

**Der Einfluss kleiner naturnaher  
Retentionsmaßnahmen in der Fläche  
auf den Hochwasserabfluss  
- Kleinrückhaltebecken -**

Diplomarbeit

**Rita Ley**

Zum Wingertsberg 3, 54296 Trier

Matrikelnummer: 416 174

Erstgutachter: Prof. Dr. M. Casper  
Zweitgutachter: Prof. Dr. W. Symader



# Inhalt

Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen  
Verzeichnis der Abbildungen  
Verzeichnis der Tabellen  
Verzeichnis der Fotos

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Stand der Wissenschaft</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Material und Methoden</b>	<b>11</b>
3.1	Niederschlag-Abfluss-Modelle	11
3.1.1	Allgemeines	11
3.1.2	NAM-NKF	13
3.1.3	Berechnungsansätze	14
3.2	Untersuchungsgebiete	17
3.2.1	Niederschlags-/Hochwasserereignisse	18
3.2.2	Obere Blies	18
3.2.2.1	Gebietsbeschreibung	18
3.2.2.2	Niederschlags-/Hochwasserereignisse Blies	23
3.2.3	Thalfanger Bach	26
3.2.3.1	Gebietsbeschreibung	26
3.2.3.2	Niederschlags-/Hochwasserereignisse Thalfanger Bach	32
3.2.3.3	Kanalisierte Fläche, Regenüberlaufbecken	35
3.2.3.4	Wellenablauf	37
3.3	Modellbildung und Kalibrierung	40
3.4	Fiktivsysteme	42
<b>4</b>	<b>Kleinrückhaltebecken</b>	<b>43</b>
4.1	Definitionen und Begriffe	43
4.1.1	Größe KRH	44
4.1.2	Parameter	44
4.1.3	Drosselöffnung	45
4.1.4	Maximaler Abfluss, Hochwasserscheitel	49
4.1.5	Scheitelabminderung	49
4.1.6	Spezifisches Volumen	49
4.2	Voraussetzungen und Wirkungsweise	50
4.2.1	Gewässergröße	50
4.2.2	Stauraum	50
4.2.3	Baumaßnahme	51
4.2.4	Seeretention	52
4.3	Ökologie	53

<b>5</b>	<b>Ergebnisse</b>	<b>57</b>
5.1	Realsysteme	57
	5.1.1 Obere Blies	57
	5.1.2 Thalfanger Bach	61
	5.1.3 Gebietseigenschaften	64
5.2	Fiktivsysteme	66
	5.2.1 Einstauhöhe	66
	5.2.2 Spezifisches Volumen und Anzahl KRH	67
	5.2.3 Drosseloptimierung	70
	5.2.4 Drosseloptimierte Systeme	75
	5.2.4.1 Fiktivsysteme Blies	75
	5.2.4.2 Fiktivsysteme Thalfang	81
	5.2.4.3 Vergleich der Fiktivsysteme	82
5.3	Sensitivitätsanalyse	84
5.4	Wirkung unterhalb KRH	85
	5.4.1 Thalfanger Bach	86
	5.4.2 Entwicklung der Hochwasserwelle über mittlere Entfernungen	88
	5.4.3 Wirkung in großer Entfernung zum letzten KRH	93
<b>6</b>	<b>Diskussion und Anwendung</b>	<b>95</b>
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>101</b>
<b>8</b>	<b>Literatur</b>	<b>105</b>
<b>Anhang</b>		
1	Kalibrierungsergebnisse	109
2	Abflussganglinien	113
3	Fiktivsysteme	119
4	Relative Scheitelabminderung Fiktivsysteme	131
5	Sensitivitätsanalyse	133
6	Fiktivsysteme unterhalb UG Thalfang	137

## Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen

Abkürzung	Bedeutung
$A_{Eo}$	oberirdisches Einzugsgebiet [km <sup>2</sup> ]
Abb.	Abbildung
$\beta$	Aufteilungsfaktor
DN	Durchmesser Nennweite [mm]
DVWK	Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.
DWD	Deutscher Wetterdienst
FN	überwiegend natürliche Teilfläche des Einzugsgebietes (Bebauungsgrad bis 5%)
FK	kanalisierte Teilfläche
h	Stunde
HQ	Hochwasserabfluss [m <sup>3</sup> /s]
K	Speicherkonstante [h] = Zeit, die ein Wasserteilchen im Speicher ist
KRH	Kleinrückhaltebecken
Kn	Modellknoten, Knoten
LAWA	Länderarbeitsgemeinschaft Wasser
MQ	Mittelwasserabfluss [m <sup>3</sup> /s]
n	Speicheranzahl
N-A-Modell	Niederschlag-Abfluss-Modell
Q	Abfluss [m <sup>3</sup> /s]
$Q_A$	Ausuferungsabfluss [m <sup>3</sup> /s]
$Q_{max}$	maximaler Hochwasserabfluss (Hochwasserscheitel) [m <sup>3</sup> /s]
RÜB	Regenüberlaufbecken
Tab.	Tabelle
spezVol	spezifisches Volumen → 4.1.6
UG	Untersuchungsgebiet
Vol.	Volumen
1KRHB, 2KRHp, 3KRHB, 5KRHr, 4KRHvu, 5KRHvu, 1KRHT, 3KRHT, ThalKRH, 4KRHT, 3KRHThal, 2KRHThal	Namen der Fiktivsysteme: Anzahl KRH, Gebietseigenschaften Thalfang oder Blies, Anordnung der KRH (Anhang 3)
→	Verweis auf einen anderen Abschnitt dieser Arbeit

## Verzeichnis der Abbildungen

	<b>Seite</b>
<b>Abb. 3-1:</b> Prinzip der Doppelspeicherkaskade	15
<b>Abb. 3-2:</b> Lage der Untersuchungsgebiete	17
<b>Abb. 3-3:</b> Untersuchungsgebiet Obere Blies	20
<b>Abb. 3-4:</b> Hochwasserganglinie August 1980 ( $HQ_{\text{extrem}}$ ), Pegel Oberthal	23
<b>Abb. 3-5:</b> Hochwasserganglinie Januar 1995 ( $HQ_{20}$ ), Pegel Oberthal	24
<b>Abb. 3-6:</b> Hochwasserganglinie Dezember 1993 ( $HQ_{10}$ ), Pegel Oberthal	25
<b>Abb. 3-7:</b> Hochwasserganglinie Oktober 1986 ( $HQ_5$ ), Pegel Oberthal	25
<b>Abb. 3-8:</b> Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach	26
<b>Abb. 3-9:</b> Hochwasserganglinie Januar 1995, Thalfanger Bach	32
<b>Abb. 3-10:</b> Hochwasserganglinie Januar 1993, Thalfanger Bach	33
<b>Abb. 3-11:</b> Hochwasserganglinie Februar 1990, Thalfanger Bach	33
<b>Abb. 3-12:</b> Hochwasserganglinie 8/80 ( $HQ_{\text{extrem}}$ ), Thalfanger Bach	34
<b>Abb. 3-13:</b> Abflussganglinien Thalfanger Bach 8/80 und 1/95: Einfluss RÜB	36
<b>Abb. 3-14:</b> Wirkung der Wellenverformung: Abflussganglinien mit KRH (optimiert), UG Thalfang	39
<b>Abb. 3-15:</b> Wirkung des Wellenablaufs auf die Abflussganglinien am KRH IV im UG Thalfang 8/80	39
<b>Abb. 3-16:</b> Fließdiagramme UG obere Blies und Thalfanger Bach	41
<b>Abb. 4-1:</b> Durchfluss Drosselöffnung in Abhängigkeit von der Einstauhöhe	45
<b>Abb. 4-2:</b> Abfluss bei vollständig durchflossener Drosselöffnung	47
<b>Abb. 4-3:</b> Prinzipskizze eines Kleinrückhaltes	51
<b>Abb. 4-4:</b> Schema der Seeretention	52
<b>Abb. 5-1:</b> Wirkung der KRH auf die Hochwasserspitze UG Blies	59
<b>Abb. 5-2:</b> Abflussganglinien KRH I, II und III Obere Blies, optimierte Formen, Aug. 80	60
<b>Abb. 5-3:</b> Wirkung der KRH auf die Hochwasserspitze im Thalfanger Bach	63

<b>Abb. 5-4:</b>	Wirkung KRH I, II III am Modellknoten 6 und KRH V am Modellknoten 11, Thalfanger Bach	64
<b>Abb. 5-5:</b>	Hochwasserganglinien Blies und Thalfang am Gebietsauslass, August 1980	65
<b>Abb. 5-6:</b>	Abflussganglinien mit unterschiedlichen Einstauhöhen	67
<b>Abb. 5-7:</b>	Hochwasserscheitel in Abhängigkeit vom spezVol.	69
<b>Abb. 5-8:</b>	Abflussganglinien mit unterschiedlichen spezVol.	70
<b>Abb. 5-9:</b>	Wirkung der Drosseloptimierung Jan. 1995, Fiktivsystem 3KRHB	71
<b>Abb. 5-10:</b>	Drosseloptimierung auf 8/80, Gebietsauslass UG Blies	73
<b>Abb. 5-11:</b>	Drosseloptimierung auf 1/95, Gebietsauslass UG Blies	74
<b>Abb. 5-12:</b>	Abflussspitzen mit auf Aug. 80 optimierten und minimalen Drosselöffnungen	77
<b>Abb. 5-13:</b>	Abflussspitzen mit auf Januar 95 optimierten Drosselöffnungen	78
<b>Abb. 5-14:</b>	prozentuale Scheitelabminderungen 8/80 nach Drosseloptimierung auf 8/80	80
<b>Abb. 5-15:</b>	Scheitelabminderungen durch KRH nach Drosseloptimierung auf August 80, Januar 95 und Dezember 93	80
<b>Abb. 5-16:</b>	Scheitelabminderungen 8/80 Thalfang, auf 8/80 optimiert	82
<b>Abb. 5-17:</b>	Prozentuale Scheitelabminderungen, beide Untersuchungsgebiete	83
<b>Abb. 5-18:</b>	Sensitivitätsanalyse: Scheitelabminderungen 8/80	84
<b>Abb. 5-19:</b>	Abflussspitzen Thalfanger Bach: Knoten 12 und 13	87
<b>Abb. 5-20:</b>	Auswirkungen einer Landfläche unterhalb der KRH auf die Hochwasserspitze.	88
<b>Abb. 5-21:</b>	Fließdiagramm UG Thalfang mit fiktivem Teil	89
<b>Abb. 5-22:</b>	Hochwasserspitzen unterhalb des letzten KRH, Thalfanger Bach	90
<b>Abb. 5-23:</b>	Scheitelabminderung unterhalb des letzten KRH, Thalfanger Bach	91
<b>Abb. 5-24:</b>	Abflussspitzen unterhalb des letzten KRH mit u. ohne Wellenablauf, Thalfang	92
<b>Abb. 6-1:</b>	Scheitelabminderungen optimierter Systeme	97

## **Verzeichnis der Tabellen**

	<b>Seite</b>
<b>Tab. 1-1:</b> Skalenbereiche in der Hydrologie	3
<b>Tab. 2-1:</b> Übersicht Kleinrückhaltebecken	9
<b>Tab. 3-1:</b> KRH im Untersuchungsgebiet obere Blies	21
<b>Tab. 3-2:</b> KRH im Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach	29
<b>Tab. 5-1:</b> mögliche Kleinrückhalte im UG Blies	58
<b>Tab. 5-2:</b> mögliche Kleinrückhalte im UG Thalfanger Bach	61

## Verzeichnis der Fotos

	<b>Seite</b>
<b>Foto 1:</b> Blies in Höhe Pegel Oberthal	19
<b>Foto 2:</b> KRH IV Oberlauf Blies, ehemaliger Fischteich	21
<b>Foto 3:</b> KRH V, Obere Blies	22
<b>Foto 4:</b> KRH V, Obere Blies, Durchlass ehem. Eisenbahndamm	22
<b>Foto 5:</b> Hunsrück-Hochfläche	28
<b>Foto 6:</b> KRH V, Zufluss Thalfanger Bach	29
<b>Foto 7:</b> KRH III, Thalfanger Bach	30
<b>Foto 8:</b> KRH III, Thalfanger Bach, Durchlass	30
<b>Foto 9:</b> Thalfanger Bach, KRH IV	31
<b>Foto 10:</b> Thalfanger Bach, KRH IV, Durchlass	31



---

# 1. Einleitung

Hochwasser ist als Teil des natürlichen Wasserkreislaufs ein Naturereignis, sein Ausmaß ist abhängig von Wetter und Gebietseigenschaften. Während bei großen Gewässern Hochwasser durch lang anhaltende Niederschläge und Schneeschmelze verursacht werden, entstehen sie an kleineren Flüssen und Bächen häufig durch örtliche Gewitter oder Starkregen.

Für die Natur ist Hochwasser notwendiger Bestandteil und Voraussetzung vieler Vorgänge. Die Natur kennt keine schädlichen Abflüsse oder Hochwasserschäden. Auch wenn nach einem Hochwasser sich das System nicht wieder regeneriert, sondern einem anderen Zustand zustrebt, muss das als natürlich angesehen werden.

Dagegen richten Hochwasser häufig Schäden an Gütern und Gesundheit der Menschen an. Orte, an denen Menschen oder ihre Einrichtungen gefährdet sind, müssen vor Hochwasser geschützt werden, wenn sie nicht im Rahmen des Flächenmanagements freigehalten werden können. Hochwasserschutz ist immer Schutz menschlicher Güter vor einem Naturphänomen.

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 niedrige Kosten.

Politik und Gesellschaft geben dem dezentralen Hochwasserschutz mit vielen kleinen Maßnahmen den Vorzug vor großen, zentralen Lösungen. Dezentraler Hochwasserschutz heißt, das Wasser dort zurückzuhalten, wo es auftritt: in der Fläche. Hochwasserabflüsse sollen durch Retention (Rückhalt) schadbringender Wassermengen oberhalb einer zu schützenden Stelle gesenkt werden.

In der Vergangenheit wurde durch vielfältige Eingriffe der natürliche Rückhalt von Wasser im Gelände vermindert und der Abfluss beschleunigt. Dies kann eine Ursache für extreme Hochwasser sein.

Eine Hochwasserverschärfung durch eine Zunahme extremer Wetterereignisse infolge Klimaveränderungen erscheint in Zukunft möglich bzw. ist nach Untersuchungen in zwei Flussgebieten in Süddeutschland wahrscheinlich. Höhere Temperaturen führen zu einer Intensivierung des Wasserkreislaufs und allgemein höheren Niederschlägen und Änderungen im Niederschlagsregime (LAWA 2004, ZIMMERMANN et al. 2004).

Hochwasserereignisse mit hohen Schäden hat es immer schon gegeben und wird es wahrscheinlich auch in Zukunft geben. Hochwasserschutz kann das Schadensrisiko mindern, eine 100%ige Sicherheit gibt es nicht.

Eine zeitgemäße Hochwasserschutzstrategie setzt sich zusammen aus:

- Hochwasser-Flächenmanagement: Flächenvorsorge für gefährdete Gebiete (Ausweisung von Überschwemmungsgebieten, angepasste Nutzung), und natürliche Wasserrückhaltung in Gewässern, Auen und Siedlungen
- technischer Hochwasserschutz: Deiche, Dämme, Hochwasserrückhalteräume, Gewässerausbau im Siedlungsraum, Objektschutz etc.
- Hochwasservorsorge: Bau-, Verhaltens- und Risikovorsorge
- Hochwasservorhersage

Technische Maßnahmen zum Hochwasserschutz sollten erst eingesetzt werden, wenn eine vorhandene höherwertige Nutzung im Überschwemmungsgebiet weiterhin ermöglicht werden soll und durch Stärkung des natürlichen Rückhaltes allein nicht erreicht werden kann (LAWA 1995 und 2004).

Defizite und Forschungsbedarf bestehen bezüglich Methoden, die die kostengünstigere Umsetzung von Maßnahmen erlauben und weiteren Zielen dienen. Weiterer Handlungsbedarf wird bezüglich einer kritischen Überprüfung technischer Standards und integrierter Konzepte für die Einbeziehung wissenschaftlicher Erkenntnisse in die flussgebietsbezogenen Hochwasserpläne gesehen (LÖW 2005).

Es wurde eine Vielzahl von Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes für Siedlungsflächen und weitgehend unbebaute Gebiete entwickelt, die alle mehr oder weniger Wasser zurückhalten. Die Wirkung der Einzelmaßnahmen auf den Hochwasserabfluss ist jedoch häufig nicht quantifizierbar, schon gar nicht die gegenseitige Beeinflussung der Maßnahmen.

Durch die große Anzahl kleiner Maßnahmen steigen die Planungskosten, die häufig in einem ungünstigen Verhältnis zu den Erstellungskosten stehen. Die bisherigen Vergütungsrichtlinien berücksichtigen solche Ansätze nur unzureichend und machen sie für Unternehmen wenig attraktiv.

Eine der Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes ist die Einrichtung von Kleinrückhaltebecken (KRH) in Gewässer-Auen. Als Stauraum werden vorhandene Strukturen (Täler mit querendem Wegedamm, ehemalige Fischteiche oder Seen etc.) genutzt. Durch ein Bauwerk vor dem vorhandenen Durchlass wird Wasser bei entsprechend hohen Abflüssen in der Aue eingestaut und vorübergehend zurückgehalten. Dadurch können Hochwasserspitzen gemindert werden.

Durch die Nutzung vorhandener Strukturen ist nur ein verhältnismäßig einfaches Bauwerk vor dem vorhandenen Durchlass notwendig, teure Arbeiten zur Erstellung von Absperrdämmen entfallen. Die Einrichtung eines Kleinrückhaltebeckens ist damit eine kostengünstige Maßnahme, die darüber hinaus die Weiternutzung der Aue z.B. als Wald oder Grünland außerhalb der relativ seltenen Hochwasserereignisse ermöglicht.

Die hydraulische und hydrologische Dimensionierung der KRH und konkrete Aussagen über die Wirkung sind z. Zt. noch mit einem enormen planerischen Aufwand verbunden, der vor dem Hintergrund relativ geringer baulicher Kosten von den Entscheidungsträgern oft nicht gerechtfertigt werden kann.

Die Quantifizierung der Wirkung von Kleinrückhalten erfolgte bislang überwiegend im Rahmen konkreter Gesamtkonzepte zu Hochwasserschutzmaßnahmen. Dabei wurden meist nur Variationen von Ereignis- und Beckendaten untersucht. Systematische Unter-

suchungen unter Variation von Beckenanzahl, -größe, geographischer Lage der Maßnahmen im Gebiet usw. sind nicht bekannt.

Ziel dieser Arbeit ist die Beschreibung und Quantifizierung der Wirkung der Kleinrückhaltebecken auf den Hochwasserablauf sowie die Identifikation der wesentlichen Parameter.

Eine einfache Abschätzung der Wirkung von Kleinrückhalten auf den Hochwasserverlauf mit geringem Aufwand könnte im Vorfeld konkreter Planungen den Aufwand für detailliertere Planungen rechtfertigen.

Für die Untersuchung des Einflusses von KRH auf den Hochwasserabfluss wurden Abflussganglinien verschiedener Hochwasserereignisse aus Einzugsgebieten mit und ohne KRH simuliert und analysiert.

Die Simulationen wurde mit dem konzeptionellen Flussgebietsmodell NAM-NKF (Niederschlags-Abfluss-Modell für Natürliche und Kanalisierte Flächen) durchgeführt. NAM-NKF ist eine Niederschlag-Abfluss-Modell (N-A-Modell), das aus vorgegebenen Niederschlagsdaten resultierende Abflüsse in Abhängigkeit von den Eigenschaften der Einzugsgebiete berechnet.

Durch die Analyse einer Vielzahl simulierter Abflussganglinien unterschiedlicher Ereignisse und Einzugsgebiete konnten Einflussfaktoren und die Möglichkeiten des Hochwasserschutzes durch KRH herausgearbeitet werden. Die untersuchten Einzugsgebiete haben unterschiedliche Gebietseigenschaften, Größen und KRH, deren Anzahl, Größe und Verteilung variieren. Als Maß für die Wirkung der KRH wurden die Abflüsse der jeweiligen Hochwasserspitzen ausgewertet.

Die Wirkung der KRH wurde zunächst am Beispiel von zwei Untersuchungsgebieten im deutschen Mittelgebirgsraum (Obere Blies und Thalfanger Bach) untersucht. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen führten zur Erstellung von Fiktivsystemen, mit denen der Einfluss bestimmter Faktoren auf die Wirkung der KRH untersucht werden konnte.

Diese Arbeit beschränkt sich auf die Untersuchung kleiner bis mittlerer Einzugsgebiete der Mesoskale (Tab. 1-1) mit Flächengrößen bis 20 km<sup>2</sup>.

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

**Tab. 1-1: Skalenbereiche in der Hydrologie nach BECKER (1992)**

Durch die Zusammenstellung aller prognostizierten Scheitelabminderungen der Real- wie Fiktivsysteme kann ein Rahmen für die Abschätzung der Wirkung der KRH auf einfacher Datenbasis gegeben werden.

Im folgenden Kapitel 2 werden veröffentlichte Untersuchungen über die Wirkung von Kleinrückhaltebecken vorgestellt. Das verwendete Modell, die Untersuchungsgebiete und die Fiktivsysteme werden in Kapitel 3 beschrieben. Kapitel 4 definiert die untersuchten Kleinrückhaltebecken und stellt Voraussetzungen, Wirkungsweise, Parameter und Auswirkungen auf den Naturhaushalt dar. Die Ergebnisse der Simulationen realer und fiktiver Einzugsgebiete wurden bezüglich der Abminderung des Wellenscheitels bewertet und in Kapitel 5 zusammengestellt. Im Kapitel 6 werden die Ergebnisse diskutiert und ein Ausblick auf ihre Anwendbarkeit gegeben. Die Zusammenfassung der Untersuchungen und Ergebnisse folgt in Kapitel 7.

Zum Abschluss dieser Einleitung möchte ich mich für die Unterstützung bei dieser Arbeit bedanken: bei Herrn Thomas Kreiter, der die Arbeit betreut und mich prima unterstützt hat, beim Ingenieurbüro ihg, Spiesen-Elversberg, das mir NAM-NKF zur Verfügung gestellt hat und bei meinem Ehemann Michael und meinen Töchtern Eva und Carola, die häufiger ohne mich auskommen mussten.

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

- Landesvermessungsamt Rheinland-Pfalz: TK 25: 6207 Beuren und 6208 Morscheid,
- Ministerium für Umwelt des Saarlandes: TK 25 des Saarlandes,
- Landesamt für Umwelt- und Arbeitsschutz des Saarlandes: N-Daten der Stationen Theley und Selbach, Abflussdaten des Pegels Gronig
- Landesamt für Wasserwirtschaft Mainz: N-Daten der Stationen Thiergarten, Beuren und Leiwen, Abflussdaten des Pegels Dhrontalsperre

und wurden von Herrn Kreiter zur Verfügung gestellt.

## 2. Stand der Wissenschaft

Die Untersuchung der Wirkung von Kleinrückhaltebecken erfolgte bislang meist nur exemplarisch im Rahmen konkreter Hochwasserschutzprojekte und unter Variation von Ereignis- und Beckendaten. Systematische Untersuchungen unter Variation von Beckenanzahl, -größe, geographischer Lage der Maßnahmen im Gebiet usw. sind nicht bekannt.

Die interessantesten dieser veröffentlichten Arbeiten zu Hochwasserschutzkonzepten mit naturnahen, dezentralen Rückhalteräumen sind im Folgenden, nach Erscheinungsjahr sortiert, vorgestellt. Dabei werden besonders Sachverhalte und Faktoren aufgeführt, die für die vorliegende Arbeit wichtig sind.

Am Ende dieses Kapitels werden die wichtigsten Werte der vorgestellten Arbeiten tabellarisch zusammengestellt und, so weit wie möglich, untereinander und mit den Untersuchungen dieser Arbeit verglichen.

Die Möglichkeiten des dezentralen Hochwasserschutzes im Einzugsgebiet des Eschbach (55 km<sup>2</sup>) bei Bad Homburg wurden von WEGNER (1992) untersucht. Teil eines Maßnahmenpakets sind „Kleinretentionen mit relativ geringen Volumina“. Das Ziel der Kleinretentionen, ein volumenwirksamer Rückhalt, wurde mit einer sehr starken Drosselung der Abgabe bewirkt. Bei niedrigen Jährlichkeiten der Ereignisse können sehr hohe Scheitelabminderungen bis 100 %, bei einem HQ<sub>100</sub> dagegen nur 10-20 % Scheitelabminderung erreicht werden. Mit verschiedenen Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes zusammen können Scheitelabminderungen von ca. 25 % bei einem HQ<sub>100</sub> erreicht werden (WEGNER 1992).

Durch den volumenwirksamen Rückhalt ist die Wirkung der Maßnahmen grundsätzlich auch weiter unterhalb zu spüren, während eine Entleerung der Becken unmittelbar nach Durchlauf des Hochwasserscheitels die Hochwasserwelle nur verformt und die Wirkung mit Entfernung zur Maßnahme abnimmt. Die von der LAWA 1995 favorisierten natürlichen Maßnahmen des Wasserrückhaltes in der Fläche zielen auf eine Reduzierung des Volumens der Hochwasserwelle ab (RÖTTCHER U. TÖNSMANN 2001).

Eine Volumenreduzierung der Hochwasserwelle durch Kleinrückhalte mit starker Drosselung greift jedoch stärker in die Auenökologie ein, da Überflutungshäufigkeit, -höhe und -dauer deutlich erhöht werden.

Kleine Regelabgaben beinhalten außerdem die Gefahr, dass der Stauraum länger als erforderlich eingestaut bleibt und eine erneute Hochwasserwelle auf einen zumindest teilgefüllten Rückhalteraum trifft, was die Wirkung deutlich herabsetzt (RÖTTCHER U. TÖNSMANN 2001).

ASSMANN ET AL. (1998) beschreiben eine Hochwasserschutzkonzeption für die Obere Elsenz (Kraichgau, süddeutsche Schichtstufenlandschaft), die vor allem darauf basiert, das natürliche Rückhaltepotenzial der Landschaft auszuschöpfen und zu intensivieren.

Neben dem volumenwirksamsten Teil der Konzeption, 35 Retentionsareale mit Rückhaltevolumina bis je 50.000 m<sup>3</sup>, werden Maßnahmen zum Erosionsschutz (Sedimentrückhalte), Erhöhung der Gerinnerauhigkeit, Rückbau begradigter Fließstrecken, Siedlungswassermanagement und Änderungen der Bewirtschaftungsweise landwirtschaftlicher Flächen genannt. Durch dezentrale Hochwasserschutzmaßnahmen außerhalb des Siedlungsgebietes mit einem Gesamtstauvolumen von 517.000 m<sup>3</sup>, kann am Ortsausgang Eppingen eine Scheitelabminderung von etwa 25 % erreicht werden. Das Ziel der Planungen, Schutz der Ortslage bis HQ<sub>100</sub>, wird damit gewährleistet. Außerdem können Hochwasserspitzen oberhalb liegender Orte reduziert werden.

Die Aussage wird auf die Gewährleistung eines 100jährigen Hochwasserschutzes, zumindest für kleine Einzugsgebiete, durch Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes verallgemeinert. Gleichzeitig kann ein Beitrag zum Erosions- und Naturschutz geleistet werden.

Wichtig ist den Autoren der Aspekt des dezentralen integrierten Hochwasserschutzes: Integration der Hochwasserschutzmaßnahmen in das Landschaftsbild, 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 Planung und Maßnahmen kann durch Synergieeffekte Kosten senken (ASSMANN ET AL. 1998).

RÖTTCHER UND TÖNSMANN (2001) untersuchten Möglichkeiten und Grenzen des dezentralen Hochwasserschutzes am Beispiel der Bauna (bei Kassel). Mit 28 Rückhalten bis 50.000 m<sup>3</sup> Volumen (Gesamtvolumen 338.000 m<sup>3</sup>) wurde für ein HQ<sub>100</sub> eine Reduzierung von rund 20 % berechnet. Werden an sechs Standorten Becken bis 100.000 m<sup>3</sup> Stauinhalt gebaut, erhöht sich das Gesamtvolumen auf 785.000 m<sup>3</sup> und die Hochwasserreduzierung auf fast 50 %. Die Rückhalte wurden für HQ<sub>100</sub> optimiert. Durch den Bau der Kleinerückhalte werden Ausuferungen weitgehend verhindert, die positive Wirkung der Gewässerrenaturierung wird dadurch aufgehoben.

Mit gesteuerten Drosseln würde bei gleicher Wirkung wesentlich weniger Stauraum benötigt werden, als mit ungesteuerten Drosseln. Durch eine optimierte Beckensteuerung könnte ein leistungsfähiges, dezentrales Rückhaltesystem geschaffen werden, das sowohl die Höhe der Hochwasserscheitel, als auch das Hochwasservolumen reduziert, gleichzeitig aber den Aufwand für Bau und Betrieb deutlich erhöht.

Der Rückhalteraum 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 19700 als Hochwasserrückhaltebecken einzustufen sind und entsprechende Sicherheitsanforderungen bei Überlastung des Bauwerks erfüllt werden müssen.

Die an der Bauna erarbeiteten Aussagen lassen sich zumindest tendenziell auf andere kleine Einzugsgebiete im Mittelgebirge übertragen (RÖTTCHER U. TÖNSMANN 2001).

MARENBACH (2002) untersuchte die Wirkung von Retentionsmaßnahmen in zwei größeren Flussgebieten: Nahe (Einzugsgebiet 4066 km<sup>2</sup>) und Rems (631 km<sup>2</sup> Einzugsgebiet). Dabei unterscheidet sie Maßnahmen der fließenden Retention (Revitalisierungsmaßnahmen der Gewässer und Auen) und der stehenden Retention in naturnahen, kleinen dezentralen Rückhalteräumen.

Die untersuchten Rückhalteräume hatten jeweils ein Volumen von mindestens 5000 m<sup>3</sup>. Die festen Drosselöffnungen wurden so bemessen, dass bei einer Einstauhöhe von  $h = 1,5$  m Abflüsse, die einem HQ<sub>2</sub> entsprechen, abfließen, es ergaben sich durchschnittlich DN 1200 mm. Dadurch wird die Überschwemmungshäufigkeit erhöht.

Mit 161 Rückhalteräumen (Rückhaltevolumen 5,4 Mio m<sup>3</sup>, spezVol 1,3 mm) wurden Scheitelabminderungen von 4,1 % an der Nahemündung prognostiziert. Für die Nahe-Nebenflüsse (A<sub>E0</sub>: 65 - 1221 km<sup>2</sup>) wurden an der Mündung Scheitelabminderungen zwischen 0,9 und 55,6 % berechnet. Die sehr unterschiedlichen Werte werden mit den jeweiligen Unterschieden der Abflussbereitschaft und der Speichervolumina der Einzugsgebiete begründet. Außerdem kommt es durch veränderte Fließzeiten in ungünstigen Fällen zur Überlagerung von Teilwellen, die zu höheren Scheitelwerten führen.

Im Oberlauf der Flüsse sind die Scheitelabminderungen wesentlich höher als im Unterlauf. Sowohl Nahe als auch Glan zeigen Scheitelabminderungen von mehr als 10 % im Oberlauf und unter 5 % an der Mündung.

An der Remsmündung beträgt die Scheitelabminderung durch 39 kleine Rückhalteräume maximal 1,1 %, am Ober- und Mittellauf werden bis 6 % erreicht.

Eine Untersuchung der hochwasserdämpfenden Wirkung konventioneller Rückhaltebecken an der Mündung aller Nebengewässer mit gleichen Rückhaltevolumina wie die dezentralen Rückhalteräume ergab eine Scheitelabminderung an der Nahemündung von 4 %. Mit zwei zentralen Rückhalteräumen an der Nahe in Sobernheim und Niederhausen könnte eine Abminderung von 7 % erreicht werden.

Die Wirkung von Retentionsmaßnahmen an der Nahe und der Rems stimmen qualitativ übereinstimmen, jedes Gebiet weist aber auch auf Grund seiner Gebietsstruktur und örtlicher Besonderheiten Unterschiede auf.

Die Wirkung der kleinen Rückhalteräume wurde auch in Hinblick auf deren Abflussdrosselung untersucht. Dabei stellte sich heraus, dass die Wirkung ungesteuerter Rückhalteräume mit einfachen Rohrdrosseln bezüglich der überörtlichen Scheitelabminderung etwas größer ist, als die mit konstanten Regelabgaben nach  $Q_R = HQ_2, HQ_5$  oder  $HQ_{10}$ .

Die Abschätzung der Retentionswirkung mit Hilfe von Gebietskenngrößen ist nicht möglich. Für die stehende Retention durch kleine Rückhalteräume kann eine entsprechende Beziehung nicht hergeleitet werden, da Zahl und Größe möglicher Rückhalteräume zu sehr anthropogen vorgegeben sind. Auch für die fließende Retention ist eine Abschätzung wegen der Komplexität des Niederschlag-Abfluss-Prozesses und der Diversifikation der Flussgebiete und individueller Besonderheiten eine Abschätzung sehr schwierig (MARENBACH 2002).

Was die stehende Retention in sehr kleinen Einzugsgebieten angeht, wird, mit einem anderen Ansatz, eine Möglichkeit in dieser Arbeit aufgezeigt (→ 6).

Die untersuchten Maßnahmen zur Steigerung der Retention hätten, z.B. in Bad Kreuznach, Schäden durch die Hochwasser 12/93 und 1/95 nicht verhindert (MARENBACH 2002).

RÖTTCHER (2005) untersuchte am Beispiel der Erpe (Einzugsgebiet 153 km<sup>2</sup>, Mittelgebirge, Hessen) die Wirkung dezentraler und zentraler Rückhaltemaßnahmen für den Hochwasserschutz. Er vergleicht unter anderem die Wirkung eines zentralen Hochwasserrückhaltebeckens mit der 11 dezentraler Retentionsräume, die zusammen das gleiche Rückhaltevolumen aufweisen wie das zentrale Becken. Die dezentralen Retentionsräume haben Rückhaltevolumina zwischen 5.500 und 32.000 m<sup>3</sup>, zwei Standorte über 100.000 m<sup>3</sup>. Das Gesamtvolumen beträgt 387.000 m<sup>3</sup>, die Stauhöhen liegen zwischen einem und zwei Metern.

Die hydrologische Wirksamkeit der Retentionsräume hängt sehr stark von der Drossel des Retentionsraumes ab, es wurden Untersuchungen mit beweglichen und festen Drosselöffnungen durchgeführt.

Bei der festen Drossel beginnt der Einstau bei 50 - 70 % des HQ<sub>10</sub>, die Abflussreduzierung wirkt ab einem HQ<sub>5</sub>. Bei HQ<sub>50</sub> werden die Abflüsse um 16 % reduziert, eine Scheitelabminderung die zunächst auch bei stärkeren Abflüssen beibehalten wird. Alle Rückhalteräume laufen vor Erreichen des Abflusses eines HQ<sub>100</sub> über.

Durch gesteuerte Drosselöffnungen würden sich sowohl die Wirksamkeit (Scheitelabminderung an der Mündung um weitere 10 m<sup>3</sup>/s) als auch der Aufwand für die Rückhaltebecken erhöhen. Nachteile gesteuerter Drosselöffnungen wären auch für Flora und Fauna der Retentionsräume zu erwarten, da die Flächen seltener überflutet werden.

Die Wirkung der 11 Retentionsräume am Gebietsauslass ist in etwa identisch mit der eines zentralen Hochwasserrückhaltebeckens mit gleichem Rückhaltevolumen.

Weiter wird festgestellt, dass die ökologischen Auswirkungen bei den einzelnen Retentionsmaßnahmen geringer sind als bei einem deutlich größeren Hochwasserrückhaltebecken. Die eingestauten Flächen der Einzelrückhalte sind zusammen um das 3-4fache größer als bei dem zentralen Standort. Vorteil der dezentralen Retentionsräume ist, dass der Hochwasserschutz flächiger im Einzugsgebiet verbessert wird, als mit einem großen Hochwasserrückhaltebecken, das oberhalb keine Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss hat (RÖTTCHER 2005).

Kleine, dezentrale Rückhaltebecken werden in der Literatur sehr unterschiedlich definiert und benannt. Manchmal fehlen auch Größenangaben, z.B. über die Dimensionierung der Drosselöffnung. Zur Übersicht und zum Vergleich sind die wichtigsten Angaben der vorgestellten Untersuchungen in Tab. 2-1 zusammengestellt. In den aufgeführten Arbeiten wurden z.T. sehr unterschiedliche große Einzugsgebiete untersucht, alle sind wesentlich größer als in der vorliegenden Arbeit. Je größer ein Einzugsgebiet ist, desto größer werden Einflüsse, wie Abflussmenge, Zuflüsse, Wellenablauf im Gewässer und Translation, die in den hier untersuchten, kleinen Gebieten nur eine untergeordnete Rolle spielen.

Auch die Größe der Rückhalteräume, die Einstaubedingungen und -ziele der untersuchten Maßnahmen sind sehr unterschiedlich und erschweren einen Vergleich der Ergebnisse. Trotzdem wird deutlich, dass in den kleineren Einzugsgebieten Scheitelabminderungen über 20 % möglich sind. Dieser Wert ist, wie später in dieser Arbeit diskutiert wird, stark abhängig von den Einstaubedingungen, besonders der Drosselgröße.

Die Scheitelabminderungen an der Mündung von Nahe und Rems ( $A_{E0}$ : 4066 bzw. 631 km<sup>2</sup>) sind dagegen mit 4 bzw. 1 % (MARENBACH 2002) wesentlich niedriger. Die Nebenflüsse der Nahe und die Oberläufe der Gewässer zeigen jedoch z.T. deutlich höhere Scheitelabminderungen als für die Mündung prognostiziert werden.

Kleine Rückhalteräume haben eine lokale, maximal regionale Wirkung auf Hochwasser kleiner Gewässer. Dort können sie eine wesentliche Wirkung auf den Hochwasserablauf zeigen und in Hochwasserschutzkonzepten Eingang finden.

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

In wieweit durch Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes, oder nur durch Kleinrückhaltebecken, wie sie in dieser Arbeit untersucht wurden, tatsächlich Schutzziele erreicht werden können, ist in großem Maße von den jeweiligen Örtlichkeiten (schadloser Hochwasserabfluss) und den Gebiets- und Gewässereigenschaften im Einzugsgebiet abhängig. In Eppingen reicht eine Scheitelabminderung von ca. 25 % durch dezentralen Hochwasserschutz aus (ASSMANN 1998), an der Nahe hätten Schäden, wie durch die Hochwasser von 1993 und 1995 verursacht, alleine durch die untersuchten dezentralen Maßnahmen nicht vermieden werden können (MARENBACH (2002)).

Autor	Maßnahme	Größen		Drosselöffnung	Einzugsgebiet	spez. Vol [mm]	Scheitelabminderung
		Vol. [m <sup>3</sup> ]	Stauhöhe				
WEGNER 1992	Kleinretentionen	„relativ geringe Volumina“	≤ 1 m	starke Drosselung	55 km <sup>2</sup> Eschbach (Bad Homburg)		HQ100: ca. 25%
ASSMANN ET AL. 1998	Retentionsareale	< 50.000	≤ 1,8 m		75 km <sup>2</sup> Obere Elsenz (Kraichgau)		ca. 25 %
RÖTTCHER, TÖNSMANN, 2001	Kleinstrückhalte	1500 - 50.000			50 km <sup>2</sup> Bauna	6,9	20%
	Kleinstrückhalte	≤ 100.000				15,7	fast 50%
MARENBACH 2002	naturnahe kleine dezentrale Rückhalteräume	≥ 5.000	2 – 3 m	HQ <sub>2</sub> bei h = 1,5 m (Mittel: DN 1200 mm)	4066 km <sup>2</sup> Nahe	1,3	4,1 %
					Nahe-Nebenflüsse (65-1221 km <sup>2</sup> )		0,9 – 55 %
					631 km <sup>2</sup> Rems	0,6	4-6% (HQ <sub>10</sub> ) 1,1 % (HQ <sub>100</sub> )
RÖTTCHER 2005		5.500 - 32.000; 2 mal > 100.000	2 m	Einstau ab 50 - 70 % HQ <sub>10</sub>	153 km <sup>2</sup> , Erpe (Hessen)	2,5	16 % ab HQ <sub>50</sub>
vorliegende Arbeit	Kleinstrückhaltebecken (KRH)	1.000 - 50.000	≤ 3 m	DN 200 – 2000 mm	bis 20 km <sup>2</sup>	1 – 15	bis 35 – 75 %

**Tab. 2-1: Übersicht Kleinrückhaltebecken**

Leere Zellen: keine Angaben in der vorliegenden Literatur

spezVol: aus der Literatur oder aus den Literaturangaben berechnet



## 3 Material und Methoden

Für die Untersuchung der Wirkung von KRH auf den Hochwasserabfluss wurden Abflussganglinien verschiedener realer und fiktiver Einzugsgebiete mit dem Flussgebietsmodell NAM-NKF (IHG 2001) simuliert und analysiert.

Simulation bedeutet hier eine dem wirklichen Geschehen möglichst ähnliche Nachahmung von Prozessen der realen Welt im Modell, hier die Abflussbildung im Einzugsgebiet. Durch Simulation mit unterschiedlichen Bedingungen können die Auswirkungen bestimmter Maßnahmen dargestellt, analysiert und mit dem Ist-Zustand und untereinander verglichen werden.

Die Simulationen der Abflussbildung im Einzugsgebiet erfolgt auf Grundlage zweier Untersuchungsgebiete mit möglichen KRH im deutschen Mittelgebirgsraum (Realsysteme). Zur systematischen Untersuchung der Einflussfaktoren wurden darüber hinaus fiktive Einzugsgebiete (Fiktivsysteme) auf Basis der Untersuchungsgebiete simuliert. Für alle Einzugsgebiete wurden Abflussganglinien im Ist-Zustand ohne KRH und mit unterschiedlichen KRH berechnet und verglichen.

In diesem Kapitel wird nach einer Einführung in die Theorie der Niederschlag-Abfluss-Modelle das verwendete Modell NAM-NKF vorgestellt. Es folgen Beschreibungen der Untersuchungsgebiete, der untersuchten Hochwasserereignisse, der Modellbildung und Kalibrierung. Danach werden die Fiktivsysteme kurz beschrieben.

### 3.1 Niederschlag-Abfluss-Modelle

Die Simulationen wurden mit dem Niederschlag-Abfluss-Modell (N-A-Modell) NAM-NKF ausgeführt. Ein Vergleich unterschiedlicher N-A-Modelle bzw. deren Ergebnisse wurde im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt. Es ist davon auszugehen, dass das verwendete Modell, insbesondere im Bereich der Maßnahmenabbildung, dem Stand der Wissenschaft entspricht.

#### 3.1.1 Allgemeines

Hydrologische Erscheinungen, wie der Ablauf von Hochwasserwellen, können nach Methoden der Systemanalyse untersucht werden. Das Einzugsgebiet eines Gewässers kann als ein hydrologisches System aufgefasst werden, das bestimmte Eingaben, z. B. Niederschlag, aufnehmen, transformieren und eine Ausgabe, z.B. Hochwasserwelle, erzeugen kann. Das Ergebnis hängt von der Eingabe oder Belastung sowie von den Übertragungseigenschaften des Systems ab, die mit mathematisch-deterministischen Modellen simuliert werden. Eine physikalisch begründete Ursache-Wirkung-Beziehung zwischen den Variablen wird vorausgesetzt.

Die Simulation der Kleinrückhaltebecken basiert auf physikalisch begründeten Berechnungen.

Eine große Gruppe dieser Modellkonzepte bilden die Niederschlag-Abfluss-Modelle. Sie dienen der Ermittlung der Abflüsse in einem Einzugsgebiet aus vorgegebenen Niederschlagsereignissen. Auf wasserwirtschaftliche Fragestellungen in einem Flussgebiet angewendet, werden sie auch als Flussgebietsmodelle bezeichnet. Flächendetaillierte Systeme berücksichtigen Abflussbildung und Abflusskonzentration flächenhaft und nach Komponenten. Für die Gebietscharakteristik werden Modellkonzepte aufgestellt, deren Parameter aus Naturbeobachtungen abgeleitet werden (MANIAK 2005).

Die wichtigsten Fragestellungen, bei denen N-A-Modelle eingesetzt werden, sind:

- Bemessungsabflüsse wasserwirtschaftlicher Maßnahmen, z.B. Hochwasserganglinien zur Planung von Rückhaltebecken
- Wirkungsnachweise für wasserwirtschaftliche Maßnahmen
- Auswirkungen anthropogener Veränderungen

(DVWK 1999)

Für die Berechnung von Abflussganglinien mit dem N-A-Modell muss für jedes Einzugsgebiet ein Modell aufgestellt werden. Dazu wird das Flussgebiet in Einheiten zerlegt: natürliche oder kanalisierte Teileinzugsgebiete, Gewässerstrecken, Zusammenflüsse, Rückhaltebecken, Entnahmen und Einleitungen. Alle, den Abfluss beeinflussenden Elemente eines Einzugsgebietes müssen beschrieben werden. Die räumliche Auflösung des Modells ist abhängig von Ziel und Skalierung der Modellierung und von der Datelage.

Den verschiedenen Einheiten entsprechen bestimmte Bausteine im Flussgebietsmodell, die die jeweilige Wirkung beschreiben. Die Verknüpfung der Einheiten findet an Modell- oder Berechnungsknoten statt, Stellen für die jeweils der Abfluss berechnet wird. Die Struktur des Gesamtmodells muss dem natürlichen Abflussgeschehen entsprechen. Der Übersicht halber sollte zu jedem Modell ein Fließschema erstellt werden, das das Einzugsgebiet im Modell wiedergibt.

Bei allen Modellansätzen ist zu beachten, dass auch ein kleines Einzugsgebiet zu komplex ist, um alle in ihm ablaufenden Prozesse physikalisch richtig und detailliert beschreiben zu können. Ein Modell ist nur eine mehr oder weniger abstrahierte Beschreibung der wesentlichen Prozesse. Auch die durch die Computertechnik mögliche Flächendetaillierung von N-A-Modellen bis hin zu quasihomogenen Teilflächen erlaubt noch keine vollständig physikalisch fundierte Prozessbeschreibung (DVWK 1999).

Besonders bei der Vereinfachung so komplexer Sachverhalte wie der Abflussmodellierung, können Modellfehler auftreten:

- Es ist praktisch unmöglich, alle auftretenden Einflüsse zu erfassen.
- Bei der Konzeption von mathematischen Modellen werden immer gewisse vereinfachende Annahmen getroffen, um eine Modellform zu erreichen, die handhabbar ist.
- Die im Zuge der Modellkalibrierung ermittelten Modellparameter sind „optimal“ in Hinblick auf die Wiedergabe der bei der Kalibrierung verwendeten Daten, nicht in Hinblick auf die im Prognosefall jeweils „neuen“ Daten. Es existiert somit eine Ungewissheit bezüglich des in der aktuellen Situation zutreffenden Parameterwertes.
- Beobachtungsdaten werden über Messungen in der Natur gewonnen, die mit einem mehr oder minder großen Messfehler behaftet sind.

Welchen Einfluss die verschiedenen Fehlerquellen in jedem einzelnen Prognosefall annehmen, ist grundsätzlich unbekannt. Beim Prognostizieren lässt sich aber durch Vergleich der zum neuen Prognosezeitpunkt beobachteten Werte mit den zuletzt dafür vorausgerechneten Werten zumindest darüber eine Information gewinnen, welcher Prognosefehler insgesamt entstanden ist. Geht man davon aus, dass sich in den folgenden Zeitintervallen an der Gesamtsituation nichts ändern wird, der Prozess ähnlich weiterlaufen wird und auch die Fehlerquellen in ähnlicher Weise bestehen bleiben werden, so ist zu erwarten, dass in den nächsten Zeitschritten ähnliche Fehler in den Prognosen auftreten werden wie beim letzten Prognosefall (KREITER 2005).

### 3.1.2 NAM-NKF

Alle Simulationen in dieser Arbeit wurden mit NAM-NKF (Niederschlag-Abfluss-Modell für natürliche und kanalisierte Flächen) durchgeführt.

Es wurde vom Ingenieurbüro für Hydrologie & Gewässerschutz (*ihg*, St. Ingberter Straße 49, 66583 Spiesen-Elversberg) entwickelt und für diese Arbeit zur Verfügung gestellt.

Das Modell wurde von *ihg* im Rahmen mehrerer konkreter Projekte erfolgreich angewandt, u. a. auch auf das Gewässersystem der Blies.

Bei NAM-NKF handelt es sich um eine modifizierte Version des rein hydrologischen Flussgebietsmodells FGM (Version 3.1) des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft (IHW) der Universität Karlsruhe von 1988. Die zugehörigen Entwicklungsarbeiten wurden von Herrn Sartor an der Universität Karlsruhe und später im Rahmen von *ihg* durchgeführt und betreffen in erster Linie die Ermöglichung einer Langzeit-Seriensimulation, eine verbesserte Simulation der Abflussbildung und die Berücksichtigung von Rück- und Überstauwirkungen in Kanalisationsnetzen.

Es ist ein reines DOS-Programm (IHG 2001). Alle Eingabedaten werden aus Textdateien gelesen, die mit einem beliebigen Text-Editor bearbeitet werden können.

Für die Eingaben wurde der Editor VIM (Version 6.3) benutzt.

NAM-NKF ist ein flächendetailliertes, konzeptionelles N-A-Modell zur Berechnung der Abflusshöhe in Abhängigkeit von Gebiets- und Ereignisgrößen. Durch die Nachbildung der Wirkungsweise des Systems wird aus den Niederschlagsdaten (Input, Belastung) eine Abflussganglinie (Output) berechnet.

Belastet wird das Modell mit Niederschlagsdaten statistischer oder gemessener Niederschlagsereignisse. Für diese Arbeit wurden fast ausschließlich Daten gemessener Niederschlagsereignisse verwendet.

Das Modell erlaubt eine getrennte Modellierung der Abflussanteile aus ländlichen (durchlässigen) und städtischen (versiegelten) Teilflächen. Entlang von Gewässerstreifen kann der Einfluss des Wellenablaufs im Gewässer und verschiedener Arten Hochwasserrückhaltebecken mit konstanter oder variabler Abgabe berücksichtigt werden.

Die Abflussbereitschaft des Gebietes zu Ereignisbeginn wird über den Vorregenindex (VN21) und die hydrologische Wochenzahl ausgedrückt. VN21 wird aus den Niederschlägen der letzten 21 Tage vor dem zu simulierenden Ereignis, der hydrologischen Wochenzahl und einem Abminderungsfaktor berechnet (IHG 2001).

NAM-NKF wurde für die Berechnung großer Rückhaltevolumina entwickelt. Die Angabe der Rückhaltevolumina erfolgt in Millionen m<sup>3</sup> mit vier Nachkommastellen. Die vierte Nachkommastelle (entspricht 100 m<sup>3</sup>) markiert die Nachweisgrenze des Modells, die bei der Simulation von Rückhaltebecken unter 200 m<sup>3</sup> z.T. zu Unplausibilitäten durch Rundung führt. Für Rückhaltebecken dieser Größe ist das Modell weniger geeignet.

Für die überwiegend simulierten Rückhaltevolumina ab 1.000 m<sup>3</sup> ist das Modell ausreichend genau. Erforderliche Rückhaltevolumina werden als Vielfaches von 100 m<sup>3</sup> ausgegeben.

Die Dateneingabe erfolgt über Systemdateien mit denen Parameter getrennt für Gebietseigenschaften (Datei \*.LND), Gewässereigenschaften (Datei \*.GEW), Wellenverformung (Routing, Datei \*.ROU) und versiegelte Flächen (Datei \*.STA) eingegeben und modelliert werden. Alle ereignisabhängigen Daten werden über die Niederschlagsdatei (Datei \*.RGN) eingegeben. Die genannten Dateien werden mit der Startdatei FGM.IN aufgerufen.

Ergebnisse werden mit den Ergebnisdateien FGM.OUT und \*.FGM (Binärdatei, die mit anderen Programmteilen ausgewertet werden kann) ausgegeben. Durch die Programmteile FGMRES und FGMPL sind Ausgaben in graphischer und tabellarischer Form möglich.

Für diese Arbeit wurden hauptsächlich Scheitelwerte, Abflussganglinien, und die Ausnutzung der Rückhaltekapazitäten ausgewertet.

Die Ausgaben wurden z.T. mit Microsoft-Excel 2003 weiterverarbeitet und dargestellt.

### 3.1.3 Berechnungsansätze

Die Aussagekraft einer Simulation hängt wesentlich von den verwendeten Daten und Berechnungsansätzen des Modells ab, die wichtigsten werden im Folgenden genannt. Dabei sind die Angaben nach den Systemdateien mit denen sie in NAM-NKF eingegeben werden geordnet.

Die Beschreibung der Berechnungsansätze beschränkt sich auf die Nennung der erforderlichen Daten und Modellansätze, soweit sie für eine Beurteilung und für die Ergebnisse der Arbeit notwendig sind. Auf theoretische Herleitungen und Begründungen der Berechnungsansätze, sowie die Nennung einzelner (Steuer-)Parameter und ihrer Herleitung wird verzichtet, da sie den Rahmen dieser Arbeit sprengen würden. Für weiter gehende Informationen wird auf die einschlägige Literatur verwiesen (z.B. DVWK, EULER, IHG, ITWH, MANIAK, ZAIß).

- **Gebietseigenschaften, Landabfluss (\*.LND):**

- *Daten:* Flächengröße (km<sup>2</sup>) des Einzugsgebietes und gebietsspezifische Kennwerte der jeweiligen Teileinzugsgebiete für die Berechnung des Landabflusses: CNII (Bodentyp und -nutzung) und empirisch abgeleitete Parameter für die Abflussberechnung nach der Doppelspeicherkaskade (Aufteilungsfaktor, Speicherzahlen und -konstanten)

- **Berechnungsansätze:** NAM-NKF ermöglicht die Berechnung der Abflussbildung (Bildung des abflusswirksamen Niederschlags) und der Abflusskonzentration (Transformation des Effektivniederschlags in die Abflussganglinie) nach verschiedenen Ansätzen. Die für die Simulationen dieser Arbeit verwendeten Ansätze sind:  
Für die Abflussbildung: Erweitertes SCS-Verfahren nach ZAIß (1989).

Das SCS-Verfahren (U.S. Soil Conservation Service) wurde für kleine natürliche Einzugsgebiete und extreme Niederschläge ( $> 50$  mm) entwickelt. Mit ihm werden die abflusswirksamen Anteile des Niederschlags aus Niederschlagsdaten und gebietspezifischen Parametern (Boden, Vegetation, Bodenfeuchte: Index CN) unter Berücksichtigung eines Anfangsverlustes bestimmt. Der CN-Wert beschreibt das maximale Speichervermögen des Bodens und lässt sich durch Modellkalibrierung oder aus Gebietsmerkmalen ableiten.

Aufgrund der Ergebnisse eines Verfahrensvergleiches sowie allgemein guter Anwendungserfahrungen wird die Weiterentwicklung des SCS-Verfahrens nach ZAIß (1989) in NAM-NKF sowie anderen Modellen standardmäßig verwendet. Die Erweiterungen durch ZAIß beziehen sich auf die Einführung eines verbesserten Ansatzes für die Vorgeschichtsabhängigkeit (Vorregenindex VN21), die Änderung des Verlustverhältnisses von 0,5 auf 0,02 und die Verwendung eines pro Zeitintervall jeweils mit der akkumulierten Niederschlagssumme ermittelten variablen Abflussbeiwertes. Als Eingangsgrößen kommen gegenüber dem original SCS-Verfahren nur die Jahreszeit und die Niederschlagshöhe der 21 Tage vor dem Ereignis hinzu (SARTOR 1997, IHG 2001).

Für die Abflusskonzentration: Doppelspeicherkaskade (Abb. 3-1).

Die erste Kaskade repräsentiert schnell reagierende Abflussteile, die zweite Kaskade langsamere Komponenten der Abflusskonzentration. Das Aufteilungsverhältnis des effektiven Niederschlags auf die beiden Kaskaden wird mit dem Aufteilungsfaktor ( $\beta$ ) bestimmt. Für die Bestimmung des Aufteilungsfaktors ( $\beta$ ), der Speicheranzahlen ( $n$ ) und der Speicherkonstanten ( $K$ ) existieren eine Reihe empirischer Verfahren, mit denen sie aus Gebietsmerkmalen abgeleitet werden können. Eine Anpassung an Messwerte ist immer wünschenswert.

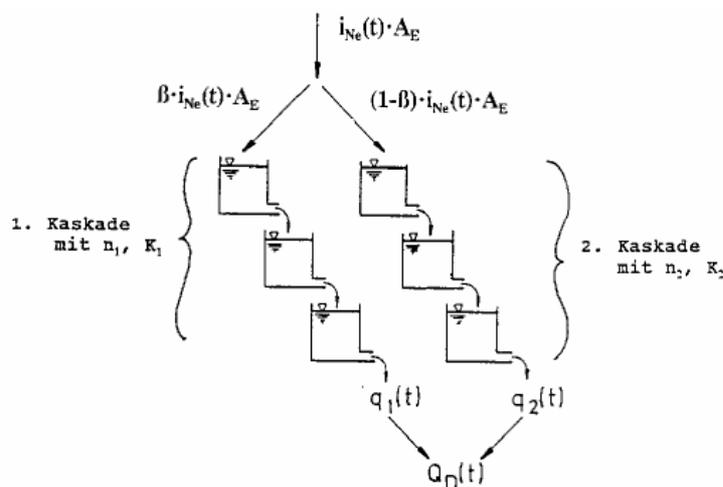


Abb. 3-1: Prinzip der Doppelspeicherkaskade (IHG 2001)

- **Stadtabfluss, bebaute Teileinzugsgebiete (\*.STA):**
  - *Daten:* Kennwerte, die den Stadtabfluss beschreiben: Stadtfläche, Befestigungsgrad, mittleres Gefälle, Leistung und Volumen eines Regenüberlaufbeckens
  - *Berechnungsansätze:* der Ansatz stammt aus dem Kanalnetzmodell HYSTEM-EXTRAN (ITWH 1993). Entlastungsbauwerke wie Regenüberlaufbecken mit geringfügiger Speicherwirkung in der Kanalisation können berücksichtigt werden.
- **Wellenablauf (\*.ROU):**

In NAM-NKF wird der Wellenablauf im Gewässer über die gleiche Datei modelliert, wie die Wellenverformung durch Rückhaltebecken. Da beide Vorgänge im Sinne dieser Arbeit unterschiedliche Funktionen haben, werden sie getrennt beschrieben.

