

Thomas Kreiter

Vom Fachbereich VI
(Geographie / Geowissenschaften)
der Universität Trier
zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor der Naturwissenschaften (Dr. rer. nat.)
genehmigte Dissertation

**Dezentrale und naturnahe
Retentionsmaßnahmen als Beitrag zum Hochwasserschutz
in mesoskaligen Einzugsgebieten der Mittelgebirge**

Betreuender:

Jun.-Prof. Dr.-Ing. Markus Casper

Berichterstattende:

Jun.-Prof. Dr.-Ing. Markus Casper

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Disse

Datum der wissenschaftlichen Aussprache:

24. November 2006

Trier, 2007

Vorwort und Danksagung

Das Abflussverhalten insbesondere von Hochwasserwellen stellt einen vielschichtig vernetzten und komplexen Vorgang dar, der in der Vergangenheit durch anthropogene Eingriffe z. T. signifikant beeinflusst wurde. Die Kenntnis der Zusammenhänge von anthropogenen Eingriffen auf das Strömungsverhalten von Hochwasserwellen stellt eine hochaktuelle Aufgabe für Naturwissenschaftler und Ingenieure dar – insbesondere auch im Hinblick auf die Entwicklung nachhaltiger Hochwasserschutzmaßnahmen. Ziel dieser Arbeit ist deshalb die Identifikation grundlegender Prozesse im Abflussverhalten von Hochwasserwellen in für Mittelgebirgsregionen repräsentativen Einzugsgebieten sowie die Untersuchung der Beeinflussungsmöglichkeit der natürlichen Abläufe durch dezentrale und naturnahe Retentionsmaßnahmen. Aus dieser Erkenntnis ergibt sich dann die Ableitung möglicher Konsequenzen und Strategien im Hinblick auf Hochwasserschutzkonzeptionen.

Die vorliegende Arbeit wurde hauptsächlich während meiner Tätigkeit als Mitarbeiter im Interreg III B Projekt „Water Retention by Landuse – WaReLa“ verfasst. Letztlich gilt mein Dank all denjenigen, die mir zum Gelingen der vorliegenden Arbeit geholfen haben. Mein besonderer Dank gilt Herrn J.Prof. Dr.-Ing. Markus Casper für die Übernahme des Hauptreferats, das angenehme Arbeitsklima, die konstruktiven Diskussionen und Anregungen und sein allzeit offenes Ohr. Herrn Prof. Dr.-Ing. Markus Disse danke ich für die Übernahme des Koreferats. Herrn Prof. Dr.-Ing. Joachim Sartor danke ich für die jahrelange gute Zusammenarbeit, die Ermöglichung flexibler Arbeitszeiten sowie für seine fachliche Unterstützung und Anregungen. Dem Ingenieurbüro für Hydrologie und Gewässerschutz (ihg) gilt mein Dank für die Bereitstellung des Modells NAM-NKF sowie ergänzender Software und infrastruktureller Hardware. Dem Büro CP Beratende Ingenieure danke ich für die Bereitstellung der Software SMS und Hydro_As-2D. Ebenso möchte ich der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (ETH) für die Bereitstellung des Modells WaSiM-ETH danken. Für die Bereitstellung der erforderlichen Geo-, Boden- und Klimadaten möchte ich mich hiermit bei den Umweltministerien der Länder Rheinland-Pfalz und Saarland herzlich bedanken.

Den Studierenden Markus Aatz, Michael Adams, Christoph Biwer, Markus Edlinger, Carole Felix, Denis Hard, Claus Holzapfel, Michael Konrath, Eric Krischel, Rita Ley, Sven Musong, Oliver Schiffmann, Florian Wener, und Marc Wirz sei ebenfalls herzlich für ihre Unterstützung meiner Arbeit gedankt. Ohne eure Hilfe, insbesondere bei den Vermessungs- und Feldarbeiten, wäre meine Dissertation in diesem Umfang und in der mir zur Verfügung gestandenen Zeit so nicht möglich gewesen. Vielen Dank – Merci beaucoup!

Mein besonderer Dank gilt meiner Familie für ihre Unterstützung, ihre Toleranz und die aufmunternden Worte an Tagen, an denen ich drauf und dran war das Handtuch zu werfen.

Inhaltsverzeichnis

INHALTSVERZEICHNIS	III
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	IX
TABELLENVERZEICHNIS.....	XV
ABKÜRZUNGS- UND SYMBOLVERZEICHNIS.....	XVII
ZUSAMMENFASSUNG	XXIII

TEIL I: MATERIAL UND METHODEN

1 EINLEITUNG.....	3
1.1 Veranlassung und Ziele der Arbeit	3
1.2 Vorgehensweise	6
2 DATEN, DEFINITIONEN UND BEGRIFFE.....	9
2.1 Hydrologische Modelle und Skalen.....	9
2.2 Hydrologische Prozesse	16
2.3 Retention.....	20
2.4 Scheitelabminderung	21
2.5 Kleinrückhaltspezifische Parameter und Definitionen	21
2.5.1 Beckengröße	23
2.5.2 Spezifisches Volumen.....	24
2.5.3 Drosselorgan	24
2.6 Verwendete Daten.....	25
3 UNTERSUCHUNGSGEBIETE	29
3.1 Flussgebiet Blies	31
3.2 Mittlere Blies	32
3.3 Obere Blies	34
3.4 Flussgebiet Prims.....	37
3.5 Thalfanger Bach.....	39

4	SIMULATIONSMODELLE	43
4.1	Allgemeines.....	43
4.2	Verwendete Simulationsmodelle.....	44
4.2.1	NAM-NKF	44
4.2.2	Hydro_As-2d.....	46
4.2.3	WaSiM-ETH	47
4.2.4	WaspTools.....	49
4.3	Modellkalibrierung.....	50
4.3.1	Flussgebiet Blies	51
4.3.2	Mittlere Blies.....	52
4.3.3	Obere Blies.....	53
4.3.4	Flussgebiet Prims	54
4.3.5	Thalfanger Bach	55

TEIL II: RETENTIONSMASSNAHMEN UND RETENTIONSWIRKUNG

5	KLEINRÜCKHALTE	59
5.1	Allgemeines und Vorgehensweise	59
5.2	Stand der Wissenschaft	60
5.3	Beschreibung der Retentionswirkung	67
5.4	Abbildung im Simulationsmodell NAM-NKF.....	69
5.4.1	Berechnung der Abflussbildung.....	70
5.4.2	Berechnung der Abflusskonzentration	74
5.4.3	Berechnung des Wellenablaufs	75
5.5	Voraussetzungen und Restriktionen.....	76
5.5.1	Fließgewässergröße.....	76
5.5.2	Retentionsraum und Volumen.....	77
5.6	Standortfindung.....	77
5.6.1	Herkömmliche Methodik – Feldarbeit	78
5.6.2	GIS basiertes Verfahren	80
5.6.3	Empfohlenes Verfahren.....	83
5.7	Bestimmung des Beckenvolumens.....	84

5.8	Ökologie im Allgemeinen.....	88
5.9	Ökologische Durchgängigkeit im Speziellen	90
5.9.1	Problematik.....	90
5.9.2	Modellversuche.....	91
5.9.2.1	Zielstellung und Vorgehen.....	92
5.9.2.2	Untersuchte Strömungs- und Systemzustände.....	94
5.9.2.3	Ergebnisse.....	95
5.9.2.4	Häufigkeit kritischer Abflüsse	100
5.9.2.5	Erkenntnisgewinn und Fazit	101
5.10	Retentionspotenzial in der Mesoskale	102
5.10.1	Methodik und untersuchte Hochwasser	102
5.10.2	Fiktivsysteme	106
5.10.3	Simulationsergebnisse – Realsysteme	107
5.10.3.1	Obere Blies	107
5.10.3.2	Thalfanger Bach.....	111
5.10.3.3	Vergleich der Gebietseigenschaften	115
5.10.3.4	Langzeitseriensimulation	115
5.10.4	Simulationsergebnisse – Fiktivsysteme	117
5.10.4.1	Einstauhöhe.....	118
5.10.4.2	Spezifisches Volumen und Beckenanzahl	119
5.10.4.3	Drosseloptimierung.....	122
5.10.4.4	Optimierte Systeme.....	126
5.10.4.5	Abflussbildungsparameter	135
5.10.5	Einfluss von Siedlungsflächen.....	136
5.10.6	Nachhaltigkeit der Maßnahmenwirkung	139
5.10.7	Ideen für eine Regionalisierung – Möglichkeiten und Grenzen.....	143
5.11	Upscaling	146
5.11.1	Methodik und Vorgehensweise	146
5.11.2	Ergebnisse.....	147
5.12	Zusammenfassung, Diskussion und Fazit.....	151
6	WEGEBAUMABNAHMEN	157
6.1	Maßnahmenbeschreibung und Definitionen.....	157
6.2	Prozessbeschreibung und Retentionswirkung	158

6.3	Hydrologische Modellierung mit WaSiM-ETH.....	159
6.4	Simulationsergebnisse.....	163
6.5	Vergleich mit einem ingenieurhydrologischen Ansatz.....	166
6.6	Zusammenfassung, Diskussion und Fazit.....	167
7	TIEFLOCKERUNG.....	171
7.1	Allgemeines und Maßnahmenbeschreibung.....	171
7.2	Stand der Forschung.....	173
7.3	Mathematische Beschreibung der Retentionswirkung.....	174
7.4	Abbildung im Modellsystem WaSiM-ETH.....	176
7.5	Vorgehensweise.....	177
7.5.1	Grundlagen, Material und Problematik.....	177
7.5.2	Lösungsstrategie: Einzelrastermodell.....	179
7.5.3	Definition der Upscaling-Randbedingungen.....	180
7.6	Upscaling in die Mesoskala.....	181
7.6.1	Untersuchte Szenarios.....	181
7.6.2	Simulationsergebnisse.....	182
7.7	Zusammenfassung, Diskussion und Fazit.....	184
8	MAßNAHMEN IN DEN TALAUEN.....	189
8.1	Retentionswirkung und Einflussfaktoren.....	190
8.2	Modellbildung – Systeme und Vorgehen.....	193
8.3	Simulationsergebnisse.....	195
8.4	Zusammenfassung, Diskussion und Fazit.....	200

TEIL III: SCHLUSS

9	DISKUSSION UND FAZIT.....	203
	LITERATUR.....	211
	ANHANG.....	223
	Anhang A: Mögliche Bauweisen und Konstruktionen für Kleinrückhalte.....	224
	Anhang B: Tabellarische Darstellung der Kalibrierungsergebnisse.....	226
	Anhang C: Real- und Fiktivsysteme – Fließschemata und Daten.....	232
	Anhang D: Untersuchte Hochwasserereignisse.....	247

Anhang E: Ausgewählte Simulationsergebnisse	254
Anhang F: Geographische Verteilung potenzieller Kleinrückhalte.....	256
Anhang G: Hydrologische Längsschnitte	258
Anhang H: Ergänzende Abbildungen zu Maßnahmen in den Talauen.....	269

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1:	Zeitgenössische, aber unrealistische Darstellung der Hochwasserkatastrophe der Salza im Juni 1815 in der Stadt Langensalza (heute Bad Langensalza im Unstrut-Hainich-Kreis, Thüringen.) Quelle: DEUTSCH (2005).....	3
Abb. 1.2:	Historischer Hochwasserschutz: Menschen bei der Herstellung einer sog. „Stromcoupierung“ (Durchstich). Quelle: EYTELWEIN (1800)	4
Abb. 2.1:	Schematische Darstellung der hydrologischen Prozesse an einem Hangsegment (Quelle: BRONSTERT, 2005 b).....	17
Abb. 2.2:	Möglichkeiten der Oberflächenabflussbildung an einem Hangsegment infolge Infiltrationsüberschuss (links) und infolge Sättigungsüberschuss (rechts). Quelle: Bronstert (1994).....	18
Abb. 3.1:	BRD und Bundesland Saarland mit Lage der Untersuchungsgebiete (UG), Darstellung ohne Maßstab. Quelle: BRD: http://image.excite.de/www/directory/deutschland.gif (abgerufen: 15.12.05), Saarland und UG: eigene Abbildung	30
Abb. 3.2:	Untersuchungsgebiet „Mittlere Blies“ – Übersicht. Darstellung ohne Maßstab. Bildquelle (Orthophoto): Ministerium für Umwelt des Saarlandes, Geodatenzentrum	33
Abb. 3.3:	Untersuchungsgebiet Obere Blies, Darstellung ohne Maßstab. Kartenquelle: Ministerium für Umwelt des Saarlandes, Geodatenzentrum	34
Abb. 3.4:	Blick in das Untersuchungsgebiet Obere Blies. Quelle: eigenes Photo.....	36
Abb. 3.5:	Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach mit Standorten der untersuchten Kleinrückhalte, Darstellung ohne Maßstab. Kartenquelle: Landesamt für Vermessung und Geobasisinformation, RLP.	40
Abb. 3.6:	Blick in das Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach. Quelle: LEY (2006).....	42
Abb. 4.1:	Prinzipielle Funktionsweise des Modells WaSiM-ETH, schematische Darstellung	48
Abb. 5.1:	Definition von Brutto- und Nettovolumen bei KRH.....	62
Abb. 5.2:	Prinzip der Seeretention (stehende Retention)	67
Abb. 5.3:	Beispiele für Nichtumsetzbarkeit von KRH. Bebauung in der Aue (links) und Bauform / hoher Basisabfluss (rechts)	79
Abb. 5.4:	Reduzierung potenzieller Maßnahmenstandorte durch gezielte Filteranwendung auf der Basis eines GIS.....	82

Abb. 5.5:	<i>Exemplarische Darstellung erforderlicher Kenngrößen zur Volumenermittlung auf Basis der TK 25 am Standort Bardenbach. Quelle: MfU Saarland</i>	85
Abb. 5.6:	<i>Beckeninhaltskennlinien, Standort Bardenbach.....</i>	86
Abb. 5.7:	<i>Retentionsberechnung am Standort Bardenbach auf Basis unterschiedlicher Beckeninhaltskennlinien.....</i>	87
Abb. 5.8:	<i>Typische Situation an vorhandenen Wegedurchlässen. Oben: Auskolkungen mit Sohl sprung an der Dammunterseite. Unten: Blanke Betonsohle. Darstellung: KRH 1 u. 2, UG Obere Blies.</i>	90
Abb. 5.9:	<i>Modell eines Kleinrückhalts im Wasserbaulabor mit Messquerschnitten (M). Oben: Übersicht. Unten Drosseldetail.....</i>	93
Abb. 5.10:	<i>Substratschicht im Durchlass. Mindestaufbauhöhe 5 cm (links) und empfohlene Aufbauhöhe 15 cm (rechts)</i>	95
Abb. 5.11:	<i>Messergebnisse. Hier: Wasserstände im Durchlass bei Q = 100 l/s</i>	96
Abb. 5.12:	<i>Messergebnisse. Hier: Fließgeschwindigkeiten im Durchlass bei Q = 100 l/s. Hinweis: Im System mit Sohlsubstrat sind hier die maximalen Fließgeschwindigkeiten im Geschwindigkeitsprofil dargestellt. Die Fließgeschwindigkeiten im Interstitial sind um etwa Faktor 2 kleiner.....</i>	98
Abb. 5.13:	<i>Regelmäßiges Strömungsbild im Mönchbauwerk bei gezielter Energieumwandlung mittels Prallplatte.</i>	98
Abb. 5.14:	<i>Skizzenhafte Darstellung einer möglichen Energieumwandlung im Bereich hinter der Drosselöffnung.....</i>	101
Abb. 5.15:	<i>Schematische Darstellung möglicher Grundformen geographischer Standortverteilungen.....</i>	103
Abb. 5.16:	<i>Scheitelabminderung infolge Kleinrückhalte im UG Obere Blies, dargestellt für vier Hochwasserereignisse.....</i>	109
Abb. 5.17:	<i>Abflussganglinien KRH 1 bis 3, UG Obere Blies, optimierte Formen, Aug. 80.....</i>	110
Abb. 5.18:	<i>Scheitelabminderung infolge Kleinrückhalte im UG Thalfanger Bach, dargestellt für vier Hochwasserereignisse.....</i>	112
Abb. 5.19:	<i>Wirkung der KRH 1,2 und 3 am Modellknoten 6 sowie Wirkung des KRH 5 am Modellknoten 11 im UG Thalfanger Bach.</i>	114
Abb. 5.20:	<i>Vergleichende Darstellung der Abflussganglinien des Hochwasserereignisses vom August 1980 in den UG Obere Blies und Thalfanger Bach. (Hinweis: beide Ganglinien wurden mit identischem Niederschlagsinput generiert).....</i>	116
Abb. 5.21:	<i>Statistische Abflüsse für Ist- und Prognosezustand und prozentuale Veränderung am Gebietsauslass auf Basis der Langzeitseriensimulation, UG Obere Blies.....</i>	117

Abb. 5.22:	<i>Abflussganglinien bei unterschiedlichen Einstauhöhen und gleichen Beckenvolumina. Ereignisse: August 1980 und Januar 1995. UG Obere Blies.....</i>	<i>119</i>
Abb. 5.23:	<i>Hochwasserscheitel in Abhängigkeit des spezifischen Volumens (sV) für unterschiedliche, nicht drosseloptimierte Systeme und vier Hochwasserereignisse</i>	<i>120</i>
Abb. 5.24:	<i>Mögliche Systemverhalten in Abhängigkeit von sV. Ereignis: Januar 1995.....</i>	<i>121</i>
Abb. 5.25:	<i>Wirkung der Drosseloptimierung für das Ereignis vom Januar 1995, exemplarisch für zwei Fiktivsysteme, Obere Blies.....</i>	<i>123</i>
Abb. 5.26:	<i>Realsystem Obere Blies. Wirkung von fünf KRH bei unterschiedlichen Hochwasserereignissen und Optimierung auf das Ereignis vom August 1980.....</i>	<i>124</i>
Abb. 5.27:	<i>Realsystem Obere Blies. Wirkung von fünf KRH bei unterschiedlichen Hochwasserereignissen und Optimierung auf das Ereignis vom Januar 1995.....</i>	<i>125</i>
Abb. 5.28:	<i>Abflussspitzen bei Optimierung auf das Ereignis vom August 1980 und Mindestdrosselöffnungen nach dem Ausuferungs-Prinzip. (DNmin: Mindestdrosselöffnung, DNopt: Optimierte Drosselöffnung).....</i>	<i>128</i>
Abb. 5.29:	<i>Abflussspitzen bei Optimierung auf das Ereignis vom Januar 1995.....</i>	<i>129</i>
Abb. 5.30:	<i>Simulierte prozentuale Scheitelabminderungen für das Ereignis vom Aug. 1980 nach Drosseloptimierung auf Aug. 1980 (oben) und das Ereignis vom Jan. 1995 bei Drosseloptimierung auf Jan. 1995 (unten) mit logarithmischer Regression.....</i>	<i>130</i>
Abb. 5.31:	<i>Prozentuale Scheitelabminderungen durch KRH nach Drosseloptimierung auf die Ereignisse August 1980, Januar 1995 und Dezember 1993.....</i>	<i>131</i>
Abb. 5.32:	<i>Prozentuale Scheitelabminderungen in den UG Thalfanger Bach, Ereignis: August 1980, Beckenoptimierung auf August 1980.....</i>	<i>132</i>
Abb. 5.33:	<i>Prozentuale Scheitelabminderungen im UG Thalfanger Bach und UG Obere Blies, ausgewählte Ereignisse und Systeme</i>	<i>134</i>
Abb. 5.34:	<i>Ergebnis der Sensitivitätsanalyse: Ereignis: August 1980. (SA = Sensitivitätsanalyse, Thalf. = Thalfanger Bach, Thalfang).....</i>	<i>135</i>
Abb. 5.35:	<i>Entwicklung von Abflussganglinien im UG Thalfanger Bach mit Einfluss von Siedlungsflächen. Oben: Ereignis August 1980. Unten: Ereignis Januar 1995.....</i>	<i>137</i>
Abb. 5.36:	<i>Einfluss von Routingprozessen im UG Thalfanger Bach. System: Thalfanger Bach ohne Siedlungsfläche, KRH optimiert.....</i>	<i>138</i>
Abb. 5.37:	<i>Entwicklung der Abflussspitzen um UG Thalfanger Bach von Knoten 12 nach Knoten 13 (Gebietsauslass)</i>	<i>141</i>

Abb. 5.38:	<i>Entwicklung der Scheitelabflüsse im UG Obere Blies in Abhängigkeit von sV. Dargestellt für das Ereignis vom August 1980.....</i>	143
Abb. 5.39:	<i>Streuung der Wellenvolumina und Klassenbildung.....</i>	144
Abb. 5.40:	<i>Abminderungskonstante AK in Abhängigkeit von Volumenklasse und Scheitelabflussspende (q_{ist}).....</i>	145
Abb. 5.41:	<i>Hydrologischer Längsschnitt Blies mit Darstellung amtlicher „Hochwasserbrennpunkte“, Ereignis Dezember 1993 (oben) und Januar 1995 (unten), Istzustand und Prognosezustand bei Umsetzung aller KRH.....</i>	149
Abb. 5.42:	<i>Hydrologischer Längsschnitt Prims mit Darstellung amtlicher „Hochwasserbrennpunkte“, Ereignis Dezember 1993 (oben) und Januar 1995 (unten), Istzustand und Prognosezustand bei Umsetzung aller KRH.....</i>	150
Abb. 6.1:	<i>Dominierende Prozesse entlang eines Grabens. Quelle: CARLUER & DE MARSILY (2004).....</i>	158
Abb. 6.2:	<i>Beispiel für wegebauliche Maßnahme: wasserableitende Mulde mit Entwässerung in die angrenzenden Waldbestände. Quelle: SCHÜLER (2005).....</i>	159
Abb. 6.3:	<i>Schematische Darstellung unterschiedlicher Fließbahnen für Oberflächenabfluss und Interflow in Abhängigkeit von der Haupthangneigung und der Struktur des Wegenetzes. Links: Unterschiedliche Fließrichtungen für Oberflächenabfluss und Interflow. Rechts: Gleiche Fließrichtung für Oberflächenabfluss und Interflow.</i>	160
Abb. 6.4:	<i>Beispiel für die hohe Abflussbereitschaft von Waldwegen. Aufgenommen im Soonwald, Frühjahr 2001. Quelle: BOTT (2002).</i>	161
Abb. 6.5:	<i>Wege, Fließbahnen entlang der Wege und Erosionsspuren im Untersuchungsgebiet Obere Blies. Quelle: eigene Photos.....</i>	162
Abb. 6.6:	<i>Landnutzung und Wegenetz für die untersuchten Szenarios im Untersuchungsgebiet Obere Blies. Quelle: ATKIS-Datensatz.....</i>	163
Abb. 6.7:	<i>Gesamtabfluss am Gebietsauslass für Istzustand und BCS. Ereignis Mai 1993 (oben) und Ereignis Dezember 1993 (unten).....</i>	164
Abb. 6.8:	<i>Abflusskomponenten am Gebietsauslass für Istzustand und BCS. Ereignis Mai 1993 (oben) und Ereignis Dezember 1993 (unten).....</i>	165
Abb. 6.9:	<i>Istzustand und BCS nach dem SCS-Verfahren (Ansatz nach ZAIß, 1989). Ereignis Mai 1993 (oben) und Ereignis Dezember 1993 (unten).....</i>	166
Abb. 7.1:	<i>Schematische Darstellung eines Bodens vor und nach der Durchführung einer Tieflockerung und Darstellung der primären Bodenwasserbewegung im Ist- und im Tieflockerungszustand.</i>	172
Abb. 7.2:	<i>Exemplarische Darstellung der Leitfähigkeit eines Bodens und der Problematik bei der Abbildung im Modellsystem WaSiM-ETH.....</i>	176
Abb. 7.3:	<i>Ergebnisse des Simulationsmodells CATFLOW für einen Ackerstandort. Quelle: SAUER (2006).....</i>	177

Abb. 7.4:	<i>Ergebnisse des Simulationsmodells WaSiM-ETH für den mit CATFLOW untersuchten Ackerstandort. Oben: Initialparametrisierung. Unten: Nach Optimierung der freien Parameter.....</i>	<i>179</i>
Abb. 7.5:	<i>Verteilung der tiefgelockerten Flächen im Untersuchungsgebiet Obere Blies für beide untersuchten Szenarios. Unmaßstäbliche Darstellung.</i>	<i>182</i>
Abb. 7.6:	<i>Simulierte Abflüsse, Istzustand und Tieflockerungsszenario, Obere Blies, Dezember 1993.....</i>	<i>183</i>
Abb. 7.7:	<i>Simulierte Abflüsse, Istzustand und Tieflockerungsszenario, Obere Blies, September 1993.....</i>	<i>184</i>
Abb. 8.1:	<i>Auwald in Aktion. Quelle: BUND, Ortsgruppe Kulmain, Oberpfalz</i>	<i>189</i>
Abb. 8.2:	<i>Prinzip der fließenden Retention entlang eines Gewässerabschnittes.....</i>	<i>190</i>
Abb. 8.3:	<i>Geschwindigkeitsbilanz an einem räumlichen Fluidelement, dargestellt für eine Raumebene.....</i>	<i>191</i>
Abb. 8.4:	<i>Scheitelabflüsse für alle simulierten Varianten (Dezember 1993 oben und Februar 1997 unten).....</i>	<i>197</i>
Abb. 8.5:	<i>Fließzeiten (Wellenlaufzeiten bezogen auf Q_{max}) für alle simulierten Varianten (Dezember 1993 oben und Februar 1997 unten).....</i>	<i>198</i>
Abb. 8.6:	<i>Repräsentatives Querprofil mit Darstellung der Fließgeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen (geographische Lage siehe Abb. 3.2). Lastfall: Dezember 1993, Szenario: Reduzierte Auenbreite, doppeltes Sohlgefälle.....</i>	<i>199</i>

Tabellenverzeichnis

Tab. 1.1:	<i>Untersuchte Maßnahmen, zugrunde liegende Untersuchungsgebiete und verwendete Simulationsmodelle im Überblick.....</i>	<i>7</i>
Tab. 2.1:	<i>Skalenbereiche in der Hydrologie nach Becker (1992).....</i>	<i>10</i>
Tab. 2.2:	<i>Einteilung Hochwasserrückhaltebecken nach DIN 19.700, Teil 12</i>	<i>23</i>
Tab. 3.1:	<i>Pegel im Einzugsgebiet der Blies mit Hauptwerten. Stand: Dezember 2005. Quelle: LUA – Saarland und LUWG – Rheinland Pfalz</i>	<i>32</i>
Tab. 3.2:	<i>Extremwerte gemessener Abflüsse am Pegel Oberthal-Gronig. (Quelle: LUA Saarland – Online-Jahrbuch 2004)</i>	<i>35</i>
Tab. 3.3:	<i>Potenzielle Kleinrückhalte im UG Obere Blies. Beckendaten.....</i>	<i>36</i>
Tab. 3.4:	<i>Pegel im Einzugsgebiet der Prims mit Hauptwerten. Stand: Dezember 2005. Quelle: LUA Saarland.....</i>	<i>38</i>
Tab. 3.5:	<i>Potenzielle Kleinrückhalte im UG Thalfanger Bach. Beckendaten.....</i>	<i>41</i>
Tab. 4.1:	<i>Bewertungsschema der verwendeten statistischen Prüfgrößen.....</i>	<i>51</i>
Tab. 4.2:	<i>Ergebnisse der Kalibrierung des HN-Modells für das Untersuchungsgebiet „Mittlere Blies“</i>	<i>53</i>
Tab. 5.1:	<i>Literaturübersicht Kleinrückhalte. Leere Zeilen: keine Angaben in der Literatur. sV: aus der Literatur oder aus den Literaturangaben berechnet.....</i>	<i>66</i>
Tab. 5.2:	<i>Zusammenhang zwischen Kalenderwoche und hydrologischer Wochenzahl.....</i>	<i>71</i>
Tab. 5.3:	<i>CN-Werte in Abhängigkeit von Bodentyp und Bodennutzung, hier für Bodenfeuchteklasse II.....</i>	<i>73</i>
Tab. 5.4:	<i>Klassenaufteilung potenzieller KRH-Standorte im Einzugsgebiet der Prims</i>	<i>79</i>
Tab. 5.5:	<i>Gründe für Nichtumsetzbarkeit potenzieller KRH-Standorte.....</i>	<i>79</i>
Tab. 5.6:	<i>Am hydraulischen Modell untersuchte Strömungs- und Systemzustände.....</i>	<i>94</i>
Tab. 5.7:	<i>Untersuchte Hochwasserereignisse in den Untersuchungsgebieten Thalfanger Bach und Obere Blies.....</i>	<i>104</i>
Tab. 5.8:	<i>Den Fiktivsystemen zugrundeliegende Einstauhöhen in Abhängigkeit der Volumenklasse</i>	<i>107</i>
Tab. 5.9:	<i>Untersuchte Kleinrückhalte im UG Obere Blies</i>	<i>108</i>
Tab. 5.10:	<i>Untersuchte Kleinrückhalte im UG Thalfanger Bach.....</i>	<i>111</i>

Tab. 5.11:	<i>Einstau- und Überlaufhäufigkeiten der Kleinrückhalte im Gebiet der Oberen Blies bei Zugrundelegung der Niederschlagsreihe „St. Wendel“ (1966 bis 1994).....</i>	<i>116</i>
Tab. 5.12:	<i>Volumina der untersuchten Hochwasserereignisse</i>	<i>145</i>
Tab. 5.13:	<i>Kleinrückhalte in den Flussgebieten von Blies und Prims, eingeteilt in Volumenklassen</i>	<i>147</i>
Tab. 7.1:	<i>Bodenparameter eines Ackerstandortes für den Istzustand und das Tieflockerungsszenario. Quelle: SAUER (2006)</i>	<i>178</i>
Tab. 8.1:	<i>Simulationsergebnisse Maßnahmen in den Talauen</i>	<i>196</i>

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

A

a	Jahr, Jahre (lat.: anno, anni)
Abb.	Abbildung
A_{E0} , A_E	oberirdisches Wassereinzugsgebiet / Einzugsfläche eines Gewässers [km^2 / ha]
AK	Abflusskomponente(n)
ATKIS	Amtliches Topographisch-Kartographisches Informationssystem

B

β	Aufteilungsfaktor der Doppelspeicherkaskade
B	Breite [m, cm]
BCS	Best Case Szenario
BRD	Bundesrepublik Deutschland
BÜK	Bodenübersichtskarte
BUND	Bund für Umwelt und Naturschutz Deutschland
bzgl.	bezüglich

C

CN	innerhalb des SCS-Verfahrens verwendete Curve Number [-]
----	--

D

d	Tag (engl.: day)
D	Niederschlagsdauer [min, h]
DEVS	Deviation nach SCHULZ (1968). Gewichtete Summe der absoluten Abweichung zwischen gemessener und berechneter Ganglinie bezogen auf den Maximalwert der gemessenen Ganglinie.
DEVM	Prüfgröße nach RITSCHER (1971) bezieht den Wert DEVS auf den Mittelwert der gemessenen Ganglinie.
DGK	Deutsche Grundkarte (z. B. DGK 5: Deutsche Grundkarte, Maßstab 1 : 5.000)
DGM	Digitales Geländemodell
D_{krit}	kritische Niederschlagsdauer
DLM	Digitales Landschaftsmodell
DN	Durchmesser-Nennweite [mm]
DN_{min}	Minstdrosselöffnung [mm]
DN_{opt}	optimierte Drosselöffnung [mm]
DSS	Decision Support System
DWD	Deutscher Wetterdienst
ΔQ_{max}	prozentuale Abweichung im Scheitelwert zwischen gemessener und simulierter Ganglinie
ΔTS	absolute Abweichung im Auftretenszeitpunkt von Scheitelwert zwischen gemessener und simulierter Ganglinie

E

€	Währung der Europäischen Union („Euro“)
E	Osten (engl.: east)
EGL	Einheitsganglinie [$\text{m}^3 \text{s}^{-1} \text{mm}^{-1}$]
ELS	Einzellinearspeicher mit $Q_a(t) = S(t) / k$
engl.	englisch
et al.	und andere (lat.: et alii)
ETa	reale Evapotranspiration
ETH	Eidgenössisch Technische Hochschule, Zürich
EU	Europäische Union

F

$f(\dots)$	mathematische Funktion von ...
FK	kanalisierte Teilfläche im Simulationsmodell NAM-NKF
FN	überwiegend natürliche Teilfläche im Simulationsmodell NAM-NKF
FV	finite Volumen

G

gem.	gemäß
GIS	Geographisches Informationssystem
Gl.	Gleichung
GPS	Global Positioning System

H

h	Stunde (lat.: hora)
h_A	Abflusshöhe [mm]
ha	Hektar
h_N	Niederschlagshöhe [mm]
HN	hydrodynamisch-numerisch
HQ_T	Hochwasserscheitelabfluss, der statistisch alle T_n Jahre auftritt [m^3/s]
HRB	Hochwasserrückhaltebecken
Hrsg.	Herausgeber
HWSK	Hochwasserschutzkonzept / Hochwasserschutzkonzeption

I

inkl.	inklusive
I_s	Sohlgefälle [%]

K

k	Speicherkonstante des Einzellinearspeichers [h]
K_1, K_2	Speicherkonstante der Doppelspeicherkaskade [h]
Kap.	Kapitel
KM	Kalinin-Miljukov
km	Kilometer
km^2	Quadratkilometer
Kn	Knoten
konst.	konstant

KOSTRA	Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertung
KRH	Kleinrückhalt, Kleinrückhalte
k_{St}	Rauhigkeitsbeiwert nach Strickler [$m^{1/3}/s$]
L	
l/s	Abfluss in Liter pro Sekunde
L	Länge [m, cm]
lat.	lateinisch
LfU	Landesamt für Umweltschutz des Saarlandes, heute: LUA
LKVG	Landesamt für Kataster-, Vermessungs- und Kartenwesen des Saarlands
L_{sp}	spezifische Länge [km/km^2]
LUA	Landesamt für Umwelt- und Arbeitsschutz des Saarlandes
LUWG	Landesamt für Umwelt, Wasserwirtschaft und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz
LZS	Langzeit-Seriensimulation
M	
m	Meter
m^2	Quadratmeter
m^3	Kubikmeter
m^3/s	Abfluss in Kubikmeter pro Sekunde
m+NN	Meter über Normalnull
max.	maximal
min	Minute
mind.	mindestens
MfU	Ministerium für Umwelt des Saarlands
MQ	mittlerer Abfluss [m^3/s]
N	
n_1, n_2	Anzahl der Speicher der Doppelspeicherkaskade [-]
N	Norden (engl. north)
N-A	Niederschlag-Abfluss (z. B. N-A-Modell)
NAM-NKF	Niederschlag-Abfluss-Modell für natürliche und kanalisierte Flächen
O	
o. g.	oben genannt, oben genannte, oben genannten
opti.	optimiert
Q	
Q	Abfluss [m^3/s]
Q_A	Ausuferungsabfluss [m^3/s]
$Q_a(t)$	Abfluss aus einem Einzellinearspeicher in Abhängigkeit der Zeit
$Q_{Dr.}$	Drosselabfluss eines HRB bzw. KRH [m^3/s]
R	
R_{eff}	Modelleffizienz (= modifizierte Standardabweichung)
R^2	Bestimmtheitsmaß

RHR	Rückhalteraum
RLP	Rheinland-Pfalz
RQ	konstante Regelabgabe eines Rückhalteraus [m ³ /s]
RÜB	Regenüberlaufbecken
S	
s, sec.	Sekunde
S(t)	Speichervolumen eines Einzellinearspeichers in Abhängigkeit der Zeit
SCS	U.S. Soil Conservation Service
SL	Saarland
SMS	Surface Water Modelling System
s. o.	siehe oben
sog.	so genannte
STAN	modifizierte Standardabweichung (= Modelleffizienz)
s. u.	siehe unten
sV	spezifisches Volumen [m ³ /km ²]
T	
t	Zeit (engl.: time) [h, min, s, d]
T	Tiefe [m, cm]
Tab.	Tabelle
TK	Topographische Karte (z. B. TK 25 = Topographische Karte, Maßstab 1 : 25.000)
T _n	statistisches Wiederkehrintervall, Wiederholungszeitspanne [a]
U	
u. a.	unter anderem
UFT	Übertragungsfunktion [1/h]
UG	Untersuchungsgebiet
UH	Unit Hydrograph
usw.	und so weiter
u. U.	unter Umständen
V	
V	Volumen [m ³ , hm ³ , mio. m ³]
v	spezifisches Volumen einer Hochwasserwelle [mm]; Geschwindigkeit [m/s]
v. a.	vor allem
vgl.	vergleiche
VN21	21-tägiger Vorregenindex
VOL	Volumenabweichung zwischen gemessener und simulierter Ganglinie (Volumenbilanz)
W	
WaSiM	Wasserhaushalts-Simulationsmodell
WB3	Weibull-Verteilung, Typ 3

WSP Wasserspiegel

Z

z. B. zum Beispiel

z. T. zum Teil

zw. zwischen

z. Zt. zur Zeit

Zusammenfassung

Die hier vorliegende Dissertation befasst sich mit der quantifizierenden Wirkungsabschätzung von dezentralen und naturnahen Hochwasserschutzmaßnahmen auf mesoskaligem Betrachtungsmaßstab und soll die hydrologischen Grundlagen für das im Rahmen des Interreg III B Projektes „Water Retention by Landuse“ (WaReLa) entwickelte DSS liefern. Deshalb wurden mit Hilfe von geeigneten, hydraulischen und hydrologischen Simulationsmodellen die folgenden, im WaReLa-Projekt im Wesentlichen umgesetzten Retentionsmaßnahmen modelliert: Auwaldaufforstung, Kleinrückhalte, Tieflockerung und wegebauliche Maßnahmen. Der Schwerpunkt lag dabei bei der Betrachtung der Kleinrückhalte, da für diesen Maßnahmentyp ein Regionalisierungsverfahren zur schnellen Wirkungsabschätzung entwickelt werden sollte. Neben der quantitativen Betrachtung der hochwassermindernden Wirkung der einzelnen Maßnahmen werden auch die Grenzen der eingesetzten Simulationsmodelle aufgezeigt, diskutiert und Lösungsansätze für die jeweils untersuchten Fragestellungen vorgeschlagen, die Impulse für die Weiterentwicklung der Modellsysteme geben.

Für die Auwaldaufforstung wurde das zweidimensional instationäre Strömungsmodell Hydro_As-2d auf der Basis des Rauigkeitsansatzes nach *Manning-Strickler* auf einen rund 7,0 km langen Abschnitt eines Auetalgewässers angewendet. Das Modell bildet den in der Realität dreidimensional instationären Prozess lediglich zweidimensional ab, d. h. alle zum Erdmittelpunkt hin gerichteten Strömungsanteile werden generell vernachlässigt. Die Vernachlässigung dieser in der Realität tatsächlich subdominanten Strömungskomponente wurde zugunsten einer besseren Modellierbarkeit und deutlich schnelleren Rechenzeiten in Kauf genommen. Zudem waren dem Autor zum Zeitpunkt der Fertigstellung dieser Arbeit noch keine dreidimensional instationären Simulationsmodelle bekannt, die auf Fließgewässersysteme der hier untersuchten Größenordnung erfolgreich angewendet werden können. Als kritisch muss der Ansatz nach *Manning-Strickler* in Verbindung mit Fragestellungen zur Auswirkung von Bewuchsstrukturen gesehen werden. Hierfür existieren derzeit mit DVWK (1991) neuere Berechnungsmethoden, die jedoch zum Zeitpunkt der Fertigstellung dieser Arbeit noch nicht in das verwendete Simulationsmodell implementiert waren. Deshalb wurde im Rahmen dieser Dissertation das eindimensional stationäre Modell WaspTools verwendet, um Bewuchsstrukturen nach DVWK (1991) in korrespondierende Rauigkeitsbeiwerte nach *Manning-Strickler* zu übersetzen, die dann in Hydro_As-2d angesetzt wurden. Bezüglich der hochwassermindernden Wirkung der Maßnahme Auwaldaufforstung konnte festgestellt werden, dass sich die Wirkung nahe der modelltechnischen Nachweisbarkeitsgrenze bewegt. Als Referenzereignisse dienten ein ca. 5-10 jährliches sowie ein ca. 50-80 jährliches Hochwasserereignis. In allen untersuchten Fällen blieb die relative Scheitelabminderung deutlich unter 1 %.

Der Maßnahmentyp Kleinrückhalte wurde zunächst anhand von zwei Einzugsgebieten der Mesoskala (Obere Blies, A_E ca. 8,5 km² und Thalfanger Bach, A_E ca. 17 km²) sowie anhand von mehreren hieraus abgeleiteten Fiktivsystemen mit Hilfe des konzeptionellen Flussgebietsmodells NAM-NKF untersucht. Die Untersuchung von Fiktivsystemen diente der Identifikation derjenigen Modellparameter, die den Effekt – also die Hochwassermindernde Wirkung der Maßnahme – im Wesentlichen bewirken. Anschließend erfolgte eine Betrachtung des Maßnahmentyps „Kleinrückhalte“ in den Flussgebieten von Prims (A_E ca. 730 km²) und Blies (A_E ca. 1.890 km²). In NAM-NKF werden Abflussbildungsprozesse anhand von empirischen Ansätzen in Verbindung mit Ansätzen der allgemeinen Speicheranalogie simuliert. Eine Parametrisierung des Modells auf der Basis von physikalisch begründeten Daten, die z. B. durch Feldmessungen erhoben werden können, ist nur sehr begrenzt möglich. Die Mehrzahl der Parameter ist mehr oder weniger frei wählbar und bestenfalls auf der Basis von empirischen Untersuchungen begründbar. Der relativ hohe Freiheitsgrad der Modellparameter erfordert deshalb unbedingt eine Kalibrierung des Modells anhand von gemessenen Daten. Selbst nach „erfolgreicher“ Modellkalibrierung muss die Genese der Abflüsse kritisch betrachtet werden, was insbesondere Aussagen an sog. Zwischenknoten erschwert – also in Bereichen innerhalb des Gewässer- bzw. Modellsystems, wo keine Kontrolle anhand von Pegelaufzeichnungen möglich ist. Für die Modellierung des Maßnahmentyps Kleinrückhalte wurde die relativ wenig prozessorientierte Abflussbildungsberechnung des Modells in Kauf genommen, weil die eigentliche Maßnahme in jedem Detail den hydraulischen Prozessen entsprechend – also physikalisch begründet – abgebildet werden kann. Die Simulationsergebnisse zeigen, dass die Retentionswirkung von Kleinrückhalten entscheidend vom Volumen der jeweiligen Standorte und vom Volumen des betrachteten Hochwassers abhängt. In Abhängigkeit des Volumens wurden Scheitelabminderungen – je nach Ereignis – von < 1 % bis über 60 % simuliert. Generell konnte festgestellt werden, dass Standorte mit einem Einzelvolumen von < 1.000 m³ generell nicht signifikant zur Hochwasserminderung beitragen. Mit zunehmender Einzugsgebietsgröße steigt dieser untere Grenzwert sogar noch leicht an. In den mesoskaligen Einzugsgebieten von Blies und Prims konnte nachgewiesen werden, dass die Klasse der Kleinrückhalte mit Volumina < 5.000 m³ zwar vergleichsweise häufig vorkommt, jedoch nur einen geringen Beitrag von rund 3 % zum Gesamtvolumen leistet. Begründet dadurch, dass Routing-Prozesse in Kopfgebieten (hier bis 20 km²) bei der Hochwasserentstehung als subdominant angesehen werden können, spielt auch die Lage der Maßnahmenstandorte in solchen Gebieten nur eine untergeordnete Rolle. Entscheidend ist die Summe des Volumens der Einzelstandorte. Liegt das Gesamtvolumen unter einem Wert von 2,0 mm Gebietsrückhalt, so kann davon ausgegangen werden, dass die Maßnahmen nicht signifikant zur Hochwasserminderung beitragen können. Das Retentionspotenzial der Kleinrückhalte kann entscheidend gesteigert werden, wenn die Drosselöffnungen der Kleinrückhalte entsprechend optimiert werden. Die Arbeit stellt ein einfach handhabbares Regionalisierungsverfahren zur Abschätzung des Retentionspotenzials in mesoskaligen Einzugsgebieten (bis 20 km²) vor. Das Verfahren unterstellt dabei ein drosseloptimiertes System, sodass bei generell positiver Einschätzung der Retentionswirkung die Anwendung eines detaillierten N-A-Modells weiterhin erforderlich ist. Im umgekehrten Fall kann von einer weiteren Verfolgung des Maßnahmentyps

Kleinrückhalte abgesehen werden. Als überregionale Maßnahme, d. h. als Maßnahme zur Verbesserung des Hochwasserschutzes in Flussgebieten sind Kleinrückhalte eher ungeeignet. In den Einzugsgebieten von Blies und Prims würden jeweils 104 bzw. 79 Standorte mit einem Gesamtvolumen von 1,9 bzw. 2,5 mm zu Scheitelabminderungen am Gebietsauslass von 2-4 % bzw. 3-5 % bei interessanten, schadbringenden Hochwasserereignissen führen.

Die Maßnahmentypen Tieflockerung und wegebauliche Maßnahmen wurden mit Hilfe des Simulationsmodells WaSiM-ETH im Einzugsgebiet der Oberen Blies untersucht. Eine Schwierigkeit stellte dabei insbesondere die Abbildbarkeit beider Maßnahmentypen im Modellsystem dar. Die Betrachtung der Maßnahme Tieflockerung erfolgte dabei auf Basis der von SAUER (2006) durchgeführten Feldarbeiten und Modellierungen an einem kleinräumigen Hangsegment. Die prozessorientierte Modellierung mit CATFLOW zeigt, wie die experimentell gewonnenen Prozesskenntnisse, die an einem rund 30 m² großen Hang erarbeitet wurden, abgebildet werden können. Die Zusammenarbeit mit SAUER (2006) zeigte, dass die hydrologische Wirkung der Tieflockerung maßgeblich auf eine Verlangsamung der lateralen Fließbewegungen des Bodengewässers zurückzuführen ist. Aufgrund des nur eindimensionalen Modellkonzeptes von WaSiM-ETH konnte die hydrologische Wirkung dieser Maßnahme nur nachgeahmt, nicht jedoch erklärend nachgebildet werden. Es wird eine Möglichkeit gezeigt, die Prozesskenntnisse auf das Modell für die Mesoskala (WaSiM-ETH) zu übertragen – hierbei werden aber insbesondere die Grenzen der derzeit zur Verfügung stehenden Modelle gezeigt und diskutiert. Die Erkenntnisse dieser Zusammenarbeit führen jedoch zu einer deutlich höheren Belastbarkeit der Ergebnisse und zeigen die unterschiedlichen Modellansätze in Abhängigkeit der hydrologischen Raumskala.

Ähnlich problematisch war die Abbildung der wegebaulichen Maßnahmen, so dass hier nur eine Maximalbetrachtung durchgeführt werden konnte. Es ist also davon auszugehen, dass die genannten Ergebnisse die Wirkung der wegebaulichen Maßnahmen leicht überschätzen. Für das untersuchte mesoskalige Einzugsgebiet der Oberen Blies liegen die simulierten Scheitelabminderungen für das zugrunde liegende Hochwasserereignis vom Dezember 1993 (ca. HQ₁₀) bei < 5 % für die beiden untersuchten Maßnahmentypen. Generell sind die Möglichkeiten der Tieflockerung und der wegebaulichen Maßnahmen als Hochwasserschutzmaßnahmen begrenzt auf kleinere, 1-5 jährliche Ereignisse. Große, schadbringende Ereignisse können nicht signifikant abgemindert werden.

Teil I
Material und Methoden

1 Einleitung

1.1 Veranlassung und Ziele der Arbeit

Die hier vorliegende Dissertation beschäftigt sich im weitesten Sinne mit dem Thema „Hochwasser“ und „Hochwasserschutz“. Seit Menschengedenken stellen Sintfluten und Hochwasser eine Gefahr für Hab und Gut der Menschen und im schlimmsten Fall auch eine Gefahr für Leib und Leben dar. Aufzeichnungen über Hochwasserkatastrophen gehen bis ins frühe Mittelalter zurück, wie beispielsweise die Dokumentation zum Hochwasserereignis von 1012 an der Donau zeigt: „In jener Zeit trat die Donau in Bayern über ihre Ufer und der Rhein ebenfalls. So kam eine unzählbare Menge

Menschen und Vieh um, und auch viele Gebäude und Wälder wurden durch die Gewalten der Fluten zerstört“ (BRENNER, 2004). Die Bedeutsamkeit solcher Naturkatastrophen wird auch bei der Betrachtung historischer Bilder und Zeichnungen ersichtlich, wenngleich solche Werke immer auch einer gewissen künstlerischen Freiheit unterliegen und

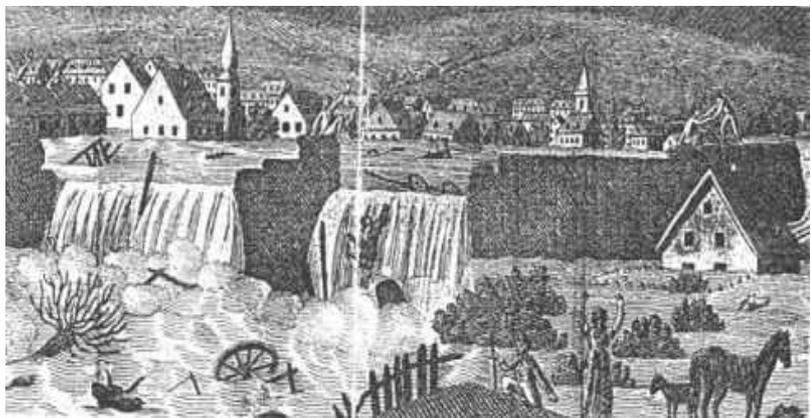


Abb. 1.1: Zeitgenössische, aber unrealistische Darstellung der Hochwasserkatastrophe der Salza im Juni 1815 in der Stadt Langensalza (heute Bad Langensalza im Unstrut-Hainich-Kreis, Thüringen.) Quelle: DEUTSCH (2005)

somit zur Verwendung für wissenschaftliche Zwecke nur bedingt geeignet sind (vgl. Abb. 1.1). Dennoch zeigen historische Aufzeichnungen eindrucksvoll, dass Hochwasser und Hochwasserschutz seit jeher Gegenstand des öffentlichen Interesses war (vgl. Abb. 1.2). In jüngster Zeit, insbesondere aufgrund der „Jahrhundertfluten“ vergangener Jahre wie z. B. an Rhein (Dezem-

ber 1993, Januar 1995) und Elbe (August 2002, April 2006) wurden die Diskussionen rund um das Thema Hochwasser und Hochwasserschutz neu entfacht und Schutzkonzepte laut gefordert.

Hochwasser ist als Teil des natürlichen Wasserkreislaufs ein Naturereignis, sein Ausmaß ist abhängig von Wetter und Gebietseigenschaften. Für die Natur sind Hochwasserereignisse notwendiger Bestandteil und Voraussetzung vieler Vorgänge und Prozesse. Die Natur kennt keine schädlichen Abflüsse oder Hochwasserschäden. Auch wenn ein System sich nach einem Hochwasser nicht wieder regeneriert, sondern einem anderen Zustand zustrebt, muss dies als natürlich angesehen werden (LEY, 2006).

Wissenschaftlich betrachtet sind die zur Entstehung von Hochwasser beitragenden Abflussbildungsprozesse vielfältig, hochgradig nichtlinear und zudem abhängig von der Charakteristik



Abb. 1.2: Historischer Hochwasserschutz: Menschen bei der Herstellung einer sog. „Stromcoupierung“ (Durchstich). Quelle: EYTELWEIN (1800)

sowie dem Zustand des jeweiligen Einzugsgebietes zu Ereignisbeginn (BRONSTERT, 2005 b ; CASPER, 2002; GUTKNECHT, 2004; NIEHOFF, 2001). Losgelöst von einer streng prozessorientierten Beschreibung der Hochwasserentstehung (vgl. Kap. 2.2) sagen PLATE (1996) und KLEEBERG & ROTHER (1996) sinngemäß, dass die Entstehung von Hochwasser grundsätzlich auf überdurchschnittlich hohe Niederschläge, eventuell in

Verbindung mit Schneeschmelze und gleichzeitig geringem Speicherpotenzial im Einzugsgebiet zurückzuführen ist. Diese eher allgemeine Aussage wird durch die Wasserhaushaltsgleichung (Gleichung 1.1) belegt.

$$h_A = h_N - ETa - \Delta s \quad [mm] \quad (1.1)$$

h_A	Abflusshöhe
h_N	Niederschlagshöhe
ETa	reale Evapotranspiration
Δs	Gebietsspeicheränderung

Der Mensch greift zudem seit jeher auf vielfältige Art und Weise, meist unbewusst in das mittels Gleichung (1.1) beschriebene System ein, z. B. durch die Bewirtschaftung von Ackerflächen, das Sesshaftwerden in Siedlungen, die Umgestaltung von Flüssen zu Transportwegen (Stauhaltungen) usw. Unstrittig ist, dass hierbei die Speichereigenschaften eines Gebietes und –

je nach Art und Ausprägung des Eingriffs – auch die Evapotranspiration modifiziert wird. Als Eingriffe, die eine Abflusszunahme bzw. Abflussverschärfung verursachen, gelten allgemein: Nutzung von Flächen als Acker- und Weideland, Urbanisierung, Oberflächenversiegelung, Gewässerausbau, Eindeichung usw. (BRONSTERT, 2005 b; ENGEL, 1995; KLEEBERG & ROTHER, 1996; KÖHLER, 1992; MENDEL ET AL, 1997; MENDEL, 2000; SARTOR, 1998; VAN DER PLOEG ET AL, 2001; NIEHOFF, 2001). Ob und mit welcher Konsequenz sich durch menschliches Handeln auch Häufigkeit und Ausmaß extremer Wetterlagen und Niederschläge ändern – z. B. infolge der prognostizierten globalen Erwärmung – wird in der Fachwelt derzeit z. T. kontrovers diskutiert (BRONSTERT, 1996; CASPARY & BÁRDOSSYS, 1995; ENGEL, 1995; GLASER, 2001; NIEHOFF, 2001), soll jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter untersucht werden. Unstrittig ist jedoch die Tatsache, dass die prognostizierte bzw. gemessene Erhöhung der globalen Durchschnittstemperatur zu einer Intensivierung des Wasserkreislaufs im Allgemeinen führen wird. Die Folge einer solchen Intensivierung können höhere Niederschläge und Veränderungen im Niederschlagsregime sein (LAWA, 2003; ZIMMERMANN ET AL., 2004).

Eine Häufung extremer Witterungsverhältnisse und daraus resultierende Hochwasserereignisse der letzten Jahre haben das Bewusstsein für den Hochwasserschutz in Gesellschaft, Politik und Wissenschaft geschärft. Dabei steht heute mehr denn je ein umweltverträglicher Hochwasserschutz im Vordergrund. Gefordert werden naturnahe Konstruktionen, die sich in die Landschaft möglichst gut einfügen, die Integration in andere Nutzungsformen ermöglichen und möglichst geringe Kosten verursachen. Politik und Gesellschaft geben heute dem dezentralen Hochwasserschutz, bestehend aus mehreren kleinen Einzelmaßnahmen den Vorzug vor großen, zentralen, technischen Maßnahmen. Dezentraler Hochwasserschutz hat das Ziel, das zum Hochwasser beitragende Wasser dort zurückzuhalten, wo es auftritt, nämlich in der Fläche. Als Nachteil der dezentralen Lösungen gelten die infolge der großen Anzahl der Maßnahmen vergleichsweise hohen Planungskosten, die häufig in einem ungünstigen Verhältnis zu den Herstellungskosten stehen.

Ein nachhaltiges Hochwasserschutzkonzept besteht gemäß LAWA (1999) aus den 4 Bausteinen „*Technischer Hochwasserschutz*“, „*Verhaltens- und Hochwasservorsorge*“, „*Hochwasservorhersage*“ und „*Rückhalt in der Fläche*“. Maßnahmen der Verhaltens- und Hochwasservorsorge, die eng an eine gut funktionierende Hochwasservorhersage gebunden sind, greifen – wie auch die Hochwasservorhersage selbst – nicht in das mittels Gleichung (1.1) beschriebene hydrologische System ein. Sie können diesbezüglich auch als indirekte Maßnahmen interpretiert werden und werden hier nicht weiter betrachtet. Technische Hochwasserschutzmaßnahmen haben je nach Konzeption zwei Ziele. Maßnahmen wie beispielsweise Hochwasserrückhaltebecken, Polder, Talsperren (sofern für Hochwasserschutz zwecke vorgesehen) usw. zielen auf die Reduzierung der Abflusshöhe h_A durch temporären Hochwasserrückhalt, wohingegen Deiche, Schutzmauern, mobile Elemente usw. lediglich einen Schutz vor der Abflusshöhe h_A darstellen, diese jedoch nicht wesentlich reduzieren (lokale Effekte durch ggf. entfallendes Retentionsvolumen seien vernachlässigt).

Moderner Hochwasserschutz richtet seinen Fokus heute mehr denn je auf dezentrale, naturnahe Maßnahmen zur Erhöhung des Wasserrückhalts in der Fläche (LAWA, 1995, 2003). Konkrete Handlungsempfehlungen und Leitlinien wie z. B. LAWA (1995, 2003) und BMU (1998, 2002) nennen deshalb auch entsprechende Maßnahmen zur Erhöhung des Rückhaltes in der Fläche. Die Hochwassermindernde Wirkung solcher Retentionsmaßnahmen begründet sich je nach Maßnahmentyp in größeren Gebiets Speichern und/oder einer erhöhten Verdunstung. Ziel solcher Maßnahmen ist es also, die Intensität und das Volumen der Abflüsse zu reduzieren (Reduzierung der Abflusshöhe h_A in Gleichung 1.1). Inwieweit die einzelnen Maßnahmen tatsächlich in der Lage sind, insbesondere auch vor großen, schadbringenden Hochwassern zu schützen, bzw. diese entsprechend abzumildern, soll im Rahmen der hier vorliegenden Arbeit quantifizierend untersucht werden. Unstrittig ist, dass naturnahe Maßnahmen i. d. R. sowohl die Belange des Hochwasserschutzes als auch des Naturschutzes vereinen können. Zusätzlich zu allen getroffenen Hochwasserschutzmaßnahmen ist es von besonderer Wichtigkeit, das Bewusstsein der Bevölkerung zu schärfen, denn Ereignisse, die zu hohen Schäden führten, gab es in der Vergangenheit und die Wahrscheinlichkeit, dass sich solche Ereignisse wiederholen, ist auch in Zukunft weiterhin gegeben. Hochwasserschutz kann das Risiko mindern, einen 100%-igen Schutz wird es nicht geben.

Das Ziel dieser Arbeit besteht demnach im Wesentlichen darin, mögliche Rückhaltemaßnahmen in der Fläche im Hinblick auf ihr Retentionsverhalten bei Hochwasserereignissen mit Hilfe geeigneter hydraulisch-hydrologischer Simulationsmodelle quantifizierend zu bewerten und – sofern möglich – die wesentlichen, den Retentionsprozess maßgeblich beeinflussenden Parameter zu identifizieren. Hierfür wurden exemplarisch Modellanwendungen in mehreren Untersuchungsgebieten durchgeführt.

Die Ergebnisse dieser Arbeit beschränken sich bezüglich der Charakteristik der zugrunde liegenden Hochwasserereignisse sowie der Gebiets- und Gewässercharakteristiken in ihrer Aussagekraft auf mesoskalige Mittelgebirgsregionen der Saar-Lor-Lux Region (vgl. Kap. 3, Gebietsbeschreibungen).

1.2 Vorgehensweise

Das Ziel dieser Arbeit besteht, wie bereits einleitend erwähnt, darin, die Wirkung der im EU Interreg III B Projekt „Water Retention by Landuse“ (WaReLa) – in dessen Rahmen diese Arbeit entstand – implementierten Retentionsmaßnahmen in der Fläche auf den Hochwasserabfluss in der Mesoskala zu quantifizieren. Als Retentionsmaßnahmen wurden folgende Handlungsoptionen detailliert untersucht:

- Kleinrückhalte
- Wegebaumaßnahmen
- Tieflockerung
- Maßnahmen in den Talauen (Auwaldaufforstung / Auwaldsukzession)

Der Hauptfokus lag dabei auf dem Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“. Das Retentionspotenzial der o. g. Maßnahmentypen begründet sich durch z. T. sehr unterschiedliche Wirkungsmechanismen innerhalb des hydraulisch-hydrologischen Gesamtprozesses der Abflussgenese, bestehend aus den klassischen Komponenten „Abflussbildung, Abflussakkumulation und Wellenablauf“. Demzufolge mussten für jeden individuellen Maßnahmentyp zunächst ein (oder mehrere) geeignete(s) Untersuchungsgebiet(e) (UG) definiert werden. Da für jeden Maßnahmentyp jeweils ein Systemzustand mit und ohne Maßnahmen untersucht wurde, war die Arbeit mit geeigneten Simulationsmodellen unumgänglich, weshalb abhängig vom Maßnahmentyp ein jeweils geeignetes Modell gewählt wurde. Innerhalb der gewählten Untersuchungsgebiete sollte die Umsetzbarkeit des jeweils untersuchten Maßnahmentyps grundsätzlich gegeben sein. Der Anspruch an die gewählten Simulationsmodelle war vielschichtig und teilweise widersprüchlich. Sie sollten einerseits die dominanten hydrologischen Prozesse gem. Kap. 2 möglichst physikalisch begründet abbilden, andererseits eine Parametrisierung aufweisen, die den Modelleinsatz in der Mesoskala ermöglicht. Tabelle 1.1 gibt einen Überblick über die hier zugrunde liegenden Untersuchungsgebiete und die verwendeten Simulationsmodelle. Eine detaillierte Beschreibung der UG und Simulationsmodelle erfolgt in den Kapiteln 3 und 4.

Tab. 1.1: *Untersuchte Maßnahmen, zugrunde liegende Untersuchungsgebiete und verwendete Simulationsmodelle im Überblick.*

Untersucher Maßnahmentyp	Untersuchungsgebiet	Simulationsmodell
Kleinrückhalte	Flussgebiet Blies	NAM-NKF WaspTools
	Obere Blies	
	Flussgebiet Prims	
	Thalfanger Bach	
Wegebaumaßnahmen	Fiktivsysteme	WaSiM-ETH
	Obere Blies	
Tieflockerung	Obere Blies	WaSiM-ETH
Maßnahmen in den Tal- auen	Mittlere Blies	HYDRO_AS-2D
		WaspTools

Die vorliegende Arbeit besteht im Wesentlichen aus drei Teilen. Im ersten Teil der Arbeit „Material und Methoden“ werden die wesentlichen Begriffe definiert, die Untersuchungsgebiete sowie die verwendeten Simulationsmodelle und die Datengrundlagen beschrieben.

Im zweiten Teil „Retentionsmaßnahmen und Retentionswirkung“ werden die o. g. Handlungsoptionen in den jeweiligen Untersuchungsgebieten detailliert untersucht sowie verbal und mathematisch beschrieben. Die Simulationsergebnisse werden vor dem Hintergrund der zugrunde liegenden Modellkonzepte kritisch bewertet und diskutiert. Für den Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“ wird ein Verfahren zur Regionalisierung – also eine Methode zur Wirkungsabschätzung in nicht mittels N-A-Modell beschriebenen Gebieten – vorgestellt. Mit Hilfe dieses Regionalisierungsverfahrens lässt sich das Retentionspotenzial von Kleinrückhalten anhand von

einfach bestimmbar Parametern und Gebietskenngrößen abschätzen bzw. bei gegebenem Schutzziel das Maß an erforderlichem Gebietsrückhalt bestimmen.

Im Schlussteil der Arbeit werden die wesentlichen Erkenntnisse aus dieser Arbeit in einem Fazit zusammengefasst und diskutiert, sowie Forschungsdefizite aufgezeigt.

2 Daten, Definitionen und Begriffe

2.1 Hydrologische Modelle und Skalen

Der Begriff *Modell* ist vielbedeutend und wird je nach Disziplin und Fachgebiet sehr unterschiedlich interpretiert: Der Begriff Modell stammt aus dem italienischen und bedeutet ganz allgemein: „*Vorbild, Muster, Entwurf von Gegenständen, auch gedankliche Konstruktionen*“ (BROCKHAUS, 2002). Im Bereich der Kunst (Malerei und Bildhauerkunst) versteht man unter einem Modell einen Naturgegenstand, insbesondere den Mensch, als Vorbild künstlerischer Gestaltung. In der Bildhauerkunst kann das Modell auch ein „*genaues Vorbild des endgültigen Werkes sein, z. B. ein Gipsmodell, das in Stein oder Holz übertragen oder in Bronze gegossen wird*“. In der Modeszene hingegen versteht man unter einem Modell den „*ausgeführten Entwurf der Mode schaffenden, der als Einzelstück Verwendung findet oder abgewandelt als Vorlage für die serienmäßige Herstellung (Konfektion) dient*“. Im Bereich der Naturwissenschaft und Technik ist ein Modell allgemein definiert als: „*Ein materielles Objekt oder theoretisches Konstrukt, das einem Untersuchungsgegenstand in bestimmten Eigenschaften oder Relationen entspricht (Struktur-, Funktions- oder Verhaltensanalogie) und für sonst nicht mögliche oder zu aufwändige experimentelle Untersuchungen, mathematische Berechnungen, Erklärungs- oder Demonstrationszwecke oder zur Optimierung des Originals verwendet wird*“ (BROCKHAUS, 2002).

Wenn im weiteren Verlauf dieser Arbeit von „*Modellen*“ die Rede ist, so sind überwiegend *mathematische Modelle* gemeint; dies sind hier hydrologische und hydraulische *Simulationsmodelle* im engeren Sinn. Eine Ausnahme bildet das in Kapitel 5 behandelte wasserbauliche *Modell* eines Kleinrückhaltes. Im Kontext dieser Thematik wird der Begriff Modell als Synonym für „*Konstruktion*“, „*exemplarisches Bauwerk*“ und „*materielles Objekt zu Demonstrationszwecken*“ verwendet.

Hydrologische und hydraulische Simulationsmodelle sind zentrale Instrumente innerhalb der Wasserwirtschaft. Sie können zur Hoch- und Niedrigwasservorhersage ebenso verwendet werden wie zur Analyse von historischen Ereignissen und bieten zusätzlich die Option der Berücksichtigung von Maßnahmen in verschiedenen hydrologischen Skalenebenen nach Tabelle 2.1.

Tab. 2.1: Skalenbereiche in der Hydrologie nach Becker (1992)

Hauptbereiche	Übergangsbereiche	charakteristische Gewässerlängen [km]	charakteristische Flächen [km ²]
Makroskale	-	> 100	> 10.000
	unterer erweiterter Makroskalenbereich	30 – 100	1.000 – 10.000
Mesoskale	oberer erweiterter Mesoskalenbereich	10 – 30	100 – 1.000
	-	1 – 10	1 – 100
	unterer erweiterter Mesoskalenbereich	0,1 – 1,0	0,1 – 1,0
Mikroskale	oberer erweiterter Mikro- skalenbereich	0,0030 – 0,100	0,001 – 0,1
	-	> 0,003	> 0,001

Bei den Ansätzen für mathematische Simulationsmodelle lassen sich grundsätzlich zwei Arten unterscheiden: *deterministische* (parametrische) und *stochastische* (statistische) Modelle. Im ersten Fall wird eine physikalisch beschreibbare (deterministische) Abhängigkeit (Ursache-Wirkung Gesetz) zwischen den Variablen vorausgesetzt. Diese Ansätze werden bei einfachen überschaubaren Zusammenhängen bevorzugt. Abhängig vom Grad der Berücksichtigung physikalisch begründeter Ursache-Wirkungs-Gesetze unterscheidet man drei Formen mathematischer Modelle (CHOW, 1964; CLARKE, 1973; CLARKE, 1974; GUTKNECHT, 2004):

- a) White Box Modelle: Sie erklären Prozesse auf der Basis von physikalischen Gesetzen. Sämtliche Eingangsparameter sind messbar und physikalisch begründet. Aufgrund der hochgradigen Nichtlinearität hydrologischer Prozesse (BRONSTERT, 2005 b; CASPER, 2002) sind rein physikalisch basierte Ansätze nur für kleinräumige (mikroskalige) Bereiche unter homogenen Bedingungen möglich (BECKER, 1992; GRAYSON ET AL., 1992). Um die Vielzahl der zur Beschreibung von hydrologischen Prozessen (s. Kap. 2.2) notwendigen Parameter zu erfassen, wird ein enormer Aufwand der Datenerhebung in Kauf genommen. Hier liegt der Hauptnachteil dieser Modelle, deren Vorteil in der exakten zeit- und ortsunabhängig gültigen Beschreibung von Naturprozessen und ihren Interaktionen zu sehen ist. Sie beruhen auf der Kenntnis von kleinräumigen, meist auf Versuchspartzellen beobachteten Prozessen, die unter bekannten Randbedingungen ablaufen. Die Übertragung dieser so gewonnenen Prozesskenntnisse auf größere Gebiete, wie z. B. Einzugsgebiete oder deren Teilflächen, ist nur eingeschränkt möglich, da Randbedingungen und Parameter nicht mehr statisch sind und im Raum variieren (KLEEBERG ET AL., 1999).
- b) Grey Box Modelle (auch: Konzeptmodelle) sind Modelle, die insbesondere dann zur Anwendung kommen, wenn die Anwendungsgrenzen der White Box Modelle aufgrund einer größeren Maßstabebene überschritten werden. Sie enthalten daher – neben eventuell implementierten physikalisch basierten Ansätzen – auch einfachere (konzeptionelle) Methoden und Ansätze, die meistens durch integrale Betrachtungen einzelner Teilprozesse zusammen-

fassend beschrieben werden. Konzeptmodelle führen deshalb i. d. R. nur durch die Einführung von Kalibrierparametern zu brauchbaren Ergebnissen (SCHULLA, 1997). Ausschließlich physikalisch basierte Modelle für die Mesoskale, die ohne Kalibrierparameter befriedigende Modellanpassungen ermöglichen, existieren bis heute noch nicht (GRAYSON ET AL., 1992; ØVERLAND & KLEEBERG, 1993; YOSHINO, 1999). Die Grey-Box-Modelle sind zwischen den Prozess- und Blockmodellen angesiedelt und stellen somit quasi eine Kompromisslösung dar. Sie sind oft aus Prozessmodellen hervorgegangen und weisen notwendige konzeptionelle Vereinfachungen der komplexen Naturvorgänge auf, bestehen also sowohl aus empirischen Komponenten wie auch aus exakten physikalischen Komponenten (JÜRGENS, 2001).

- c) Black Box Modelle: Im Gegensatz zu den beiden unter a) und b) genannten Modelltypen findet bei der Beschreibung über eine Eingangs-Ausgangs-Beziehung das Realsystem mit seinen Eigenschaften keine direkte Berücksichtigung. Black Box Modelle beinhalten eine rein mathematische Beschreibung des Übertragungsverhaltens nach systemtheoretischen Methoden (Input-Output-Modelle, Modelle ohne Vorwissen). Es erfolgt keinerlei Berücksichtigung der physikalischen Grundlagen. Das Modell wird durch empirische Systemparameter dargestellt. Die Parameterkalibrierung erfolgt anhand von Abflussbeobachtungen (beobachtete Ein- und Ausgangsgrößen) und ist bei solchen Modelltypen unbedingt erforderlich (BÁRDOSSY, 2003). Auch bezüglich der Wirkung stellt sich das System wie eine „Black Box“ dar, die keine Information über die Vorgänge und Bedingungen innerhalb des Systems bereitstellt.

Im Fall der stochastischen Modelle werden die Messwerte als zufällige Ereignisse angesehen und die Modelle nach statistischen Ansätzen entwickelt. Zur Lösung vieler praktischer Fragestellungen müssen in der Regel Kombinationen von beiden Ansätzen zur Beschreibung eines hydrologischen Systems verwendet werden (MANIAK, 1997).

Man unterscheidet zudem zwischen *flächenkonzentrierten* und *flächendetaillierten* Modellen. In einem flächenkonzentrierten Modell (lumped model) wird das gesamte zu modellierende natürliche System (z. B. Einzugsgebiet) als eine Einheit ohne räumliche Differenzierung betrachtet. In einem flächendifferenzierten Modell (distributed model) sind räumliche Variationen in den Parametern und Modellvariablen (Zustandsvariablen) möglich. Die Modellierung der Systemflüsse wird über Nachbarschaftsbeziehungen definiert. Dazwischen stehen *semi-distributierte Modelle* (semi-distributed model), bei denen die Variation von Parametern oder Variablen nur für größere Teilflächen möglich ist (z. B. Höhenzonen, homogene Teilflächen) oder durch Verteilungsfunktionen beschrieben wird. Die Modellierung der Systemflüsse erfolgt nicht mehr flächendetailliert (UHLENBROOK, 1999).

Aufgabe der sog. *Modellbildung* ist es, eine Beziehung zwischen den Eingangsgrößen, den verschiedenen Einflussfaktoren und den interessierenden Ausgangsgrößen herzustellen. Zwei Vorgehensweisen können dabei grundsätzlich unterschieden werden: (a) Eine Modellierung unter Nutzung von „Vorwissen“ um das System; (b) eine Modellierung des Systemverhaltens allein

aus Kenntnis der Ein- und Ausgangsgrößen. Bei der Modellbildung werden daher immer Vereinfachungen vorgenommen, die aus der Vernachlässigung von Teilvorgängen, der Parametrisierung von Teilvorgängen und der Reduktion der räumlichen und zeitlichen Variabilität folgen. Weitere einschränkende Voraussetzungen ergeben sich aus der Beschränkung auf lösbar mathematische Ansätze und aus der Beschränkung auf die zur Verfügung stehenden Beobachtungsdaten, durch die sowohl die Wahl der Modellstruktur als auch die Art und Aussagekraft der Eingangsdaten beeinflusst werden. Modell- und Prozessausgang werden sich deshalb immer um einen gewissen Fehler unterscheiden. Ziel der Modellentwicklung ist es, diesen Fehler in Hinblick auf die gewünschte Aussage so klein wie möglich zu machen. Die Entwicklung eines Modells bis zur Anwendungsreife umfasst die Schritte Modellwahl, Modellkalibrierung und Modellverifizierung (CHOW, 1964; CLARKE, 1973; CLARKE, 1974; GUTKNECHT, 2004).

Die *Modellwahl* verlangt eine Entscheidung bezüglich des Modelltyps. Sie ist im Hinblick auf die Aufgabenstellung, die gewünschten Aussagen und die vorhandenen Beobachtungsunterlagen unter Berücksichtigung der Charakteristika der verschiedenen Modelle zu treffen. Abhängig von der jeweiligen Aufgabenstellung innerhalb der Modellbildung können die unterschiedlichsten Anforderungen an das Modell gestellt werden, wodurch die Wahl eines geeigneten Modells von besonderer Bedeutung ist (CATE, 2000). Unter dem Aspekt des Einsatzes der Modelle können zwei Problemstellungen unterschieden werden. Bei der *Prozessanalyse* besteht die Aufgabe darin, die Funktions- oder Wirkungsweise des Systems zu erfassen und verstehen zu lernen. Bei der *Synthese* wird das entwickelte Modell zur Lösung bestimmter Aufgaben (z. B. Bemessung, Simulation, Prognose, Untersuchung von Eingriffen usw.) eingesetzt. Bei der Modellwahl können auch spezielle Gesichtspunkte von entscheidender Bedeutung sein. Solche speziellen Gesichtspunkte sind beispielsweise: (a) das Verfahren zur Lösung der mathematischen Gleichungen (analytisches bzw. numerisches Modell), (b) die Berücksichtigung zufallsbedingter Faktoren im Systemverhalten oder in den Systemeingängen (stochastisches bzw. deterministisches Modell) (c) die Berücksichtigung einer Abhängigkeit der Modellparameter vom Systemzustand (nichtlineares bzw. lineares Modell) (d) die Berücksichtigung einer Veränderung des Systemverhaltens mit der Zeit (zeitvariantes bzw. zeitinvariantes Modell) (e) die Berücksichtigung der räumlichen Variabilität (gegliederte, detaillierte bzw. kompakte oder Block-Modelle). Die Entscheidung über das Modell ist in einem Spannungsfeld zu sehen: Je mehr Aspekte und je mehr Parameter in das Modell aufgenommen werden, umso mehr kann das Modell den realen komplexen Verhältnissen im Prinzip gerecht werden, umso mehr steigen aber auch die Anforderungen bezüglich des Aufwandes bei der *Modellentwicklung* und vor allem bezüglich Umfang, Güte und Aussagekraft der Daten (CHOW, 1964; CLARKE, 1973; CLARKE, 1974; GUTKNECHT, 2004).

Im Rahmen der *Modellkalibrierung* wird das Modell durch Justierung von freien Parameterwerten an Beobachtungsdaten angepasst, um eine möglichst gute Übereinstimmung der simulierten mit der gemessenen Größe (z. B. Abfluss aus einem Einzugsgebiet) zu erhalten. Teilweise ist dieses Vorgehen auch als *Modelloptimierung* bekannt. Im Wesentlichen bedeutet dies die Schätzung der freien Parameter in einer solchen Weise, dass die Beobachtungswerte möglichst

gut mit dem Modell wiedergegeben werden können. Die Beobachtungswerte sind als feststehende Größe anzusehen. Demnach stellen die simulierten Abflüsse die zu optimierende Zielfunktion dar. Hierfür – also zur Optimierung der Zielfunktion – stehen verschiedene Schätzmethoden (Algorithmen) zur Verfügung: Kleinste Quadrate-Methode, mit Abwandlungen; Maximum Likelihood-Methode; Minimale Varianz-Schätzungen unter verschiedenen Bedingungen. Die am häufigsten verwendete Methode ist die Kleinste Quadrate-Methode. Gemeinsam ist diesen Methoden, dass darin ein bestimmtes quantitatives Kriterium minimiert wird. (CHOW, 1964; CLARKE, 1973, CLARKE, 1974, GUTKNECHT, 2004). Mittlerweile existieren eigenständige, modellunabhängig Kalibrieringsroutinen, wie z. B. das Parameter Estimation Tool „PEST“ (DOHERTY, 2005), mit deren Hilfe die Optimierung vorgegebener, sog. „freier Parameter“ automatisiert für genau eine Zielfunktion abläuft. Die Modellkalibrierung ist innerhalb der Modellbildung von zentraler Bedeutung. Beim Modelltyp „White Box Modell“ ist vom Grundsatz her keine Kalibrierung erforderlich, da zur Parametrisierung ausschließlich messbare bzw. physikalisch begründete Größen verwendet werden. Black Box Modelle erlauben grundsätzlich – unabhängig vom Wert eines Parameters – keine Rückschlüsse auf die physikalischen Prozesse innerhalb des Realsystems. Für solche Modellsysteme eignen sich deshalb die o. g. Optimierungsroutinen besonders gut, da das Ergebnis nicht interpretierbar ist und ein rein mathematisches Ergebnis darstellt. Als kritisch ist die Kalibrierung beim Modelltyp der Grey Box Modelle anzusehen, insbesondere wenn aufgrund einer groben Modellauflösung – wie z. B. bei Anwendungen in der Meso- und Makroskala – messbare Eingangsparameter integral über Mittelwerte (Summenparameter) abgebildet werden. Solche „Fehler“ in der Modellantwort können über eine entsprechende Optimierung der kalibrierbaren Parameter zwar optisch „verbessert“ werden; die Frage, inwiefern ein solches Modell dann aber noch zur Prozessanalyse verwendet werden kann, muss im Einzelfall unbedingt beantwortet werden! Diese Problematik wird im Rahmen von Kapitel 7 (Tieflockerung) intensiv diskutiert. Zusätzlich zur damit gegebenen Bewertung der Anpassung empfiehlt sich eine Überprüfung der Berechnungsergebnisse auf Besonderheiten – systematische Abweichungen, Tendenzen, auffällige Abweichungen in bestimmten Abschnitten und Phasen – („diagnostische Beurteilung“), das Studium der Zeitreihe der Fehler (Abweichungen zwischen berechneten und beobachteten Werten) und das Studium des Verlaufes von Zustandsgrößen des Systems wie zum Beispiel der Speicherkenngößen in integrierten Einzugsgebietsmodellen. Bei der *Modellvalidierung* wird anhand eines unabhängigen Datensatzes überprüft, ob die Prozesse des Realsystems innerhalb des Modells richtig abgebildet werden. Dies wäre beispielsweise der Fall, wenn die Modellergebnisse für eine unabhängige Periode eine ähnliche Korrelation zu den gemessenen Daten aufwiesen wie für den zur Kalibrierung herangezogenen Zeitabschnitt. KLEMES (1986), REFSGAARD & STORM (1996) und UHLENBROOK (1999) beschreiben vier Methoden der Modellvalidierung. Beim *split-sample test* wird ein anderer Zeitraum als bei der Kalibrierung betrachtet. Sind die Modellergebnisse für diesen Zeitraum brauchbar, so gilt das Modell als validiert. Diese Methode des *split-sample test* erfordert eine ausreichend lange Datenaufzeichnung was z. B. bei neu instrumentierten Gebieten ein Problem darstellt. Beim *differential split-sample test* wird das Modell für verschiedene Klimabedingungen getestet. So wird beispielsweise eine feuchte Periode zur Kalibrierung und eine

trockene Periode zur Validierung verwendet. Beim *proxy-basin test* wird das Modell für ein bestimmtes Einzugsgebiet kalibriert und mit dem im Rahmen der Modellkalibrierung ermittelten Parametersatz in einem anderen Einzugsgebiet angewendet. Beim *proxy-basin differential split-sample test* wird das Modell wie beim *proxy-basin test* für eine Periode kalibriert und dann für eine Periode mit anderen Bedingungen in einem anderen Einzugsgebiet validiert.

Nahezu alle heute verwendeten Modelle erfordern den Einsatz von Computern. Eine Reihe von Aspekten ist dafür verantwortlich. Der rechentechnische Aspekt ergibt sich aus den Ansätzen zur Lösung von Gleichungssystemen, der Anwendung numerischer Methoden zur Lösung von Differential- und partiellen Differentialgleichungen, der Anwendung von Suchverfahren etc. Der Datenverarbeitungsaspekt steht mit dem Einsatz von Datenbanken und Informationssystemen, z. B. GIS, in Zusammenhang. Der Aspekt der Generierung von Information steht bei der Bearbeitung von Alternativen, Szenarien und dergleichen im Vordergrund. Die durch den Computereinsatz gegebenen Möglichkeiten finden in verschiedener Form ihren Niederschlag in den Modellen und in der Modellentwicklung. Das Spektrum reicht dabei von der Umsetzung bereits vorhandener mathematischer Modelle in eine mit dem Computer durchführbare Bearbeitung über die Formulierung eines Modells um einen numerischen Ansatz herum und über die Konzeption eines Modells mit Blick auf eine bestimmte Form der Datenorganisation (Rasterteilung etc.) bis zum interaktiven Einsatz von Modellen und Informationssystemen. Die Frage nach der *Modellwahl* geht somit heute häufig Hand in Hand mit der Frage nach der Software-Auswahl. Eine Prüfung der Software auf „Eignung“ könnte sich in Zusammenhang mit der Modellfrage auf folgende Punkte richten: Welche Prozesse werden beschrieben? Welche Modelle (Typus, Struktur, Parameter, benötigte Daten) werden verwendet? Welche numerischen Algorithmen werden im Programm verwendet und wie robust sind diese? Für welche Situationen und mit welcher Blickrichtung wurde das Modell entwickelt? Gibt es Referenzsituationen, für die das Programm erfolgreich angewendet wurde und wie ähnlich oder verschieden sind diese Situationen von der im vorliegenden Fall zu untersuchenden (CHOW, 1964; CLARKE, 1973; CLARKE, 1974; GUTKNECHT, 2004)?

Modellanwendungen z. B. im Bereich der Ingenieurhydrologie sind in der Regel in Planungsprozesse und in Behördenverfahren eingebettet. Neben der Erarbeitung der eigentlichen Ergebnisse bedarf es daher auch einer entsprechenden Aufbereitung aller für eine Beurteilung der Ergebnisse im Rahmen des Planungsprozesses notwendigen Information. Dazu zählen die Darstellung der verwendeten Grundlagen, insbesondere der verwendeten Beobachtungsdaten, die Präsentation der Ergebnisse und gegebenenfalls die Darstellung der Ergebnisse von Sensitivitätsuntersuchungen. Die praktische Arbeit erfordert in diesem Zusammenhang den Einsatz geeigneter Pre- und Post-Processing-Programme. Ein bestimmter Eingang (Eingabe/äußere Einwirkung) wird in gleicher Weise auf den Prozess wie auf den im Modell formulierten Vorgang einwirkend gedacht. Als Ergebnis dieser Einwirkung entsteht in beiden Fällen ein Ausgang, die sog. Modellantwort. Der Prozessausgang umfasst dabei das ganze Spektrum der dem Prozess eigenen Erscheinungsformen, von welchen zum Vergleich mit dem Modellausgang nur jene interessierende Größe herausgegriffen wird, die durch das Modell nachgebildet werden sollte

(beobachteter Ausgang). Der Fehler, der sich beim Vergleich des beobachteten und des mit Hilfe des Modells berechneten Wertes dieser Größe ergibt, wird als Maß für die Güte der Anpassung des Modells herangezogen. (CHOW, 1964; CLARKE, 1973; CLARKE, 1974; GUTKNECHT, 2004). Hierbei findet i. d. R. das von NASH & SUTCLIFFE (1970) vorgeschlagene Effizienzkriterium R_{eff} (häufig auch als E von Efficiency bezeichnet) Anwendung. Diese modifizierte Standardabweichung vergleicht die Varianz der gemessenen, mit der Varianz der simulierten Ganglinie. Bei „optimaler“ Modellanpassung (Gleichheit von Modellantwort und gemessenen Daten) kann R_{eff} einen maximalen Wert von 1,0 annehmen. Erreicht das Nash-Sutcliffe-Kriterium einen Wert von 0, so entspricht das Ergebnis dem Mittelwert der Zeitreihe.

Eine Nachbildung realer Systeme mit Modellen kann allerdings wegen der Komplexität der hydrologischen Vorgänge niemals vollkommen sein. Bei einem Versuch, den Prozessablauf in einem Modell „exakt“ darzustellen, treten große Probleme auf, die mit der Vielfalt der wirkenden Faktoren und deren Wechselbeziehungen, der Schwierigkeit, diese Beziehungen mathematisch zu formulieren und quantitativ zu erfassen, der Unmöglichkeit, alle Faktoren und Teilvergänge voneinander getrennt und ohne Störeinfluss von anderen Faktoren zu beobachten und ihre maßgebenden Größen zu messen, in Zusammenhang stehen. Bei der Modellbildung müssen daher einzelne Teilvergänge, deren Einfluss auf den untersuchten Prozess gering bzw. schwer zu isolieren und analytisch zu erfassen ist, unberücksichtigt bleiben. Das Modell entsteht somit durch eine Abstraktion des tatsächlichen Geschehens. Sie hat zur Folge, dass durch das Modell die Wirkungsweise des Realsystems nicht in allen, sondern nur in den wichtigsten Punkten wiedergegeben werden kann (CHOW, 1964; CLARKE, 1973; CLARKE, 1974; GUTKNECHT, 2004).

Bei allen Modellansätzen ist zu beachten, dass auch sehr kleine Einzugsgebiete so komplex sind, dass es schwierig bis unmöglich ist, alle darin ablaufenden hydrologischen Prozesse physikalisch richtig und detailliert beschreiben zu können. Auch die durch Computertechnik möglich werdende Flächendetaillierung von Modellen bis hin zu quasihomogenen Teilflächen erlaubt noch keine vollständige physikalisch fundierte Prozessbeschreibung (DVWK, 1999). Bei der Vereinfachung solch komplexer Sachverhalte wie der Abflussmodellierung können also gem. den obigen Ausführungen folgende Modellfehler entstehen:

- Es ist praktisch unmöglich, alle in der Realität auftretenden Einflüsse in einem Modell zu erfassen (CASPER, 2002).
- Bei der Konzeption von mathematischen Modellen werden immer gewisse vereinfachende Annahmen getroffen, um ein handhabbares Modell zu erlangen (SCHULLA, 1997 NIEHOFF, 2001).
- Die im Zuge der Modellkalibrierung ermittelten Parameter sind „optimal“ in Hinblick auf die Wiedergabe der bei der Kalibrierung verwendeten Daten. Sie sind es nicht im Hinblick auf die im Prognosefall verwendeten Daten. Es existiert somit eine Unsicherheit bzgl. der im Prognosefall getroffenen Aussagen.

- Beobachtungsdaten werden über Messungen in der Natur gewonnen, die je nach Messgröße und je nach Messbedingungen mit einem mehr oder minder großen Messfehler behaftet sind (GUTKNECHT, 2004).

Welchen absoluten Einfluss die verschiedenen Fehlerquellen auf jeden der hier untersuchten Prognosefälle haben, ist grundsätzlich unbekannt und wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter betrachtet. Stattdessen wurde für jeden Prognosefall (hier: Systemzustände mit Maßnahmen) stets ein dem Vergleichszustand (Istzustand) identischer Zeitraum betrachtet. Geht man davon aus, dass die Modellfehler und Unsicherheiten überwiegend von der Zeit und weniger vom Zustand des Systems zu dieser Zeit abhängig sind, so lassen sich alle prognostizierten Änderungen im System im Wesentlichen auf die modifizierten Zustandsgrößen, nicht jedoch auf Modellfehler zurückführen.

2.2 Hydrologische Prozesse

Niederschlag kann während seiner Transformation vom Tropfen zum Abfluss im Gewässer vielen unterschiedlichen Fließwegen folgen. Innerhalb der hydrologischen Wissenschaften spricht man deshalb auch von unterschiedlichen *hydrologischen Prozessen*. Hierbei lassen sich hydrologische Prozesse bezüglich ihrer Hauptkomponenten in mehrere Abflusskategorien teilen; bezüglich der zeitlichen Komponente in *langsame* und *schnelle*, bezüglich der räumlichen Lage in *gewässernahe* und *gewässerferne* sowie innerhalb der Böden in *oberflächennahe* und *oberflächenferne* hydrologische Prozesse. Abhängig von der jeweils betrachteten hydrologischen Skala gemäß Tabelle 2.1 werden unterschiedliche hydrologische Prozesse relevant, die zur Hochwasserentstehung beitragen. Zudem ist im Zusammenhang mit der Hochwasserentstehung neben der hydrologischen Skala und den maßgebenden hydrologischen Prozessen auch die jeweilige Niederschlagscharakteristik von signifikanter Bedeutung, wobei die einzelnen „Parameter“ der Hochwasserentstehungskette Niederschlag – Skala – hydrologische Prozesse nicht losgelöst voneinander, sondern als individuelles, homogenes Wirkungsgefüge zu sehen sind, die somit eine Einheit von enormer räumlicher und zeitlicher Varianz darstellen.

Der über einem Wassereinzugsgebiet fallende Niederschlag teilt sich an der Grenzfläche Atmosphäre-Vegetation-Bodenoberfläche in die verschiedenen Komponenten „*Interzeption*“, „*Mulden-speicherung*“, „*Infiltration*“ und „*Oberflächenabfluss*“ auf. Die Wasserrückführung in die Atmosphäre erfolgt durch die „*Evapotranspiration*“, wobei in „*Verdunstung durch die Vegetation (Transpiration)*“ und „*Verdunstung durch die Bodenoberfläche (Bodenevaporation)*“ unterschieden wird.

Zur Abflussbildung im Gewässer tragen neben dem Oberflächenabfluss auch Abflussprozesse aus dem Boden bei, wobei die Grundwasserzone ebenso wie die ungesättigte Bodenzone eine wichtige Rolle spielen (BRONSTERT, 2005 b).

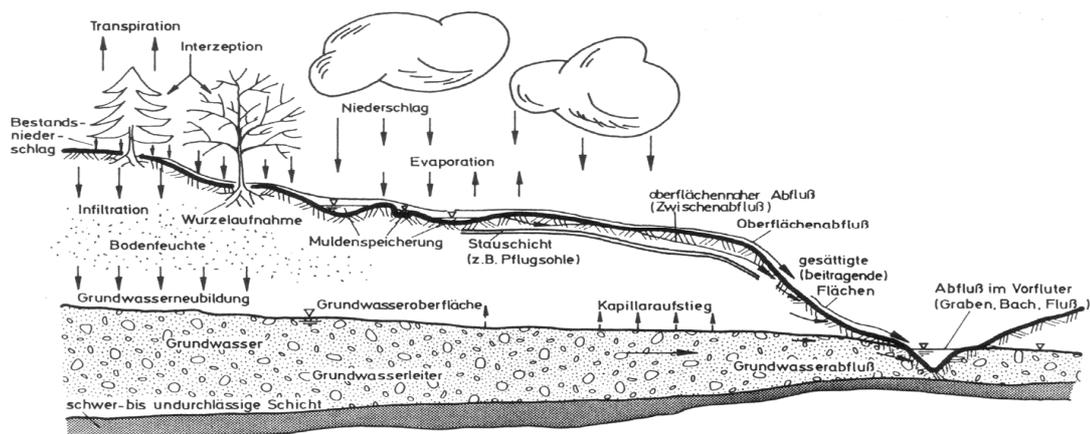


Abb. 2.1: Schematische Darstellung der hydrologischen Prozesse an einem Hangsegment (Quelle: BRONSTERT, 2005 b)

Die Vielzahl der unterschiedlichen hydrologischen Prozesse ist in der Literatur mehrfach hinreichend beschrieben. Als deutschsprachige Literatur sei an dieser Stelle die Literatursichtung zur historischen Entwicklung der Abflussforschung und ihrer Begriffe von UHLENBROOK & LEIBUNDGUT (1997) zu nennen. BRONSTERT (2005 b) beschreibt die für die Einzugsgebietshydrologie relevanten Prozesse und nennt zu jedem Prozess entsprechende Fallbeispiele. Mit Verweis auf die genannte Literatur soll die nachfolgende Beschreibung relevanter hydrologischer Prozesse dem fachfremden Leser dieser Arbeit einen schnellen Überblick über die Prozessvielfalt verschaffen. Abbildung 2.1 zeigt die wesentlichen hydrologischen Prozesse für ein Hangsegment für hügelig geformte Landschaften im Überblick.

Niederschlag: Interzeption, Verdunstung und Schneeschmelze

Der *Niederschlag* trifft zunächst auf die Pflanzenoberfläche, auf den Boden, auf Wasserflächen oder versiegelte Flächen (offene Felsflächen, Straßen, Dächer usw.). Der auf die Pflanzenoberfläche gefallene Niederschlag wird von dieser aufgenommen und – aufgrund von Kohäsionskräften innerhalb der Wassermoleküle und Adhäsionskräften zwischen Wassertropfen und Pflanzenoberfläche – zurückgehalten; man spricht von *Interzeption* (BRONSTERT, 2005 b). Nicht durch Interzeption zurückgehaltener Niederschlag erreicht als durchtropfender Niederschlag oder als Stammabfluss (sog. *Bestandsniederschlag*) den Boden. Die im *Interzeptionsspeicher* verbleibende Wassermenge wird durch die *Interzeptionsverdunstung* entleert. Unter Interzeption wird also derjenige Anteil des Niederschlags verstanden, der von den Oberflächen der Pflanzen zurückgehalten wird und verdunstet, ohne die Bodenoberfläche zu erreichen. Je nach Zusammensetzung der Vegetation, Bestandsdichte und –alter steht somit ein mehr oder weniger reduzierter Niederschlagsinput für die Abflussbildung zur Verfügung (WALDENMEYER, 2003). Die *Interzeptionsverdunstung* ist von der Art, Intensität und Dauer des Niederschlages, den Windverhältnissen, sowie aktueller Temperatur und relativer Luftfeuchtigkeit zum Zeitpunkt des Niederschlages abhängig (DYCK & PESCHKE, 1995). Schnee wird an der Geländeoberfläche gespeichert. Bei Eintritt der *Schneeschmelze* setzen dann die Abflussbildungsprozesse analog zu einem Regenereignis ein (BRONSTERT, 2005 b).

Oberflächenabfluss: Infiltration, Infiltrationsüberschuss, Sättigungsüberschuss

Ist die Regenintensität größer als die *Infiltrationsintensität* oder ist die obere Bodenzone schon wassergesättigt, dann kommt es in diesem Bereich zum *Oberflächenabfluss*. Im ersten Fall spricht man auch von Oberflächenabfluss infolge *Infiltrationsüberschuss* (auch: „*Horton'scher Abfluss*“ nach HORTON, 1933). Im zweiten Fall spricht man von Oberflächenabfluss infolge *Sättigungsüberschuss* (BRONSTERT, 2005 b).

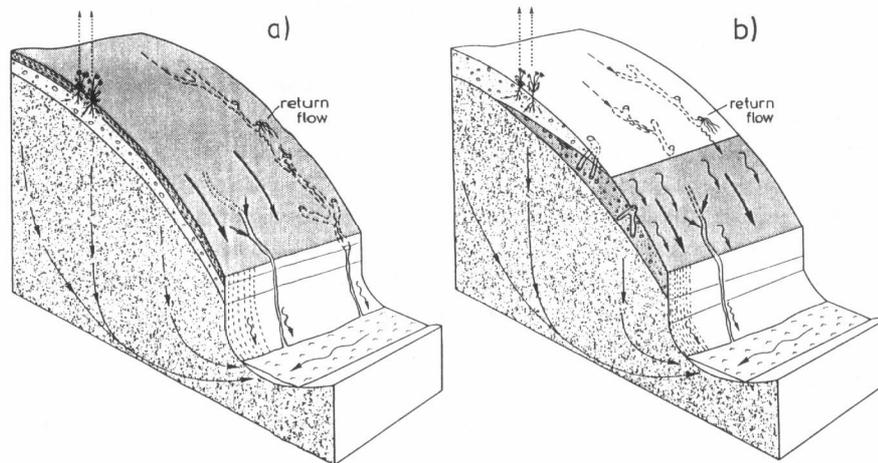


Abb. 2.2: Möglichkeiten der Oberflächenabflussbildung an einem Hangsegment infolge Infiltrationsüberschuss (links) und infolge Sättigungsüberschuss (rechts). Quelle: Bronstert (1994)

Abbildung 2.2 zeigt exemplarisch die Möglichkeiten der Oberflächenabflussbildung an einem Hangsegment. Unter *Infiltration* wird der Eintritt des Wassers in den Boden durch dessen Oberfläche verstanden. Sie teilt an zentraler Stelle des Wasserkreislaufes das Niederschlagsdargebot in unter- und oberirdisches Wasser (DYCK & PESCHKE, 1995). Die Infiltration in den Boden ist ein äußerst komplexer Vorgang, der nach SCHIFFLER (1992) sowohl von ereignisabhängigen Faktoren (Anfangswassergehalt und Saugspannung, Niederschlagsintensität, zeitliche Abfolge von Niederschlägen, Energie der Regentropfen, Verkrustung, Verschlämmung, Quellen und Schrumpfen, Makroporen, Einschlüsse und Strömung der Bodenluft, Hysterese und Bodenkennlinien, Bodennutzung, Bewuchs, Wachstumsstadium) als auch von ereignisunabhängigen Faktoren (Bodentextur, Bodenstruktur, Körnung, Porengrößenverteilung, Gesamtporenvolumen, Wasserspannungskurve, ungesättigte Leitfähigkeit, Mächtigkeit der Humusaufgabe, Humusgehalt, Verdichtungintensität, Schichtung des Bodens, Hangneigung) beeinflusst wird.

Oberflächenabfluss im Sinne von HORTON (1933) entsteht, wenn die *Niederschlagsintensität* die *Infiltrationskapazität* des obersten, ungesättigten Bodenhorizontes überschreitet. Die Infiltrationskapazität der obersten Bodenschicht variiert (auch kurzfristig) in Abhängigkeit von äußeren Randbedingungen wie Temperatur und Niederschlagsintensität. Eine Veränderung der Bodenleitfähigkeit kann beispielsweise durch Verschlämmung, Verkrustung oder Verdichtung hervorgerufen werden und fördert die Bildung von Horton'schem Oberflächenabfluss (BRONSTERT, 1994). Sättigungsflächenabfluss dagegen bildet sich durch Aufstauen des Wasser-

spiegels bis zur Geländeoberfläche infolge Infiltration oder lateralem Wasserzufluss. Voraussetzung ist ein pedogener oder geogener Wasserstauer im Untergrund, also eine sprunghafte Abnahme der Wasserleitfähigkeit beim Übergang zwischen zwei Bodenschichten. Nach Sättigung des Bodens fließt der gesamte, auf die Fläche auftreffende Niederschlag vollständig oberflächlich ab (WALDENMEYER, 2003).

Prozesse im Boden: Matrixfluss, Makroporenfluss, Tiefensickerung, Grundwasserabfluss, Druckabfluss

Der auf den Boden gefallene Niederschlag kann entweder sogleich versickern oder er wird teilweise in Vertiefungen und Mulden gespeichert (*Muldenspeicher*), um schließlich verzögert zu infiltrieren oder zu verdunsten. Das wie oben beschrieben in den Boden infiltrierende Niederschlagswasser tritt in die *Feinporen* des Bodens ein und wird dort gespeichert, sickert dem Grundwasser zu oder gelangt über die Verdunstung wieder in die Atmosphäre (BRONSTERT, 2005 b).

Bei Starkniederschlägen kann das Infiltrationswasser auch in die *Grobporen* einfließen und dort ein vertikales schnelles Zufließen zum Grundwasser und/oder in hangparalleler Richtung zum Gewässer bewirken. Dieser hangparallele, oberflächennahe Abfluss („*hypodermischer Abfluss, Zwischenabfluss oder Interflow*“) kann bei starken Niederschlägen von hoher Relevanz sein. (BRONSTERT, 2005 b). Der laterale Abfluss, der eigentliche *Subsurface Flow* ist aber an einen wenig durchlässigen Untergrund gebunden, der eine Tiefensickerung des infiltrierten Wassers verhindert und bei ausreichendem Gefälle den Bodenwasserabfluss hervorruft.

Eine weitere Art der Bodenwasserbewegung ist der Fluss durch die *Makroporen*. Gebildet durch Wurzeln, Bioaktivitäten der Bodenfauna (Wurm- und Wühlgänge), Quellung und Schrumpfung, Auswaschvorgänge u. a. gestatten sie unter Umständen einen vielfach schnelleren Wassertransport als durch die Bodenmatrix und sind daher für die Hochwasserentstehung von besonderer Bedeutung (NIEHOFF, 2001). Nach BEVEN & GERMANN (1981) sind Makroporen dadurch gekennzeichnet, dass das in ihnen befindliche Wasser nicht maßgebend von Kapillarkräften beeinflusst wird, was ab Durchmesser von etwa 3 mm der Fall ist. Da sich die Geschwindigkeiten deutlich von denen des Matrixflusses unterscheiden, wird dieser Abflusstyp in der Literatur auch als *Subsurface Stormflow* bezeichnet. Nach ZUIDEMA (1985) muss jedoch beachtet werden, dass diese „*Preferential Pathways*“ (also die bevorzugten Wasserwege) nicht in jedem Fall abflusswirksam sind. Ist der Boden nur *teilgesättigt*, d. h. besteht in der die Hohlräume umgebenden Bodenmatrix ein negatives Matrixpotential, dann können sie nur das sich schon in ihnen befindliche Wasser transportieren, wobei sogar ein Teil des Wassers durch die Makroporenwandungen in die Matrix fließt. Für den lateralen Wassertransport in tieferen Bodenzonen sind in den seltensten Fällen Makroporen verantwortlich, da deren räumliche Ausdehnung in die Tiefe begrenzt ist (ZUIDEMA, 1985). Der aus dem Grundwasserspeicher („*gesättigte Zone*“) in die Oberflächengewässer eintretende grundwasserbürtige Abfluss oder *Grundwasserabfluss* besitzt oft einen bedeutenden Anteil am gesamten Abflussvolumen. Das Grundwasser tritt dabei, dem Gefälle oder Druckgradienten folgend, aus dem Grundwasserspeicher durch Ufer und Gewässersohle in das Fließgewässer ein (BRONSTERT, 2005 b).

Lysimeteruntersuchungen von PESCHKE (2001) zeigten, dass Abflussreaktionen nach einem Niederschlag bereits zu einer Zeit registriert werden, die wesentlich kürzer ist als die Fließzeit durch den gesamten Bodenkörper. Dies lässt auf Druckfortpflanzungsphänomene schließen, wie sie auch aus natürlichen Einzugsgebieten bekannt sind (BONELL, 1993, 1998). Unterschieden werden Phänomene wie etwa *Piston Flow* (Herausdrücken von vorfluternahem Wasser durch vorfluterfern infiltrierendes Wasser infolge Druckfortpflanzung vom Oberhang zum Unterhang. Notwendige Voraussetzung: Durchgängige hydraulische Verbindung) und *Groundwater Ridding* (ähnlich *Piston Flow* aber auf größere Talauen beschränkt, siehe UHLENBROOK & LEIBUNGUT, 1997). Druckfortpflanzung ist nur bei einem hydraulisch verbundenen Porensystem denkbar. So kann etwa am Oberhang infiltrierendes Wasser bei entsprechender Verbindung Wasser am Unterhang ausdrücken. An dieser Stelle werden Ergebnisse isopenhydrologischer Untersuchungen verständlich, die darauf hinweisen, dass der Hochwasserabfluss oft zu großen Teilen aus Vorereigniswasser besteht (BONELL, 1998). Es kommt also Wasser zum Abfluss, das im Boden oder im Grundwasserkörper zwischengespeichert war und das in seiner isotopischen Signatur weiter zurückliegenden Niederschlagsereignissen entspricht (WALDENMEYER, 2003).

2.3 Retention

Der Begriff Retention oder Retension entstammt dem lateinischen und bedeutet sinngemäß übersetzt soviel wie „Zurückhaltung“. Der Begriff wird von Naturwissenschaftlern, Juristen und Medizinern gleichermaßen, mit z. T. unterschiedlicher Bedeutung verwendet. Im Rahmen dieser Arbeit wird der Begriff der Retention stellvertretend für das Fachgebiet der Wasserwirtschaft gemäß BROCKHAUS (2002) als „*die Hemmung des Ablaufens von Hochwasserabflüssen infolge natürlicher Flussauen und/oder künstlicher Maßnahmen wie z. B. Rückhaltebecken*“ definiert.

Definitionsgemäß wird grundsätzlich zwischen fließender und stehender Retention unterschieden. Als fließende Retention wird hier die Verformung einer Hochwasserwelle aufgrund des Durchfließens eines Gewässerabschnittes verstanden. Die Retention – also der Rückhalt von Wasser – begründet sich durch die Zwischenspeicherung von Wasser z. B. in der Gewässeraue und in Seitenbereichen des Flussbetts. Die Hochwasserwelle wird verlangsamt und abgeflacht. Dieser Prozess ist insbesondere beim Maßnahmentyp „Auwaldsukzession in den Talauen“ von zentraler Bedeutung und wird deshalb auch in Kapitel 8 detailliert beschrieben.

Unter stehender Retention wird hier die sog. Seeretention, also die Verformung einer Hochwasserwelle infolge des Durchfließens durch einen Rückhalteraum verstanden. In diesem Falle wird die Rückhaltung von Wasser innerhalb des Retentionsraums mittels künstlich reduzierter Ablassöffnungen erzwungen. Hierdurch wird Wasser im Hochwasserfall aufgestaut und entsprechend der Größe des aktivierten Retentionsvolumens zurückgehalten. Die stehende Retention ist beim Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“ zentraler Prozess und wird in Kapitel 5 intensiv behandelt.

Die Maßnahmen „*Tieflockerung*“ und „*Maßnahmen an Wegekörpern*“ zielen auf eine Vergrößerung des Gebietsrückhaltes im Allgemeinen und lassen sich nicht explizit einem der o. g.

Retentionsprozesse zuordnen, da hier insbesondere bodenhydrologische Prozesse gemäß Kapitel 2.2 maßgeblich angesprochen werden. Teilweise ist bei diesen Maßnahmen die Retentionswirkung auch begründet durch eine Überlagerung mehrerer Teilprozesse. Die Wirkung der einzelnen Maßnahmen wird deshalb in den jeweiligen Kapiteln (6 u. 7) detailliert beschrieben.

2.4 Scheitelabminderung

Um die Wirkung der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Retentionsmaßnahmen quantifizierend zu bewerten und um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse zu gewährleisten, wurde in allen Fällen der maximale Abflusswert eines Hochwasserereignisses (synonym: Hochwasserscheitel, -spitze, -gipfel, -scheitelabfluss, -spitzenabfluss usw.) betrachtet, da dieser Wert das Ereignis quantifizierend beschreibt, aus den Abflussganglinien einfach zu ermitteln ist und *die zentrale Größe* eines Hochwasserereignisses darstellt. Die Wirkung aller untersuchten Maßnahmen wird in der Abminderung dieses Wertes gemessen! Der Abfluss wird in der Einheit [m³/s] angegeben und beschreibt damit die Menge Wasser [m³] die pro Zeiteinheit [s] einen bestimmten Gewässerquerschnitt durchfließt. Der Abfluss dominiert die korrespondierenden Wasserspiegelhöhen – die neben dem Abfluss nur noch von der Geometrie und der Beschaffenheit des Querschnittes abhängen – maßgeblich.

Neben den absoluten Scheitelwerten bzw. deren Abminderungen ist häufig auch die relative Scheitelabminderung eine aussagekräftige und besonders gut vergleichbare Größe. Hierfür wird der maximale Abfluss ohne Maßnahmen (Maximalabfluss im Istzustand) mit dem simulierten Maximalabfluss nach Maßnahmenumsetzung (Prognose) verglichen und die Differenz als Prozentwert angegeben. Die prozentuale Scheitelabminderung berechnet sich nach Gleichung (2.1)

$$\Delta Q = \frac{Q_{\max, \text{Ist}} - Q_{\max, \text{Prog}}}{Q_{\max, \text{Ist}}} \cdot 100 \quad (2.1)$$

ΔQ	prozentuale Scheitelabminderung [%]
$Q_{\max, \text{Ist}}$	maximaler Abfluss im Istzustand [m ³ /s]
$Q_{\max, \text{Prog}}$	maximaler Abfluss im Maßnahmenfall (Prognose) [m ³ /s]

2.5 Kleinrückhaltspezifische Parameter und Definitionen

Unter Kleinrückhalten werden hier grundsätzlich Maßnahmen verstanden, die vorhandene Strukturen, wie z.B. Straßen- und Wegedämme, ehemalige Fischteiche usw. zum Zwecke des Hochwasserschutzes nutzen. Hierfür wird der vorhandene Retentionsraum gezielt eingestaut, indem die Abflusskapazität des vorhandenen Durchlasses reduziert wird. Dabei sollen die Retentionsräume so ausgelegt werden, dass eine Drosselung der Hochwasserwelle erst mit Erreichen des Ausuferungsabflusses im Oberwasser oder später beginnt. Dies hat den Vorteil, dass die natürliche Überflutungsdynamik der Aue in Bezug auf die Häufigkeit nicht verändert wird,

sondern lediglich die Parameter Überflutungshöhe und Überflutungsdauer. Die Hochwasserentlastung wird beispielsweise mittels eines Kelchüberfalls oder einer Dammscharte sichergestellt. Die erforderlichen baulichen Konstruktionen sind für diesen Maßnahmentyp im Vergleich zu klassischen Hochwasserrückhaltebecken relativ gering, da wie einleitend erwähnt als Dammbauwerk ausschließlich vorhandene Strukturen genutzt werden. Anhang A zeigt die prinzipielle Funktionsweise von Kleinrückhalten für unterschiedliche Bauweisen.

Kleinrückhaltebecken (KRH) sind also kleine, dezentrale Hochwasserrückhaltebecken in den Flussauen zur Erhöhung der stehenden Retention. Sie nutzen vorhandene Landschaftselemente und Strukturen zur Verbesserung des Hochwasserschutzes. Die in den Dämmen vorhandenen Durchlässe sind i. d. R. so dimensioniert, dass sie auch bei Hochwasser keinen Rückstau verursachen (Prinzip der freien Ableitung). Durch eine Verkleinerung der Durchlässe mittels eines Drossелеlementes kann bei entsprechenden Abflüssen ein Retentionsraum in der Aue eingestaut werden. Die bauliche Konstruktion sollte möglichst einfach gehalten werden (z. B. Drosselöffnung ohne bewegliche Elemente), um das Bauwerk weitestgehend unempfindlich gegen Betriebsstörungen zu gestalten und Bau- und Betriebskosten zu minimieren.

Für Kleinrückhalte existiert bislang weder eine „offizielle“ Bezeichnung noch eine Definition oder Abgrenzung. Daher ist es notwendig, die in dieser Arbeit untersuchten KRH zu definieren und zu beschreiben.

Ein Kleinrückhalt wird im Wesentlichen durch die folgenden vier Parameter beschrieben:

- Beckenvolumen: Das Beckenvolumen wird in der Einheit Kubikmeter [m³] angegeben und ist maßgeblich von der Struktur des Talraums geprägt. Neben der Form des Talraums ist das Beckenvolumen nur noch abhängig von der Einstauhöhe. Demnach ist das Beckenvolumen als gegebener Parameter anzusehen.
- Einstauhöhe: Die maximale Einstauhöhe [m] wurde für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Kleinrückhalte in Anlehnung an DIN 19.700 zu 3,0 m festgelegt. In Einzelfällen können ergänzende Restriktionen (z. B. Dammhöhe, Bebauung im Rückhalte-raum usw.) zu geringeren Einstauhöhen führen. An insgesamt drei detailliert untersuchten Standorten in den UG Thalfanger Bach und Obere Blies wurden aufgrund der örtlichen Gegebenheiten (geringes Schadenspotenzial) geringfügig höhere Einstauhöhen zugelassen.
- Größe des Einzugsgebietes: Die Größe des Einzugsgebietes [km²] ist ein entscheidender Parameter für die Retentionswirkung eines Kleinrückhaltes. Größere Einzugsgebiete führen i. d. R. zu größeren und voluminöseren Hochwasserereignissen, weshalb die Wirkung bei gleichem Beckenvolumen in großen Einzugsgebieten i. d. R. geringer ist. Die Größe des Einzugsgebietes ist neben dem Beckenvolumen einer der entscheidenden Parameter und wird deshalb in Kapitel 2.5.2 zusammen mit diesem detailliert betrachtet und zu einer gemeinsamen Kenngröße, dem spezifischen Volumen zusammengefasst.

- Größe der Drosselöffnung: Die Größe der Drosselöffnung [mm] ist der einzige in gewissen Grenzen frei wählbare Parameter eines Kleinrückhaltes. Die Wirkung des Maßnahmentyps hängt entscheidend von dieser Größe ab, weshalb dieser Parameter von besonderer Bedeutung ist. Eine detaillierte Beschreibung erfolgt deshalb in Kapitel 2.5.3.

2.5.1 Beckengröße

Für die Größe von Kleinrückhalten gibt es bislang keine einheitliche Definition. In der Literatur wird dieser Parameter je nach Autor unterschiedlich beschrieben. So spricht z. B. WEGNER (1992) von relativ geringen Volumina und Stauhöhen von bis zu einem Meter, während MARENBACH (2002) nur Rückhalteräume ab einem Mindestvolumen von 5.000 m³ und einer Stauhöhe von bis zu 2,0 m berücksichtigt. Andere Autoren (RÖTTCHER, 2001, 2005; TÖNSMANN 2001) unterscheiden zudem zwischen Kleinst- und Kleinrückhaltebecken mit Volumina bis 50.000 bzw. 100.000 m³.

Gemäß DIN 19.700, Teil 12 Hochwasserrückhaltebecken werden abhängig von der Einstauhöhe und dem Beckenvolumen vier Beckentypen von sehr klein bis groß unterschieden (siehe Tab. 2.2). In Anlehnung an DIN 19.700 wurden deshalb die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Kleinrückhalte auf eine Einstauhöhe von maximal 3,0 m über der Talsohle begrenzt. In drei Einzelfällen wurde auf der Basis einer detaillierten Überprüfung des Standortes durch Inaugenscheinnahme vor Ort auch eine geringfügig höhere Einstauhöhe zugelassen (vgl. Kap. 3.3 und 3.5). Zweites Kriterium war das Beckenvolumen, das – ebenfalls in Anlehnung an DIN 19.700 – maximal 100.000 m³ groß sein sollte. In insgesamt 10 Ausnahmefällen (siehe Anhang F) konnte mit einer Einstauhöhe von 3,0 m ein Volumen von mehr als 100.000 m³ erzielt werden. Dies wurde so akzeptiert, da für die auf die bauliche Konstruktion wirkenden Druckkräfte lediglich die Einstauhöhe, nicht jedoch das Einstauvolumen maßgeblich ist (in allen Fällen ist das Schadenspotenzial im Unterwasser im Falle eines Dammbrochs als gering anzusehen).

Tab. 2.2: Einteilung Hochwasserrückhaltebecken nach DIN 19.700, Teil 12

Einstauhöhe	Beckenvolumen			
	≤ 50.000 m ³	≤ 100.000 m ³	≤ 1 Mio. m ³	> 1 Mio. m ³
≤ 3,0 m	Sehr kleine Becken	Kleine Becken	Mittlere Becken	Große Becken
3,0 ≤ 5,0 m	Kleine Becken	Kleine Becken	Mittlere Becken	Große Becken
5,0 ≤ 15,0 m	Mittlere Becken	Mittlere Becken	Mittlere Becken	Große Becken
> 15,0 m	Große Becken	Große Becken	Große Becken	Große Becken

Die Mindestgröße eines KRH definiert sich allein über die Retentionswirkung der Maßnahme. Ein solcher Grenzwert existiert in der gültigen DIN 19.700 nicht.

2.5.2 Spezifisches Volumen

Das Volumen eines Kleinrückhalts bestimmt, wie viel Wasser zurückgehalten werden kann. Die Größe des Einzugsgebietes hat einen entscheidenden Einfluss auf das Dargebot – insbesondere in den hier interessanten Hochwasserfällen. Setzt man gleiche Abflussbildungs- und Abflussgenesevorgänge voraus, so muss in einem größeren Einzugsgebiet ein größeres Retentionsvolumen vorhanden sein, um die gleiche Scheitelabminderung wie in einem kleineren Einzugsgebiet zu erzielen. Um die Vergleichbarkeit des Retentionspotenzials in unterschiedlichen Einzugsgebieten zu gewährleisten, ist es daher sinnvoll, die Parameter „Einzugsgebietsgröße“ und „Becken-volumen“ in einem Wert zusammenzufassen, dem spezifischen Volumen (sV). Das spezifische Volumen definiert das theoretische Rückhaltevolumen (Gebietspotenzial) in Bezug zur Fläche des Einzugsgebietes. Das spezifische Volumen ermöglicht deshalb den Vergleich von unterschiedlichen Gebieten mit unterschiedlichen Retentionsvolumina.

$$sV = V_{KRH} \cdot A_E^{-1} \cdot 10^{-3} \quad (2.2)$$

sV	spezifisches Volumen [mm]
V_{KRH}	Gesamtvolumen aller KRH im Einzugsgebiet [m ³]
A_E	Einzugsfläche des betrachteten Gebietes [km ²]

Das spezifische Volumen berechnet sich aus dem Gesamtvolumen aller Rückhalteräume im jeweils betrachteten Gebiet im Verhältnis zur Einzugsfläche (Gleichung 2.2). Es wird analog zu Niederschlags- und Abflusshöhen in der Einheit Millimeter ($\text{mm} = \text{l/m}^2$) angegeben.

Das spezifische Volumen ist demnach ein Maß für den Gebietsrückhalt und somit als Flächenparameter zu interpretieren. Gleichung 2.2 stellt einen linearen Zusammenhang dar, aus dem hervorgeht, dass die theoretisch in einem Einzugsgebiet zurückhaltbaren Hochwasseranteile mit wachsendem spezifischem Volumen ebenfalls ansteigen.

Bei der Bestimmung des spezifischen Volumens eines Einzugsgebietes – insbesondere bei der Anwendung des in Kapitel 5 vorgestellten Regionalisierungsverfahrens – wird vorausgesetzt, dass die Kapazitäten der Kleinrückhalte im Wesentlichen ausgenutzt werden können.

2.5.3 Drosselorgan

Die Drosselöffnung stellt neben dem Volumen die wichtigste Größe eines KRH dar. Sie beeinflusst die Retentionswirkung wesentlich. Im Gegensatz zu Volumen und Einstauhöhe, die i. d. R. vorgegeben bzw. limitiert sind, ist die Größe der Drosselöffnung in gewissen Grenzen frei bestimmbar. In diesem Abschnitt wird die Wirkungsweise des Drosselorgans analytisch beschrieben. Kriterien für die Dimensionierung der Drosselöffnung und die Auswirkungen auf verschiedene Hochwasserereignisse werden in Kapitel 5 erörtert. Kleinrückhaltebecken werden i. d. R. mit beweglichen Schützen geplant, deren Verstellung und Justierung (Änderung des Öffnungsmaßes) durch Langlöcher in der Blechtafel gewährleistet ist (siehe Skizzen in Anhang A). Eine Veränderung der Drosselöffnung kann somit nur in den Phasen zwischen zwei Hoch-

wasserereignissen erfolgen. Während eines Hochwassers ist die Drosselöffnung als festes Maß anzusehen.

