dQ/dA = 5/3 - 2/3 * A/(BoU) * dU/dh (FREAD 1993)

k' für breite Gerinne 5/3, dh. 1.67

für **Trapezgerinne**: k' = $5/3 - 4/3 * h*(B + h*tan\alpha) / [(B + 2*h*tan\alpha)*(B*cos\alpha + 2*h)]$



für **Rohrquerschnitt**: k' = $5/3 - (r * (\alpha - \sin \alpha)) / (6 * \sin(\alpha/2) * \arccos(1 - h/r) * (h(2r - h))1/2)$:

Rohrdurchmesser:					
1.0	m h	alpha	k'		
	0.1	1.287	1.431		
	0.2	1.855	1.415		
	0.3	2.319	1.395		
	0.4	2.739	1.369		
	0.5	3.142	1.333		
	0.6	3.544	1.281		
	0.7	3.965	1.196		
	0.8	4.429	1.033		
	0.9	4.996	0.563		
Rohrdurchmesser:					
0.5	m h	alpha	k'		
	0.1	1.855	1.415		
	0.15	2.319	1.395		
	0.2	2.739	1.369		
	0.25	3.142	1.333		
	0.3	3.544	1.281		
	0.35	3.965	1.196		
	0.4	4.429	1.033		
	0.45	4.996	0.563		





A-8.4 Größenordnung von Zeitschritt dt und Segmentlängen dx (FREAD 1993:10.12)

- **1. dt:** dt<=Tr/M mit M >=5; Tr ist die Anstiegszeit der HW-Welle in Stunden: steile Teilanstiege z.B. bei GU 5 Minuten -> dt < 1 Minute
- 2. dx: Formel 10.3.13 zur Abschätzung von dx

Beispielrechnung Rechteckgerinne bei verschiedenen Wasserständen:

	Variable	en:	Sohlbreite: Böschungs Sohlgefälle k _{St} : dt:	winkel: :	2.0 m 0° 0.012 40 10 s	α (rad)= 0.004 1/n, n = 0.025	
h	0.1	m	0.2	m	0.5	m	h = Wasserstand
А	0.20	m²	0.4	m²	1.001	m²	A = h * (B + h*tanα)
Bo	2.0	m	2.0	m	2.0	m	$B_o = B + 2^*h^*tan\alpha$
U	2.20	m	2.40	m	3.00	m	$U = B + 2^{h/cosa}$
V	0.9	m/s	1.3	m/s	2.1	m/s	v = 1/n * S^1/2 * (A/U)^2/3
k'	1.61		1.56		1.44		k' aus Formel vorige Seite
С	1.4	m/s	2.0	m/s	3.0	m/s	c=k' * v
Q	174	l/s	520	l/s	2066	l/s	Q=v*A
dx/c =	126	sec	149	sec	200	sec	Courant-Bedingung: dt <= dx/c
dx min	. 14	m	20	m	30	m	somit dx >= dt *c
dx optim.	175	m	301	m	595	m	*)

 *) Richtwert f
ür dx zur Minimierung der Fehler bei der numerischen Approximation: dx ≈ 0.5*c*dt*(1+(1+1.5*(q)/(c^2*S*dt))^1/2)

A-9 Chemische Analyse einiger Wasserproben

Probe Nr.	Standort/Datum/Zeit	Q [l/s]	LFmyS/ cm	Na+	K+	Mg++	Ca++	CI -	NO3-	SO4
1	HO li 8.9.03 10h30	1 3	235	6.9	1.4	6.2	33.1	2.8	3.4	19.3
2	HO re 8.9.03 10h31	12	160	6.3	1.0	4.7	23.5	2.6	6.2	24.2
4	HU 8.9.03 11h00	1	112	5.6	2.3	2.3	24.0	2.2	4.9	7.9
5	HU 11.9.03 16h30	0.5	260	8.6	6.3	2.6	29.1	9.1	7.4	30.0
3	HU 18.9.03 10h00	0	295	11.0	3.2	4.5	33.2	12.1	7.7	28.3
6	GO 18.9.03 12h30	3	264	9.3	3.2	5.7	32.3	4.7	7.5	32.9
7	GU 18.9.03 14h30	2	298	9.9	1.7	6.8	35.6	9.2	7.1	32.5