  - *Daten* für den Wellenablauf im Gewässer: empirisch abgeleitete Parameter für die Abflussberechnung nach der Doppelspeicherkaskade (Aufteilungsfaktor, Speicheranzahlen, Retentionskonstanten)
  - *Berechnungsansätze:* Standardmethode in NAM-NKF ist das hydrologische Flood-Routing nach einem auf dem Kalinin-Miljukov-Verfahren aufbauenden Ansatz nach EULER (1986). Das Abflussverhalten eines Gewässerabschnitts wird durch einzelne Abschnitte beschrieben für die jeweils ein Linearspeicher eingesetzt wird. Damit kann die Gerinneströmung auf eine stufenweise Seeretention reduziert werden. Es wird eine Doppelspeicherkaskade simuliert: eine Speicherkaskade für das eigentliche Gewässerbett und eine für den Vorlandabfluss bei Ausuferung.
  - *Daten* für die Modellierung der Kleinrückhaltebecken: Einstauhöhe, Beckenvolumenkennlinie (Beckenvolumen in Abhängigkeit von der Einstauhöhe), Drosselkennlinie (Abfluss in Abhängigkeit von der Einstauhöhe), Daten der Entlastungsanlage
  - *Berechnungsansätze:* die Modellierung der Kleinrückhaltebecken erfolgt nach dem Prinzip der Seeretention (→ 4.2.4). Der Abfluss ergibt sich als Funktion der Speicherinhaltsänderung je Zeiteinheit in Abhängigkeit vom Wasserstand im Rückhaltebecken.
- **Gewässer (\*.GEW):**
  - *Daten:* Zielknotenreihe (Definition des Gewässernetzes), Anzahl der Zeitschritte, Berechnungszeitschritt, Basisabfluss (zwischen Zeiteinheiten linear ansteigend)
- **Niederschlag (\*.RGN):**
  - *Daten:* Niederschlagshöhe pro Zeiteinheit, Vorregenindex, Hydrologische Wochenzahl
  - *Berechnungsansätze:* gemessene Niederschläge nach Niederschlagsordinaten (mm/Zeiteinheit) der tatsächlichen Niederschlagsereignisse. Normierte Niederschlagsverteilungen sind ebenfalls möglich, wurden aber nicht angewandt. Die Aufteilung unterschiedlicher Niederschläge auf verschiedene Teileinzugsgebiete ist möglich, wurde aber in der Arbeit nicht genutzt, da bei den kleinen Einzugsgebieten der Niederschlag als Gebietsniederschlag angesetzt werden konnte.

### 3.2 Untersuchungsgebiete

Die Untersuchungen dieser Arbeit wurden mit Daten aus zwei realen Untersuchungsgebieten und einigen Fiktivsystemen durchgeführt. Die beiden Untersuchungsgebiete obere Blies und Thalfanger Bach, sowie die untersuchten Niederschlags- und Hochwasserereignisse werden im Folgenden beschrieben. Am Ende der Gebietsbeschreibung Thalfanger Bach sind der Einfluss des Regenüberlaufbeckens Thalfang und des Wellenablaufs dargestellt.

Beide Untersuchungsgebiete liegen in der deutschen Mittelgebirgszone: Der Thalfanger Bach im Nordwesten des Hunsrücks (Rheinland-Pfalz), und die obere Blies im Prims-Blies-Hügelland im Saarland (Abb. 3-2).



Abb. 3-2: Lage der Untersuchungsgebiete (MAGIC MAPS)

Die Mittelgebirgszone wird durch paläozoische und mesozoische Festgesteine im Untergrund bestimmt, die häufig von nur geringmächtigen jüngeren Sedimenten bedeckt werden.

Die junge, ungleichmäßige Heraushebung, hauptsächlich während des späten Tertiärs, führte zu Rumpf- und Verebnungsflächen.

In den meisten Mittelgebirgen überziehen quartäre Decklagen (geschichtete, in charakteristische Lagen angeordnete, pleistozäne Solifluktsdecken) weitflächig den Festgesteinsuntergrund. Festgesteine treten in Kuppenlagen oder an Steilhängen an die Oberfläche.

Die Decklagen bestehen aus einem Gemisch von Skelett und Feinerde mit relativ hohem Schluffgehalt. Sie sind das wichtigste Substrat der Bodenbildung, bestimmen die Mächtigkeit des Solums, Verdichtungsgrad, Lehm- und Skelettanteil und steuern die Durchwurzelbarkeit, das Wasser- und Nährstoffspeichervermögen sowie die Wasserdurchlässigkeit der Böden (LIEDTKE, MARCINEK 1995).

### 3.2.1 Niederschlags-/ Hochwasserereignisse

Der Einfluss, den Kleinrückhaltebecken auf den Hochwasserabfluss haben, wurde anhand tatsächlich in den letzten 25 Jahren in den Untersuchungsgebieten stattgefundener Ereignisse untersucht. Die Verwendung realer Niederschlagsdaten ermöglicht eine realitätsnahe Untersuchung der Reaktion der Systeme und erlaubt die Kalibrierung des Modells auf diese Ereignisse. Vorgeschichte und Intensitätsverlauf müssen nicht geschätzt werden, sondern basieren auf tatsächlichen Daten.

Da nur kleine Einzugsgebiete bis 20 km<sup>2</sup> Fläche untersucht wurden, konnte vorausgesetzt werden, dass das gesamte Einzugsgebiet in der gleichen Intensität beregnet wird, es sich bei den Niederschlagsdaten um den Gebietsniederschlag handelt. Bei Einzugsgebieten bis 100 km<sup>2</sup> Fläche kann auf eine Abminderung des Punktniederschlags bei der Übertragung auf die Fläche verzichtet werden (DVWK 1999).

Da jedes Niederschlagsereignis und das ggf. verursachte Hochwasser individuell sind, sind die betrachteten Ereignisse nur Beispiele anhand derer die Wirkung der KRH untersucht wird. Die Ereignisse werden genau so mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht wieder vorkommen, aber sie repräsentieren „Klassen“ von Ereignissen, die durch statistische Wiederkehrintervalle ausgedrückt werden.

Für die Untersuchungsgebiete werden insgesamt sieben starke Niederschlagsereignisse und die dazugehörigen Hochwasserganglinien untersucht. Für das UG Blies sind das vier Ereignisse:

- August 1980, HQ<sub>>100, extrem</sub>
- Januar 1995, HQ<sub>20</sub>
- Dezember 1993, HQ<sub>10</sub>
- Oktober 1986, HQ<sub>5</sub>

Für das UG Thalfang liegen Daten für drei Ereignisse vor, die aber kein extremes Ereignis wie das vom August 1980 im UG Blies beinhalten:

- Januar 1995, HQ<sub>50</sub>
- Januar 1993, HQ<sub>5</sub>
- Februar 1990, HQ<sub>4</sub>

Am Gebietsauslass des UG Thalfanger Bach bei Dhronencken befindet sich keine Pegelstation. Der nächste Pegel liegt an der Dhrontalsperre. Die Wiederkehrintervalle der Ereignisse wurden für diesen Pegel berechnet. Es wird davon ausgegangen, dass die statistischen Wiederkehrintervalle an der Pegelstation (ca. 9,5 km Luftlinie vom Gebietsauslass entfernt) in etwa denen des Untersuchungsgebietes entsprechen.

### 3.2.2 Obere Blies

#### 3.2.2.1 Gebietsbeschreibung

Das Untersuchungsgebiet (UG) Obere Blies (im Folgenden 'Blies' genannt) umfasst das Quellgebiet und den Oberlauf der Blies. Das dazugehörige Einzugsgebiet ist 8,45 km<sup>2</sup> groß. Am Gebietsauslass liegt der amtliche Pegel Oberthal (Foto 3-1).

Im nord-östlichen Teil des Saarlandes gelegen grenzt es im Westen an die Gemeinde Theley und im Osten an die Gemeinde Oberthal (Abb. 3-3). Im Norden liegt der Losenberg (513 m NN) und im Süden der Schaumberg (568 m NN, höchster Punkt des Saarlandes).

Die geographischen Koordinaten der obere Blies sind ca. 7° E, 49°30' N.



**Foto 1: Blies in Höhe Pegel Oberthal**

Das UG liegt im Prims-Blies-Hügelland (naturräumliche Haupteinheit 190) im Naturraum des Saar-Nahe-Berglandes. Das jungpaläozoische Berg- und Hügelland zeigt flachwellige und schwach zertalte Flächen. Der geologische Untergrund besteht im Wesentlichen aus klastischen Sedimenten des Unteren Rotliegenden (Lebacher- und Tholeyer Schichten: Sandsteine, Tone, Arkosen, Konglomerate u. Schiefertone) und randlich permische Vulkanite (MEYEN ET AL. 1962, FISCHER 1989).

Die Blies ist der zweitgrößte Fluss des Saarlandes und fließt bei Saargemünd (F) in die Saar. Die Bliesquellen liegen südlich von Selbach auf etwa 420 m NN. Die Hauptfließrichtung der Blies im UG ist Nord - Süd. Kurz vor dem Gebietsauslass mündet der aus Westen kommende Hirzbach (Quellgebiet bei 400 bis 480 m NN) in die Blies. Der Gebietsauslass am Pegel Oberthal liegt 310 m über NN. Die maximale Höhendifferenz im Untersuchungsgebiet ergibt sich zu 258 m. Der Höhenunterschied zwischen der Bliesquelle und dem Gebietsauslass/Pegel Oberthal beträgt 110 Meter, bei einer Fließlänge von etwa 4,2 km entspricht das einem mittleren Gefälle von 2,5 %.

Die Oberläufe der Blies und des Hirzbaches gehören zu den Kerbtalgewässern, weiter unterhalb, in der Nähe des Pegels Oberthal, zählt die Blies bereits zum Typ der Auetalgewässer.

Die Jahresniederschläge im Untersuchungsgebiet betragen nach der mittleren Niederschlagsverteilung (1990–2004) rund 1050 mm (LANDESAMT FÜR UMWELTSCHUTZ SAARLAND).

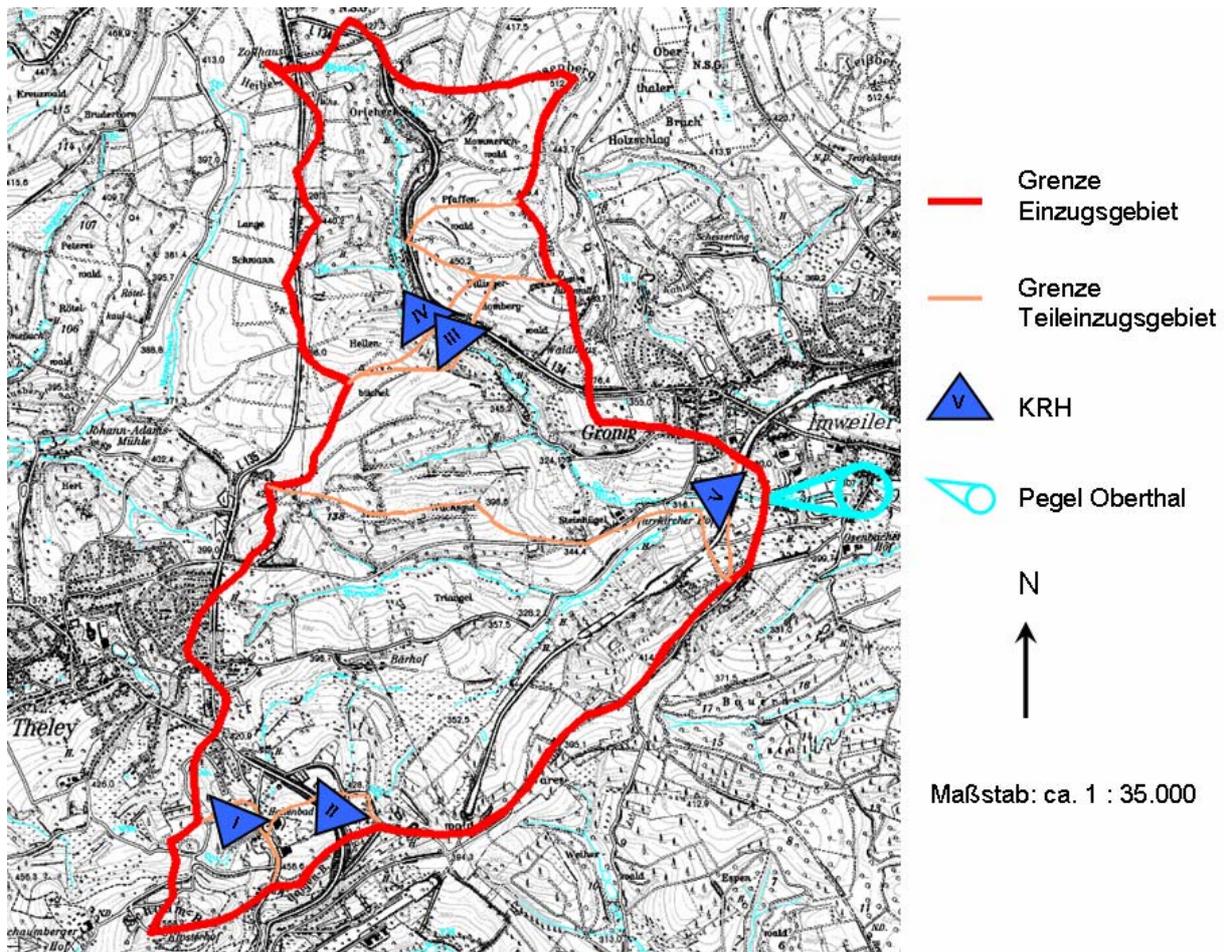


Abb. 3-3: Untersuchungsgebiet Obere Blies

Im UG sind die Böden im Wesentlichen Braunerden-Pseudogley-Gesellschaften aus Hauptlage über Basislage. Am Rande im NE und SW des UG werden auch Braunerden aus Verwitterungsprodukten vulkanischer Gesteine gefunden. Die Durchlässigkeit der Böden ist gering bis mittel, bei feinklastischem Substrat und Staunässe gering bis sehr gering. Bei grobklastischen Einschaltungen kann sie auch mittel bis hoch sein (UMWELTMINISTERIUM SAARLAND).

Die Böden haben mittlere Güte und werden als Acker- und Weideland genutzt. Die begrenzenden Höhenzüge und vulkanischen Kuppen sind bewaldet. Das Gebiet unterliegt seit dem frühen Mittelalter großflächig landwirtschaftlicher Nutzung.

Im Bereich der Oberen Blies wurden fünf mögliche KRH (Tab. 3-1, Fotos 2, 3 u. 4) untersucht. Dazu wurde das Einzugsgebiet in 8 Teileinzugsgebiete aufgeteilt (Abb. 3-3). KRH III und IV (Foto 2) sind ehemalige Fischteiche im Nebenschluss.

Unterhalb des letzten KRH, zwischen KRH und Pegel liegt das kleinste Teileinzugsgebiet (FN 8). Durch seine geringe Größe von 0,1 km<sup>2</sup> hat es kaum Einfluss auf die Abflussganglinie.

Das schematische Fließdiagramm des Untersuchungsgebietes ist unter auf Seite 41 (→ 3.3) abgebildet.

<b>KRH</b>	<b>Volumen [m<sup>3</sup>]</b>	<b>Einstauhöhe [m]</b>	<b>Teileinzugsgebiet [km<sup>2</sup>]</b>	<b>spezVol [mm]</b>	<b>Struktur</b>
<b>I</b>	149	1,4	0,18	0,8	Brachland Straßendamm
<b>II</b>	198	1,4	0,31	0,6	Brachland Straßendamm
<b>III</b>	1.856	2,5	0,11 unterhalb KRH IV	6,3 incl. KRH IV	ehemaliger Fischteich
<b>IV</b>	11.078	3,2	1,93	5,7	ehemaliger Fischteich
<b>V</b>	41.036	3	5,86 unterhalb KRH I-IV	allein: 4,9 mit IV: 6,2	Wiese Eisenbahndamm
<b>ges.:</b>	<b>54.317</b>		<b>8,44</b>	<b>6,4</b>	

Tab. 3-1: KRH im Untersuchungsgebiet Obere Blies



Foto 2: KRH IV Oberlauf Blies, ehemaliger Fischteich

Das größte KRH im UG Blies ist KRH V (Foto 3 und 4). Auf Foto 3 sieht man das Muldental, das durch ein KRH eingestaut werden könnte. Der Damm einer stillgelegten Eisenbahnstrecke ist etwa in der Mitte des Fotos hinter einer Baumreihe zu erkennen. Den vorhandenen Durchlass durch den Bahndamm und den Zusammenfluss der Blies mit dem Hirzbach zeigt Foto 4.



**Foto 3: KRH V, Obere Blies**



**Foto 4: KRH V, Obere Blies, Durchlass ehem. Eisenbahndamm**

### 3.2.2.2 Niederschlags-/Hochwasserereignisse

Die untersuchten Ereignisse fanden im August 1980 ( $HQ_{\text{extrem}}$ ), im Januar 1995 ( $HQ_{20}$ ), im Dezember 1993 ( $HQ_{10}$ ) und im Oktober 1986 ( $HQ_5$ ) statt. Die einzelnen Ereignisse sind in den Abb. 3-3 bis 3-7 dargestellt. Zur besseren Vergleichbarkeit sind die Diagrammachsen aller vier Abbildungen, mit Ausnahme 8/80, gleich skaliert.

Das Modell wurde mit den Ereignissen 12/93 und 1/95 kalibriert. Die für diese Ereignisse gemessenen Abflüsse sind in Abb. 3-5 und 3-6 zum Vergleich auch dargestellt.

Für den Pegel Oberthal wird ein mittlerer Abfluss von  $0,316 \text{ m}^3/\text{s}$  Jahresdurchschnitt, bzw.  $0,372 \text{ m}^3/\text{s}$  im Winter und  $0,261 \text{ m}^3/\text{s}$  im Sommer (Durchschnitt der Jahre 1990 bis 2004) ausgewiesen. (UMWELTMINISTERIUM SAARLAND 2004)

Im UG Blies existierte zur Zeit der Ereignisse keine Niederschlagsmessstation. Die nächsten Messstationen waren in Theley und Selbach. Mit den Niederschlagsdaten der Station Theley ließen sich die Parameter besser kalibrieren. Sie wurden für alle Ereignisse als Gebietsniederschlag für das Untersuchungsgebiet zu Grunde gelegt.

Im **August 1980** (Abb. 3-4) führte ein konvektiver Starkniederschlag innerhalb weniger Stunden zu einem extremen Hochwasser und unterhalb des betrachteten Einzugsgebiets zu großen Überschwemmungen und Schäden. Starke Niederschläge am 16. August von 2 bis 5 Uhr führten zu einem Anstieg des Abflusses in der Blies auf über  $4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Nach einer Pause von zweieinhalb Stunden (Abfluss sank um etwa  $1 \text{ m}^3/\text{s}$ ) fielen in einer  $\frac{3}{4}$  Stunde  $47,6 \text{ mm}$  Niederschlag, danach war es trocken. Dieser extrem hohe Niederschlag führte zu einem schnellen Anstieg des Abflusses in der Blies auf  $11,6 \text{ m}^3/\text{s}$ . Die aus diesem Ereignis resultierende Hochwasserganglinie zeigt einen steilen Anstieg und einen ebenso steilen Rückgang des Abflusses. Innerhalb von 12 Stunden nach dem Niederschlag lagen die Abflüsse schon wieder unter  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ , 50 Stunden nach dem Extremniederschlag hatten die Abflüsse wieder das Maß wie vor dem Hochwasser.

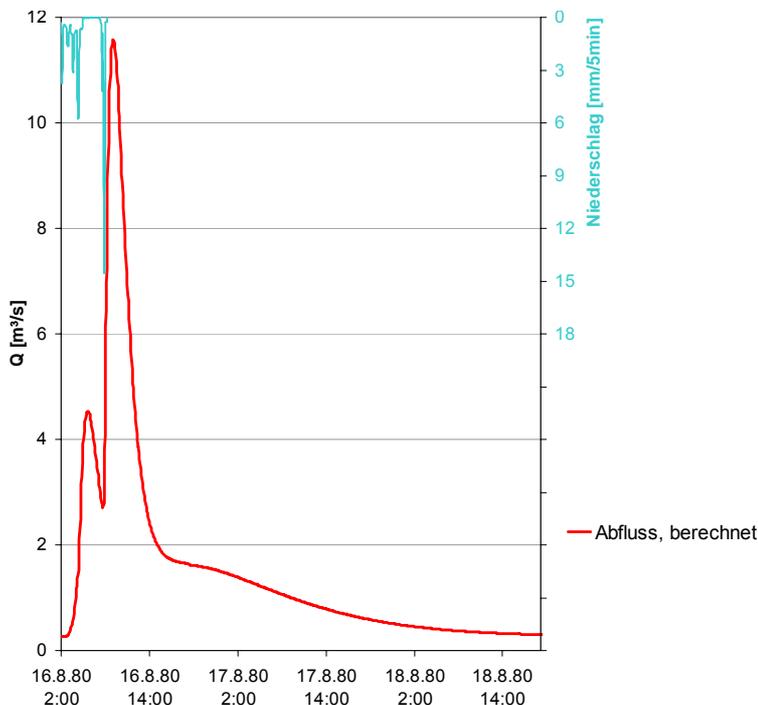
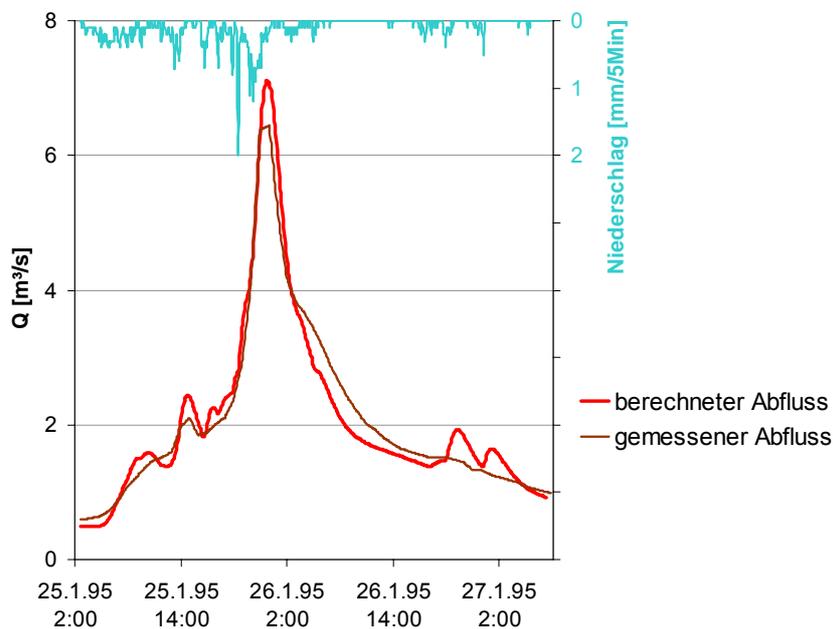


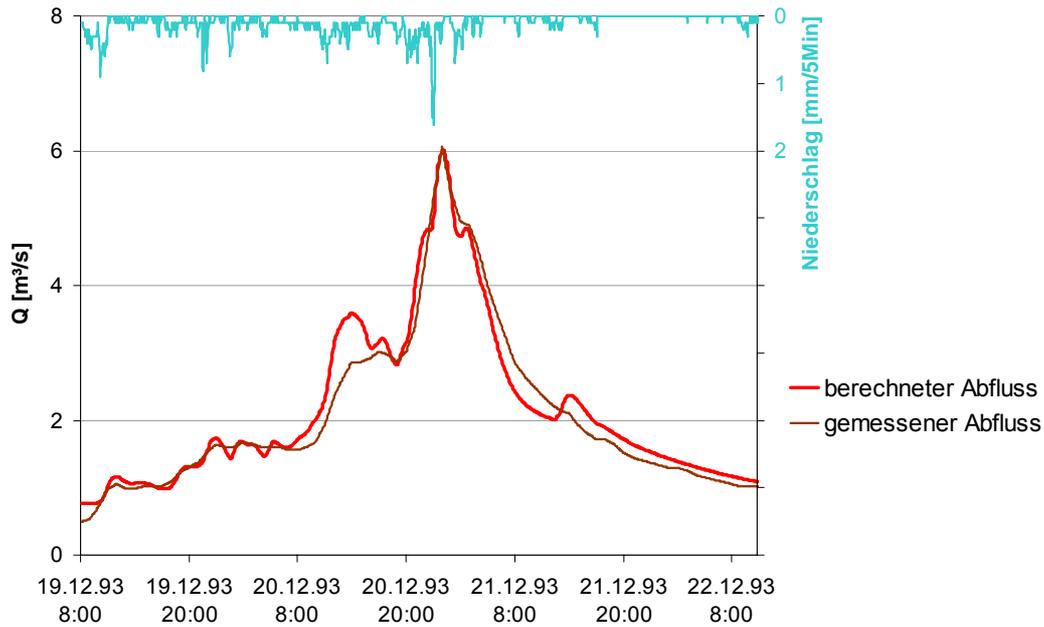
Abb. 3-4: Hochwasserganglinie August 1980 ( $HQ_{\text{extrem}}$ ), Pegel Oberthal

Auslöser für das Hochwasser Ende **Januar 1995** (Abb. 3-5) war ein länger andauernder Niederschlag. Am 25. Januar regnete mit zunehmender Intensität, gegen 20 Uhr wurden mit fast 4 mm in 5 Minuten die Niederschlagsspitze erreicht, danach nahmen die Niederschlagshöhen ab. In 28 Stunden fielen insgesamt 64,5 mm Niederschlag, die zu Hochwasserabflüssen in der Blies mit statistischem Wiederkehrintervall von gut 20 Jahren führten. Weiter unterhalb, an Saar und Mosel war es ein Jahrhunderthochwasser. Die Form der gemessenen Abflussspitze ist wie abgeschnitten. Diese Abweichung resultiert aus einem Wasserstand am Pegel über dem Maximum des Messprofils. Die tatsächliche Abflussspitze wurde mit dem kalibrierten Modell berechnet. Die resultierende Hochwassergangwelle ist entsprechend dem Niederschlagsverlauf über einen längeren Zeitraum nicht so steil und hoch wie im August 80, dafür im unteren Bereich deutlich breiter.



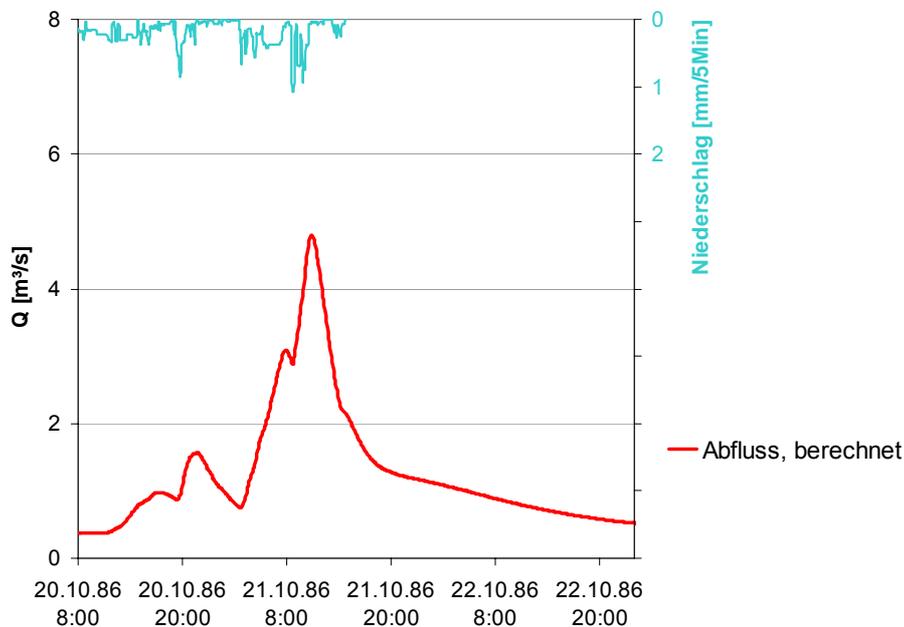
**Abb. 3-5: Hochwasserganglinie Januar 1995 (HQ<sub>20</sub>), Pegel Oberthal**

Im **Dezember 1993** (Abb. 3-6) führten lang anhaltende Niederschläge mit einigen Spitzen bis 1 mm/5Min zu einem langsamen Anstieg der Abflüsse in der Blies. Am zweiten Tag der Niederschläge stieg die Niederschlagsintensität in zwei Stufen an. Diese Niederschläge verursachten eine sehr voluminöse Hochwasserwelle. 95 mm Niederschlag über 57 Stunden führten zu einer Abflussspitze von 6 m<sup>3</sup>/s und einer langen Hochwasserdauer (2 Tage > 2 m<sup>3</sup>/s; 3 Tage > 1 m<sup>3</sup>/s)



**Abb. 3-6: Hochwasserganglinie Dezember 1993 (HQ<sub>10</sub>), Pegel Oberthal**

Das schwächste untersuchte Hochwasserereignis im UG Blies fand im **Oktober 1986** (Abb. 3-7) statt und erreicht eine statistische Jährlichkeit von 5 Jahren. Unterschiedlich intensive Niederschläge über etwa 30 Stunden ließen die Abflüsse der Blies auf 4,8 m<sup>3</sup>/s steigen und nach Ende der Niederschläge schnell wieder sinken.



**Abb. 3-7: Hochwasserganglinie Oktober 1986 (HQ<sub>5</sub>), Pegel Oberthal**

### 3.2.3 Thalfanger Bach

#### 3.2.3.1 Gebietsbeschreibung

Das Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach (im Folgenden 'Thalfang' genannt) umfasst ein 17 km<sup>2</sup> großes Einzugsgebiet (Abb. 3-8). Es liegt im Nordwestlichen Teil des Hunsrücks, ca. 30 km südöstlich von Trier (Abb. 3-2).

Der Hunsrück ist Teil des Rheinischen Schiefergebirges das aus variszisch schwach metamorphisierten unterdevonischen Schiefen besteht.

Den Untergrund bilden durchweg unterdevonische Tonschiefer, die mit Quarztrippen durchzogen sind. Die Flächen sind von mächtigen Verwitterungsdecken bedeckt.

Klimatisch ist der Hunsrück durch kühle Sommer und eher milde, häufiger schneereiche Winter geprägt.

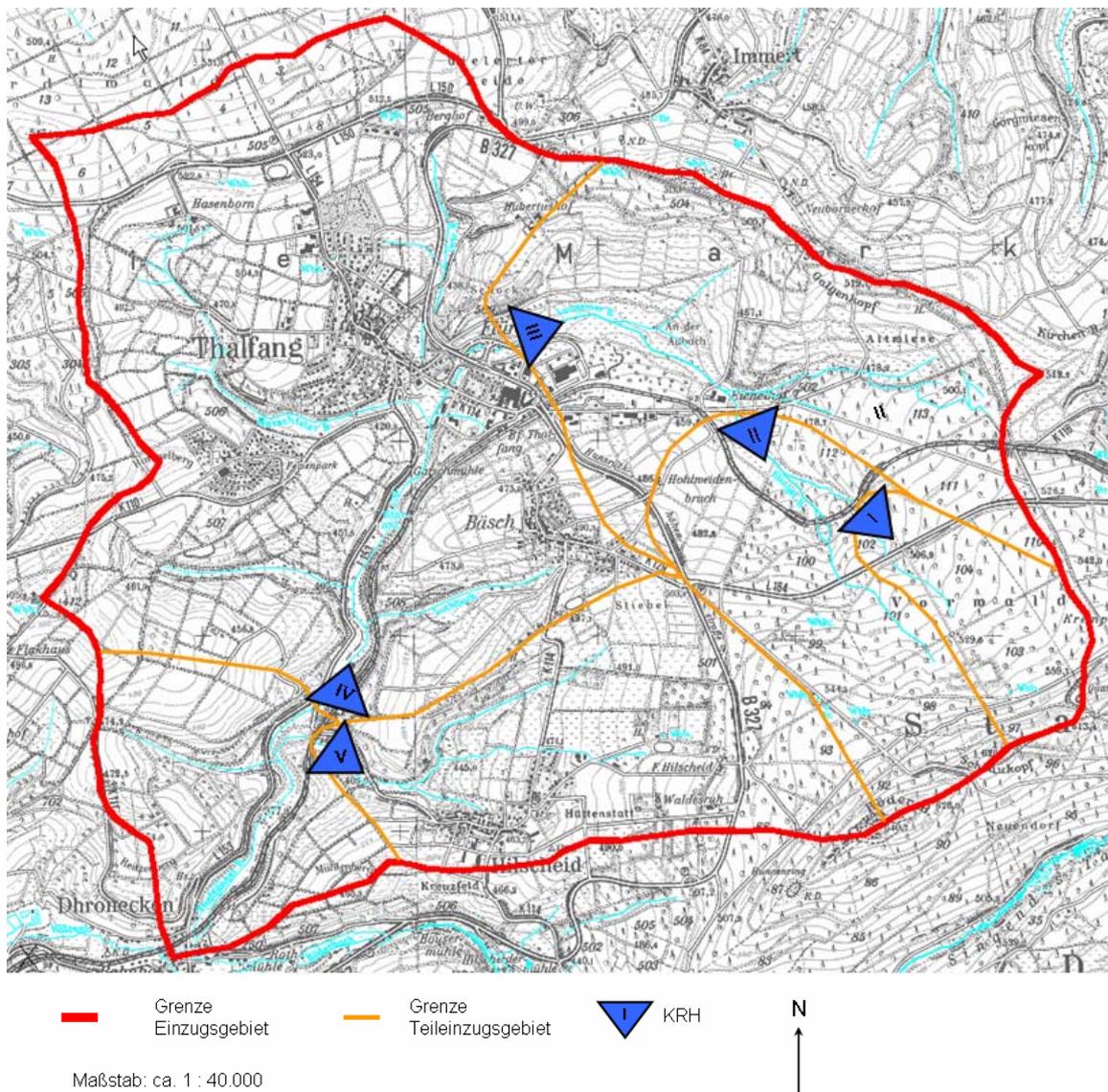


Abb. 3-8: Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach

Thalfang liegt einer muldenförmigen Hunsrückhochfläche (ca. 400-500 m über NN; naturräumliche Haupteinheit 243), über die sich im Südosten bewaldete Quarzitrücken 200 bis 300 m hinaus erheben (MEYEN ET AL. 1962).

Die Hochfläche ist landwirtschaftlich (Ackerland und Wiesen) geprägt, weist aber auch einige Waldareale (Erhebungen im NW und SE) auf.

Die geographischen Koordinaten des Thalfanger Bachs sind ca.: 7° E, 49°45' N.

Das Untersuchungsgebiet umfasst im Wesentlichen das Gebiet der Gemeinden Thalfang, Bäsch und Hilscheid.

Das Einzugsgebiet ist zu rund 9 % besiedelt, ca. 34 % bewaldet und zu etwa 57 % landwirtschaftlich (Acker, Grünland) genutzt (KREITER 2005).

Bei Thalfang wird bei starken Niederschlägen über ein Regenüberlaufbecken Niederschlagswasser aus der Kanalisation in den Thalfanger Bach geleitet.

Der Zusammenfluss mit dem Röderbach kennzeichnet die südliche Grenze des UG und den Gebietsauslass.

Nach dem Zusammenfluss mit dem Röderbach im Süden des UG (Gebietsauslass) fließt das Wasser als kleine Dhron und nach Zusammenfluss mit der Dhron nahe Papiermühle bei Neumagen-Dhron in die Mosel.

Im Südost begrenzt der bewaldete Höhenzug mit Röder-Berg (640 m NN) und Schlaupkopf (626 m NN) das UG. Der Erbeskopf und die Orte Deuselbach und Immert im Osten bzw. Norden gehören nicht mehr zum Einzugsgebiet. Im Nordwesten bilden die südlichen Höhen des Hardtwaldes die Grenze. Die westliche Grenze verläuft östlich der Orte Lückenburg und Burtscheid.

An den Rändern ist das Einzugsgebiet bis zu 640 m NN hoch (Röder-Berg), der Gebietsauslass liegt bei 379 m NN.

Der Thalfanger Bach entspringt nordwestlich der Ortslage Thalfang auf einer Höhe von ca. 542 m NN. Bis zum Gebietsauslass in Dhronacken beträgt die Lauflänge rund 6,3 km. Er hat im Untersuchungsgebiet mehrere Zuflüsse, die in Höhen von etwa 530 bis 460 m NN entspringen. Der Thalfanger Bach ist ein stark gekrümmtes Muldentalgewässer, häufig als Wiesental ausgebildet.

Muldentäler zeigen einen muldenförmigen Querschnitt mit großem Breiten-Tiefen-Verhältnis und weisen auf eine geringe Transportkapazität und Tiefenerosion des Fließgewässers hin.

Die Böden sind durch pleistozäne Solifluktuionsdecken geprägt. Vorherrschender Bodentyp auf Schuttdecken sind tiefgründige Braunerden die einen wechselnden, meist hohen Skelettanteil besitzen. Mit ihnen vergesellschaftet treten in entsprechenden Reliefpositionen Ranker, Braunerde-Ranker, Kolluvien und Pseudogleye auf. Örtlich sind undurchlässige tertiärer Graulehmreste (Reliktboden) zu finden (JÄTZOLD 1984).

Die Niederschlagshöhe der Station Deuselbach in unmittelbarer Nähe zum UG weist für den Zeitraum 1951-1980 eine jährliche Niederschlagssumme von 801 mm bei einer Jahresmitteltemperatur von 8° C aus. Die höchsten Monatssummen des Niederschlags werden im Hochsommer registriert (Konvektionsregen), ein zweites Maximum liegt im Spätherbst und Frühwinter durch vermehrte zyklonale Niederschläge (atlantischer Witterungsverlauf) (JÄTZOLD 1984).

Foto 5 zeigt den nordöstlichen Teil des Untersuchungsgebietes Thalfanger Bach. Der Hochflächencharakter mit tief eingeschnittenen Tälern ist gut zu erkennen. Im Tal hinter der Weide liegt KRH II. KRH I befindet sich im Wald rechts im Foto.



**Foto 5: Hunsrück-Hochfläche**

Im UG Thalfang wurden fünf mögliche KRH (Tab. 3-2 und Fotos 6-10) untersucht. Davon liegen vier hintereinander; KRH V befindet sich an einem Zufluss, der in unmittelbarer Nähe zu KRH IV in den Thalfanger Bach mündet. Das schematische Fließdiagramm des Untersuchungsgebietes ist auf Seite 41 (→ 3.3) abgebildet.

Das Gebiet wurde in sechs Teileinzugsgebiete unterteilt, wobei ein Teileinzugsgebiet unterhalb der KRH, zwischen KRH und Gebietsauslass liegt. Dieses Teileinzugsgebiet mit einer Fläche von 1,6 km<sup>2</sup> und die dazugehörige Gewässerstrecke beeinflussen die Abflussganglinie durch Zuflüsse, Retention und Translation. Da diese Einflüsse die Wirkung der KRH verändern, wird dieses Teileinzugsgebiet zunächst nicht in die Untersuchungen einbezogen. Erst bei der Betrachtung der Entwicklung einer Hochwasserwelle unterhalb der KRH (→ 5.4) spielt es eine wichtige Rolle.

KRH III ist das größte KRH im UG Thalfang (Fotos 7 und 8). Insgesamt könnte es 107.332 m<sup>3</sup> Wasser aufnehmen. Da der Ausuferungsabfluss an dieser Stelle zu 0,38 m<sup>3</sup>/s angenommen wird, darf die Drosselöffnung nicht kleiner als DN 500 mm sein. Mit dieser Drosselgröße werden bei den untersuchten Ereignissen maximal 48.000 m<sup>3</sup> eingestaut. Da zudem die Obergrenze für sehr kleine Rückhaltebecken nach DIN 19700 bei 50.000 m<sup>3</sup> liegt, wird dieses Becken mit 50.000 m<sup>3</sup>, Einstauhöhe 4,6 m (größer als nach DIN für sehr kleine Becken) berücksichtigt.

Da KRH III durch seine Größe bei allen Simulationen nicht überlief, hat es auch bei Drosseloptimierungen die Größe der Drosselöffnung mit DN 500 mm beibehalten. Ein Einstau über 50.000 m<sup>3</sup> wäre nur mit einer kleineren Drosselöffnung möglich.

KRH	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Einstauhöhe [m]	Teileinzugsgebiet [km <sup>2</sup> ]	spezVol [mm]	Struktur
<b>I</b>	1.800	2,6	1	1,8	Wald Eisenbahndamm
<b>II</b>	2.995	1,8	2,1 unterhalb KRH I	1,5 mit KRH I	Brachland Straßendamm
<b>III</b>	107.332 nutzbar: 50.000	6  4,6	2,4 unterhalb KRH I u. II	10,0 mit KRH I, II 9,1 ohne KRH I u. II	Wiese Straßendamm
<b>IV</b>	9.093	2,4	7,6 unterhalb KRH I - III	4,6 mit KRH I-III 4 mit KRH III	Wiese Straßendamm
<b>V</b>	5.917	4	2,3	2,6	Wiese Eisenbahndamm
<b>ges.:</b>	69.805		17,0	4,5	

**Tab. 3-2: KRH im Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach**

Foto 6 zeigt KRH V, das in unmittelbarer Nähe zu KRH IV Wasser aus einem Seitenzufluss aufnehmen könnte. Es wird durch den Damm einer stillgelegten Eisenbahntrasse abgeriegelt. Der Bach befindet sich dort, wo am Rand der Wiese das Gestrüpp anfängt.



**Foto 6: KRH V, Zufluss Thalfanger Bach**



**Foto 7: KRH III, Thalfanger Bach**



**Foto 8: KRH III, Thalfanger Bach, Durchlass**

Foto 9 zeigt KRH IV. Der Thalfanger Bach mäandriert durch ein als Wiese genutztes Muldental, das von einem Straßendamm mit einem großen Durchlass (Höhe ca. 2 m, Foto 10) gequert wird. Vor diesem Durchlass könnte eine Drosselöffnung bei entsprechend großen Hochwasserabflüssen den Einstau von gut 9.000 m<sup>3</sup> Wasser bewirken. Die maximale Einstauhöhe beträgt hier 2,4 m über Talsohle.



**Foto 9: Thalfanger Bach, KRH IV**



**Foto 10: Thalfanger Bach, KRH IV, Durchlass**

### 3.2.3.2 Niederschlags- und Hochwasserereignisse

Die untersuchten Ereignisse fanden im Januar 1995, Januar 1993 und im Februar 1990 statt. Für ein so extremes Ereignis, wie der Niederschlag und das folgende Hochwasser vom August 1980 im UG Blies liegen für das UG Thalfang keine Daten vor. Da es sich hierbei um einen konvektiven Niederschlag handelt, der ähnlich auch im UG Thalfang vorkommen könnte, wurde mit den Niederschlagsdaten des UG Blies auch hier eine Hochwasserganglinie prognostiziert und untersucht.

Die einzelnen Ereignisse sind in den Abb. 3-9 bis 3-12 dargestellt. Alle dargestellten Abflussganglinien zeigen mit NAM-NKF berechnete Abflüsse am Gebietsauslass (Zusammenfluss mit Röderbach). Zur besseren Vergleichbarkeit sind die Diagrammachsen aller Abbildungen, außer Niederschlag 8/80, gleich skaliert.

Beim Gebietsauslass am Zusammenfluss mit dem Röderbach in Dhronecken beträgt der mittlere Abfluss (MQ)  $0,224 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Die Niederschlagsdaten stammen von den Stationen Deuselbach (Betreiber: DWD) und Thiergarten (Betreiber Land Rheinland-Pfalz). Sie wurden als Gebietsniederschlag für das Untersuchungsgebiet gemittelt (KREITER 2005).

Unterhalb der Ortschaft Thalfang wird bei starken Niederschlägen Wasser aus der Kanalisation über ein Regenüberlaufbecken (RÜB) in den Thalfanger Bach geleitet. Diese Einleitungen, die unmittelbar nach entsprechenden Niederschlägen den Bach erreichen, führen zu Abflussspitzen bzw. einem insgesamt unruhigen Verlauf der Abflussganglinie

Im **Januar 1995** (Abb. 3-9) führten starke, lang anhaltende Niederschläge zu Abflüssen am Gebietsauslass von bis zu  $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Am Pegel Dhron-Talsperre war es statistisch gesehen ein über 50jähriges Hochwasser, weiter unterhalb, an der Mosel, ein Jahrhunderthochwasser.

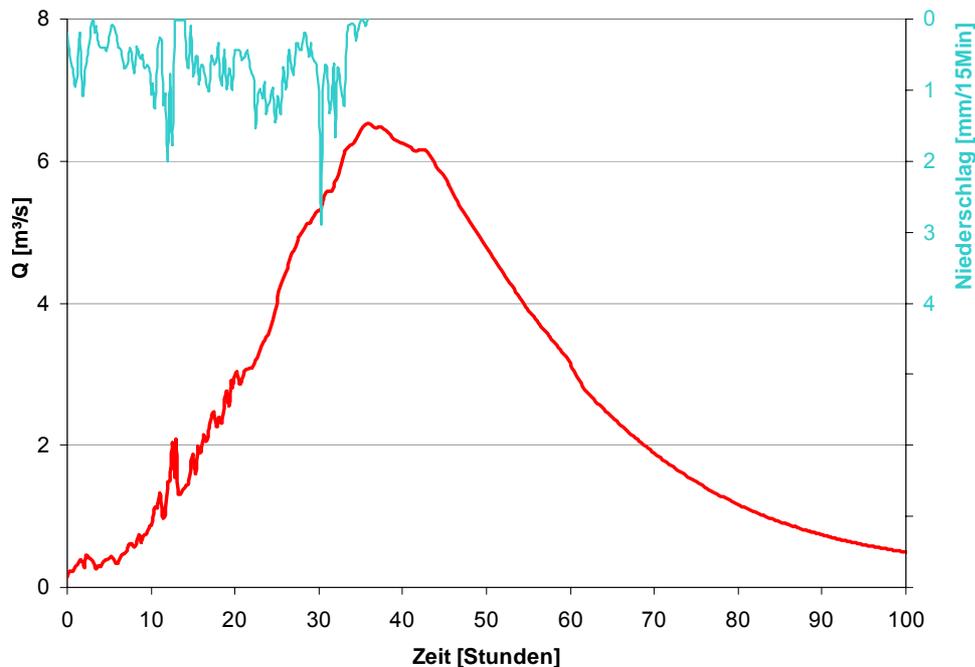


Abb. 3-9: Hochwasserganglinie Januar 1995, Thalfanger Bach

Lang andauernde Niederschläge wechselnder Intensität führten im **Januar 1993** zu einem voluminösen Hochwasser im Thalfanger Bach (Abb. 3-10). Die Abflüsse stiegen langsam auf knapp  $4 \text{ m}^3/\text{s}$  an und fielen mit dem Nachlassen der Intensität der Niederschläge ebenso langsam wieder ab. Abflüsse über  $2 \text{ m}^3/\text{s}$  hielten gut zwei Tage an.

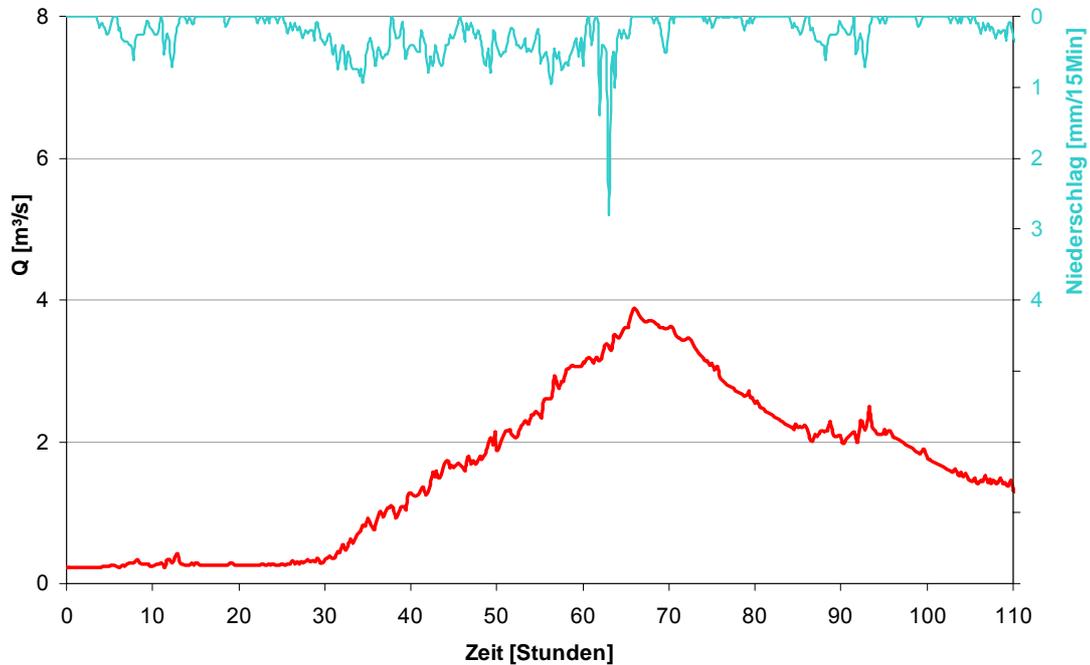


Abb. 3-10: Hochwasserganglinie Januar 1993, Thalfanger Bach

Kurze, intensive Niederschläge ( $32 \text{ mm}/22 \text{ Stunden}$ ) Mitte **Februar 1990** (Abb. 3-11) ließen die Abflüsse des Thalfanger Baches schnell bis gut  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  ansteigen. Die Abflüsse sanken langsam, über einen Zeitraum von 50 Stunden.

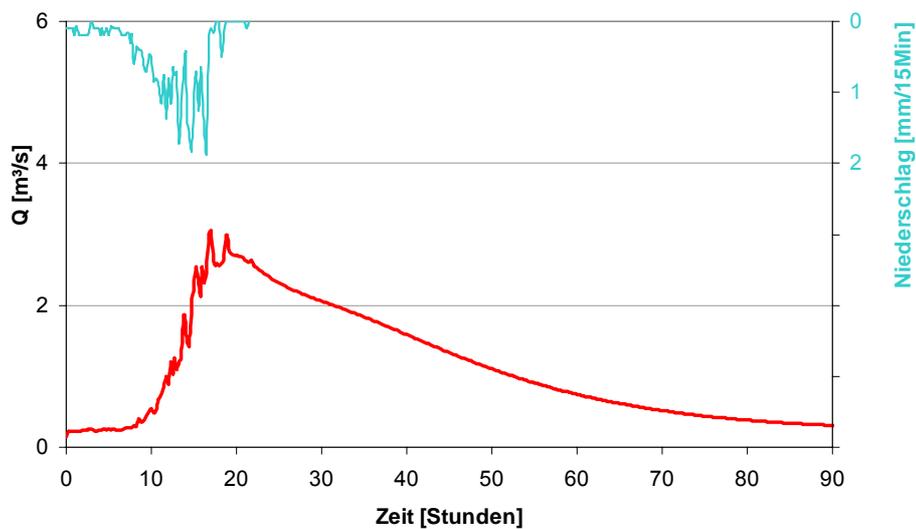
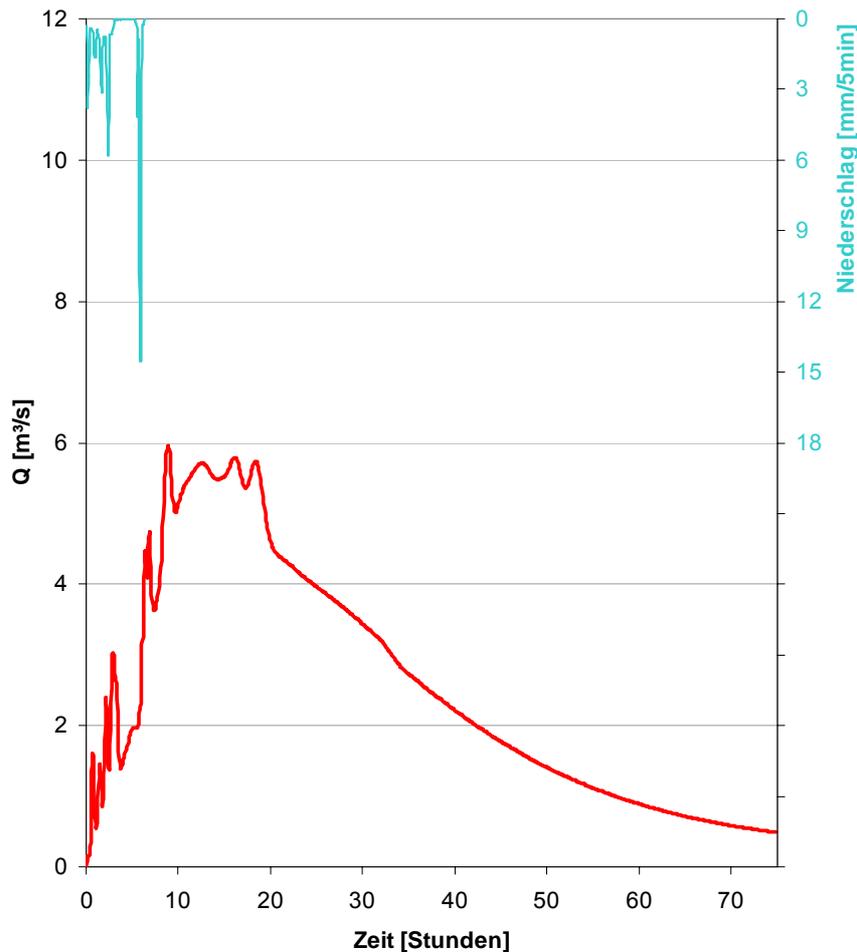


Abb. 3-11: Hochwasserganglinie Februar 1990, Thalfanger Bach

Das stärkste untersuchte Hochwasser im UG Blies resultierte aus einem konvektiven Niederschlagsereignis im **August 1980**. Da für das UG Thalfang keine Daten eines entsprechenden Ereignisses vorliegen, wurde ein Ereignis mit den Niederschlagsdaten des UG Blies simuliert (Abb. 3-12). Der kurze, extrem hohe Niederschlag (102 mm in 6,3 Stunden, Niederschlagsspitze: 14,5 mm/5Min!) hätte im Thalfanger Bach eine sehr steile Abflussganglinie mit bis zu 6 m<sup>2</sup>/s über ca. 10 Stunden verursacht. Das Hochwasser hätte insgesamt etwa 3 Tage gedauert.



**Abb. 3-12: Hochwasserganglinie 8/80 (HQ<sub>extrem</sub>), Thalfanger Bach**

Die abgebildeten Abflussganglinien beider Untersuchungsgebiete zeigen eine unterschiedliche Abflusscharakteristik. Während starke Niederschläge im Bereich der Oberen Blies schnell abflusswirksam werden und steile, hohe Abflussganglinien verursachen, sind die Abflussganglinien des Thalfanger Baches wesentlich flacher und breiter. Das Niederschlagswasser wird wesentlich länger im Einzugsgebiet des Thalfanger Baches gespeichert und erst später abflusswirksam. Die Abflussganglinien der Ereignisse Februar 90 und August 80 verdeutlichen das: Nach dem Ende der kurzen, intensiven Niederschläge sinken die Abflüsse über einen längeren Zeitraum. Vergleichbare Abflussganglinien der Oberen Blies zeigen ein deutlich schnelleres Sinken erhöhter Abflüsse.

### 3.2.3.3 Kanalisierte Teilflächen, Regenüberlaufbecken (RÜB)

Im Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach wird bei sehr starken Niederschlägen Wasser aus der Mischkanalisation Thalfang über ein Regenüberlaufbecken in den Thalfanger Bach eingeleitet.

Während das UG Blies aus überwiegend natürlichen Flächen besteht, nimmt der Thalfanger Bach im UG auch Wasser aus kanalisierter Siedlungsfläche auf: Am Modellknoten 7 fließt, bei entsprechend hohen Niederschlägen, Wasser aus Thalfang (0,8 km<sup>2</sup> Siedlungsfläche) über ein Regenüberlaufbecken in den Bach.

In vielen Siedlungsgebieten fließt Regenwasser, das auf befestigte, versiegelte Flächen (Wege, Dächer etc.) fällt, über eine Mischkanalisation (Abwasser + Regenwasser) zur Kläranlage. So auch in Thalfang. Der Zufluss zum Klärwerk ist durch ein Drosselement (i.d.R. Rohrdrossel, die nur eine bestimmte Wassermenge durchlässt) begrenzt. Bei einem ergiebigen Niederschlag fließt mit dem Spülstoß Regen- und Schmutzwasser aus der Kanalisation in ein RÜB und von dort zum Klärwerk.