Alle hier theoretisch untersuchten Kleinrückhalte wurden als Becken mit unregelmäßiger Abgabe über eine kreisförmige Rohrdrossel angenommen. Der Drosselabfluss ist demnach von der Größe der Drosselöffnung und dem Wasserstand im Becken abhängig. Während der Einstauphase nimmt der Drosselabfluss mit zunehmendem Beckenwasserstand als Folge des erhöhten Wasserdrucks zu, in der Entleerungsphase folglich wieder ab. Der Drosselabfluss ist nicht konstant. Gegenüber einem klassischen Hochwasserrückhaltebecken mit geregelter, konstanter Drosselabgabe hat ein unregelmäßiges Becken i. d. R. einen geringeren Wirkungsgrad – d. h. dass bei gleichem Beckenvolumen nur ein geringeres Hochwasser zurückgehalten werden kann – was aber zugunsten der deutlich geringeren Bau- und Betriebskosten einer solchen Konstruktion in Kauf genommen wurde.

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (2.3)$$

Q	Drosselabfluss [m ³ /s]
μ	Abflussbeiwert (Verluste infolge Reibung) [-] μ = 0,006 * h/A + 0,556 ≤ 0,85
A	Drosselöffnung [m ²]
g	Erdbeschleunigung: 9,81 m/s ²
h	Einstauhöhe [m]

Die Größe der Drosselöffnung wird der Einfachheit halber als Durchmesser Nennweite (DN) in der Einheit Millimeter (mm) angegeben, beschreibt jedoch eine quadratische Öffnung. Eine Drosselöffnung DN 500 ist in dieser Arbeit somit beispielsweise 500 x 500 mm groß und hat eine Fläche von 0,25 m². Die maximale Drosselöffnung eines KRH wurde wegen der maximalen Einstauhöhe von 3,0 m zu DN 2000 festgelegt. Aus konstruktiven Gründen (Verkläuerungen usw.) wurde eine Mindestdrosselöffnung von DN 200 definiert. Zwischen diesen Grenzwerten ist die Drosselgröße frei wählbar. Der Drosselabfluss wurde einheitlich nach der hydraulischen Formel für den vollkommenen Abfluss als Grundstrahl (Gleichung 2.3) berechnet.

2.6 Verwendete Daten

Die verwendeten Daten stammen, wenn nicht anders erwähnt, von:

- Kartenmaterial:

Ministerium für Umwelt des Saarlandes – Geodatenzentrum: Digitale Topographische Karten des Saarlandes, Maßstab 1 : 25.000; Digitale Deutsche Grundkarte des Saarlandes, Maßstab 1 : 5.000; Orthophotos.

Landesvermessungsamt Rheinland-Pfalz: Digitale Topographische Karten Maßstab 1 : 25.000, Blatt 6207 Beuren, Blatt 6208 Morscheid.

- Abflussdaten:

Landesamt für Umwelt- und Arbeitsschutz des Saarlandes: Zeitreihen von insgesamt 25 saarländischen Gewässerpegeln in den Einzugsgebieten von Blies und Prims.

Landesamt für Wasserwirtschaft Rheinland-Pfalz: Zeitreihen von insgesamt 7 Gewässerpegeln in den Einzugsgebieten von Horn- und Schwarzbach (Blies) und Zeitreihe des Pegels Dhrontalsperre (Kleine Dhron).

- Niederschlagsdaten:

Landesamt für Umwelt- und Arbeitsschutz des Saarlandes: Zeitreihen von insgesamt 36 saarländischen Niederschlagsschreibern.

Landesamt für Wasserwirtschaft Rheinland-Pfalz: Zeitreihen von insgesamt 18 Niederschlagsschreibern und 6 Niederschlagsmessern (Tageswerte).

Deutscher Wetterdienst (DWD): Zeitreihen von insgesamt 11 Niederschlagsmessern (Tageswerte).

Service de la Navigation (Strasbourg): Zeitreihe des Niederschlagsmessers Montbronn / Frankreich.

- Landnutzungsdaten:

Ministerium für Umwelt des Saarlandes – Geodatenzentrum: ATKIS-Daten des Saarlandes.

- Klimadaten:

DWD: Zeitreihe der saarländischen Klimastation Tholey.

- Höhenmodell:

Ministerium für Umwelt des Saarlandes – Geodatenzentrum: Digitales Höhenmodell des Saarlandes (DGM 5).

- Bodendaten:

Ministerium für Umwelt des Saarlandes – Boden Informationssystem (SaarBIS): Bodenübersichtskarte (BÜK) des Saarlandes, Maßstab 1 : 25.000 und verbale Beschreibung der Bodeneinheiten. <http://www.gis.saarland.de>

- Gewässer- und Beckendaten:

Gewässerquerprofile zur Berechnung der Wellenablaufparameter in den zwei Flussgebietsmodellen „Blies“ und „Prims“: Eigene Vermessung.

Beckeninhaltskennlinien Kleinrückhalte: Eigene terrestrische Vermessung bzw. Ableitung aus Kartenmaterial

Copyrightinweis:

Alle in dieser Arbeit gezeigten Geodaten sind gesetzlich geschützt. Die Urheberrechte liegen beim Ministerium für Umwelt des Saarlandes, beim Landesamt für Kataster-, Vermessungs- und Kartenwesen des Saarlandes, beim Landesamt für Vermessung und Geobasisinformationen Rheinland-Pfalz und beim Landesamt für Umwelt, Wasserschutz und Gewerbeaufsicht Rheinland-Pfalz. Eine Vervielfältigung der hier gezeigten Daten ist ausdrücklich nur mit Zustimmung des jeweiligen Herausgebers gestattet.

3 Untersuchungsgebiete

Die in Kapitel 1 genannten Retentionsmaßnahmen wurden in verschiedenen Einzugsgebieten untersucht. Bei der Auswahl der Untersuchungsgebiete waren verschiedene Kriterien zu erfüllen. Die Gebiete sollten

- eine generelle Eignung zur Umsetzung des jeweils vorgesehenen Maßnahmentyps aufweisen,
- über lange Messreihen hydrologischer und klimatischer Daten verfügen,
- durch physiogeographische Daten (TK, DGM, ATKIS usw.) beschrieben werden,
- repräsentativ für die Saar-Lor-Lux Region und den Mittelgebirgsraum sein,
- möglichst wenig administrative Zuständigkeitsbereiche ansprechen und
- vom Wohnort des Bearbeiters aus schnell erreichbar sein.

Unter Berücksichtigung dieser Kriterien wurden die in Abbildung 3.1 dargestellten Untersuchungsgebiete

- Flussgebiet Blies,
- Obere Blies,
- Mittlere Blies,
- Thalfanger Bach und
- Flussgebiet Prims

ausgewählt.



Abb. 3.1: BRD und Bundesland Saarland Lage der Untersuchungsgebiete (UG), Darstellung ohne Maßstab. Quelle: BRD: <http://image.excite.de/www/directory/deutschland.gif> (abgerufen: 15.12.05), Saarland und UG: eigene Abbildung

3.1 Flussgebiet Blies

Die Blies entspringt im nördlichen Saarland, bei Selbach (Landkreis St. Wendel) im sog. Prims-Blies-Berg- und Hügelland. Umgeben von den Höhenzügen des „Schaumbergs“ (570 m+NN) und des „Losenbergs“ (512 m+NN) liegt die Quelle auf einer Höhe von rund 420 m+NN. Im französischen Saargemünd (*franz. Saareguemines*) – wo die Blies in die Saar mündet – beträgt die Geländehöhe rund 195 m+NN. Auf ihrem zunächst südöstlich, dann – ab etwa der Hälfte der Strecke – südwestlich verlaufenden Fließweg legt die Blies bis zu ihrer Mündung eine Strecke von rund 95 km zurück. Mit Ausnahme einiger kleinerer Zuflüsse in den Quellregionen (auch der Nebengewässer) sind alle Gewässer im Einzugsgebiet perennierend. Das insgesamt rund 1.890 km² große Einzugsgebiet der Blies liegt zu 37 % im Saarland, zu 46 % in Rheinland-Pfalz und zu 17 % in Frankreich (KAUTENBURGER ET AL., 2002). Gemäß Tabelle 1.1 zählt das Gebiet bereits zur unteren Makroskala. Es handelt sich beim Bliesgebiet um eine Mittelgebirgshügellandschaft, deren wichtigsten Haupteinheiten das Prims-Blies-Hügelland, der Pfälzerwald, der Saarkohlewald sowie die saarländischen Sandstein- und Gaulandschaften sind.

Die wichtigsten Nebengewässer der Blies sind der bei Blieskastel mündende Schwarzbach, der bei St. Wendel mündende Todbach, die in Wiebelskirchen mündende Oster sowie der ebenfalls bei Blieskastel mündende Würzbach. Bei Betrachtung der Einzugsflächen der Nebengewässer wird ersichtlich, dass insbesondere dem Schwarzbach mit rund 1.150 km² (über 60 % der Gesamtfläche) ein besonderer Stellenwert zukommt. Insbesondere der bei Zweibrücken in den Schwarzbach mündende, flächenmäßig etwa gleichgroße Hornbach dominiert das Abflusgeschehen in der Blies nicht unwesentlich, da seine Abflussbereitschaft deutlich höher einzustufen ist als die des Schwarzbachs. Ein statistisch etwa 5-jährlicher Abfluss am Hornbach wäre übertragen auf den Schwarzbach dort ein rund 50-jährliches Ereignis. Diese doch stark unterschiedlichen Abflusscharakteristika benachbarter, gleichgroßer Einzugsgebiete begründet sich in den unterschiedlichen geologischen Formationen (Schwarzbach: überwiegend Buntsandstein des Pfälzerwaldes, Hornbach: überwiegend Muschelkalk) und den unterschiedlichen Landnutzungen. Während der Schwarzbach zum größten Teil bewaldet ist, zeigt sich im Hornbachgebiet das typische Bild einer Kulturlandschaft (Streuobstwiesen, Landwirtschaftliche Flächen und Waldgebiete in unregelmäßigen Strukturen).

Im östlichen Bereich des Blieseinzugsgebietes finden sich nahezu ausschließlich bewaldete Gebiete (Pfälzer Wald), während sich weiter westlich die versiegelten Flächen zunehmend akkumulieren (Neunkirchen, Bexbach, Homburg und Zweibrücken). Nördlich von Neunkirchen sowie südlich von Blieskastel findet man Flächen, die vorwiegend der Acker- und Grünlandnutzung unterliegen. In ihrem Mittellauf im Bereich Schwarzbachmündung bis unterhalb von Blieskastel bildet die Blies breite Auen aus, in denen sie mitunter starke Mäander aufweist. Um das Einzugsgebiet nach geologischen Kriterien beschreiben zu können, ist eine Einteilung in mind. zwei Bereiche erforderlich. Als Bereich I kann das Gebiet nördlich von Neunkirchen ausgewiesen werden. Dieses gehört geologisch größtenteils zum Karbon und Rotliegendem (Perm). Die Böden bestehen hauptsächlich aus lehmiger bis tonig-lehmiger, oft steiniger Braun-

erde und weisen ein durchweg geringfügiges Versickerungsvermögen auf. Im Bereich II (Restgebiet) findet man überwiegend Muschelkalk und Buntsandstein aus dem Trias. Die Böden bestehen überwiegend aus lehmig-tonigen, steinigen Braunerden sowie lehmig-sandigen bis sandig-lehmigen, oft steinigen podsoligen Braunerden und weisen z. T. stark wechselnde Durchlässigkeiten auf. Das Einzugsgebiet wird von insgesamt 16 Gewässerpegeln kontrolliert (siehe Tab. 3.1).

Tab. 3.1: Pegel im Einzugsgebiet der Blies mit Hauptwerten. Stand: Dezember 2005. Quelle: LUA – Saarland und LUWG – Rheinland Pfalz

Pegel	Gewässer	A _E [km ²]	Auf- zeichnungs- beginn	HHQ [m ³ /s]	MNQ [m ³ /s]	MQ [m ³ /s]	MHQ [m ³ /s]
Alsfassen	Blies	42,0	1996	29,2	0,09	0,72	12,1
Althornbach	Hornbach	424,4	1962	123	1,78	4,72	46,2
Contwig	Schwarzbach	529,6	1927	50,6	3,08	5,52	27,3
Eichelsb. Mühle	Felsalbe	28,4	1967	12,0	0,12	0,388	6,46
Einöd	Schwarzbach	1.152,0	1960	220	5,34	10,5	98,0
Gronig	Blies	8,5	1989	6,9	0,05	0,30	3,4
Hangard	Oster	114,0	1962	54,7	0,18	1,58	26,3
Hornbach	Schwalb	111,4	1966	38,8	0,53	1,51	15,1
Lautzkirchen	Würzbach	56,1	1965	9,62	0,17	0,35	3,16
Neunkirchen	Blies	318,0	1960	163	0,85	4,68	67,3
Oberauerbach	Auerbach	73,9	1979	40,2	0,28	0,76	18,0
Ottweiler	Blies	142,0	1960	82	0,41	2,26	36,9
Reinheim	Blies	1.798,0	1962	373	7,15	19,4	152
Urweiler	Todbach	42,1	1996	28,2	0,04	0,73	16,1
Walshausen	Felsalbe	69,4	1962	31,5	0,30	0,89	16,7
Walsheim	Hetschenbach	6,15	1973	3,38	0,02	0,11	2,09

3.2 Mittlere Blies

Das Untersuchungsgebiet „Mittlere Blies“ stellt im Vergleich zu den anderen Untersuchungsgebieten kein komplettes Wassereinzugsgebiet, sondern einen rund 7,0 km langen Gewässerabschnitt von Blies-km 36+848.00 bis 43+976.80 dar (siehe Abb. 3.2). Der hier untersuchte Abschnitt liegt am Mittellauf der Blies, unterhalb der Mündung des Schwarzbachs. Vom Gewässertyp stellt die Blies in diesem Abschnitt ein Auetalgewässer dar. Der betrachtete Gewässerabschnitt weist ein mittleres Sohlgefälle von 0,5-1,0 ‰ auf. Die Breite der Überflutungsau liegt zwischen 1.000 und 1.500 m. Die Fläche der Überflutungsau beträgt rund 400 ha. Der Ausuferungsabfluss liegt in diesem Abschnitt zwischen $Q_A = 80$ und $100 \text{ m}^3/\text{s}$. Die derzeitige Auenutzung im Untersuchungsgebiet besteht in erster Linie aus Grünland. Daneben sind als

Strukturen Brachen, Auwaldfragmente, Gehölzbestände sowie in geringem Umfang auch Ackerflächen zu finden.

Das Untersuchungsgebiet „Mittlere Blies“ bei Blieskastel wurde in MfU (1995) als sog. Hochwasserbrennpunkt deklariert und erschien deshalb für die hier durchgeführten Betrachtungen als besonders interessant, da somit auch ein gewisses öffentliches Interesse an den Simulationsergebnissen besteht. Ein weiterer Grund für die Gebietsauswahl liegt in der Verfügbarkeit der für den hier untersuchten Maßnahmentyp „Auwaldsukzession in den Talauen“ interessanten Flächen. Für gezielte Aufforstungsmaßnahmen bzw. als Sukzessionsflächen kommen insbesondere ehemals landwirtschaftlich genutzte Flurstücke an den Mittelläufen von Auertalgewässern in Frage. Die Oberläufe der saarländischen Gewässer werden größtenteils von Kerb- und Muldentalgewässern gebildet, die i. d. R. keine ausgeprägte Überflutungsauwe ausbilden und zudem meist noch gehölzbestanden sind.

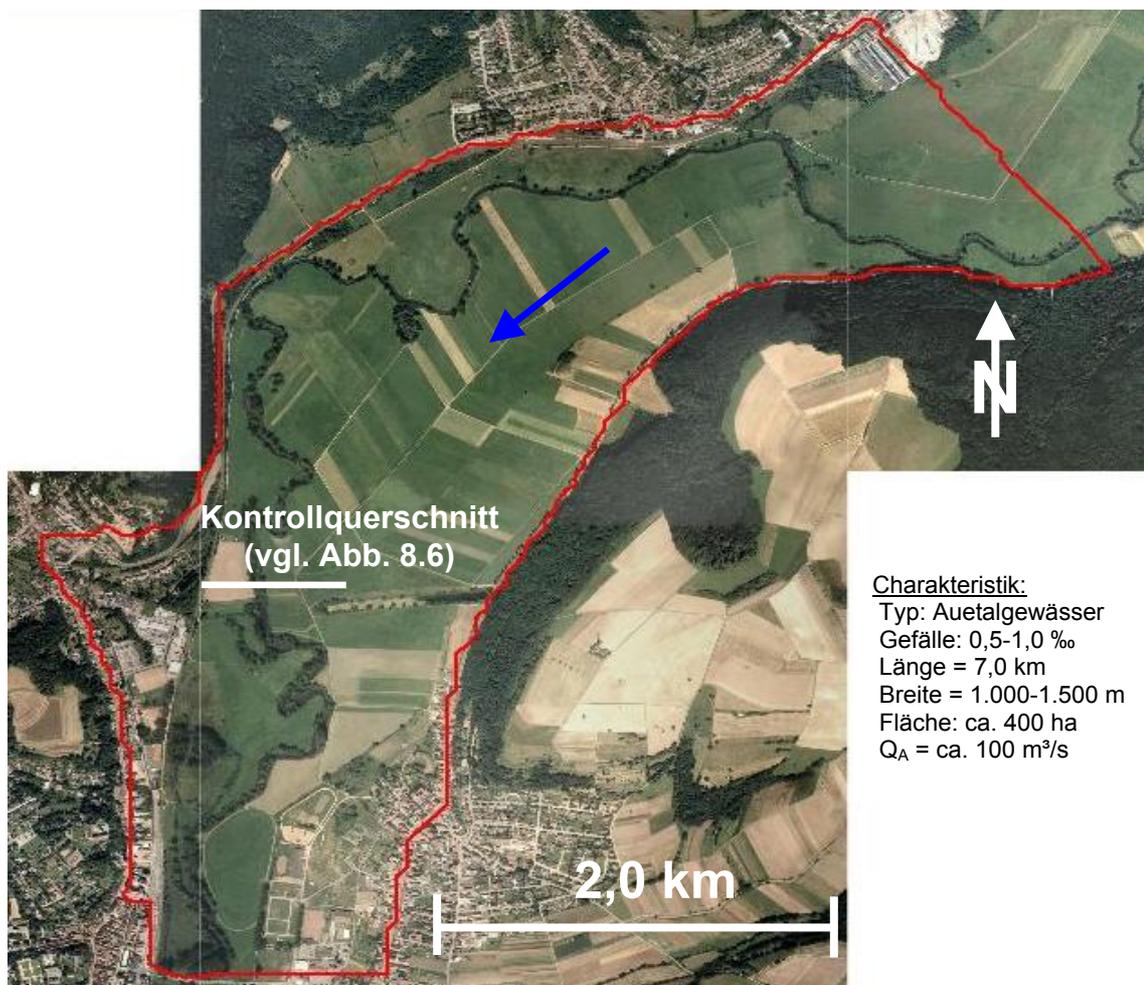


Abb. 3.2: Untersuchungsgebiet „Mittlere Blies“ – Übersicht. Darstellung ohne Maßstab. Bildquelle (Orthophoto): Ministerium für Umwelt des Saarlandes, Geodatenzentrum

3.3 Obere Blies

Bei dem rund 8,5 km² großen Untersuchungsgebiet der „Oberen Blies“ handelt es sich um das Quellgebiet der Blies. Das jungpaläozoische Gebiet liegt bei ca. 7° E, 49°30'N, inmitten des so genannten Prims-Blies-Berg- und Hügellandes und repräsentiert somit den Naturraum des Saar-Nahe Berglands. Im nord-östlichen Saarland gelegen, grenzt das Gebiet im Westen an die Gemeinde Theley und im Osten an die Gemeinde Oberthal. Dabei umfasst das Gebiet den Oberlauf der Blies, den Hirzbach sowie weitere kleine Nebengewässer. Abbildung 3.3 zeigt das Untersuchungsgebiet. Das Untersuchungsgebiet wird im Norden begrenzt durch den Losenberg (513 m+NN) und im Süden durch den Schaumberg (568 m+NN). Von der Quelle, gelegen auf einer Höhe von 420 m+NN, bis zur Pegelmessstelle Oberthal-Gronig legt die Blies eine Strecke von rund 4.220 m zurück, wobei sie auf eine Höhe von 315 m+NN abfällt. Hieraus ergibt sich eine maximale Höhendifferenz im Untersuchungsgebiet (Reliefenergie) von rund 253 m. Dies entspricht einem mittleren Gefälle von 25 ‰. Somit ist die Obere Blies nach DYCK & PESCHKE (1995) der Kategorie flach bis leicht ansteigend (0 bis 5 ‰) zuzuordnen.

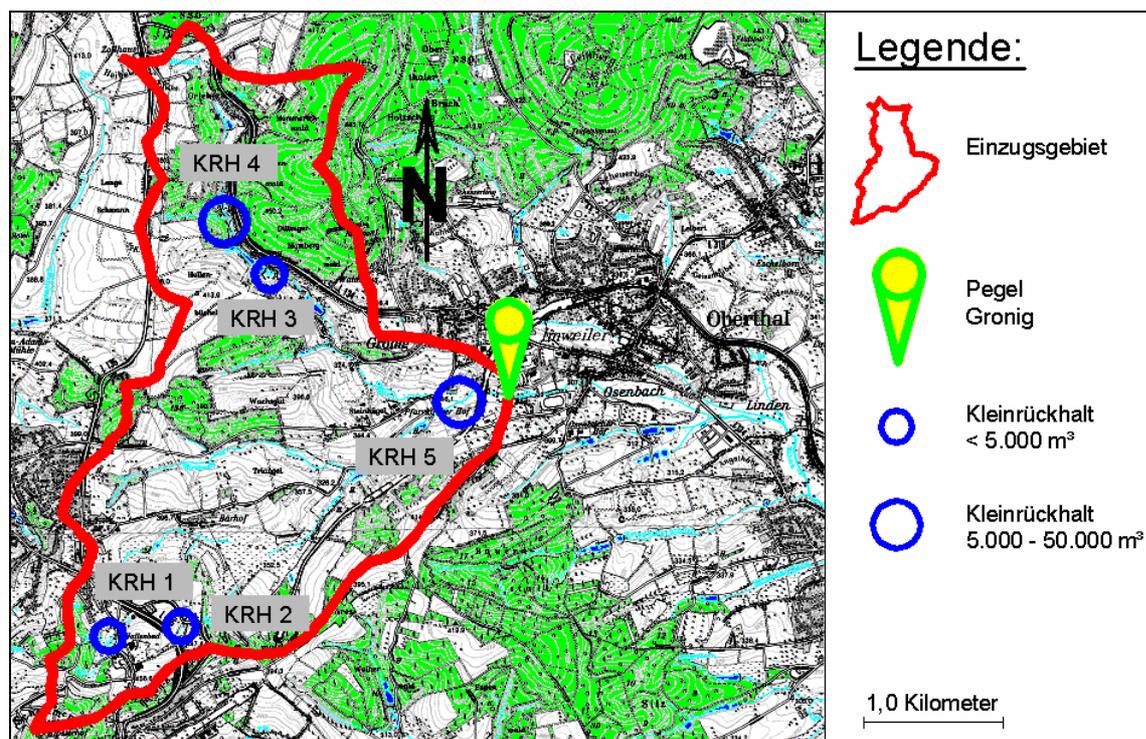


Abb. 3.3: Untersuchungsgebiet Obere Blies, Darstellung ohne Maßstab. Kartenquelle: Ministerium für Umwelt des Saarlandes, Geodatenzentrum

Im Jahresgang der Niederschläge sind zwei Maxima festzustellen, eines im Sommer (Juni und August) sowie eines im Spätherbst und Frühwinter (November und Dezember). Die Minima der Niederschläge werden im Zeitraum Februar bis April sowie im September erreicht. Im Untersuchungsgebiet werden im jährlichen Durchschnitt Temperaturen von 9,5 bis unter 10,0°C erreicht und mittlere jährliche Niederschlagssummen von 850 bis über 1000 mm gemessen (www.derbliesgau.de).

Mit einer Fläche von ca. 8,5 km² entspricht das mesoskalige Untersuchungsgebiet etwas weniger als 0,5 % des 1.900 km² großen Gesamteinzugsgebietes der Blies. Die Obere Blies sowie der Hirzbach gehören in ihren Oberläufen zum Typ der Kerbtalgewässer. Im Unterlauf, nahe des Pegels Oberthal, zählt die Blies bereits zum Typ der Auetalgewässer (DRESCHER-LARRES ET AL., 2001). Das Untersuchungsgebiet der Oberen Blies wird durch den amtlichen Gewässerpegel in Oberthal-Gronig kontrolliert, über den langjährige Messreihen vorliegen. Die mittlere Durchflussmenge an diesem Pegel in den betrachteten Jahrgängen 1990-2004 betrug ca. 0,316 m³/s. In Tabelle 3.2 sind exemplarisch die Extremwerte für Hoch- und Niedrigwasser dargestellt. Der geologische Untergrund besteht im Wesentlichen aus klastischen Sedimenten des Unteren Rotliegenden (Lebacher- und Tholeyer Schichten: Sandsteine, Tone, Arkosen, Konglomerate und Schiefertone) und randlich permische Vulkanite (MEYEN ET AL., 1962; FISCHER, 1989). Die Böden des Untersuchungsgebiets bestehen im Wesentlichen aus Braunerden als Hauptlage über Basislagen aus vorwiegend grobklastischen Sedimentgesteinen des Rotliegenden und Karbon und intermediären magmatischen Gesteinen (örtlich aus basenreichen Tuffen). Vereinzelt findet man auch Podsol-Braunerden aus Schluff-, Sand- und Tonsteinen. Die Böden haben eine mittlere Güte und werden als Acker- und Weideland genutzt. Eine detailliertere Beschreibung der Böden findet sich in Anhang C.

Tab. 3.2: Extremwerte gemessener Abflüsse am Pegel Oberthal-Gronig. (Quelle: LUA Saarland – Online-Jahrbuch 2004)

	Rang	Niedrigwasser			Hochwasser		
		m ³ /s	cm	Datum	m ³ /s	cm	Datum
Extremwerte	1	0,014	5	04.09.91	6,88	163	25.01.95
	2	0,034	8	29.04.04	6,19	152	21.12.93
	3	0,035	8	01.05.04	5,95	140	02.01.03
	4	0,035	8	23.06.04	5,38	139	23.01.95
	5	0,035	8	04.07.04	5,32	138	12.01.93
	6	0,035	8	29.09.04	4,65	127	28.10.98
	7	0,037	9	15.10.92	4,00	116	01.11.98
	8	0,039	9	05.09.90	3,94	102	22.03.01
	9	0,039	9	17.05.90	3,89	101	20.02.02
	10	0,039	10	28.08.91	3,68	97	12.12.99

Im Falle starker Niederschläge kommt es zu einer Verschlammung der oberen Bodenschicht, wodurch sich hier ein vergleichsweise hoher Anteil an lokalem Oberflächenabfluss ausbildet. Die Fließgewässer sind durch die vorwiegend feinsedimentären Ablagerungen des Rotliegenden geprägt. Es dominieren locker gefügte, sandig-kiesige, örtlich lehmige Gewässersohlen. Sie werden lokal durch permische Vulkanite oder Konglomerate mit groben Komponenten angereichert. Stellenweise sind mächtige Auelehmdecken entstanden, in die die Fließgewässer grabenartig eingesunken sind. Folge dieser Entwicklung ist, dass kleinere und mittlere Hochwässer aufgrund des erhöhten Fassungsvermögens der Querprofile nun nicht mehr zu Ausuferungen führen (DRESCHER-LARRES ET AL., 2001).



Abb. 3.4: Blick in das Untersuchungsgebiet Obere Blies. Quelle: eigenes Photo

Die begrenzenden Höhenzüge und vulkanischen Kuppen sind bewaldet, dazwischen erstrecken sich ausgedehnte landwirtschaftliche Nutzflächen (vgl. Abb. 3.3 und 3.4). Das Gebiet unterliegt seit dem frühen Mittelalter großflächig landwirtschaftlicher Nutzung, in deren Folge z. T. starker Hangabtrag und die Aufsedimentation der Talauen zu verzeichnen war (LUA, 2005). Ackerflächen und Grünland machen jeweils rund 29 und 20 % der gesamten Flächen aus, wohingegen die Anteile der bewaldeten Bereiche bei 48 % und die der Siedlungen bei 3,0 % liegen. Abbildung 3.4 zeigt einen Blick in das Untersuchungsgebiet.

Tab. 3.3: Potenzielle Kleinrückhalte im UG Obere Blies. Beckendaten.

KRH	Volumen [m ³]	max. Einstauhöhe [m]	Teileinzugsgebiet [km ²]	sV [mm]	Struktur
1	149	1,4	0,18	0,8	Brachland Straßendamm
2	198	1,4	0,31	0,6	Brachland Straßendamm
3	1.856	2,5	2,04	0,9	ehemaliger Fischteich
4	11.078	3,2	1,93	5,7	ehemaliger Fischteich
5	41.036	3,0	5,91	6,9	Wiese Eisenbahndamm
gesamt:	54.317		8,44	6,4	

Im UG Obere Blies wurden fünf potenzielle KRH untersucht (siehe Abb. 3.3 und Tab. 3.3). Die Volumina der Rückhalteräume wurden mittels einer terrestrischen Geländevermessung festgestellt.

3.4 Flussgebiet Prims

Die Prims entspringt inmitten des Hunsrücks, nordöstlich des Ortes Thiergarten als kleine und große Prims. Zwischen den Höhenzügen von „Rumpelstein“ (755 m+NN) und „Steinkopf“ (683 m+NN) liegen die Quellen auf einer Höhe von 645 m+NN (kleine Prims) bzw. 635 m+NN (große Prims). Die Geländehöhe bei der Mündung in die Saar beträgt 177 m+NN. Der höchste Punkt ist der Sandkopf. Er liegt mit 757 m+NN zwischen Züsch und Börfink. Die Gesamtlänge der Fließgewässer bis zu einer Mindestbreite von einem Meter beträgt 241 km. Die größte Länge entfällt dabei mit 67,6 km auf das namensgebende Hauptgewässer, die Prims. Bei Dillingen mündet sie in die Saar und stellt, bezogen auf den mittleren jährlichen Abfluss, nach Blies und Nied das drittgrößte Nebengewässer der Saar dar (LUA, 2005). Im Einzugsgebiet der Theel handelt es sich um ein dendritisches Gewässernetz. Im restlichen Einzugsgebiet besitzt das Gewässernetz deutlich parallelen Charakter. Bis auf einige Gewässerläufe in den obersten Quellregionen können alle Gewässer als perennierend bezeichnet werden (HONECKER, 2005).

Das Einzugsgebiet der Prims liegt zum größten Teil im Saarland. Die nördlichsten Teile liegen in Rheinland Pfalz. Mit einer Fläche von 734 km² handelt es sich gemäß Tabelle 2.1 um ein mesoskaliges Einzugsgebiet. Es handelt sich beim Primsgebiet um eine Mittelgebirgshügellandschaft, deren wichtigste Haupteinheiten das Prims- Blies- Hügelland, das Prims- Nahe Bergland, das Hochwaldvorland, Hoch- und Idarwald und Hunsrück sind.

Die wichtigsten Nebengewässer der Prims sind die in Lebach mündende Theel, der in Nunkirchen mündende Losheimer Bach, sowie die bei Wadern mündenden Gewässer Wadrill und Löster. Als Hauptsiedlungen im Einzugsgebiet sind die Orte Wadern, Losheim, Dillingen, Lebach, Schmelz, Eppelborn und Nunkirchen zu nennen.

Im nördlichen Teil des Einzugsgebietes an den Oberläufen der Löster, der Wadrill und der Prims zählen die Oberen Siegen Stufen des Devon zu den ausgeprägt vorkommenden geologischen Formationen. Unter anderem finden sich hier auch Hunsrückschiefer, welche zwischen den Quarzitriegeln weite Ausraumzonen bilden. Gedinne und Untere Siegen Stufe bilden in den nördlichen Oberläufen von Löster, Wadrill und Prims das Ausgangsgestein und setzen sich im Wesentlichen aus Quarziten und Schiefen zusammen. Rotliegendes findet im Einzugsgebiet starke Verbreitung – das Oberrotliegende im nördlichen Bereich und das Unterrotliegende im Prims- Blies- Hügelland d. h. im östlichen Teil. Ausgenommen hiervon sind die Einzugsgebiete von Ill und Wiesbach; sie gehören zum Saarbrücker Sattel (Karbon). Das Vorkommen von Vulkaniten beschränkt sich auf intermediäre Vulkanite und Intrusionen. Vereinzelt kommen solche im nordöstlichen Teileinzugsgebiet, in der Prims-Nahe Mulde und vor allem im mittleren Teileinzugsgebiet bei Limbach vor. Die sauren Rhyolithe, die im Einzugsgebiet vorkommen, sind flächenmäßig vernachlässigbar. Buntsandstein und Muschelkalk existieren nur in kleinen Anteilen am Rand der Merziger Muschelkalkplatte. Der Keuper wurde komplett abgetragen.

Die Gefälleverhältnisse sind im nördlichen Einzugsgebiet im Bereich der Löster, der Wadrill und des Oberlaufs der Prims steil. Mittlere Neigungsverhältnisse findet man im Theel-Ill Ein-

zugsgebiet. Die größten Teile des Einzugsgebiets weisen ein flaches Gefälle auf (HONECKER, 2005).

Bei der Prims handelt es sich um ein Gewässer II. Ordnung (MFU, 1998). Die wasserwirtschaftliche Bedeutung ergibt sich aus einer Talsperre bei Nonnweiler zur Trinkwassergewinnung, Ableitung von rund 300 l/s Wasser in das Blieseinzugsgebiet, Kühlwassergewinnung zur Gewährleistung des Kraftwerkbetriebs bei Bexbach und Trinkwassergewinnung für die Gemeinde Hermeskeil. Weiterhin wird die Wasserkraft zur Erzeugung elektrischer Energie an zwei Anlagen genutzt: seit 1993 an der Talsperre Nonnweiler (300 kW) und seit 2003 bei Primstal (500 kW) (HONECKER, 2005).

Tab. 3.4: *Pegel im Einzugsgebiet der Prims mit Hauptwerten. Stand: Dezember 2005. Quelle: LUA Saarland*

Pegel	Gewässer	A _E [km ²]	Auf- zeichnungs- beginn	HHQ [m ³ /s]	MNQ [m ³ /s]	MQ [m ³ /s]	MHQ [m ³ /s]
Dagstuhl	Löster	61,80	01.11.1989	31,40	0,128	1,260	15,20
Eppelborn	Ill	120,00	01.11.1989	71,40	0,218	1,650	31,80
Lebach	Theel	207,00	01.11.1989	141,00	0,385	2,940	63,90
Losheim I	Losheimer Bach	12,50	01.11.1989	8,28	0,040	0,207	3,46
Losheim III	Losheimer Bach	15,00	01.11.1989	3,63	0,016	0,182	1,92
Michelbach	Prims	441,00	01.11.1989	196,00	1,520	7,680	102,00
Nalbach	Prims	712,00	01.11.1989	259,00	1,920	10,800	139,00
Niederlosheim	Hölbach	13,60	01.11.1989	8,90	0,084	0,294	3,21
Nonnweiler I	Prims	18,50	01.11.1989	9,40	0,042	0,345	4,95
Nonnweiler II	Altbach	16,20	01.11.1989	18,00	0,032	0,336	6,49
Nonnweiler IV	Prims	48,40	01.11.1989	27,00	0,153	1,030	10,50
Nunkirchen	Losheimer Bach	104,00	01.11.1989	68,00	0,556	1,660	19,80
Rappweiler	Hölbach	8,95	01.11.1989	5,48	0,038	0,193	2,20
Schiefer- stollen	Wadrill	44,20	01.11.1989	36,40	0,106	0,907	11,70
Weiskirchen	Holzbach	4,20	Juli 2004	-	-	-	-
Wadern	Wadrill	71,30	01.11.1989	60,40	0,161	1,310	19,80

In der Niederschlagsverteilung spiegelt sich deutlich das Relief wider. Während in den höheren Bereichen des Hunsrücks bis zu 1227 mm Niederschlag gemessen werden, weisen die Niederschläge im tieferen Bereich mit 844 mm die niedrigsten Werte auf. Damit steigt die Niederschlagssumme von Südwesten nach Nordosten an. Der mittlere Niederschlag liegt bei 1027 mm. Zu allen Jahreszeiten fällt ausreichend Niederschlag (HONECKER, 2005). Die jahreszeitliche Verteilung der Niederschläge zeigt ein Maximum im Winter (November, Dezember) und ein Minimum im April.

Bezüglich der Landnutzung kann das Einzugsgebiet in zwei Teile gegliedert werden. Im nördlichen Teil überwiegt der Waldanteil. Im südlichen Teil findet man die für das überwiegend ländlich geprägte Zentralsaarland typische Kulturlandschaft – eine ausgewogene Mischung aus intensiv landwirtschaftlich genutzten Flächen, Wäldern, Streuobstwiesen und Weideland. Der Waldanteil im Untersuchungsgebiet beträgt 47 % (Bundesdurchschnitt 29,7 %). Der Anteil an Nadelwald liegt bei 19 %, der des Laubwalds entsprechend bei 28 %. Grünlandnutzung findet typischerweise in der Aue statt und ist mit 17 % vertreten. Rund 10 % der Fläche nehmen Daueranbau (Streuobstwiesen) in Anspruch. Etwa 12 % werden von Ackerflächen eingenommen. In der Summe sind so etwa 39 % der Fläche landwirtschaftlich genutzt. Insgesamt sind 13 % Siedlungsfläche (BRD 12,2 %). Größere Siedlungen sind Dillingen, Losheim am See und Weiskirchen. Der Siedlungsschwerpunkt liegt im südlichen Bereich des Einzugsgebiets (HONECKER, 2005).

Die Abflüsse im Einzugsgebiet werden von insgesamt 16 Pegeln aufgezeichnet (siehe Tab. 3.4).

3.5 Thalfanger Bach

Das rund 17 km² große Untersuchungsgebiet des Thalfanger Bachs liegt auf dem Mittelgebirgszug des nordwestlichen Hunsrücks, ca. 30 km südöstlich von Trier und kann als repräsentativ für diesen Naturraum angesehen werden (ungefähre geographische Koordinaten: 7° E, 49°45' N). Der Hunsrück ist Teil des Rheinischen Schiefergebirges, das klimatisch durch kühle Sommer und eher milde, häufig auch schneereiche Winter geprägt ist.

Das Untersuchungsgebiet umfasst im Wesentlichen das Gebiet der Gemeinden Thalfang, Bäsch und Hilscheid mit zusammen rund 2.000 – 2.500 Einwohnern. Der Zusammenfluss von Thalfanger Bach und Röderbach im Zentrum des Ortes Dhronecken kennzeichnet den Gebietsauslass (379 m+NN). Durch den Zusammenfluss von Thalfanger Bach und Röderbach entsteht die kleine Dhron, die anschließend in die Dhron und letztlich in die Mosel mündet. Im Südosten wird das Einzugsgebiet begrenzt durch die Höhenzüge von Röderberg (640 m+NN) und Schlaupfopf (626 m+NN).

Das Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach liegt in einer muldenförmigen Hunsrückhochfläche (ca. 400 – 500 m+NN). Die Erhebungen sind stark bewaldet, während die Flächen entlang des Gewässers hauptsächlich landwirtschaftlicher Nutzung unterliegen. Zudem bilden meist die Ortschaften mit ihrer landwirtschaftlichen Nutzung große Inseln innerhalb des Waldes. Die Flächen entlang der Gewässer werden hauptsächlich als Wiesen und Weiden genutzt.

Der Thalfanger Bach entspringt nordwestlich der Ortslage Thalfang auf einer Höhe von ca. 542 m+NN. Bis zum Gebietsauslass in Dhronecken beträgt die Lauflänge rund 6,3 km. Der Thalfanger Bach ist ein stark gekrümmtes Muldentalgewässer, weitestgehend ohne Uferbewuchs und häufig als Wiesental ausgebildet. Der Thalfanger Bach hat im Untersuchungsgebiet mehrere Zuflüsse wie z. B. Lochbach, Marschteler Bach und Langemer Bach, die in Höhen von etwa 460 bis 530 m+NN entspringen. Abbildung 3.6 zeigt den nordöstlichen Teil des Untersu-

chungsgebietes Thalfanger Bach. Der Hochflächencharakter mit tief eingeschnittenen Tälern ist gut zu erkennen. Abbildung 3.5 zeigt das Untersuchungsgebiet.

Das Einzugsgebiet ist zu rund 9 % besiedelt, zu rund 34 % bewaldet und zu etwa 57 % landwirtschaftlich (Acker und Grünland) genutzt. Im Gegensatz zu dem zweiten hier untersuchten mesoskaligen Gebiet, der Oberen Blies, liegen im Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach insgesamt drei Siedlungen, die das Abflussgeschehen im Fließgewässer maßgeblich mitgestalten. In Thalfang können intensive Starkregenereignisse zum Überlaufen eines Regenüberlaufbeckens führen, wodurch Niederschlagswasser aus der Kanalisation in das Fließgewässer eingeleitet werden kann. In diesem Fall können am Einleitungspunkt die Abflüsse im Thalfanger Bach sprunghaft ansteigen.

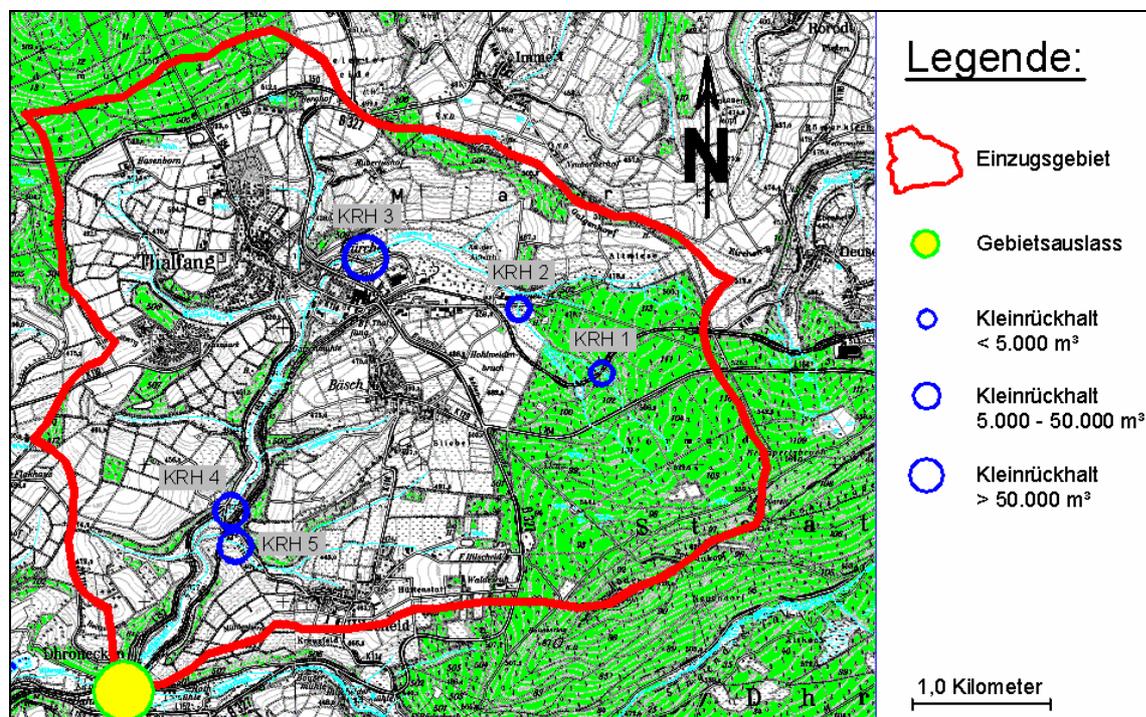


Abb. 3.5: Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach mit Standorten der untersuchten Kleinerückhalte, Darstellung ohne Maßstab. Kartenquelle: Landesamt für Vermessung und Geobasisinformation, RLP.

Der Hunsrück ist ein Mittelgebirge aus altgefaltetem Schiefer und besteht aus Tonschiefer, Grauwacke und Phyllit. Das Einzugsgebiet besteht in seiner Geologie aus Schiefer-Quarzit und Quarzit-Schiefer-Wechselfolgen sowie „Grauwacken“ des Unterdevon und gehört somit zum Paläozoikum (*erdgeschichtliches Altertum*). Entlang der Gewässer haben sich auf diesem Untergrund lehmig-sandige Ranker und flachgründige Braunerden meist geringer Basenversorgung ausgebildet. Zum Teil findet man auch Hang-Pseudogley und Kolluvium (*Bodentyp, der durch Wasser erodierte Bodenteilchen entsteht, die am Hangfuß oder im Tal abgelagert wurden*). In den Tälern sind die Böden vom Grundwasser beeinflusst. Die Böden entlang der Gewässer und im Auebereich sowie auf den Höhenlagen und Kuppen des Einzugsgebietes weisen eine stark wechselnde Durchlässigkeit auf (DOHM & KREITER, 1999).

Die Niederschlagshöhe der Station Deuselbach in unmittelbarer Nähe zum Untersuchungsgebiet weist für den Zeitraum 1951 – 1980 eine jährliche Niederschlagssumme von rund 800 mm bei einer Jahresmitteltemperatur von ca. 8° C auf. Die höchsten Monatssummen des Niederschlags werden im Hochsommer registriert (Konvektionsregen), ein zweites Maximum liegt im Spätherbst und Frühwinter bedingt durch vermehrte zyklonale Niederschläge (atlantischer Witterungsverlauf).

Im UG Thalfanger Bach wurden fünf potenzielle KRH untersucht (siehe Abb. 3.5 und Tab. 3.5). Die Volumen der Rückhalteräume wurden von DOHM & KREITER (1999) mittels einer terrestrischen Geländevermessung festgestellt.

Tab. 3.5: *Potenzielle Kleinrückhalte im UG Thalfanger Bach. Beckendaten.*

KRH	Volumen [m ³]	max. Einstauhöhe [m]	Teileinzugsgebiet [km ²]	sV [mm]	Struktur
1	1.800	2,6	1,0	1,8	Wald, Damm einer ehemaligen Bahnlinie
2	2.995	1,8	3,1	1,0	Brachland, Straßendamm
3	107.332 angesetzt: 50.000	6,0 angesetzt: 4,6	5,5	9,1	Wiese Straßendamm
4	9.093	2,4	13,1	0,7	Wiese Straßendamm
5	5.917	4,0	2,3	2,3	Wiese, Büsche Eisenbahndamm
gesamt:	69.805		17,0	4,1	

Kleinrückhalt 3 ist das größte Becken im UG Thalfanger Bach. Insgesamt verfügt es über ein Volumen von 107.332 m³. Da der Ausuferungsabfluss an dieser Stelle etwa 0,4 m³/s beträgt, ergibt sich eine Mindestdrosselöffnung von DN 500. Selbst mit dieser Mindestdrosselgröße wurde das Becken bei allen hier untersuchten Hochwasserereignissen maximal zu 48.000 m³ eingestaut. Ein höherer Einstau wäre nur mittels einer kleineren Drosselöffnung zu erzielen, die sich wiederum negativ auf die Auendynamik auswirken könnte. Da zudem die Obergrenze für sehr kleine Becken nach DIN 19.700-12 bei 50.000 m³ liegt, wurde dieser Standort deshalb für alle weiteren Betrachtungen mit einem Maximalvolumen von 50.000 m³ und einer Einstauhöhe von maximal 4,6 m berücksichtigt (vgl. Definitionen Kap. 2.5).



Abb. 3.6: Blick in das Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach. Quelle: LEY (2006)

4 Simulationsmodelle

4.1 Allgemeines

Simulation bedeutet im Rahmen der hier vorliegenden Arbeit immer eine dem wirklichen Geschehen möglichst ähnliche Abbildung bzw. Nachahmung von Prozessen der realen Welt im Modell. In dieser Arbeit sind unter dem Begriff „*Prozess*“ immer Abflussbildungs- und/oder Retentionsprozesse im Einzugsgebiet eines Fließgewässers bzw. Wellenablaufprozesse entlang eines Gewässers zu verstehen. Durch die Simulation eines jeweils gleichen Systems mit unterschiedlichen Bedingungen können mit Hilfe der verwendeten Simulationsmodelle die Auswirkungen bestimmter Maßnahmen dargestellt, analysiert und mit einem Ausgangszustand (i. d. R. Istzustand) oder untereinander verglichen werden. Es ist davon auszugehen, dass alle hier verwendeten Modelle dem Stand der Wissenschaft entsprechen.

Die Belastbarkeit der Ergebnisse hydrologischer Modellierungen hängt im Wesentlichen von der Güte der verwendeten Eingangsdaten sowie von einer an die jeweilige Aufgabenstellung angepasste Repräsentation der beteiligten hydrologischen Prozesse ab (DE VRIES & HROMADKA, 1992; KLEMEŠ, 1986; NIEHOFF, 2001). Hierbei muss der Modellierer insbesondere bei meso- und makroskaligen Fragestellungen nahezu immer Kompromisse eingehen. Während hochentwickelte und hochparametrisierte Simulationsmodelle wie z. B. CATFLOW (MAURER, 1997; ZEHE ET. AL., 2001) und HILLFLOW (BRONSTERT & JÜRGENS, 1994) wegen des enormen Datenaufwands kaum noch in Einzugsgebieten von mehreren hundert Quadratkilometern Fläche anwendbar sind, sind einfachere Modellsysteme faktisch nicht in der Lage, alle hydrologischen Prozesse abzubilden, weshalb – je nach Aufgabenstellung – die Modellergebnisse kritisch betrachtet werden müssen. Die Problematik, ein Optimum zwischen Anwendbarkeit und Prozessabbildung zu finden, stellte auch bei der Modellwahl in dieser Arbeit eine zentrale Fragestellung dar.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden aufgrund der geschilderten Problematik in Abhängigkeit der jeweiligen Aufgabenstellungen und Modellanforderungen insgesamt vier Simulationsmodelle mit unterschiedlichen Zielsetzungen angewendet. Zwar wurde für jeden Maßnahmentyp ein jeweils geeignet erscheinendes Modell gewählt, dennoch ergaben sich im Laufe der Bearbeitung

Fragestellungen, durch die einige Modelle schnell an ihre Grenzen gerieten (vgl. insbesondere Kap. 6 und 7). Vom Grundsatz her handelt es sich bei allen gewählten Modellsystemen um „Grey-Box-Modelle“, da in jedem Fall mindestens ein Parameter zu kalibrieren war. Die nachfolgende Zusammenstellung soll eine Übersicht über die wesentlichen Eigenschaften und Einsatzbereiche der Modelle geben; sie ersetzt keine detaillierte Modellbeschreibung.

4.2 Verwendete Simulationsmodelle

4.2.1 NAM-NKF

Das Modellsystem NAM-NKF (Niederschlag-Ablfluss-Modell für natürliche und kanalisierte Flächen) wurde zur Untersuchung des Maßnahmentyps „Kleinrückhalte“ verwendet. Bei diesem konzeptionellen Modell handelt es sich um eine modifizierte Version des hydrologischen Flussgebietmodells FGM in der Version 3.1 des ehemaligen Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft der Universität Karlsruhe (IHW), heute Institut für Wasserwirtschaft, Kulturtechnik und Gewässerentwicklung, Abteilung Hydrologie (IWG). Die zugehörigen Entwicklungsarbeiten wurden an der Universität Kaiserslautern und später vom Ingenieurbüro für Hydrologie und Gewässerschutz (ihg) durchgeführt und betreffen in erster Linie die von SARTOR (1997) genannten Erweiterungen wie z. B. die Ermöglichung einer Langzeit-Seriensimulation (neben statistischen Bemessungsregen). Das Modell wurde vom Büro ihg für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Simulationen zur Verfügung gestellt.

NAM-NKF ist ein flächendetailliertes, konzeptionelles N-A-Modell zur Berechnung von Abflussganglinien in Abhängigkeit von Gebiets- und Ereignisseigenschaften. Durch die Nachbildung der Wirkungsweise des Systems wird aus den Niederschlagsdaten (Input, Belastung) eine Abflussganglinie (Output) simuliert. Belastet wird das Modell mit gemessenen oder statistischen Niederschlagsdaten, wobei im Rahmen dieser Arbeit die statistischen Niederschläge (synthetische Modellregen) lediglich zur Validierung des Modells anhand von Pegelstatistiken verwendet wurden.

Innerhalb des Modells werden die einzelnen Phasen der Abflussbildung zwar weniger prozessorientiert als vielmehr empirisch betrachtet, was im Rahmen dieser Untersuchung jedoch in Kauf genommen werden konnte, da die Ausgangssignale der verwendeten Modelle (Abflussganglinien) in jedem Fall ausreichend genau kalibriert wurden und in erster Linie durch technische Maßnahmen bedingte relative Veränderungen der Ausgangssignale durch die Abbildung entsprechender Systemzustände untersucht wurden.

Das Modell wurde vom Bearbeiter bereits im Rahmen seiner praktischen Tätigkeit im o. g. Ingenieurbüro in mehreren konkreten Projekten erfolgreich angewandt, u. a. auch auf das hier untersuchte Einzugsgebiet der saarländischen Blies. Mit SARTOR (2001) existiert eine umfangreiche Modellbeschreibung mit Benutzerhandbuch.

NAM-NKF ist ein reines Hochwassermodell, d. h. alle Modellbausteine sind speziell für diese Aufgabe konzipiert. Es eignet sich insbesondere für folgende Aufgabenstellungen:

- Ermittlung von Bemessungsabflüssen für Einzugsgebiete mit und ohne Kalibrierungsmöglichkeiten sowie für verschiedene Systemzustände (Sanierungsvarianten, Prognoseszenarios).
- Erstellung von Hochwasserschutzkonzepten, die u. a. Planungsvarianten mit Hochwasserrückhaltebecken, dezentralen Kleinrückhalten im natürlichen Gebiet sowie in Siedlungen (z. B. Regenwassernutzung, Regenwasserversickerung und Dachbegrünung) umfassen können.
- Parallele Simulation von Gewässer und Kanalnetz, z. B. zur Optimierung von Regenwasserpumpwerken, zur Bestimmung der Abflussverschärfung durch Bebauung oder zur immissionsbezogenen Beurteilung von Mischwasserüberläufen.
- Seriensimulation von Außengebieten der Kanalisation (z. B. nach ATV-Arbeitsblatt 118), für die einige klassische Kanalnetzmodelle nicht vorgesehen sind.
- Bestimmung der Überschwemmungsdynamik von Gewässerauen unter ökologischen Aspekten oder zur Grundlagenermittlung für die Ausweisung von Überschwemmungsgebieten.

Grundsätzlich handelt es sich bei NAM-NKF um ein so genanntes flächen- und komponentendetailliertes Modell, d. h. es sind folgende Teilbausteine möglich:

- Oberirdische Einzugsgebiete: überwiegend natürliche Teilflächen (FN) und kanalisierte Siedlungsflächen (FK)
- Fließstrecken: Gewässer- und Kanalisationsabschnitte
- Sonderbauwerke: Rückhaltebecken, Mischwasserentlastungen o. ä.

Der Detaillierungsgrad lässt sich durch die Anzahl der Berechnungsknoten bzw. der Teilflächen charakterisieren. Systemschnittstellen in Form von Berechnungsknoten sind mindestens an solchen Punkten erforderlich, an denen die Abflussganglinie explizit erforderlich ist oder an denen maßgebende Überlagerungsprozesse stattfinden. Hierzu zählen beispielsweise Gewässerpegel, Einleitungsstellen von Nebengewässern oder Kanalnetzausläufe, Sonderbauwerke (vorhanden/geplant) und sonstige Punkte, an denen die maßgebenden Hochwasserabflüsse gefragt sind (z. B. Abflussengpässe, Durchlässe, natürliche Rückhalteräume oder wertvolle Infrastruktur).

In NAM-NKF kann jedem Berechnungsknoten maximal

- eine (überwiegend) natürliche Teilfläche FN
- eine kanalisierte Fläche FK
- eine Gerinnestrecke GE
- ein Sonderbauwerk (z.B. Hochwasserrückhaltebecken)

zugeordnet werden.

Die zeitliche Struktur steht in engem Zusammenhang mit der Niederschlagsbelastung und der räumlichen Struktur. Folglich ist z. B. darauf zu achten, dass der gewählte Zeitschritt Δt geringer ist als die Fließzeit der simulierten Kanalnetze und Gewässerstrecken. Die üblichen Zeitschrittgrößen ergeben sich demnach in Abhängigkeit des Grades der räumlichen Detaillierung zu $\Delta t = 5$ oder 15 Minuten. Bei großen Einzugsgebieten kann ggf. auch ein Zeitschritt von einer Stunde ausreichend sein (vgl. DVWK, 1999 a).

Die Simulation des N-A-Prozesses beginnt mit dem Niederschlag, der örtlich und zeitlich variabel ist. Die räumliche Auflösung der Wiedergabe im Modell entspricht dabei der Größe der einzelnen Teilflächen, für die das jeweilige Gebietsmittel angesetzt wird. Die zeitliche Auflösung entspricht dem gewählten Simulationszeitschritt Δt .

In NAM-NKF ist für die Prozessphase der Abflussbildung alternativ die Verwendung diverser Abflussbeiwertansätze, eines Verlustratenansatzes sowie eines einfachen Bodenspeichermodells möglich. Die Abflussbereitschaft des Gebietes zu Ereignisbeginn wird über den 21-tägigen Voregenindex „VN21“ ausgedrückt. Der Index VN21 stellt dabei eine in Abhängigkeit von der hydrologischen Wochenzahl gewichtete Niederschlagssumme der letzten 21 Tage vor Ereignisbeginn dar. Die Abflusskonzentrationsberechnung erfolgt standardmäßig auf der Grundlage einer Doppelspeicherkaskade. Dabei repräsentiert die erste Kaskade schnell reagierende Abflussanteile (z. B. aus gewässernahen Flächen) und die zweite Kaskade langsamere Komponenten (z. B. gewässerferne Flächen oder entsprechend verzögerte Interflow-Anteile). Für die Berechnung des Wellenablaufs in Gerinnestrecken kommt ein auf dem Kalinin-Miljukov-Verfahren aufbauender Ansatz nach EULER (1986) zum Einsatz. Eine detaillierte Beschreibung der hier verwendeten Methoden und Ansätze erfolgt in Kapitel 5.4.

4.2.2 Hydro_As-2d

Das Surface Water Modeling System (SMS) der Firma BOSS (Wisconsin, USA) ist eine grafische Benutzeroberfläche und dient als Pre- und Postprocessing-Tool für die an SMS gekoppelten Rechenkerne, hier das Simulationsmodell Hydro_As-2d. Die Oberfläche des SMS ermöglicht den Umgang mit verschiedenen Datenarten, bietet mehrere Optionen der Datenvisualisierung und -prüfung, Werkzeuge zur Generierung der Berechnungsnetze sowie die Möglichkeit einer interaktiven Dateneingabe.

Das Strömungssimulationsmodell Hydro_As-2d wurde zur Quantifizierung des Maßnahmentyps „Auwaldsukzession in den Talauen“ verwendet. Die hydraulischen Berechnungen zur fließenden Retention erfolgten dabei mit Hilfe des zweidimensionalen hydrodynamisch-numerischen Strömungsmodells (HN-Modell) Hydro_As-2d als eigentlichem Rechenkern (NUJIC, 1997). Das HN-Modell hat sich im praktischen Einsatz mehrfach bewährt und ist in der Lage, instationäre Strömungsprozesse realitätsnah zu simulieren. Das in Hydro_As-2d integrierte Lösungsverfahren basiert auf der numerischen Lösung der 2d-tiefengemittelten Strömungsgleichungen mit der räumlichen Diskretisierung nach der Finite-Volumen Methode (FV-Methode).

Die FV-Methode zeichnet sich durch ihre konservative Eigenschaft (Massen- und Impulserhaltung) aus und ist deshalb für die Berechnung von diskontinuierlichen Übergängen (Wechselsprüngen) besonders zu empfehlen. Es treten keine Massendefizite wie bei manchen anderen Verfahren auf. Das eingesetzte explizite Zeitschrittverfahren ermöglicht eine zeitgenaue Simulation des Wellenablaufs sowie eine genaue Bestimmung von Retentionswirkungen. Das Strömungsmodell Hydro_As-2d wurde schwerpunktmäßig für die Berechnung der Dammbrech- und Flutwellenausbreitung entwickelt, kann jedoch ebenso für die allgemeinen zweidimensionalen Strömungs- und Abflusssimulationen eingesetzt werden. Mit Hydro_As-2d können auch äußerst komplexe Abflussverhältnisse in überströmten Flusstälern modelliert werden. Das erfolgreiche Modellieren eines physikalischen Prozesses bzw. eines Naturereignisses hängt in der ersten Linie von der Auswahl der Grundgleichungen (mathematisches Modell) ab. Weiterhin ist die „verwendete Form“ dieser Gleichungen und die Genauigkeit des zu ihrer Lösung eingesetzten numerischen Verfahrens ausschlaggebend. Nicht weniger von Bedeutung – insbesondere für den praktischen Einsatz – sind die Stabilität und die Robustheit für das breite Spektrum von Fließverhältnissen (gleichzeitig strömende und schießende Strömungsverhältnisse mit mehreren Wechselsprüngen) auf stark variierender Geländeform (NUJIC, 1997).

4.2.3 WaSiM-ETH

Die hydrologische Modellierung der Maßnahmentypen „Wegebaumaßnahmen“ und „Tieflockung auf Ackerstandorten“ erfolgte mit Hilfe des deterministisch flächendifferenziert hydrologischen Wasserhaushalts-Simulationsmodells der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich (WaSiM-ETH) in der Version 2 unter Verwendung der Richards-Gleichung (RICHARDS, 1931) für die ungesättigte Bodenzone. Das numerische Modell WaSiM-ETH stellt eine Kombination aus physikalisch basierten und konzeptionellen Prozessbeschreibungen zur Simulation des Wasserkreislaufs auf und unter der Landoberfläche dar. Das zu modellierende Realsystem wird durch geometrische und stoffliche Systemparameter beschrieben und steht mit der Umgebung durch über die Systemgrenzen wirkende Ein- und Ausgangsgrößen (Randbedingungen) in Wechselwirkung. Eine ausführliche Beschreibung des an der ETH Zürich entwickelten Modells enthält SCHULLA (1997).

Der Modellierungsraum in WaSiM-ETH wird vertikal durch die Vegetationsdecke, den verdunstungsrelevanten Boden sowie eine nicht eindeutig abgrenzbare Schicht des tieferen Bodens bzw. des geologischen Unterbaus begrenzt. Die Obergrenze des Systems bildet in der schneefreien Zeit die Vegetationsschicht bzw. bei fehlender Vegetation der Boden, die Bebauung oder das anstehende Gestein. Ist eine Schneedecke vorhanden, bildet diese die Obergrenze des Systems. In horizontaler Richtung wird das System durch die Einzugsgebietsgrenzen begrenzt. Die Größe der bisher mit WaSiM-ETH modellierten Einzugsgebiete reicht von $< 1 \text{ km}^2$ bis zu mehreren 10.000 km^2 .

Die räumliche Verteilung der physiographischen Gebietseigenschaften wird in WaSiM-ETH durch Einteilung des Einzugsgebietes in ein regelmäßiges Gitter (Raster, Grid) berücksichtigt. Außerdem kann das Einzugsgebiet in beliebig viele Teileinzugsgebiete gegliedert werden, deren

Grenzen sich ebenfalls an diesem Gitter orientieren. Für jede Gitterzelle werden die hydrologischen Prozesse der Schneedeckenentwicklung, der Interzeption, der Verdunstung, der Infiltration sowie der vertikalen Wasserbewegung in der Bodenzone simuliert.

Schematische Darstellung der grundsätzlichen Arbeitsweise des Simulationsmodells WaSiM-ETH

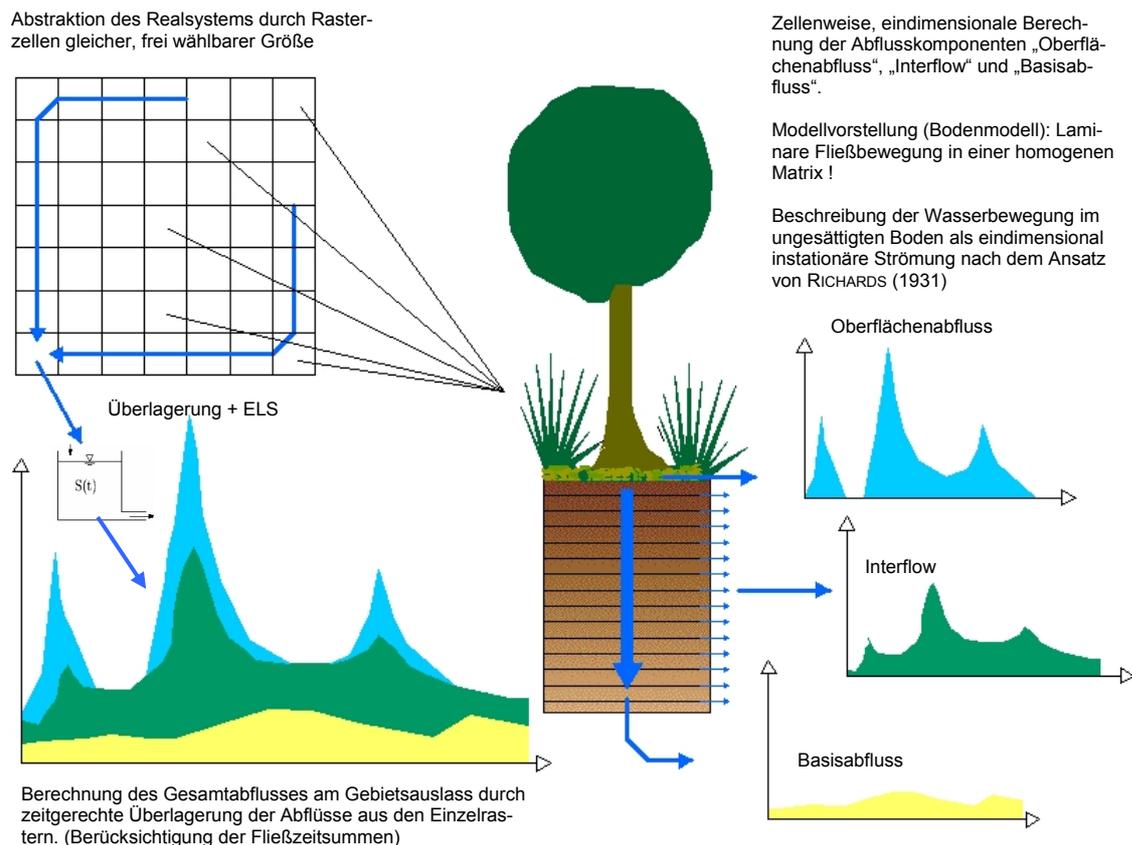


Abb. 4.1: Prinzipielle Funktionsweise des Modells WaSiM-ETH, schematische Darstellung

Notwendige räumliche Daten für Simulationen mit WaSiM-ETH sind ein digitales Höhenmodell, digitale Landnutzungsdaten sowie digitale Daten zu den Bodenarten im Einzugsgebiet. Aus dem Höhenmodell können entweder mit Hilfe eines Geographischen Informationssystems (GIS) oder der zu WaSiM-ETH gehörenden Zusatzsoftware weitere, für die Modellierung benötigte topographische Informationen abgeleitet werden. Die Daten zur Landnutzung und zu den Bodenarten werden zu Beginn des Modelllaufs mit Tabellenwerten zu jeder Landnutzungs- bzw. Bodenart verknüpft. Die meteorologischen Daten verschiedener Messstationen werden während des Modelllaufs für jede einzelne Zelle des Gitters interpoliert. Der auf den einzelnen Gitterzellen gebildete Oberflächenabfluss wird anhand eines Fließzeitschemas dem Gerinne zugeführt. Die Abflusskonzentration bis zum Teilgebietsauslass erfolgt anhand von Einzellinearspeichern getrennt für die Abflusskomponenten Direktabfluss, Interflow und Basisabfluss. Der weitere

Weg des Abflusses im Gewässernetz vom Pegel des Gesamteinzugsgebietes wird durch ein Abflussrouting beschrieben (NIEHOFF, 2001). Aufgrund der Gebietsgröße von 8,5 km² (Untersuchungsgebiet Obere Blies, siehe Kap. 3.3) wurde die Modellierung mit WaSiM-ETH ohne Wellenablaufsimulation durchgeführt.

Abbildung 4.1 zeigt in einer schematischen Darstellung die grundsätzliche Arbeitsweise des Modells WaSiM-ETH. Eine weitere schematische Darstellung findet sich in SCHULLA (1997). WaSiM berechnet zellenweise die Anteile an Oberflächenabfluss (schnelle Abflusskomponenten), Interflow (mittelschnelle AK) und Basisabfluss (langsame AK). Einmal definierte Abflusskomponenten können aufgrund der eindimensionalen Struktur des Modells nicht „umdefiniert“ werden, d. h., dass in Zelle (A) definierter Interflow in Zelle (B) nicht wieder zu Oberflächenabfluss werden kann. So kann beispielsweise der hydrologische Prozess „Return Flow“ demnach nicht innerhalb von WaSiM-ETH abgebildet werden. Hieraus wird ersichtlich, dass eine Interaktion benachbarter Zellen innerhalb des Modellsystems ebenfalls nicht berücksichtigt werden kann. Der Gesamtabfluss (z. B. am Gebietsauslass) ermittelt sich aus der zeitgerechten Überlagerung sämtlicher Teilabflüsse eines jeden Rasters.

Grundsätzlich eignen sich Wasserhaushaltsmodelle zur Beantwortung folgender Fragen:

- Abschätzung der Auswirkungen von Klimaänderungen
- Abschätzung der Folgen von Landnutzungsänderungen
- Vorhersage des Niedrig- und Hochwassers (Abflusskontinuum)
- Überregionale Ermittlung der Grundwasserneubildung
- Integrierte Flussgebietsuntersuchungen
- Datenbereitstellung für Stoffhaushalts- und Gewässergütemodellierungen
- Prognosen und Szenarien für überregionale Gewässerentwicklungsplanungen
- Sonstige Einsatzmöglichkeiten wie Abflussplausibilisierung oder Kennwertermittlung

4.2.4 WaspTools

WaspTools ist – ähnlich wie Hydro_As-2d – ein Modell zur hydraulischen Simulation von Strömungsprozessen in offenen Gerinnen (Fließgewässer). Das Programmsystem WaspTools ermöglicht die stationäre, eindimensionale Wasserspiegelberechnung an Gewässerprofilen (vgl. Hydro_As-2d: instationär, zweidimensional). Berechnungsgrundlagen bilden wahlweise der Ansatz nach *Manning-Strickler* oder das allgemeine Fließgesetz nach dem Ansatz von Pasche (DVWK, 1991). Das Simulationsmodell WaspTools, hier verwendet in der Modellversion 6.4, ist über die Internetadresse der L+N Ingenieurgesellschaft aus Isernhagen (www.L-und-N.de) frei beziehbar.

4.3 Modellkalibrierung

Zur Kalibrierung der Modelle wurden die simulierten Abflussganglinien mit den registrierten Werten der Gewässerpegel verglichen. Dabei wurden die Kalibrierparameter nach dem Trial and Error Verfahren iterativ solange variiert, bis eine bestmögliche Anpassung der gerechneten Ganglinie an die gemessene gefunden wurde, sofern dies nicht zu unlogischen Werten in den nicht direkt kalibrierbaren Größen (z. B. Verdunstung, Abflusskomponenten usw.) führte.

Zur quantitativen Beurteilung der Modellgüte existieren mehrere statistische Prüfgrößen. In jüngster Zeit hat sich zunehmend die dimensionslose Modelleffizienz R_{eff} nach NASH & SUTCLIFF (1970) mit $-\infty < R_{eff} \leq +1,0$ als Gütemaß durchgesetzt (siehe Gleichung 4.1). Die Modelleffizienz vergleicht die Varianz der gemessenen Werte mit der quadratischen Differenz zwischen gemessenen Werten und simulierter Ganglinie. Die Gleichheit zwischen gemessener und simulierter Ganglinien entspricht $R_{eff} = +1,0$. $R_{eff} < 0$ weist auf große Abweichungen hin. $R_{eff} = 0$ entspricht dem Mittelwert der Zeitreihe. Nach BARTH ET AL. (2004), ist eine Simulation als akzeptabel zu bewerten, wenn sie eine Modelleffizienz von mindestens 0,6 erreicht.

$$R_{eff} = 1 - \frac{\sum (x_i - y_i)^2}{\sum (x_i - \bar{x})^2} \quad [-] \quad (4.1)$$

\bar{x}	mittlerer gemessener Wert
x_i	gemessener Wert zum Zeitpunkt t_i
y_i	simulierter Wert zum Zeitpunkt t_i

Die Deviation DEVS nach SCHULZ (1968) ist die gewichtete Summe der absoluten Abweichung zwischen gemessener und berechneter Ganglinie bezogen auf den Maximalwert der gemessenen Ganglinie (siehe Gleichung 4.2). Dabei werden Abweichungen in der Nähe des Maximums stärker gewichtet als Abweichungen bei kleineren Ordinaten. Auch Zeitverschiebungen der beiden Ganglinien wirken sich negativ auf die Beurteilung der Modell- bzw. Anpassgüte aus.

$$DEVS = 200 \cdot \sum \frac{|x_i - y_i| \cdot x_i}{n \cdot x_{max}} \quad [\%] \quad (4.2)$$

x_{max}	gemessener Maximalwert
n	Anzahl der Wertepaare
x_i	gemessener Wert zum Zeitpunkt t_i
y_i	simulierter Wert zum Zeitpunkt t_i

Die Prüfgröße DEVM nach RITSCHER (1971) bezieht den Wert DEVS auf den Mittelwert der gemessenen Ganglinie (siehe Gleichung 4.3). Zur quantitativen Beurteilung der Modellgüte sind nach SCHULZ (1968) die in Tabelle 4.1 genannten Wertebereiche der o. g. Prüfgrößen bekannt, die u. a. auch von RITSCHER (1971) bestätigt wurden. Zudem ist in Tabelle 4.1 auch der Wertebereich der Volumenbilanz VOL angegeben.

$$DEVM = DEVS \cdot \frac{x_{max}}{x_m} \quad [\%] \quad (4.3)$$

DEVS Deviation nach Gleichung (4.1)
 x_{max} gemessener Maximalwert
 x_m gemessener Mittelwert

Tab. 4.1: Bewertungsschema der verwendeten statistischen Prüfgrößen

Prüfgröße	Anpassung			
	sehr gut	gut	brauchbar	schlecht
R_{eff} [-]	1,0 – 0,85	0,85 – 0,65	0,65 – 0,35	< 0,35
DEVS [%]	0 – 3	3 – 10	10 – 18	> 18
DEVM [%]	0 – 15	15 – 30	30 – 50	> 50
VOL [%]	0 – 5	5 – 10	10 – 15	> 15

4.3.1 Flussgebiet Blies

Das Flussgebietsmodell für die Blies wurde vom Autor bereits während seiner mehrjährigen Tätigkeit im „Ingenieurbüro für Hydrologie und Gewässerschutz (ihg)“ aufgestellt, kalibriert und validiert. Das Modell wurde dem Autor von ihg für die im Rahmen dieser Dissertation durchgeführten Modellierungen zur Verfügung gestellt. Das verwendete Modell für den Istzustand (Zustand ohne Retentionsmaßnahmen) besteht aus 81 Modellknoten, 54 überwiegend natürlichen und 31 kanalisierten Teilflächen sowie 56 detailliert simulierten Gewässerabschnitten. Die Struktur des Fließschemas lässt sich aufgrund der Komplexität und des hohen Detaillierungsgrades nicht lesbar auf einem DIN A4 Blatt darstellen, weshalb von einer Abbildung des Fließdiagramms abgesehen wurde. Der zugrunde liegende Berechnungszeitschritt wurde einheitlich zu $\Delta t = 5$ Minuten gewählt, um a) den Einfluss kleinerer kanalisierter Siedlungsflächen und b) den Maßnahmentyp Kleinrückhalte ausreichend genau abbilden zu können.

Das Modell NAM-NKF wurde anhand von 5 Hochwasserereignissen aus dem Zeitraum von 1993 bis 1998 an insgesamt 16 Gewässerpegeln kalibriert. Somit ergeben sich 5 Ereignisse mal 16 Gewässerpegel = 80 Ereigniskombinationen zur Modellkalibrierung. Zur Bewertung der Kalibrierung wurden die statistischen Kenngrößen DEVS, DEVM, VOL und R_{eff} herangezogen. Die Ergebnisse der Modellkalibrierung sind tabellarisch in Anhang B dargestellt.

Zur Validierung des Modells wurden die statistischen Hochwasser der einzelnen Pegel nachgerechnet. Als Eingangsgrößen dienten hierbei Gebietsniederschläge auf der Basis des KOSTRA-Atlas (DWD, 1997). Dabei wurde angenommen, dass ein T_n -jährlicher Niederschlag ein T_n -jährliches Abflussereignis zur Folge hat. Als Eingangswerte für den Niederschlag wurden grundsätzlich Mittelwerte der KOSTRA-Statistik verwendet. Für Einzugsgebiete größer als 300 km² wurde der Niederschlag gemäß DVWK-Regel 113 um 10 % abgemindert. Die Abminderung gilt somit für die Pegel Reinheim, Einöd, Contwig, Althornbach und Neunkirchen. Der Gebietsniederschlag wurde über das gewichtete Mittel für das jeweils betrachtete Einzugsgebiet als konstant angesetzt. Der Vorregenindex VN21 wurde hierbei variabel in den Grenzen

$15 \leq VN21 \leq 40$ gewählt und entspricht somit der in der DVWK-Regel 113 empfohlenen Größenordnung. Die mittels N-A-Modell gerechneten statistischen Hochwasser weichen insbesondere bei größeren Ereignissen um maximal $\pm 20\%$ von den amtlichen Pegelstatistiken ab. Die mittlere Abweichung liegt im Bereich von unter 5% . Die Abweichungen liegen somit in der im KOSTRA-Atlas von 1997 genannten Größenordnung, mit der bereits der Eingangsparameter „Niederschlag“ behaftet sein kann.

Insgesamt kann die in Anhang B tabellarisch dargestellte Modellgüte nach Tabelle 4.1 als mindestens gut, im Mittel eher sehr gut bezeichnet werden. Die grafische Darstellung aller 75 Kalibrierungs-Events würde den Rahmen dieser Arbeit sicherlich sprengen, weshalb im Anhang B nur eine tabellarische Übersicht dargestellt ist.

4.3.2 Mittlere Blies

Zum Zwecke der Untersuchung von Auwaldaufforstungs- bzw. Auwaldsukzessionsmaßnahmen in der Talaue wurde für das Untersuchungsgebiet der Mittleren Blies ein zweidimensional-instationäres Strömungsmodell aufgestellt. Hierfür war es zunächst erforderlich, eine Diskretisierung des räumlichen Untersuchungsgebietes vorzunehmen. Dazu sollte das Gebiet zum einen geometrisch möglichst „genau“ beschrieben werden, zum anderen sollte ein „gutes“ Raster bzgl. der numerischen Modellanforderungen im Hinblick auf Berechnungsstabilität und Plausibilität erreicht werden. Grundsätzlich gilt hierbei folgender Zusammenhang: Je regelmäßiger ein Gitter, umso effizienter ist es für die Berechnung; allerdings ist es auch umso unflexibler bei der Abbildung komplexer Geometrien. In der Praxis ist der Mittelweg zwischen notwendiger Genauigkeit der Ergebnisse und dem Aufwand der Erstellung, Modifikation und Berechnung des Gitters zu finden.

Für das Untersuchungsgebiet der Mittleren Blies wurde schließlich eine Rasterbreite von $30\text{ m} \times 30\text{ m}$ für das Vorland mit detaillierter Erfassung des Flussschlauchs (Dreiecksvermaschung) gewählt. Das Berechnungsnetz besteht somit aus 4.263 Knotenpunkten mit 4.409 Elementen. (3.803 quadratische und 606 dreieckige Vermaschungen).

Das „Einstellen“ des Modells im Rahmen einer Kalibrierung wird durch „Nachrechnen“ bestimmter, durch Naturmessungen bzw. Laboruntersuchungen definierter Abflussereignisse erreicht. Als Ereignis für den hier betrachteten Berechnungsabschnitt wurde das ca.75-jährliche Hochwasserereignis vom Dezember 1993 gewählt, da hierfür gemessene Wasserstände in ausreichender Zahl vorlagen und dieses Ereignis auch den Anwohnern als so genanntes „Jahrhundertereignis“ noch gut in Erinnerung ist.

Für die Durchführung der Berechnung musste die Verteilung der Rauigkeitsbeiwerte über das Modellgebiet flächendeckend spezifiziert werden. Jedem Element des Berechnungsnetzes wurde ein bestimmter Materialtyp zugeordnet (vgl. Anhang H, Abbildung A-H.1, links). Die definierten Materialtypen sind dabei mit der Oberflächenbeschaffenheit und mit dem zu erwartenden Strömungscharakter (Turbulenz) eng verbunden. Die flächendeckende Erfassung der Oberflächenbeschaffenheit für die Vorländer erfolgte anhand der Landnutzung (photogrammet-

rische Auswertung, Luftbilder). Diese Daten wurden dann durch Inaugenscheinnahme vor Ort und Photodokumentationen zum Teil ergänzt. Die Vergabe der Rauheitsparameter hängt direkt von der Sohlform, der Größe und Form des Sohlmaterials, der Art und Dichte der Vegetation etc. ab, deren Zusammensetzung in jedem Strömungsgebiet individuell gegeben ist. In der Natur existieren keine bezüglich der physikalischen Bedingungen identischen Fälle, so dass eine Kalibrierung prinzipiell gerechtfertigt ist.

Tab. 4.2: *Ergebnisse der Kalibrierung des HN-Modells für das Untersuchungsgebiet „Mittlere Blies“*

Station [Fluss-km]	WSP-gemessen [m+NN]	WSP-gerechnet [m+NN]	Bemerkung [-]
36+848.00	217,60	217,60	Blieskastel, Stadtmitte
37+226.00	217,63	217,64	Blieskastel, Amtsgericht
37+468.00	217,75	217,73	Webenheim, Reithalle
37+795.00	217,84	217,81	Webenheim, Bleichstraße 9-15
38+925.00	217,91	217,94	Webenheim, Anglerheim

Die zur Kalibrierung des Datensatzes verwendeten Hochwassermarken (gemessene Höchststände) des Ereignisses vom Dezember 1993 sind zusammen mit den berechneten Werten in Tabelle 4.2 aufgeführt. Die Abweichung zwischen gemessenen und berechneten Werten liegt im Bereich von max. $\pm 3,0$ cm was als sehr gute Modellanpassung an den zugrunde liegenden Lastfall (Hochwasser vom Dezember 1993) interpretiert wird. Die zur Parametrisierung des Modells verwendeten Rauheitsbeiwerte für Vorländer und Flussschlauch liegen in einem Bereich von 5 bis $20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

4.3.3 Obere Blies

Im Untersuchungsgebiet Obere Blies ist folgende Besonderheit zu bemerken: Unmittelbar vor dem Gebietsauslass (ca. 250 m oberhalb der Pegelmessstelle) befindet sich eine Einleitung aus der Primstalsperre in Nonnweiler. Um die Kühlwasserversorgung des 750 MW Kohlekraftwerkes in Bexbach auch im Niedrigwasserfall zu sichern leitet die Talsperre Nonnweiler eine Abgabemenge von ca. 300 l/s (je nach Jahreszeit und Verbrauch) aus dem Einzugsgebiet der benachbarten Prims über in das Einzugsgebiet der Blies. Dadurch entsprechen die Abflussdaten des Pegels Oberthal im Niedrigwasserbereich nicht dem natürlichen Verhalten des Untersuchungsgebiets (vgl. Tabelle 3.2), wodurch eine Absicherung der Modelle für den Niedrigwasserfall nicht möglich war. Dieser Einfluss machte sich hauptsächlich bei der kontinuierlichen Simulation mit dem Modell WaSiM-ETH bemerkbar.

NAM-NKF:

Die Struktur des Simulationsmodells NAM-NKF wurde so gewählt, dass alle fünf Retentionsräume (Kleinrückhalte) detailliert simuliert werden konnten und die Kalibrierung des Modells am Pegel Oberthal möglich war (siehe Anhang B). Demnach besteht das Modell aus 15 Modell-

knoten, 8 überwiegend natürlichen Teilflächen, 5 Retentionsräumen und 4 Gewässerstrecken mit Berücksichtigung von Translationseffekten. Der Zeitschritt wurde einheitlich zu $\Delta t = 5,0$ Minuten gewählt, um den Retentionsprozess an den fünf Kleinrückhalten ausreichend genau zu erfassen. Die Modellstruktur ist in Anhang C dargestellt.

Die Kalibrierung des Modells NAM-NKF erfolgte anhand von mehreren Hochwasserereignissen aus dem Zeitraum von 1993 bis 2002 durch vergleichende Gegenüberstellung der Modellergebnisse mit den am Pegel Gronig beobachteten Abflüssen. In den Abbildungen A-B.1 bis A-B.3 in Anhang B sind exemplarisch die Ereignisse von Dezember 1993, Januar 1995 und Februar 2002 dargestellt. Hieraus geht hervor, dass nach den Bewertungskriterien von SCHULTZ (1968) eine durchweg sehr gute bis gute Modellgüte erreicht wurde (Modelleffizienz nach NASH & SUTCLIFF, 1970: 0,88 bis 0,95). Mit dem kalibrierten Modell wurden anschließend die statistischen Abflüsse am Pegel Gronig nachgerechnet. Die Ergebnisse dieser Modellvalidierung sind in Abbildung A-B.4 (Anhang B) dargestellt. Die Abweichungen zwischen den modellierten Werten und den auf der Basis der Pegelmessung gemäß DVWK-M-251 (DVWK, 1999 c) statistisch bestimmten Abflüssen liegt durchweg in einer Größenordnung von $\leq 2,0$ %.

WaSiM-ETH:

Das Simulationsmodell WaSiM-ETH wurde anhand der Daten vom Dezemberhochwasser 1993 kalibriert (Periode: 01. Dezember 1993 bis 31. Dezember 1993). Das Ereignis stellt zusammen mit dem Ereignis vom Januar 1995 das höchste am Pegel Oberthal jemals registrierte Hochwasser dar. Die Modelleffizienz für diesen Zeitabschnitt beträgt nach NASH & SUTCLIFFE (1970) $R_{\text{eff}} = 0,89$ was nach den Bewertungskriterien von SCHULTZ (1968) als sehr gute Modellgüte interpretiert werden kann. Zu Validierungszwecken wurde anschließend die Periode vom 01. Januar 1993 bis zum 31. Dezember 1995 simuliert. Die Modellgüte liegt im rechnerischen Mittel über alle 3 Jahre bei $R_{\text{eff}} = 0,67$. Dieser Wert kann jedoch aufgrund der o. g. Zusammenhänge (Überleitung aus der Talsperre Nonnweiler bei Niedrigwasser) nicht als realistisch angesehen werden, da die Pegeldata im Niedrigwasserfall z. T. erheblich von der Überleitung aus der Talsperre beeinflusst werden. Eine Rückrechnung der exakten unbeeinflussten Abflussmengen am Gebietsauslass war nicht möglich, da keine hoch aufgelösten Daten über die genaue Uhrzeit und Fördermenge vorliegen, sondern lediglich Tagesmittelwerte. Insgesamt ist die Modellgüte dennoch als zufrieden stellend – im Hinblick auf die hier zu beantwortende Fragestellung – anzusehen. Abbildung A-B.5 (Anhang B) zeigt die Ergebnisse der Kalibrierung des Modellsystems WaSiM-ETH am Hochwasserereignis vom Dezember 1993.

4.3.4 Flussgebiet Prims

Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein Flussgebietsmodell (NAM-NKF) für die Prims aufgestellt, kalibriert und validiert. Das verwendete Modell für den Istzustand (Zustand ohne Retentionsmaßnahmen) besteht aus 92 Modellknoten, 46 überwiegend natürlichen und 23 kanalisierten Teilflächen sowie 41 detailliert simulierten Gewässerabschnitten. Die Struktur des Fließschemas lässt sich ebenfalls aufgrund der Komplexität und des hohen Detaillierungsgrades nicht lesbar auf einem DIN A4 Blatt darstellen, weshalb von einer Abbildung des Fließdiagramms in

dieser Arbeit abgesehen wurde. Der zugrunde liegende Berechnungszeitschritt wurde einheitlich zu $\Delta t = 5$ Minuten gewählt, um a) den Einfluss kleinerer kanalisierter Siedlungsflächen und b) den Maßnahmentyp Kleinrückhalte ausreichend genau abbilden zu können.

Das Modell NAM-NKF wurde anhand von 9 Hochwasserereignissen aus dem Zeitraum von 1993 bis 2003 an insgesamt 15 Gewässerpegeln kalibriert. Somit ergeben sich 9 Ereignisse \times 15 Gewässerpegel = 135 Ereigniskombinationen zur Modellkalibrierung. Zur Bewertung der Kalibrierung wurden die statistischen Kenngrößen DEVS, DEVM, VOL und R_{eff} herangezogen.

Zur Validierung des Primsmodells wurden analog zur Vorgehensweise der Validierung des Bliesmodells die amtlichen Pegelstatistiken verwendet. Die mittleren Abweichungen liegen auch hier in einer Größenordnung von unter 5 %, wobei vereinzelt auch Abweichungen von bis zu maximal 20 % vorkommen können.

In Anhang B sind exemplarisch die Modelleffizienzen nach NASH & SUTCLIFF (1970) tabellarisch dargestellt. Hiernach kann die Modellgüte insgesamt als gut bis sehr gut bezeichnet werden.

4.3.5 Thalfanger Bach

Die Abflüsse des $A_E = 17 \text{ km}^2$ großen Untersuchungsgebietes Thalfanger Bach werden nicht direkt von einem Pegel am Gebietsauslass wie beispielsweise im UG Obere Blies registriert. Deshalb wurde zunächst ein Modell bis zum nächstgelegenen Pegel Dhrontalsperre ($A_E = 126 \text{ km}^2$) aufgestellt und an den Aufzeichnungen dieses Pegels kalibriert und validiert. Diese Arbeiten wurden vom Autor bereits im Rahmen seiner Diplomarbeit (DOHM & KREITER, 1999) durchgeführt. Die gewählte Vorgehensweise beinhaltet zwar wegen der integralen Betrachtungsweise relativ große Unsicherheiten was die absoluten Abflüsse aus dem UG Thalfanger Bach betrifft, sie wurde jedoch einer ausschließlichen Parametrisierung des Modells auf der Basis von Literaturwerten vorgezogen. Auch hier konnte eine insgesamt zufrieden stellende Modellgüte erzielt werden. Die Ergebnisse der Modellkalibrierung sind exemplarisch für drei Ereignisse aus dem Zeitraum von 1990 bis 1995 in Anhang B, Abbildungen A-B.6 bis A-B.8 dargestellt.

Das für die weiteren Simulationen verwendete Modell für das UG Thalfanger Bach besteht aus insgesamt 13 Modellknoten, 6 überwiegend natürlichen und einer kanalisierten Teilfläche sowie aus 5 detailliert simulierten Gerinneabschnitten. Der Zeitschritt beträgt ebenfalls $\Delta t = 5,0 \text{ min}$. Die Modellstruktur ist in Anhang C dargestellt.

Teil II

**Retentionsmaßnahmen
und
Retentionswirkung**

5 Kleinrückhalte

5.1 Allgemeines und Vorgehensweise

Die hydraulisch-hydrologische Dimensionierung von Kleinrückhalten und konkrete Aussagen über die Wirkung dieses Maßnahmentyps sind z. Zt. noch mit einem enormen planerischen und modelltechnischen Aufwand verbunden, der vor dem Hintergrund relativ geringer baulicher Maßnahmenkosten von den Entscheidungsträgern oft nicht gerechtfertigt werden kann. Bislang erfolgte die Betrachtung des Maßnahmentyps „Kleinrückhalte“ meist ausschließlich im Rahmen konkreter Hochwasserschutzkonzepte – detaillierte systematische Betrachtungen mit dem Ziel der Identifikation maßgeblicher Parameter existieren bis dato nicht. Deshalb wird im Rahmen dieses Kapitels ein einfach handhabbares empirisches Regionalisierungsverfahren zur schnellen Abschätzung der hochwassermindernden Wirkung von Kleinrückhalten vorgestellt. In einer strukturierten Vorgehensweise werden gezielt einzelne, den Prozess der Abflussbildung beeinflussende, maßnahmen-, gebiets- und ereignisspezifische Parameter variiert, um maßgebliche Faktoren zu identifizieren und zu bewerten.

Die Untersuchung des Einflusses von Kleinrückhalten auf den Hochwasserabfluss erfolgte anhand von vier Hochwasserereignissen aus dem Zeitraum 1980 bis 1995, zunächst auf der Basis von zwei realen mesoskaligen Einzugsgebieten (Obere Blies und Thalfanger Bach). Hierfür wurde jedes untersuchte Einzugsgebiet sowohl ohne Kleinrückhalte (Istzustand) als auch mit Kleinrückhalten (Prognosezustand) simuliert und analysiert. Die Ergebnisse der Untersuchungen in den Realsystemen führten zur Erstellung von über 110 fiktiven mesoskaligen Einzugsgebieten, anhand derer sich der Einfluss bestimmter Faktoren und Parameter studieren ließ. Für jedes Fiktivsystem wurde ebenfalls ein Ist- sowie ein Prognosezustand anhand von insgesamt sechs Hochwasserereignissen untersucht.

Als Simulationsmodell diente das konzeptionelle Niederschlag-Abfluss-Modell für natürliche und kanalisierte Flächen NAM-NKF. Durch die Kombination von Real- und Fiktivsystemen mit mehreren Hochwasserereignissen ergaben sich insgesamt rund 450 Datensätze, anhand derer die Möglichkeiten des Hochwasserschutzes durch KRH sowie die maßgeblichen Einflussfaktoren herausgearbeitet werden konnten. Sämtliche Fiktivsysteme sind in Anhang C beschrieben. Die

untersuchten Gebiete haben unterschiedliche Eigenschaften und Größen. Anzahl, Größe und Verteilung der KRH im Gebiet variieren in jedem System. Es wurde also für jedes System die Abflussganglinie für den jeweiligen Istzustand und mindestens einen Prognosezustand simuliert und analysiert.

Nach dieser Studie in der Mesoskala erfolgt abschließend die Betrachtung der Wirkung in zwei Flussgebieten der oberen Mesoskala (Prims) und der unteren Makroskala (Blies).

5.2 Stand der Wissenschaft

Das Retentionsverhalten von dezentral angeordneten Kleinrückhalten ist derzeit nur wenig erforscht – insbesondere die hochwassermindernde Wirkung bei großflächiger Anordnung der Maßnahmen in ganzen Flusseinzugsgebieten, auch unter Variation der wesentlichen Modellparameter, ist bisher noch nicht hinreichend untersucht worden (KOEHLER, 2005). Die interessantesten Veröffentlichungen zum Thema „Kleinrückhalte“ sind nachfolgend nach Erscheinungsjahr sortiert aufgeführt. Dabei werden insbesondere solche Sachverhalte und Ergebnisse zitiert, die für die hier vorliegende Arbeit von besonderem Interesse waren. In Tabelle 5.1 sind die wichtigsten Werte der vorgestellten Arbeiten zusammengestellt. Mit WEGNER (1992), TÖNSMANN (1995 a, b, c), TÖNSMANN (1996), ASSMANN ET AL. (1998), DOHM & KREITER (1999), MARENBACH (2002) und RÖTTCHER (2005) existieren konkrete Hochwasserschutzkonzepte (HWSK), im Rahmen derer Klein- und Kleinrückhalte als Maßnahmentyp untersucht worden sind. Zwecks Sicherung der geeigneten Flächen schlägt HACK (2001) vor, bei entsprechender Eignung ein Planungsvorbehalt festzulegen, so dass eine eventuelle zukünftige Nutzung für den Hochwasserrückhalt nicht durch Bebauung zunichte gemacht wird.

WEGNER (1992) studierte die Möglichkeiten und Grenzen des dezentralen Hochwasserschutzes im Einzugsgebiet des Eschbach ($A_E = 55 \text{ km}^2$) bei Bad Homburg in Hessen. Teil eines Maßnahmenbündels sind „*Kleinretentionen mit relativ geringen Volumina*“ (keine Größenangabe in der vorliegenden Literatur). Das Ziel der Kleinretentionen, ein volumenwirksamer Rückhalt, wurde mit einer sehr hohen Drosselabgabe bewirkt. Bei Hochwasserereignissen mit relativ niedrigen Jährlichkeiten können sehr hohe Scheitelabminderungen erzielt werden, bei selteneren Ereignissen wie beispielsweise einem HQ_{100} liegen die erzielten Scheitelabminderungen dagegen bei „nur“ 10-20 %. Durch die Kombination verschiedener dezentraler Hochwasserschutzmaßnahmen erzielt WEGNER (1992) Scheitelabminderungen von bis zu 25 % auch bei 100-jährlichen Ereignissen.

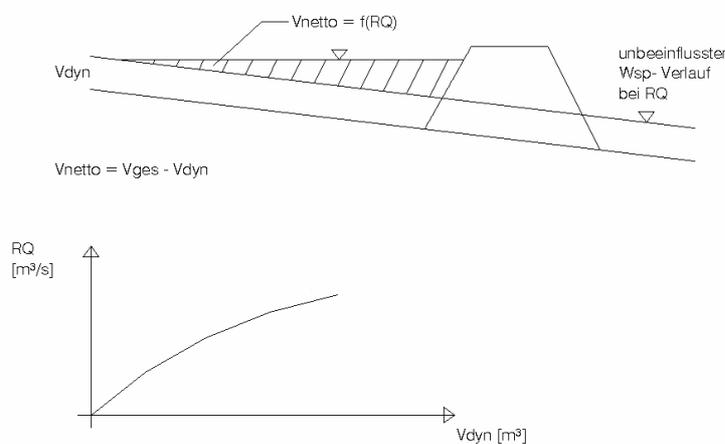
TÖNSMANN (1995 a) untersuchte Möglichkeiten und Grenzen des dezentralen Hochwasserschutzes am Beispiel der Bauna bei Kassel. Der Autor unterscheidet zwischen Kleinrückhalten mit einer Einstauhöhe von max. 2,0 m und Kleinrückhalten mit einer maximalen Einstauhöhe von 5,0 m über Gelände. Im insgesamt rund 50 km^2 großen Einzugsgebiet der Bauna (Nebenfluss der Fulda) wurde das Volumen von 28 Kleinst- und 28 Kleinrückhalten mittels terrestrischer Geländevermessung zu 338.000 bzw. 785.900 m^3 bestimmt. Für das Einzugsgebiet der Bauna ergibt sich somit ein spezifisches Retentionsvolumen von $sV = 338.000 \text{ m}^3 / 50 \text{ km}^2 /$

1000 = 6,8 mm für den Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“ bzw. von $sV = 785.900 \text{ m}^3 / 50 \text{ km}^2 / 1000 = 15,7 \text{ mm}$ für den Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“. Die Hochwassermindernde Wirkung der Kleinrückhalte berechnet TÖNSMANN (1995 a) mit durchschnittlich rund 15-20 %, die Scheitelabminderung durch Kleinrückhalte wird mit im Mittel rund 30 % jeweils bezogen auf ein 100-jährliches Ereignis angegeben; die Rückhalteräume wurden auf ein solches Ereignis optimiert. Mit gesteuerten Drosseln würde bei gleicher Wirkung wesentlich weniger Stauraum benötigt als mit ungesteuerten Drosseln. Durch eine optimierte Beckensteuerung könnte ein leistungsfähiges, dezentrales Rückhaltesystem geschaffen werden, das die Höhe der Hochwasserscheitel deutlich reduziert gleichzeitig aber den Aufwand für Bau und Betrieb wesentlich erhöht. Die Rückhaltung in vielen kleinen Becken ist teurer als in wenigen großen Becken. Die Hoffnung, dass sehr kleine Rückhalte unter Nutzung vorhandener Straßen- bzw. Bahndämme kostengünstig realisiert werden können, bestätigte sich nicht. Ursache hierfür ist, dass auch sehr kleine Rückhalte nach DIN 19.700 als Hochwasserrückhaltebecken (Stauanlage) einzustufen sind und entsprechende Sicherheitsanforderungen bei Überlastung des Bauwerks erfüllt werden müssen. Die Studie lässt nicht erkennen, inwiefern bzgl. der angesetzten Beckenvolumina zwischen Bruttovolumen und nutzbarem Nettovolumen gemäß Abbildung 5.1 unterschieden wurde. Als Kostenrichtwert nennt TÖNSMANN (1995 a) Beträge von umgerechnet rund 10,- bis 75,- im Mittel rund 30,- €/m³. Die Kosten der Einzelmaßnahmen bewegen sich in einer Größenordnung von umgerechnet rund 45.000 bis 765.000 €. Vergleicht man diesen Betrag mit den Ergebnissen der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Kostenschätzung, so fallen eklatante Unterschiede auf. Hier wurden die Maßnahmenkosten inkl. Baustraßen, Baustelleneinrichtung, Beton-, Erd-, Rodungsarbeiten usw. für KRH mit unregelmäßiger Drosselabgabe (fixe Drosselöffnung) mit 5.000 bis max. 50.000 € geschätzt. TÖNSMANN (1995 a) diskutiert zudem die Problematik, dass eine durch Kleinrückhalte mit hoher Drosselung stark verformte Hochwasserwelle stärker in die Auenökologie eingreift, da Überflutungshäufigkeit, -höhe und -dauer deutlich erhöht werden. Kleine Drosselabgaben beinhalten zudem die Gefahr, dass der Stauraum länger eingestaut bleibt als bei einem System mit höheren Drosselabgaben. Hierdurch erhöht sich die Gefahr, dass eine erneute Hochwasserwelle auf einen zumindest teilgefüllten Rückhalteraum trifft, wodurch sich die Wirkung deutlich verschlechtert.

ASSMANN ET AL. (1998) beschreiben eine Hochwasserschutzkonzeption für die Obere Elsenz im Kraichgau, die vor allem darauf basiert, das „natürliche“ Rückhaltepotenzial der Landschaft auszuschöpfen und zu intensivieren. Neben insgesamt 35 Retentionsarealen mit bis zu 50.000 m³ Rückhaltevolumen werden Maßnahmen zum Erosionsschutz (Sedimentrückhalt), Erhöhung der Gerinnerauhigkeit und Rückbau begradigter Fließstrecken, Siedlungswassermanagement und Änderung der Bewirtschaftungsweise landwirtschaftlicher Flächen genannt. Durch dezentrale Hochwasserschutzmaßnahmen außerhalb des Siedlungsgebietes mit einem Gesamtvolumen von 517.000 m³ kann am Ortseingang von Eppingen eine Scheitelabminderung von etwa 25 % erreicht werden. Das Ziel der Planung, Schutz der Ortslage bis HQ₁₀₀, kann damit gewährleistet werden. Zudem können Hochwasserspitzen in oberhalb liegenden Orten reduziert werden. Zumindest für kleine Einzugsgebiete wird die Aussage auf die Gewährleistung eines 100-jährlichen Hochwasserschutzes durch dezentrale Maßnahmen verallgemeinert.

Gleichzeitig kann ein Beitrag zum Erosions- und Naturschutz geleistet werden. Wichtig ist den Autoren der Aspekt des dezentralen Hochwasserschutzes: Integration der Hochwasserschutzmaßnahmen in das Landschaftsbild sowie in andere Nutzungsformen (bisherige oder neue Nutzungen, z. B. Naturschutz) und die Integration in einen gesamtheitlichen Planungsprozess (z. B. Ausgleichsmaßnahmen, Flurbereinigung, Erosionsschutz). Die Zusammenfassung und/oder Abstimmung von Planungen und Maßnahmen kann durch Synergieeffekte Kosten senken.

DOHM & KREITER (1999) untersuchten die hochwassermindernde Wirkung von KRH im 17 km² großen Einzugsgebiet des Thalfanger Bachs im Hunsrück und im 8 km² großen Einzugsgebiet des Johannesbachs im Saar-Nahe-Bergland. Modelltechnisch wurde für die KRH ein Drosselorgan mit konstanter Abgabe angenommen. Zudem wurde das dynamische Volumen gemäß Abbildung 5.1 nicht berücksichtigt. Infolge dieser beiden Annahmen dürfte die Abflussabminderung



RQ	Ungedrosselte Regelabgabe des KRH (z. B. = Q_A)
V_{dyn}	Durch RQ beanspruchter Volumenanteil
V_{ges}	Gesamtvolumen des Rückhalteraums
V_{netto}	Für Wasserrückhalt effektiv nutzbares Retentionsvolumen

Abb. 5.1: Definition von Brutto- und Nettovolumen bei KRH

vermutlich überschätzt worden sein. Insgesamt wurden im Einzugsgebiet des Thalfanger Bachs 5 geeignete Standorte mit einem Volumen von zusammen rund 20.000 m³ untersucht. Durch geringfügige Erdarbeiten (Anschüttung von kleineren Dämmen an zwei Standorten) ließe sich das Volumen auf rund 127.000 m³ vergrößern. Bezogen auf die Einzugsfläche von rund 17 km² ergäbe sich somit ein spezifisches Volumen von $sV \approx 1,2$ bzw. 7,5 mm. Entsprechend ergäbe sich die Scheitelabminderung bezogen auf ein Hochwasserereignis mit einem mittleren statistischen Wiederkehrintervall von $T_n = 50$ a zu rund 6 % bzw. 20 %. Im Einzugsgebiet des Johannesbachs wurden 4 Standorte mit einem Gesamtvolumen von rund 38.000 m³ untersucht. Das spezifische Volumen dieses Gebiets liegt bei ca. 4,8 mm. Bezogen auf ein rund 50-jährliches Hochwasserereignis wurde eine Scheitelabminderung von ca. 45 % berechnet. Hierbei fällt zunächst auf, dass trotz geringerer spezifischer Volumina die Scheitelabminderung am Johannesbach mit 45 % deutlich größer ausfällt als die zu rund 20 % berechnete Abminderung am Thalfanger Bach. Der Grund hierfür liegt in den unterschiedlichen Abflusscharakteristiken der beiden Gebiete. Das mit 17 km² über doppelt so große Einzugsgebiet des Thalfanger Bachs bildet entsprechend größere, voluminösere und gleichzeitig länger andauernde Hochwasserwellen als das mit 8 km² deutlich kleiner Einzugsgebiet des Johannesbachs.

umgangssprachlich als "Kleinrückhalte" bezeichnet werden. Diese sind in der Regel als kleine, lokal begrenzte Rückhalteanlagen (z. B. Dämme, Wehre, Stauden) ausgeführt, die das Hochwasser vorübergehend zurückhalten und so die Abflussgeschwindigkeit reduzieren. Durch die Verlangsamung des Abflusses wird das Wasservolumen im Rückhaltebereich vergrößert, was zu einer Abminderung der Hochwasserwellen führt. Kleinrückhalte sind oft in naturnaher Weise in das Landschaftsbild integriert und können neben dem Hochwasserschutz auch zur Verbesserung des Landschaftsbilds und der Gewässerökologie beitragen.

MARENBACH (2002) untersuchte u. a. auch die Wirkung von sog. kleinen Rückhalteräumen unter der Annahme einer flächendeckenden Maßnahmenumsetzung in ganzen Flussgebieten. Hierfür wurden die Einzugsgebiete von Nahe ($A_E \approx 4.065 \text{ km}^2$) und Rems ($A_E \approx 583 \text{ km}^2$) mit flächendetaillierten Flussgebietsmodellen simuliert. Grundsätzlich schieden aus konstruktiven Gründen solche Standorte aus, an denen die Abflusswerte eines 5-jährlichen Hochwassers die Schwelle von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ überschritten. Im Nahegebiet würde sich die für KRH geeignete Fläche somit um 35 % reduzieren. MARENBACH (2002) beschränkt die max. Stauhöhe auf ein Niveau von 2 m über Talsohle. Standorte mit einem Volumen von $< 5.000 \text{ m}^3$ wurden ebenfalls nicht betrachtet. Die Rohrdrosseln wurden so bemessen, dass bei einer Einstauhöhe von 1,5 m Abflüsse, die einem HQ_2 entsprechen, ungedrosselt abfließen können. Somit ergaben sich Drosselöffnungen von durchschnittlich DN 1200. Dadurch erhöht sich die Überschwemmungshäufigkeit der Aue im Einstaubereich. Bezogen auf ein 100-jährliches Ereignis werden Scheitelabminderungen an der Nahemündung von im Mittel rund 3 % erreicht. An einigen Punkten im Einzugsgebiet werden Scheitelabminderungen von über 50 % erreicht. Im Oberlauf der Flüsse sind die Abminderungen wesentlich höher als im Unterlauf. Sowohl Nahe als auch Glan zeigen Scheitelabminderungen von $> 10 \%$ im Ober- und $< 5 \%$ im Unterlauf. An der Rems beträgt die Scheitelabminderung infolge 39 KRH maximal 1,1 %, während am Ober- und Mittellauf über 6 % erreicht werden. Die sehr unterschiedlichen Werte werden mit jeweils unterschiedlichen Gebietscharakteristika und Speichervolumina begründet. Die Studie erlaubt lediglich die Rückrechnung des spezifischen Volumens auf die Gesamtgebiete. Für das Nahegebiet ergibt sich ein Wert von rund 1,5 mm bei insgesamt 161 Standorten. Für das Remsgebiet ergibt sich das spezifische Volumen zu rund 0,6 mm bei 39 geeigneten Standorten. Die Autorin weist deutlich auf den Einfluss des Standortes hin. Bei einer ungünstigen Standortwahl kann es – bedingt durch veränderte Wellenlaufzeiten – zu abflussverschärfenden Überlagerungseffekten zwischen einzelnen Teilwellen kommen. Die Wirkung kleiner Rückhalteräume wurde auch im Hinblick auf den Einfluss der Drosselöffnung untersucht. Dabei stellte sich heraus, dass die Wirkung ungesteuerter Rückhalteräume mit einfachen Rohrdrosseln bzgl. der überörtlichen Scheitelabminderung etwas günstiger zu bewerten ist als ein System mit konstanten Regelabgaben. Untersucht wurden Drosselabflüsse, die den Ereignissen HQ_2 , HQ_5 und HQ_{10} entsprechen. Die Abschätzung der Retentionswirkung mit Hilfe von Gebietskenngrößen ist nach MARENBACH (2002) nicht möglich. Als Grund nennt die Autorin die Komplexität des Niederschlag-Abfluss-Prozesses und die Diversifikation der Flussgebiete sowie den Einfluss individueller Besonderheiten.

RÖTTCHER (2005) untersuche am Beispiel der hessischen Erpe ($A_E = 153 \text{ km}^2$, Mittelgebirgscharakteristik) die Wirkung dezentraler und zentraler Rückhaltemaßnahmen. Er verglich u. a. die Wirkung eines zentralen HRB mit der von 11 dezentralen KRH, die zusammen das gleiche Rückhaltevolumen aufweisen wie das zentrale Becken. Die dezentralen Retentionsräume haben Volumina zwischen 5.500 und 100.000 m^3 . Das Gesamtvolumen beträgt 387.000 m^3 . Die Stauhöhen liegen zwischen 1,0 und 2,0 m. Die hydrologische Wirkung der Retentionsräume hängt sehr stark von der Drossel des Retentionsraums ab. Es wurden Untersuchungen mit beweglichen und festen Drosselöffnungen durchgeführt. Beim System mit festen Drosselöffnungen beginnt

der Einstau etwa ab HQ_5 . Bei einem 50-jährlichen Hochwasser werden die Abflüsse um rund 16 % reduziert, eine Scheitelabminderung, die zunächst auch bei stärkeren Abflüssen beibehalten wird. Alle Rückhalteräume laufen vor Erreichen eines HQ_{100} über. Durch variable Drosselöffnungen mit konstanter Regelabgabe ließe sich die Wirksamkeit der Retentionsräume um weitere 10 % erhöhen, gleichzeitig steigt jedoch der Aufwand für Planung, Konstruktion und Wartung an. Die Wirkung von 11 dezentralen Retentionsräumen ist in etwa gleich mit der eines zentralen HRB gleichen Volumens. Der Autor stellte zudem fest, dass die ökologischen Auswirkungen der dezentralen Variante geringer sind als die der zentralen Lösung mit einem (deutlich größeren) HRB. Die überfluteten Flächen der dezentralen Variante sind um das 3-4 fache größer als im Fall eines zentralen Beckens. Einen Vorteil in der dezentralen Lösung sieht der Autor in der Möglichkeit, den Hochwasserschutz flächendeckend im gesamten Einzugsgebiet zu verbessern, was mit einer zentralen Lösung ausgeschlossen werden kann.

Kleine, dezentrale Lösungen werden in der Literatur sehr unterschiedlich definiert und benannt. In manchen Quellen fehlen Größenangaben wie z. B. Art und Dimensionierung der Drosselöffnung. Zur Übersicht und zu Vergleichszwecken sind deshalb die wichtigsten Angaben der vorgestellten Literatur in Tabelle 5.1 zusammengestellt. In allen aufgeführten Arbeiten wurden z. T. sehr unterschiedlich große Gebiete mit unterschiedlich großen Retentionsräumen, unterschiedlichen Einstaubedingungen und unterschiedlichen Schutzziele untersucht. Je größer ein Einzugsgebiet desto größer wird auch der Einfluss von Abflussregime und Gebietscharakteristik (Menge und Form der Abflüsse, Zuflüsse, Retention und Translation infolge Wellenablauf usw.), weshalb die Vergleichbarkeit der Ergebnisse schwierig ist. In mesoskaligen Einzugsgebieten bis etwa 50 km² kann jedoch davon ausgegangen werden, dass diese Prozesse eher eine untergeordnete Rolle im Hinblick auf die Hochwasserentstehung spielen. In solchen Gebieten wird die Hochwasserentstehung maßgeblich von Boden und Landnutzung geprägt (NIEHOFF, 2001). Demnach sind Vergleiche und Regionalisierungsansätze wenn überhaupt nur in maximal mesoskaligen Gebieten möglich. Aus Tabelle 5.1 wird deutlich, dass in kleineren Einzugsgebieten Scheitelabminderungen von 20 bis max. 50 % möglich sind. Dieser Wert, der in der hier vorliegenden Arbeit für mesoskalige Gebiete ausführlich diskutiert wird, hängt stark vom verfügbaren Retentionsvolumen und der Konzeption des Drosselorgans ab. In Einzugsgebieten der oberen Meso- bis unteren Makroskala sind die erzielbaren Scheitelabminderungen mit maximal 4 % deutlich geringer (MARENBACH, 2002). Kleine Rückhalteräume haben eine lokale, maximal regionale Wirkung auf die Hochwasser kleinerer Gewässer. Dort können sie eine wesentliche Wirkung auf den Hochwasserabfluss haben.

Aus den zitierten Untersuchungen wird deutlich, dass der dezentrale Hochwasserschutz eine viel versprechende Alternative zu den bisherigen Schutzkonzepten darstellen kann. Außerdem bietet er eine große Chance, als Anstoß zu einer integrierten, das Einzugsgebiet gesamtheitlich betrachtenden Planungsweise zu dienen (ASSMANN ET AL., 1998).

In wieweit durch Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes tatsächlich die im individuellen Fall gewünschten Schutzziele erreicht werden können, ist in großem Maße von den jeweiligen Örtlichkeiten (z. B. schadloser Hochwasserabfluss) und den Gebiets- und Gewässereigen-

schaften im Einzugsgebiet abhängig. In Eppingen hätte eine Scheitelabminderung von 25 % zu einem 100-jährlichen Hochwasserschutz geführt (ASSMANN, 1998). An der Nahe hätten Schäden, wie sie durch das Hochwasser vom Dezember 1993 und Januar 1995 verursacht wurden, durch die untersuchten Maßnahmen nicht vermieden werden können (MARENBACH, 2002).

Bezüglich der Standortoptimierung ist es nach aktuellem Stand der Wissenschaft erforderlich, ein Niederschlag-Abfluss-Modell für das zu untersuchende Flussgebiet mit entsprechend hoher Auflösung (Modellknoten an jedem potenziellen Retentionsraum) aufzustellen und mehrere Varianten zu untersuchen. Oftmals stehen die hierbei entstehenden, relativ hohen Planungskosten in keinem Verhältnis zu den relativ geringen Kosten der Maßnahmen, die sich in einer Größenordnung von 5.000 bis 150.000 Euro pro Maßnahme bewegen dürften. KRH erfordern im Verhältnis zu ihrem baulichen Aufwand demnach einen sehr hohen planerischen Aufwand, da noch kein einfaches Abschätzverfahren zu ihrer Effizienz existiert. D. h. es müssen zunächst alle potentiellen Standorte terrestrisch vermessen werden, Inhalts- und Drosselkennlinien aufgestellt und das N-A-Modell entsprechend detailliert aufgebaut werden. Erst dann können Aussagen gemacht werden, inwieweit die Umsetzung von KRH zum Hochwasserschutz im jeweiligen Fall lohnend erscheint. Ziel dieser Arbeit war deshalb auch die Entwicklung eines einfach handhabbaren Verfahrens zur groben Vorbemessung und Wirkungseinschätzung von potenziellen Kleinrückhalten (vgl. Kap. 5.10.7). Zudem hat sich im Zuge der Maßnahmenplanung im Untersuchungsgebiet der Oberen Blies und im Rahmen von weiteren Projekten, die der Bearbeiter z. B. im Rahmen seiner Tätigkeit im Ingenieurbüro für Hydrologie und Gewässerschutz – ihg – bearbeitet hat, gezeigt, dass die Eigentümer der vom Beckeneinstau betroffenen Flächen aus den verschiedensten Gründen oft kein Verständnis für die Maßnahme „Kleinrückhalt“ haben und sich deshalb vielfach nicht bereit erklären, die Maßnahme zu unterstützen. Um Planungskosten generell zu senken, sollte deshalb unbedingt vor dem Einstieg in eine detaillierte Maßnahmenkonzeptionisierung die Einwilligung der Flächeneigentümer geklärt werden.

Tab. 5.1: Literaturübersicht Kleinrückhalte. Leere Zeilen: keine Angaben in der Literatur. sV: aus der Literatur oder aus den Literaturangaben berechnet.

Autor	Name	Volumen [m³]	Stauhöhe [m]	Drosselöffnung	Einzugsgebiet	sV [mm]	Scheitelabminderung
WEGNER 1992	Kleinretention	„relativ geringe Volumina“	≤ 1,0	starke Drosselung	55 km² (Eschbach, Bad Homburg)		HQ ₁₀₀ : ca. 25 %
TÖNSMANN 1995, a	Kleinstrückhalte	1.500 bis 50.000			50 km² Bauna	6,9	20 %
	Kleinrückhalte	≤ 100.000				15,7	fast 50 %
ASSMANN ET AL. 1998	Retentionsareale	bis 50.000, im Mittel: 15.000	≤ 1,8		75 km² (Obere Elsenz, Kraichgau)		ca. 25 %
DOHM & KREITER 1999	Kleinrückhalte	300 bis 9.000 (107.000) 4.900 bis 22.000	≤ 3,0 (6,5) ≤ 3,0	konstant, optimiert	17 km² Thalfanger Bach 8 km² Johannesbach	1,2 und 7,5 4,8	HQ ₅₀ : 6 bzw. 20 % HQ ₅₀ : 45 %
					4.066 km² Nahe	1,3	4,1 %
MARENBACH 2002	naturnahe kleine dezentrale Rückhalte-räume	mindestens 5.000	2,0-3,0	HQ ₂ bei h = 1,5 m Mittel: DN 1200	Nahe-Nebenflüsse (65 - 1.221 km²)		0,9 – 55 %
					631 km² Rems	0,6	4-6 % (HQ ₁₀) 1,1 % (HQ ₁₀₀)
RÖTTCHER 2005		5.500 bis 32.000; 2 Standorte > 100.000	2,0	Einstau ab 50-70 % von HQ ₁₀	153 km² (Erpe, Hessen)	2,5	16 % ab HQ ₅₀
		150 bis 41.000			8,5 km² Obere Blies	6,4	bis max. 50 % (HQ _{extrem})
		1.800 bis 50.000 (107.000)	≤ 3,0, max.	optimierte fixe Drosselöffnungen mit variabler Abgabe	17 km² Thalfanger Bach	4,5	bis max. 30 % (HQ _{extrem})
vorliegende Arbeit	Kleinrückhalte / Kleinrückhaltebecken	1.000 bis 80.000; 4 Standorte > 100.000	2,0 über Aue-niveau		735 km² Prims	2,5	3-5 % am Gebietsauslass bei HQ ₅₀₋₁₀₀
		1.000 bis 80.000; 4 Standorte > 100.000			1.850 km² Blies	1,9	2-4 % am Gebietsauslass bei HQ ₅₀₋₁₀₀

5.3 Beschreibung der Retentionswirkung

Die dämpfende Wirkung, die natürliche Seen oder künstliche Rückhalteräume beim Durchfließen einer Hochwasserwelle auf den Scheitelabfluss ausüben, ist ein bekanntes Beispiel für das Retentionsverhalten von großen Wasserkörpern. Wird ein solches Element (See oder Rückhalteraum) von einer Hochwasserwelle durchflossen, so gleicht dieses Schwankungen in der Zuflussganglinie aus, indem ein Teil der Zuflüsse vorübergehend gespeichert wird.

Das zurückgehaltene Wasser lässt den Wasserstand im See/Rückhalteraum ansteigen, wodurch der Abfluss aus dem Rückhalteraum heraus zunimmt. Infolge der Rückhaltewirkung des Sees ist die Abflussganglinie gegenüber der Zuflussganglinie gedämpft, der Wellenscheitel wird abgemindert und zeitlich verzögert.