A-10 Abflüsse im Glasbach bei Teichablass am 06.08.2003

Messstelle	Glasbach-Waldrand	Glasbach-Shelltankstelle
Ereignisdauer E 🔶	09:20 – 14:20 Uhr	10:07 – 15:07 Uhr
Basisabfluss (l/s)	3.5 l/s	3.3 l/s
Peak-Zeit	09:38 Uhr	10:08 Uhr
Peak-Wasserstand (cm)	16.5 cm	12.7 cm
Peak-Abflüsse (I/s)	189.0 l/s	60.9 l/s
Gesamtabflussvolumen während E 🔶	188 m³	183 m³
Basisabflussvolumen während E 🔶	63 m³	61 m³
Ereignisabflussvolumen	125 m³	122 m³





nach Kirpich (1946): Tc = 0.0663 * Segmentlänge in km ^ 0.77 * Gefälle ^ -0.385 (Maniak 1997) Tc (betonierte Kanäle) = Tc (Kirpich) * 0.2 (Akan 2003)

Konzentrationszeit = Summe der Konzentrationszeiten der Einzelsegmente vom entferntesten Punkt des Einzugsgebiets (hier: Polynom 1002 an Segment 2) (Akan 2003)

		Slope %	Gefälle [-]	length m	Länge [km]	Faktor	Tci [h]	Tci [mm:ss]
Polygon :	1002	27.5	0.275	23.45	0.02345	1	0.006	00:22
Gerinnesegmente:	2	3.86	0.039	76.11	0.07611	0.2	0.006	00:23
	3	3.70	0.037	88.75	0.08875	0.2	0.007	00:26
	4	1.71	0.017	51.40	0.05140	0.2	0.006	00:23
	5	4.64	0.046	58.78	0.05878	0.2	0.005	00:18
	6	3.36	0.034	48.84	0.04884	0.2	0.005	00:17
	7	4.22	0.042	88.69	0.08869	0.2	0.007	00:25
	8	4.30	0.043	68.58	0.06858	0.2	0.006	00:20
	9	4.89	0.049	81.94	0.08194	0.2	0.006	00:22
	10	3.96	0.040	86.81	0.08681	0.2	0.007	00:25
	11	6.98	0.070	84.94	0.08494	1	0.028	01:40
	17	5.55	0.056	70.26	0.07026	1	0.026	01:34
	18	6.99	0.070	62.97	0.06297	1	0.022	01:19
	19	6.97	0.070	67.68	0.06768	1	0.023	01:24
	20	6.98	0.070	68.67	0.06867	1	0.023	01:25
	21	5.51	0.055	66.24	0.06624	1	0.025	01:30
	28	4.20	0.042	58.81	0.05881	1	0.025	01:31
	29	4.21	0.042	60.83	0.06083	1	0.026	01:34
	30	2.42	0.024	93.84	0.09384	0.2	0.009	00:32
	32	1.63	0.016	83.62	0.08362	0.2	0.010	00:34
	33	1.76	0.018	80.12	0.08012	0.2	0.009	00:32
	36	1.65	0.017	57.58	0.05758	0.2	0.007	00:26
	37	1.65	0.017	68.04	0.06804	0.2	0.008	00:29
	38	1.64	0.016	61.44	0.06144	0.2	0.008	00:27
	39	1.63	0.016	61.41	0.06141	0.2	0.008	00:27
	48	1.11	0.011	91.61	0.09161	0.2	0.012	00:43
	49	1.07	0.011	93.06	0.09306	0.2	0.012	00:44
	50	1.07	0.011	95.27	0.09527	0.2	0.012	00:45
	51	1.07	0.011	103.03	0.10303	0.2	0.013	00:48
	52	1.15	0.012	94.00	0.09400	0.2	0.012	00:43
	53	1.15	0.012	73.69	0.07369	0.2	0.010	00:36
	54	1.14	0.011	59.56	0.05956	0.2	0.008	00:30
	55	1.14	0.011	59.53	0.05953	0.2	0.008	00:30
	56	1.13	0.011	63.57	0.06357	0.2	0.009	00:32
							0.42	24:58

Über storagemodel von Desbordes gerechnet: nach **30 Minuten** sind 99% des gebildeten Abflusses am Gebietsauslass (je nach Niederschlagsintensität)

Aus Dyck&Peschke 1995:	Für dicht bebaute Ge	ebiete (hier allerdings noch e	ein Stück	natürliches Gerinne	!):
	Tc = 1,67 * (Ts-Tr/2)	mit Ts = Zeit vom N-Beginn	ı zum Q-P	eak und Tr = N-Dau	Jer
	am 29.08.03 z.B.:	Ts = 16h00 - 16h38 = 38	3 Minuten		
		Tr = 50 Minuten			
		Tc = (38-25) * 1.67 =	22	Minuten	

