



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DARMSTADT

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Fachgebiet Ingenieurhydrologie  
und Wasserbewirtschaftung

**Ermittlung der Retentionspotentiale  
im Einzugsgebiet der Mümling  
unter Verwendung hydraulischer Verfahren**

Diplomarbeit  
von  
Felix Froehlich  
Matr.-Nr.: 58 50 75

September 2005

Betreut von  
Prof. Dr.-Ing. M. W. Ostrowski  
Dipl.-Ing. C. Hübner  
Dipl.-Ing. A. Winterscheid

## **Erklärung zur Diplomarbeit gemäß § 19 Abs. 6 DPO/AT**

Hiermit versichere ich, die vorliegende Diplomarbeit ohne Hilfe Dritter nur mit den angegebenen Quellen und Hilfsmitteln angefertigt zu haben. Alle Stellen, die aus den Quellen entnommen wurden, sind als solche kenntlich gemacht worden. Diese Arbeit hat in gleicher oder ähnlicher Form noch keiner Prüfungsbehörde vorgelegen.

Darmstadt, den 05.09.2005



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DARMSTADT

**Institut für Wasserbau  
und Wasserwirtschaft**

**Prof. Dr.-Ing. M.W. Ostrowski**

Fachgebiet Ingenieurhydrologie und  
Wasserbewirtschaftung

Petersenstraße 13  
64287 Darmstadt

Telefon (06151) 16 - 21 43

Telefax (06151) 16 - 32 43

Internet <http://www.ihwb.tu-darmstadt.de>

## **Diplomarbeit für Herrn cand.-ing. Felix Fröhlich**

*Ermittlung der Retentionspotentiale im Einzugsgebiet der Mümling  
unter Verwendung hydraulischer Verfahren*

### **Veranlassung**

Die Ereignisse im Einzugsgebiet der Elbe im September 2002 haben gezeigt, dass nicht nur an großen Flüssen erhebliche Schäden durch Hochwasser verursacht werden können, auch mittlere und kleine Flüsse mit ihren Einzugsgebieten waren ähnlich stark betroffen. In dem hier betrachteten Einzugsgebiet der Mümling verursachten Starkniederschläge in den Jahren 1995, 1998, 1999 und 2002 Schäden in Ortslagen und Gewerbegebieten bis zu 6,5 Mio. €.

Durch technische und natürliche Hochwasserschutzmaßnahmen können Höhe und Dauer von Hochwasserwellen beeinflusst werden. Wasserrückhaltung durch Renaturierung und kleine Rückhalteräume mit einer einfachen Drossel haben im Vergleich zu gesteuerten Hochwasserrückhaltebecken nur begrenzt Einfluss auf den Hochwasserscheitel im wasserwirtschaftlichen System, zeichnen sich aber durch wesentlich geringere Betriebskosten aus. Der Hessische Rechnungshof stellt fest, dass Wasserverbände mit technischen Hochwasserschutzanlagen mit Folgekosten stärker belastet sind als Verbände mit naturnaher Wasserrückhaltung.

Bei der Planung von Hochwasserschutzmaßnahmen muss daher gezielt untersucht werden, welches Hochwasserschutzkonzept unter Beachtung des Hochwasserschutzgrades, der Investition- und Betriebskosten für die Steuerung von Hochwasser zielführend ist.

### **Zielsetzung**

In der Diplomarbeit soll der Bearbeiter ein hydraulisches Modell mit Hilfe des 1D Gerinne Moduls aus dem integrierten Modellpaket Sobek für einen Teil des Gewässernetzes im Einzugsgebiet der Mümling erstellen.

Mit Hilfe des erstellten hydraulischen Modells soll der Ist-Zustand des wasserwirtschaftlichen Systems der Mümling detailliert im Hinblick auf die Hochwasserproblematik analysiert werden. Auf zur Retention geeigneten Flächen sollen Hochwasserschutzmaßnahmen modelliert und durch Kombination und Variation dieser Maßnahmen Ziel-Zustände entwickelt werden.