Abbildung 5.2 verdeutlicht die Wirkung der Seeretention. Beide gezeigten Abflussganglinien weisen dasselbe Volumen auf, da weder Wasser aus dem System entnommen noch dauerhaft gespeichert wird (Annahme: Vernachlässigbare Verdunstung und keine Zuströme zum See außer dem betrachteten Zufluss).

Die sog. stehende Retention oder Seeretention ist dabei als ein Sonderfall des Hochwasserwellenablaufs bei horizontaler Wasserspiegellage anzusehen.

Die scheidelmindernde Wirkung eines Rückhalterums hängt im Wesentlichen von dem für den Wasserrückhalt zur Verfügung stehenden Gesamtrétentionsvolumen ab. Weiterhin ist die Größe der Drosselöffnung am Beckenauslass maßgebend. Kleine Öffnungen bewirken ein frühzeitigeres Füllen der Becken als entsprechend große Drosselöffnungen und umgekehrt. Durch kleine Öffnungen werden die Becken zwar entsprechend häufiger eingestaut, gleichzeitig ist der Wirkungsbereich der Maßnahmen dann allerdings nur auf kleinere, häufiger auftretenden Hochwasserereignisse beschränkt, weil der zur Verfügung stehenden Retentionsraum nicht ausreicht, um

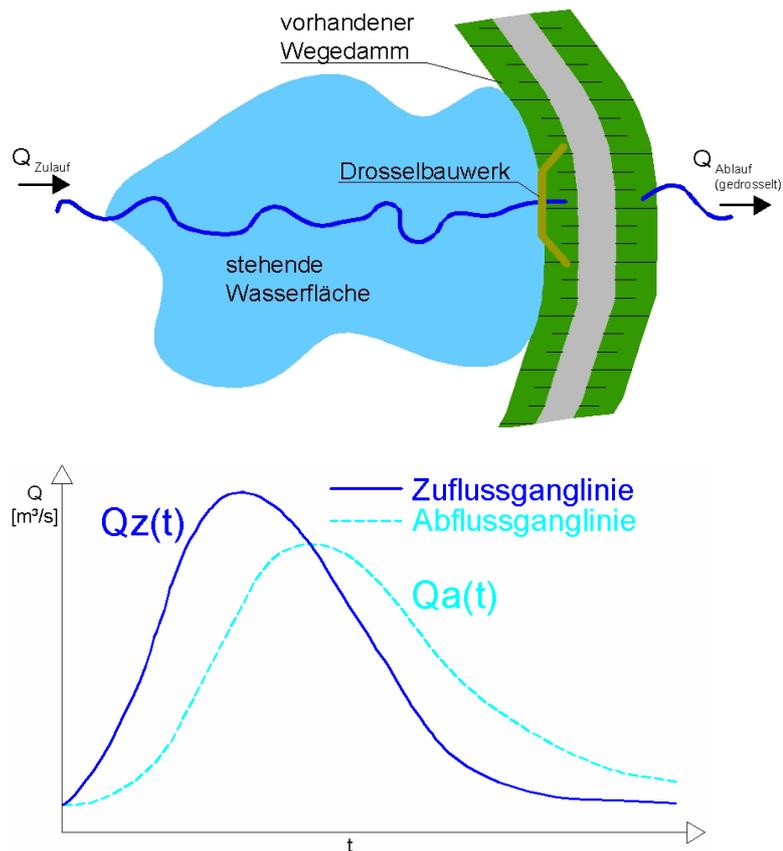


Abb. 5.2: Prinzip der Seeretention (stehende Retention)

seltene Ereignisse abzumindern. Die Dimensionierung der Drosselöffnung zählt mit zu den Hauptaufgaben bei der Bemessung und Optimierung von klassischen Rückhaltebecken und ist i. d. R. ein zeitaufwändiger, iterativer Prozess. Zudem hängt die Retentionswirkung der Kleinrückhalte maßgeblich von der Dimensionierung der Drosselöffnung ab, wie die Ergebnisse zur Untersuchung in der Mesoskala (Kap. 5.10) zeigen.

Für den Fall der hier untersuchten kleinen Rückhalteräume (KRH) mit horizontalem Wasserspiegel und hydraulisch berechenbarem Zusammenhang zwischen Durchfluss und Wasserstand kann das System des Einzellinearspeichers zur mathematischen Berechnung der Retentionswirkung herangezogen werden. Der Abfluss Q_{ab} (Ausfluss aus dem KRH bzw. Einzellinearspeicher) ist zum gespeicherten Wasservolumen S eines Rückhalteraums direkt proportional (Gleichung 5.1). Mit Hilfe der Kontinuitätsgleichung (5.2) ergibt sich dann die Gleichung für den Linearspeicher (5.3) mit der allgemeinen Lösung (5.4), die für jeden Berechnungszeitschritt iterativ über die diskrete Speichergleichung (5.5) unter Berücksichtigung der Kennlinien des Rückhalteraums (Beckeninhaltskennlinie, Abflusskennlinien des Grundablasses und der Hochwasserentlastung) bestimmt wird.

$$S(t) = K \cdot Q_{ab}(t) \quad (5.1)$$

$$Q_{zu} - Q_{ab} = \frac{\Delta S}{\Delta t} \quad (5.2)$$

$$Q_{zu} - Q_{ab} = K \cdot \frac{\Delta Q_{ab}}{\Delta t} \quad (5.3)$$

$$Q_{ab} = Q_{ab,0} \cdot e^{-\Delta t/K} + \int_{t_0}^t Q_{zu} \cdot \frac{1}{K} \cdot e^{-\Delta t/K} \Delta t \quad (5.4)$$

$$(S_{i+1} - S_i) / \Delta t = (Q_{zu,i+1} + Q_{zu,i}) / 2 - (Q_{ab,i+1} + Q_{ab,i}) / 2 \quad (5.5)$$

S	Speichervolumen (zeitabhängig)
K	Speicherkonstante [h, min]
Q_{ab}	Abfluss aus dem Speicher [m^3/s]
Q_{zu}	Zufluss in den Speicher [m^3/s]

Wichtigstes Anwendungsgebiet für die Speichergleichung, wonach Zufluss minus Abfluss gleich der Speicherinhaltsänderung innerhalb einer vorgegebenen Zeitspanne ist, ist die Bemessung von Hochwasserentlastungsanlagen bei Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken. Nach den gültigen Normen dürfen die Entlastungsanlagen unter Berücksichtigung der abmindernden Wirkung der Seerentention ausgelegt werden (vgl. DIN 19.700, Teil 12).

Zur Lösung der o. g. Retentionsgleichung werden heute nahezu ausschließlich numerische Methoden auf der Basis von EDV-Systemen verwendet. Die in der Vergangenheit häufig angewendeten graphischen Methoden haben im Allgemeinen einen wesentlich höheren Arbeitsaufwand zur Folge und sind bei zu kleinem Zeichenmaßstab ungenau.

5.4 Abbildung im Simulationsmodell NAM-NKF

Die hier untersuchten Hochwasserereignisse wurden nach Methoden der Systemanalyse, mit Hilfe des Modellsystems NAM-NKF untersucht. Innerhalb des Modells wird das Einzugsgebiet eines Gewässers als hydrologisches System aufgefasst, das bestimmte Eingaben (z. B. Niederschlag) aufnehmen, transformieren und eine Ausgabe (z. B. Hochwasserwelle) erzeugen kann. Das Ergebnis der Modellierung hängt im Wesentlichen von der Eingabe der Belastung sowie von den Übertragungseigenschaften des Systems ab, die wiederum als mathematisch-deterministische Ursache-Wirkungs-Beziehung zwischen den Systemvariablen zu verstehen sind. Als fächendetailliertes Modell berücksichtigt NAM-NKF Abflussbildung und Abflusskonzentration flächenhaft und nach Komponenten, deren Parameter aus Naturbeobachtungen abgeleitet und ggf. kalibriert werden können.

Für die modelltechnische Analyse des Maßnahmentyps „Kleinrückhalte“ wurde für jedes untersuchte System (Real- und Fiktivsysteme) ein Modell gebildet. Dazu wurde das jeweils betrachtete Untersuchungsgebiet (UG) in folgende Einheiten gegliedert: natürliche Flächen, kanalisierte Flächen, Gewässerstrecken, Zusammenflüsse und Rückhaltebecken. Die, das Abflussregime im Wesentlichen beeinflussenden Elemente eines Gebietes wurden beschrieben. Die räumliche und zeitliche Auflösung war abhängig von Ziel und Skalierung der Modellierung sowie von der Datengrundlage. Sämtliche dieser Arbeit zugrunde liegenden Systeme sind in Anhang C dargestellt.

Die Abbildung des Maßnahmentyps „Kleinrückhalt“ erfolgt im Simulationsmodell NAM-NKF explizit, d. h. den physikalischen Prozess entsprechend der o. g. Gleichungen (5.1 bis 5.5) exakt beschreibend. Als Eingangsdaten sind hierfür lediglich die sog. Beckeninhaltskennlinie (Retentionsvolumen in Abhängigkeit von der Einstauhöhe), die Drosselkennlinie (Beckenabfluss in Abhängigkeit von der Einstauhöhe) sowie die Kennlinie der Hochwasserentlastung (Abfluss in Abhängigkeit von der hydraulischen Überfallhöhe) erforderlich.

NAM-NKF wurde ursprünglich für die Berechnung und Dimensionierung großer, technischer Hochwasserrückhaltebecken entwickelt. Die Angabe der Rückhaltevolumina erfolgt innerhalb des Modells standardmäßig in Millionen m^3 mit vier Nachkommastellen. Die vierte Nachkommastelle (entspricht 100 m^3) markiert deshalb die Nachweisgrenze des Modells, die bei der Simulation von Rückhaltebecken unter 200 m^3 z. T. zu Unplausibilitäten durch Rundungen führt. Für Rückhaltebecken dieser Größe ist das Modell demzufolge nur bedingt geeignet bzw. ungeeignet. Für die im Rahmen dieser Arbeit überwiegend betrachteten Beckengrößen von $> 1.000 \text{ m}^3$ erwies sich das Modell als ausreichend genau.

Zum Verständnis der in Kapitel 5.10 durchgeführten Untersuchungen, insbesondere der Modifikation der Abflussbildungsparameter, ist es erforderlich, die Berechnungsmethoden des Modells NAM-NKF hier kurz zu beschreiben. Deshalb befassen sich die Kapitel 5.4.1 bis 5.4.3 kurz mit den verwendeten Ansätzen zur Berechnung von Abflussbildung und Abflusskonzentration.

5.4.1 Berechnung der Abflussbildung

Zum besseren Verständnis und zur Nachvollziehbarkeit der in Kapitel 5.10.4.5 beschriebenen Untersuchungen wird in den nachfolgenden Kapiteln 5.4.1 und 5.4.2 kurz auf die verwendeten Berechnungsmethoden im Simulationsmodell NAM-NKF eingegangen.

Die Berechnung der Abflussbildung erfolgt hier nach dem Ansatz von ZAIB (1989). Aufgrund der Ergebnisse eines Verfahrensvergleiches in SARTOR (1997) sowie allgemein guter Anwendungserfahrungen wird diese auch im ATV-Merkblatt M 165 (ATV-DVWK, 2004) und in DVWK-Schrift 124 (DVWK, 1999 a) genannte Weiterentwicklung des SCS-Verfahrens in vielen N-A-Modellen (z. B. IHH, 1990 oder BGS, 1998) standardmäßig verwendet. Das Original SCS-Verfahren berechnet die Effektivniederschlagshöhe wie folgt:

$$S = 25,4 \cdot \left[\frac{1000}{CN} - 10 \right] \quad [\text{mm}] \quad (5.6)$$

CN Gebietskenngröße CN (curve number), gemäß Tabelle 5.3
S maximales Speichervermögen (Rückhaltevermögen) des Einzugsgebiets

Aufgrund von Feldmessungen wird der Anfangsverlust AV in der Originalform des SCS-Verfahrens aus dem potenziellen Gebietsrückhalt S nach Gleichung (5.7) ermittelt:

$$AV = VV \cdot S \quad [\text{mm}] \quad (5.7)$$

AV Anfangsverlust [mm]
VV Verlustverhältnis = 0,2

Somit ergibt sich der effektive Niederschlag gemäß Gleichung (5.8) zu:

$$h_{Ne} = \frac{(h_N - \frac{5080}{CN} + 50,8)^2}{h_N + \frac{20320}{CN} - 203,2} \quad [\text{mm}] \quad (5.8)$$

h_N Gesamtniederschlagshöhe [mm]
 h_{Ne} Effektivniederschlagshöhe [mm]

Die Erweiterungen durch ZAIB (1989) beziehen sich nun auf folgende Punkte:

- Einführung eines verbesserten Ansatzes zur Berücksichtigung der Vorgeschichtsabhängigkeit
- Änderung des Verlustverhältnisses VV von 0,2 auf 0,05

- Verwendung eines pro Zeitintervall jeweils mit der akkumulierten Niederschlagssumme ermittelten, variablen Abflussbeiwertes.

Der vor dem betrachteten Ereignis gefallene Regen (Vorregen) und die jahreszeitlichen Einflüsse (Vegetationsstand, Temperatur usw.) prägen die aktuelle Abflussbereitschaft der Einzugsgebiete zu Ereignisbeginn. Diese Einflussgrößen sind für das Verfahren nach Zaiß von entscheidender Bedeutung und werden in NAM-NKF standardmäßig durch den 21-tägigen Vorregenindex berücksichtigt, der sich nach Gleichung (5.9) wie folgt berechnet:

$$VN21 = \sum_{i=1}^{21} c^i \cdot h_{Nd,i} \quad [\text{mm}] \quad (5.9)$$

$h_{Nd,i}$ Niederschlagshöhe des i-ten Vortages [mm]
 c Abminderungsfaktor [-]

Der Einfluss der Jahreszeit wird durch den Faktor c wiedergegeben, der sich nach Gleichung (5.10) wie folgt berechnet:

$$c = 0,796 \cdot e^{0,0047 \cdot WZ} \quad [-] \quad (5.10)$$

c Abminderungsfaktor [-]
 e Euler'sche Zahl $\approx 2,71828183$
 WZ Hydrologische Wochenzahl, gemäß Tabelle 5.2

Tab. 5.2: Zusammenhang zwischen Kalenderwoche und hydrologischer Wochenzahl

Kalenderwoche	Hydrologische Wochenzahl WZ
31	1 (Ende Juli/Anfang August)
30 bzw. 32	2
29 bzw. 33	3
28 bzw. 34	4
...	...
10 bzw. 52	22
9 bzw. 1	23
8 bzw. 2	24
7 bzw. 3	25
4, 5 und 6	26 (Januar/Februar)

Die hydrologische Wochenzahl WZ [-] nimmt die in Tabelle 5.2 aufgezeigten Werte an. Ferner wird angenommen, dass die Bodenfeuchteklasse I den Boden im völlig trockenen Zustand ($VN21 = 0$) beschreibt. Hierzu gehören der CNI-Wert und der Anfangsverlust AV_0 . Gemäß original SCS-Verfahren und dem Verlustverhältnis von $VV = 0,05$ ergeben sich diese Werte (im metrischen System) zu:

$$CNI = \frac{CNII}{2,334 - 0,01334 \cdot CNII} \quad [-] \quad (5.11)$$

CNI CN-Wert der Bodenfeuchteklasse I
 CNII CN-Wert der Bodenfeuchteklasse II

$$AV_0 = \frac{1270}{CNI} - 12,7 \quad [\text{mm}] \quad (5.12)$$

CNI CN-Wert der Bodenfeuchteklasse I (trockener Zustand)
 AV₀ Anfangsverlust für trockenem Zustand

Der Anfangsverlust AV wird als Funktion des Vorregenindex VN21 ausgedrückt (Gleichung 5.13), wobei der Wert AV₀ den Nullpunkt darstellt (=> AV < AV₀).

$$AV = AV_0 \cdot e^{-VN21/B1} \quad [\text{mm}] \quad (5.13)$$

AV Für Effektivniederschlagsberechnung verwendeter Anfangsverlust [mm]
 AV₀ Anfangsverlust für trockenem Zustand [mm]
 VN21 Vorregenindex der 21 Vortage [mm]
 B1 Krümmungsparameter der e-Funktion (Kalibrierparameter)

Der Krümmungsparameter B1 der e-Funktion ist i. d. R. durch Kalibrierung zu bestimmen. Vereinfachend kann B1 gemäß IHH (1990) aber auch nach Gleichung (5.14) bestimmt werden, d. h. es wird davon ausgegangen, dass bei VN21 = 100 mm der Anfangsverlust noch 0,5 mm beträgt.

$$B1' = - \frac{100}{\ln\left(\frac{0,5}{AV_0}\right)} \quad [-] \quad (5.14)$$

Mit VV = 0,05 berechnet sich die effektive Gesamtniederschlagshöhe nach ZAIß (1989) gemäß Gleichung (5.15) als:

$$h_{Ne} = \frac{(h_N - AV)^2}{h_N + S - AV} = \frac{(h_N - AV)^2}{h_N + 19 \cdot AV} \quad [\text{mm}] \quad (5.15)$$

Der zeitliche Verlauf des Effektivregens wird durch den variablen Abflussbeiwert Ψ_i in Abhängigkeit der akkumulierten Niederschlagssumme SN_i bis zur Mitte des aktuellen Zeitintervalls i bestimmt, wodurch die integrale Form gemäß Gleichung (5.16) entsteht:

$$\Psi_i = 1 - \left(\frac{AV}{0,05 \cdot SN_i + 0,95 \cdot AV} \right)^2 \quad [-] \quad (5.16)$$

Ψ_i	Abflussbeiwert im aktuellen Intervall
SN_i	Summe der Niederschläge im aktuellen Intervall [mm]
AV	Anfangsverlust [mm]

Tab. 5.3: CN-Werte in Abhängigkeit von Bodentyp und Bodennutzung, hier für Bodenfeuchteklasse II

Bodennutzung	CN in % für Bodentyp			
	A	B	C	D
Ödland (ohne nennenswerten Bewuchs)	77	86	91	94
Hackfrüchte, Wein	70	80	87	90
Wein (Terrassen)	64	73	79	82
Getreide, herkömmlich	64	76	84	88
Weide (normal)	49	69	79	84
(karg)	68	79	86	89
(fett)	39	61	74	80
Dauerwiese	30	58	71	78
Wald (stark aufgelockert)	45	66	77	83
(mittel)	36	60	73	79
(dicht)	25	55	70	77
(sehr dicht)	15	44	54	61
Reihenkulturen (Hackfrüchte), herkömmlich	70	80	87	90
Reihenkultur, nach Schichtlinien	67	77	83	87
Getreideanbau, nach Schichtlinien	62	74	82	85
Getreideanbau, terrassenartig	60	71	79	82
Futterpflanzen (Klee), herkömmlich	62	75	83	82
Haine, Obstanlagen (mittel)	36	60	73	79
Wirtschaftshöfe	59	74	82	86
Feldwege, befestigt	74	84	90	92
Undurchlässige Flächen	100	100	100	100

Bodentyp A	Böden mit großem Versickerungsvermögen auch nach starker Vorbefeuchtung, z. B. tiefe Sand- und Kiesböden
Bodentyp B	Böden mit mittlerem Versickerungsvermögen, tiefe bis mäßig tiefe Böden mit mäßig feiner bis grober Textur, z. B. mitteltiefe Sandböden, Löß, (schwach) lehmiger Sand
Bodentyp C	Böden mit geringem Versickerungsvermögen, Böden mit feiner bis mäßig feiner Textur oder mit wasserstauer Schicht, z. B. flache Sandböden, sandiger Lehm
Bodentyp D	Böden mit sehr geringem Versickerungsvermögen, Tonböden, sehr flache Böden über nahezu undurchlässigem Material, Böden mit dauernd sehr hohem Grundwasserspiegel

Gegenüber dem klassischen Ansatz, den mittleren Abflussbeiwert konstant über das gesamte Ereignis anzusetzen, hat diese Form den Vorteil, dass die mit der fortschreitenden Wassersättigung des Bodens zunehmende Abflusshöhe in ihrem zeitlichen Verlauf wiedergegeben werden kann. Ferner wird der aktuelle Abflussbeiwert so (auch rechnerisch) unabhängig von der Gesamthöhe des Ereignisses.

Der entscheidende Parameter bei diesem erweiterten SCS-Verfahren bleibt der CN-Wert, der sich bei fehlender Kalibrierungsmöglichkeit auch aus Gebietsmerkmalen ableiten lässt (vgl.

Tab. 5.3). Für die Einstufung in die Bodenfeuchteklasse ist der Vorregen VN5 maßgebend. VN5 ist die Niederschlagssumme der fünf dem Bemessungsereignis vorangegangenen Tage (vgl. VN21). Als weitere Eingangsgrößen kommen gegenüber dem original SCS-Verfahren lediglich die Jahreszeit und die Niederschlagshöhen der 21 Tage vor dem Ereignis hinzu.

5.4.2 Berechnung der Abflusskonzentration

Die Einheitsganglinie (EGL) $u_E(t)$ ist als gebietspezifische Direktabflussganglinie aus 1,0 mm Effektivniederschlag in $[m^3 s^{-1} mm^{-1}]$ definiert. Sie wird klassisch in Form von Einzelordinaten ermittelt und verwendet. Sie hängt wesentlich vom Zeitschritt Δt ab. Entfällt der Flächenbezug bei der EGL, so erhält man die Übertragungsfunktion (UFT) in der allgemeinen Form als Unit Hydrograph $U_H(t)$ in $[1/h]$. Innerhalb von NAM-NKF wird mit der dimensionslosen Form $U_H(t)$ gearbeitet, die auf Δt bezogen ist.

Bei der praktischen Anwendung weist die klassische EGL in Form von Einzelordinaten den Nachteil auf, dass eine relativ große Datenmenge zu verwalten ist und Änderungen des Simulationszeitschritts Δt sehr aufwändig sein können. Zur weitgehenden Vermeidung dieser praktischen Nachteile bieten sich die Kaskadenmodelle an. Ihnen liegt die Modellvorstellung zugrunde, dass die Reaktion des Einzugsgebietes durch die Rückhaltewirkung von n hintereinander geschalteten Linearspeichern wiedergegeben wird, die jeweils durch die Speicherkonstante K (Dimension: $[h]$) charakterisiert sind. Werden mehrere solcher Kaskaden nebeneinander angeordnet, spricht man von Parallelspeicher-kaskaden.

In NAM-NKF wird standardmäßig die Doppelspeicher-kaskade verwendet, die sich in der allgemeinen Form gemäß Gleichung (5.17) darstellt. Dabei repräsentiert die erste Kaskade schnell reagierende Abflussanteile (z. B. aus gewässernahen Teilflächen) und die zweite Kaskade langsamere Komponenten (z. B. entfernte Flächen oder entsprechend verzögerte Interflow-Anteile und Basisabfluss). Das Aufteilungsverhältnis des effektiven Niederschlags auf die beiden Kaskaden bestimmt sich aus dem dimensionslosen Faktor β .

$$u_H(t) = \beta \cdot \frac{t^{n_1-1}}{K_1^{n_1} \cdot \Gamma(n_1)} \cdot e^{-t/K_1} + (1 - \beta) \cdot \frac{t^{n_2-1}}{K_2^{n_2} \cdot \Gamma(n_2)} \cdot e^{-t/K_2} \quad [1/h] \quad (5.17)$$

- n Anzahl der Einzellinearspeicher [-]
- K Speicherkonstante $[h]$
- t Zeit $[h]$
- β dimensionsloser Aufteilungsfaktor < 1 [-]
- $\Gamma(n)$ Euler'sche Gammafunktion (Gleichung 5.18)

Gleichung (5.18) zeigt die Euler'sche Gammafunktion für positive n -Werte

$$\Gamma(n) = \int_0^{\infty} e^{-t} \cdot t^{n-1} dt \quad [-] \quad (5.18)$$

e Euler'sche Zahl $\approx 2,71828183$

5.4.3 Berechnung des Wellenablaufs

Beim Ablauf einer Hochwasserwelle durch eine Gewässerstrecke sind die Effekte Wellenverschiebung auf der Zeitachse (Translation) und Wellendämpfung (Retention) zu beobachten. Dieser Prozess des Wellenablaufs (*engl.: flood routing*) wurde in NAM-NKF nach dem nachfolgend beschriebenen Verfahren von EULER (1986) simuliert, das auf dem bekannteren Verfahren von Kalinin-Miljukov aufbaut.

Das Kalinin-Miljukov-Verfahren (KM-Verfahren) verwendet die Modellkonzeption einer allgemeinen Speicherkaskade. Die Flussstrecke wird in charakteristische Abschnitte unterteilt, die jeweils als Speicher betrachtet werden. Das Problem der instationären Gerinneströmung reduziert sich dadurch auf eine stufenweise Seeretentionsberechnung. Eine spezielle Form des Modells ist die Kaskade aus gleichen, linearen Speichern. Kalinin und Miljukov haben das Speichermodell theoretisch begründet und gleichzeitig eine Methode aufgezeigt, wie die Kenngrößen ohne Abflussmessungen aus groben geometrischen und hydraulischen Gerinnedaten abgeleitet werden können. Das KM-Verfahren stellt besondere Anforderungen an die Homogenität der Flussstrecke oder zumindest an bestimmte, abgrenzbare Teilabschnitte davon. Zusätzlich gelten die Voraussetzungen:

- hydraulisch gleichartiger Gerinnequerschnitt (annähernd gleiche Form und Rauigkeit)
- gleichmäßiges Sohlgefälle (keine Abstürze).

Die Herleitung des Verfahrens erfolgt mit Hilfe der Abflussgleichung von Gaukler-Manning-Strickler und ist in der Literatur ausführlich beschrieben (z. B. DISSE, 2006; HINKELMANN, 2006; MANIAK, 1997; SARTOR, 2006). Deshalb wird hier nur kurz auf die Parameter des Verfahrens eingegangen.

Die charakteristische Länge L stellt die maximal zulässige Berechnungsabschnittslänge dar, für die die vereinfachenden Annahmen des Verfahrens (linearer Wasserspiegelverlauf und stationäre Abflusstiefe in der Mitte) noch zulässig sind. Die Simulation lässt sich analog einer Speicherkaskade durchführen, wobei je Berechnungsabschnitt L ein Einzelspeicher n angesetzt wird. L und die Retentionskonstante K lassen sich aus der stationären Abflusskurve $h(Q)$ des Gewässerabschnitts wie folgt ermitteln:

$$L(Q) = \frac{Q(h)}{J_w(h)} \cdot \frac{dh}{dQ} \quad L_j = \frac{Q_j \cdot \Delta h_j}{J_{wj} \cdot \Delta Q_j} \quad L = \frac{1}{m} \cdot \sum_{j=1}^m L_j \quad (5.19)$$

$$K(Q) = L \cdot B(h) \cdot \frac{dh}{dQ} \quad K_j = L_j \cdot B_j \cdot \frac{\Delta h_j}{\Delta Q_j} \quad K = \frac{1}{m} \cdot \sum_{j=1}^m K_j \quad (5.20)$$

$J_w(h)$	Wasserspiegelgefälle zu $Q(h)$
$B(h)$	Wasserspiegelbreite zu $Q(h)$
m	Anzahl der Differenzen (Auswerteintervalle)

Ist die Gesamtstrecke L_{ges} länger als L , so müssen mehrere Berechnungsabschnitte L_j hintereinander geschaltet werden (die Anzahl von L_j entspricht der Speicheranzahl n). Wird zudem Vorlandabfluss bei Ausuferung betrachtet, so kann dieser in einer getrennten Kaskade simuliert werden, so dass dann die Doppelspeicherkaskade (siehe Gleichung 5.17) zur Anwendung kommt. Die Ermittlung der Parameter L_F und K_F für den Flussschlauch erfolgt gemäß Original-Verfahren. Daraus werden die Vorlandparameter L_V und K_V abgeleitet:

$$L_V = L_F = L \quad (n_V = n_F = n) \quad [\text{m}] \quad (5.21)$$

$$K_V = K_F \cdot B_V/B_F \quad [\text{h}] \quad (5.22)$$

B_F Flussschlauchbreite
 B_V Breite des Ausuferungsbereiches

5.5 Voraussetzungen und Restriktionen

Voraussetzung für die Einrichtung eines Kleinrückhalts sind eine optimale Gewässergröße, eine vorhandene Struktur (Kreuzungssituation zwischen Fließgewässer und Wegedamm mit ausreichender Höhendifferenz), die als Retentionsraum genutzt werden kann, und die Möglichkeit, einen Einstau mit nur geringen baulichen Eingriffen vornehmen zu können.

5.5.1 Fließgewässergröße

Kleinrückhalte sind nicht für alle Fließgewässer gleichermaßen geeignet, sondern nur für kleinere Gewässer wie z. B. Nebengewässer und Oberläufe. Für große Gewässer sind die im Hochwasserfall zu erwartenden Abflüsse schlicht zu groß, um mit kleinen Retentionsräumen gemagt werden zu können. Die Grenze zwischen kleinen und großen Gewässern wird in diesem Kontext also über den Abfluss definiert. Da aus ökologischen Gründen nach Möglichkeit nicht in die Überflutungsdynamik der Aue eingegriffen werden sollte, muss demnach ein bestimmter Mindestdrosselabfluss ungehindert durch die Konstruktion abfließen können.

In dieser Arbeit wurde der Mindestdrosselabfluss mit dem Ausuferungsabfluss (Q_A) des jeweiligen Fließgewässers im Oberlauf des Standortes gleichgesetzt und für die Realsysteme mit Hilfe einer eindimensional stationären Fließgewässerhydraulik (Simulationsmodell: WaspTools) mit vergleichsweise hoher Genauigkeit bestimmt. Schwierig gestaltete sich die Bestimmung des Ausuferungsabflusses in den Fiktivsystemen und beim Upscaling in die beiden Flussgebiete Blies und Prims. Es zeigte sich jedoch im Laufe der Bearbeitung, dass der Ausuferungsabfluss an allen detailliert untersuchten Standorten etwa dem 5-fachen des mittleren Abflusses (MQ) entspricht. Deshalb wurde der Parameter Q_A in allen unbekanntem Fällen zu $5MQ$ definiert.

Nach diesem einfachen Faustwert und der konstruktiven Festlegung der maximalen Drosselöffnung zu DN 2000 (siehe Kap. 2.5.3) kommen Kleinrückhalte grob betrachtet nur für Fließgewässer mit einem mittleren Abfluss von $MQ \leq 2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ in Frage. Dieser Grenzwert wurde speziell beim Upscaling des Maßnahmentyps in die obere Meso- und untere Makroskale

berücksichtigt. Im Rahmen von konkreten Planungen sollte der Ausuferungsabfluss jedoch unbedingt mittels einer hydraulischen Untersuchung, idealer Weise gestützt durch Beobachtungen im Gelände, festgelegt werden. Zieht man einen zweiten, für die hier zugrunde liegende Mittelgebirgsregion gültigen Faustwert für die mittlere Abflussspende von $M_q = 15 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ (Mittelwert aller Pegel im Einzugsgebiet von Prims und Blies) heran, so ergibt sich eine maximale (Teil-) Einzugsgebietsgröße, von rund 180 km^2 für die Kleinrückhalte eine sinnvolle Retentionsmaßnahme darstellen können. Tatsächlich bewegt sich die mittlere Abflussspende M_q in einem Bereich von $6,2 < M_q < 21,7 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ mit einer Häufung im Bereich von $10\text{-}15 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^{-2}$. Hieraus wird ersichtlich, dass in wenigen Ausnahmefällen auch in Einzugsgebieten von bis zu 435 km^2 Kleinrückhalte eine sinnvolle Maßnahmen sein können. Es ist aber eher davon auszugehen, dass ein Grenzwert von 150 km^2 eine realistische Obergrenze darstellt. In größeren Einzugsgebieten muss mit Abflüssen gerechnet werden, die nicht mehr mit Hilfe von Kleinrückhalten abgemindert werden können.

Nach MARENBACH (2002) scheiden Gewässer mit einem 5-jährlichen Abfluss $> 20 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Umsetzung von KRH aus, da eine gezielte Drosselung von solch relativ hohen Abflüssen einen zu großen baulichen Aufwand erfordern würde, so dass die Bauwerke dann nicht mehr der Charakteristik von kleinen, naturnahen Maßnahmen entsprechen würden.

5.5.2 Retentionsraum und Volumen

Voraussetzung für die Umsetzung eines Kleinrückhaltes ist eine in der Landschaft vorhandene Struktur, die sich als Retentionsraum eignet. In der Regel ist ein geeigneter Standort gekennzeichnet von einem Talraum, der von einer Dammstruktur gequert wird. Demzufolge sind Kleinrückhalte im besonderen Maße für Berg- und Hügellandschaften des Mittelgebirgsraums geeignet. Die Ergebnisse dieser Arbeit (im Wesentlichen Kap. 5.10) zeigen, dass das Volumen des Retentionsraums mindestens 1.000 m^3 betragen sollte. Bei der Standortwahl sollte beachtet werden, dass keine Gebäude, Verkehrswege oder sonstige Anlagen oder Nutzungen gefährdet werden.

Als besonders geeignete Strukturen haben sich im Laufe dieser Arbeit die Dämme von Eisenbahnen, Bundes- und Landstraßen erwiesen. Insbesondere die Dämme dieser Verkehrswege verfügen an den Kreuzungspunkten mit Fließgewässern über eine ausreichende Höhe von meist deutlich mehr als $2,0 \text{ m}$ über Auenniveau, sodass mit einem interessanten nutzbaren Volumen gerechnet werden kann. Feld- und Forstwege sowie die Dämme von Kommunalstraßen sind i. d. R. weniger hoch aufgeschüttet (in den hier untersuchten Einzugsgebieten oft deutlich weniger als $1,0 \text{ m}$ über Auenniveau), weshalb hier meist kein wirtschaftliches Verhältnis zwischen Retentionsraum, Retentionswirkung und Baukosten bestehen dürfte.

5.6 Standortfindung

Das Auffinden und Kartieren von geeigneten Maßnahmenstandorten stellt eine zentrale Aufgabe bei der Untersuchung des Maßnahmentyps „Kleinrückhalte“ dar, insbesondere in Einzugsge-

bieten der oberen Meso- bis unteren Makroskale (100 – 1.000 km²). Das Finden geeigneter Standorte war eine der zeitaufwändigsten Teilaufgaben bei der Untersuchung der beiden Flussgebiete von Blies und Prims hinsichtlich ihres Maßnahmenpotenzials. Das Thema wird deshalb in diesem Kapitel (5.6) am Beispiel des 735 km² großen Einzugsgebietes der saarländischen Prims erläutert und diskutiert.

5.6.1 Herkömmliche Methodik – Feldarbeit

Die Kartierung geeigneter Standorte erfolgt standardmäßig durch eine Geländebegehung der potenziell geeigneten Fließgewässer. Der Kartierer entscheidet an jedem potenziellen Standort, also an jedem Kreuzungspunkt zwischen Weg und Gewässer, ob sich der betrachtete Standort unter Berücksichtigung der in Kap. 5.5 diskutierten Restriktionen zur Umsetzung eines Kleinrückhaltes eignet oder nicht. Als Hilfe für die Auffindung von potenziellen Standorten und zur Orientierung im Gelände ist dabei die topographische Karte (hier: TK25) hilfreich. Es wird ersichtlich, dass dieses Vorgehen a) sehr zeitintensiv ist und b) ein hohes Maß an Sachverstand voraussetzt. Eine Kartierung nach diesem Vorgehen wurde zusammen mit SCHIFFMANN (2005) für das Einzugsgebiet der Prims durchgeführt.

Hierbei wurden insgesamt 759 mögliche Standorte im Gelände angefahren und vor Ort visuell begutachtet. In Abhängigkeit der jeweiligen Situation wurden die Standorte dann einer der drei Klassen:

- geeignet und wahrscheinlich umsetzbar
- bedingt geeignet und/oder bedingt umsetzbar und
- nicht geeignet und/oder wahrscheinlich nicht umsetzbar

zugewiesen. Als geeignet und wahrscheinlich umsetzbar gelten gem. Kap 5.5 Standorte, bei denen im Rückstaubereich keine höherwertige Bebauung (Wohnbebauung, Industrie und Gewerbeflächen, infrastrukturelle Bebauung wie Umspannwerke oder Kläranlagen usw.) durch den geplanten Einstau betroffen ist und bei denen aufgrund der vorhandenen Dammhöhe mit einem lohnenswerten Retentionsvolumen gerechnet werden kann. Dammhöhen $\leq 1,0$ m über Auenniveau wurden grundsätzlich zur Klasse „nicht geeignet“ gezählt, da hier die zu erwartenden Retentionsvolumina nach Abzug eines Mindestfreibords von 0,50 m (DIN 19.700) vermutlich in keinem Verhältnis zum baulich erforderlichen Aufwand stünden. Ein Mindestfreibord von 0,50 m wurde generell angesetzt, da gemäß DIN 19.700 in diesem Fall auf einen detaillierten Nachweis des Freibords verzichtet werden kann. Nicht eindeutige Standorte wurden der Klasse „bedingt umsetzbar“ zugewiesen. Führt man eine Standortklassifizierung wie oben beschrieben durch, so ergibt sich im Einzugsgebiet der Prims die in Tabelle 5.4 dargestellte Aufteilung.

Aus Tabelle 5.4 geht hervor, dass von den 759 Standorten lediglich 79 in die Klasse wahrscheinlich umsetzbar eingestuft wurden (10 %). 634 Standorte wurden als vermutlich nicht umsetzbar klassifiziert und 43 als bedingt umsetzbar.

Zu den Haupterkenntnissen zählt, dass der mit rund 70 % häufigste Grund für eine nicht mögliche Umsetzung der Maßnahme eine zu geringe Dammhöhe ist (vgl. Tab. 5.5). Insbesondere im Bereich der Oberläufe liegen im untersuchten Primsgebiet die Dammhöhen sehr niedrig, da es sich hier meist um Feld- oder Forstwege handelt. Eine große Dammhöhe weisen meist Bundes- oder Landstraßen sowie Bahn- und Autobahndämme auf.

Tab. 5.4: Klassenaufteilung potenzieller KRH-Standorte im Einzugsgebiet der Prims

Klasse	1 geeignet und wahrscheinlich umsetzbar	2 bedingt geeignet und/oder bedingt umsetzbar	3 nicht geeignet und/oder wahrscheinlich nicht umsetzbar
Anzahl [-]	79	43	634
Prozent [%]	10	6	84

Allgemein lässt sich sagen, dass an höherwertigen Straßen und auch in Verbindung mit Ortschaften die Wahrscheinlichkeit für eine genügend große Dammhöhe steigt. Des Weiteren scheiden viele Standorte aufgrund einer hochwertig bebauten Aue aus. Neben privaten, industriellen und gewerblichen Gebäuden befinden sich in der Aue häufig Kläranlagen und Umspannhäuser. Gerade innerhalb der Städte und Dörfer ist der Siedlungsbereich sehr dicht an die oftmals schon früh kanalisierten Flüsse herangerückt. Somit kann in nahezu keinem Bereich innerhalb der Siedlungen ein Kleinrückhalt umgesetzt werden. Besonders günstige Standorte sind Bahndämme. Dort ergänzen sich im Untersuchungsgebiet genügend große Höhe, großes Volumen und extensive Auenutzung ohne hohe Wertekonzentration.

Tab. 5.5: Gründe für Nichtumsetzbarkeit potenzieller KRH-Standorte

Grund	Dammhöhe zu niedrig	Bebauung im Retentionsraum	Bauform ungeeignet und/oder Abfluss zu hoch
Prozent [%]	70	6	24

Im Bereich der Unterläufe fällt auf, dass aufgrund zu hoher Abflüsse im Gewässer (vgl. Restriktionen in Kap. 5.5.1) nahezu keiner der potentiellen Standorte umgesetzt werden kann. Häufig sind im Auebereich Campingplätze und andere „Freizeitnutzungen“ (Spiel- oder Fußballplätze) zu finden, die eine Umsetzung von Kleinrückhalten ausschließen.

Ein weiteres Kriterium bildet die Form des Kreuz-



Abb. 5.3: Beispiele für Nichtumsetzbarkeit von KRH. Bebauung in der Aue (links) und Bauform / hoher Basisabfluss (rechts)

zungsbauwerkes. Fehlt hier die entscheidende Dammstruktur (z. B. Brückenlösung, siehe Abb. 5.3, rechts), so scheidet der Maßnahmentyp „Kleinrückhalt“ ebenfalls aus. Die reine Kartierarbeit, die noch nicht die terrestrische Geländevermessung der als geeignet erscheinenden Standorte beinhaltet (vgl. Kap. 5.7), nahm im konkreten Fall der Prims einen Zeitraum von rund 8 Wochen (bei einer Person und 8 Stunden pro Tag, 5 Tage die Woche) in Anspruch. Bei mittleren Personalkosten von rund 45.000 € pro Jahr liegen also die Kosten für die reine Feldarbeit bei etwa 7.500 € für das Einzugsgebiet der Prims. Bezogen auf die rund 750 km² große Einzugsfläche ergeben sich spezifische Kartierkosten von 10 €/km². Bezogen auf die 91 gefundenen Standorte betragen die Kosten somit rund 80 €/Stck. Hinzu kämen ggf. weitere Kosten für terrestrische Geländevermessungen.

5.6.2 GIS basiertes Verfahren

Die zuvor genannten Kosten in Verbindung mit dem relativ hohen Anteil an Standorten der Klasse 3 (nur etwa jeder 10. Standort ist potenziell geeignet) begründen den Wunsch nach einem Computer gestützten Kartierverfahren auf der Basis eines Geographischen Informationssystems (GIS) oder einem sonstigen „Indoor“-Kartierverfahren z. B. auf der Basis von topographischen Karten. Im Rahmen dieser Arbeit wurde deshalb u. a. auch zusammen mit SCHIFFMANN (2005) an der Entwicklung eines solchen GIS basierten Verfahrens zur Standortkartierung gearbeitet. Ziel des Verfahrens sollte die Identifikation geeigneter Maßnahmenstandorte auf der Basis vorhandener physiogeographischer Standarddaten (ATKIS und DHM) sein. Die Neuerhebung von Daten sollte aus Gründen der Aufwandsminimierung ausdrücklich nicht Gegenstand der Methode werden. Der Gedanke, ein Geographisches Informationssystem zur Standortkartierung zu verwenden, ist naheliegend, da sowohl die „Schnittpunktabfrage“ (Potentieller Standort liegt immer im Schnittpunkt eines Weges mit einem Gewässer) als auch die „Volumenberechnung“ Standardfunktionen innerhalb der gängigen Softwarepakete wie z. B. „ArcGIS“ und „GRASS“ darstellen.

Verwendete Daten

Grundlage des Verfahrens bildet das Amtliche Topographische Kartographische Informationssystem (ATKIS). ATKIS ist ein bundesweit einheitliches Projekt der Arbeitsgemeinschaft der Vermessungsverwaltungen der Bundesrepublik Deutschland (AdV) zur zeitnahen Topographieerfassung. Im Rahmen des ATKIS Projektes werden verschiedene Digitale Landschaftsmodelle (DLM) bereitgestellt, ebenso wie verschieden aufgelöste Digitale Geländemodelle (DGM). Die DLM beschreiben die topographischen Objekte und die Erdoberfläche als Vektordaten. Jedes Objekt wird einer bestimmten Objektart zugeordnet und besitzt deutschlandweit eine eindeutige Identifikationsnummer. Jedes Objekt wird durch seine räumliche Lage, seine Attribute und durch Relationen zu anderen Objekten beschrieben. Zur Reliefbeschreibung der Bundesrepublik gibt es verschiedene DGM. Diese sind innerhalb des ATKIS Projektes aus regelmäßigen Gittern oder aus unregelmäßig angeordneten, in Lage und Höhe geocodierten Punkten aufgebaut. Die Auflösung reicht vom DGM 5 über das DGM 25 bis hin zum DGM 250 und DGM 1000. Die DGM 250 und DGM 1000 werden dabei vom Bundesamt für Kartographie und Geodäsie bereitgestellt, während die hohen Qualitätsstufen durch die Behörden der Bundesländer abgedeckt

werden. Nicht jedes Bundesland verfügt flächendeckend über die DGM in den hohen Qualitätsstufen (SAURER & BEHR, 1997). Bereits mit der Einführung der DGM wurde an verschiedene Aufgabenbereiche gedacht, die diese erfüllen sollten. Die Planung von Hochwasserrückhaltebecken ist ein Einsatzbereich, der bereits relativ früh mit den DGM erschlossen wurde (SCHWALLER, 2000). Das hier verwendete DGM hatte eine Auflösung von 20 m x 20 m. Es wurde aus dem DGM 25 interpoliert, da im Untersuchungsgebiet kein flächendeckendes DGM 5 zur Verfügung stand.

Verfahrensbeschreibung

Da beim untersuchten Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“, wie einleitend beschrieben, ausschließlich vorhandene Strukturen entsprechend umgestaltet werden sollen, ergeben sich geeignete Standorte ausschließlich an Kreuzungspunkten zwischen Gewässern und Straßen, Bahnkörpern oder sonstigen Wegstrukturen.

Nach der Schnittpunktermittlung ergab sich zunächst eine Anzahl von 2.043 möglichen Kleinrückhalten im gesamten Einzugsgebiet der Prims. Diese Zahl unterscheidet sich zunächst signifikant von der auf Basis der TK ermittelten Anzahl an potenziellen Standorten von rund 760. Dies begründet sich wie folgt:

- Im Rahmen der Feldarbeit wurden potenzielle Standorte innerhalb einer Ortschaft aufgrund des hier sehr hohen Schadenspotenzials kategorisch ausgeschlossen. Bei der automatischen Berechnung aller Schnittpunkte im Einzugsgebiet werden zunächst auch die Schnittpunkte innerhalb von Ortschaften mit angegeben.
- Kreuzt eine Straße ein Gewässer an einer Verzweigung, so ergeben sich rechnerisch hier zwei Schnittpunkte. In der Realität – und so wurde auch bei der Feldarbeit verfahren – liegt hier jedoch nur ein potenzieller Standort vor.
- Im ATKIS Datensatz haben einige Sachinformationen identische Lageinformationen. Zum Beispiel hat die Sachinformation „Gleiskörper“ dieselben Lageinformationen wie der Datensatz „Schienenbahn“. Durch Verschneidung entstehen dann doppelte Punkte.

In einem zweiten Schritt wurden alle doppelten Punkte gelöscht. Nach der Bereinigung der Datensätze verbleiben noch 1.976 Punkte. Danach wurden alle Punkte aus diesem Datensatz entnommen, die nicht innerhalb einer Senke des Höhenmodells lagen. Dadurch blieben noch 1.858 Standorte übrig. Da im ATKIS Datensatz eine Hierarchie zwischen den einzelnen Straßendaten besteht, wurden alle Punkte gelöscht, die sich als Schnittpunkt mit der „niedrigsten“ Straßenkategorie, also den Feld- und Waldwegen, gebildet hatten. Hierdurch blieben bereits weniger potentielle Standorte übrig als durch die visuelle Auswertung auf Basis der TK 25, die Grundlage der Feldarbeit war. In zwei weiteren Schritten wurden die Punkte gelöscht, die innerhalb von Siedlungen, Industrie- und Gewerbeflächen lagen. Aufgrund des in diesen Arealen hohen Schadenspotenzials lässt sich die Umsetzung von Kleinrückhalten hier sicherlich nicht vertreten. Als Ergebnis blieben 380 Punkte. Eine weitere Reduzierung der Punktdichte nach dem Kriterium

der Dammhöhe war nicht möglich, da die Auflösung des hier zugrunde liegenden Höhenmodells (20 x 20 m) zu grob war, um solche feingliedrigen Strukturen detailliert genug abzubilden.

Somit müssten also 380 potenzielle Standorte im Gelände angefahren und klassifiziert werden. Abbildung 5.4 zeigt die Vorgehensweise bei der GIS-gestützten Ausfilterung von nicht geeigneten Standorten.

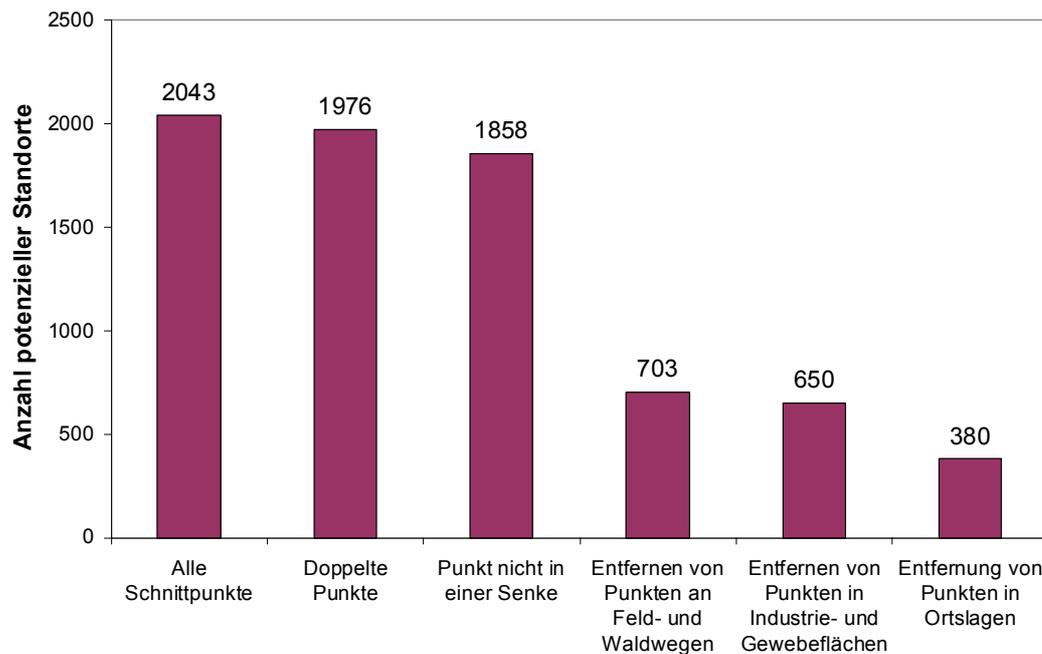


Abb. 5.4: Reduzierung potenzieller Maßnahmenstandorte durch gezielte Filteranwendung auf der Basis eines GIS

Gegenüber den 759 potenziellen Standorten auf Basis der TK25 ergibt sich zunächst eine Aufwandsreduzierung von 50 %. Hierbei müssen jedoch folgende Effekte kritisch bewertet werden:

- Die Information der „Wegeklasse“ wurde bei der Kartierung im Felde nicht berücksichtigt, d. h. es wurden auch Kreuzungspunkte an Feld- und Wirtschaftswegen angefahren. Die Erkenntnis, keine geeigneten Standorte an solchen Strukturen zu finden, entwickelte sich erst im Laufe der Feldarbeit und kann bei der Kartierung eines zweiten Flussgebietes nun von vornherein als a priori Wissen verwendet werden, wodurch sich die Anzahl der zu kartierenden potenziellen Standorte drastisch reduziert.
- Das GIS-Verfahren filtert 18 der als umsetzbar kartierten Standorte aus. Dies begründet sich hauptsächlich in der Problematik, dass ehemalige Fischteiche – die sich häufig als gute Standorte eignen und an Feldwegen liegen – sowie Standorte oberhalb von Ortschaften, die als „innerhalb einer Ortschaft liegend“ erkannt und deshalb als nicht umsetzbar gefiltert werden, nicht mit Hilfe des GIS-Verfahrens gefunden wurden. Als positiv ist zu bewerten, dass es sich bei allen 18 Standorten um kleinere Standorte handelt, deren Volumen ohnehin im Grenzbereich ($< 5.000 \text{ m}^3$) liegt.

- Alte Bahndämme, welche bei der Feldarbeit als sehr gut geeignete Standorte klassifiziert wurden, werden nicht als Schnittpunkte zwischen Wegen und Gewässern gefunden, weil sie z. T. nicht mehr als aktuelle Wegeinformation im ATKIS Datensatz enthalten sind.

Die hier durchgeführte Untersuchung zeigt, dass die Möglichkeit, alle potentiellen Kleinrückhaltstandorte, die als umsetzbar eingestuft werden können, mit Hilfe eines GIS gestützten „In-door“-Verfahrens auf der Basis vorhandener Standarddatensätze – also ohne Feldarbeit – zu finden, derzeit nicht gegeben ist.

Interessant wäre die Wirkung eines hoch aufgelösten Höhenmodells (z. B. DGM5) auf das Verfahren zu untersuchen. Derzeit empfiehlt es sich zumindest, eine ergänzende Felduntersuchung durchzuführen, auch weil im ATKIS Datensatz nicht alle notwendigen Daten enthalten sind, um alle Standorte aufzufinden. Ein alter Bahndamm ist immer Wert, vor Ort in Augenschein genommen zu werden, so wird man auch in Zukunft nicht ohne eine detaillierte Feldarbeit und ohne zusätzliche Datenerhebung wie z. B. Überfliegungen und Laserscans zur Verfeinerung des DGM alle Standorte ausschließlich mit Hilfe von Standarddaten auf der Basis eines GIS erfassen können.

5.6.3 Empfohlenes Verfahren

Das empfohlene Verfahren zur „schnellen Abschätzung des Kleinrückhalt-Potenzials“ baut im Wesentlichen auf den Erkenntnissen der Feldarbeit auf. Eine Abschätzung des Maßnahmenpotenzials kann auf Basis der TK25 erfolgen. Hier sind zunächst alle Kreuzungspunkte zwischen Fließgewässern mit Kommunal-, Land- und Bundesstraßen, Eisenbahnlinien und Autobahnen interessant, insbesondere dann, wenn die TK25 eine *deutliche Böschungssignatur* aufweist. Befindet sich zudem keine ausgewiesene Bebauung im potenziellen Retentionsraum und ist das Einzugsgebiet des jeweiligen Standortes $< 150 \text{ km}^2$, so kann dieser Standort als potenziell geeignet kartiert werden. Rund 90 % der im Einzugsgebiet der Primis der Klasse „geeignet und wahrscheinlich umsetzbar“ zugeordneten Standorte weisen die beschriebenen Merkmale auf. Die Abweichung von 10 % erklärt sich wie folgt: Bei einigen Strukturen handelt es sich um „Ausreißer“, d. h. um geeignete und volumenreiche Standorte an Wegen niedrigerer Ordnung wie z. B. Feld- und Waldwege. So ist beispielsweise der zweitgrößte Standort im UG Obere Blies ein ehemaliger Fischteich, der durch eine künstliche Erhöhung des angrenzenden Feldweges geschaffen wurde. Weitere Standorte befinden sich auf militärischem Sicherheitsgebiet, zu dem die TK25 keine ausreichenden Informationen anbietet. Teilweise entspricht die Situation im Gelände nicht dem Stand der TK25. Als häufigster Grund ist hier eine Neubebauung in der Aue zu nennen (siehe Abb. 5.3, links). In solchen Fällen kann nach derzeitigem Stand nur eine Kartierung aller Gewässer im Gelände Aufklärung über die Eignung potenzieller Standorte schaffen. Zur Kartierung der Standorte im Einzugsgebiet der Blies wurde der potenzielle Fehler durch Nichtfindung geeigneter Standorte in Kauf genommen und die Standorte auf Basis der TK25 unter Verwendung des a priori Wissens aus dem Primseinzugsgebiet kartiert.

5.7 Bestimmung des Beckenvolumens

Die Retentionswirkung der hier untersuchten kleinen Rückhaltebecken hängt entscheidend von deren Volumen ab (vgl. Gl. 1.1 und 5.1 bis 5.5). Die terrestrische Geländevermessung mit Hilfe eines elektrooptischen Tachymeters stellt derzeit die genaueste Methode dar, das Volumen eines Standortes zu bestimmen. Individuelle Geländestrukturen wie z. B. Bruchkanten, künstliche Geländeanschlüpfungen und Abgrabungen können bzgl. ihrer Lage- und Höhengenaugigkeit zentimetergenau erfasst werden; die Punktdichte kann individuell festgelegt werden. Durch Weiterverarbeitung der Geländepunkte zu einem Höhenmodell kann die Beckeninhaltskennlinie, als Volumenzunahme in Abhängigkeit der Einstauhöhe, für beliebige Stützstellen bestimmt werden. Im Rahmen dieser Arbeit wurden alle Standorte in den UG Obere Blies und Thalfanger Bach sowie vier weitere Standorte im Einzugsgebiet der Prims (Mitlosheim, Dagstuhl, Reinsfeld und Bardenbach) terrestrisch vermessen.

Der Aufwand einer terrestrischen Vermessung ist relativ hoch. Im Mittel sind etwa zwei Personen mit Anfahrt, Aufnahme und Auswertung für einen Standortes drei bis fünf Stunden beschäftigt. Bei geschätzten Kosten von rund 120 € pro Stunde für Personal und Material lägen die Kosten für die terrestrische Vermessung aller 82 Standorte im Einzugsgebiet der Prims bei rund 45.000 €. Die Arbeiten würden etwa zwei bis drei Monate in Anspruch nehmen. Dieser vergleichsweise hohe Aufwand begründet den Wunsch nach einer Methodik, die Beckeninhaltskennlinie eines Standortes in annähernd gleicher Qualität auf Basis von topographischen Karten zu bestimmen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde die topographische Karte im Maßstab 1:25.000 (TK25) als „Karte der Wahl“ definiert. Sie ist in den untersuchten Einzugsgebieten flächendeckend vorhanden und enthält gegenüber der TK50 höher aufgelöste Informationen. Die TK25 erhielt hier auch den Vorzug gegenüber der DGK5, da letztere nicht immer Mehrinformationen gegenüber der TK25 bereitstellt und sich in puncto Verfügbarkeit und Datenhaltung als nachteilig erwies. Nachfolgend soll die Vorgehensweise zur Volumenermittlung bei nicht terrestrisch aufgenommenen Standorten (78 Standorte im Einzugsgebiet der Prims und 103 Standorte im Einzugsgebiet der Blies) am Beispiel des Standortes Bardenbach (Prims) erläutert werden.

Exemplarische Volumenermittlung

Das Volumen eines Standortes hängt entscheidend von der möglichen maximalen Einstauhöhe ab. Es wird im Rahmen dieser Arbeit davon ausgegangen, dass an allen 192 nicht explizit terrestrisch vermessenen Standorten in den Einzugsgebieten von Blies und Prims eine maximale Einstauhöhe von drei Metern – gemessen vom tiefsten Punkt der Gewässersohle am Verrohrungseinlauf bis zum maximalen Stauziel – umsetzbar ist. Im Mittel entspricht dies – vor dem Hintergrund der hier untersuchten Mittelgebirgsgewässer – einer Einstauhöhe über Aueniveau von rund zwei Metern; d. h. gemessen von der Böschungsoberkante bis zur Gewässersohle weisen die untersuchten Fließgewässer im Mittel eine Tiefe von rund einem Meter auf.

Abbildung 5.5 zeigt einen Auszug aus der TK25 am Standort Bardenbach. In einem ersten Schritt ist es erforderlich, die Höhe des „tiefsten Punktes“ ggf. durch Interpolation zwischen den begrenzenden Höhenlinien zu bestimmen. Dabei wird davon ausgegangen, dass sich der tiefste Punkt am unmittelbaren Einlauf des Gewässers in den Wegedurchlass befindet. Da innerhalb der TK25 die Gewässerstruktur bzw. der Gerinnequerschnitt als solcher nicht dargestellt wird, ist davon auszugehen, dass alle dargestellten Höhen und Höhenlinien die *Geländehöhe der Aue*,

nicht jedoch die *Höhe der Gewässersohle* beschreiben. Demzufolge handelt es sich beim „tiefsten Punkt“ um den tiefsten Punkt in der Aue, von dem aus ein weiterer zwei Meter hoher Einstau erfolgen kann. Am Beispiel Bardenbach liegt dieser tiefste Punkt bei rund 261,50 m+NN. Hieraus ergibt sich eine maximale Einstauhöhe von 263,50 m+NN. Für diese Einstauhöhe errechnet sich das maximale Gesamtvolumen nach Gleichung (5.23). Gleichung (5.23) gliedert den Retentionsraum in mehrere Bereiche. Der erste Teilbereich beschreibt den Raum zwischen dem „tiefsten Punkt“ und der ersten Höhenlinie. Im Beispiel Bardenbach also den Raum zwischen 261,50 m+NN und 262,50 m+NN. Die erste bekannte

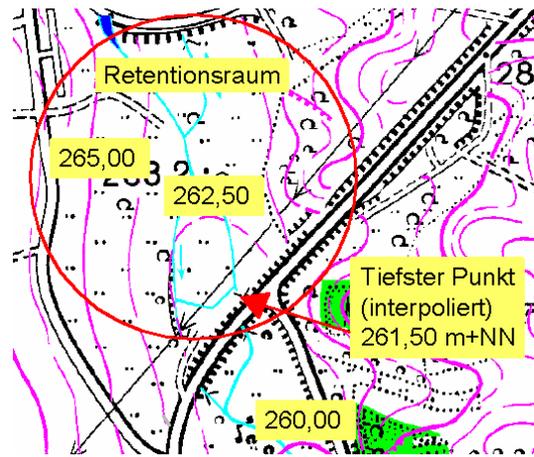


Abb. 5.5: Exemplarische Darstellung erforderlicher Kenngrößen zur Volumenermittlung auf Basis der TK 25 am Standort Bardenbach. Quelle: MfU Saarland

Fläche wird durch die Höhenlinie bei 262,50 m+NN und den Wegedamm beschrieben. Das Volumen dieses ersten Raums wird gemäß Gleichung (5.23) über den Kegelsatz berechnet. Hieran schließen sich – abhängig von der Anzahl vorhandener Höhenlinien – mehrerer Kegelstümpfe an. Im Beispiel Bardenbach also ein weiterer Kegelstumpf zwischen 262,50 m+NN und 263,50 m+NN. Die unbekannte Fläche bei 263,50 m+NN sollte über Linearinterpolation zwischen den Einstauflächen bei 265,00 m+NN und 262,50 m+NN ermittelt werden.

$$V_{\max} = \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{1}{3} A_i \Delta h_i + \frac{1}{2} [(A_i + A_{i+1}) \Delta h_{i+1} + \dots + (A_{n-1} + A_n) \Delta h_n] \right\} \quad (5.23)$$

V_{\max}	Gesamtspeichervolumen [m ³]
A	Einstaufläche (Fläche der Höhenlinie) [m ²]
Δh	Höhenunterschied [m]

Nach Gleichung (5.19) ergibt sich somit für den Standort Bardenbach ein Gesamtvolumen auf Basis der TK25 von 38.000 m³. Die terrestrische Vermessung liefert hier einen Wert von 34.150 m³. Geht man davon aus, dass die terrestrische Vermessung derzeit die genaueste Möglichkeit der Volumenermittlung darstellt, so überschätzt die Volumenermittlung auf Basis der TK25 das Beckenvolumen um rund 10 %, ein Fehler der im Rahmen dieser Arbeit als akzeptabel angesehen wurde. Bei den restlichen 13 ebenfalls detailliert betrachteten Standorten liegt die Abweichung in einer ähnlichen Größenordnung von rund 10 %, wobei auch Unterschätzungen festge-

stellt wurden, sodass davon ausgegangen werden kann, dass der Fehler im Mittel bei rund 10 % liegen dürfte.

Die Retentionsberechnung erfordert zusätzlich zum Maximalvolumen auch die Information, wie sich das Volumen über die Einstauhöhe verteilt, die sog. Beckeninhaltskennlinie (siehe Gleichung 5.5). Auf Basis der TK25 ergeben sich neben dem Maximalvolumen lediglich – soweit vorhanden – zusätzliche Informationen an den Stützstellen der vorhandenen Höhenlinien. Sofern keine zusätzlichen Höhenlinien vorhanden sind, bliebe lediglich die Möglichkeit, das Gesamtvolumen über die Einstauhöhe von 1,0 bis 3,0 m linear zu verteilen (siehe Abb. 5.6). Unterhalb von 1,0 m bliebe – aufgrund des verwendeten Berechnungsansatzes – das Volumen immer gleich Null. Der bei Linearverteilung des Volumens eingegangene Fehler (siehe Abb. 5.6) konnte, insbesondere vor dem Hintergrund der dadurch deutlich überschätzten Retentionswirkung, im Rahmen dieser Arbeit nicht akzeptiert werden. Deshalb wurde mit Formel (5.24) durch Auswertung aller 14, hier detailliert vermessenen Standorte eine empirische Gleichung entwickelt, mit der eine ähnliche Volumenverteilung erreicht wurde wie für die auf Basis der terrestrischen Vermessung ermittelten Beckeninhaltskennlinie. Abbildung 5.6 illustriert den beschriebenen Zusammenhang. Hieraus ist ersichtlich, dass durch Linearverteilung das Volumen insbesondere im Bereich mittlerer Einstauhöhen um rund 2,0 m deutlich überschätzt wird.

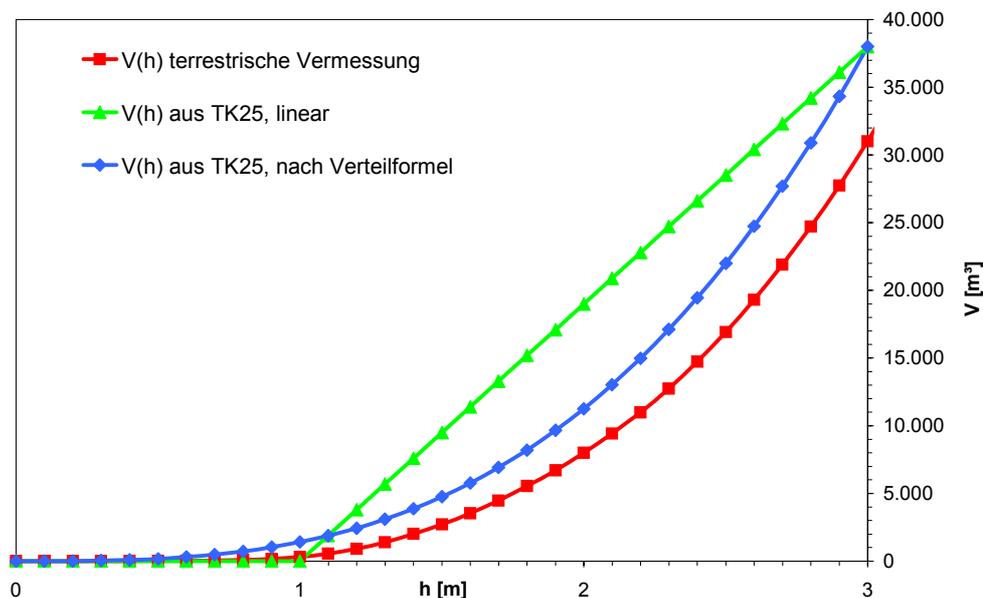


Abb. 5.6: Beckeninhaltskennlinien, Standort Bardenbach

Abbildung 5.7 zeigt die Zuflussganglinie für ein rund 10-jährliches Hochwasserereignis am Standort Bardenbach sowie die Abflussganglinien auf Basis der terrestrischen Vermessung und nach der Verteilformel (5.24). Die Abbildung zeigt außerdem, dass beide Ganglinien $Q_a(t)$ insbesondere im wichtigen Scheiteltbereich nahezu deckungsgleich verlaufen. Solche vergleichenden Retentionsberechnungen wurden für alle 14 Standorte mit tendenziell gleichem Ergebnis durchgeführt. Hierauf begründet sich die im Rahmen dieser Arbeit gewählte weitere Vorge-

hensweise bei der Volumenberechnung (wie oben beschrieben) an den nicht durch terrestrische Vermessung erfassten 192 Standorten in den Flussgebieten von Blies und Prims.

$$V_i = \frac{V_{\max, TK25}}{h_{\max}^3} h_i^3 \quad (5.24)$$

V_i	Volumen bei Stützpunkt der Beckeninhaltskennlinie [m ³]
$V_{\max, TK25}$	Maximales Volumen nach TK25 [m ³]
h_{\max}	maximale Einstauhöhe (hier: 3,0 Meter) [m]
h_i	beliebige Stützstelle der Beckeninhaltskennlinie [m]

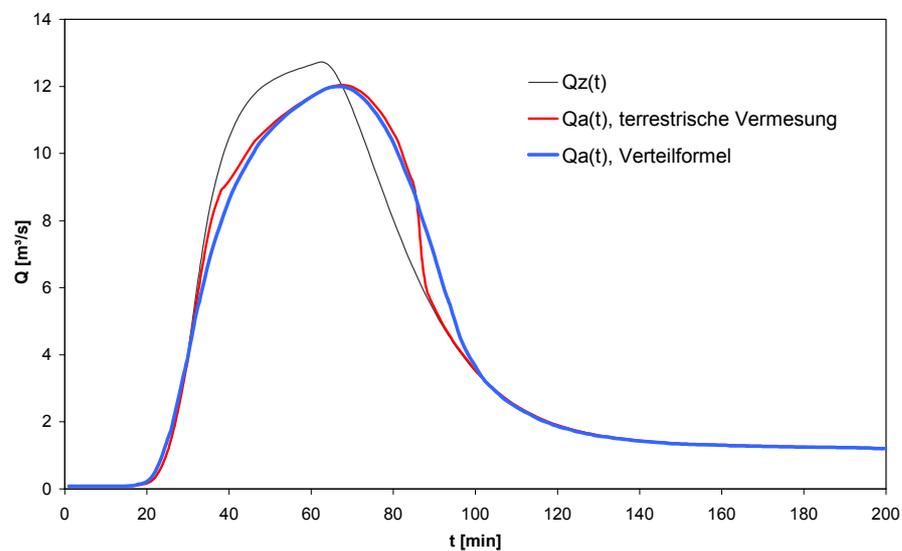


Abb. 5.7: Retentionsberechnung am Standort Bardenbach auf Basis unterschiedlicher Beckeninhaltskennlinien

5.8 Ökologie im Allgemeinen

Hochwasserrückhaltebecken, gleich welcher Größe, haben Auswirkungen auf Natur und Landschaft. Sie können das Landschaftsbild beeinträchtigen und stellen einen Eingriff in das Fließgewässer und die Aue dar. Einen positiven Effekt in der Einrichtung eines Kleinrückhaltes sieht MARENBACH (2002) im nachhaltigen Schutz der Aue vor Bebauungen.

Fließgewässer und ihre Auen sind komplexe Ökosysteme aus einem Mosaik charakteristischer Lebensraumstrukturen, die von jahreszeitlichen Veränderungen, der Abflussdynamik und dem Abflussregime gekennzeichnet sind. Zur Charakteristik eines Fließgewässers können fünf sich gegenseitig beeinflussende Teile herausgestellt werden:

- *Abflussdynamik*: Hauptfaktor für die Ausprägung charakteristischer Lebensgemeinschaften in Fließgewässern ist die Strömung und ihre Schwankungen.
- *Gewässerbettodynamik*: Häufige Veränderungen des Flussbettes bestimmen die Morphologie von Gewässerbett und Aue.
- *Auendynamik*: Vernetzungen von Wasser und Land schaffen ein eigenes Habitat als Lebensvoraussetzung vieler Organismen.
- *Stoffhaushalt*: Wird beeinflusst durch Fließverhalten, Materialtransport, Beschattung etc.
- *Besiedlungsdynamik*: Vernetzung von Lebensgemeinschaften.

Für die Beurteilung baulicher Veränderungen an Fließgewässern ist der Einfluss auf diese Merkmale zu prüfen und zu bewerten (LANDESUMWELTAMT NRW, 1999).

An natürlichen Fließgewässern entsteht durch die Dynamik wechselnder Wasserstände eine hohe Biotop- und Artenvielfalt im und am Gewässer. Neben wechselnden Wasserständen und Fließgeschwindigkeiten ist die Überschwemmungshäufigkeit der Aue ein wichtiger Parameter für Leben und Struktur der Aue. Durch die Einrichtung eines Kleinrückhaltes müssen wechselnde Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten nach wie vor möglich sein, und die Überschwemmungshäufigkeit sollte nicht verändert werden. Die Überschwemmungshäufigkeit der Aue wird durch die in dieser Arbeit definierten KRH nicht verändert, da als Mindestabfluss, der von der Maßnahme unbeeinflusst abfließen können muss, der Ausuferungsabfluss – also derjenige Abfluss, ab dem die Aue von Natur aus überströmt wird – angesetzt wird. Wenn nach Überschreiten dieses Grenzwertes ein Einstau im Kleinrückhalt stattfindet, so werden lediglich die Parameter Überflutungshöhe (also Wasserstand in der Aue) und Überflutungsdauer erhöht, nicht jedoch die *Überflutungshäufigkeit*. In vielen Fällen ist es sinnvoll, durch eine Drosseloptimierung auf starke Hochwasserereignisse (z. B. HQ₁₀₀) die Drosselöffnung größer als nach dem Grenzwert des Ausuferungsabflusses festzulegen (siehe Kap. 5.10). Damit sinkt der Einfluss auf das Abflussgeschehen außerhalb extremer Hochwasserereignisse weiter. Kleinrückhaltebecken werden i. d. R. mit beweglichen Schützen geplant, deren Verstellung und Justierung (Änderung des Öffnungsmaßes) durch Langlöcher in der Blechtafel gewährleistet ist. Eine Ver-

änderung der Drosselöffnung kann somit nur in den Phasen zwischen zwei Hochwasserereignissen erfolgen. Während eines Hochwassers ist die Drosselöffnung als festes Maß anzusehen. Der Abfluss aus einem Kleinrückhaltebecken ist somit während eines Ereignisses nur von der Größe der zuvor festgelegten Drosselöffnung und dem Wasserdruck, d. h. dem Wasserstand im Rückhalteraum abhängig. Dieser wiederum stellt eine ereignisspezifisch veränderliche Größe dar. Da die Größe der Drosselöffnung während eines Hochwasserereignisses einen fixen Parameter darstellt, schwankt der Abfluss aus dem Kleinrückhalt mit variierendem Beckenwasserstand. Der Beckenwasserstand stellt eine Funktion der Zuflussganglinie dar. Die für die Auendynamik wichtigen wechselnden Fließgeschwindigkeiten im Gewässer bleiben somit auch im Unterwasser der Maßnahme ebenso wie die Überflutungshäufigkeit erhalten, lediglich extreme Abflussspitzen werden abgemindert.

Technische Bauwerke wie Kleinrückhalte können bodennahe Luftströmungen beeinflussen. Um die Beeinträchtigung solcher bodennaher Luftströmungen möglichst gering zu halten und um eine optische Unauffälligkeit zu gewährleisten, wurde bei Hochwasserschutzplanungen für die Obere Elsenz im Kraichgau die Stauhöhe auf 1,8 m über dem Auenniveau begrenzt (ASSMANN ET AL., 1998). Welcher der beiden Punkte für die Festlegung auf 1,8 m ausschlaggebend war (Luftströmungen oder Unauffälligkeit und Einbindung in das Landschaftsbild), geht aus der vorliegenden Literatur nicht hervor. Beim Maßnahmentyp Kleinrückhalt ist jedoch eher davon auszugehen, dass der Einfluss auf die bodennahen Luftströmungen im Vergleich zu deren Beeinflussung durch den bereits vorhandenen Wegedamm eher gering sein wird und sich der Effekt am Rande der Nachweisbarkeitsgrenze bewegen dürfte. Inwieweit Luftströmungen bereits durch den Wegedamm unterbrochen werden bzw. ob und in welchem Maß durch das zusätzliche Bauwerk eine weitere Verschlechterung der Situation verursacht wird, kann hier jedoch nicht abschließend beurteilt werden.

Da die Drosselöffnungen i. d. R. durch sog. Rechen vor Verklausungen durch Treibgut geschützt werden, beeinflussen Kleinrückhalte somit auch den Geschiebetransport eines Gewässers. Wie und in welchem Umfang wurde in dieser Arbeit nicht weiter untersucht. Beim Einstau des Retentionsraums kann es durch die Verlangsamung der Fließgeschwindigkeiten zu Sedimentablagerungen im Rückhalteraum kommen. Durch den längeren und höheren Wassereinstau können Ablagerungsprozesse gegenüber dem Istzustand begünstigt werden. Die im Rahmen der Maßnahmenplanung im UG Obere Blies mit den Flächeneigentümern geführten Gespräche zeigten, dass mögliche Sedimentablagerungen im Retentionsraum als ein Hauptargument gegen Kleinrückhalte angeführt wird. Ob solche Ablagerungen, die auch bei natürlichen Überschwemmungen stattfinden und ein wichtiger Teil des Stoffhaushaltes der Aue sind, durch seltene Ereignisse ein Problem darstellen, kann hier nicht gesagt werden, sollte jedoch nach Möglichkeit in Zukunft weitergehend untersucht werden.

Befinden sich Kleinrückhalte in unmittelbarer Nähe und unterhalb zu Einleitungen der Mischwasserkanalisationen – wie dies z. B. im UG Thalfanger Bach der Fall ist – so könnte durch die Absetzung von Partikeln und Schwebstoffen aus der Kanalisationsentlastung ein Problem durch Verunreinigung, Eutrophierung etc. entstehen. Problematische Stoffe gelangen zwar bei ent-

sprechenden Niederschlägen und entlastenden Sonderbauwerken auch ohne KRH in das Gewässer, könnten sich jedoch auf ein größeres Gebiet verteilen und sich verdünnen.

Unterhalb der Absperrbauwerke treten häufig Veränderungen der Gewässereigenschaften u. a. hinsichtlich Temperatur, Sauerstoff- und Nährstoffgehalt sowie Geschiebe auf. Hier kann es zu einer Störung des Lebensraumes im Gewässer und in der Aue kommen (LANDESUMWELTAMT NRW, 1999). Dies gilt insbesondere für große Hochwasserrückhaltebecken mit gesteuerter Abgabe. Durch den nur seltenen Einstau der KRH bei Hochwasser und die unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten aus der ungesteuerten Abgabe dürfte dieses Problem bei Kleinrückhalten weniger relevant sein.

5.9 Ökologische Durchgängigkeit im Speziellen

5.9.1 Problematik

Innerhalb des Themenkomplexes „Gewässerökologie“ nimmt die „ökologische Durchgängigkeit“ einen besonderen Stellenwert ein. Die longitudinale Durchgängigkeit für Fische und



Abb. 5.8: Typische Situation an vorhandenen Wegedurchlässen. Oben: Auskolkungen mit Sohlprung an der Dammunterseite. Unten: Blanke Betonsohle. Darstellung: KRH 1 u. 2, UG Obere Blies.

Makrozoobenthos wird beispielsweise auch von der EU Wasserrahmenrichtlinie (UMWELTBUNDESAMT, 2000) als ein Kriterium für einen "Guten Zustand" der Gewässer bis 2015 gefordert. Verglichen mit den in Kapitel 5.8 genannten Punkten, stellt eine anthropogene Unterbrechung der ökologischen Durchgängigkeit eines Fließgewässers eine permanente, signifikante, nicht regenerierbare Störung des Ökosystems dar. Ist die ökologische Durchgängigkeit eines Fließgewässers an einer Stelle unterbrochen, so be- bzw. verhindert dies den in bestimmten Lebenszyklen und für den genetischen Austausch notwendigen Ortswechsel aquatischer Organismen, insbesondere des Makrozoobenthos. Im Zusammenhang mit Kleinrückhalten spielt v. a. die ökologische Durchgängigkeit der vorhandenen Durchlässe eine entscheidende Rolle. In über 90 % der Fälle sind die vorhandenen Wegedurchlässe aus Schleuderbetonrohren hergestellt und gekennzeichnet von einer blanken Betonsohle mit tiefen Auskolkungen an der Dammunterseite; sie stellen somit eine Unterbrechung der ökologischen Durchgängigkeit und eine

Wanderbarriere dar (siehe Abb. 5.8). Das Thema der ökologischen Durchgängigkeit an Kleinrückhalten wird in der Fachöffentlichkeit unter Heranziehung von zwei konträr wirkenden hyd-

raulischen Effekten diskutiert, die je nach Fraktion als Argument zum Für und Wider der Maßnahme herangezogen werden.

Argument / Effekt 1: Reduzierung der Abflussmenge

Durch den Maßnahmentyp Kleinrückhalte könne die ökologische Durchgängigkeit der Durchlässe verbessert werden, so die Meinung der Befürworter, da die Abflüsse – mit Ausnahme der seltenen, großen Hochwasser – auf den maximalen Drosselabfluss reduziert werden. Auf das im Zuge der Maßnahmenumsetzung in den vorhandenen Durchlass eingebrachte Sohlsubstrat wirkten somit nur noch vergleichsweise geringe Schubspannungen, wodurch eine Ausspülung der Durchlässe verhindert und die ökologische Durchgängigkeit gewährleistet würde. Tendenziell neigen nahezu alle Verrohrungen zu tiefen Auskolkungen an der Dammunterseite, also am Auslass des Durchlasses (siehe Abb. 5.8). Auch dieser Effekt könne aufgrund der reduzierten Abflüsse und der damit verbundenen Verringerung des Erosionspotenzials nachhaltig verbessert werden, indem beispielsweise mittels einer rauen Rampe ein Gefälleausgleich erfolgte. Auch im neu geschaffenen Drossel- und Entlastungsbauwerk könne durch entsprechende Gestaltung der Gewässersohle die Durchgängigkeit sichergestellt werden.

Argument / Effekt 2: Erhöhung der Fließgeschwindigkeiten

Kritiker und Gegner der Maßnahme führen an, dass im Falle eines Einstaus im Rückhalteraum ein übernatürlich hoher Wasserstand und somit ein erhöhter Wasserdruck auf die Drosselöffnung entsteht. Hierdurch entstünden über die Maßen hohe Fließgeschwindigkeiten in der Drosselöffnung, die sich ungemindert im Durchlass fortsetzten und somit tendenziell eher zu einer Erhöhung der Schubspannungen führten. Dies wiederum habe zur Folge, dass die Durchlässe nun öfter einem kritischen Zustand ausgesetzt würden, weshalb sich eingebrachtes Sohlsubstrat nun erst recht nicht halten und sich die Auskolkungen an der Dammunterseite vergrößern würden.

5.9.2 Modellversuche

Die beiden o. g. Argumente sind in der Diskussion und auch mit Hilfe von Simulationsmodellen und/oder detaillierten hydraulischen Berechnungen kaum zu bewerten. Um dennoch eine belastbare Aussage über das Zusammenspiel von Abfluss und Fließgeschwindigkeiten treffen zu können, wurde im Rahmen dieser Arbeit zusammen mit FLIES & KRISCHEL (2006) ein hydraulisches Modell eines Kleinrückhaltes im Maßstab 1:1 im Wasserbaulabor der Fachhochschule Trier gebaut und entsprechende Versuche durchgeführt. Inwiefern die Maßnahmen zur Verbesserung der ökologischen Durchgängigkeit auch als Habitat (zumindest temporär zur Durchwanderung), insbesondere vom Makrozoobenthos angenommen wird, konnte im Rahmen des Versuches nicht untersucht werden. Hierzu wären zumindest Langzeitversuche mit Makrozoobenthos und wechselnden Abflüssen nötig – im Idealfall ein Monitoring im Rahmen von Feldversuchen.

5.9.2.1 Zielstellung und Vorgehen

Das primäre Ziel der Untersuchungen am hydraulischen Strömungsmodell lag in der Analyse und Bewertung von Fließgeschwindigkeiten und Fließzuständen im Durchlass für zwei verschiedene Systemzustände (mit und ohne Sohlsubstrat im Durchlass), sowohl für den Ist- als auch für den Prognosezustand bei Maßnahmenumsetzung (mit und ohne Einstau im Retentionsraum, also mit und ohne KRH). Hierbei sollte auch untersucht werden, ob und wie im Durchlass eingebrachtes Sohlsubstrat dauerhaft befestigt werden kann und ob das Sohlsubstrat das Strömungsbild beeinflusst. Sollten die in Kapitel 5.9.1 genannten hohen Fließgeschwindigkeiten tatsächlich ein Problem darstellen, so sollten ergänzend Maßnahmen zur Umwandlung der Strömungsenergie, wie z. B. Prallplatten o. ä. untersucht werden. Aufbauend auf einer detaillierten Planung inkl. statischer Berechnung wurde hierfür ein Kleinrückhalt im Maßstab 1:1 in Holzbauweise errichtet. Abbildung 5.9 zeigt das Modell.

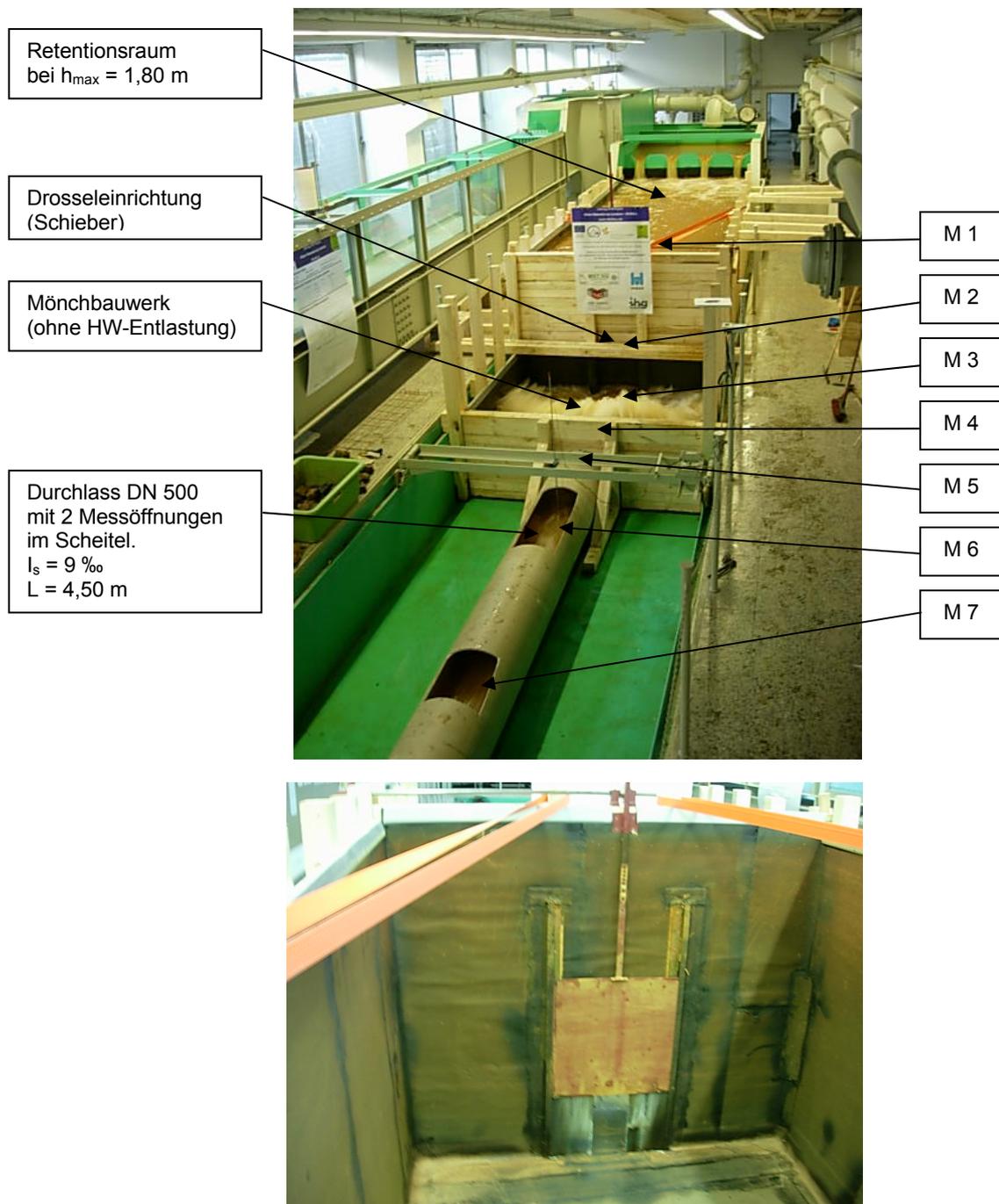


Abb. 5.9: Modell eines Kleinrückhalts im Wasserbaulabor mit Messquerschnitten (M).
Oben: Übersicht. Unten Drosseldetail.

5.9.2.2 Untersuchte Strömungs- und Systemzustände

Abgeleitet aus der Zielstellung wurde zunächst der Istzustand – also ein von der Drosseleinrichtung unbeeinflusster Zustand – untersucht und einem nach Maßnahmenumsetzung entsprechenden Zustand gegenübergestellt. Beide Versuche wurden jeweils mit und ohne strukturverbessernde Maßnahmen im Durchlass (Einbringung von Sohlsubstrat) durchgeführt. Die Versuchsreihe mit simuliertem Kleinrückhalt wurde jeweils mit und ohne Energieumwandlung (Prallplatte) gefahren. Somit ergeben sich insgesamt sechs unterschiedliche Strömungs- und Systemzustände, die zusammenfassend in Tabelle 5.6 dargestellt sind.

Tab. 5.6: Am hydraulischen Modell untersuchte Strömungs- und Systemzustände

Versuchsnummer	System	Sohlsubstrat	Energieumwandlung
1	Istzustand		-
2	Kleinrückhalt	ohne	ohne
3			mit
4	Istzustand		-
5	Kleinrückhalt	mit	ohne
6			mit

Für jeden der betrachteten Zustände wurden die Wasserstände und die Fließgeschwindigkeiten an insgesamt sieben Messquerschnitten (siehe Abb. 5.9) gemessen. Die Messquerschnitte sind: 40 cm vor Verrohrungsende (M7), 40 cm hinter Verrohrungseinlauf (M6), unmittelbarer Verrohrungseinlauf (M5), Tosbecken (2 Messpunkte: M4 und M3), Drosselauslauf (M2) und Drosseleinlauf (M1). Um die Messungen am Ein- und Auslauf der Verrohrung durchführen zu können, wurde der Rohrscheitel jeweils auf einer Länge von rund 50 cm und einer Breite von rund 30 cm geöffnet (siehe Abbildung 5.9).

Das Sohlsubstrat wurde mit Hilfe einer handelsüblichen Baustahlmatte, die am Verrohrungseinlauf umgebogen und in den Boden gerammt sowie zusätzlich angeschraubt werden kann, eingebracht. Bezüglich der Einbauhöhe wurden zwei unterschiedlich hohe Substratschichten untersucht. Die Literatur (z. B. BÖNECKE ET AL., 2004) empfiehlt eine Mindestaufbauhöhe von 15 cm. Zum Aufbau einer 15 cm hohen Substratschicht mussten zwei Maschen von der Baustahlmatte abgetrennt und auf die Rohrsohle gelegt werden (Abb. 5.10, rechts). Die Zwischenräume konnten dann gezielt zunächst mit größeren Steinen entsprechender Größe und anschließend mit feinerem Material verfüllt werden. Durch die Messöffnungen im Rohrscheitel war der beschriebene Einbau relativ gut möglich. Inwiefern sich der Substrateinbau in der Praxis umsetzen lässt, ist fraglich, da hier die Durchlässe nur von zwei Seiten zugänglich sind.

Durch den Einbau einer Substratschicht wird sich die Leistungsfähigkeit der Durchlässe (Abflusskapazität bei gleichen Wasserständen) unweigerlich reduzieren. Deshalb wurde neben der empfohlenen Aufbauhöhe von 15 cm auch eine Mindestaufbauhöhe von 5 cm untersucht (Abb. 5.10, links). Die Grenze von 5 cm konnte hier aus konstruktiven Gründen nicht weiter unter-

schritten werden. Hierfür wurde eine einzelne Masche von der Baustahlmatte abgetrennt und wie oben beschrieben in den Durchlass eingebracht.



Abb. 5.10: Substratschicht im Durchlass. Mindestaufbauhöhe 5 cm (links) und empfohlene Aufbauhöhe 15 cm (rechts)

5.9.2.3 Ergebnisse

Höhe der untersuchten Substratschicht: 15 cm

Im Rahmen dieses Kapitels werden die in Tabelle 5.6 genannten Systemzustände analysiert. Die Aufbauhöhe der Substratschicht beträgt zunächst 15 cm. Die Ergebnisse sind Messgrößen. Die Wasserstände wurden an sieben Messpunkten (s. o.) mit Hilfe eines Doppelmeters bzw. einer Pegellatte registriert. Die korrespondierenden Fließgeschwindigkeiten wurden mit Hilfe eines hydrometrischen Flügels erfasst und durch Mittelwertbildung aus jeweils 5 Messungen bestimmt (Messdauer einer Einzelmessung: 60 s). In allen Fällen wurde aus Gründen der Vergleichbarkeit der Ergebnisse ein konstanter Abfluss von 100 l/s untersucht. Im System „Kleinrückhalt“ stellt sich bei diesem Abfluss und einer Drosselöffnung von 20 x 15 cm nach etwa 10 Minuten eine maximale Einstauhöhe von rund 180 cm ein. Danach entspricht die Drosselleistung, deren Kapazität mit steigendem Wasserstand ebenfalls wächst (vgl. Gl. 2.3), der Zuflussmenge von 100 l/s, sodass sich ein Gleichgewicht zwischen Zu- und Abfluss im System einstellt. Von besonderer Relevanz sind die Fließgeschwindigkeiten und Strömungszustände im Durchlass, weshalb sich die Ergebnisauswertung stark auf diesen Bereich konzentriert. Abbildung 5.11 zeigt die für die untersuchten Systeme gemessenen Wasserstände und Abbildung 5.12 die korrespondierenden Fließgeschwindigkeiten im Durchlass.

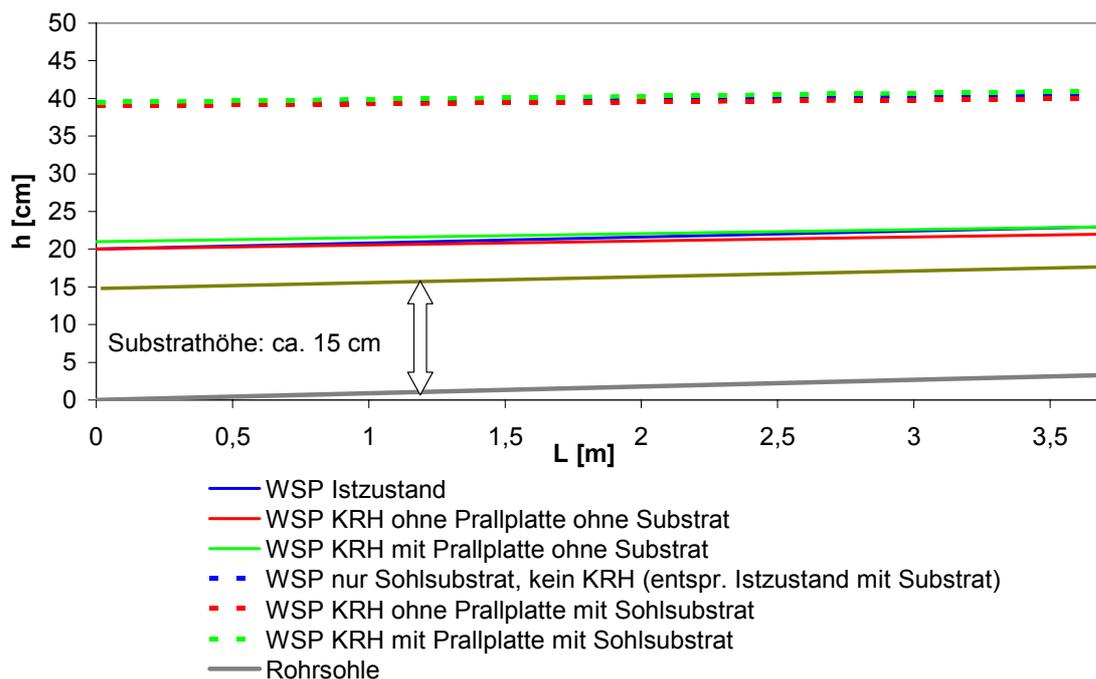


Abb. 5.11: Messergebnisse. Hier: Wasserstände im Durchlass bei $Q = 100 \text{ l/s}$

Im Istzustand stellen sich im Oberwasser des Verrohrungseinlaufs durchweg strömende Fließzustände mit mittleren Geschwindigkeiten um $0,76 \text{ m/s}$ ein. Im Einlaufbereich der Verrohrung wird die Grenztiefe durchschritten, es kommt zum Fließwechsel von strömendem zu schießendem Abfluss. Bis zum Verrohrungsende wird der Abfluss auf $1,80 \text{ m/s}$ beschleunigt (Abb. 5.12).

Am Kleinrückhalt-System entstehen im Drosselbereich Fließgeschwindigkeiten, die außerhalb des Messbereiches des verwendeten hydrometrischen Flügels ($v_{\max} = 2,5 \text{ m/s}$) liegen. Über die Kontinuitätsbedingung ergibt sich die Fließgeschwindigkeit im Drosselquerschnitt mit $Q = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ und einer Drosselöffnung von $0,2 \times 0,15 = 0,03 \text{ m}^2$ zu rund $3,3 \text{ m/s}$. Gegenüber dem Istzustand bedeutet dies eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeit um $2,54 \text{ m/s}$ bzw. 335% . Der aus der Drosselöffnung austretende Schussstrahl ist deutlich zu erkennen. Befände sich die Drosselöffnung unmittelbar am Verrohrungseinlauf, so ist anzunehmen, dass sich dieser Schussstrahl auch über mehrere Meter hinweg im Durchlass fortsetzen würde, da auch innerhalb des Durchlasses schießender Abfluss herrscht. Der Abstand zwischen Verrohrungseinlauf und Drosselöffnung („Mönchbauwerk“) beträgt hier jedoch $L = 2,0 \text{ m}$ ($B = 2,30 \text{ m}$). Die Abmessungen dieses Zwischenraums sind realistische Mittelgrößen. Die Untersuchungen am Modell zeigten, dass dieser Zwischenraum wie ein Tosbecken wirkt. Das Tosbecken füllt sich zwischen 20 bis 30 cm hoch mit Wasser und wirkt somit als Puffer für den Schussstrahl. Bis zum Verrohrungseinlauf reduzieren sich die Fließgeschwindigkeiten von $3,3 \text{ m/s}$ auf $1,56 \text{ m/s}$, sodass an diesem Querschnitt bereits kein Unterschied gegenüber dem Istzustand ($v = 1,60 \text{ m/s}$) mehr nachgewiesen werden konnte (Unterschiede liegen im Rahmen der Messgenauigkeit). Das Strömungsbild dieses Kleinrückhalt-System ohne zusätzliche Energieumwandlung (Prallplatte)

ist im Tosbecken stark unregelmäßig, turbulent und von mehreren Strudeln und Wechselsprüngen geprägt. Der Schussstrahl bewegt sich „tänzelnd“ im Tosbecken, ähnlich einer schlängelnden Bewegung. In regelmäßigen Sekundenabständen wechselt der Strahl seine Fließrichtung von links nach rechts. In dieser wechselnden, schlängelnden Bewegung ist der Grund zu sehen, weshalb sich der Schussstrahl nicht ungebremst im Durchlass fortsetzt, obwohl die beiden Öffnung doch auf einer Achse in Fließrichtung liegen. Aufgrund der regelmäßigen Richtungswechsel prallt der Schussstrahl an die Bauwerksbegrenzung links und rechts des Durchlasses. Das Mönchbauwerk wirkt somit ungewollt wie eine Prallplatte. Insgesamt wirken die Strömungsbilder dennoch stark unkontrolliert und turbulent. Hinzu kommt, dass im Rahmen dieser Arbeit der Grund für das Tänzeln des Schussstrahls nicht identifiziert werden konnte. Somit muss angenommen werden, dass bereits eine kleine hydraulische Störung (z. B. Verkläusung o. ä.) dazu führen könnte, dass sich das Strömungsmuster des Schussstrahls signifikant verändert, die regelmäßigen Hin- und Herschwankungen ausbleiben und der beschriebene „hydraulische Kurzschluss“ (Fortpflanzung der hohen Fließgeschwindigkeiten im Durchlass) eintritt.

Deutlich regelmäßiger und kontrollierter wird das Strömungsbild, wenn eine etwa 1,0 m breite und ca. 0,80 m hohe Prallplatte zentral im „Tosbecken“ installiert wird (siehe Abb. 5.13). Zudem birgt die Installation einer Prallplatte den Vorteil einer kontrollierten, punktuellen Energieumwandlung in einem stabilen Strömungsbild. Hauptverschleißteil stellt in diesem Fall die austauschbare Prallplatte und nicht die Bauwerkswand dar! Bei der Einrichtung dieser Energieumwandlung ist darauf zu achten, dass ein Mindestabstand zur Drosselöffnung eingehalten wird, um die Leistungsfähigkeit des Drosselorgans nicht zu beeinflussen. Im Modellversuch konnte bei einem Abstand von rund 1,0 m zur Drossel keine Beeinflussung mehr nachgewiesen werden. Der größte Vorteil im System mit Prallplatte liegt jedoch in der Reduzierung der Fließgeschwindigkeiten im Durchlass. Diese können sogar gegenüber dem Istzustand um 10 bis 15 % reduziert werden. Der Übergang vom strömenden in den schießenden Fließzustand findet nun nicht wie im Istzustand am unmittelbaren Verrohrungseinlauf, sondern erst auf etwa halber Fließstrecke im Rohr statt.

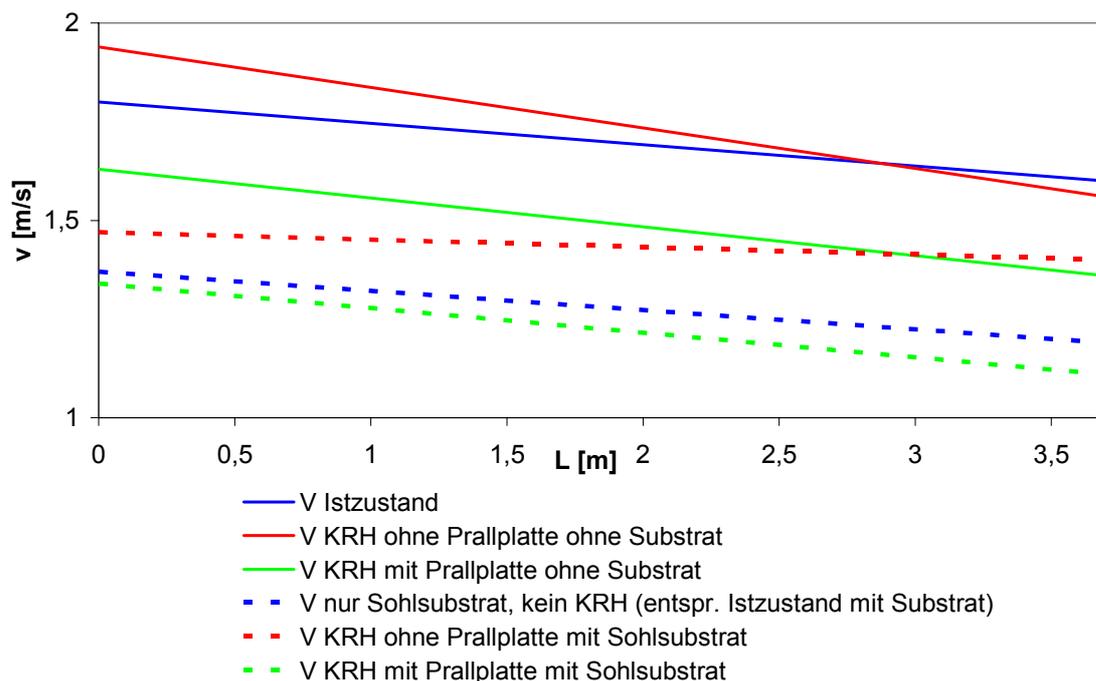


Abb. 5.12: Messergebnisse. Hier: Fließgeschwindigkeiten im Durchlass bei $Q = 100$ l/s. Hinweis: Im System mit Sohlsubstrat sind hier die maximalen Fließgeschwindigkeiten im Geschwindigkeitsprofil dargestellt. Die Fließgeschwindigkeiten im Interstitial sind um etwa Faktor 2 kleiner.

Die deutlichsten Unterschiede in den Strömungsmustern (Wasserspiegellagen, Fließgeschwindigkeiten und Fließzustände) sind jedoch zwischen den Systemen mit und ohne Sohlsubstrat zu erkennen.



Abb. 5.13: Regelmäßiges Strömungsbild im Mönchsbauwerk bei gezielter Energieumwandlung mittels Prallplatte.

Um das Sohlsubstrat 15 cm hoch im Durchlass einzubauen wurde zunächst eine handelsübliche Baustahlmatte auf eine Breite von rund 30 cm (2 Felder) zugeschnitten und in den Durchlass eingezogen. Zur Befestigung der Matte könnte in der Realität am vorderen Ende (Verrohrungseinlauf) ein etwa 1 bis 1,5 m langes Stück der Matte rechtwinklig gebogen und zur Verankerung unmittelbar vor dem Verrohrungseinlauf in den Boden gerammt werden. Zusätzlich kann die Matte in ein Betonfundament gesetzt und/oder am vorhandenen Durchlass angedübelt werden. Die Überprüfung einer solchen

Befestigung war unter Laborbedingungen nicht möglich, da die Flussrinne aus Stahlbeton besteht. Die Baustahlmatte wurde lediglich etwa 15 cm umgebogen und mittels Schraubverbindungen an der Flussrinne befestigt. Aufgrund der horizontalen Form der Matte und dem kreis-

förmigen Rohr entsteht somit ein Kreissegment mit einer Höhe von rund 10-12 cm (Rohrsohle bis Baustahlmatte). In den so entstandenen Raum wurden zunächst gröbere Steine (Kantenlänge 10-15 cm) verkantet eingesetzt. Die verbleibenden Hohlräume wurden mit autochthonen Sedimenten eines Trierer Mittelgebirgsbaches verfüllt. Bei maximalen Fließgeschwindigkeiten von rund 1,5 m/s (siehe Abb. 5.12) erwies sich diese Konstruktion als haltbar, selbst feinere Sedimente ($\approx 1,0$ mm) wurden nicht ausgeschwemmt.

Anhand der Messungen konnten nachgewiesen werden, dass die Fließgeschwindigkeiten unmittelbar oberhalb des Sohlsubstrates deutlich, meist um einen Faktor 2, zurückgingen. Während im Istzustand im Vergleich zu den Prognosezuständen von einer mehr oder weniger gleich verteilten Fließgeschwindigkeit über die gesamte Fließtiefe ausgegangen werden kann, stellt sich im System mit eingebrachtem Sohlsubstrat ein deutlich erkennbares Geschwindigkeitsprofil mit Fließgeschwindigkeiten von rund 1,3 bis 1,4 m/s in Profilmitte und von 0,7 bis 0,8 m/s an der Grenzschicht zwischen Substrat und Hauptfließquerschnitt ein. Es ist davon auszugehen, dass die Fließgeschwindigkeiten im Substratzwischenraum (Interstitial) noch deutlich unter diesem Wert liegen, was allerdings mit den hier verwendeten Messinstrumenten (hydrometrischer Flügel) nicht nachgewiesen werden konnte. In der Ausbildung eines solchen Geschwindigkeitsprofils ist der Grund zu sehen, weshalb Feinsedimente bei solchen vergleichsweise hohen Geschwindigkeiten in Rohrmitte dennoch nicht ausgespült werden. Im nachfolgenden Kapitel wird dieses Thema intensiv behandelt.

Die hydraulische Wirkung des Sohlsubstrates liegt in der erhöhten Wandrauheit im Bereich der Rohrsohle. In allen untersuchten Systemen steigt der Wasserspiegel im Rohr infolge einer Substrathöhe von rund 15 cm (Reduzierung des abflusswirksamen Querschnittes) und der erhöhten Rauheit um rund 20 cm (siehe Abb. 5.11). Die Fließgeschwindigkeiten reduzieren sich im Mittel um etwa 20-30 %. Die günstigsten – also kleinsten Fließgeschwindigkeiten – stellten sich im System „Kleinrückhalt mit Prallplatte und eingebrachtem Sohlsubstrat“ ein.

Bezogen auf den Istzustand liegt die Vollfüllungsleistung des Durchlasses DN 500 bei rund 500 l/s. Durch den Einbau einer rund 15 cm hohen Substratschicht würde sich die Vollfüllungsleistung des Durchlasses auf nur noch rund 250 l/s reduzieren, was einer Reduzierung der Abflusskapazität von 50 % entspricht. Der im Istzustand zur Vollfüllung führende Abfluss von 500 l/s würde im System mit 15 cm hoher Substratschicht bereits zu einer Druckhöhe von rund 70 cm über Rohrscheitel führen. Die ökologische Durchgängigkeit wird also für den Preis einer reduzierten Leistungsfähigkeit des Durchlasses „erkauft“. Aus diesem Grund wurde eine sog. „konstruktive Mindestaufbauhöhe“ untersucht, die rund $h_{\min} = 5,0$ cm beträgt.

Höhe der untersuchten Substratschicht: 5 cm – Konstruktive Mindestaufbauhöhe

Durch eine konstruktive Mindestaufbauhöhe von 5 cm reduziert sich die Vollfüllungsleistung des Durchlasses von 500 l/s auf 450 l/s (10 %). Der ursprüngliche Vollfüllungsabfluss von 500 l/s würde im System mit Mindestaufbau zu einer Druckhöhe von rund 45 cm über Rohrscheitel führen.

Ein Problem, das bei der Mindestaufbauhöhe beobachtet wurde, ist, dass das in die Hohlräume zwischen den größeren Steinen eingebrachte Feinsediment ausgespült wurde – bei einer Aufbauhöhe von 15 cm konnte kein Ausspülen von Feinsediment beobachtet werden. Fehlendes Feinsediment kann die Durchwanderbarkeit des Durchlasses beeinflussen, weshalb die Mindestaufbauhöhe kritisch zu betrachten ist.

Welche Einbauhöhe letztendlich gewählt wird, hängt von den individuellen Bedingungen vor Ort ab. So kann beispielsweise bei ausreichend hoher Dammhöhe und einem geringen Schadenspotenzial im Unterwasser auch ohne Umgestaltung zum Kleinrückhalt eine Strukturverbessernde Maßnahme an einem vorhandenen Durchlass durchgeführt werden, indem eine 15 cm hohe Substratschicht eingebaut wird. Hierdurch reduziert sich zwar die Leitungsfähigkeit des Durchlasses und es kommt ggf. zu Rückstau im Oberwasser des Damms, was dann jedoch als unkritisch bei entsprechender Dammhöhe beurteilt werden kann. Im Falle niedriger Dammhöhen (Überflutungsgefahr bei Rückstau) und ggf. hohem Schadenspotenzial im Unterwasser würde man eher eine Mindestaufbauhöhe wählen oder von einer solchen Maßnahme gänzlich absehen.

5.9.2.4 Häufigkeit kritischer Abflüsse

Die o. g. Reduzierung der hydraulischen Kapazität der Durchlässe von über 50 % bei der empfohlenen Substratschichthöhe von 15 cm kann in der Praxis ein Ausschlusskriterium für die vorgestellte strukturverbessernde Maßnahme sein. Hier kann die Kombination „strukturverbessernde Maßnahme an der Rohrsohle“ und „Kleinrückhalt“ eine sinnvolle Alternative sein. Durch ein KRH werden die hohen Bemessungsabflüsse, die i. d. R. zur Dimensionierung der Durchlässe dienen (z. B. HQ_{50}), abgemindert, mit der Konsequenz, dass nun eine geringere Durchlass-Kapazität ausreichen kann, um ein im Vergleich zum Istzustand reduziertes HQ_{50} – das in diesem Beispiel auf einen voll gefüllten Kleinrückhalt trifft – abführen zu können.

Die beschriebenen Zusammenhänge sollen nachfolgend am Beispiel des UG Obere Blies erläutert werden. Hierfür wurde zunächst eine Langzeit-Seriensimulation basierend auf der Regenreihe „St. Wendel“ (Zeitraum von 1966 bis 1994, 28 Jahre, siehe Kap. 5.10.3.4) sowohl für den Istzustand ohne KRH als auch für den Prognosezustand mit KRH durchgeführt und mit den simulierten Abflüssen für beide Systemzustände eine Hochwasserstatistik nach DVWK-M-251 (DVWK, 1999 c) berechnet. Vorgehensweise und Ergebnisse sind in Kapitel 5.10.3.4 genannt. Die Ergebnisse zeigen, dass beispielsweise ein statistisches HQ_{50} – welches häufig als Bemessungsereignis zur Dimensionierung von Durchlässen dient – durch die KRH im Einzugsgebiet der Oberen Blies um rund 25-30 % abgemindert würde (siehe Abb. 5.21). Die um 50 % reduzierte Durchlasskapazität infolge der empfohlenen Einbauhöhe von 15 cm ließe sich hierdurch zwar nicht vollständig ausgleichen, es wäre in diesem Fall aber eine größere Einbauhöhe von etwa 10-12 cm möglich, was immerhin mehr als dem doppelten der konstruktiven Mindesteinbauhöhe entspricht.

5.9.2.5 Erkenntnisgewinn und Fazit

Die hier durchgeführten Modellversuche zeigen, dass der nachträgliche Einbau von Sohlsubstrat in blank gespülte Schleuderbetonrohre mit Hilfe einer Baustahlmatten-Konstruktion insbesondere in Verbindung mit einer Umgestaltung zum Kleinrückhalt eine nachhaltige Möglichkeit zur Verbesserung der Gewässerstrukturgüte in Verbindung mit einem verbesserten Hochwasserschutz darstellen kann, sofern die Rohrdurchmesser den nachträglichen Einbau der beschriebenen Konstruktion erlauben. Auch nach einem Dauerversuch, in dem das Sohlsubstrat über mehrere Stunden hinweg Fließgeschwindigkeiten von 1,3 bis 1,4 m/s ausgesetzt war, konnten keine signifikanten Substratausspülungen – auch nicht von feineren Bestandteilen mit Korndurchmessern von 1-2 mm – festgestellt werden. Wünschenswert wäre die Durchführung eines Dauerversuches mit Makrozoobenthos, um zu untersuchen, ob die neu gestaltete Sohle auch tatsächlich besiedelt bzw. durchwandert werden kann. Ein solcher Versuch konnte aus Zeitgründen im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt werden.

Die Ideallösung stellte im hier durchgeführten Modellversuch eine Umgestaltung zum Kleinrückhalt mit Energieumwandlung mittels einer einfachen Prallplatte im Mönchbauwerk in Verbindung mit einer rund 15 cm starken Substratschicht auf einer entsprechend zugeschnittenen Baustahlmatte dar (siehe Skizze in Abb. 5.14). Inwieweit die reduzierte hydraulische Kapazität der Durchlässe ein Problem darstellt, müsste im Einzelfall geprüft werden. Am Beispiel der Oberen Blies konnte gezeigt werden, dass eine rund 10 cm hohe Substratschicht, die zu einer Verminderung der hydraulischen Durchlasskapazität von rund 30 % führen würde, mittels Kleinrückhalten ausgeglichen werden könnte.

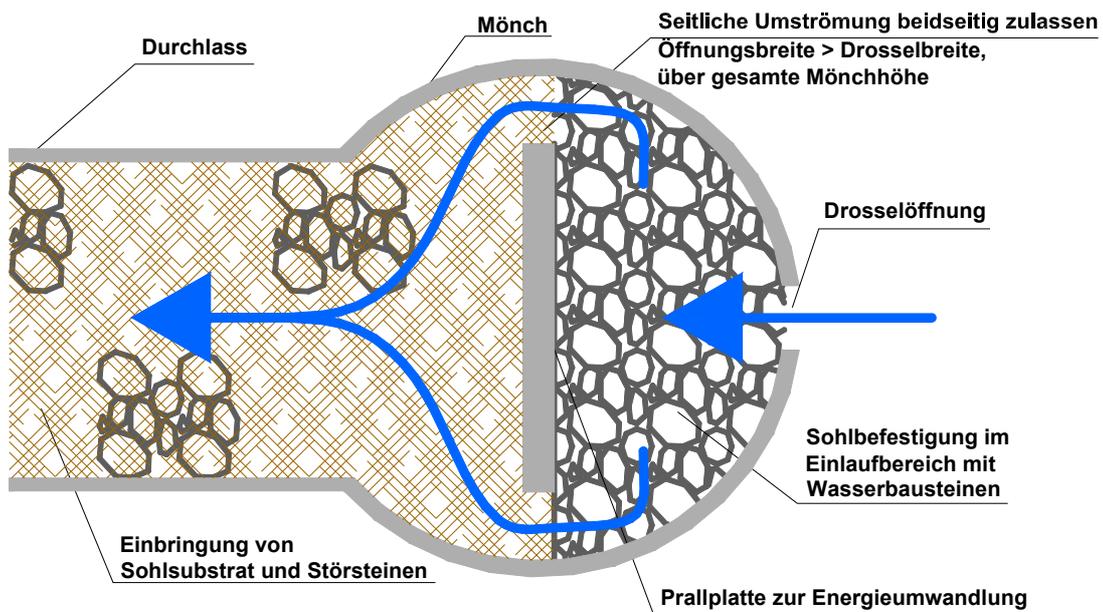


Abb. 5.14: Skizzenhafte Darstellung einer möglichen Energieumwandlung im Bereich hinter der Drosselöffnung

5.10 Retentionspotenzial in der Mesoskale

Dieses Kapitel stellt den Kern der hier vorliegenden Arbeit dar. Hier wird das Retentionsverhalten von Kleinrückhalten auf der Basis von realen und fiktiven Einzugsgebieten (bis $A_E = 10\text{--}50\text{ km}^2$) anhand von mehreren Hochwasserereignissen intensiv studiert, analysiert und diskutiert. Zusammen mit LEY (2006) wurde ein einfach handhabbares Verfahren zur Wirkungsabschätzung von Kleinrückhalten entwickelt, das hier vorgestellt werden soll.

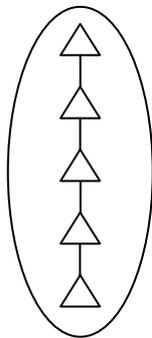
Zur Quantifizierung der Wirkung von Kleinrückhalten sowie zur Identifikation der wichtigsten Einflussfaktoren und ihrer Grenzen wurden die Untersuchungsgebiete Obere Blies und Thalfanger Bach sowie die in Anhang C beschriebenen Fiktivsysteme jeweils mit und ohne KRH simuliert und die berechneten Ganglinien vergleichend analysiert. Die Ergebnisse sind getrennt für die realen Untersuchungsgebiete und die Fiktivsysteme dargestellt. In den Realsystemen wurden die Wirkung der KRH und der Einfluss der Gebieteigenschaften untersucht. Mit Hilfe der Fiktivsysteme konnte der Einfluss einzelner Faktoren wie z. B. Lage der Maßnahme, Volumen, Verteilung usw. auf die Maßnahmenwirkung untersucht werden. Die Wirkung der KRH wurde zunächst unmittelbar unterhalb des letzten KRH eines Einzugsgebietes betrachtet, da sie nur hier von anderen Faktoren unbeeinflusst ist. Vor Hochwasser zu schützende Objekte liegen jedoch selten an genau dieser Stelle. Deshalb wurde die Maßnahmenwirkung unterhalb des letzten KRH – sozusagen die Nachhaltigkeit der Maßnahmen – in einem gesonderten Kapitel betrachtet. Abschließend erfolgt ein sog. „Upscaling“ in die Meso- bzw. untere Makroskale, also die Untersuchung der Maßnahmenwirkung bei konsequenter, vollflächiger Umsetzung in den beiden Flussgebieten von Blies und Prims.

5.10.1 Methodik und untersuchte Hochwasser

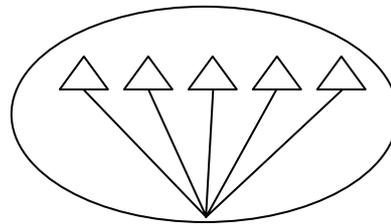
Die detaillierte Untersuchung dieses Maßnahmentyps erfolgte zunächst in zwei Kleineinzugsgebieten der Regionen „Saar-Nahe-Bergland“ und „Hunsrück“ (Obere Blies und Thalfanger Bach). Die geographische Lage der Untersuchungsgebiete ist in Abbildung 3.1 (Kapitel 3) dargestellt. Zunächst wurde das Retentionsverhalten kleiner Rückhalteräume in diesen zwei als repräsentativ für die Mittelgebirgsregionen „Hunsrück“ und „Schwarzwälder Hochwald“ anzusehenden, regionalen Kleineinzugsgebieten detailliert untersucht und die den Retentionsvorgang maßgeblich beeinflussenden Parameter durch Ganglinien- und Systemanalysen ermittelt. Der Vorgang der stehenden Retention ist ein äußerst komplexer, natürlicher Prozess, der hauptsächlich durch die in Kap. 5.3 genannten Parameter beeinflusst wird. Als wesentlich stellten sich im Laufe der Bearbeitung die nachfolgend aufgelisteten Parameter dar, deren Einfluss auf das Retentionsverhalten hier detailliert untersucht wurde:

- Einzugsgebietsgröße A_{E0} [km^2]
- Gebietscharakteristik und Abflussverhalten (Wellenform und Wellenvolumina der zugrundeliegenden Ereignisse)
- Volumen und Anzahl der KRH, spezifisches Volumen sV [m^3/km^2]
- Drosselorgan (Größe der Drosselöffnung)

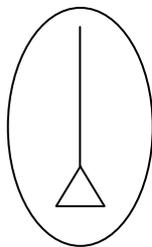
Die genannten Einflussgrößen stellen die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Parameter dar. Sie sind nicht als vollständige Auflistung aller den Retentionsprozess beeinflussenden Faktoren zu verstehen. Die o. g. Parameter beeinflussen eine Hochwasserwelle im lokalen und z. T. auch im überregionalen Bereich hinsichtlich der Wellenlaufzeit und der Höhe des Scheitelabflusses, nicht jedoch hinsichtlich der Ereignisdauer und des Wellenvolumens. Werden mehrere KRH innerhalb eines Einzugsgebiets vorgesehen, so spielt die geographische Verteilung der Standorte ähnlich wie die Form der Beckeninhaltskennlinie eine eher untergeordnete Rolle hinsichtlich der Hochwassermindernden Wirkung. Dies zeigen die nachfolgend aufgeführten Ergebnisse dieser Arbeit die durch Teamwork mit LEY (2006) entstanden sind. Bezüglich der geographischen Verteilung der Standorte lassen sich die in Abbildung 5.15 gezeigten drei Grundverteilungstypen unterscheiden.