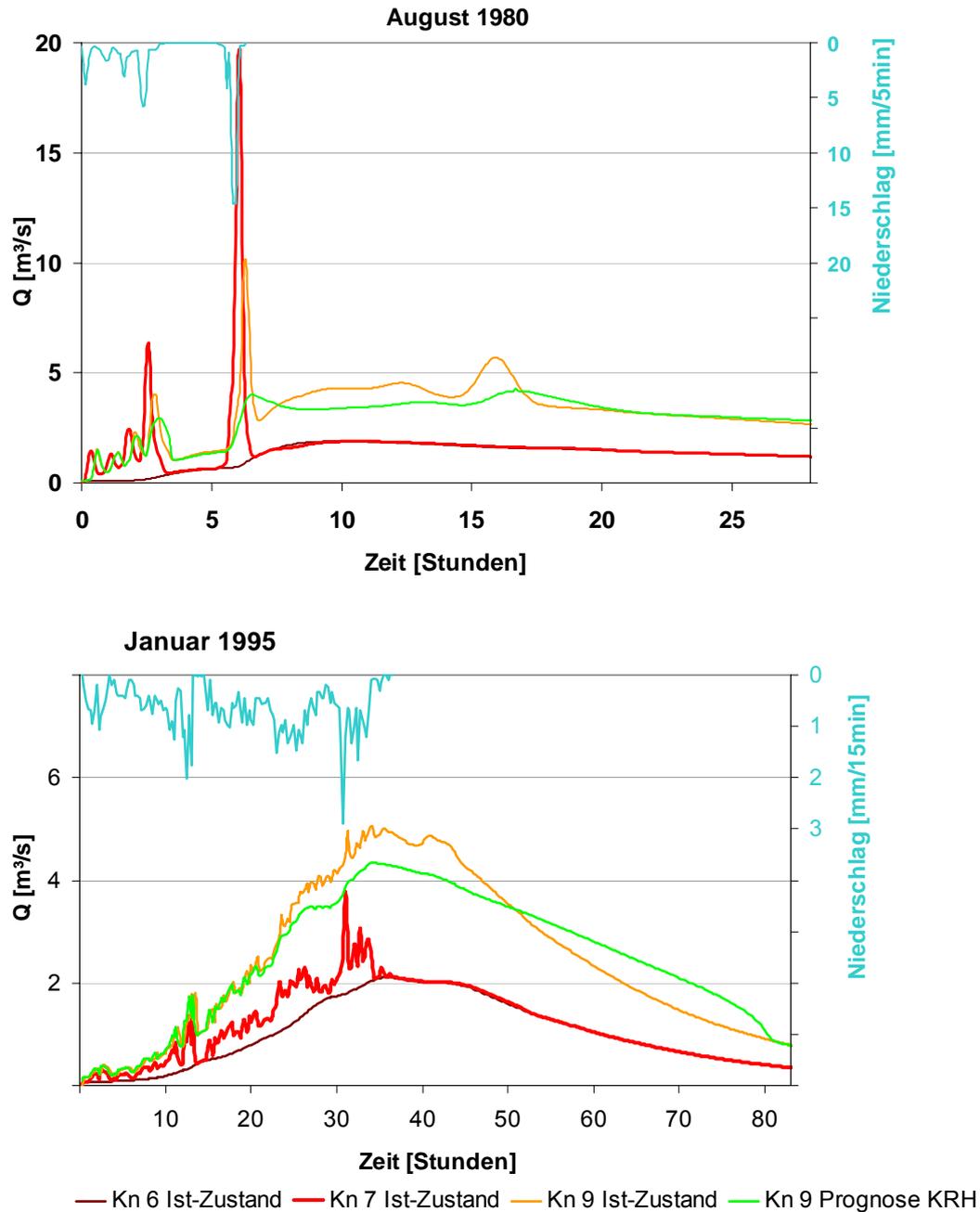
Sind die Rückhaltungsmöglichkeiten erschöpft, springen Regenüberläufe an, die das Niederschlagswasser unmittelbar dem Vorfluter, hier dem Thalfanger Bach, zuführen. Diese plötzlichen, meist hohen Zuflüsse, führen zu einer starken Belastung der morphologischen Strukturen und Lebensräume der unterhalb gelegenen Gewässerabschnitte (PATT ET AL. 1998).

Da dieses Regenwasser über befestigte Flächen und Kanalisation fließt, erreicht es das Gewässer i.d.R. direkter als Wasser, das auf unbefestigte Flächen fällt. Hohe Niederschlagsmengen aus dem RÜB schlagen sich schnell in Abflussspitzen im Gewässer nieder (Abb. 3-13). Die Abflüsse am Modellknoten 7 (Einleitung RÜB), die in Abb. 3-13 oberhalb der Ganglinie am Knoten 6 liegen, stammen aus dem RÜB. Durch Retention und Translation im Gewässer werden die Abflussspitzen im weiteren Verlauf gedämpft bis sie KRH IV (Auslass = Kn 9) erreichen, wo sie weiter gedämpft werden.

Gerade Starkregenereignisse, wie im Aug 80, führen zum Überlauf des RÜB und zu hohen, kurzen Abflussspitzen im Gewässer. Für dieses Ereignis wurde im Thalfanger Bach eine extreme Abflussspitze von 19,7 m<sup>3</sup>/s (MQ an dieser Stelle: 0,08 m<sup>3</sup>/s) berechnet! Auch für weniger extreme Niederschlagsereignisse ergeben sich hohe, plötzliche Abflussspitzen. Wie diese Abflussspitzen ausfallen, ist stark vom Verlauf des Niederschlagsereignisses abhängig: kurze, sehr starke Niederschläge führen zu kurzen, sehr hohen Abflussspitzen (z.B. 8/80) während weniger ergiebiger, aber lang andauernder Niederschlag zu einer unruhigen Abflussganglinie mit kleineren Spitzen führen.

Zwischen der Einleitung am Modellknoten 7 und dem Zufluss des KRH IV werden die Abflussspitzen durch den Wellenablauf gedämpft, besonders stark beim Ereignis von 1980 (Abb. 3-13), dessen Abflussspitze von rund 20 m<sup>3</sup>/s auf gut 10 m<sup>3</sup>/s halbiert wird. Durch ein KRH werden Abflussspitzen gedämpft, auch durch RÜB verursachte Abflussspitzen.

Beide Ereignisse in Abb. 3-13 (Kn9) sind durch hohe Abflussspitzen aus dem RÜB gekennzeichnet, die am Auslass des KRH maximal als leichte Abflusserhöhung zu erkennen sind.



**Abb. 3-13: Abflussganglinien Thalfanger Bach 8/80 und 1/95: Einfluss RÜB**

Kurz nachdem der Niederschlag gefallen ist, erreicht die erste Abflussspitze das KRH, Wasser wird eingestaut. Durch das stoßweise Befüllen schwankt der Abfluss aus dem RKH, die Abflussspitzen treten als wesentlich schwächere Schwankungen unterhalb des KRH auf. Die Abflussspitzen von den versiegelten Flächen erreichen das KRH früher als der Landabfluss. Bevor der Abflussgipfel aus dem Landabfluss das KRH erreicht, kann es zum Teil schon wieder entleert und aufnahmefähig sein. Dadurch, dass die Abflussmenge über einen längeren Zeitraum verteilt auf das KRH trifft, wird die Wirksamkeit erhöht. Es wird eine Wirkung erreicht, für die bei einem Abfluss mit einem Gipfel ein größeres Rückhaltevolumen erforderlich wäre.

Bei den Fiktivsystemen mit RÜB ist eine deutliche Scheitelabminderung durch KRH zu erkennen. Allerdings besteht hier das Problem, eine vergleichbare prozentuale Abminderung darzustellen. Vergleicht man den maximalen Abfluss, müsste man die Höhe des sehr kurzen, hohen Peaks (Abfluss aus RÜB) berücksichtigen. Nur ist diese Höhe wegen der Wellenverformung im Gerinne stark abhängig von der Entfernung des KRH zur Einleitung aus dem RÜB. Absolute Abflusswerte zu nehmen, bedeutet, dass nur Varianten mit gleicher Entfernung zum RÜB verglichen werden dürfen. Um dennoch Vergleiche anstellen zu können, wurde als Vergleichswert nicht die Abflussspitze aus dem RÜB, sondern der maximale Abfluss aus dem Landabfluss, das ist bei den untersuchten Ereignissen der 2. Peak, genommen.

Durch die KRH werden extreme Abflussspitzen abgefangen, das Abflussgeschehen deutlich ausgeglichener. Ökologisch wichtige Abflussschwankungen bleiben im Gegensatz zu belastenden Abflussspitzen erhalten.

Ein KRH kurz hinter einem Regenüberlaufbecken oder sonstiger Einleitung dient damit auch als (weiteres) Speicherbecken für Regenwasser von versiegelten Flächen.

Durch KRH oberhalb der Einleitungsstelle kann dieser Effekt noch gesteigert werden. KRH oberhalb der Einleitungsstelle führen zu einem niedrigeren und verzögerten Zufluss in das nächste KRH. Durch die Dämpfung und Verzögerung der Abflussspitze aus Teileinzugsgebieten oberhalb ist für Abflussspitzen aus einem RÜB mehr Kapazität im KRH vorhanden, die Wirksamkeit des KRH steigt.

#### 3.2.3.4 Wellenablauf

Während eine Hochwasserwelle eine Gewässerstrecke durchläuft, wird sie durch Translation und Retention im Gewässer gedämpft und zeitlich verzögert. Die Veränderung durch den Wellenablauf ist abhängig von gewässerspezifischen Größen (Sohlgefälle, Fließlänge und -widerstände, Talmorphologie, Profilverformung) und von Verlauf u. Höhe der Abflussganglinie. In kleinen Einzugsgebieten spielt der Wellenablauf beim Gesamtprozess „Hochwasserbildung“ nur eine untergeordnete Rolle (DOHM U. KREITER 1999). Im UG Blies wurde er nicht berücksichtigt, im UG Thalfang schon.

Durch die Retention in KRH wird eine Hochwasserwelle auch verändert. Es stellt sich die Frage, ob durch die Wirkung der KRH der Wellenablauf im Gewässer überprägt wird, oder ob beide Arten der Wellenmodifizierung den Abfluss am Gebietsauslass prägen. Dahinter verbirgt sich auch die Frage, ob in Systemen mit mehreren KRH der Wellenablauf betrachtet werden muss.

Abb. 3-13 zeigt die Veränderung von Abflussganglinien durch den Wellenablauf. Besonders an der Entwicklung der extrem hohen Zuflussgangwelle aus dem RÜB 8/80 ist die Wirkung des Wellenablaufs gut zu erkennen: die Abflussspitze wird zwischen Knoten 7 und Knoten 9 stark abgemindert. Auch die kleineren Abflussspitzen 1/95 aus dem RÜB werden gedämpft.

Veränderungen einer Abflussganglinie durch den Wellenablauf im Gewässer und durch KRH werden im Modell durch Flood-Routing simuliert. Der Begriff Flood-Routing beinhaltet beide Arten der Verformung einer Ganglinie, die in dieser Arbeit getrennt betrachtet werden:

- Wellenablauf: Wellenverformung durch Translation und Retention im Gewässer
- Wirkung KRH: Veränderung der Ganglinie durch die Retention der Rückhaltebecken

Die Wirkung des Wellenablaufs in Systemen mit KRH wird am Beispiel des UG Thalfang in zwei Schritten untersucht:

1. System mit überwiegend natürlichen Einzugsgebieten (UG Thalfang ohne kanalisierte Fläche/RÜB) und
2. System mit einem kanalisiertem Teileinzugsgebiet (UG Thalfang)

### **1. Einzugsgebiet mit überwiegend natürlichen Teilflächen**

Um die Wirkungen des Wellenablaufs in Systemen mit KRH zu untersuchen, wurden für das UG Thalfang ohne kanalisierte Fläche/RÜB für zwei Ereignisse Abflussganglinien mit und ohne Wellenablauf simuliert. Abb. 3-14 zeigt diese Abflussganglinien an drei Modellknoten im Einzugsgebiet. Unterhalb der KRH zeigen sich weder im maximalen Abfluss, noch in der Form der Abflussganglinie wesentliche Unterschiede zwischen den Ganglinien mit oder ohne Wellenablauf. Der Wellenablauf hat durch die Wirkung der KRH keinen Einfluss auf die Abflussganglinie, sie wird durch den Einstau im KRH vollkommen überprägt.

Auch Systeme mit weniger KRH zeigen keine wesentlich unterschiedlichen Abflussganglinien mit oder ohne Wellenablauf.

Im betrachteten System kann für die Simulation von KRH auf die Berechnung des Wellenablaufs verzichtet werden. Dies ist eine deutliche Verminderung des erforderlichen Datenaufwands.

### **2. Systeme mit Zufluss aus kanalisiertem Flächen/RÜB**

Durch die Wellenverformung werden die durch das Wasser aus dem RÜB verursachten Gipfel stark gedämpft. Besonders extreme Zuflüsse, wie für das Ereignis 8/80 berechnet, werden durch die Wellenverformung stark verändert. Wie stark die Dämpfung bis zum Zufluss in ein KRH ist, ist abhängig von den Gewässer- und Aueneigenschaften zwischen der Einleitung und dem KRH. Im UG Thalfang wird die Zuflussspitze aus dem RÜB 8/80 bis zum KRH IV so weit gedämpft, dass sie durch das KRH ausgeglichen werden kann.

Ohne Wellenverformung, würde ein Überlauf des KRH IV und eine Fortsetzung der Abflussspitze unterhalb des KRH prognostiziert werden. (Abb. 3-15)

Soll in einem Einzugsgebiet mit extremen Zuflussspitzen die Wirkung von KRH zuverlässig prognostiziert werden, ist die Berücksichtigung des Wellenablaufs notwendig.

Diese Ausführungen gelten für extrem steile, hohe Zuflussganglinien. Mit den Ereignisdaten vom Januar 1995 (wesentlich niedrigere Zuflussspitzen) wird auch ohne Wellenablauf für das KRH IV kein Überlauf angezeigt. Die Abflussganglinien ohne und mit Wellenablauf für Kn 9 (Ablauf KRH IV) sind sehr ähnlich, am Knoten 8 ist die größte Zuflussspitze  $0,7 \text{ m}^3/\text{s}$  höher als die mit Wellenablauf.

Durch den Wellenablauf werden besonders steile, hohe und kurze Abflussganglinien stark gedämpft. In diesen Fällen kann auf die Berücksichtigung des Wellenablaufs nicht verzichtet werden.

**Für eine Prognose der Wirkung von KRH kann damit auf die Berechnung der Wellenverformung und die Erhebung der dazu notwendigen Daten nur verzichtet werden, wenn keine extrem steilen, kurzen Abflussganglinien wie aus kanalisiertem Flächen vorliegen.**

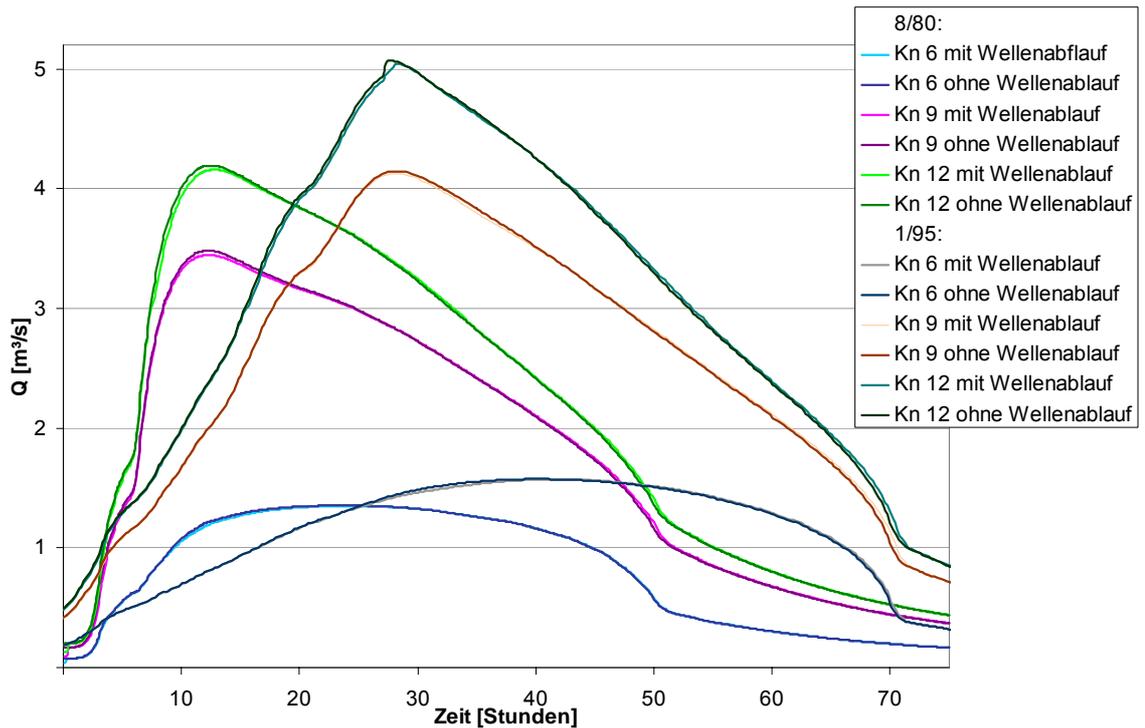


Abb. 3-14: Wirkung der Wellenverformung: Abflussganglinien mit KRH (optimiert), UG Thalfang ohne RÜB

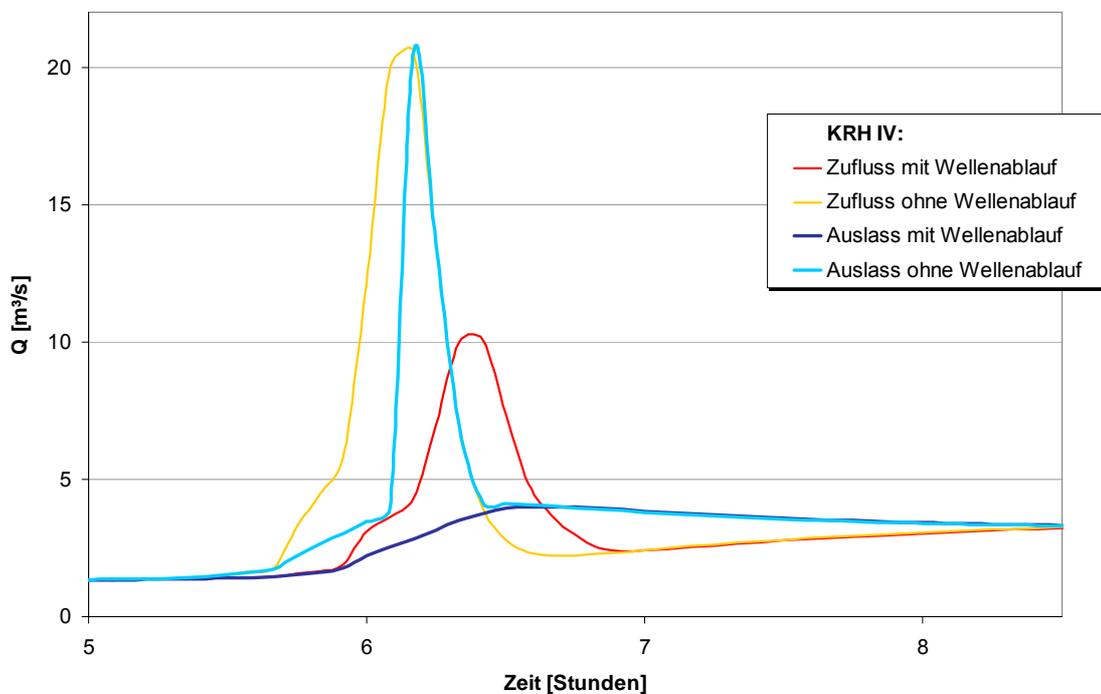


Abb. 3-15: Wirkung des Wellenablaufs auf die Abflussganglinien am KRH IV im UG Thalfang 8/80.

### 3.3 Modellbildung und Kalibrierung

Die Modellaufstellungen und Kalibrierung für die Untersuchungsgebiete Obere Blies und Thalfanger Bach wurden aus (KREITER 2005) übernommen. Die Ergebnisse der Kalibrierung sind im Anhang 2 dargestellt. Durch die Kalibrierung konnte eine sehr gute Anpassung der berechneten an die gemessenen Abflussganglinien erreicht werden. Die Fließdiagramme der Untersuchungsgebiete zeigt Abb. 3-16.

Für das **Untersuchungsgebiet Obere Blies** wurde das Modell als Einflächenmodell bis zum Pegel Oberthal (= Gebietsauslass Untersuchungsgebiet) aufgestellt und kalibriert. Die Modellkalibrierung erfolgte anhand mehrerer Hochwasserereignisse aus dem Zeitraum von 1993 bis 2002 durch vergleichende Gegenüberstellung der Modellergebnisse mit den am Pegel Gronig beobachteten Abflüssen.

Die Fläche wurde anschließend in 8 Teilgebiete mit identischen Gebietseigenschaften aufgeteilt. Die kalibrierten Parameter wurden für die Teilgebiete übernommen. Auch mit dem detaillierten Modell wurde eine gute Anpassung an gemessene Daten erreicht.

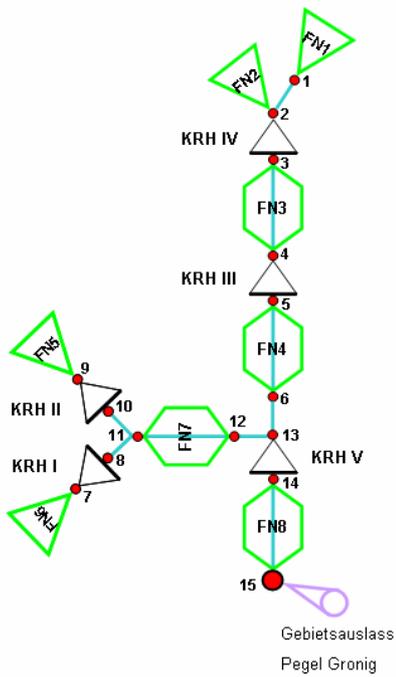
Das **Untersuchungsgebiet Thalfanger Bach** wird durch den Zusammenfluss mit dem Röderbach ohne Pegelstation abgeschlossen. Die Kalibrierung wurde mit Daten des nächsten Pegels unterhalb, Pegel Dhron-Talsperre ( $A_{E0}$ : 126 km<sup>2</sup>), durchgeführt. Auch hier wurden die kalibrierten Parameter für alle Teileinzugsgebiete identisch übernommen und mit dem detaillierten Modell eine gute Anpassung an gemessene Daten erreicht.

Die Übernahme identischer Parameter für alle Teileinzugsgebiete eines Untersuchungsgebietes entspricht nicht den komplexen natürlichen Gegebenheiten. Da aber mit diesen Parametern eine Kalibrierung mit hoher Zuverlässigkeit durchgeführt wurde, entsprechen sie dem Gebietsdurchschnitt.

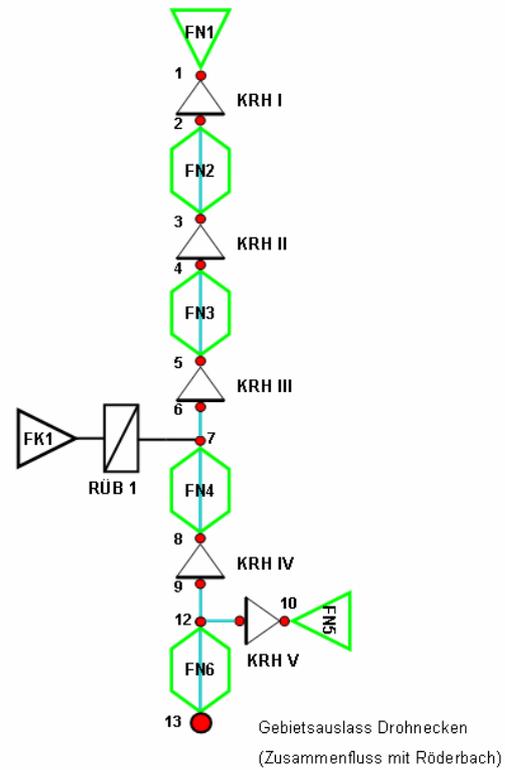
Durch die identischen Gebietsparameter der Teileinzugsgebiete konnten Fiktivsysteme mit unterschiedlichen Teileinzugsgebieten aber gleichen Gebietseigenschaften wie die Untersuchungsgebiete erstellt werden. Beim Vergleich der Simulationsergebnisse der Fiktivsysteme und des Realsystems können so Einflüsse unterschiedlicher Gebietseigenschaften minimiert werden. Dies ist besonders bei der Herausarbeitung einzelner Einflussfaktoren wichtig.

In einer Sensitivitätsanalyse (→ 5.3) wurde zudem festgestellt, dass eine Änderung der Parameter einzelner Teileinzugsgebiete um bis zu 15 % zu keiner wesentlichen Änderung der Hauptaussage führt.

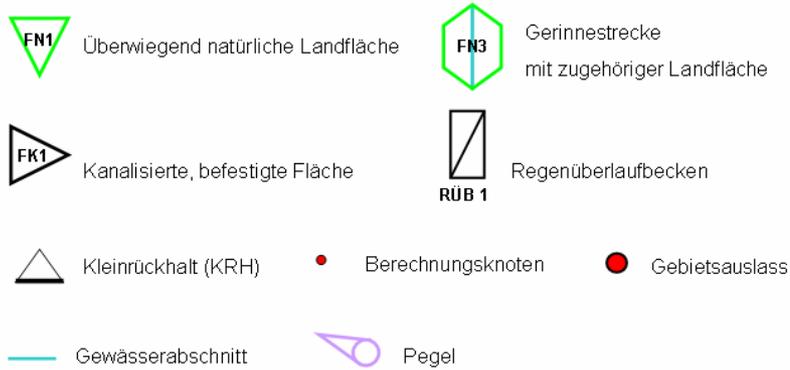
Obere Blies:



Thalfanger Bach:



**Legende:**



**Abb. 3-16: Fließdiagramme UG obere Blies und Thalfanger Bach**

### 3.4 Fiktivsysteme

Die systematische Untersuchung der Einflussfaktoren auf die Wirkung von KRH wurde mit fiktiven Einzugsgebieten durchgeführt. Diese Fiktivsysteme basieren mit ihren Gebietseigenschaften auf den Untersuchungsgebieten Obere Blies und Thalfanger Bach. Auf Grundlage des UG Blies wurden 8 unterschiedliche Systeme mit einem bis acht KRH aufgestellt, auf Grundlage des UG Thalfang 6 Systeme mit einem bis fünf KRH und mit und ohne kanalisierte Fläche/RÜB. Eine genaue Beschreibung mit Fließdiagrammen der einzelnen Fiktivsysteme befindet sich im Anhang 3.

Die Variationen der Fiktivsysteme betreffen:

- Anzahl und Verteilung der KRH: 1-8 KRH hintereinander, nebeneinander, verteilt
- Volumen und Volumenaufteilung auf KRH
- Größe des Einzugsgebietes: zwischen 5,5 und 20 km<sup>2</sup>, Häufung in der Nähe der Größe der Untersuchungsgebiete
- Spezifisches Volumen zwischen 1 und 15 mm
- Einstauhöhe nach Eckwertetabelle (Anhang 3) und zufällig
- Größe der Drosselöffnung: optimiert

Für jedes Fiktivsystem wurde ein Kürzel als Name bestimmt, dass sich auch der Anzahl der KRH, deren Anordnung, ggf. Größe und, soweit zur Unterscheidung notwendig, aus den Anfangsbuchstaben des zu Grunde liegenden UG besteht.

Volumen und Einstauhöhe der KRH wurden je nach Untersuchungsziel festgelegt. Um Einflüsse der Einstauhöhe (in der Realität vorgegebener Parameter) weitgehend auszuschließen wurden viele KRH mit vergleichbaren Einstauhöhen über eine Eckwertetabelle (Anhang 3) simuliert.

Für bestimmte Daten der Fiktivsysteme mussten Annahmen getroffen werden. Das betrifft besonders die Kennlinien der fiktiven KRH.

Die Beckeninhaltskennlinien der fiktiven KRH wurden alle nach der gleichen, im Anhang beschriebenen, Formel aus dem Beckenvolumen und der Einstauhöhe berechnet.

Der Basisabfluss für die Fiktivsysteme wurde, wenn für ein bestimmtes ein gemessener Wert vorhanden ist gleichmäßig verteilt auf die Teileinzugsgebiete, berücksichtigt. Liegen entsprechende Daten nicht vor, wurde ein 'Faustwert' von 10 ls<sup>-1</sup>km<sup>-2</sup> zugrunde gelegt. Bei der Betrachtung von Hochwasserganglinien spielt der Basisabfluss wegen seiner vergleichsweise geringen Höhe eine untergeordnete Rolle.

Die Fiktivsysteme wurden mit den Niederschlagsdaten aus den jeweiligen Untersuchungsgebieten simuliert.

## 4 Kleinrückhaltebecken

Kleinrückhaltebecken (KRH) sind kleine, dezentrale Hochwasserrückhaltebecken in den Flussauen. Es gibt für sie bislang weder eine 'offizielle' Bezeichnung, noch eine Definition oder Abgrenzung. In der Literatur werden sie unterschiedlich abgegrenzt und benannt (→ 2). Daher ist es notwendig, die in dieser Arbeit untersuchten KRH zu definieren und zu beschreiben.

Unter der Überschrift 'Definitionen und Begriffe' werden die KRH, wie sie in dieser Arbeit untersucht wurden, definiert. Es folgt eine Schilderung der Parameter, die ein KRH beschreiben, und die Definition wichtiger Größen, die für die Quantifizierung der Wirkung der KRH notwendig sind.

In weiteren Abschnitten werden Voraussetzungen, Einrichtungen, und Funktionsweise vorgestellt. Da der Drosselöffnung eine besondere Stellung in Bezug auf die Wirksamkeit der KRH zukommt, wird sie gesondert behandelt.

Einige Gedanken zur Umweltverträglichkeit der KRH schließen dieses Kapitel ab.

### 4.1 Definitionen und Begriffe

Kleinrückhaltebecken (KRH) sind Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes zur Erhöhung der stehenden Retention in der Talau eines Gewässer oberlaufs bzw. eines kleinen Gewässers. Sie nutzen als Stauraum in der Landschaft vorhandene Strukturen; wie z.B. ehemalige Fischteiche oder Täler, die durch ein Absperrbauwerk, z.B. Wegedamm abgeriegelt werden. Die in den Dämmen vorhandenen Durchlässe, sind i.d.R. so dimensioniert, dass sie auch bei Hochwasser keinen Rückstau verursachen. Durch eine Verkleinerung der Durchlässe kann bei entsprechenden Abflüssen ein Rückhalteraum in der Aue eingestaut werden. Die Verkleinerung geschieht durch ein konstruktiv einfach ausgebildetes Auslaufbauwerk ohne bewegliche Verschlüsse. Die einfache Betriebsart macht das KRH unempfindlich gegen Betriebsstörungen und führt zu niedrigen Bau- und Betriebskosten.

Unter dem Begriff 'dezentraler Hochwasserschutz' werden Maßnahmen zusammengefasst, die über die Wasserrückhaltung in der Fläche, dezentral, zum Hochwasserschutz beitragen. Durch den Rückhalt des Wassers dort, wo es auftritt, soll ein schneller Abfluss verhindert, Hochwasser im Bereich seiner Entstehung entgegengewirkt und das Rückhaltepotential auf jedem Skalenniveau verstärkt werden (ASSMANN ET AL. 1998).

Dazu werden sehr unterschiedliche Maßnahmen diskutiert, z.B.: Regenwassernutzung und -Versickerung, Dachbegrünung, Flächenentsiegelung, Änderungen der Landnutzung und Bodenbearbeitung, Verbesserung der Speicherkapazität von Böden, Gewässerrenaturierung oder die Einrichtung von Kleinrückhaltebecken.

In dieser Arbeit wird nur die Wirkung von Kleinrückhaltebecken auf den Hochwasserabfluss untersucht. Der Einsatz von KRH als Erosionsschutzmaßnahme oder zur Auenrenaturierung ist nicht Gegenstand dieser Arbeit und wird nicht weiter betrachtet.

Der Begriff Retention wird in der Wasserwirtschaft synonym mit Rückhalt oder Zurückhaltung von Wasser verwendet. Man unterscheidet die fließende Retention (im offenen Gerinne) von der stehenden Retention oder Seeretention in Speicherbecken. KRH sind Maßnahmen der stehenden Retention. Ihre Wirkung kann mit dem Prinzip der Seeretention beschrieben werden.

#### 4.1.1 Größe der KRH

Für die Größe von KRH gibt es bislang keine festgelegte Definition, sie wird in der Literatur je nach Autor unterschiedlich beschrieben. So spricht z.B. WEGNER (1992) von relativ geringen Volumina und Stauhöhen bis zu einem Meter, während MARENBACH (2002) nur Rückhalteräume mit mindestens 5000 m<sup>3</sup> Volumen und einer Stauhöhe bis 2 m berücksichtigt. Andere Autoren (RÖTTCHER U. TÖNSMANN 2001) unterscheiden Kleinst- und Kleinrückhaltebecken mit Volumina bis 50.000 bzw. 100.000 m<sup>3</sup>.

DIN 19700 Stauanlagen, Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken, definiert Größe und jeweilige Anforderungen an Hochwasserrückhaltebecken:

- Sehr kleine Becken: maximal 50.000 m<sup>3</sup>, Höhe Absperrbauwerk bis 3 m
- Kleine Becken: maximal 100.000 m<sup>3</sup>, Höhe Absperrbauwerk bis 5 m
- Mittlere Becken: maximal 1 Million m<sup>3</sup>, Höhe Absperrbauwerk bis 15 m

(DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG, 2004)

In Anlehnung an DIN 19700-12 werden die KRH dieser Arbeit hauptsächlich auf maximal 50.000 m<sup>3</sup> mit einem Absperrbauwerk bis 3 m über Talsohle (sehr kleine Becken) beschränkt.

Um Wirkung und Grenzen größerer Volumina zu untersuchen wurden in Einzelfällen auch KRH bis 74.000 m<sup>3</sup> (kleine Becken) und höhere Einstauhöhen simuliert.

Die Minimalgröße eines KRH definiert sich allein über die Wirkung, eine Größe nach der Norm existiert nicht.

In dieser Arbeit wurden für die Fiktivsysteme der systematischen Untersuchung nur KRH mit einem Volumen über 1000 m<sup>3</sup> simuliert. Kleinere Rückhalteräume haben keine wesentliche Wirkung auf den Hochwasserabfluss.

#### 4.1.2 Parameter

Ein KRH wird im Wesentlichen durch vier Parameter beschrieben:

- Beckenvolumen: von der Struktur vorgegeben, Maß: m<sup>3</sup>
- Einstauhöhe: im Wesentlichen von der Struktur vorgegeben, Maß: m  
Maximalhöhe nach DIN, Sicherheitszuschläge und Freibord sind zu beachten.
- Größe des Einzugsgebiets: in der Realität vorgegeben, Maß: km<sup>2</sup>  
Bildet mit dem Gesamtrückhaltevolumen das spezifische Volumen (→ 4.1.6).
- Größe der Drosselöffnung: in gewissen Grenzen frei bestimmbarer Parameter.  
Da sie der einzige, nicht vorgegebene Parameter ist und dazu einen maßgeblichen Anteil an der Wirkung eines KRH hat wird sie gesondert in Abschnitt 4.1.3 behandelt.

### 4.1.3 Drosselöffnung

Die Drosselöffnung ist neben dem Volumen die wichtigste Größe eines KRH, sie beeinflusst wesentlich die Wirkung. Im Gegensatz zu Volumen und Einstauhöhe, die vorgegeben sind, hat die Drosselöffnung ein in gewissen Grenzen frei bestimmbares Format. In diesem Abschnitt wird die physikalische Wirkungsweise der Drosselöffnung dargestellt.

Die Auswirkungen der Größe der Drosselöffnungen und ihrer Optimierung werden im Abschnitt 5.2.3 erörtert.

Kleinrückhaltebecken (KRH) werden mit ungesteuerter Abgabe durch eine Rohrdrossel (feste Drosselöffnung) geplant. Der Abfluss, den die Drosselöffnung durchlässt ist von ihrer Größe und vom Wasserstand im Becken abhängig, er nimmt mit steigendem Wasserstand und/oder Größe der Öffnung zu (Abb. 4-1).

Der Abfluss durch die Drosselöffnung wird nach der hydraulischen Formel für den vollkommenen Abfluss als Grundstrahl bei quadratischer Öffnung berechnet:

$$Q = \mu * A * (2 * g * h)^{1/2}$$

Q:	Abfluss [m <sup>3</sup> /s]
μ:	Abflussbeiwert (hydraulische Verluste infolge Reibung) 0,006 * h/A + 0,556, jedoch max. 0,85
A:	Drosselöffnung [m <sup>2</sup> ]
g:	Erdbeschleunigung: 9,81 m/s <sup>-2</sup>
h:	Einstauhöhe [m]

Die Größe der Drosselöffnung wird als Durchmesser Nennweite (DN) in mm angegeben. Eine Drosselöffnung DN 500 mm hat eine Durchlass-Fläche von 0,25 m<sup>2</sup>.

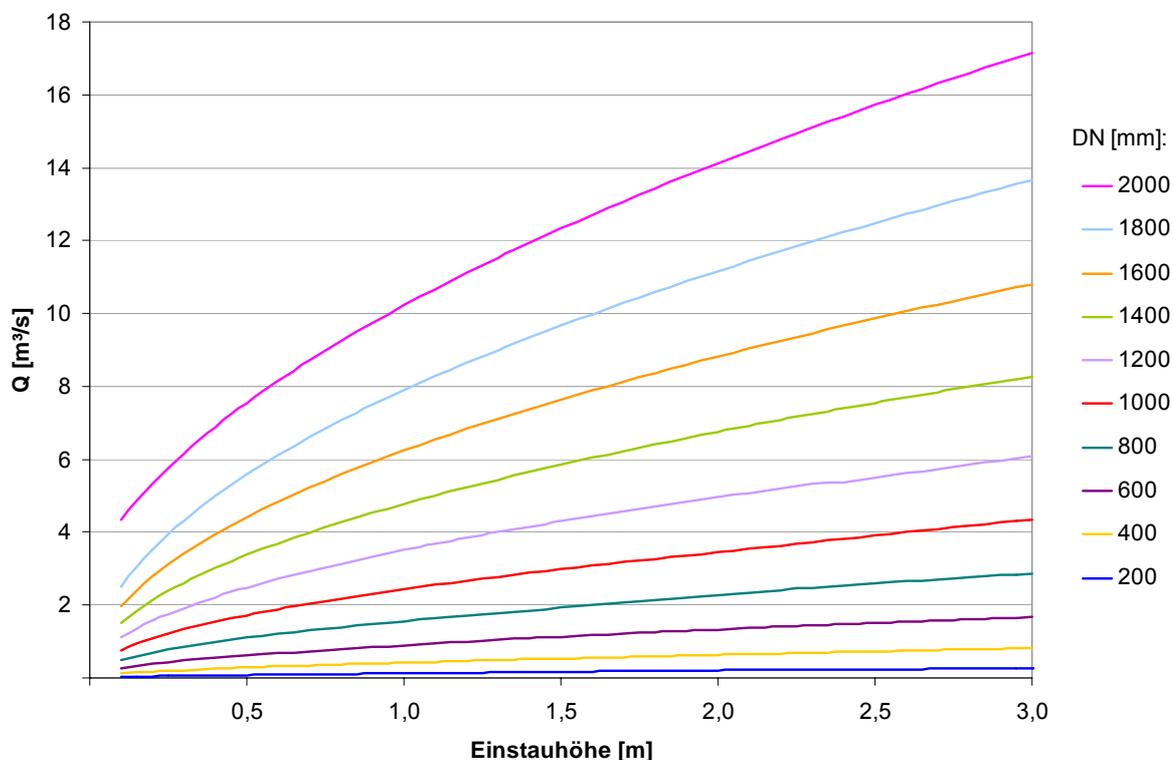


Abb. 4-1: Durchfluss Drosselöffnung in Abhängigkeit von der Einstauhöhe

Da der Abfluss aus einem KRH u.a. von der Einstauhöhe abhängig ist, folgt er der Hochwasserganglinie, aber mit niedrigeren Abflussspitzen. Das für die Ökologie im Gerinne und in der Aue wichtige variable Strömungsverhalten wird beibehalten.

Kriterien für die Größe der Drosselöffnung sind:

- Minimum DN 200 mm: Schutz vor Verklausung (Rechen etc.) muss gewährleistet sein
- der Ausuferungsabfluss (s.u.) muss ungehindert abfließen können
- so klein, dass sie wirksam Wasser eingestaut wird
- so groß, dass Überläufe vermieden oder klein gehalten werden
- Maximum DN 2000 mm: bei größeren Drosselöffnungen sind die Abflüsse so groß, dass sie nicht mehr durch Klein-Rückhalte (bis 50.000 m<sup>3</sup> Volumen) beeinflusst werden können.

In der vorliegenden Arbeit wurden Drosselöffnungen mit Größen zwischen DN 200 mm und DN 2000 in 50 mm-Schritten berücksichtigt. Der Großteil der modellierten Drosselöffnungen liegt im Bereich zwischen DN 450 und DN 1700 mm.

### Ausuferungsabfluss

Der Ausuferungsabfluss beschreibt die Abflusshöhe, ab der das Gewässer in die Aue „ausufert“. In dieser Arbeit wird davon ausgegangen, dass das Gewässer in einem naturnahen Zustand ist, der möglichst wenig beeinträchtigt werden sollte. Das bedeutet, dass der Ausuferungsabfluss als wichtiges Struktur bildendes Element der Aue ungehindert abfließen können muss und die Einstauhäufigkeit nicht verändert werden darf. Bei der Festlegung der Größe der Drosselöffnung ist der Ausuferungsabfluss als Mindestabfluss zu berücksichtigen. Wenn der Ausuferungsabfluss durch die Einrichtung eines KRH ungehindert abfließen kann, wird auch die Einstauhäufigkeit nicht erhöht.

Kleinere Drosselöffnungen, als nach dem Ausuferungsabfluss notwendig, führen zu einem häufigeren Einstau der Aue. Sie können damit, z.B. im Rahmen einer Auenrenaturierung, durch häufigeren und längeren Einstau die auespezifische Flora und Fauna begünstigen. Andere Wirkungen der KRH als der Hochwasserschutz wie z.B. Erosionsschutz oder Auenrenaturierung werden in dieser Arbeit nicht betrachtet. Daher wird die Mindestgröße der Drosselöffnung nach dem Ausuferungsabfluss bestimmt.

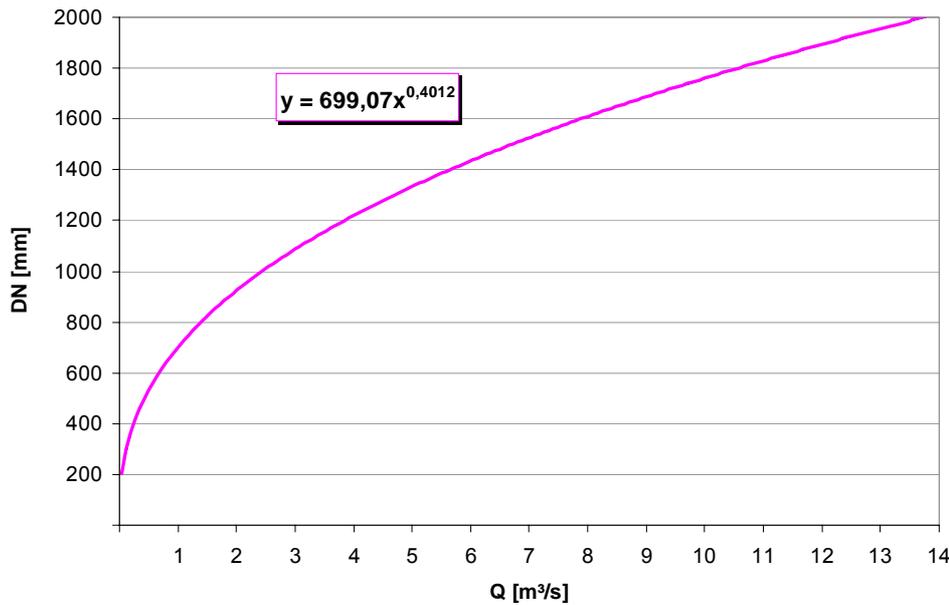
Um den Ausuferungsabfluss zu gewährleisten, müssen Drosselöffnungen bei vollständig durchflossener Öffnung mindestens den Ausuferungsabfluss durchlassen (Ausuferungsabfluss  $\leq$  Durchfluss komplett durchströmte Drosselöffnung ohne Druckhöhe).

Bei ganz durchflossenen Drosselöffnungen können bei DN 200 mm 0,046 m<sup>3</sup>/s abfließen, bei DN 2000 mm beträgt der Abfluss 13,8 m<sup>3</sup>/s (Abb. 4-2).

Bei bekanntem Ausuferungsabfluss kann die Mindestdrosselöffnung nach folgender Formel berechnet werden:

$$DN_{min} = 699,07 * Q_A^{0,4012}$$

$$\begin{aligned} DN_{min} &= \text{Mindestdrosselöffnung [DN mm]} \\ Q_A &= \text{Ausuferungsabfluss [m}^3\text{/s]} \end{aligned}$$



**Abb. 4-2: Abfluss bei vollständig durchflossener Drosselöffnung**

Die Höhe des Ausuferungsabflusses hängt im Wesentlichen von der Gewässergeometrie, dem Auenquerschnitt und dem Gefälle ab. Er ist nur durch terrestrische Geländevermessung und detaillierte hydraulischen Simulationen für jeden Gewässerabschnitt genau zu bestimmen.

Für das UG Blies wurde von KREITER (2005) eine entsprechende Simulation durchgeführt und für diese Arbeit zur Verfügung gestellt. Die Drosselöffnungen für das Real-system wurden entsprechend dimensioniert. Da das Verfahren sehr aufwändig ist, wird für die Simulationen und für Abschätzungen ein einfacheres Verfahren gesucht.

In der Wasserwirtschaft wird im Allgemeinen der Ausuferungsabfluss mit dem jährlichen Höchstabfluss ( $HQ_1$ ) gleichgesetzt.  $HQ_1$  wird nicht in Gewässerkundlichen Jahrbüchern veröffentlicht, der Wert variiert von Jahr zu Jahr stark.

Zur Bestimmung des Ausuferungsabflusses/ $HQ_1$  wurden die Daten (MQ,  $HQ_2$  und  $HQ_5$ ) der saarländischen und rheinland-pfälzischen Pegel (LANDESUMWELTAMT NRW 2000, UMWELTMINISTERIUM SAARLAND 2000) mit Einzugsgebieten unter 100 km<sup>2</sup> analysiert. Über die Werte  $HQ_2$  und  $HQ_5$  sollte ein durchschnittlicher Wert  $HQ_1$  gefunden werden. Durch die Vielfalt der den Abfluss steuernden natürlichen Faktoren (Niederschlagsverteilung, Geologie, Böden, Morphologie ...), streuen die o.g. Werte sehr stark. Mittelwertbildungen führen zu sehr unterschiedlichen Ergebnissen, je nach Datenauswahl oder Clusterung. Es konnte kein repräsentativer Wert gefunden werden und für eine Berechnung innerhalb betrachteter Naturräume sind die öffentlichen Pegelnetze nicht dicht genug. Diese Herleitung des Ausuferungsabflusses bzw.  $HQ_1$  wurde verworfen.

Eine andere Möglichkeit, den Ausuferungsabfluss/ $HQ_1$  aus vorhandenen Daten zu ermitteln, ist der Weg über statistisch festgelegte, einjährige Niederschläge nach dem KOSTRA-Atlas (Koordinierte Starkregen-Regionalisierung – Auswertung, DWD 1997). Es wird davon ausgegangen, dass ein einjähriger Niederschlag einen einjährigen Hochwasserabfluss ( $HQ_1$ ) verursacht (DVWK 1984).

Die Abflüsse nach dem KOSTRA-Niederschlag mit 1-jährlicher Wiederkehr führten je nach Niederschlagsdauer zu sehr hohen Abflüssen, die im UG Blies z.T. wesentlich höher als der festgestellte  $HQ_1$  waren. Nur die Abflüsse mit Niederschlagsdauern bis 3 Stunden blieben im Bereich des Ausuferungsabflusses.

Es ist zweifelhaft, ob lange Niederschlagsdauern, wegen der Übertragung von Punkt-niederschlägen auf Gebietsniederschläge, überhaupt für kleine Einzugsgebiete gültig sind (DVWK 1991). Ein Anhaltspunkt, welche Niederschlagsdauern für die hier untersuchten Einzugsgebietsgrößen gelten, wird nicht gegeben. Zudem ist die kritische Dauer der Abflusskonzentration meist unbekannt.

Im UG Thalfang führt ein kanalisiertes Teileinzugsgebiet darüber hinaus zu sehr kurzen, hohen Abflussspitzen, die den Ausuferungsabfluss nicht beschreiben.

Auch dieses Vorgehen führte nicht zu eindeutigen, brauchbaren Ergebnissen.

Für das UG Obere Blies liegen Daten für  $HQ_1$ /Ausuferungsabfluss vor. Der Ausuferungsabfluss wurde am Pegel zu  $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$  berechnet.

Dieser Wert entspricht dem 4,75-fachen Mittelwasserabfluss (MQ) am Pegel Oberthal im Jahresdurchschnitt 1995-2004 (LANDESUMWELTMINISTERIUM SAARLAND 2004).

Auf dieser Grundlage wurde der Ausuferungsabfluss verallgemeinert zu einem 5-fachen des MQ. Der MQ jedes Pegels wird in Gewässerkundlichen Jahrbüchern veröffentlicht.

Dieser Wert wurde auch mit den mit KOSTRA-Daten berechneten Abflüssen bei Niederschlagsereignissen bis 3 Stunden nicht überschritten.

Mit der Berechnung über das fünffache des MQ kommen für KRH unter Berücksichtigung der genannten Restriktionen ( $\rightarrow$  4.1.3.) nur Einzugsgebiete in Frage, deren MQ weniger als  $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$  betragen. Bei größeren MQ kann der Ausuferungsabfluss durch die maximale Drosselgröße DN 2000 mm nicht mehr gewährleistet werden.

Unter der Annahme, dass sich der mittlere Abfluss proportional zur Fläche des Einzugsgebietes verhält, kann mit dem Faustwert '5-facher MQ' der Ausuferungsabfluss für jedes Teileinzugsgebiet grob abgeschätzt werden. Mit diesem Wert, dividiert durch die Fläche des Gesamteinzugsgebietes und multipliziert mit der Fläche des Einzugsgebietes eines KRH kann der Ausuferungsabfluss für jeden Standort eines KRH bestimmt werden.

Drosselöffnungen müssen mindestens so groß sein, dass der Ausuferungsabfluss bei vollständig durchflossener Öffnung abfließen kann (Ausuferungsabfluss  $\leq$  Durchfluss bei vollständig durchströmter Öffnung). Wird diese Größe der Drosselöffnung nicht unterschritten, sind Ausuferungsabfluss und Erhalt der Einstauhäufigkeit gewährleistet.

Der MQ aus dem UG Thalfang beträgt  $0,224 \text{ m}^3/\text{s}$ . Der Ausuferungsabfluss als das fünffache des MQ wird damit auf  $1,12 \text{ m}^3/\text{s}$  für das gesamte UG geschätzt, das sind  $0,07 \text{ m}^3/\text{s}$  pro  $\text{km}^2$  Landfläche.

Diese sehr einfache, schnelle Art der Ableitung stellt einen einfachen, groben Faustwert dar. Eine genaue Aussage über den Ausuferungsabfluss kann nur nach Vermessung vor Ort und hydraulischer Berechnung festgelegt werden. Für eine erste Abschätzung und die Untersuchungen dieser Arbeit scheint dieses Verfahren jedoch praktikable Werte zu liefern.

#### 4.1.4 Maximaler Abfluss, Hochwasserscheitel

Um die Wirkung der KRH quantifizieren zu können, wurde der maximale Abflusswert ( $Q_{\max}$ ) einer Hochwasserwelle (synonym: Hochwasserscheitel, -spitze, -gipfel) betrachtet, da er das Hochwassergeschehen gut beschreibt, aus den Abflussganglinien einfach zu ermitteln und vergleichbar ist. Die Wirkung der KRH wird an der Senkung dieses Wertes gemessen.

Der Abfluss wird in  $\text{m}^3/\text{s}$  angegeben und beschreibt die Menge Wasser ( $\text{m}^3$ ), die in einer Zeiteinheit (s) einen bestimmten Querschnitt im Gerinne durchfließt. Eine direkte Aussage über die Höhe des Wasserstandes oder die Ausuferung eines Gewässers ist mit diesem Wert nicht möglich.

#### 4.1.5 Scheitelabminderung

Neben dem absoluten Wert des Hochwasserscheitels oder seiner Abminderung ist häufig die prozentuale Scheitelabminderung eine aussagekräftige Größe. Dafür wird der maximale Abflusswert mit KRH mit dem des Ist-Zustandes verglichen und die Differenz als Prozentwert ausgegeben.

Die prozentuale Scheitelabminderung wird wie folgt berechnet:

$$\Delta Q = \frac{Q_{\max} - Q_{KRH}}{Q_{\max}} * 100$$

$\Delta Q$  = prozentuale Scheitelabminderung  
im Vergleich zu  $Q_{\max}$  [%]

$Q_{\max}$  = Hochwasserscheitel Ist-Zustand [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

$Q_{KRH}$  = Hochwasserscheitel Prognose mit KRH [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]

#### 4.1.6 Spezifisches Volumen

Das Rückhaltevolumen eines KRH bestimmt, wie viel Wasser zurückgehalten werden kann. Auch die Größe des Einzugsgebietes hat einen wesentlichen Einfluss auf die Menge des Wassers, das zurückgehalten werden soll. Je größer das Einzugsgebiet eines KRH, desto größer muss auch das Rückhaltevolumen sein, um einen wirksamen Rückhalt zu gewährleisten. Beide Größen beeinflussen zusammen die Wirksamkeit der KRH. Daher ist es sinnvoll, sie gemeinsam zu betrachten und in einem Wert zusammenzufassen. Dieser Wert wird als spezifisches Volumen (spezVol) eines Systems definiert: Rückhaltevolumen im Verhältnis zur Fläche des Einzugsgebietes.

Das spezifische Volumen ermöglicht den Vergleich der Wirkung von KRH unterschiedlicher Systeme mit verschiedenen Rückhaltevolumina und Einzugsgebietsgrößen.

Das spezifische Volumen errechnet sich aus dem Gesamtvolumen des Rückhalteriums im Verhältnis zur gesamten Fläche des Einzugsgebietes. Es wird, analog zu Niederschlags- und Abflusshöhen, in  $\text{mm} = \text{l}/\text{m}^2$  angegeben:

$$\text{spezVol} = \frac{\text{Vol}_{KRH}}{1000 A_{Eo}}$$

spezVol: spezifisches Volumen [mm]

$\text{Vol}_{KRH}$ : Gesamtvolumen aller KRH im Einzugsgebiet [ $\text{m}^3$ ]

$A_{Eo}$ : oberirdisches Einzugsgebiet [ $\text{km}^2$ ]

Je größer das spezVol ist, desto größere Anteile des Hochwassers können im Rückhalterium gespeichert werden.

Bei der Bestimmung des spezVol der KRH eines Einzugsgebietes wird vorausgesetzt, dass die Kapazitäten der KRH im Wesentlichen ausgenutzt werden können. Wenn bei Mindestgröße der Drosselöffnung sehr große Volumina ( $> 10.000 \text{ m}^3$ ) einzelner KRH bei starken Hochwasserereignissen nicht ausgenutzt werden können, wurde bei der Berechnung des spezifischen Volumens dieser Systeme ein entsprechend niedrigeres Gesamtvolumen berücksichtigt.

Auch im UG Thalfang wurde mit KRH III so verfahren: Da bei allen Berechnungen maximal  $48.000 \text{ m}^3$  des KRH gefüllt wurden und außerdem das Becken mit  $107.332 \text{ m}^3$  für ein KRH zu groß ist, geht es mit  $50.000 \text{ m}^3$  in die Berechnungen ein.

## 4.2 Voraussetzungen und Wirkungsweise

Voraussetzungen für die Einrichtung eines KRH sind eine maximale Gewässergröße und eine vorhandene Struktur, die als Stauraum (Rückhalteraum) genutzt werden kann. Die Wirkung eines KRH auf den Hochwasserabfluss kann mit dem Prinzip der Seerentention beschrieben werden.

### 4.2.1 Gewässergröße

Kleinrückhaltebecken eignen sich nicht für alle Fließgewässer, sondern nur für kleine Fließgewässer, Nebengewässer oder Gewässeroberläufe. Für große Gewässer sind die Abflüsse für Kleinrückhaltebecken zu groß. Die Grenze zwischen den genannten kleinen und großen Fließgewässern wird durch den Abfluss des Gewässers bestimmt.

Nach MARENBACH (2002) scheiden Gewässerabschnitte aus, deren Abflüsse bei einem 5-jährlichen Niederschlagsereignis  $> 20 \text{ m}^3/\text{s}$  betragen, da eine gezielte Drosselung von so großen Abflüssen einen zu großen Bauaufwand erfordert und nicht mehr als kleine naturnahe Maßnahme bezeichnet werden kann.

Da möglichst nicht in die Auendynamik eingegriffen werden soll, muss ein gewisser Mindestabfluss ungehindert abfließen können. In dieser Arbeit wurde der Mindestabfluss mit dem Ausuferungsabfluss ( $\rightarrow$  4.1.3) gleichgesetzt und mit einem einfachen Faustwert (5facher MQ) berechnet. Mit dieser Berechnung und der maximalen Drosselgröße DN 2000 mm kommen Gewässer bis MQ  $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$  für KRH in Frage.

### 4.2.2 Stauraum

Voraussetzung für die Anlage eines KRH ist eine in der Landschaft vorhandene Struktur, die sich als Stauraum eignet. In der Regel sind das Täler, die von einem Wegdamm (Straße, Weg, Eisenbahn) gequert werden (Fotos 3 bis 10). Damit sind KRH besonders für Berg- und Hügelländer des Mittelgebirgsraumes geeignet, in denen die erforderlichen Strukturen häufig vorkommen. Es können aber auch andere geeignete Stauräume genutzt werden, z.B. ehemalige Fischteiche (KRH II und IV UG Blies, Foto 2).

Bei der Standortauswahl muss beachtet werden, dass Gebäude, Verkehrswege oder sonstige Anlagen oder Nutzungen nicht gefährdet werden dürfen.

Der Stauraum sollte mindestens  $1.000 \text{ m}^3$  und nicht mehr als  $50.000 \text{ m}^3$  Wasser aufnehmen können ( $\rightarrow$  4.1.1). Das Rückhaltevolumen hat wesentlichen Einfluss auf die Wirksamkeit eines KRH und wird in den folgenden Kapiteln näher betrachtet.

### 4.2.3 Baumaßnahme

Ein Bauwerk mit geringerer Abflusskapazität vor dem Durchlass des Absperrbauwerks bewirkt bei Hochwasserabfluss den Rückhalt von Wasser in einem KRH. Dieses Bauwerk, schließt den vorhandenen Durchlass ab und verringert durch eine wesentlich kleinere Drosselöffnung die Durchflusskapazität (Abb. 4-3).

Ist bei Erreichen der maximale Einstauhöhe der Zufluss in das KRH höher als der Abfluss, wird Wasser über eine Entlastungsanlage (Abb. 4-3: Kelchüberfall) in das Gewässer abgeführt, das KRH läuft über. Ein Rechen vor der Drosselöffnung soll die Drosselöffnung vor Verklausungen schützen.

Bei konventionellen Hochwasserrückhaltebecken verursachen die Erdbauarbeiten für den Damm häufig die Hauptkosten. Diese Arbeiten fallen durch die Nutzung vorhandener Strukturen und Dämme weg, die erforderlichen Baumaßnahmen und damit die Kosten für die Einrichtung eines KRH sind vergleichsweise niedrig.