Das Retentionskataster Hessen, insbesondere das Kataster potentieller Retentionsräume bildete eine Grundlage, um geeignete Retentionsflächen zu identifizieren. Durch Vergleich von Ist- und Ziel-Zuständen soll ein Maßnahmenkatalog im Hinblick auf den Hochwasserschutzgrad für das Einzugsgebiet der Mümling entwickelt werden.

## **Aufgabenstellung**

- In der Literaturrecherche soll ein Überblick über den Einsatz naturnaher, ungesteuerter und gesteuerter Rückhaltmaßnahmen erstellt werden.
- Erstellen des hydraulischen Modells mit Hilfe des 1D Gerinne Moduls aus dem Modellpaket Sobek für einen ausgewählten Teil des Gewässernetzes im Einzugsgebiet der Mümling
- Abschätzung der Model- und Kalibrierungsfehler
- Ermittlung des Ist-Zustandes im Hinblick auf die Hochwasserproblematik
- Identifizierung der für Hochwasserschutzmaßnahmen geeigneten Flächen
- Definition der Ziel-Zustände
- Ermittlung der Retentionspotentiale und Speicherkonstanten
- Vergleich der Ist- und Ziel-Zustände

Gegebenenfalls sind einzelne Punkte der Aufgabenstellung je nach Fortschritt der Arbeiten oder eventuell auftretender Soft- oder Hardwareprobleme an die aktuellen Möglichkeiten anzupassen. Modifikationen des Arbeitsplanes sind mit dem Betreuer abzustimmen.

Die in der Arbeit erzielten Ergebnisse sind im Rahmen eines halbstündigen Vortrags zu präsentieren.

Die Arbeit ist in zwei Ausfertigungen und als CD einzureichen.

Die Bearbeitungszeit beträgt 6 Wochen

Betreuer: Prof. Dr.-Ing. Manfred Ostrowski  
Dipl.-Ing. C. Hübner  
Dipl.-Ing. A. Winterscheid

Ausgabe der Arbeit: 25.07.2005

Abgabe der Arbeit: 05.09.2005

Prof. Dr.-Ing. Manfred W. Ostrowski



## **Danksagung**

Ich möchte mich bei den Betreuern dieser Arbeit, Christoph Hübner und Axel Winter-scheid, für ihre Unterstützung und Hilfe bedanken, bei Matthias Sottong vom Wasser-verband Mümling für die vielen Informationen und Daten, bei Jens Kiesel für die Nie-derschlag-Abfluss-Modellierung und bei Stefan Bukowski für die Unterstützung bei der Informationsbeschaffung im Feld.

# Inhaltsverzeichnis

<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>iii</b>
<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>vii</b>
<b>Abkürzungen .....</b>	<b>viii</b>
<b>1 Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1 Hochwasserrückhaltemaßnahmen .....	2
1.1.1 Gewässerrenaturierung .....	2
1.1.2 Technische Rückhaltemaßnahmen.....	5
1.1.3 Ziel dieser Arbeit .....	7
<b>2 Untersuchungsgebiet .....</b>	<b>8</b>
2.1 Historische Hochwasserereignisse an der Mümling.....	8
2.2 Bestehende Hochwasserschutzmaßnahmen .....	9
2.3 Momentan gefährdete Gebiete.....	10
2.4 Geplante Hochwasserschutzmaßnahmen .....	13
<b>3 Das Programm Sobek.....</b>	<b>15</b>
3.1 Einführung .....	15
3.2 Modellprinzip .....	15
3.2.1 Gerinne.....	15
3.2.2 Bauwerke .....	16
<b>4 Modellierung.....</b>	<b>19</b>
4.1 Datengrundlage.....	19
4.1.1 Gerinne.....	19
4.1.2 Randbedingungen.....	19
4.1.3 Niederschlags-Abfluss Modell.....	21
4.1.4 Abflussereignisse .....	21
4.2 Getroffene Annahmen / Vereinfachungen .....	24
4.2.1 Schlüsselkurve Hainstadt .....	24
4.2.2 Querschnittsprofile.....	25
4.2.3 Brücken .....	26
4.2.4 Wehre.....	26
4.2.5 Durchlässe .....	27
4.2.6 Reibung .....	28
<b>5 Modellkalibrierung .....</b>	<b>29</b>
<b>6 Untersuchungen und Ergebnisse.....</b>	<b>31</b>
6.1 Retentionsraum Zell.....	32
6.1.1 Grundlagen.....	32
6.1.2 Variante 0: Ist-Zustand .....	35
6.1.3 Variante 1: Ungesteuerter Durchlass 4,4 x 1,1 m .....	38
6.1.4 Variante 2: Ungesteuerter Durchlass 4,0 x 1,0 m (etwas kleiner) .....	41
6.1.5 Variante 3: Ungesteuerter Durchlass 4,5 x 1,8 m (etwas größer).....	44
6.1.6 Variante 4: Gesteuerter Durchlass .....	46
6.1.7 Vergleich der Varianten .....	48