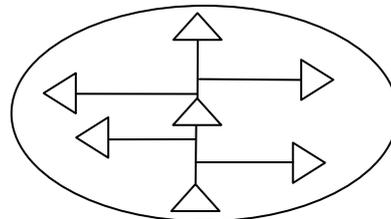
Typ A: kaskadenartige Anordnung (Reihe)



Typ B: parallele Anordnung



Typ C: zentrale Anordnung



Typ D: beliebig unregelmäßig verteilte Anordnung

Legende:

-  Standort Kleinrückhalt (KRH)
-  Wassereinzugsgebiet
-  Hauptfließgewässer

Abb. 5.15: Schematische Darstellung möglicher Grundformen geographischer Standortverteilungen

Als Grundlage für die durchgeführten Untersuchungen dienten reale, in den UG stattgefundenene Hochwasserereignisse der letzten 25 Jahre. Da jedes Niederschlagsereignis und das ggf. verursachte Hochwasser individuelle Naturereignisse sind, müssen die betrachteten Simulationsergebnisse als Beispiele angesehen werden, an denen die Wirkung von KRH untersucht wurde. Die simulierten Ereignisse werden so mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht wieder vorkommen, sie repräsentieren jedoch „Klassen“ von Hochwasserereignissen, die ggf. auch durch statistische Wiederkehrintervalle ausgedrückt werden können.

Für die Untersuchungsgebiete wurden insgesamt die in Tabelle 5.7 aufgeführten acht Niederschlagsereignisse und die dazugehörigen Hochwasserganglinien untersucht. Die in Tabelle 5.7 genannten statistischen Auftretenswahrscheinlichkeiten basieren in beiden Fällen auf den Messreihen der Gewässerpegel und wurden im Rahmen dieser Arbeit in Anlehnung an das DVWK-Merkblatt 251 „Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen“ (DVWK, 1999 c) berechnet. Am Gebietsauslass des UG Thalfanger Bach befindet sich keine Pegelmessstelle. Der nächstgelegene Pegel „Dhrontalsperre“ liegt etwa 9,5 km Luftlinie vom Gebietsauslass entfernt. Für die Angabe der statistischen Wiederkehrintervalle im UG Thalfanger Bach wurden deshalb die für den Pegel Dhrontalsperre berechneten Werte übertragen.

Tab. 5.7: *Untersuchte Hochwasserereignisse in den Untersuchungsgebieten Thalfanger Bach und Obere Blies.*

Ereignis	HQ _{max} [m ³ /s]	T _n [a]	ψ [-]	Bemerkung
Obere Blies, A _E = 8,5 km ²				
August 1980	11,6	HQ _{>100, extrem}	0,432	Ereignis außerhalb der Stichprobe (Messbeginn: 1989)
Januar 1995	6,8	HQ ₂₀	0,648	
Dezember 1993	6,0	HQ ₁₀	0,702	
Oktober 1986	4,8	HQ ₅	0,510	
Thalfanger Bach, A _E = 17 km ²				
Januar 1995	6,5	HQ ₅₀	0,216	Niederschlag aus UG Obere Blies
August 1980	6,0	HQ ₃₀	0,393	
Januar 1993	4,0	HQ ₅	0,125	
Februar 1990	3,0	HQ ₄	0,202	

Die vier im UG Obere Blies untersuchten Hochwasser ereigneten sich im August 1980, Januar 1995, Dezember 1993 und im Oktober 1986. Im August 1980 führte ein konvektiver Starkniederschlag innerhalb weniger Stunden zu einem extremen Hochwasser. Starke Niederschläge am 16.08.1980 zwischen 2:00 und 5:00 Uhr führten bereits zu einem Anstieg der Abflüsse auf 4,0 m³/s. Nach einer Pause von zweieinhalb Stunden (Abfluss der Blies sank auf etwa 1,0 m³/s) fielen innerhalb von 45 min 47,6 mm Niederschlag. Diese extrem hohe Intensität führte zu einem Pegelanstieg auf 11,6 m³/s. Die aus diesem Ereignis resultierende Hochwasserganglinie zeigt einen steilen Anstieg und einen ebenso schnellen Rückgang der Abflüsse. Innerhalb von nur 12 Stunden nach dem Niederschlagsereignis lagen die Abflüsse bereits wieder unter 2,0 m³/s. 50 Stunden nach diesem Ereignis bewegten sich die Abflüsse bereits wieder im Bereich

des Mittelwasserabflusses. Auslöser für das Ereignis am 26.01.1995 war ein länger andauernder Niederschlag. Am 25.01. regnete es ab etwa 2:00 Uhr mit zunehmender Intensität. Gegen 20:00 Uhr wurde mit fast 4 mm in 5 Minuten die Niederschlagsspitze erreicht, danach nahmen die Niederschlagsintensitäten ab. In rund 28 Stunden fielen insgesamt etwa 64,5 mm Niederschlag, die zu Spitzenabflüssen von fast 7 m³/s führten. Bei diesem Ereignis fällt die Form der gemessenen Ganglinie auf, die wie „abgeschnitten“ im Gipfelbereich wirkt (siehe z. B. Abb. A-B.2 im Anhang B). Diese Abweichungen zum simulierten Verlauf resultieren vermutlich entweder aus einem Wasserstand am Pegel über dem Maximum des Messprofils oder aus einem mechanischen Fehler an der Messeinrichtung. Dieses Phänomen konnte nicht abschließend innerhalb dieser Arbeit geklärt werden. Im Vergleich zum Ereignis vom August 1980 verläuft die Ganglinie des Januarereignisses von 1995 entsprechend dem Niederschlagsverlauf weniger steil, liegt jedoch über einen deutlich größeren Zeitraum (etwa 2 Tage) über einem Abfluss von 2,0 m³/s. Im Dezember 1993 führten ebenfalls lang anhaltende, progressiv verlaufende Niederschläge mit Intensitäten über 1,5 mm in 5 min zu einem vergleichsweise langsamen Ansteigen der Blies und führten zu einem relativ voluminösen Hochwasser. 95 mm in 57 Stunden führten zu einer Abflussspitze von 6,0 m³/s und einer Dauer von 2 Tagen (> 2,0 m³/s) bzw. 3 Tagen (> 1,0 m³/s). Das kleinste, im UG Obere Blies untersuchte Hochwasser ereignete sich im Oktober 1986. Niederschläge mit stark variierenden Intensitäten ließen die Blies auf insgesamt 4,8 m³/s ansteigen.

Im UG Thalfanger Bach wurden die vier Hochwasser vom Januar 1995, August 1980, Januar 1993 und Februar 1990 betrachtet. Im Januar 1995 führten Niederschläge mit mittleren Intensitäten von rund 1,5 mm/15 min (maximal: 3,0 mm/15 min), die über einen Zeitraum von knapp 40 Stunden anhielten, zu Abflüssen am Gebietsauslass von 6,5 m³/s. Lang anhaltende Niederschläge führten auch im Januar 1993 zu einem relativ voluminösen Hochwasser am Thalfanger Bach. Die Abflüsse stiegen innerhalb von 35 Stunden stetig von 0,5 m³/s auf knapp 4,0 m³/s an und fielen mit nachlassender Niederschlagsintensität ebenso langsam wieder ab. Abflüsse von über 2,0 m³/s hielten über einen Zeitraum von zwei Tagen hinweg an. Kurze aber intensive Niederschläge (32 mm in 22 Stunden) ließen Mitte Februar 1990 die Abflüsse des Thalfanger Bachs vergleichsweise schnell auf bis zu 3,0 m³/s ansteigen. Nach Ende der Niederschläge sanken die Abflüsse über einen Zeitraum von 50 Stunden wieder auf den Ausgangswert ab. Das stärkste im UG Obere Blies untersuchte Hochwasser resultierte aus einem Gewitterniederschlag im August 1980. Da für das UG Thalfanger Bach keine Daten eines vergleichbaren Ereignisses vorliegen, wurde ein Ereignis mit den Niederschlagsdaten der Oberen Blies simuliert. Der kurze aber extrem hohe Niederschlag (102 mm in 6,3 Stunden, Niederschlagsspitze: 14,5 mm in 5 min) hätte am Thalfanger Bach eine sehr steile Abflussganglinie mit bis zu 6,0 m³/s über 10 Stunden verursacht. Das Hochwasser hätte insgesamt rund 3 Tage angehalten. Trotz einer doppelt so großen Einzugsfläche liegt der Abfluss dieses Ereignisses im Thalfanger Bach mit 6,0 m³/s deutlich unter dem Spitzenabfluss des nur halb so großen UG Obere Blies! Dies spiegelt sich auch in den Abflussbeiwerten wider, die im UG Thalfanger Bach generell niedriger sind als im UG Obere Blies (siehe Tab. 5.7).

Die im Anhang B und Tabelle 5.7 dargestellten Abflussganglinien verdeutlichen die unterschiedlichen Abflusscharakteristika der beiden Untersuchungsgebiete. So muss z. B. im UG Obere Blies statistisch betrachtet etwa alle 10 Jahre mit Abflüssen vom $6,0 \text{ m}^3/\text{s}$ gerechnet werden, im doppelt so großen UG Thalfanger Bach dagegen nur etwa alle 30 Jahre. Während starke Niederschläge im UG Obere Blies schnell abflusswirksam werden und steile, hohe Abflussganglinien verursachen, sind die Abflussganglinien des Thalfanger Bachs wesentlich flacher und breiter. Niederschlagswasser im Einzugsgebiet des Thalfanger Bachs wird deutlich länger im Gebiet gespeichert und erst später abflusswirksam. Das wird auch bei den Abflussganglinien der Ereignisse vom Februar 1990 und August 1980 deutlich: Nach Ende der kurzen, intensiven Niederschläge sinken die Abflüsse über einen vergleichsweise langen Zeitraum hinweg ab. Vergleichbare Abflussganglinien im UG Obere Blies zeigen ein deutlich schnelleres Sinken erhöhter Abflüsse.

5.10.2 Fiktivsysteme

Die systematische Untersuchung verschiedener Einflussfaktoren auf die Wirkung von KRH erfolgte auf der Basis von Real- und Fiktivsystemen. Insgesamt wurden so rund 450 verschiedene Konstellationen studiert. Die Fiktivsysteme basieren mit ihren Gebietseigenschaften im Wesentlichen auf den beiden Untersuchungsgebieten Obere Blies und Thalfanger Bach, für deren Istzustände jeweils ein Modell aufgestellt und anhand mehrerer Hochwasserereignisse kalibriert wurde (vgl. Kapitel 3 und 4). Innerhalb der Fiktivsysteme konnten dann gezielt einzelne Parameter modifiziert werden, um deren Einfluss auf das Abflussverhalten von Hochwasserwellen herauszuarbeiten. Eine Beschreibung der Fiktivsysteme befindet sich im Anhang C.

Die Modifikationen innerhalb der Fiktivsysteme betreffen im Wesentlichen folgende Parameter:

- Anzahl der Kleinrückhalte (1 bis 8 KRH)
- Geographische Lage und Verteilung der Standorte (kaskadenartig, parallel, beliebig verteilt)
- Volumen und Volumenverteilung, spezifisches Volumen (1 bis max. 15 mm)
- Größe der Einzugsgebiete (zwischen $5,5$ und maximal 20 km^2 , Häufung in der Nähe der Realsysteme)
- Größe der Drosselöffnung
- Abflussbildungs- und Abflusskonzentrationsparameter (Bereich: $\pm 25\%$)

Für jedes Fiktivsystem wurde zur namentlichen Kennzeichnung ein eindeutiges Kürzel definiert, das sich aus der Anzahl der KRH, deren Anordnung, ggf. Größe und – soweit zur Unterscheidung notwendig – auch aus den Anfangsbuchstaben des zugrunde liegenden Realsystems zusammensetzt. Volumen und Einstauhöhe der Kleinrückhalte wurden abhängig vom jeweiligen Untersuchungsziel festgelegt. Die Beziehung $V = f(h)$ stellte eines der Hauptprobleme innerhalb der Fiktivsysteme dar. Um keine „unrealistischen Becken“ (z. B. 1.000 m^3 Volumen bei einer Einstauhöhe von 5 m) zu untersuchen und um Einflüsse der Einstauhöhe (in der Realität vorgegebener Parameter) weitgehend auszuschließen, wurden die in Tabelle 5.8 dargestellten, aus den Realsystemen abgeleiteten Einstauhöhen in Abhängigkeit von Volumenklassen festgelegt. Die

Verteilung des Volumens über die Einstauhöhe erfolgte in allen Fiktivsystemen streng nach der Verteil-Formel (5.24).

Der zu Ereignisbeginn innerhalb der Fiktivsysteme herrschende Basisabfluss (Q_B) wurde nach Möglichkeit aus den Aufzeichnungen der Gewässerpegel abgeleitet und gleichmäßig auf die Teileinzugsgebiete verteilt. Lagen solche Messungen wie z. B. beim Ereignis vom August 1980 nicht vor, so wurde ein „Faustwert“ von $10 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ als Basisabflussspende definiert und Q_B ebenfalls als gleichmäßig verteilt angenommen. Betrachtet man die in Anhang D dargestellten Ganglinien der untersuchten Hochwasserereignisse, so kann man erkennen, dass bei allen Ereignissen der Basisabfluss wegen seiner vergleichsweise geringen Höhe nur eine untergeordnete Rolle im Hochwassergeschehen spielt.

Tab. 5.8: Den Fiktivsystemen zugrundeliegende Einstauhöhen in Abhängigkeit der Volumensklasse

Volumenklasse [m ³]	Einstauhöhe [m]
1.000	1,0
5.000	1,5
8.500	1,8
10.000	2,0
17.000	2,2
25.000	2,5
35.000	2,7
50.000	3,0

Alle Fiktivsysteme wurden mit den gleichen gemittelten Gebietsniederschlägen wie die Realsysteme belastet.

5.10.3 Simulationsergebnisse – Realsysteme

In den beiden realen Untersuchungsgebieten „Obere Blies“ und „Thalfanger Bach“ sind jeweils fünf potenzielle Kleinrückhalte möglich (vgl. Kap. 3). Der Einfluss dieser KRH auf den Hochwasserabfluss wird für beide Untersuchungsgebiete getrennt dargestellt. Die Wirkung der Maßnahmen (einzeln, gesamt und diverse Maßnahmenkombinationen) wird an vier realen Hochwasserereignissen dargestellt. Ein Vergleich der Ergebnisse aus beiden Untersuchungsgebieten zeigt den Einfluss der Gebietseigenschaften auf die Hochwasserbildung und die Wirkung der Maßnahmen.

5.10.3.1 Obere Blies

Im UG Obere Blies sind insgesamt fünf sehr unterschiedliche KRH möglich (vgl. Kap. 3). Entscheidend für die Wirkung eines Kleinrückhaltes ist neben dem Beckenvolumen auch die Größe der Drosselöffnung (vgl. Kap. 2.5). Das Volumen eines Standortes ergibt sich im Wesentlichen aus den Talformen und den Dammhöhen und stellt zunächst – bei der Betrachtung der Realsys-

teme – eine gegebene feste Größe dar. Als einzige Variable verbleibt somit die Größe der Drosselöffnung. Die Drosselöffnungen der KRH im UG Obere Blies wurden zunächst nach dem Ausuferungs-Prinzip (vgl. Kap. 5.5) festgelegt; d. h. die Drosselöffnung wurde so eingestellt, dass ein Einstau der Becken erst mit Erreichen des Ausuferungsabflusses beginnt. Die Mindestdrosselöffnungen liegen im UG Obere Blies in einem Bereich von DN 200 bis DN 1000. Aus konstruktiven Gründen wurde eine Mindestdrosselöffnung von DN 200 definiert. Tabelle 5.9 zeigt die angesetzten Mindestdrosselöffnungen (DN_{\min}).

Beim Ereignis vom August 1980 führten diese Drosselgrößen zu starken Überläufen und einer entsprechend geringeren Wirkung der Maßnahmen. Deshalb wurde eine Optimierung der Drosselöffnungen auf dieses Ereignis durchgeführt. Die Optimierung führte zu einer enormen Steigerung der Wirkung der KRH beim Ereignis vom August 1980. Für die Ereignisse Januar 1995, Dezember 1993 und Oktober 1986 sind die Mindest-Drosselgrößen nach dem Ausuferungsabfluss optimal bzw. schon zu groß. Eine Steigerung der Wirkung könnte bei diesen Hochwassern evtl. nur durch kleinere Drosselöffnungen erreicht werden, was aus ökologischer Sicht bedenklich wäre. Die Optimierung der Drosselöffnungen auf das Ereignis vom August 1980 hätte zumindest bei diesen Ereignissen (Januar 1995, Dezember 1993 und Oktober 1986) zu höheren Abflussspitzen als nach dem Ausuferungsabfluss-Prinzip geführt (vgl. Abb. 5.16).

Tab. 5.9: Untersuchte Kleinrückhalte im UG Obere Blies

KRH	Volumen [m ³]	Einstauhöhe [m]	Drosselöffnungen DN [mm]	
			DN _{min}	DN _{opt} Aug. 80
1	149	1,4	200	250
2	198	1,4	200	350
3	1.856	2,5	500	600
4	11.078	3,2	400	550
5	41.036	3	1000	1200
gesamt:	54.317			

DN_{min} Mindestdrosselöffnung nach dem Ausuferungs-Prinzip (entspricht Optimierung auf Januar 1995 und Dezember 1993)
 DN_{opt} Aug. 80 auf das Ereignis vom August 1980 optimierte Drosselöffnungen

Abbildung 5.16 zeigt die berechneten Hochwasserscheitel für vier Hochwasserereignisse und verschiedene KRH-Kombinationen. Alle Abflussspitzen beziehen sich auf den Gebietsauslass am Pegel Oberthal/Gronig. Die Gesamthöhe der Säule zeigt die Höhe des jeweiligen Hochwasserscheitels ohne KRH – also den Istzustand – an. Die erste Säule jedes Ereignisses stellt die gemeinsame Wirkung aller fünf KRH dar, die folgenden Säulen einzelne oder Kombinationen von KRH, nach Wirksamkeit geordnet. Die Wirkung der KRH wird durch die Färbung der Säulen dargestellt. Die blauen Säulen zeigen den niedrigsten möglichen Hochwasserscheitelabfluss mit KRH an. Die erreichbare Scheitelabminderung, also die Differenz zwischen der Gesamthöhe einer Säule und dem blau gefärbten Teil, gliedert sich in je zwei Teile:

- gelb, alle Ereignisse: Scheitelabminderungen infolge Mindestdrosselöffnung nach dem Ausuferungs-Prinzip

- rot/weiß quergestreift, Ereignis vom August 1980: zusätzliche Scheitelabminderung durch Drosseloptimierung auf dieses Ereignis
- blau/gelb längsgestreift: Abflusszunahme gegenüber dem Abfluss nach dem Ausuferungs-Prinzip infolge einer Optimierung auf das Ereignis vom August 1980. Die größeren Drosselöffnungen führen zu höheren Abflussspitzen bei den kleineren Ereignissen.

In Abbildung 5.16 ist nur die Drosseloptimierung auf das Ereignis vom August 1980 dargestellt, da für das Ereignis vom Januar 1995 eine Drosseloptimierung im Prinzip zu identischen Drosselgrößen wie nach dem Ausuferungsabfluss (gelb) führt. Dies zeigt, dass das Ausuferungs-Prinzip gute Drosselöffnungen für kleine bis mittelgroße Ereignisse liefert. Für die beiden kleineren Ereignisse (Dezember 1993 und Oktober 1986) ist eine Drosseloptimierung nicht möglich, da sich Drosselöffnungen kleiner als die Mindest-Drosselgrößen nach dem Ausuferungs-Prinzip ergäben. Beim Hochwasserereignis vom August 1980 werden mit allen fünf KRH Scheitelabminderungen von bis zu 48 % mit auf dieses Ereignis optimierten Drosselöffnungen erreicht. Mit Drosselöffnungen nach dem Ausuferungs-Prinzip lägen die Scheitelabminderungen für August 80 deutlich niedriger ($\Delta Q_{\max} = 15\%$). Bei den kleineren Ereignissen mit niedrigeren Hochwasserscheiteln fallen die möglichen Scheitelabminderungen mit 44 % (Jan. 95, Drosselöffnungen DN_{\min}) bis 30 % (Okt. 86, Drosselöffnungen DN_{\min}) etwas geringer aus. Mit den auf das Ereignis vom August 1980 optimierten, größeren Drosselöffnungen sind die Scheitelabminderungen dieser Ereignisse wesentlich niedriger.

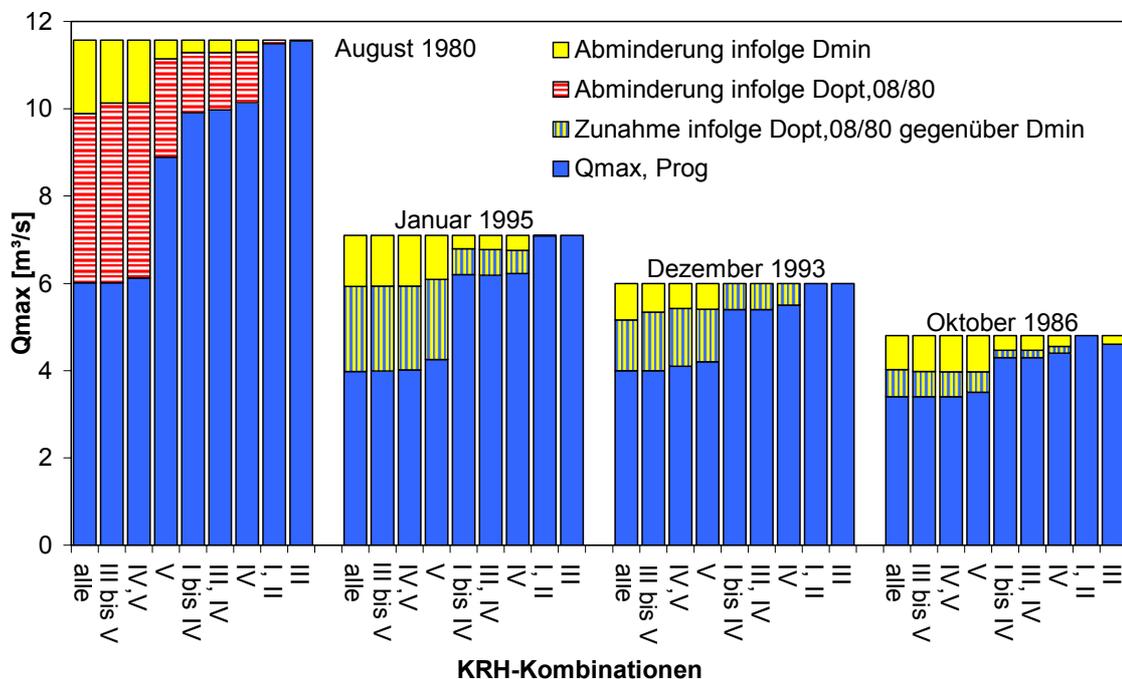


Abb. 5.16: Scheitelabminderung infolge Kleinrückhalte im UG Obere Blies, dargestellt für vier Hochwasserereignisse.

Bei allen vier untersuchten Hochwasserereignissen zeigt sich ein ähnliches Bild: Zwischen den Ergebnissen der Simulation mit allen fünf KRH, mit den KRH 3 bis 5 sowie mit den KRH 4 und

5 (erste drei Säulen) sind keine nennenswerte Unterschiede festzustellen. Dies begründet sich durch die Volumenverteilung: Die Becken 4 und 5 bilden zusammen rund 96 % des gesamten Gebietsrückhaltes. Demzufolge führen Simulationen mit einzelnen KRH (nur Standort 3, 4, oder 5) oder andere Kombinationen (ohne KRH 4 oder 5) zu höheren Abflussspitzen. Die Wirkung der Standorte 1, 2 und 3, die zusammen rund 4 % des Gebietsrückhaltes stellen, konnte nicht nachgewiesen werden. Auch aus der Tatsache, dass faktisch keine Unterschiede zwischen den Varianten „3 bis 5“ und „4 und 5“, sowie zwischen den Varianten „1 bis 4“ und „3 und 4“ festgestellt werden konnten, kann auf eine generell sehr geringe Wirkung dieser drei KRH geschlossen werden. KRH 1, 2 und 3 haben mit 149 m³, 198 m³ und 1.857 m³ mit Abstand die kleinsten Rückhaltevolumina und spezifische Volumina von unter 1 mm. Abbildung 5.17 verdeutlicht die geringfügige Wirkung dieser Standorte am Beispiel des Ereignisses vom August 1980. Für die Darstellung wurde KRH 3 jeweils ohne und mit Verbundwirkung mit KRH 4 betrachtet, um sowohl den Einfluss des KRH 4 und die alleinige Wirkung des Standortes 3 herauszustellen. Der Vergleich der Abflussganglinie am Zulauf der KRH mit der am Auslass zeigt nur eine geringe Scheitelabminderung. Die Wirkung von KRH 4 spiegelt sich im Unterschied der blauen zu den grünen Ganglinien wider.

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass Beckenvolumina unter 1.000 m³ – auch bei vergleichsweise kleinen Teileinzugsgebieten – nicht nennenswert zur Hochwasserminderung beitragen können. Volumina zwischen 1.000 und 5.000 m³ können im Einzelfall sinnvolle Maßnahmen darstellen. Interessante Maßnahmen weisen Beckenvolumina von mindestens 5.000 m³ auf.

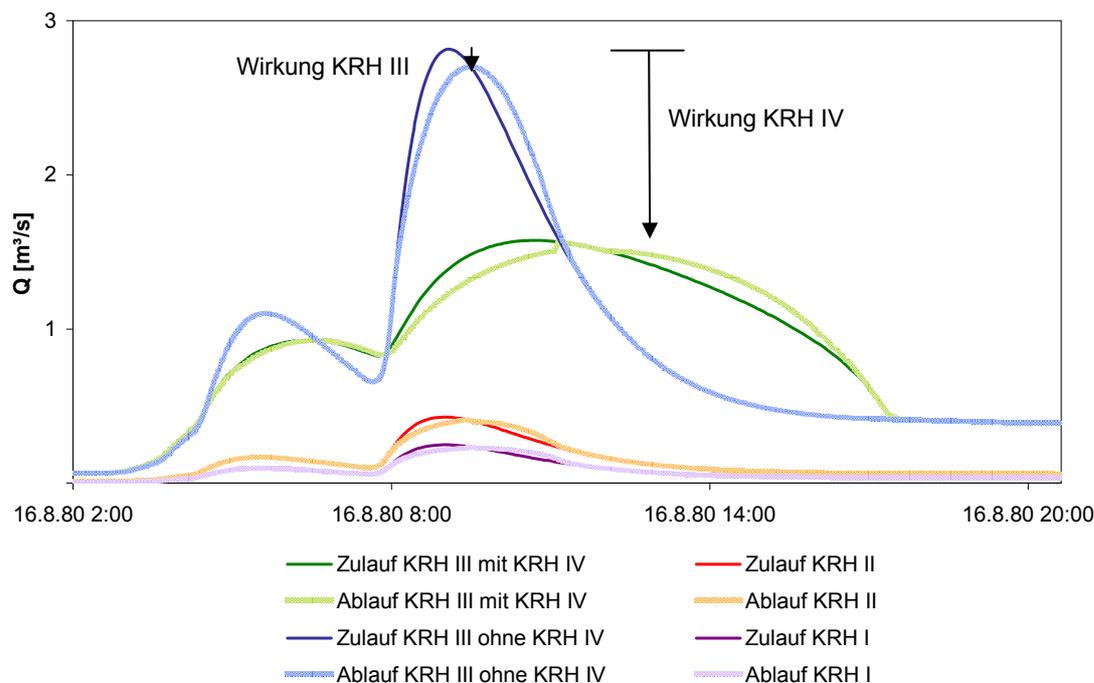


Abb. 5.17: Abflussganglinien KRH 1 bis 3, UG Obere Blies, optimierte Formen, Aug. 80

KRH 5 ist das größte und wirksamste KRH im UG Obere Blies. Mit einem Volumen von über 40.000 m³ erreicht es alleine ein spezifisches Volumen von 4,86 mm (zum Vergleich alle KRH:

sV = 6,44 mm). Alleine durch die KRH 4 und 5 (sV = 6,2 mm) ließen sich mit entsprechend optimierten Drosselöffnungen Scheitelabminderungen bei einem extremen Ereignis wie dem vom August 1980 von über 40 % erreichen. Auch bei kleineren Ereignissen könnten mit dieser Variante Hochwasserscheitel auf etwa 6 m³/s begrenzt werden (vgl. Abb. 5.16). Die Abflussganglinien der untersuchten Hochwasserereignisse jeweils mit und ohne KRH sind im Anhang D abgebildet. Aus der grafischen Darstellung in Anhang E geht hervor, dass die Überflutungsdynamik der Gewässeraue hinsichtlich ihrer Überschwemmungshäufigkeit durch den Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“ nicht beeinflusst wird. Infolge des Wasserrückhalts im Retentionsraum ergibt sich aber eine geringfügige Verlängerung der Überschwemmungsdauer von max. rund 5 %.

5.10.3.2 Thalfanger Bach

Im UG Thalfanger Bach sind fünf potenzielle KRH möglich (siehe Tab. 5.10 und Kap. 3). Abbildung 5.18 zeigt die Simulationsergebnisse für das UG Thalfanger Bach als prognostizierte Hochwasserscheitel für die vier untersuchten Hochwasserereignisse.

Tab. 5.10: Untersuchte Kleinrückhalte im UG Thalfanger Bach

KRH	Volumen [m ³]	Einstauhöhe [m]	Drosselöffnungen DN [mm]		
			DN _{min}	DN _{opt} Aug. 80	DN _{opt} Jan. 95
1	1.800	2,6	250	250	250
2	2.995	1,8	400	450	600
3	50.000	4,6	500	500	500
4	9.093	2,4	700	1000	1100
5	5.917	4,0	350	350	350
gesamt:	69.805				

DN_{min} Mindestdrosselöffnung nach dem Ausuferungs-Prinzip
 DN_{opt} Aug. 80 auf das Ereignis vom August 1980 optimierte Drosselöffnungen
 DN_{opt} Jan. 95 auf das Ereignis vom Januar 1995 optimierte Drosselöffnungen

Im UG Thalfanger Bach wird der Gebietsauslass nicht wie im UG Obere Blies von einem KRH gebildet. Zwischen letztem KRH im UG und dem definierten Gebietsauslass beträgt die verbleibende Gewässerlänge rund 1,5 km bei einer Teileinzugsfläche von etwa 1,6 km². Längere durch KRH unbeeinflusste Gewässerstrecken verändern aufgrund von Routing-Prozessen (Retention und Translation, vgl. Kap. 5.4.3 und Kap. 8) die Form einer Hochwasserganglinie. Zusätzlich enthält die Abflussganglinie Anteile aus dem Teileinzugsgebiet zwischen letztem KRH und Gebietsauslass. Beide Effekte bewirken, dass die Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen des UG Obere Blies, wo der Gebietsauslass quasi unmittelbar unterhalb des letzten KRH liegt, nicht mehr gegeben ist. Deshalb erfolgte im UG Thalfanger Bach die Analyse der Simulationsergebnisse zunächst am Modellknoten 12, also unmittelbar unterhalb der beiden letzten KRH im UG (Standorte 4 und 5). Der Einfluss von durch KRH unbeeinflussten Gewässerstrecken und seitlichen Zuflüssen wird aufgrund seiner Komplexität separat in Kapitel 5.10.6 behandelt. Zunächst beziehen sich alle Ergebnisse und die daraus abgeleiteten Erkenntnisse auf das Einzugsgebiet bis zum letzten KRH im System (UG Obere Blies: Gebietsauslass, UG Thalfanger Bach: Modellknoten 12).

Analog zu Abbildung 5.17 zeigt Abbildung 5.18 die Wirksamkeit der KRH im UG Thalfanger Bach für die vier untersuchten Hochwasserereignisse (Säulengruppen) und verschiedene KRH-Kombinationen. Die blauen Säulen geben den mit KRH jeweils möglichen Hochwasserscheitelabfluss (Minimum) an. Gelb dargestellt sind die Scheitelabminderungen, die mit den Mindestdrosselöffnungen nach dem Ausuferungs-Prinzip erreicht würden. Die zusätzlichen Scheitelabminderungen durch die jeweilige Drosseloptimierung sind in rot-weißer Schraffur dargestellt. Da für das UG Obere Blies bereits gezeigt werden konnte, dass eine für ein individuelles Hochwasserereignis durchgeführte Optimierung nicht zwangsläufig zu „besseren“ Ergebnissen bei anderen Ereignissen führt, wurde im UG Thalfanger Bach eine separate Optimierung zunächst für jedes der vier Hochwasserereignisse durchgeführt, um den „Optimierungseinfluss“ deutlicher herauszuarbeiten. Bei starken Hochwasserereignissen werden durch Drosseloptimierungen deutlich höhere Scheitelabminderungen erreicht. Daher zeigen die rot-weiß schraffierten Säulenteile in Abbildung 5.18 die durch eine Drosseloptimierung auf das jeweilige Ereignis möglichen Scheitelabminderungen. Für die kleineren Ereignisse vom Januar 1993 und vom Februar 1990 liegen die möglichen Scheitelabminderungen bei Optimierung auf eines der größeren Ereignisse (August 1980, Januar 1995) innerhalb der rot-weiß schraffierten Säulenteile. Schlechtere Werte als die in gelb dargestellten Scheitelabminderungen sind durch Drosseloptimierungen auf ein „nicht passendes“ Ereignis nicht möglich (Randbedingung: Mindestdrosselöffnung).

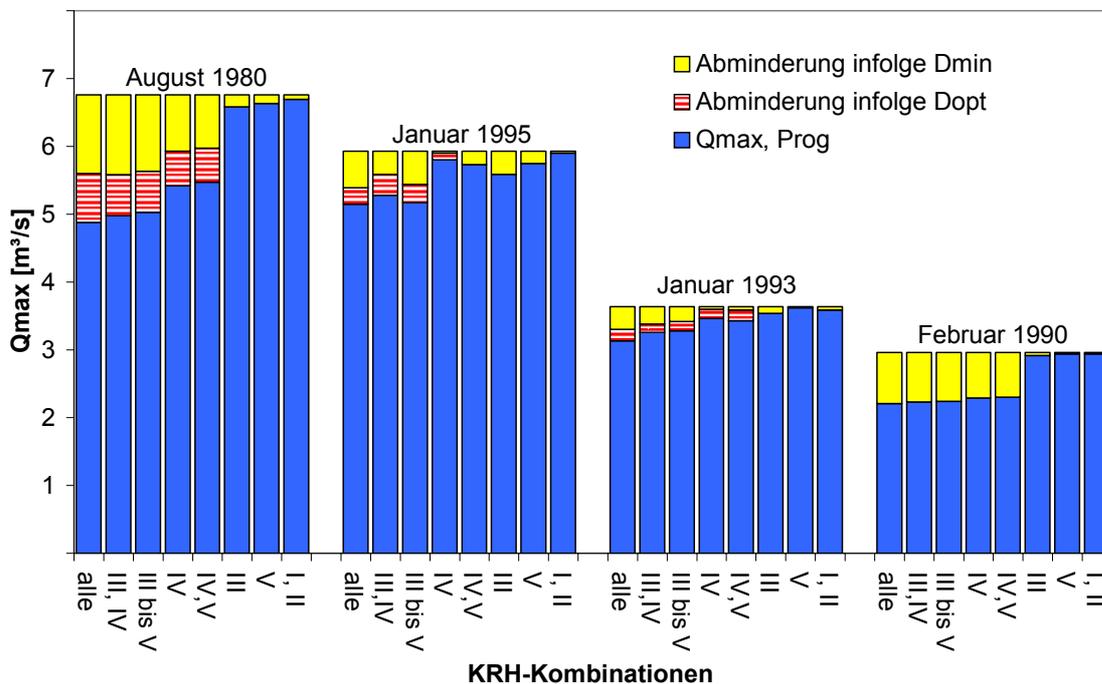


Abb. 5.18: Scheitelabminderung infolge Kleinrückhalte im UG Thalfanger Bach, dargestellt für vier Hochwasserereignisse.

Die gelben und rot-weißen Säulenteile zusammen zeigen also die maximale Wirkung der optimierten KRH, die gesamte Säule die Höhe des Scheitelabflusses ohne Maßnahme. Die erste

Säule jedes Ereignisses stellt die Wirkung aller fünf KRH dar, die folgenden Säulen einzelne oder Kombinationen von KRH, nach der Wirksamkeit geordnet.

Ähnlich wie im UG Obere Blies ist auch hier eine sehr unterschiedliche Wirkung der einzelnen KRH zu erkennen. KRH 1 und 2 zeigen nur eine sehr geringe Wirkung und wurden daher für die Abbildung zusammengefasst. Dennoch ist kaum eine Wirkung zu erkennen. Mit 1.800 m^3 und 2.995 m^3 und einem spezifischen Volumen von $sV < 2 \text{ mm}$ (bezogen auf das jeweilige Teileinzugsgebiet) sind es die kleinsten KRH im UG.

KRH 3 ist mit 50.000 m^3 das größte KRH im UG Thalfang. An diesem Becken konnte auch bei Mindestdrosselgröße (DN 500 mm) aufgrund seiner Größe bei allen Simulationen kein Überlauf festgestellt werden. Eine weitere Optimierung der Drossel sollte hier also nicht erfolgen, weil Optimierung in dem Fall bedeutet hätte, die Mindestdrosselöffnung weiter zu reduzieren, was aus konstruktiven Gründen nicht empfehlenswert ist. Die Säulen in Abbildung 5.18, die sich nur auf den Standort 3 beziehen, zeigen daher auch keine rot-weiß schraffierten Anteile. Bei KRH-Kombinationen mit Standort 3 beziehen sich die rot-weiß schraffierten Säulenteile dann auf die Wirkung infolge optimierter Drosselöffnungen anderer in der Kombination beteiligter KRH. Da KRH 3 im Oberlauf des Thalfanger Baches liegt, wirkt es nur auf die Abflüsse eines Teileinzugsgebiets von $5,5 \text{ km}^2$ Fläche. Die Scheitelabminderung am Ablauf dieses KRH (Modellknoten 6) beträgt bei den Ereignissen vom August 1980 und vom Januar 1995 rund $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ bzw. rund 25 %, bei einem spezifischen Volumen von $sV = 9,1 \text{ mm}$. Am betrachteten Modellknoten 12 (Abfluss August 1980: $6,7 \text{ m}^3/\text{s}$) hat diese Scheitelabminderung nicht mehr so viel Gewicht, daher auch der schlechte Wert für KRH 3 in Abbildung 5.18. In Kombination mit KRH 4 werden jedoch sehr gute Werte erreicht, die allerdings hauptsächlich durch die Wirkung von KRH 4 auf Abflussspitzen aus der Siedlungsfläche (Ortschaft Thalfang) begründet sind. Siedlungsflächen beeinflussen signifikant sowohl Abflussbildungsprozesse als auch Wirkungsmechanismen von Kleinrückhalten, weshalb dieses Thema separat in Kapitel 5.10.5 behandelt wird.

Die beste Wirkung im UG Thalfang erzielen alle KRH gemeinsam, wobei die Wirkungsanteile ungleichmäßig verteilt sind; die Hauptwirkung erzielen die Standorte 3 und 4. Die Wirkung der KRH 3 und 4 ist nur geringfügig kleiner als die Wirkung aller KRH zusammen. KRH 3 und 4 sind mit 50.000 m^3 und 9.000 m^3 die größten KRH im UG. Zusammen weisen sie ein spezifisches Volumen von $sV = 4,5 \text{ mm}$ auf. Die hohe scheidelmindernde Wirkung des KRH 4 basiert wesentlich auf der Lage des Standortes unterhalb der Einleitung aus der Siedlungsfläche Thalfang (vgl. Kap. 5.10.5), deren hohe aber wenig voluminösen Abflussspitzen durch das KRH deutlich gedämpft werden können.

Auch im UG Thalfanger Bach werden die höchsten Scheitelabminderungen beim Ereignis vom August 1980 erreicht. Mit auf dieses Ereignis optimierten Drosselgrößen können Scheitelabminderungen von bis zu 28 % (August 1980, alle KRH) erreicht werden. Die Scheitelabminderungen der anderen Ereignisse fallen kleiner aus. Das Ereignis vom Januar 1993 zeigt bei allen Varianten insgesamt die geringsten relativen Scheitelabminderungen durch KRH. Dieses Hochwasser war nicht besonders stark, aber sehr lang andauernd und damit sehr voluminös.

KRH 3 und 5 zeigen allein nur eine geringe Wirkung am Modellknoten 12. Da KRH 1, 2 und 3 im Oberlauf des Thalfanger Baches liegen, kann die Entfernung zum Modellknoten 12 ein Grund für die geringe Wirkung dort sein. KRH 5 liegt an einem Nebenzufluss, der am Modellknoten 12 in den Thalfanger Bach mündet. Die Wirkung dieses Standortes wird deshalb auch durch die größeren Abflüsse aus dem Thalfanger Bach überprägt.

Um den Einfluss der Entfernung zu Modellknoten 12 bzw. der Prägung des Abflussverhaltens durch den Thalfanger Bach zu untersuchen, wurde die Wirkung der KRH 1, 2 und 3 am Modellknoten 6 (Abfluss KRH 3) und die Wirkung des KRH 5 am Modellknoten 11 (Abfluss KRH 5) betrachtet (siehe Abb. 5.19). KRH 1 und 2 wurden wegen ihrer geringen Wirkung auch in Abbildung 5.19 zusammengefasst. Betrachtet man Abbildung 5.19, so fällt zunächst auf, dass das Ereignis vom Januar 1995 hier zu den höchsten Scheitelabflüssen führt, wohingegen am Gebietsauslass das Augustereignis von 1980 die Höchstabflüsse bildet. Der Grund hierfür liegt im maßgeblichen Einfluss der Siedlungsfläche auf die Abflussbildung (vgl. Kap. 5.10.5). Die Spitzenabflüsse aus der Ortslage Thalfang sind beim Ereignis vom August 1980 um ein vielfaches höher als beim Ereignis vom Januar 1995 – das in einem vergleichbaren Gebiet ohne Siedlung vermutlich auch zu den Höchstabflüssen am Gebietsauslass geführt hätte – und überprägen das Abflussregime des natürlichen Einzugsgebietes signifikant.

Die Scheitelabminderung am Modellknoten 6 basiert fast ausschließlich auf der Wirkung von KRH 3. Die beiden KRH 1 und 2 führen zu keiner wesentlichen Steigerung der Wirkung.

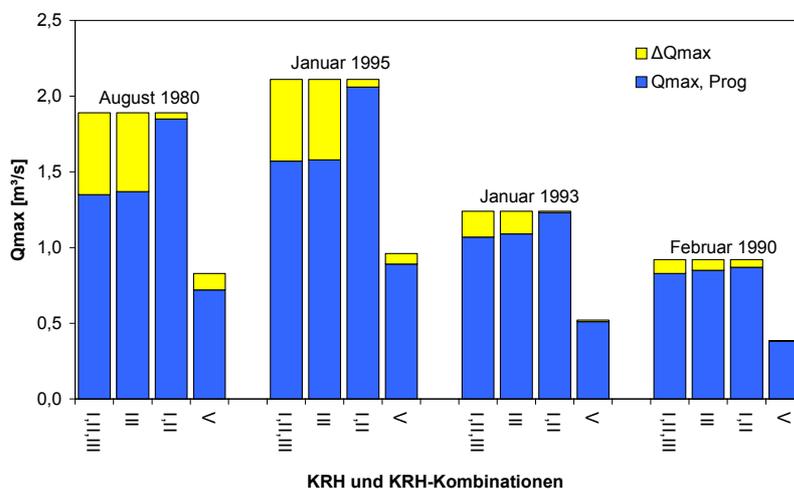


Abb. 5.19: Wirkung der KRH 1,2 und 3 am Modellknoten 6 sowie Wirkung des KRH 5 am Modellknoten 11 im UG Thalfanger Bach.

auf DN 350 festgelegt. Mit dieser Drosselöffnung wird das Rückhaltevolumen auch bei den großen Ereignissen vom August 1980 und vom Januar 1995 gut ausgenutzt, ohne überzulaufen. Im August 1980 hätte durch dieses KRH für den Zufluss in den Thalfanger Bach eine Scheitelabminderung von $0,11 \text{ m}^3/\text{s}$ oder 13 % erreicht werden können. Im Verhältnis zum Abfluss des Thalfanger Baches an dieser Stelle ein verschwindet kleiner Wert.

KRH 5 zeigt ebenfalls nur eine schwache Wirkung bei starken Ereignissen wie im August 80 und Januar 95. KRH 5 ($sV = 2,6 \text{ mm}$) liegt an einem kleinen Nebenzufluss des Thalfanger Baches, der ein Teileinzugsgebiet von $2,3 \text{ km}^2$ entwässert. Nach dem Prinzip des Ausuferungsabflusses wurde die Drosselöffnung

Die beste Wirkung zeigen bei allen Ereignissen alle fünf KRH zusammen. Allerdings führt die KRH-Kombination 3+4 zu ähnlichen Ergebnissen. KRH 3 und KRH 4 sind mit rund 9.000 m³ und 50.000 m³ die größten KRH im UG und erreichen bei ein spezifisches Volumen von $sV = 4,5$ mm ähnliche Scheitelabminderungen wie alle KRH zusammen. Die Abflussganglinien der untersuchten Ereignisse mit KRH im Vergleich zum Istzustand ohne KRH sind im Anhang D abgebildet.

5.10.3.3 Vergleich der Gebietseigenschaften

Die Wirkung von KRH auf den Hochwasserabfluss wurde an zwei realen Einzugsgebieten (Obere Blies und Thalfanger Bach) detailliert untersucht. Beide UG unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Form, Größe und Anordnung der potenziellen KRH (vgl. Kap. 3). Zudem konnte ein Unterschied in der Maßnahmenwirkung in beiden Gebieten aufgrund ihrer unterschiedlichen Abflussbildungseigenschaften erkannt werden. Während beispielsweise im UG Obere Blies Niederschläge sehr schnell abflusswirksam werden, kommen sie im UG Thalfang erst wesentlich später zum Abfluss (siehe Abb. 5.20). Das unterschiedliche Verhalten der beiden Gebiete wird beim Vergleich der Abflüsse des Ereignisses vom August 1980, das mit identischen Niederschlagsdaten in beiden Gebieten simuliert wurde, deutlich: Die Ganglinie der Oberen Blies ist wesentlich steiler und höher als die deutlich breitere, flachere Ganglinie des Thalfanger Baches, die wiederum stark von den Abflussspitzen aus der Ortslage Thalfang geprägt ist. Im UG Thalfanger Bach liegt die Abflussspitze für das Ereignis vom August 1980 bei 6,8 m³/s, im etwa halb so großen Einzugsgebiet der Oberen Blies bei 11,6 m³/s. Aus Abbildung 5.20 wird deutlich, dass das Ereignis vom August 1980 im UG Obere Blies zwar höher, aber oberhalb des maximalen Drosselabflusses von rund 6,0 m³/s wenig voluminös ist, worin bei diesem Ereignis auch die relativ hohen Scheitelabminderungen durch KRH begründet sind. Um im UG Thalfanger Bach gleiche relative Scheitelabminderungen zu erzielen, müsste ein ungleich höheres Volumen zurückgehalten werden.

5.10.3.4 Langzeitseriensimulation

Im UG Obere Blies wurde eine Langzeit-Seriensimulation (LZS) für das Realsystem durchgeführt. Aufgrund einer mangelnden Datenlage konnte eine solche Simulation für das UG Thalfanger Bach nicht durchgeführt werden. Im UG Obere Blies diente die Regenreihe „St. Wendel“, die den Zeitraum von 1966 bis 1994, also 28 Jahre kontinuierlich beschreibt, als Datengrundlage. Die Lücken in der Niederschlagsreihe (z. B. Ausfallzeiten) wurden mit Daten der Station Kusel aufgefüllt. Die entsprechenden Starkniederschlagsereignisse wurden nach den Kriterien des ATV-DVWK Merkblattes M 165 (ATV-DVWK, 2004) ausgewählt. Hiernach ergeben sich dann insgesamt 389 Einzelereignisse aus 28 Jahren, im arithmetischen Mittel also rund 14 Ereignisse pro Jahr.

Die Drosselöffnungen an den Kleinrückhalten wurden nach dem Ausuferungs-Prinzip eingestellt. Die wesentlichen Ergebnisse der LZS sind in Tabelle 5.11 dargestellt. Aus Tabelle 5.11 geht hervor, dass die KRH im Realsystem Obere Blies zwischen 1 und 4-mal in 28 Jahren überlaufen würden. Dies entspricht einer Überlaufwahrscheinlichkeit von 0,036 bis 0,14 1/a. Die KRH 1 und KRH 2 stellen in gewisser Weise eine Besonderheit dar. Mit nur 100 bzw. 200 m³ an Retentionsvolumen sind diese Becken deutlich (Faktor 7,5 bis 410) kleiner als die restlichen

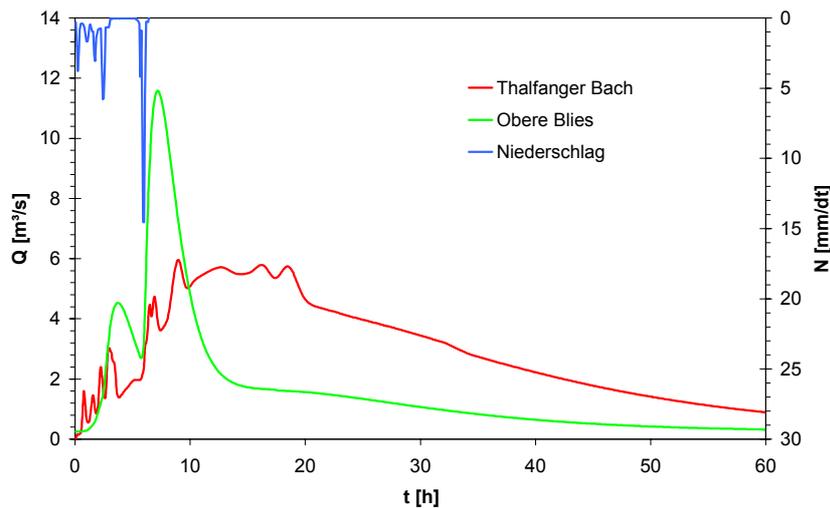


Abb. 5.20: Vergleichende Darstellung der Abflussganglinien des Hochwasserereignisses vom August 1980 in den UG Obere Blies und Thalfanger Bach. (Hinweis: beide Ganglinien wurden mit identischem Niederschlagsinput generiert)

ser ungedrosselt bleiben, die an den anderen Becken bereits zum Einstau führen. Lediglich größere Hochwasserereignisse führen zum Beckeneinstau und – wegen des relativ geringen Retentionsraums – dann auch meist zu einer maximalen Auslastung bzw. zum Überlaufen. Somit liegt auch das Verhältnis von Einstau zu Überlauf in einem Bereich von nur 1,0 bzw. 1,75, wohingegen an den beiden größeren Becken hier beispielsweise Werte von 42 bzw. 92 erreicht werden. Die kleineren Becken erweisen sich – aufgrund des nur sehr kleinen Bereichs zwischen „kein Einstau“ und „Überlauf – generell als nur sehr selektiv wirksam. Die Retentionswirkung der KRH 1 und 2 ist am Gebietsauslass quasi nicht mehr nachweisbar (vgl. Kap. 5.10.3.1).

Tab. 5.11: Einstau- und Überlaufhäufigkeiten der Kleinrückhalte im Gebiet der Oberen Blies bei Zugrundelegung der Niederschlagsreihe „St. Wendel“ (1966 bis 1994)

Maßnahme	Volumen	Anz. Einstau	Anz. Überlauf	Verhältnis Einstau/Überlauf
	[m ³]	[-]	[-]	[-]
KRH 1	149	1	1	1
KRH 2	198	7	4	1,75
KRH 3	1.856	8	2	4
KRH 4	11.078	84	2	42
KRH 5	41.036	92	1	92

drei Becken. Zwar sind die zugehörigen Einzugsflächen mit 0,18 bzw. 0,32 km² relativ gering, dennoch liegen die spezifischen Volumina mit 0,8 und 0,6 mm um Faktor 7 bis 12 unter den Werten der KRH 3-5. Die aus konstruktiven Gründen gewählte Mindestdrosselöffnung von DN 200 führt an diesen Standorten dazu, dass viele der kleineren Hochwässer

Das Ereignis vom 16.08.1980 führte zum Überlaufen aller KRH. Dennoch hätte durch die Maßnahmen die Spitze dieses Ereignisses gekappt werden können (Beckenüberlauf erst im abfallenden Ast der Hochwasserwelle), wodurch sich eine Scheitelabminderung von 11,7 auf 10,0 m³/s (= 14,5 %) ergeben hätte. Auch das Weihnachtshochwasser vom Dezember 1993 hätte zum Überlaufen der Becken

2, 3 und 4 geführt. Die Becken 1 und 5 wären zu über 95 % ausgelastet gewesen (siehe Anhang E). Die zahlreichen kleinen Ereignisse mit im Mittel rund 20 bis 40 mm Niederschlagshöhe führen zu keinem oder nur einem geringfügigen Beckeneinstau (Auslastungsgrad bezüglich Beckenvolumen rund 10 %). Niederschläge von 50 bis 80 mm führen i. d. R.

zum Beckeneinstau mit einer Auslastung von rund 50 % an den beiden größeren Becken (KRH 4 und 5). Die Wirkung der Kleinrückhalte ist exemplarisch für ausgewählte Niederschlagsereignisse unterschiedlicher Charakteristik und Höhe in Anhang E grafisch dargestellt.

Interessant – insbesondere auch vor dem Hintergrund der in Kapitel 5.9 durchgeführten Versuche – ist der Vergleich der statistischen Abflüsse für Ist- und Prognosezustand. Deshalb wurden die 28 simulierten Höchstabflüsse der Jahre 1966 bis 1994 jeweils getrennt für Ist- und Prognosezustand gefiltert und eine Hochwasserstatistik auf Basis der Jahreshöchstabflüsse nach DVWK-Merkblatt 251 (DVWK, 1999 c) gerechnet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 5.21 dargestellt. Obwohl die zugrunde liegende jährliche Serie von 28 Jahren streng genommen nur eine Extrapolation bis zu $T_n = 75$ a erlaubt, sind die statistischen Abflüsse in Abbildung 5.21 bis zum 100 jährlichen Ereignis dargestellt. Aus Abbildung 5.21 ist erkennbar, dass für mittlere bis große Hochwasserereignisse prozentuale Scheitelabminderungen von 25 bis 30 % erreicht werden können.

5.10.4 Simulationsergebnisse – Fiktivsysteme

In Kapitel 5.10.3 wurde die Wirkung der KRH auf den Hochwasserabfluss in den beiden realen Untersuchungsgebieten Blies und Thalfang untersucht. Die KRH beider Untersuchungsgebiete hätten zumindest bei den großen Ereignissen vom August 1980 und vom Januar 1995 deutliche Scheitelabminderungen zur Folge. Weiterhin wurden in beiden UG kleine und sehr kleine KRH

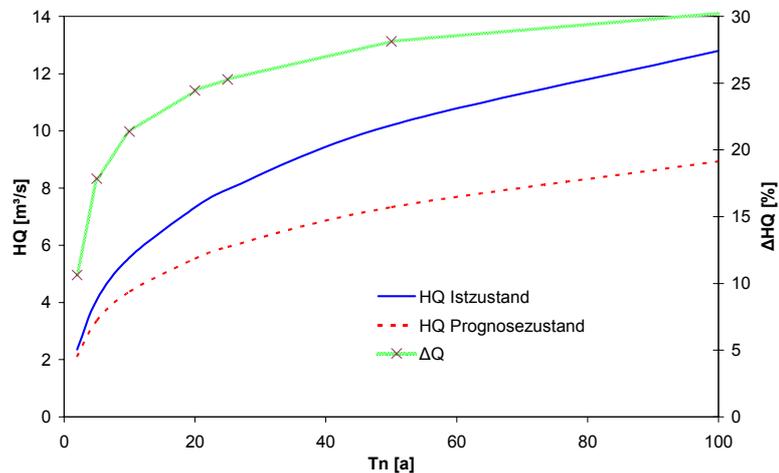


Abb. 5.21: Statistische Abflüsse für Ist- und Prognosezustand und prozentuale Veränderung am Gebietsauslass auf Basis der Langzeitseriensimulation, UG Obere Blies

als wirkungslos identifiziert. In diesem Kapitel wird nun systematisch untersucht, welche Einflussgrößen den Hochwasserrückhalt mit KRH maßgeblich steuern. Gleichzeitig werden Grenzen für den möglichen und sinnvollen Einsatz von KRH als Hochwasserschutzmaßnahme erarbeitet.

Grundlage dieser Untersuchungen sind Fiktivsysteme, die zunächst aus den beiden realen Untersuchungsgebieten abgeleitet wurden. Die Fiktivsysteme unterscheiden sich von den Realsystemen also zunächst durch Anzahl, Anordnung und Volumen der KRH sowie der Größe der Teileinzugsgebiete. In einem zweiten Schritt wurden dann auch die Gebietsgrößen sowie die maßgeblichen Abflussbildungsparameter modifiziert.

Die untersuchten Einflussgrößen und Parameter sind demnach:

- Einstauhöhe
- Spezifisches Volumen (sV)
- Anzahl und Verteilung der KRH im Einzugsgebiet
- Größe der Drosselöffnung der einzelnen KRH
- Einzugsgebietsgröße und Abflussbildungsparameter

5.10.4.1 Einstauhöhe

Die Einstauhöhe eines KRH bestimmt, wie hoch das Wasser im Rückhalteraum maximal aufgestaut werden kann. Sie ist durch die örtlichen Gegebenheiten vorgegeben bzw. limitiert und ergibt sich i. d. R. durch die Höhe des vorhandenen Wegedammes abzüglich eines Freibords von mind. 50 cm (DIN 19.700) und der im Falle eines Extremhochwassers erforderlichen hydraulischen Überfallhöhe (h_U) am Entlastungsbauwerk. Die Einstauhöhe ist immer im Zusammenhang mit dem Rückhaltevolumen zu sehen und ist ein Maß für die Geometrie eines Rückhalteraaumes, der Talform. Eine niedrige Einstauhöhe und großes Volumen deuten auf ein großes, flaches Rückhaltebecken hin, z. B. ein Muldental, während große Einstauhöhen und kleine Volumina auf steile, enge Rückhaltebecken, vielleicht ein Kerbtal hinweisen.

Da der Abfluss aus dem Rückhaltebecken bei den hier zugrunde liegenden ungesteuerten Drosseln vom Wasserstand im Becken abhängt und der Beckenwasserstand z. B. bei einer engen Talform schneller steigt als in einem breiten Tal, hat die Einstauhöhe Einfluss auf die Abflussganglinie aus einem KRH. Abbildung 5.22 zeigt als Beispiel die Abflussganglinien zweier Hochwasserwellen mit unterschiedlichen Einstauhöhen aber gleichen Beckenvolumina und gleichen Drosselöffnungen für das UG Obere Blies. Je höher die Einstauhöhe, desto höher ist auch die entsprechende Abflussspitze, da mit der Einstauhöhe der Wasserdruck an der Drosselöffnung und somit der Abfluss steigt. Je weiter die Einstauhöhen auseinander liegen, desto größer sind auch die Unterschiede zwischen den Abflussganglinien. Bei sehr unterschiedlichen Einstauhöhen liegen die Abflussspitzen weit auseinander, besonders wenn es zu Überläufen

kommt (Abb. 5.22, Ereignis August 1980). Beim Ereignis vom August 1980 kommt es zu Überläufen, weil die Drosselöffnung ursprünglich für eine Einstauhöhe von 2,7 m optimiert wurde. Für niedrigere Einstauhöhen ist die Drosselöffnung zu klein.

Die Untersuchung des Einflusses der Einstauhöhe wurde auch für Fiktivsysteme mit modifiziertem Beckenvolumen durchgeführt. Für die Simulation der KRH in den Fiktivsystemen auf Grundlage des UG

Obere Blies wurde aus Gründen der Vergleichbarkeit die „Initial-Einstauhöhe“ je nach definiertem Volumen zunächst auf Basis der in Kapitel 5.10.2 (Tabelle 5.8) definierten Randbedingungen festgesetzt.

In den Fiktivsystemen auf Grundlage des UG Thalfanger Bach wurden die Einstauhöhen zum Teil zufällig festgelegt, um die Auswirkungen anderer Beckengeometrien zu berücksichtigen. Die dadurch an einzelnen Standorten entstandenen Abweichungen von -80 cm bis +40 cm führten insgesamt zu einer etwas größeren Streuung der Werte, ohne aber die generelle Aussage der Ergebnisse in Frage zu stellen. In dieser Größenordnung wird der Einfluss der Einstauhöhe einzelner KRH als gering eingeschätzt.

Die Ergebnisse zeigen, dass bei gleichem Volumen Standorte mit geringerer Einstauhöhe günstiger sind als solche mit vergleichsweise hoher Einstauhöhe. Bereits bei diesem ersten Versuch, einen der Modellparameter separat zu betrachten wird deutlich, dass zumindest Volumen, Einstauhöhe und Drosselöffnung – streng genommen auch das zugrunde liegende Bemessungsereignis und somit die Abflussbildungsprozesse im Einzugsgebiet – ein homogenes Wirkungsgefüge darstellen, in dem es nur erschwert möglich ist, einzelne Parameter zu separieren und quantitativ zu beurteilen.

Die Ergebnisse zeigen, dass bei gleichem Volumen Standorte mit geringerer Einstauhöhe günstiger sind als solche mit vergleichsweise hoher Einstauhöhe. Bereits bei diesem ersten Versuch, einen der Modellparameter separat zu betrachten wird deutlich, dass zumindest Volumen, Einstauhöhe und Drosselöffnung – streng genommen auch das zugrunde liegende Bemessungsereignis und somit die Abflussbildungsprozesse im Einzugsgebiet – ein homogenes Wirkungsgefüge darstellen, in dem es nur erschwert möglich ist, einzelne Parameter zu separieren und quantitativ zu beurteilen.

5.10.4.2 Spezifisches Volumen und Beckenanzahl

Das Volumen der Rückhalteräume spielt die entscheidende Rolle für die Abminderung von Hochwasserspitzen (siehe Gleichung 1.1 und 5.1 bis 5.5). Es bestimmt, wie viel Wasser gespeichert und verzögert wieder abgegeben werden kann. Für die hier untersuchten Fiktivsysteme mit Einzugsgebietsgrößen von bis zu 20 km² wurde der Einfluss des Volumens durch Variation des spezifischen Volumens zwischen $sV = 1$ und $sV = 20$ mm an mehreren Hochwasserereignissen

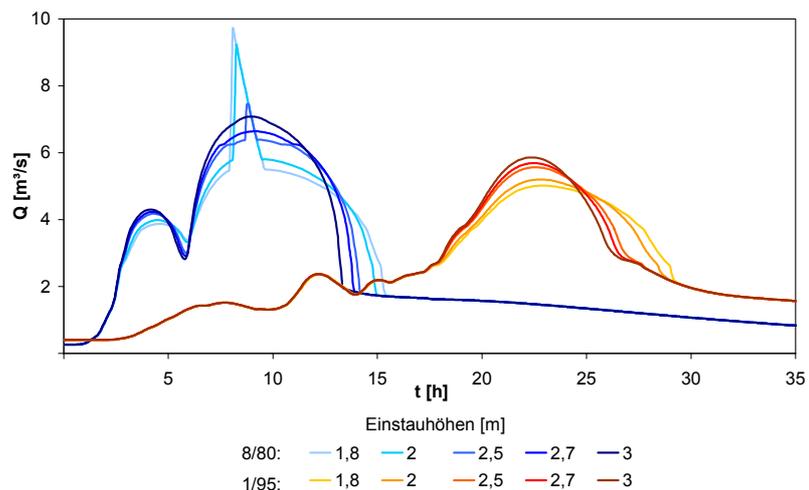


Abb. 5.22: Abflussganglinien bei unterschiedlichen Einstauhöhen und gleichen Beckenvolumina. Ereignisse: August 1980 und Januar 1995. UG Obere Blies

untersucht. Innerhalb eines Systems wurden für unterschiedliche spezifische Volumina nur jeweils die Beckenvolumina und Einstauhöhen verändert, alle anderen Parameter blieben unverändert. Die Drosselöffnungen wurden jeweils nach dem Ausuferungs-Prinzip festgelegt. In den Fiktivsystemen wurde der Ausuferungsabfluss wie in Kapitel 5.5.1 beschrieben festgelegt.

Abbildung 5.23 zeigt exemplarisch für einige auf dem UG Obere Blies basierenden Fiktivsysteme die Hochwasserscheitelwerte, die mit den verschiedenen Systemen in Abhängigkeit vom

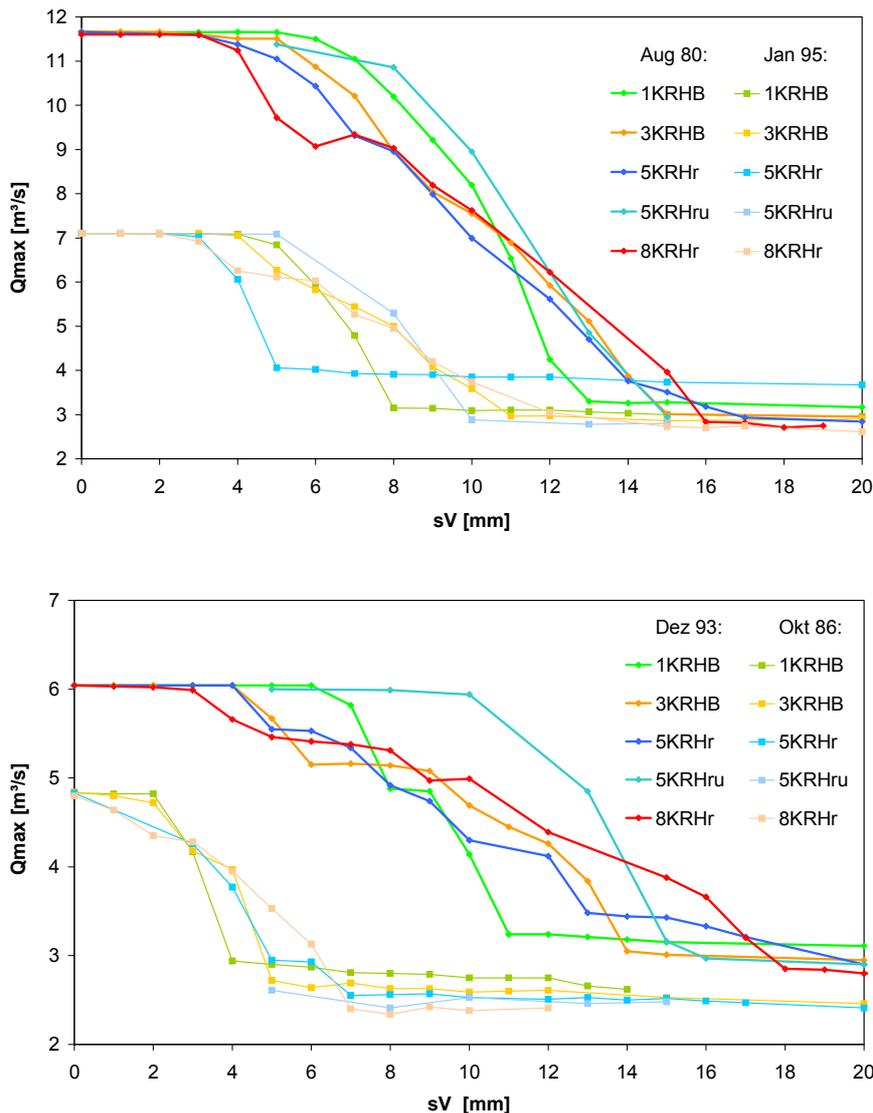


Abb. 5.23: Hochwasserscheitel in Abhängigkeit des spezifischen Volumens (sV) für unterschiedliche, nicht drosseloptimierte Systeme und vier Hochwasserereignisse

zunehmendem spezifischem Volumen steigt die Wirksamkeit der KRH und strebt letztendlich einem Maximum zu. Die Entwicklung der Hochwasserscheitel in Abhängigkeit des spezifischen Volumens (sV) ist bei allen Ereignissen und Systemen von der Form her gleich.

spezifischen Volumen prognostiziert werden. Die auf dem UG Thal-fanger Bach basierenden Systeme zeigen ein prinzipiell gleiches Verhalten. An dieser Stelle sei ange-merkt, dass aus Gründen der

Übersichtlichkeit nicht alle unter-suchten Systeme in Abbildung 5.23 enthalten sind. Zur Erklärung der Kernaussage wurde die gezeigte Darstellung ge-wählt. Bei Be-trachtung von Abbildung 5.23 ist folgender Zusam-menhang erkenn-bar: Bei niedrigen spezifischen Vo-lumina ist keine Wirkung zu er-kennen, mit zu-

Große Unterschiede gibt es bei den absoluten Werten: Je größer das Hochwasserereignis desto höher sind die Abflüsse und desto höher müssen die spezifischen Volumina für eine gute Wirkung der KRH sein. Je nach Ereignis und System können die Abflussspitzen auf $2,4 \text{ m}^3/\text{s}$ (Oktober 1986) bis $2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ (August 1980) gesenkt werden.

Je kleiner das Ereignis desto niedriger sind die Abflussspitzen. Je größer das Ereignis desto größer muss das spezifische Volumen sein, um eine Wirkung zu zeigen. Außer beim Ereignis vom Oktober 1986 (ca. HQ_5) zeigen alle Systeme eine deutliche Wirkung erst bei $sV > 3 \text{ mm}$ und eine optimale Wirkung ab ca. 10 mm . Beim Ereignis vom Oktober 1986 (kurze Hochwasserdauer, Abflüsse unter $5 \text{ m}^3/\text{s}$) wird eine gute Wirkung bereits bei $2,5 \text{ mm}$ und die optimale Wirkung schon bei $sV = 5-6 \text{ mm}$ erreicht. Während bei sehr niedrigen und sehr hohen spezifischen Volumina alle Systeme ein gleiches oder zumindest sehr ähnliches Verhalten zeigen, ist das Systemverhalten im mittleren Bereich ($sV = 4-8 \text{ mm}$) sehr unterschiedlich (siehe Abb. 5.23: Typisch für die unterschiedliche Wirkung der Systeme sind die sich kreuzenden Graphen). Da aber insbesondere dieser Bereich mittlerer spezifischer Volumina in der Realität häufig vorkommen wird (vgl. Realsysteme: Obere Blies: $sV = 6,4 \text{ mm}$, Thalfanger Bach: $sV = 4,1 \text{ mm}$), muss ihm besondere Beachtung geschenkt werden.

Da sich die Graphen in Abbildung 5.23 im mittleren Bereich häufig untereinander kreuzen, ist keine Aussage möglich, welches der untersuchten Systeme allgemein die beste Wirkung hat. Bei sehr niedrigen und sehr hohen spezifischen Volumina führt das System mit 8 KRH zu den

niedrigsten Abflüssen. Im Bereich dazwischen sind je nach Ereignis und spezifischem Volumen andere Systeme von Vorteil. Jedes System zeigt bei einem bestimmten spezifischen Volumen die beste Wirkung in Abhängigkeit vom zu Grunde liegenden Hochwasserereignis. Die Veränderung

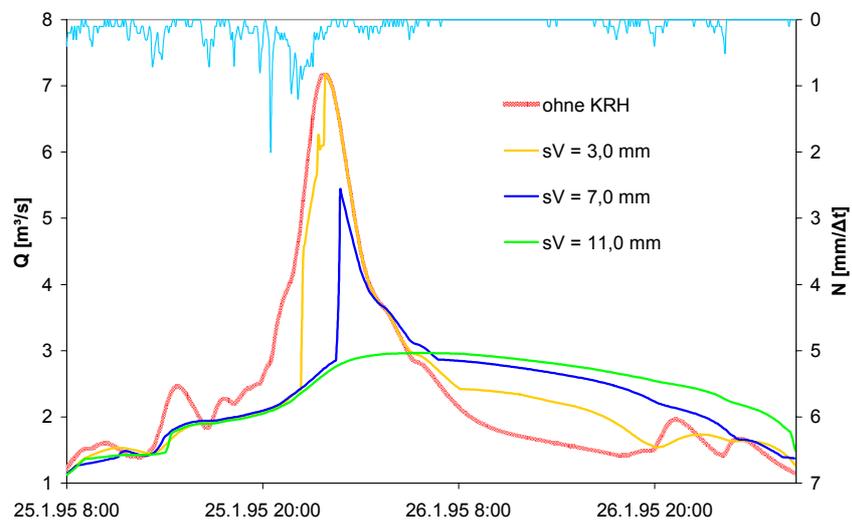


Abb. 5.24: Mögliche Systemverhalten in Abhängigkeit von sV . Ereignis: Januar 1995

der Abflussspitzen mit steigendem spezifischem Volumen kann in Abbildung 5.23 in drei Abschnitte eingeteilt werden. Typische Abflussganglinien zu den drei Abschnitten zeigt Abbildung 5.24. In diesem Beispiel wird bei $sV = 3 \text{ mm}$ keine Scheitelabminderung, bei $sV = 7 \text{ mm}$ eine Scheitelabminderung von 24% , bei $sV = 11 \text{ mm}$ eine Scheitelabminderung von 59% erreicht.

Die drei Abschnitte lassen sich wie folgt beschreiben:

- geringes spezifisches Volumen: keine Scheitelabminderung. Die KRH laufen bereits in einer frühen Ereignisphase über, das Retentionsvolumen ist bei Durchgang des Hochwasserscheitels schon ausgenutzt. (Beispiel: Abb. 5.24: $sV = 3$ mm)
- mittleres spezifisches Volumen: KRH wirken scheitelmindernd. Überlauf ist möglich, häufig aber erst nach Durchgang des Hochwasserscheitels. Deutliche Scheitelabminderungen sind erkennbar, die mit zunehmendem spezifischem Volumen stärker werden. (Beispiel: Abb. 5.24: $sV = 7$ mm)
- hohes spezifisches Volumen: optimale Wirkung: kein Überlaufen der Becken. Ein deutlicher Knick in den Graphen in Abbildung 5.23 zeigt die optimale Wirkung der KRH an. Keine weitere Steigerung der Wirkung mehr möglich (Retentionsvolumen $>$ Wellenvolumen). Bei höheren spezifischen Volumina sind die Systeme für das dargestellte Ereignis „überdimensioniert“ und hätten noch Reserven. (Beispiel: Abb. 5.24: $sV = 11$ mm)

5.10.4.3 Drosseloptimierung

Bezüglich der Hochwassermindernden Wirkung ist die Größe der Drosselöffnung neben dem Volumen der wichtigste Parameter eines KRH. Sie limitiert den Abfluss und bestimmt somit, wie viel Wasser abfließen kann bzw. welche Menge zurückgehalten wird. Ist die Drosselöffnung zu klein, ist das Rückhaltevolumen ggf. zu früh gefüllt und es kommt zum Beckenüberlauf. Bei niedrigen und mittleren spezifischen Volumina führen in den vorangegangenen Kapiteln größere Hochwasserereignisse zu Überläufen, die Wirkung der KRH war nur suboptimal. Ist die Drosselöffnung also zu klein, wird schnell Wasser aufgestaut, die Beckenkapazität früh erreicht und es kommt zum Überlauf. Wird die Kapazität schon bei ansteigendem Hochwasser voll ausgenutzt, wird der maximale Hochwasserabfluss nicht verringert, da kein weiteres Wasser gespeichert werden kann. Ist die Drosselöffnung zu groß bemessen, fließt zu viel Wasser ab und das Einstauvolumen wird nicht optimal genutzt. In beiden Fällen ist eine suboptimale Wirkung des KRH die Folge. Die in Kapitel 5.10.4.2 diskutierten Abflüsse wurden mit Drosselgrößen nach dem Ausuferungsabfluss berechnet, d. h. mit den kleinsten möglichen Drosselöffnungen. Größere Drosselöffnungen lassen mehr Wasser abfließen, das Rückhaltebecken füllt sich später, Überläufe können verhindert und Abflussspitzen deutlich abgemindert werden. Es soll nun geprüft werden, ob durch größere – also optimierte – Drosselöffnungen die Effizienz der Systeme besonders bei großen, meist schadbringenden Ereignissen gesteigert werden kann. Da zu große Drosselöffnungen durch geringeren Einstau ebenfalls zu einer suboptimalen Wirkung führen, wurden die Drosselöffnungen optimiert.

Der Ausuferungsabfluss bestimmt die jeweils kleinste sinnvolle Drosselöffnung. Drosselöffnungen, die nur nach dem Ausuferungsabfluss festgelegt wurden, zeigten bei starken Ereignissen häufig Überläufe. Läuft ein KRH vor oder während des Durchgangs des Hochwasserscheitels über, ist es wirkungslos. Ein Überlauf nach dem Hochwasserscheitel senkt zwar die

Hochwasserspitze, führt aber insgesamt ebenfalls zu einer suboptimalen Wirkung. Größere Drosselöffnungen lassen mehr Wasser abfließen und können so ein vorzeitiges Voll- und Überlaufen der KRH verhindern. Eine möglichst große Drosselöffnung ist auch aus ökologischer Sicht zu bevorzugen, da weniger in die Dynamik der Gewässeraue eingegriffen wird.

Eine Drosseloptimierung kann nur auf Basis eines zuvor definierten Hochwasserereignisses erfolgen. Nur für dieses Ereignis ist die in der Optimierungsphase gefundene Drosselgröße optimal, d. h. nur für dieses eine Ereignis

wird der Retentionsraum maximal ausgenutzt, ohne überzulaufen. Für alle anderen Ereignisse muss mit einer weniger optimalen Auslastung oder gar mit einem Überlaufen der Becken gerechnet werden. Durch eine Drosseloptimierung konnte die Effizienz der hier untersuchten Systeme für das jeweilige Ereignis, auf das optimiert wurde, erheblich gesteigert werden. Die Steigerung

der Wirkung durch Drosseloptimierung zeigt exemplarisch Abbildung 5.25 am Beispiel zweier Systeme auf Basis des Ereignisses vom Januar 1995. Mit den Mindest-Drosselöffnungen nach dem Ausuferungsprinzip kommt es zu Überläufen und damit hohen Abflussspitzen. Die gleichen Systeme mit jeweils auf dieses Ereignis optimierten Drosselgrößen zeigen keinen Überlauf und wesentlich niedrigere Abflüsse. Die Drosseloptimierung steigert in diesem Fall die Scheitelabminderung im System mit $sV = 7 \text{ mm}$ von 24 % auf 49 %. Die Abflussganglinie im System mit $sV = 4 \text{ mm}$ hat in der Version mit minimalen Drosselöffnungen eine sehr geringe Scheitelabminderung (1,5 %). Drosseloptimiert können 34 % erreicht werden. Außerdem wird die Abflussspitze durch die Drosseloptimierung weiter zeitlich verzögert. Durch eine Drosseloptimierung kann auch bei kleinen spezifischen Volumina eine gute Wirkung erreicht werden.

Die Größe der Drosselöffnungen wird iterativ optimiert. Dafür werden alle KRH eines Systems einzeln betrachtet und durch Simulationen mit verschiedenen Drosselöffnungen die optimale Einstellung bestimmt. Dabei werden nur die Drosselkennlinien variiert, andere Parameter bleiben unverändert. Im Rahmen der Optimierung bildet ein möglichst niedriger Hochwasserschei-

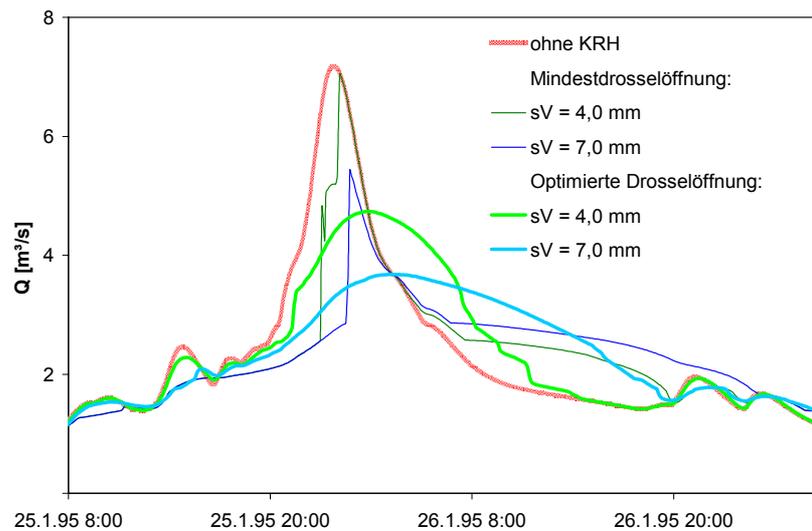


Abb. 5.25: Wirkung der Drosseloptimierung für das Ereignis vom Januar 1995, exemplarisch für zwei Fiktivsysteme, Obere Blies
 Mindestdrosselöffnungen: DN 550, 700, 850
 Optimierte Drosselöffnungen:
 System $sV = 4,0 \text{ mm}$: DN 600, 950, 1200
 System $sV = 7,0 \text{ mm}$: DN 550, 750, 950

tel am Gebietsauslass die Zielgröße. Die Größe einer optimalen Drosselöffnung hängt von vielen Faktoren ab: sV , Abflussbildung und -konzentration, Basisabfluss, Lage des KRH im Einzugsgebiet und nicht zuletzt vom Ereignis, auf das sie optimiert wird. Bei der Optimierung auf ein anderes Ereignis können sich andere Drosselgrößen ergeben.

Je kleiner das Volumen eines KRH desto größer muss die Drosselöffnung sein, um einen Überlauf zu verhindern. Bei kleinen KRH ist eine Optimierung auf ein starkes Hochwasserereignis häufig problematisch, wenn eine theoretisch erforderliche Drosselgröße die maximale Einstauhöhe erreicht oder gar überschreitet. In der Praxis müsste im Einzelfall geprüft werden, welche Drosselöffnung konstruktiv möglich ist und ob damit die gewünschte Wirkung erzielt werden kann. In dieser Arbeit werden Drosseloptimierungen für Systeme mit $sV < 3$ mm nur aufgeführt, wenn die Höhe der optimierten Drosselöffnung unterhalb der maximalen Einstauhöhe liegt. Das schließt nicht aus, dass in einzelnen Fällen Drosselöffnungen auf eine Größe optimiert wurden, die in der Realität problematisch, aber für die Simulation unkritisch sind. Dies sind z. B. KRH mit Drosselöffnungen die nur ca. 10-20 cm kleiner sind als die maximalen Einstauhöhen.

Auswirkung einer Drosseloptimierung auf andere Ereignisse

Je größer ein Hochwasserereignis ist desto größer müssen die Drosselöffnungen der KRH für eine optimale Wirkung sein. Große Drosselöffnungen führen aber bei kleineren Ereignissen zu

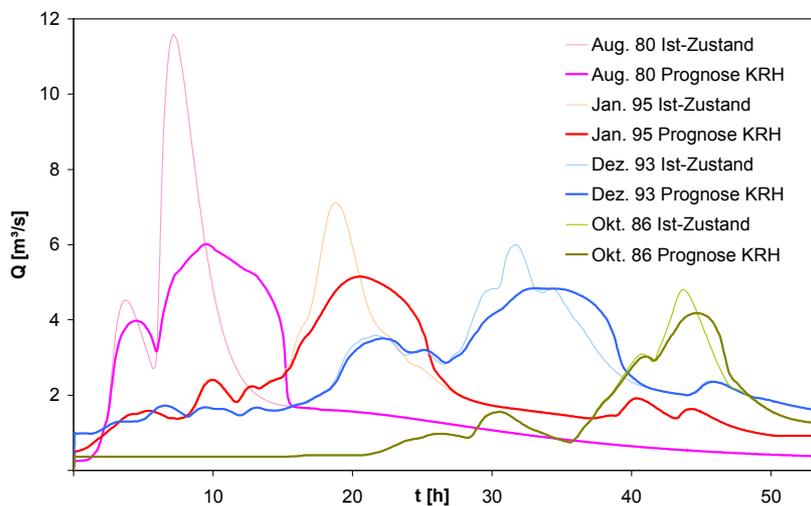


Abb. 5.26: Realsystem Obere Blies. Wirkung von fünf KRH bei unterschiedlichen Hochwasserereignissen und Optimierung auf das Ereignis vom August 1980

Mindestdrosselöffnungen: DN 200, 200, 400, 400, 1000

Optimierte Drosselöffnungen: DN 250, 350, 600, 550, 1200

einer schlechteren Wirkung der KRH, da weniger Wasser zurückgehalten wird als zurückgehalten werden könnte. Da jedes Hochwasserereignis individuell in Wassermenge, Verteilung und Dauer ist, kann mit den hier betrachteten unregulierten Drosselöffnungen ($Q_A = f(h) \neq \text{konst.}$) kein System erstellt werden, das für alle – oder zumindest

mehrere – Ereignisse eine optimale Wirkung zeigt. Dieses Problem lässt sich mit unregulierten Drosselöffnungen nicht lösen. Ein geregelter Auslass ($Q_A = \text{konst.}$) wäre jedoch ungleich aufwändiger als eine fixe Drosselöffnung und entspricht nicht dem Konzept eines technisch einfach konstruierten Kleinrückhalts. Die Wirkung eines optimierten Systems auf andere Ereignisse ist

am Beispiel der vier Hochwasserganglinien mit auf das Ereignis vom August 1980 optimierten KRH in Abbildung 5.26 dargestellt. Die beste Wirkung mit $5,6 \text{ m}^3/\text{s}$ oder 48 % Scheitelabminderung wird beim Ereignis vom August 1980 erreicht. Die prozentualen Scheitelabminderungen der anderen Ereignisse fallen mit 27 % (Januar 1995), 19 % (Dezember 1993) und 13 % (Oktober 1986) deutlich niedriger aus. Durch KRH mit diesen Drosselgrößen können die maximalen Abflüsse aller untersuchten Ereignisse unter $6 \text{ m}^3/\text{s}$ gehalten und extreme Abflussspitzen vermieden werden. Für ein Hochwasserschutzziel „Maximale Abflussspitze bis $6 \text{ m}^3/\text{s}$ “ wären KRH mit diesen Drosselöffnungen z. B. eine geeignete Maßnahme.

Ist ein System auf ein kleineres Ereignis optimiert, führt das bei diesem (und kleineren) Ereignis(sen) zu einer besseren Wirkung, bei größeren Ereignissen jedoch zu Überläufen und geringerer Wirkung (Abb. 5.27). Die auf das Ereignis vom Januar 1995 optimierten Drosselöffnungen in Abb. 5.27 würden bei den Hochwasserereignissen Januar 1995, Dezember 1993 und Oktober 1986 zu einer deutlich besseren Wirkung führen, als mit der Drosseloptimierung auf das Ereignis vom August 1980 (Abb. 5.26). Bei einer Optimierung auf das Ereignis vom August 1980 werden die Abflussspitzen dieser Hochwasser auf etwa $5 \text{ m}^3/\text{s}$ reduziert, mit der Optimierung auf das Ereignis vom Januar 1995 auf $4 \text{ m}^3/\text{s}$. Für das größere Ereignis vom August 1980 sind die auf das Ereignis vom Januar 1995 optimierten Drosselöffnungen hingegen zu klein: die Becken laufen über, eine wesentlich höhere Abflussspitze von fast $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ist die Folge (siehe Abb. 5.27).

Während die Drosselöffnungen bei der Optimierung auf das Ereignis vom August 1980 (Abb. 5.26) alle größer als die nach dem Ausuferungsabfluss notwendigen Öffnungen sind, haben bei der Optimierung auf das

Ereignis vom Januar 1995 (Abb. 5.27) schon drei Drosselöffnungen Mindestmaß. Möglicherweise könnte durch eine kleinere Öffnung am KRH 4 die Wirkung weiter gesteigert werden, was jedoch angesichts des Ausuferungs-Prinzips nicht wünschenswert ist und somit auch nicht weiter verfolgt wurde. Drosseloptimierungen sind für große Hochwasserereignisse notwendig, je kleiner ein Ereignis ist, desto näher liegen die optimalen Drosselöffnungen an den Mindest-Öffnungsgrößen nach dem Ausuferungs-Prinzip. Eine Drosseloptimierung auf

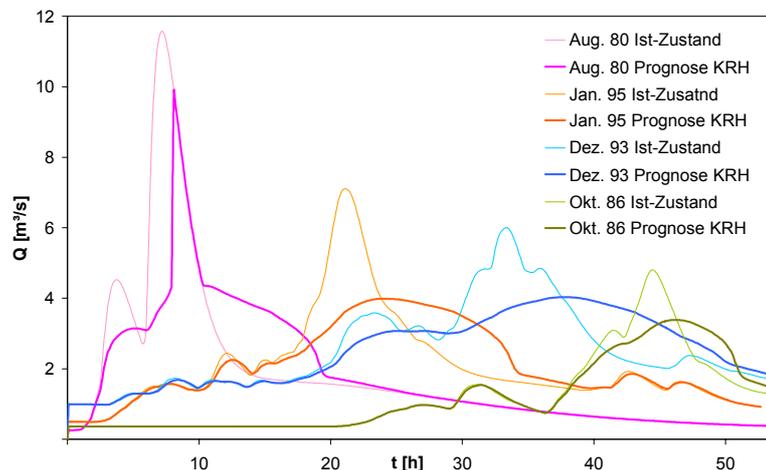


Abb. 5.27: Realsystem Obere Blies. Wirkung von fünf KRH bei unterschiedlichen Hochwasserereignissen und Optimierung auf das Ereignis vom Januar 1995

Minstdrosselöffnungen: DN 200, 200, 400, 400, 1000

Optimierte Drosselöffnungen: DN 200, 250, 500, 400, 1000

Minstdrosselöffnungen: DN 200, 200, 400, 400, 1000
Optimierte Drosselöffnungen: DN 200, 250, 500, 400, 1000

ein großes Ereignis bedeutet für sehr kleine Ereignisse höhere Abflüsse als mit Drosselgrößen nach dem Ausuferungs-Prinzip. Solche Ereignisse sind hingegen häufig unkritisch, d. h. sie führen zu keinen Hochwasserschäden, und müssen nicht unbedingt mittels KRH zurückgehalten werden. Ziel der Drosseloptimierung ist immer eine möglichst niedrige Hochwasserspitze am Gebietsauslass bzw. am betrachteten, durch Hochwasser gefährdeten Ort. Dafür wird die Drosselöffnung jedes einzelnen KRH soweit variiert, dass es gerade nicht überläuft. Die Wirkung eines KRH ist optimal, wenn das vorhandene Retentionsvolumen zu 100 % ausgenutzt wird, ohne dass das Becken überläuft. Eine Drosseloptimierung kann immer nur für ein bestimmtes Ereignis durchgeführt werden. Da in dieser Arbeit der Fokus auf großen Hochwasserereignissen lag, wurden die Drosselgrößen auf Grundlage der Niederschlagsereignisse vom August 1980 (HQ_{extrem}) und vom Januar 1995 (ca. HQ_{20}) optimiert. Die Drosseloptimierung hat einen wesentlichen Einfluss auf die Wirkung von Kleinrückhalten. Dabei ist die scheidelmindernde Wirkung abhängig vom Hochwasserereignis. Je ähnlicher sich Optimierungsereignis und tatsächliches Ereignis sind, desto besser ist die Wirkung der KRH. Umgekehrt wirken KRH schlechter, je größer die Unterschiede werden. Die Möglichkeit, die Drosselöffnungen auf ein Ereignis oder eine „Ereignisklasse“ zu optimieren, ist ein geeignetes Instrument, Kleinrückhalte gezielt in ein Hochwasserschutzkonzept zu integrieren und mit anderen, z. B. auch mit den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Maßnahmen (Kap. 6 bis 8) zu kombinieren.

5.10.4.4 Optimierte Systeme

Augrund der Erkenntnisse aus Kapitel 5.10.4.3 wurden für alle untersuchten Real- und Fiktivsysteme Drosseloptimierungen für jedes der untersuchten Hochwasserereignisse durchgeführt. Durch eine Drosseloptimierung konnte für alle untersuchten Systeme eine deutliche Steigerung der Wirkung erreicht werden. Gerade bei KRH mit kleinen und mittleren Volumina, die nach dem Ausuferungs-Prinzip schnell überlaufen, konnte die Effizienz deutlich gesteigert werden. Die Ergebnisse werden nachfolgend getrennt nach den zugrundeliegenden Realsystemen Obere Blies und Thalfanger Bach dargestellt.

Optimierte Systeme Obere Blies

Für die Fiktivsysteme auf Grundlage des UG Obere Blies sowie für das Realsystem wurden Drosseloptimierungen auf die Hochwasserereignisse vom August 1980 und vom Januar 1995 durchgeführt. Wie im Realsystem wird man in der Realität häufig spezifische Volumina im Bereich zwischen 1 und 8 mm vorfinden. In dieser Größe ist die Drosseloptimierung für die Wirksamkeit der KRH bei größeren Ereignissen besonders wichtig, da zu kleine Drosselöffnungen schnell zu Beckenüberläufen führen können. Daher wurden vermehrt Systeme mit mittleren spezifischen Volumina betrachtet und optimiert, weniger Systeme mit sehr großen spezifischen Volumina. Sehr große Volumina wurden betrachtet, um einen Wert zu finden, ab dem keine weitere Steigerung der Wirkung mehr zu erreichen ist.

Scheitelabminderung – Betrachtung der Absolutwerte

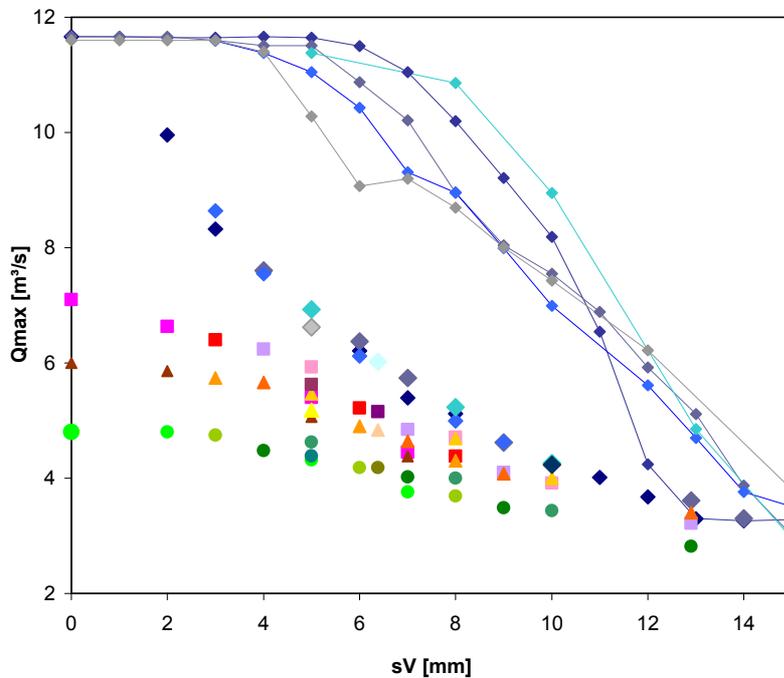
In den Abbildungen 5.28 und 5.29 sind die Abflussspitzen exemplarisch für optimierte Systeme mit einer dem Realsystem entsprechenden Einzugsfläche von 8,5 km² in Abhängigkeit des spe-

zifischen Volumens (sV) für alle vier untersuchten Ereignisse dargestellt. Zum Vergleich sind in Abbildung 5.28 auch die Abflussspitzen des Ereignisses vom August 1980 mit Mindest-Drosselöffnung abgebildet. Andere Einzugsgebietsgrößen führen zu anderen Abflüssen, die als absolute Werte nicht vergleichbar sind, verhalten sich jedoch tendenziell genau so, wie im hier exemplarisch dargestellten Diagramm. Die Abflussspitzen in Abbildung 5.28 wurden mit auf das Ereignis vom August 1980 optimierten Drosselöffnungen, die für Abbildung 5.29 mit auf das Ereignis vom Januar 1995 optimierten Drosselöffnungen simuliert.

Durch die Drosseloptimierungen werden deutlich niedrigere Abflussspitzen erreicht, insbesondere auch für kleine spezifische Volumina. Mit den kleinstmöglichen Drosselöffnungen wird für das Ereignis vom August 1980 bei $sV = 4,0$ mm nur eine minimale Wirkung erreicht, mit drosseloptimierten KRH kann der Abfluss hingegen um ca. $4 \text{ m}^3/\text{s}$ gesenkt werden (Abb. 5.28). Größere spezifische Volumina führen zu größeren Abminderungen. Mit $sV = 8,0$ mm kann die Abflussspitze um rund $6 \text{ m}^3/\text{s}$ und mit $sV = 13,0$ mm um rund $8 \text{ m}^3/\text{s}$ (ca. 70 %) abgemindert werden. Spezifische Volumina von mehr als 13 mm führen zu keiner weiteren Absenkung der Abflussspitze. Die Drosseloptimierung auf das Ereignis vom August 1980 hat jedoch eine deutlich schlechtere Wirkung bei den anderen Ereignissen zur Folge. Insbesondere beim Ereignis vom Oktober 1986 (ca. HQ_5) sind durch die größeren Drosselöffnungen kaum noch Scheitelabminderungen zu erreichen. Je größer sV umso mehr streben die Abflussspitzen der verschiedenen Ereignisse einem gemeinsamen Wert zu. Etwa ab $sV = 9,0$ mm lassen sich alle Abflussspitzen auf unter $5 \text{ m}^3/\text{s}$ beschränken. Mit größeren spezifischen Volumina werden die Unterschiede zwischen den Ereignissen immer geringer, da dann kleinere Drosselöffnungen optimiert werden, die auch bei kleineren Ereignissen eine optimale Wirkung zeigen. Die für sehr große spezifische Volumina optimierten Drosselöffnungen sind bei allen Ereignissen gleich, d. h. sie nähern sich den Drosselgrößen nach dem Ausuferungs-Prinzip an.

Die Drosseloptimierung auf das Ereignis vom Januar 1995 (Abb. 5.29) zeigt bei den Ereignissen Januar 1995 und Oktober 1986 eine weitere Steigerung der Maßnahmenwirkung. Etwa bei spezifischen Volumina ab 8,0 mm wird für diese Ereignisse die optimale Wirkung erreicht. Die Abflussspitzen des Ereignisses vom August 1980 sind jedoch logischer Weise wesentlich höher als bei der expliziten Optimierung auf dieses Ereignis. Für spezifische Volumina unter 5 mm würde sich bei einer Optimierung auf das Ereignis vom Januar 1995 für das Augustereignis keine Scheitelabminderung einstellen, während mit der Optimierung auf das Ereignis vom August 1980 bei $sV = 5,0$ mm bereits eine Abminderung um $4 \text{ m}^3/\text{s}$ prognostiziert wird. Die Scheitelabflüsse der einzelnen Systeme streuen beim Ereignis vom August 1980 wesentlich weiter als bei den anderen Ereignissen, dabei sind Systeme mit mehreren KRH hintereinander (Kaskade) etwas von Vorteil. KRH-Kaskaden führen zur stärkeren Verzögerung und Dämpfung der Hochwasserwelle nicht optimierter Systeme. Die KRH optimierter Systeme gleichen durch ihre jeweils optimale Wirkung diesen Vorteil weitestgehend aus.

Auch das sehr voluminöse Hochwasser vom Dezember 1993 zeigt bei kleinen spezifischen Volumina eine gute Wirkung der KRH. Etwa ab $sV = 5,0$ mm wird zunächst keine weitere Scheitelabminderung mehr erreicht.



Aug. 80		Jan. 95	Dez. 93	Okt. 86
DNmin	DNopt			
◆ 1KRHB	◆ 1KRHB	◆ 1KRHB	▲ 1KRHB	● 1KRHB
◆ 3KRHB	◆ 3KRHB	◆ 3KRHB	▲ 3KRHB	● 3KRHB
◆ 5KRHr	◆ 5KRHr	■ 5KRHr	▲ 5KRHr	● 5KRHr
◆ 5KRHru	◆ 5KRHru	■ 5KRHru	▲ 5KRHru	● 5KRHru
◆ 8KRHr	◆ 8KRHr	■ 8KRHr	▲ 8KRHr	● 8KRHr
◆ 5KRHp	◆ 5KRHp	■ Blies	▲ Blies	● Blies
◆ Blies	◆ Blies			

Abb. 5.28: Abflussspitzen bei Optimierung auf das Ereignis vom August 1980 und Mindestdrosselöffnungen nach dem Ausuferungs-Prinzip. (DNmin: Mindestdrosselöffnung, DNopt: Optimierte Drosselöffnung)

dar. Dementsprechend laufen in Abbildung 5.29 die maximalen Scheitelwerte des Ereignisses vom Oktober 1986 etwa parallel zu denen vom Januar 1995.

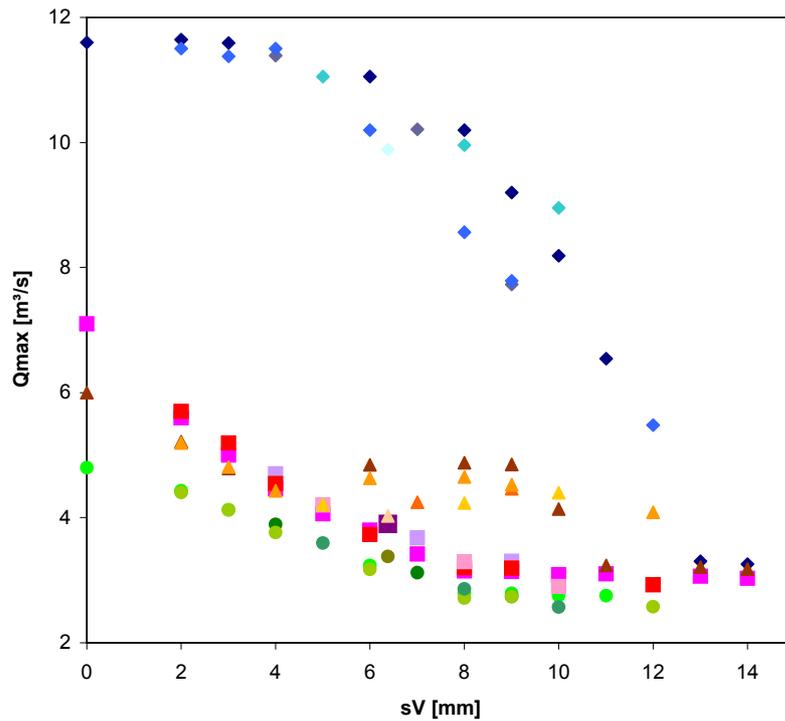
Während die Drosselöffnungen der Optimierung auf das Ereignis vom August 1980 (Abb. 5.28) für die kleineren Ereignisse zu groß sind und deshalb keine optimale Wirkung erreicht wird, sind die auf das Ereignis vom Januar 1995 optimierten Drosselöffnungen für das Ereignis vom

Dezember 1993 zeigt bei kleinen spezifischen Volumina eine gute Wirkung der KRH. Erst mit sehr großen spezifischen Volumina können die Abflussspitzen auf unter $4 \text{ m}^3/\text{s}$ gesenkt werden. Begründet wird dieses Verhalten durch das vergleichsweise hohe Volumen des Dezemberereignisses im Vergleich zu Ereignissen mit ähnlich hohen Scheitelabflüssen wie z. B. das Ereignis vom Januar 1995. Die Wirkung von KRH auf sehr voluminöse Hochwasser ist demnach etwas geringer als die Wirkung bei kurzen, intensiven Hochwassern mit gleich hohen Spitzenabflüssen. Die Hochwasser vom August 1980, Oktober 1986 und Januar 1995 stellten in den Untersuchungsgebieten eher intensive, schnell ansteigende, kurze und vergleichsweise wenig voluminöse Ereignisse

August 1980 zu klein (Abb. 5.29). Die Abflussspitzen sind insbesondere bei kleinen bis mittleren spezifischen Volumina durch Beckenüberläufe geprägt. Für eine vergleichbare Wirkung wie im auf das Ereignis vom August 1980 optimierten System wären hier wesentlich größere Rückhaltevolumina notwendig.

Je größer das spezifische Volumen, desto größer ist auch die Wirkung auf den Hochwasserabfluss.

Das Rückhaltevolumen – um genau zu sein: das spezifische Rückhaltevolumen – hat den größten Einfluss auf die Scheitelabminderung. Die scheidelmindernde Wirkung von KRH kann zudem durch optimierte Drosselöffnungen wesentlich gesteigert werden. Diese Steigerung der Wirkung gilt jedoch nur für das Ereignis, auf das optimiert wurde, und ähnliche Ereignisse. Je weiter das tatsächliche Ereignis von der Optimierungsgrundlage entfernt ist, desto schlechter ist die Wirkung der KRH. Im Extremfall kann trotz KRH bei großen Drosselöffnungen und kleinen Ereignissen wenig



Aug. 80	Jan. 95	Dez. 93	Okt. 86
◆ 1KRHB	■ 1KRHB	▲ 1KRHB	● 1KRHB
◆ 3KRHB	■ 3KRHB	▲ 3KRHB	● 3KRHB
◆ 5KRHr	■ 5KRHr	▲ 5KRHr	● 5KRHr
◆ 5KRHru	■ 5KRHru	▲ 5KRHru	● 5KRHru
◆ Blies	■ Blies	▲ Blies	● Blies

Abb. 5.29: Abflussspitzen bei Optimierung auf das Ereignis vom Januar 1995

bis keine Wirkung zu verzeichnen sein. Der Extremfall in diese Richtung ist der Ausuferungsabfluss, bei dem keine Wirkung der KRH auftreten darf!

Grundsätzlich sollte bei der Planung einer Hochwasserschutzmaßnahme ein Bezug zu den zu schützenden Objekten (z. B. Siedlung) hergestellt werden: Unkritische, schadfrei abfließende

Hochwasser müssen nicht unbedingt abgemindert werden. Rückhaltebecken sollten so optimiert werden, dass Hochwasser auf eine unkritische Höhe abgemindert werden. Wenn durch KRH ein Hochwasser auf ein bestimmtes, unkritisches Maß abgemindert werden kann, ist es unerheblich, dass bei kleineren Ereignissen geringere Abminderungen erreicht werden, solange sie das unkritische Maß nicht überschreiten! Betrachtet man die Spitzenabflüsse insbesondere der optimierten Systeme in den Abbildungen 5.28 und 5.29, so fällt auf, dass sie fast auf einer Linie liegen. Die Unterschiede zwischen den einzelnen Systemen, wie sie noch in Abbildung 5.23 deutlich waren, verschwinden mit der Drosseloptimierung. Bei diesen Systemen ist nach einer Drosseloptimierung beim Ereignis, auf das optimiert wurde, *allein das spezifische Volumen* eines Einzugsgebiets für die Wirkung der KRH ausschlaggebend. Anzahl und Anordnung der KRH spielen nur noch eine sehr untergeordnete Rolle.

Scheitelabminderung – Betrachtung der Relativwerte

Im oben angeführten Abschnitt wurden – aufbauend auf dem Realsystem Obere Blies – zu-

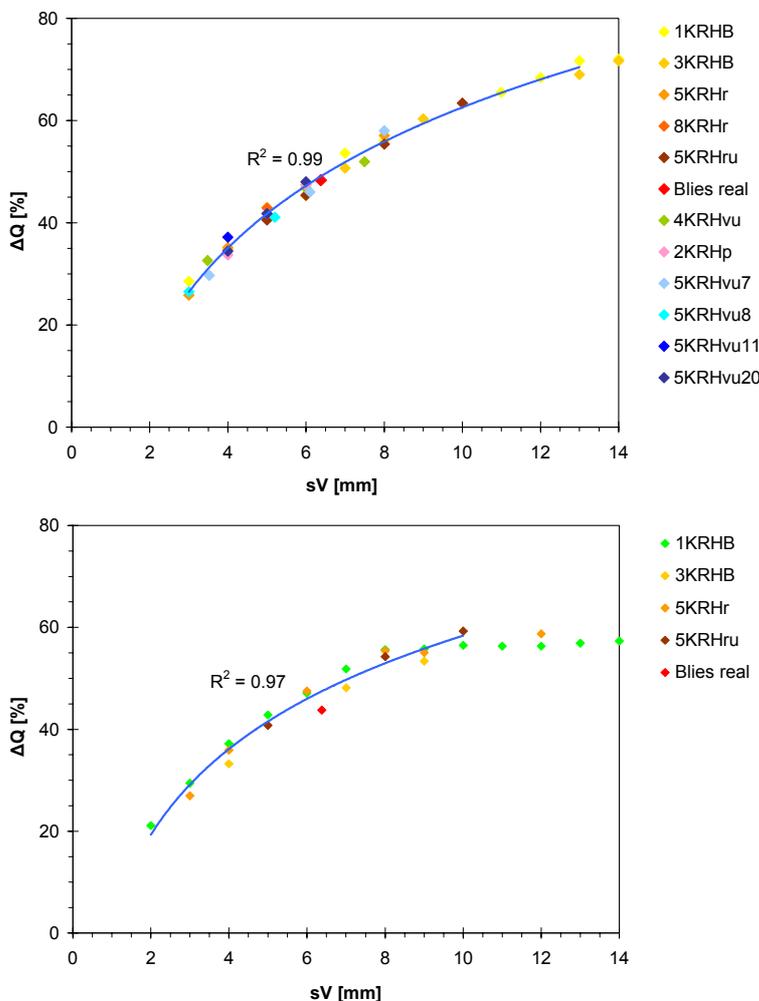


Abb. 5.30: Simulierte prozentuale Scheitelabminderungen für das Ereignis vom Aug. 1980 nach Drosseloptimierung auf Aug. 1980 (oben) und das Ereignis vom Jan. 1995 bei Drosseloptimierung auf Jan. 1995 (unten) mit logarithmischer Regression

nächst Systeme gleicher

Einzugsgebietsgröße

(8,5 km²) untersucht.

Durch eine Optimierung

der Drosselöffnung

konnte gezeigt werden,

dass die Wirkung von

Kleinrückhalten maß-

geblich vom spezifi-

schen Volumen des

Einzugsgebietes ab-

hängt. Unabhängig von

Anzahl und Verteilung

der Maßnahmenstand-

orte im Gebiet konnten

gleiche Scheitelabmin-

derungen für Systeme

mit gleichen spezifi-

schem Volumen simu-

liert werden. Um den

Einfluss der Gebiets-

größe aus der Ergebnis-

darstellung zu eliminie-

ren und somit einen

Vergleich auch mit an-

deren Einzugsgebieten

zu ermöglichen, werden

nachfolgend die prog-

nostizierten Abflussspitzen des obigen Abschnittes in prozentuale Scheitelabminderungen umgerechnet. Zudem wurden auch Fiktivsysteme mit anderen Einzugsgebietsgrößen (bis maximal 20 km²) zunächst auf Grundlage des UG Obere Blies gebildet und Drosseloptimierungen auch für diese Systeme durchgeführt. Die Ergebnisse werden nachfolgend ebenfalls in prozentualen Scheitelabminderungen ausgedrückt.

Die relativen Scheitelabminderungen für das Ereignis vom August 1980 mit auf dieses Ereignis optimierten KRH zeigt Abbildung 5.30. Jede Farbe steht für ein System, jeweils unterschiedlich sind Einzugsgebietsgröße, Anzahl, Einzelgröße und Verteilung der KRH. Eine detaillierte Beschreibung der zugrundeliegenden Systeme befindet sich in Anhang C. Für alle Systeme werden allein in Abhängigkeit vom spezifischen Volumen sehr ähnliche Scheitelabminderungen prognostiziert. Die Scheitelabminderungen nehmen mit steigendem spezifischem Volumen zu und liegen zwischen 25 % bei $sV = 3,0$ mm und gut 70 % bei $sV \geq 13$ mm. Bei einem spezifischen Volumen sV von ca. 13 mm ist die maximale Wirkung der KRH erreicht. Darüber hinaus kann bei Berücksichtigung des Mindestdrosselabflusses nach dem Ausuferungs-Prinzip auch bei größeren spezifischen Volumina keine Steigerung der Wirkung mehr erreicht werden. Für die Wirkung der KRH dieser Systeme ($A_{E_0} \leq 20$ km²) spielt weder die Einzugsgebietsgröße, noch Anzahl, Einzelgröße oder Anordnung der KRH eine Rolle. Einzig das spezifische Volumen sowie das zugrunde liegende Ereignis bestimmen die Scheitelabminderung und damit die Wirkung der KRH.

Die Entwicklung der Scheitelabminderungen mit zunehmendem spezifischem Volumen kann durch eine logarithmische Regressionsgleichung dargestellt werden (siehe Abb. 5.30 und 5.31).

Die detailliert simulierten und die mittels Regressionsgleichung bestimmten Werte zeigen mit Bestimmtheitsmaßen (Quadrat des Pearsonschen Korrelationskoeffizienten) von $R^2 = 0,99$ bzw. 0,97 sehr hohe Ähnlichkeiten. Für das Ereignis vom Dezember 1993 ergibt sich ein ähnliches Bild ($R^2 = 0,97$). Die Scheitelabminderungen drosseloptimierter Systeme

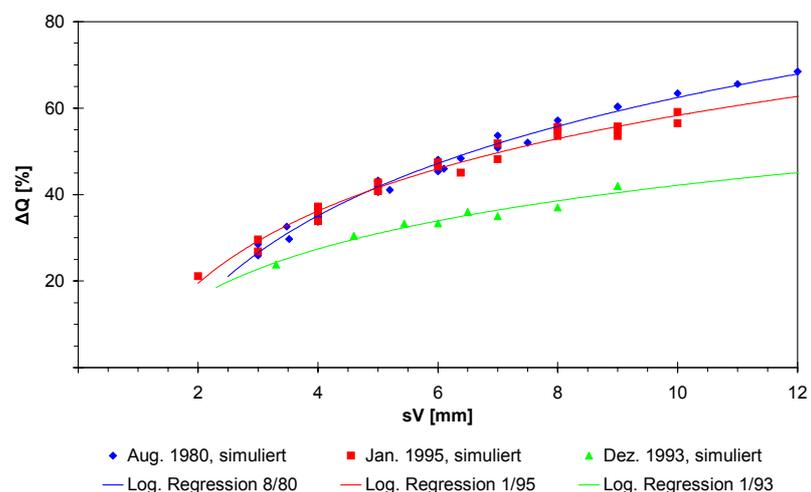


Abb. 5.31: Prozentuale Scheitelabminderungen durch KRH nach Drosseloptimierung auf die Ereignisse August 1980, Januar 1995 und Dezember 1993

(Realsystem Obere Blies und daraus abgeleitete Fiktivsysteme) für die Ereignisse vom August 1980, Januar 1995 und Dezember 1993 zeigt Abbildung 5.31 in zusammenfassender Darstel-

lung. Bei niedrigen und mittleren spezifischen Volumina werden bei den Ereignissen vom August 1980 und Januar 1995 ähnliche relative Scheitelabminderungen erreicht, während beim Ereignis vom Dezember 1993 deutlich niedrigere Abminderungen berechnet wurden, was sich – wie bereits oben diskutiert – durch das relativ hohe Volumen des Ereignisses begründet. Mit zunehmendem spezifischem Volumen sind auch die Scheitelabminderungen beim Ereignis vom Januar 1995 niedriger als beim Ereignis vom August 1980 und erreichen früher (bei rund $sV = 10$ mm) den oberen Grenzwert. Je schwächer das Ereignis insbesondere bezüglich seines Volumens oberhalb des Drosselabflusses desto weniger Rückhaltevolumen ist erforderlich und desto früher wird die maximale Scheitelabminderung erreicht.

Optimierte Systeme Thalfanger Bach

Auch für das UG Thalfanger Bach wurden Fiktivsysteme in ähnlicher Art und Weise wie für das UG Obere Blies erstellt, Drosseloptimierungen durchgeführt und mögliche Scheitelabminderungen berechnet. Die Drosseloptimierungen wurden auf Grundlage des extremen Niederschlagsereignisses vom August 1980 durchgeführt. Da im UG Thalfanger Bach keine Niederschlagsdaten zu diesem Ereignis existieren bzw. da es sich um ein lokales Gewitterereignis

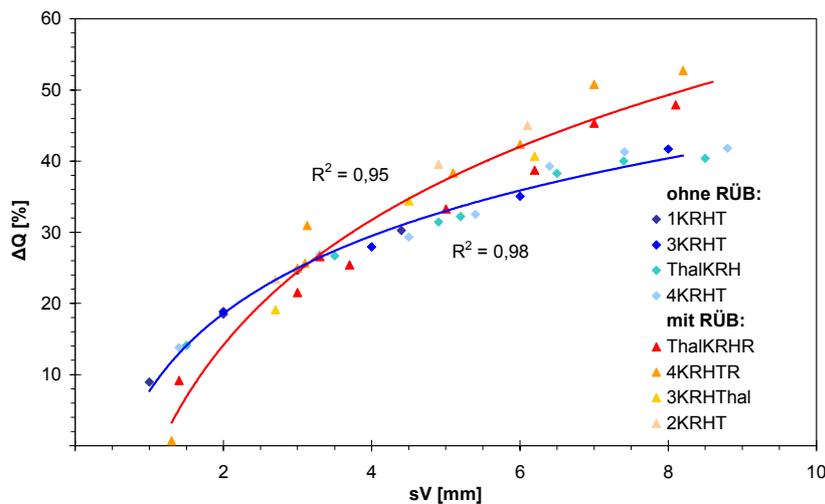


Abb. 5.32: Prozentuale Scheitelabminderungen im UG Thalfanger Bach, Ereignis: August 1980, Beckenoptimierung auf August 1980

Bach unterscheidet sich in erster Linie durch die Ortslage Thalfang – die modelltechnisch als bebaute, kanalisierte Teilfläche interpretiert wird – vom UG Obere Blies. Aufgrund der im Verhältnis zur Gesamteinzugsgebietsgröße vergleichbar großen Fläche der Ortslage Thalfang, wird das Abflussgeschehen im Einzugsgebiet hierdurch maßgeblich geprägt. Deshalb befasst sich Kapitel 5.10.5 intensiv mit dieser Thematik. Hier sei angemerkt, dass im Rahmen der Fiktivsysteme jeweils ein Zustand mit und ohne Ortslage simuliert wurde. Im Falle „System ohne Ortslage“ wurde die entsprechende Fläche mit der Parametrisierung der benachbarten natürlichen Teilflächen berücksichtigt.

handelt, wurden die im Bliesgebiet gemessenen Niederschlagsdaten unverändert als Belastung für das Modell Thalfanger Bach angesetzt. Durch die Verwendung identischer Niederschlagsdaten konnten somit auch Gebietsunterschiede, die die Abflussgenese beeinflussen, herausgearbeitet werden. Das UG Thalfanger

Das Niederschlagsereignis vom August 1980 hätte im UG Thalfanger Bach zu einer Abflussganglinie mit mehreren Abflussspitzen (vgl. Kap. 5.10.3.2) geführt. Der erste höhere Gipfel stammt dabei aus der Ortskanalisation von Thalfang (Überlauf des RÜB). Am Zufluss aus der Ortskanalisation wurden knapp 20 m³/s simuliert, die durch den Wellenablauf im Gewässer bis zum Gebietsauslass infolge von Retention und Translation auf 6,8 m³/s gedämpft worden wären. Die drosseloptimierten Systeme auf Grundlage des UG Thalfanger Bach zeigen für das Ereignis vom August 1980 das grundsätzlich gleiche Verhalten wie im UG Obere Blies (siehe Abb. 5.32): Unabhängig von Anzahl und Verteilung der KRH werden in Abhängigkeit vom spezifischen Volumen sehr ähnliche Scheitelabminderungen erreicht. Auch hier lassen sich die berechneten Scheitelabminderungen durch eine logarithmische Regression mit hoher Verlässlichkeit ($R^2 > 0,9$) bestimmen, wenn die Scheitelabminderungen für Systeme mit und ohne kanalisierte Siedlungsfläche (RÜB) getrennt voneinander betrachtet werden. Eine logarithmische Regression durch alle Werte (Systeme mit und ohne Siedlungsfläche) wäre mit einem Korrelationskoeffizienten von $R^2 = 0,98$ möglich (siehe Abb. 5.32).

Die Varianten mit und ohne kanalisierte Fläche/RÜB verhalten sich unterschiedlich: Mit $sV < 3$ mm werden in den Systemen ohne RÜB höhere Scheitelabminderungen erreicht, mit mehr als 3 mm in den Varianten mit RÜB. Dieser Zusammenhang ist wie folgt erklärbar: Kleine KRH ($sV < 3$ mm) sind durch die Abflussspitze aus dem RÜB schnell ausgelastet. Sie benötigen größere Drosselöffnungen für eine optimale Wirkung, die wiederum zu höheren Abflüssen und geringeren Scheitelabminderungen führen. Große KRH hingegen können insbesondere die Abflussspitzen der Kanalisation optimal aufnehmen und können – durch die stufenweise Optimierung der Drosselöffnung in 50 mm Schritten – z. T. noch freie Kapazitäten haben.