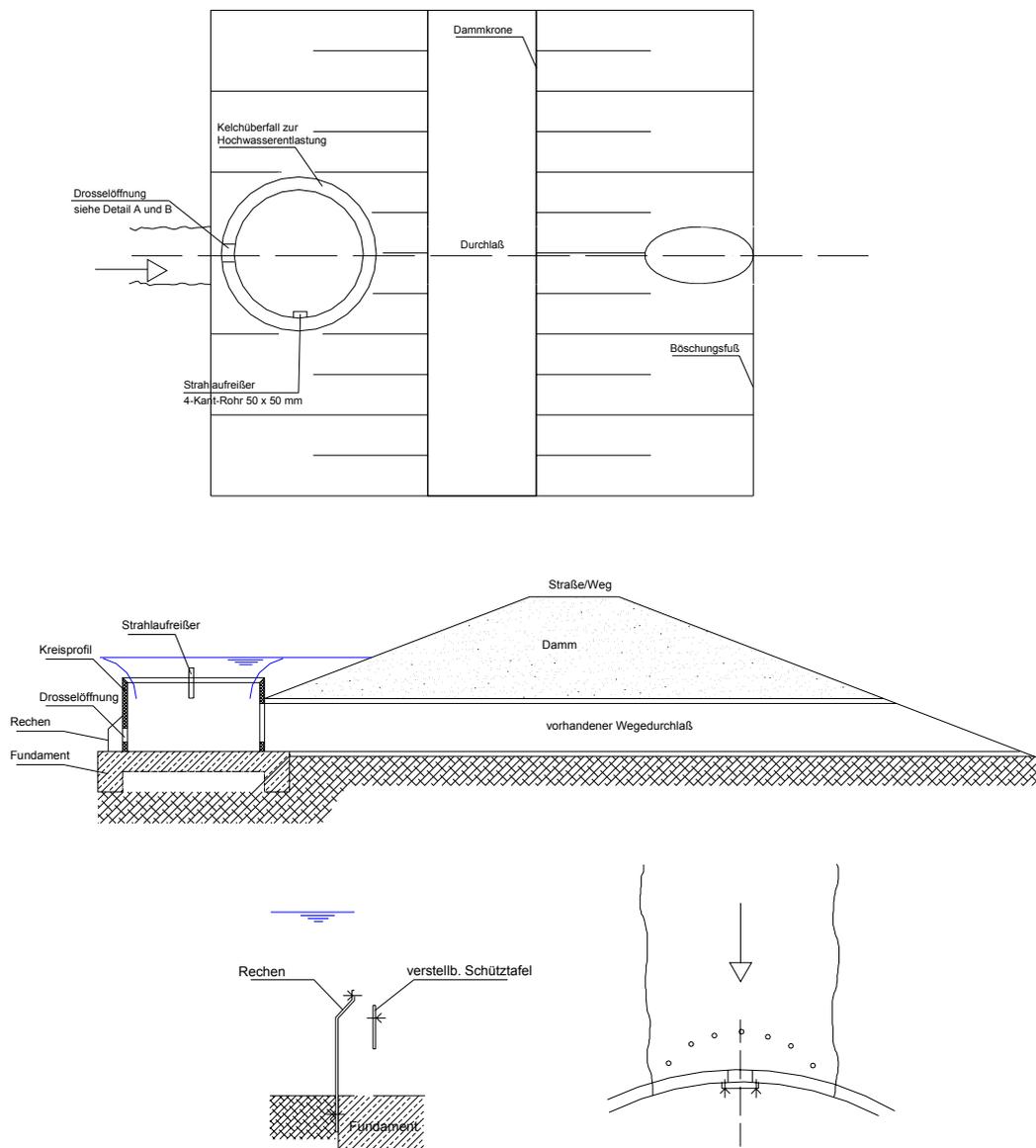


Abb. 4-3: Prinzipskizze eines Kleinrückhaltes (KREITER 2005 nach WEGNER 1992)

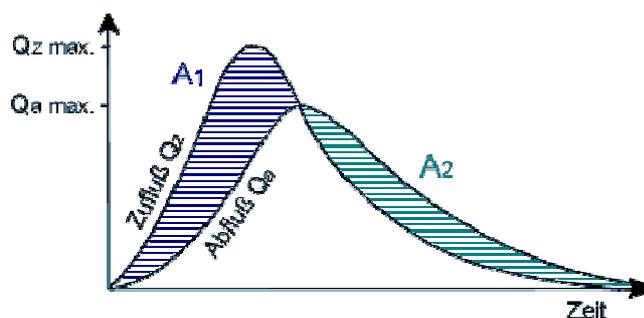
Eine Forderung, die an Maßnahmen des Hochwasserschutzes gestellt wird, ist das erforderliche Bauwerk sich möglichst harmonisch in die Landschaft einfügen.

Durch die Nutzung vorhandener Strukturen als Stauraum ist nur ein relativ kleines Bauwerk zur Leistungsbegrenzung des Durchlasses erforderlich. Der zusätzliche Eingriff in die Landschaft beschränkt sich i.d.R. auf dieses Bauwerk. In wie weit es sich in die Landschaft einfügt hängt u.a. von Größe und Ausführung ab. Nach der Definition der KRH sollte das Bauwerk nicht höher als 3 m über die Talsohle aufragen und muss in jedem Fall deutlich niedriger als der Wegedamm sein. Da es quasi im Schutz eines bestehenden Landschaftselementes errichtet wird, kann es wie ein Teil des Durchlasses wirken. Durch eine geschickte, dem jeweiligen Standort angepasste Wahl von Material und Bauweise, lässt sich das Erscheinungsbild positiv gestalten und damit der Eingriff in die Landschaft vermindern.

#### 4.2.4 Seeretention

Die Wirkung eines Kleinrückhaltebeckens auf eine Hochwasserwelle kann mit dem Prinzip der Seeretention beschrieben werden.

Ein durchflossener See (natürlich, oder künstlich angelegter Rückhalteraum) gleicht Schwankungen der Zuflussganglinie aus, indem ein Teil der Zuflüsse vorübergehend gespeichert wird. Das zurückgehaltene Wasser lässt den Wasserstand ansteigen, wodurch der Abfluss zunimmt. Infolge der Rückhaltewirkung des Sees ist die Abflussganglinie gegenüber der Zuflussganglinie gedämpft, der Wellenscheitel wird gesenkt und zeitlich verzögert. Die Wirkung der Seeretention zeigt Abb. 4-4 als Zufluss- und Abflussganglinien eines Rückhalterums (oder Sees). Die Differenz  $Q_z \max - Q_a \max$  entspricht der Scheitelabminderung, beide Abflusskurven entsprechen gleiche Wasservolumina. Es wird weder Wasser dem System entnommen, noch dauerhaft gespeichert.



**Abb. 4-4: Schema der Seeretention.**

Den Flächen  $A_1$  (Speicherung) und  $A_2$  (Entleerung) entsprechen äquivalente Wasservolumina. (SCHÖNIGER, DIETRICH, 2003)

Die dämpfende Wirkung, von natürlichen Seen auf Hochwasserwellen ist ein bekanntes Beispiel für das Retentionsverhalten großer Wasserkörper. Die Seeretention kann als Sonderfall des Hochwasserwellenablaufs bei horizontaler Wasserspiegellage aufgefasst werden.

Dadurch lässt sich die Kontinuitätsgleichung (Zufluss – Abfluss = Speicherinhaltsänderung (S) im Zeitintervall) bei bekannter Speicherinhaltslinie und Abflusskurve zur Speichergleichung  $Q_A = f(S)$  vereinfachen (MANIAK 2005).

Die Speichersimulation erfolgt nach der Kontinuitätsgleichung unter Berücksichtigung der Kennlinien des Rückhalteraums (Beckeninhaltslinie, Abflusskennlinien des Grundablasses und der Hochwasserentlastung):

$$Q_Z(t) - Q_A(t) = \frac{dS(t)}{dt} \quad [m^3/s]$$

mit:  $Q_Z$  : Zufluss [ $m^3/s$ ]  
 $Q_A$  : Abfluss [ $m^3/s$ ]  
 $S$  : Speicherinhalt [ $m^3$ ]  
 $t$  : Zeit

(IHG 2001)

Als Folge der Retention durch ein Rückhaltebecken wird der Hochwasserscheitel gesenkt, die Hochwasserwelle auf niedrigerem Niveau zeitlich verzögert und etwas verlängert. Die Verzögerung führt für Unterlieger zu einer Verlängerung der Vorwarnzeit. Die Höhe der Scheitelabminderung ist von vielen Faktoren abhängig, auf die in späteren Kapiteln eingegangen wird.

### 4.3 Ökologie

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.

Ein positiver Effekt der Einrichtung eines KRH ist der nachhaltige Schutz der Aue vor Bebauung (MARENBACH 2002).

Fließgewässer und ihre Auen sind komplexe Ökosysteme aus einem Mosaik charakteristischer Lebensraumstrukturen, die von jahreszeitlichen Veränderungen und der Abflussdynamik gekennzeichnet sind. Sie haben eine hohe Elastizität hinsichtlich der Reorganisation vorheriger Strukturen. Starke bzw. lang anhaltende Störungen beeinträchtigen diese Elastizität und führen zu instabilen Organisationsstrukturen, die die Funktionsfähigkeit gefährden. Zur Charakteristik können fünf, sich gegenseitig beeinflussende Bausteine, herausgestellt werden:

- Abflussdynamik: Hauptfaktor für die Ausprägung charakteristischer Lebensgemeinschaften in Fließgewässern ist die Strömung und ihre Schwankungen.
- Gewässerbettdynamik: häufige Veränderungen des Flussbettes bestimmen die Morphologie von Gewässerbett und Aue
- Auendynamik: Vernetzungen von Wasser und Land schaffen einen eigenen Lebensraum 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 Bausteine 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.

In dieser Arbeit wird von naturnahen, 'intakten' Auen ausgegangen, die erhalten werden müssen. Durch die Einrichtung eines Kleinrückhaltebeckens müssen wechselnde Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten weiter 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 Mindest-Abfluss, der ungehindert abfließen können muss, der Ausuferungsabfluss gesetzt wird (→ 4.1.3). Wenn nach Überschreiten dieses Abflusses, der die Überschwemmung der Aue markiert, ein Einstau stattfindet, wird nur Höhe und Dauer der Überschwemmung erhöht, nicht deren Häufigkeit. In vielen Fällen ist es sinnvoll durch einer Drosseloptimierung (→ 5.2.3) auf starke Hochwasserereignisse (z.B. HQ<sub>100</sub>) die Drosselöffnung größer als nach dem Ausuferungsabfluss festzulegen. Damit sinkt der Einfluss auf das Abflussgeschehen außerhalb extremer Hochwasserereignisse weiter.

Kleinrückhaltebecken werden mit festen Drosselöffnungen geplant. Der Abfluss aus dem Kleinrückhaltebecken ist nur von der Größe der Drosselöffnung und dem Wasserdruck, d.h. dem Wasserstand im Rückhalteraum abhängig. Da die Größe der Drosselöffnung fix ist, schwankt der Abfluss mit dem Wasserstand im Becken. Die für die Auedynamik wichtigen wechselnden Fließgeschwindigkeiten im Gewässer werden beibehalten, nur extreme Abflussspitzen verhindert.

Anders als bei Hochwasserrückhaltebecken mit Dauerstau bleibt durch den Einstau für kurze Zeit nur bei Hochwasser, das ohne KRH auch zur Ausuferung des Gewässers geführt hätte, die ökologische Durchgängigkeit des Rückhalteraus weitgehend erhalten. Eine fehlende Durchgängigkeit be- oder verhindert den in bestimmten Lebenszyklen und für die Verbreitung notwendigen Ortswechsel aquatischer Organismen.

Auch das neu geschaffenen Drossel- und Entlastungsbauwerk muss durch die Gestaltung der Gewässersohle und Randbereiche (Rauigkeit, Substrat, Licht, Vegetation etc.) die Durchgängigkeit sicherstellen.

Wichtig in diesem Zusammenhang ist natürlich auch, die Durchgängigkeit der vorhandenen Durchlässe soweit wie möglich zu gewährleisten und ggf. zu verbessern.

Der Einfluss eines KRH auf bodennahe Luftströmungen ist möglich. Um Kaltluftströmungen nicht zu beeinträchtigen und 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, geht aus der vorliegenden Literatur nicht hervor.

In wieweit Luftströmungen schon durch den Wegedamm unterbrochen werden, bzw. ob und in welchem Maß durch das zusätzliche Bauwerk eine weitere Unterbrechung verursacht wird, kann hier nicht beurteilt werden.

---

Ein KRH hat auch Einfluss auf den Transport von Schwebstoffen, Geschiebe und gelösten Stoffen.

Die Drosselöffnung muss durch Rechen vor Verklausungen geschützt werden, die auch außerhalb von Hochwasserereignissen den Weitertransport von grobem Material verhindern und dieses zur Seite ableiten.

Beim Einstau kommt es durch die Verlangsamung der Fließgeschwindigkeit zu Sedimentablagerungen im Rückhalteraum. Durch den längeren und höheren Einstau mit KRH können größere Mengen Material abgelagert werden. Ob die Ablagerungen, die ja auch bei Überschwemmungen ohne KRH stattfinden und ein wichtiger Teil des Stoffhaushaltes der Aue sind, durch seltene Ereignisse ein Problem darstellen kann hier nicht gesagt werden.

Bei KRH unterhalb von Einleitungen aus Mischkanalisationen (z.B. UG Thalfang) könnte durch die Absetzung von Partikeln und gelösten Stoffen (z.B. Stickstoffverbindungen) aus der Kanalisation ein Problem durch Verunreinigung, Eutrophierung etc. entstehen. Problematische Stoffe würden auch ohne KRH in das Gewässer gelangen, aber sich durch hohe, ungehinderte Abflüsse auf ein weitaus größeres Gebiet verteilen, sich quasi 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 KRH nicht ins Gewicht fallen.



## 5 Ergebnisse

Zur Identifikation der wichtigsten Einflussfaktoren und die Quantifizierung der Wirkung von KRH und ihrer Grenzen werden die Untersuchungsgebiete ( $\rightarrow$  3.2) und Fiktivsysteme ( $\rightarrow$  3.4) mit und ohne KRH simuliert und die berechneten Abflussganglinien analysiert.

Die Wirkung der KRH auf den Hochwasserablauf wird durch den Abfluss des Hochwasserscheitels ( $\rightarrow$  4.1.4) und die entsprechenden prozentualen Scheitelabminderungen ( $\rightarrow$  4.1.5) im Vergleich zu Systemen ohne KRH ausgedrückt.

Um Rückhaltevolumina verschiedener Einzugsgebiete vergleichen zu können, wurde der Begriff des spezifischen Volumens (spezVol,  $\rightarrow$  4.1.6) eingeführt. Es stellt das Rückhaltevolumen in Beziehung zur Größe des Einzugsgebietes.

Die Ergebnisse sind getrennt für die Untersuchungsgebiete und die Fiktivsysteme dargestellt. Für die Realsysteme wird die Wirkung möglicher KRH und der Einfluss der Gebietseigenschaften untersucht. Mit den Fiktivsystemen wird der Einfluss einzelner Faktoren auf die Wirkung der KRH ermittelt. Da die Untersuchungsgebiete und die Fiktivsysteme homogene Einzugsgebiete darstellen wird im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse die Empfindlichkeit der Ergebnisse auf inhomogene Einzugsgebiete geprüft.

Die Wirkung der KRH wird immer am Auslass des letzten KRH eines Einzugsgebietes betrachtet, da sie nur hier von anderen Faktoren unbeeinflusst ist. Vor Hochwasser zu schützende Objekte liegen aber selten an dieser Stelle. Die Wirkung auf den Hochwasserabfluss unterhalb der KRH wird im letzten Abschnitt dieses Kapitels betrachtet.

### 5.1 Realsysteme

Für beide Untersuchungsgebiete sind je fünf unterschiedliche KRH möglich. Der Einfluss dieser KRH, einzeln, gesamt oder in Kombination, auf den Hochwasserabfluss bei vier Hochwasserereignissen wird für die Untersuchungsgebiete getrennt dargestellt.

Ein Vergleich der Ergebnisse aus beiden Untersuchungsgebieten zeigt den Einfluss der den Abfluss beeinflussenden Gebietseigenschaften auf die Wirkung der KRH.

#### 5.1.1 Obere Blies

Im UG Obere Blies sind fünf sehr unterschiedliche KRH möglich (Tab. 5-1;  $\rightarrow$  Lage: Abb. 3-3, S. 20; Fließdiagramm: Abb. 3-16, S. 41).

Die Drosselöffnungen der KRH wurden zunächst nach dem Ausuferungsabfluss festgelegt (Tab. 5-1:  $DN_{\min}$ ). Beim Ereignis vom August 1980 führten diese Drosselgrößen zu starken Überläufen und entsprechend geringer Wirkung. Die Optimierung der Drosselöffnungen ( $\rightarrow$  5.2.3, Tab. 5-1:  $DN_{\text{opt}8/80}$ ) auf eine bestmögliche Wirkung bei diesem Ereignis führte zu einer enormen Steigerung der Wirkung der KRH für das Ereignis 8/80.

Für das Ereignis Januar 1995 und kleinere Ereignisse sind die Mindest-Drosselgrößen nach dem Ausuferungsabfluss optimal bzw. schon zu groß. Eine Steigerung der Wirkung könnte evtl. nur durch kleinere Drosselöffnungen erreicht werden.

KRH	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Einstauhöhe [m]	spezifisches Vol (Teileinzugsgebiet) [mm]	Drosselöffnungen DN [mm]	
				DN <sub>min</sub>	DN <sub>opt8/80</sub>
<b>I</b>	149	1,4	0,8	200	250
<b>II</b>	198	1,4	0,6	200	350
<b>III</b>	1.856	2,5	0,9 / 6,3 (alleine/mit KRH IV)	500	600
<b>IV</b>	11.078	3,2	5,7	400	550
<b>V</b>	41.036	3	4,9 (alleine)	1000	1200
<b>gesamt:</b>	<b>54.317</b>		<b>6,4</b>		

**Tab. 5-1: mögliche Kleinrückhalte im UG Blies**

DN<sub>min</sub> = Mindest-Drosselöffnung nach dem Ausuferungsabfluss

DN<sub>opt8/80</sub> = Drosselöffnungen auf 8/80 optimiert

Abb. 5-1 zeigt die berechneten Hochwasserscheitel für die vier Ereignisse mit verschiedenen KRH-Kombinationen.

Alle Abflussspitzen beziehen sich auf den Gebietsauslass am Pegel Oberthal.

Die Gesamthöhe der Säule zeigt die Höhe des jeweiligen Hochwasserscheitels ohne KRH an.

Die erste Säule jedes Ereignisses stellt die Wirkung aller fünf KRH dar, die folgenden Säulen einzelne oder Kombinationen von KRH, nach Wirksamkeit geordnet. Für die Kombinationen wurden jeweils einzelne KRH nicht berücksichtigt, alle anderen Daten blieben unverändert.

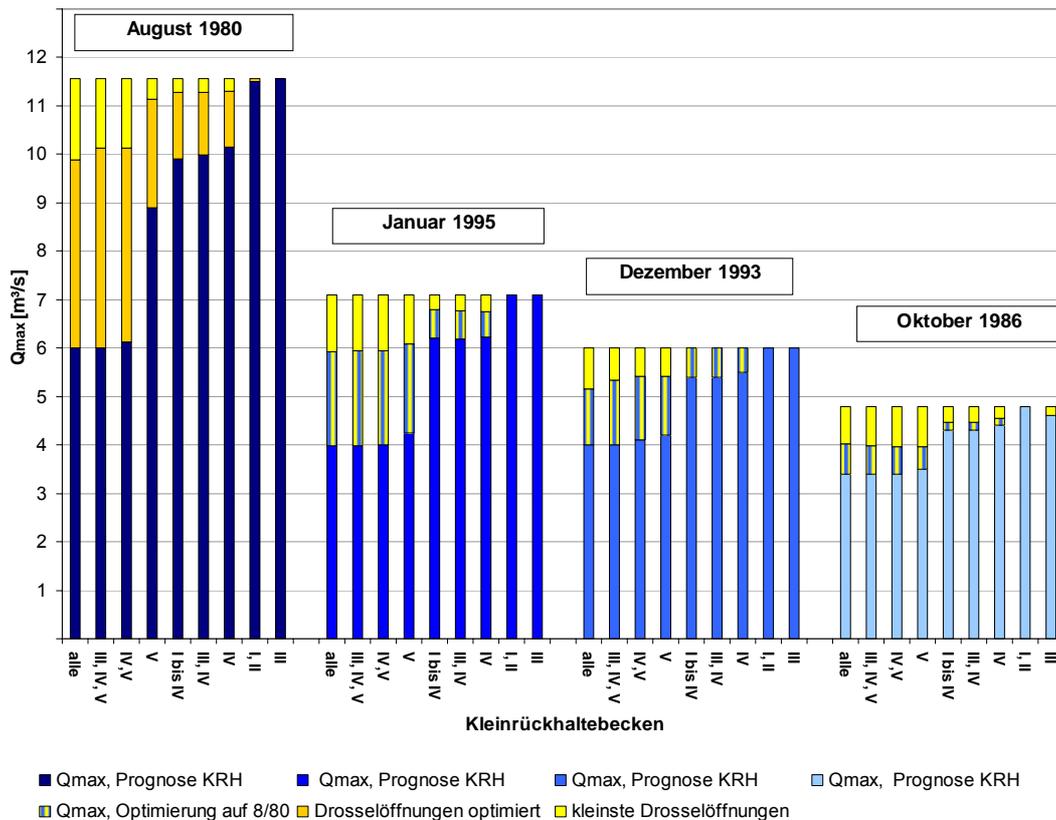
Die Wirksamkeit der KRH wird durch die Färbung der Säulen dargestellt. Die blauen Säulen zeigen den niedrigsten möglichen Hochwasserscheitelabfluss mit KRH an. Die erreichbare Scheitelabminderung, also die Differenz zwischen der Gesamthöhe einer Säule und dem blau gefärbten Teil, gliedert sich in je zwei Teile:

- gelb: die Scheitelabminderungen, die mit den kleinsten Drosselöffnungen nach dem Ausuferungsabfluss erreicht werden können
- orange 8/80: zusätzliche Scheitelabminderung durch die Drosseloptimierung auf 8/80.
- gestreift: Auswirkungen größerer Drosselöffnungen (Optimierung auf 8/80) auf die anderen Ereignisse: größere Drosselöffnungen führen zu höheren Abflussspitzen bei kleineren Ereignissen.

Es ist nur die Drosseloptimierung auf 8/80 dargestellt, da für 1/95 eine Drosseloptimierung im Prinzip zu den Drosselgrößen nach dem Ausuferungsabfluss (gelb) führt. Für die beiden kleineren Ereignisse eine ist Drosseloptimierung nicht möglich, da die Drosselöffnungen kleiner als die Mindest-Drosselgrößen nach dem Ausuferungsabfluss wären.

Beim Hochwasserereignis vom August 1980 werden mit allen fünf KRH Scheitelabminderungen bis zu 48 % mit auf dieses Ereignis optimierten Drosselöffnungen ( $DN_{opt8/80}$ ) erreicht. Mit Drosselöffnungen nur nach dem Ausuferungsabfluss ( $DN_{min}$ ) sind die Scheitelabminderungen für August 80 deutlich geringer (max. 15 %).

Bei den 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 8/80 optimierten, größeren Drosselöffnungen sind die Scheitelabminderungen dieser Ereignisse wesentlich niedriger. Die Abflussspitzen mit vergleichbaren KRH übersteigen jedoch nicht die jeweiligen Abflüsse des Ereignisses 8/80.



**Abb. 5-1: Wirkung der KRH auf die Hochwasserspitze UG Blies**

Alle vier Ereignisse zeigen ein ähnliches Bild: zwischen den Ergebnissen der Simulation mit allen, KRH III+IV+V und KRH IV+V (erste drei Säulen) sind nur kleine Unterschiede auszumachen. Einzelne KRH oder andere Kombinationen zeigen höhere Abflussspitzen. KRH I+II (einzeln extrem kleine /keine Wirkung, daher zusammengefasst) und KRH III zeigen keine, bzw. kaum Wirkung.

Auch aus der Tatsache, dass es kaum Unterschiede zwischen den Varianten III+IV+V und IV+V, sowie zwischen den Varianten I bis IV und III+IV gibt, kann auf eine generell sehr geringe Wirkung dieser drei KRH geschlossen werden.

KRH III erreicht in Kombination mit dem vorgelagerten, größeren KRH IV eine leichte Scheitelabminderung.

KRH I, II und III haben mit  $149 \text{ m}^3$ ,  $198 \text{ m}^3$  und  $1.857 \text{ m}^3$  mit Abstand die kleinsten Rückhaltevolumina und spezVol unter  $1 \text{ mm}$  (nur Teileinzugsgebiete bis zu den KRH und bei KRH III ohne KRH IV). Die geringe Wirkung dieser KRH (KRH III ohne KRH IV) ist in Abb. 5-2 dargestellt. Der Vergleich der Abflussganglinie am Zulauf der KRH mit der am Auslass zeigt nur eine geringe Scheitelabminderung. Die Abflussganglinien für KRH III sind mit Berechnung KRH IV (oberhalb KRH III) und ohne KRH IV dargestellt. Die Differenz zwischen den Ganglinien (blau und grün) ist die Wirkung des KRH IV.

Die Einrichtung von KRH I und II ist unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten sinnlos. KRH III zeigt in Kombination mit dem vorgelagerten KRH IV eine geringe Wirkung, ob sie die Einrichtung rechtfertigt, ist fraglich.

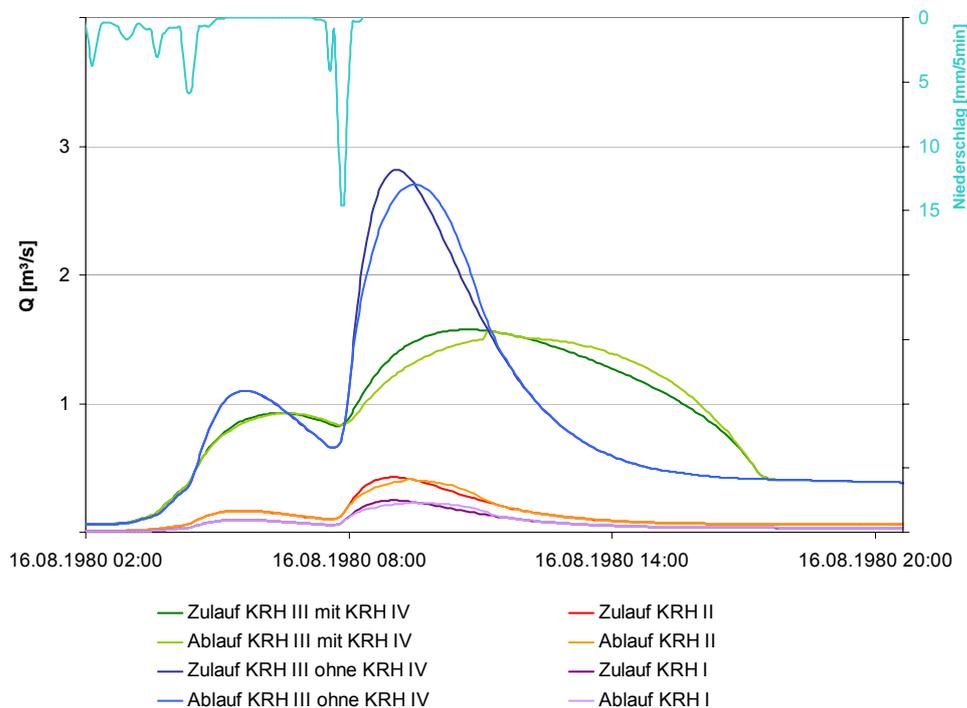


Abb. 5-2: Abflussganglinien KRH I, II und III Obere Blies, optimierte Formen, Aug. 80

KRH V ist das größte und wirksamste KRH im UG Blies. Mit  $41.036 \text{ m}^3$  Vol erreicht es alleine ein spezVol von  $4,86 \text{ mm}$  (zum Vergleich alle KRH:  $6,44 \text{ mm}$ ). In Kombination mit KRH IV wird 8/80 die beste Wirkung erzielt. Nur mit KRH V wird für August 80 ein höherer, für die anderen Ereignisse ein etwa gleicher Abfluss wie in der Variante IV+V berechnet.

**Nur mit KRH IV und V (spezVol:  $6,2 \text{ mm}$ ) ließen sich mit entsprechend optimierten Drosselöffnungen Scheitelabminderungen bei einem  $HQ_{100}$  von über 40 % erreichen. Auch bei kleineren Ereignissen könnten mit dieser Variante Hochwasserscheitel auf etwa  $6 \text{ m}^3/\text{s}$  begrenzt werden.**

Die Abflussganglinien der untersuchten Ereignisse mit KRH im Vergleich zum Ist-Zustand ohne KRH sind im Anhang 2 abgebildet.

### 5.1.2 Thalfanger Bach

Im UG Thalfanger sind fünf sehr unterschiedliche KRH möglich (Tab. 5-2; → Lage: Abb. 3-8, S.26; Fließdiagramm: Abb. 3-16, S. 41).

KRH	Volumen [m <sup>3</sup> ]	Einstau- höhe [m]	spezVol (Teileinzugsgebiet) [mm]	Drosselöffnungen (DN [mm])		
				DN <sub>min</sub>	DN <sub>opt8/80</sub>	DN <sub>opt1/95</sub>
<b>I</b>	1800	2,6	1,8	250	250	250
<b>II</b>	2995	1,8	1 (ohne KRH I) 1,5 (mit KRH I)	400	450	600
<b>III</b>	(107.332) nutzbar: 50.000	(6) 4,6	9,1 (ohne KRH I, II) 10,0 (mit KRH I, II)	500	500	500
<b>IV</b>	9093	2,4	0,6 (ohne KRH I, II, III) 4,1 (mit KRH I, II, III)	700	1050	1100
<b>V</b>	5917	4	2,6	350	350	350
<b>ges.:</b>	<b>69.805</b>		<b>4,5</b>			

**Tab. 5-2: mögliche Kleinrückhalte im UG Thalfanger Bach**

Abb. 5-3 zeigt prognostizierte Hochwasserscheitel am Modellknoten 12 für die vier Ereignisse. Die verschiedenen Säulen innerhalb eines Ereignisses zeigen die Ergebnisse der Simulation mit weniger als 5 KRH und damit die Wirksamkeit einzelner oder Kombinationen von KRH.

Die blauen Säulen geben den mit KRH jeweils möglichen Hochwasserscheitelabfluss an. Gelb dargestellt sind die Scheitelabminderungen, die mit den kleinsten Drosselöffnungen erreicht werden, die zusätzlichen Scheitelabminderungen durch die jeweilige Drosseloptimierung (→ 5.2.3) sind orange dargestellt. Die gelben und orangen Säulenteile zusammen zeigen die maximale Wirkung der KRH, die gesamte Säule die Höhe der Abflussspitze ohne KRH.

Die erste Säule jedes Ereignisses stellt die Wirkung aller fünf KRH dar, die folgenden Säulen einzelne oder Kombinationen von KRH, nach der Wirksamkeit geordnet. Dafür wurden jeweils einzelne KRH nicht berücksichtigt, alle anderen Daten blieben unverändert. Auch hier ist eine sehr unterschiedliche Wirkung der einzelnen KRH zu erkennen.

KRH I und II zeigen einzeln nur eine sehr geringe Wirkung und wurden daher für die Abbildung zusammengefasst. Dennoch ist kaum eine Wirkung zu erkennen. Mit 1800 m<sup>3</sup> und 2995 m<sup>3</sup> und spezVol unter 2 mm (bezogen auf das jeweilige Teileinzugsgebiet) sind es die kleinsten KRH im UG.

KRH III ist mit berücksichtigten 50.000 m<sup>3</sup> das größte KRH im UG Thalfang. Es zeigte auch bei Mindest-Drosselgröße (DN 500 mm) durch seine Größe bei allen Simulationen keinen Überlauf, eine Optimierung muss, bzw. kann nicht erfolgen. Die Säulen für nur dieses KRH in Abb. 5-3 zeigen daher auch keine Anteile in orange. Bei KRH-

Kombinationen mit KRH III beziehen sich die Säulenteile in orange auf größere Drosselöffnungen der anderen beteiligten KRH.

Da KRH III im Oberlauf des Thalfanger Baches liegt, wirkt es nur auf die Abflüsse eines Teileinzugsgebiets von 5,5 km<sup>2</sup> Fläche. Die Scheitelabminderung am Ablauf dieses KRH (Modellknoten 6) beträgt bei den Ereignissen 8/80 und 1/95 gut 0,5 m<sup>3</sup>/s, bzw. gut 25 %, bei einem spezVol von 9,1 mm. Am betrachteten Modellknoten 12 (Abfluss 8/80: 6,7 m<sup>3</sup>/s) hat diese Scheitelabminderung nicht mehr so viel Gewicht, daher auch der schlechte Wert für KRH III in Abb. 5-3. In Kombination mit KRH IV werden jedoch sehr gute Werte erreicht, die allerdings hauptsächlich auf die Wirkung von KRH IV auf Abflussspitzen aus dem RÜB beruhen.

Die beste Wirkung im UG Thalfang erzielen alle KRH gemeinsam, aber auch hier basiert sie auf wenigen KRH: Die Wirkung der KRH III + IV ist nur geringfügig kleiner als die Wirkung aller KRH zusammen. KRH III und IV sind mit 50.000 m<sup>3</sup> und 9.903 m<sup>3</sup> die größten KRH im UG, gemeinsam haben sie ein spezVol von 4,5 mm.

Die gute Wirkung des KRH IV basiert auch wesentlich auf die Lage unterhalb der Einleitung aus dem Regenüberlaufbecken Thalfang (→ 3.2.3.3), dessen Zuflussspitzen durch das KRH gedämpft werden.

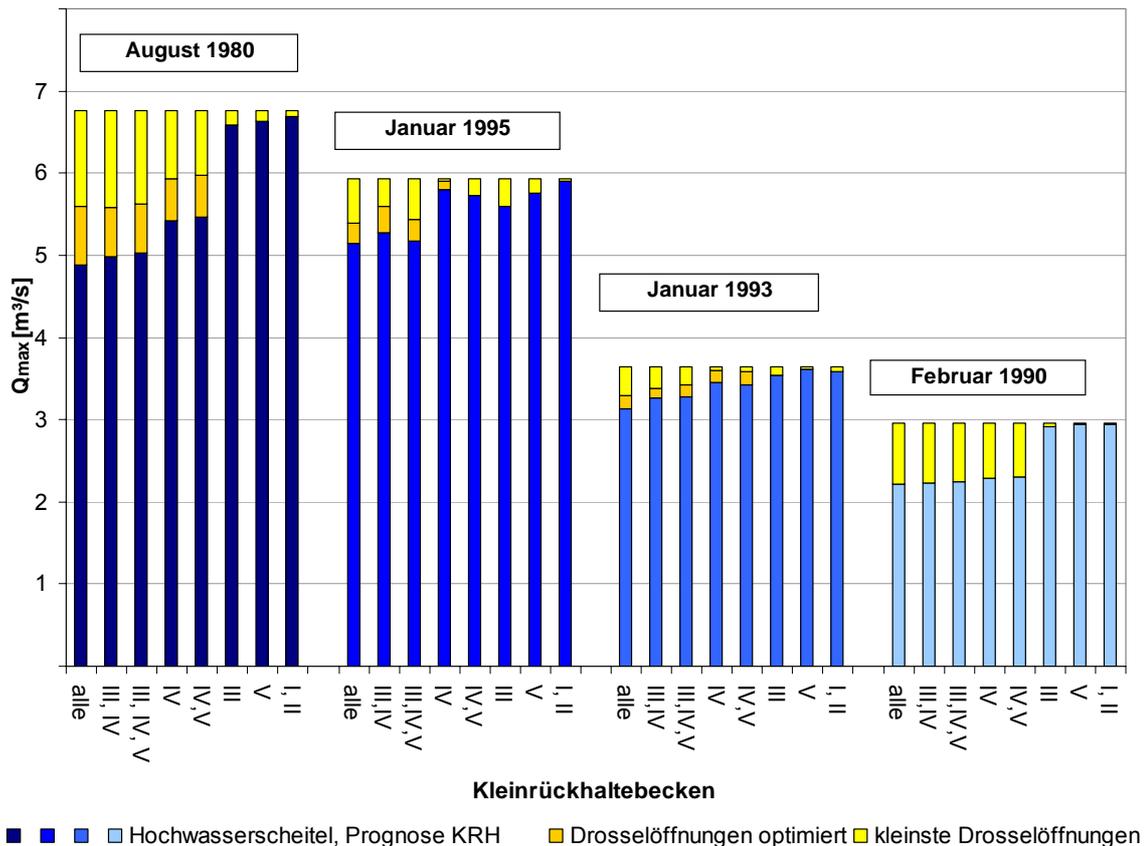
Bei den starken Ereignissen werden durch Drosseloptimierungen deutlich höhere Scheitelabminderungen erreicht. Im Gegensatz zur Situation an der Oberen Blies führen optimierte Drosselgrößen auch für die Ereignisse 1/95 und 1/93 zu größeren Scheitelabminderungen als die Mindest-Drosselgrößen. Daher zeigen die orangefarbenen Säulenteile in Abb. 5-3 die durch eine Drosseloptimierung auf das jeweilige Ereignis möglichen Scheitelabminderungen. Für die anderen Ereignisse liegen die möglichen Scheitelabminderungen bei Optimierung auf ein anderes Ereignis innerhalb der Säulenteile in orange. Schlechtere Werte als die in gelb dargestellten Scheitelabminderungen sind durch Drosseloptimierungen auf ein 'nicht passendes' Ereignis nicht möglich, da die Drosselöffnungen nicht weiter verkleinert werden dürfen.

Beachtenswert ist, dass die Wirkung von der Kombination KRH III+IV bei den Ereignissen 8/80, 1/95 und 1/93 deutlich höher ist, als die addierte Wirkung der beiden KRH. Grund hierfür ist die Einleitung aus dem RÜB, deren Abflussspitzen besser durch KRH IV gedämpft werden können, wenn von oberhalb (aus KRH III) schon eine gedämpfte Hochwasserwelle dem KRH zufließt.

Auch hier werden die höchsten Scheitelabminderungen 8/80 erreicht. Mit auf dieses Ereignis optimierten Drosselgrößen können Scheitelabminderungen von bis zu 28 % (8/80, alle KRH) erreicht werden. Die Scheitelabminderungen der anderen Ereignisse fallen kleiner aus.

Das Ereignis 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 III und V zeigen allein nur eine geringe Wirkung am Modellknoten 12. Da KRH I, II und III im Oberlauf des Thalfanger Baches liegen kann die Entfernung zum Modellknoten 12 ein Grund für die geringe Wirkung dort sein. KRH V liegt an einem Nebenzufluss, der am Modellknoten 12 in den Thalfanger Bach mündet. Seine Wirkung wird auch durch die größeren Abflüsse aus dem Thalfanger Bach überprägt sein.



**Abb. 5-3: Wirkung der KRH auf die Hochwasserspitze im Thalfanger Bach**  
(Modellknoten 12)

Um die Wirkung der Entfernung zu Modellknoten 12 bzw. der Prägung des Thalfanger Baches auszuschließen, wurde die Wirkung der KRH I, II, III und V an den Modellknoten 6 (Abfluss KRH III) und 11 (Abfluss KRH V) betrachtet (Abb. 5-4).

KRH I und II wurden wegen geringer Wirkung auch in Abb. 5-4 zusammengefasst. Grund für die höhere Abflussspitze Januar 95 in Abb. 5-4 ist der am Modellknoten 6 noch nicht vorhandenen Einfluss der Einleitung aus der Kanalisation.

Die Scheitelabminderung am Modellknoten 6 basieren fast ausschließlich auf der Wirkung von KRH III. Die beiden KRH I und II führen zu keiner wesentlichen Steigerung der Wirkung, auf sie könnte auch verzichtet werden.

KRH V zeigt ebenfalls nur eine schwache Wirkung bei den starken Ereignissen vom August 80 und Januar 95. Dieses KRH (spezVol: 2,6 mm) liegt an einem kleinen Nebenzufluss des Thalfanger Baches, der ein Teileinzugsgebiet von 2,3 km<sup>2</sup> Größe entwässert. Nach dem Ausuferungsabfluss wurde die Drosselöffnung auf DN 350 mm festgesetzt. Mit dieser Drosselöffnung wird das Rückhaltevolumen bei den großen Ereignissen 8/80 und 1/95 gut ausgenutzt, ohne nennenswert überzulaufen.

Im August 1980 hätte durch dieses KRH für den Zufluss in den Thalfanger Bach eine Scheitelabminderung von 0,11 m<sup>3</sup>/s oder 13 % erreicht werden können. Im Verhältnis zum Abfluss des Thalfanger Baches an dieser Stelle ein verschwindet kleiner Wert.

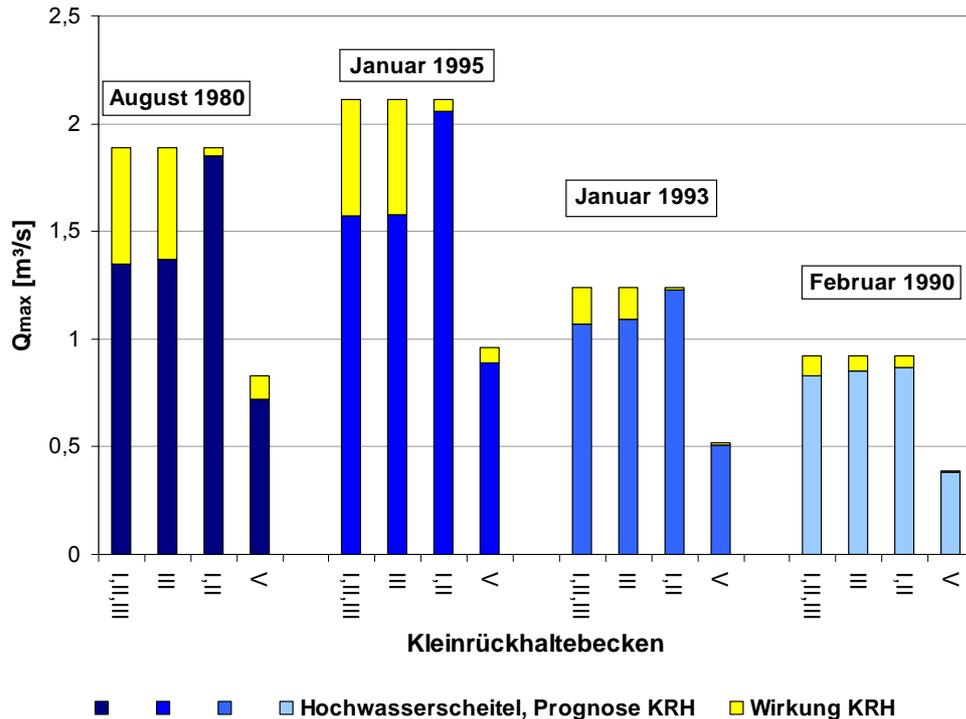


Abb. 5-4: Wirkung KRH I, II III am Modellknoten 6 und KRH V am Modellknoten 11, Thalfanger Bach

Die beste Wirkung zeigen bei allen Ereignissen alle fünf KRH zusammen. Allerdings führt die KRH-Kombination III+IV zu ähnlichen Ergebnissen. KRH III und KRH IV sind mit 9.093 m<sup>3</sup> und 50.000 m<sup>3</sup> die größten KRH im UG und erreichen zusammen ein spezVol von 4,5 mm bis zum KRH IV.

KRH III und IV sind die wichtigsten KRH im UG Thalfang. Nur diese beiden KRH erreichen ähnliche Scheitelabminderungen wie alle KRH zusammen. Wäre über die KRH zu entscheiden, könnte auf KRH I, II und V verzichtet werden.

Die Abflussganglinien der untersuchten Ereignisse mit KRH im Vergleich zum Ist-Zustand ohne KRH sind im Anhang 2 abgebildet.

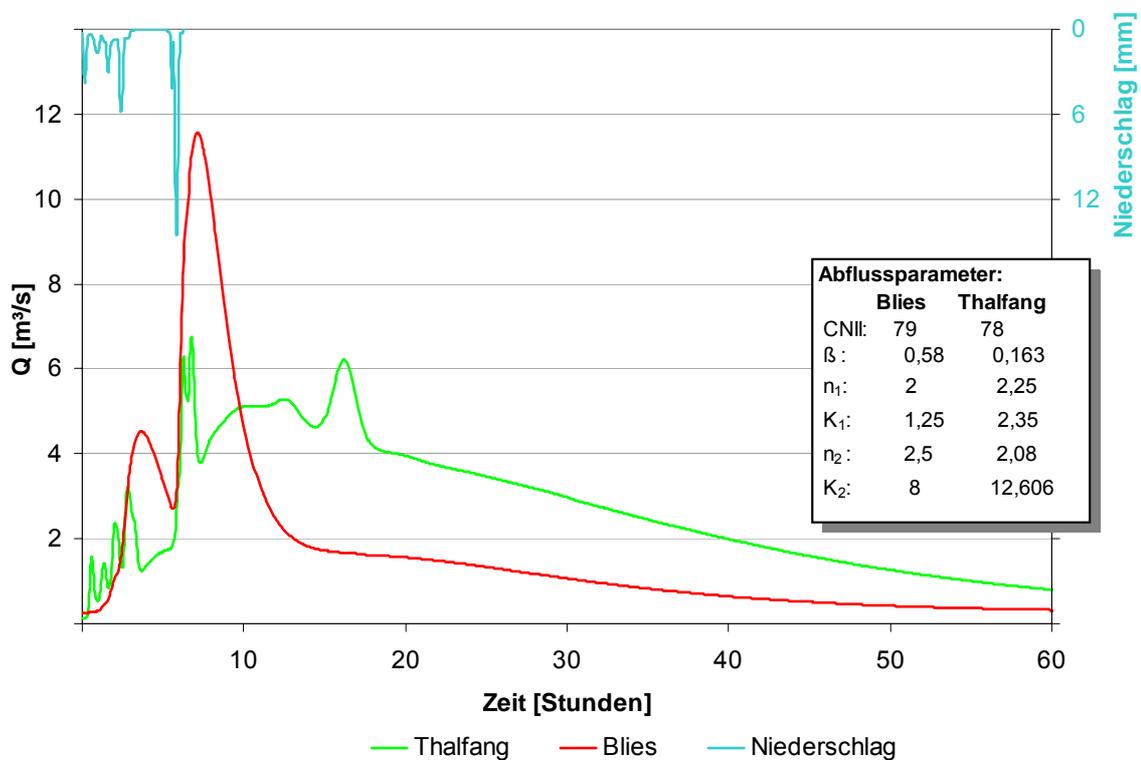
### 5.1.3 Gebietseigenschaften

Die Wirkung der KRH wurde für zwei Untersuchungsgebiete durchgeführt um die Wirkung der KRH in Gebieten mit unterschiedlichen Eigenschaften zu sehen. Die Unterschiede der beiden Untersuchungsgebiete liegen in verschiedenen Formen, Größe und Anordnung möglicher KRH und deren Rückhaltevolumen und in der Abflusscharakteristik begründet. Zeit und Umfang in dem Niederschläge abflusswirksam werden, hängen von einer Vielzahl gebietsspezifischer Faktoren ab. Neben hydroklimatischen Faktoren und Flussbettparametern spielen grundsätzlich physiographische Faktoren wie Größe, Form, Gefälle, Flussdichte, Oberflächenrauigkeit und Infiltrationsbedingungen eine große Rolle (DYCK, PESCHKE 1995).

Die beiden Untersuchungsgebiete unterscheiden sich neben Größe und unterschiedlicher Anordnung möglicher KRH in ihrer Abflusscharakteristik. Während im UG Blies Niederschläge sehr schnell abflusswirksam werden, kommen sie im UG Thalfang erst wesentlich später zum Abfluss.

Das unterschiedliche Verhalten der beiden Gebiete wird beim Vergleich der Abflüsse für das Ereignis 8/80 (Abb. 5-1 und 5-3), das mit identischen Niederschlagsdaten simuliert wurde, deutlich: Im Untersuchungsgebiet Blies sind die Abflüsse und die möglichen Scheitelabminderung wesentlich größer als im fast doppelt so großen Einzugsgebiet Thalfang. Die unterschiedliche Abflussbildung beider Gebiete kommt auch in den Hochwasserganglinien (Abb. 5-5) mit identischen Niederschlagsdaten zum Ausdruck: Die Ganglinie Blies ist wesentlich steiler und höher als die deutlich breitere, flachere Ganglinie des Thalfanger Baches. Im UG Thalfang liegt die Abflussspitze für das Ereignis 8/80 bei  $6,8 \text{ m}^3/\text{s}$ , im etwa halb so großen Einzugsgebiet Blies bei  $11,6 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Im Modell wird die Abflusscharakteristik einer Fläche durch die Abflussparameter ausgedrückt. Je größer die Werte der Speicherkonstanten ( $K$  = Zeit, die ein Wasserteilchen im Speicher verbringt) sind, und je größer der Aufteilungsfaktor ( $\beta$ ) für die größere Speicherkonstante, desto langsamer erreicht das Niederschlagswasser das Gewässer. Durch die langsamere Abflussbildung im UG Thalfang erreichen Niederschlagsspitzen langsamer das Gewässer, Abflussspitzen fallen niedriger aus. Lediglich die Abflussspitzen aus dem RÜB Thalfang erreichen ohne nennenswerte Verzögerung das Gewässer.



**Abb. 5-5: Hochwasserganglinien Blies und Thalfang am Gebietsauslass, August 1980**  
(beide Berechnungen mit den gleichen Niederschlagsdaten des UG Blies)

## 5.2 Fiktivsysteme

Im letzten Abschnitt wurde die Wirkung der KRH auf das Hochwassergeschehen in den beiden Untersuchungsgebieten Blies und Thalfang untersucht. Die KRH beider Untersuchungsgebiete hätten, zumindest bei den großen Ereignissen 8/80 und 1/95, deutliche Scheitelabminderungen zur Folge. Außerdem wurden in beiden UGs kleine und sehr kleine KRH als wirkungslos identifiziert.

In diesem Abschnitt wird systematisch untersucht, welche Einflussgrößen den Hochwasserablauf mit KRH steuern. Gleichzeitig sollen Grenzen ermittelt werden, die die Einsatzmöglichkeiten beschränken.

Grundlage dieser Untersuchungen sind Fiktivsysteme (→ 3.4, Anhang 3) die auf den Gebietsparametern eines der beiden Untersuchungsgebiete basieren. Sie unterscheiden sich in Anzahl, Anordnung und Volumen der KRH und der Größe der Einzugsgebiete.

Da sich beide Gebiete in ihrer Abflusscharakteristik sehr unterschiedlich verhalten, werden die Fiktivsysteme in diesem Abschnitt nach den Untersuchungsgebieten getrennt betrachtet.

Die untersuchten Einflussgrößen sind:

- Einstauhöhe
- spezifische Volumen (spezVol)
- Anzahl und Verteilung der KRH im Einzugsgebiet
- Größe der Drosselöffnung der einzelnen KRH

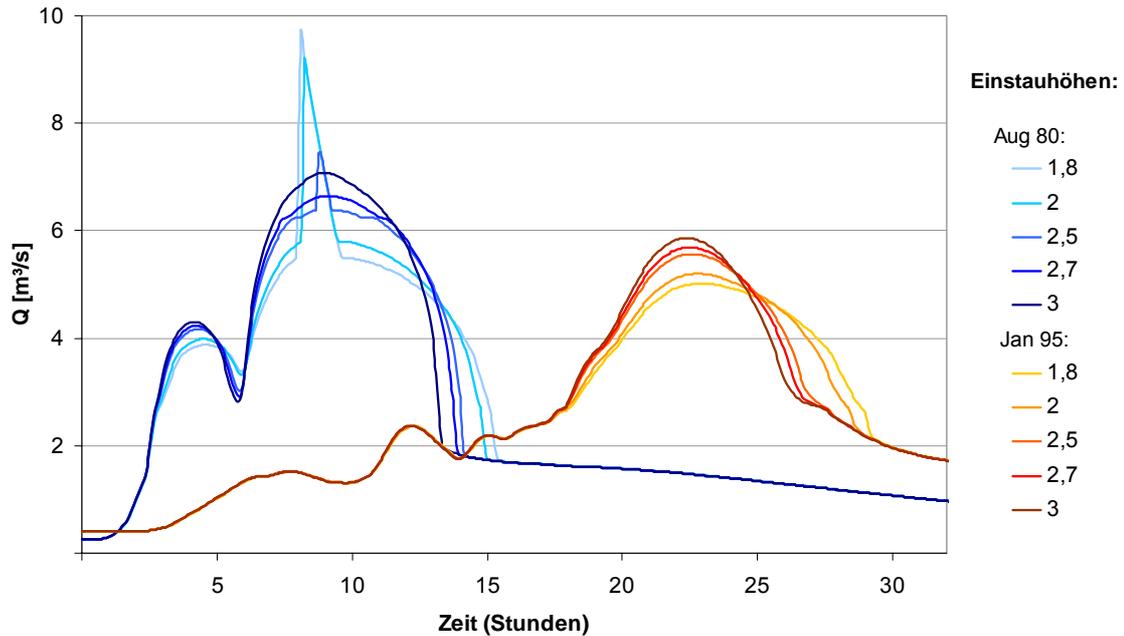
### 5.2.1 Einstauhöhe

Die Einstauhöhe eines KRH bestimmt, wie hoch das Wasser im Rückhalteraum maximal aufgestaut werden kann. Sie ist durch die örtlichen Gegebenheiten vorgegeben und ergibt sich i.d.R. durch die Höhe des vorhandenen Wegedammes, abzüglich eines Sicherheitsraumes (sog. Freibord = Abstand Oberkante Weg bis Höhe max. Wasserspiegel) und der im Falle eines Extremhochwasser erforderlichen hydraulischen Überfallhöhe ( $h_{\ddot{U}}$ ) am Entlastungsbauwerk.

Die Einstauhöhe ist immer im Zusammenhang mit dem Rückhaltevolumen zu sehen und ist ein Maß für die Geometrie eines Rückhalterumes, 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 mit ungesteuerter Drossel vom Wasserstand im Becken abhängt, und der z.B. bei einem engen Becken schneller steigt als in einem breiten Becken, hat die Einstauhöhe Einfluss auf die Abflussganglinie aus einem KRH. Abb. 5-6 zeigt als Beispiel die Abflussganglinien zweier Hochwasserwellen aus KRH mit unterschiedlichen Einstauhöhen. Je höher die Einstauhöhe, desto höher ist auch die entsprechende Abflussspitze, da mit der Einstauhöhe der Wasserdruck an der Drosselöffnung 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. 5-6, Aug 80). Zu Überläufen käme es bei der Simulation für Aug 80, weil die Drosselöffnung mit einer Einstauhöhe von 2,7 m optimiert wurde. Für eine niedrigere Einstauhöhe ist die Drosselöffnung zu klein.



**Abb. 5-6: Abflussganglinien mit unterschiedlichen Einstauhöhen bei gleichem Beckenvolumen, August 80**  
 Fiktivsystem 1KRHB, 42.250 m<sup>3</sup>, spezVol 5 mm, DN 1300 mm,  
 Einstauhöhe nach Eckwertetabelle: 2,7 m

Für die Simulation der KRH der Fiktivsysteme auf Grundlage des UG Blies wurden aus Gründen der Vergleichbarkeit die Einstauhöhen je nach Volumen mit einer Eckwertetabelle festgesetzt. In den Fiktivsystemen auf Grundlage des UG Thalfang wurden die Einstauhöhen zum Teil zufällig festgelegt, um die Auswirkungen anderer Beckengeometrien zu berücksichtigen. Die Abweichungen von -80 cm bis +40 cm bei einzelnen KRH führten insgesamt zu einer etwas größeren Streuung der Werte, ohne aber die Ergebnisse in Frage zu stellen. In dieser Größenordnung wird der Einfluss der Einstauhöhe einzelner KRH als gering eingeschätzt.

### 5.2.2 Spezifisches Volumen und Anzahl KRH

Das Volumen der Rückhaltebecken spielt *die* entscheidende Rolle für die Abminderung von Hochwasserspitzen in den hier betrachteten Einzugsgebieten ( $A_{E_0} = \max. 20 \text{ km}^2$ ). Es bestimmt, wie viel Wasser gespeichert und verzögert wieder abgegeben werden kann.

Für Fiktivsysteme Blies mit Einzugsgebietsgrößen von 8,45 km<sup>2</sup> wurde der Einfluss des Volumens durch Variation von spezVol zwischen 1 und 20 mm an mehreren Hochwasserereignissen untersucht.

Innerhalb eines Systems wurden für unterschiedliche spezVol nur jeweils die Beckenvolumina und Einstauhöhen verändert, alle anderen Parameter blieben unverändert. Abb. 5-7 zeigt die Hochwasserscheitelwerte, die mit den verschiedenen Systemen in Abhängigkeit vom spezVol prognostiziert werden.

Die Scheitelabminderungen aus Abb. 5-7 als relative Werte im Vergleich zur Abflussspitze ohne KRH für drei Ereignisse sind im Anhang 4 dargestellt. Die Höhe der pro-

zentualen Scheitelabminderungen steigt mit der Stärke des Ereignisses und in Abhängigkeit vom spezVol. Innerhalb der Ereignisse variieren die Abminderungen je nach dargestelltem System mit KRH. Die Darstellung führt zu keinen weitergehenden Erkenntnissen als die Darstellung der Werte der absoluten Hochwasserscheitel.

Bei niedrigen spezVol ist keine Wirkung zu erkennen, mit zunehmendem spezVol steigt die Wirksamkeit der KRH. Die Entwicklung der Hochwasserscheitel in Abhängigkeit vom spezVol ist bei allen Ereignissen und Systemen von der Form her gleich. Große Unterschiede gibt es bei den Werten: Je größer das Hochwasserereignis, desto höher sind die Abflüsse und desto höher müssen die spezVol für eine gute Wirkung der KRH sein.

Je nach Ereignis und System können die Abflussspitzen auf 2,4 m<sup>3</sup>/s (10/86) bis 2,7 m<sup>3</sup>/s (8/80) gesenkt werden. Je kleiner das Ereignis, desto niedriger sind die Abflussspitzen. Je größer das Ereignis ist, desto größer muss das spezVol sein, um Wirkung zu zeigen. Außer beim Ereignis vom Oktober 86 (HQ<sub>5</sub>) zeigen alle Systeme eine deutliche Wirkung erst bei spezVol > 3 mm und eine optimale Wirkung ab ca. 10 mm. Beim Ereignis Okt. 86 (kurze Hochwasserdauer, Abflüsse unter 5 m<sup>3</sup>/s) wird eine gute Wirkung bereits bei 2,5 mm und die optimale Wirkung schon bei 5-6 mm spez. Vol. erreicht.