6.2	Retentionsraum Mümling-Grumbach.....	56
6.2.1	Grundlagen.....	56
6.2.2	Variante 0: Ist-Zustand .....	61
6.2.3	Variante 1: Blende.....	64
6.2.4	Variante 2: Ungesteuerter kleiner Durchlass .....	68
6.2.5	Variante 3: Gesteuerter großer Durchlass .....	71
6.2.6	Vergleich der Varianten .....	74
6.3	Kombination der Maßnahmen .....	76
6.3.1	Maßnahmenkombination bei Ereignis A (HW 1993) .....	76
6.3.2	Maßnahmenkombinationen bei Ereignis B.....	81
6.3.3	Maßnahmenkombination bei Ereignis C.....	88
<b>7</b>	<b>Fazit.....</b>	<b>91</b>
	<b>Literatur .....</b>	<b>93</b>

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Abflusswellen beim HQ100 an der Erpe [Röttcher, 2005].....	2
Abbildung 2:	Abflussreduzierung an der Mündung der Erpe [Röttcher, 2005] .....	3
Abbildung 3:	Effektivität von Renaturierungsmaßnahmen mit und ohne Rückverlegung der Deiche im Fallbeispiel Lahn [Bauer, 2004] .....	3
Abbildung 4:	Scheitelabminderungen entlang der Nahe und des Glans für verschiedene Varianten, HQ <sub>100</sub> [Marenbach, 2002] .....	4
Abbildung 5:	Scheitelabminderung entlang der Nahe für verschiedene Rückhaltemaßnahmen, HQ <sub>100</sub> [Marenbach, 2002] .....	6
Abbildung 6:	Abflussganglinien an der Nahemündung für verschiedene Rückhaltemaßnahmen [Marenbach, 2002] .....	7
Abbildung 7:	Lage der Mümling in Hessen / Einzugsgebiet .....	8
Abbildung 8:	Hochwasser 1924 in Etzen-Gesäß [Die Grumbacher, 2005] .....	9
Abbildung 9:	Schäden an der Erbacher Str. 25 infolge des Hochwassers von 1953 [Die Grumbacher, 2005] .....	9
Abbildung 10:	Das Hochwasserrückhaltebecken Marbach [HLUG] .....	10
Abbildung 11:	Überschwemmungsgebiete bei Michelstadt.....	11
Abbildung 12:	Überschwemmungsgebiete bei Zell .....	12
Abbildung 13:	Überschwemmungsgebiete bei Neustadt im Odenwald und Rosenbach .....	13
Abbildung 14:	Lage des HRB Marbach mit seinem Einzugsgebiet, der geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen, und einiger der in diesem Kapitel erwähnten Orte.....	14
Abbildung 15:	"Abutment bridge" .....	16
Abbildung 16:	Geometrie eines Durchlasses ("Orifice") in Sobek.....	18
Abbildung 17:	Schlüsselkurven am Pegel Hainstadt .....	20
Abbildung 18:	Untersuchte Abflussereignisse am Pegel Hainstadt .....	22
Abbildung 19:	Untersuchte Abflussereignisse am Pegel Michelstadt .....	22
Abbildung 20:	Hochwasserwahrscheinlichkeiten am Pegel Hainstadt [HND Bayern, 2005 b] und die Spitzenabflüsse der 3 untersuchten Abflussereignisse .....	23
Abbildung 21:	Hochwasserwahrscheinlichkeiten am Pegel Michelstadt [HLUG 1979] und die Spitzenabflüsse der 3 untersuchten Abflussereignisse.....	23
Abbildung 22:	Querschnittsprofil 232 am Pegel Hainstadt – verwendet für die Extrapolation der Schlüsselkurve .....	24
Abbildung 23:	Retentionseffekt von Brücken im Modell .....	26
Abbildung 24:	Beispiel von Sprüngen in der Abflussganglinie eines Durchlasses .....	27
Abbildung 25:	Effekt verschiedener Reibungswerte auf den Vorländern auf die Abflussganglinie beim Pegel Hainstadt, Gerinne $k_{st} = 40 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ , Ereignis B.....	28
Abbildung 26:	Ergebnis der Modellkalibrierung anhand des Hochwasserereignisses von 1993 .....	29
Abbildung 27:	Vergleich der Mess- und Simulationswerte für das Abflussereignis C (HW 1998) .....	30
Abbildung 28:	Lage der untersuchten Retentionsräume .....	31