Die etwas größere Streuung der prognostizierten Scheitelabminderungen im UG Thalfanger Bach im Vergleich zum UG Obere Blies wird auch mit weniger gleichmäßig festgelegten Beckenparametern begründet. Für die Fiktivsysteme Thalfang wurde das Verhältnis Beckenvolumen zu Einstauhöhe bewusst nicht nach der Volumenklasse gem. Tabelle 5.8 sondern zufällig festgesetzt, um auch andere Beckengeometrien zu berücksichtigen. Die nur etwas stärkere Streuung der Werte im Vergleich zum UG Obere Blies zeigt, dass der Einfluss der Form des Rückhaltebeckens vernachlässigbar ist bzw. nur eine untergeordnete Rolle im Wirkungsmechanismus der Kleinrückhalte spielt.

Systemvergleich

Die möglichen Scheitelabminderungen im UG Thalfanger Bach (und den hieraus abgeleiteten Fiktivsystemen) sind niedriger als die potenziellen Abminderungen mit vergleichbaren spezifischen Volumina in den Gebieten basierend auf dem UG Obere Blies. Beide Gebiete haben eine sehr unterschiedliche Abflusscharakteristik: Im UG Obere Blies kommen Niederschläge wesentlich schneller zum Abfluss als im UG Thalfanger Bach (vgl. Kap. 3). Dies bedeutet, dass vergleichbare Hochwasserereignisse im UG Thalfanger Bach voluminöser sind als im UG Obere Blies und somit mehr Retentionsvolumen erforderlich ist, um gleiche prozentuale Scheitelabminderungen zu erreichen. Im UG Thalfanger Bach sind demnach Scheitelabminderungen von bis zu 40 % (ohne kanalisierte Teilfläche) möglich, im UG Obere Blies bis zu 70 %.

Die möglichen prozentualen Scheitelabminderungen steigen in allen untersuchten Systemen mit zunehmendem spezifischem Volumen, je nach zugrundeliegenden Gebietseigenschaften und Ereignissen unterschiedlich stark an. Eine Zusammenstellung der prozentualen Scheitelabminderungen drosseloptimierter Systeme für verschiedene Ereignisse und beide Untersuchungsgebiete zeigt Abb. 5.33 (Hinweis: Die Drosselöffnung wurde für jedes der dargestellten Systeme und Ereignisse individuell optimiert). Mit Ausnahme des Ereignisses vom Januar 1995 im UG Thalfanger Bach bilden die Scheitelabminderungen eine deutliche Punktwolke. Diese Punktwolke zeigt, dass auch unterschiedliche Systeme doch teilweise ähnlich reagieren. Sie zeigt deutlich auch die Wirkungsgrenzen von KRH auf: Bei spezifischen Volumina von < 2 mm ist die Wirkung gering, ab 8 bis 13 mm ist bei den zugrunde gelegten Niederschlagsereignissen keine weitere Steigerung der Wirkung durch größere KRH mehr möglich.

Das Hochwasserereignis vom Januar 1995 im UG Thalfanger Bach liegt deutlich außerhalb der Punktwolke. Grund dafür ist, dass es sich um ein sehr voluminöses Ereignis handelt, bei dem wegen der großen Wassermengen nur kleinere Scheitelabminderungen erreicht werden. Auch die Scheitelabminderungen für das Ereignis vom Dezember 1993 im UG Obere Blies liegen, wiederum bedingt durch das vergleichsweise große Wellenvolumen (Abflüsse > 2 m³/s über mehr als 24 Stunden), unterhalb der mittleren Werte für dieses UG, jedoch innerhalb der Punktwolke.

Für sehr voluminöse Hochwasserereignisse müssen die optimierten Drosselöffnungen relativ groß sein. Die optimierten Drosselöffnungen des Realsystems Thalfanger Bach sind z. B. für das voluminöse Ereignis vom Januar 1995 optimiert größer als für das Ereignis vom August 1980, für das ein höherer Scheitelabfluss berechnet wurde. Folge ist eine niedrigere Scheitelabminderung bei voluminösen Ereignissen. Die hohen Scheitelabminderungen in der Punktwolke der Abbildung 5.33 lassen sich nur mit kurzen, steilen Hochwasserwellen erreichen.

Die Ergebnisse zeigen, dass die Wirkung von Kleinrückhalten immer im Zusammenhang mit

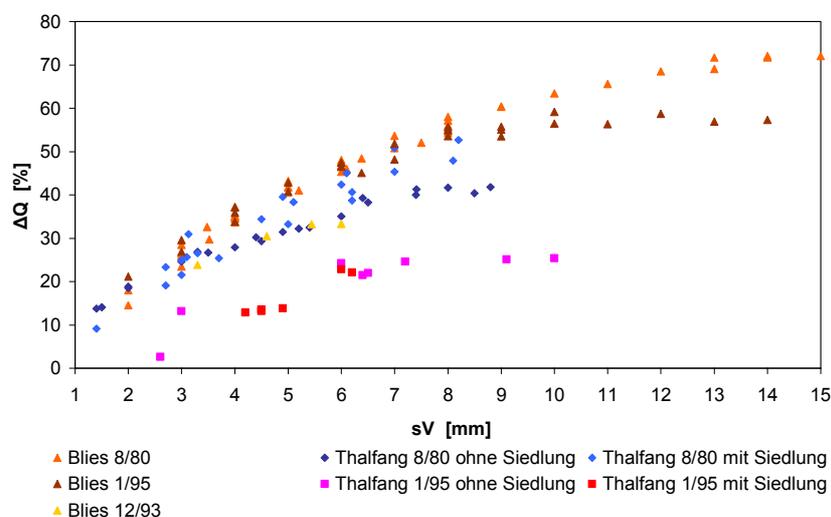


Abb. 5.33: Prozentuale Scheitelabminderungen in den UG Thalfanger Bach und UG Obere Blies, ausgewählte Ereignisse und Systeme

einem Hochwasserereignis zu sehen ist. Werden die

Drosselöffnungen der Kleinrückhalte auf das jeweils betrachtete Ereignis optimiert, so zeigt sich ein deutlicher

Zusammenhang zwischen spezifischem Volumen und relativer Scheitelabminderung. In allen untersuchten

Systemen ist die potenzielle Scheitelabminderung somit im Wesentlichen abhängig vom spezifischen Volumen und vom betrachteten Hochwasserereignis. Beide Parameter überprägen den Einfluss sonstiger Randbedingungen wie beispielsweise Lage der Maßnahmen im Gebiet, Anzahl potenzieller Maßnahmenstandorte und Gebietseigenschaften, wobei letztere implizit auch durch das jeweils betrachtete Hochwasserereignis ausgedrückt werden.

In den hier durchgeführten Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass insbesondere nicht sehr voluminöse Hochwasserereignisse zu ähnlichen Scheitelabminderungen in Abhängigkeit vom spezifischen Volumen führen, während für voluminöse Ereignisse ein ähnlicher Zusammenhang besteht, die potenziellen Scheitelabminderungen jedoch deutlich niedriger ausfallen. Die Ergebnisse zeigen auch, dass sich diese eher allgemeine Aussage auch auf ähnliche Gebiete übertragen lässt, was wiederum die Grundlage für das in Kapitel 5.10.7 vorgestellte Regionalisierungsverfahren bildet.

5.10.4.5 Abflussbildungsparameter

Bislang wurden alle Simulationen auf der Basis gleicher Abflussbildungs- und Abflusskonzentrationsparameter (vgl. Kap. 5.4) durchgeführt. Die im Rahmen der Modellkalibrierung gewonnenen Parameter wurden als homogene Gebietseigenschaften angenommen und im Rahmen der Fiktivsystembildung zunächst nicht modifiziert. Da aber in der Natur keine zwei Teileinzugsgebiete exakt gleich sind, wurde im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse untersucht, wie sich ein inhomogenes Einzugsgebiet mit ungleichmäßig verteilten und variierenden Abflussbildungsparametern auf die Scheitelabminderungen auswirkt. Hierfür wurden exemplarisch in vier Systemen die Parameter CN , n_1 , n_2 , K_1 , K_2 , und β (sich Gleichungen 5.6 bis 5.18) um bis zu 20 % in verschiedenen Varianten zufällig

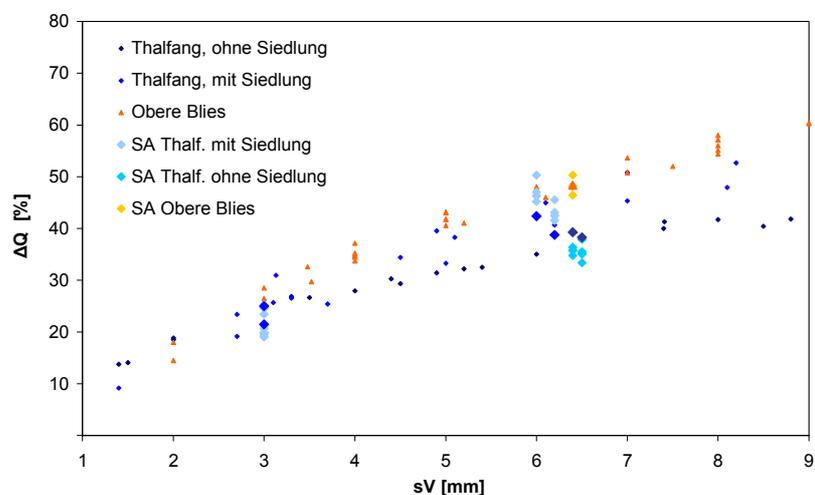


Abb. 5.34: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse: Ereignis: August 1980. (SA = Sensitivitätsanalyse, Thalf. = Thalfanger Bach, Thalfang)

verändert. Mit diesen veränderten Gebietsdaten wurden analog zur o. g. Vorgehensweise Abflüsse und relative Scheitelabminderungen in drosseloptimierten Systemen berechnet.

Die so berechneten Scheitelabminderungen sind maximal acht Prozentpunkte höher bzw. fünf Punkte niedriger als die Scheitelabminderungen der homogenen Einzugsgebiete. Abbildung 5.34 zeigt die mit den Einzugsgebieten der Sensitivitätsanalyse berechneten prozentualen Schei-

telabminderungen zusammen mit den für die homogenen Einzugsgebiete berechneten Scheitelabminderungen. Auch hier streuen die Werte bei $sV = 3,0$ mm weniger als bei höheren spezifischen Volumina. Alle Werte liegen im Bereich der möglichen Streuung. Der Einfluss inhomogener Gebiete wird hiernach als gering eingeschätzt. Damit hat offensichtlich auch die Vereinfachung des Modells durch gleiche Teileinzugsgebiete, die den Gesamtdurchschnitt des Einzugsgebietes wiedergeben, keinen wesentlichen Einfluss auf die Ergebnisse der Untersuchungen dieser Arbeit.

Der bisherige Erkenntnisgewinn lässt sich demnach wie folgt zusammenfassen: Die scheidelabmindernde Wirkung von Kleinrückhalten in mesoskaligen Einzugsgebieten von $A_E \leq 20$ km² ist signifikant abhängig

- vom spezifischen Retentionsvolumen des betrachteten Gebietes und
- vom zugrunde liegenden Hochwasserereignis.

Bezüglich des betrachteten Hochwasserereignisses stellt das Wellenvolumen eher den maßgebenden Parameter dar als der Spitzenabfluss. So liegen beispielsweise im UG Obere Blies die Spitzenabflüsse der Ereignisse vom Januar 1995 und vom Dezember 1993 zwar in einer Größenordnung (rund 6,5 m³/s), die Volumina der beiden Ereignisse unterscheiden sich jedoch deutlich, wodurch sich eine geringere prozentuale Scheitelabminderung für das voluminösere Ereignis vom Dezember 1993 ergibt. Für ähnliche Ereignisse ergeben sich ähnliche prozentuale Scheitelabminderungen, abhängig vom spezifischen Volumen.

Mit diesen Erkenntnissen kann in Gebieten bis maximal 20 km² die Wirkung von KRH ohne großen Datenaufwand – d. h. ohne Aufstellung eines detaillierten N-A-Modells – abgeschätzt werden. Als Daten werden nur die Größe des Einzugsgebietes und das Rückhaltevolumen möglicher KRH sowie die Daten des zugrundeliegenden Ereignisses benötigt. Kapitel 5.10.7 stellt ein Regionalisierungsverfahren auf Basis dieser Erkenntnisse vor.

5.10.5 Einfluss von Siedlungsflächen

Während das UG Obere Blies aus überwiegend natürlichen Flächen besteht (befestigte Flächen vernachlässigbar), nimmt der Thalfanger Bach im Untersuchungsgebiet auch Wasser aus einer 0,8 km² großen kanalisierten Siedlungsfläche auf. Bei entsprechend hohen Niederschlägen fließt das Wasser über ein Regenüberlaufbecken in den Thalfanger Bach – die Kanalisation „entlastet“. Solche Entlastungsabflüsse, die über befestigte Flächen und die Kanalisation abfließen, erreichen das Gewässer i. d. R. schneller als Niederschläge, die auf unbefestigte Flächen fallen. Das Überlaufen des RÜB ist meist deutlich an einem unregelmäßigen, zackigen Verlauf der ansteigenden Abflussganglinie zu erkennen. Solche plötzlich auftretenden, meist hohen Abflüsse können – je nach Größenverhältnis zwischen Kanalnetz und „Vorfluter“ – zu einer starken Belastung der morphologischen Struktur und Lebensräume der unterhalb gelegenen Gewässerabschnitte führen (Stichwort: Hydraulischer Stress).

Im UG Thalfanger Bach führt die Überlagerung von schnellen Abflusskomponenten aus der Siedlungsfläche mit langsameren Anteilen aus dem natürlichen Einzugsgebiet zu einer mehrgipfeligen Hochwasserwelle an der Einleitung des RÜB (Knoten 7, siehe Fließschema UG Thalfanger Bach im Anhang C). Abbildung 5.35 verdeutlicht den Einfluss von Siedlungsflächen auf den Hochwasserabfluss anhand der beiden Ereignisse vom August 1980 und vom Januar 1995. Alle Abflüsse am Modellknoten 6 sind Komponenten aus der natürlichen Fläche. Am Knoten 7 werden die Abflüsse, mit denen aus der kanalisiertem Teilfläche überlagert, wodurch die Abflüsse im Thalfanger Bach sofort sprunghaft ansteigen! Insbesondere beim Ereignis vom August 1980 springt der Abfluss unmittelbar von rund $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ auf fast $20 \text{ m}^3/\text{s}$ an.

Die Form der Abflussspitzen ist stark vom Verlauf des Niederschlagsereignisses anhängig. Während starke, intensive Niederschläge wie im August 1980 sehr hohe und steile Abflüsse verursachen, führen

weniger intensive, dafür jedoch länger anhaltende Ereignisse wie z. B. das Ereignis vom Januar 1995 zu einer unruhigen Abflussganglinie mit mehreren kleineren Spitzen. Infolge von Routingprozessen (Retention und Translation) werden die hohen Abflussspitzen im weiteren Verlauf jedoch wieder gedämpft. Zwischen der Einleitung am Modellknoten 7 und dem Zufluss zum KRH 4 am Knoten 9 (Gewässerstrecke ca. 1,5 km) werden beispielsweise die Abflussspitzen des Ereignisses vom August 1980 von ursprünglich $20 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $10 \text{ m}^3/\text{s}$ halbiert. Durch den KRH 4 (rund 9.000 m^3) ließe sich die Abflussspitze zusätzlich von $10 \text{ m}^3/\text{s}$ auf rund $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ abmindern. Abbildung 5.35 zeigt die beschriebenen Zusammenhänge.

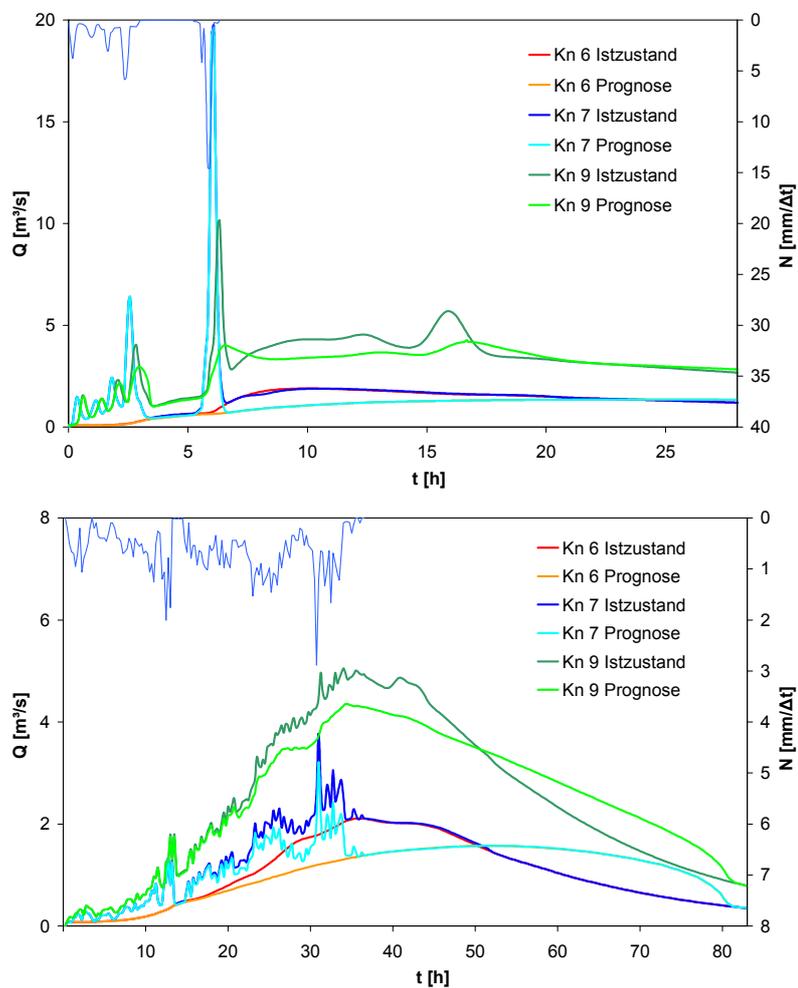


Abb. 5.35: Entwicklung von Abflussganglinien im UG Thalfanger Bach mit Einfluss von Siedlungsflächen. Oben: Ereignis August 1980. Unten: Ereignis Januar 1995

Infolge der KRH 1, 2 und 3 wird der gegenüber der Siedlungsfläche ohnehin bereits langsamer reagierende Landabfluss zusätzlich abgemindert und gegenüber dem Istzustand zeitlich verzögert. Theoretisch hat dieser Effekt eine Entzerrung der Teilwellen aus natürlicher und kanalisierter Fläche zur Folge. Aus Abbildung 5.35 geht hervor, dass dieser Entzerrungs-Effekt jedoch nur bei solchen Ereignissen eine Rolle spielt, bei denen das Hauptfließgewässer auch nennenswerte Abflüsse zum Zeitpunkt des Überlaufens des RÜB führt (Abb. 5.35, unten). Im Falle des Augustereignisses von 1980 führte der Thalfanger Bach zum Überlaufzeitpunkt gerade einmal rund $0,68 \text{ m}^3/\text{s}$ aus der natürlichen Fläche. Durch die KRH 1-3 hätte diese Abflussmenge auf maximal $0,62 \text{ m}^3/\text{s}$ zu Entlastungsbeginn abgemindert werden können. Bezogen auf den Gesamtabfluss an der Einleitstelle der Kanalisation von rund $19,7 \text{ m}^3/\text{s}$ hätte dies eine Scheitelabminderung auf $19,6 \text{ m}^3/\text{s}$ ($0,5 \%$) bewirkt. Beim Ereignis vom Januar 1995 hingegen hätten die KRH 1-3 eine Scheitelabminderung von rund $3,7 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $3,2 \text{ m}^3/\text{s}$ (etwa 15%) an der Einleitstelle bewirkt. Bei diesem Ereignis hätte der zum Zeitpunkt der maximalen Entlastung im Thalfanger Bach herrschende Abfluss von rund $1,8 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ abgemindert werden können (siehe Abbildung 5.35).

Zur Abminderung von extremen Abflüssen aus Siedlungsgebieten erscheint demzufolge ein Rückhalteraum unterhalb der Einleitstelle wirkungsvoller als KRH oberhalb, die auf eine zeitliche Entzerrung der Teilwellen abzielen – im Optimum sind Becken ober- und unterhalb vorhanden!

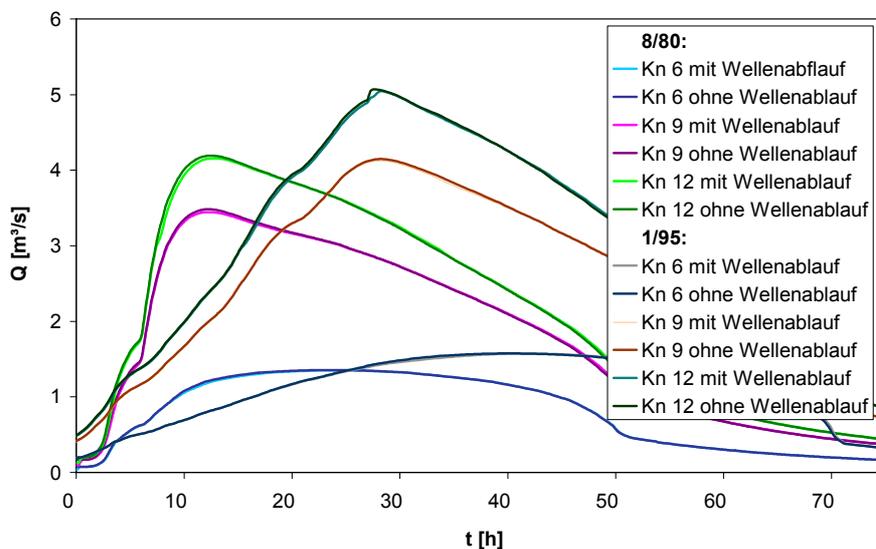


Abb. 5.36: Einfluss von Routingprozessen im UG Thalfanger Bach. System: Thalfanger Bach ohne Siedlungsfläche, KRH optimiert.

Bezüglich des Wellenvolumens sind Siedlungsabflüsse charakterisiert durch ein vergleichsweise geringes Volumen, weshalb sie sich besonders zur Retention in kleinen Rückhalteräumen eignen. Abbildung 5.35 zeigt die Zuflussganglinien zu KRH 4 (Knoten 9), die geprägt sind von hohen Abflussspitzen aus der kanalisierten Teilfläche (insbesondere beim Ereignis vom August 1980, wo die scheidelabmindernde Wirkung ausschließlich auf KRH 4 zurückzuführen ist), sowie die Ganglinien am Beckenauslass. Die Abminderung der Siedlungsspitzen ist deutlich zu erkennen. Durch das stoßweise Befüllen der Becken schwankt auch der Abfluss aus den KRH leicht, jedoch weit weniger stark als die Zuflussganglinie. Teilweise (je nach Ereignis) erreichen die Teilabflüsse aus der Kanalisation das KRH früher als die Ab-

flussganglinie zu KRH 4 (Knoten 9), die geprägt sind von hohen Abflussspitzen aus der kanalisierten Teilfläche (insbesondere beim Ereignis vom August 1980, wo die scheidelabmindernde Wirkung ausschließlich auf KRH 4 zurückzuführen ist), sowie die Ganglinien am Beckenauslass. Die Abminderung der Siedlungsspitzen ist deutlich zu erkennen. Durch das stoßweise Befüllen der Becken schwankt auch der Abfluss aus den KRH leicht, jedoch weit weniger stark als die Zuflussganglinie. Teilweise (je nach Ereignis) erreichen die Teilabflüsse aus der Kanalisation das KRH früher als die Ab-

flussspitzen aus den natürlichen Flächen, so dass die Becken bei Eintreffen der zweiten Teilwelle aus der natürlichen Fläche z. T. bereits teilentleert und aufnahmefähig sein können. Im Einzelfall sollte die Schmutzfracht der Abflüsse aus einer kanalisierten Fläche geprüft werden. Ggf. könnte der Rückhalt von stark verunreinigtem Mischwasser zu Grundwasserverschmutzungen, Geruchsbelästigungen und ähnlichem führen.

In dem wie oben beschriebenen Ausmaß sind Routingprozesse innerhalb von Einzugsgebieten der Mesoskale (hier: bis 20 km²) nur in dem beschriebenen Sonderfall „Einleitstelle der Kanalisation“ relevant. Die Abflüsse aus den natürlichen Flächen werden weit weniger durch Wellenablaufprozesse beeinflusst. In kleinen Einzugsgebieten kann nach DOHM & KREITER (1999) und UHLENBROOK (1999) dem Wellenablauf eine untergeordnete Rolle im Gesamtprozess der Hochwasserbildung zugeschrieben werden. Demzufolge wurde der Wellenablauf lediglich im UG Thalfanger Bach berücksichtigt, weil hier der Sonderfall „Einleitung aus Kanalisation“ angetroffen wurde. Die Veränderung einer Hochwasserwelle infolge des Wellenablaufs ist abhängig von gewässerspezifischen Parametern (Sohlgefälle, Fließlänge, Rauheiten, Talmorphologie, Profilgeometrie) und von der Form der Abflussganglinie. Beide Prozesse, stehende Retention in KRH und fließende Retention, beeinflussen und verändern die Ganglinie eines Hochwasserereignisses. Es stellt sich die Frage, ob und wenn ja welcher der beiden Prozesse dominiert. Dahinter verbirgt sich auch die Frage, ob in Systemen mit mehreren KRH der Wellenablauf im Gewässer betrachtet werden muss. Deshalb wurde die Wirkung und der Einfluss des Wellenablaufs am Beispiel des UG Thalfanger Bach untersucht. Hierfür wurden zwei Systeme jeweils mit und ohne Wellenablaufsimulation betrachtet. System 1 ist das UG ohne kanalisierte Fläche, also ohne Siedlung. Die Siedlungsfläche wurde der natürlichen Fläche FN 4 zugewiesen. System 2 ist das UG mit Siedlungsfläche, also das Realsystem.

Abbildung 5.36 zeigt den Verlauf von Hochwasserwellen in einem System mit KRH, jeweils mit und ohne Wellenablauf (*engl.: Routing, Flood Routing*). Im System ohne kanalisierte Fläche zeigen sich weder bezüglich der Spitzenabflüsse noch in der Form der Ganglinien wesentliche Unterschiede in den Betrachtungen mit und ohne Wellenablaufberechnung. Der Wellenablauf hat durch die Wirkung der KRH keinen Einfluss auf die Abflussganglinie, der Prozess wird durch den Beckeneinstau vollkommen überprägt. Auch Systeme mit weniger als fünf Kleinrückhalten zeigten ein ähnliches Verhalten. In solchen überwiegend naturnahen Gebieten mit Flächen von maximal 20 km² kann demnach auf die detaillierte Simulation des Wellenablaufs verzichtet werden, wodurch sich der Datenbedarf und der Beschaffungsaufwand deutlich reduziert.

5.10.6 Nachhaltigkeit der Maßnahmenwirkung

Bei den Untersuchungen über die Wirkung von KRH wurde bislang der Hochwasserabfluss am Auslass des letzten KRH (oder wie in Kapitel 5.10.5 innerhalb des Systems) betrachtet, da er nur hier von anderen Faktoren unabhängig ist. Wie sich eine Hochwasserwelle *unterhalb* dieses Punktes verändert, blieb unberücksichtigt. In der Praxis liegt jedoch der zu betrachtende Punkt (eine zu schützende Stelle z. B. Ortslage) nur selten unmittelbar am Auslass des letzten KRH.

Im folgenden Abschnitt wird deshalb die Entwicklung der gedämpften Hochwasserabflüsse unterhalb des letzten KRH untersucht. Auch hier liegt der Fokus der Untersuchung auf der Betrachtung der Abflussspitzen von Hochwasserereignissen.

Eine Hochwasserganglinie wird durch Kleinrückhaltebecken gedämpft und zeitlich verzögert. Unterhalb des letzten KRH wird die Hochwasserwelle infolge von Routing-Prozessen weiter verformt und zeitlich verzögert. Eine Veränderung der Ganglinie ist abhängig von gewässerspezifischen Größen wie Sohlgefälle, Fließlänge und -widerstände, Talmorphologie und Profیلgeometrie. Außerdem beeinflussen das Ereignis selbst (Höhe und Form der Abflussganglinie) und die Drosselöffnungen der KRH die Abflussganglinie und ggf. auch ihre Entwicklung unterhalb des letzten KRH. Zuflüsse bewirken ebenfalls eine Veränderung der Abflussganglinie und führen zu insgesamt höheren Abflüssen. Wie stark dieser Einfluss ist, ist ebenfalls abhängig von Gebiets- und Gewässereigenschaften und der Zuflussganglinie.

Wellen mit gleichen Fließzeiten verstärken den Hochwasserscheitel aufgrund der Überlagerung im Scheitelbereich. Erreichen Zuflussspitzen gleichzeitig mit dem durch KRH verzögerten Hochwasserscheitel das Gewässer, kann die Hochwasserspitze vergrößert werden. In diesem Fall können sich KRH durch ihre abflussverzögernde Eigenschaft auch nachteilig auf den Hochwasserabfluss auswirken – also zu höheren Scheitelabflüssen führen (MARENBACH, 2002).

Auch in den UG Obere Blies und Thalfanger Bach sind zwischen dem letzten KRH und dem Gebietsauslass Teileinzugsgebiete und Gerinneabschnitte vorhanden, die bislang nicht berücksichtigt wurden. Im UG Obere Blies entwässert unterhalb des letzten KRH 5 nur eine vergleichsweise kleine Fläche von 0,1 km² (1 % von A_E) zwischen KRH 5 und dem Gebietsauslass, weshalb der Einfluss dieser Fläche auf die Entwicklung der Hochwasserwelle unterhalb des KRH 5 nicht nachweisbar ist. Dies spiegelt sich in den vorgenannten Ergebnissen, die sich alle auf den Gebietsauslass beziehen, wider.

Im UG Thalfang liegt zwischen dem definierten Gebietsauslass in der Ortschaft „Dhronecken“ (Zusammenfluss mit Röderbach) und den beiden letzten KRH 4 und 5 eine rund 1,6 km² große natürliche Fläche (FN6, siehe Fließschema im Anhang C und Abb. 3.5). Sie beeinflusst die Abflussganglinie am Gebietsauslass deutlich, ohne jedoch die Wirkung der KRH in Frage zu stellen. Die Einflüsse der genannten Faktoren auf die Entwicklung einer Hochwasserwelle unterhalb des letzten KRH werden nachfolgend am Beispiel des UG Thalfanger Bach untersucht.

Im Modell begrenzen die Knoten 12 (Auslass KRH 5) und 13 (Gebietsauslass in Dhronecken, Zusammenfluss mit Röderbach) das hier betrachtete Teileinzugsgebiet. Abbildung 5.37 zeigt die Abflüsse der Hochwasserspitzen an Knoten 12 und Knoten 13 – also die Entwicklung der Hochwasserscheitel auf besagtem Gerinneabschnitt bis zum Gebietsauslass – für verschiedene Ereignisse und Drosseleinstellungen. Zu Vergleichszwecken ist der Abfluss ohne KRH (Istzustand) mit aufgeführt. In den meisten Fällen kommt es zu geringeren relativen Scheitelabminderungen bzw. höheren Abflussspitzen am Modellknoten 13 als am Knoten 12, ausgenommen das Niederschlagsereignis vom August 1980. In fast allen Fällen steigt in den Systeme-

men mit KRH der Scheitelabfluss zwischen den beiden Modellknoten an, ohne jedoch die Abflüsse des Istzustands zu erreichen. Die Veränderungen der Werte liegt zwischen - 0,4 und + 0,6 m³/s, mit einer Häufung um + 0,2 m³/s. Die Spitzenabflüsse der Systeme mit KRH liegen in jedem Fall unter denen des Istzustands.

Die prozentuale Darstellung zeigt den Wirkungsgrad der KRH bezogen auf den maximalen Abfluss einer Hochwasserwelle. Am Modellknoten 12 (letztes KRH) sind je nach Ereignis und Drosseleinstellung Scheitelabminderungen von 6,5 bis 28 % zu erwarten. Am Knoten 13 liegen die Abminderungen im Bereich zwischen 2,5 und 15 %. Die relativen Scheitelabminderungen nehmen in den meisten untersuchten Fällen ab, die Variationsbreite der Prozentwerte ist am Knoten 13 geringer als am Knoten 12.

Die in Abbildung 5.37 gezeigten Varianten verhalten sich z. T. unterschiedlich: In den meisten Fällen kommt es zu einer Verringerung der Maßnahmenwirkung. Einige Ereignisse zeigen wenig, andere große Veränderungen. Dazu verlaufen die Änderungen z. T. in gegensätzliche Richtungen. Die Scheitelabminderungen zeigen keinen für alle Varianten gültigen Trend. Auch in dieser Darstellung (Abb. 5.37) wird der Einfluss der Ereignischarakteristik deutlich. Beim Ereignis vom August 1980, bei dem insbesondere die entlastende Kanalisation zu den extremen Abflussspitzen führt, reduzieren sich die Spitzenabflüsse mit zunehmender Entfernung vom Entlastungsbauwerk. Bei den restlichen Ereignissen ist eine stetige Abflusszunahme zu beobachten. Aufgrund des vergleichsweise geringen Volumens in Verbindung mit den extremen Abflussspitzen lassen sich beim Augustereignis auch die größten relativen Scheitelabminderungen erzielen.

Beim Ereignis vom August 1980 reduziert sich der Abfluss von Knoten 12 nach Knoten 13 um 0,8 m³/s. Die vergleichsweise steile und kurze Hochwasserwelle wird also infolge der Routingprozesse im Gewässerabschnitt deutlich abgemindert, was auch durch die Zuflüsse nicht kompensiert wird. Das Ereignis vom August 1980 zeigt im System mit drosseloptimierten KRH am Knoten 13 einen Anstieg der Abflüsse. Dagegen zeigen die Abflüsse beim Ereignis vom August 1980, drosseloptimiert auf das Ereignis vom Januar 1995, wegen

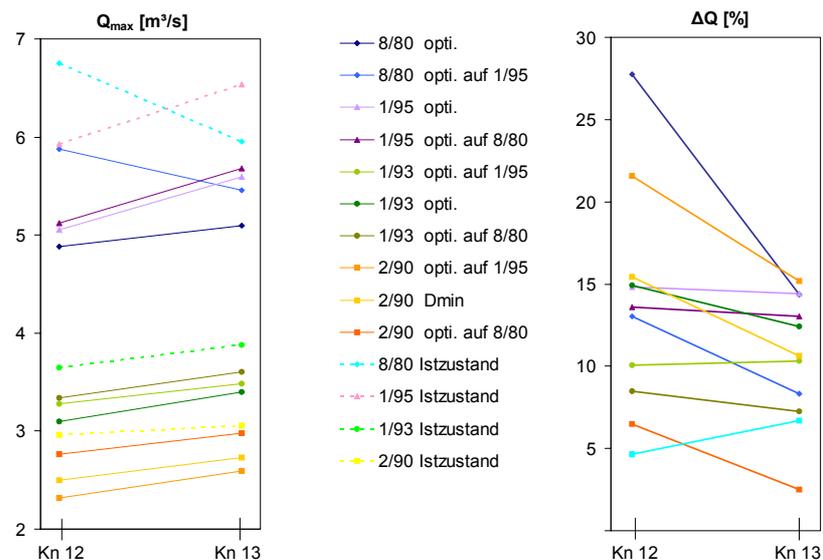


Abb. 5.37: Entwicklung der Abflussspitzen um UG Thalfanger Bach von Knoten 12 nach Knoten 13 (Gebietsauslass)

des Überlaufs (hierdurch höhere, kurze Abflussspitze mit vergleichsweise geringem Volumen am Knoten 12) geringere Abflüsse am Knoten 13 als am Knoten 12. Die gegenüber dem auf das Ereignis vom August 1980 optimierten System höheren Abflüsse am Knoten 12 werden durch das nachfolgende Routing ausgeglichen. Insgesamt liegen die Abflüsse im auf das Ereignis vom August 1980 optimierten Fall jedoch unter denen im System mit Optimierung auf das Ereignis vom Januar 1995.

Auch die besonders starke Verringerung der prozentualen Scheitelabminderung des drosseloptimierten Ereignisses August 1980 zwischen Knoten 12 und Knoten 13 lässt sich damit erklären: Der absolute Scheitelabfluss mit KRH steigt zwischen Knoten 12 und 13 gering ($0,2 \text{ m}^3/\text{s}$) an, während er ohne KRH sinkt. Dennoch liegt dieser Spitzenabfluss mit KRH fast 15 % unter dem des Istzustandes. Die beiden anderen drosseloptimierten Ereignisse zeigen eine schwach reduzierte Wirkung bzw. kaum Unterschiede zwischen Knoten 12 und 13.

Zum höchsten Abfluss am Knoten 13 führt das Ereignis vom Januar 1995. Da auch der Abfluss beim Ereignis vom August 1980 mit der Optimierung auf Januar 1995 kleiner ist als der Spitzenabfluss im auf das Ereignis vom Januar 1995 optimierten System, wäre im Falle „Hochwasserschutzplanung für Dhronecken (Knoten 13)“ die Drosseloptimierung auf das Ereignis vom Januar 1995 vorzuziehen, da sie insgesamt zu niedrigeren Hochwasserspitzen führt. Es können Scheitelabminderungen bis 15 % bei Scheitelabflüssen von deutlich unter $6 \text{ m}^3/\text{s}$ erwartet werden. Da bei den Berechnungen die gebiets- und gewässerspezifischen Parameter identisch waren, zeigt sich, dass auch die aus dem Ereignis resultierende Abflussganglinie und die Drosselöffnungen der KRH eine wichtige Rolle für die Entwicklung der Hochwasserwelle unterhalb des letzten KRH spielen. Beide Faktoren können schon auf kleinen Distanzen zu sehr unterschiedlichen, teilweise auch gegensätzlichen Entwicklungen der Abflussspitzen führen. Dabei beeinflussen sie sich, wie das Beispiel mit der Drosseloptimierung zeigt, gegenseitig.

5.10.7 Ideen für eine Regionalisierung – Möglichkeiten und Grenzen

Die bisher durchgeführten Untersuchungen zeigen, wie vielschichtig die zu einem Hochwasserereignis beitragenden Abflussprozesse untereinander und mit den eher maßnahmenspezifischen Parametern vernetzt sein können. Diese hohe Komplexität erschwert die Entwicklung eines

einfach handhabbaren Regionalisierungsverfahrens zur Abschätzung der Retentionswirkung von Kleinrückhalten. Im nachfolgenden Kapitel wird ein empirisches Verfahren vorgestellt. Das Verfahren basiert auf den Erkenntnissen

der zuvor vorge-

stellten detaillierten Modellierungen in den UG Thalfanger Bach und Obere Blies (sowie den Fiktivsystemen). Deshalb sollte das Verfahren durch ergänzende Untersuchungen, die den Rahmen der hier vorgestellten Arbeit sicherlich sprengen würden, weiter getestet und durch Vergleiche mit detaillierten N-A-Modellierungen validiert werden.

Das Verfahren bietet die Möglichkeit, die Wirkung potenzieller KRH schnell – d. h. ohne aufwändige Modellierung – abzuschätzen. Dabei wird ein drosseloptimiertes System unterstellt, d. h. bei grundsätzlich positiver Einschätzung ist zur anschließenden Dimensionierung und Optimierung der tatsächlichen Drosselöffnungen die Anwendung eines detaillierten N-A-Modells unerlässlich.

Bestätigt das vorgestellte Verfahren die positive Wirkung potenzieller Maßnahmenstandorte in einer interessanten Größenordnung, so könnte dies wiederum den Einsatz eines detaillierten Simulationsmodells rechtfertigen. Umgekehrt kann von einer weiteren Verfolgung einer Sanierungsvariante mittels KRH abgesehen werden, wenn das zusammen mit LEY (2006) entwickelte Verfahren die gewünschte Mindestabminderung deutlich nicht bestätigt. In Grenzfällen oder wenn durch Kombinationen mit anderen Maßnahmen ein Gesamtpaket geschnürt werden soll, ersetzt das hier entwickelte Verfahren ebenfalls nicht die Aussagekraft eines detaillierten N-A-Modells. Es dient lediglich der Grobabschätzung der zu erwartenden Mindestwirkung.

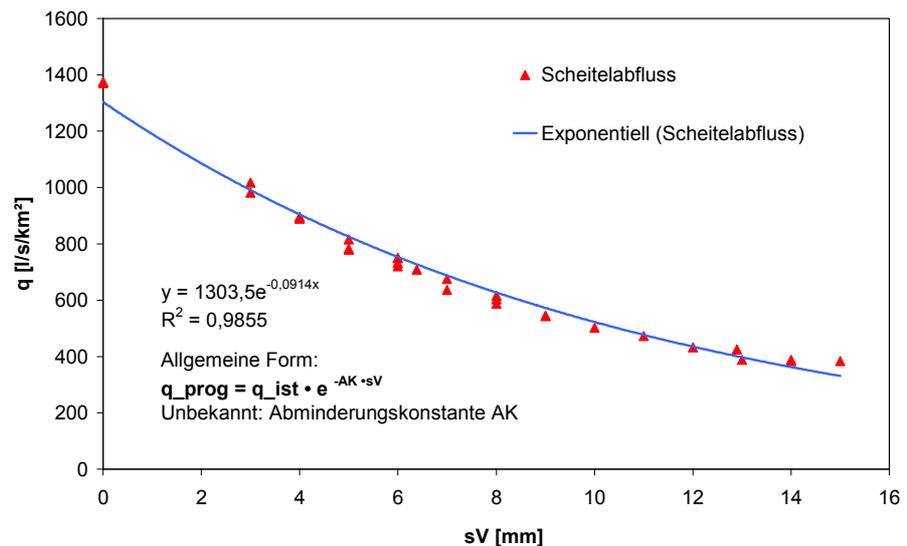


Abb. 5.38: Entwicklung der Scheitelabflüsse im UG Obere Blies in Abhängigkeit von sV . Dargestellt für das Ereignis vom August 1980

Das hier vorgestellte Regionalisierungsverfahren basiert auf der Auswertung sämtlicher durchgeführter Simulationen in 17 Grundsystemen (Real- und Fiktivsystemen mit unterschiedlich verteilten KRH und unterschiedlich großen Teileinzugsgebieten, siehe Anhang C), 126 drosseloptimierten Systemkonstellationen (Modifikation von Beckenvolumen und Einstauhöhe) und 6 Hochwasserereignissen. Demzufolge ist das Verfahren auf mesoskalige Mittelgebirgsgebiete von $A_E \leq 20 \text{ km}^2$ begrenzt.

Das Verfahren erfordert die Erhebung von insgesamt vier Parametern:

- q [l s⁻¹ km⁻²] Scheitelabflussspende des betrachteten Ereignisses
- sV [mm] spezifisches Nettovolumen der Kleinrückhalte
- v [mm] spezifisches Ereignisvolumen oberhalb Einstaubeginn
(hier: Ausuferungsabfluss Q_A)

Abbildung 5.38 zeigt exemplarisch die Abhängigkeit des Scheitelabflusses und somit der erzielbaren Scheitelabminderung vom spezifischen Volumen der Kleinrückhalte in drosseloptimierten Systemen für das Ereignis vom August 1980 im UG Obere Blies. In allen untersuchten Systemen nimmt der Scheitelabfluss mit wachsendem spezifischem Volumen exponentiell ab.

Der prognostizierte Scheitelabfluss lässt sich somit also nach Gleichung (5.25) berechnen. Einzige Unbekannte in Gleichung (5.25) ist die sog. Abminderungskonstante AK . AK drückt die

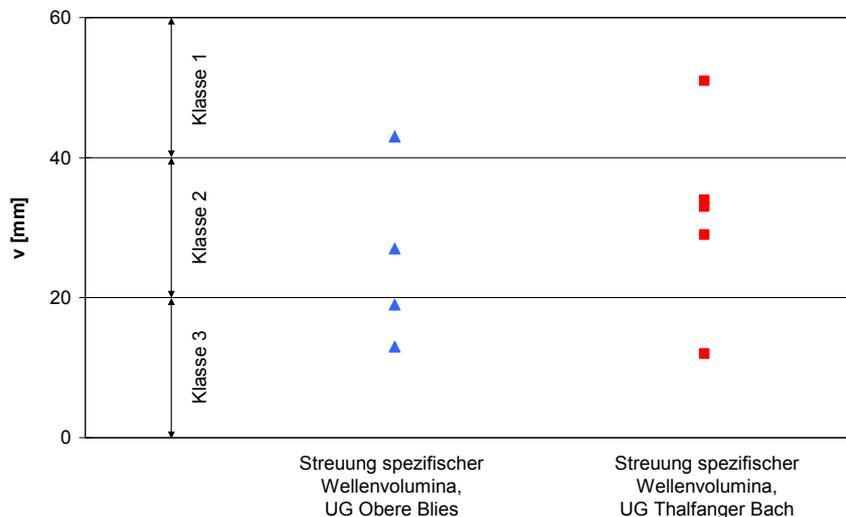


Abb. 5.39: Streuung der Wellenvolumina und Klassenbildung:

Klasse 1	großes Volumen:	$v > 40 \text{ mm}$
Klasse 2	mittleres Volumen:	$20 \text{ mm} \leq v \leq 40 \text{ mm}$
Klasse 3	geringes Volumen:	$v < 20 \text{ mm}$

Charakteristik des zugrundeliegenden Hochwasserereignisses aus. Die Retentionswirkung der Kleinrückhalte hängt, wie bereits oben mehrfach diskutiert, maßgeblich vom Volumen des betrachteten Hochwasserereignisses ab. Von Bedeutung kann auch die Form des Ereignisses sein – so können beispielsweise bei einem

zweigipfeligen Ereignis die Becken noch aus der ersten Welle teilgefüllt sein, wodurch nicht die volle Kapazität zur Abminderung der zweiten Welle zur Verfügung steht – weshalb der Anwen-

dungsbereich dieses Verfahrens auf eingipfelige Ereignisse begrenzt ist. Somit ist hier lediglich das Ereignisvolumen maßgebend. Tabelle 5.12 zeigt die spezifischen Volumina der hier untersuchten Ereignisse.

$$q_{prog} = q_{ist} \cdot e^{-AK \cdot sV} \quad [l \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}] \quad (5.25)$$

- q_ist Scheitelabflussspende des betrachteten Ereignisses
- AK Abminderungskonstante nach Abbildung 5.40
- sV spezifisches Volumen der Kleinrückhalte [mm]

Tab. 5.12: Volumina der untersuchten Hochwasserereignisse

Obere Blies		Thalfanger Bach	
Ereignis	v [mm]	Ereignis	v [mm]
August 1980	19	August 1980	34
Oktober 1986	13	Februar 1990	12
Dezember 1993	43	Oktober 1986	29
Januar 1995	27	Dezember 1993	33
		Januar 1995	51

Abbildung 5.39 zeigt die Streuung der Wellenvolumina in den beiden UG Obere Blies und Thalfanger Bach. Hiernach wurden Klassen definiert, in die ein Hochwasserereignis anhand seines spezifischen Volumens eingeordnet werden kann. In Abhängigkeit der definierten Klasse lässt sich nun anhand des in Abbildung 5.40 dargestellten Diagramms der Wert für AK in Gleichung (5.25) ablesen bzw. anhand der angegebenen Gleichungen berechnen. Aus Abbildung 5.40 wird deutlich, dass sich z. B. für geringere Ereignisvolumina (Kl. 3) vergleichsweise größere Werte für AK ergeben, weshalb sich für solche Ereignisse dann auch nach Gleichung (5.25) ein kleinerer Wert für q_prog ergibt, was bedeutet, dass das Ereignis stärker abgemindert werden kann als z. B. ein voluminöseres Ereignis der Klasse 1. In der Praxis ist die exakte Bestimmung des Ereignisvolumens mangels Datenlage

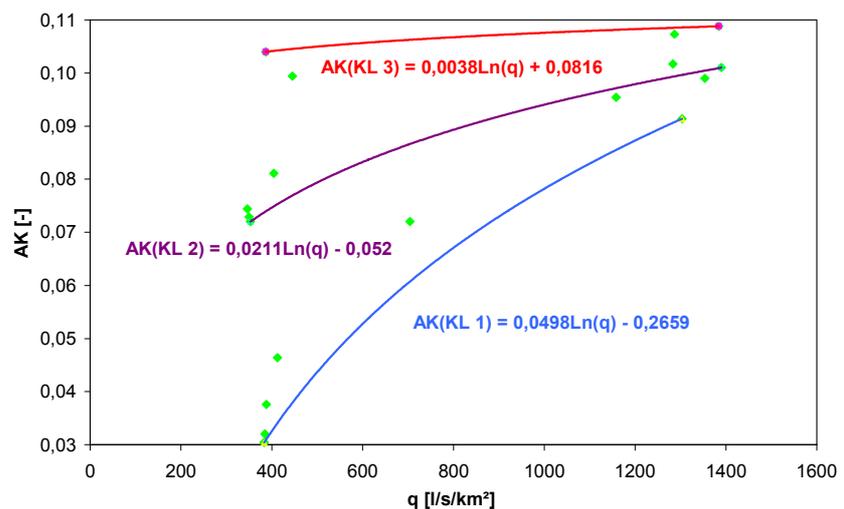


Abb. 5.40: Abminderungskonstante AK in Abhängigkeit von Volumenklasse und Scheitelabflussspende (q_ist)

oft schwierig, wohingegen der kritische Abfluss (Q_krit) z. B. mittels einer hydraulischen Berechnung relativ gut bestimmt werden kann. In solchen Fällen kann Q_krit gleich q_prog gesetzt und die Mindestwirkung potenzieller KRH durch Verwendung der AK-Werte nach Klasse 1 (volu-

minöse Ereignisse) abgeschätzt werden. Das hier vorgestellte Verfahren sollte in Zukunft unbedingt durch weitere Untersuchungen – also durch Vergleiche mit detaillierten N-A-Modellen – in neuen Einzugsgebieten validiert werden. Hierbei ist auch die Frage interessant, wie mit den Unsicherheiten (Raum zwischen den Klassenkurven in Abb. 5.40) umgegangen werden soll.

Das vorgestellte Verfahren könnte beispielsweise zur groben Vorbemessung und Wirkungsabschätzung als Teilbaustein innerhalb eines komplexen Decision Support Systems (DSS) eingesetzt werden. Eine einfache, mit geringem Aufwand erzielbare Wirkungsabschätzung könnte – bei grundsätzlich positiver Ersteinschätzung – im Vorfeld einer konkreten Planung den Aufwand für den Einsatz detaillierter Simulationsmodelle rechtfertigen und begründen.

5.11 Upscaling

Dieses Kapitel beschreibt das gewählte Vorgehen beim sog. „Upscaling“. Unter dem Begriff Upscaling wird hier die hydrologische Wirkung des Maßnahmentyps „Kleinrückhalte“ in der oberen Meso- und unteren Makroskale untersucht. Als Untersuchungsgebiete dienen die beiden Flussgebiete Blies ($A_E = 1.850 \text{ km}^2$, unter Makroskale) und Prims ($A_E = 735 \text{ km}^2$, obere Mesoskale).

5.11.1 Methodik und Vorgehensweise

Für beide Flussgebiete wurde zunächst ein flächen- und komponentendetailliertes Flussgebietsmodell aufgestellt und kalibriert (vgl. Kap. 4 und Anhang B). In einem zweiten Schritt wurden, wie in Kapitel 5.6 beschrieben, alle potenziellen Maßnahmenstandorte kartiert und durch Inaugenscheinnahme vor Ort einer der drei Klassen „wahrscheinlich umsetzbar“, „bedingt umsetzbar“ oder „wahrscheinlich nicht umsetzbar“ zugeordnet. Im Einzugsgebiet der Blies konnten dabei die im Primargebiet gewonnenen Erkenntnisse angewandt werden, d. h. hier erfolgte eine Vorauswahl geeigneter Standorte auf Basis der TK 25. Dieses Vorgehen beinhaltet zwar das Risiko, dass einige geeignete Standorte (z. B. ehemalige Fischteiche) aufgrund der in Kapitel 5.6 diskutierten Problematik nicht gefunden wurden, dies wurde hier jedoch aufgrund des geschätzten Zeitgewinns von netto rund 20 Wochen akzeptiert. Es wurden nur solche Gewässerabschnitte kartiert, deren mittlerer Abfluss $MQ \leq 2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ beträgt (vgl. Kap. 5.5.1). Bezüglich der geographischen Lage befinden sich geeignete Standorte deshalb tendenziell eher an den Oberläufen der untersuchten Flussgebiete (siehe Abb. A-F.1 u. A-F.2 in Anhang F).

Auf diese Weise wurden im Einzugsgebiet der Blies 104 und im Einzugsgebiet der Prims (Kartierung im Feld) insgesamt 79 Standorte gefunden. Sofern keine terrestrische Geländevermessung durchgeführt wurde, erfolgte die Berechnung der Beckenvolumina auf Basis der TK25, wie in Kapitel 5.7 beschrieben. Die Verteilung des Retentionsvolumens über der Einstauhöhe – die maximale Einstauhöhe wurde hier mit 2,0 m über Aueniveau festgelegt, was einer geschätzten Gesamthöhe bezogen auf die Gewässersohle von ca. 3,0 m entspricht – erfolgte nach der Verteilformel (5.24). Das auf diese Weise berechnete Gesamt-Retentionsvolumen beträgt rund $3.650.000 \text{ m}^3$ im Einzugsgebiet der Blies und rund $1.500.000 \text{ m}^3$ im Einzugsgebiet der Prims.

Bezogen auf die jeweiligen Einzugsgebietsgrößen liegen die spezifischen Volumina bei $sV = 1,9$ mm (Blies) und $sV = 2,1$ mm (Prims).

Die hochwassermindernde Wirkung wurde in beiden Einzugsgebieten anhand der Ereignisse von Dezember 1993 und Januar 1995 untersucht. Die Ereignisse stellen in beiden Flussgebieten die jeweils höchsten jemals registrierten Hochwasser (HQ₅₀ – HQ₁₀₀, je nach Pegel) dar und führten zu etwa gleich hohen, seltenen Wasserständen. Die Ereignisse unterscheiden sich jedoch deutlich hinsichtlich ihrer Abflussvolumina.

Kapitel 5.10 zeigte bereits, dass die Effizienz der Maßnahmen durch eine Optimierung der Drosselöffnung signifikant gesteigert werden kann. Deshalb wurde auch hier eine Optimierung der Drossel auf das jeweils untersuchte Ereignis durchgeführt. Die simulierten Scheitelabminderungen stellen somit ereignisspezifische Maximalwerte dar.

5.11.2 Ergebnisse

Im Laufe der Bearbeitung zeigte sich, dass ein hydrologischer Längsschnitt durch das jeweils betrachtete Hauptfließgewässer die beste Form der Ergebnisdarstellung ist, sofern wie hier die hochwassermindernde Wirkung – sprich die Scheitelabminderung durch Kleinrückhalte – vordergründig zu betrachten ist. Deshalb werden nachfolgend die Simulationsergebnisse anhand von hydrologischen Längsschnitten diskutiert. Die Schnittführung orientierte sich dabei entlang der amtlichen Hochwasserbrennpunkte nach MFU (1995) an den Hauptfließgewässern Blies und Prims.

In Abhängigkeit des Retentionsvolumens wurden die Standorte in 5 Klassen eingeteilt, um klassenspezifische Simulationen durchführen zu können. Tabelle 5.13 zeigt die Ergebnisse der Klasseneinteilung für beide Flussgebiete. Hieraus geht bereits hervor, dass Kleinrückhalte mit Volumen unter 10.000 m³ kaum lohnenswert erscheinen. In beiden Flussgebieten ist etwa jeder zweite potenzielle Standort (50%) dieser Klasse zuzuordnen. Der Beitrag zum Gesamtretentionsvolumen liegt jedoch nur bei 6 bis 13%. Rund 90% des Gebietsrückhalts können also durch Rückhaltemaßnahmen mit Volumina > 10.000 m³ erzielt werden. Interessant ist, wie sich auch die Wirkung der Kleinrückhalte auf die einzelnen Klassen verteilt. Aus den entsprechenden hydrologischen Längsschnitten (siehe Abb. 5.41 u. 5.42 sowie Anhang G) geht hervor, dass Standorte der Klasse < 5.000 m³ und 5.000 bis < 10.000 m³ in beiden Gebieten so gut wie keine Wirkung zeigen.

Tab. 5.13: Kleinrückhalte in den Flussgebieten von Blies und Prims, eingeteilt in Volumenklassen

Klasse:	Flussgebiet Blies		Flussgebiet Prims	
	Anzahl Standorte [Stck. / (%)]	Volumen [m ³ / (%)]	Anzahl Standorte [Stck. / (%)]	Volumen [m ³ / (%)]
< 5.000 m ³	25 (24)	64.000 (1,5)	29 (37)	85.000 (5)
5.000 bis < 10.000 m ³	27 (26)	168.500 (4,5)	15 (19)	120.000 (8)
10.000 bis < 50.000 m ³	29 (28)	957.000 (27)	29 (37)	705.000 (47)
50.000 bis < 100.000 m ³	14 (13)	1.021.000 (28,5)	4 (5)	275.000 (18)
≥ 100.000 m ³	8 (9)	1.376.000 (38,5)	2 (2)	330.000 (22)

Anhang F zeigt die geographische Verteilung der in den beiden Flussgebieten untersuchten Kleinrückhalte. Abbildung 5.41 zeigt die Ergebnisse für den „Best Case“ im Flussgebiet der Blies – also bei angenommener Umsetzung aller 104 Kleinrückhalte-Maßnahmen und bei Optimierung der Drosselöffnungen auf das jeweils zugrunde liegende Hochwasserereignis (hier: Januar 1995 und Dezember 1993). Abbildung 5.42 zeigt dasselbe Szenario im Flussgebiet der Prims.

Blies:

Für die vier amtlichen Hochwasserbrennpunkte entlang der Blies könnten je nach Ereignis und Brennpunkt maximale Scheitelabminderungen von rund 3 bis 14 % erreicht werden. Die beiden betrachteten Ereignisse sind mit spezifischen Abflussvolumina am Gebietsauslass von 60 mm (Dezember 1993) und 50 mm (Januar 1995) relativ voluminöse Ereignisse (vgl. Abb. 5.39). In dieser Skala ist also das Dezemberereignis von 1993 das voluminösere der beiden Ereignisse. Das zweigipflige Januarereignis führte im Rahmen der Drosseloptimierung zu vergleichsweise größeren Rohrdrosseln, um ein Überlaufen der Becken bei Eintreffen des zweiten Gipfels auf teilgefüllte Retentionsräume zu vermeiden. Insgesamt ist die Wirkung beim Januarereignis jedoch geringfügig höher als beim Ereignis vom Dezember 1993.

Prims:

Für die drei amtlichen Hochwasserbrennpunkte im Einzugsgebiet könnten je nach Ereignis und Brennpunkt maximale Scheitelabminderungen von rund 3 bis 10 % erreicht werden. Beide Hochwasser sind mit spezifischen Abflussvolumina am Gebietsauslass von 40 mm (Dezember 1993) und 60 mm (Januar 1995) relativ voluminöse Ereignisse. In dieser Skala ist hier also das Januarereignis von 1995 das voluminösere der beiden Ereignisse (vgl. Blies: Dezemberereignis). Hinzu kommt, dass das Januarereignis zweigipflig ist, was im Rahmen der Drosseloptimierung größere Rohrdrosseln zur Folge hat, um ein Überlaufen der Becken bei Eintreffen des zweiten Gipfels auf teilgefüllte Retentionsräume zu vermeiden. Beides führt zu einer insgesamt geringeren Wirkung beim Januarereignis als bei Ereignis vom Dezember 1993.

Der Hauptanteil der hydrologischen Wirkung ist im Primsgebiet begründet durch die Standorte der Klasse 10.000 bis < 50.000 m³. Interessanterweise führen im Primsgebiet auch die beiden Standorte der Klasse > 100.000 m³ zu keiner nennenswerten überregionalen Wirkung, da das Volumen relativ zentral angeboten wird und nur ein kleinerer seitlicher Zufluss, der Losheimer Bach, zurückgehalten werden kann (siehe Anhang F). Die Abflüsse aus den Hauptfließgewässern (Prims und Theel) fließen ungedrosselt ab. Positiv für die auch überregional spürbare Wirkung der Maßnahmen ist die annähernd gleichmäßige Standortverteilung, insbesondere an den Oberläufen der Gewässer. Hierin ist auch der Grund zu sehen, weshalb hier keine höheren Abflüsse im Prognose- als im Istzustand durch ungünstige Überlagerungen von Teilwellen simuliert wurden, wie dies z. B. in den von MARENBACH (2002) untersuchten Gebieten (Rems und Nahe) der Fall ist.

Im Flussgebiet der Blies ist die hydrologische Wirkung im Wesentlichen auf die 51 Standorte der Klassen > 10.000 m³ zurückzuführen. Die überregionale Wirkung der Kleinrückhalte ist

maßgeblich auf die Kombination dieser Retentionsräume zurückzuführen. Die restlichen 53 potenziellen Standorte mit Volumina $< 10.000 \text{ m}^3$ haben keine überregionale Retentionswirkung. Lediglich an den Oberläufen – also in Einzugsgebieten mit max. 10 km^2 Fläche – können solche Maßnahmen auch zu Scheitelabminderungen von rund 5 % beitragen (siehe Anhang G).

Die Ergebnisse aus den Untersuchungen in beiden Einzugsgebieten zeigen, dass Kleinrückhalte insbesondere in kleineren Gebieten bis maximal 500 km^2 zum Hochwasserschutz beitragen können. Mit wachsender Einzugsfläche und somit wachsenden Abflussvolumina in den Fließgewässern geht die hochwassermindernde Wirkung dieses Maßnahmentyps signifikant zurück.

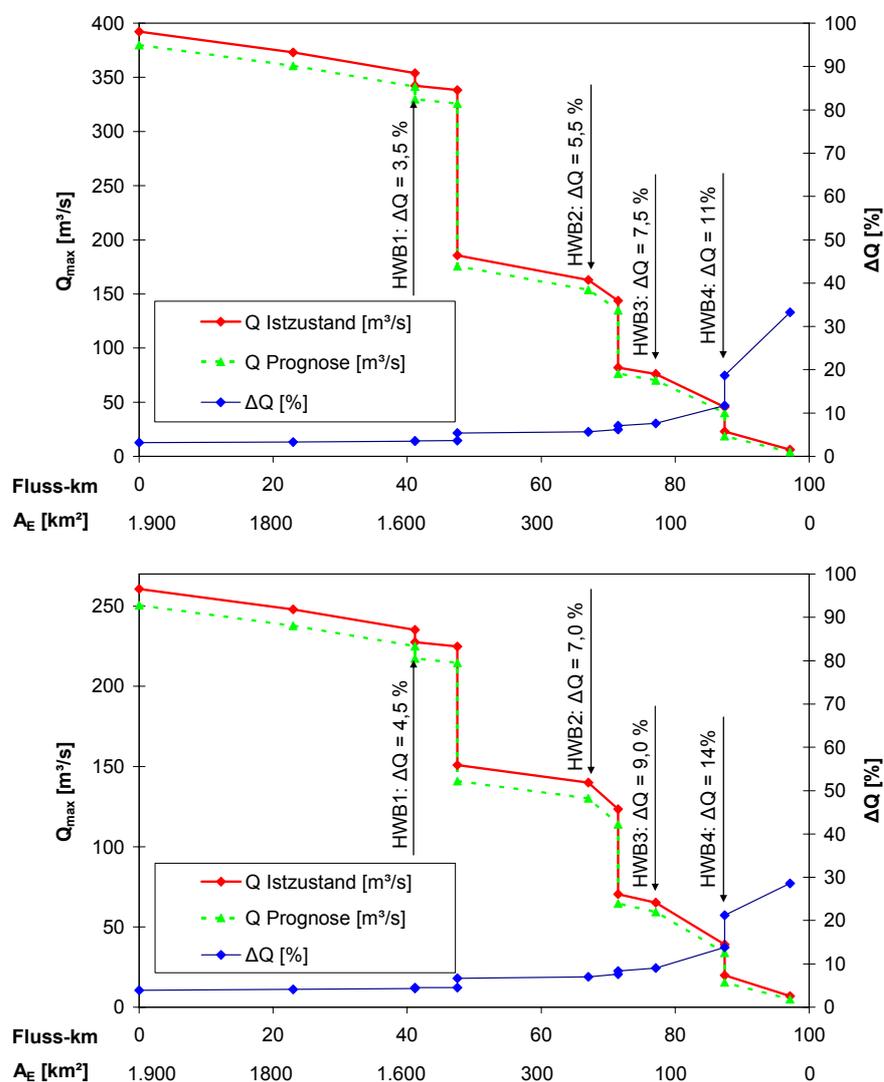


Abb. 5.41: Hydrologischer Längsschnitt Blies mit Darstellung amtlicher „Hochwasserbrennpunkte“, Ereignis Dezember 1993 (oben) und Januar 1995 (unten), Istzustand und Prognosezustand bei Umsetzung aller KRH
 HWB1: Hochwasserbrennpunkt „Blieskastel“
 HWB2: Hochwasserbrennpunkt „Neunkirchen“
 HWB3: Hochwasserbrennpunkt „Ottweiler“
 HWB4: Hochwasserbrennpunkt „St. Wendel“

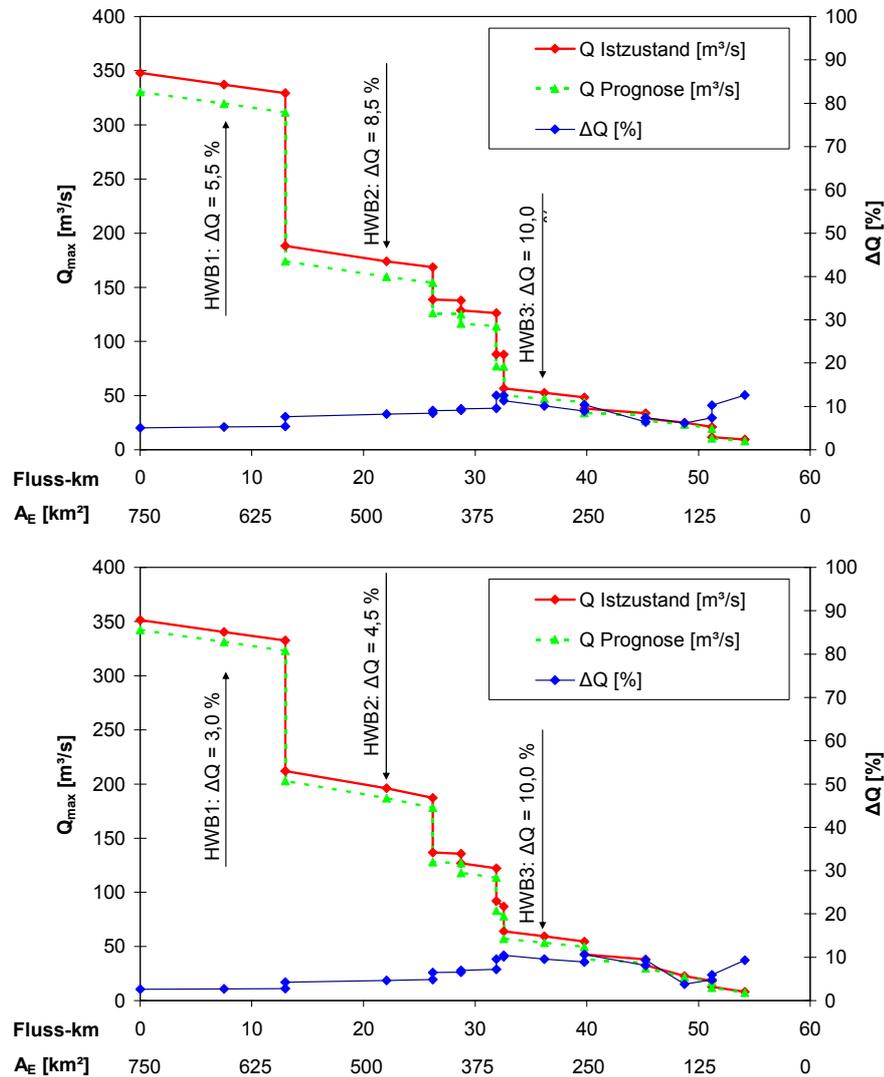


Abb. 5.42: Hydrologischer Längsschnitt Prims mit Darstellung amtlicher „Hochwasserbrennpunkte“, Ereignis Dezember 1993 (oben) und Januar 1995 (unten), Istzustand und Prognosezustand bei Umsetzung aller KRH
 HWB1: Hochwasserbrennpunkt „Nalbach“
 HWB2: Hochwasserbrennpunkt „Schmelz“
 HWB3: Hochwasserbrennpunkt „Krettnich“

5.12 Zusammenfassung, Diskussion und Fazit

In Kapitel 5 wurde der Einfluss von Kleinrückhalten (KRH) auf den Hochwasserabfluss untersucht. KRH sind Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes zur Erhöhung des Wasserrückhalts. Als Stauraum werden in der Landschaft vorhandene Strukturen, wie z. B. Täler, die von Wegedämmen gequert werden, genutzt. Wasser wird dort nur bei Hochwasser zurückgehalten und vorübergehend gespeichert. Dadurch können Hochwasserwellen gedämpft und zeitlich verzögert werden, es erfolgt jedoch keine Reduzierung des Hochwasservolumens. Durch die Verformung der Hochwasserwelle können mit geeigneten Rückhaltevolumen und Drosselöffnungen deutliche Scheitelabminderungen in kleinen Einzugsgebieten bewirkt werden.

Da für den Einstau nur ein einfaches Bauwerk vor einem vorhandenen Durchlass notwendig ist, können sich KRH relativ gut in die Landschaft einfügen. Der Eingriff in die Auenökologie kann durch entsprechende Gestaltung des Bauwerks minimiert werden. Im Zuge der Umgestaltung einer solchen Wegekreuzung zum Kleinrückhalt kann auch die Struktur der vorhandenen Durchlässe verbessert werden, indem eine Substratschicht auf die i. d. R. blank gespülte Betonsole aufgetragen wird. Hierdurch wird zwar die hydraulische Leistungsfähigkeit der Durchlässe um 10-50 % (je nach Einbauhöhe) reduziert, was jedoch durch eine Abminderung der Bemessungshochwasser in gleicher Größenordnung durch Kleinrückhalte wieder ausgeglichen werden kann. Ebenso ist die Integration in vorhandene Auenutzungen (z. B. landwirtschaftliche Nutzung) möglich, da nur eine relativ kleine Baumaßnahme notwendig ist und die Überflutungshäufigkeit der Aue bei entsprechender Drosselgestaltung nicht erhöht wird. Problematisch ist, dass relativ geringen Bau- und Betriebskosten hohe Planungskosten entgegenstehen, die die Einrichtung von KRH häufig schon im Vorfeld verhindern.

Die Wirkung von KRH wurde bislang überwiegend im Rahmen konkreter Gesamtkonzepte zu Hochwasserschutzmaßnahmen untersucht, von denen einige in Kapitel 5.2 kurz vorgestellt wurden. Das Hauptziel dieser Dissertation war die Quantifizierung der Wirkung von KRH auf den Hochwasserabfluss und die Identifikation der wesentlichen den Retentionsprozess beeinflussenden Faktoren. Dafür wurden die Abflussganglinien verschiedener Hochwasserereignisse zunächst für kleine Einzugsgebiete bis 20 km² analysiert. Als Werkzeug diente hierbei das konzeptionelle Simulationsmodell NAM-NKF. NAM-NKF ist ein hydrologisches, flächendetailliertes Niederschlag-Abfluss-Modell, das aus Niederschlagsdaten die entsprechenden Abflüsse unter Berücksichtigung von Hochwasserrückhaltebecken, Gebiets- und Gewässereigenschaften berechnet. Kalibriert und belastet wurde das Modell mit realen Pegel- und Niederschlagsdaten von sieben Ereignissen der Jahre 1980 bis 1995. Zunächst wurden je fünf KRH in zwei Untersuchungsgebieten (Obere Blies und des Thalfanger Bach) simuliert und ausgewertet.

Um einzelne Einflussfaktoren besser untersuchen und darstellen zu können, wurden fiktive Einzugsgebiete auf Basis der Untersuchungsgebiete definiert und ebenfalls simuliert. Alle Einzugsgebiete, real oder fiktiv, umfassen Flächen zwischen 5,5 und 20 km². Die hieraus abgeleiteten Aussagen gelten daher für Einzugsgebiete bis 20 km².

In den beiden Untersuchungsgebieten „Obere Blies“ und „Thalfanger Bach“ können durch KRH deutliche Scheitelabminderungen bewirkt werden. An der oberen Blies ist für ein extrem starkes Hochwasser ($> HQ_{100}$) eine Scheitelabminderung bis zu 48 % möglich, im Thalfanger Bach für das gleiche Ereignis bis zu 28 %. Gründe für die unterschiedlichen Scheitelabminderungen sind verschiedene Abflusscharakteristiken der Gebiete und ein höheres spezifisches Retentionsvolumen im UG Obere Blies. In beiden Untersuchungsgebieten basiert die Wirkung der KRH auf zwei oder drei großen KRH mit Rückhaltevolumina größer rund 10.000 m^3 . Kleinere Volumina ($< 1.000 \text{ m}^3$) sind mehr oder weniger wirkungslos.

Die Untersuchungen zeigten, dass in allen simulierten Gebieten die prozentualen Scheitelabminderungen von wenigen Faktoren abhängen. Das Rückhaltevolumen eines KRH verhält sich proportional zur Menge des Wassers, das zurückgehalten werden kann. Deshalb muss das Retentionsvolumen eines KRH immer im Zusammenhang mit der entwässernden Fläche des (Teil-)Einzugsgebietes bzw. dem zu erwartenden Volumen der Hochwasserwelle gesehen werden. Dazu wurden die beiden Werte „Einzugsfläche“ und „Retentionsvolumen“ zum sog. spezifischen Volumen (sV) eines Kleinrückhaltes zusammengefasst. Je größer sV desto mehr Wasser kann aus dem Hochwasserabfluss zurückgehalten werden und umso größer ist die Wirkung der KRH. Systeme mit $sV < 2 \text{ mm}$ zeigten keine sichere Wirkung, eine erkennbare Wirkung kann ab $sV = 3 \text{ mm}$ erwartet werden. Ab spezifischen Volumina von rund 9 bis 13 mm ist bei einem HQ_{100} keine Steigerung der Wirkung mehr möglich. Wie groß ein Stauraum sein muss, um eine deutliche oder bestimmte Wirkung zu zeigen, muss im Einzelfall geklärt werden. Stauräume unter 1.000 m^3 Volumen sind aber sicher zu klein, Becken unter 5.000 m^3 mit entsprechend kleinen Einzugsgebieten können sinnvoll sein; Rückhaltevolumina größer 5.000 m^3 sind interessant, aber wirklich wirksame KRH haben ein Rückhaltevolumen ab ca. 10.000 m^3 .

Form und Höhe einer Abflussganglinie resultieren aus Dauer, Höhe und Verteilung des Niederschlages und den Gebietseigenschaften im Einzugsgebiet. Vergleiche unterschiedlicher Ereignisse zeigen, dass kurze, steile Abflussganglinien durch KRH stärker abgemindert werden als breite, flache Abflussganglinien. Die Abflusscharakteristik eines Gebietes hat, da sie Form und Höhe der Abflussganglinie beeinflusst, somit einen Einfluss auf die Wirkung der KRH. Dies zeigt sich auch in den beiden Untersuchungsgebieten: Im UG Thalfanger Bach werden Niederschläge wesentlich langsamer abflusswirksam als im UG Obere Blies. Die Abflussganglinien des Thalfanger Bachs sind dadurch auch bei identischen Niederschlagsdaten flacher und breiter als im UG Obere Blies. Die möglichen Scheitelabminderungen fallen daher niedriger aus, weil das Wellenvolumen oberhalb des Drosselabflusses i. d. R. größer ist als im UG Obere Blies. Sehr voluminöse Hochwasserwellen können deshalb kaum abgemindert werden.

Neben dem Volumen der Kleinrückhalte und dem Volumen des Hochwasserereignisses ist die dritte wesentliche Einflussgröße, welche die Wirkung von KRH steuert, die Größe der Drosselöffnungen. In dieser Arbeit wurden die Drosselöffnungen zunächst so bemessen, dass mindestens der Ausuferungsabfluss ungehindert abfließen kann (Minimum-Kriterium). Damit wird die für die Auenökologie wichtige Überschwemmungshäufigkeit nicht verändert. Sollen starke Hochwasser wirksam gedämpft werden, führen die nach dem Ausuferungsabfluss dimensionier-

ten Drosselöffnungen für kleine und mittlere KRH schnell zu Überläufen, weil das Becken zu früh eingestaut wird und die Rückhaltekapazität für die Hochwasserspitze nicht ausreicht. Läuft ein KRH über, kann es ab diesem Zeitpunkt den Hochwasserabfluss nicht mehr beeinflussen, ein Überlauf vor Durchgang der Hochwasserspitze verhindert deshalb eine Scheitelabminderung. Größere Drosselöffnungen verzögern den Einstau und können Überläufe reduzieren oder vermeiden. Durch eine Drosseloptimierung werden die Drosselgrößen so dimensioniert, dass bei bestmöglicher Auslastung des Rückhalteraaumes Überläufe am KRH verhindert werden. Hierdurch kann die Effizienz der KRH für große Hochwasser deutlich gesteigert werden. Bei Drosseloptimierungen z. B. auf ein HQ_{100} können die Abflussspitzen ähnlicher und kleinerer Ereignisse begrenzt und gleichzeitig starke Hochwasser wirkungsvoll abgemindert werden.

Die Einstauhöhe eines KRH und die Größe der Drosselöffnungen bestimmen den Abfluss aus den KRH mit unregelmäßigen Drosselöffnungen (fixe Öffnungsgröße). Mit der Einstauhöhe steigen der Wasserdruck und somit auch der Abfluss aus dem Becken. Für die Wirkung gleichgroßer KRH sind geringe Unterschiede bis etwa 1,0 m bei der maximalen Einstauhöhe vernachlässigbar im Hinblick auf die scheitelabmindernde Wirkung eines KRH.

Bei den untersuchten Einzugsgebieten haben Anzahl und Anordnung der KRH sowie die Verteilung des Rückhaltevolumens auf die einzelnen KRH keinen wesentlichen Einfluss auf die Wirkung drosseloptimierter Systeme. Entscheidend sind im drosseloptimierten System lediglich die zwei Kriterien „*Wellenvolumen*“ und „*spezifisches Volumen der Kleinrückhalte*“.

Die in dieser Arbeit dargestellten Scheitelabminderungen beziehen sich auf den Auslass des letzten KRH eines Einzugsgebietes. Wie sich eine durch KRH beeinflusste Hochwasserwelle mit der Entfernung von diesem KRH entwickelt, hängt von vielen Faktoren ab und kann nicht allgemein bestimmt werden. Mit zunehmender Entfernung zum letzten KRH geht auch die dämpfende Wirkung der KRH zunehmend zurück.

Einen Sonderfall bilden Zusammenspiele zwischen natürlichen und kanalisierten Flächen. Untersuchungen dieser Arbeit zeigten, dass KRH oberhalb einer Einleitung aus dem Kanalnetz die Fließgeschwindigkeit der Hochwasserwelle so weit reduzieren können, dass es zu einer Entzerrung der Abflüsse kommt.

Für kleine Einzugsgebiete im Mittelgebirgsraum (bis $A_E = 20 \text{ km}^2$) ist eine grobe Abschätzung der Wirkung von KRH nach einem vorgestellten einfach handhabbaren Schätzverfahren auf kleiner Datenbasis möglich. Diese Abschätzung ersetzt keine detaillierten Planungen, kann aber als Anhaltspunkt dienen, ob weiterführende Untersuchungen und Planungen generell lohnenswert sind. Umgekehrt lässt sich zudem beurteilen, welches Rückhaltevolumen für ein bestimmtes Schutzziel notwendig wäre. Bei KRH mit sehr großem Volumen und hohem Ausuferungsabfluss ist bei einer solchen Abschätzung Vorsicht geboten: In diesen Fällen kann häufig nur ein Teil des Rückhaltevolumens genutzt werden, wenn die Drosselöffnung schon Mindestmaß (gemäß Ausuferungsabfluss) hat. Bei sehr kleinen KRH mit niedriger Einstauhöhe muss geprüft

werden, ob eine optimale (vergleichsweise große) Drosselgröße möglich ist und das gewünschte Ziel überhaupt zu erreichen ist.

Jedes Niederschlagsereignis ist individuell und verursacht ggf. ein individuelles Hochwasser. Für die Optimierung der Drosselöffnungen der KRH eines Einzugsgebietes muss auf Ereignisdaten zurückgegriffen werden, die in genau dieser Form nicht wieder vorkommen werden. Daher ist es wichtig, eine Optimierung auf ein Ereignis durchzuführen, das einem schadbringenden Ereignis möglichst entspricht. Da die untersuchten KRH bei starken Ereignissen die beste Wirkung zeigten und die so gedämpften Abflüsse nicht von denen kleinerer Ereignisse übertroffen werden, sollte versucht werden, die Drosselöffnungen der KRH auf ein Hochwasser mit statistischem Wiederkehrintervall von 100 Jahren (HQ_{100}) zu optimieren. Dies entspricht i. d. R. auch dem Bemessungshochwasser für Hochwasserschutzplanungen für Siedlungen. Werden schadlose Abflüsse so nicht erreicht, sind andere und/oder zusätzliche Schutzmaßnahmen erforderlich.

Sämtliche Ergebnisse sind vor dem Hintergrund der zugrundeliegenden Modellkonzepte kritisch zu betrachten. Die Prognose von Abflussganglinien mit Hilfe eines Simulationsmodells beinhaltet eine Vielzahl von potenziellen Fehlerquellen, die nur zum Teil durch die Modellkalibrierung ausgeschlossen werden können. Zudem bezieht sich die Kalibrierung des Modells ausschließlich auf den jeweils betrachteten Punkt im Einzugsgebiet – z. B. wie hier die Gewässerpegel. Insbesondere in kleinen Einzugsgebieten ist die Simulation der Abflussgenese problematisch. Je größer das betrachtete Einzugsgebiet und je höher die Anzahl der Kalibrierungsmöglichkeiten an Pegeln desto kleiner wird diese Modellunsicherheit.

Zudem bestehen mögliche Fehlerquellen im Modell selbst durch Vereinfachung komplexer Sachverhalte mittels Übertragungsfunktionen, der Modellaufstellung (räumliche Auflösung, Vollständigkeit etc.) und Kalibrierung (z. B. Datenauswahl). Auch die Messdaten selbst können Fehler enthalten. Sowohl die Niederschlagsmessungen als auch die Pegeldata können systematische und ereignisbezogene Ungenauigkeiten aufweisen. Die Aufzeichnungen einer Pegelstation können fehlerhaft und/oder ungenau sein. Gerade bei Hochwasser können Überflutungen oder Fließstrecken außerhalb des gewöhnlichen Gewässerbettes zu Fehlern führen. Ein Beispiel solcher Ungenauigkeiten zeigt z. B. die gemessene Abflusskurve der Ganglinie Januar 1995 am Pegel Oberthal: Sie wirkt in der Abflussspitze wie abgeschnitten – ein relativ sicheres Zeichen für eine Messungenauigkeit an dieser Stelle. Durch eine Plausibilitätsprüfung lässt sich die Qualität der Daten schätzen, eine 100%ige Sicherheit gibt es aber auch hier nicht. Sind die Daten plausibel und entsprechen den Erfahrungen, muss das Modell als „wahr“ angenommen, oder verworfen werden.

Simulationsergebnisse sollten daher immer mit einer gewissen Vorsicht gesehen und nach Möglichkeit mit tatsächlichen Werten oder Werten anderer Berechnungen auf Plausibilität überprüft werden. Werte wie z. B. Hochwasserabflüsse sollten mit einer gewissen Schwankungsbreite gesehen werden.

Als relativ sicher kann dagegen die Wirkung der KRH angesehen werden, da sie physikalisch beschrieben und entsprechend im Modell abgebildet werden kann. Die im Modell enthaltenen Fehler sind innerhalb der Simulationen mit und ohne Maßnahmen identisch, so dass die Veränderung der Ganglinie nur auf die implementierten Maßnahmen, hier KRH, zurückzuführen ist. Die Vergleichbarkeit der unterschiedlichen Systeme ist damit auch gegeben.

Das in Kapitel 5.11 durchgeführte Upscaling belegt die auf kleine Einzugsgebiete begrenzte Wirkung des Maßnahmentyps „Kleinrückhalte“. Die Möglichkeiten des Hochwasserschutzes durch KRH sind somit auf lokale, maximal regionale Bereiche und kleinere Gewässer begrenzt. Dort können KRH einen nicht unwesentlichen Beitrag zum Hochwasserschutz leisten.

6 Wegebaumaßnahmen

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit Maßnahmen an Forstwegen, Feldwegen und kleineren Straßen. Hierbei steht die quantifizierende Abschätzung der Hochwassermindernden Wirkung in der Mesoskala im Vordergrund. Während in Kapitel 6.1. und 6.2 die Maßnahme allgemein beschrieben und die hydrologische Wirkung anhand von Literaturangaben vorgestellt wird, zeigt Kapitel 6.3 die gewählte Vorgehensweise bei der Szenariosimulation im UG Obere Blies. Hierbei wird auch gezeigt, welchen Restriktionen die Abbildbarkeit des Maßnahmentyps im gewählten Simulationsmodell WaSiM-ETH unterliegt. Aufgrund der nur begrenzt möglichen prozessorientierten Abbildbarkeit wird ein Lösungsansatz gezeigt, der eine Maximalbetrachtung unterstellt. Kapitel 6.4 beinhaltet die Simulationsergebnisse. Aufgrund der nur teilweise prozessorientierten Maßnahmenabbildung im Modell WaSiM-ETH wird in Kapitel 6.5 die Maßnahmenwirkung mit einem einfacheren ingenieurhydrologischen Ansatz abgeschätzt. Hierdurch konnte die in Kapitel 6.4 genannte, mit WaSiM-ETH berechnete Wirkung bestätigt werden. Kapitel 6.6 diskutiert die Untersuchung und fasst die wesentlichen Erkenntnisse in einem Fazit zusammen.

6.1 Maßnahmenbeschreibung und Definitionen

Anthropogene Veränderungen in der Landschaft können das Hochwasserrisiko erhöhen (BRONSTERT, 2005 a; KOEHLER, 2005; MENDEL ET AL., 1997; NIEHOFF, 2001; SARTOR, 1998). So schafft beispielsweise der Wege- und Straßenbau versiegelte Flächen und lineare Fließwege, die zu einer Beschleunigung der oberirdischen Abflusskonzentration führen können. Dies wiederum kann zu einem steileren Anstieg der Hochwasserganglinien führen und Spitzenabflüsse erhöhen (CARLUER & DE MARSILY, 2004; FOHRER ET AL., 2005).

An den linienförmigen Elementen selbst – und hier insbesondere an Straßen und Wegen – lassen sich mit vergleichsweise geringem Aufwand Maßnahmen zur Vermeidung bzw. zur Unterbrechung von oberflächigen, linearen Fließwegen umsetzen. Über die hydrologische Wirkung solcher Maßnahmen – die sich in erster Linie in der Vermeidung schneller Oberflächenabflusskomponenten durch Abfangen des Wegeabflusses in Querrinnen und einer anschließenden seitlichen Versickerung und Verdunstung des Oberflächenabflusses begründen – ist insbesondere in

mesoskaligen Einzugsgebieten allerdings noch wenig bekannt. Deshalb wurde im Rahmen dieser Dissertation der Einfluss von Wegebaumaßnahmen auf die Hydrologie des rund 8,5 km² großen Einzugsgebietes der Oberen Blies mit Hilfe des Simulationsmodells WaSiM-ETH quantifizierend untersucht. Hierfür wurde für das Einzugsgebiet zunächst ein Modell für den Istzustand aufgestellt und anhand von gemessenen Abflüssen kalibriert und validiert (vgl. Kap. 4). Das Simulationsmodell diente dann der Untersuchung eines akademischen „Best Case Scenario“ (BCS), in dem der Rückbau sämtlicher Wege und Straßen unterstellt wurde. Somit konnte ein direkter Vergleich der beiden Systeme (mit und ohne Wege) vorgenommen und eine Maximalbetrachtung durchgeführt werden. Das zugrundeliegende Modellkonzept von WaSiM-ETH beinhaltet gewisse Restriktionen bzgl. der Modellierbarkeit einiger hydrologischer Prozesse, weshalb die Simulationsergebnisse kritisch betrachtet werden müssen.

6.2 Prozessbeschreibung und Retentionswirkung

In der Literatur, z. B. nach CARLUER & DE MARSILY (2004) werden unter linienförmigen Strukturen (*engl.: man-made networks*) Gräben, Feldwege, Wege, Straßen, Heckenreihen, künstliche Drainagen und erdverlegte Kanäle verstanden, die den Wasserhaushalt eines Einzugsgebietes auf vielfältige Art und Weise beeinflussen und verändern können (FOHRER ET AL., 2005). Nach CARLUER & DE MARSILY (2004) können z. B. an einem Grabenelement die in Abbildung 6.1 dargestellten Prozesse grundsätzlich stattfinden:

- Bereits in den Oberboden infiltriertes Hangwasser (Interflow) kann abgefangen und auf schnellem Wege (im Graben) abgeleitet werden.
- Sich im Boden befindendes Wasser kann drainiert und auf schnellem Wege (im Graben) abgeleitet werden. Der Graben wirkt entwässernd.
- Entlang des Weges kann Wasser in den Boden infiltriert werden.

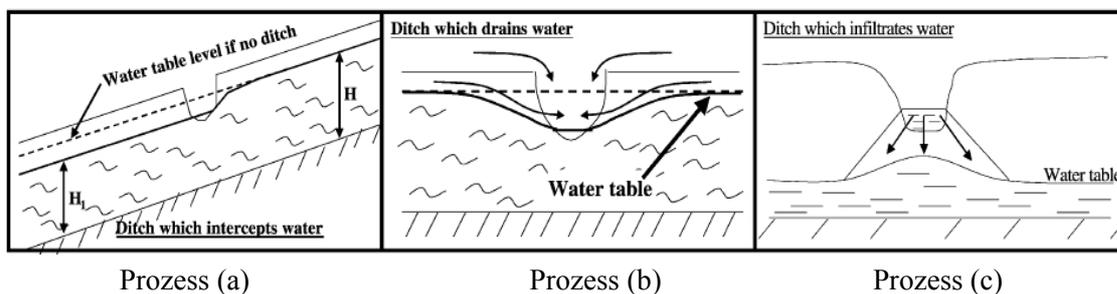


Abb. 6.1: Dominierende Prozesse entlang eines Grabens. Quelle: CARLUER & DE MARSILY (2004)

Aus wasserwirtschaftlicher Sicht sind insbesondere die Elemente des Straßen- und Wegebaus (inkl. eventuell vorhandener seitlicher Entwässerungsgräben) interessant, denn speziell an diesen Elementen lassen sich mit vergleichsweise geringem Aufwand Maßnahmen zur Erhöhung des Wasserrückhaltes umsetzen. Deshalb wurden bei den hier durchgeführten Untersuchungen

lediglich Elemente des Straßen- und Wegebbaus berücksichtigt. Künstliche Drainagen, Heckenreihen, erdverlegte Kanäle usw. wurden nicht untersucht.

Eine mögliche Form der Maßnahmenumsetzung stellt beispielsweise das Auffangen des Oberflächenabflusses durch eine quer durch den Weg verlaufende Mulde oder Rinne mit anschließender seitlichen Flächen- bzw. Muldenversickerung dar (vgl. Abb. 6.2). Hierbei muss insbesondere auch sichergestellt sein, dass sich die gewählten Flächen bezüglich ihrer pedo- und geologischen Eigenschaften zur Versickerung eignen. Zusätzlich zu den in CARLUER & DE MARSILY (2004) genannten Prozessen erscheint die Tatsache relevant, dass Wege – auch Forstwege – nach SCHÜLER (2005) zu 100% als abflusswirksam angesehen werden können (siehe Abb. 6.4) und das Wasser auf einem anderem Fließweg als in der Modelltheorie angenommen (senkrecht zur Haupthangneigung) zum Gewässer leiten können. Es wird deutlich, dass der Oberflächenabfluss über andere Fließbahnen – nämlich entlang der Wege – abfließen kann als die Interflow- und Basisabflusskomponenten. Hierbei sind Umwege ebenso denkbar wie „Shortcuts“ aufgrund höherer Fließgeschwindigkeiten in den Grabensystemen. Abbildung 6.3 verdeutlicht den Einfluss unterschiedlicher Fließwege auf die beiden Abflusskomponenten Oberflächenabfluss und Interflow.



Abb. 6.2: Beispiel für wegebauliche Maßnahme: wasserableitende Mulde mit Entwässerung in die angrenzenden Waldbestände. Quelle: SCHÜLER (2005)

6.3 Hydrologische Modellierung mit WaSiM-ETH

Abbildung 4.1 (Kapitel 4) zeigt in einer schematischen Darstellung die grundsätzliche Arbeitsweise des Modells WaSiM-ETH. WaSiM berechnet zellenweise die Anteile an Oberflächenabfluss (schnelle Abflusskomponenten), Interflow (mittelschnelle AK) und Basisabfluss (langsame AK). Einmal definierte Abflusskomponenten können aufgrund der 1D Struktur des Modells nicht „undefiniert“ werden, d. h., dass in Zelle (A) definierter Interflow in Zelle (B) nicht wieder zu Oberflächenabfluss werden kann. So kann beispielsweise der hydrologische Prozess „Return Flow“ demnach nicht innerhalb von WaSiM-ETH abgebildet werden. Hieraus wird ersichtlich, dass eine Interaktion benachbarter Zellen innerhalb des Modellsystems ebenfalls nicht berücksichtigt werden kann.

Der Gesamtabfluss (z. B. am Gebietsauslass) ermittelt sich aus der zeitgerechten Überlagerung sämtlicher Teilabflüsse eines jeden Rasters. Hieraus ergeben sich für die Modellierung linearer Strukturen gewisse Restriktionen hinsichtlich der Erfassung hydrologisch relevanter Prozesse, die sich mit der Gewährleistung der Anwendbarkeit des Modells in der Mesoskala ergeben. Dieses grundlegende Modellkonzept von WaSiM-ETH (vgl. auch Abb. 4.1) stellte die wesentli-

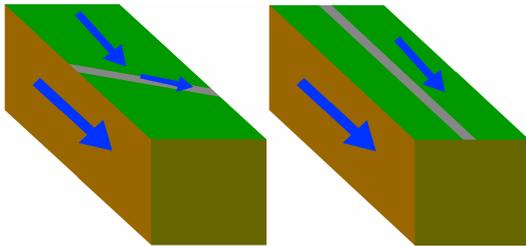


Abb. 6.3: Schematische Darstellung unterschiedlicher Fließbahnen für Oberflächenabfluss und Interflow in Abhängigkeit von der Haupthangneigung und der Struktur des Wegenetzes. Links: Unterschiedliche Fließrichtungen für Oberflächenabfluss und Interflow. Rechts: Gleiche Fließrichtung für Oberflächenabfluss und Interflow.

che Einschränkung bei der Abbildbarkeit der Wegebaumaßnahmen dar. Die direkte modelltechnische Abbildung linearer Strukturen (mit allen potenziell möglichen Prozessen) ist demnach innerhalb des Systems WaSiM-ETH in der vorliegenden Version 2 mit Stand vom 23.12.2004 grundsätzlich nicht möglich (vgl. SCHULLA, 1997). Ein solcher Modellbaustein wurde bisher noch nicht für WaSiM-ETH entwickelt und sollte auch im Rahmen dieser Arbeit nicht eigens entwickelt werden. Demzufolge mussten die in Abbildung 6.1 und 6.3 dargestellten Prozesse in geeigneter Form und

im Rahmen der Modellmöglichkeiten „substituiert“ werden, d. h. es musste eine Vorgehensweise gefunden werden, die Prozesse mittels der in WaSiM-ETH bereits implementierten Ansätze bestmöglich nachzuahmen.

Aufgrund der Schwierigkeiten bei der Abstraktion des Realsystems als Modellsystem mit dem Fokus auf lineare Strukturen (Modellbildung) in der Mesoskala, mussten hier folgende begründete Annahmen bzw. Vereinfachungen getroffen werden, die sich hauptsächlich auf die Ergebnisse und Eindrücke intensiver Feldarbeit stützen:

- Prozess (a), der grundsätzlich nicht abbildbar ist, wird durch eine entsprechend hoch aufgelöste Rasterung des Einzugsgebietes (hier: 5,0 m Raster – entspricht der mittleren Breite der untersuchten Wege im UG) Rechnung getragen. Der WaSiM-Philosophie zufolge wird so der unmittelbar neben den Wegen entstehende Interflow in Abhängigkeit der Fließzeiten direkt zum Gebietsauslass geroutet. Zudem zeigte die visuelle Gebietsuntersuchung, dass der Prozess aufgrund der gegebenen Topographien im Einzugsgebiet der Oberen Blies an über 90 % der Wege nicht relevant ist (siehe Abb. 6.5). Aus Abb. 6.5 ist ersichtlich, dass die meisten Wege ebenerdig verlaufen und nicht tief in die Hänge einschneiden, wie es für die Entstehung von Prozess (a) grundsätzlich erforderlich wäre.
- Die Prozesse (a) und (b) werden als ähnlich wirksam interpretiert. In beiden Fällen entsteht Oberflächenabfluss aus bereits infiltriertem Wasser, wobei Prozess (b) an Wegeentwässerungsgräben nicht stattfinden kann, weil mindestens eine Seite des Grabens unmittelbar an den Wegekörper angrenzt. Ansonsten wird Prozess (b) wie (a) behandelt.
- Prozess (c) wird als identisch mit den in Grabennähe stattfindenden Prozessen angesehen. Es wird angenommen, dass der Einfluss des Grabens auf den Wasserhaushalt in diesem Fall verglichen mit den Prozessen in unmittelbarer Nachbarschaft vernachlässigbar gering ist und bei einer mesoskaligen Betrachtung modelltechnisch nicht nach-

weisbar ist bzw. nahe der Nachweisgrenze liegt. Prozess (c) wird durch eine ausreichend kleine Rasterung (hier: 5,0 m Raster) Rechnung getragen. Hierdurch bleibt das generelle Problem der subskaligen Heterogenität nach wie vor bestehen, da die Eingangsdaten (und hier v. a. die Bodendaten) nicht in dieser hohen Auflösung vorliegen.

- In Anlehnung an SCHÜLER (2005) erfolgte die Abbildung aller Wege im Einzugsgebiet als vollständig versiegelte, also zu 100% abflusswirksame Fläche (vgl. Abb. 6.4)

Gedanklich lässt sich die in Abb. 4.1 gezeigte Funktionsweise von WaSiM-ETH in zwei voneinander getrennte Ebenen teilen. Ebene 1 beschreibt die Abflussbildungsberechnung auf einer jeden Rasterzelle, während Ebene 2 den Transport der Einzelkomponenten zum Gebietsauslass und die Berechnung des Gesamtabflusses unter Berücksichtigung der sich aus den Fließzeiten ergebenden zeitlichen Komponente (Translation) beschreibt. Innerhalb von WaSiM-ETH wird demzufolge die Lage einer jeden Rasterzelle im Gebiet bezogen auf den betrachteten Bilanzierungspunkt (z. B. Gebietsauslass) im Wesentlichen über das Fließzeitsummen-Grid beschrieben, das wiederum aus Fließrichtung und Fließzeit auf einer einzelnen Zelle in Verbindung mit der Fließakkumulation berechnet wird. Diese Grids werden allesamt auf der Basis des korrigierten Höhenmodells („hydrologisches Höhenmodell“ ohne Senken) berechnet. Sämtliche Überlegungen, die Fließzeiten getrennt für Oberflächenabfluss (in Abhängigkeit der Oberflächenstruktur unter Berücksichtigung des Wegenetzes) und Interflow (in Abhängigkeit der Haupthangneigung) zu definieren, scheiterten letztendlich am zugrunde liegenden Modellkonzept in WaSiM-ETH, das nur *eine* Fließakkumulation und nur *ein* Fließzeitsummen-Grid – entsprechend der Oberflächenstruktur (entlang der Wege) *oder* entsprechend der Haupthangneigung – berücksichtigt.



Abb. 6.4: Beispiel für die hohe Abflussbereitschaft von Waldwegen. Aufgenommen im Soonwald, Frühjahr 2001. Quelle: BOTT (2002).

Die in den Photos (Abb. 6.5) exemplarisch dargestellte Untersuchung des Realsystems zeigte, dass über 90% der linearen Strukturen im Einzugsgebiet mit der Haupthangneigung verlaufen, wie in Abbildung 6.3 (rechts) schematisiert.

Aufgrund der o. g. Restriktionen wurde der Einfluss der linienförmigen Wegelemente innerhalb des Modells durch die alleinige Simulation der Abflussbildungsprozesse auf den Straßen und Wegen berücksichtigt, welche als 100% abflusswirksam angesehen wurden. In den meisten Fällen verlaufen die Wege über die Kämme der Mittelgebirgshügellandschaft senkrecht zur Höhenlinie, aus den Tälern bis zum Höhenrücken (siehe Abb. 6.5). Dies schließt das Vorkommen von Prozess (a) grundsätzlich aus, da die Wege im Einzugsgebiet nur sehr vereinzelt in die

Hänge einschneiden. Zudem konnte bei Feldbeobachtungen – insbesondere auch an Feldwegen – gesehen werden, dass durch den Oberflächenabfluss neue Fließwege und Bahnen auf den Wegekörpern entstehen. Das Wasser fließt also nur selten in den seitlichen Entwässerungsgräben – sofern diese überhaupt vorhanden sind, was gemäß den in Abbildung 6.5 exemplarisch gezeigten Ergebnissen der Feldstudie überwiegend nicht der Fall ist – ab. Dementsprechend wurde die sog. 2. Modellebene, also die Fließrichtung einer Zelle auf der Basis der Haupthangneigung, berücksichtigt.

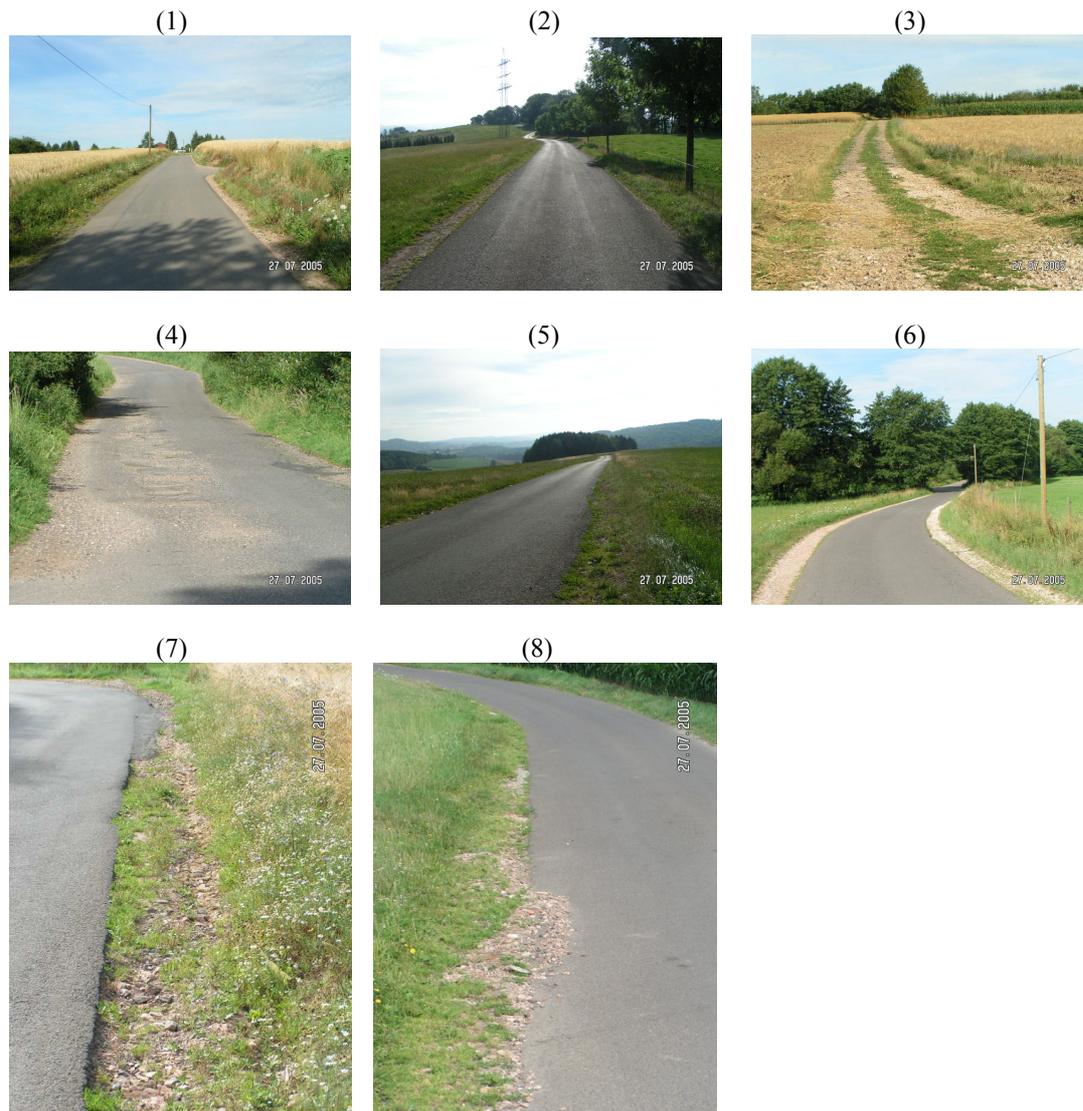


Abb. 6.5: Wege, Fließbahnen entlang der Wege und Erosionsspuren im Untersuchungsgebiet Obere Blies. Quelle: eigene Photos

Abbildung 6.6 zeigt u. a. das Wegenetz im Untersuchungsgebiet. Insgesamt beträgt die Länge der Straßen und Wege 52,5 km. Bezogen auf die Einzugsfläche von 8,5 km² ergibt sich eine spezifische Wegedichte von rund 6,2 km/km²

Zusätzlich zu den o. g. Annahmen, die sich im zugrunde liegenden Modellkonzept begründen, wurde angenommen, dass nach Umsetzung der Wegebaumaßnahmen der Einfluss der linearen Strukturen nicht mehr spürbar sei (BCS). Somit wurde jeweils ein Zustand mit linearen Elementen (Istzustand) und ohne lineare Elemente (Prognosezustand bei Maßnahmenumsetzung = BCS) simuliert. Die Ergebnisse werden nachfolgend dargestellt und diskutiert. Grundsätzlich sind die Ergebnisse als Maximalabschätzung zu sehen, denn in der Realität erfolgt die Flächenversickerung punktuell, in regelmäßigen Abständen und abhängig von der Eignung der Flächen, so dass dort punktuell ein erhöhter Wassereintrag in die Fläche erfolgt. Auch dieser Prozess ist so nicht im Modell WaSiM-ETH simulierbar. Innerhalb des Szenariovergleiches muss – aufgrund der genannten Modellrestriktionen – angenommen werden, dass eine Versickerung im Modell dort erfolgt, wo zuvor eine 100 % abflusswirksame Fläche definiert war. Die Modellbildung entspricht auch hier nicht ganz dem Realsystem bzw. der Funktionalität des Maßnahmen-typs, weshalb die Wirkung der Maßnahme vermutlich überschätzt wird.

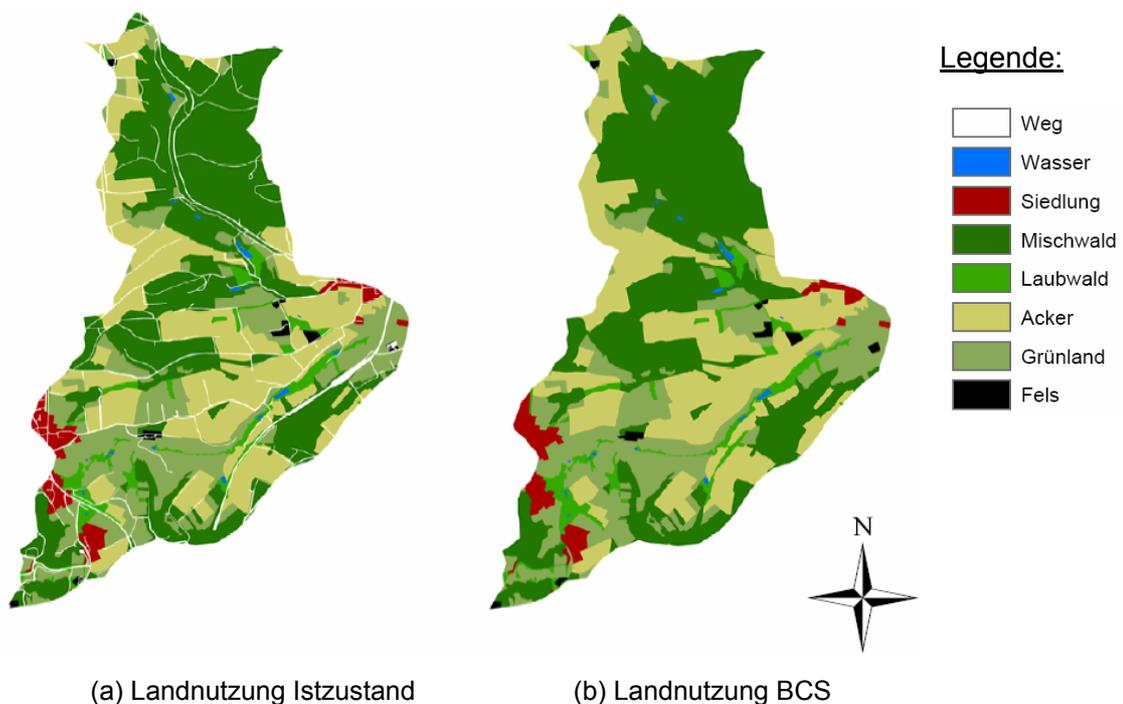


Abb. 6.6: Landnutzung und Wegenetz für die untersuchten Szenarios im Untersuchungsgebiet Obere Blies. Quelle: ATKIS-Datensatz

6.4 Simulationsergebnisse

Die Simulationsergebnisse zeigen deutliche Unterschiede in der Maßnahmenwirkung, abhängig von der Intensität der Niederschläge und vom Gebietszustand zu Ereignisbeginn. So waren beispielsweise am 13. Mai 1993 rund 27 mm Niederschlag in etwa 2 Stunden mit Spitzenintensitäten von über 15 mm/h gefallen, was zu einem rund 1-jährlichen Hochwasserabfluss im Untersuchungsgebiet führte. Im Vorfeld zu diesem Niederschlagsereignis wurden nur vergleichsweise

geringe Niederschlagsmengen von rund 25 mm im gesamten Vormonat mit maximalen Intensitäten von etwa 2,5 mm/h gemessen. Der simulierte Spitzenabfluss für den Istzustand liegt bei 1,13 mm/h. Der Spitzenabfluss für das untersuchte BCS liegt bei 0,79 mm/h was einer Abflussreduzierung von rund 30 % entspricht. Deutlich geringer fallen die Unterschiede beim rund 10-jährlichen Ereignis vom Dezember 1993 aus. Die Spitzenintensitäten der Niederschläge lagen hier in einem Bereich von etwa 5 mm/h. Über den Zeitraum vom 07. bis zum 21. Dezember fiel eine Gesamtniederschlagsmenge von rund 235 mm. Im Istzustand führt diese Niederschlagsmenge zu einer simulierten Maximalabflusshöhe von 2,30 mm/h. Die entsprechende Maximalabflusshöhe für das BCS beträgt 2,20 mm/h was einer Scheitelabminderung von ca. 4 % entspricht. Die Simulationsergebnisse sind für beide Ereignisse in Abb. 6.7 dargestellt.

Die unterschiedliche Wirkung der wegebaulichen Maßnahmen erklärt sich durch die Betrachtung der simulierten Hauptabflusskomponenten. Die wegebaulichen Maßnahmen zielen in erster

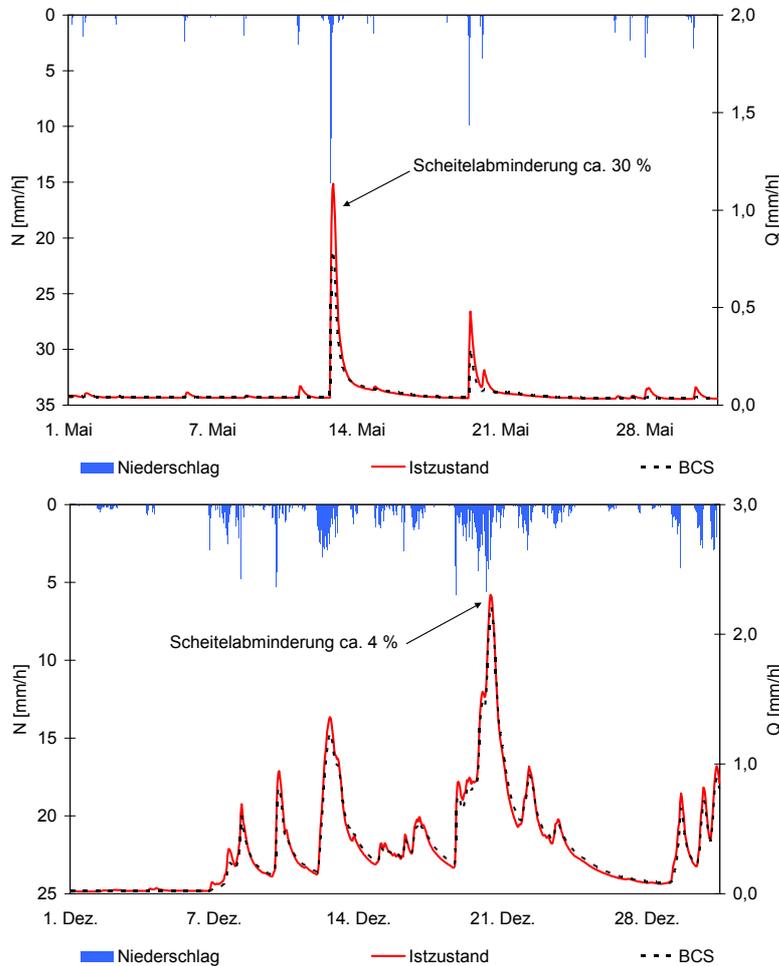


Abb. 6.7: Gesamtabfluss am Gebietsauslass für Istzustand und BCS. Ereignis Mai 1993 (oben) und Ereignis Dezember 1993 (unten)

Linie auf eine Reduktion von Oberflächenabflüssen. Das auf den Wegen entstehende Oberflächenwasser wird aufgefangen und an geeigneter Stelle flächig versickert. Demzufolge zeigt die Maßnahme insbesondere bei solchen Ereignissen eine deutliche Wirkung, wo Oberflächenabflüsse den Hauptanteil der Abflusskomponenten darstellen und die Böden gleichzeitig eine hohe Wasseraufnahmekapazität aufweisen – also eine geringe Bodenfeuchtigkeit zu Ereignisbeginn gegeben ist. Da beim Ereignis vom Mai 1993 der Anteil des simulierten Oberflächenabflusses am Gesamtabfluss rund 90 % betrug, zeigt die Maßnahme hier eine entsprechend höhere Wirkung als beim Ereignis vom Dezember 1993 wo der Anteil des Oberflächenabflusses nur rund 20 % betrug. Hinzu

kommt beim Ereignis vom Mai 1993 das relativ hohe Wasseraufnahmepotenzial der Böden infolge der vergleichsweise geringen Gebietsfeuchte zu Ereignisbeginn. Aus Abbildung 6.8 wird deutlich, dass sich der Anteil an Oberflächenabfluss beim Ereignis vom Mai 1993 deutlich reduziert, der Interflowanteil jedoch kaum ansteigt, was dadurch begründet ist, dass der Boden das zusätzliche Wasser noch aufnehmen und zwischenspeichern kann. Beim Ereignis vom Dezember 1993 kann zwar der Anteil des Oberflächenabflusses ebenfalls deutlich reduziert werden, gleichzeitig steigt jedoch der Interflowanteil aufgrund der gegenüber dem Maiereignis deutlich feuchteren Böden um fast den gleichen Betrag an, um den der Oberflächenabfluss sinkt (siehe Abb. 6.8). Dies bedeutet, dass die Böden beim Dezemberereignis nahezu wassergesättigt sind und das infiltrierende Niederschlagswasser nicht zusätzlich speichern können, wodurch sich die Interflow-Komponente im gleichen Maß erhöht, um das der Oberflächenabfluss reduziert wird.

Die Ergebnisse zeigen, dass die untersuchten Maßnahmen zur Erhöhung des Wasserrückhaltes in der Fläche insbesondere bei sommerlichen Starkniederschlägen und trockenen Böden wirksam sind; also bei Ereignissen bei denen hauptsächlich

Oberflächenabflussanteile zum Gesamtabfluss beitragen. Hier können im Einzelfall Scheitelabminderungen von über 20 % als realistisch betrachtet werden, wenngleich die durchgeführten Simulationen höhere Scheitelabminderungen berechnen, die jedoch aufgrund der getroffenen Annahmen die prognostizierte Abflussminderung vermutlich leicht überschätzen. Hinzu kommt, dass die hier unterstellte gleichermaßen an allen Wegen angenommene Implementierung der Maßnahmen in der Realität i. d. R. nicht an allen Wegen im Einzugsgebiet umsetzbar ist und hangparallel verlaufende Wege vermutlich weniger stark auf den Maßnahmen-typ reagieren als solche We-

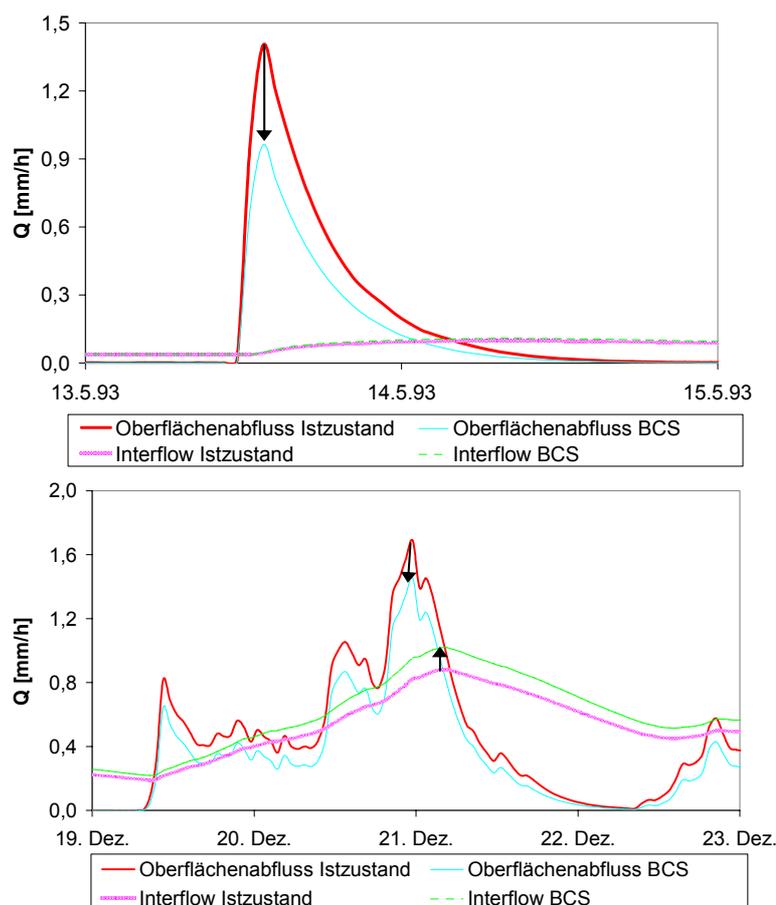


Abb. 6.8: Abflusskomponenten am Gebietsauslass für Istzustand und BCS. Ereignis Mai 1993 (oben) und Ereignis Dezember 1993 (unten)

ge, die senkrecht zu den Höhenlinien, also in Fallrichtung der Hänge verlaufen. Bei großen, schadbringenden Hochwasserereignissen (hier: $\geq \text{HQ}_{10}$), bei denen hauptsächlich die Komponenten Interflow und Basisabfluss abflussbeitragend sind, ist eine Wirkung der Maßnahmen (trotz Maximalbetrachtung) kaum spürbar und nahe der rechnerischen Nachweisgrenze.