Auswertung Ereignis vom 06.08.2003: Welle benötigte 30 Minuten von oberer Messstelle zu unterer - das Wasser allerdings über 40 Minuten - bei einem Durchfluss von 50 l/s! Dazu kommen noch 735 m Rohrleitung bis zum entferntesten Punkt des Einzugsgebiets, d.h. insgesamt über **45 Minuten**

Fazit: theoretische Berechnungen aufgrund von empirischen Formeln, die für spezifische Verhältnisse entwickelt wurden, ergeben mit mittleren 25 Minuten Konzentrationszeit viel geringere Werte als die tatsächlich beobachteten! Annahme von <u>einer Stunde</u> für die Konzentrationszeit erscheint realistischer bei kleineren bis mittleren Ereignissen



A-12 Abflussganglinien Einzelereignisse Hirzbergbach

Q [l/s] T [°C] LF [mS/m] Q [l/s] T [°C] LF [mS/m] I [mm/min] ch, Shell-Tankstelle Glasbach, Shell-Tankstelle I [mm/min] 70 0.0 0.0 50 0.1 Niederschlag 0.1 Niederschlag 60 Temperatur Abfluss Temperatur 0.2 40 0.2 Abfluss Leitfähigkeit 50 Leitfähigkei 0.3 0.3 0.4 0.4 30 40 0.5 0.5 30 0.6 20 0.6 0.7 0.7 20 0.8 0.8 10 10 0.9 0.9 WWWWWWWWWWWWWWWWWWWWWWWW mmt 0 1.0 0 1.0 18:00 19:00 20:00 21:00 22:00 23:00 0:00 1:00 2:00 3:00 4:00 5:00 6:00 21:00 22:00 23:00 0:00 1:00 2:00 3:00 4:00 5:00 6:00 7:00 8:00 9:00 27.07.2003 17.08.2003 18.08.2003 1 Q [l/s] T [°C] Q [l/s] T [°C] Glasbach, Shell-Tankstelle LF [mS/m] Glasbach. Shell-Tankstelle I [mm/min] LF [mS/m] I [mm/min] 120 0.0 60 0.0 110 0.1 0.1 Niederschlag Niederschlag 100 Temperatu 50 0.2 Temperatur 0.2 90 Abfluss Abfluss Leitfähigk 0.3 0.3 Leitfähigkeit 80 40 0.4 0.4 70 60 0.5 30 0.5 50 0.6 0.6 40 20 0.7 0.7 30 0.8 0.8 20 10 0.9 0.9 10 0 1.0 0 10 15:00 16:00 17:00 18:00 19:00 20:00 21:00 22:00 23:00 0:00 1:00 2:00 3:00 12:00 13:00 14:00 15:00 16:00 17:00 18:00 19:00 20:00 21:00 22:00 23:00 0:00 29.08.2003 30.08.2003 Q [l/s] T [°C] Q [l/s] [°C] LF [mS/m] Glasbach, Shell-Tankstelle I [mm/min] Glasbach, Shell-Tankstelle LF [mS/m] I [mm/min] 120 0.0 0.0 80 110 Niederschlag 0.1 0.1 70 Niederschlag 100 Temperatu 0.2 Temperatu Abfluss 02 90 Leitfähig 60 Abfluss 0.3 0.3 Leitfähigk 80 50 0.4 70 0.4 60 0.5 40 0.5 50 0.6 0.6 M 30 40 0.7 0.7 30 20 0.8 0.8 20 10 0.9 0.9 10 1.0 0 0 + 1.0 4:00 5:00 6:00 7:00 8:00 9:00 10:00 11:00 12:00 13:00 14:00 15:00 16:00 $6{:}00 \quad 7{:}00 \quad 8{:}00 \quad 9{:}00 \quad 10{:}00 \quad 11{:}00 \quad 12{:}00 \quad 13{:}00 \quad 14{:}00 \quad 15{:}00 \quad 16{:}00 \quad 17{:}00 \quad 18{:}00$ 11.09.2003 23.09.2003 Q [l/s] T [°C] LF [mS/m] [l/s] T [°C] LF [r Glasbach, Shell-Tanks Glasbach, Shell-Tankstelle 1.S/m1 I [mm/min] [[mm/min] 140 0.0 80 0.0 130 0.1 Niederschlad 0.1 Niederschlag 70 120 Temperatur Temperatu 0.2 0.2 110 Abfluss Abfluss 60 100 Leitfähigk 0.3 0.3 90 50 0.4 0.4 80 40 0.5 70 0.5 60 0.6 0.6 30 50 0.7 0.7 40 20 30 0.8 0.8 20 10 0.9 09 10 0 1.0 0 1.0 3:00 4:00 5:00 6:00 7:00 8:00 9:00 10:00 11:00 12:00 13:00 14:00 15:00 $15:00 \ 16:00 \ 17:00 \ 18:00 \ 19:00 \ 20:00 \ 21:00 \ 22:00 \ 23:00 \ 0:00 \ 1:00 \ 2:00 \ 3:00$ 07.10.2003 03.10.2003 | 08.10.1003