Abbildung 29: Lage des Retentionsraums Zell [HLUG, 2005] .....	32
Abbildung 30: Überflutungsflächen bei verschiedenen Wasserständen im Retentionsraum Zell .....	33
Abbildung 31: Die Ortschaft Zell mit Überflutungshöhen an Vermessungspunkten (Simulation des HW 1993, Ist-Zustand) .....	35
Abbildung 32: HRB Zell – Variante 0: Ereignis A (HW 1993), $Q_{zu}$ und $Q_{ab}$ nahezu deckungsgleich .....	36
Abbildung 33: HRB Zell – Variante 0: Ereignis B.....	37
Abbildung 34: HRB Zell – Variante 0: Ereignis C.....	37
Abbildung 35: HRB Zell – Variante 1: Ereignis A (HW 1993) (HWE springt nicht an)	39
Abbildung 36: HRB Zell – Variante 1: Ereignis B.....	39
Abbildung 37: HRB Zell – Variante 1: Ereignis C (HWE springt nicht an) .....	40
Abbildung 38: Schlüsselkurve aus Simulationsergebnissen für ein Querschnittsprofil bei Zell .....	41
Abbildung 39: HRB Zell – Variante 2: Ereignis A (HW 1993) .....	42
Abbildung 40: HRB Zell – Variante 2: Ereignis B.....	42
Abbildung 41: HRB Zell – Variante 2: Ereignis C.....	43
Abbildung 42: HRB Zell – Variante 3: Ereignis A (HW 1993) (HWE springt nicht an)	44
Abbildung 43: HRB Zell – Variante 3: Ereignis B (HWE springt nicht an) .....	45
Abbildung 44: HRB Zell – Variante 3: Ereignis C (HWE springt nicht an) .....	45
Abbildung 45: HRB Zell – Variante 4: Ereignis A (HW 1993) .....	46
Abbildung 46: HRB Zell – Variante 4: Ereignis B.....	47
Abbildung 47: HRB Zell – Variante 4: Ereignis C.....	47
Abbildung 48: Vergleich der Varianten für Ereignis A in der Ortschaft Zell .....	48
Abbildung 49: Vergleich der Spitzenabflüsse und des maximalen Speichervolumens bei Ereignis A .....	49
Abbildung 50: Vergleich der Varianten für Ereignis B in der Ortschaft Zell .....	50
Abbildung 51: Vergleich der Spitzenabflüsse und des maximalen Speichervolumens bei Ereignis B .....	51
Abbildung 52: Optimale Speicherabgabe für das HRB Zell bei Ereignis B (vereinfachte Berechnung in Excel) .....	52
Abbildung 53: Vergleich der Varianten für Ereignis C in der Ortschaft Zell .....	53
Abbildung 54: Vergleich der Spitzenabflüsse und des maximalen Speichervolumens bei Ereignis C .....	54
Abbildung 55: Lage des Retentionsraums bei Mümling-Grumbach [HLUG, 2005].....	56
Abbildung 56: Lage von Höchst im Odenwald unterhalb des Retentionsraums Mümling-Grumbach mit Simulationsergebnissen mit Ereignis B im Ist-Zustand .....	57
Abbildung 57: Schlüsselkurven aus Simulationsergebnissen für ein den linken und rechten Ast der Mümling am Querschnittsprofil 388 bei Höchst im Odenwald.....	58
Abbildung 58: Überflutungsflächen bei verschiedenen Wasserständen im Retentionsraum Mümling-Grumbach (Annahme eines Deiches zur Abgrenzung des Überschwemmungsgebiets nach Norden) .....	59
Abbildung 59: Überflutungshöhen an Vermessungspunkten und Überflutungsfläche im Retentionsraum Mümling-Grumbach bei der Simulation mit Ereignis B	