6.5 Vergleich mit einem ingenieurhydrologischen Ansatz

Eine wie oben beschriebene Modellierung eines mesoskaligen Einzugsgebietes mit WaSiM-ETH oder einem ähnlich konzipierten Modellsystem erfordert eine Vielzahl an geographischen,

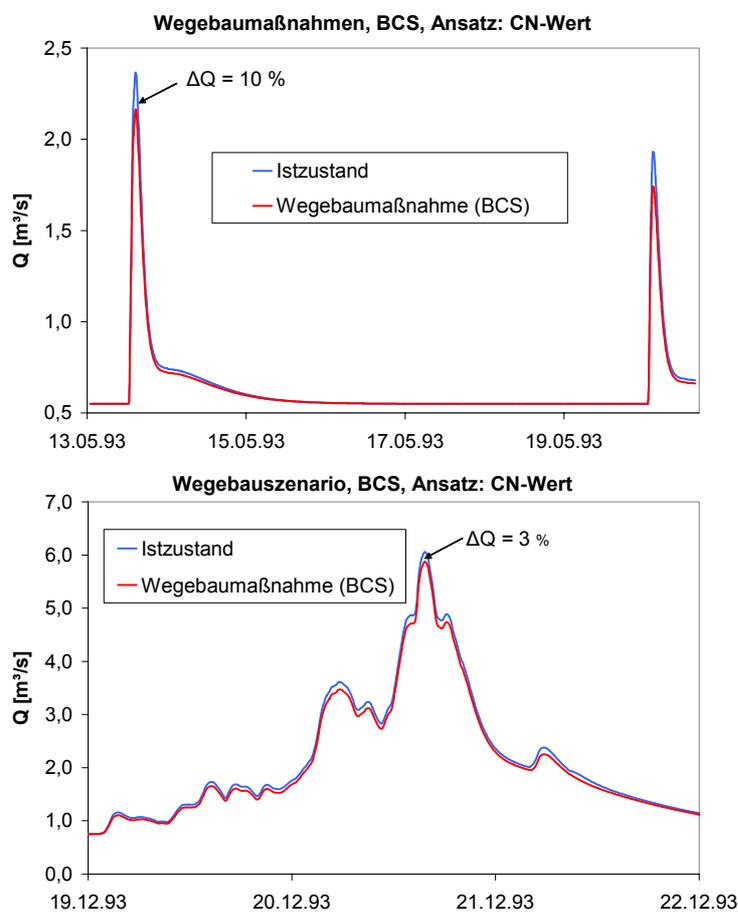


Abb. 6.9: Istzustand und BCS nach dem SCS-Verfahren (Ansatz nach ZAIB, 1989). Ereignis Mai 1993 (oben) und Ereignis Dezember 1993 (unten)

Der für den Istzustand kalibrierte CN-Wert, in dem auch die Wege integral beschrieben sind, beträgt $\text{CN} = 79$. Die Wegelänge im Untersuchungsgebiet beträgt rund 52.000 m womit sich bei

meteorologischen und hydrologischen Daten (vgl. Kap. 4 und SCHULLA, 1997). Die simulierten Ergebnisse können jedoch trotz relativ hohen Datenaufwands aufgrund der beschriebenen Restriktionen im Bereich der modelltechnischen Maßnahmenabbildung lediglich einen abschätzenden Charakter haben, was den Vergleich mit ingenieurhydrologischen Verfahren begründet, die eine prozessorientierte Modellierung durch ihren Black-Box-Charakter von vornherein ausschließen. Zu Vergleichszwecken wurde deshalb das ingenieurhydrologische Flussgebietsmodell NAM-NKF (vgl. Kap. 4) als flächenkonzentriertes Modell mit nur einer überwiegend natürlichen Teilfläche für das Flussgebiet der Oberen Blies aufgestellt und an den Aufzeichnungen des Pegels Oberthal-Gronig kalibriert.

Die Berechnung der Abflussbildung erfolgte nach dem Verfahren von ZAIB (1989) und einer Doppelspeicherkaskade für die Abflusskonzentration (vgl. Kap. 5.4).

einer mittleren Wegebreite von ca. 5,0 m eine Wegefläche von rund 260.000 m² (ca. 5%) ergibt. Betrachtet man auch hier ein BCS, das eine 100%-ige Maßnahmenumsetzung unterstellt, so lässt sich der CN-Wert für ein Einzugsgebiet ohne Wege wie folgt zurückrechnen (auch hier wurden die Wege zu 100 % abflusswirksam angenommen, was sich im CN-Wert von 100 widerspiegelt):

$$CN_{\text{ohne Wege}} \times \text{Einzugsfläche}_{\text{ohne Wege}} + CN_{\text{Wege}} \times \text{Wegefläche} = CN_{\text{gesamt kalibriert}}$$

$$CN_{\text{ohne Wege}} \times 0,95 + CN_{\text{Wege}} \times 0,05 = CN_{\text{gesamt kalibriert}}$$

$$CN_{\text{ohne Wege}} \times 0,95 + 100 \times 0,05 = 79$$

$$\Rightarrow CN_{\text{ohne Wege}} = \text{rund } \underline{77,5}$$

Parametrisiert man nun das flächenkonzentrierte Einzugsgebietsmodell mit dem rückgerechneten CN-Wert, so ergeben sich die Ergebnisse wie in Abb. 6.9 dargestellt.

Vergleicht man beide Verfahren, so kann man feststellen, dass die Ingenieurhydrologie wesentlich schneller in der Anwendung und weniger komplex ist und bei Hochwassern etwa die gleichen Ergebnisse bzgl. der durch Maßnahmen zu erwartende Scheitelabminderung berechnet wie der aufwändigere Ansatz in WaSiM-ETH. Bei Starkregenereignissen wird die Wirkung allerdings unterschätzt, wenn man unterstellt, dass WaSiM die genaueren Ergebnisse liefert. Dies ist auch nachvollziehbar, wenn man sieht, dass das Modell am Ereignis vom Dezember 1993 – also an einem Hochwasserereignis – kalibriert wurde, nicht jedoch an Mittelwasserabflüssen bzw. kleineren Hochwassern. Dies unterstreicht die meist eher ereignisbezogenen Modellkonzepte der ingenieurhydrologischen Ansätze.

6.6 Zusammenfassung, Diskussion und Fazit

In Kapitel 6 wurde der Einfluss wegebaulicher Retentionsmaßnahmen auf den Hochwasserabfluss im UG Obere Blies nach zwei unterschiedlichen Modellansätzen untersucht und die Wirkung quantifizierend abgeschätzt. Als Simulationsmodell der Wahl diente zunächst das Wasserhaushaltsmodell WaSiM-ETH. Die Modellwahl begründet sich im zugrundeliegenden Modellkonzept: WaSiM wurde ursprünglich für die Simulation von Klima- und Landnutzungsänderungen in meso- bis makroskaligen Einzugsgebieten entwickelt (SCHULLA, 1997). Im Laufe der Bearbeitung konnte festgestellt werden, dass die Retentionswirkung des untersuchten Maßnahmentyps in einer Kombination unterschiedlicher hydrologischer Prozesse begründet ist, die nicht direkt im Simulationsmodell abgebildet werden konnten. Hierbei ist folgende Restriktion wesentlich: Interflow kann durch einen hangparallel laufenden und in den Hang einschneidenden Weg aufgefangen und auf schnellerem Weg, nämlich entlang der Oberflächenstruktur, abfließen und dem Fließgewässer zugeführt werden – aus Interflow kann also wieder Oberflächenabfluss werden. Derzeit besteht im Modellsystem WaSiM-ETH noch keine Möglichkeit, so genannten *Return Flow* (in diesem Beispiel in einer anderen als der natürlich vorkommenden Form) zu simulieren. Zudem können sämtliche Abflusskomponenten nur entlang *eines* Fließ-

richtungsgrids geroutet werden, obwohl Interflow-Komponenten auf einem anderen Fließweg abfließen können, als der Oberflächenabfluss. Hinzu kommt, dass die Maßnahme in der Realität den Oberflächenabfluss eines u. U. mehrere Meter langen Wegeabschnittes auffängt und punktuell – an geeigneter Stelle – in die Fläche einleitet, um es dort zu versickern. Aufgrund der Raster-Philosophie des Modells kann auch dieser Effekt nicht abgebildet werden.

Die genannten „Schwachpunkte“ des Modells hinsichtlich der Abbildbarkeit des untersuchten Maßnahmentyps geben Anlass, über das Weiterentwicklungspotenzial nachzudenken. Im Zusammenhang mit der Abbildbarkeit des hier untersuchten Maßnahmentyps würden zwei zusätzliche Modellbausteine eine wesentliche Verbesserung der Situation mit sich bringen: Wenn es möglich wäre, zwei unterschiedliche Fließrichtungsgrids zu definieren, an denen die unterschiedlichen Abflusskomponenten getrennt voneinander geroutet würden, so könnte man beispielsweise die Wegestruktur als Fließrichtungsgrid definieren und den Oberflächenabfluss entlang dieser Struktur routen, während Interflow und Basisabfluss entlang eines anderen Fließrichtungsgrids – z. B. entlang der Hauptfallrichtung der Hänge – geroutet werden könnten.

Eine visuelle Begutachtung des Wegenetzes im UG Obere Blies zeigte, dass das Auffangen von Interflowanteilen durch das Wegenetz hier nicht von Relevanz ist. Die Wege verlaufen i. d. R. auf der natürlichen Geländeoberfläche, meist senkrecht zu den Höhenlinien, also in Hauptfallrichtung der Hänge, weshalb auch die Theorie der unterschiedlichen Fließwege hier nicht von Relevanz ist. Die Maßnahmenabbildung im Simulationsmodell WaSiM-ETH erfolgte deshalb durch alleinige Abbildung der Maßnahmen im Landnutzungsgrid. Im Istzustand wurden alle Wege, die durch eine entsprechend kleine Rastergröße von 5,0 m ausreichend genau erfasst werden konnten, als versiegelte Fläche angenommen. Durch die vergleichsweise kleine Rasterung bleibt das generelle Problem der subskaligen Heterogenität der Eingangsdaten nach wie vor bestehen. Um eine Maximalbetrachtung durchführen zu können wurden im Prognosezustand alle Wege aus dem System entnommen und mit den Landnutzungsinformationen der benachbarten Raster (Acker, Grünland, Wald) simuliert. Der Maximalbetrachtungs-Charakter der Simulation wird zudem durch die Versickerung der Oberflächenabflüsse auf jedem einzelnen der Wegeraster begründet. In der Realität wird der Oberflächenabfluss mehrerer „Wegezellen“ zentral versickert, weshalb das Versickerungspotenzial der Maßnahme im Modell vermutlich überschätzt wird (Versickerungspotenzial einer zentralen Versickerung < dezentrale Versickerung auf jeder einzelnen Zelle). Zudem unterstellt die Maximalbetrachtung eine Umsetzung der Maßnahmen an allen Wegen im Einzugsgebiet; dies wird in der Realität aus Gründen der Flächenverfügbarkeit und der Flächeneignung zur Versickerung jedoch vermutlich nicht möglich sein. Aufgrund der genannten Restriktionen sind die Modellergebnisse stark unsicherheitsbehaftet. Deshalb wurde eine zweite Maximalbetrachtung auf Basis eines ingenieurhydrologischen Modellansatzes durchgeführt, der die genannten Ergebnisse bestätigte.

Alle Ergebnisse sind Modellergebnisse (*top-down approach*). Eine Validierung der Ergebnisse durch prozess-identifizierende Untersuchungen im Feld (z. B. mittels Tracern) konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt werden. Die Ergebnisse zeigen eine unterschiedliche Wirkung der Maßnahme in Abhängigkeit des zugrundeliegenden Ereignisses. Kurze, intensive Er-

eignisse nach längeren Trockenperioden können im Maximalszenario um bis zu 30 % abgemindert werden. Im UG Obere Blies führen jedoch eher lang anhaltende Ereignisse zu hohen Wasserständen, wie z. B. auch das höchste vom Pegel am Gebietsauslass in über 15 Jahren jemals registrierte Ereignis vom Dezember 1993. Dieses Ereignis (ca. HQ_{10}) ließe sich maximal um 3 bis 4 % abmindern. Aufgrund der unterstellten Maximalbetrachtung ist davon auszugehen, dass extreme Ereignisse ($> HQ_{50}$) nachweislich nicht mit wegebaulichen Maßnahmen, wie hier untersucht, abgemindert werden können. Die als realistisch anzusehende Maßnahmenwirkung dürfte bei solchen Ereignissen deutlich unter der modelltechnischen Nachweisgrenze von 1 % liegen.

Betrachtet man die Wege im Einzugsgebiet, so fällt auf, dass insbesondere auf Feldwegen aus verdichtetem Schotter und ohne bituminöse Deckschicht oft tiefe Erosionsrinnen zu erkennen sind, die auf intensive Starkregenereignisse zurückgeführt werden können. Hier kann die Maßnahme sicherlich dazu beitragen, lange Fließbahnen frühzeitig zu unterbrechen um somit hohe Schubspannungen an der Wegeoberfläche zu reduzieren, wodurch die Wege weniger hohen Belastungen ausgesetzt sind und ggf. auch der Stoffeintrag in die Gewässer verändert (reduziert) werden kann. Beide Aspekte wurden im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht weiter untersucht, weil hier die Auswirkung auf große Hochwasser vordergründig betrachtet werden sollte.

Somit lautet das Fazit dieser Untersuchung also wie folgt: Trotz erheblicher Defizite bei der prozessorientierten Abbildbarkeit wegebaulicher Maßnahmen in rasterbasierten Wasserhaushaltsmodellen (hier: WaSiM-ETH) und der damit verbundenen Unsicherheit der Ergebnisse kann aufgrund der hier durchgeführten Maximalbetrachtung nach zwei unterschiedlichen Modellansätzen dennoch mit hoher Wahrscheinlichkeit gesagt werden, dass dieser Maßnahmentyp nicht zur Abminderung von großen Hochwasserereignissen in mesoskaligen Einzugsgebieten beitragen kann.

7 Tieflockerung

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Frage, ob und in welchem Maße insbesondere große Hochwasser durch Tieflockerungsmaßnahmen auf Ackerstandorten abgemindert werden können. Kapitel 7.1 beschreibt die Maßnahme und ihre Wirkungsmechanismen zunächst allgemein. Kapitel 7.2 nennt den aktuellen Stand der Forschung. In Kapitel 7.3 wird gezeigt, wie die Wasserbewegung in der ungesättigten Bodenzone in der eindimensionalen Form mathematisch beschrieben werden kann und wie sich daraus die Retentionswirkung der Maßnahme allgemein begründet. Kapitel 7.4 zeigt die Schwierigkeiten die sich bei der Abbildung des stark von zweidimensionalen Fließprozessen geprägten Maßnahmentyps in einem eindimensionalen Simulationsmodell ergeben. In Kapitel 7.5 wird die gewählte Vorgehensweise vorgestellt, die es ermöglichte, die im Rahmen von experimenteller Feldarbeit und prozessorientierter Modellierung an einem Hangsegment gewonnene Prozesskenntnis bestmöglich auf das Simulationsmodell für die Mesoskala zu übertragen. Die Ergebnisse der Wirkungsabschätzung in der Mesoskala werden in Kapitel 7.6 vorgestellt und diskutiert.

7.1 Allgemeines und Maßnahmenbeschreibung

Im Zusammenhang mit den z. T. katastrophalen Hochwasserereignissen insbesondere des letzten Jahrzehntes ist der Boden als eine mögliche Ursache für die erhöhte Abflussbildung verstärkt zum Fokus fachlicher Diskussionen geworden. Speziell der Bodenverdichtung als Folge einer intensiven Flächenbewirtschaftung wird eine Mitschuld an erhöhten Abflussbildungsraten zugeschrieben, da geringe Porenvolumina und Wasserleitfähigkeiten als Folge dieser Verdichtung die Tiefensickerung und Speicherung der Niederschläge vermindern und so das Auftreten hochwasserwirksamer Abflussanteile erhöhen können (SCHOBEL ET AL., 2000).

Um die Speicherkapazitäten und Wasserleitfähigkeiten tiefreichend verdichteter Böden zu erhöhen, bietet sich als mögliche Maßnahme die sog. Tieflockerung an. Der Boden wird durch mechanische Lockerungsgeräte einer Primärlockerung unterzogen (siehe Abb. 7.1, oben rechts). Abhängig vom jeweils eingesetzten Gerät kann die Lockerungstiefe von 50 bis 80 cm reichen. Durch Belassen eines hangparallelen ungelockerten Bereiches kann zusätzlich eine Verstärkung des Wasserrückhaltes in den gelockerten Bodenzonen erreicht werden, da das infiltrierte Nie-

derschlagswasser am lateralen Abfluss behindert wird. Durch die mechanische Durchbrechung der Pflugsohle bzw. der wasserstauenden Bodenschicht und die nach der mechanischen Primärauflockerung einsetzende Sekundärauflockerung (Zerfall der Aggregate durch Feuchte- und Frosteinwirkung sowie Bodentiere) lässt sich das Speichervermögen aufgrund der Lockerung des Bodengefüges längerfristig um insgesamt ca. 5 Vol.-% erhöhen. SCHRÖDER & SCHULTE-KARRING (1984) wiesen beispielsweise Lockerungseffekte in dieser Größenordnung auf grau-lehmreichen Fließerden noch nach 20 Jahren nach, wodurch auch die Beständigkeit dieser Maßnahmen erwiesen wurde (SCHOBEL ET AL., 1999). Werden im Mittel z. B. 50 cm gelockerter Boden zusätzlich geschaffen, ließe sich das Wasserspeichervermögen in diesem Fall rechnerisch (unter Annahme einer 5%-igen Erhöhung des Porenvolumens) um rund 25 l/m² erhöhen. Im Einzelfall hängt die Größe des zusätzlich aktivierbaren Retentionsvolumens entscheidend von der Lage der stauenden Bodenschicht ab (vgl. Abb. 7.1).

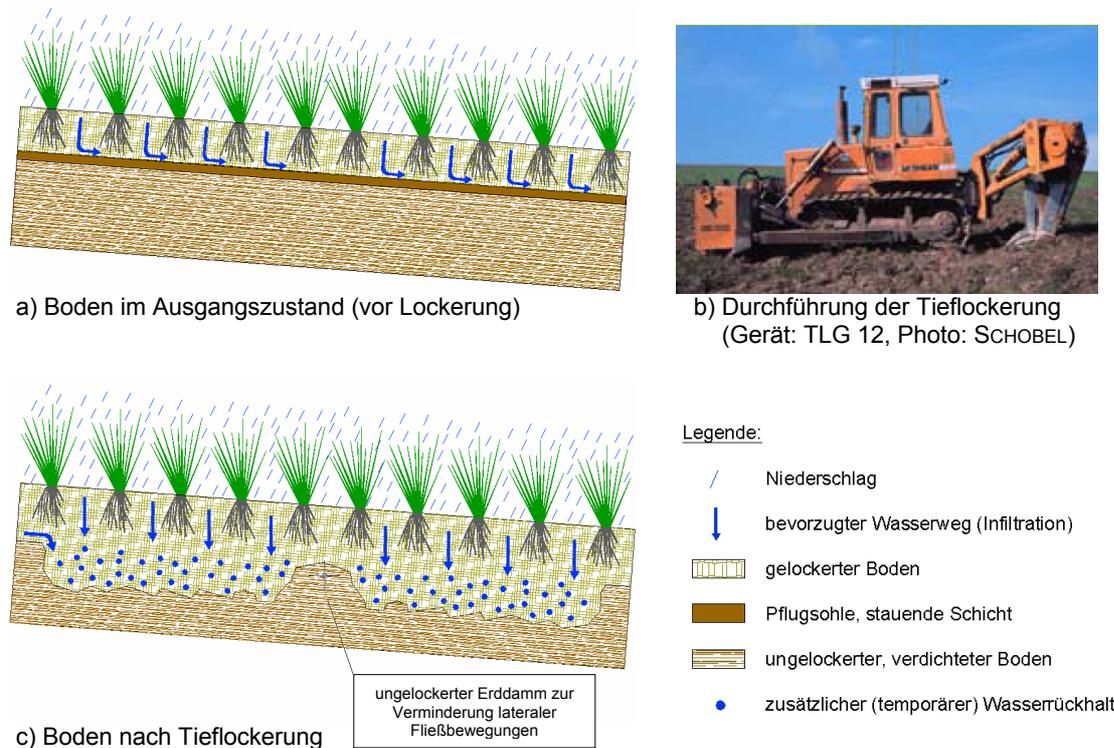


Abb. 7.1: Schematische Darstellung eines Bodens vor und nach der Durchführung einer Tieflockerung und Darstellung der primären Bodenwasserbewegung im Ist- und im Tieflockerungszustand.

Die Retentionswirkung dieses Maßnahmentyps begründet sich im Wesentlichen durch das erhöhte Porenvolumen und die geringere Lagerungsdichte der Böden nach durchgeführter Lockerung. Abbildung 7.1 zeigt eine schematische Darstellung der Retentionswirkung von Tieflockerungsmaßnahmen. „Durch die Vergrößerung des Porenvolumens und die Tieferlegung oder Aufhebung von Verdichtungen im Untergrund erhöht sich die Infiltrationsleistung der Böden und es entstehen verlängerte Fließzeiten im Boden im Vergleich zum oberflächlichen oder ober-

flächennahen Abfluss. Eine Verstärkung des Wasserrückhalts kann durch das hangparallele Belassen von ungelockerten Bereichen erreicht werden, wodurch das infiltrierte Niederschlagswasser am lateralen Abfluss behindert wird (Abb. 7.1). Dadurch, dass weniger Wasser und dieses zeitlich verzögert den Vorfluter erreicht, kann möglicherweise das gleichzeitige Zusammentreffen von Hochwasserwellen verhindert werden.“ (SCHOBEL ET AL., 1999).

Das Ziel der im Rahmen dieses Kapitels durchgeführten Untersuchungen lag in der Abschätzung der hochwassermindernden Wirkung von Tieflockerungsmaßnahmen im Einzugsgebiet der Oberen Blies. Hierfür wurde zusammen mit SAUER (2006) auf der Grundlage einer experimentellen Feldstudie und mit Hilfe des prozessorientierten Simulationsmodells CATFLOW (MAURER, 1997; ZEHE ET AL., 2001) eine bestmögliche Parametrisierung für das in der Mesoskala verwendete Modell WaSiM-ETH gefunden.

7.2 Stand der Forschung

Die Methode der Tieflockerung bietet sich als eine mögliche Meliorationsmaßnahme an, um die Wasserspeicher- und Versickerungskapazität von verdichteten, staunassen Ackerböden zu erhöhen (CASPER ET AL., 2005). Die Abteilung Bodenkunde der Universität Trier beschäftigt sich seit Jahren intensiv mit dieser Maßnahme (SCHRÖDER, & SCHULTE-KARRING, 1984; WEYERS & SCHRÖDER, 1993; SCHRÖDER, 1995; SCHOBEL, SCHNEIDER, SCHULTE-KARRING, & SCHRÖDER, 1999; SCHOBEL, NIEBES & SCHNEIDER, 2000; SCHRÖDER, & SCHNEIDER, 2005; SCHOBEL, 2005). Eine Untersuchung der Auswirkung auf Hochwasserereignisse in mesoskaligen Einzugsgebieten z. B. mittels Wasserhaushaltsmodellen wurde jedoch bisher noch nicht durchgeführt. Die nachfolgend beschriebene Untersuchung stellt somit den ersten Schritt einer Modellierung von Tieflockerungsmaßnahmen in der Mesoskala dar und bietet eine Grundlage für weitergehende Untersuchungen und Diskussionen.

Wie und in welchem Maße die Auswirkungen der Tiefenlockerung eine langfristige Verbesserung der Standorteigenschaften hinsichtlich eines erhöhten Porenvolumens und verbesserter Permeabilität bewirken, hängt von der fachgerechten Durchführung, der Intensität der Verdichtung und der nachfolgenden Bodenbearbeitung ab, um Wiederverdichtungen des aufgelockerten Bodens zu vermeiden (SCHRÖDER & SCHULTE-KARRING, 1984).

Die Diskussion darüber, in welchem Maße das Medium Boden einen Beitrag zum Hochwasserschutz leisten kann, ist durch viele unterschiedliche Meinungen geprägt. Im Falle des Dezemberhochwassers 1993 waren die Böden der betroffenen Gebiete bis zu ihren Grenzen mit Wasser gesättigt und eine weitere Aufnahme des Niederschlagswassers wäre wohl auch in gelockerten Bereichen unmöglich gewesen. Doch die Maßnahme der Tiefenlockerung zeigt ihre stärkste Wirkung im Bereich der Grobporen, in denen das Wasser der Schwerkraft unterliegt und somit nach Niederschlagsende durch Versickerung in diesem Bereich wieder Speicherkapazität frei wird (SCHNEIDER & SCHRÖDER, 1987, S. 266). Bei genügend großen Abständen zwischen den Niederschlagsereignissen kann also in tiefgelockerten Bereichen bei Wassergehalten bis zur Feldkapazität mehr Wasser zwischengespeichert werden, und eine Minderung der Ab-

flussintensitäten kleiner und mittlerer Hochwasser dürfte somit durchaus im Rahmen der Möglichkeiten liegen.

7.3 Mathematische Beschreibung der Retentionswirkung

Mathematisch lässt sich die Maßnahme durch Betrachtung der Bodenwasserbewegung in der ungesättigten Bodenzone beschreiben. Nur selten befindet sich das Wasser im Boden in einem statischen Gleichgewicht. Meist kommt es durch Wasserzugewinn (z. B. Niederschlag) oder -verlust (z. B. Evapotranspiration, Grundwasserentnahme) zu einer Potentialdifferenz. Diese hat eine ausgleichende Wasserbewegung vom höheren zum niedrigeren Potential zufolge (DIETRICH & SCHÖNIGER, 2003).

Die Wasserbewegung ist außerdem abhängig von den Eigenschaften des durchströmten Materials. Für die mathematische Beschreibung der Strömung ist also auch die Wasserleitfähigkeit oder Durchlässigkeit des Bodens von zentraler Bedeutung. Diese wird angegeben durch einen substratspezifischen Proportionalitätsfaktor, die hydraulische Leitfähigkeit oder auch Wasserleitfähigkeits- bzw. Durchlässigkeitskoeffizient, kurz meist k_f -Wert genannt. Folgender in Gleichung 7.1 dargestellter Zusammenhang wurde 1856 von Darcy für den Fluss im gesättigten Boden gefunden (DIETRICH & SCHÖNIGER, 2003):

$$q = -k_f \cdot \frac{d\psi_H}{dz} \quad (7.1)$$

q	Wassermenge, die je Zeiteinheit durch einen Fließquerschnitt strömt [m ³ /s]
k_f	hydraulische Leitfähigkeit [m/s]
Ψ_H	antreibendes Potential (hier das hydraulische Potential) [m]
z	Fließstrecke in der Vertikalachse [m]

Diese Formulierung der Darcy-Gleichung beschreibt eine eindimensionale Strömung (hier in z -Richtung, also senkrecht zum Erdmittelpunkt). Außerdem wird die Strömung als stationär angenommen, d. h. das antreibende Potential ist nicht von der Zeit abhängig. Das Potential („freie Energie“) ist definiert als die Arbeit (Kraft x Weg), die notwendig ist, um eine Einheitsmenge Wasser von einem Punkt eines Kraftfeldes zu einem Bezugspunkt zu transportieren. Diese Arbeit entspricht derjenigen, die notwendig ist, um die Mengeneinheit Wasser von einer freien Wasseroberfläche (z. B. Grundwasserspiegel) auf eine bestimmte Höhe in einem Porensystem zu heben bzw. der Bodenmatrix zu entziehen. Wasser bewegt sich im Boden in den Hohlräumen (Porenraum) von Stellen höheren Potentials (= höherer potentieller Energie) zu solchen niedrigeren Potentials, weil es das niedrigstmögliche Energieniveau anstrebt (DIETRICH & SCHÖNIGER, 2003). In der Natur liegt jedoch meist eine teilweise Sättigung des Bodens („ungesättigt“) vor. Dann muss die hydraulische Leitfähigkeit als Funktion des Matrixpotentials (auch: Kapillarpotenzial = Summe aller Kräfte, mit denen Wasser von der Bodenmatrix festgehalten wird) angegeben werden. Des Weiteren erfolgt die Bewegung dreidimensional. Zur Beschreibung muss der Massenerhalt beachtet werden, welcher in der Kontinuitätsgleichung berücksichtigt

wird. Die hydraulischen Eigenschaften stellen in diesem Gleichungssystem sog. effektive Größen dar, d. h. sie beschreiben das Verhalten eines hinreichend großen Bodenvolumens, ohne dass etwa Details des Porenraumes betrachtet werden. Der Boden ist ein Kapillarsystem, das sehr inhomogen und anisotrop ist, d. h. verschiedene Bodenschichten verhalten sich physikalisch verschieden. In Mikroporen kann Wasser über längere Zeit festgelegt sein. In Makroporen (z. B. aufgefüllte Wurzelkanäle, Klüfte) ist Wasser dagegen mobil. Hier kann sog. „*preferential flow*“ entlang „bevorzugter“ Fließbahnen erfolgen. Körnung und Gefüge des Bodens haben ebenfalls einen Einfluss auf die Wasserleitfähigkeit, welcher mathematisch beschrieben werden kann. In die Hagen-Poiseuillesche Gleichung (7.2) gehen Anzahl, Größe und Form der Poren über den Radius mit ein (DIETRICH & SCHÖNIGER, 2003).

$$q = \frac{\pi \cdot r^4 \cdot \Delta\psi}{8 \cdot \eta \cdot s} \quad (7.2)$$

q	Wassermenge, die je Zeiteinheit durch einen Fließquerschnitt strömt [m ³ /s]
r	Radius [m]
Δψ	hydraulische Potentialdifferenz [m]
η	dynamische Viskosität [Pa s]
s	Fließstrecke [m]

Die beschriebene stationäre Strömung kommt streng genommen nur im Grund- und Stauwasserbereich vor, wo der Wassergehalt über längere Zeit konstant sein kann. Für die Wasserbewegung im ungesättigten Bereich spielt jedoch der Einfluss von Niederschlag, Evaporation, pflanzlicher Wasseraufnahme, kapillarem Aufstieg und Versickerung eine wichtige Rolle. Diese Größen sind sehr stark von der Zeit abhängig. Deshalb wird die Bodenwasserbewegung in der ungesättigten Zone besser durch eine instationäre Strömung beschrieben (DIETRICH & SCHÖNIGER, 2003).

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial q}{\partial z} \quad (7.3)$$

$$q_w = -k(\psi_H(\theta)) \cdot \frac{d\psi_H}{dz} \quad (7.4)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial q}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left[-k(\theta) \cdot \left(\frac{\psi_H(\theta)}{\partial z} \right) \right] \quad (7.5)$$

θ	Volumetrischer Wassergehalt	[m ³ /m ³]
t	Zeit	[s]
q	spezifischer Wasserfluss	[m/s]
z	Vertikalachse	[m]
k	Hydraulische Leitfähigkeit als Funktion des Wassergehaltes	[m/s]
ψ _H	Hydraulisches Potenzial als Funktion des Wassergehaltes (= Matrixpot. + Gravitationspot.)	[m]

Die Richards-Gleichung beschreibt den Zusammenhang zwischen der Veränderung des Wassergehaltes eines Bodenvolumens in einer Zeiteinheit und dem Fluss, der durch einen Potentialgradienten hervorgerufen wird. Hier wird nur die eindimensionale Formulierung (Fluss in z-Richtung) beschrieben. Zunächst gilt, dass die zeitliche Änderung des Wassergehaltes gleich der Änderung des Flusses in Fließrichtung ist (Kontinuitätsgleichung, 7.3). Der Fluss (q) wird durch die Darcy-Gleichung (7.4) beschrieben, hier die erweiterte Formulierung nach Darcy und Buckingham von 1907. Die Kombination aus Fließgleichung und Kontinuitätsgleichung ergibt schließlich die Richards-Gleichung von 1931 (Gleichung 7.5). Dabei wird das hydraulische Potential eliminiert, indem es als Summe aus Matrixpotential und Gravitationspotential ausgedrückt wird: $\psi_H = \psi_m + \psi_z = \psi_m + (h-z)$. Bei der Bildung der Ableitung von $(h-z)$ nach z ergibt sich $d(h-z) / dz = -1$ (DIETRICH & SCHÖNIGER, 2003).

Innerhalb der Gleichung (7.5) nach RICHARDS (1931) wird die Bodenwasserbewegung also im Wesentlichen über die hydraulische Leitfähigkeit und die Beschaffenheit der homogen angenommenen Matrix beschrieben.

7.4 Abbildung im Modellsystem WaSiM-ETH

Als Simulationsmodell wurde das Wasserhaushaltsmodell der ETH Zürich, WaSiM-ETH gewählt. Das Modell wurde insbesondere für Fragestellungen in der Meso- und Makroskala entwickelt (SCHULLA, 1997). Zudem ist die Richards-Gleichung (7.5), welche Grundlage vieler

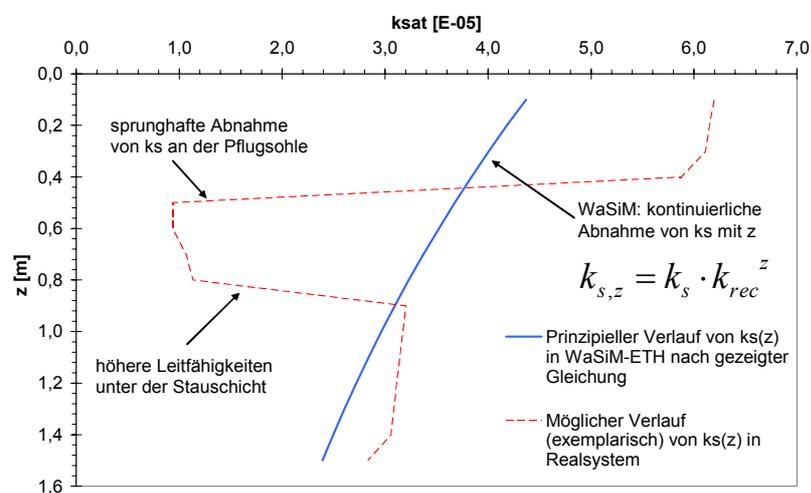


Abb. 7.2: Exemplarische Darstellung der Leitfähigkeit eines Bodens und der Problematik bei der Abbildung im Modellsystem WaSiM-ETH.

Modelle für die Wasserbewegung in der ungesättigten Zone ist, auch in WaSiM-ETH implementiert. Ein großer Vorteil liegt in der relativ einfachen Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit und der Wasserspannungskurve (pF-Kurve) als notwendige Parameter für die Modellierung. Die Darcy-Gleichung (7.1) ist meist Grundlage von Modellen für die Wasserbewegung in der

gesättigten Zone. Die Retentionswirkung des Maßnahmentyps „Tieflockerung“ begründet sich im hier zugrundeliegenden Modellkonzept also in einem geringeren relativen Bodenwassergehalt im gelockerten Zustand (bei als gleich angenommenem Wassereintrag) aufgrund eines erhöhten Matrixpotenzials. Wegen der eindimensionalen Struktur des Modells WaSiM-ETH kön-

nen jedoch laterale Fließprozesse, die durch Belassung des beschriebenen ungelockerten Erd-damms (siehe Abb. 7.1) beeinflusst bzw. verlangsamt werden sollen, nicht abgebildet werden. Eine wesentliche Einschränkung bezüglich der modelltechnischen Abbildung des Maßnahmen-typs „Tieflockerung“ stellt bei dieser Modellvorstellung also

- a) die *ID Prozessbetrachtung* im Simulationsmodell und
- b) die Abbildung des Bodenkörpers als *homogene Matrix* dar.

Letzteres stellt eine besondere Einschränkung bei der Simulation von Tieflockerungsmaßnah-men in der Mesoskala dar, denn – so unterstellt das zugrunde liegende Gedankenmodell – ins-besondere der tieflockerungsbedürftige Boden (also der Boden im Istzustand) wird gebildet von mehreren Schichten mit z. T. signifikant unterschiedlichen Leitfähigkeitseigenschaften (vgl. Abb. 7.1). Abbildung 7.2 soll diesen Zusammenhang verdeutlichen.

7.5 Vorgehensweise

7.5.1 Grundlagen, Material und Problematik

Die Abschätzung der Wirkung von Tieflockerungsmaßnahmen in der Mesoskala basiert im Wesentlichen auf den Ergebnissen einer Zusammenarbeit mit SAUER (2006). Hier wurde eine mikroskalige, prozessorientierte Modellierung für einen rund 30 m² großen, konventionell be-wirtschafteten Acker-

standort (Hangsegment) mit dem Simulationsmo-dell CATFLOW (MAU-RER, 1997; ZEHE ET AL., 2001) durchgeführt. Als Grundlage für die Mo-dellierung dienten die Messergebnisse von experimentellen Beregnungsversuchen im Feld. Eine detaillierte Be-schreibung des unter-suchten Standortes, der Messeinrichtungen usw. findet sich in SAUER (2006). CATFLOW simuliert die Bodenwas-serbewegung in der un-

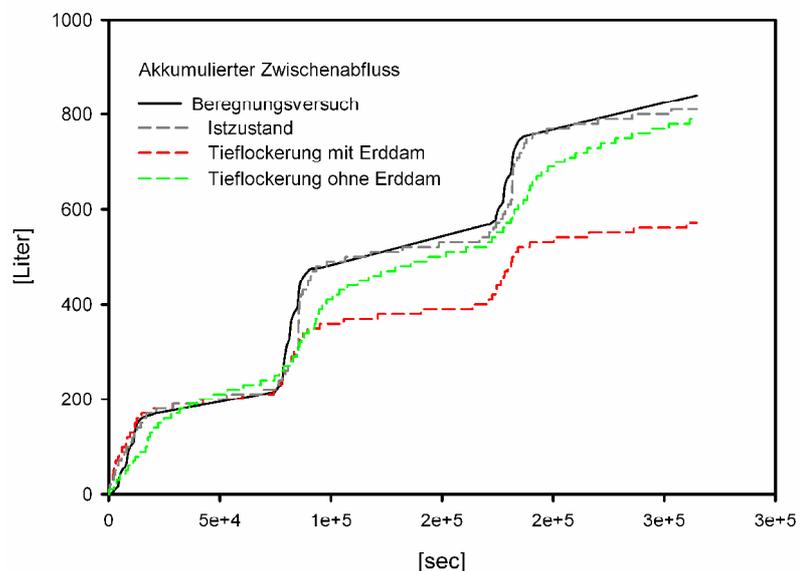


Abb. 7.3: Ergebnisse des Simulationsmodells CATFLOW für einen Ackerstandort. Quelle: SAUER (2006)

gesättigten Bodenzone ebenfalls nach dem Ansatz von Richards, berücksichtigt allerdings die zweidimensionale Form, weshalb laterale Fließprozesse – und somit der Einfluss des Erddam-

mes – im Gegensatz zum Modellsystem WaSiM-ETH durchaus abgebildet werden können. CATFLOW konnte für den simulierten Hang parametrisiert und anhand von gemessenen Daten aus Berechnungsversuchen kalibriert werden. Die Niederschlagsbelastung des Berechnungsversuchs betrug 4×40 mm/h über 15 min an drei aufeinander folgenden Tagen. Dabei konnte eine hohe Modellgüte erzielt werden ($R_{\text{eff}} = 0,99$, siehe Abb. 7.3).

Tab. 7.1: Bodenparameter eines Ackerstandortes für den Istzustand und das Tieflockerungsszenario. Quelle: SAUER (2006)

Tiefe	Hori- zont	θ_S	θ_R	α	n	Ksat (gemessen bzw. angenommen)	fmac	amac	θ_{mac}
[cm]	[-]	[cm ³ cm ⁻³]	[m ⁻¹]	[-]	[-]	[m s ⁻¹]	[-]	[%]	[-]
Istzustand									
0-15	Ap	0.45	0.07	1.10	1.3257	9.5E-05	27	0.006	0.71
15-25		0.44	0.07	0.72	1.3331	2.5E-05	20	0.006	0.81
25-45	Bw	0.41	0.08	3.30	1.1902	4.4E-05	50	0.006	0.80
45-60	Bwg	0.45	0.08	1.05	1.2888	5.4E-05	53	0.006	0.78
60-100	2Cwg	0.34	0.09	5.14	1.1904	1.0E-05	(68) 25	0.004	0.84
Tieflockerungsszenario, basierend auf der Annahme einer 5%-igen Erhöhung des Porenvolumens									
0-15	Ap	0.45	0.07	1.10	1.3257	1.1E-04	30	0.006	0.71
15-25		0.44	0.07	0.72	1.3331	6.3E-05	50	0.006	0.81
25-45	Bw	0.43	0.10	3.55	1.2161	1.1E-04	59	0.006	0.72
45-60	Bwg	0.45	0.07	1.21	1.2977	1.4E-04	43	0.006	0.80
60-90	2Cwg	0.42	0.13	5.27	1.2944	1.3E-04	107	0.006	0.70
90-100	Werte entsprechend Istzustand 60-100 cm								
Δ [%]		5	13	5	2	143	93	7	- 5

θ_S	Sättigungswassergehalt
θ_R	Restwassergehalt
α, n	van Genuchten Parameter
Ksat	gesättigte Leitfähigkeit
fmac	Leitfähigkeit der Makroporen als Faktor von Ksat
amac	Makroporendichte
θ_{mac}	Wassergehalt ab dem Makroporenfluss einsetzt
Δ [%]	mittlere prozentuale Änderung über alle Schichten

Für das anschließend simulierte Tieflockerungsszenario wurde gemäß SCHRÖDER & SCHULTE-KARRING (1984) ein um 5 Vol.-% erhöhtes Porenvolumen angenommen. Die für die Modellierung mit CATFLOW verwendeten Parameter sind in Tabelle 7.1 dargestellt. Um zudem den Einfluss des Erddammes herauszustellen, wurde jeweils ein Zustand mit und ohne einen solchen Damm simuliert. Abbildung 7.3 zeigt die Simulationsergebnisse des Modells CATFLOW, aus denen der maßgebliche Einfluss des Erddammes hervorgeht. Hieraus wird bereits ersichtlich, dass die hydrologische Wirkung der Tieflockerungsmaßnahme im Modellsystem WaSiM-ETH aufgrund der nur eindimensionalen Betrachtungsweise der Bodenwasserbewegung nur durch

eine bestmögliche Verhaltensnachahmung des Systems abgebildet werden konnte. Auch an dieser Stelle wird – ähnlich wie bereits in Kapitel 6 diskutiert – ersichtlich, dass insbesondere die großmaßstäbliche Modellierung stets ein Kompromiss zwischen Komplexität, Abbildbarkeit und Vereinfachung darstellt, bei dem die Balance zwischen den gegensätzlichen Modellanforderungen gefunden werden muss (Abbildbarkeit vs. Anwendbarkeit). Deshalb ist die Verwendung von Effektiv- und Summenparametern auf der einen Seite unumgänglich und hilfreich. Solche Parameter können aber – insbesondere auch für unerfahrene Modellierer oder bei fehlenden Validierungsmöglichkeiten – ein gefährliches Werkzeug sein, wie die Ausführungen in Kapitel 7.5.2 zeigen. Vor diesem Hintergrund wurde hier die nachfolgend beschriebene Vorgehensweise gewählt.

7.5.2 Lösungsstrategie: Einzelrastermodell

Um die Ergebnisse des Modells CATFLOW mit denen von WaSiM-ETH vergleichen zu können, wurde WaSiM-ETH mit nur einer Rasterzelle aufgestellt.

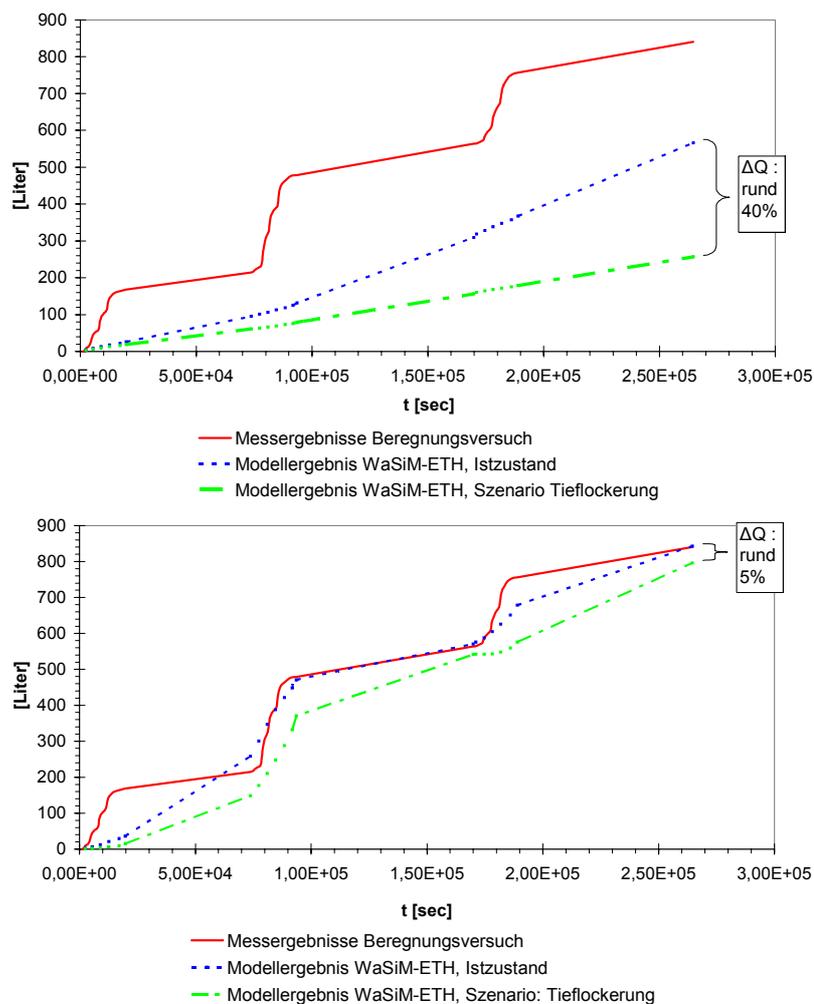


Abb. 7.4: Ergebnisse des Simulationsmodells WaSiM-ETH für den mit CATFLOW untersuchten Ackerstandort. Oben: Initialparametrisierung. Unten: Nach Optimierung der freien Parameter

Diese Rasterzelle entspricht in ihrer Charakteristik (Abmessung, Neigung, Bodenparameter, Nutzung usw.) im Wesentlichen dem von SAUER (2006) untersuchten Ackerstandort. Die in Tabelle 7.1 genannten Bodenparameter (Sättigungswassergehalt, Restwassergehalt, van Genuchten Parameter und gesättigte Leitfähigkeit) mussten aufgrund der in Abbildung 7.2 diskutierten Restriktionen als Mittelwerte für alle Ackerflächen im Untersuchungsgebiet berücksichtigt werden. Zudem war die Berücksichtigung der Makroporen in WaSiM-ETH ebenfalls nicht möglich. Mit den genannten Einschränkungen und unter Verwendung identischer Klimadaten ergaben sich die in Abbildung 7.4 (oben) gezeigten Ergebnisse. Hieraus wird ersichtlich, dass die gemessenen Abflüsse aus dem Beregnungsversuch mit einer ersten Initialparametrisierung nicht annähernd nachgebildet werden konnten. Deshalb wurde eine Optimierung der freien Parameter durchgeführt, wodurch sich auch zunächst ein augenscheinlich „besseres“ Modell ergab (Abb. 7.4 unten), das zumindest auf den ersten Blick die Messgrößen besser abbilden konnte als das Modell in der Initialparametrisierung.

7.5.3 Definition der Upscaling-Randbedingungen

Die Festlegung der Randbedingungen für den Upscaling-Prozess erfolgte nach intensiver Analyse der Simulationsergebnisse. Bei der Auswertung der WaSiM-ETH-Ergebnisse für beide Parametrisierungsvarianten (vgl. Abb. 7.4) konnten im Wesentlichen folgende Effekte beobachtet werden:

- a) Die *Abflussganglinie* des Istzustands wird vom optimierten Modell besser nachgebildet.
- b) Die *Abflusskomponenten* werden vom optimierten Modell unrealistisch simuliert. Das Modell CATFLOW sowie die Messungen im Feld konnten ausschließlich Interflow nachweisen, während das optimierte WaSiM-ETH zu über 90 % Oberflächenabfluss simuliert. Das Modell mit der Initialparametrisierung simuliert hingegen ebenfalls ausschließlich Zwischenabfluss.
- c) Das Simulationsmodell CATFLOW simuliert ein um rund 40 % reduziertes *Abflussvolumen* im Tieflockerungsszenario (Abb. 7.3). Eine ähnliche relative Abminderung bezogen auf den Istzustand konnte im WaSiM-ETH nur mit der Initialparametrisierung erzielt werden. Das optimierte Modell berechnete Abminderungen von nur 5 % (Abb. 7.4).

Die Ergebnisanalyse zeigt deutlich, dass eine vollständig automatisierte Parameteroptimierung mit entsprechenden Tools zwar schnell zu einem augenscheinlich „besseren“ Modell führen kann, über die weitere Verwendbarkeit der erzielten Ergebnisse muss jedoch der Modellierer nach einer kritischen Betrachtung im Einzelfall entscheiden. Optimierungsroutinen können ein hilfreiches Werkzeug sein, das jedoch nicht immer zur Modellverbesserung beiträgt. Hier ist nach wie vor die Prozesskenntnis des Modellierers gefragt!

Aufgrund der Erkenntnisse aus der System- und Ergebnisanalyse wurden für den Upscaling-Prozess deshalb folgende Randbedingungen und Annahmen definiert:

- a) Aufgrund der eindimensionalen Struktur ist WaSiM-ETH nicht in der Lage, den maßgeblich aufgrund von lateralen Fließbewegungen beeinflussten Effekt des Maßnahmentyps „Tieflockerung“ nachzubilden.
- b) Für das durchgeführte Upscaling war insbesondere wichtig, die von CATFLOW simulierten relativen Scheitelabminderungen nachvollziehen zu können.
- c) Die wesentlichen Reaktionen des Modells WaSiM-ETH auf den Niederschlagsinput entsprechen bezüglich der zeitlichen Komponente (nicht in ihrem Ausmaß) denen des Modells CATFLOW bzw. den Messungen.
- d) Die Nachvollziehbarkeit des Maßnahmentyps ist nur dann gegeben, wenn Effektiv- und Kalibrierparameter in beiden Szenarien unverändert bleiben. Deshalb wurde von einer Modelloptimierung abgesehen und die Modellierung in der Mesoskala mit gemittelten Initialparametern aus Tabelle 7.1 durchgeführt.

Die in Kapitel 7.6 genannten Ergebnisse für das Untersuchungsgebiet der Oberen Blies wurden demzufolge mit den in Tabelle 7.1 genannten nachvollziehbaren Bodenparametern aus SAUER (2006) erzielt. Die im Vorfeld für dieses Gebiet global kalibrierten Parameter (vgl. Kap. 4) blieben in allen hier untersuchten Szenarien unverändert.

Trotz der Verwendung der Bodendaten aus Tabelle 7.1, mit denen die Berechnungsversuche in der Hangskala mit WaSiM-ETH nicht nachvollzogen werden konnten (Abb. 7.4, oben) – die Abflüsse werden vom Modell deutlich unterschätzt – war eine vergleichsweise gute Nachbildung der Ganglinie am Gebietsauslass möglich (siehe Abb. A-B.5 im Anhang B). Dies bedeutet, dass das mesoskalige Modell mindestens zwei „Fehler“ enthält, die sich gegenseitig ausgleichen. Auch mit einem „guten Modell“, d. h. einem Modell mit hoher Effizienz und bei einer mesoskaligen Betrachtung, sind demnach kaum Rückschlüsse auf Abflussbildungsprozesse von Teilflächen möglich. Selbst ein gut kalibriertes Modell mit hoher Modelleffizienz liefert streng genommen nur am kalibrierten Punkt im Raum (z. B. Pegel) und nur für die kalibrierten Werte (z. B. Abfluss) verlässliche Werte, sofern keine Validierung über einen zweiten unabhängigen Datensatz erfolgen kann. Als zweiter unabhängiger Datensatz kann beispielsweise die Verdunstung herangezogen werden (VOHLAND, 2003).

7.6 Upscaling in die Mesoskala

7.6.1 Untersuchte Szenarios

Mit dem für den Istzustand kalibrierten Modell wurden für das Einzugsgebiet der Oberen Blies ($A_E = 8,5 \text{ km}^2$) zwei Tieflockerungsszenarios simuliert. In einem ersten Szenario wurde angenommen, dass 50 % der Ackerflächen (rund 15 % bzw. $1,3 \text{ km}^2$ der Gesamtfläche) tiefgelockert würden, im zweiten Szenario – dem sog. Best Case Szenario (BCS) – wurde eine Tieflockerung auf allen Ackerflächen (rund 30 % bzw. $2,5 \text{ km}^2$) angenommen. Sicherlich weisen in der Realität nicht alle Standorte auch tatsächlich eine stauende Schicht im Bereich der Pflugsohle auf, weshalb die hier simulierten Szenarios eher einen akademischen Charakter haben, was sich

jedoch nicht nachteilig auf die hier untersuchte Zielgröße – nämlich der Scheitelabminderung von Hochwasserwellen – auswirkte, da insbesondere mit dem BSC eine Maximalbetrachtung durchgeführt werden konnte. Die Ergebnisse des 50 %-Szenarios werden hier mit aufgeführt, da sich im Vergleich der beiden Ergebnisse durchaus interessante Zusammenhänge zeigen lassen. Die Verteilung der tiefgelockert angenommenen Flächen erfolgte im 50%-Szenario zufällig. Abbildung 7.5 zeigt die Lage der tiefgelockerten Ackerflächen sowie das Verhältnis Ackerflächen zu Restflächen für das Untersuchungsgebiet der Oberen Blies im Istzustand sowie für beide untersuchten Szenarien.

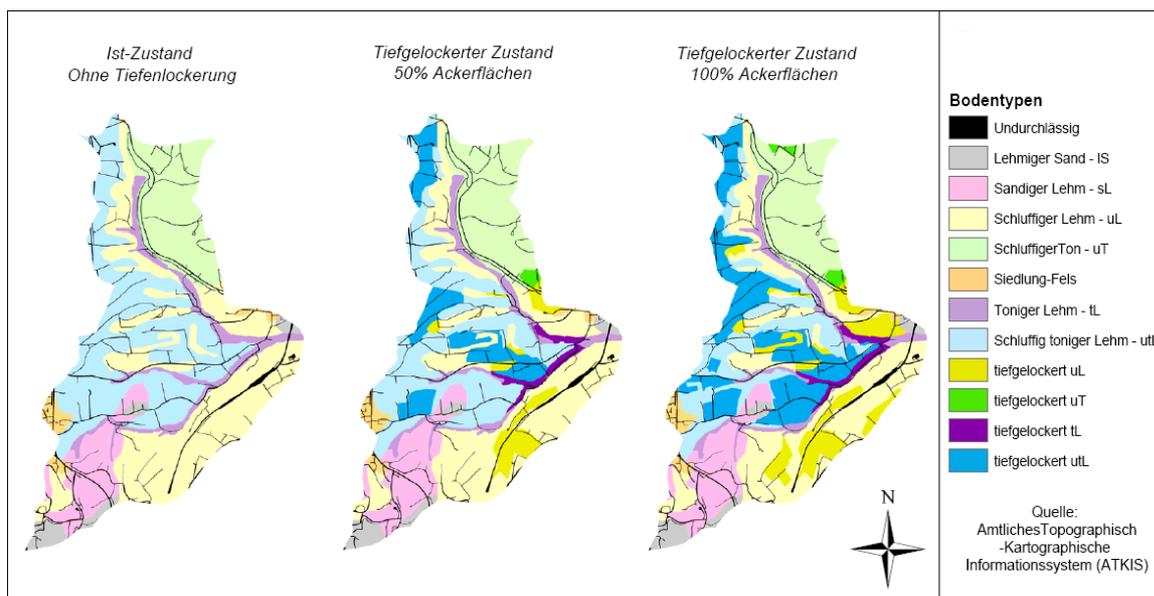


Abb. 7.5: Verteilung der tiefgelockerten Flächen im Untersuchungsgebiet Obere Blies für beide untersuchten Szenarios. Unmaßstäbliche Darstellung.

7.6.2 Simulationsergebnisse

Die Simulationsergebnisse sollen nachfolgend anhand von zwei Zeitreihen dargestellt und diskutiert werden. Abbildung 7.6 zeigt die Ergebnisse für die Beobachtungsperiode Dezember 1993 (etwa HQ₁₀). Am 21. Dezember beträgt die simulierte Abminderung des Spitzenabflusses für den Prognosezustand „BCS“ ca. 7 %. Bei einer angenommenen Tieflockerung von nur 50 % der Ackerflächen ist eine Scheitelabminderung von ca. 4,5 % zu beobachten. Eine lineare Abminderung in Abhängigkeit der tiefgelockerten Fläche konnte also nicht festgestellt werden. Dies zeigt, dass auch die Lage der Flächen im Gebiet eine Rolle bei der Abflussgenese spielt. Inwiefern es günstiger ist, eher gewässernahe oder eher gewässerferne Flächen tiefzulockern, wurde im Rahmen der hier vorgestellten Arbeit nicht weiter untersucht.

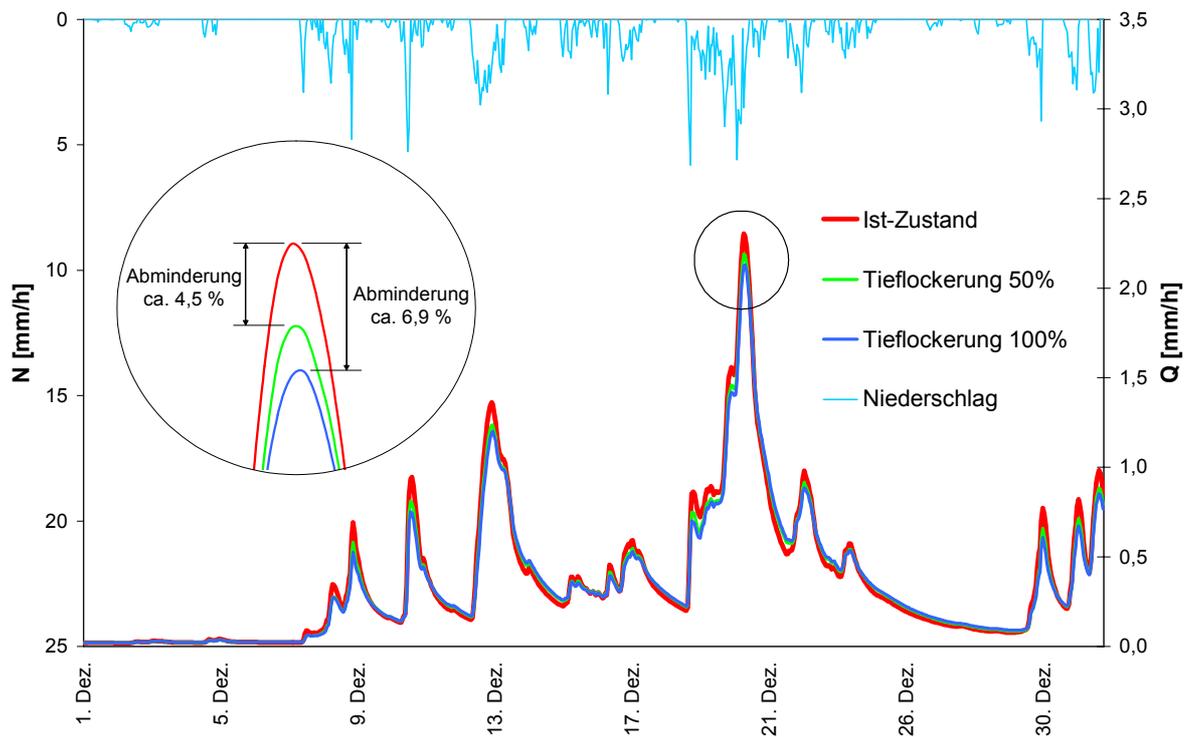


Abb. 7.6: Simulierte Abflüsse, Istzustand und Tieflockerungsszenario, Obere Blies, Dezember 1993

In der Beobachtungsperiode September 1993 (Abb. 7.7) traten Spitzenabflüsse im Bereich des HQ₁ bei zuvor relativ trockenen Vorbedingungen auf. Sowohl für eine Tieflockerung von 100 % als auch von 50 % wurden Scheitelabminderungen von ca. 30 % simuliert. Am 16. September konnte eine Abflussverschärfung infolge einer 100%-igen Tieflockerung festgestellt werden. Deutlich ist im abfallenden Ast der Ganglinie des 15. Septembers zu sehen, dass sich die Gebietsspeicher im tiefgelockerten Zustand langsamer entleeren als im nicht tiefgelockerten Istzustand. Bei wiedereinsetzendem Regen ist in solchen Konstellationen auch ein „Kippen“ des Systems erkennbar, d. h. das System mit tiefgelockerten Ackerstandorten führt bei wiedereinsetzendem Regen – aufgrund einer höheren Gebietsfeuchte durch zuvor gespeicherten Niederschlag – zu geringfügig höheren Abflussspitzen als das nicht tiefgelockerte System (hier: Abflussverschärfung ca. 1,0 %). Solche Konstellationen konnten im simulierten Gesamtzeitraum von 3 Jahren (1993 – 1995) jedoch insgesamt nur zweimal beobachtet werden.

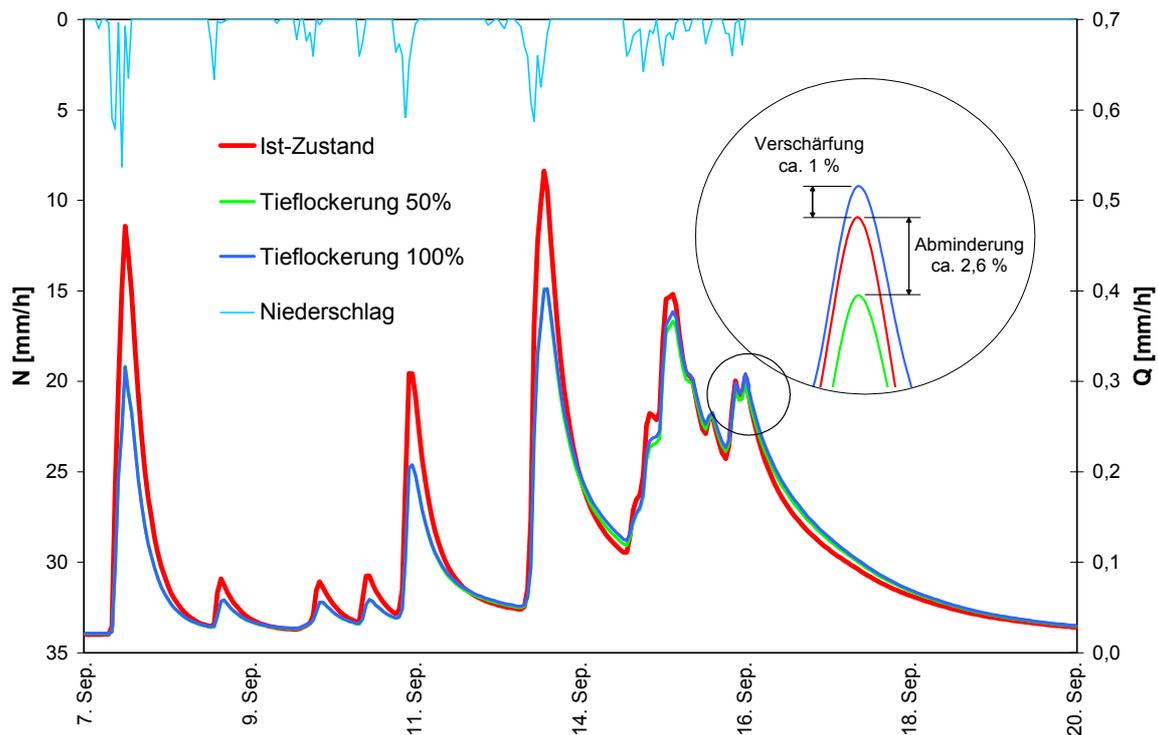


Abb. 7.7: Simulierte Abflüsse, Istzustand und Tieflockerungsszenario, Obere Blies, September 1993

Allgemein wird der Wasserrückhalt durch Tiefenlockerungsmaßnahmen begünstigt, auch in mesoskaligen Einzugsgebieten. Der erhöhte Bodenspeicher führt zu einer Abminderung der Oberflächenabflussanteile. Die Maßnahme zeigt bei kleineren Hochwasserereignissen, die infolge von Starkniederschlägen bei relativ trockenen Vorbedingungen entstehen (hier: HQ_1), mit rund 30 % Abflussminderung eine deutlich höhere Wirkung als beim untersuchten 10-jährlichen Ereignis, wo Abflussminderungen von nur rund 5 % nachgewiesen wurden. Es kann aufgrund der vorliegenden Ergebnisse bezweifelt werden, dass große Hochwasserereignisse ($> HQ_{50}$) nachweislich durch Tieflockerungsmaßnahmen abgemindert werden können.

7.7 Zusammenfassung, Diskussion und Fazit

In Kapitel 7 wurde die Auswirkung von Tieflockerungsmaßnahmen auf den Hochwasserabfluss in zwei hydrologischen Skalen betrachtet. In der Mikroskala wurde das Modell CATFLOW (MAURER, 1997; ZEHE ET AL., 2001) mit gemessenen bodenphysikalischen Daten parametrisiert und anhand von gemessenen Abflüssen aus Beregnungsversuchen (SCHOBEL, 2005) kalibriert und validiert. Auf der Grundlage von bodenphysikalischen Untersuchungen wurde anschließend ein Tieflockerungsszenario für den betrachteten Ackerstandort untersucht, mit dem Ergebnis, dass der Abfluss in dieser Skala (Hangskala, Mikroskala) signifikant abgemindert werden kann. Das Modell CATFLOW zeigte bei dieser mikroskaligen Betrachtung, dass die Scheitelabminderung im Wesentlichen von der Art und Weise abhängt, wie die Tieflockerung durchgeführt wird. Durch das Belassen von ungelockerten Bereichen entstehen sog. „Erdwälle“ im Boden,

die die horizontale Wasserbewegung deutlich verlangsamen und als Hauptverursacher für die Abflussminderung zu sehen sind.

Die Untersuchung der abflussmindernden Wirkung von Tieflockerungsmaßnahmen in der Mesoskala erfolgte mit Hilfe des Modells WaSiM-ETH (SCHULLA, 1997). Das Modellsystem eignet sich aufgrund seiner Konzeption besonders für die Anwendung in meso- und makroskaligen Einzugsgebieten, unterliegt jedoch hinsichtlich der Abbildbarkeit einiger relevanter hydrologischer Prozesse gewissen Restriktionen; insbesondere die eindimensionale Modellstruktur erwies sich als schwierig bei der Abbildbarkeit des hier untersuchten Maßnahmentyps „Tieflockerung“. Hydrologische Prozesse sind in Raum und Zeit veränderlich und alle darin vorkommenden Größen weisen zum Teil große Zufallsanteile auf (KLEEBERG ET AL., 1999; GUTKNECHT, 2004; UHLENBROOK, 2005). Ein Skalenübergang, wie hier vorgenommen, erfordert daher meist einen Wechsel von Methoden und Parametern, wobei in größeren Skalen die Block- oder Systemmodelle Vorrang vor den detaillierten, physikalischen Modellen erhalten. Häufig werden in mesoskalig orientierten Simulationsmodellen hydrologische Prozesse derart abstrahiert und vereinfacht, dass sie nur noch wenig oder gar nichts mehr mit den in der Realität stattfindenden Prozessen zu tun haben. Einfacher gesagt: je größer die Skala desto einfacher das Modell, was z. T. pragmatische, aber auch systemeigene Gründe hat. Zur Modellkalibrierung steht zudem oft nur die Abflussganglinie des Einzugsgebietes zur Verfügung. Infolge der vielen Freiheitsgrade in den in der Mesoskala angewandten Modellen ist es möglich, nahezu jede gemessene Ganglinie mit einem entsprechenden Parametersatz nachzubilden. Prozessorientierte Modelle bilden das Realsystem den hydrologischen Prozessen gerecht werdend ab und haben deshalb einen immensen Bedarf an zeitlich und räumlich hoch aufgelösten Daten, welche mit wachsender Größenordnung nicht mehr oder nur unzureichend erhoben werden können. Modellierung in der Mesoskala bedeutet daher immer, einen bestmöglichen Kompromiss zwischen Abbildbarkeit und Anwendbarkeit vor dem Hintergrund der interessierenden Zielgröße zu finden. Im Rahmen der hier durchgeführten Untersuchungen wurde die Abminderung von Hochwasserscheitelabflüssen durch Tieflockerungsmaßnahmen als Zielgröße definiert. Was es im Detail bedeutet, komplexe hydrologische Prozesse in vereinfachten Simulationsmodellen abzubilden und welche Vorteile dabei ein detailliertes Prozesswissen mit sich bringt, zeigt die hier gewählte Vorgehensweise eindrucksvoll.

Das Simulationsmodell WaSiM-ETH wurde zunächst für ein einzelnes Raster aufgestellt und mit den im Feld erhobenen Bodendaten parametrisiert. Das zugrunde liegende Einzelraster entspricht in seiner Charakteristik dem Versuchsstandort (Ackerstandort) im Gelände. Die Simulationsergebnisse zeigten deutliche Abweichungen im Vergleich zu den gemessenen Abflüssen. Durch eine „Optimierung“ der freien Parameter hätte das Modell zwar augenscheinlich „besser“ an die gemessenen Abflüsse angepasst werden können mit der Konsequenz, dass nun jedoch die Abflusskomponenten völlig unverhältnismäßig simuliert wurden (Modell: 90 % Oberflächenabfluss, Messung: kein Oberflächenabfluss). Weiterhin wurde die Wirkung der Tieflockerung im „optimierten“ Modell unterschätzt. Aus den genannten Gründen wurde von einer Optimierung des 1-Raster-WaSiM abgesehen. Trotz der Verwendung des nicht optimierten Modells für die

Ackerflächen, mit denen die Berechnungsversuche in der Hangskala nachweislich nicht nachvollzogen werden konnten – die Abflüsse werden vom Modell deutlich unterschätzt – war eine vergleichsweise gute Nachbildung der Ganglinie am Gebietsauslass möglich ($R_{\text{eff}} = 0,96$!). Dies bedeutet, dass das mesoskalige Modell mindestens zwei „Fehler“ enthält, die sich gegenseitig ausgleichen, also zusätzlich zu dem hier nachgewiesenen Volumenfehler bei der Abflussbildungsberechnung auf Ackerflächen mindestens einen weiteren Fehler, der sich ohne zusätzliche Messeinrichtungen im Einzugsgebiet nicht identifizieren lässt. Ein solcher zweiter Modellfehler, könnte beispielsweise in fehlerhaften Eingangsdaten liegen. Eine zu geringe Stationsdichte oder eine falsche Interpolationsmethode könnte bewirken, dass sich der Volumenfehler in der Summe ausgleicht. Eine weitere potenzielle Fehlerquelle liegt in der Überschätzung der Abflussbildung auf anderen, als auf den Ackerflächen. Wird z. B. die Abflussbildung auf Waldflächen überschätzt, könnte dies in der Summe am Gebietsauslass zu einer ausgeglichenen Abflussganglinie führen, die mit den gemessenen Abflüssen wie im vorliegenden Beispiel sehr gut übereinstimmt. Hinzu kommt, dass in WaSiM-ETH alle Rasterzellen also alle Teilflächen gleichermaßen zum Abfluss beitragen, während im Realsystem vielleicht unterschiedliche Abflussbeiwerte in Abhängigkeit der geographischen Lage zum Gewässer vorkommen.

Die obige Diskussion zeigt, dass auch mit einem „guten Modell“, d. h. einem Modell mit hoher Effizienz bei einer mesoskaligen Betrachtung kaum Rückschlüsse auf Abflussbildungsprozesse von Teilflächen möglich sind! Selbst ein gut kalibriertes Modell mit hoher Modelleffizienz liefert streng genommen nur am kalibrierten Punkt im Raum (z. B. Pegel) und nur für die kalibrierten Werte (z. B. Abfluss) verlässliche Werte, sofern keine Validierung über einen zweiten unabhängigen Datensatz erfolgen kann. Die Ergebnisse zeigen auch, wie hilfreich fundierte Prozesskenntnisse bei der mesoskaligen Modellierung sein können. Ohne das im Feld erlangte Prozesswissen hätte lediglich eine Anpassung an die gemessenen Abflüsse erfolgen können, mit dem Ergebnis falsch simulierter Abflusskomponenten auf den Ackerstandorten. Über das 1-Raster-WaSiM, das – soweit möglich – mit den begründeten Daten des Modells CATFLOW (bzw. mit Messwerten) parametrisiert wurde, konnte somit ein akzeptabler Weg gefunden werden, das in der Mikroskala gewonnene Prozessverständnis in die Mesoskala zu bringen. Die gewählte Vorgehensweise trägt mit der oben diskutierten Begründung für die gewählte Parametrisierung deutlich zur Absicherung und Aufwertung der u. g. Ergebnisse bei.

Mit dem Modell WaSiM-ETH wurden anschließend zwei Landnutzungsszenarien für das 8,5 km² große UG Obere Blies durchgeführt. In zwei Tieflockerungsszenarien wurden jeweils 50 % und 100 % der Ackerflächen im Einzugsgebiet als tiefgelockert angenommen. Allgemein wirkt eine Tiefenlockerungsmaßnahme günstig auf dem Wasserhaushalt, auch in mesoskaligen Einzugsgebieten. Die Erhöhung des Bodenspeichers führt zu einer Abminderung der Oberflächenabflussanteile und insofern zu einer Abminderung der Gesamtspitzenabflüsse. In der Mesoskala ist der Einfluss der Tiefenlockerung, insbesondere bei Hochwasserereignissen, jedoch deutlich geringer als bei der punktuellen kleinräumigen Betrachtung. Die Simulationsergebnisse des Modells WaSiM-ETH zeigen zudem ein deutlich nichtlineares Verhalten des Maßnahmen-typs „Tieflockerung“ hinsichtlich der Abminderung von Hochwasserereignissen. Deutliche

Scheitelabminderungen sind in der Mesoskale meist bei Starkniederschlagsereignissen nach längeren Trockenperioden erkennbar. Hier sind Scheitelabminderungen von bis zu 30 % keine Seltenheit. Bei länger anhaltenden Niederschlägen, die im UG Obere Blies hauptsächlich zu Hochwasserabflüssen führen, geht die Wirkung der Maßnahme zunehmend zurück, bis hin zur Nachweisbarkeitsgrenze. Im Szenario mit 50 % als tiefgelockert angenommenen Ackerflächen beträgt die Scheitelabminderung beim Hochwasserereignis vom Dezember 1993 (ca. HQ₁₀) weniger als 5 %. Da die Simulationsergebnisse einen generellen Rückgang der Wirkung mit steigendem Abfluss zeigen, ist davon auszugehen, dass die Wirkung bei noch größeren Ereignissen (> HQ₅₀) nicht mehr nachweisbar (< 1 %) sein wird.

Bei lang andauernden Niederschlägen mit gelegentlich kurzen Niederschlagspausen konnte auch ein „Kippen“ des Systems festgestellt werden, d. h. das System mit tiefgelockerten Ackerstandorten führt bei wiedereinsetzendem Regen – aufgrund einer höheren Gebietsfeuchte durch zuvor gespeichertem Niederschlag – zu geringfügig höheren Abflussspitzen als das nicht tiefgelockerte System. Solche Konstellationen konnten im simulierten Zeitraum von 3 Jahren jedoch nur sehr selten beobachtet werden.

Interessant ist auch, dass nicht in jedem Fall das System mit einer Maßnahmenumsetzung auf 100 % der Ackerflächen auch zwangsläufig zu den größten Scheitelabminderungen führt. Es gibt Konstellationen, bei denen das Zusammenspiel von schnellem Oberflächenabfluss und langsamerem Interflow beim System mit 50 % tiefgelockerten Ackerstandorten zu größeren Scheitelabminderungen führt als das System mit 100 % tiefgelockerten Ackerflächen. Sicherlich spielt hierbei auch die Lage der Flächen zum Gewässer eine entscheidende Rolle – dies wurde jedoch im Rahmen dieser Arbeit nicht weitergehend untersucht. Die hier vorliegenden Ergebnisse sind insbesondere aufgrund der oben diskutierten Modellrestriktionen als grobe Ersteinschätzung der hochwassermindernden Wirkung des Maßnahmentyps anzusehen und sollen als Grundlage für weitere Untersuchungen und Diskussionen dienen.

Das Fazit dieses Kapitels lautet: Trotz erheblicher Defizite bei der prozessorientierten Abbildbarkeit von Tieflockerungsmaßnahmen in rasterbasierten Wasserhaushaltsmodellen (hier: WaSiM-ETH) und der damit verbundenen Unsicherheit der Ergebnisse kann aufgrund der gewählten Vorgehensweise, die sich auf begründete Parameter und prozessorientierte Modellergebnisse aus mikroskaligen Betrachtungen stützt, dennoch mit hoher Wahrscheinlichkeit gesagt werden, dass Tieflockerungsmaßnahmen nur in sehr geringem Umfang zur Abminderung von großen Hochwasserereignissen in mesoskaligen Einzugsgebieten beitragen können.

8 Maßnahmen in den Talauen

In diesem Kapitel werden im UG Mittlere Blies Maßnahmen in den Gewässerauen untersucht, die in erster Linie auf eine Erhöhung der hydraulischen Rauheit zielen. Hierunter werden Maß-



Abb. 8.1: Auwald in Aktion. Quelle: BUND, Ortsgruppe Kulmain, Oberpfalz

nahmen zur Aufforstung und Wiederansiedlung von Auwald bzw. natürliche Sukzessionsvorgänge in der Aue verstanden. Abbildung 8.1 zeigt exemplarisch einen Auwald bei Hochwasser. Maßnahmen, die beispielsweise auf die Laufentwicklung eines Fließgewässers zielen, wurden nur indirekt durch die Betrachtung des Parameters „Sohlgefälle“ berücksichtigt. Als zweite Maßnahme wurde die Rückverlegung von Deichen – also Maßnahmen, die eine Veränderung der Profilgröße und Profilform bewirken – durch Variation der Auenbreite untersucht. Die beiden hier

untersuchten Maßnahmentypen unterscheiden sich grundlegend von den in Kapitel 5 bis 7 betrachteten Maßnahmen, da sie nicht in den Abflussbildungs-, sondern in den sog. Wellenablaufprozess eingreifen und dadurch die Fließgeschwindigkeit der Hochwasserwelle reduzieren, um eine Scheitelabminderung zu bewirken.

Kapitel 8.1 beschreibt die Retentionswirkung sowie potenzielle Einflussfaktoren in allgemeiner und mathematischer Form. Kapitel 8.2 zeigt die Vorgehensweise und die im Detail durchgeführten Simulationen. Im Anschluss daran werden die Ergebnisse vorgestellt und diskutiert, die teilweise zusammen mit AATZ & MUSONG (2005) erarbeitet wurden.

8.1 Retentionswirkung und Einflussfaktoren

Eine in einen Gewässerabschnitt eintretende Hochwasserwelle erfährt bei ihrem Ablauf durch diese Strecke eine Veränderung hinsichtlich der Größe von Scheitel- bzw. Maximalwert, der Wellenlaufzeit (zeitliche Verschiebung im Auftreten markanter Punkte wie Scheitel, Wellenanfang, Schwerpunkt etc.) und der Wellenform. Dabei werden gemäß Abbildung 8.2 zwei wesentliche Effekte beobachtet. Die Ganglinie erfährt eine Verschiebung entlang der Zeitachse, die sog. Translation, die einhergeht mit der Abminderung des Wellenscheitels, der sog. Retention. Das hierdurch beaufschlagte Retentionsvolumen ergibt sich aus der Differenz zwischen dem Integral der Zuflusswelle ($\int Q_{zu}$) und dem Integral der Abflusswelle ($\int Q_{ab}$) für die Bereiche $Q_{zu}(t) \geq Q_{ab}(t)$.

Die Berechnung des Wellenablaufs in einen Gerinneabschnitt (*engl.: Flood-Routing*) kann mathematisch mit Hilfe der Bewegungsgleichungen für inkompressible Flüssigkeiten und turbulente Strömungen (sowie weiterer Vereinfachungen wie beispielsweise Vernachlässigung von Windschubspannungen an der Wasseroberfläche, Vernachlässigung der Corioliskraft¹) beschrieben werden. Es handelt sich hierbei um ein komplexes Thema, das in der Literatur ausführlich beschrieben ist (z. B. PRESS & SCHRÖDER, 1966; KOZENY, 1953; GERSTEN, 1992).

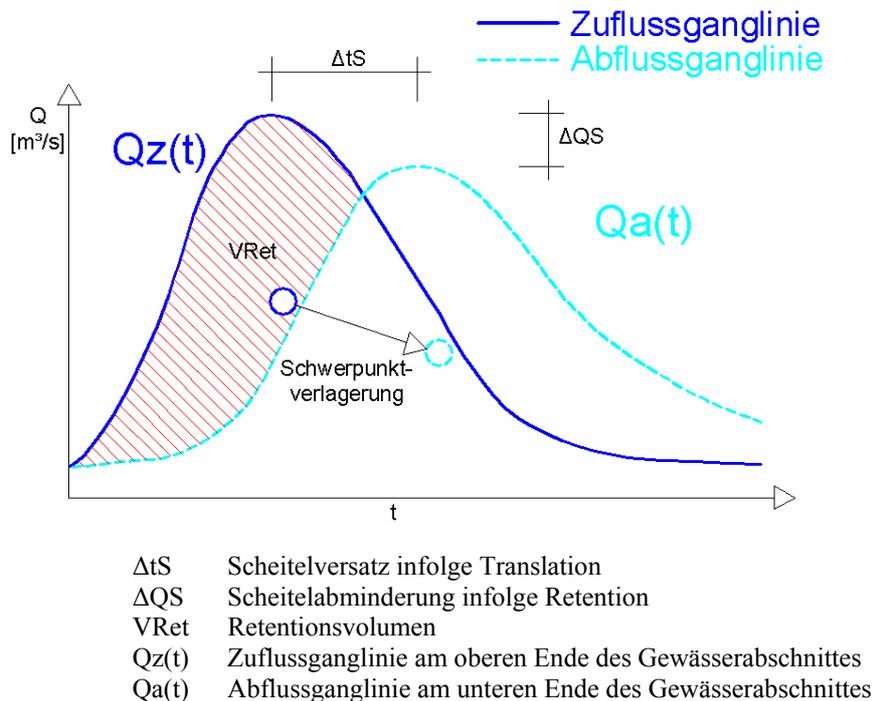


Abb. 8.2: Prinzip der fließenden Retention entlang eines Gewässerabschnittes

¹ Corioliskraft: Benannt nach dem franz. Physiker u. Ingenieur G. G. Coriolis. Die in einem rotierenden Bezugssystem (hier: Erde) auf einen sich bewegenden Körper (hier: Gewässer) einwirkende Trägheitskraft

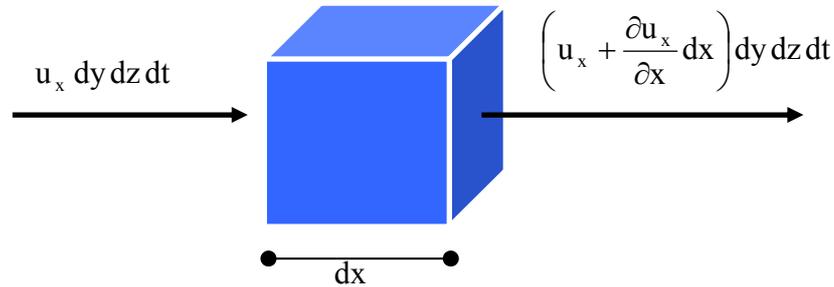


Abb. 8.3: Geschwindigkeitsbilanz an einem räumlichen Fluidelement, dargestellt für eine Raumebene

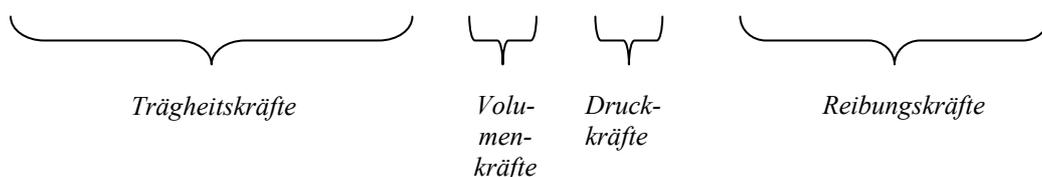
Da bei natürlichen Strömungsprozessen in Fließgewässern die Strömungsanteile in Hauptfließrichtung und quer dazu dominieren, wird der in der Realität dreidimensionale, instationäre Prozess bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen als zweidimensional, instationär angenommen. Sämtliche Strömungsanteile in z-Richtung (also zum Erdmittelpunkt hin gerichtete Strömungsanteile) werden also vernachlässigt. Ein weiterer Grund, weshalb hier eine vereinfachte, zweidimensionale Prozessabbildung erfolgte, liegt in der Leistungsfähigkeit der numerischen Simulationsmodelle, deren Grenzen beim Versuch der exakten mathematischen Abbildung dreidimensionaler Prozesse in der hier untersuchten Maßstabsebene schnell erreicht werden (NUJIC, 1999). Auf der Grundlage der Erhaltungssätze für Masse und Impuls ergeben sich gemäß Abbildung 8.3 zunächst die folgenden partiellen Differentialgleichungen für 3-dimensionale Strömungen:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \tag{8.1}$$

$$\rho \left(\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} \right) = k_x - \frac{\partial p}{\partial x} + \eta \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \tag{8.2}$$

$$\rho \left(\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} \right) = k_y - \frac{\partial p}{\partial y} + \eta \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) \tag{8.3}$$

$$\rho \left(\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} \right) = k_z - \frac{\partial p}{\partial z} + \eta \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \tag{8.4}$$



Gleichung (8.1) stellt die sog. Kontinuitätsgleichung für räumliche inkompressible Strömungen in idealen Flüssigkeiten ($\rho = \text{konst.}$) dar, die aussagt, dass der Massefluss durch eine geschlossene Fläche immer gleich der Veränderung der Masse im Inneren der Fläche sein muss. Sie beschreibt die Verbindung zwischen den Geschwindigkeitskomponenten. Eine Veränderung der Geschwindigkeit $u(x,y,z)$ mit x bedeutet demnach immer auch eine Veränderung der Geschwindigkeit $v(x,y,z)$ mit y und $w(x,y,z)$ mit z .

Ausgangspunkt für die zweidimensionale mathematische Modellierung sind die 2d-tiefengemittelten Strömungsgleichungen (ABBOTT, 1979), die auch als Flachwassergleichungen (FWG) bekannt sind. Diese entstehen durch die Integration der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung (8.1) und der Navier-Stokes-Gleichungen (8.2) bis (8.4) für inkompressible Fluide über die Wassertiefe und unter Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung (PIRONNEAU, 1989). Das aus drei Gleichungen bestehende System enthält zum einen die Kontinuitätsgleichung (8.5) und zum anderen die beiden Impulsgleichungen in x - und y -Richtung (8.6) und (8.7). Die tiefengemittelten Flachwassergleichungen können auf Strömungen mit großer horizontaler Längsskala (Gerinnebreite) gegenüber kleiner vertikaler Skala angewendet werden. Dies ist bei vielen Gerinneströmungen, Strömungen in Ästuaren und makroskopischen Maßstäben für Strömungen in Seen und Ozeanen der Fall. Mathematisch gesehen sind die Flachwassergleichungen ein hyperbolisches Differenzialgleichungssystem, dessen geschlossene Lösung durch Integration nicht möglich ist, weshalb bei den hier verwendeten Simulationsmodellen ausschließlich numerische Lösungsmethoden zum Ansatz kommen.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + h \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + u \frac{\partial h}{\partial x} + v \frac{\partial h}{\partial y} = 0 \quad (8.5)$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{1}{\rho} \left(\varepsilon_{xx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \varepsilon_{xy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + g \frac{\partial z_b}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} - \tau_x = 0 \quad (8.6)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{1}{\rho} \left(\varepsilon_{xx} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \varepsilon_{xy} \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) + g \frac{\partial z_b}{\partial y} + g \frac{\partial h}{\partial y} - \tau_y = 0 \quad (8.7)$$

h	Fließtiefe
x	Koordinate in Hauptfließrichtung
f_x, f_y	Komponenten der äußeren Kräfte pro Volumeneinheit
y	Koordinate senkrecht zur x -Richtung
u, v	Geschwindigkeitskomponenten in x - und y -Richtung über die Tiefe integriert
f_x, f_y	Komponenten der äußeren Kräfte pro Volumeneinheit
p	Druck
g	Erdbeschleunigung
z_b	geodätische Sohlhöhe
τ_x, τ_y	Sohlschubspannung
ε	Wirbelviskosität
ρ	Dichte
η	dynamische Zähigkeit

Die in Abbildung 8.2 dargestellte Retentionswirkung wird von einer Reihe von Faktoren beeinflusst. Bei den Einflussfaktoren kann zwischen geometrischen und hydraulischen/hydrologischen Faktoren unterschieden werden. Zu den geometrischen Faktoren, welche die Abflusskapazität des Gewässers sowie das maximal vorhandene Retentionsvolumen bestimmen, zählen Profilgröße und Profilform, Sohlgefälle, Talmorphologie, Flusslaufentwicklung und Überflutungsraum. Die hydraulischen Faktoren wie beispielsweise die Wassertiefe, die Fließwiderstände und die Form des zugrundeliegenden Hochwasserereignisses (lang/kurz, flach/steil) beeinflussen hauptsächlich die Fließgeschwindigkeit und somit die Fortpflanzungsschnelligkeit der Welle.

Aktuell existieren mit den in Kapitel 4 beschriebenen HN-Modellen leistungsstarke Simulationsprogramme, die eine Berechnung des Wellenablaufs nach den o. g. Gleichungssystemen ermöglichen. Die Implementierung von HN-Modellen in Niederschlag-Abfluss-Modellen für Flussgebiete (Flussgebietsmodelle) ist bis heute aufgrund der aufwändigen Datenverwaltung innerhalb der HN-Modelle noch nicht erfolgt. Innerhalb von Flussgebietsmodellen kommen deshalb noch heute sog. hydrologische Verfahren zur Berechnung des Wellenablaufs wie beispielsweise das Kalinin-Miljukov- oder das Muskingum-Verfahren zum Einsatz, obwohl MARENBACH (2002) gezeigt hat, dass die Unterschiede in den Modellergebnissen z. T. signifikant sind und deutlich differieren können. Am Ende eines rund 10 km langen Gewässerabschnitts berechnen die hydrologischen Modellansätze eine Scheitelabminderung infolge fließender Retention von rund 5 %. Das von MARENBACH (2002) verwendete 2D-HN-Modell „Hydro2de“ berechnet hingegen Scheitelabminderungen von nur rund 2,5 %. An fast allen untersuchten Gewässern zeigte sich ein fast linearer Zusammenhang zwischen Scheitelabminderung und Gewässerlänge.

8.2 Modellbildung – Systeme und Vorgehen

Die detaillierte Untersuchung der beiden Maßnahmentypen in den Talauen (Auwaldaufforstung und Deichrückverlegung) erfolgte am rund 7,0 km langen Gewässerabschnitt der saarländischen Blies (UG „Mittlere Blies“, vgl. Kap. 3). Für den gewählten Gewässerabschnitt wurde zunächst ein zweidimensionales HN-Simulationsmodell aufgestellt und – soweit vorhanden – an den Daten historischer Hochwasserereignisse kalibriert (vgl. Kap. 4.3). Als Modell der Wahl diente bei den hier durchgeführten Untersuchungen das Programm „Hydro_As-2d“ (NUJIC, 1995, 1997). Das HN-Strömungsmodell Hydro_As-2d wurde hauptsächlich für die Berechnung von Dambruch-Szenarien und Flutwellenausbreitung entwickelt, es kann jedoch auch für allgemeine zweidimensionale Strömungssimulationen eingesetzt werden (NUJIC, 1997, 1999). Das Modell löst die tiefengemittelten Flachwassergleichungen (8.5 bis 8.7) mit Hilfe der Finite-Volumen-Methode. Die Finite-Volumen-Methode zeichnet sich durch ihre konservative Eigenschaft (Massen- und Impulserhaltung) aus und wird deshalb von NUJIC (2003) für die Berechnung von diskontinuierlichen Übergängen (Wechselsprüngen) sowie für Strömungen über stark variierenden Topographien besonders empfohlen. Zusammen mit dem hier verwendeten explizi-

ten Zeitschrittverfahren ermöglicht das HN-Strömungsmodell eine relativ zeitgenaue sowie exakte Simulation von Wellenablauf und Retentionswirkung (STEPHAN, 2005).

Mit Hilfe des HN-Strömungsmodells erfolgte die systematische Untersuchung der beschriebenen Maßnahmentypen unter Berücksichtigung potenzieller Einflussfaktoren. Somit konnte eine Analyse der Simulationsergebnisse auch in Abhängigkeit der Einflussgrößen durchgeführt werden. Insgesamt wurden hier zum Zwecke der Identifikation und Quantifikation maßgebender, den Prozess der fließenden Retention beeinflussenden Parameter die vier Einflussgrößen „Auenbreite“, „Sohlgefälle“, „Rauheit“ und „Wellenform“ detailliert betrachtet. Hierfür musste das Realsystem z. T. abstrahiert und fiktive Systemzustände generiert werden. Dabei wurde bezüglich der Parameter „Gefälle“ und „Auenbreite“ insbesondere darauf Wert gelegt, die Randbedingung „Auentalgewässer“ in ihrer Charakteristik gemäß MFU (1998) nicht zu verletzen. Zur Untersuchung des Parameters „Auenbreite“ wurden die beiden Systemzustände „breite Aue“ und „schmale Aue“ definiert. Der Zustand „breite Aue“ entspricht der tatsächlichen Situation vor Ort, also dem Realsystem. Für den Zustand „schmale Aue“ wurde die reale Auenbreite auf beiden Seiten als eingedeicht angenommen und somit um jeweils rund 50 % reduziert. Auf ähnliche Weise wurden die Modelle zur Studie des Einflusses des Sohlgefälles generiert. Hier wurden grundsätzlich die drei Systemzustände „flach“, „mittel“ und „steil“ unterschieden. Als „flach“ wurde das reale Sohlgefälle des Berechnungsabschnittes angenommen ($\sim 0,5-1,0 \text{ ‰}$). Als „mittel“ wurde ein Zustand mit doppeltem Sohlgefälle ($1,0-2,0 \text{ ‰}$) und als „steil“ ein mittleres Sohlgefälle von 10 ‰ definiert, welches nach (MFU, 1998) für den vorliegenden Gewässertyp „Auentalgewässer“ als Obergrenze anzusehen ist.

Um den Einfluss der Rauheit quantifizieren zu können, wurden diesbezüglich insgesamt zwei Systemzustände simuliert. Der „Istzustand“ beschreibt das hydraulisch als glatt interpretierbare Realsystem mit nahezu ausschließlich extensiver Landwirtschaft – also überwiegend Wiesen und Grünlandflächen – in der Aue (siehe Abb. 3.2). Als „natürlicher Zustand“ wurde eine als vollständig bewaldet angenommene, hydraulisch raue Aue simuliert. Für das als hydraulisch glatt definierte Vorland wurde ein einheitlicher Stricklerwert von $k_{St} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ kalibriert (siehe Kap. 4.3). Die Festlegung der Rauheitsbeiwerte für die Nutzungsform „Auwald“ erfolgte durch Umrechnung der im Rahmen von KAUTENBURGER ET AL. (2002) gemäß DVWK-Merkblatt-220 (DVWK, 1991) bestimmten Bewuchsparameter a_x , a_y und d_p in korrespondierende Rauheitsbeiwerte nach Strickler. Hierfür wurde eine eindimensional-stationäre Wasserspiegellagenberechnung unter Verwendung des Simulationsmodells WaspTools (L+N INGENIEUR-GEMEINSCHAFT, 2002) durchgeführt. Dabei zeigte sich, dass in Abhängigkeit des betrachteten Bewuchstyps – dichter Auwald bis aufgelockerte Einzelgehölze, vgl. KAUTENBURGER ET AL. (2002) – die Stricklerbeiwerte in einem Bereich von $5-15 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ liegen. Unter Annahme des langfristig erreichbaren Entwicklungsziels „dichter bis mitteldichter Auwald“ wurde der im Rahmen dieser Arbeit verwendete Beiwert einheitlich zu $k_{St} = 8 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ gewählt. Die Verteilung der Materialien und Rauheitsbeiwerte für die beiden Systemzustände „hydraulisch glatt“ und „hydraulisch rau“ ist in Abbildung A-H.1 in Anhang H dargestellt.

Der Einfluss der Wellenform wurde durch Betrachtung der Hochwasserereignisse von Dezember 1993 (ca. HQ₇₅) und von Februar 1997 (ca. HQ₁₀) untersucht. Das Ereignis von 1993 stellt neben dem Januarereignis von 1995 eines der größten im Saarland jemals registrierten Hochwasser dar. Die statistische Auftretenswahrscheinlichkeit des Ereignisses von 1993 liegt für das UG Mittlere Blies im Bereich von $T_n \sim 50-100$ a, die des Ereignisses von 1997 bei $T_n \sim 10$ a. Die beiden Ereignisse sind in Abbildung A-H.2 in Anhang H dargestellt.

Insgesamt wurden also zwei Hochwasserereignisse für zwei unterschiedliche Auenbreiten, drei unterschiedliche Gefällesituationen und zwei Rauheitsvarianten simuliert, wodurch sich insgesamt 24 Rechenläufe ergaben. Der zugrundeliegende Berechnungszeitschritt wurde einheitlich zu $\Delta t = 15$ Minuten gewählt.

8.3 Simulationsergebnisse

Bei allen untersuchten Systemzuständen konnte generell festgestellt werden, dass bezogen auf den jeweiligen Istzustand die berechneten (relativen) Scheitelabminderungen, die Verzögerung im Auftreten des Maximalwertes und die Erhöhung des Retentionsvolumens beim kleineren Ereignis vom Februar 1997 größer waren als beim rund 3 mal voluminöseren und rund 1,5-fach höheren Ereignis von 1993. Die Simulationsergebnisse sind in Tabelle 8.1 zusammengestellt. Die absoluten Unterschiede zwischen den betrachteten Systemzuständen sind generell sehr klein und bewegen sich nahe an der modelltechnischen Nachweisgrenze. Ähnlich geringe Scheitelabminderung wurden auch von BAUER (2004) und MARENBACH (2002) berechnet.

Für die als vollständig bewaldet angenommene Aue bewegen sich die jeweils auf den Istzustand bezogenen relativen Scheitelabminderungen in einer Größenordnung von rund 0,1-0,25 % für das Ereignis vom Februar 1997 und von 0-0,02 % für das Ereignis vom Dezember 1993. Der Wellenscheitel könnte mit einer solchen Maßnahme um 30-45 Minuten (2-3 Zeitschritte) beim Ereignis von 1997 bzw. um 0-15 Minuten (max. 1 Zeitschritt) beim Ereignis von 1993 verlangsamt werden. Durch die im Mittel um 10-15 cm ansteigenden Wasserspiegel (vgl. Abb. 8.4) würde sich das Retentionsvolumen über den gesamten Berechnungsabschnitt um 25-40 % beim Ereignis von 1997 bzw. um 20-30 % beim Ereignis von 1993 erhöhen.

Anhand der, bei der Generierung der Fiktivsysteme modifizierten Parameter „Gefälle“ und „Auenbreite“ lässt sich aus Tabelle 8.1 ablesen, dass das Retentionsvolumen um so kleiner wird, je schmaler und steiler der betrachtete Gewässerabschnitt wird. Eine Verdoppelung des Sohlgefälles führt im System mit realer Auenbreite beim Ereignis von 1997 zu einer Abnahme des Retentionsvolumens von rund -9 % im Istzustand und von rund -6 % im naturnahen Zustand. Beim Ereignis von 1993 würde sich das Retentionsvolumen bei Verdoppelung des Sohlgefälles sogar um -16 % im Istzustand bzw. -13 % im naturnahen Zustand reduzieren. Beim Fiktivsystem mit reduzierter Auenbreite würde eine Verdoppelung des Sohlgefälles zu einer Abnahme des Retentionsvolumens in ähnlicher Größenordnung führen.

Tab. 8.1: Simulationsergebnisse Maßnahmen in den Talauen

Auenbreite	Sohlgefälle	Rauheit	max Q _{zu}	max Q _{ab}	ΔQ (Q _{zu} - Q _{ab})	ΔQ_{ab} „rau“ zu „glatt“	max t _{zu}	max t _{ab}	Δt (t _{ab} - t _{zu})	Δt_{ab} „rau“ zu „glatt“	V _{Ret}	ΔV_{Ret} „rau“ zu „glatt“
[m]	[‰]	[-]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[%]	[h]	[h]	[h]	[%]	[m ³]	[%]
Februar 1997												
Real-system 1000m	real	glatt		264,4	2,6			15,25	2,5		1.228.014	
	0,5-1,0 ‰	rau		263,7	3,3	0,26		16,00	3,25	4,9	1.534.139	24,9
	doppelt	glatt		265,2	1,8			15,00	2,25		1.114.917	
	1,0-2,0 ‰	rau		264,5	2,5	0,26		15,75	3,0	5,0	1.434.984	28,7
Fiktiv-system 500m	10-fach	glatt	267,0	266,2	0,8		12,75	13,75	1,0		437.027	
	5-10,0 ‰	rau		266,1	0,9	0,04		14,00	1,25	1,8	513.242	17,4
	real	glatt		265,3	1,7			15,00	2,25		995.908	
	0,5-1,0 ‰	rau		265,0	2,0	0,11		15,50	2,75	3,3	1.346.535	35,2
Fiktiv-system 500m	doppelt	glatt		265,7	1,3			14,75	2,0		887.755	
	1,0-2,0 ‰	rau		265,3	1,7	0,15		15,25	2,5	3,4	1.248.390	40,6
	10-fach	glatt		266,2	0,8			13,50	0,75		341.831	
	5-10,0 ‰	rau		266,1	0,9	0,04		13,75	1,0	1,9	440.051	28,7
Dezember 1993												
Real-system 1000m	real	glatt		410,5	0,8			34,00	2,0		2.716.510	
	0,5-1,0 ‰	rau		410,5	0,8	0,00		34,25	2,25	0,7	3.254.544	19,8
	doppelt	glatt		411,0	0,3			33,50	1,5		2.269.089	
	1,0-2,0 ‰	rau		410,9	0,4	0,02		33,75	1,75	0,7	2.828.124	24,6
Fiktiv-system 500m	10-fach	glatt	411,3	411,0	0,3		32,00	33,0	1,0		1.627.905	
	5-10,0 ‰	rau		410,9	0,4	0,02		33,25	1,25	0,7	1.931.344	18,6
	real	glatt		411,0	0,3			33,50	1,5		2.172.294	
	0,5-1,0 ‰	rau		411,0	0,3	0,00		33,75	1,75	0,7	2.703.707	24,5
Fiktiv-system 500m	doppelt	glatt		411,2	0,1			33,50	1,5		1.869.741	
	1,0-2,0 ‰	rau		411,2	0,1	0,00		33,50	1,5	0,0	2.420.895	29,5
	10-fach	glatt		411,2	0,1			33,0	1,0		1.572.177	
	5-10,0 ‰	rau		411,2	0,1	0,00		33,25	1,25	0,7	1.892.326	20,4

Aus Tabelle 8.1 geht weiter hervor, dass eine Verringerung der Auenbreite um 50 % zu einer etwa doppelt so großen Abnahme des Retentionsvolumens führt als die oben beschriebene Verdoppelung des Sohlgefälles. Hierbei ist der Einfluss des zugrundeliegenden Ereignisses kaum spürbar. In beiden Fällen, also sowohl beim 97er als auch beim 93er Ereignis, nimmt das Retentionsvolumen um rund 17-20 % im hydraulisch glatten Istzustand und um etwa 12-16 % im naturnahen (rauen) Zustand ab.

Vergleicht man die hochwassermindernde Wirkung des Auwalds in allen modellierten Systemzuständen, so zeigt sich der größte Effekt hinsichtlich des zusätzlich aktivierten Retentionsvolumens beim System mit reduzierter Auenbreite und verdoppeltem Sohlgefälle. Dieses Ergebnis konnte so auch erwartet werden, da die korrespondierenden Fließgeschwindigkeiten in dieser Kombination die größten Werte erreichten, weshalb eine spürbare Wellenverlangsamung durch die Maßnahme Auwald erzielt werden kann. Im Gegensatz hierzu steht das Realsystem. Hier sind die Fließgeschwindigkeiten auf den Vorländern selbst im hydraulisch glatten Istzustand aufgrund des sehr geringen Sohlgefälles und der vergleichsweise großen Auenbreite nahe Null,

so dass durch die Maßnahme „Auwaldaufforstung“ hier kaum noch eine zusätzliche Abflussverlangsamung erzielt werden kann.

Der beschriebene Effekt ist in den ergänzenden Abbildungen A-H.3 und A-H.4 im Anhang H auf der Grundlage des Ereignisses von 1997 verdeutlicht. Während beim Szenario „breite Aue und flaches Sohlgefälle“ die mittleren Wassertiefen um lediglich rund 10 cm durch die Aufforstungsmaßnahme ansteigen und die zugehörigen Fließgeschwindigkeiten um nur rund 0,1 m/s abnehmen, ist beim Szenario „schmale Aue und doppeltes Sohlgefälle“ eine Anhebung des Wasserspiegels von im Mittel rund 13 cm und eine Abminderung der Fließgeschwindigkeiten von im Mittel rund 0,15 m/s spürbar.

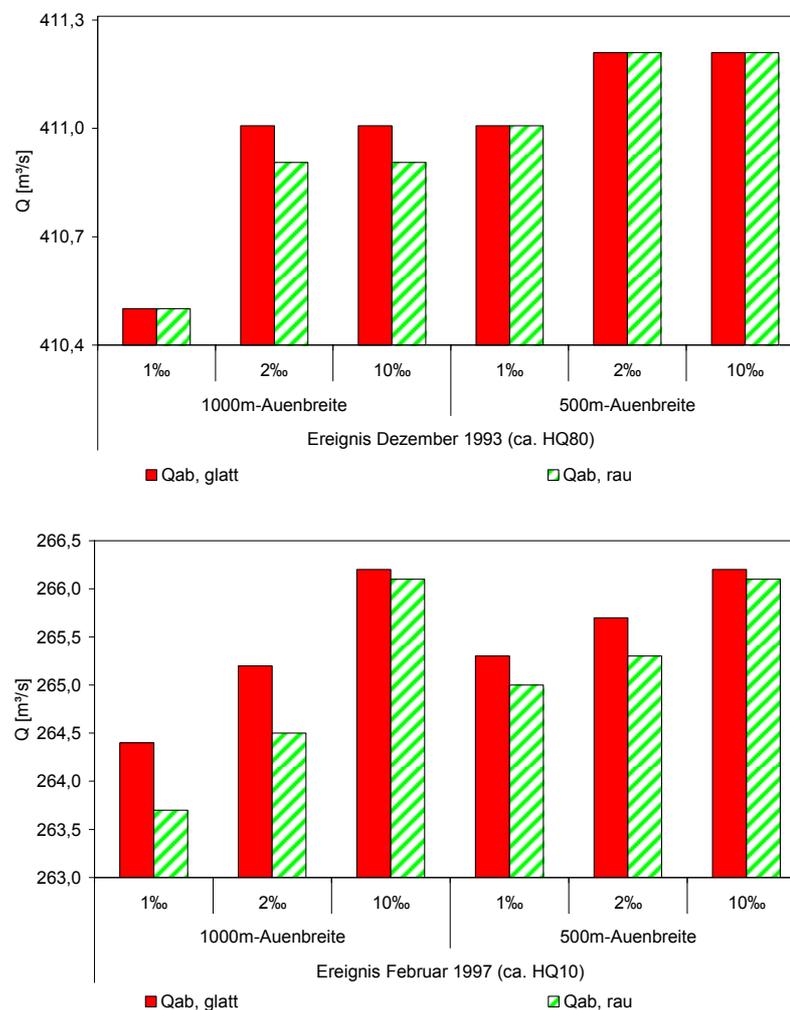


Abb. 8.4: Scheitelabflüsse für alle simulierten Varianten (Dezember 1993 oben und Februar 1997 unten)

Betrachtet man die in Tabelle 8.1, Abbildung 8.4 und 8.5 (sowie Abbildungen A-H.6 bis A-H.8 im Anhang H) dargestellten Simulationsergebnisse, so fällt auf, dass der Einfluss der Landnutzung in der Gewässeraue nahezu keine Relevanz bezüglich des Wellenablaufs von Hochwasserereignissen hat. Insbesondere bei großen, schadbringenden Ereignissen liegen die Unterschiede

zwischen extensiver landwirtschaftlicher Nutzung und potenziell natürlichem Zustand bezüglich der Wellenscheitel bei allen untersuchten Varianten deutlich unter 1,0 %.

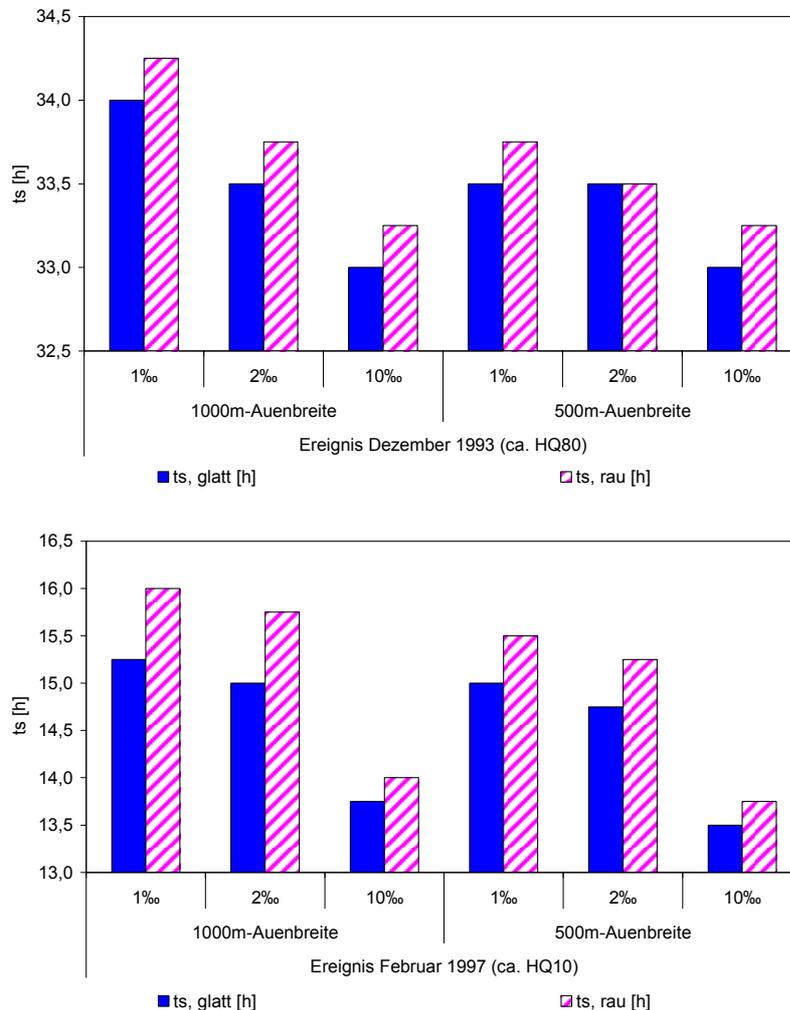


Abb. 8.5: Fließzeiten (Wellenlaufzeiten bezogen auf Q_{max}) für alle simulierten Varianten (Dezember 1993 oben und Februar 1997 unten)

Aus Abbildung 8.6 gehen die Zusammenhänge hervor, die diesen doch geringen Wert begründen. Grundsätzlich gilt der hydraulische Grundsatz:

$$Q [m^3/s] = v [m/s] \cdot A [m^2] \quad (8.8)$$

Das in Abbildung 8.6 dargestellte repräsentative Querprofil zeigt, dass beim potenziell natürlichen Zustand gegenüber dem Zustand extensiver landwirtschaftlicher Nutzung zwei Effekte auftreten: Zunächst ist eine Erhöhung der Wasserspiegellage erkennbar, wodurch sich gemäß Gleichung (8.8) sogar eine Abflussverschärfung ergäbe. Gleichzeitig verlangsamt sich die Fließgeschwindigkeit auf den Vorländern. Abflussanteile (Teilströme) werden in das Hauptgerinne umgeleitet, wodurch sich hier die Fließgeschwindigkeit erhöht. Ein weiterer durch Aufforstungsmaßnahmen hervorgerufener Effekt, der bereits im Rahmen der in KAUTENBURGER ET AL. (2002) durchgeführten Untersuchungen beobachtet werden konnte, ist die Verlagerung von

Abflussanteilen (Volumenströmen) aus der Aue in das Hauptgerinne (vgl. Abb. 8.6). Beispielsweise würde die Fließgeschwindigkeit im Hauptgerinne beim Ereignis vom Dezember 1993 (Szenario „reduzierte Auenbreite, doppeltes Sohlgefälle“) von rund 0,3 m/s um 33 % auf dann 0,4 m/s erhöht, wohingegen sich die Geschwindigkeiten auf den Vorländern um rund 35 % verringern würden.

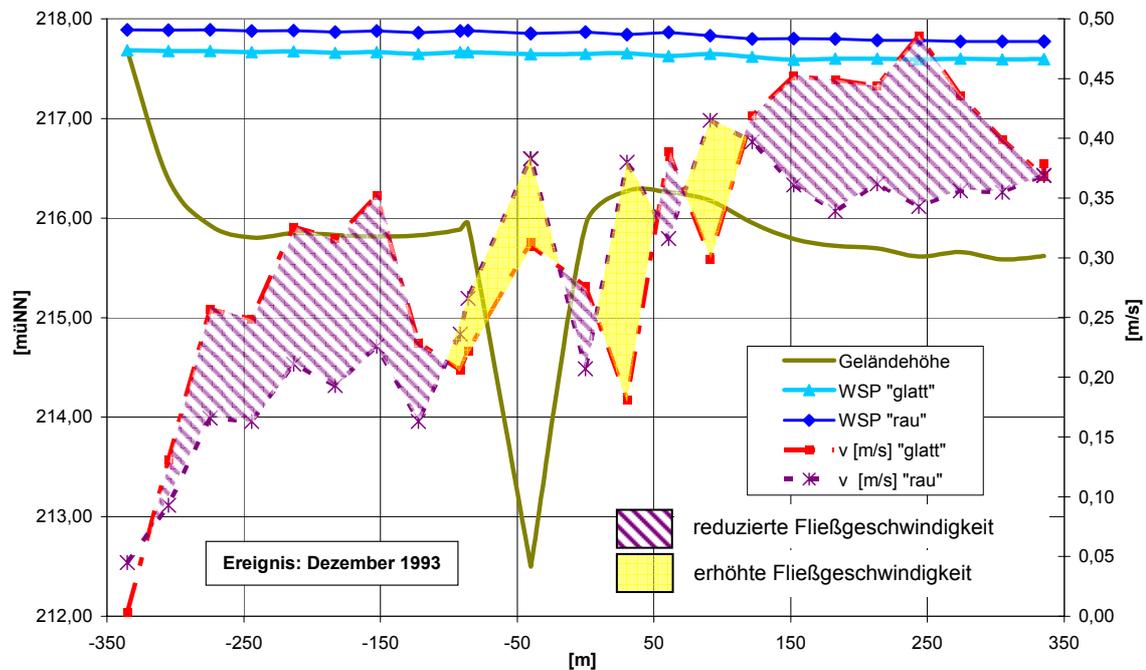


Abb. 8.6: Repräsentatives Querprofil mit Darstellung der Fließgeschwindigkeiten und Wasserspiegellagen (geographische Lage siehe Abb. 3.2). Lastfall: Dezember 1993, Szenario: Reduzierte Auenbreite, doppeltes Sohlgefälle.

Eine Verbreiterung der Überschwemmungsaue z. B. durch Deichrückverlegungen führt hingegen ausschließlich zu einer Reduzierung der Fließgeschwindigkeiten in Hauptfließrichtung, begründet durch die Kontinuitätsgleichung (8.1). Eine Zunahme der Fließgeschwindigkeiten in lateraler Richtung führt zwangsläufig zu einer Reduzierung der Geschwindigkeiten in longitudinaler Richtung. Zudem führt eine solche Maßnahme zu einer Absenkung der absoluten Wasserspiegellagen bei gleichem Abfluss.

Die hier durchgeführten Simulationen zeigen, dass aufgrund einer Deichrückverlegung nun zwar Querprofilbereiche zum durchströmten Querschnitt zählen, die im Falle einer Eindeichung trocken wären; insgesamt dominiert jedoch die Wasserspiegelabsenkung, d. h. dass trotz größerer Profilbreite die durchströmte Querschnittsfläche kleiner würde. Bezogen auf Gleichung (8.8) bedeutet dies, dass Maßnahmen die zur Verbreiterung der Aue beitragen im Gegensatz zu reinen Aufforstungsmaßnahmen in der Aue in doppelter Weise positiv zur Abflussreduzierung beitragen, nämlich aufgrund einer generellen Reduzierung der Fließgeschwindigkeiten und einer reduzierten durchströmten Querschnittsfläche.

8.4 Zusammenfassung, Diskussion und Fazit

Aufforstungsmaßnahmen in den Talauen werden in öffentlichen Diskussionen oft als potenzielle Maßnahme genannt, wenn es darum geht, Hochwasser in der Überschwemmungsaue zurückzuhalten und schadbringende Abflüsse zu reduzieren. Wie auch in KAUTENBURGER ET AL. (2002) dokumentiert ist bei der Maßnahmenumsetzung insbesondere die Verfügbarkeit geeigneter Flächen als problematisch anzusehen. Das größte Potenzial zur Aufforstung von Auwäldern bieten im Saarland die Auetalgewässer, deren Anteil am gesamten Gewässersystem ca. 70 % ausmacht (MFU, 1998). Kerb- und Muldentalgewässer, die man insbesondere an den Oberläufen der saarländischen Gewässer findet weisen in den allermeisten Fällen eine vollständig bewaldete oder intensiv landwirtschaftlich genutzte Aue auf, so dass dieser Gewässertyp zur Umsetzung von Aufforstungs- bzw. Sukzessionsmaßnahmen i. d. R. nicht geeignet ist. Deshalb wurde hier das Abflussverhalten von Hochwasserwellen mit Auftretenswahrscheinlichkeiten von 10 und 75 Jahren unter Variation wesentlicher Geometrie- und Hydraulikparameter mittels eines zweidimensional-instationären HN-Strömungsmodells an einem repräsentativen saarländischen Auetalgewässer, der Blies, untersucht. Zwar handelt es sich beim untersuchten Abschnitt nicht um einen Referenzabschnitt gemäß MFU (1998), was jedoch zugunsten der hier vorhandenen Datenverfügbarkeit in Kauf genommen werden konnte.

Als wesentliche Untersuchungsergebnisse gilt es festzuhalten, dass in allen untersuchten Systemzuständen keine signifikante Scheitelabminderung durch Aufforstungsmaßnahmen am Ende des rund 7,0 km langen Gewässerabschnittes nachgewiesen werden konnte. Begründet werden kann dieser Effekt über die grundlegende hydraulische Beziehung $Q = v \cdot A$ (Kontinuitätsgesetz). Durch eine vollständige Auwaldaufforstung auf der gesamten Auefläche konnte zwar eine Verlangsamung der Wellengeschwindigkeit nachgewiesen werden; infolge der gleichsam ansteigenden Wasserspiegellagen und der somit entsprechend größeren durchströmten Fläche bleibt das Produkt dieser beiden hydraulischen Parameter – der Abfluss – letztlich in etwa gleich groß.