A-13 Abflussganglinien Einzelereignisse Glasbach-Stadteinzugsgebiet

A-14 Abkürzungen und Symbole

Abkürzungen:

- GIS Geografisches Informationssystem
- GO Messstandort Glasbach-Waldrand
- GU Messstandort Glasbach-Shelltankstelle
- ese Eigenbetrieb Stadtentwässerung, Freiburg
- HO Messstandort Hirzbergbach-Waldrand
- HU Messstandort Hirzbergbach-Mündung
- LF elektrische Leitfähigkeit
- MIF Meteorologisches Institut der Universität Freiburg
- NW Niedrigwasser
- MW Mittelwasser
- HW Hochwasser
- PH Pädagogische Hochschule, Littenweiler
- WTW Wissenschaftlich-Technische Werkstätten Weilheim i. OB

Symbole:

А	[m²]	durchflossener Querschnitt
А	[ha]	Einzugsgebietsfläche
В	[m]	Breite
С	[m/s]	Wellengeschwindigkeit
С	[g/m³]	Konzentration
С	[-]	Abflussbeiwert
$C_{1,2,3}$	[-]	Gewichtungsfaktoren der Muskingum-Cunge-Funktion
h	[m]	Wasserstand
HP	[mm/∆t]	Niederschlagshöhe während Dauer Intensivniederschlag TE
I	[mm/∆t]	Niederschlagsintensität
I _{max}	[mm/h]	maximale Niederschlagsintensität
ls	[m/m]	Gefälle
IMP	[-]	Versiegelungsgrad
k	[-]	Korrekturfaktor für Niederschlagskorrektur
K	[S]	Muskingum-Cunge-Routingparameter
K	[-]	Speicherkonstante
k'	[-]	Verhältnis von Wellen- zu Wassergeschwindigkeit
k _{St}	[m ^{1/3} /s]	Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler
L	[m]	Länge
Μ	[g]	Masse
Ν	[mm]	Niederschlag
N _{korr}	[mm]	korrigierter Niederschlag
р	%	Gefälle des Einzugsgebiets
Р	[cm]	Pegelstand
Q	[m³/s]	Durchfluss
Q	[l/s]	Abfluss
Q_{bas}	[l/s]	Basisabfluss
Q_{mod}	[l/s]	durch Modelllauf simulierter Abfluss
q	[m²/s]	spezifischer Durchfluss

R	[m]	hydraulischer Radius
S	%	Gefälle
Se	[-]	Energieliniengefälle
S _f	[-]	Reibungsverluste
So	[-]	Sohlgefälle
t	[s]	Zeit
Т	[°C]	Wassertemperatur
TE	[min]	Dauer des Intensivniederschlags
U	[m]	benetzter Umfang
V	[m/s]	Wassergeschwindigkeit
V	[m³]	Volumen
Х	[-]	Muskingum-Cunge-Routingparameter
Х	[m]	Streckenlänge
у	[m]	Wassertiefe [m]
α	[rad]	Winkelmaß
α	[-]	Temperaturkoeffizient für Leitfähigkeitskompensation
∆t	[s]	Zeitschritt
К	[mS/cm]	elektrische Leitfähigkeit des Wassers
K _R	[mS/cm]	spezifische Leitfähigkeit
θ	[°C]	Temperatur
θ_{R}	[°C]	Referenztemperatur der Leitfähigkeitskompensation

Ehrenwörtliche Erklärung:

Hiermit erkläre ich, dass ich die Arbeit selbständig und nur unter Verwendung der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe.

Freiburg, 20. Februar 2004