	im Ist-Zustand (Annahme einer horizontalen Wasserfläche, die im Norden durch einen Deich begrenzt wird) .....	61
Abbildung 60:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis A (HW 1993) im Ist-Zustand .....	62
Abbildung 61:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis B im Ist-Zustand .....	63
Abbildung 62:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis C im Ist-Zustand .....	63
Abbildung 63:	Ausbauvariante 1 für den Retentionsraum Mümling-Grumbach.....	64
Abbildung 64:	Seitenansicht des Retentionsraums Mümling-Grumbach mit maximalem Wasserstand aus Simulation mit Ereignis A (HW 1993) und Variante 1 (Wasserstand im Ist-Zustand zum Vergleich dargestellt) ..	65
Abbildung 65:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis A (HW 1993) und der Ausbauvariante 1 .....	66
Abbildung 66:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis B und der Ausbauvariante 1 .....	66
Abbildung 67:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis C und der Ausbauvariante 1 .....	67
Abbildung 68:	Ausbauvariante 2 – ungesteuerter Durchlass 7 x 1,5 m .....	68
Abbildung 69:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis A (HW 1993) und der Ausbauvariante 2.....	69
Abbildung 70:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis B und der Ausbauvariante 2.....	69
Abbildung 71:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis C und der Ausbauvariante 2.....	70
Abbildung 72:	Ausbauvariante 3 – gesteuerter Durchlass 25 x 1,5 m .....	71
Abbildung 73:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis A (HW 1993) und der Ausbauvariante 3.....	72
Abbildung 74:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis B und der Ausbauvariante 3.....	72
Abbildung 75:	Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis C und der Ausbauvariante 3.....	73
Abbildung 76:	Prozentuale Abflussscheitelreduzierungen .....	75
Abbildung 77:	Zuflüsse in den Retentionsraum Mümling-Grumbach bei verschiedenen Ausbauvarianten des HRB Zell für das Ereignis A .....	76
Abbildung 78:	Simulationsergebnisse für Kombination von HRB Zell Variante 1 und Retentionsraum Mümling-Grumbach Variante 3 für das Ereignis A....	77
Abbildung 79:	Auswirkungen einzelner Maßnahmen und der Kombination von Maßnahmen am Pegel Hainstadt bei Ereignis A .....	78
Abbildung 80:	Senkung der maximalen Wasserspiegel entlang der Mümling durch einzelne Maßnahmenvarianten und deren Kombination, Ereignis A ...	79
Abbildung 81:	Senkung des maximalen Wasserspiegels entlang der Mümling bei Kombination von HRB Zell Variante 1 mit RR Mümling-Grumbach Variante 3 für Ereignis A.....	80
Abbildung 82:	Zuflüsse in den Retentionsraum Mümling-Grumbach bei verschiedenen Ausbauvarianten des HRB Zell für das Ereignis B .....	81
Abbildung 83:	Simulationsergebnisse für Kombination von HRB Zell Variante 1 und Retentionsraum Mümling-Grumbach Variante 3 für das Ereignis B....	82