Die Untersuchung zeigte zudem, dass Aufforstungsmaßnahmen in den Überschwemmungsaue hauptsächlich bei kleineren Hochwasserereignissen zur Verlangsamung der Fließgeschwindigkeit und zur Abminderung des Wellenscheitels beitragen können, die jedoch volkswirtschaftlich und versicherungstechnisch i. d. R. nicht von Interesse sind. Die Nutzung der Überschwemmungsaue spielt bei großen, schadbringenden Ereignissen eher eine untergeordnete Rolle in Bezug auf den Wellenablauf. Zur effektiven Abminderung von Hochwasserwellen durch fließende Retention kann wenn überhaupt nur der Parameter „Auenbreite“ entscheidend beitragen. Deshalb sollte wo immer möglich und insbesondere auch in Abschnitten mit vergleichsweise geringen Sohlgefällen versucht werden, die Überschwemmungsaue in ihrer vollen Breite zu sichern und nicht mehr benötigte Hochwasserschutzdeiche zurückzulegen, denn – so könnte das Fazit dieses Kapitels heißen – *„Breitwasser ist besser als Hochwasser!“*

Teil III

Schluss

9 Diskussion und Fazit

Die hier durchgeführten Untersuchungen bestätigen die in der Abflussprozessforschung und Modellbildung aktuell diskutierten Probleme bzgl. der Abbildbarkeit hydrologischer Prozesse in Simulationsmodellen und den Unsicherheiten bei der Abflussgenese in kleinen Einzugsgebieten (vgl. z. B. BRONSTERT, 1994; CASPER, 2002; DISSE, 2005). Insbesondere das rasterbasiert arbeitende Wasserhaushaltsmodell WaSiM-ETH fokussiert sehr stark auf die Möglichkeit der Abbildung klimatischer und bodenhydrologischer Prozesse und Eigenschaften. Die Abbildung von Tieflockerungs- und Wegebaumaßnahmen ist hingegen nur sehr eingeschränkt möglich. Demgegenüber steht das Konzeptmodell NAM-NKF, das die Abflussprozesse weitaus stärker abstrahiert als des Simulationsmodell WaSiM-ETH, dafür jedoch eine prozessorientierte Maßnahmenabbildung (hier: Maßnahmentyp Kleinrückhalte) zulässt. Die verwendeten hydrologischen Simulationsmodelle für die mesoskaligen Untersuchungen (WaSiM-ETH und NAM-NKF) müssen deshalb in mehrerlei Hinsicht kritisch betrachtet werden. Die relativ hohe Anzahl an freien – also rein zu kalibrierenden – Parametern ermöglicht die Nachbildung nahezu jeder beliebigen (gemessenen) Abflussganglinie und den mehr oder weniger problemlosen Aufbau eines augenscheinlich „guten“ Modells. Dies gilt für beide Simulationsmodelle. Gegen den weiteren Einsatz eines gut kalibrierten und validierten Modells z. B. in der Hochwasservorhersage ist primär nichts einzuwenden, sofern die Vorhersage für die Knotenpunkte im System und für diejenige Größen getroffen wird, an denen das Modell kalibriert wurde (z. B. Abfluss an Gewässerpegeln). Die große Schwachstelle der beiden hier verwendeten Modelle liegt in der Genese der Abflüsse auf den jeweiligen Teilflächen. Deutliche Unterschiede zwischen modellierten und realen Prozessen sind keine Seltenheit. Die Gründe hierfür liegen meist in den zugrundeliegenden eindimensionalen Modellansätzen und der Modellvorstellung, dass alle (Teil-)Flächen im Einzugsgebiet (zeitvariabel) zum Abfluss beitragen. Demzufolge können beispielsweise Prozesse wie Return Flow, Piston Flow, Kapillaraufstieg usw. nicht modelliert werden, obwohl sie z. B. nach UHLENBROOK & LEIBUNDGUT (1997) entscheidend zur Hochwasserentstehung beitragen können. Die hier vorliegende Arbeit macht deutlich, dass je nach Fragestellung auch in der Mesoskala mehrdimensionale Modelle ohne Kalibrierungsparameter (Parametrisierung erfolgt ausschließlich über messbare Daten) hilfreich wären. Hierfür müsste man sich in einem ersten Schritt vom klassischen Speicherkonzept lösen (GRAYSON ET AL.,

1992; ØVERLAND & KLEEBERG, 1993; YOSHINO, 1999)! Inwieweit solche Modelle dann noch anwendbar sind, ist fraglich. In naher Zukunft werden solche Modelle vermutlich nicht verfügbar sein (SCHULLA, 1997), so dass eine „Modellierung“ immer aus drei Komponenten bestehen sollte: 1.) dem eigentlichen Simulationsmodell als solches, 2.) dem Sachverstand des Modellierers und 3) einem hohen Maß an Gebietskenntnis!

Vor dem Hintergrund der modellbedingten Restriktionen (vgl. auch Kap. 5 bis 8) lässt sich das Fazit dieser Arbeit wie folgt beschreiben:

Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“

Kleinrückhalte können in Quellgebieten von bis zu 20 km² (und ggf. auch darüber) bei entsprechender Konzeption eine sinnvolle dezentrale Maßnahme auch zum Schutz vor großen Hochwasserereignissen darstellen. In den beiden hier untersuchten Gebieten „Obere Blies“ und „Thalfanger Bach“ können durch KRH deutliche Scheitelabminderungen bewirkt werden. An der oberen Blies ist für ein extrem starkes Hochwasser ($> HQ_{100}$) eine Scheitelabminderung bis zu 48 % möglich, im Thalfanger Bach für das gleiche Ereignis bis zu 28 %. Gründe für die unterschiedlichen Scheitelabminderungen sind verschiedene Abflusscharakteristiken der Gebiete und ein höheres spezifisches Retentionsvolumen im Gebiet der Oberen Blies. Scheitelabminderungen ähnlicher Größenordnung wurden für ähnlich große Einzugsgebiete bereits von WEGNER (1992), TÖNSMANN (1995, a) und ASSMANN ET AL. (1998) berechnet. In den beiden hier betrachteten Untersuchungsgebieten basiert die Wirkung der KRH auf zwei oder drei großen KRH mit Rückhaltevolumina größer rund 10.000 m³. Kleinere Volumina ($< 1.000 \text{ m}^3$) sind mehr oder weniger wirkungslos. Bei größeren Einzugsgebieten mit mehreren hundert Quadratkilometern Einzugsfläche geht die Wirkung der Maßnahmen deutlich zurück (ab ca. 500 km² kaum noch Effekt). Am Gebietsauslass der untersuchten Flussgebiete konnte eine maximale Scheitelabminderung von rund 5 % nachgewiesen werden. MARENBACH (2002) berechnete für ähnlich große Flussgebiete Scheitelabminderungen gleicher Größenordnung. In seltenen Einzelfällen kann es, bedingt durch ungünstige Überlagerungen der Teilwellen an Zusammenflüssen zweier Gewässer, auch zu einer temporären Abflussverschärfung kommen (MARENBACH, 2002), die hier jedoch nicht nachgewiesen wurden. Die positiven Eigenschaften der Maßnahme überwiegen, wenn eine konsequente Maßnahmenumsetzung in den Kopf-Einzugsgebieten der Gewässer erfolgt.

Der Eingriff in die Auenökologie kann durch entsprechende Gestaltung des Bauwerks minimiert werden. Im Zuge der Umgestaltung einer Wegekreuzung zu einem Kleinrückhalt kann auch die Struktur der vorhandenen Durchlässe verbessert werden, indem eine Substratschicht auf die i. d. R. blank gespülte Betonsohle aufgetragen wird. Hierdurch wird zwar die hydraulische Leistungsfähigkeit der Durchlässe um 10-50 % (je nach Einbauhöhe) reduziert, was jedoch durch eine Abminderung der Bemessungshochwasser in gleicher Größenordnung durch Kleinrückhalte wieder ausgeglichen werden kann. Ebenso ist die Integration in vorhandene Auenutzungen (z. B. landwirtschaftliche Nutzung) möglich, da nur eine relativ kleine Baumaßnahme notwendig ist und die Überflutungshäufigkeit der Aue bei entsprechender Drosselgestaltung nicht er-

höht wird. Problematisch ist, dass relativ geringen Bau- und Betriebskosten hohe Planungskosten entgegenstehen, die die Einrichtung von KRH häufig schon im Vorfeld verhindern.

Die Untersuchungen zeigten, dass in allen simulierten Gebieten die prozentualen Scheitelabminderungen von wenigen Faktoren abhängen. Das Rückhaltevolumen eines KRH verhält sich proportional zur Menge des Wassers, das zurückgehalten werden kann. Deshalb muss das Retentionsvolumen eines KRH immer im Zusammenhang mit der entwässernden Fläche des (Teil-)Einzugsgebietes bzw. dem zu erwartenden Volumen der Hochwasserwelle gesehen werden. Dazu wurden die beiden Werte „Einzugsfläche“ und „Retentionsvolumen“ zum sog. spezifischen Volumen (sV) eines Kleinrückhaltes zusammengefasst. Je größer sV desto mehr Wasser kann aus dem Hochwasserabfluss zurückgehalten werden und umso größer ist die Wirkung der KRH. Systeme mit $sV < 2$ mm zeigten keine sichere Wirkung, eine erkennbare Wirkung kann ab $sV = 3$ mm erwartet werden. Ab spezifischen Volumina von rund 9 bis 13 mm ist bei einem HQ_{100} keine Steigerung der Wirkung mehr möglich. Wie groß ein Stauraum sein muss, um eine deutliche oder bestimmte Wirkung zu zeigen, muss im Einzelfall geklärt werden. Stauräume unter 1.000 m^3 Volumen sind aber sicher zu klein, unabhängig vom jeweiligen Teileinzugsgebiet. Becken unter 5.000 m^3 mit entsprechend kleinen Einzugsgebieten können sinnvoll sein; Rückhaltevolumina größer 5.000 m^3 sind interessant. In dieser Arbeit konnte eine spürbare Wirkung nur für KRH mit Einzelvolumina von $\geq 10.000 \text{ m}^3$ nachgewiesen werden. Bei den untersuchten Einzugsgebieten haben Anzahl und Anordnung der KRH, sowie die Verteilung des Rückhaltevolumens auf die einzelnen KRH keinen wesentlichen Einfluss auf die Wirkung drosseloptimierter Systeme. Entscheidend sind im drosseloptimierten System lediglich die zwei Kriterien „Wellenvolumen“ und „spezifisches Volumen der Kleinrückhalte“. Für kleine Einzugsgebiete im Mittelgebirgsraum (bis $A_E = 20 \text{ km}^2$) ist eine grobe Abschätzung der Wirkung von KRH nach einem vorgestellten einfach handhabbaren Schätzverfahren auf kleiner Datenbasis möglich.

Sämtliche Ergebnisse sind vor dem Hintergrund der zugrundeliegenden Modellkonzepte kritisch zu betrachten. Die Prognose von Abflussganglinien mit Hilfe eines Simulationsmodells beinhaltet eine Vielzahl von potenziellen Fehlerquellen, die nur zum Teil durch die Modellkalibrierung ausgeschlossen werden können. Zudem bezieht sich die Kalibrierung des Modells ausschließlich auf den jeweils betrachteten Punkt im Einzugsgebiet, z. B. wie hier die Gewässerpegel. Problematisch – insbesondere in kleinen Einzugsgebieten – ist die Genese der Abflüsse. Zudem bestehen mögliche Fehlerquellen im Modell (hier: NAM-NKF) selbst durch Vereinfachung komplexer Sachverhalte mittels Übertragungsfunktionen, der Modellaufstellung (räumliche Auflösung, Vollständigkeit etc.) und Kalibrierung (z. B. Datenauswahl). Auch die Messdaten selbst können Fehler enthalten. Sowohl die Niederschlagsmessungen als auch die Pegeldata können systematische und ereignisbezogene Ungenauigkeiten aufweisen. Die Aufzeichnungen einer Pegelstation können fehlerhaft und/oder ungenau sein. Gerade bei Hochwasser können Überflutungen oder Fließstrecken außerhalb des gewöhnlichen Gewässerbettes zu Fehlern führen. Ein Beispiel solcher Ungenauigkeiten zeigt z. B. die gemessene Abflusskurve der Ganglinie Januar 1995 am Pegel Oberthal: Sie wirkt in der Abflussspitze wie abgeschnitten – ein relativ

sicheres Zeichen für eine Messungenaugigkeit an dieser Stelle. Durch eine Plausibilitätsprüfung lässt sich die Qualität der Daten schätzen, eine 100%-ige Sicherheit gibt es aber auch hier nicht. Sind die Daten plausibel und entsprechen den Erfahrungen, muss das Modell als „wahr“ angenommen, oder verworfen werden. Als relativ sicher kann dagegen die Wirkung der KRH angesehen werden, da sie physikalisch basiert beschrieben und im Modell abgebildet werden kann. Die im Modell enthaltenen Fehler sind innerhalb der Simulationen mit und ohne Maßnahmen identisch, so dass die Veränderung der Ganglinie nur auf die implementierten Maßnahmen, hier KRH, zurückzuführen ist. Die Vergleichbarkeit der unterschiedlichen Systeme ist damit auch gegeben.

Maßnahmentypen „Tieflockerung“ und „Wegebaumaßnahmen“

Beide Maßnahmentypen können insbesondere Ereignisse, die einen hohen Anteil an Oberflächenabfluss aufweisen, z. T. deutlich abmindern. Die Wirkung der Maßnahmen ist umso größer, je trockener die Böden zu Ereignisbeginn sind. Allgemein zeigen die Maßnahmen bei trockenen Vorbedingungen (z. B. Sommer) eine größere Wirksamkeit als bei hohen Bodenfeuchten zu Ereignisbeginn (z. B. Winter). Da auch Ereignisse von hoher Niederschlagsintensität abgemindert werden können, sind die genannten Maßnahmen ggf. auch als Erosionsschutzmaßnahmen geeignet. Als Maßnahme gegen große Hochwasser in der Mesoskala sind Tieflockerung und Wegebaumaßnahmen ungeeignet – sie haben so gut wie keinen Effekt!

Die Untersuchung beider Maßnahmentypen erfolgte im UG Obere Blies mit Hilfe des Modells WaSiM-ETH (SCHULLA, 1997). WaSiM-ETH eignet sich aufgrund seiner Konzeption besonders für die Anwendung in meso- und makroskaligen Einzugsgebieten, unterliegt jedoch hinsichtlich der Abbildbarkeit einiger relevanter hydrologischer Prozesse gewissen Restriktionen; insbesondere die eindimensionale Modellstruktur erwies sich als schwierig bei der Abbildbarkeit der hier untersuchten Maßnahmentypen „Tieflockerung“ und „Wegebaumaßnahmen“. Im Rahmen der Untersuchungen zum Maßnahmentyp „Tieflockerung“ wurde das Simulationsmodell WaSiM-ETH zunächst für ein einzelnes Raster aufgestellt, welches einen realen Versuchstandort (Ackerstandort) abbildet, und mit den im Feld erhobenen Bodendaten parametrisiert. Die Simulationsergebnisse zeigten deutliche Abweichungen im Vergleich zu den gemessenen Abflüssen. Durch eine „Optimierung“ der freien Parameter hätte das Modell zwar augenscheinlich „besser“ an die gemessenen Abflüsse angepasst werden können, mit der Konsequenz, dass nun jedoch die Abflusskomponenten völlig unverhältnismäßig simuliert wurden (Modell: 90 % Oberflächenabfluss, Messung: kein Oberflächenabfluss). Weiterhin wurde die Wirkung der Tieflockerung im „optimierten“ Modell unterschätzt. Aus den genannten Gründen wurde von einer Optimierung des 1-Raster-WaSiM abgesehen. Trotz der Verwendung des nicht optimierten Modells für die Ackerflächen, mit denen die Beregnungsversuche in der Hangskala nachweislich nicht nachvollzogen werden konnten – die Abflüsse werden vom Modell deutlich unterschätzt – war eine vergleichsweise gute Nachbildung der Ganglinie am Gebietsauslass möglich ($R_{\text{eff}} = 0,96$!). Dies bedeutet, dass das mesoskalige Modell mindestens zwei „Fehler“ enthält, die sich gegenseitig ausgleichen. Auch mit einem „guten Modell“, d. h. einem Modell mit hoher Effizienz und bei einer mesoskaligen Betrachtung, sind demnach kaum Rückschlüsse

auf Abflussbildungsprozesse von Teilflächen möglich. Selbst ein gut kalibriertes Modell mit hoher Modelleffizienz liefert streng genommen nur am kalibrierten Punkt im Raum (z. B. Pegel) und nur für die kalibrierten Werte (z. B. Abfluss) verlässliche Werte, sofern keine Validierung über einen zweiten unabhängigen Datensatz erfolgen kann. Die Ergebnisse zeigen auch, wie hilfreich fundierte Prozesskenntnisse bei der mesoskaligen Modellierung sein können. Ohne das im Feld erlangte Prozesswissen hätte lediglich eine Anpassung an die gemessenen Abflüsse erfolgen können mit dem Ergebnis falsch simulierter Abflusskomponenten auf den Ackerstandorten. Über das 1-Raster-WaSiM, das – soweit möglich – mit begründeten Daten parametrisiert wurde, konnte somit ein halbwegs akzeptabler Weg gefunden werden, das in der Mikroskale gewonnene Prozessverständnis in die Mesoskale zu bringen. Die gewählte Vorgehensweise trägt mit der oben diskutierten Begründung für die gewählte Parametrisierung deutlich zur Absicherung und Aufwertung der Ergebnisse bei. Das Fazit dieser Untersuchung kann also wie folgt zusammengefasst werden: Trotz erheblicher Defizite bei der prozessorientierten Abbildbarkeit von Tieflockerungsmaßnahmen in rasterbasierten Wasserhaushaltsmodellen (hier: WaSiM-ETH) und der damit verbundenen Unsicherheit der Ergebnisse kann aufgrund der gewählten Vorgehensweise, die sich auf begründete Parameter und prozessorientierte Modellergebnisse aus mikroskaligen Betrachtungen stützt, dennoch mit hoher Wahrscheinlichkeit gesagt werden, dass Tieflockerungsmaßnahmen nur in sehr geringem Umfang zur Abmilderung von großen Hochwasserereignissen in mesoskaligen Einzugsgebieten beitragen können.

Der Einfluss wegebaulicher Retentionsmaßnahmen auf den Hochwasserabfluss wurde nach zwei unterschiedlichen Modellansätzen untersucht und die Wirkung quantifizierend abgeschätzt. Als Simulationsmodell der Wahl diente zunächst das Wasserhaushaltsmodell WaSiM-ETH. Die Modellwahl begründet sich im zugrundeliegenden Modellkonzept: WaSiM wurde ursprünglich für die Simulation von Klima- und Landnutzungsänderungen in meso- bis makroskaligen Einzugsgebieten entwickelt (SCHULLA, 1997). Im Laufe der Bearbeitung konnte festgestellt werden, dass die Retentionswirkung des untersuchten Maßnahmentyps in einer Kombination unterschiedlicher hydrologischer Prozesse begründet ist, die nicht direkt im Simulationsmodell abgebildet werden konnten. Hierbei ist folgende Restriktion wesentlich: Interflow kann durch einen hangparallel laufenden und in den Hang einschneidenden Weg aufgefangen und auf schnellerem Weg, nämlich entlang der Oberflächenstruktur abfließen und dem Fließgewässer zugeführt werden – aus Interflow kann also wieder Oberflächenabfluss werden. Derzeit besteht im Modellsystem WaSiM-ETH noch keine Möglichkeit, so genannten *Return Flow* (in diesem Beispiel in einer anderen als der natürlich vorkommenden Form) zu simulieren. Zudem können sämtliche Abflusskomponenten nur entlang *eines* Fließrichtungsgrids geroutet werden, obwohl Interflow-Komponenten auf einem anderen Fließweg abfließen können als der Oberflächenabfluss. Hinzu kommt, dass die Maßnahme in der Realität den Oberflächenabfluss eines u. U. mehrere Meter langen Wegeabschnittes auffängt und punktuell – an geeigneter Stelle – in die Fläche einleitet, um es dort zu versickern. Aufgrund der Raster-Philosophie des Modells kann auch dieser Effekt nicht abgebildet werden.

Die genannten „Schwachpunkte“ des Modells hinsichtlich der Abbildbarkeit des untersuchten Maßnahmentyps geben Anlass, über das Weiterentwicklungspotenzial nachzudenken. Im Zusammenhang mit der Abbildbarkeit des hier untersuchten Maßnahmentyps würden zwei zusätzliche Modellbausteine eine wesentliche Verbesserung der Situation mit sich bringen: Wenn es möglich wäre, zwei unterschiedliche Fließrichtungsgrids zu definieren, an denen die unterschiedlichen Abflusskomponenten getrennt voneinander geroutet würden, so könnte man beispielsweise die Wegestruktur als Fließrichtungsgrid definieren und den Oberflächenabfluss entlang dieser Struktur routen, während Interflow und Basisabfluss entlang eines anderen Fließrichtungsgrids – z. B. entlang der Hauptfallrichtung der Hänge – geroutet werden könnten. Eine visuelle Begutachtung des Wegenetzes zeigte, dass das Auffangen von Interflowanteilen durch das Wegenetz hier nicht von Relevanz ist. Die Wege verlaufen i. d. R. auf der natürlichen Geländeoberfläche, meist senkrecht zu den Höhenlinien, also in Hauptfallrichtung der Hänge, weshalb auch die Theorie der unterschiedlichen Fließwege hier nicht von Relevanz ist. Die Maßnahmenabbildung im Simulationsmodell WaSiM-ETH erfolgte deshalb durch alleinige Abbildung der Maßnahmen im Landnutzungsgrid. Im Istzustand wurden alle Wege, die durch eine entsprechend kleine Rastergröße von 5,0 m ausreichend genau erfasst werden konnten, als versiegelte Fläche angenommen. Durch die vergleichsweise kleine Rasterung bleibt das generelle Problem der subskaligen Heterogenität der Eingangsdaten nach wie vor bestehen. Das Beispiel zeigt, dass hier die Modellbildung nur durch hinreichende Gebietskenntnisse abgesichert werden konnte.

Das Fazit dieser Untersuchung kann also wie folgt zusammengefasst werden: Trotz erheblicher Defizite bei der prozessorientierten Abbildbarkeit wegebaulicher Maßnahmen in rasterbasierten Wasserhaushaltsmodellen (hier: WaSiM-ETH) und der damit verbundenen Unsicherheit der Ergebnisse kann aufgrund der hier durchgeführten Maximalbetrachtung nach zwei unterschiedlichen Modellansätzen dennoch mit hoher Wahrscheinlichkeit gesagt werden, dass dieser Maßnahmentyp nicht zur Abminderung von großen Hochwasserereignissen in mesoskaligen Einzugsgebieten beitragen kann.

Maßnahmentypen „Retentionsmaßnahmen in den Talauen“

Renaturierungsmaßnahmen in den Talauen von Auetalgewässern (Aufforstung und Sukzession von Auwäldern) sind zwar für das Ökosystem „Fließgewässer“ von zentraler Bedeutung, eine Abminderung von Hochwasserereignissen ist hierdurch jedoch so gut wie nicht nachweisbar! Als sinnvolle Maßnahme in den Talauen ist die Deichrückverlegung zu nennen: Sie wirkt positiv auf alle relevanten hydraulischen Parameter.

Aufforstungsmaßnahmen in den Talauen werden in öffentlichen Diskussionen oft als potenzielle Maßnahme genannt, wenn es darum geht, Hochwasser in der Überschwemmungsau zurückzuhalten und schadbringende Abflüsse zu reduzieren. Das wesentliche Untersuchungsergebnis besteht darin, dass in allen untersuchten Systemzuständen keine signifikante Scheitelabminderung durch Aufforstungsmaßnahmen am Ende des rund 7,0 km langen Gewässerabschnittes nachgewiesen werden konnte! Begründet werden kann dieser Effekt über die grundlegende

hydraulische Beziehung $Q = v \cdot A$ (Kontinuitätsgesetz). Durch eine vollständige Auwaldaufforstung auf der gesamten Auefläche konnte zwar eine Verlangsamung der Wellengeschwindigkeit nachgewiesen werden; infolge der gleichsam ansteigenden Wasserspiegellagen und der somit entsprechend größeren durchströmten Fläche bleibt das Produkt dieser beiden hydraulischen Parameter – der Abfluss – letztlich in etwa gleich groß.

Die Untersuchung zeigte zudem, dass Aufforstungsmaßnahmen in den Überschwemmungsaue hauptsächlich bei kleineren Hochwasserereignissen zur Verlangsamung der Fließgeschwindigkeit und zur Abminderung des Wellenscheitels beitragen können, die jedoch volkswirtschaftlich und versicherungstechnisch i. d. R. nicht von Interesse sind. Die Nutzung der Überschwemmungsaue spielt bei großen, schadbringenden Ereignissen eher eine untergeordnete Rolle in Bezug auf den Wellenablauf. Zur effektiven Abminderung von Hochwasserwellen durch fließende Retention kann wenn überhaupt nur der Parameter „Auenbreite“ entscheidend beitragen. Deshalb sollte wo immer möglich und insbesondere auch in Abschnitten mit vergleichsweise geringen Sohlgefällen versucht werden, die Überschwemmungsaue in ihrer vollen Breite zu sichern und nicht mehr benötigte Hochwasserschutzdeiche zurückzulegen.

Literatur

- AATZ, M.; MUSONG, S. (2005): Zweidimensional-instationäre Berechnung von natürlichen Fließgewässern. Fachhochschule Trier, Fachbereich Bauingenieurwesen. Unveröffentlichte Diplomarbeit.
- ABBOTT, M. B. (1979): Computational Hydraulics, Elements of the Theory of Free-Surface Flows, Pitman Publ., London.
- ASSMANN, A.; GÜNDRA, H.; SCHUKRAFT, G.; SCHULTE, A. (1998): Konzeption und Standortwahl bei der dezentralen, integrierten Hochwasserschutzplanung für die Obere Elsenz (Kraichgau). Wasser & Boden 50/8, S. 15-19.
- ATV-DVWK (2004): Anforderungen an Niederschlag-Abfluss-Berechnungen in der Siedlungs-entwässerung. Merkblatt ATV-DVWK-M 165, Hennef.
- BÁRDOSSY, A. (2003): Manuskript zur Vorlesung „Hydrologie & Modellierung“ an der Universität Stuttgart, Institut für Wasserbau, Lehrstuhl für Hydrologie und Geohydrologie.
- BAUER, C. (2004): Bestimmung der Retentionspotenziale naturnaher Maßnahmen in Gewässer und Aue mit hydraulischen Methoden. Kasseler Wasserbau-Mitteilungen, Heft 16.
- BARTH, E. & MOLNAR, T., Øverland, H. (2004): Simulation des Wasserhaushalts für das Obere Maingebiet. KLIWA-Symposium, Würzburg, 03.05.04. http://www.blasy-overland.de/html/body_publicationen.html, abgerufen: 07.01.2006
- BAUMGART, J. ET. AL. (1999): Ökologische Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken. Merkblatt 18, Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen (Hrsg.), Essen.
- BECKER, A. (1992): Methodische Aspekte der Regionalisierung. – In: Regionalisierung in der Hydrologie – Ergebnisse von Rundgesprächen der Deutschen Forschungsgemeinschaft, KLEEBERG, H.-B. (Hrsg.), 16-32. Weinheim.
- BEVEN, K. & GERMANN, P. (1981): Water flow in soil macropores I. An experimental approach. Soil Science 32: 1-13. Water flow in soil macropores II. A combined flow model. Soil Science 32: 15-29.

- BGS – BRANDT, GERDES, SITZMANN Wasserwirtschaft GmbH (1998): Dokumentation des EDV-Programmsystems MOMENT, Version 5.0 (Weiterentwicklung von IHH, 1990), Darmstadt.
- BISMUTH, CH. ET. AL.(1998): Ursachen der Hochwasserentstehung und ihre anthropogene Beeinflussung – Maßnahmenvorschläge –. Umweltbundesamt (Hrsg.), Berlin.
- BLÖSCHL, G.; MERZ, R.(2000): Marktüberblick und Beispiele - Software für die NAModellierung. In: Wiener Mitteilungen Wasser, Abwasser, Gewässer, Band 164, Niederschlag-Abfluss Modellierung Simulation und Prognose. Herausgeber: o.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. Dieter Gutknecht Institut für Hydraulik, Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Technische Universität Wien.
- BONELL, M. (1993): Progress in the understanding of runoff generation dynamics in forests. *Journal of Hydrology* 150 (1993):217-275.
- BONELL, M. (1998): Selected Challenges in Runoff Generation Research in Forests from Hillslope to Headwater Drainage Basin Scale. In: *Journal of the American Water Resources Association*, Vol.34 No.4:765-786. Herndon, Virginia.
- BOTT, W. (2002): Prozessorientierte Modellierung des Wassertransports zur Bewertung von Hochwasserschutzmaßnahmen in bewaldeten Entstehungsgebieten. Dissertation, Universität Mainz, Fachbereich Geowissenschaften. Verlag Dr. Hut, ISBN 3-934767-95-8.
- BÖNECKE, G.; GILLY, I.; RINDERSPACHER, H. (2004): Empfehlungen für Gestaltungsmaßnahmen zur besseren Durchwanderbarkeit von Fließgewässern. Beiträge und Untersuchungen zu ökologischen Funktionen, zur Gewässerstruktur und Gewässerfauna von Waldbächen. Forstliche Versuchs- und Forschungsanstalt Baden-Württemberg. Simon Druck GmbH, Freiburg.
- BRENNER, H. (2004): Historische Hochwasser. <http://www.planetwissen.de/pw/Artikel,,,,,,,,,E216CF2D1FBB1506E0340003BA5E0905,,,,,,,,,,,,,html/>, abgerufen: 18.08.2005.
- BROCKHAUS (2002): Enzyklopädie. Verlag Bibliographisches Institut & F. A. Brockhaus AG, Mannheim.
- BRONSTERT, A. (1994): Modellierung der Abflussbildung und der Bodenwasserdynamik von Hängen, Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft Universität Karlsruhe, Heft 46. Karlsruhe.
- BRONSTERT, A. & JÜRGENS, M. (1994). Modellsystem HILLFLOW. Modelldokumentation und Benutzerhandbuch, Version 1.0. Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe.
- BRONSTERT, A. (1996): "Climate Change and River Flooding: A German Review". Proceedings of the International Conference on Water Resources & Environment Research: Towards the 21st Century. Kyoto, Japan, 29. -31. Oktober 1996, Volume II, 539-546.
- BRONSTERT, A. (2005 a): Einfluss von Landnutzungsänderungen auf den Wasserhaushalt, insbesondere auf die Hochwasserentstehung. Internationales Symposium „Wasserwirtschaft in der Fläche“ am 27./28. Januar 2005 in München, Tagungsband, Hrsg.: DWA Landesverband Bayern, München.

- BRONSTERT, A. (Hrsg.) (2005 b): Abflussbildung – Prozessbeschreibung und Fallbeispiele. Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung der Fachgemeinschaft Hydrologische Wissenschaften der DWA; Heft 13.05. ISBN 3-937758-91-7, Hennef.
- BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT, BMU (1998): Ursachen der Hochwasserentstehung und ihre anthropogene Beeinflussung - Maßnahmenvorschläge, Berlin.
- BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT, BMU (2002): 5-Punkte-Programm der Bundesregierung: Arbeitsschritte zur Verbesserung des vorbeugenden Hochwasserschutzes, Berlin.
- BUNDESMINISTERIUM FÜR UMWELT, NATURSCHUTZ UND REAKTORSICHERHEIT, BMU (2003): Hydrologischer Atlas von Deutschland (ISBN: 3-00-005624-6), Bonn.
- CARLUER, N.; DE MARSILY, G. (2004): Assessment and modeling of the influence of man-made networks on the hydrology of small watershed: implications for fast flow components, water quality and landscape management. *Journal of Hydrology*, Nr. 285 (S. 76-95).
- CASPARY, H.J. & BARDOSSY, A. (1995): Markieren die Winterhochwasser 1990 und 1993 das Ende der Stationarität in der Hochwasserhydrologie infolge von Klimaänderungen? *Wasser & Boden*, 47(3), 18-24.
- CASPER, M.; KREITER, T.; MÜLLER, C.; SAUER, T.; SCHOBEL, S. (2005): Hydrologische Modellierung einer Meliorationsmaßnahme auf verschiedenen Skalen unter Berücksichtigung veränderter bodenphysikalischer Parameter. Posterbeitrag zum 55. Deutschen Geographentag, Trier.
- CASPER, M. (2002): Die Identifikation hydrologischer Prozesse im Einzugsgebiet des Dürreychbaches (Nordschwarzwald). *Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe (TH)*.
- CATE, F. M. (2000): Softwareeinsatz bei der NA-Modellierung und "Standard" NA Modelle. In: *Wiener Mitteilungen - Band 164 Niederschlag-Abfluss Modellierung - Simulation und Prognose* (S. 215).
- CHOW, V. T. (1964): *Handbook of applied hydrology, chapter runoff*. McGraw-Hill Book Company, New York.
- CLARKE, R. T. (1973): *Mathematical models in hydrology. Irrigation and Drainage Paper, No.19; FAO, Rome, 1973.*
- CLARKE, R. T. (1974): The representation of a short period of experimental catchment data by a linear stochastic difference equation. *Symp.Mathem.Models in Hydrology, Warsaw 1971. IAHS Publ.No. 100, S.3-15.*
- DEUTSCH, M. (2005): *Historische Hochwasser/Historischer Hochwasserschutz. Forschungen in Thüringen, Sachsen und Sachsen-Anhalt. (AG "Historische Hochwasser - Historischer Hochwasserschutz" im Fachgebiet Geographie der Universität Erfurt).* <http://www.matdeutsch.de>, abgerufen: 16.11.2005.
- DE VRIES, J.J. & HROMADKA, T.V. (1992): Computer models for surface water. In: Maidment, D.R. (Ed.): *Handbook of hydrology*, Mc. Graw-Hill, New York.

- DIETRICH, J. & SCHÖNIGER, M. (2003): HydroSkript. Version 3.0.3 vom 18.10.2003, <http://www.hydroskript.de>, abgerufen: 22.12.2005.
- DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. (2004): Deutsche Norm 19700-10, Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen und Deutsche Norm 19700-12, Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken, Beuth Verlag, Berlin.
- DISSE, M. (2003): Überschwemmungsrisiko vor und nach technischen Maßnahmen in: Forum für Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, Heft 02/03 (Neuaufgabe): Hochwassermanagement-Gefährdungspotentiale und Risiko der Flächennutzung, S. 169-186, ISBN 3-924063-58-3.
- DISSE, M. (2005): Wie komplex muss ein Niederschlags-Abfluss-Modell sein? in: Tagungsband zur DWA-Landesverbandstagung Wasserwirtschaft-Abwasser-Abfall...da kennen wir uns aus! DWA Landesverband Bayern, München, S. 184 – 196.
- DISSE, M. (2006): Skriptum zur Vorlesung Hydrologie II, Wasserwirtschaft II. http://lwr.bauw.unibw-uenchen.de/Lehre/Vorlesungsunterlagen/Hydr%20Wawi%20II/Hy-Wa_II_4.pdf, abgerufen: 02.12.2006.
- DOHERTY, J. (2005): PEST – Model-Independent Parameter Estimation - Watermark Numerical Computing, <http://www.epa.gov/ceampubl/tools/pest/index.htm>, abgerufen: 16.11.2005.
- DOHM, B. & KREITER, T. (1999): Bemessung und Optimierung von Kleinrückhalten im Rahmen dezentraler Hochwasserschutzkonzepte. Fachhochschule Trier, Fachbereich Bauingenieurwesen. Unveröffentlichte Diplomarbeit.
- DORNACK, S. (2001): Überströmbare Dämme – Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen. Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen. Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 20. ISBN: 3-86005-283-7.
- DRESCHER-LARRES, K.; FETZER, K. D. & WEYRICH, J. (2001): Bodenübersichtskarte des Saarlandes – Bodeninformationssystem des Saarlandes (SAARBIS), Landesamt für Umweltschutz des Saarlandes (Hrsg.), Saarbrücken.
- DVWK (1980): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.: Entwurf kleiner Speicher- und Hochwasserrückhaltebecken. DVWK-Seminarschriften, 21. Seminar, Bonn.
- DVWK (1982): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.: Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlags-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten, Teil I: Analyse, DVWK-Regeln, Heft 112, Verlag Paul Parey, Hamburg-Berlin.
- DVWK (1983): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.: Hochwasserrückhaltebecken, Bemessung und Betrieb, DVWK-Merkblätter, Heft 202, Verlag Paul Parey, Hamburg-Berlin.
- DVWK (1984): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.: Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlags-Abfluss-Modellen in kleinen Einzugsgebieten, Teil II: Synthese, DVWK-Regeln, Heft 113, Verlag Paul Parey, Hamburg-Berlin.

- DVWK (1991): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.: Hydraulische Berechnung von Fließgewässern, Merkblatt Nr. 220.
- DVWK (1999 a): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.: Einsatz von Niederschlag-Abfluss-Modellen zur Ermittlung von Hochwasserabflüssen, DVWK-Schriften, Heft 124, Kommissionsvertrieb Wirtschaft- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn.
- DVWK (1999 b): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.: Einflüsse land- und forstwirtschaftlicher Maßnahmen auf den Hochwasserabfluss – Wissensstand, Skalenprobleme, Modellansätze – Bonn.
- DVWK (1999 c): Statistische Analyse von Hochwasserabflüssen, Merkblatt 251, ISBN 3-935067-97-6, Hennef.
- DWD (1997): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.: Deutscher Wetterdienst: Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik Deutschland. Eigenverlag, Offenbach am Main.
- DWD (2005): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V.: Deutscher Wetterdienst: Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik Deutschland. Eigenverlag, Offenbach am Main.
- DYCK, S. & PESCHKE, G. (1995): Grundlagen der Hydrologie, 3. Auflage. Verlag für Bauwesen, Berlin.
- ENGEL, H. (1995): Sind Hochwasser beherrschbar? In: Ratgeber – Mit dem Hochwasser leben. Baden-Baden.
- EULER, G. (1986): Entstehung und Ablauf von Hochwasserwellen in Flussgebieten - Grundlagen des N-A-Modells HOWELL, Darmstadt.
- EYTELWEIN, J. A. (1800): Praktische Anweisung zur Konstruktion der Faschinenwerke und den dazugehörigen Anlagen an Flüssen und Strömen nebst einer Anlage zur Veranschlagung dieser Baue. Berlin, in Kommission bei Friedrich Maurer.
- FISCHER, H. (1989): Rheinland-Pfalz und Saarland: Eine geologische Landeskunde. Wissenschaftliche Buchgesellschaft, Darmstadt.
- FLIES, J. & KRISCHEL, E. (2006): Untersuchung konstruktiver Maßnahmen zur Verbesserung der ökologischen Durchgängigkeit an kleinen Rückhalteräumen. Diplomarbeit an der Fachhochschule Trier, Fachbereich Bauingenieurwesen, Trier.
- FOHRER, N., S. HAVERKAMP and H.-G. FREDE (2005): Assessment of the effects of land use patterns on hydrologic landscape functions. - Development of sustainable land use concepts for low mountain range areas. Hydrol. Proc., 19(3): 659-672.
- GERSTEN, K. (1992): Einführung in die Strömungsmechanik, Vieweg Verlag, Braunschweig, 6. Auflage
- GLASER, R. (2001): Klimageschichte Mitteleuropas – 1000 Jahre Wetter, Klima, Katastrophen. Wissenschaftliche Buchgesellschaft. Darmstadt.

- GRAYSON, R. B.; MOORE, I. D. & MCMAHON, T. A (1992): Physically Based Hydrologic Modelling – 2. Is the Concept Realistic? – *Water Resources Research*, 26, 10, 2659-2666.
- GUTKNECHT, D. (2004): Umdruck zur Lehrveranstaltung „Hydrologie“ an der Universität Hannover im Rahmen des weiterbildenden Studiums. Universität Hannover, Eigenverlag.
- HACK, H.-P. (2001): Vorbeugender Hochwasserschutz in Thüringen. Herausgeber: Thüringer Ministerium für Landwirtschaft, Naturschutz und Umwelt (TMLNU) - Öffentlichkeitsarbeit -, Erfurt.
- HINKELMANN, R. (2006): Vorlesungsskript Hydrologie und Wasserwirtschaft – Hydrologische Modellierung. TU Berlin, Fachgebiet Wasserwirtschaft und Hydroinformatik. http://www.wahyd.tu-berlin.de/content/lehre/lehveranstaltungen/lv_ab_ws0607/wahlpflicht_vertiefungsstudium_hydrosystemmodellierung/wasserwirtschaft/unterlagen/script_hydrologische_modellierung.pdf abgerufen: 02.12.2006.
- HONECKER, U. (2005): Bewertung des naturnahen Retentionspotenzials in Gewässer-Aue-Systemen. Ein Beitrag zur integrierten Hochwasservorsorge am Beispiel des Einzugsgebiets der Prims. Universität des Saarlandes, Fachrichtung Geographie, Saarbrücker Geographische Arbeiten, Band 49, ISBN: 3-924525-49-8.
- HORTON, R. E. (1933): The Role of infiltration in the hydrological cycle. – *EOS Trans. AGU*, 14, S. 460-466.
- IHG – INGENIEURBÜRO FÜR HYDROLOGIE UND GEWÄSSERSCHUTZ (2005): Niederschlag-Abfluss-Modell für natürliche und kanalisierte Flächen – NAM-NKF. Modellbeschreibung und Benutzerhandbuch. Eigenverlag, Spiesen-Elversberg.
- IHH – Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Hydraulik (1990): Schmutzfrachtsimulationsmodell SMUSI, Version 3.1, Technische Hochschule Darmstadt.
- JÜRGENS, C. (2001): Einsatz von Fernerkundungs- und GIS-Techniken zur vergleichenden Abflussmodellierung mesoskaliger Flusseinzugsgebiete. – *Regensburger Geographische Schriften*, 34, Regensburg.
- KAUTENBURGER, J.; KREITER, T.; SARTOR, J. (2002): Hochwasserrückhalt durch die Wiederentwicklung von Auwald. *Die Wasserwirtschaft*, Heft 11/12.
- KLEEBOURG, H.-B. & ROTHER, K.H. (1996): Hochwasserflächenmanagement in Flussgebieten. – *Wasser und Boden*, 48. Jg., H.2.
- KLEEBOURG, H.B. (1999): Zum Problem der Regionalisierung in der Hydrologie. In: KLEEBOURG, H.B., MAUSER, W., PESCHKE, G. & STREIT, U. (Hrsg.): *Hydrologie und Regionalisierung*, 3-12, Weinheim.
- KLEMEŠ, V. (1986): Operational testing of hydrological simulation models. *Hydrological Sciences Journal*, 31, 13-24.
- KOEHLER, G. (1992): Auswirkungen verschiedener anthropogener Veränderungen auf die Hochwasserabflüsse im Oberrheingebiet. – *Wasser und Boden*. 44. Jg., H.1.
- KOEHLER, G. (2005): Vorbeugender Hochwasserschutz durch Maßnahmen in der Fläche. Internationales Symposium „Wasserwirtschaft in der Fläche“, Tagungsband, München.

- KOZENY, J. (1953): Hydraulik. Ihre Grundlagen und praktische Anwendung. Wien. Springer-Verlag.
- KREITER, T. (2004): Flussgebietsmodell Blies. Seminarreihe "Regionale Wasserwirtschaft in Theorie und Praxis". Themenschwerpunkt: Abflussbildungsprozesse und deren Modellierung - Anforderungen und Grenzen im Kontext eines Flussgebietsmanagements (Tagungsband), Universität Trier.
- KREITER, T. (2005): Umdruck zur Vorlesung „EDV im Wasserbau“. Fachhochschule Trier, Eigenverlag, Trier.
- LANDESAMT FÜR UMWELT- UND ARBEITSSCHUTZ (LUA) DES SAARLANDES (2005): Gewässer-kundliches Jahrbuch Saarland 2000 u. 2004, Boden- und Niederschlagskarten. www.lfu.saarland.de (abgerufen: 12.Juni 2005).
- LANDESUMWELTAMT NORDRHEIN-WESTFALEN (1999): Merkblatt Nr. 18: Ökologische Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken. Essen.
- LANDESUMWELTAMT NORDRHEIN-WESTFALEN (Hrsg.) (2000, 2004): Deutsches Gewässer-kundliches Jahrbuch, Rheingebiet Teil III. Essen.
- LAWA (1995): Länderarbeitsgemeinschaft Wasser: Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz, Umweltministerium Baden-Württemberg, Stuttgart.
- LAWA (1999): Länderarbeitsgemeinschaft Wasser: Handlungsempfehlung zur Erstellung von Hochwasser-Aktionsplänen, Schwerin .
- LAWA (2000): Länderarbeitsgemeinschaft Wasser: Wirksamkeit von Hochwasservorsorge- und Hochwasserschutzmaßnahmen, Schwerin.
- LAWA (2003): Länderarbeitsgemeinschaft Wasser: Instrumente und Handlungsempfehlungen zur Umsetzung der Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz – Im Auftrag der Umweltministerkonferenz, Düsseldorf.
- LEY, R. (2006): Der Einfluss kleiner, naturnaher Retentionsmaßnahmen in der Fläche auf den Hochwasserabfluss. Diplomarbeit an der Universität Trier, Fachgebiet Physische Geographie, Trier.
- L+N INGENIEURGEMEINSCHAFT (2002): WaspTools. Programm zur Wasserspiegellagenberechnung mit dem Verfahren nach Manning-Strickler oder mit dem allgemeinen Fließgesetz. Version 6.4. Software und Dokumentation frei verfügbar unter <http://www.L-und-N.de>.
- MANIAK, U. (1997): Hydrologie und Wasserwirtschaft, Springer-Lehrbuch, Berlin, 4.Auflage.
- MARENBACH, B. (2002): Der Beitrag naturnaher Retentionsmaßnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung. Mitteilungen des Fachgebiets Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Bericht 13.
- MAURER, T. (1997): Physikalisch begründete, zeitkontinuierliche Modellierung des Wassertransports in kleinen ländlichen Einzugsgebieten. - Mitteilungen des Institutes für Hydrologie und Wasserwirtschaft 61: 238 S., Karlsruhe.

- MENDEL, H. G., FISCHER, P. & HERRMANN, A. (1997): Hochwasser – Gedanken über Ursachen und Vorsorge aus hydrologischer Sicht. Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) – 1022. Koblenz.
- MENDEL, H. G. (2000): Elemente des Wasserkreislaufs – Eine kommentierte Bibliographie zur Abflussbildung. Analytica Verlagsgesellschaft, Berlin.
- MEYEN, E.; SCHMITHÜSEN, J.; GELLERT, J.; NEEF, E.; MÜLLER-MINY, H.; SCHULZE, J.H. (1962): Handbuch der naturräumlichen Gliederung Deutschlands, Band I. Bundesanstalt für Landeskunde und Raumforschung, Bad Godesberg.
- MfU (1995): Ministerium für Umwelt, Energie und Verkehr (MfU): Hochwasserschutzkonzept für das Saarland, Saarbrücken.
- MfU (1998): Ministerium für Umwelt, Energie und Verkehr (MfU): Gewässertypenatlas des Saarlands, Saarbrücken.
- MOCK, J., VON DER HUDE, N. & TRÄBING, K. (1992 unveröffentlicht): Grundsatzuntersuchung – Ausgleichsmaßnahmen in der Wasserwirtschaft. 46 Seiten plus Anlagen, Institut für Wasserbau, konstruktiver Ingenieurbau und Wasserwirtschaft der TH Darmstadt, im Auftrag des Landesamtes für Wasserwirtschaft Rheinland-Pfalz.
- MOCK, J. (1993): Ökologisch orientierte Gewässersanierung und –pflege. Wasserbau-Mitteilungen der TH Darmstadt, Heft 38.
- MÜLLER, C. (2002): Anwendbarkeit des Modells EROSION 2D zur Abschätzung der Boden-erosionsgefährdung im Schiefergebirge und vergleichende Betrachtung mit experimentell erhobenen Geländedaten. Diplomarbeit, Universität Trier, Trier.
- NASH, J. E. & SUTCLIFFE, J. V. (1970): River Flow Forecasting through Conceptual Models - Part I: A Discussion of Principles. *Journal of Hydrology*, 10, pp. 282-290.
- NIEHOFF, D. (2001): Modellierung des Einflusses der Landnutzung auf die Hochwasserentstehung in der Mesoskala. Universität Potsdam, Institut für Klimafolgenforschung e.V., Dissertation.
- NUJIC, M. (1995): Efficient implementation of non-oscillatory schemes for the computation of free-surface flows. *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 33, pp. 101-111.
- NUJIC, M. (1997): Benutzerhandbuch HYDRO_AS-2D, Version 1.23.2, Ingenieurbüro Nujic, Kolbermoor.
- NUJIC, M. (1999): Praktischer Einsatz eines hochgenauen Verfahrens für die Berechnung von tiefengemittelten Strömungen, Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München, Nr. 64 / 1999.
- NUJIC, M. (2003): Vorstellung und Diskussion des zweidimensionalen Strömungsmodells Hydro_As-2d, Fließgewässermodellierung – von der Ein- zur Mehrdimensionalität, ÖWAV-Seminar, BOKU Wien.
- ØVERLAND, H. & KLEEBERG, H.-B. (1993): Möglichkeiten der Abflussmodellierung unter Nutzung von Geoinformationssystemen. – Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen der Universität der Bundeswehr München 45, Neubiberg .

- PESCHKE, G. (2001): Bodenwasserhaushalt und Abflussbildung. Geogr. Rundschau H.3211, 5/2001:18-23.
- PIRONNEAU, O. (1989): Finite Element Methods for Fluids, Masson, Paris.
- PRESS, H.; SCHRÖDER, R. (1966): Hydromechanik im Wasserbau. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin und München.
- PLATE, E.J. (1996): Hochwasser – Eine Einführung. Geowissenschaften 14. Jg., H.12.
- REFSGAARD, J. C. & STORM, B. (1996): Construction, calibration and validation of hydrological models. In M. B. Abbott & J. C. Refsgaard (Hrsg.), Distributed Hydrological Modelling, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, Boston, London.
- RICHARDS, L (1931): Capillary conduction of liquids through porous media. Physics, 1:318–333.
- RITSCHER, U. (1971): Ein mathematisch-physikalisches Abflussmodell zur Berechnung von Hochwasserabflüssen und Untersuchung des Betriebs von Hochwasserrückhaltebecken. Mitteilungen aus dem Leichtweiß-Institut für Wasserbau und Grundbau, TU Braunschweig, Heft 31, 1971.
- RÖTTCHER, K. (2001): Hochwasserschutz für kleine Einzugsgebiete im Mittelgebirge am Beispiel der Bauna. Kasseler Wasserbau-Mitteilungen, Heft 11/2001. Herkules Verlag Kassel. ISBN-Nr. 3-930150-23-9.
- RÖTTCHER, K. (2005): Dezentrale und zentrale Rückhaltemaßnahmen für den Hochwasserschutz – Untersuchungen am Beispiel der Erpe. Wasser und Abfall 5, 2005, S. 11-15.
- SARTOR, J. (1994): Die Wahrscheinlichkeit des gleichzeitigen Auftretens maßgebender Abflussereignisse in Kanalisationsnetzen und natürlichen Gewässern. Berichte des Fachgebietes für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Band 3.
- SARTOR, J. (1997): Weiterentwicklung der Langzeit-Seriensimulation des Niederschlag-Abfluss-Prozesses für kanalisierte und natürliche Einzugsgebiete. Wasserwirtschaft, Heft 5.
- SARTOR, J. (1998): Mögliche Einflüsse der Bebauung auf den Hochwasserabfluss. - Wasserwirtschaft 88. Jg. H3.
- SARTOR, J. (2001): Niederschlag-Abfluss-Modell für natürliche und kanalisierte Flächen (NAM-NKF). Benutzerhandbuch und Modellbeschreibung. Eigenverlag.
- SARTOR, J. (2005, 2006): Skriptum zum Vorlesung Ingenieurhydrologie. Fachhochschule Trier, Fachbereich Bauingenieurwesen. Eigenverlag.
- SAURER, H. & BEHR, F. J. (1997): Geographische Informationssysteme. Eine Einführung.
- SAUER, T. (2006): Untersuchungen zum Bodenwasserhaushalt auf Ackerstandorten. Dissertation Universität Trier – in Bearbeitung.
- SCHEFFER, F. & SCHACHTSCHABEL, P. (1998): Lehrbuch der Bodenkunde, 14. Aufl., Enke Verlag, Stuttgart.

- SCHIFFLER, G.R. (1992): Experimentelle Erfassung und Modellierung der Infiltration stärkerer Niederschläge unter realen Feldbedingungen. Karlsruhe.
- SCHIFFMANN, O. (2005): Hochwasserschutz mittels Kleinrückhalten. Universität Trier, Fachbereich Geographie/Geowissenschaften. Unveröffentlichte Diplomarbeit.
- SCHOBEL, S. (2005): Infiltrations- und Bodenabflussprozesse in Abhängigkeit von der Landnutzung und dem Substrat in der Trier-Bitburger Mulde. Dissertation, Universität Trier.
- SCHOBEL, S., NIEBES, D. & SCHNEIDER, R. (2000): Bedeutung von Bodenverdichtung und – Bodenmelioration für Hochwasserentstehung und Hochwasserschutz. Trierer Bodenkundliche Schriften, 1, 177-182.
- SCHOBEL, S., SCHNEIDER, R., SCHULTE-KARRING, M. & SCHRÖDER, D. (1999): Beregnungsversuche zur Abschätzung des Hochwasser-Minderungspotentials tiefgelockerter Mittelgebirgsböden im Vergleich zu ungelockerten Böden.- Mitteilungen der Deutschen Bodenkundlichen Gesellschaft, 91 III: 1331-1334.
- SCHRÖDER, D. & SCHULTE- KARRING, H. (1984): Nachweis 20-jähriger Wirksamkeit von Tieflockerungsmaßnahmen in lößbeeinflussten Graulehm-Pseudogleyen.- Zeitschrift für Pflanzenernährung u. Bodenkunde, 147: 540-552.
- SCHRÖDER, D. (1995): Hochwasserkatastrophen - was kann die Landwirtschaft tun? Rheinische Bauernzeitung, Koblenz. Ausgabe 34/95, Seite 12-14.
- SCHRÖDER, D. & SCHNEIDER, R. (2005): Bedeutung von Tieflockerung und bodenschonender Folgebewirtschaftung für den Boden- und Landschaftswasserhaushalt. Präventiver Hochwasserschutz durch flächenhaften Wasserrückhalt. Vortrag am 55. Deutschen Geographentag, Trier.
- SCHÜLER, G. (2005): Wasserrückhalt und Hochwasserschutz durch vorsorgende Waldbewirtschaftung.
http://www.warela.de/uploads/media/Wasserrueckhaltmassnahmen__im_Wald.pdf.
abgerufen: 19.11.2005.
- SCHULLA, J. (1997): Hydrologische Modellierung von Flussgebieten zur Abschätzung der Folgen von Klimaänderungen, Zürcher Geographische Schriften, Heft 69.
- SCHULZ, G. A. (1968): Bestimmung theoretischer Abflussganglinien durch elektronische Berechnung der Niederschlagskonzentration und Retention (HEYREUN-Verfahren). Versuchsanstalt für Wasserbau der TH München, Bericht Nr. 11.
- SCHULZ, G. A. (1993): Hydrological Modelling Based on Remote Sensing Information. Advances in Space Research, (13), 5, S. 149-166.
- SCHWALLER, G. (2000): Das Geographische Informationssystem als Werkzeug für Wasserwirtschaftliche Planungsaufgaben. Untersuchungen zur Kopplung mit 2d-Abflußmodellierungen am Beispiel der Rahmenuntersuchung der Salzach. Innsbrucker Geographische Studien Bd. 30.
- STEPHAN, U. (2005): Physikalische und numerische Strömungsmodellierung - Vorteile und Grenzen. Wasser und Abfall, 7. Jahrgang, Heft 11, S. 39-42.

- TÖNSMANN, F. (Hg.), (1995 a): Studie zum Hochwasserschutz an der Bauna, Kurzfassung. Kasseler Wasserbau-Materialien, Band 1, Herkules Verlag Kassel.
- TÖNSMANN, F. (1995 b): Neue Entwicklungen im Hochwasserschutz und ihre Auswirkungen auf die Stadt. Beitrag in: Die Zukunft der Stadt, neue Leitbilder von Ökologie und Urbanität. Beiträge der 21. Kasseler Hochschulwoche, 1995. Verlag Jenior Pressler, Kassel, S.93-108.
- TÖNSMANN, F. (1995 c): Hochwasserschutz in Nordhessen unter Berücksichtigung ökologischer Forderungen. Kasseler Wasserbau-Mitteilungen, Heft 2/1995. Herkules Verlag Kassel. S. 129-158.
- TÖNSMANN, F. (1996): Hochwasserschutz und Renaturierung. Aus Kasseler Wasserbau-Mitteilungen Heft 6, S. 35-46, Herkules Verlag Kassel.
- TÖNSMANN, F. (2001): Vorbeugender Hochwasserschutz im Einzugsgebiet der hessischen Lahn - Ziele, Methoden, Ergebnisse. Wasserbauseminar des Saarländischen Ministeriums für Umwelt am 23. November 2001. Tagungsband.
- UHLENBROOK, S. (2005): Von der Abflussbildungsprozessforschung zur prozess-orientierten Modellierung – ein Review. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, 49. Jahrgang, Heft 1, Februar 2005, S. 13-24.
- UHLENBROOK, S. (1999): Untersuchung und Modellierung der Abflussbildung in einem mesoskaligen Einzugsgebiet (Investigation and modeling of runoff generation processes in a meso-scale catchement; in German). Freiburger Schriften zur Hydrologie, Band 10.
- UHLENBROOK, S; & LEIBUNDGUT, CH. (1997): Abflussbildung bei Hochwasser. Materialien zum Hochwasserschutz am Rhein, Materialien zum Hochwasserschutz am Rhein, Landesamt für Wasserwirtschaft Rheinland-Pfalz, Heft 5, Mainz.
- UMWELTBUNDESAMT (2000): Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlamentes und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik. Veröffentlicht im Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften L 327 vom 22.12.2000.
- VAN DER PLOEG, R. R.; ILSEMAN, J.; HERMSMEYER, D.; MACHULLA, G. (2001): Eine geänderte Landnutzung in der Nachkriegszeit als Mitverursacher der Hochwasserprobleme in Deutschland? In: Hochwasserschutz heute – Nachhaltiges Wassermanagement (Initiativen zum Umweltschutz), Berlin.
- VAN GENUCHTEN, M. T. (1976): A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. Soil Sciences Society of American Journal, Vol. 44(5), 892-898.
- VOHLAND, M. (2003): Optimierung modellgestützter Wasserhaushaltsbilanzierung durch fernerkundlich gestützte Parametrisierung landnutzungsabhängiger Größen. Dissertation Universität Trier.
- WALDENMEYER, G. (2003): Abflussbildung und Regionalisierung in einem forstlich genutzten Einzugsgebiet. Dissertation an der Fakultät für Bio- und Geowissenschaften der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), 2003, ISBN 3-934987-09-5.

- WEGNER, H. (1990): Steuerungskonzepte für kleine Hochwasserschutzräume. Technische Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik. Institut für Wasserbau. Technische Hochschule Darmstadt.
- WEGNER, H. (1992): Dezentraler Hochwasserschutz. *Wasser & Boden*, Heft 1 1992, Seite 6-10.
- WEYERS, M. U. SCHRÖDER, D. (1993): Untersuchungen zur Melioration und Bewirtschaftung verdichteter Neulandböden des Rheinischen Braunkohlereviers.- *Zeitschrift für Kulturtechnik und Landentwicklung*, 33, 165-174.
- YOSHINO, F. (1999): Areal Modelling in Hydrology Using Remote Sensing Data and Geographical Information System. – World Meteorological Organization WMO-No. 885, Operational Hydrology Report No. 44, Geneva.
- ZAIB, H. (1989): Simulation ereignisspezifischer Einflüsse des Niederschlag-Abfluss-Prozesses von Hochwasserereignissen kleiner Einzugsgebiete mit N-A-Modellen. Technischer Bericht des Instituts für Ingenieurhydrologie und Hydraulik, TH Darmstadt, Nr. 42.
- ZEHE, E., MAURER, T., IHRINGER, J. & PLATE, E. (2001): Modelling water flow and mass transport in a Loess catchment. *Physics & Chemistry of the Earth, Part B* 26: 487 - 507.
- ZIMMERMANN ET AL. (2004): Auswirkung des Klimawandels auf den Wasserhaushalt von süddeutschen Flussgebieten. *Wasser und Abfall*, Heft 11.
- ZUIDEMA, P. K. (1985): Hydraulik der Abflussbildung während Starkniederschlägen. Dissertation, ETH Zürich.

Anhang

- Anhang A: Mögliche Bauweisen und Konstruktionen für Kleinrückhalte
- Anhang B: Kalibrierungsergebnisse
- Anhang C: Real- und Fiktivsysteme – Fließschemata und Daten
- Anhang D: Untersuchte Hochwasserereignisse (Thalfanger Bach und Obere Blies)
- Anhang E: Ausgewählte Simulationsergebnisse, Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“
- Anhang F: Geographische Verteilung potenzieller Kleinrückhalte an Blies und Prims
- Anhang G: Hydrologische Längsschnitte
- Anhang H: Ergänzende Abbildungen zu Maßnahmen in den Talauen

Anhang A: Mögliche Bauweisen und Konstruktionen für Kleinrückhalte

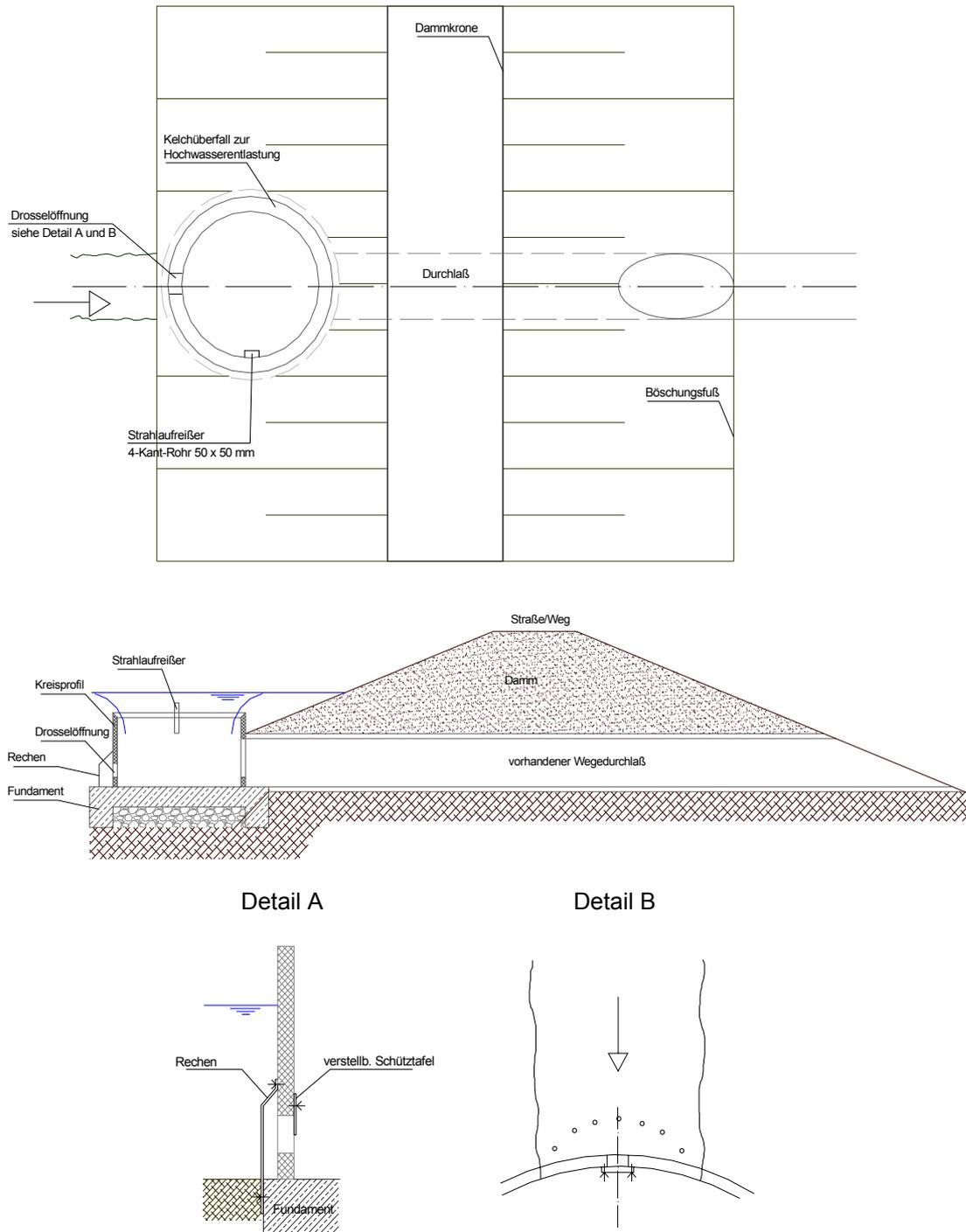


Abb. A-A.1: *Prinzipskizze und Funktionsweise eines Kleinrückhaltes (verändert nach WEGNER)*

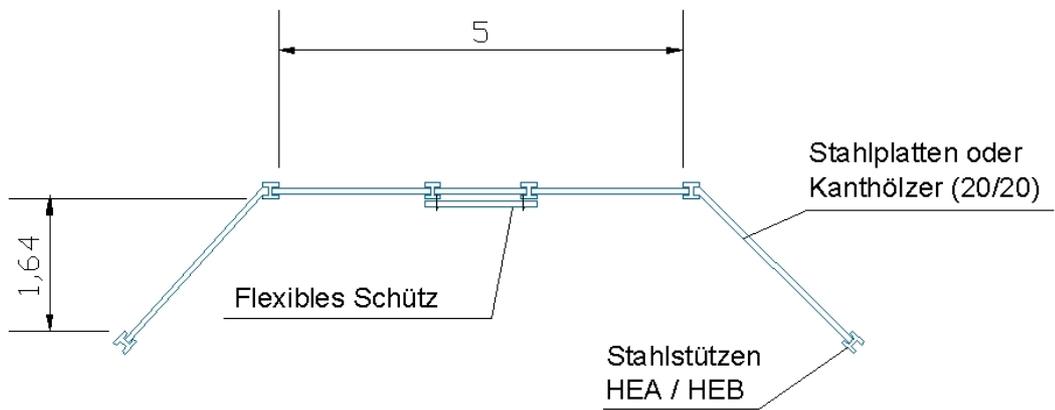
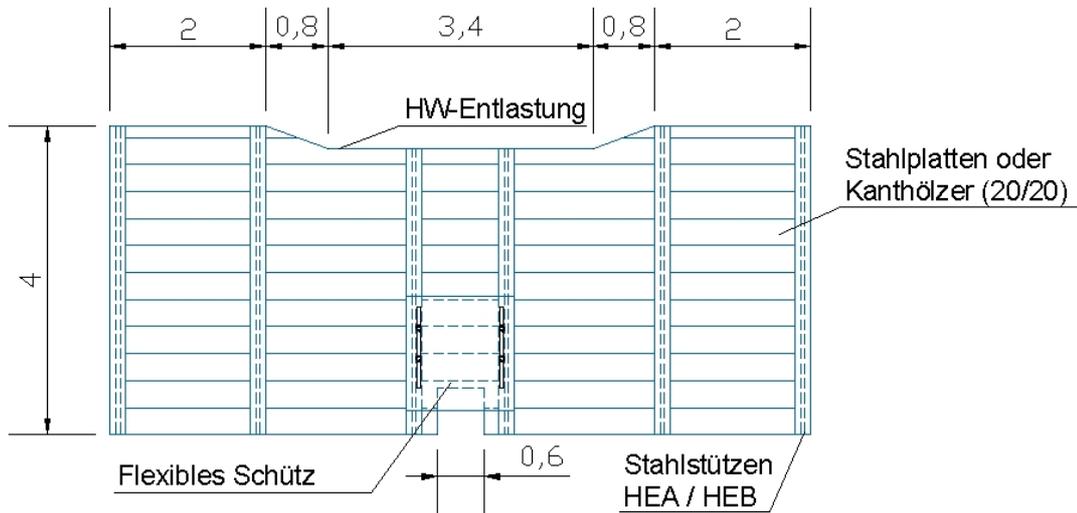


Abb. A-A.2: Kleinrückhalt, alternative Bauweise

Anhang B:

Tabellarische Darstellung der Kalibrierungsergebnisse
und exemplarische Darstellung ausgewählter Ereignisse

Flussgebiet Blies, Simulationsmodell: NAM-NKF

Tab. A-B.1: Modelleffizienz nach NASH & SUTCLIFF (1970), Simulationsmodell NAM-NKF, Flussgebiet Blies

Pegel	Gewässer	A _E [km ²]	Januar	De-	Januar	Februar	Oktober	Januar
			1993 R _{eff}	zember 1993 R _{eff}	1995 R _{eff}	1997 R _{eff}	1998 R _{eff}	2003 R _{eff}
Alsfassen	Blies	42,0	0,75	0,88	0,89	0,77	0,65	-
Althornbach	Hornbach	424,4	0,79	0,93	0,94	0,86	0,87	-
Contwig	Schwarzbach	529,6	0,82	0,90	0,88	0,75	0,78	-
Eichelsb. Mühle	Felsalbe	28,4	0,80	0,91	0,89	0,63	0,71	-
Einöd	Schwarzbach	1.152,0	0,74	0,94	0,86	0,82	0,69	-
Gronig	Blies	8,5	0,76	0,95	0,94	0,81	0,84	0,88
Hangard	Oster	114,0	0,82	0,87	0,90	0,76	0,70	-
Hornbach	Schwalb	111,4	0,72	0,92	0,95	0,79	0,80	-
Lautzkirchen	Würzbach	56,1	0,63	0,95	0,90	0,80	0,64	-
Neunkirchen	Blies	318,0	0,74	0,88	0,87	0,74	0,71	-
Oberauer- bach	Auerbach	73,9	0,82	0,89	0,93	0,69	0,68	-
Ottweiler	Blies	142,0	0,75	0,90	0,89	0,71	0,75	-
Reinheim	Blies	1.798,0	0,81	0,89	0,88	0,78	0,75	-
Urweiler	Todbach	42,1	0,67	0,86	0,82	0,80	0,63	-
Walshausen	Felsalbe	69,4	0,79	0,92	0,93	0,65	0,80	-
Walsheim	Hetschenbach	6,15	0,67	0,71	0,69	0,75	0,65	-

Flussgebiet Prims, Simulationsmodell: NAM-NKF

Tab. A-B.2: Modelleffizienz nach NASH & SUTCLIFF (1970), Simulationsmodell NAM-NKF, Flussgebiet Prims

Pegel	Gewässer	A _E [km ²]	De- zember 1993 R _{eff}	Januar 1995 R _{eff}	De- zember 1999 R _{eff}	März 2001 R _{eff}	Februar 2002 R _{eff}	Januar 2003 R _{eff}
Dagstuhl	Löster	61,80	0,94	0,67	0,92	0,77	0,80	0,69
Eppelborn	III	120,00	0,81	0,75	0,91	0,71	0,69	0,95
Lebach	Theel	207,00	0,79	0,77	0,78	0,87	0,81	0,81
Losheim I	Losheimer Bach	12,50	0,77	0,85	0,75	0,71	0,85	0,94
Losheim III	Losheimer Bach	15,00	0,93	0,83	0,86	0,71	0,90	0,89
Michelbach	Prims	441,00	0,93	0,67	0,95	0,71	0,88	0,69
Nalbach	Prims	712,00	0,73	0,71	0,83	0,74	0,84	0,83
Niederlosheim	Hölbach	13,60	0,79	0,95	0,66	0,85	0,91	0,80
Nonnweiler I	Prims	18,50	0,94	0,94	0,90	0,82	0,82	0,74
Nonnweiler II	Altbach	16,20	0,87	0,89	0,76	0,70	0,71	0,94
Nonnweiler IV	Prims	48,40	0,68	0,66	0,91	0,89	0,93	0,83
Nunkirchen	Losheimer Bach	104,00	0,88	0,88	0,82	0,77	0,95	0,88
Rappweiler	Hölbach	8,95	0,81	0,81	0,78	0,87	0,75	0,84
Schieferstol- len	Wadrill	44,20	0,94	0,83	0,78	0,71	0,86	0,78
Weiskirchen	Holzbach	4,20	0,83	0,86	0,72	0,94	0,77	0,92
Wadern	Wadrill	71,30	0,90	0,91	0,68	0,93	0,80	0,74

Untersuchungsgebiet Obere Blies, Simulationsmodell: NAM-NKF:

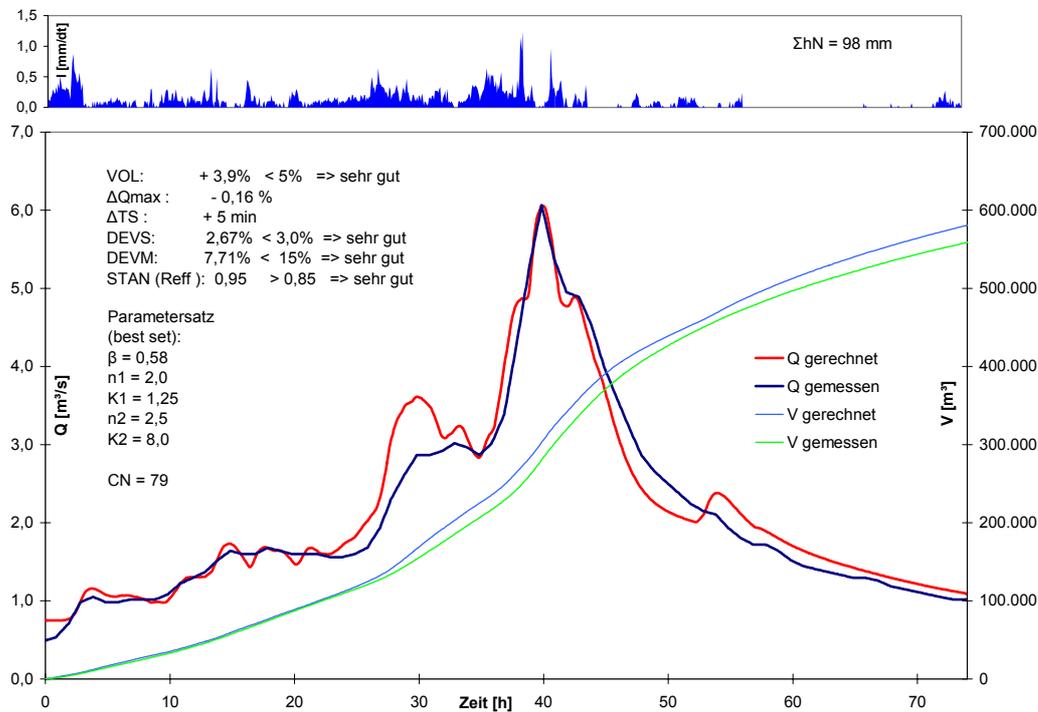


Abb. A-B.1: Hochwasserereignis vom Dezember 1993 am Pegel Gronig, gemessene und mit NAM-NKF simulierte Abflüsse, Modellparameter und Modellgüte

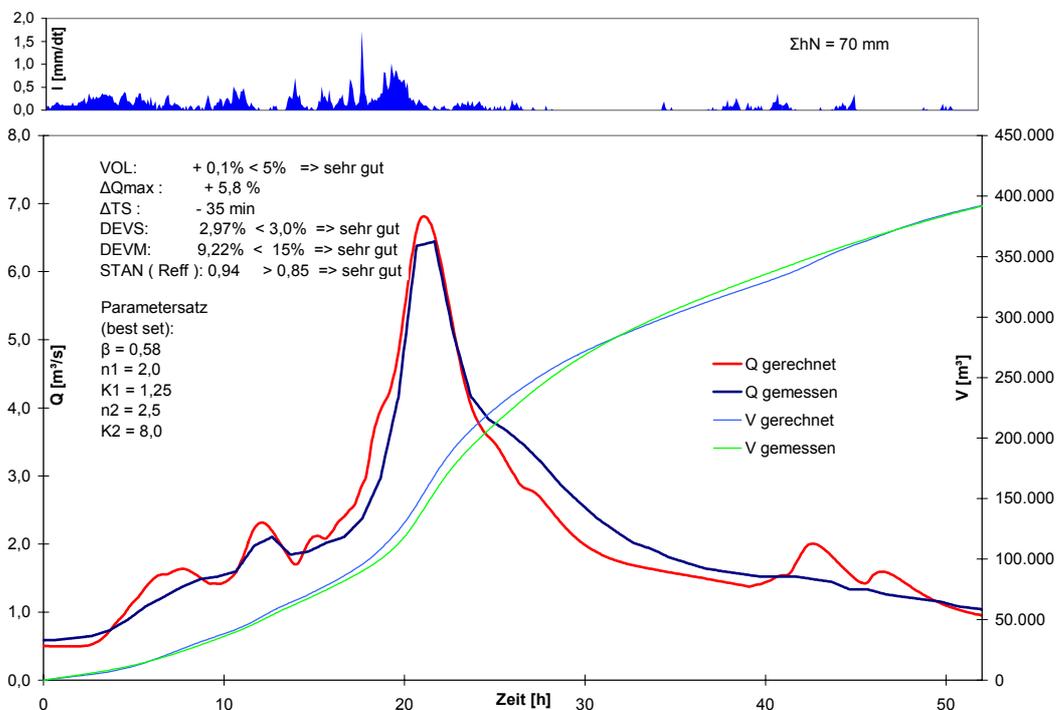


Abb. A-B.2: Hochwasserereignis vom Januar 1995 am Pegel Gronig, gemessene und mit NAM-NKF simulierte Abflüsse, Modellparameter und Modellgüte

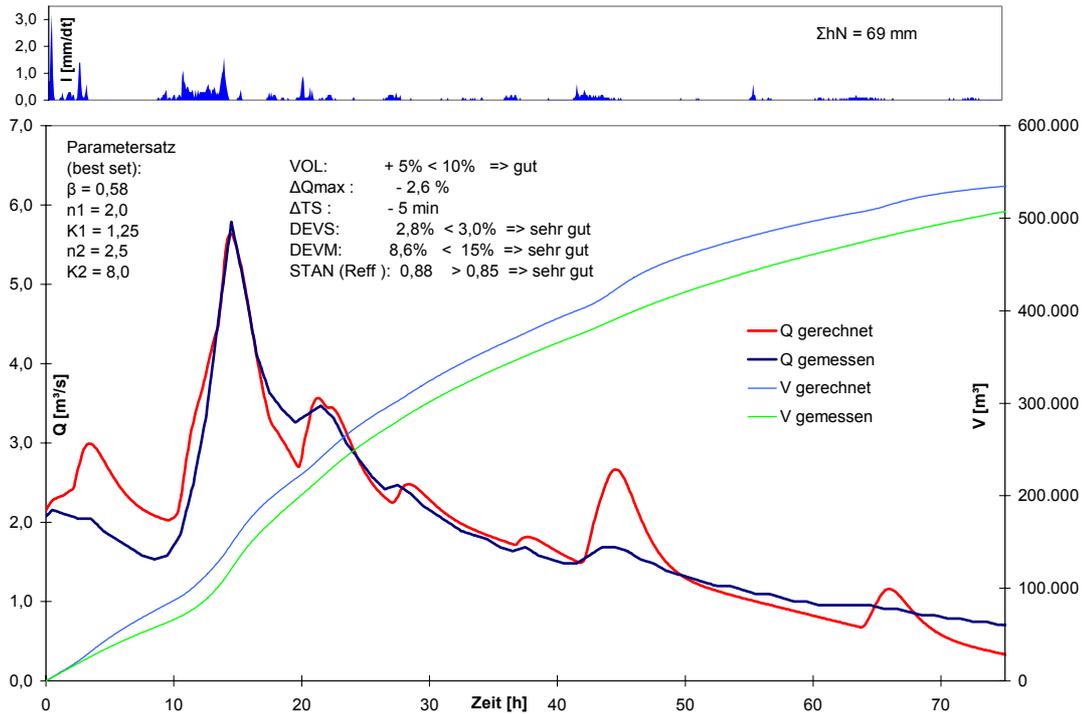


Abb. A-B.3: Hochwasserereignis vom Januar 2003 am Pegel Gronig, gemessene und mit NAM-NKF simulierte Abflüsse, Modellparameter und Modellgüte

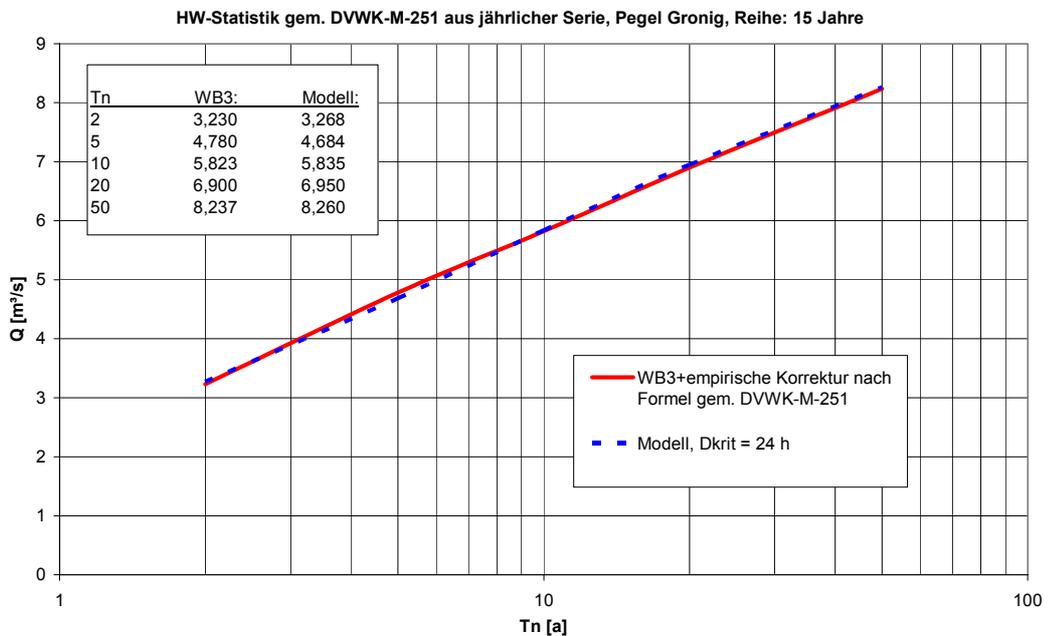


Abb. A-B.4: Nachrechnung der statistischen Abflüsse am Pegel Gronig

Untersuchungsgebiet Obere Blies, Simulationsmodell: WaSiM-ETH:

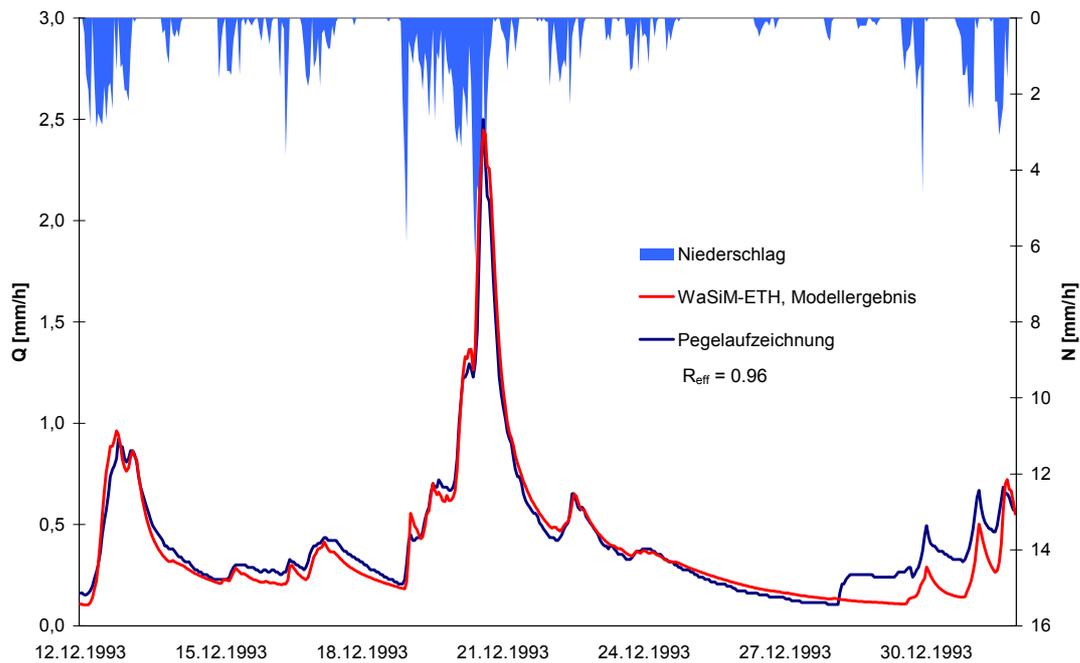


Abb. A-B.5: Hochwasserereignis vom Dezember 1993 am Pegel Gronig, gemessene und mit WaSiM-ETH simulierte Abflüsse und Modellgüte ($R_{eff} = 0,96$).

Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach, Simulationsmodell: NAM-NKF:

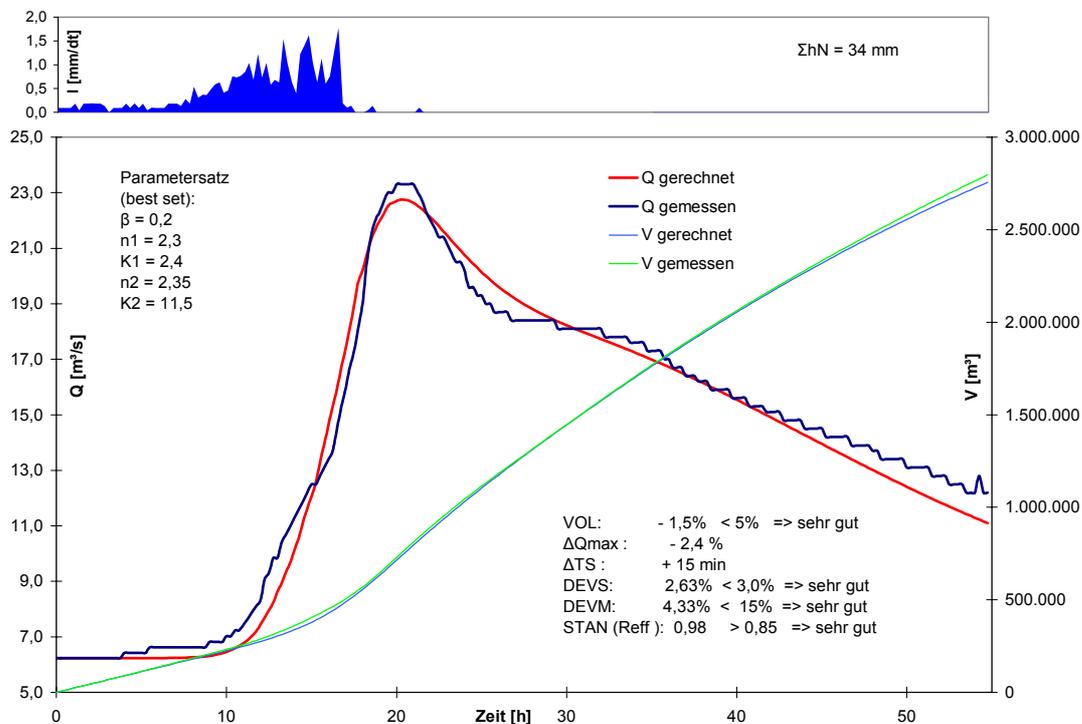


Abb. A-B.6: Hochwasserereignis vom Februar 1990 am Pegel Dhrontalsperre, gemessene und mit NAM-NKF simulierte Abflüsse, Modellparameter und Modellgüte

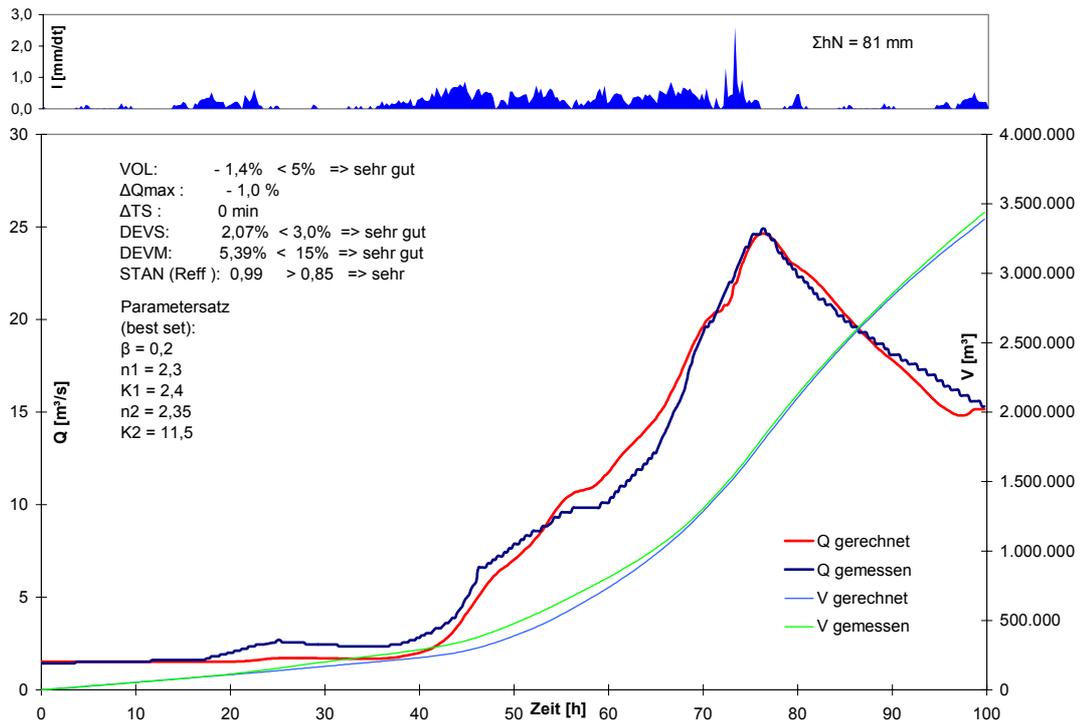


Abb. A-B.7: Hochwasserereignis vom Januar 1993 am Pegel Dhrontalsperre, gemessene und mit NAM-NKF simulierte Abflüsse, Modellparameter und Modellgüte

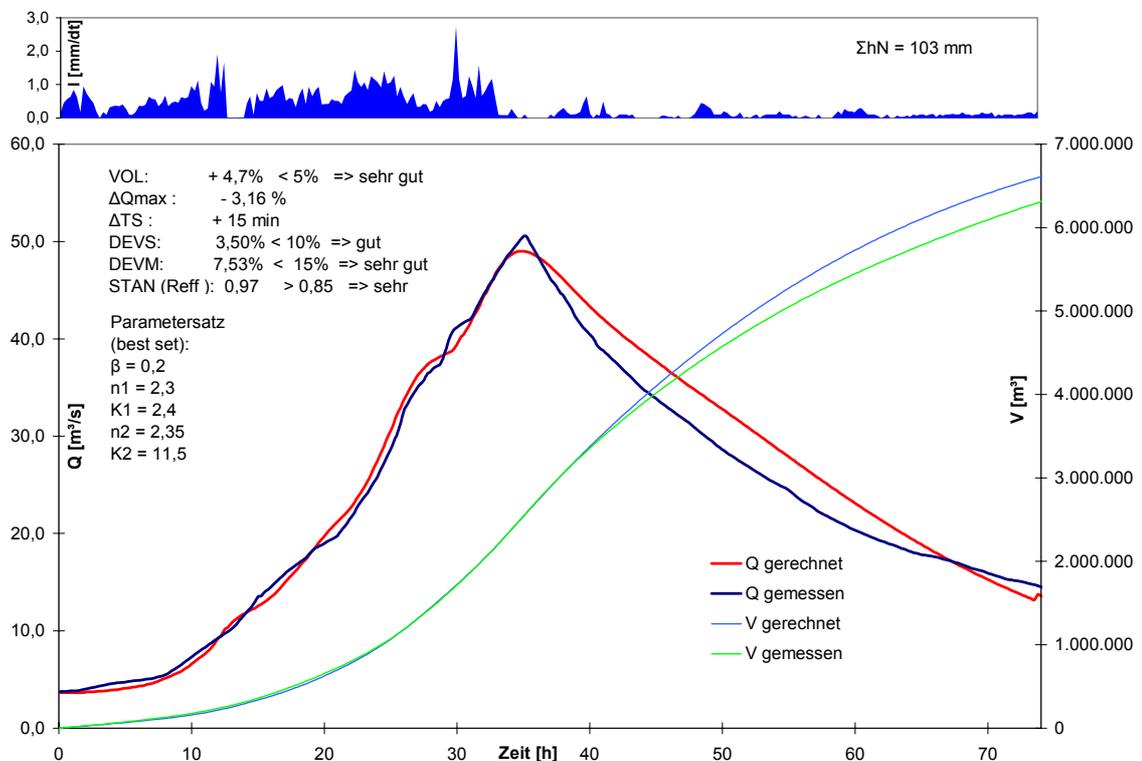


Abb. A-B.8: Hochwasserereignis vom Januar 1995 am Pegel Dhrontalsperre, gemessene und mit NAM-NKF simulierte Abflüsse, Modellparameter und Modellgüte

Anhang C: Real- und Fiktivsysteme – Fließschemata und Daten

Bodendaten, Untersuchungsgebiet Obere Blies

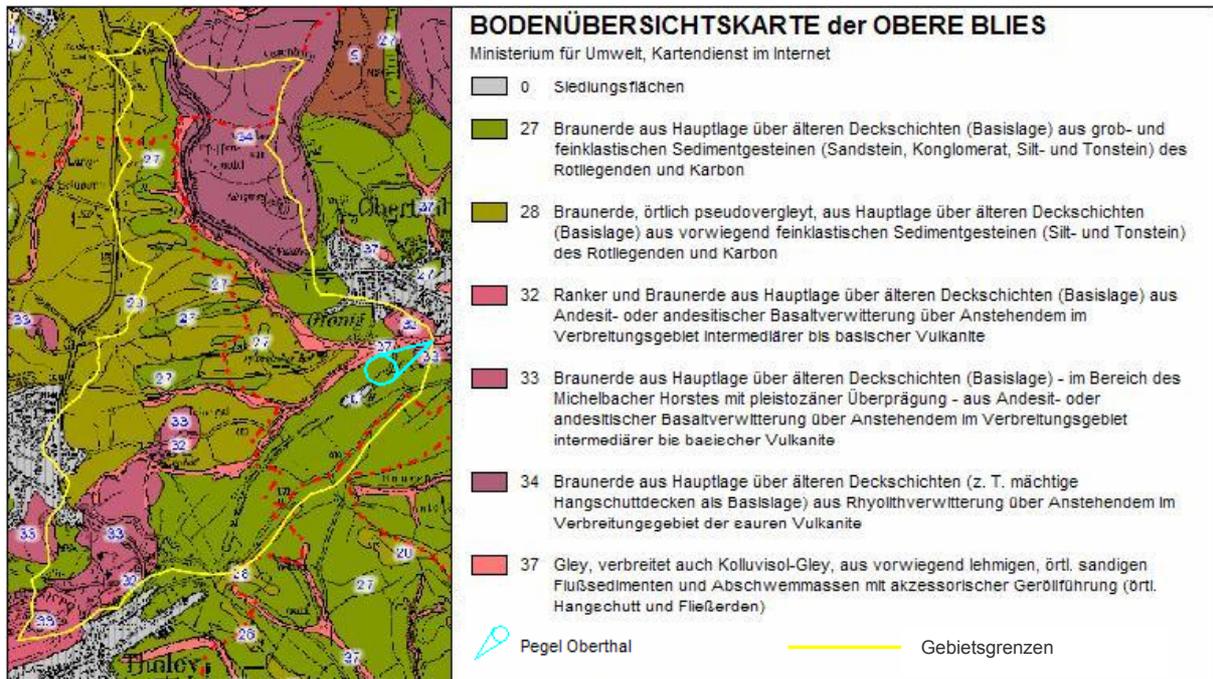


Abb. A-C.1: Auszug aus der Bodenübersichtskarte (BÜK) des Saarlandes, Untersuchungsgebiet Obere Blies, Ministerium für Umwelt des Saarlandes, Kartendienst im Internet, SaarBIS, www.gis.saarland.de

Verwendeter Übersetzungsschlüssel

Übersetzung von Bodenarten der BÜK (vgl. Abb. A-C.1) nach WaSiM, nach SCHEFFER & SCHACHTSCHABEL (1998)

Bodenart BÜK	Bodenbeschreibung	Klassierung WaSiM
nicht bewertet	Siedlungsflächen	Siedlungsfels (settlements rock)
27	Bodenartlich starker Wechsel; schuttführender, lehmiger Sand bis lehmiger Schluff, über mittel bis stark schutthaltigem, tonigen Lehm, örtl. lehmigen Ton (Tonstein) bzw. lehmigen Schluff bis schluffig (tonigen) Lehm (Siltstein) bzw. schwach lehmigen bis schluffigen Sand oder sandigen Lehm (Sandstein); Konglomerate bedingen Geröllführung	schluffiger Lehm (silty loam)
28	Schuttführender sandig-lehmiger bis lehmiger Schluff, örtlich lehmiger Sand, über schuttführendem, schluffigen bis tonigen Lehm, örtl. lehmigen Ton; Konglomerate bedingen Geröllführung	schluffig- toniger Lehm (silty clay loam)
32	Schuttführender, sandig-lehmiger Schluff bis sandiger Lehm, örtl. schluffig-lehmiger Sand, über mittel bis sehr stark schuttführendem, sandigen bis tonigen Lehm, örtl. Lehmigen Sand - bei intensiver Vulkanitdurchwitterung auch Ton - über Anstehendem	lehmiger Sand (loamy sand)
33	Schwach bis mittel schuttführender, sandig-lehmiger Schluff bis sandiger Lehm, örtl. schluffig-lehmiger Sand oder lehmiger Schluff, über mittel bis stark schuttführendem, sandigen bis tonigen Lehm, örtl. lehmiger Sand, bei intensiver Vulkanitverwitterung auch Ton, über Anstehendem; im Bereich des Michelbacher Horstes aufgrund quartärer Restschotter Geröllführung	sandiger Lehm (sandy loam)
34	Mittel bis sehr stark schuttführender, sandig-lehmiger Schluff, örtl. lehmiger Sand, über stark bis sehr stark schuttführendem, lehmigen Sand, örtl. sandigen Lehm bzw. Hangschutt, örtl. über anstehender Rhyolithverwitterung	schluffiger Ton (silty clay)
37	Lehmiger Schluff, örtl. auch lehmiger Sand, über schluffigem bis tonigem Lehm, örtl. geröllführend	toniger Lehm (clay loam)

Fiktivsysteme

Die systematische Untersuchung der Einflussfaktoren auf die Wirkung von KRH erfolgte mit fiktiven Einzugsgebieten auf Grundlage der beiden Untersuchungsgebiete Obere Blies und Thalfang. Die Fiktivsysteme unterscheiden sich in:

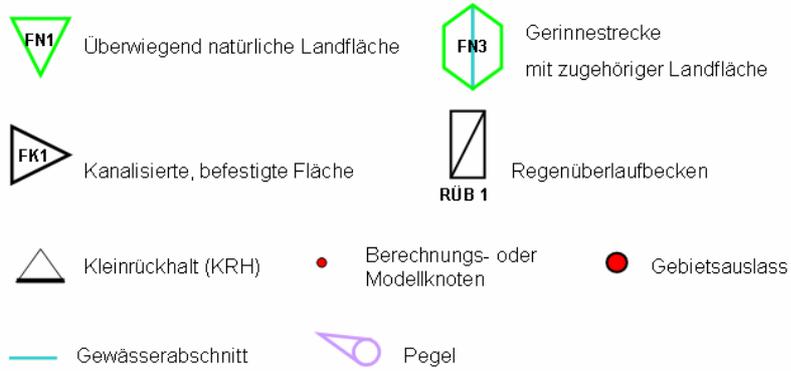
- Anzahl und Verteilung der KRH: 1-8 KRH hintereinander, nebeneinander, verteilt
- Volumen und Volumenaufteilung auf KRH
- Größe des Einzugsgebietes: zwischen 5,5 und 20 km², Häufung in der Nähe der Größe der Untersuchungsgebiete
- Spezifisches Volumen zwischen 1 und 15 mm
- Einstauhöhe nach Eckwertetabelle und zufällig
- Größe der Drosselöffnung: optimiert

Für jedes Fiktivsystem wurde ein Kürzel als Name bestimmt, welches sich auch die Anzahl der KRH, deren Anordnung, ggf. Größe und, soweit zur Unterscheidung notwendig, aus den Anfangsbuchstaben des zugrunde liegenden UG besteht.

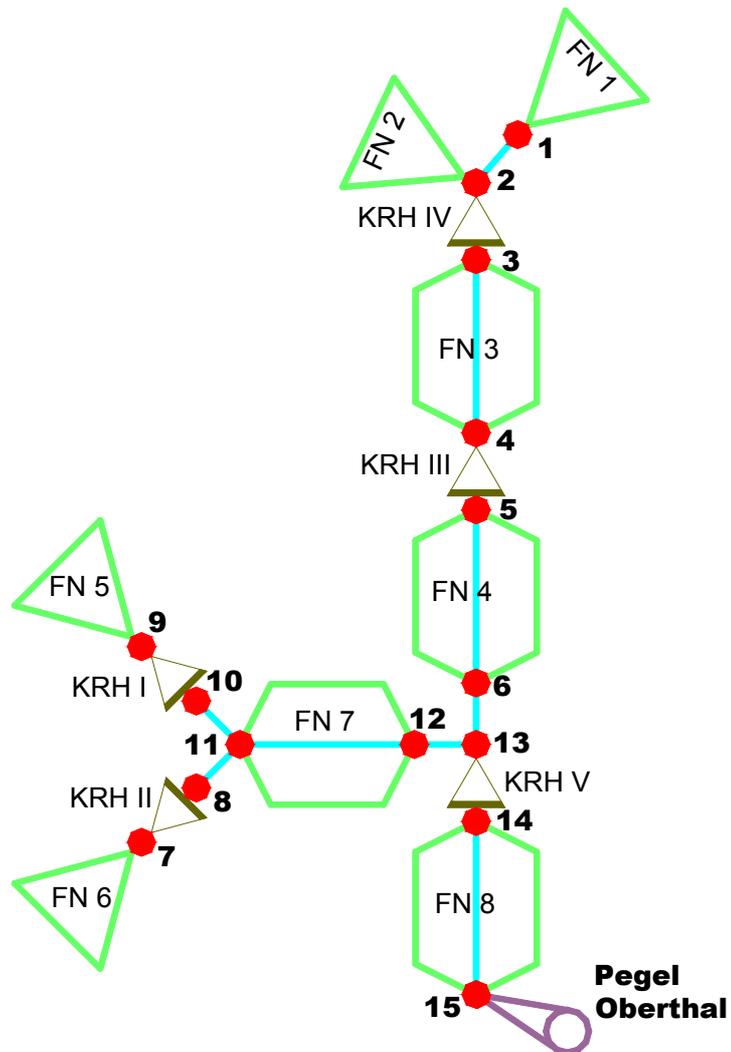
Abkürzungen

SV [mm]	spezifisches Volumen
r	Anordnung in Reihe (hintereinander)
p	parallele Anordnung
u	unterschiedliche Größe
v	verteilte Anordnung
fett	Drosseloptimierung

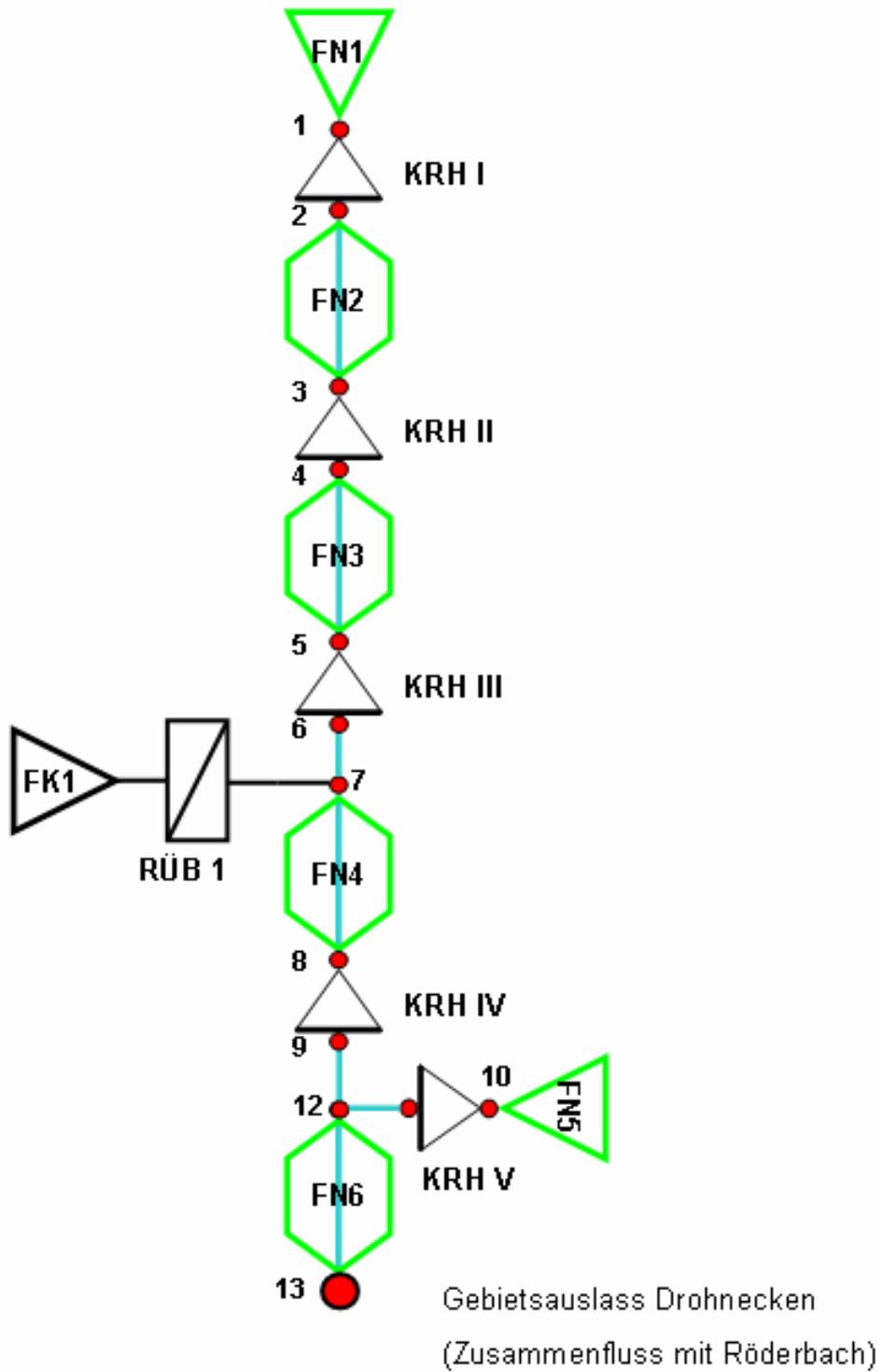
Legende zu den Fließschemen



Fließschema Realsystem Obere Blies

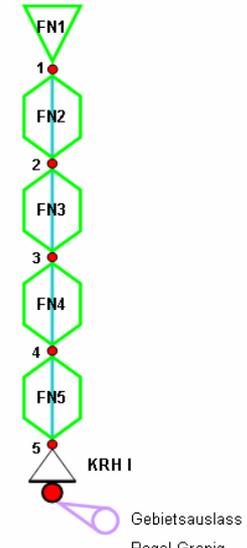


Fließschema Realsystem Thalfanger Bach

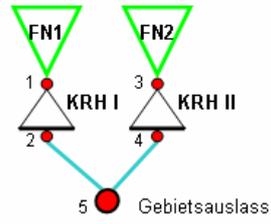


Fiktivsysteme auf Basis des UG Obere Blies

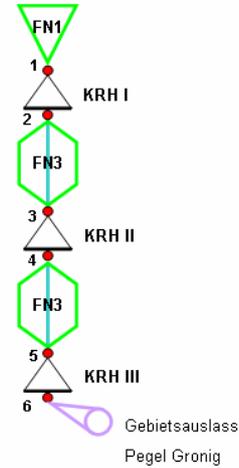
1KRHB	
Berechnung für sV 2 – 8 mm	
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km ²
KRH I:	2/16.900 / 2,2
sV [mm]/Vol. [m ³] /	3/25.350 / 2,5
Einstauhöhe h [m]	4/33.800 / 2,7
	5/42.250 / 2,7
	6/50.700 / 2,8
	7/59.150 / 2,8
	8/67.600 / 2,9
Drosselöffnung [DN mm]:	1000
Simulation mit 5 gleichen Teilgebieten ohne KRH, damit bei allen Systemen der gleiche maximale Abfluss ohne KRH berechnet wird.	



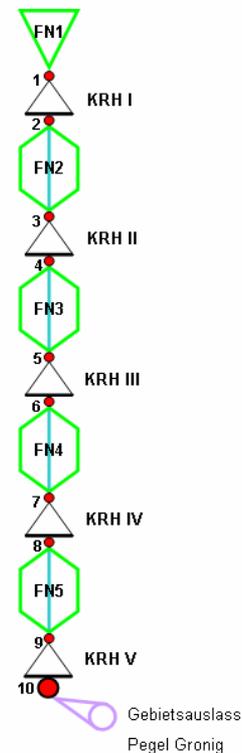
2KRHp			
Fläche Einzugsgebiet:	5,5 km ²		
2 KRH nebeneinander			
sV: 4, 5 und 6 mm			
KRH:	mm	KRH [m³]	h [m]
sV [mm] /	4	10.000	2
Vol. [m ³] /		12.000	2
Einstauhöhe h [m]	5	12.500	2
		15.000	2,2
	6	15.000	2
		18.000	2,2



3KRHB	
3 identische KRH hintereinander, alle FN gleich groß. Berechnung für sV 1 bis 20 mm	
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km ²
KRH:	1/2.817 / 1,3
sV [mm]/	2/5.633 / 1,6
Vol. [m ³] /	3/8.450 / 1,8
Einstauhöhe h [m]	4/11.247 / 2,0
	5/14.083 / 2,2
	6/16.900 / 2,2
	7/19.717 / 2,4
	8/22.533 / 2,4
	9/25.350 / 2,5
	10/28.167 / 2,5
	11/30.983 / 2,6
	12/33.800 / 2,7
	13/36.617 / 2,7
	14/39.433 / 2,7
	15/42.250 / 2,7
	20/56.333 / 2,7
Drosselöffnungen [DN mm]:	550; 700; 850



5KRHr	
Fünf identische KRH hintereinander, alle FN gleich groß. Berechnung für sV 3 bis 20 mm	
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km ²
KRH:	3/5.070 / 1,5
sV [mm]/	4/6.760 / 1,7
Vol. [m ³] /	5/8.450 / 1,8
Einstauhöhe h [m]	6/10.140 / 2,0
	8/13.520 / 2,1
	9/15.210 / 2,2
	10/16.900 / 2,2
	12/20.280 / 2,3
	14/23.660 / 2,4
	15/25.350 / 2,5
	16/27.040 / 2,5
	17/28.730 / 2,5
	20/33.800 / 2,5
Drosselöffnung [DN mm]:	450; 600; 700; 800; 850;



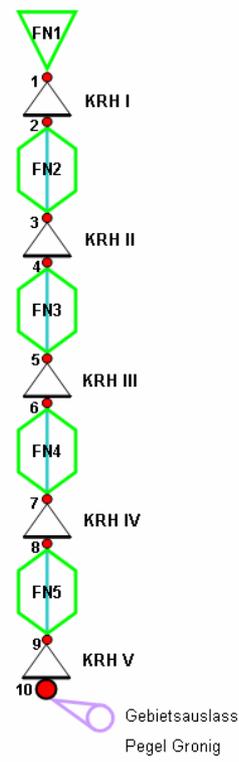
8KRHr	
8 identische KRH hintereinander, alle FN gleich groß. Berechnung für sV 1 bis 20 mm	
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km ²
KRH:	1/1.065 / 1,3
sV [mm]	2/2.123 / 1,3
Vol. [m ³] /	3/3.169 / 1,3
Einstauhöhe h [m]	4/4.225 / 1,5
	5/5.281 / 1,7
	6/6.338 / 1,7
	7/7.394 / 1,8
	8/8.450 / 1,8
	9/9.506 / 2,0
	10/10.563 / 2,0
	12/12.675 / 2,2
	15/15.844 / 2,4
	16/16.900 / 2,4
	17/17.956 / 2,4
	18/19.013 / 2,4
	19/20.069 / 2,4
	20/21.125 / 2,4
Drosselöffnungen [DN mm]:	400; 550; 600; 650; 700; 750; 800; 850;

Gebietsauslass

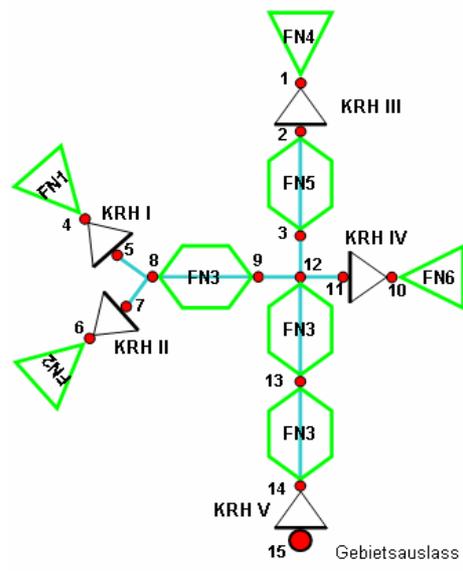
4KRHvu	
Fläche Einzugsgebiet:	15,5 km ²
4 KRH unterschiedlicher Größe	
Größe Teilflächen [km ²]:	FN1: 3 FN2: 1 FN3: 5 FN4: 1,5 FN5: 4 FN6: 1
sV 3,5 mm KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]	I: 13.000 / 2 II: 17.000 / 2,2 III: 15.000 / 2,2 IV: 9.000 / 2
sV 6 mm KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]	I: 20.000 / 2,4 II: 25.000 / 2,5 III: 30.000 / 2,6 IV: 18.000 / 2,2
sV 7,5 mm KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]	I: 38.250 / 2,8 II: 30.000 / 2,6 III: 30.000 / 2,6 IV: 18.000 / 2,2
Drosselöffnungen [DN mm]:	550; 700; 650; 1000

Gebietsauslass

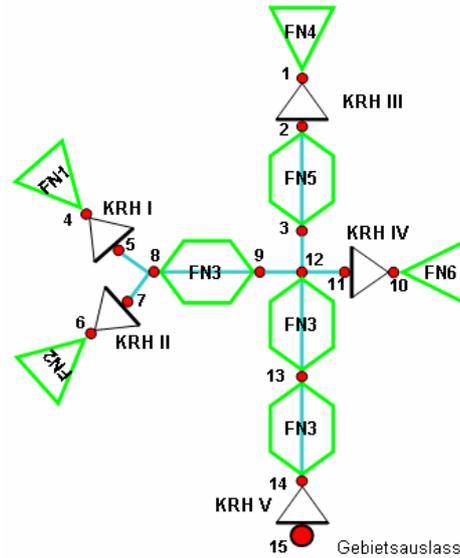
5KRHru																																																											
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km ²																																																										
5 KRH hintereinander, unterschiedliche Größen, zum Gebietsauslass hin zunehmende Volumina: 10, 15, 20, 25, 30 % des Gesamtvolumens. Alle FN gleich groß																																																											
KRH: sV [mm] / Vol. [m ³] / Einstauhöhe h [m]	<table border="1"> <thead> <tr> <th>mm</th> <th>KRH [m³]</th> <th>h [m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="5">5</td> <td>4225</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>6338</td> <td>1,7</td> </tr> <tr> <td>8450</td> <td>1,8</td> </tr> <tr> <td>10562</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>12675</td> <td>2,2</td> </tr> <tr> <td rowspan="5">8</td> <td>6760</td> <td>1,8</td> </tr> <tr> <td>10140</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>13520</td> <td>2,1</td> </tr> <tr> <td>16900</td> <td>2,2</td> </tr> <tr> <td>20280</td> <td>2,3</td> </tr> <tr> <td rowspan="5">10</td> <td>8450</td> <td>1,8</td> </tr> <tr> <td>12675</td> <td>2,2</td> </tr> <tr> <td>1690</td> <td>2,2</td> </tr> <tr> <td>21125</td> <td>2,4</td> </tr> <tr> <td>25350</td> <td>2,5</td> </tr> <tr> <td rowspan="5">13</td> <td>10985</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>16478</td> <td>2,2</td> </tr> <tr> <td>21970</td> <td>2,4</td> </tr> <tr> <td>27462</td> <td>2,5</td> </tr> <tr> <td>32955</td> <td>2,5</td> </tr> <tr> <td rowspan="5">15</td> <td>12675</td> <td>2,2</td> </tr> <tr> <td>19013</td> <td>2,4</td> </tr> <tr> <td>24350</td> <td>2,5</td> </tr> <tr> <td>31684</td> <td>2,6</td> </tr> <tr> <td>38025</td> <td>2,7</td> </tr> </tbody> </table>	mm	KRH [m ³]	h [m]	5	4225	1,5	6338	1,7	8450	1,8	10562	2	12675	2,2	8	6760	1,8	10140	2	13520	2,1	16900	2,2	20280	2,3	10	8450	1,8	12675	2,2	1690	2,2	21125	2,4	25350	2,5	13	10985	2	16478	2,2	21970	2,4	27462	2,5	32955	2,5	15	12675	2,2	19013	2,4	24350	2,5	31684	2,6	38025	2,7
mm	KRH [m ³]	h [m]																																																									
5	4225	1,5																																																									
	6338	1,7																																																									
	8450	1,8																																																									
	10562	2																																																									
	12675	2,2																																																									
8	6760	1,8																																																									
	10140	2																																																									
	13520	2,1																																																									
	16900	2,2																																																									
	20280	2,3																																																									
10	8450	1,8																																																									
	12675	2,2																																																									
	1690	2,2																																																									
	21125	2,4																																																									
	25350	2,5																																																									
13	10985	2																																																									
	16478	2,2																																																									
	21970	2,4																																																									
	27462	2,5																																																									
	32955	2,5																																																									
15	12675	2,2																																																									
	19013	2,4																																																									
	24350	2,5																																																									
	31684	2,6																																																									
	38025	2,7																																																									
Drosselöffnungen [DN mm]:	450; 600; 700; 800; 850;																																																										



5KRHvu			
5 unterschiedliche KRH, unregelmäßig im Gebiet angeordnet, verschieden große Einzugsgebiete. Fließschema für alle Systeme gleich.			
KRHvu11: 4 mm KRHvu7: 6,1 mm Vol. [m³] / Einstauhöhe h [m]:		I: 6000/1,6 II: 4000/1,5 III : 8000/1,8 IV: 8000/1,8 V: 18.000/2,2	
5KRHvu11: Fläche 11 km², sV: 4 mm			
FN-Fläche [km²]	FN1: 1,5 FN2: 1 FN3: 0,5 FN4: 2 FN5: 2 FN6: 2 FN7: 1,5 FN8: 0,5		
5KRHvu7: Fläche 7,2 km², sV: 3,5; 6,1 u. 8 mm 6,1 mm: KRH s. oben			
FN-Fläche [km²]	FN1: 1,15 FN2: 0,8 FN3: 0,4 FN4: 1,5 FN5: 1,5 FN6: 1,2 FN7: 0,4 FN8: 0,25		
KRH: sV[mm] Volumen [m³] Einstauhöhe [m]	mm	Vol [m³]	h[m]
	3,5	3.460	1,4
		2.300	1,4
		4.600	1,5
		4.600	1,5
		10.390	2
	8	9.200	1,8
		6.180	1,6
		12.260	2
		12.260	2
		27.700	2,6
5KRHvu8 und 5KRHvu20: nächste Seite			

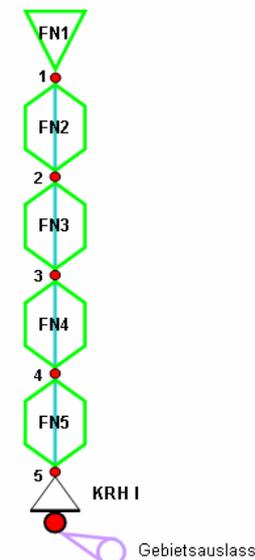


Fortsetzung 5KRHvu			
5KRHvu8: Fläche: 8,45 km ² , sV 5,2 mm (KRH: s. oben) und 3 mm			
FN-Fläche [km ²]	FN1: 1,15 FN2: 0,8 FN3: 0,4 FN4: 1,5 FN5: 1,5 FN6: 1,5 FN7: 1,2 FN8: 0,4		
KRH: sV[mm] Volumen [m ³] Einstauhöhe [m]	mm	Vol [m³]	h[m]
	3	3.450 2.400 4.500 4.500 10.500	1,4 1,4 1,5 1,5 2
5KRHvu20: Fläche: 20 km ² sV: 4, 5 und 6 mm			
FN-Fläche [km ²]	FN1: 2,5 FN2: 3 FN3: 1 FN4: 4 FN5: 1 FN6: 5 FN7: 1 FN8: 2,5		
KRH: sV[mm] Volumen [m ³] Einstauhöhe [m]	mm	Vol [m³]	h[m]
	4	10.000 12.000 16.000 20.000 22.000	2 2 2,2 2,4 2,4
	5	12.500 15.000 20.000 25.000 27.500	2 2,2 2,4 2,5 2,6
	6	15.000 18.000 24.000 30.000 33.000	2,2 2,2 2,4 2,6 2,7

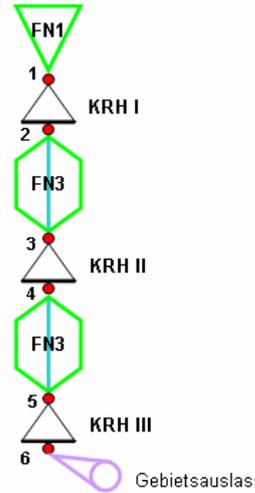


Fiktivsysteme auf Basis UG Thalfanger Bach

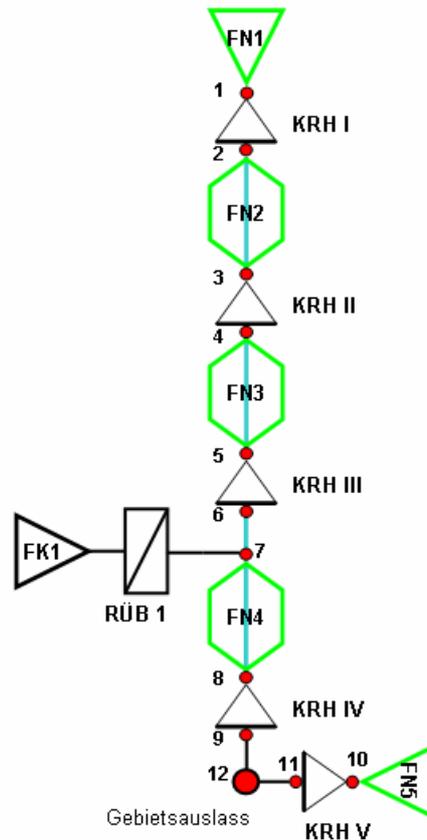
1KRHT	
Fläche Einzugsgebiet:	17,0 km ²
1 KRH	
sV 1 mm: Volumen / Einstauhöhe	17.000 m ³ / 2,2 m
sV 2 mm: Volumen / Einstauhöhe	34.000 m ³ / 2,4 m
sV 3 mm: Volumen / Einstauhöhe	50.700 m ³ / 2,8 m
sV 4,4 mm: Volumen / Einstauhöhe	74.800 m ³ / 3 m
Drosselöffnung:	DN 750 mm
Simulation mit 5 gleichen Teilgebieten ohne KRH, damit bei allen Systemen der gleiche maximale Abfluss ohne KRH simuliert wird.	