Während bei sehr niedrigen und sehr hohen spezVol alle Systeme gleiche oder ähnliche Abflüsse zeigen, ist die Wirkung der KRH mit spezVol im mittleren Bereich (2. Abschnitt) je nach System sehr unterschiedlich. Da aber gerade dieser Bereich spezifischer Volumina in der Realität häufig vorkommen wird, muss ihm besondere Beachtung geschenkt werden.

Da sich alle Linien im mittleren Abschnitt (Abb. 5-7) untereinander kreuzen, ist keine Aussage möglich, welches der untersuchten Systeme allgemein die beste Wirkung hat. Bei sehr niedrigem und sehr hohem spezVol führt das System mit 8 KRH zu den niedrigsten Abflüssen. Im Bereich dazwischen sind je nach Ereignis und spezVol andere Systeme von Vorteil. Jedes System zeigt bei bestimmten spezVol die beste Wirkung in Abhängigkeit vom zu Grunde liegenden Hochwasserereignis.

Die Veränderung der Abflussspitzen mit steigendem spezVol (= Form der Diagrammlinien) kann in drei Abschnitte eingeteilt werden. Typische Abflussganglinien hierzu zeigt Abb. 5-8. In diesem Beispiel wird bei einem spezVol von 7 mm eine Scheitelabminderung von 24 %, bei 11 mm eine Scheitelabminderung von 59 % erreicht.

Die drei Abschnitte lassen sich wie folgt beschreiben:

1. geringes spezVol: keine Scheitelabminderung, KRH laufen früh über, das Rückhaltevolumen ist bei Durchgang des Hochwasserscheitels schon ausgenutzt. (Abb. 5-8: 3 mm, gelbe Linie)
2. mittleres spezVol: KRH zeigen Wirkung, Überlauf nach Durchgang des Hochwasserscheitels, deutliche Scheitelabminderung die zunehmendem spezVol stärker wird. (Abb. 5-8: 7 mm, blaue Linie)
3. hohes spezVol: optimale Wirkung: kein Überlauf, flache, breite Abflussganglinie, Abflussspitze ca. 5 Stunden später. Ein deutlicher Knick in der Diagrammlinie in Abb. 5-7 zeigt die optimale Wirkung der KRH an. (Abb. 5-8: 11 mm, grüne Linie) Keine weitere Steigerung der Wirkung möglich. Bei höheren spezVol sind die Systeme für das dargestellte Ereignis überdimensioniert, haben noch Reserven.

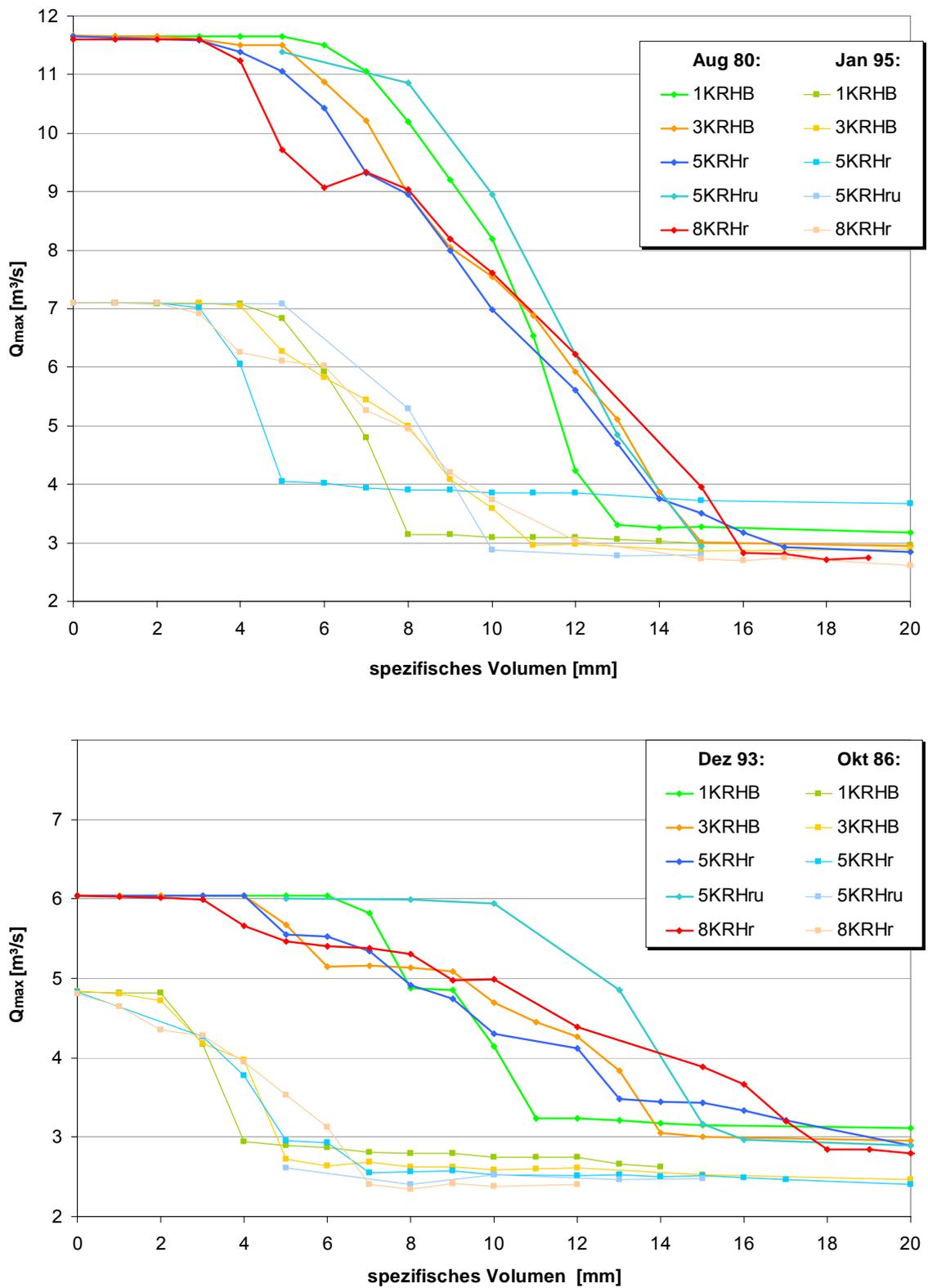
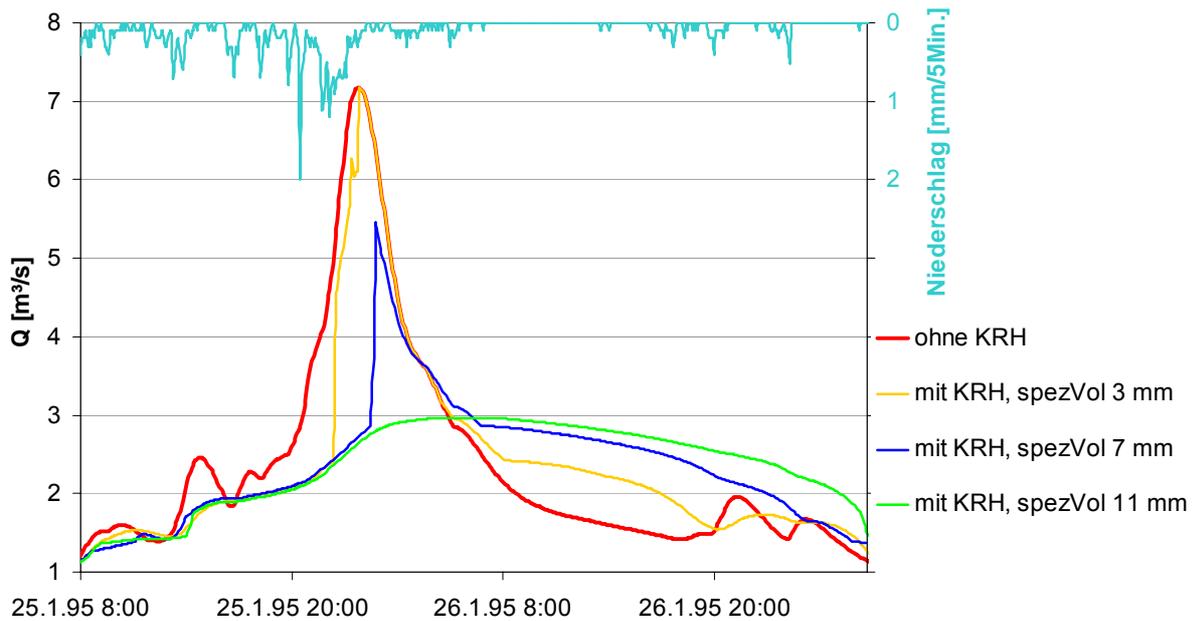


Abb. 5-7: Hochwasserscheitel in Abhängigkeit vom spezVol.



**Abb. 5-8: Abflussganglinien mit unterschiedlichen spezVol.**  
Fiktivsystem 3KRHB, 1/95

### 5.2.3 Drosseloptimierung

Die Größe der Drosselöffnung ist neben dem Volumen die wichtigste Größe eines KRH. Sie bestimmt, wie viel Wasser abfließen kann bzw. eingestaut wird. Ist die Drosselöffnung zu klein, ist das Rückhaltevolumen ggf. zu früh gefüllt und es kommt zum Überlauf.

Bei niedrigen und mittleren spezVol führen größere Hochwasserereignisse zu Überläufen, die Wirkung der KRH ist nicht optimal.

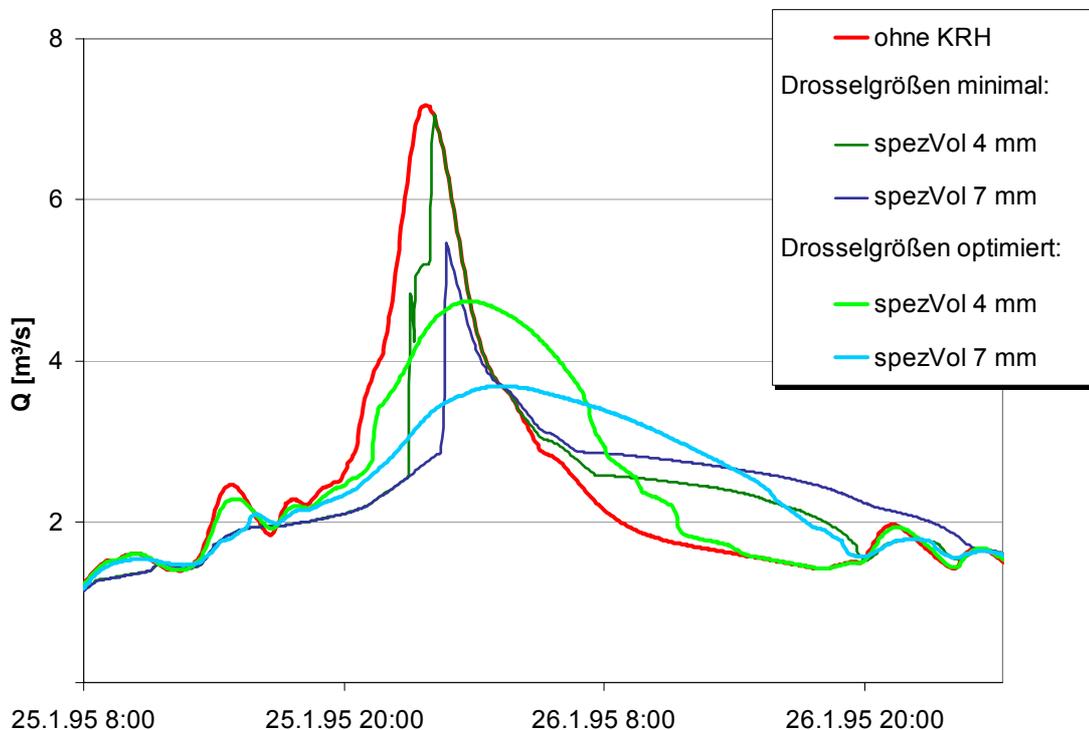
Die Größe der Drosselöffnung bestimmt die Menge Wasser, die abfließen kann, bzw. gespeichert wird. Ist sie zu klein, wird schnell Wasser aufgestaut, die Kapazität früh erreicht und es kommt zum Überlauf. Wird die Kapazität schon bei ansteigendem Hochwasser voll ausgenutzt, wird der maximale Hochwasserabfluss 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 schlechte Wirkung des KRH die Folge.

Die o.g. 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 Drosselöffnungen die Effizienz der Systeme, besonders bei starken Ereignissen, gesteigert werden kann. Da zu große Drosselöffnungen durch geringeren Einstau ebenfalls zu einer suboptimalen Wirkung führen, müssen die Drosselöffnungen optimiert werden.

Der Ausuferungsabfluss bestimmt die jeweils kleinste sinnvolle Drosselöffnung. Drosselöffnungen, die nur nach dem Ausuferungsabfluss festgelegt wurden, zeigen 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 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. Der Eingriff in die Natur durch die Errichtung eines KRH wird geringer, je größer die Drosselöffnung ist.

Durch eine Drosseloptimierung kann die Effizienz der Systeme für das Ereignis auf das optimiert wurde, erheblich gesteigert werden. Die Steigerung der Wirkung durch Drosseloptimierung zeigt Abb. 5-9 am Beispiel zweier Abflussganglinien mit optimierten Drosselöffnungen. Mit den minimalen Drosselgrößen kommt es zu Überläufen und damit hohen Abflussspitzen. Die gleichen Systeme mit auf dieses Ereignis optimierten Drosselgrößen zeigen keinen Überlauf und wesentlich niedrigere Abflüsse. Die Drosseloptimierung steigert in diesem Fall die Scheitelabminderung mit spezVol 7 mm von 24 % auf 49 %. Die Abflussganglinie mit spezVol 4 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 mit kleinen spezVol eine deutliche Wirkung erreicht werden.



**Abb. 5-9: Wirkung der Drosseloptimierung Jan. 1995, Fiktivsystem 3KRHB**

Drosselgrößen minimal: DN 550, 700, 850 mm

Drosselgrößen optimiert: spezVol 4mm: DN 600, 950, 1200 mm;

spezVol 7mm: DN 550, 750, 950 mm

Die Größe der Drosselöffnungen wird iterativ optimiert. Dafür werden für bestimmte spezVol alle KRH eines Systems einzeln betrachtet und durch Simulationen mit verschiedenen Drosselöffnungen die optimale Einstellung der Drosselöffnung bestimmt. Dabei werden nur die Drosselkennlinien variiert, andere Parameter bleiben unverändert. Es steht immer ein möglichst niedriger Hochwasserscheitel am Gebietsauslass im Vordergrund.

Eine optimale Drosselöffnung lässt so viel Wasser durch, dass das Beckenvolumen möglichst gut ausgenutzt wird, aber nicht überläuft. Wenn alle Drosselöffnungen eines Systems dieses gewährleisten, wird eine Hochwasserwelle optimal gedämpft.

Bei mehreren KRH kann sich ein kurzer Überlauf eines vorgelagerten KRH positiv auswirken, da es gleichzeitig eine 100%ige Auslastung anzeigt. Diese Abflussspitze kann häufig von einem KRH unterhalb ausgeglichen werden und führt insgesamt zu einem niedrigen Scheitelabfluss. Beim letzten Becken eines Gebietes ist ein Überlauf nur sinnvoll, wenn er sehr kurz ist. Das bedeutet aber auch, dass das Volumen des letzten Beckens oft nicht voll ausgenutzt wird, es noch Reserven hat.

Falls durch eine größere Drosselöffnung nur ein minimal niedrigerer Abfluss erreicht wird, sollte die kleinere Drosselöffnung gewählt werden. Dadurch kann die Wirkung bei schwächeren Ereignissen gesteigert werden.

Die Größe einer optimalen Drosselöffnung hängt von vielen Faktoren ab: spezVol, Abflussbildung und -konzentration, Basisabfluss, Lage im Einzugsgebiet und nicht zuletzt vom Ereignis auf das sie optimiert wird. Eine Drosseloptimierung kann immer nur für ein bestimmtes Ereignis durchgeführt werden. Bei der Optimierung auf ein anderes Ereignis können sich völlig 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 erforderliche Drosselgröße die maximale Einstauhöhe erreicht oder gar überschreitet. Kleine KRH lassen sich nicht auf sehr große Ereignisse optimieren, sie haben bei starken Hochwasserereignissen eine geringe Wirkung. Kleine KRH zeigen für kleinere Ereignisse Wirkung und können dafür im Hochwasserkonzept berücksichtigt werden. In der Praxis muss im Einzelfall geprüft werden, welche Drosselöffnung (auch bautechnisch) noch möglich ist und ob damit die gewünschte Wirkung erzielt werden kann.

In dieser Arbeit werden Drosseloptimierungen für  $\text{spezVol} < 3$  mm nur aufgeführt, wenn die Höhe der optimierten Drosselöffnung deutlich unter der Einstauhöhe liegt. Das schließt nicht aus, dass in einzelnen Fällen bei einzelnen kleinen KRH in einem System Drosselöffnungen auf eine Größe optimiert wurden, die in der Realität problematisch, aber für die Simulation unkritisch sind. Dies sind z.B. KRH mit Höhe der Drosselöffnung 10-20 cm kleiner als die maximalen Einstauhöhen.

### **Auswirkung der Drosseloptimierung auf andere Ereignisse**

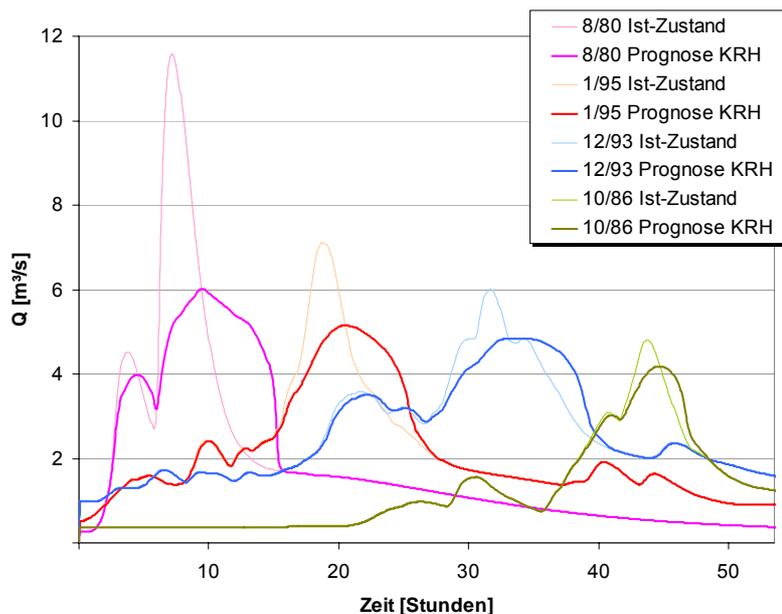
Je größer ein Hochwasserereignis ist, desto größer müssen die Drosselöffnungen der KRH für eine optimale Wirkung sein. Große Drosselöffnungen führen aber bei kleineren Ereignissen zu einer schlechteren Wirkung der KRH, da weniger Wasser eingestaut wird.

Kleine Drosselöffnungen haben eine gute Wirkung bei kleinen Hochwasserereignissen; bei großen Hochwasserereignissen laufen KRH schnell über.

Da jedes Hochwasserereignis individuell in Wassermenge, Verteilung und Dauer ist, kann mit ungesteuerten Drosselöffnungen kein System erstellt werden, dass für alle Ereignisse eine optimale Wirkung hat. Dieses Problem lässt sich mit unregulierten Drosselöffnungen nicht lösen. Ein geregelter Auslass wäre jedoch wesentlich aufwändiger als eine Rohrdrossel und entspricht nicht dem Konzept des einfachen, preiswerten Kleinrückhalts. Zudem ist auch bei geregelten Systemen die Steuerung ein komplexer Prozess, da sie während des Hochwasserereignisses immer von prognostizierten Wassermengen abhängig ist, die z.T. stark unsicherheitsbehaftet sind.

Die Wirkung eines optimierten Systems auf andere Ereignisse ist am Beispiel der vier Hochwasserganglinien mit auf 8/80 optimierten KRH in Abb. 5-10 dargestellt. Die beste Wirkung mit  $5,6 \text{ m}^3/\text{s}$  oder 48 % Scheitelabminderung wird beim Ereignis 8/80 erreicht. Die prozentualen Scheitelabminderungen der anderen Ereignisse fallen mit 27 % (1/95), 19 % (12/93) und 13 % (10/86) 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 eine geeignete Maßnahme.



#### Drosselöffnungen:

Optimierung auf 8/80 und Minimum nach dem Ausuferungsabfluss ( $Q_A$ )

KRH	DN [mm]	
	8/80	$Q_A$
I	250	200
II	350	200
III	600	400
IV	550	400
V	1200	1000

Abb. 5-10: Drosseloptimierung auf 8/80, Gebietsauslass UG Blies

Ist ein System auf ein kleineres Ereignis optimiert, führt das bei diesem und kleineren Ereignissen zu einer besseren Wirkung, bei größeren Ereignissen jedoch zu Überläufen und geringerer Wirkung (Abb. 5-11).

Die auf 1/95 optimierten Drosselöffnungen in Abb. 5-11 würden bei den Hochwasserereignissen 1/95, 12/93 und 10/86 zu einer deutlich besseren Wirkung führen, als mit der Drosseloptimierung auf 8/80 (Abb. 5-10). Mit der Optimierung auf 8/80 werden die Abflussspitzen dieser Hochwasser auf etwa  $5 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert, mit der Optimierung 1/95 auf  $4 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Für das größere Ereignis vom August 1980 sind die Drosselöffnungen zu klein: die KRH laufen über, eine wesentlich höhere Abflussspitze von fast 10 m<sup>3</sup>/s ist die Folge. Während die Drosselöffnungen bei der Optimierung auf 8/80 (Abb. 5-10) alle größer als die nach dem Ausuferungsabfluss notwendigen Öffnungen sind, haben bei der Optimierung auf 1/95 (Abb. 5-11) schon drei Drosselöffnungen Mindestmaß. Möglicherweise könnte durch eine kleinere Öffnung von KRH IV die Wirkung weiter gesteigert werden, der Ausuferungsabfluss wäre jedoch nicht mehr gewährleistet. Bei einer Optimierung auf ein noch kleineres Ereignis werden alle Drosselöffnungen Mindestmaß haben. Drosseloptimierungen sind für große Hochwasserereignisse notwendig, je kleiner ein Ereignis ist, desto näher liegen die optimalen Drosselöffnungen an den Minimal-Öffnungsgrößen nach dem Ausuferungsabfluss. Eine Drosseloptimierung auf ein großes Ereignis bedeutet für sehr kleine Ereignisse höhere Abflüsse als mit Drosselgrößen nach dem Ausuferungsabfluss. Diese Ereignisse können häufig schadlos abfließen und müssen nicht unbedingt gedämpft werden.

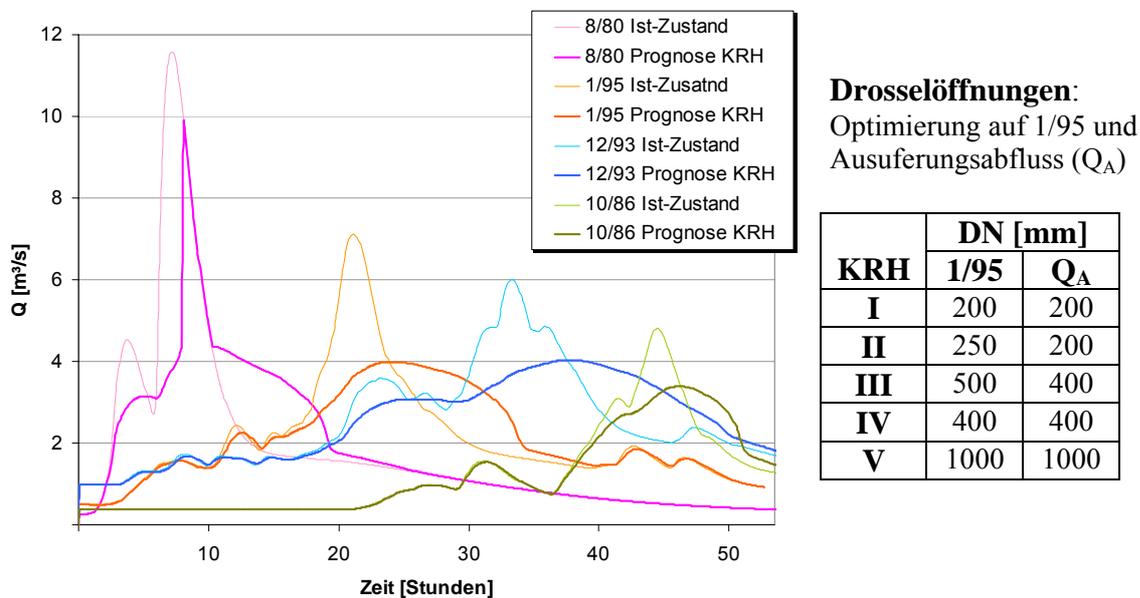


Abb. 5-11: Drosseloptimierung auf 1/95, Gebietsauslass UG Blies

Ziel der Drosseloptimierung ist eine möglichst niedrige Hochwasserspitze am letzten KRH. Dafür wird die Drosselöffnung jedes einzelnen KRH soweit variiert dass es gerade nicht oder nur sehr kurz überläuft. Die Wirkung eines KRH ist optimal, wenn es bei maximaler Ausnutzung des Rückhaltevolumens nicht überläuft.

Eine Drosseloptimierung kann immer nur für ein bestimmtes Ereignis durchgeführt werden. Damit die KRH auch bei großen Hochwasserereignissen Wirkung zeigen, wurden die Drosselgrößen auf Grundlage der Niederschlagsereignisse 8/80 (HQ<sub>extrem</sub>) und 1/95 (HQ<sub>20</sub>) optimiert.

**Die Drosseloptimierung hat einen wesentlichen Anteil an der Wirksamkeit von Kleinrückhaltebecken. Dabei ist die Wirkung je nach Ereignis unterschiedlich, je ähnlicher sich Optimierungsereignis und tatsächliches Ereignis sind, desto besser ist die Wirkung der KRH.** Umgekehrt wirken KRH schlechter, je größer die Unterschiede sind.

Die Möglichkeit, die Drosselöffnungen auf ein Ereignis oder eine „Ereignisklasse“ zu optimieren ist ein geeignetes Instrument, Kleinrückhalte gezielt in ein Hochwasserschutzkonzept einzubauen.

## 5.2.4 Drosseloptimierte Systeme

Drosseloptimierungen wurden für die Fiktivsysteme beider Untersuchungsgebiete durchgeführt und werden zunächst getrennt betrachtet.

Durch eine Drosseloptimierung kann für alle untersuchten Systeme eine Steigerung der Wirkung der KRH erreicht werden (Abb. 5-12). Gerade bei KRH mit kleinen und mittleren Volumina, die sonst schnell überlaufen, kann die Effizienz deutlich gesteigert werden. Je größer das spezVol eines Systems ist, desto mehr nähern sich die Abflussgangkurven 'nicht optimiert'/'optimiert' an. Sehr große spezVol, die auch bei starken Ereignissen nicht überlaufen, haben optimale Drosselöffnungen. Eine Steigerung der Wirkung kann nur durch eine Verkleinerung der Drosselöffnungen erreicht werden. Dann wäre jedoch der Ausuferungsabfluss nicht mehr gewährleistet.

### 5.2.4.1 Fiktivsysteme Blies

Für 12 Systeme auf Grundlage der Gebietseigenschaften des UG Blies wurden insgesamt 43 Drosseloptimierungen auf das Hochwasserereignis 8/80 und für 6 Systeme 25 Drosseloptimierungen auf 1/95 mit spezifischen Volumina zwischen 2 und 15 mm durchgeführt. Es handelt sich dabei um die im Abschnitt 5.2.2 (spezVol und Anzahl KRH) untersuchten Systeme, das Realsystem Blies und weitere Systeme mit verteilten KRH und anderen Gebietsgrößen.

Wie in den UG, wird man in der Realität häufig spezVol 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 starken Überläufen und entsprechend hohen Abflussspitzen führen. Daher wurden Systeme mit mittlerem spezVol häufiger optimiert als sehr große. Sehr große Volumina wurden optimiert, um einen Wert zu finden, ab dem keine weitere Steigerung der Wirkung zu erreichen ist.

### Abflussspitzen

In Abb. 5-12 und 5-13 sind die Abflussspitzen optimierter Systeme mit 8,45 km<sup>2</sup> Einzugsgebiet in Abhängigkeit zum spezVol für alle vier Ereignisse dargestellt. Zum Vergleich sind in Abb. 5-12 auch Abflussspitzen 8/80 mit minimaler Drosselöffnung aufgetragen. Andere Einzugsgebietsgrößen führen zu anderen Abflüssen, die als absolute Werte nicht vergleichbar sind.

Die Abflussspitzen für Abb. 5-12 wurden mit auf 8/80 optimierten Drosselöffnungen, die für Abb. 5-13 mit auf 1/95 optimierten Drosselöffnungen simuliert.

Durch die Drosseloptimierungen werden deutlich niedrigere Abflussspitzen erreicht, besonders auch für kleine spezVol. Mit den kleinstmöglichen Drosselöffnungen wird

8/80 bei spezVol 4 mm nur eine minimale Wirkung erreicht, mit drosseloptimierten KRH kann der Abfluss um ca. 4 m<sup>3</sup>/s gesenkt werden (Abb. 5-12). Größere spezVol führen zu größeren Abminderungen. Mit spezVol 8 mm kann die Abflussspitze um 6 m<sup>3</sup>/s und mit spezVol 13 mm um 8 m<sup>3</sup>/s (gut 70 %) gesenkt werden. SpezVol > 13 mm führen zu keiner weiteren Absenkung der Abflussspitze.

Die Drosseloptimierung auf 8/80 hat jedoch eine deutlich schlechtere Wirkung bei den anderen Ereignissen zur Folge. Besonders beim Ereignis vom Oktober 1986 (HQ<sub>5</sub>) sind mit den größeren Drosselöffnungen kaum noch Scheitelabminderungen zu erreichen. Je größer das Ereignis ist, desto bessere Ergebnisse sind mit größeren Drosselöffnungen möglich.

Die Abflussspitzen kleinerer Ereignisse bleiben immer unter denen des optimierten, größeren Ereignisses. Werden Drosselöffnungen auf ein starkes Hochwasser optimiert, können die damit erreichbaren Abflussspitzen als Maximalwerte für ähnliche oder kleinere Hochwasser gesehen werden.

Je größer die spezVol, desto ähnlicher sind die Abflussspitzen der verschiedenen Ereignisse. Ab spezVol 9 mm lassen sich alle Abflussspitzen auf unter 5 m<sup>3</sup>/s beschränken. Mit größeren spezVol werden die Unterschiede zwischen den Ereignissen immer geringer, da dann kleinere Drosselöffnungen ausreichen, die auch bei kleineren Ereignissen eine optimale Wirkung zeigen. Optimierte Drosselöffnungen bei sehr hohen spezVol sind bei allen Ereignissen gleich, d.h. sie nähern sich den Drosselgrößen nach dem Ausuferungsabfluss.

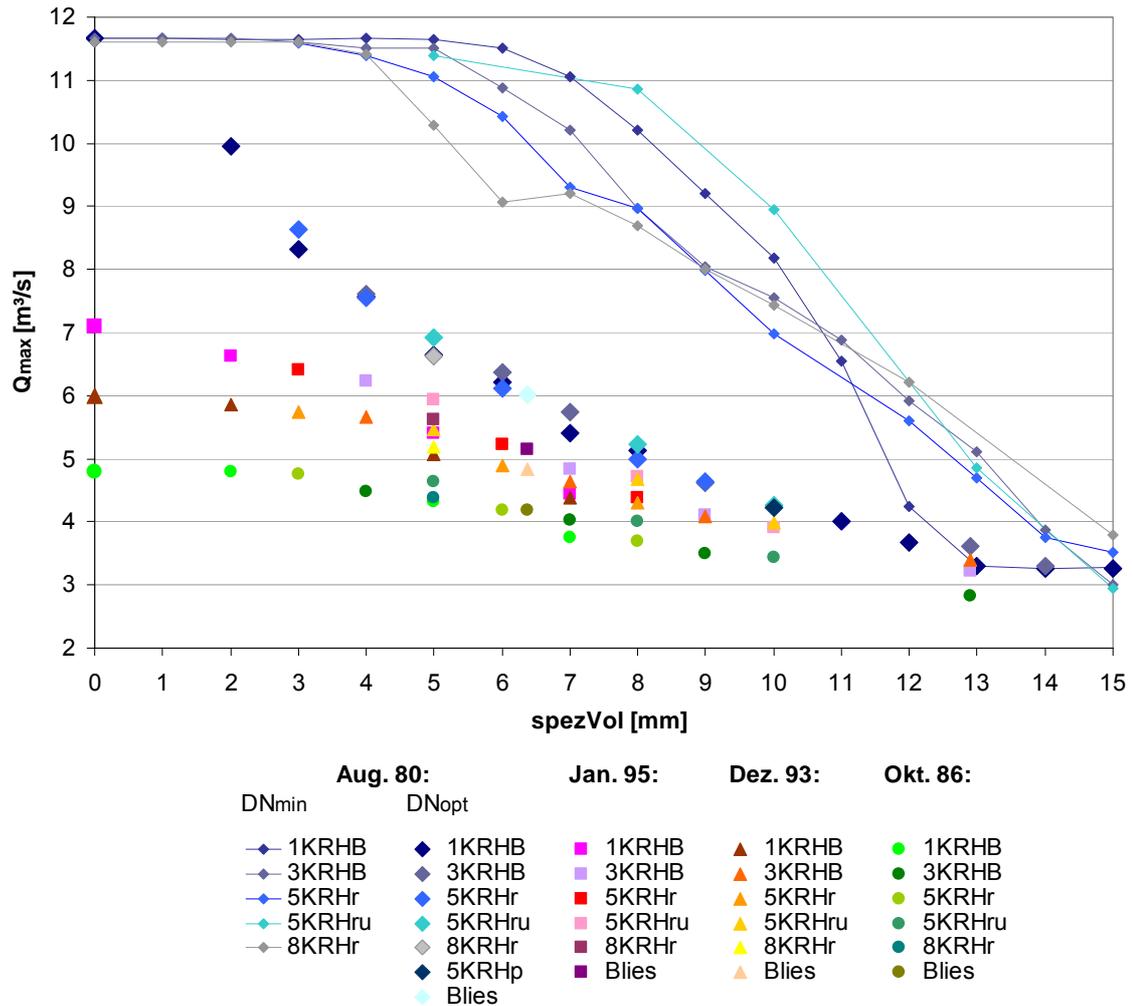
Die Drosseloptimierung auf 1/95 (Abb. 5-13) zeigt bei den Ereignissen 1/95 und 10/86 eine weitere Steigerung der Wirkung der KRH. Schon mit spezVol 8 mm wird die optimale Wirkung erreicht.

Die Abflussspitzen des Ereignisses 8/80 sind jedoch wesentlich höher als bei der Optimierung auf 8/80. Für spezVol unter 5 mm wird keine Scheitelabminderung erwartet, während mit der Optimierung auf 8/80 schon eine Abminderung um 4 m<sup>3</sup>/s prognostiziert wird.

Die Werte der einzelnen Systeme streuen 8/80 wesentlich weiter, als bei den anderen Ereignissen, dabei sind Systeme mit mehreren KRH hintereinander 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 aus.

Auch das sehr voluminöse Hochwasser vom Dezember 93 zeigt bei kleinen spezVol eine gute Wirkung der KRH, aber ab spezVol von 5 mm wird zunächst keine weitere wesentliche Absenkung der Abflussspitze erreicht. Erst mit sehr großen spezVol können die Abflussspitzen auf unter 4 m<sup>2</sup>/s gesenkt werden. Die Wirkung von KRH auf sehr voluminöse Hochwasser ist anders als die bei kurzen, intensiven Hochwassern, da die Drosselöffnungen im Verhältnis zur Höhe der Abflussspitze wesentlich größer sein müssen wenn ein Überlauf vermieden werden soll. Zu diesem Thema mehr am Ende dieses Abschnitts (→ 5.2.4.3).

Die drei übrigen untersuchten Hochwasser gehören in die Kategorie der kurzen, intensiven Hochwasserereignisse. Die maximalen Scheitelwerte des Ereignisses vom Oktober 86 verändern sich parallel zu denen vom Januar 95.



**Abb. 5-12: Abflussspitzen mit auf Aug. 80 optimierten und minimalen Drosselöffnungen**  
(DN<sub>min</sub>: Mindest-Drosselgröße; DN<sub>opt</sub>: optimierte Drosselgröße)

Während die Drosselöffnungen der Optimierung auf 8/80 (Abb. 5-12) für die kleineren Ereignisse zu groß sind und deshalb keine optimale Wirkung erreicht wird, sind sie für das Ereignis 8/80 mit den auf 1/95 optimierten Drosselöffnungen (Abb. 5-13) zu klein, Überläufe bestimmen besonders bei kleinen bis mittleren spezVol die Abflussspitzen. Für eine vergleichbare Wirkung wie mit der Optimierung auf 8/80 wären hier wesentlich größere Rückhaltevolumina notwendig.

Je größer das spezVol, desto größer ist auch die Wirkung auf den Hochwasserabfluss. Das Rückhaltevolumen hat den größten Einfluss auf die Scheitelabminderung, die Wirkung kann 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 bis keine Wirkung zu verzeichnen sein. Der absolute Extremfall in diese Richtung ist der Ausuferungsabfluss, bei dem keine Wirkung der KRH auftreten darf.

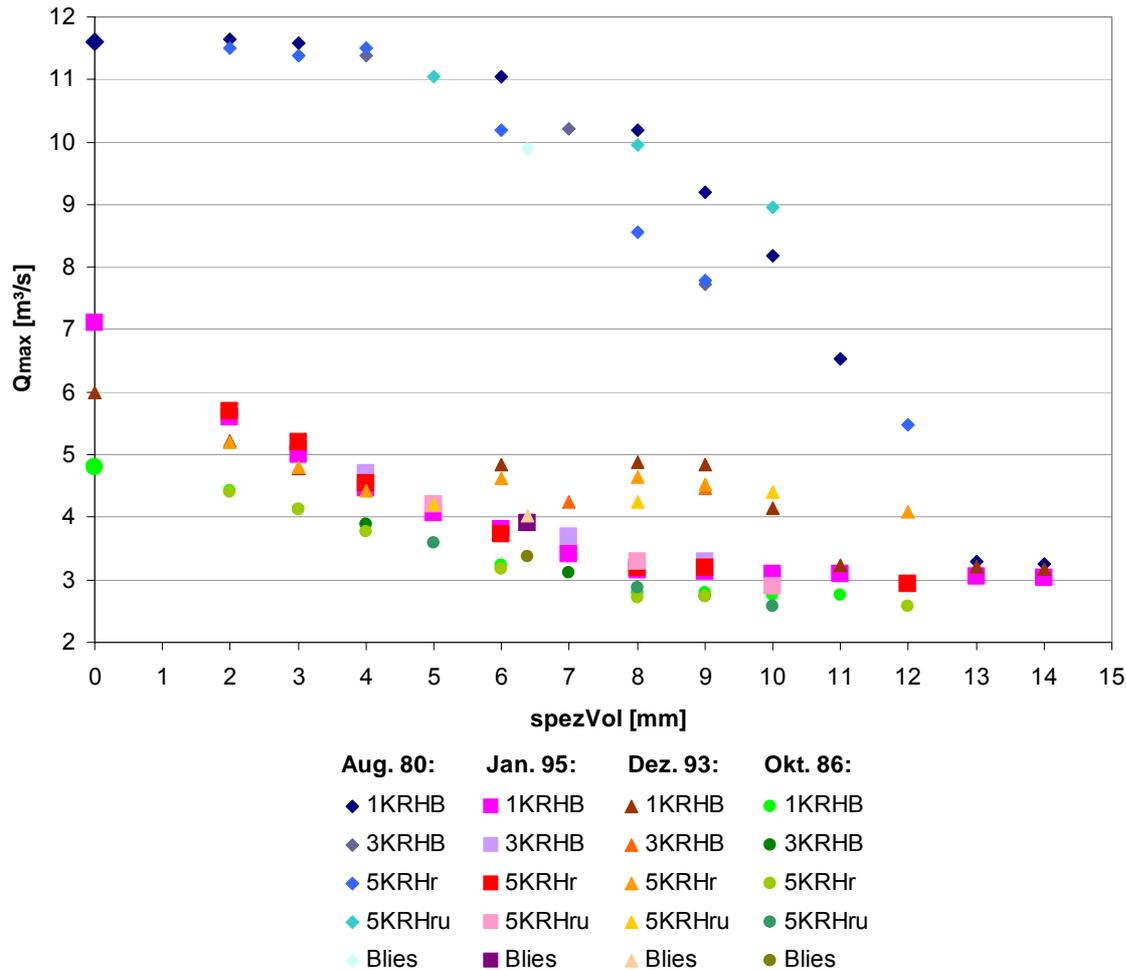


Abb. 5-13: Abflussspitzen mit auf Januar 95 optimierten Drosselöffnungen.

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 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.

Für alle optimierten Systeme werden in Abhängigkeit vom spezVol und Ereignis sehr ähnliche Abflussspitzen prognostiziert. Die maximalen Hochwasserabflüsse erreichen bei jeweils gleichen spez. Vol. fast gleiche Werte, alle Markierungen der Abflussspitzen optimierter Systeme in Abb. 5-12 und 5-13 folgen einer Linie.

**Die Unterschiede zwischen den einzelnen Systemen, wie sie noch in Abb. 5-7 deutlich waren, verschwinden mit der Drosseloptimierung. Bei diesen Systemen ist nach einer Drosseloptimierung beim Ereignis auf das optimiert wurde, allein das spezVol der KRH eines Einzugsgebiets für die Wirkung der KRH ausschlaggebend. Anzahl und Anordnung der KRH spielen nur noch eine sehr untergeordnete Rolle.**

Die Ergebnisse basieren bislang auf Untersuchungen eines Einzugsgebietes, nur die Anzahl und Größe der KRH wurde variiert. Im Folgenden soll untersucht werden, ob die o.g. Aussage auch auf Einzugsgebiete mit anderen Eigenschaften, Flächen, Anordnungen und Größen von KRH übertragbar ist.

### **Scheitelabminderung**

In Systemen gleicher Einzugsgebietsgröße wurden mit optimierten KRH unabhängig von Größe und Anzahl der KRH gleiche Hochwasserspitzen je spezVol berechnet. Für einen Vergleich auch mit anderen Einzugsgebieten wurden die prognostizierten Abflussspitzen in prozentuale Scheitelabminderungen ( $\rightarrow$  4.1.5) umgerechnet.

Auch für Fiktivsysteme mit anderen Einzugsgebieten auf Grundlage UG Blies wurden Drosseloptimierungen durchgeführt und in prozentuale Scheitelabminderung umgerechnet. Insgesamt wurden 43 Drosseloptimierungen auf das Ereignis 8/80 durchgeführt. Die Scheitelabminderungen für das Ereignis 8/80 mit auf dieses Ereignis optimierten KRH zeigt Abb. 5-14. Jede Farbe steht für System, jeweils unterschiedlich sind Einzugsgebietsgröße, Anzahl, Einzelgröße und Verteilung der KRH (Anhang 3).

Für alle Systeme werden allein in Abhängigkeit vom spezVol sehr ähnliche Scheitelabminderungen prognostiziert. Die Scheitelabminderungen nehmen mit steigendem spezVol zu und liegen zwischen 25 % (spezVol 3 mm) und gut 70% (spezVol  $\geq$  13 mm).

Bei spezVol von ca. 13 mm ist die maximale Wirkung der KRH erreicht. Darüber hinaus kann bei Berücksichtigung des Ausuferungsabflusses durch größere spezVol keine Steigerung der Wirkung mehr erreicht werden

Für die Wirkung der KRH dieser Systeme ( $A_{E0} \leq 20 \text{ km}^2$ ) spielt weder die Einzugsgebietsgröße, noch Anzahl, Einzelgröße oder Anordnung der KRH eine Rolle. Einzig das spezVol bestimmt die Scheitelabminderung und damit die Wirkung der KRH.

Die Entwicklung der Scheitelabminderungen mit zunehmendem spezVol kann durch eine logarithmische Regressionsgleichung dargestellt werden (Abb. 5-14). Die geschätzten und die prognostizierten Werte zeigen mit einem Bestimmtheitsmaß  $R^2 = 0,99$  (Quadrat des Pearsonschen Korrelationskoeffizienten) eine sehr hohe Ähnlichkeit.

Auch die Scheitelabminderungen der auf 1/95 optimierten Systeme zeigen ein ähnliches Bild (Anhang 4). Sie können ebenfalls in Abhängigkeit vom spezVol durch eine logarithmische Gleichung sehr gut ( $R^2 = 0,97$ ) dargestellt werden.

Für das Ereignis 12/93 wurden in 2 Systemen für insgesamt 4 spezifische Volumina Drosselöffnungen optimiert. Auch die daraus berechneten Scheitelabminderungen liegen in Abhängigkeit vom spezVol auf einer Linie ( $R^2 = 0,97$ ).

Die Scheitelabminderungen drosseloptimierter Systeme der Fiktivsysteme Blies für die Ereignisse 8/80, 1/95 und 12/93 zeigt Abb. 5-15.

Bei niedrigen und mittleren spezVol werden 8/80 und 1/95 ähnliche Scheitelabminderungen erreicht, während 12/93 deutlich niedrigere Abminderungen berechnet wurden, was sich durch das relativ hohe Volumen des Ereignisses begründet.

Mit zunehmenden spezVol sind auch die Scheitelabminderungen 1/95 niedriger als 8/80 und erreichen früher (bei 10 mm) den Maximalwert. Je schwächer das Ereignis, desto weniger Rückhaltevolumen ist erforderlich und je früher wird die maximale Scheitelabminderung erreicht. Die möglichen Scheitelabminderungen sind geringer, da die Differenzen zwischen den Abflüssen mit und ohne KRH kleiner sind und die Drosselöffnungen zum Teil schon das Mindestmaß erreichen.

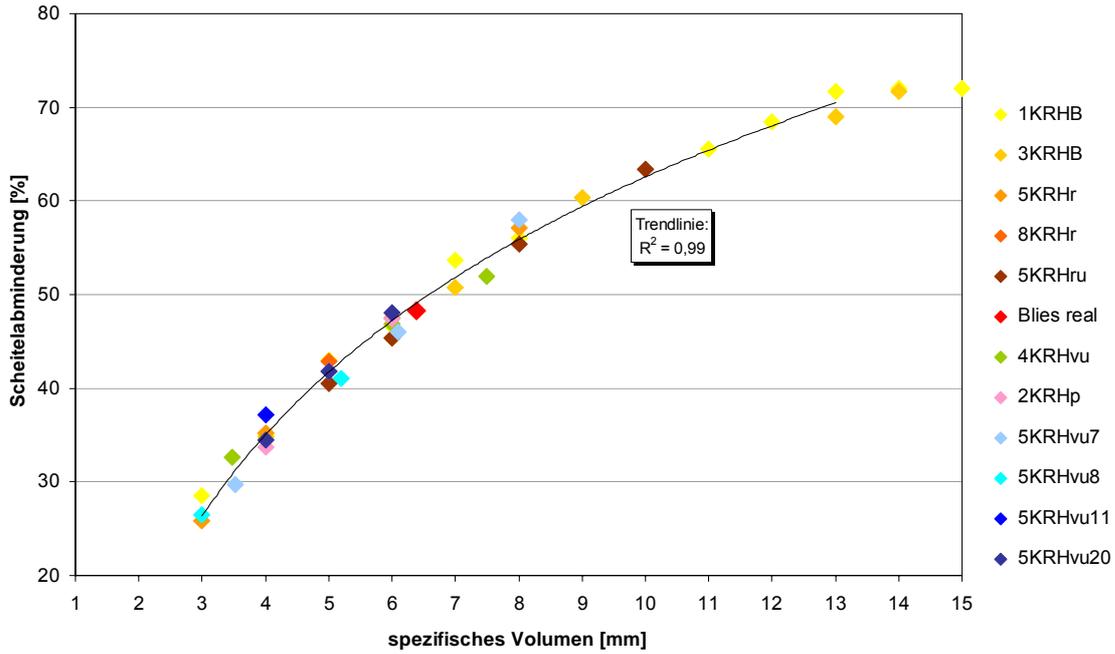


Abb. 5-14: prozentuale Scheitelabminderungen 8/80 nach Drosseloptimierung auf 8/80

Mit diesen Ergebnissen kann im UG Blies oder ähnlichen Gebieten ohne großen Datenaufwand die Wirkung von KRH abgeschätzt werden. Als Daten werden nur die Größe des Einzugsgebietes und das Rückhaltevolumen möglicher KRH.

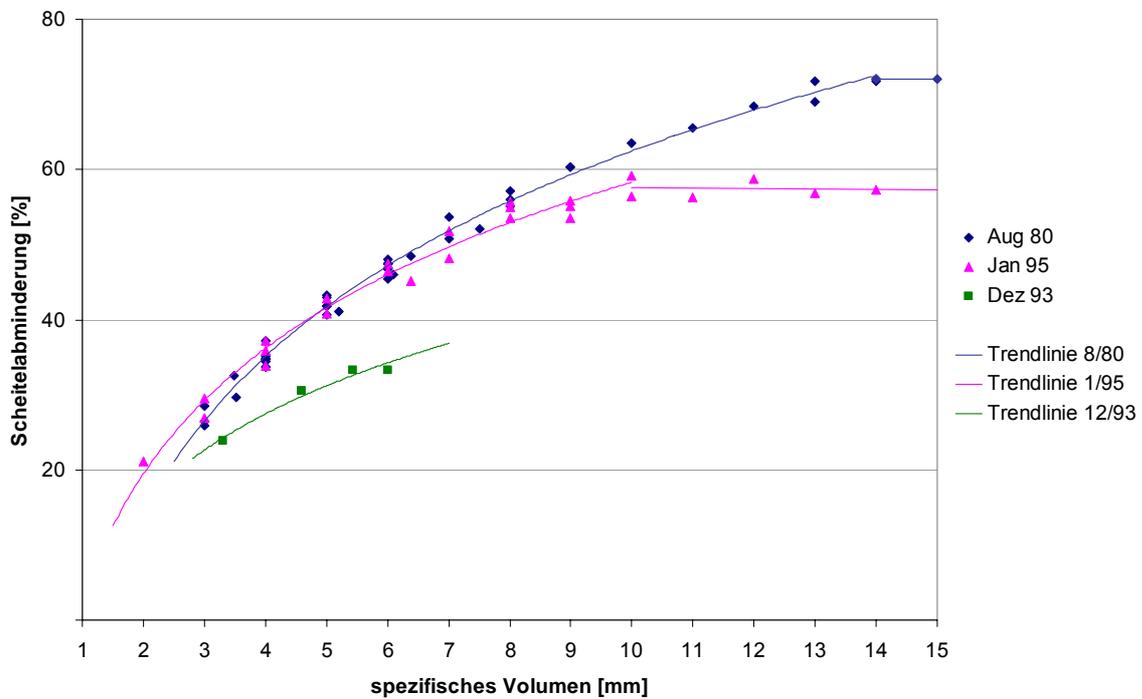


Abb. 5-15: Scheitelabminderungen durch KRH nach Drosseloptimierung auf August 80, Januar 95 und Dezember 93.

#### 5.2.4.2 Fiktivsysteme Thalfang

Auch für das UG Thalfang wurden Fiktivsysteme erstellt, Drosseloptimierungen durchgeführt und mögliche Scheitelabminderungen berechnet. Die Drosseloptimierungen wurden mit den Daten des extremen Ereignisses 8/80 des UG Blies (konvektives Niederschlagsereignis, das so auch im UG Thalfang stattfinden könnte) durchgeführt. Durch die Verwendung gleicher Niederschlagsdaten sind berechnete Scheitelabminderungen der UG vergleichbar und es können Gebietsunterschiede herausgearbeitet werden.

Das Niederschlagsereignis vom Aug. 80 hätte im UG Thalfang zu einer Abflussganglinie mit mehreren Abflussspitzen (→ 3.2.3.2) geführt. Der erste, höhere Gipfel stammt dabei aus dem RÜB Thalfang. Direkt am Zufluss wurden fast 20 m<sup>3</sup>/s berechnet, die durch den Wellenablauf bis zum Gebietsauslass auf 6,8 m<sup>3</sup>/s gedämpft worden wären. Insgesamt wurden mit den Gebietsparametern des UG Thalfang in 8 Systemen 38 Drosseloptimierungen durchgeführt, davon 4 Systeme und 20 Drosseloptimierungen mit nur überwiegend natürlichen Teilflächen. In 4 Systemen (18 Drosseloptimierungen) ist eine 0,8 km<sup>2</sup> große kanalisierte Teilfläche mit Regenüberlaufbecken (RÜB) wie im UG Thalfang enthalten.

Bei Systemen mit RÜB trat ein Problem bei der Bestimmung der Scheitelabminderung auf: In der Nähe der Einleitung aus dem RÜB haben Zuflüsse aus dem RÜB z.T. extrem hohe Abflussspitzen. Wird dieser Wert als Abflussspitze für die Berechnung der Scheitelabminderung herangezogen, führt das, abhängig von der Entfernung zum RÜB, zu sehr hohen prozentualen Abminderungen mit KRH, die das Bild aber völlig verfälschen. Daher wurde eine spätere Abflussspitze, die vom Landabfluss verursacht wird, zur Berechnung der Scheitelabminderung herangezogen.

Die drosseloptimierten Systeme auf Grundlage des UG Thalfang zeigen für das Ereignis 8/80 das gleiche Verhalten wie im UG Blies (Abb. 5-16): Unabhängig von Anzahl und Verteilung der KRH werden in Abhängigkeit vom spezVol sehr ähnliche Scheitelabminderungen erreicht. Auch hier lassen sich die berechneten Scheitelabminderungen durch eine logarithmische Gleichung mit hoher Verlässlichkeit ( $R^2 > 0,9$ ) bestimmen, wenn die Scheitelabminderungen für Systeme mit und ohne RÜB getrennt betrachtet werden. Eine logarithmische Trendlinie durch alle Werte wäre mit einem Korrelationskoeffizienten  $R^2 = 0,89$  möglich.

Die Varianten mit und ohne kanalisierte Fläche/RÜB verhalten sich unterschiedlich: Mit spezVol < 3 mm im Gesamtsystem werden ohne RÜB bessere Scheitelabminderungen am Auslass des letzten KRH erreicht, mit mehr als 3 mm in den Varianten mit RÜB. Ab spezVol 5 mm ist die Scheitelabminderung deutlich, bei spezVol 8 mm werden Unterschiede von 10 Prozentpunkten erreicht.

Kleine KRH (spezVol < 3 mm) sind durch die Abflussspitze aus dem RÜB schnell ausgelastet. Sie benötigen größere Drosselöffnungen für eine optimale Wirkung. Die größeren Drosselöffnungen führen zu höheren Abflüssen und geringeren Scheitelabminderungen. Ein großes KRH kann dagegen eine Abflussspitze besser aufnehmen und hat trotzdem noch freie Kapazitäten.

Die etwas größere Streuung der prognostizierten Scheitelabminderungen im UG Thalfang im Vergleich zum UG Blies werden auch mit weniger gleichmäßig festgelegten Beckenparametern begründet. Für die Fiktivsysteme Thalfang wurde das Verhältnis Beckenvolumen zu Einstauhöhe bewusst nicht nach einer Eckwertetabelle sondern zu-

fällig festgesetzt um auch andere Beckengeometrien einzubeziehen. Die nur etwas stärkere Streuung der Werte im Vergleich zum UG Blies zeigt, dass der Einfluss der Form des Rückhaltebeckens vernachlässigbar ist.

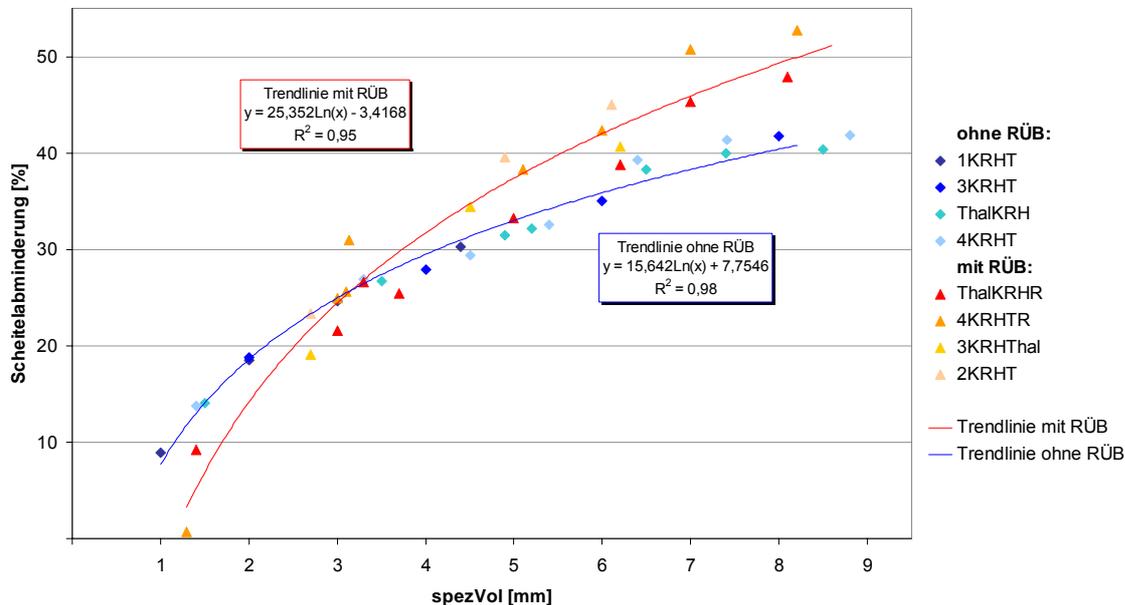


Abb. 5-16: Scheitelabminderungen 8/80 Thalfang, auf 8/80 optimiert

### 5.2.4.3 Vergleich der Fiktivsysteme

Die möglichen Scheitelabminderungen mit den Gebietsdaten des UG Thalfang sind niedriger als die mit vergleichbaren spezVol im UG Blies. Mit den Thalfanger Gebiets-eigenschaften lassen sich Scheitelabminderungen von bis zu 40 % (ohne kanalisierte Teilfläche) erreichen, mit Gebietseigenschaften des UG Blies bis zu 70 %. Die beiden Gebiete haben eine sehr unterschiedliche Abflusscharakteristik: Im UG Blies kommt Niederschlag wesentlich schneller zum Abfluss, als im UG Thalfang (→ 5.1.3).