Abbildung 84: Auswirkungen einzelner Maßnahmen und der Kombination von Maßnahmen am Pegel Hainstadt mit Ereignis B.....	83
Abbildung 85: Simulationsergebnisse für Kombination von HRB Zell Variante 3 und Retentionsraum Mümling-Grumbach Variante 3 für das Ereignis B....	84
Abbildung 86: Auswirkungen einzelner Maßnahmen und der Kombination von Maßnahmen am Pegel Hainstadt bei Ereignis B .....	85
Abbildung 87: Senkung der maximalen Wasserspiegel entlang der Mümling durch einzelne Maßnahmenvarianten und deren Kombination, Ereignis B ...	85
Abbildung 88: Senkung des maximalen Wasserspiegels entlang der Mümling bei Kombination von HRB Zell Variante 3 mit RR Mümling-Grumbach Variante 3 für Ereignis B.....	86
Abbildung 89: Vergleich der Zu- und Abflüsse im Retentionsraum Mümling-Grumbach für HRB Zell Varianten 1 & 3 in Kombination mit RR Mümling-Grumbach Variante 3 .....	87
Abbildung 90: Zuflüsse in den Retentionsraum Mümling-Grumbach bei verschiedenen Ausbauvarianten des HRB Zell für das Ereignis C .....	88
Abbildung 91: Simulationsergebnisse für Kombination von HRB Zell Variante 1 und Retentionsraum Mümling-Grumbach Variante 3 für das Ereignis C....	89
Abbildung 92: Auswirkungen einzelner Maßnahmen und der Kombination von Maßnahmen am Pegel Hainstadt bei Ereignis C .....	90
Abbildung 93: Senkung der maximalen Wasserspiegel entlang der Mümling durch einzelne Maßnahmenvarianten und deren Kombination, Ereignis C ...	90

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Überblick der Varianten für das HRB Zell .....	34
Tabelle 2:	Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für den Ist-Zustand ...	36
Tabelle 3:	Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 1 .....	38
Tabelle 4:	Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 2 .....	41
Tabelle 5:	Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 3 .....	44
Tabelle 6:	Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 4 .....	46
Tabelle 7:	Vergleich der Varianten für Ereignis A, beste Variante in rot .....	49
Tabelle 8:	Vergleich der Varianten für Ereignis B, beste Variante in rot .....	51
Tabelle 9:	Vergleich der Varianten für Ereignis C, beste Variante in rot .....	54
Tabelle 10:	Überblick der Varianten für den Retentionsraum Mümling-Grumbach	60
Tabelle 11:	Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für den Ist-Zustand ...	62
Tabelle 12:	Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 1 .....	65
Tabelle 13:	Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 2 .....	68
Tabelle 14:	Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 3 .....	71
Tabelle 15:	Vergleich der Varianten für Ereignis A (HW 1993), beste Variante in rot .....	74
Tabelle 16:	Vergleich der Varianten für Ereignis B, beste Variante in rot .....	74
Tabelle 17:	Vergleich der Varianten für Ereignis C, beste Variante in rot .....	75
Tabelle 18:	Untersuchte Maßnahmenkombinationen.....	76
Tabelle 19:	Vergleich der Simulationsergebnisse am Ablauf des Retentionsraums Mümling-Grumbach bei einzelnen Varianten und der Variantenkombination für Ereignis A (HW 1993) .....	77
Tabelle 20:	Vergleich der Simulationsergebnisse am Pegel Hainstadt bei einzelnen Maßnahmen und deren Kombination mit Ereignis B .....	83
Tabelle 21:	Vergleich der Simulationsergebnisse am Pegel Hainstadt bei einzelnen Maßnahmen und deren Kombination mit Ereignis B .....	84
Tabelle 22:	Vergleich der Simulationsergebnisse am Pegel Hainstadt bei einzelnen Maßnahmenvarianten und deren Kombination bei Ereignis C .....	89

## Abkürzungen

HRB	Hochwasserrückhaltebecken
HLUG	Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie
HND Bayern	Hochwassernachrichtendienst Bayern
HQ <sub>100</sub>	Hochwasserereignis mit einem statistischen Wiederkehrintervall von 100 Jahren (andere Jährlichkeiten analog)
HWE	Hochwasserentlastung
HW	Hochwasser
RR	Retentionsraum

# 1 Einleitung

Durch die zunehmende Bebauung in Flussauen und das vermehrte Auftreten von großen, schadenverursachenden Hochwasserereignissen hat der Hochwasserschutz in den letzten Jahren einen immer größeren Stellenwert errungen. Gleichzeitig hat sich der Glaube, Hochwässer könne man durch technische Maßnahmen komplett verhindern, als Wunschdenken entpuppt und die Erkenntnis, dass Hochwasserereignisse natürliche Vorgänge sind, die durch die technischen Eingriffe des Menschen in die Natur meistens sogar verschärft werden, hat sich in der Bevölkerung durchgesetzt.