3KRHT	
3 unterschiedliche KRH, 3 verschieden große FN	
Fläche Einzugsgebiet:	17,0 km ²
FN [km ²]	1: 6 2: 4 3: 7
spez. Vol. 2 mm; KRH: Vol. [m ³]/ Einstauhöhe [m]	I: 8.000 / 1,6 II: 23.000 / 2 III: 3.000 / 1,6
spez Vol 4 mm; KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]	I: 18.000 / 2,2 II: 28.000 / 2,6 III: 22.000 / 2,4
spez Vol 6 mm; KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]	I: 21.000 / 2 II: 46.000 / 2,6 III: 35.000 / 2,4
spez Vol 8 mm; KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]	I: 45.300 / 2,8 II: 46.000 / 2,6 III: 45.300 / 2,8
Drösselöffnungen [DN mm]	500; 600; 750



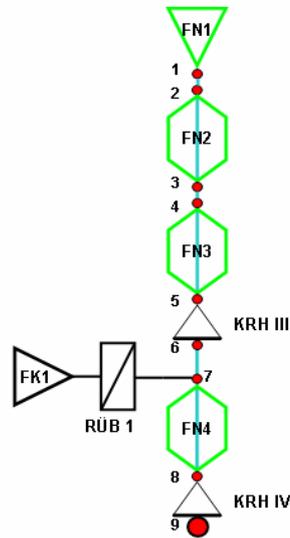
ThalKRH / ThalKRHR	
Wie UG Thalfanger Bach bis Kn 12 (letztes KRH), 5 KRH unterschiedlicher Größe Teilflächen: unverändert UG Thalfang, FN 6 nicht berücksichtigt	
Berechnungsvarianten mit FK1/RÜB (ThalKRHR) und ohne FK1/RÜB (ThalKRH)	
KRH: wie im UG Thalfanger Bach, nur Volumen und Einstauhöhe variiert.	
Einstauhöhen und Beckenvolumina: zufällig	
Basisabfluss: nach Faustwert 10 l/s/km ² .	
Angabe sV: mit FK1, RÜB / ohne FK1, RÜB	
Fläche Einzugsgebiet:	15,4 km ²
DN [mm]:	250; 400; 500; 700; 350
Größe Teilflächen [km ²]:	FN1: 1 FN2: 2,1 FN3: 2,4 FN4: 6,8 FN5: 2,3 FK1: 0,8
sV 1,4 / 1,5 mm; KRH: Vol. [m ³] Einstauhöhe h [m]	I: 3000 / 1,2 II: 3000 / 1,4 III: 5900 / 1,6 IV: 5.000 / 1,8 V: 5.000 m ³ / 1,8
sV 3,3 / 3,5 mm; KRH: Vol. [m ³] Einstauhöhe h [m]	I: 3.000 / 1,2 II: 3.000 / 1,4 III: 25.000 / 2 IV: 10.000 / 1,8 V: 10.000 / 2,2
sV 4,7 / 4,9 mm; KRH: Vol. [m ³] Einstauhöhe h [m]	I: 7.000 / 1,4 II: 10.000 / 1,8 III: 15.000 / 2 IV: 23.100 / 2,2 V: 16.600 / 2,6
sV 5 / 5,2 mm KRH: Vol. [m ³] Einstauhöhe h [m]	I: 6.000 / 1,2 II: 7.000 / 1,2 III: 25.000 / 2,4 IV: 28.500 / 2,4 V: 10.000 / 2,2
sV 6,2 / 6,5 mm; KRH: Vol. [m ³] Einstauhöhe h [m]	I: 7.000 / 1,4 II: 10.000 / 1,8 III: 38.200 / 2 IV: 23.100 / 2,2 V: 16.600 / 2,6
sV 7 / 7,4 mm; KRH: Vol. [m ³] Einstauhöhe h [m]	I: 7000 / 1,4 II: 10.000 / 1,8 III: 38.200 / 2 IV: 36.000 / 2,2 V: 16.600 / 2,6
sV 8,1 / 8,5 mm; KRH: Vol. [m ³] Einstauhöhe h [m]	I: 10.000 / 1,6 II: 12.000 / 1,8 III: 50.000 / 2,8 IV: 50.000 / 2,8 V: 16.600 / 2,6



4KRHT / 4KRHTR	
wie ThalKRH, nur bis Knoten 9/KRHIV Berechnungsvarianten ohne und mit FK1/RÜB. KRH wie ThalKRH bzw. ThalKRHR sV ohne FK1, RÜB / mit FK1, RÜB	
Fläche Einzugsgebiet:	12,3 km ²
4 KRH unterschiedlicher Größe, hintereinander	
Größe Teilflächen	wie ThalKRH
KRH, Volumen und Einstauhöhe I, II, III und IV wie ThalKRH. Durch andere Flächengröße etwas niedrigere sV	
sV [mm]:	1,4 / 1,3 3,3 / 3,1 4,5 / 4,2 5,4 / 5,1 6,4 / 6,0 7,4 / 7,0 8,8 / 8,2

3KRHThal	
wie ThalKRH, ohne KRH I und II	
Fläche:	15,4 km ²
Größe Teilflächen [km ²]:	FN1: 1 FN2: 2,1 FN3: 2,4 FN4: 6,8 FN5: 2,3
spez Vol 4,5 mm KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]:	III: 30.000 / 2,6 IV: 34.300 / 3 V: 5.000 / 2
spez Vol 6,2 mm KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]:	III: 33.000 / 2,6 IV: 46.300 / 3 V: 15.800 / 2

2KRHThal	
wie ThalKRH, ohne KRH I, II und V	
Fläche Einzugsgebiet:	12,3 km ²
Größe Teilflächen [km ²]	FN1: 1 FN2: 2,1 FN3: 2,4 FN4: 6,8
sV 5,2 mm KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]:	III: 30.000 / 2,6 IV: 34.300 / 3
sV 6,4 mm KRH Vol. [m ³]/ Einstauhöhe h [m]:	III: 33.000 / 2,6 IV: 46.300 / 3



Anhang D:

Untersuchte Hochwasserereignisse

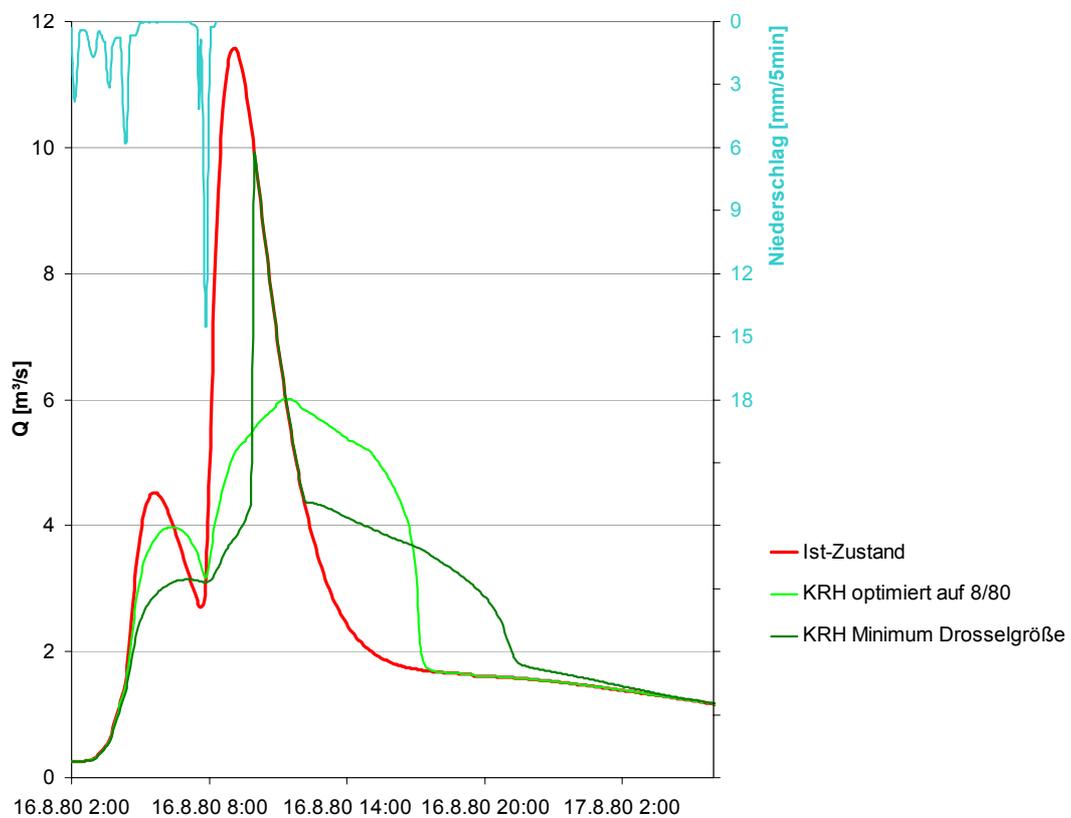
(UG Thalfanger Bach und Obere Blies)

Darstellung: Istzustand sowie Prognosezustand bei Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“.

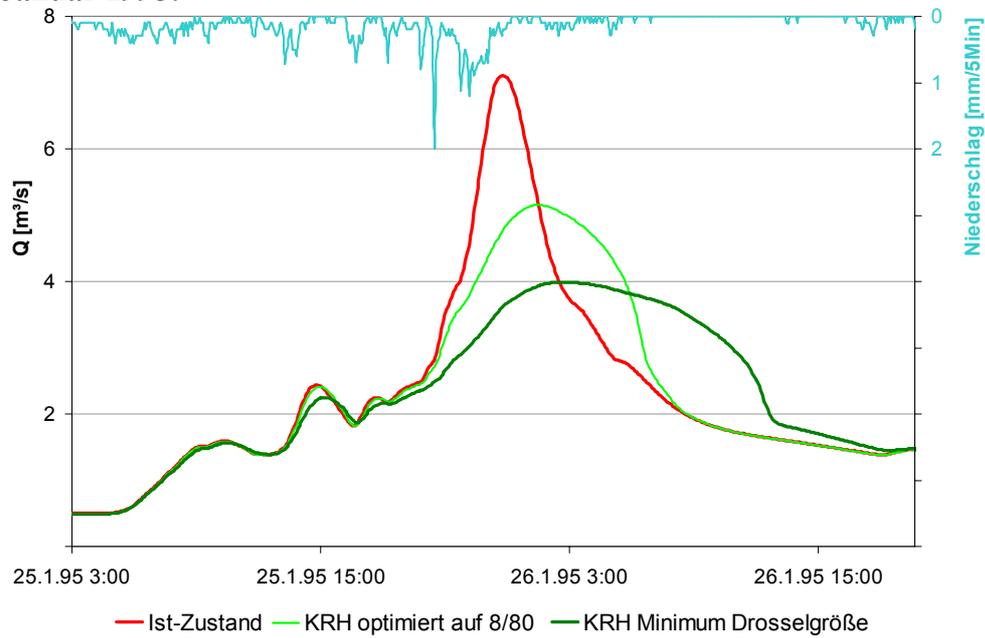
Drosselöffnung: Mindestdrosselöffnung und Drosseloptimierung

Untersuchungsgebiet Obere Blies

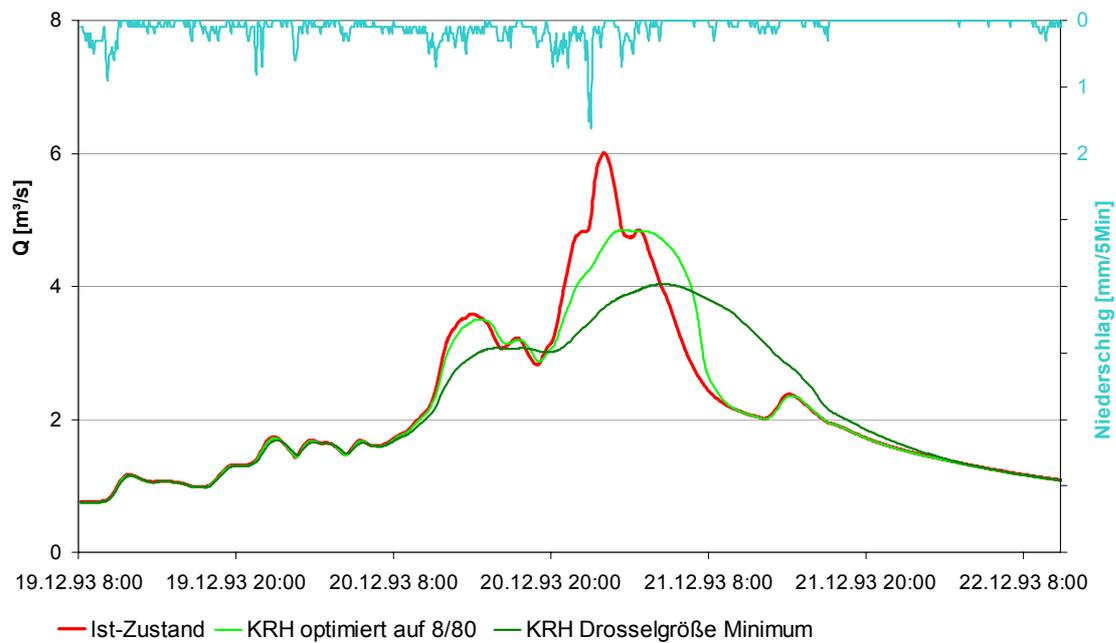
August 1980:



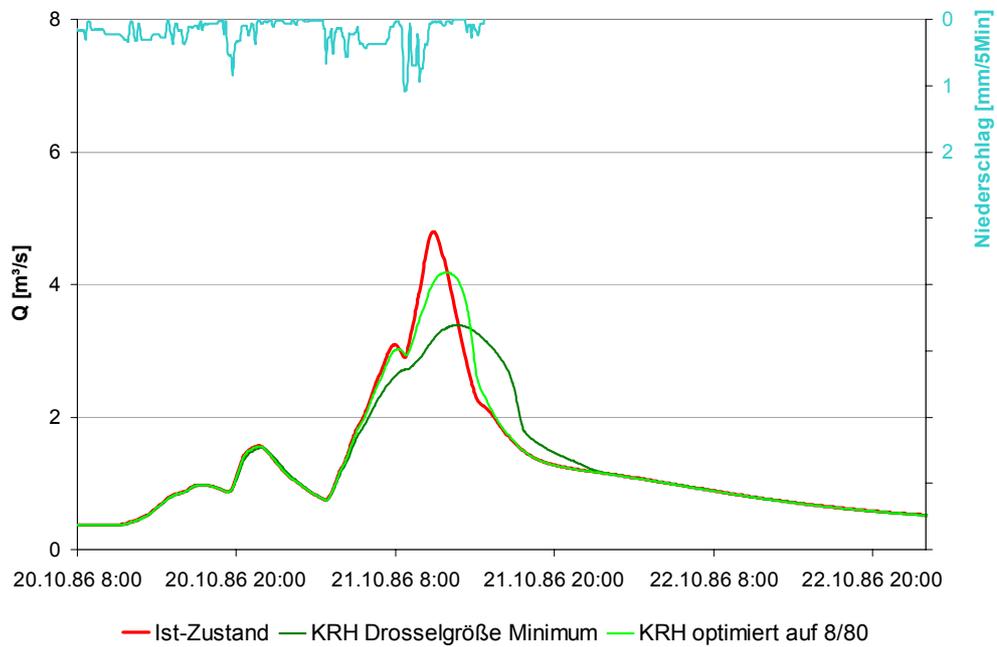
A-D.1: UG Obere Blies: Hochwasser vom August 1980. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten

Januar 1995:

A-D.2: UG Obere Blies: Hochwasser vom Januar 1995. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten

Dezember 1993:

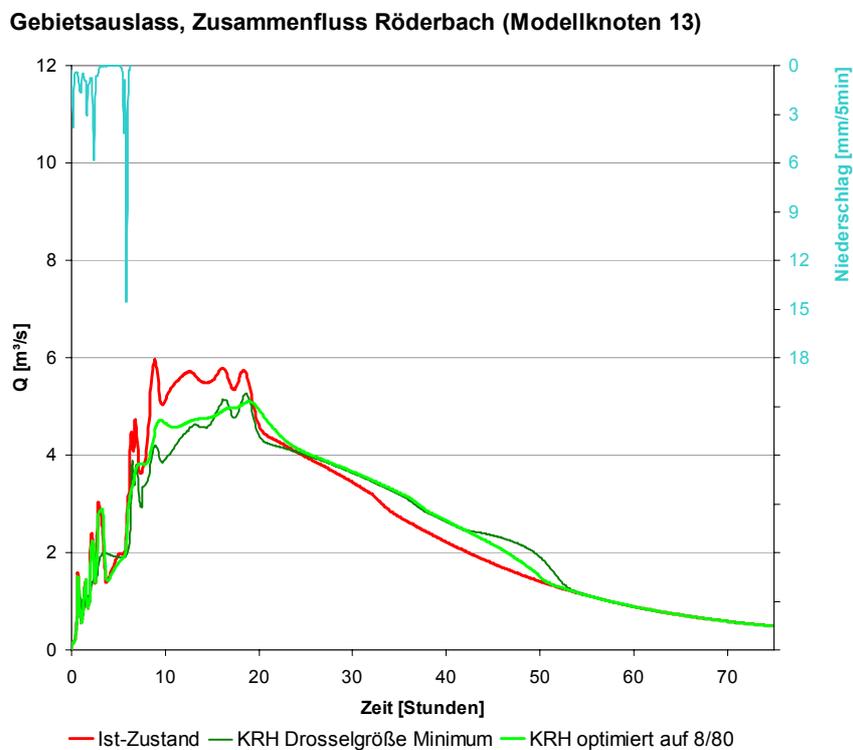
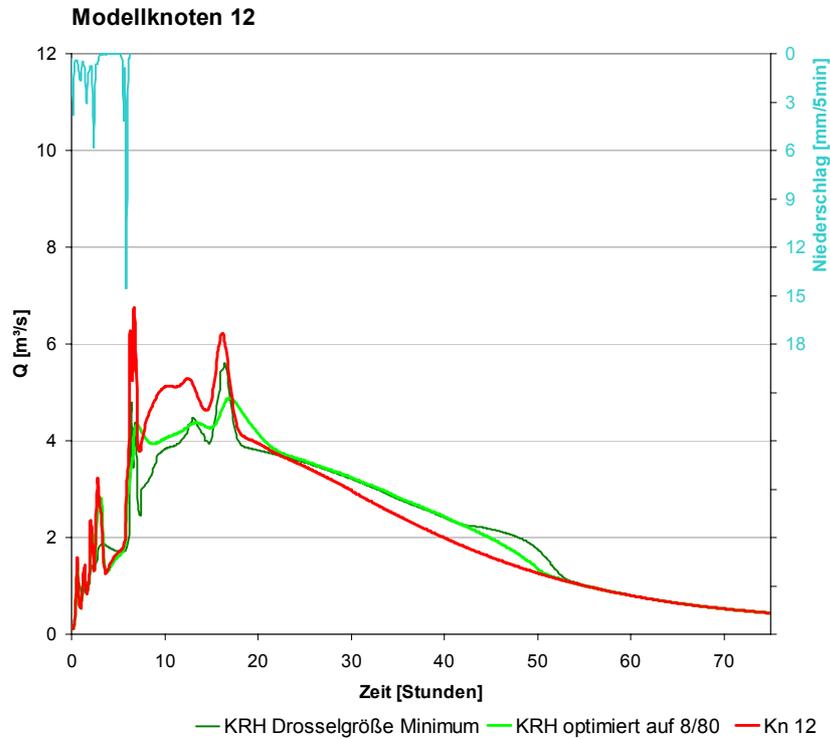
A-D.3: UG Obere Blies: Hochwasser vom Dezember 1993. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten

Oktober 1986:

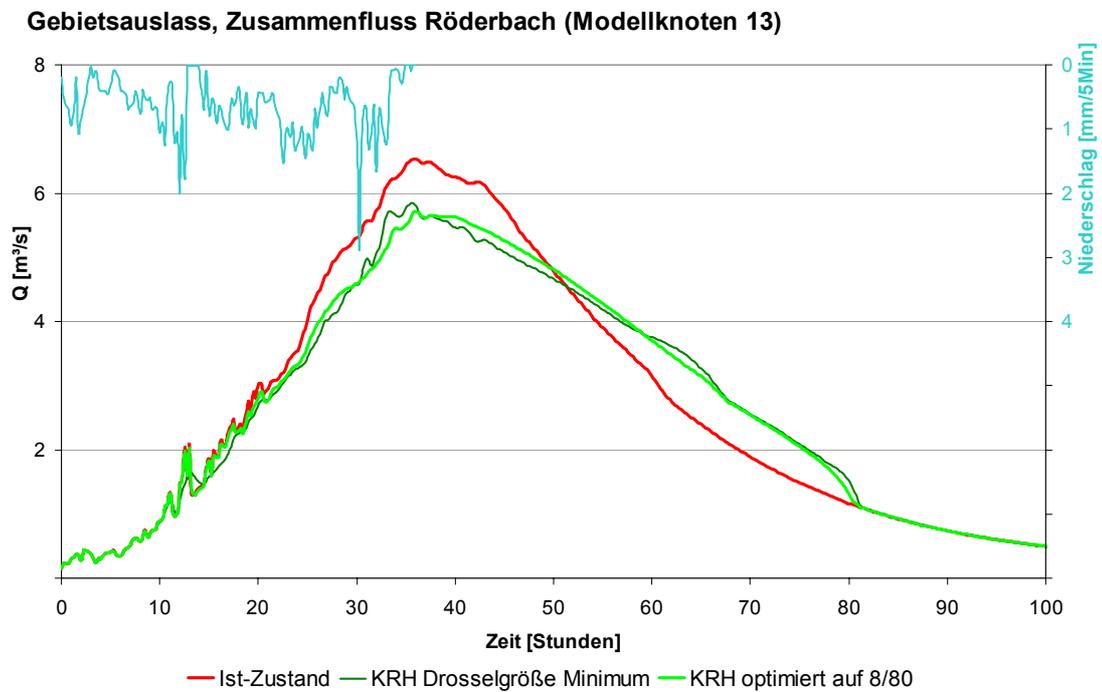
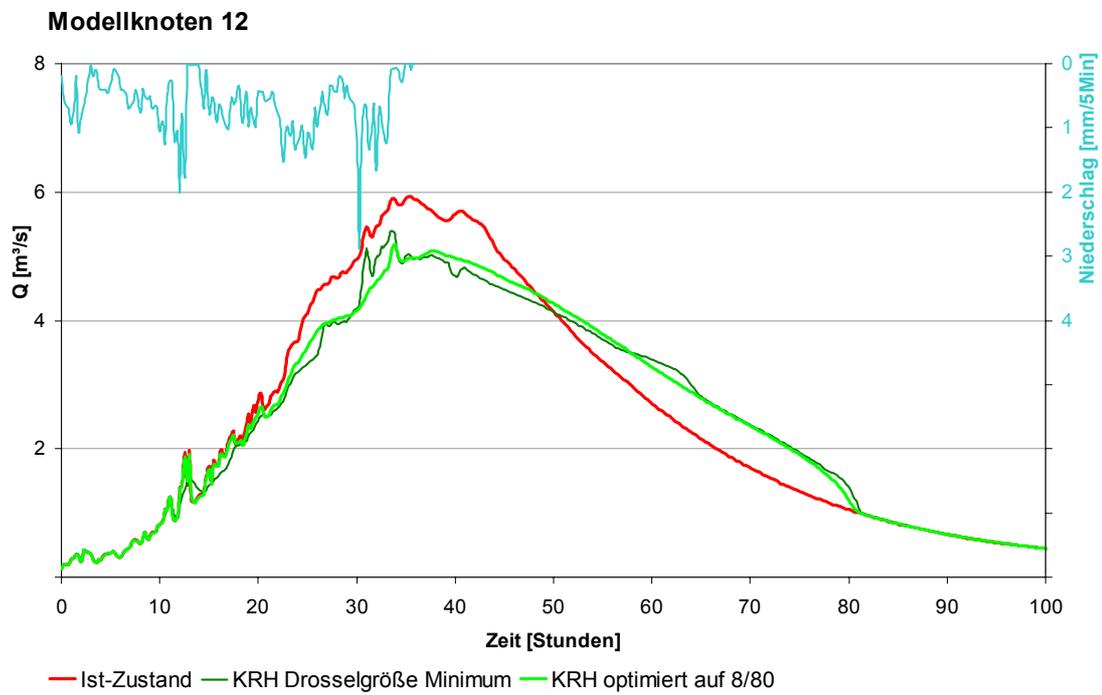
A-D.4: UG Obere Blies: Hochwasser vom Oktober 1986. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten

Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach

August 1980:

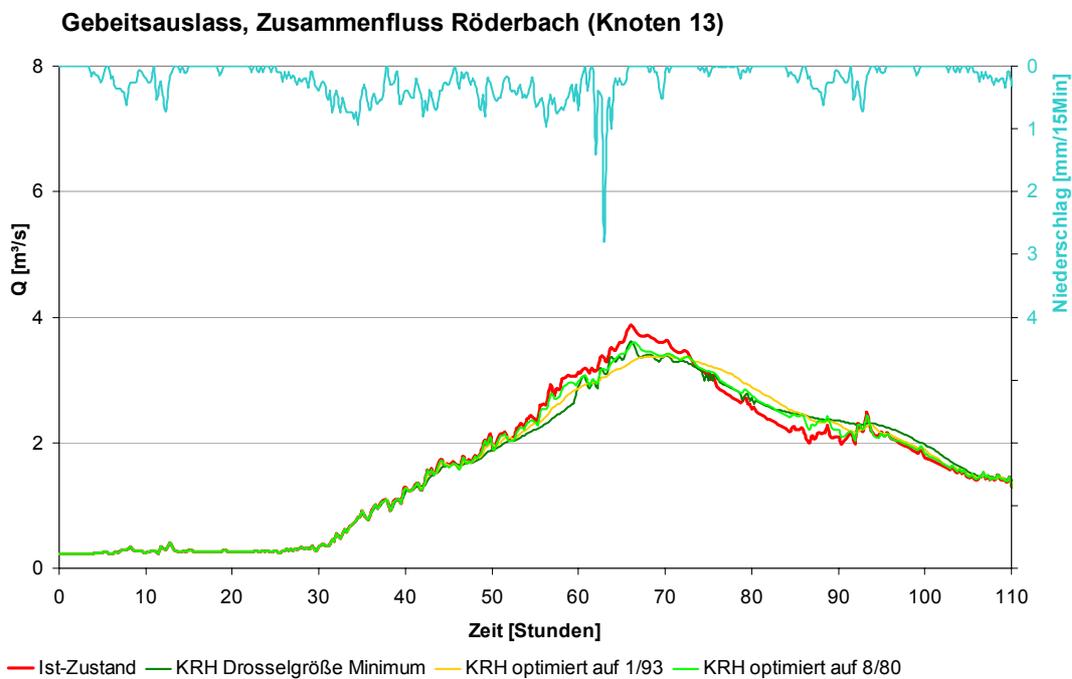
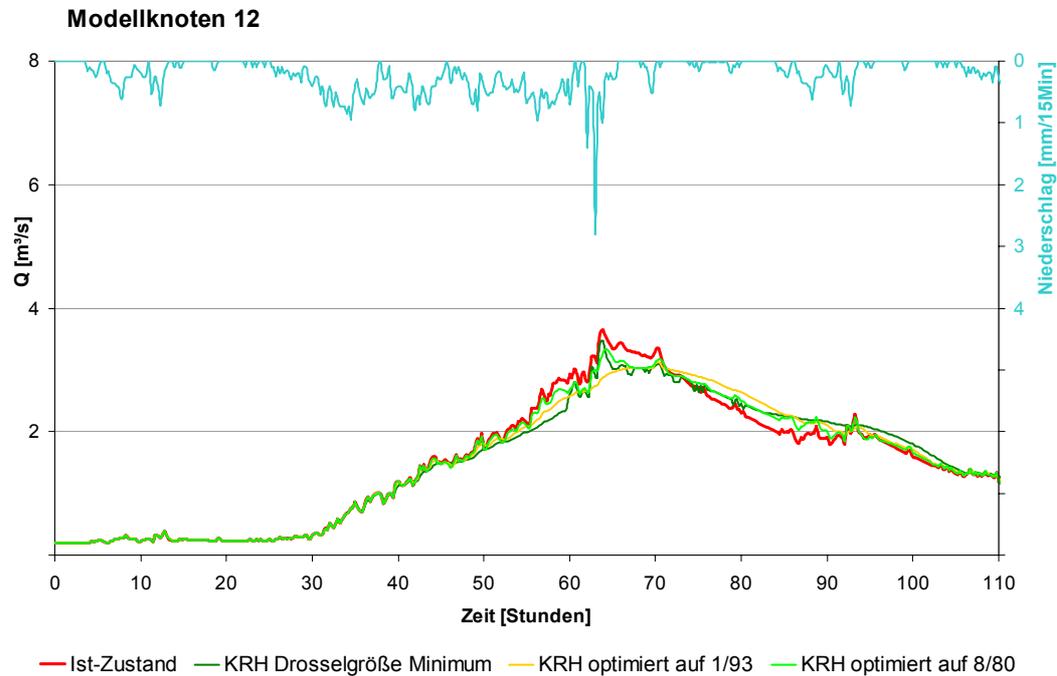


A-D.5: UG Thalfanger Bach: Hochwasser vom August 1980. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten

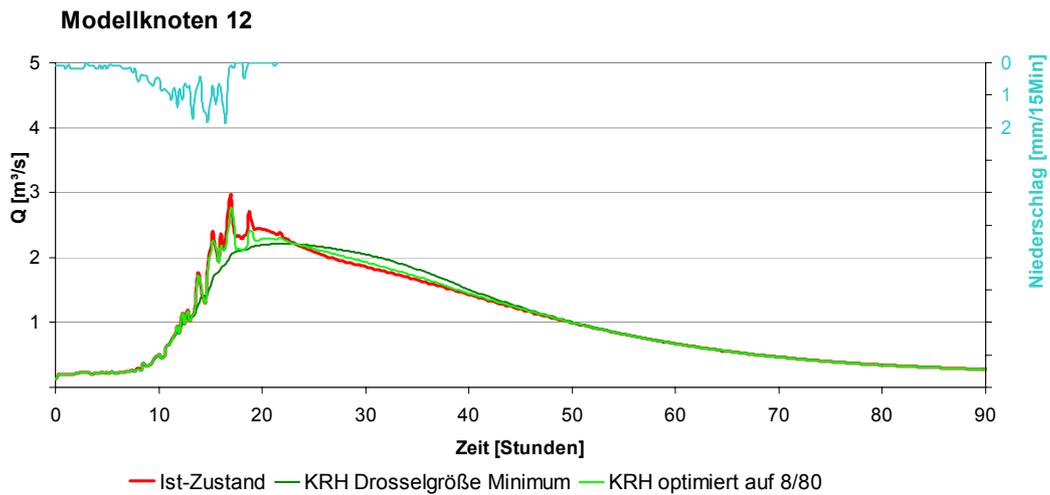
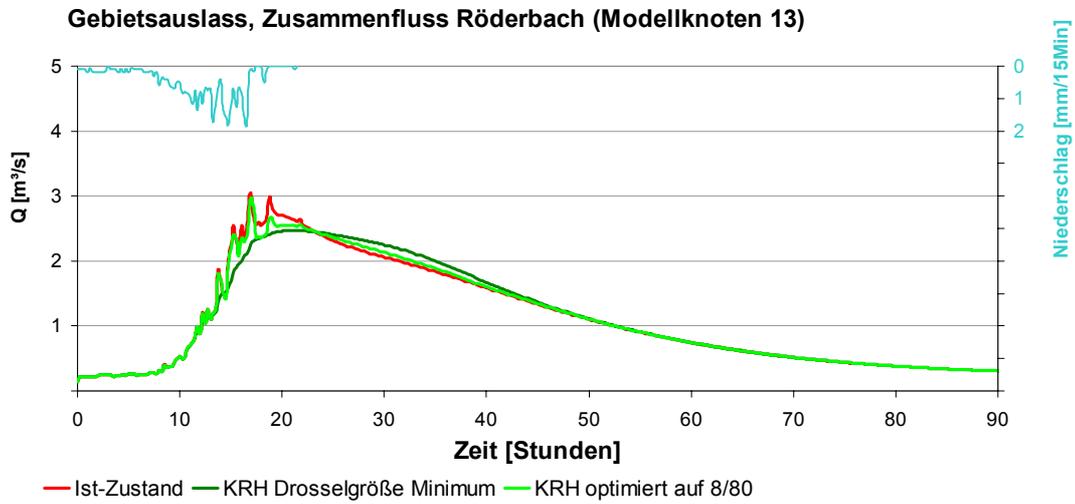
Januar 1995:

A-D.6: UG Thalfanger Bach: Hochwasser vom Januar 1995. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinsrückhalten

Dezember 1993:



A-D.7: UG Thalfanger Bach: Hochwasser vom Dezember 1993. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten

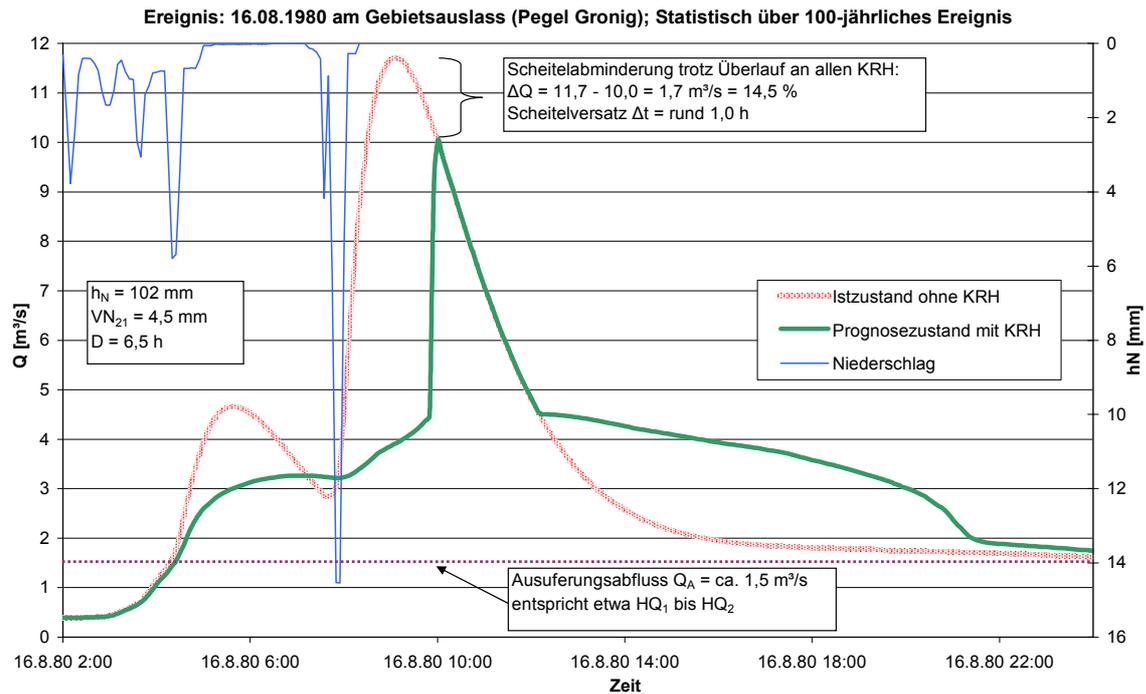
Februar 1990:

A-D.8: UG Thalfanger Bach: Hochwasser vom Februar 1990. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten

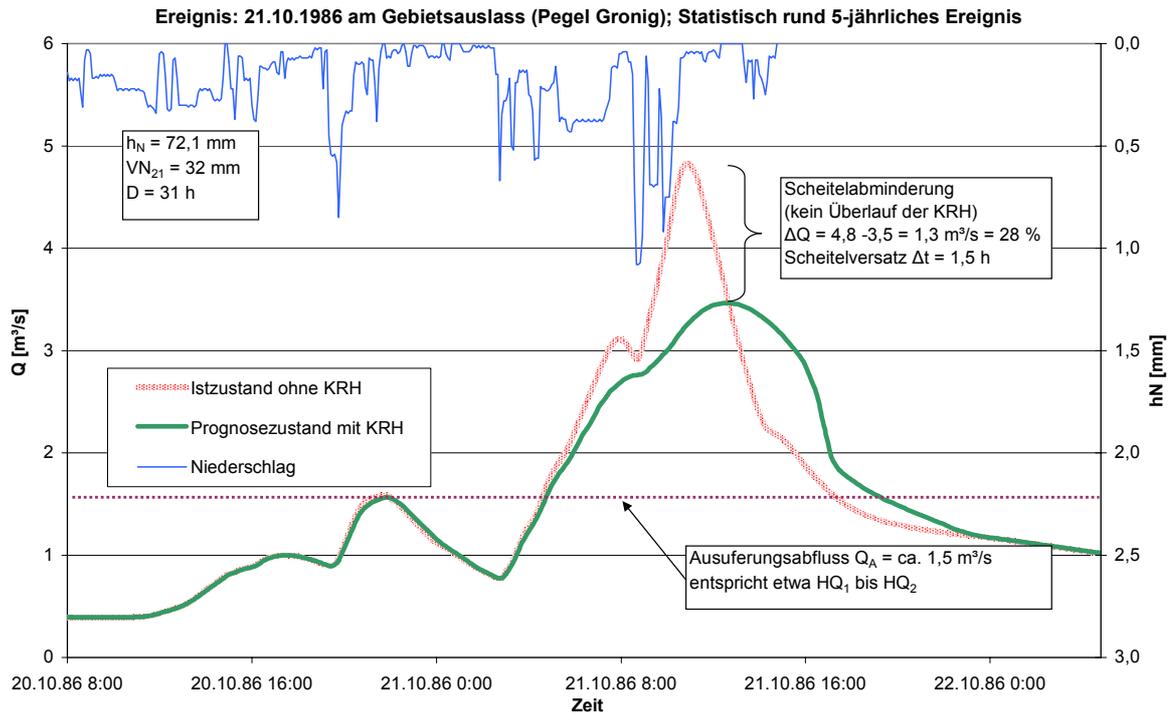
Anhang E:

Ausgewählte Simulationsergebnisse

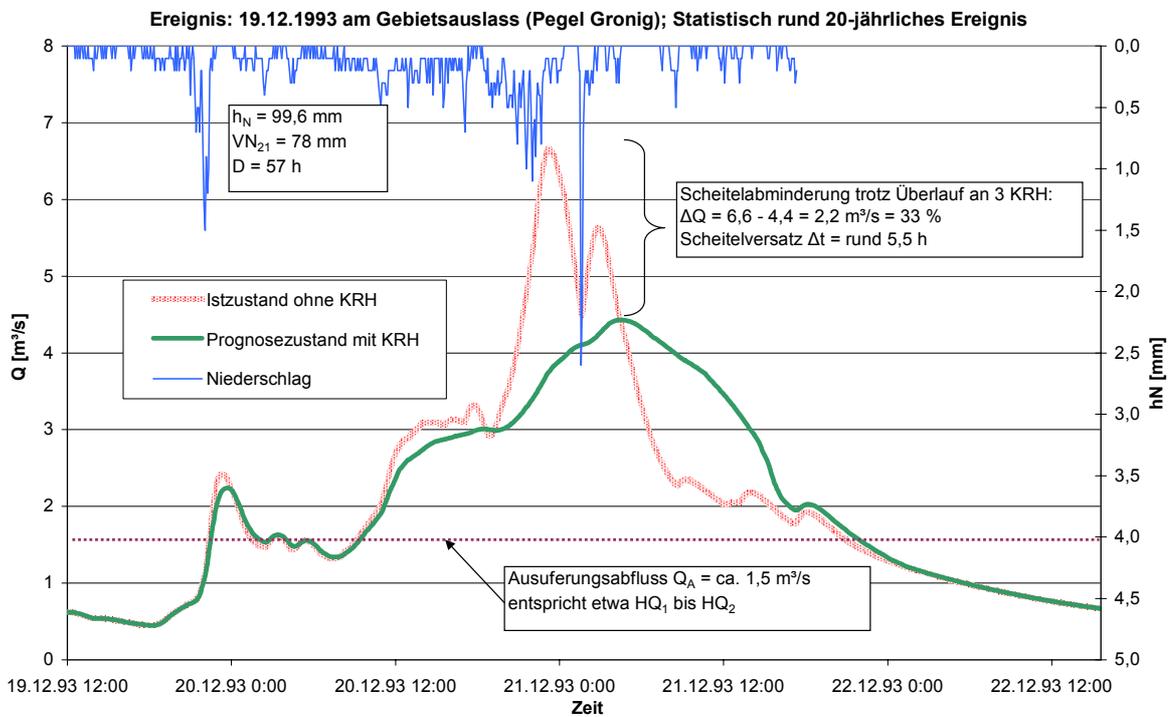
Maßnahmentyp „Kleinrückhalte“ UG Obere Blies mit Darstellung des Ausuferungsabflusses. Drosselöffnung: Mindestdrosselöffnung nach dem Ausuferungsprinzip (D_{\min})



A-E.1: UG Obere Blies: Hochwasser vom August 1980. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten



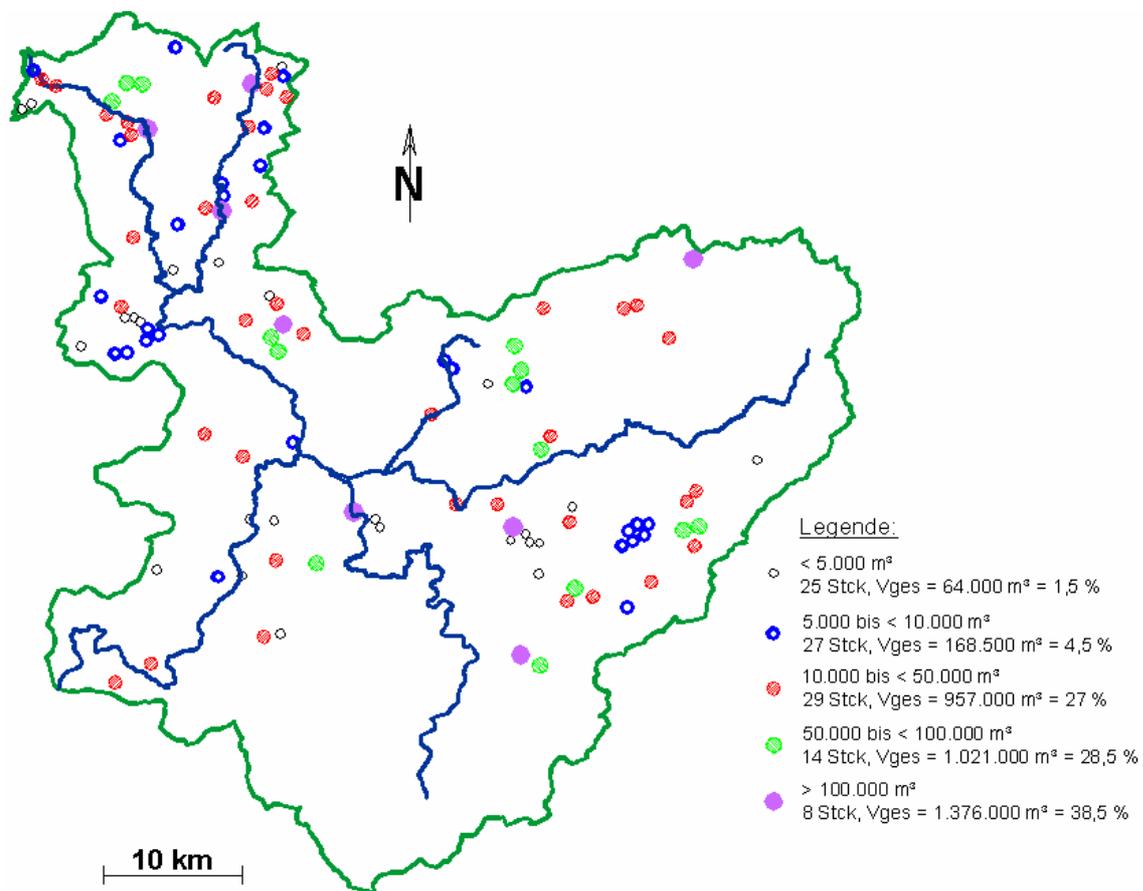
A-E.2: UG Obere Blies: Hochwasser vom Oktober 1986. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten



A-E.3: UG Obere Blies: Hochwasser vom Dezember 1993. Vergleich: Istzustand und Prognosezustand mit Kleinrückhalten

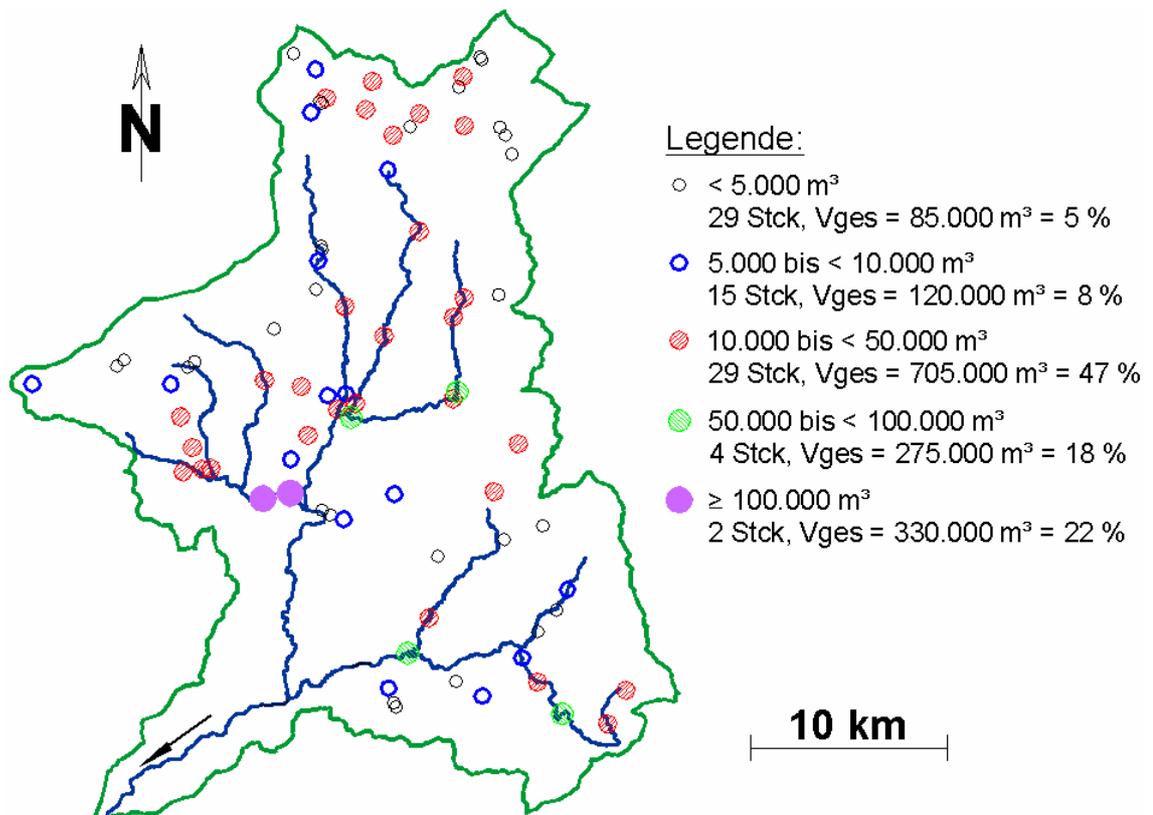
Anhang F: Geographische Verteilung potenzieller Kleinrückhalte in den UG Blies und Prims

Flussgebiet Blies



A-F.1: Geographische Verteilung potenzieller Maßnahmenstandorte im Blieseinzugsgebiet nach Auswertung vorhandener topographischer Karten (TK 25)

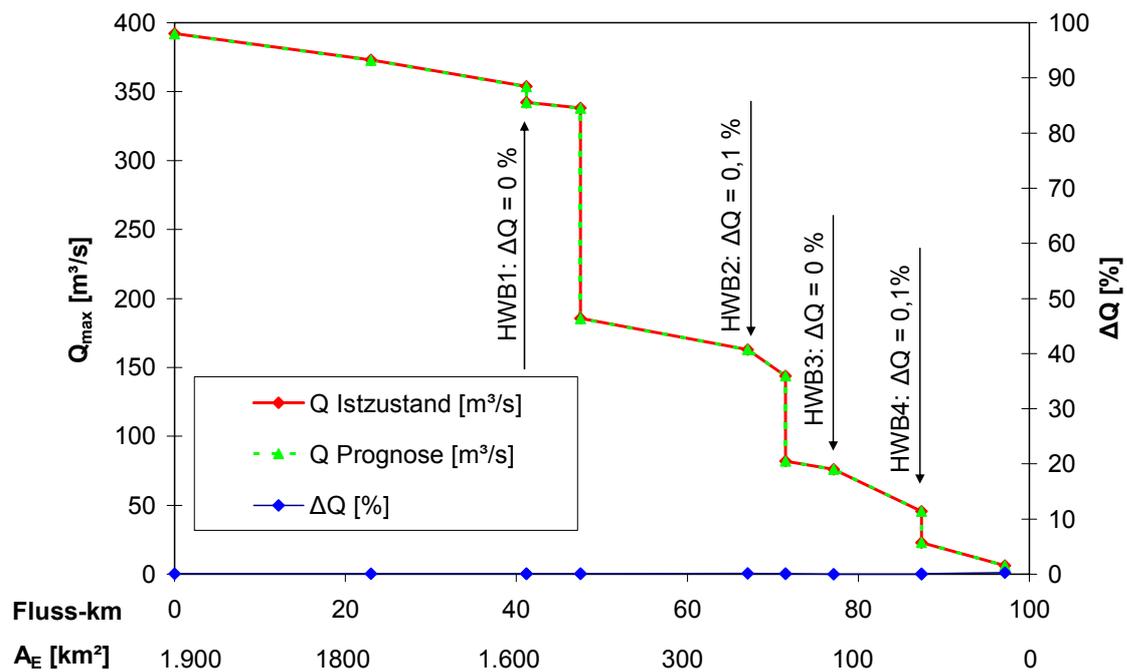
Flussgebiet Prims



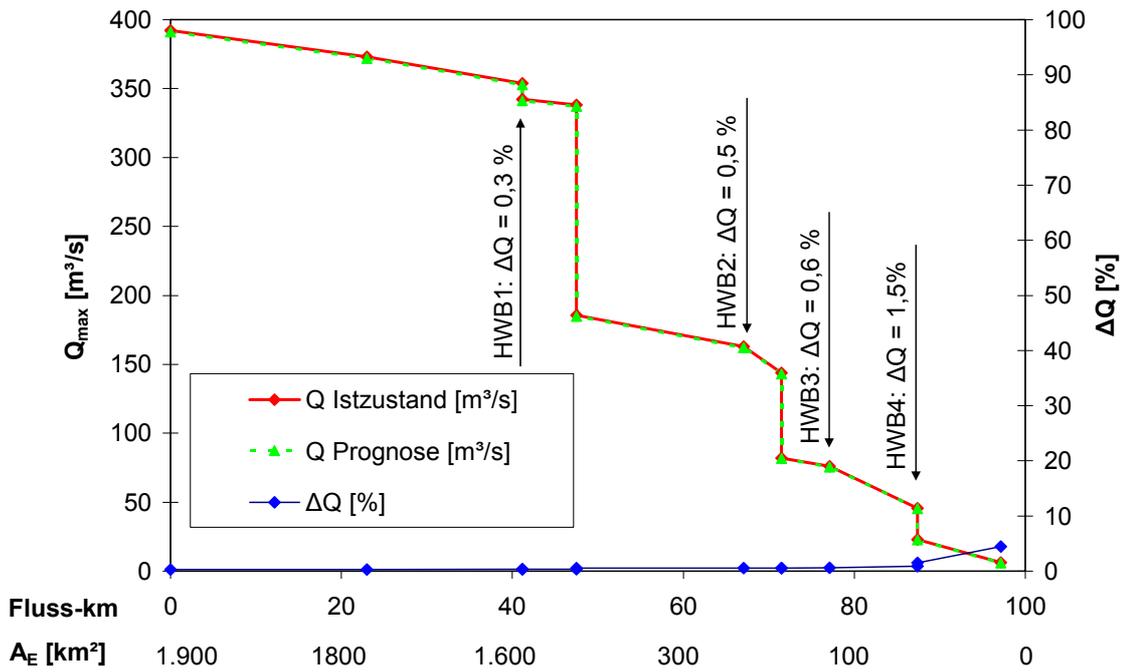
A-F.2: Geographische Verteilung potenzieller Maßnahmenstandorte im Primseinzugsgebiet (Klasse: wahrscheinlich umsetzbar gemäß Kartierung im Feld)

Anhang G: Hydrologische Längsschnitte

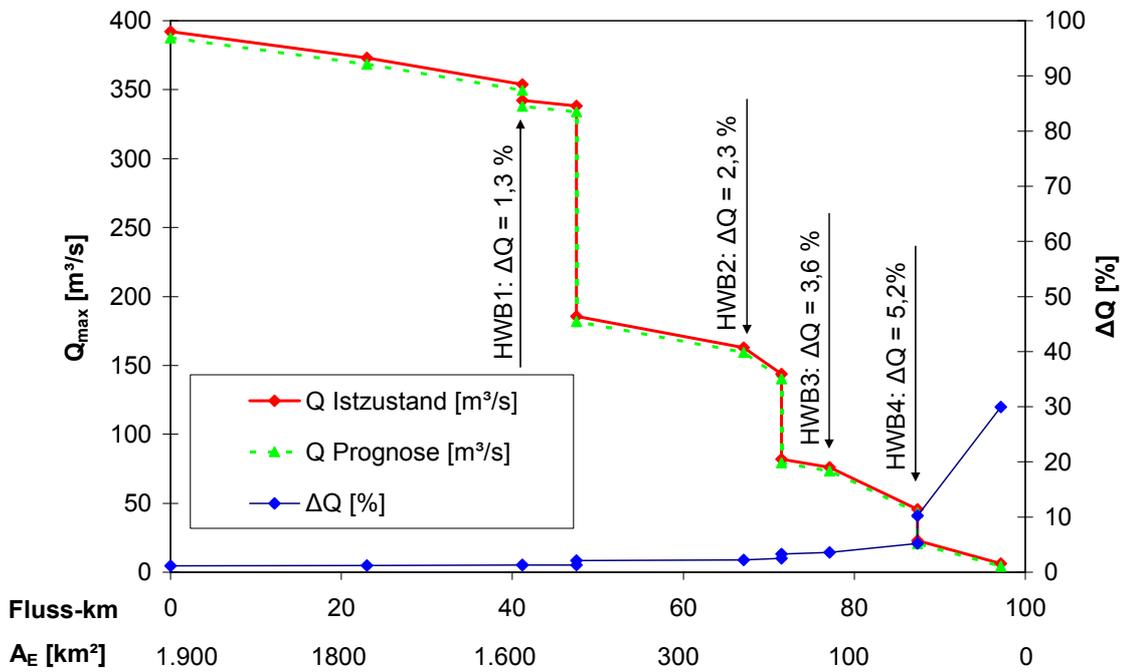
Flussgebiet Blies, Ereignis: Dezember 1993



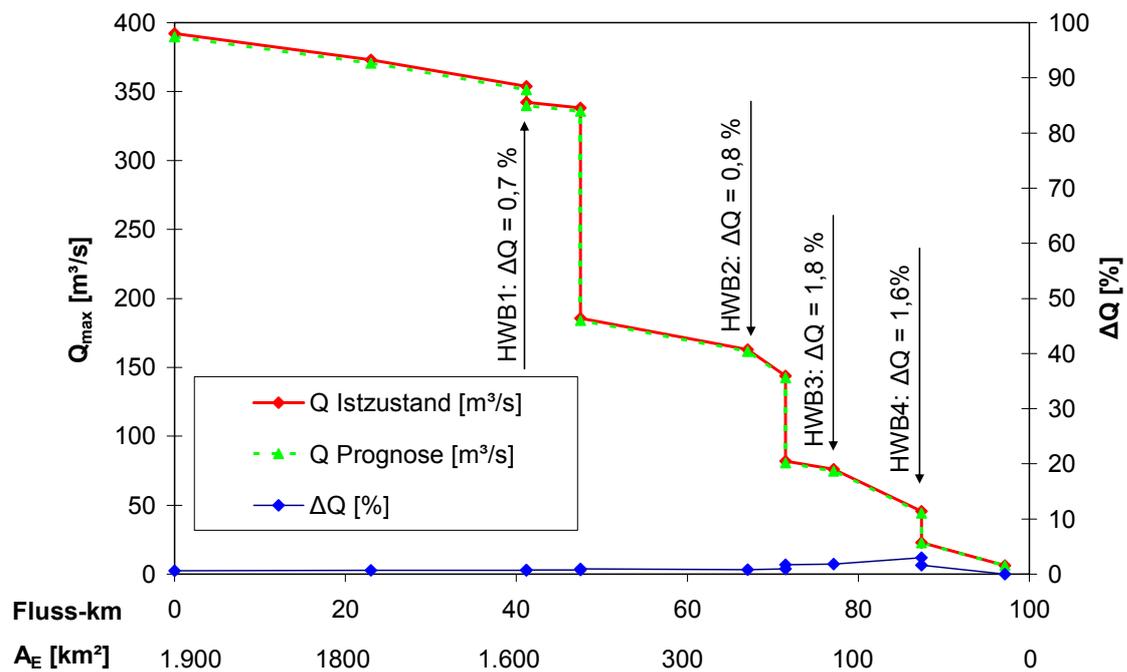
A-G.1: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse < 5.000 m^3 “



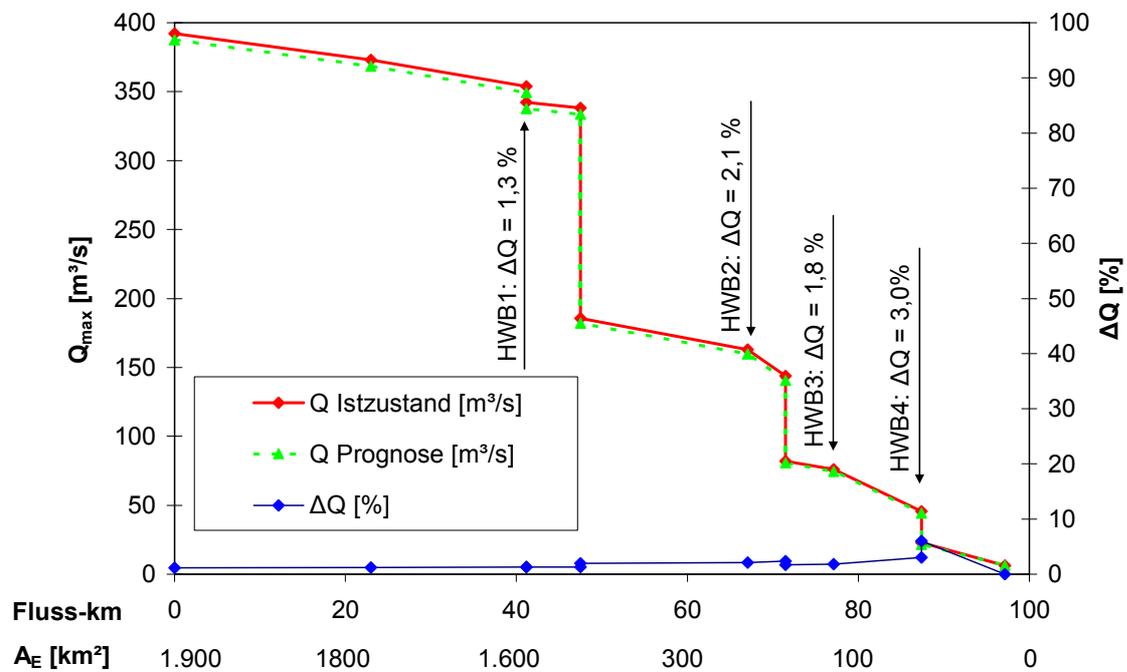
A-G.2: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 5.000 bis 10.000 m^3“



A-G.3: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 10.000 bis 50.000 m^3“

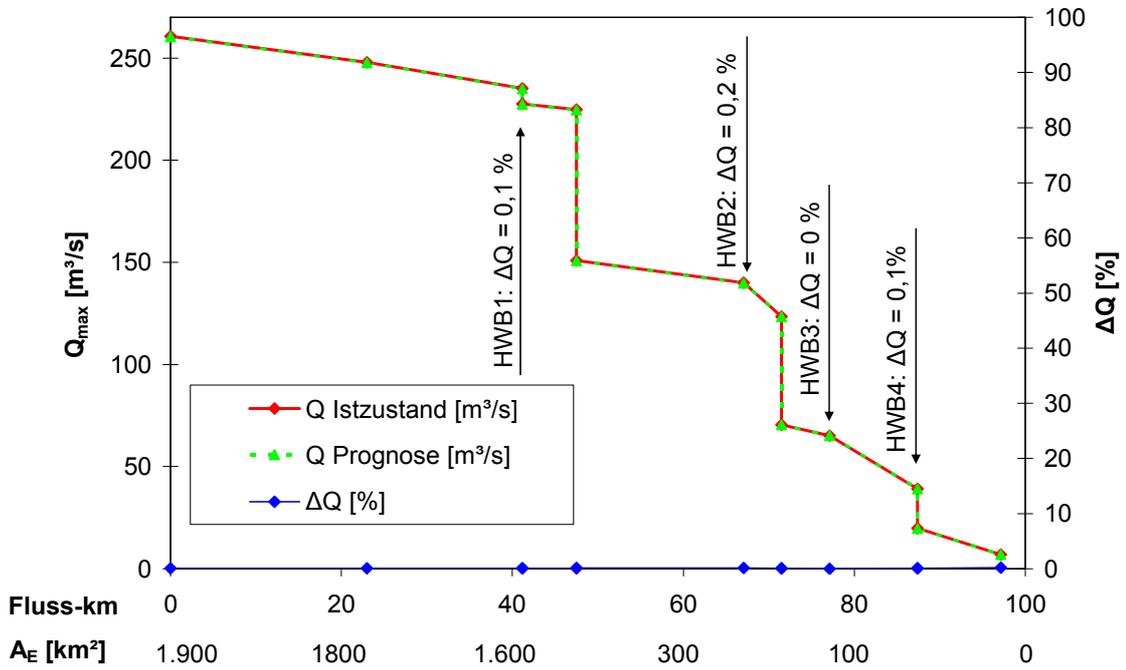


A-G.4: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 50.000 bis < 100.000 m³“

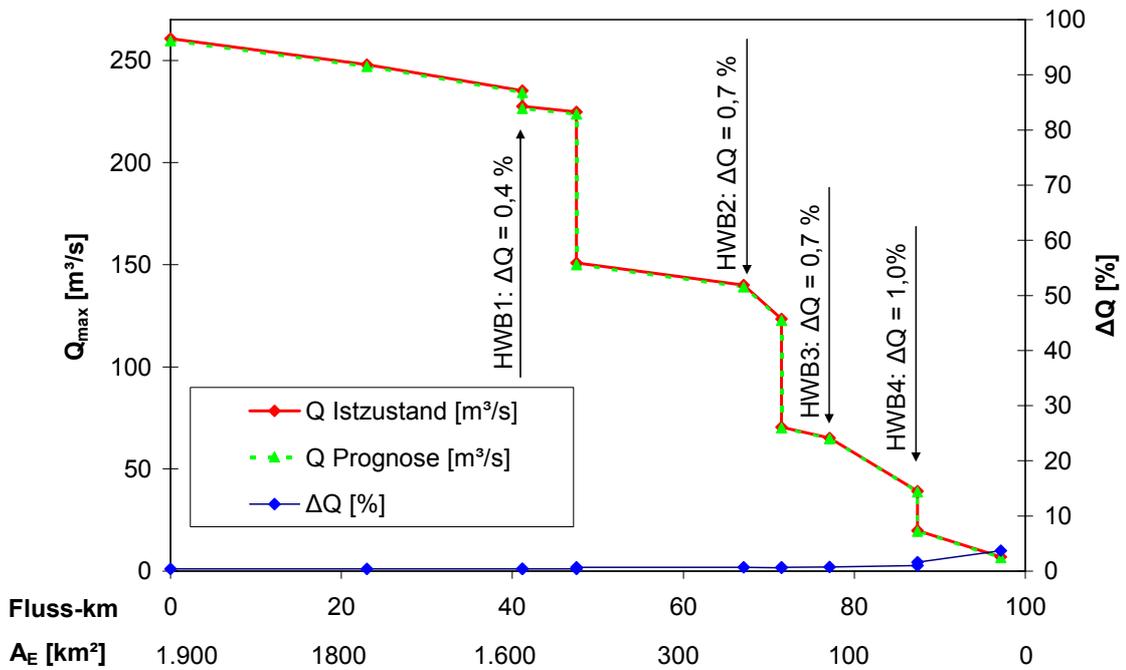


A-G.5: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse > 100.000 m³“

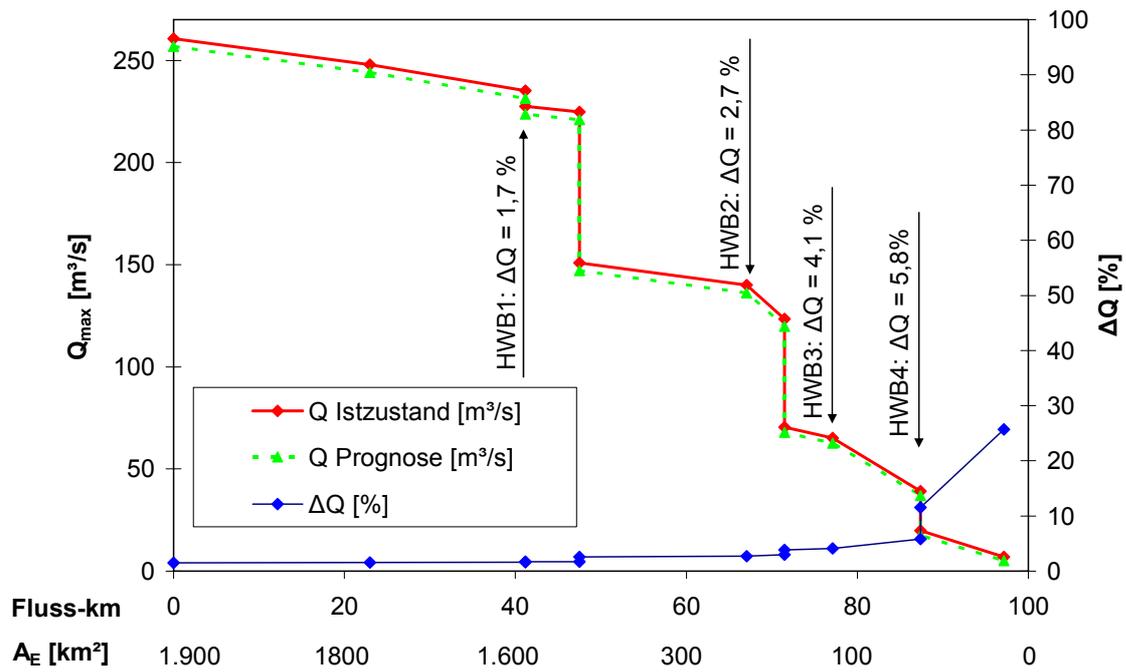
Flussgebiet Blies, Ereignis: Januar 1995



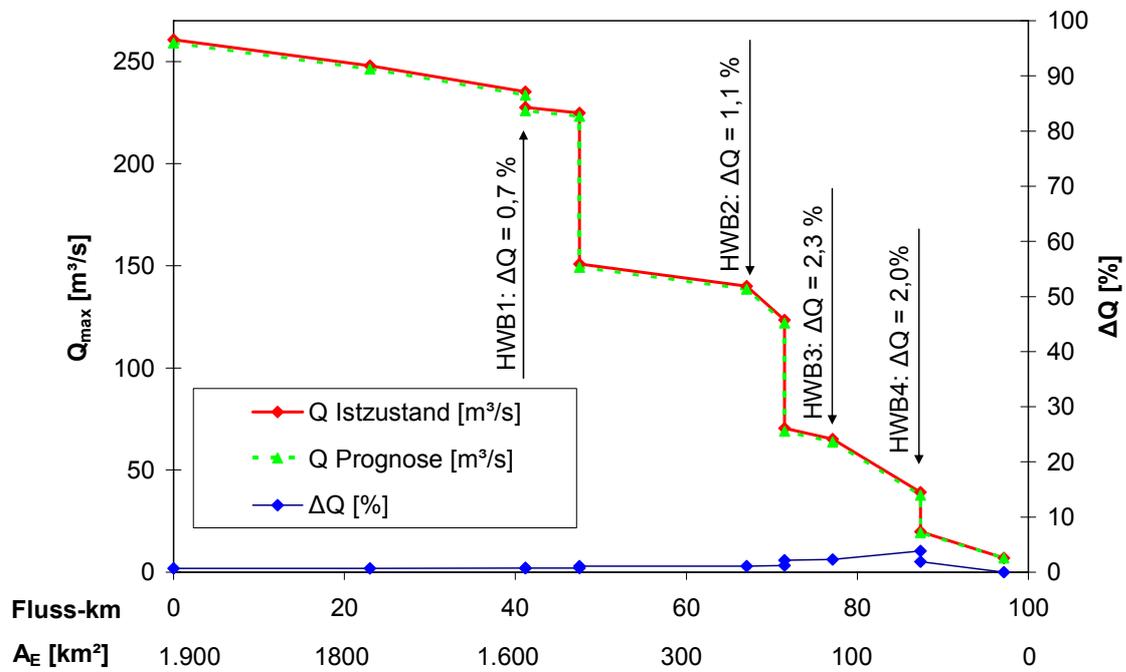
A-G.6: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse < 5.000 m³“



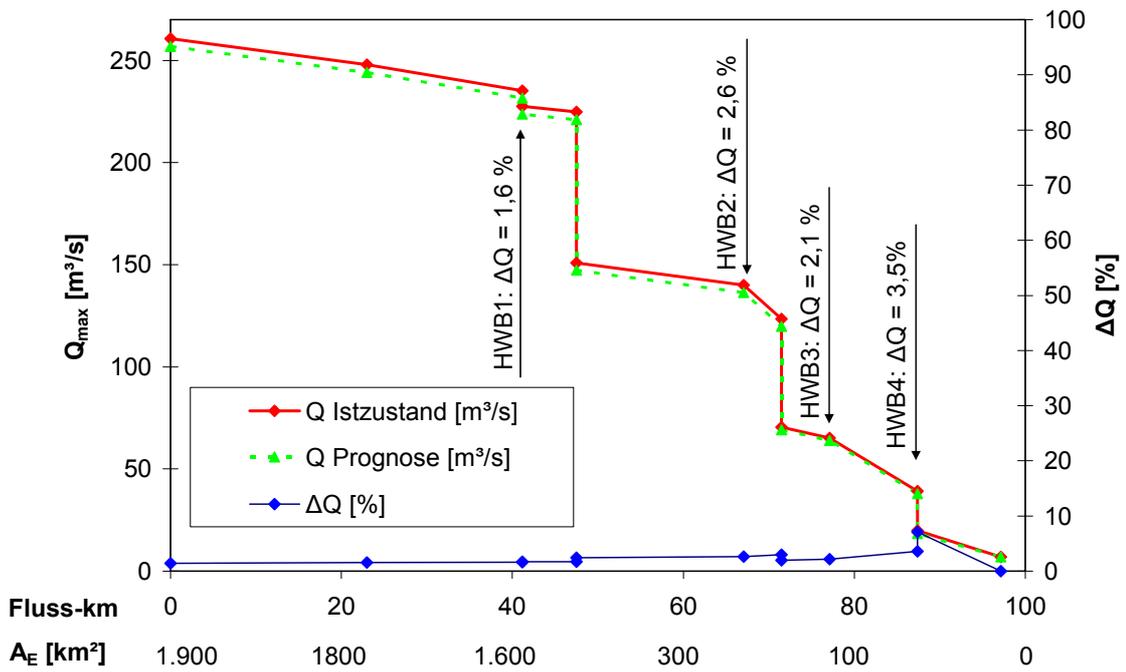
A-G.7: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 5.000 bis < 10.000 m³“



A-G.8: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 10.000 bis $50.000 m^3$“

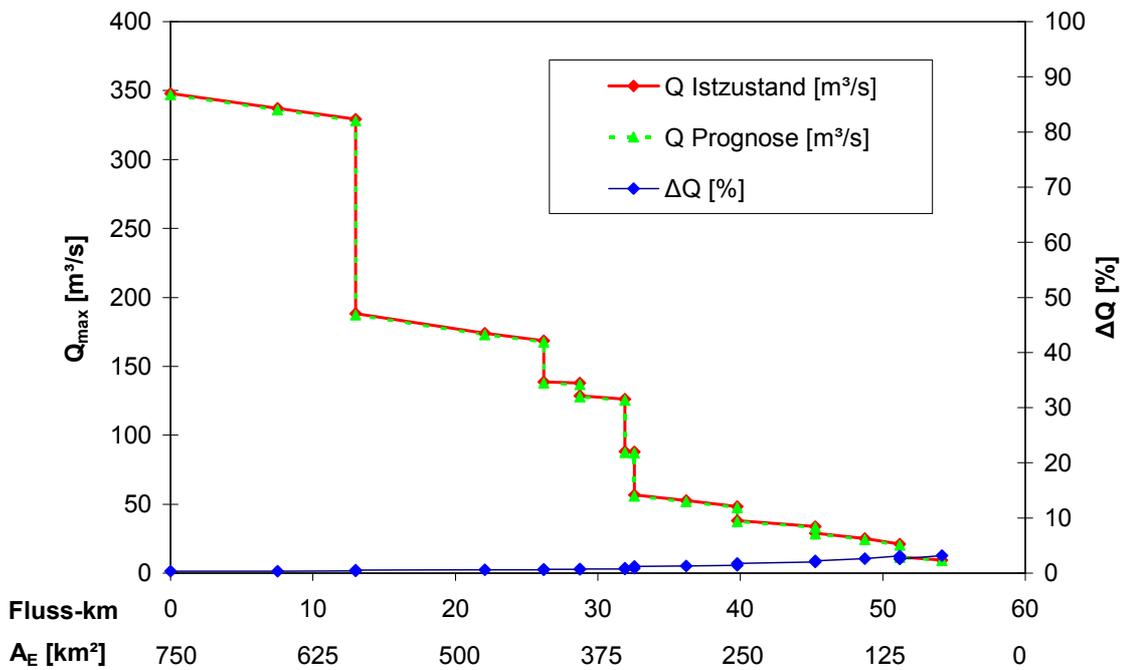


A-G.9: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 50.000 bis $100.000 m^3$“

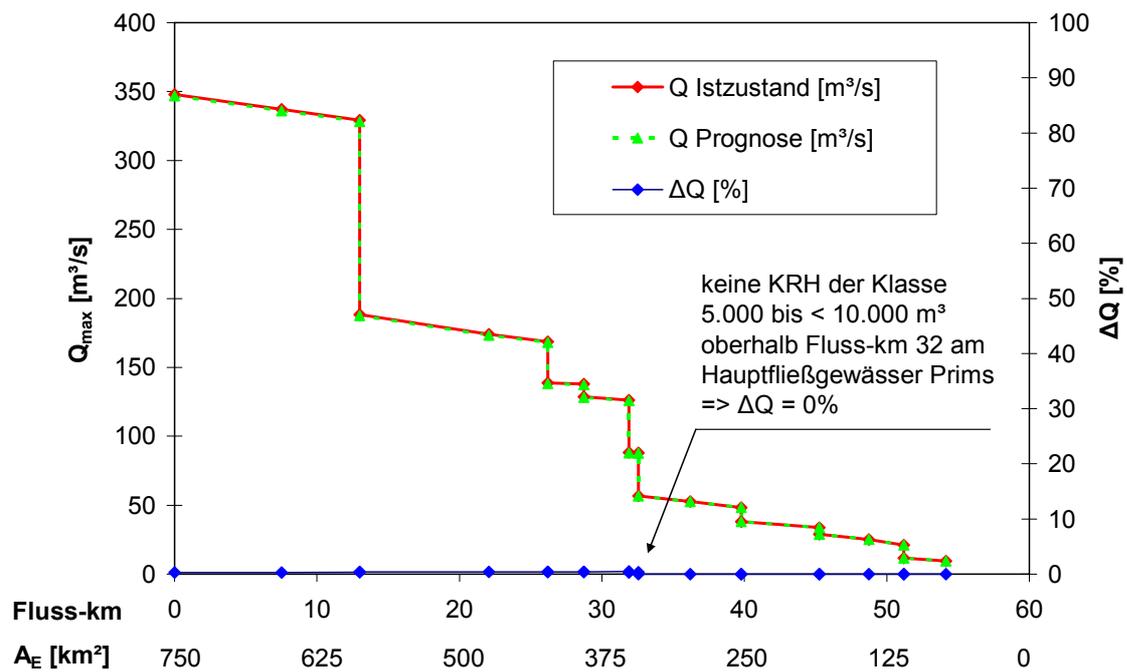


A-G.10: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Blies, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse > 100.000 m³“

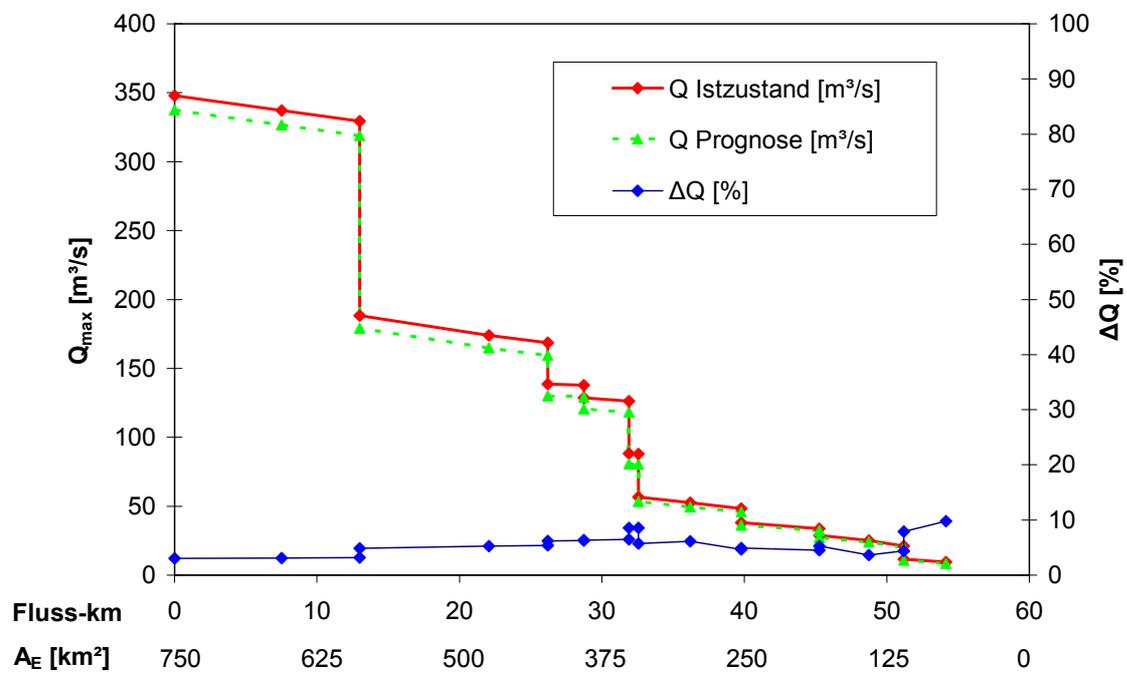
Flussgebiet Prims, Ereignis: Dezember 1993



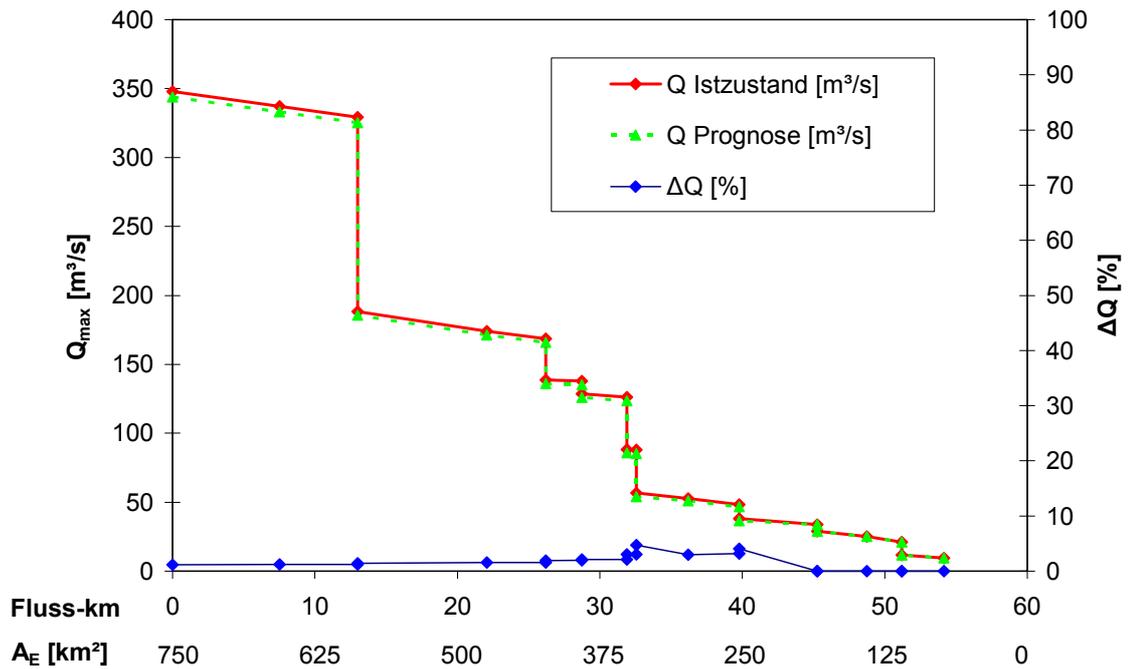
A-G.11: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prims, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse < 5.000 m³“



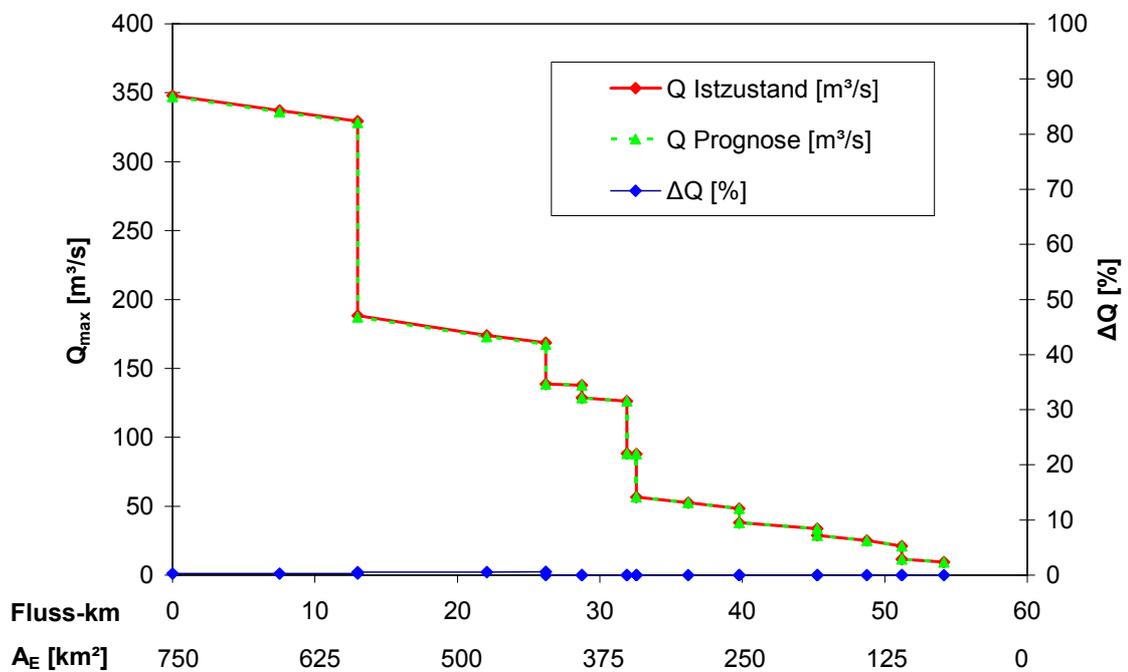
A-G.12: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prim, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 5.000 bis < 10.000 m³“



A-G.13: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prim, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 10.000 bis < 50.000 m³“

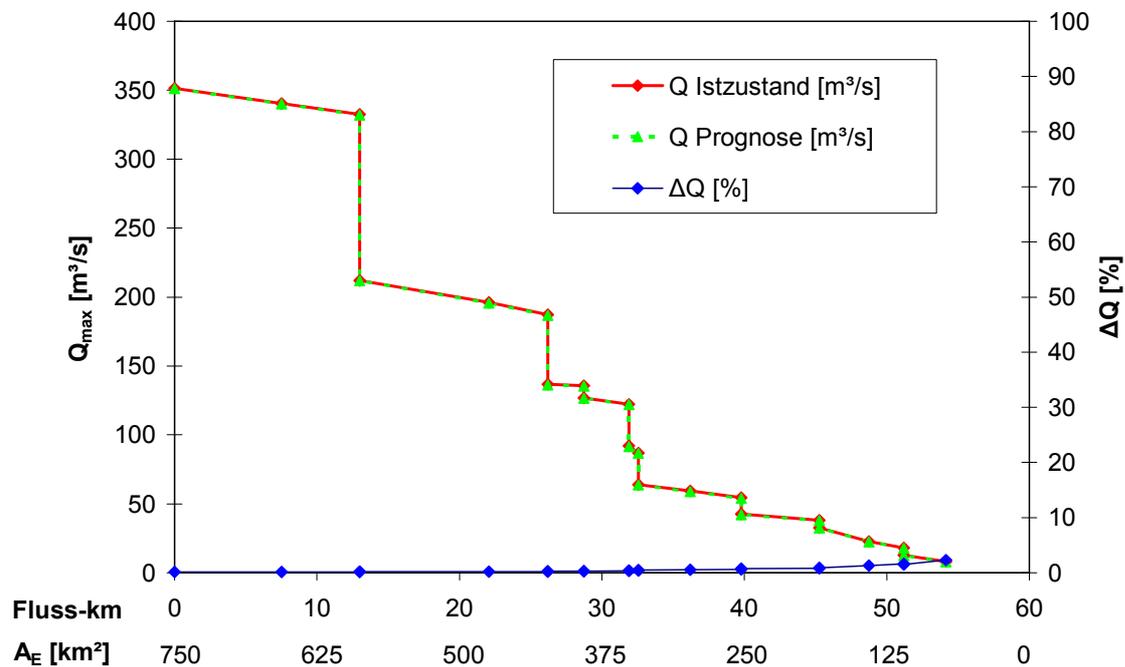


A-G.14: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prims, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 50.000 bis < 100.000 m³“

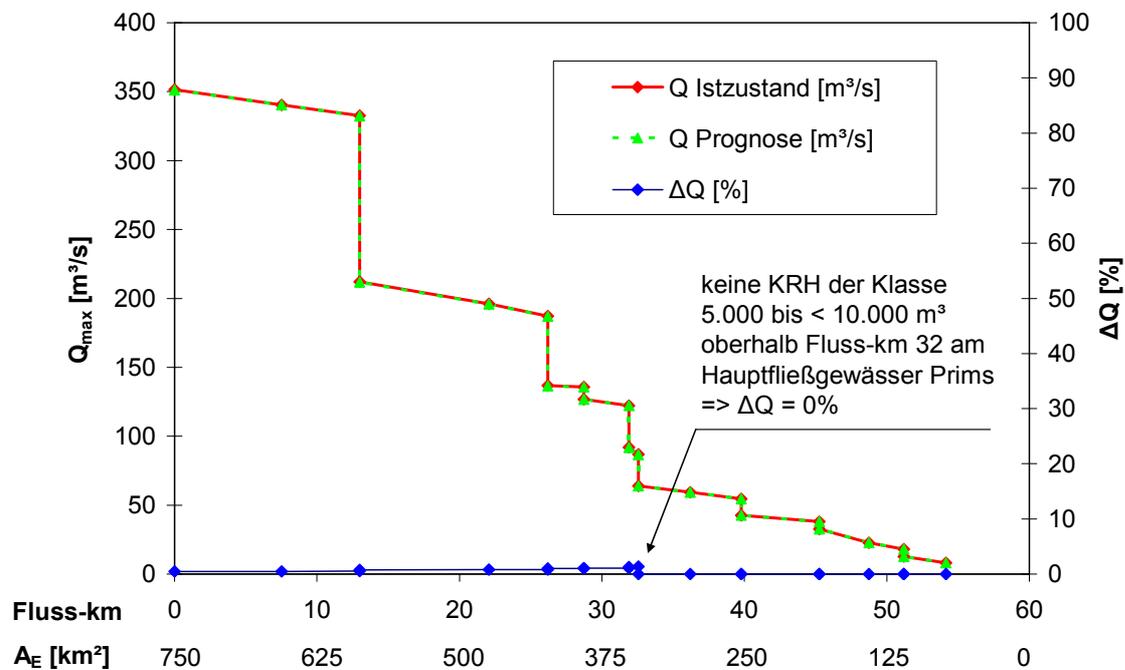


A-G.15: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prims, Ereignis: Dezember 1993, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse > 100.000 m³“

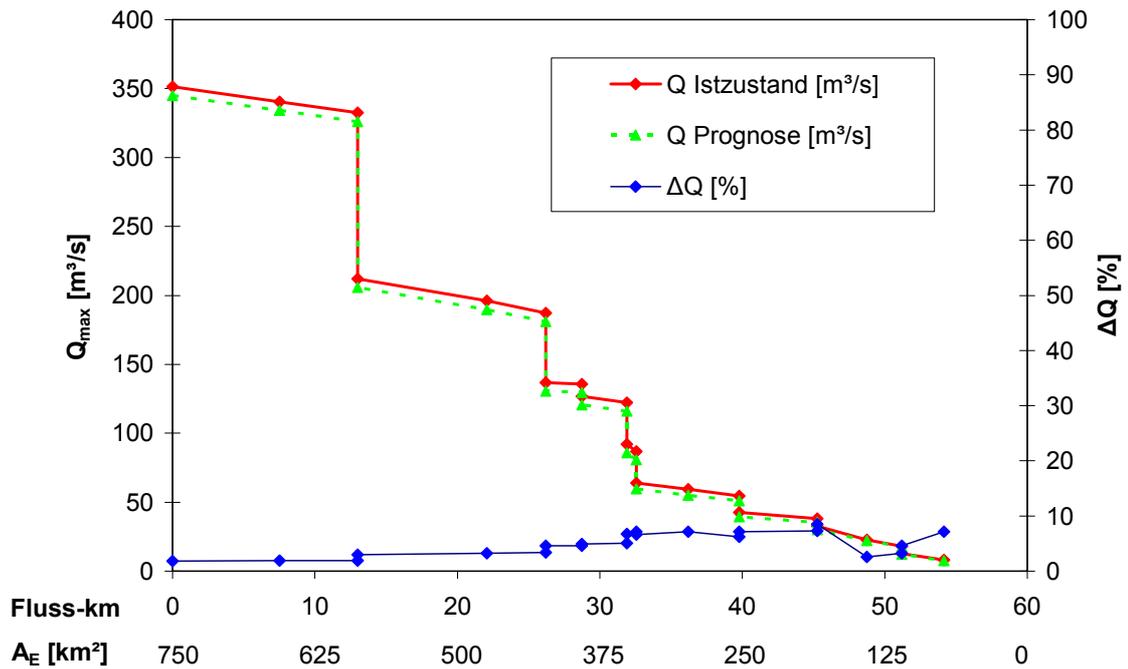
Flussgebiet Prims, Ereignis: Januar 1995



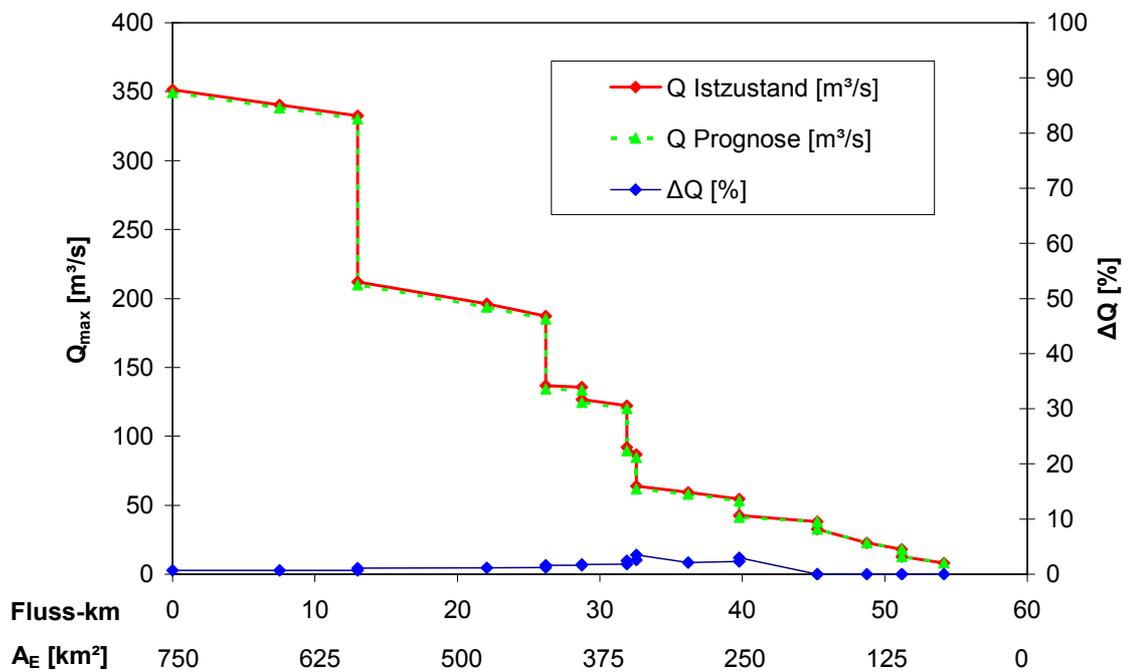
A-G.16: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prims, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 5.000 m^3“



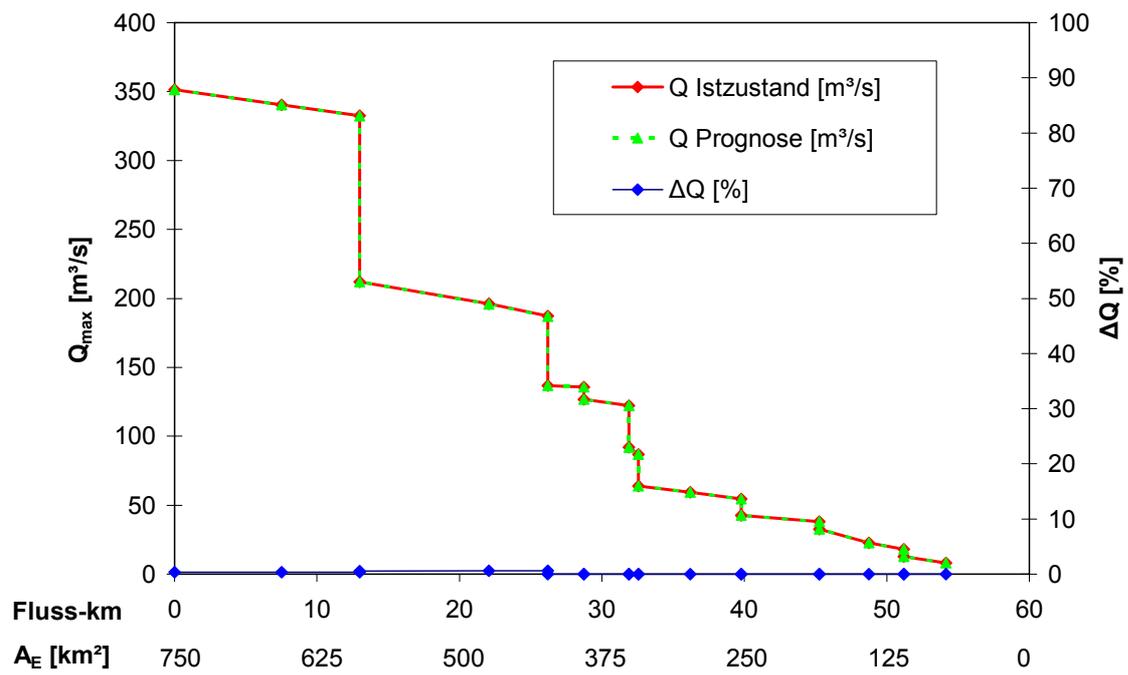
A-G.17: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prims, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 5.000 bis 10.000 m^3“



A-G.18: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prims, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 10.000 bis < 50.000 m³“



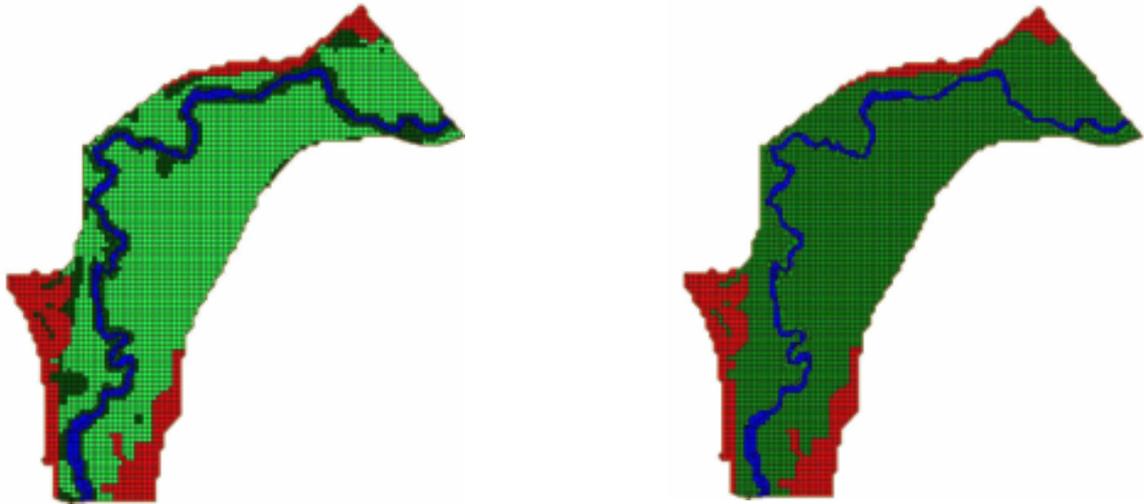
A-G.19: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prims, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse 50.000 bis < 100.000 m³“



A-G.20: Hydrologischer Längsschnitt, Flussgebiet Prims, Ereignis: Januar 1995, Istzustand und Prognosezustand „KRH Klasse > 100.000 m³“

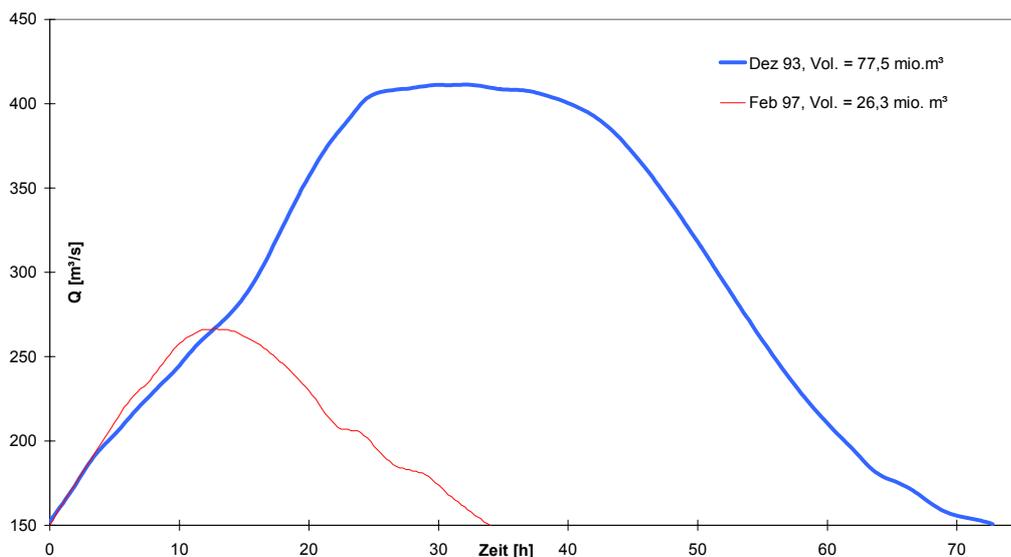
Anhang H:

Ergänzende Abbildungen zu Maßnahmen in den Talauen

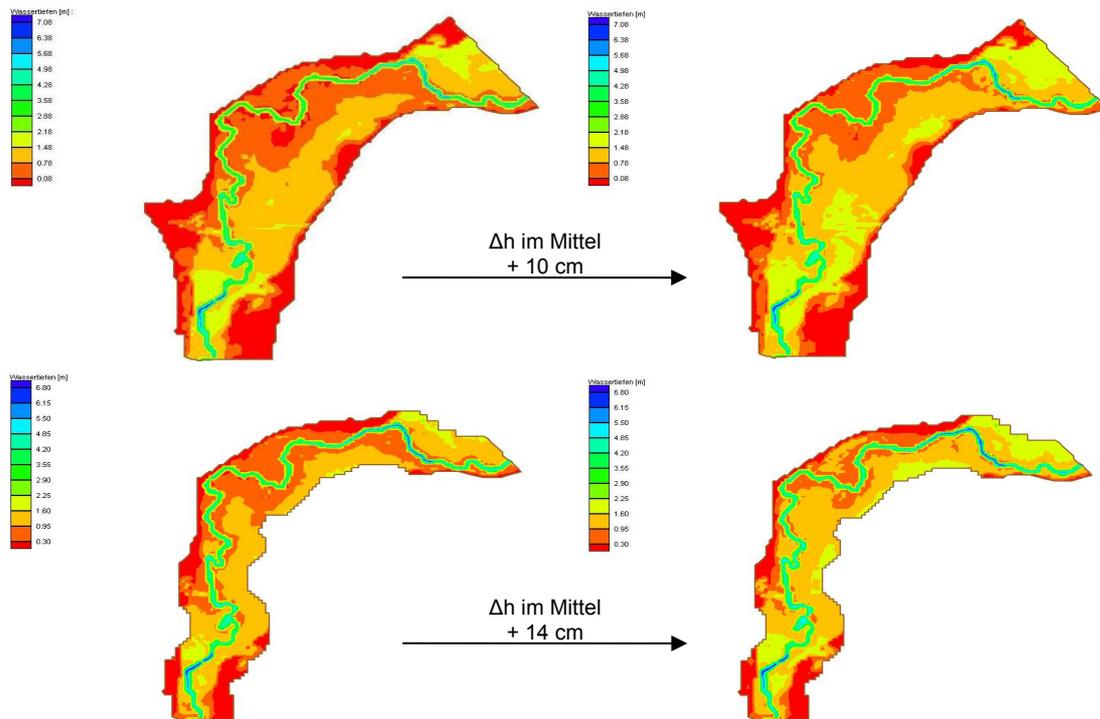


Legende:	■ Siedlungen
	■ Extensive Landwirtschaft
	■ Mitteldichter Auwald
	■ Flussschlauch

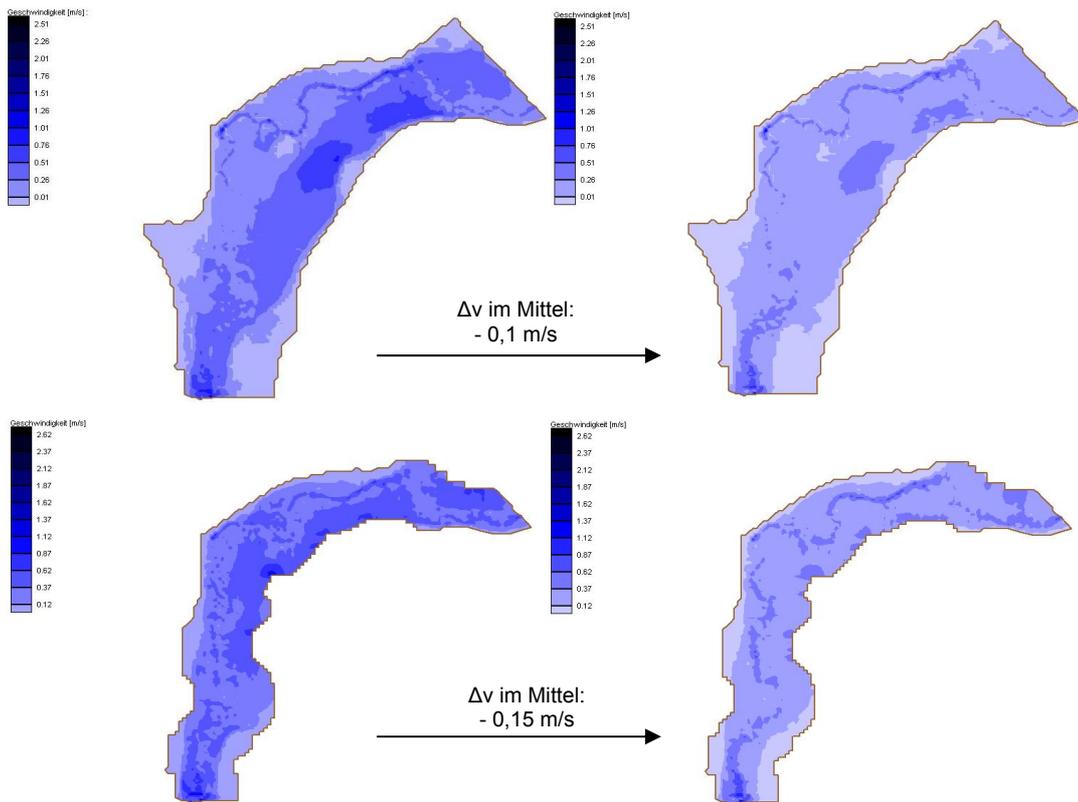
A-H.1: *Untersuchte Landnutzungsformen in der Aue: Extensive Landwirtschaft („hydraulisch glatt“) – links und potenziell natürlicher Zustand (vollständig mitteldichter Auwald, „hydraulisch rau“) – rechts. Untersuchungsgebiet „Blies“*



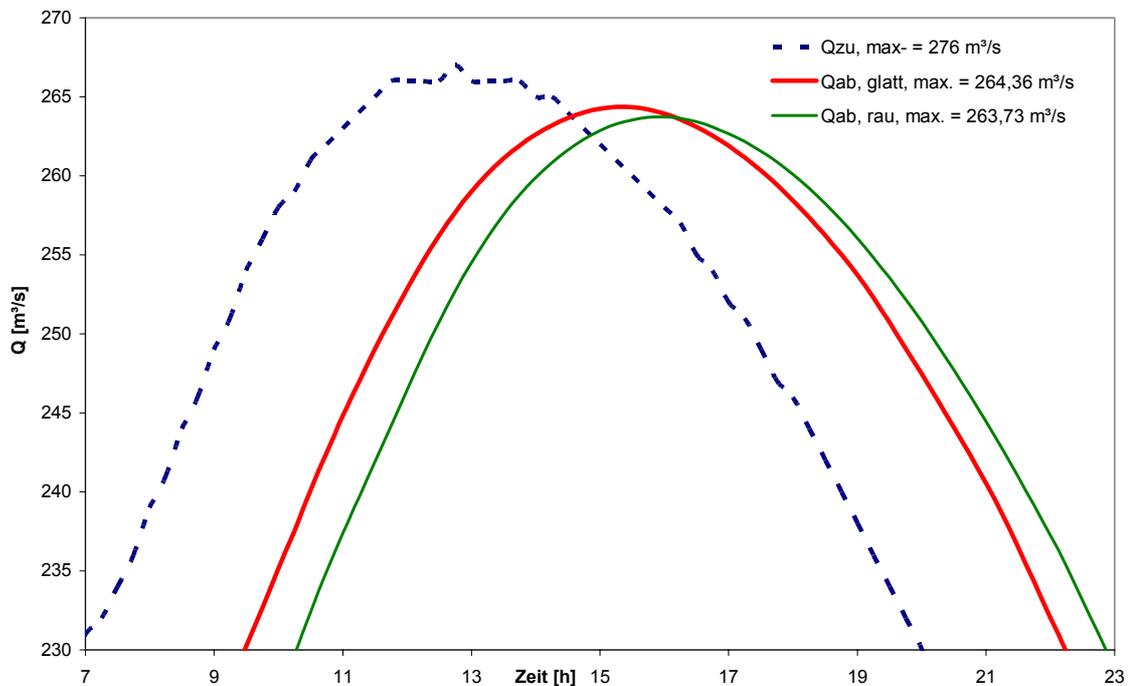
A-H.2: *Ganglinien der untersuchten Hochwasserereignisse im Untersuchungsgebiet „Mittlere Blies“*



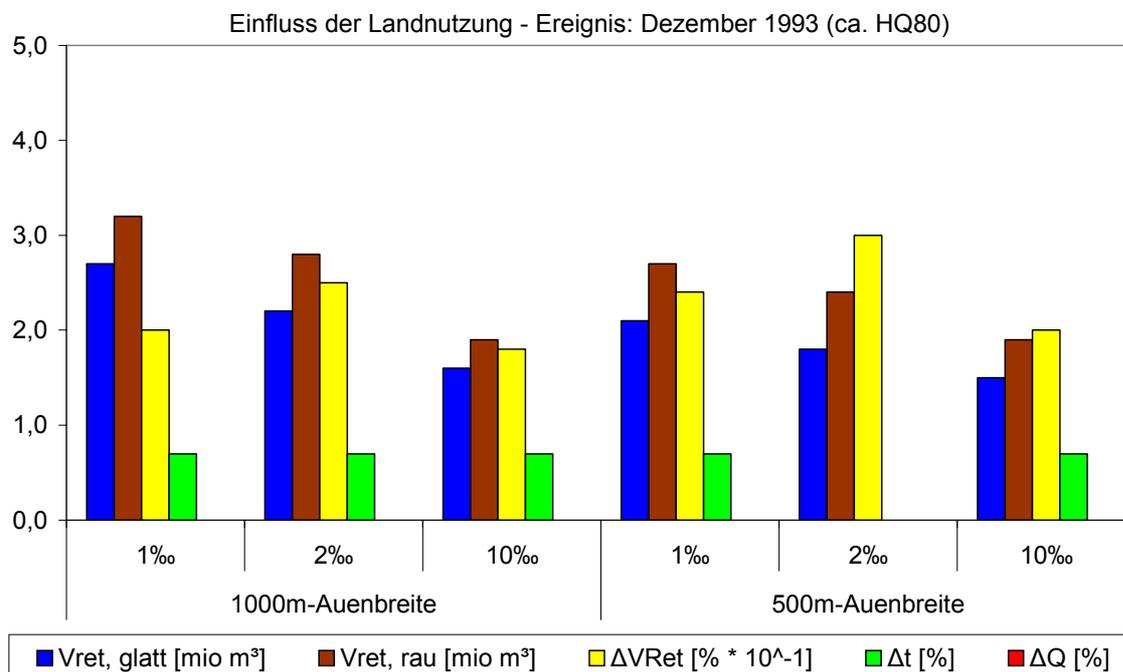
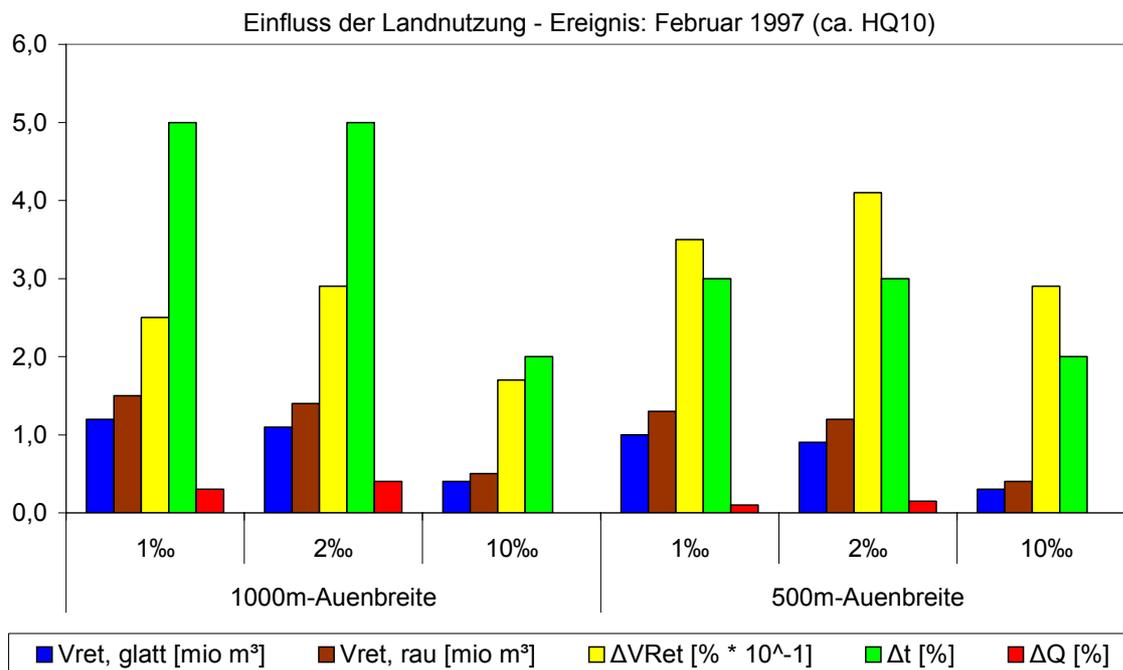
A-H.3: *Wasserspiegelanstieg zwischen hydraulisch glatter Istzustand (links) und hydraulisch rauem, naturnahem Zustand (rechts) Oben: Realsystem (Is ca. 0,5 -1,0 ‰), unten: Fiktivsystem mit 50% Auenbreite und Is ca. 1,0 - 2,0 ‰. Ereignis: Februar 1997.*



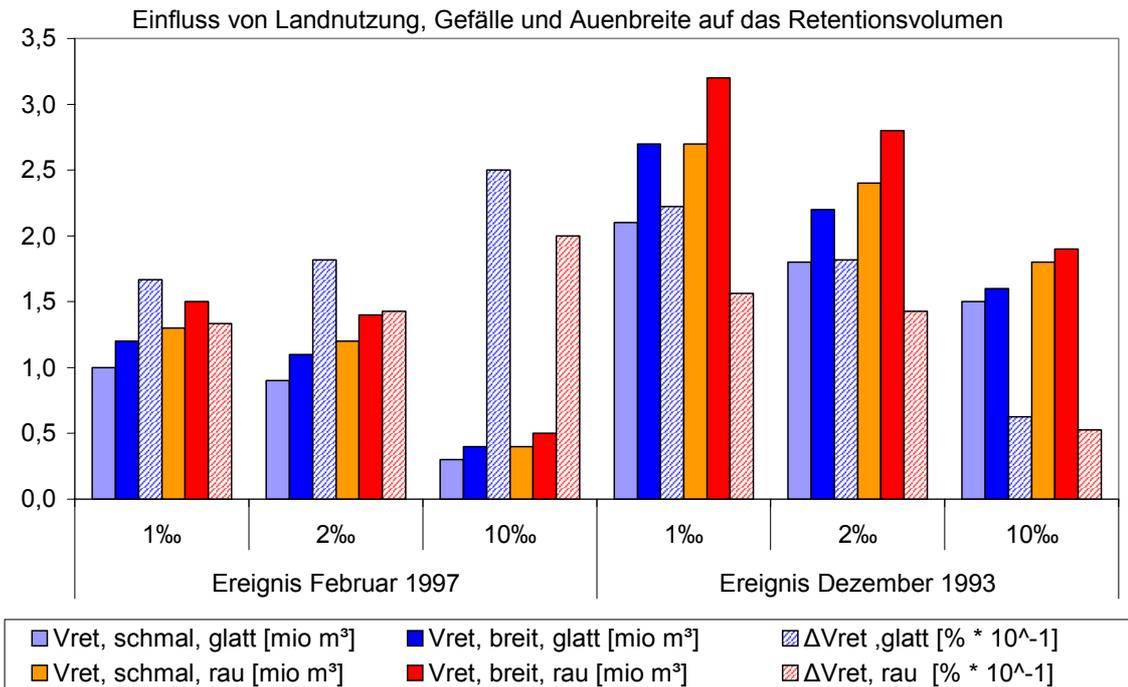
A-H.4: Geschwindigkeitsvergleich zwischen hydraulisch glattem Istzustand (links) und hydraulisch rauem, naturnahem Zustand (rechts) Oben: Realsystem (Is ca. 0,5 - 1,0 ‰), unten: Fiktivsystem mit 50% Auenbreite und Is ca. 1,0 - 2,0 ‰. Ereignis: Februar 1997.



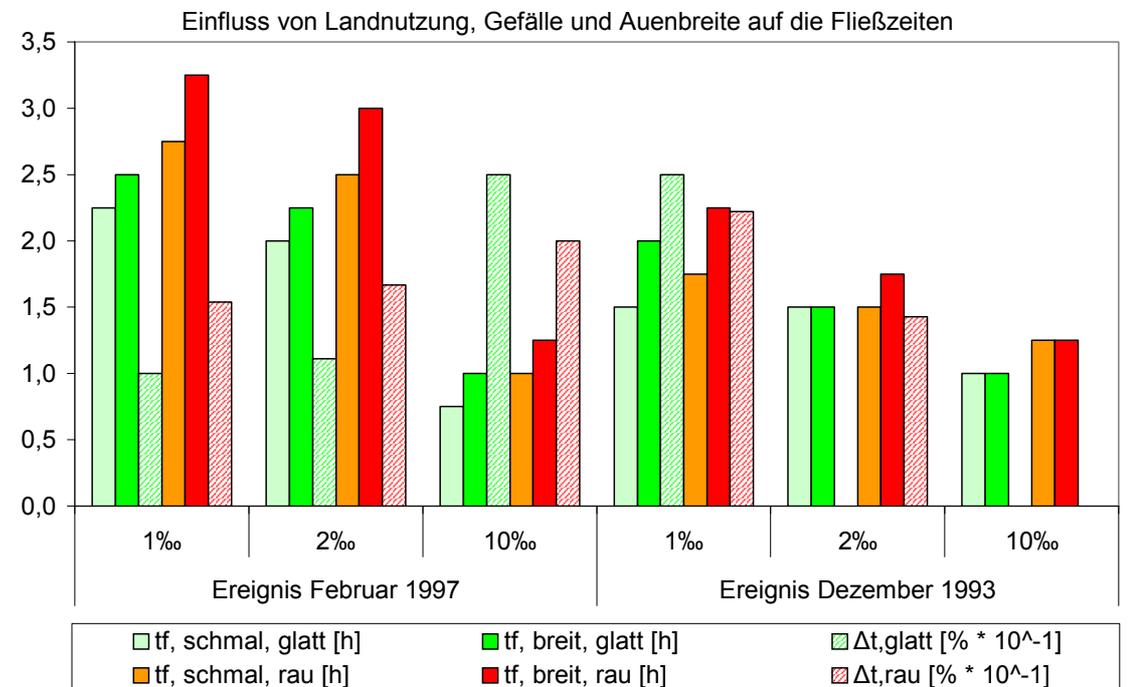
A-H.5: Ereignis: Februar 1997. Zuflussganglinie und Abflussganglinien für den hydraulisch glatten und den hydraulisch rauem Systemzustand.



A-H.6: Einfluss der Landnutzung in der Aue auf Retentionsvolumen, Fließzeiten und Scheitelabflüsse. Dargestellt an den Hochwasserereignissen von Februar 1997 (ca. HQ10 – oben) und Dezember 1993 (ca. HQ80 – unten) für unterschiedliche Sohlgefälle



A-H.7: Einfluss der Landnutzung, Gefälle und Auenbreite auf das Retentionsvolumen. Dargestellt an den Hochwasserereignissen von Februar 1997 (ca. HQ10) und Dezember 1993 (ca. HQ80) für unterschiedliche Sohlgefälle



A-H.8: Einfluss der Landnutzung, Gefälle und Auenbreite auf die Fließzeiten. Dargestellt an den Hochwasserereignissen von Februar 1997 (ca. HQ10) und Dezember 1993 (ca. HQ80) für unterschiedliche Sohlgefälle