Die möglichen prozentualen Scheitelabminderungen der Fiktivsysteme steigen mit zunehmenden spezVol je nach zu Grunde liegenden Gebietseigenschaften und Ereignis unterschiedlich stark an. Eine Zusammenstellung der prozentualen Scheitelabminderungen drosseloptimierter Systeme für verschiedene Ereignisse und beide Untersuchungsgebiete zeigt Abb. 5-17. Mit Ausnahme des Ereignisses Thalfang Jan 95 bilden die Scheitelabminderungen eine deutliche Punktwolke. Diese Punktwolke zeigt, dass sehr unterschiedliche Systeme ähnlich reagieren. Sie zeigt auch die Grenzen des Einsatzes der KRH auf: Bei spezVol unter 2 oder 3 mm ist die Wirkung gering, ab 8 bis 13 mm spezVol ist keine weitere Steigerung der Wirkung durch größere KRH möglich.

Das Hochwasserereignis Jan 95 im 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 Blies 12/93 liegen deutlich unterhalb der anderen Werte Blies, jedoch innerhalb der Punktwolke. Auch 12/93 war ein sehr voluminöses Hochwasser mit Abflüssen  $> 2 \text{ m}^3/\text{s}$  über mehr als 24 Stunden. Die geringeren

Scheitelabminderungen 12/93 Blies hängen sowohl mit den niedrigeren Abflussspitzen, als auch mit der großen Wassermenge des voluminösen Hochwassers zusammen. Für sehr voluminöse Hochwasserereignisse müssen optimierte Drosselöffnungen relativ groß sein. Die optimierten Drosselöffnungen des Realsystems Thalfang sind z.B. für das voluminöse Ereignis 1/95 optimiert größer als für das Ereignis 8/80, für das ein höherer Hochwasserscheitel berechnet wurde. Folge ist eine niedrigere Scheitelabminderung. Die hohen Scheitelabminderungen in der Punktwolke der Abb. 5-17 lassen sich nur mit kurzen, steilen Hochwasserwellen erreichen.

Für eine allgemeine, genaue Aussage über Scheitelabminderungen durch KRH, die auch voluminöse Ereignisse einbezieht, müsste die Beziehung zwischen dem Volumen eines Hochwassers und der möglichen Scheitelabminderung durch KRH näher untersucht werden.

Zur Definition des Begriffs 'voluminöses Hochwasser' müssten sehr viel mehr als die betrachteten Ereignisse auf Hochwasservolumen und Scheitelabminderungen durch KRH hin untersucht werden. Von den in dieser Arbeit untersuchten Hochwassern können nur zwei (12/93 Blies und 1/95 Thalfang) als sicher voluminös betrachtet werden. Die Auswirkungen unterschiedlicher KRH auf voluminöse Hochwasserereignisse müsste gezielt darauf hin untersucht werden, wie stark Scheitelabminderungen vom Volumen des Ereignisses abhängen.

Eine solche Untersuchung liegt außerhalb der Möglichkeiten dieser Arbeit, so dass hier nur festgestellt werden kann, dass nicht besonders voluminöse Hochwasserereignisse zu ähnlichen Scheitelabminderungen in Abhängigkeit vom spezVol führen, während für voluminöse Ereignisse deutlich niedrigere Scheitelabminderungen möglich sind.

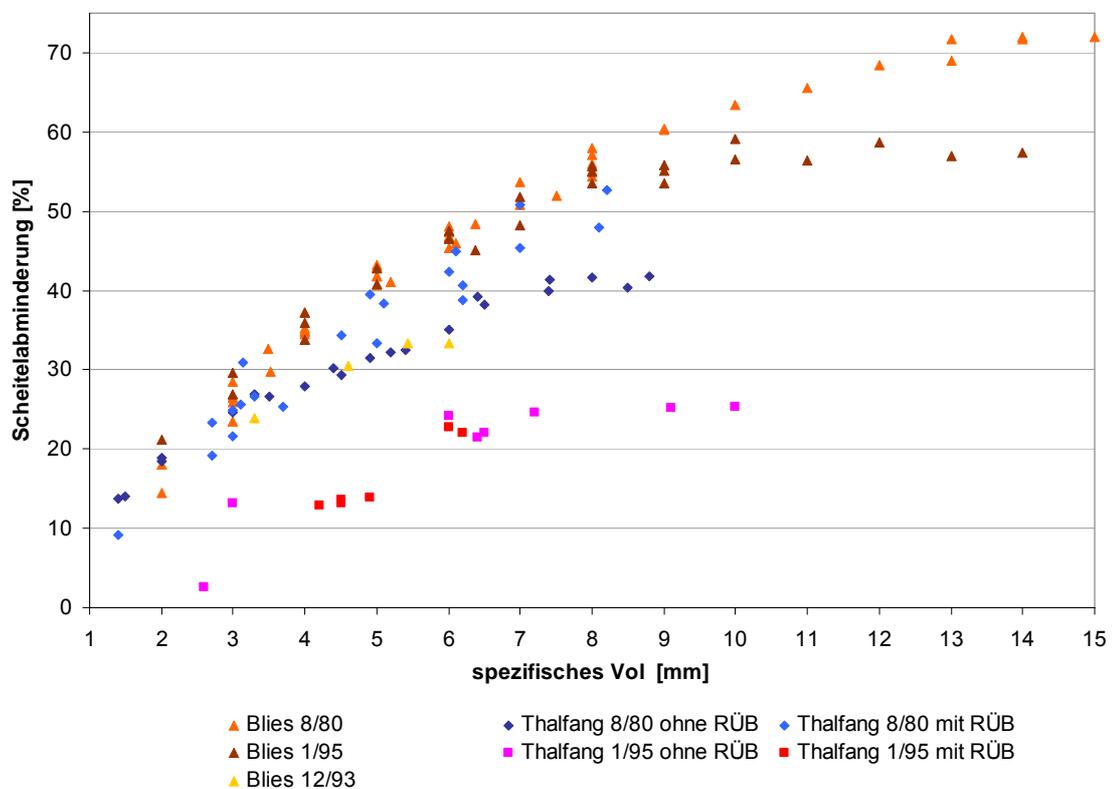


Abb. 5-17: Prozentuale Scheitelabminderungen, beide Untersuchungsgebiete

### 5.3 Sensitivitätsanalyse

Alle Berechnungen wurden bislang mit homogenen Gebieten ausgeführt, Parameter für Vegetation/Landnutzung, Abflussbildung und -konzentration waren für alle Teileinzugsgebiete eines UG oder Fiktivsystems gleich. Da aber in der Natur keine zwei Teileinzugsgebiete exakt gleich sind, wurde mit einer Sensitivitätsanalyse untersucht, wie sich ein inhomogenes oder etwas anderes Einzugsgebiet auf die Scheitelabminderungen auswirkt.

Dafür wurden bei vier Systemen die Werte der Parameter für Landnutzung, Abflussbildung und -konzentration um bis zu 15 % in verschiedenen Varianten (Anhang 5) zufällig verändert. Mit diesen veränderten Gebietsdaten und Daten aus der jeweiligen Drosseloptimierung wurden Abflüsse und Scheitelabminderungen berechnet. Da optimierte Systeme neu berechnet wurden, musste überprüft werden, ob durch eine erneute Optimierung eine bessere Scheitelabminderung erreicht werden kann. Dies traf nur in wenigen Fällen zu und geht in die Ergebnisse ein.

Die so berechneten Scheitelabminderungen sind maximal acht Prozentpunkte höher, bzw. fünf Punkte niedriger als die Scheitelabminderungen der homogenen Einzugsgebiete (Werte: Anhang 5). Abb. 5-18 zeigt die mit den Einzugsgebieten der Sensitivitätsanalyse berechneten prozentualen Scheitelabminderungen in der Umgebung der für die homogenen Einzugsgebiete berechneten Scheitelabminderungen (kleinere Markierungen). Die entsprechenden Werte der homogenen/unveränderten Einzugsgebiete sind als größere Punkte dargestellt.

Auch hier streuen die Werte bei spezVol 3 mm weniger als bei höheren spezifischen Volumina. Alle Werte liegen im Bereich der möglichen Streuung. Der Einfluss inhomogener, oder etwas unterschiedlicher Gebiete wird 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.

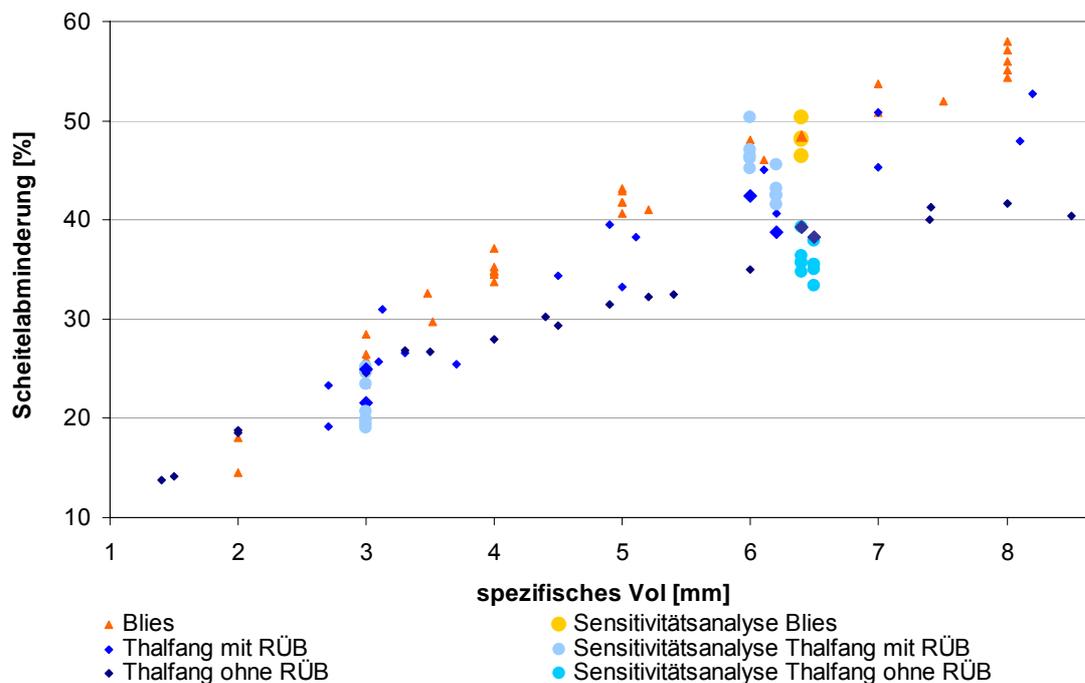


Abb. 5-18: Ergebnis der Sensitivitätsanalyse: Scheitelabminderungen 8/80

## 5.4 Wirkung unterhalb KRH

Bei den Untersuchungen über die Wirkung von KRH wurde bislang der Hochwasserabfluss am Auslass des letzten KRH betrachtet, da er nur hier von anderen Faktoren unabhängig ist. Wie sich eine Hochwasserwelle unterhalb dieses Punktes verändert, blieb unberücksichtigt.

In der Praxis liegt aber eine zu schützende Stelle (z.B. Ortslage) nur selten unmittelbar am Auslass des letzten KRH. Im folgenden Abschnitt wird die Entwicklung der gedämpften Hochwasserabflüsse unterhalb des letzten KRH untersucht. Auch hier stehen die Betrachtung der Abflussspitze einer Hochwasserwelle nach Durchlauf durch ein oder mehrere KRH und der Vergleich mit der Abflussspitze ohne KRH im Mittelpunkt der Betrachtungen.

Eine Hochwasserganglinie wird durch Kleinrückhaltebecken gedämpft und zeitlich verzögert. Hinter dem letzten KRH wird die Hochwasserwelle durch die Wellenverformung im Gerinne (Translation und Wellenablauf) weiter verändert und zeitlich verzögert. Diese Veränderung der Ganglinie ist abhängig von gewässerspezifischen Größen wie Sohlgefälle, Fließlänge und -widerstände, Talmorphologie und der Profilgeometrie. Außerdem beeinflusst 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 diese Überprägung ist, ist abhängig von Gebiets- und Gewässereigenschaften und der Zuflussganglinie.

Wellen, die gleichzeitig auflaufen verstärken den Hochwasserscheitel. Erreichen Zuflussspitzen gleichzeitig mit dem durch KRH verzögerten Hochwasserscheitel das Gewässer, wird die Hochwasserspitze vergrößert. In diesem Fall können sich KRH durch die Verzögerung auch verstärkend auf den Hochwasserabfluss auswirken. Gerade in kleinen Einzugsgebieten wird dieser Fall jedoch selten auftreten.

Häufiger werden Zuflussspitzen aus kleinen Einzugsgebieten etwa gleichzeitig ein Gewässer erreichen. Durch KRH wird der Hochwasserscheitel aus deren Einzugsgebiet verzögert, d.h. die Abflussspitzen erreichen nun nacheinander und nicht mehr gleichzeitig das Gewässer: der Hochwasserabfluss wird verlängert, die Hochwasserspitze aber nicht unbedingt beeinflusst.

KRH bewirken dann neben der Scheitelabminderung auch eine Entzerrung der Abflussspitzen und damit eine weitere Verbesserung der Situation.

Auch in den UG Blies und Thalfang sind zwischen dem letzten KRH und dem Gebietsauslass Landflächen und Gerinneabschnitte vorhanden, die bislang nicht berücksichtigt wurden.

Im UG Blies entwässert eine Fläche von 0,1 km<sup>2</sup> zwischen KRH V und dem Pegel in die Blies. Diese kleine Fläche hat mit einer Erhöhung um durchschnittlich 0,01 m<sup>3</sup>/s keinen nennenswerten Einfluss auf die Abflussganglinie am Pegel.

Im UG Thalfang liegt zwischen dem Gebietsauslass Dhronecken (Zusammenfluss mit Röderbach) und dem letzten KRH eine Gewässerstrecke mit zugehöriger Fläche von 1,6 km<sup>2</sup> (FN6 → Abb. 3-16, S 41). 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 sollen nachfolgend untersucht werden.

### 5.4.1 Thalfanger Bach

Da im UG Thalfang hinter dem letzten KRH eine Gerinnestrecke mit angeschlossener Landfläche folgt, wird zunächst ihre Wirkung auf den Hochwasserablauf untersucht.

Im Modell begrenzen die Knoten 12 (Ausfluss KRH V) und 13 (Gebietsauslass, Zusammenfluss mit Röderbach) diesen Gerinneabschnitt. Die Abflüsse der Hochwasserspitzen an Knoten 12 und Knoten 13 für verschiedene Ereignisse und Drosselöffnungen der KRH zeigt Abb. 5-19. In fast allen Fällen steigt der Scheitelabfluss zwischen den Modellknoten an, ohne jedoch die Abflüsse ohne KRH zu erreichen. Die Veränderungen der Werte liegen zwischen  $-0,4$  und  $+0,6$   $\text{m}^3/\text{s}$ , mit einer Häufung um  $+0,2$   $\text{m}^3/\text{s}$ . Die Spitzenabflüsse der Systeme mit KRH liegen in jedem Fall deutlich unter denen des Ist-Zustandes

Die prozentuale Scheitelabminderung durch KRH zeigt den Wirkungsgrad der KRH bezogen auf den maximalen Abfluss einer Hochwasserwelle. Am Modellknoten 12 (letztes KRH) sind je nach Ereignis und Größe der Drosselöffnungen Scheitelabminderungen von 6,5 bis 28 % zu erwarten. Am Knoten 13 liegen die Abminderungen im Bereich zwischen 15 und 2,5 %. Die Variationsbreite der prozentualen Scheitelabminderungen ist damit am Knoten 13 geringer als am Knoten 12. Inwieweit darin ein Trend zu sehen ist, kann auf Grund dieser Datenlage nicht gesagt werden.

Die in Abb. 5-19 gezeigten Varianten verhalten sich sehr unterschiedlich: In den meisten Fällen kommt es zu einer Verringerung der Wirkung, aber in sehr unterschiedlichem Maß. Einige Ereignisse/Drosselgrößen zeigen wenig und andere große Veränderungen. Dazu verlaufen die Änderungen z.T. in entgegengesetzte Richtung. Die Scheitelabminderungen zeigen keinen für alle Varianten gültigen Trend.

Der Abfluss ohne KRH im Aug. 80 fällt von Knoten 12 nach Knoten 13 um  $0,8$   $\text{m}^2/\text{s}$  (Abb. 5-19). Vermutlich dämpfen starke Ausuferungen auf dem Gerinneabschnitt von Kn 12 nach 13 diese extrem steile, kurze Hochwasserwelle. Es ergibt sich damit auf Grund von starker Retention und Translation eine deutliche Scheitelabminderung, die durch Zuflüsse nicht kompensiert wird.

Diese starke Wellenverformung wirkt nur bei sehr steilen, kurzen Hochwasserganglinien. Die durch drosseloptimierte KRH gedämpfte Ganglinie 8/80, zeigt am Knoten 13 einen Anstieg der Abflüsse. Dagegen zeigen die Abflüsse der Version 8/80, drosseloptimiert auf 1/95, wegen des Überlaufs (= höhere, kurze Abflussspitze mit vergleichsweise geringem Volumen am Kn 12) ebenfalls geringere Abflüsse am Kn 13 als am Kn 12. Die höheren Abflüsse am Kn 12 werden durch Wellenverformung (verstärkte Ausuferung) im Gerinneabschnitt ausgeglichen.

Auch die besonders starke Verringerung der prozentualen Scheitelabminderung des drosseloptimierten Ereignisses August 1980 zwischen Kn 12 und Kn 13 lässt sich damit erklären: der absolute Scheitelabfluss mit KRH steigt zwischen Kn 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 Ist-Zustandes.

Ein ähnliches Phänomen wurde an der Blies im Abschnitt von Blieskastel bis zu Mündung festgestellt: Bei großen Ereignissen, die stark in die Aue ausufernd, kommt es im Bereich ausgedehnter Auen mit geringfügigen Zuflüssen auf Grund des Wellenablaufs im Gerinne zu deutlichen Scheitelabminderungen. (LANDESAMT FÜR UMWELT- UND ARBEITSSCHUTZ DES SAARLANDES 1999).

Die beiden anderen drosseloptimierten Ereignisse zeigen eine schwache Reduzierung der Wirksamkeit, bzw. kaum Unterschiede zwischen Knoten 12 und 13.

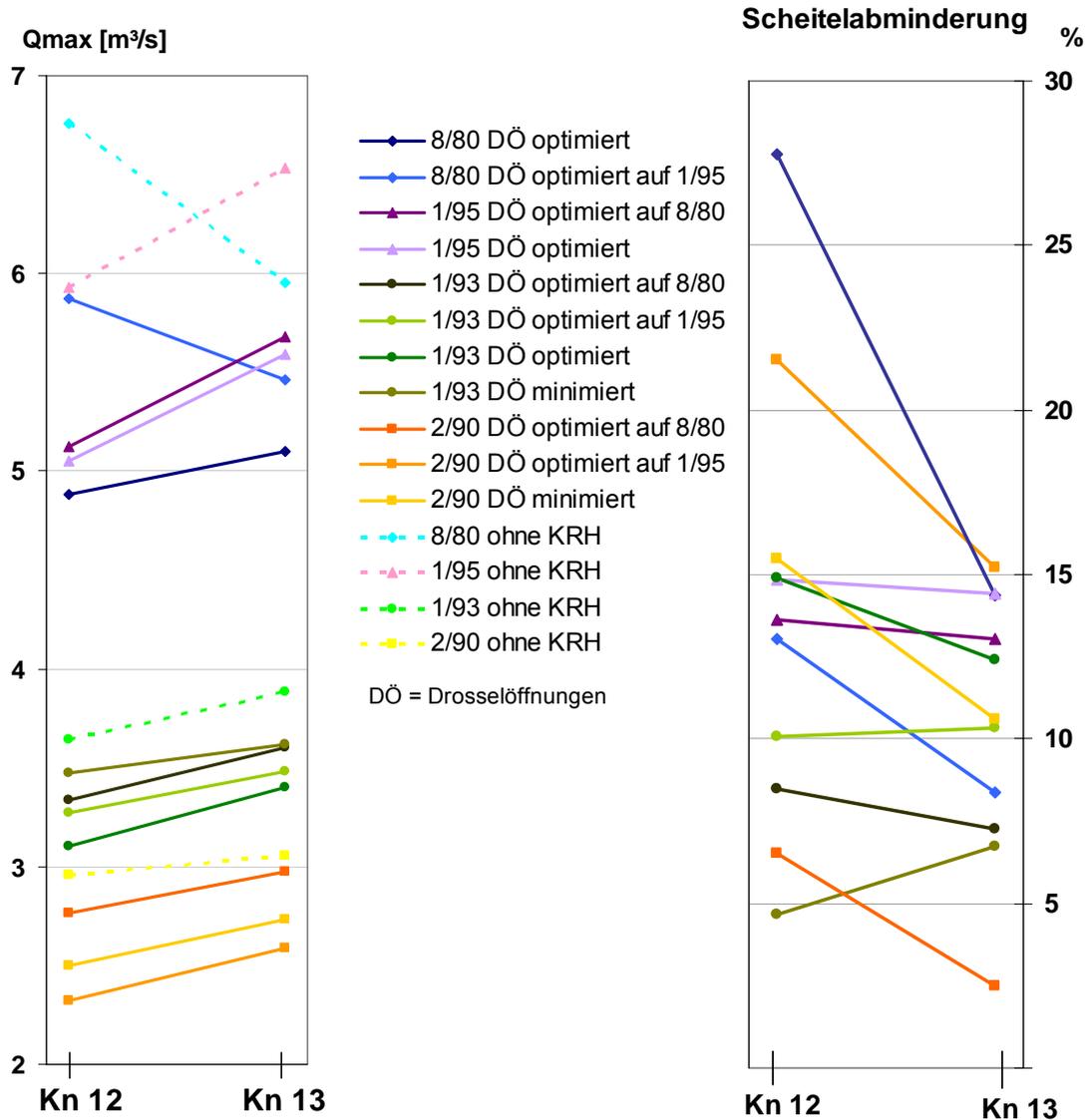


Abb. 5-19: Abflussspitzen Thalfanger Bach: Knoten 12 und 13

Den höchsten Abfluss am Knoten 13 insgesamt hat das Ereignis 1/95 mit der Drosseloptimierung auf 8/80. Da selbst der Abfluss beim Ereignis 8/80 mit der Optimierung auf 1/95 kleiner ist, wäre im Falle „Hochwasserschutzplanung für Knoten 13“ die Drosselöffnungen nach der Optimierung auf 1/95 vorzuziehen, da sie insgesamt zu niedrigeren Hochwasserspitzen führt. Es können Scheitelabminderungen bis 15 % bei Scheitelabflüssen von deutlich unter 6 m³/s erwartet werden.

Die Entwicklung einzelner Abflussganglinien zwischen dem Modellknoten 12 und 13 kann im Anhang 2 nachvollzogen werden.

In dem meisten Fällen kommt es zu geringeren relativen Scheitelabminderungen bzw. höheren Abflussspitzen an Modellknoten 13 als am Knoten 12, ausgenommen das Niederschlagsereignis 8/80. Immer ist auch am Knoten 13 eine wesentliche Scheitelabminderung nachweisbar, jedoch mit sehr uneinheitlichen Veränderungswerten.

Da bei diesen Berechnungen die Gebiets- und Gewässerspezifischen Parameter identisch sind, 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 entgegengesetzten Entwicklungen der Abflussspitzen führen. Dabei beeinflussen sie sich, wie das Beispiel mit der Drosseloptimierung zeigt, gegenseitig.

#### 5.4.2 Entwicklung der Hochwasserwelle über mittlere Entfernungen

Nachdem die Entwicklung der Hochwasserwelle in einem relativ kleinen, unterhalb gelegenen Gebiet untersucht wurde, soll die Betrachtung auf ein größeres Gebiet ausgedehnt werden.

Da hierfür keine tatsächlichen Daten vorliegen, werden die Berechnungen mit fiktiven Gebieten und Gewässerabschnitten auf Grundlage der UG Thalfang und Blies durchgeführt.

Für das **UG Blies** liegen keine Daten über den Wellenablauf vor. Durch eine Simulation mit unterschiedlichen Größen der letzten Landfläche (FN 8) zwischen KRH V und dem Pegel wurde untersucht, in wieweit sich der Abfluss mit größeren FN verändert. Da in diesem Modell ohne Wellenverformung zum Abfluss aus den KRH nur der Landabfluss hinzukommt, steigt der maximale Abfluss linear mit der Flächengröße an. Die absolute Minderung der Hochwasserspitze durch die KRH ist konstant, die Wirkung des Wellenablaufs bleibt offen, muss jedoch in der Realität berücksichtigt werden. Durch den höheren Abfluss insgesamt nimmt die prozentuale Scheitelabminderung mit der Entfernung vom letzten KRH ab und zwar von gut 40 % am KRH über auf etwa 20 %, bzw. knapp 10 % bei einer angeschlossenen Fläche von 15, bzw. 40 km<sup>2</sup> (Abb. 5-20).

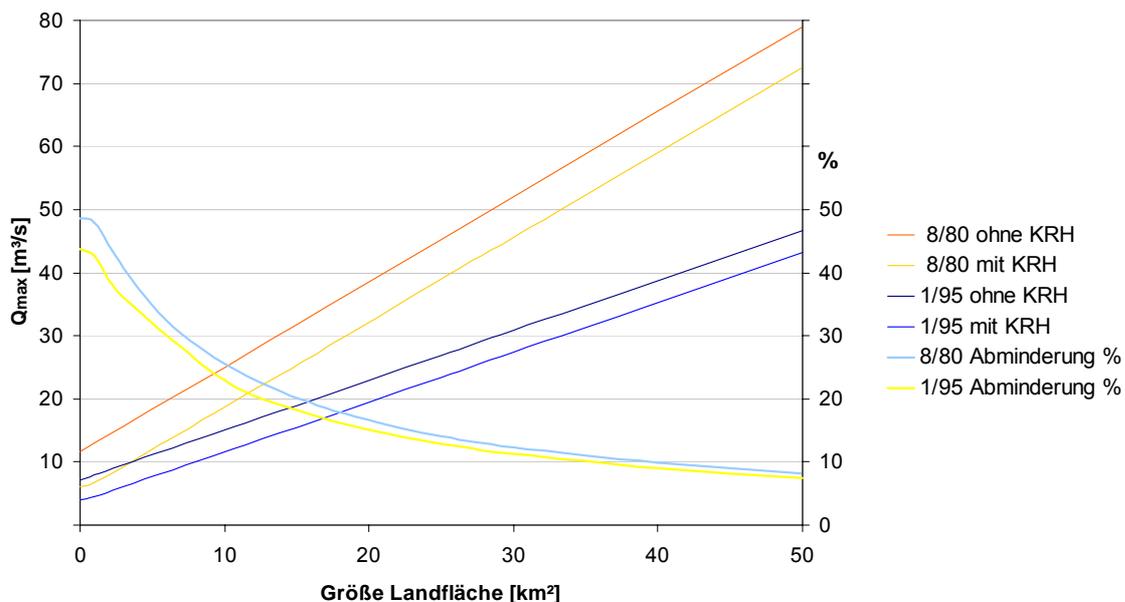


Abb. 5-20: Auswirkungen einer Landfläche unterhalb der KRH auf die Hochwasserspitze.

Für das **UG Thalfang** liegen Daten über den Wellenablauf vor. Durch das „Anhängen“ von Teilflächen und Gewässerstrecken des UG Thalfang unterhalb des Knotens 12 wurde ein größeres Einzugsgebiet konstruiert. Der fiktive Teil des Einzugsgebietes besteht aus überwiegend natürlichen Flächen. FN 6 wurde auf 1,0 km<sup>2</sup> verkleinert. Das Fließschema dieses fiktiven Einzugsgebietes zeigt Abb. 5-21. Die Parameter für die Wellenverformung im Gerinne stammen aus dem UG Thalfang.

Für die Simulation unterschiedlicher Gebiete wurden auf dieser Grundlage vier Variationen der Landflächen (genaue Angaben: Anhang 6) erstellt. In der ersten Variante (x2) wurden dabei die Gebietsgrößen (Ausnahme FN6) unverändert übernommen. In der zweiten Variante (x22) wurden alle Gebietsgrößen unterhalb Knoten 12 verdoppelt. Für eine weitere Variante (x21) wurden auf Grundlage von Variante x22 die Werte der Gebietsparameter (CNII und Speicherkonstanten) um bis zu 15 % verändert, so dass jede Landfläche andere Parameter hat, es sich also um ein inhomogenes Gebiet handelt. Die Landflächengrößen einer vierten Variante (x3) wurden frei verändert. Das UG Thalfang bis zum Modellknoten 12 ist 15,4 km<sup>2</sup> groß, die angefügten fiktiven Flächen sind zusammen 16,2 bis 32,4 km<sup>2</sup>, die Einzelflächen 1 bis 17,6 km<sup>2</sup> groß. Die Simulationen wurden mit den tatsächlich möglichen KRH (spez. Vol: 4,5 mm) mit jeweils optimierten Drosselöffnungen durchgeführt.

Für jeden Modellknoten wurden Abflüsse mit und ohne KRH für die Ereignisse 1/95 und 8/80 simuliert und ausgewertet.

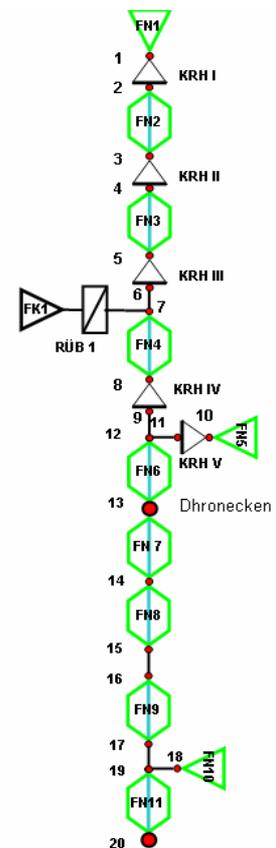
Abb. 5-22 zeigt die Entwicklung der maximalen Hochwasserabflüsse einiger Berechnungsvarianten. Die Scheitelspitzen der Varianten mit und ohne KRH nähern sich mit zunehmender Entfernung vom KRH an, die Wirkung der KRH lässt nach.

Die Abflussspitzen der berechneten Hochwasserwellen entwickeln sich in Abhängigkeit von Ereignis und von der Flächenverteilung sehr unterschiedlich. Je größer die Fläche zwischen dem letzten KRH ist, desto weiter fächern die Werte der Abflussspitzen auf, der Einfluss der KRH schwindet. Je weiter ein Punkt vom letzten KRH entfernt ist, desto mehr Einfluss haben gebiets- und gewässerspezifische Faktoren auf die Hochwasserspitzen.

Das inhomogene Einzugsgebiet (x21) zeigt eine ähnliche Entwicklung wie die Variante x22. Erst bei Flächengrößen über 25 km<sup>2</sup> zeigt Variante x21 einen geringeren Anstieg der Abflussspitzen.

Die Homogenität eines Einzugsgebietes hat, im o.g. Rahmen, keinen wesentlichen Einfluss auf die Entwicklung der Abflussganglinie.

Bei den Berechnungen mit dem Ereignis vom August 1980 steigen die Abflussspitzen wesentlich weniger stark, als bei den Berechnungen mit den Daten vom Januar 1995. Auch hier werden die Bedeutung des Wellenablaufs und die Ereignisabhängigkeit deutlich.



**Abb. 5-21:**  
Fließdiagramm  
UG Thalfang mit  
fiktivem Teil

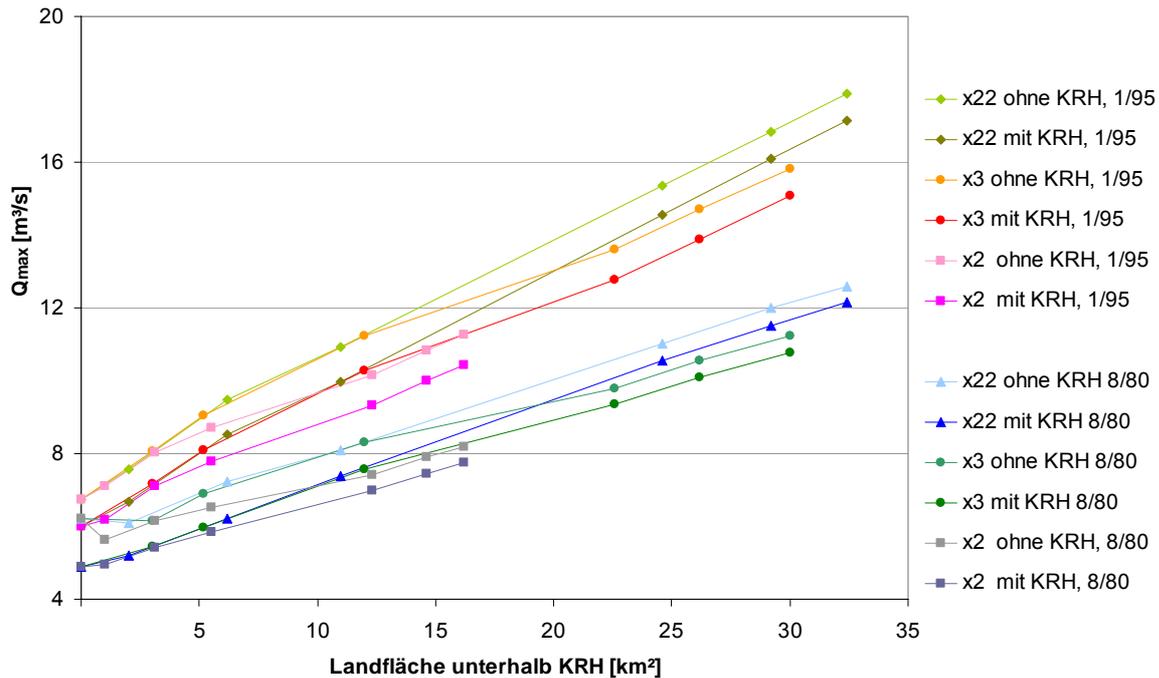


Abb. 5-22: Hochwasserspitzen unterhalb des letzten KRH, Thalfanger Bach

Aus Abb. 5-22 wird ersichtlich, dass die Wirkung der KRH mit Entfernung zum letzten KRH abnimmt. Abb. 5-23 zeigt diese Verringerung der Wirkung als prozentuale Scheitelabminderungen (Vergleich mit/ohne KRH) für die Ereignisse 8/80 und 1/95. Alle Werte zeigen eine zunächst stärkere, mit zunehmender Entfernung vom letzten KRH schwächere Abnahme der Wirkung. Die Werte insgesamt streuen jedoch stark, je nach untersuchter Variante und Ereignis. Ein Vergleich der prozentualen Scheitelabminderungen beider Ereignisse in Form einer Trendlinie zeigt die unterschiedlichen Entwicklungen, sowohl bei der Streuung, als auch im Verlauf.

- August 1980:  
Besonders bei Flächen bis ca. 10 km<sup>2</sup> streuen die Abminderungswerte mit Berücksichtigung des Wellenablaufes stark.  
Ohne Wellenablauf ergeben sich wesentlich höhere und einheitlichere Abminderungswerte als mit Wellenablauf. Eine Abschätzung ohne Berücksichtigung des Wellenablaufs (geringerer Datenaufwand) würde die Wirkung der KRH deutlich zu hoch veranschlagen.
- Januar 1995:  
Die relativen Abminderungen unterhalb des letzten KRH zeigen eine einheitlichere Entwicklung der vier Varianten, besonders mit steigender Flächengröße. Es ist möglich, eine Trendlinie mit einem Korrelationskoeffizienten  $R^2 > 0,9$  zu legen. Auch hier streuen die Werte im Bereich bis 10 km<sup>2</sup> stärker, aber in einem nur etwa halb so großen Bereich wie beim Ereignis 1995.  
Die Abflussspitzen zeigen ein ähnliches Verhalten mit oder ohne Wellenverformung. Bei der Abflussganglinie dieses Ereignisses spielt die Wellenverformung eine geringere Rolle.

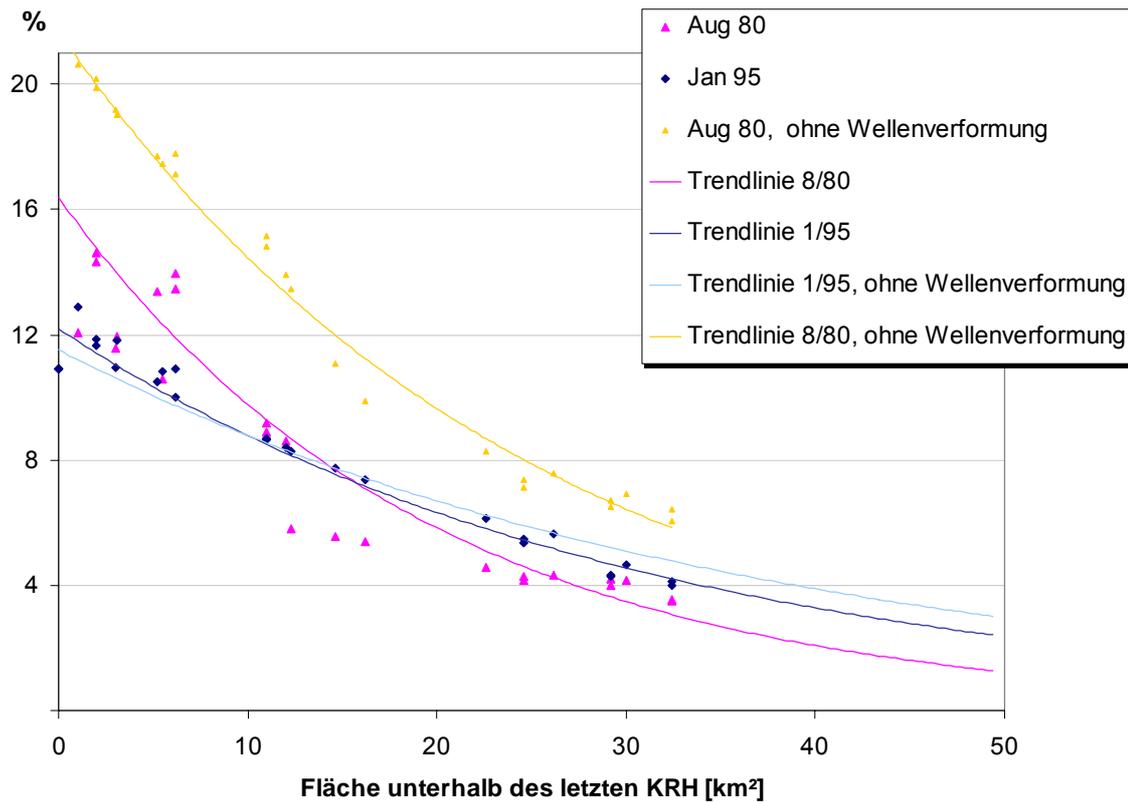


Abb. 5-23: Scheitelabminderung unterhalb des letzten KRH, Thalfanger Bach

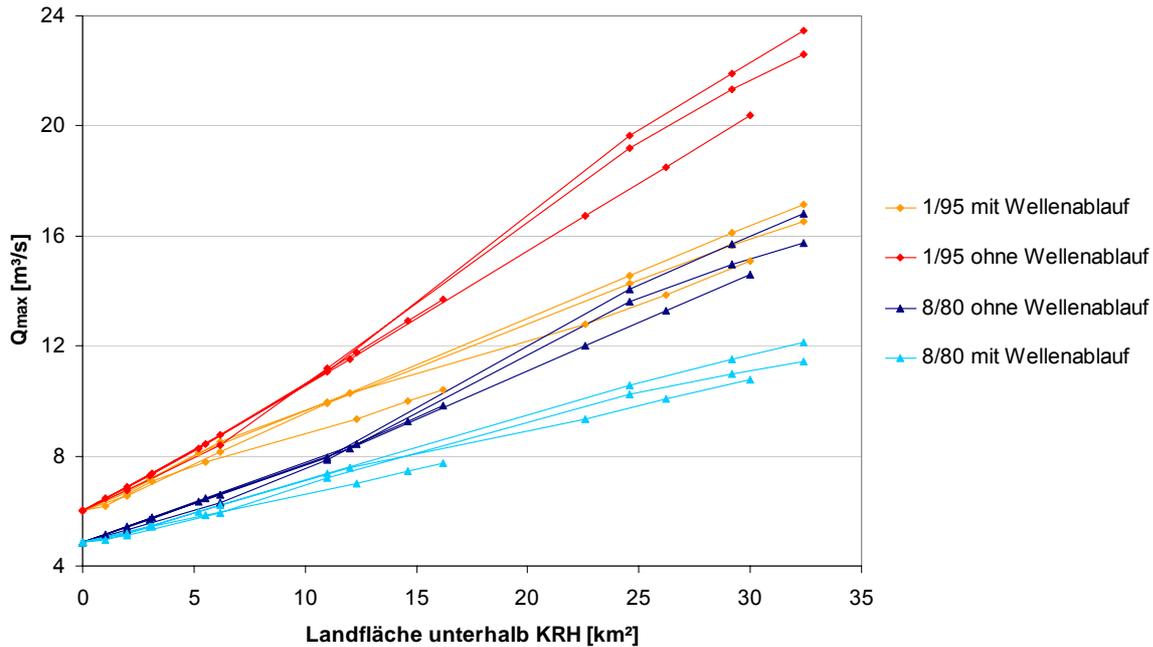
Von den vier Einflussfaktoren auf die Entwicklung einer Hochwasserwelle unterhalb der bzw. des KRH wurden drei untersucht: Fläche, Ereignis und Kleinrückhalt (Drosselöffnung). Es zeigt sich, dass jedes dieser Elemente die Wirkung der/des KRH im Gebiet unterhalb der letzten KRH alleine stark beeinflusst.

Zu diesen drei Elementen kommen noch gewässerspezifische Einflussfaktoren, die den Wellenablauf (Translation, fließende Retention) bestimmen. Sohlgefälle, Fließlänge, Rauigkeit, Auen- bzw. Talmorphologie und Profilgeometrie beeinflussen eine Abflussganglinie stark (MARENBACH 2002, HONECKER 2005).

Wie wichtig der Wellenablauf für die Entwicklung einer Abflussganglinie ist und gleichzeitig auch die Abhängigkeit vom Ereignis, d.h. von ihrer Form, zeigt ein Vergleich der Scheitelabminderungen in Abb. 5-23. Die Scheitelabminderungen ohne Wellenablauf liegen 8/80 deutlich über denen mit Wellenablauf. Im Januar 95 sind die Unterschiede der prozentualen Scheitelabminderungen nicht so gravierend, bei der absoluten Höhe der Abflussspitzen (Abb. 5-24) jedoch auch offensichtlich. Mit zunehmender Entfernung zum KRH bewirkt die Wellenverformung wesentlich niedrigere Abflussspitzen.

Alle in Abb. 5-24 dargestellten Berechnungen basieren auf den gleichen Parametern für den Wellenablauf und unterschiedlichen Flächenaufteilungen. Die unterschiedlichen Entwicklungen innerhalb der farblich gleich dargestellten Varianten, beruhen auf den unterschiedlichen Flächenaufteilungen (Anhang 6). Auch innerhalb dieser Varianten und der beiden Ereignisse ist kein einheitliches Verhalten zu erkennen ist, die verschiedenen Einflussfaktoren beeinflussen sich auch gegenseitig.

In der Nähe des letzten KRH, bis ca. 5 km<sup>2</sup> angeschlossener Fläche spielt der Wellenablauf mit diesen Parametern noch keine wesentliche Rolle, je größer die Entfernung wird, desto wichtiger wird sein Einfluss auf die Höhe der Abflussspitze (Abb. 5-24). Je nach örtlichen Gegebenheiten ist aber auch eine wesentlich stärkere Veränderung der Abflussspitzen durch den Wellenablauf denkbar. Nur in unmittelbarer Nähe zum letzten KRH kann, wenn keine extremen Änderungen der Einflussfaktoren auftreten, auf die Betrachtung des Wellenablaufs verzichtet werden. Für eine aussagefähige Prognose mit Berücksichtigung des Wellenablaufs, ist eine Vermessung vor Ort notwendig.



**Abb. 5-24: Abflussspitzen unterhalb der KRH mit und ohne Wellenablauf, Thalfang**

In diesem Modell werden für die Simulation des Wellenablaufs beschreiben sechs Parameter die o.g. Einflussfaktoren. Es existiert eine Vielzahl von Verfahren, die Wellenablaufparameter in Abhängigkeit von bestimmten Größen wie der Profilgeometrie zu bestimmen. Alle Verfahren haben Vorteile und Schwachpunkte. Die Parameter für die Berechnungen dieser Arbeit wurden nach dem Kalinin-Miljukov-Verfahren bestimmt. Nach MARENBACH z.B. wird die Retentionswirkung des Verfahrens nach Kalinin-Miljukov überschätzt (MARENBACH 2002). Da alle Berechnungen in dieser Arbeit der gleiche Datensatz für den Wellenablauf zu Grunde liegt, wird das Ergebnis bezüglich der Wirkung der KRH von diesen Überlegungen nicht berührt.

Aus der Vielzahl von Berechnungsverfahren für diese Parameter können sich sehr unterschiedliche Einflüsse im ergeben. Die in Abb. 5-24 gezeigten Einflüsse des Wellenablaufs auf die Abflussspitzen sind nur ein fiktives Beispiel. In der Natur werden die Einflüsse je nach Gewässer z. T. größer und uneinheitlicher sein. Daher kann der gewässerspezifische Einfluss nur an Hand einer Analyse der örtlichen Gegebenheiten eingeschätzt werden. Besonders örtlichen Änderungen der Flussgeometrie und des Sohlgefälles sollten beachtet werden, da sie einen sehr starken Einfluss auf den Wellenablauf haben.

Die drei Faktorengruppen Ereignis, Drosselöffnungen und Flächen zeigen ein uneinheitliches Bild der Entwicklung unterhalb des letzten KRH. Hinzu kommt der Einfluss des Wellenablaufs, der, wie gezeigt, sehr bedeutend und vielfältig ist.

Die Einflussfaktoren, die die Entwicklung einer Hochwasserwelle hinter dem letzten KRH bestimmen, beeinflussen sich auch gegenseitig. Sie stellen ein komplexes Wirkungsgefüge dar, in dem kein Einflussfaktor völlig unabhängig von anderen Faktoren betrachtet werden kann. Es ist daher schwierig die Wirkung der einzelnen Einflussfaktoren zu quantifizieren (MARENBACH 2002).

**Eine einfache Abschätzung, bis zu welcher Entfernung vom letzten KRH eine gute Wirkung zu erzielen ist, ist nur sehr schwierig möglich.**

Aus den Untersuchungen im fiktiven Gebiet im Anschluss an das UG Thalfang kann lediglich zusammengefasst werden, dass in Gewässern mit sehr ähnlichen Eigenschaften wie der Thalfanger Bach im Bereich unterhalb der KRH die Wirkung mit zunehmender Größe der angeschlossenen Fläche unterschiedlich nachlässt (Abb. 5-23). Bis zu einer Fläche von ca. 10 km<sup>2</sup> verringert sich die Wirkung der KRH auf bis zur Hälfte, bei ca. 30 km<sup>2</sup> Einzugsgebiet können noch bis zu einem Drittel der ursprünglichen Scheitelabminderung erwartet werden.

Die Wirkung der KRH auf Gewässerabschnitte unterhalb ist besser, je näher ein interessierender Punkt am KRH liegt, da die Wirkung der KRH mit der Entfernung direkt hinter dem KRH stark, in einiger Entfernung schwächer abnimmt.

Eine Übertragung auf andere Gebiete ist durch die Vielzahl der Einflussfaktoren und gegenseitigen Beeinflussungen problematisch.

### 5.4.3 Wirkung in großer Entfernung zum letzten KRH

In sehr viel größeren Entfernungen zum UG wird die Wirkung der KRH durch höhere Abflüsse kaum noch zu spüren sein.

Eine Scheitelabminderung um 3 m<sup>3</sup>/s durch KRH machen am Pegel Oberthal beachtliche 44 % Minderung (bezogen auf einen durchschnittlichen Winter-Hochwasserabfluss von 6,88 m<sup>3</sup>/s) aus.

Vorausgesetzt, diese 3 m<sup>3</sup>/s setzten sich unverändert fort, wären es in Ottweiler (Einzugsgebiet 142 km<sup>2</sup>) nur noch knapp 3,5 %, an der saarländischen Landesgrenze in Reinheim weniger als 1 % Abminderung eines durchschnittlichen Winterhochwassers (UMWELTMINISTERIUM SAARLAND 2004).

Durch Überlagerung mit anderen Abflüssen und Wellenverformung im Flusslauf, können sich die genannten 3 m<sup>3</sup>/s nicht fortsetzen, der Abminderungswert wird in der Realität wesentlich kleiner ausfallen. Im o.g. Beispiel wird spätestens in Reinheim, vermutlich aber auch schon in Ottweiler keine messbare Wirkung der KRH mehr vorhanden sein.

Diese Zahlen unterstreichen die ausschließlich lokale bis regionale Wirkung der KRH. Ob durch eine konsequenten Anlag von KRH im Oberlauf der Flüsse und deren Zuflüsse, d.h. durch eine große Zahl von KRH, eine überregionale Wirkung erreicht werden kann, wird vermutet, kann aber im Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht werden.



## 6 Diskussion und Anwendung

In den Untersuchungsgebieten (UG) obere Blies und Thalfanger Bach wurden fünf dort mögliche KRH auf ihre Wirkung hin untersucht. Mit KRH wurden deutlich niedrigere Hochwasserspitzen als für den Ist-Zustand ohne KRH prognostiziert, besonders bei starkem Hochwasser.

Im UG Blies sind sowohl die Abflüsse als auch die Scheitelabminderungen größer als im Thalfanger Bach. Die höheren Scheitelabminderungen der Blies lassen sich auf ein größeres spezVol (6,4 mm) als im UG Thalfang (4,5 mm) und unterschiedliche Gebietseigenschaften zurückführen.

In beiden Untersuchungsgebieten beruht die Gesamtwirkung der KRH im Wesentlichen auf je zwei KRH, mit mindestens 9.000 m<sup>3</sup> Rückhaltevolumen und spezifischen Volumina über 4,5 mm. Die wirkungslosen KRH dagegen sind kleiner als 3000 m<sup>3</sup> und haben ein spezVol von maximal 2,6 mm, häufig weit darunter.

Neben dem Rückhaltevolumen hat die Größe der Drosselöffnung einen wesentlichen Anteil an der Wirkung der KRH. Durch eine Optimierung der Größe der Drosselöffnungen lässt sich die Wirkung der KRH z.T. enorm steigern.

Das spezifische Volumen und die Größe der Drosselöffnung bestimmen die Wirksamkeit von KRH. Andere Einflussgrößen wie Wellenablaufprozesse, Anzahl und Verteilung der KRH im Einzugsgebiet spielen bei den untersuchten, kleinen Einzugsgebieten bis 20 km<sup>2</sup> eine untergeordnete Rolle.

In beiden Untersuchungsgebieten liegen die wenig wirksamen kleinen KRH im Oberlauf des jeweiligen Gewässers. Im Oberlauf sind die Geländestrukturen nicht so stark ausgeprägt wie weiter unterhalb und ermöglichen häufig nur kleine Stauräume.

Wie groß ein Stauraum sein muss, um eine deutliche oder bestimmte Wirkung zu zeigen, muss im Einzelfall geklärt werden. Stauräume unter 1000 m<sup>3</sup> Volumen sind sicher zu klein, Becken unter 5000 m<sup>3</sup> mit kleinen Einzugsgebieten können sinnvoll sein; Rückhaltevolumina größer 5000 m<sup>3</sup> sind interessant, aber wirklich wirksame KRH haben ein Rückhaltevolumen ab ca. 10.000 m<sup>3</sup>.

Das Verhältnis Rückhaltevolumen zur Größe des Einzugsgebiets wird als spezifisches Volumen (spezVol, → 4.1.6) ausgedrückt. Wie Kapitel 5 zeigt, ist das spezVol ein entscheidender Faktor für die Wirksamkeit von Kleinrückhaltebecken.

Systeme mit einem spezVol unter 2 mm zeigen bei großen Ereignissen nur wenig bis keine sichere Scheitelabminderung. Ab etwa spezVol 3 mm kann von einer deutlichen Wirkung gesprochen werden. Je größer das spezVol eines Systems, desto besser ist die Wirkung der KRH, da mehr Wasser pro km<sup>2</sup> Einzugsgebiet zurückgehalten werden kann. Je nach Gebietseigenschaften ist ab etwa 9 bis 13 mm bei starken Ereignissen (etwa HQ<sub>100</sub>) keine weitere Steigerung der Wirkung zu erwarten, die optimale Wirkung ist erreicht. Bei schwächeren Ereignissen wird diese maximale Wirkung schon bei kleineren spezVol erreicht.

Kapitel 5 (Abb. 5-12 bis 5-18) zeigt, dass die Höhe der Scheitelabminderung durch Systeme mit KRH nur vom spezVol der Systeme, der Drosseloptimierung, den Gebietseigenschaften (Abflusscharakteristik) des Einzugsgebietes und vom Ereignis selbst (Dauer, Höhe) abhängt.

Alle Scheitelabminderungen eines Ereignisses (optimierte Systeme) in Abhängigkeit vom spezVol können durch eine Trendlinie mit sehr hohem Korrelationskoeffizienten zu den berechneten Werten dargestellt werden. Bei identischen Niederschlagsereignissen ist die Höhe der Scheitelabminderung nur von den Eigenschaften des Einzugsgebietes und dem spezVol abhängig.

Abbildung 6-1 zeigt die prognostizierten Scheitelabminderungen aller drosseloptimierten Real- und Fiktivsysteme für verschiedene Ereignisse und die Scheitelabminderungen aus der Sensitivitätsanalyse, jeweils in Abhängigkeit vom spezVol. Trotz z.T. sehr unterschiedlicher Systeme und Gebietseigenschaften bilden die meisten Werte eine Punktwolke, die deutlich einen gemeinsamen Trend (in Abb. 6-1 gelb unterlegt) angibt. Die Wertewolke ist bei niedrigen KRH eng und wird mit steigenden spezVol breiter.

Nur die Scheitelabminderungen des sehr voluminösen Hochwasserereignisses 1/95 Thalfang liegen klar außerhalb. Das Hochwasser 12/93 im UG Blies war zwar auch sehr voluminös, da aber die Gebietseigenschaften Scheitelabminderungen im oberen Bereich der Wertewolke verursachen, liegen sie noch innerhalb des Trends. Die Wirkung von KRH bei sehr voluminösen Ereignissen müsste, wie im Abschnitt 5.2.4.3 beschrieben, eingehender untersucht werden.

Vorausgesetzt, die beiden Untersuchungsgebiete umfassen typische Mittelgebirgsräume und repräsentieren zusammen mit ihrer Unterschiedlichkeit den Mittelgebirgsraum, ist die Wirkung von KRH auf kurze, intensive Hochwasser in kleinen Einzugsgebieten des Mittelgebirgsraums abschätzbar.

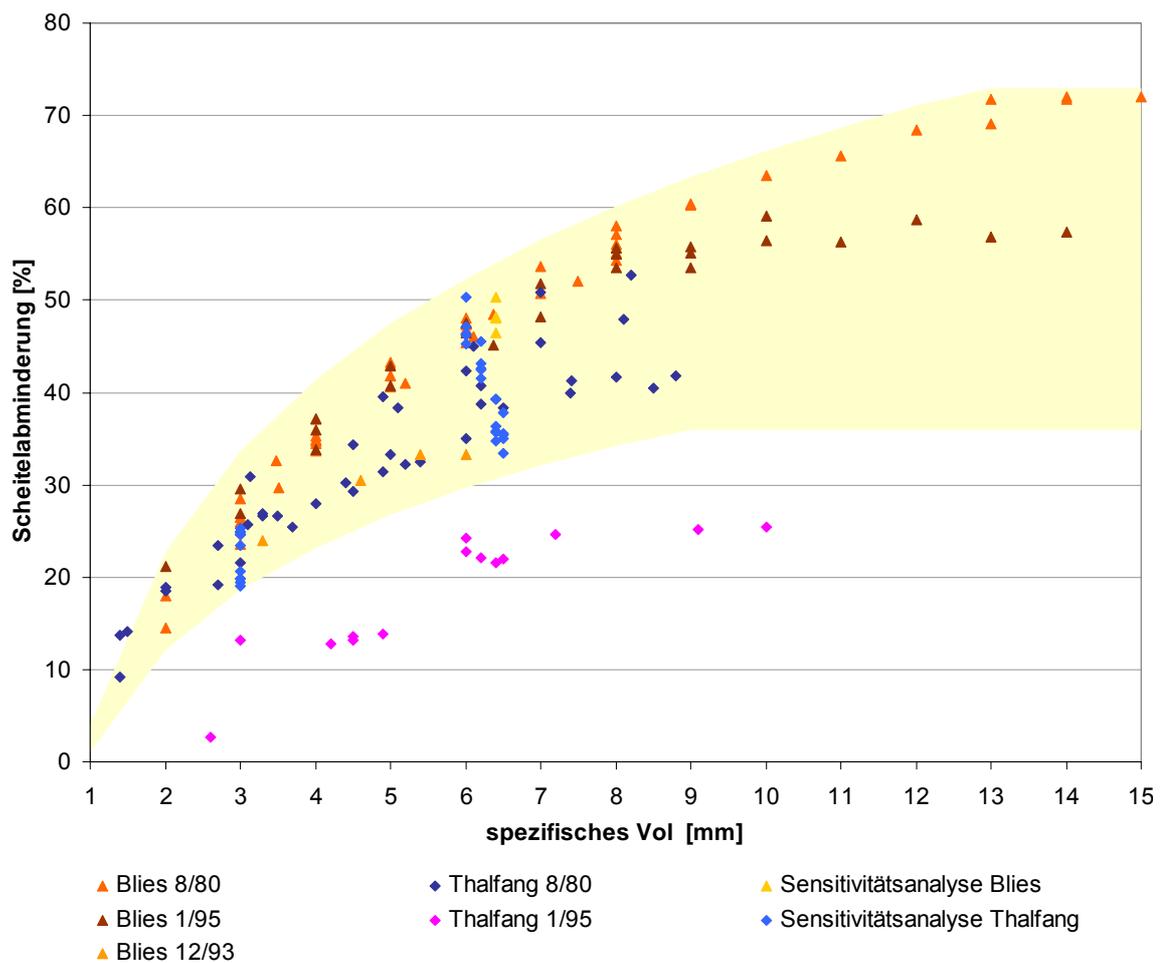
So kann bei einem spezVol von 5 mm bei einem  $HQ_{100}$  mit einer Scheitelabminderung zwischen etwa 30 % und gut 40 % gerechnet werden, mit größeren spezVol mehr.

Oberhalb spezVol 9 bzw. 13 mm lassen sich keine weiteren Steigerungen der Wirkung erreichen. Die maximalen Scheitelabminderungen liegen zwischen 75 % und 36 % bei sehr hohen spezVol. Scheitelabminderungen und das spezVol ab dem keine Steigerung mehr möglich ist, sind bei kleineren Ereignissen niedriger.

Eine solche Schätzung gilt für starke und extreme Niederschlags- und Hochwasserereignisse bei entsprechender Drosseloptimierung, außer für sehr voluminöse Ereignisse. Als Datengrundlage für die Schätzung sind nur die Einzugsgebietsgröße und das Gesamtvolumen der KRH (Berechnung spezVol) erforderlich.

Je nach bekannten Gebietseigenschaften (Abflusscharakteristik ähnlich eines der UG) kann der Bereich möglicher Scheitelabminderungen weiter eingegrenzt werden.

Besonders bei KRH mit kleinen spezVol ist eine Schätzung in einem engen Bereich möglich, je größer das spezVol, desto größer wird der Bereich der möglichen Wirkung auf starke Hochwasserereignisse.



**Abb. 6-1: Scheitelabminderungen optimierter Systeme**

Die Grenzen der möglichen Scheitelabminderungen lassen sich durch zwei einfache Gleichungen abschätzen:

Obere Grenze bis spezVol 13 mm:

$$\text{Scheitelabminderung [\%]} = 27 \ln(\text{spezVol}) + 4$$

Untere Grenze bis spezVol 9 mm:

$$\text{Scheitelabminderung [\%]} = 16 \ln(\text{spezVol})$$

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. Bleiben mehr als 10.000 m<sup>3</sup> ungenutzt, muss das spezVol entsprechend verkleinert werden.

Wenn dies bei den Simulationen vorkam, wurde das spezVol entsprechend verändert, z.B. beim KRH III im UG Thalfang: das tatsächliche Volumen von 107.332 m<sup>3</sup> ist erstens für ein KRH zu groß und wird zweitens bei den berechneten Ereignissen mit maximal 48.000 m<sup>3</sup> ausgenutzt. Es wurde allgemein mit 50.000 m<sup>3</sup> angerechnet.

Bei der Simulation des Ereignisses 8/80 wurde KRH III nur mit knapp 26.000 m<sup>3</sup> gefüllt, die dann für die Berechnung des spezVol bei Berechnungen 8/80 angerechnet wurden. Das spezVol für das UG Thalfang veränderte sich mit der Anrechnung kleinerer

Volumina für KRH III: 107.332 m<sup>3</sup>: 7,5 mm  
 50.000 m<sup>3</sup>: 4,5 mm  
 26.000 m<sup>3</sup>: 3 mm

Bei sehr kleinen KRH mit niedriger Einstauhöhe muss geprüft werden, ob eine optimale Drosselgröße möglich ist und das gewünschte Ziel überhaupt zu erreichen ist.

MARENBACH (2002) hat die Möglichkeit einer Abschätzung der Retentionswirkung in der Makroskale (Tab. 1-1) mit Hilfe von hydrologischen Gebietskenngrößen verneint, da Zahl und Größe möglicher Rückhalteräume zu sehr anthropogen vorgegeben sind.

Mit einem anderen Ansatz als bei MARENBACH konnte in dieser Arbeit für die Abschätzung der Wirkung von KRH in mesoskaligen Gebieten bis 20 km<sup>2</sup> ein entsprechender Zusammenhang gefunden werden. Der entscheidende Wert für die Wirkung der KRH auf den Hochwasserablauf ist das spezifische Volumen, also das gesamte Rückhaltevolumen eines Einzugsgebietes im Verhältnis zur Einzugsgebietsfläche. Wichtig ist auch die Optimierung der Drosselöffnungen, dann haben Anzahl und Anordnung der Rückhalteräume nur einen sehr untergeordneten Einfluss auf die Wirkung der KRH.

Wenn als Gebietskenngröße das mögliche spezifische Volumen eines Einzugsgebietes betrachtet wird, ist, zumindest für mesoskalige Einzugsgebiete bis 20 km<sup>2</sup>, eine Abschätzung möglich.

Unter welchen Bedingungen eine Abschätzung der Wirkung von KRH auch für größere Einzugsgebiete möglich ist und welchen Einfluss andere Retentionsmaßnahmen haben, wird durch KREITER (2005) untersucht.

In dieser Arbeit wurden Einzugsgebiete bis 20 km<sup>2</sup> Größe untersucht, daher gilt die o.g. Aussage nur für Einzugsgebiete dieser Größe. Da sich allgemein kleine Einzugsgebiete bis etwa 50 km<sup>2</sup> ähnlich verhalten, wird vermutet, dass die Aussage auf Gebiete dieser Größenordnung ausgedehnt werden kann, was jedoch durch weiterführende Studien untersucht werden sollte.

Die Möglichkeit der Abschätzung nach Abb. 6-1 beschränkt sich auf eine Stelle direkt unterhalb des letzten KRH. Da aber in der Praxis ein zu schützender Ort selten genau dort liegt, wurde untersucht, mit welcher Wirkung der KRH auch noch in einiger Entfernung zu rechnen ist.

Wie im Abschnitt 5.4 gezeigt, ist eine Abschätzung der Wirkung weiter unterhalb schwierig, da eine Vielzahl von Einflüssen, wie Wellenverformung im Gerinne oder Zuflüsse den Abfluss verändert. Wie sich die Hochwasserwelle entwickelt, kann allge-

meinen nicht geschätzt werden. In den meisten Fällen nimmt die Wirkung der KRH mit der Entfernung ab.

Im Rahmen eines einfachen Verfahrens zur groben Einschätzung kann wie folgt vorgegangen werden:

1. Schätzung der möglichen Scheitelabminderung am letzten KRH
2. Minderung der Scheitelabminderung in Abhängigkeit von den Eigenschaften des Einzugsgebietes und des Gewässers (z.B. Zuflüsse, Gewässermorphologie, Auenform und -größe) unterhalb des letzten KRH. Als Anhaltspunkt für die Schätzung kann Abb. 5-23 dienen.

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

In größerer Entfernung zum letzten KRH ist durch Zuflüsse, höhere Abflüsse und Wellenablauf kaum noch eine Wirkung nachzuweisen.

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, dass dem angestrebten Schutzziel 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 auch dem Bemessungshochwasser für Hochwasserschutzplanungen für Siedlungen. Werden schadlose Abflüsse so nicht erreicht, sind andere und/oder zusätzliche Schutzmaßnahmen erforderlich.

Die o.g. Schätzung gibt einen ersten Anhaltspunkt, was mit KRH zu erreichen ist, ob sich weiter gehende Planungen in diese Richtung überhaupt lohnen. Die Schätzung ist ein Ausschlusskriterium nach unten und kein Ersatz für eine detaillierte Planung.

Genauere Berechnungen sind auch im Vorfeld von Planungen zu empfehlen, wenn extreme Verhältnisse, z.B. in der Verteilung der Rückhaltevolumina oder den Gebietseigenschaften, vorliegen oder Systeme am Rande des Schätzbereichs liegen, z.B. bei sehr kleinen spezVol.

Bei KRH unterhalb einer Einleitung aus kanalisierten Flächen ist eine Schmutzfrachtberechnung erforderlich, um Verunreinigungen oder Belastungen des Rückhalteraaumes auszuschließen.

Da die Aufstellung eines detaillierten Flussgebietsmodells sehr aufwändig ist, wurde versucht, die Wirkung der KRH mit einem flächenkonzentrierten Modell (ein Einzugsgebiet, keine weitere Unterteilung) nachzubilden. Die Abflusskurve eines Ereignisses aus einem System mit KRH lässt sich zwar durch Variation der Parameter der Abflusskonzentration nachbilden, aber der Bezug zum Volumen möglicher KRH konnte nicht hergestellt werden.

Werden mehrere Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes gleichzeitig geplant, ist zu beachten, dass die Wirkung der einzelnen Maßnahmen häufig nicht zu einer Gesamtwirkung addiert werden dürfen. Sollen z.B. neben der Einrichtung von KRH Maßnahmen zur Verbesserung des Wasserrückhaltes im Boden (Nutzungsänderung, andere Bearbeitungstechniken, Tieflockerung etc.) durchgeführt werden, führt das zu einer veränderten Abflusswirksamkeit der Niederschläge und damit i.d.R. zu niedrigeren Scheitelabminderungen durch KRH.

Die Prognose von Abflussganglinien mit einem Modell beinhaltet eine Vielzahl von Fehlerquellen, die nur zum Teil durch die Modellkalibrierung ausgeschlossen werden können.

Mögliche Fehlerquellen können im Modell (Vereinfachung komplexer Sachverhalte, Übertragungsfunktionen), der Modellaufstellung (räumliche Auflösung, Vollständigkeit etc.) und Kalibrierung (z.B. Datenauswahl) und in Messdaten selbst liegen.

Sowohl die Niederschlagsmessungen, als auch die Pegeldata können systematische und ereignisbezogene Ungenauigkeiten aufweisen.

Für die Niederschlagsdaten sind das im Wesentlichen: Wind-, Haftwasser-, Spritzwasser- und Verdunstungsverluste (letztere bei starken Niederschlägen und kurzen Messabständen vernachlässigbar), Übertragung von Niederschlagsdaten auf Gebietsniederschlag, Auswahl der Messstationen und Gerätefehler.

Auch 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.

Simulations-Ergebnisse sollten daher immer mit einer gewissen Vorsicht gesehen und, wenn möglich, 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 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.

## 7 Zusammenfassung

In der vorliegenden Arbeit wird der Einfluss kleiner, naturnaher Rückhaltebecken (Kleinrückhaltebecken, KRH) auf den Hochwasserabfluss untersucht.

KRH sind Maßnahmen des dezentralen Hochwasserschutzes zur Erhöhung des Wasserrückhalts in der Gewässeraue. Als Stauraum werden in der Landschaft vorhandene Strukturen, z.B. Täler, die von Wegedämmen gequert und abgesperrt werden, genutzt. Wasser wird dort nur bei Hochwasser eingestaut und vorübergehend gespeichert. Dadurch können Hochwasserwellen gedämpft und zeitlich verzögert werden, es erfolgt aber keine Volumenreduzierung des Hochwassers. Durch die Verformung der Hochwasserwelle können, mit geeigneten Rückhaltevolumen und Drosselöffnungen, deutliche Scheitelabminderungen 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. Die Integration in weitere Nutzungen ist möglich, da nur eine relativ kleine Baumaßnahme notwendig ist und die Überschwemmungshäufigkeit 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, einige sind in Kapitel 2 kurz vorgestellt.

Ziel dieser Arbeit ist die Quantifizierung der Wirkung von KRH auf den Hochwasserabfluss und die Identifikation der wesentlichen Einflussfaktoren. Dafür wurden Abflussganglinien verschiedener Hochwasser-Ereignisse für kleine Einzugsgebiete mit dem Flussgebietsmodell NAM-NKF (IHG 2001) simuliert und analysiert.

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, die Einzugsgebiete der oberen Blies im Saar-Nahe-Bergland und des Thalfanger Bachs im Hunsrück, simuliert und ausgewertet. Um einzelne Einflussfaktoren besser 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 km<sup>2</sup>. Die Aussagen dieser Arbeit gelten daher für Einzugsgebiete bis 20 km<sup>2</sup>, sie können vermutlich auf Gebiete bis ca. 50 km<sup>2</sup> ausgedehnt werden.

In beiden Untersuchungsgebieten 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 eine höheres spezVol im UG Blies als im UG Thalfang.

In beiden Untersuchungsgebieten basiert die Wirkung der KRH auf zwei oder drei großen KRH mit Rückhaltevolumina größer als 9.000 m<sup>3</sup>. Kleine KRH ( $< 3.000$  m<sup>3</sup>) im Oberlauf der jeweiligen Gewässer oder Zuflüsse sind mehr oder weniger wirkungslos.

Die Untersuchungen zeigen, dass in allen simulierten Gebieten die prozentualen Scheitelabminderungen von wenigen Faktoren abhängen.

Das **Rückhaltevolumen** bestimmt die Menge des zurückgehaltenen Wassers. Es muss immer im Zusammenhang mit der angeschlossenen Fläche des (Teil-)Einzugsgebietes gesehen werden. Dazu wurden beide Werte zum spezifischen Volumen (spezVol: Rückhaltevolumen im Verhältnis zur Fläche des Einzugsgebiets) zusammengefasst. Je größer das spezVol, desto mehr Wasser aus dem Hochwasserabfluss kann zurückgehalten werden und umso größer ist die Wirkung der KRH. **Systeme mit spezVol kleiner als 2 mm zeigen keine sichere Wirkung, eine deutliche Wirkung kann ab spezVol 3 mm erwartet werden. Ab spezVol 9 bis 13 mm ist bei einem HQ<sub>100</sub> keine Steigerung der Wirkung möglich. Das Volumen der einzelnen KRH sollte zwischen 5.000 und 50.000 m<sup>3</sup> liegen.**

Form und Höhe einer Abflussganglinie resultieren aus Dauer, Höhe und Verteilung des Niederschlages und den **Gebietseigenschaften** im Einzugsgebiet, die die Abflussbildung und -konzentration steuern.

**Vergleiche 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, einen Einfluss auf die Wirkung der KRH. Dies zeigt sich auch in den beiden Untersuchungsgebieten: Im UG Thalfang werden Niederschläge wesentlich langsamer abflusswirksam als im UG Blies. Die Abflussganglinien des Thalfanger Bachs sind dadurch, auch bei identischen Niederschlagsdaten, flacher und breiter als im UG Blies und die möglichen Scheitelabminderungen fallen niedriger aus.

Solange das Ereignis nicht besonders voluminös ist, liegen die möglichen Scheitelabminderungen dennoch innerhalb eines abgrenzbaren Bereichs. Sehr voluminöse Hochwasserwellen dagegen lassen nur deutlich geringere Scheitelabminderungen zu.

Kleine Abweichungen der Gebietseigenschaften der Teileinzugsgebiete haben keinen wesentlichen Einfluss auf die Scheitelabminderungen durch KRH.

Die dritte wesentliche Einflussgröße auf die Wirkung von KRH ist die Größe der **Drosselöffnungen**. In dieser Arbeit wurden die Drosselöffnungen so bemessen, dass mindestens der Ausuferungsabfluss ungehindert abfließen kann (Minimum-Kriterium). Damit wird die für die Auenökologie wichtige Überschwemmungshäufigkeit nicht verändert. Außerdem dürfte es ein wichtiger Punkt für Verhandlungen mit den Eigentümern betroffener Fläche sein.

Sollen starke Hochwasser wirksam gedämpft werden, führen diese Drosselöffnungen für kleine und mittlere KRH schnell zu Überläufen, wenn Wasser 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 eine Scheitelabminderung. Größere Drosselöffnungen verzögern den Einstau und können Überläufe reduzieren oder vermeiden. Im Rahmen einer Drosseloptimierung werden die Drosselgrößen so abgestimmt, dass bei bestmöglicher Auslastung des Rückhalteraumes Überläufe verhindert werden. **Durch eine Drosseloptimierung kann die Effizienz der KRH für große Hochwasser deutlich gesteigert werden.**

Größere Drosselöffnungen reduzieren die Wirkung bei kleineren Ereignissen, aber die Abflüsse dieser Ereignisse übertreffen in der Regel die des größeren Ereignisses nicht. Durch eine Drosseloptimierung z.B. auf ein  $HQ_{100}$  können die Abflussspitzen ähnlicher und kleinerer Ereignisse begrenzt und gleichzeitig starke Hochwasser wirkungsvoll abgemindert werden.

Ein weiterer Vorteil größerer Drosselöffnungen ist ein geringerer Eingriff in den Landschaftshaushalt.

Die **Einstauhöhe** eines KRH und die Größe der Drosselöffnungen bestimmen den Abfluss aus den KRH mit unregelmäßigen Drosselöffnungen (Rohrdrosseln). Mit der Einstauhöhe steigen der Wasserdruck, der Abfluss und die Höhe der Abflussspitze. Für die Wirkung der KRH sind geringe Unterschiede der maximalen Einstauhöhen bis etwa 80 cm vernachlässigbar.

**Bei den untersuchten Einzugsgebieten haben die Größe des Einzugsgebiets, Anzahl und Anordnung der KRH, sowie die Verteilung des Rückhaltevolumens auf die KRH keinen wesentlichen Einfluss auf Wirkung drosseloptimierter Systeme.**

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 ist die dämpfende Wirkung der KRH immer weniger nachweisbar.

**Die Möglichkeiten des Hochwasserschutzes durch KRH sind auf lokale, maximal regionale Bereiche und kleinere Gewässer begrenzt. Dort können KRH einen wesentlichen Anteil für den Hochwasserschutz leisten.**

Ob sich eine große Zahl von KRH in den Oberläufen sehr vieler Gewässer positiv auf den Hochwasserablauf auch größerer Gewässer auswirkt, kann hier nur vermutet werden.

Zumindest für kleine Einzugsgebiete im Mittelgebirgsraum ist eine grobe Abschätzung der Wirkung von KRH mit einem Schätzrahmen (Abb. 6-1) auf kleiner Datenbasis (Größe des Einzugsgebiets und gesamtes Rückhaltevolumen) möglich. Ausgenommen von der vorgestellten Schätzung sind sehr voluminöse Hochwasser, deren geringere Scheitelabminderungen durch KRH noch eingehend untersucht werden müssten.

Diese Abschätzung ersetzt keine detaillierten Planungen, kann aber als Anhaltspunkt dienen, ob sich ausführliche, teure Planungen lohnen. Außerdem lässt sich beurteilen, welches Rückhaltevolumen für ein bestimmtes Schutzziel notwendig wäre.



## 8 Literatur

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.

BECKER, A. (1992): Methodische Aspekte der Regionalisierung. – In: *Regionalisierung in der Hydrologie – Ergebnisse von Rundgesprächen der Deutschen Forschungsgemeinschaft*. KLEEGERG, H.-B. (Hrsg.), 16-32. Weinheim

DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (2004): Gemeinsame Festlegungen und Deutsche Norm 19700-12: Hochwasserrückhaltebecken. Beuth Verlag, Berlin.

DOHM, B.; KREITER, T. (1999): Bemessung und Optimierung von Kleinrückhalten im Rahmen dezentraler Hochwasserschutzkonzepte. Fachhochschule Trier, Fachbereich Bauingenieurwesen. Unveröffentlichte Diplomarbeit.

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 (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.: Starkniederschläge in der Bundesrepublik Deutschland. DVWK-Schriften Nr. 97.

DVWK (1999): Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V.: Hochwasserabflüsse, Teil I: Einsatz von Niederschlag-Abfluss-Modellen zur Ermittlung von Hochwasserabflüssen. DVWK-Schriften 124, Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, Bonn.

DWD (1997): Deutscher Wetterdienst: Starkniederschlagshöhen für die Bundesrepublik Deutschland (KOSTRA). Eigenverlag, Offenbach am Main.

DYCK, S.; PESCHKE, G. (1995): Grundlagen der Hydrologie. 3. Auflage, Verlag für Bauwesen, Berlin.

EULER, G. (1986): Entstehung und Ablauf von Hochwasserwellen in Flussgebieten. Grundlagen des N-A-Modells HOWELL, Darmstadt.

FISCHER, H. (1989): Rheinland-Pfalz und Saarland: Eine geographische Landeskunde. Wissenschaftliche Buchgesellschaft, Darmstadt.

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.

IHG (2001): Niederschlag-Abfluss-Modell für natürliche und kanalisierte Flächen - NAM-NKF. Benutzerhandbuch und Modellbeschreibung NAM-NKF. Eigenverlag, Spiesen.

ITWH (1993): Softwarepaket HYSTEM-EXTRAN, Version 5.1, Hannover.

JÄTZOLD, R. (Hrsg.) (1984): Der Trierer Raum und seine Nachbargebiete. Trierer Geographische Studien, Geographische Gesellschaft Trier.

KREITER, T. (2005): Ein Beitrag zur Wirkungsabschätzung von dezentralen Retentionsmaßnahmen in mesoskaligen Mittelgebirgsgebieten. Dissertation Universität Trier, Fachbereich Physische Geographie. In Bearbeitung.

LANDESAMT FÜR UMWELT- UND ARBEITSSCHUTZ DES SAARLANDES (1999): Flussgebietsmodell Blies. Aufgestellt durch das Ingenieurbüro für Hydrologie und Gewässerschutz (ihg), Spiesen-Elversberg.

LANDESUMWELTAMT NORDRHEIN-WESTFALEN (1999): Merkblatt Nr. 18: Ökologische Durchgängigkeit von Hochwasserrückhaltebecken. Essen.

LANDESUMWELTAMT NORDRHEIN-WESTFALEN (Hrsg.) (2000, 2004): Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch, Rheingebiet Teil III. Essen.

LAWA (1995): Länderarbeitsgemeinschaft Wasser: Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz. Hochwasser – Ursachen und Konsequenzen. Eigenverlag, Stuttgart.

LAWA (2004): Länderarbeitsgemeinschaft Wasser: Instrumente und Handlungsempfehlungen zur Umsetzung der Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz. Stand: November 2003. Herausgeber: Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf.

LIEDTKE, H.; MARCINEK, J.; [Hrsg.] (1995): Physische Geographie Deutschlands, 2. Auflage, Justus Perthes Verlag, Gotha.

LOEW, M. (2005): Forschungsbedarf aus Sicht der Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA). Vortrag auf dem Kick-Off Meeting zur BMBF-Förderaktivität „Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse (RIMAX)“ [www.rimax-hochwasser.de](http://www.rimax-hochwasser.de) (11/05).

MAGICMAPS: Rheinland-Pfalz/Saarland 3D, Version 1.0.4. Interaktives Kartenwerk, Tübingen.

MANIAK, U. (2005): Hydrologie und Wasserwirtschaft. 5. Auflage, Springer, Berlin.

MARENBACH, B (2002): Der Beitrag naturnaher Retentionsmaßnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung. Mitteilungen des Fachgebiets Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kaiserslautern, Bericht 13.

MEYEN, E.; SCHMITHÜSEN J.; GELLERT, J.; NEEF, E.; MÜLLER-MINY, H.; SCHULTZE, J.H.; Hrsg. (1962): Handbuch der naturräumlichen Gliederung Deutschlands, Band I. Bundesanstalt für Landeskunde und Raumforschung, Bad Godesberg.

PATT, H.; JÜRGING, P.; KRAUS, W. (1998): Naturnaher Wasserbau. Springer, Berlin.

RÖTTCHER, K.; TÖNSMANN, F. (2001): Möglichkeiten und Grenzen des dezentralen Hochwasserschutzes im Mittelgebirge am Beispiel der Bauna. Wasser & Boden, 53/10, S. 29-34.

RÖTTCHER, K. (2005): Dezentrale und zentrale Rückhaltemaßnahmen für den Hochwasserschutz – Untersuchungen am Beispiel der Erpe. Wasser und Abfall 5, S. 11-15

SCHÖNIGER, M., DIETRICH, J. (2003): Hydroscript. [www.hydroskript.de](http://www.hydroskript.de), (11/05)

SARTOR, J. (1997): Weiterentwicklung der Langzeit-Seriensimulation des Niederschlag-Abfluß-Prozesses für kanalisierte und natürliche Einzugsgebiete. Wasserwirtschaft 87/5, S. 240-253.

UMWELTMINISTERIUM SAARLAND: Gewässerkundliches Jahrbuch Saarland 2000 u. 2004, Boden- und Niederschlagskarten. [www.lfu.saarland.de](http://www.lfu.saarland.de) (6/05).

WEGNER, H. (1992): Dezentraler Hochwasserschutz. Wasser & Boden 1/92, S. 6-10.

ZAIß, H. (1989): Simulation ereignisspezifischer Einflüsse des Niederschlags-Abfluß-Prozesses von Hochwasserereignissen kleiner Einzugsgebiete mit Niederschlag-Abfluß-Modellen. Technische Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik, Institut für Wasserbau, Technische Hochschule Darmstadt, Nr. 42.

ZIMMERMANN, L.; WEBER, J.; STRAUB, H.; KOLOKOTRONIS, V. (2004): Auswirkungen des Klimawandels auf den Wasserhaushalt von süddeutschen Flussgebieten. Wasser und Abfall 11, S. 15-19.



## Anhang 1

### ***Ergebnisse der Modellkalibrierung und –validierung***

Modelle beschreiben die in der Natur ablaufenden komplexen Vorgänge mehr oder weniger stark vereinfachend. Da viele Modellparameter i.d.R über Indices, Kenngrößen oder Schätzungen auf Grund empirischer Untersuchungen bestimmt werden, kann bei keinem Modell davon ausgegangen werden, dass Prozesse von vornherein richtig berechnet werden. Daher müssen Modelle, wenn möglich, überprüft und kalibriert werden.

Eine Kalibrierung sollte möglichst auf mehrere Ereignisse basieren und alle sonstigen sinnvollen und verfügbaren Daten mit herangezogen werden.

Ziel der Modellkalibrierung (Modelleichung) ist es, die nach Formulierung des Modellansatzes noch freie, zahlenmäßig noch nicht festgelegten Größen (Koeffizienten, „Parameter“) mit Hilfe der vorhandenen Beobachtungsdaten so zu bestimmen, dass die mit dem Modell berechneten Werte der Ausgangsgrößen den beobachteten Werten möglichst nahe kommen. An die Parameterschätzung schließt sich ein Test des Modells an, mit dem bewertet werden soll, ob das Modell den Erwartungen bzw. Anforderungen entspricht.

Die Überprüfung erfolgt dabei anhand eines Bewertungskriteriums, das dem Zweck des Verfahrens entsprechend zu wählen ist und ebenso wie die Zielfunktion von den Abweichungen zwischen berechneten und beobachteten Werten ausgeht. Ergibt die Bewertung, dass die mit dem Modell erzielbare Genauigkeit bei der Nachbildung der beobachteten Werte nicht ausreicht, so ist eine Verbesserung des Modells durchzuführen, wofür verschiedene Möglichkeiten bestehen. (KREITER 2005)

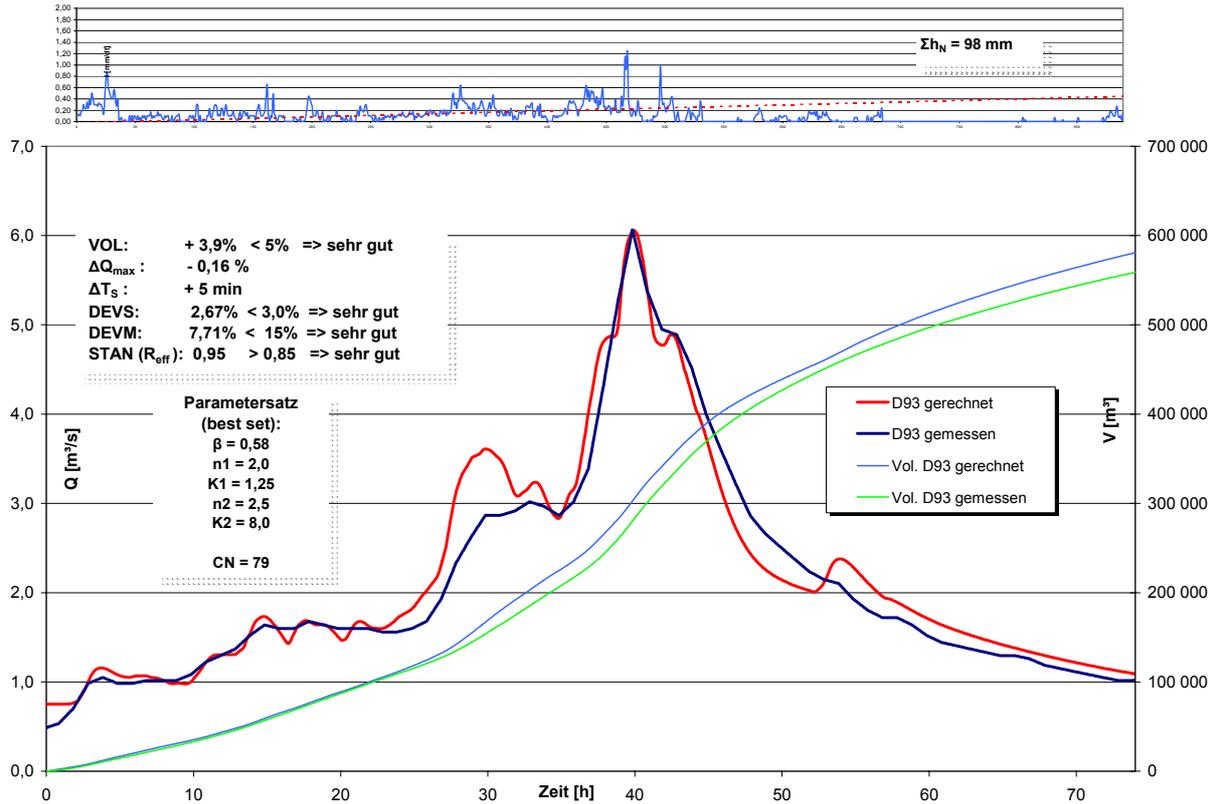
Die Modellkalibrierung erfolgte anhand mehrerer Hochwasserereignissen aus dem Zeitraum von 1993 bis 2002 durch vergleichende Gegenüberstellung der Modellergebnisse mit den am Pegel Gronig beobachteten Abflüssen.

Mit dem kalibrierten Modell für Dezember 1993 wurden anschließend die statistischen Abflüsse am Pegel Gronig nachgerechnet. Die Abweichungen zwischen den modellierten Werten und den auf der Basis der Pegelmessung gemäß DVWK-M-251 statistisch bestimmten Abflüssen liegt durchweg in einer Größenordnung von  $\leq 2,0\%$ . (KREITER 2005)

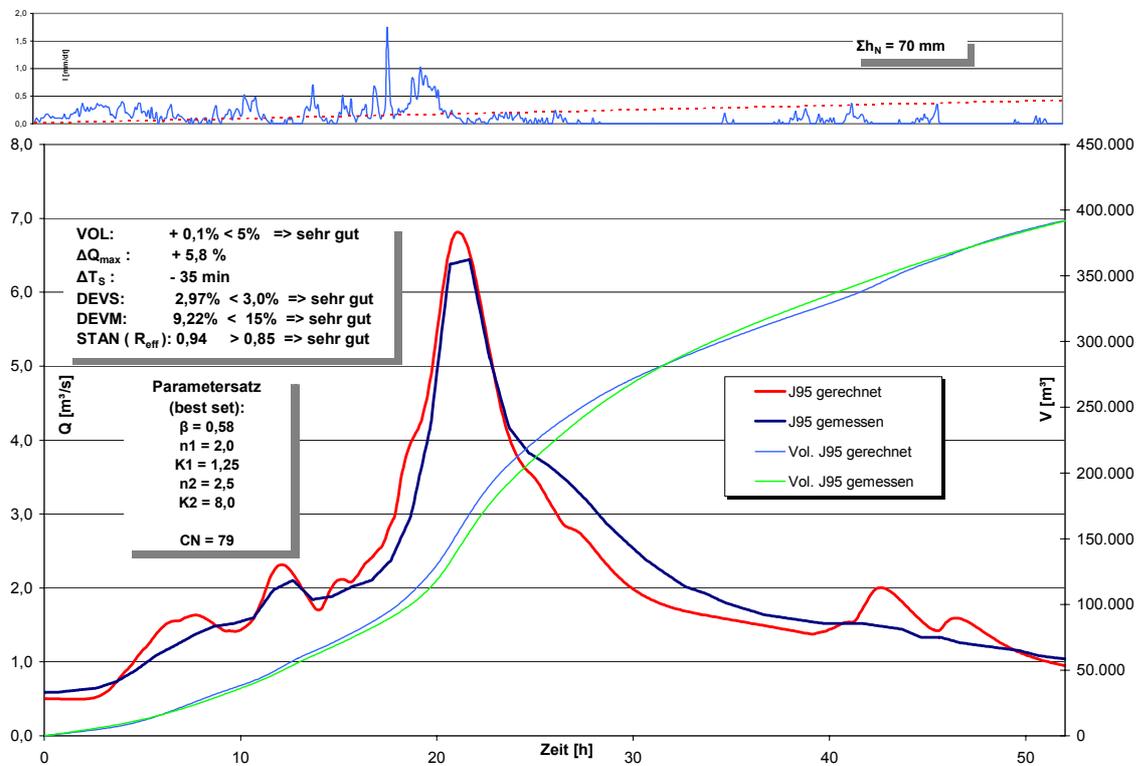
In den Abbildungen 9-1 und 9-2 sind exemplarisch die auch untersuchten Ereignisse Dezember 1993 und Januar 1995 dargestellt. Es wurde eine durchweg sehr gute bis gute Modellgüte erreicht.

Für das Untersuchungsgebiet Thalfang wurden die Parameter am nächsten Pegel, Pegel Dhron-Talsperre kalibriert. Die Abbildungen 9-3 bis 9-5 zeigen die Kalibrierungsergebnisse für die untersuchten Ereignisse vom Januar 1995, Januar 1993 und Februar 1990.

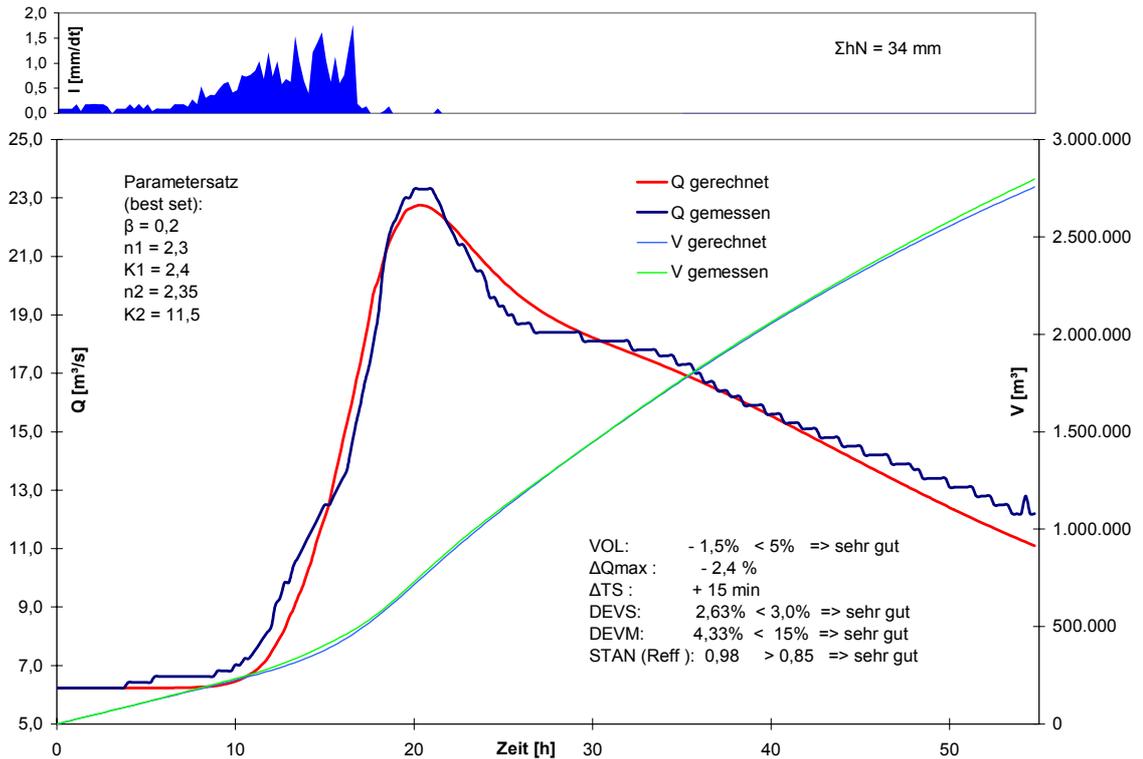
Alle Abbildungen dieser Anlage wurden aus (KREITER 2005) übernommen.



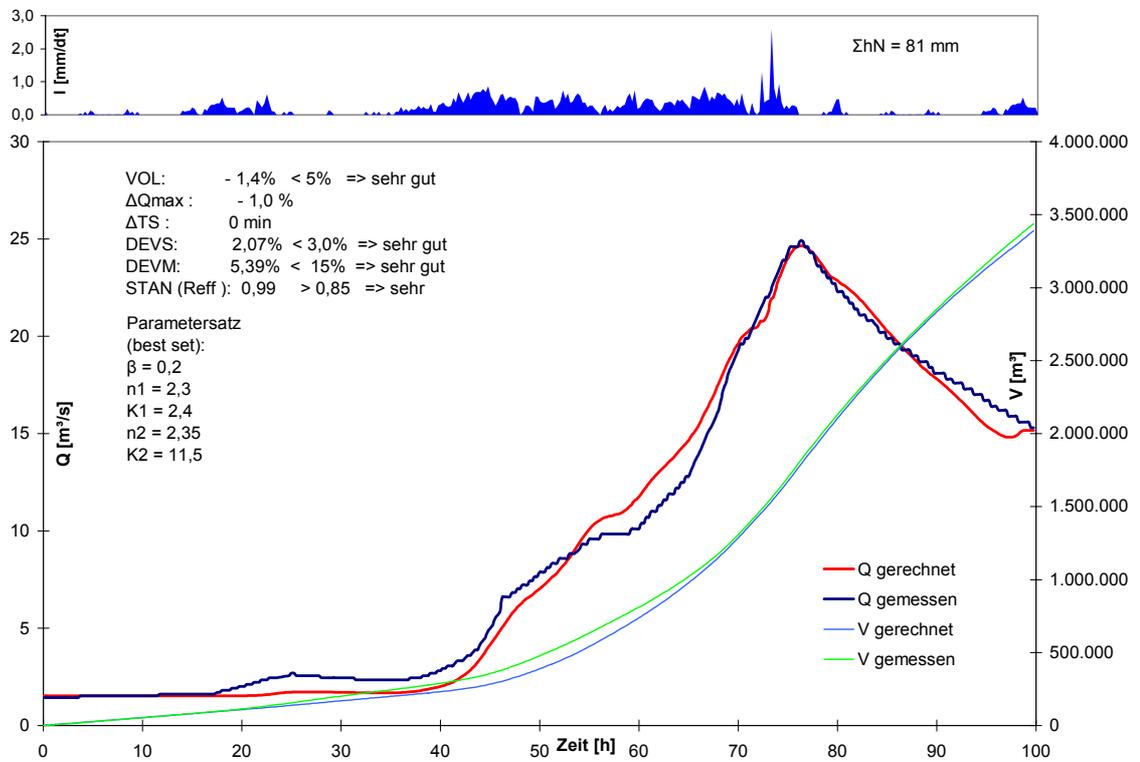
**Abb. A1-1: Hochwasserereignis vom Dezember 1993 am Pegel Oberthal, gemessene und simulierte Abflüsse, Modellparameter und Modellgüte**



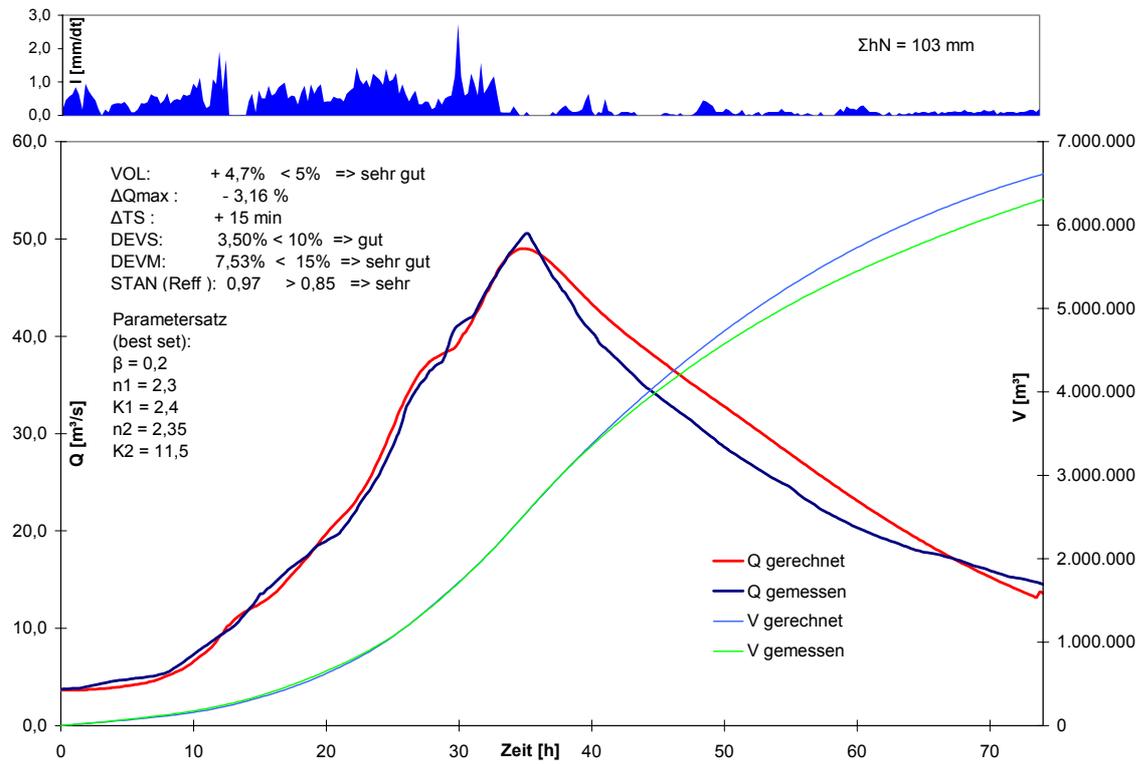
**Abb. A1-2: Hochwasserereignis vom Januar 1995 am Pegel Oberthal**



**Abb. A1-3: Modellanpassung für das Hochwasserereignis vom Februar 1990 am Pegel Dhrontalsperre. Untersuchungsgebiet: Thalfanger Bach**



**Abb. A1-4: Modellanpassung für das Hochwasserereignis vom Januar 1993 am Pegel Dhrontalsperre. Untersuchungsgebiet: Thalfanger Bach**



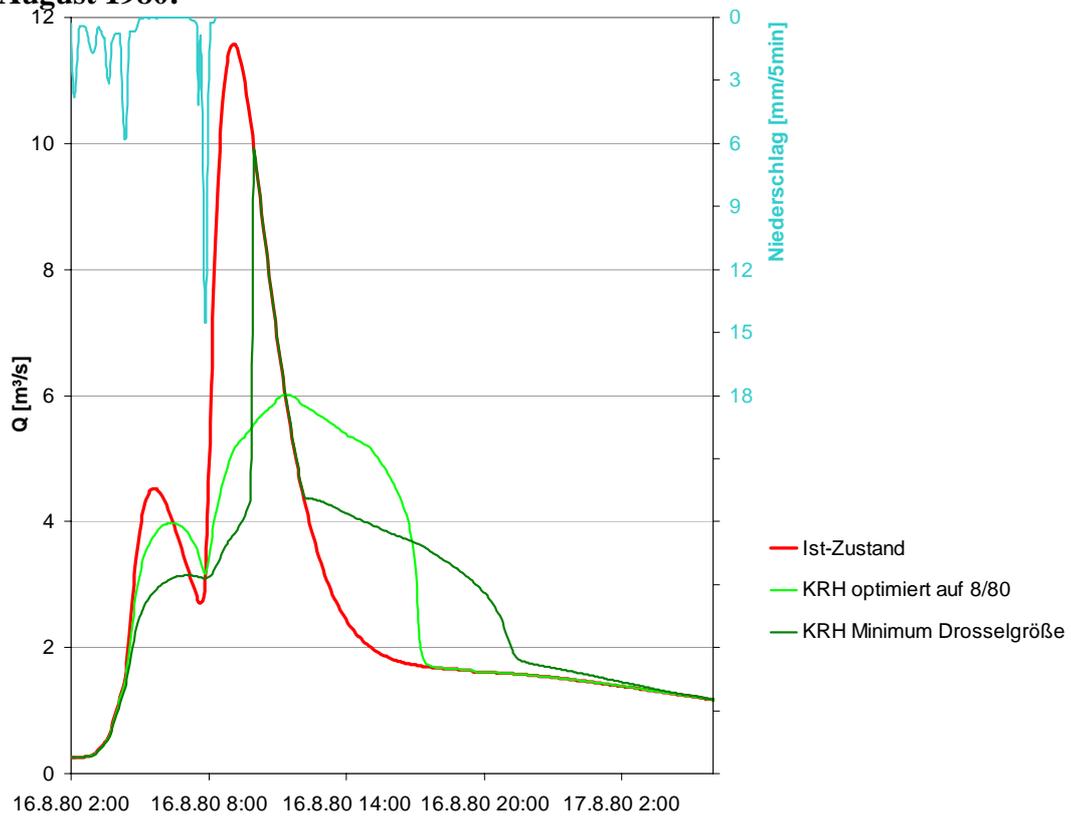
**Abb. 9-5:** Modellanpassung für das Hochwasserereignis vom Januar 1995 am Pegel Dhrontalsperre. Untersuchungsgebiet: Thalfanger Bach

## Anhang 2

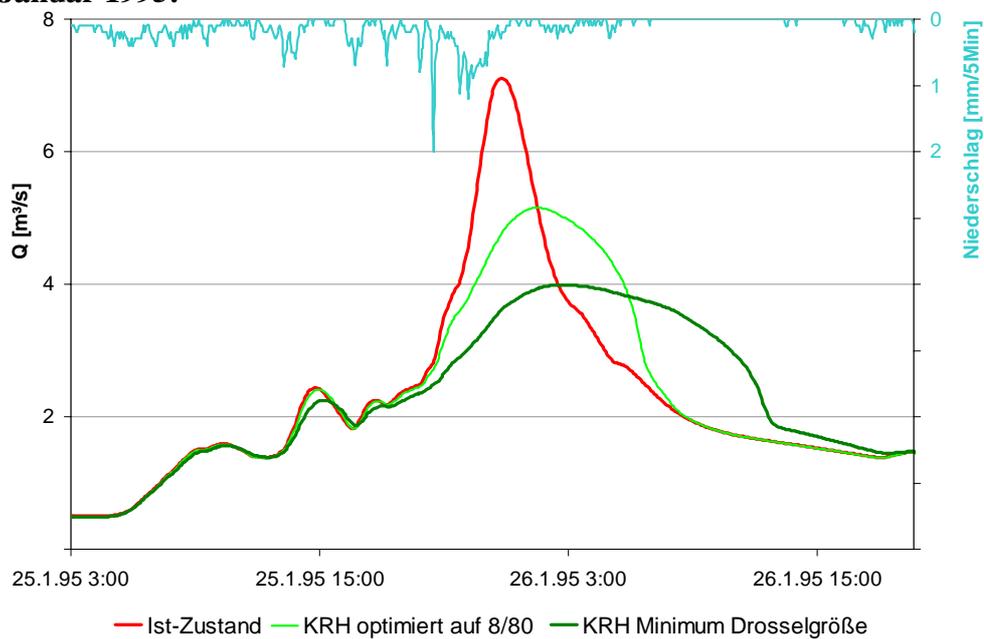
### Abflussganglinien

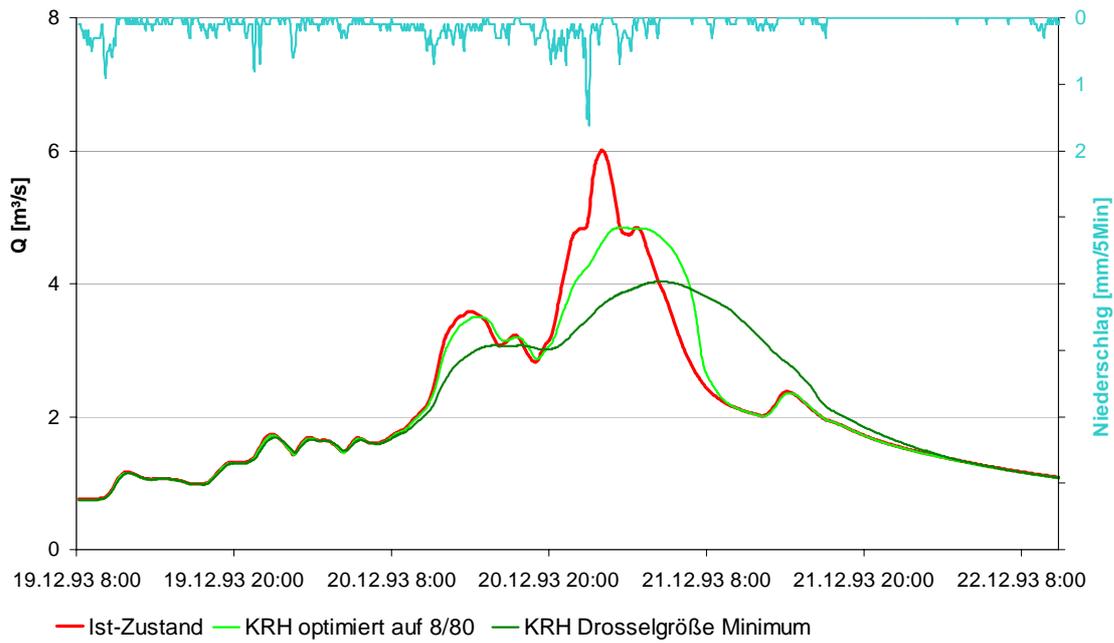
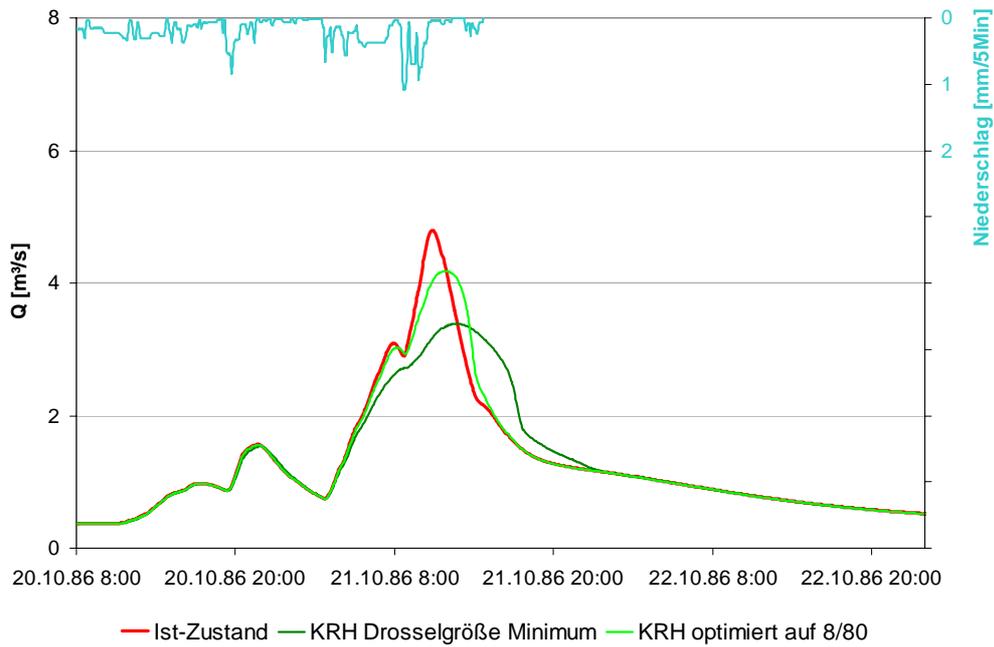
#### A. Untersuchungsgebiet Obere Blies

August 1980:



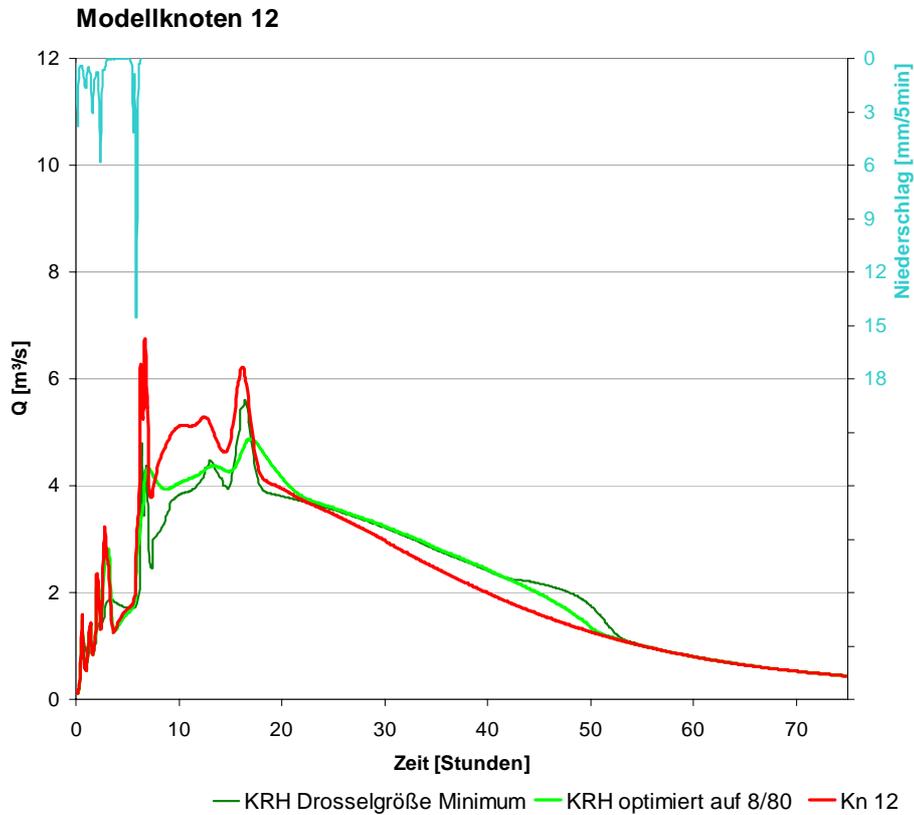
Januar 1995:



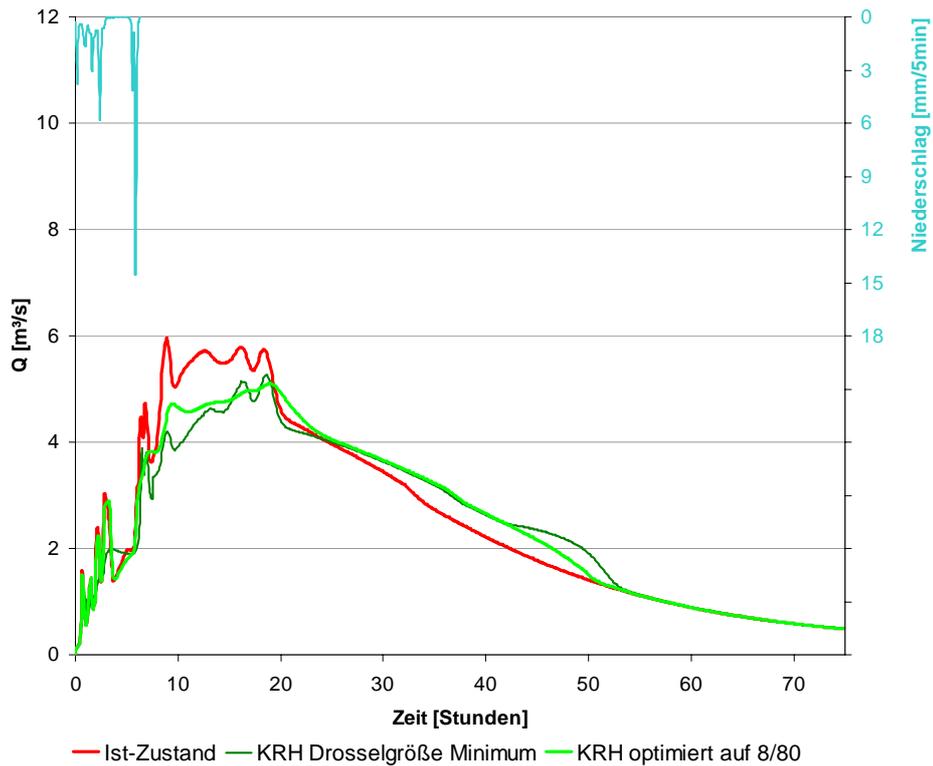
**Dezember 1993:****Oktober 1986:**

## B. Untersuchungsgebiet Thalfang

August 1980:

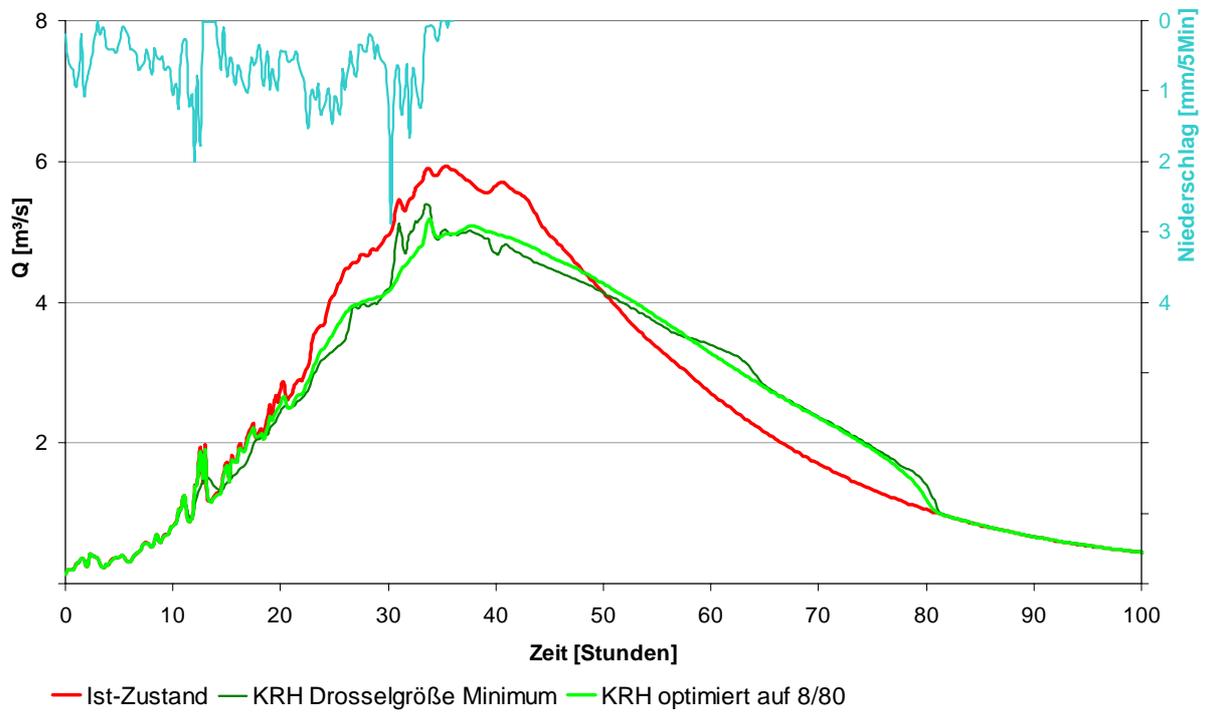


Gebietsauslass, Zusammenfluss Röderbach (Modellknoten 13)

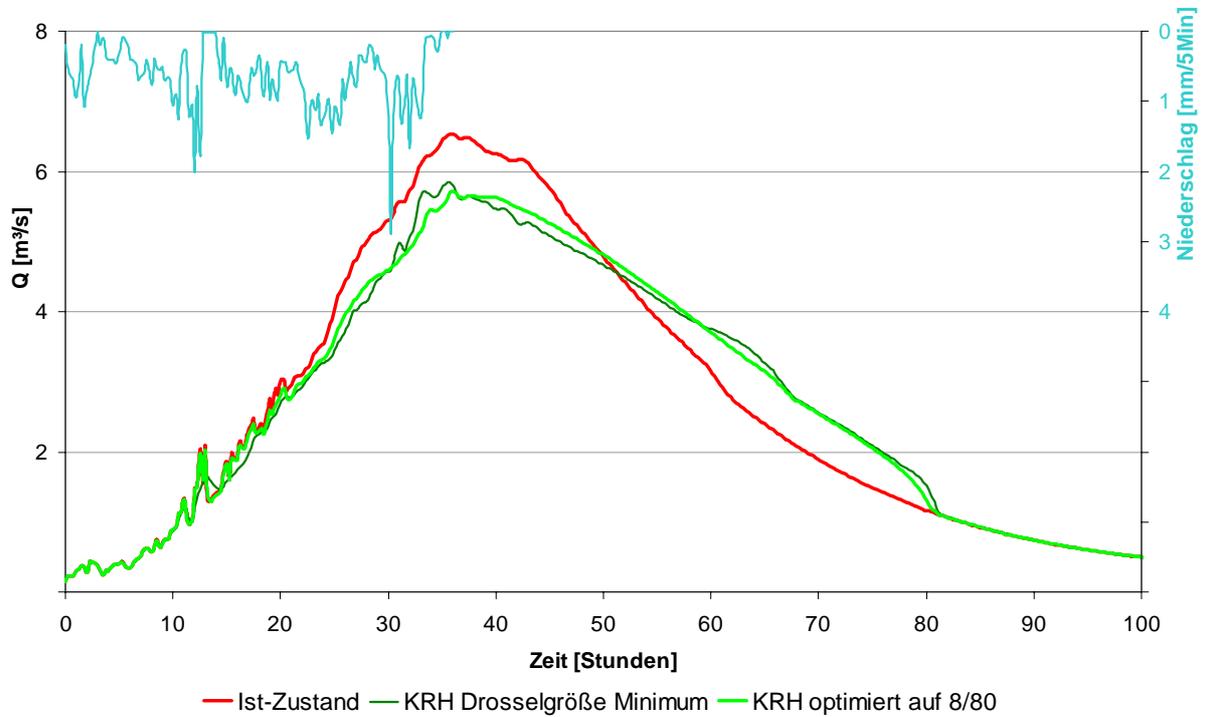


Januar 1995:

## Modellknoten 12

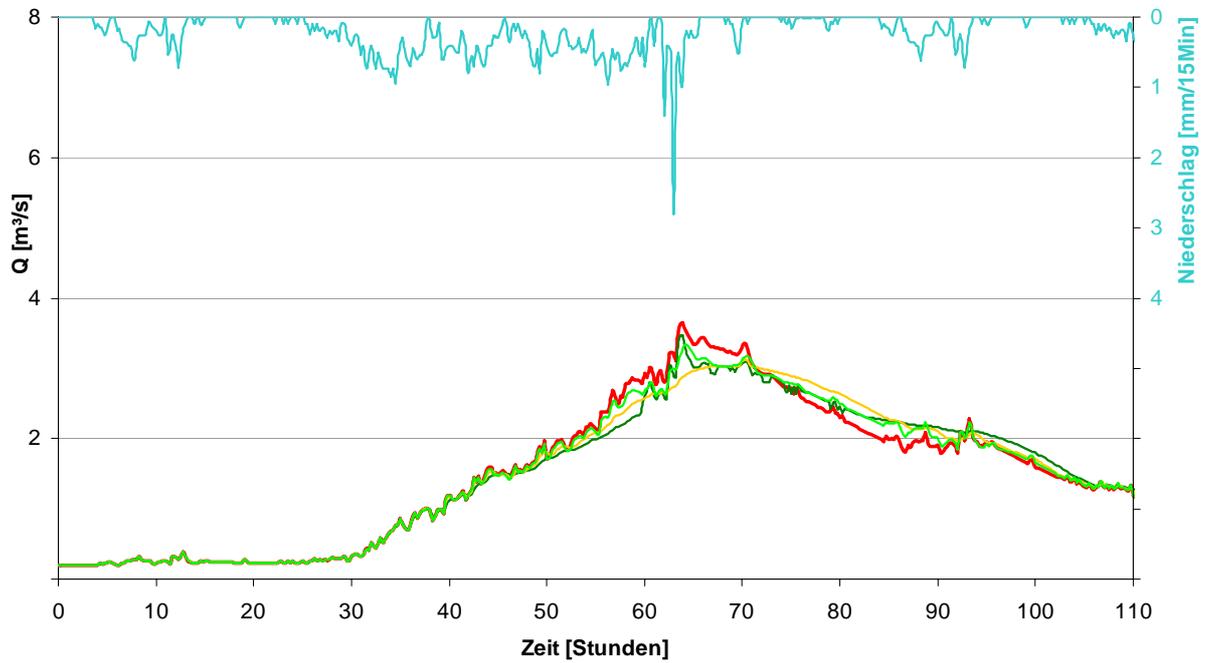


## Gebietsauslass, Zusammenfluss Röderbach (Modellknoten 13)



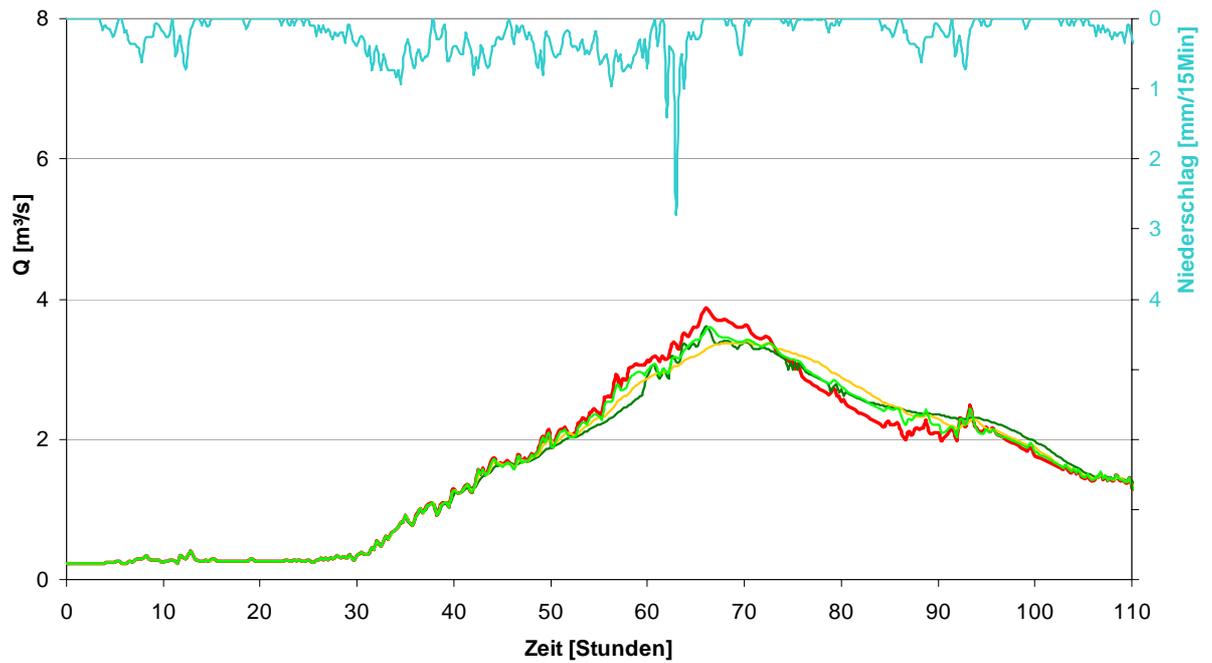
Dezember 1993:

**Modellknoten 12**



— Ist-Zustand — KRH Drosselgröße Minimum — KRH optimiert auf 1/93 — KRH optimiert auf 8/80

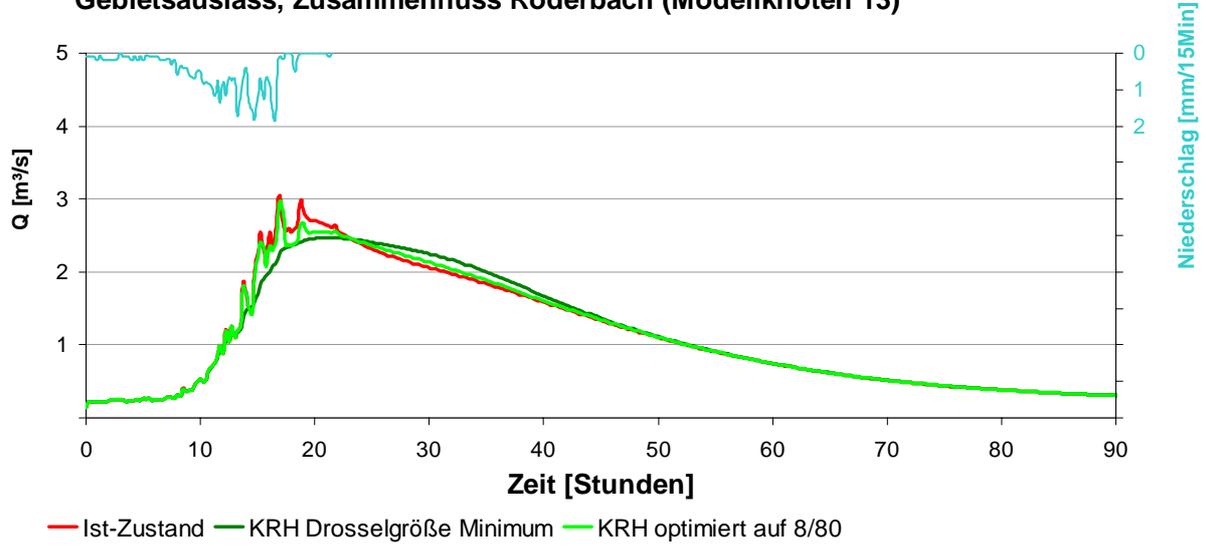
**Gebeitsauslass, Zusammenfluss Röderbach (Knoten 13)**



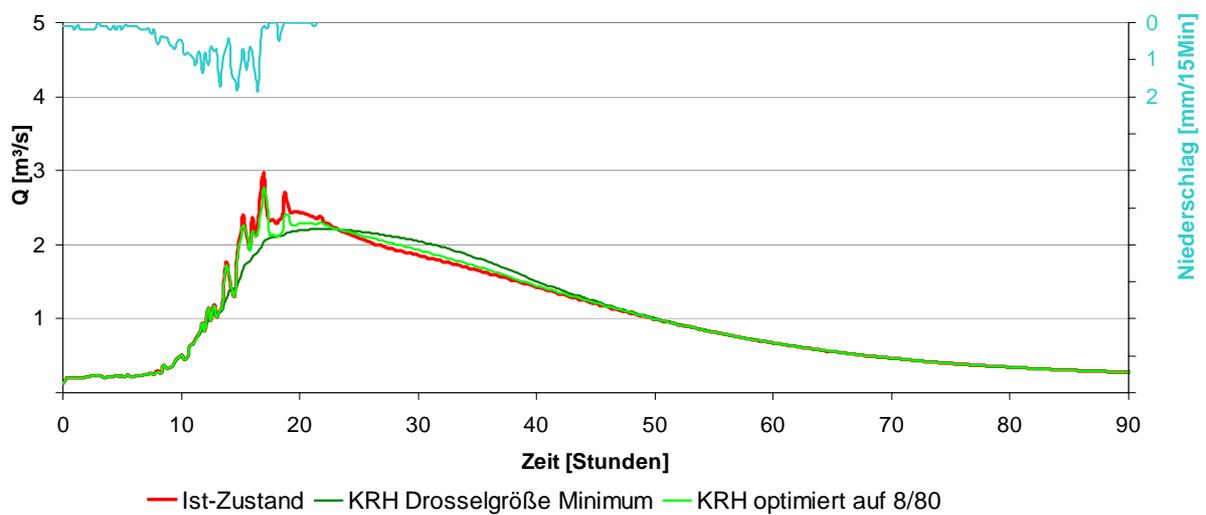
— Ist-Zustand — KRH Drosselgröße Minimum — KRH optimiert auf 1/93 — KRH optimiert auf 8/80

Februar 1990:

## Gebietsauslass, Zusammenfluss Röderbach (Modellknoten 13)



## Modellknoten 12



## Anhang 3

### **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 km<sup>2</sup>, 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, das sich auch der Anzahl der KRH, deren Anordnung, ggf. Größe und, soweit zur Unterscheidung notwendig, aus den Anfangsbuchstaben des zu Grunde liegenden UG besteht.

Alle Fiktivgebiete sind so konzipiert, dass sich das (letzte) KRH am Gebietsauslass befindet.

### **Begriffe und Größen:**

- **Spezifisches Volumen (spezVol):** Volumen aller KRH im Einzugsgebiet [1000 m<sup>3</sup>] dividiert durch Größe des Einzugsgebietes [km<sup>2</sup>]. Maß:: mm = l/m<sup>2</sup>
- **Drosselöffnungen:** ungesteuerten Drosselöffnungen geplant, als quadratische Öffnung mit Abfluss als Grundstrahl simuliert.  
Größe: als Durchmesser Nennweite (DN) in mm angegeben, Berücksichtigung unterschiedlicher Größen in 50 mm-Schritten zwischen DN 200 mm und DN 2000 mm.  
jeweilige Mindest-Drosselöffnung nach Ausuferungsabfluss:
  - Blies: 1,5 m<sup>3</sup>/s für die Fläche von 8,45 km<sup>2</sup>, bzw. 0,18 m<sup>3</sup>/s pro km<sup>2</sup>
  - Thalfang: 1,12 m<sup>3</sup>/s für die Fläche von 17 km<sup>2</sup>, bzw. 0,07 m<sup>3</sup>/s pro km<sup>2</sup>
 Es wurden Drosselöffnungen berücksichtigt, die mm liegen.
- **Einstauhöhe:** Festlegung über Eckwerte gem. Tab.1 bei einem Teil der Systeme, bes. im UG Blies. Einstauhöhen zwischen den Eckwerten wurden interpoliert/geschätzt. In den Systemen, deren Einstauhöhen nach der Eckwertetabelle bestimmt wurden, haben KRH mit vergleichbaren Volumina auch vergleichbare Einstauhöhen  
Die Systeme auf Grundlage UG Thalfang wurden z.T. bewusst mit anderen Verhältnissen Einstauhöhe zu Beckenvolumen simuliert, um die Wirkung der KRH bei besonders hohen, steilen oder flachen KRH zu untersuchen.  
Vergleichsrechnungen ergaben, dass unterschiedliche Einstauhöhen mit einer Differenz von 10 cm bei gleichem Beckeninhalte zu sehr ähnlichen maximalen Abflüssen führen (Differenz: max. 0,15m<sup>3</sup>/s). In einigen Fällen wurde zur Vereinfachung der Berechnung die gleiche maximale Einstauhöhe für verschiedene Beckenvolumina gewählt. Mögliche Abweichungen dadurch liegen in einem Größenbereich, der weder die Vergleichbarkeit, noch die Aussage der Simulation beeinträchtigen.

- **Beckeninhaltskennlinie:** differenzierte Volumenbestimmung für die Simulation: das Becken wird in bis zu 20 horizontale Lamellen aufgeteilt, für die jeweils das Volumen bestimmt wird. Die Beckeninhaltslinie ergibt sich durch fortlaufende Summation der Speicherinhalte zwischen zwei Höhenpunkten. Die exakte Methode zur Bestimmung der Beckeninhaltslinie ist eine terrestrische Vermessung. Diese recht aufwendige Methode wurde für die fünf geplanten KRH im den Untersuchungsgebieten durchgeführt (KREITER 2005). Analysen der Beckeninhaltskennlinien des Untersuchungsgebietes Blies zeigen einen exponentiellen Verlauf der Beckeninhaltskennlinien, die versucht wurde durch einen Algorithmus nachzubilden. Eine Überprüfung von Algorithmen für alle vier Niederschlagsereignisse ergab, dass folgende Formel zu brauchbaren Ergebnissen führt:

$$V_i = V_{\max}/h_{\max}^3 * h_i^3$$

Mit nach dieser Formel berechneten Beckeninhaltskennlinien wurden Abflussganglinien des UG Blies nachgerechnet. Ein Vergleich der Abflussganglinien mit gemessenen und nach o.g. Formel berechneten Kennlinien ergab eine gute Übereinstimmung ( $R^2 > 0,9$ ).

Alle Beckeninhaltskennlinien der Fiktivsysteme wurden mit der o.g. Formel berechnet.

- **Parameter:** für Landabfluss (.LND), und Niederschlagsereignisse (.RGN) aus Realsystem, entsprechend angepasst

Volumen KRH [m <sup>3</sup> ]	maximale Einstauhöhe [m]
1000	1
5000	1,5
8450	1,8
10.000	2
16.900	2,2
25.000	2,5
33.800	2,7
50.000	2,8

Tab. 1: Eckwerte zur Bestimmung der Einstauhöhe der KRH

## Abkürzungen

SpezVol [mm] : spezifisches Volumen (Bezug: Gesamtfläche)

r: Anordnung in Reihe (hintereinander)

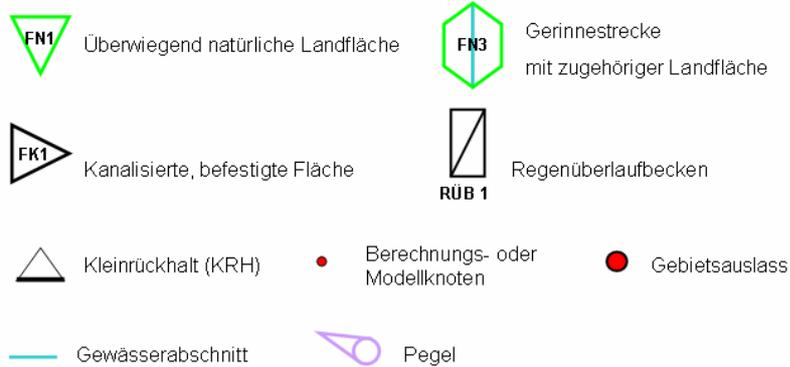
p: parallele Anordnung

u: unterschiedliche Größe

v: verteilte Anordnung (weder Reihe noch parallel)

**fett:** Drosseloptimierung

**Legende Fließdiagramme**

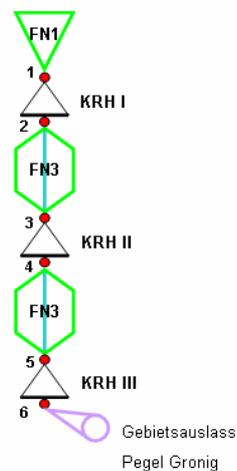


**Fiktivsysteme auf Basis UG Blies**

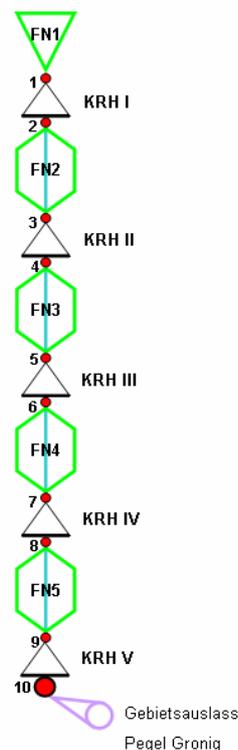
<b>1KRHB</b>	
Berechnung für spezVol 2 – 8 mm	
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km <sup>2</sup>
KRH I:	2/16.900 / 2,2
spezVol [mm]/Vol. [m <sup>3</sup> ] /	3/25.350 / 2,5
Einstauhöhe h [m] nach	4/33.800 / 2,7
Eckwertetabelle	5/42.250 / 2,7
	6/50.700 / 2,8
	7/59.150 / 2,8
	8/67.600 / 2,9
Drosselöffnung [DN mm]:	1000
Simulation mit 5 gleichen Teilgebieten ohne KRH, damit bei allen Systemen der gleiche maximale Abfluss ohne KRH berechnet wird. Abweichung gegenüber einer Fläche: einige Zehntel m <sup>3</sup> /s	

<b>2KRHp</b>	
Fläche Einzugsgebiet:	5,5 km <sup>2</sup>
2 KRH nebeneinander spezVol: 4, 5 und 6 mm	
KRH:	<b>mm</b> <b>KRH [m<sup>3</sup>]</b> <b>h [m]</b>
spezVol [mm] /	<b>4</b> 10.000    2
Vol. [m <sup>3</sup> ] /	12.000    2
Einstauhöhe h [m]	<b>5</b> 12.500    2
nach Eckwertetabelle	15.000    2,2
	<b>6</b> 15.000    2
	18.000    2,2

<b>3KRHB</b>	
3 identische KRH hintereinander, alle FN gleich groß. Berechnung für spezVol 1 bis 20 mm	
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km <sup>2</sup>
KRH:	1/2.817 / 1,3
spezVol [mm]/	2/5.633 / 1,6
Vol. [m <sup>3</sup> ] /	3/8.450 / 1,8
Einstauhöhe h [m]	4/11.247 / 2,0
nach Eckwertetabelle	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



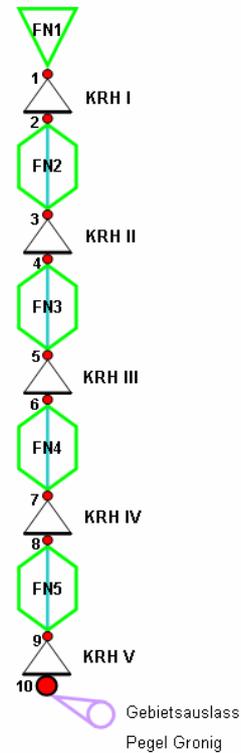
<b>5KRHr</b>	
Fünf identische KRH hintereinander, alle FN gleich groß. Berechnung für spezVol 3 bis 20 mm	
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km <sup>2</sup>
KRH:	3/5.070 / 1,5
spezVol [mm]/	4/6.760 / 1,7
Vol. [m <sup>3</sup> ] /	5/8.450 / 1,8
Einstauhöhe h [m]	6/10.140 / 2,0
nach Eckwertetabelle	8/13.520 / 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;



<b>8KRHr</b>	
8 identische KRH hintereinander, alle FN gleich groß. Berechnung für spezVol 1 bis 20 mm	
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km <sup>2</sup>
KRH: spezVol [mm] Vol. [m <sup>3</sup> ] Einstauhöhe h [m] nach Eckwertetabelle	1/1.065 / 1,3 2/2.123 / 1,3 3/3.169 / 1,3 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;

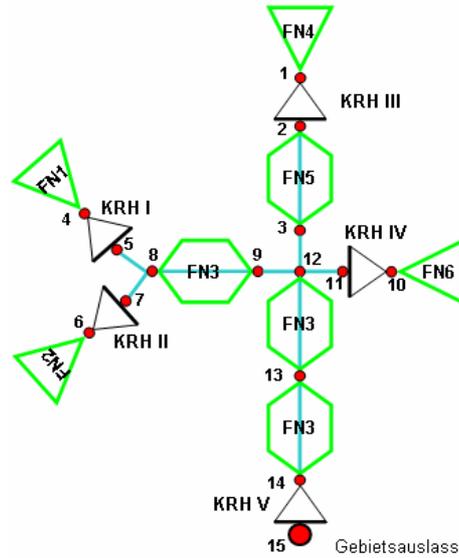
<b>4KRHvu</b>	
Fläche Einzugsgebiet:	15,5 km <sup>2</sup>
4 KRH unterschiedlicher Größe	
Größe Teilflächen [km <sup>2</sup> ]:	FN1: 3 FN2: 1 FN3: 5 FN4: 1,5 FN5: 4 FN6: 1
spezVol <b>3,5</b> mm KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m] nach Eckwertetabelle :	I: 13.000 / 2 II: 17.000 / 2,2 III: 15.000 / 2,2 IV: 9.000 / 2
spezVol <b>6</b> mm KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m] nach Eckwertetabelle:	I: 20.000 / 2,4 II: 25.000 / 2,5 III: 30.000 / 2,6 IV: 18.000 / 2,2
spezVol <b>7,5</b> mm KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m] nach Eckwertetabelle:	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

<b>5KRHru</b>			
Fläche Einzugsgebiet:	8,45 km <sup>2</sup>		
5 KRH hintereinander, unterschiedliche Größen, zum Gebietsauslass hin zunehmende Volumina: 10, 15, 20, 25, 30 % des Gesamtvolumens. Alle FN gleich groß			
KRH:	<b>mm</b>	<b>KRH [m<sup>3</sup>]</b>	<b>h [m]</b>
spezVol [mm] /	<b>5</b>	4225	1,5
Vol. [m <sup>3</sup> ] /		6338	1,7
Einstauhöhe h [m]		8450	1,8
nach Eckwertetabelle		10562	2
		12675	2,2
	<b>8</b>	6760	1,8
		10140	2
		13520	2,1
		16900	2,2
		20280	2,3
	<b>10</b>	8450	1,8
		12675	2,2
		1690	2,2
		21125	2,4
		25350	2,5
	<b>13</b>	10985	2
		16478	2,2
		21970	2,4
		27462	2,5
		32955	2,5
	<b>15</b>	12675	2,2
		19013	2,4
		24350	2,5
		31684	2,6
		38025	2,7
Drosselöffnungen [DN mm]:	450; 600; 700; 800; 850;		



<b>5KRHvu</b>																										
<p>5 unterschiedliche KRH, unregelmäßig im Gebiet angeordnet, verschieden große Einzugsgebiete. Fließschema für alle Systeme gleich.</p>																										
<p>KRHvu11: 4 mm KRHvu7: 6,1 mm Vol. [m³] / Einstauhöhe h [m]:</p>																										
<p>I: 6000/1,6 II: 4000/1,5 III : 8000/1,8 IV: 8000/1,8 V: 18.000/2,2</p>																										
<p><b>5KRHvu11:</b> Fläche 11 km², spezVol: 4 mm</p>																										
<p>FN-Fläche [km²]</p>	<p>FN1: 1,5 FN2: 1 FN3: 0,5 FN4: 2 FN5: 2 FN6: 2 FN7: 1,5 FN8: 0,5</p>																									
<p><b>5KRHvu7:</b> Fläche 7,2 km², spezVol: <b>3,5; 6,1 u. 8 mm</b> 6,1 mm: KRH s. oben</p>																										
<p>FN-Fläche [km²]</p>	<p>FN1: 1,15 FN2: 0,8 FN3: 0,4 FN4: 1,5 FN5: 1,5 FN6: 1,2 FN7: 0,4 FN8: 0,25</p>																									
<p>KRH: spezVol[mm] Volumen [m³] Einstauhöhe [m] nach Eckwertetabelle</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>mm</th> <th>Vol [m³]</th> <th>h[m]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="5"><b>3,5</b></td> <td>3.460</td> <td>1,4</td> </tr> <tr> <td>2.300</td> <td>1,4</td> </tr> <tr> <td>4.600</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>4.600</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>10.390</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td rowspan="5"><b>8</b></td> <td>9.200</td> <td>1,8</td> </tr> <tr> <td>6.180</td> <td>1,6</td> </tr> <tr> <td>12.260</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>12.260</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>27.700</td> <td>2,6</td> </tr> </tbody> </table>	mm	Vol [m³]	h[m]	<b>3,5</b>	3.460	1,4	2.300	1,4	4.600	1,5	4.600	1,5	10.390	2	<b>8</b>	9.200	1,8	6.180	1,6	12.260	2	12.260	2	27.700	2,6
mm	Vol [m³]	h[m]																								
<b>3,5</b>	3.460	1,4																								
	2.300	1,4																								
	4.600	1,5																								
	4.600	1,5																								
	10.390	2																								
<b>8</b>	9.200	1,8																								
	6.180	1,6																								
	12.260	2																								
	12.260	2																								
	27.700	2,6																								
<p><b>5KRHvu8 und 5KRHvu20:</b></p> <p><b>nächste Seite</b></p>																										

<b>Fortsetzung</b>			
<b>5KRHvu8:</b> Fläche: 8,45 km <sup>2</sup> , spezVol <b>5,2 mm</b> (KRH: s.oben) und <b>3 mm</b>			
FN-Fläche [km <sup>2</sup> ]	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:	<b>mm</b>	<b>Vol [m<sup>3</sup>]</b>	<b>h[m]</b>
spezVol[mm]			
Volumen [m <sup>3</sup> ]	3	3.450	1,4
Einstauhöhe [m]		2.400	1,4
nach Eckwertetabelle		4.500	1,5
		4.500	1,5
		10.500	2
<b>5KRHvu20:</b> Fläche: 20 km <sup>2</sup> spezVol: <b>4, 5 und 6 mm</b>			
FN-Fläche [km <sup>2</sup> ]	FN1: 2,5 FN2: 3 FN3: 1 FN4: 4 FN5: 1 FN6: 5 FN7: 1 FN8: 2,5		
KRH:	<b>mm</b>	<b>Vol [m<sup>3</sup>]</b>	<b>h[m]</b>
spezVol[mm]			
Volumen [m <sup>3</sup> ]	<b>4</b>	10.000	2
Einstauhöhe [m]		12.000	2
		16.000	2,2
		20.000	2,4
		22.000	2,4
	<b>5</b>	12.500	2
		15.000	2,2
		20.000	2,4
		25.000	2,5
		27.500	2,6
	<b>6</b>	15.000	2,2
		18.000	2,2
		24.000	2,4
		30.000	2,6
		33.000	2,7

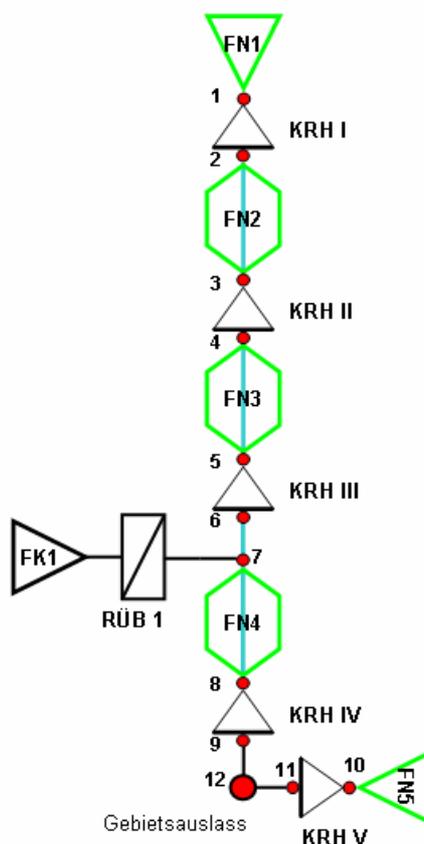


**Fiktivsysteme auf Basis UG Thalfang**

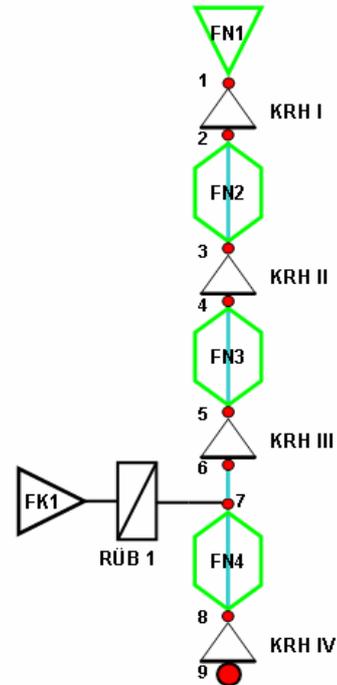
<b>1KRHT</b>	
Fläche Einzugsgebiet:	17,0 km <sup>2</sup>
1 KRH, Einstauhöhe nach Eckwertetabelle	
spezVol 1 mm: Volumen / Einstauhöhe	17.000 m <sup>3</sup> / 2,2 m
spezVol 2 mm: Volumen / Einstauhöhe	34.000 m <sup>3</sup> / 2,4 m
spezVol 3 mm: Volumen / Einstauhöhe	50.700 m <sup>3</sup> / 2,8 m
spezVol 4,4 mm: Volumen / Einstauhöhe	74.800 m <sup>3</sup> / 3 m
Drosselöffnung:	DN 750 mm
Simulation mit 5 gleichen Teilgebieten ohne KRH, damit bei allen Systemen der gleiche maximale Abfluss ohne KRH berechnet wird. Abweichung gegenüber einer Fläche: einige Zehntel m <sup>3</sup> /s	

<b>3KRHT</b>	
3 unterschiedliche KRH, 3 verschieden große FN	
Fläche Einzugsgebiet:	17,0 km <sup>2</sup>
FN [km <sup>2</sup> ]	1: 6 2: 4 3: 7
spez. Vol. 2 mm; KRH: Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe [m] (kleiner als Eckwertetabelle)	I: 8.000 / 1,6 II: 23.000 / 2 III: 3.000 / 1,6
spez Vol 4 mm; KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m] (nach Eckwertetabelle)	I: 18.000 / 2,2 II: 28.000 / 2,6 III: 22.000 / 2,4
spez Vol 6 mm; KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m]:	I: 21.000 / 2 II: 46.000 / 2,6 III: 35.000 / 2,4
spez Vol 8 mm; KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m]:	I: 45.300 / 2,8 II: 46.000 / 2,6 III: 45.300 / 2,8
Drösselöffnungen [DN mm]	500; 600; 750

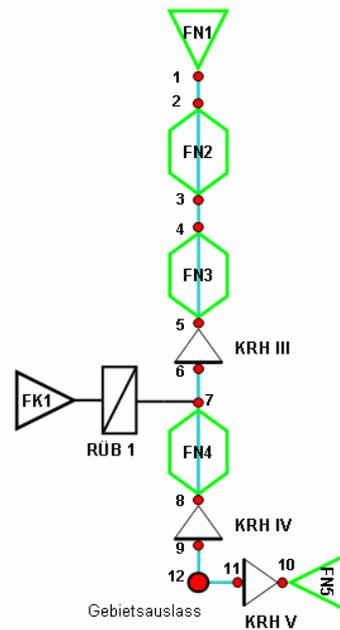
<b>ThalKRH / ThalKRHR</b>	
<p>Wie UG Thalfang bis Kn 12 (letztes KRH), 5 KRH unterschiedlicher Größe            Teilflächen: unverändert UG Thalfang, FN 6 nicht berücksichtigt            Berechnungsvarianten mit FK1/RÜB (ThalKRHR) und ohne FK1/RÜB (ThalKRH)            KRH: wie im UG Thalfang, nur Volumen und Einstauhöhe variiert.            Einstauhöhen und Beckenvolumina: zufällig            Basisabfluss: nach Faustwert 10 l/km<sup>2</sup>.            Angabe spezVol: mit FK1, RÜB / ohne FK1, RÜB</p>	
Fläche Einzugsgebiet:	15,4 km <sup>2</sup>
DN [mm]:	250; 400; 500; 700; 350
Größe Teilflächen [km <sup>2</sup> ]:	FN1: 1 FN2: 2,1 FN3: 2,4 FN4: 6,8 FN5: 2,3 FK1: 0,8
spezVol <b>1,4 / 1,5</b> mm; KRH: Vol. [m <sup>3</sup> ] / Einstauhöhe h [m]	I: 3000 / 1,2 II: 3000 / 1,4 III: 5900 / 1,6 IV: 5.000 / 1,8 V: 5.000 m <sup>3</sup> / 1,8
spezVol <b>3,3 / 3,5</b> mm; KRH: Vol. [m <sup>3</sup> ] / 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
spezVol <b>4,7 / 4,9</b> mm; KRH: Vol. [m <sup>3</sup> ] / 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
spezVol <b>5 / 5,2</b> mm KRH: Vol. [m <sup>3</sup> ] / 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
spezVol <b>6,2 / 6,5</b> mm; KRH: Vol. [m <sup>3</sup> ] / 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
spezVol <b>7 / 7,4</b> mm; KRH: Vol. [m <sup>3</sup> ] / 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
spezVol <b>8,1 / 8,5</b> mm; KRH: Vol. [m <sup>3</sup> ] / 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



<b>4KRHT / 4KRHTR</b>	
wie ThalKRH, nur bis Knoten 9/KRHIV Berechnungsvarianten ohne und mit FK1/RÜB. KRH wie ThalKRH bzw. ThalKRHR spezVol ohne FK1, RÜB / mit FK1, RÜB	
Fläche Einzugsgebiet:	12,3 km <sup>2</sup>
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 spezVol	
spezVol [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



<b>3KRHThal</b>	
wie ThalKRH, ohne KRH I und II Einstauhöhe nicht nach Eckwerteta- belle	
Fläche:	15,4 km <sup>2</sup>
Größe Teilflächen [km <sup>2</sup> ]:	FN1: 1 FN2: 2,1 FN3: 2,4 FN4: 6,8 FN5: 2,3
spez Vol 4,5 mm KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m]:	III: 30.000 / 2,6 IV: 34.300 / 3 V: 5.000 / 2
spez Vol 6,2 mm KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m]:	III: 33.000 / 2,6 IV: 46.300 / 3 V: 15.800 / 2

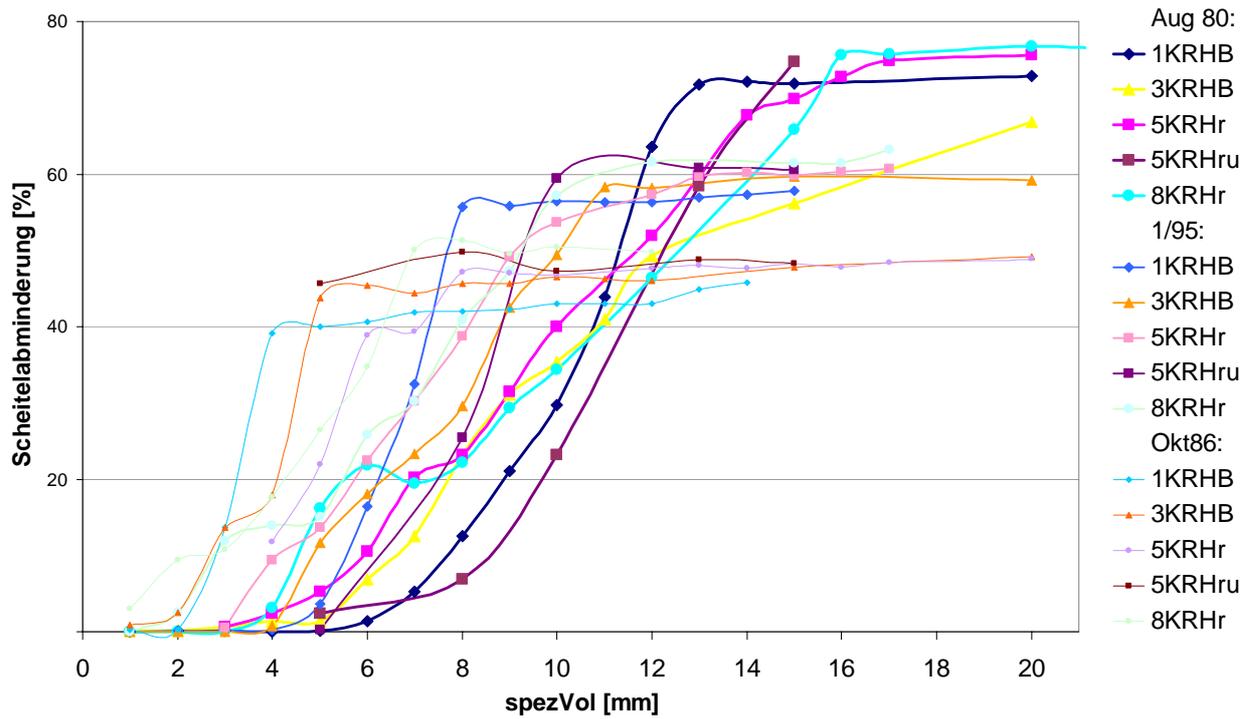


<b>2KRHThal</b>	
wie ThalKRH, ohne KRH I, II und V Einstauhöhe nicht nach Eckwertetabelle	
Fläche Einzugsgebiet:	12,3 km <sup>2</sup>
Größe Teilflächen [km <sup>2</sup> ]	FN1: 1 FN2: 2,1 FN3: 2,4 FN4: 6,8
spezVol 5,2 mm KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m]:	III: 30.000 / 2,6 IV: 34.300 / 3
spezVol 6,4 mm KRH Vol. [m <sup>3</sup> ]/ Einstauhöhe h [m]:	III: 33.000 / 2,6 IV: 46.300 / 3

## Anhang 4

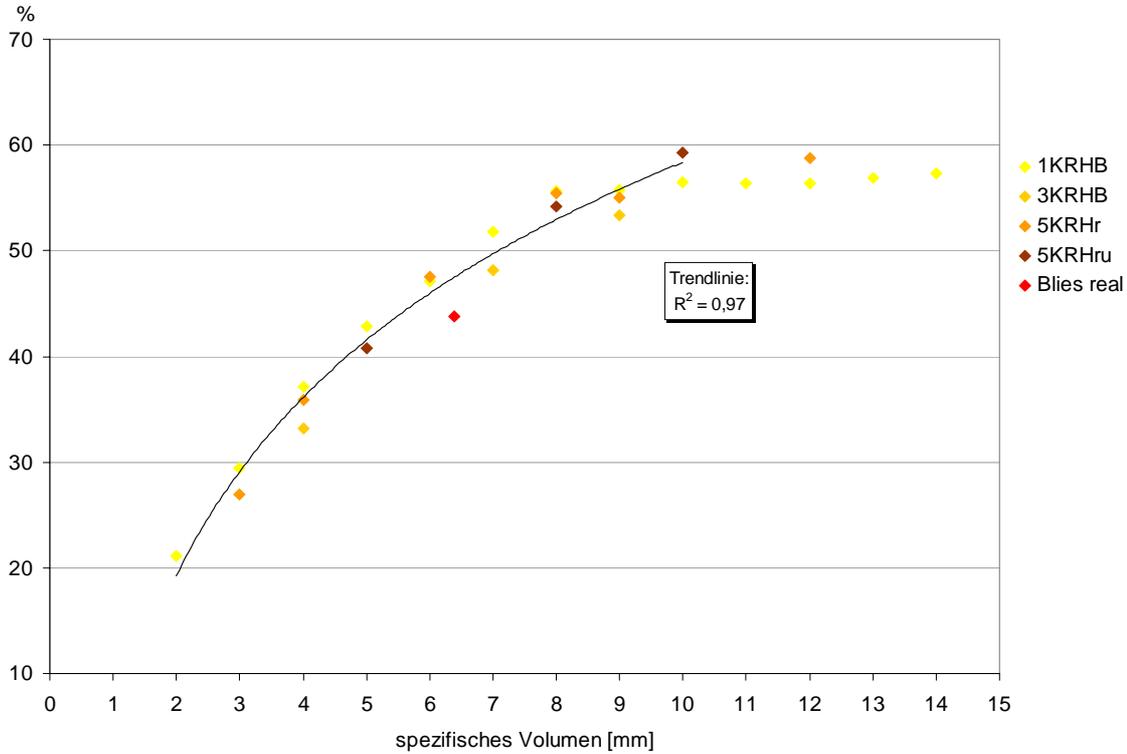
### 1. Prozentuale Scheitelabminderungen 8/80

Fiktivsysteme Blies, nicht drosseloptimiert:



## 2. Prozentuale Scheitelabminderungen 1/95

Fiktivsysteme Blies, drosseloptimiert:



## Anhang 5

### ***Sensitivitätsanalyse***

Alle Berechnungen der Real- wie Fiktivsysteme wurden mit homogenen Gebietseigenschaften, d.h. identischen Gebietsparametern der Teileinzugsgebiete durchgeführt. Diese Gebietsparameter stehen für den Gebietsdurchschnitt der jeweiligen UGs. Da aber in der Natur keine zwei Teileinzugsgebiete identisch sind, wurde untersucht, wie sich unterschiedliche Gebietsparameter einzelner Teileinzugsgebiete auf die Scheitelabminderung durch KRH auswirken.

Dafür wurden bei sieben Systemen die Werte der Parameter für Landnutzung, Abflussbildung und -konzentration um bis zu 15 % in verschiedenen Varianten zufällig verändert. Mit diesen veränderten Gebietsdaten wurden auf 8/80 drosseloptimierte Systeme simuliert und Scheitelabminderungen im Vergleich zum Zustand ohne KRH berechnet.

Die geänderten Gebietseigenschaften und die damit prognostizierten Abflussspitzen sind im Folgenden dargestellt. Die Parameter der homogenen Gebiete sind in den Tabellen direkt unter den Parameterbezeichnungen aufgeführt. In den Tabellen sind nur die jeweils veränderten Werte aufgetragen. Die Ergebnisse sind im Abschnitt 5.3 analysiert.

## 1. Obere Blies

Realsystem: spezVol 6,4 mm, Scheitelabminderung: 48 %

### Variante 1.a

	CNII	n1	K1	n2	K2
<b>FN</b>	<b>79</b>	<b>2</b>	<b>1,25</b>	<b>2,5</b>	<b>8</b>
1	70				
2	70				
3			1,15		7
4			1		6
5	73				
6	73				
7			1,05		7,5
<b>Q<sub>max</sub> ohne KRH: 11,6 m<sup>3</sup>/s</b>					
<b>Q<sub>max</sub>: 6,0 m<sup>3</sup>/s = - 48 %</b>					

### Variante 1.b

	CNII	n1	K1	n2	K2
<b>FN</b>	<b>79</b>	<b>2</b>	<b>1,25</b>	<b>2,5</b>	<b>8</b>
1			1,4		9
2			1,3		8,5
3	73				
4	73				
5			1,15		8,8
6			1,15		8,8
7			1,35		9
<b>Q<sub>max</sub> ohne KRH: 10,6 m<sup>3</sup>/s</b>					
<b>Q<sub>max</sub>: 5,3 m<sup>3</sup>/s = - 50%</b>					

### Variante 1.c

	CNII	n1	K1	n2	K2
<b>FN</b>	<b>79</b>	<b>2</b>	<b>1,25</b>	<b>2,5</b>	<b>8</b>
1	84				
2	84				
3		1,7		2,13	
4		1,7		2,2	
5	73				
6	73				
7			1,1	2,1	
<b>Q<sub>max</sub> ohne KRH: 12,1 m<sup>3</sup>/s</b>					
<b>Q<sub>max</sub>: 6,5 m<sup>3</sup>/s = - 46 %</b>					

### Variante 1.d

	CNII	n1	K1	n2	K2
<b>FN</b>	<b>79</b>	<b>2</b>	<b>1,25</b>	<b>2,5</b>	<b>8</b>
1		2,3	1,35		
2		2,3	1,4		
3			1,4		9
4			1,4		8,5
5	71				
6	71				
7	71		1,4	2,8	
<b>Q<sub>max</sub> ohne KRH: 10,2 m<sup>3</sup>/s</b>					
<b>Q<sub>max</sub>: 5,3 m<sup>3</sup>/s = - 48 %</b>					

### Ergebnis:

Scheitelabminderung inhomogene Gebiete: 46 – 50 % = maximal 2 Prozentpunkte Abweichung im Vergleich zum homogenen Gebiet

## 2. Thalfanger Bach

Verschiedene Systeme mit unterschiedlichen spezVol.:

**A:** UG Thalfang,, spezVol 3 mm

**B:** 4KRHTR spezVol 3 mm

**C:** ThalKRH, spezVol 6,2 mm

**D:** 4KRHTR, spezVol 6 mm

**E:** 4KRHT, spezVol 6,4 mm, ohne RÜB

**F:** ThalKRH, spezVol 6,5 mm, ohne RÜB

Gebietsparameter: fünf Varianten a - e

### Variante 2.a

	CNII	n1	K1	n2	K2
FN	78	2,25	2,35	2,08	12,606
1			3,45		13,9
2			2,47		13,24
3	70				
4			2,23		12,0
5			2,12		11,3
<b>A:</b> $Q_{\max}: 4,9 \text{ m}^3/\text{s} = - 20 \%$ <b>B:</b> $Q_{\max}: 4,2 \text{ m}^3/\text{s} = - 25 \%$ <b>C:</b> $Q_{\max}: 3 \text{ m}^3/\text{s} = - 46 \%$ <b>D:</b> $Q_{\max}: 3,5 \text{ m}^3/\text{s} = - 43 \%$ <b>E:</b> $Q_{\max}: 3,3 \text{ m}^3/\text{s} = - 35 \%$ <b>F:</b> $Q_{\max}: 2,7 \text{ m}^3/\text{s} = - 36 \%$					

### Variante 2.b

	CNII	n1	K1	n2	K2
FN	78	2,25	2,35	2,08	12,606
1			3,74		14,5
2			2,6		13,906
3	73				
4			2,12		11,406
5			2		10,706
<b>A:</b> $Q_{\max}: 4,8 \text{ m}^3/\text{s} = - 20 \%$ <b>B:</b> $Q_{\max}: 4,1 \text{ m}^3/\text{s} = - 25 \%$ <b>C:</b> $Q_{\max}: 2,9 \text{ m}^3/\text{s} = - 46 \%$ <b>D:</b> $Q_{\max}: 3,5 \text{ m}^3/\text{s} = - 42 \%$ <b>E:</b> $Q_{\max}: 3,2 \text{ m}^3/\text{s} = - 36 \%$ <b>F:</b> $Q_{\max}: 2,7 \text{ m}^3/\text{s} = - 36 \%$					

### Variante 2.c

	CNII	n1	K1	n2	K2
FN	78	2,25	2,35	2,08	12,606
1	70				
2	73				
3			2,65		13,906
4			2,5		13,236
5	84		2,55		13,236
<b>A:</b> $Q_{\max}: 4,9 \text{ m}^3/\text{s} = - 19 \%$ <b>B:</b> $Q_{\max}: 4,1 \text{ m}^3/\text{s} = - 24 \%$ <b>C:</b> $Q_{\max}: 2,9 \text{ m}^3/\text{s} = - 45 \%$ <b>D:</b> $Q_{\max}: 3,5 \text{ m}^3/\text{s} = - 42 \%$ <b>E:</b> $Q_{\max}: 3,3 \text{ m}^3/\text{s} = - 33 \%$ <b>F:</b> $Q_{\max}: 2,6 \text{ m}^3/\text{s} = - 35 \%$					

### Variante 2.d

	CNII	n1	K1	n2	K2
FN	78	2,25	2,35	2,08	12,606
1					
2	73	2	2,7	2	14,506
3			2,25	2,58	
4	73				
5			2,55		14,606
<b>A:</b> $Q_{\max}: 4,3 \text{ m}^3/\text{s} = - 20 \%$ <b>B:</b> $Q_{\max}: 3,7 \text{ m}^3/\text{s} = - 25 \%$ <b>C:</b> $Q_{\max}: 2,6 \text{ m}^3/\text{s} = - 47 \%$ <b>D:</b> $Q_{\max}: 3,1 \text{ m}^3/\text{s} = - 43 \%$ <b>E:</b> $Q_{\max}: 2,8 \text{ m}^3/\text{s} = - 36 \%$ <b>F:</b> $Q_{\max}: 2,3 \text{ m}^3/\text{s} = - 36 \%$					

## Variante 2.e

	CNII	n1	K1	n2	K2
<b>FN</b>	<b>78</b>	<b>2,25</b>	<b>2,35</b>	<b>2,08</b>	<b>12,606</b>
1	75	2	2	1,88	10,606
2		2,1	2,1	1,98	11,606
3	70				
4		2	2,75		14,506
5	73		2		12,000
<b>A: <math>Q_{\max}</math>: 4,6 m<sup>3</sup>/s = - 21 %</b> <b>B: <math>Q_{\max}</math>: 4 m<sup>3</sup>/s = - 25 %</b> <b>C: <math>Q_{\max}</math>: 2,7 m<sup>3</sup>/s = - 50%</b> <b>D: <math>Q_{\max}</math>: 3,2 m<sup>3</sup>/s = - 46 %</b> <b>E: <math>Q_{\max}</math>: 3 m<sup>3</sup>/s = - 38 %</b> <b>F: <math>Q_{\max}</math>: 2,5 m<sup>3</sup>/s = - 39 %</b>					

## Zusammenstellung der Ergebnisse:

	System	Scheitelabminderung homogenes Gebiet	Scheitelabminderungen inhomogenes Gebiet	Differenzen %
<b>A</b>	<b>UG Thalfang</b>	21 %	19 - 21 %	0 bis +2
<b>B</b>	<b>4KRHTR</b>	25 %	24 - 25 %	+1
<b>C</b>	<b>4KRHTR</b>	42 %	46 - 50 %	+4 bis +8
<b>D</b>	<b>ThalKRHR</b>	39 %	43 - 46 %	+4 bis +7
<b>E</b>	<b>4KRHT</b>	39 %	35 - 39 %	-4 bis 0
<b>F</b>	<b>ThalKRH</b>	38 %	33 - 38 %	-5 bis 0

## Anhang 6

### ***Wirkung unterhalb des letzten KRH***

Gebietsbeschreibungen der fiktiven Teileinzugsgebiete unterhalb des Untersuchungsgebietes Thalfanger Bach. Untersuchung der Entwicklung einer Hochwasserwelle über mittlere Entfernungen (5.4.2)

Variante	Teileinzugsgebiete [km <sup>2</sup> ]	Gesamtfläche unterhalb	Gebietseigenschaften Parameter												
<b>x2</b>	FN 6 : 1 FN 7 : 2,1 FN 8 : 2,4 FN 9 : 6,8 FN 10: 2,3 FN 11: 1,6	16,2 km <sup>2</sup>	CNII: 78 β: 0,163 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,35 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 12,606												
<b>x22</b>	FN 6 : 2 FN 7 : 4,2 FN 8 : 4,8 FN 9 : 17,6 FN 10: 4,6 FN 11: 3,2	32,4 km <sup>2</sup>	CNII: 78 β: 0,163 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,35 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 12,606												
<b>x21</b>	FN 6 : 2 FN 7 : 4,2 FN 8 : 4,8 FN 9 : 17,6 FN 10: 4,6 FN 11: 3,2	32,4 km <sup>2</sup>	<table border="0"> <tr> <td>alle:</td> <td>β: 0,163</td> </tr> <tr> <td>FN 6 u. 7:</td> <td>CNII: 73 n<sub>1</sub>: 2,25; K<sub>1</sub>: 2,35 n<sub>2</sub>: 2,08; K<sub>2</sub>: 12,606</td> </tr> <tr> <td>FN 8:</td> <td>CNII: 78 n<sub>1</sub>: 2,25; K<sub>1</sub>: 2,0 n<sub>2</sub>: 2,08; K<sub>2</sub>: 10,0</td> </tr> <tr> <td>FN 9:</td> <td>CNII: 78 n<sub>1</sub>: 2,25; K<sub>1</sub>: 2,0 n<sub>2</sub>: 2,08; K<sub>2</sub>: 14,0</td> </tr> <tr> <td>FN10:</td> <td>CNII: 71 n<sub>1</sub>: 2,6; K<sub>1</sub>: 2,35 n<sub>2</sub>: 2,08; K<sub>2</sub>: 11,0</td> </tr> <tr> <td>FN11:</td> <td>CNII: 70 n<sub>1</sub>: 2,25; K<sub>1</sub>: 2,35 n<sub>2</sub>: 2,08; K<sub>2</sub>: 12,606</td> </tr> </table>	alle:	β: 0,163	FN 6 u. 7:	CNII: 73 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,35 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 12,606	FN 8:	CNII: 78 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,0 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 10,0	FN 9:	CNII: 78 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,0 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 14,0	FN10:	CNII: 71 n <sub>1</sub> : 2,6; K <sub>1</sub> : 2,35 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 11,0	FN11:	CNII: 70 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,35 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 12,606
alle:	β: 0,163														
FN 6 u. 7:	CNII: 73 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,35 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 12,606														
FN 8:	CNII: 78 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,0 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 10,0														
FN 9:	CNII: 78 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,0 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 14,0														
FN10:	CNII: 71 n <sub>1</sub> : 2,6; K <sub>1</sub> : 2,35 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 11,0														
FN11:	CNII: 70 n <sub>1</sub> : 2,25; K <sub>1</sub> : 2,35 n <sub>2</sub> : 2,08; K <sub>2</sub> : 12,606														
<b>x3</b>	FN 6 : 3 FN 7 : 2,2 FN 8 : 6,8 FN 9 : 10,6 FN 10: 3,6 FN 11: 3,8	30 km <sup>2</sup>	CNII: 78 β: 0,163 n <sub>1</sub> : 2,25, K <sub>1</sub> : 2,35 n <sub>2</sub> : 2,08, K <sub>2</sub> : 12,606												



# Erklärung zur Diplomarbeit

Hiermit erkläre ich, dass ich die Diplomarbeit selbständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt und die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken als solche kenntliche gemacht habe.

Die Diplomarbeit habe ich in keinem anderen Prüfungsamt in gleicher oder vergleichbarer Form vorgelegt.

Sie wurde bisher auch nicht veröffentlicht.

Trier, 3. Januar 2006