Während man sich in der früheren Geschichte fast ausschließlich auf groß angelegte technische Hochwasserschutzmaßnahmen verließ, werden im heutigen Zeitalter des wachsenden ökologischen Bewusstseins Kleinstmaßnahmen und "naturnahe" Hochwasserschutzmaßnahmen immer wichtiger. Dabei besteht die Frage, wie effektiv solche Maßnahmen sind und in welcher Kombination sie sich am besten ergänzen.

Hochwasserschäden können durch drei verschiedene Strategien vermindert werden:

- Stärkung des natürlichen Rückhalts  
Beim natürlichen Rückhalt geht es auf der einen Seite darum, so viel Wasser wie möglich so lange wie möglich auf der Fläche zu halten. Hierdurch wird das Volumen der Abflussswelle verringert, indem der Anteil des Niederschlags, der zum Oberflächenabfluss beiträgt, reduziert wird (mehr Versickerung und Verdunstung). Auf der anderen Seite muss die natürliche Speicherung in Flußauen und den Gewässern selbst gefördert werden, was zu einer Verformung der Hochwasserswelle führt, der Abfluss wird zeitlich verzögert.  
Es geht hierbei vornehmlich darum, die vergangenen Eingriffe des Menschen in den Wasserhaushalt wieder rückgängig zu machen. Die Gewässerrenaturierung (siehe Kapitel 1.1.1) ist eine wichtige Maßnahme im Bereich dieser Strategie.
- Technische Hochwasserschutzmaßnahmen  
Zu den technischen Maßnahmen zählen Deiche und Mauern, welche einen örtlich begrenzten Schutz gewähren während sie das Hochwasserrisiko für die Unterlieger meist erhöhen, sowie Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren, deren Ziel es ist, einen Teil der Abflussswelle zu speichern und zeitlich verzögert wieder abzugeben, um damit den Scheitelwert der Abflussswelle zu verringern. Diese Maßnahmen sind auf ein bestimmtes Bemessungshochwasser ausgelegt und wenn dieses überschritten wird, wird dadurch meist das volle Hochwasserrisiko wiederhergestellt, wenn nicht sogar übertroffen.
- Weitergehende Hochwasservorsorge  
Zu der weitergehenden Hochwasservorsorge zählen die Flächenvorsorge, d.h. das Freihalten von überschwemmungsgefährdeten Flächen, die Verhaltensvorsorge, welche Hochwasserwarnungen, Alarm- und Einsatzpläne betrifft, sowie die Bauvorsorge und die Risikovorsorge (Hochwasserversicherung).  
[LAWA 1995]

Diese drei Strategien sollten natürlich nicht einzeln betrachtet werden, sondern sich gegenseitig ergänzen.

Im Rahmen dieser Arbeit werden anhand des eindimensionalen Gerinnemodells Sobek Hochwasserrückhaltemaßnahmen am Gewässer selbst, d.h. im Gerinne und in den Auen untersucht.

## 1.1 Hochwasserrückhaltmaßnahmen

In den folgenden Abschnitten werden verschiedene Hochwasserrückhaltmaßnahmen diskutiert und gegenübergestellt.

### 1.1.1 Gewässerrenaturierung

Unter einer Gewässerrenaturierung versteht man die Wiederherstellung des "natürlichen" Zustands eines Fließgewässers, unter anderem durch eine Stärkung der Eigendynamik, die Wiederherstellung des Zusammenhangs zwischen Flussgerinne und Auen und eines autotypischen Bewuchs. Dadurch wird die fließende Retention des Gewässers durch eine Erhöhung der Rauheit, einer Fließwegverlängerung und einem verringerten Gewässerlängsgefälle erhöht. Der abflussmindernde und –verzögernde Effekt hängt jedoch stark vom jeweiligen Einzugsgebiet ab [Marenbach, 2005].

Am Einzugsgebiet der Erpe (153 km<sup>2</sup>) hat Röttcher [2005] die Auswirkungen einer Renaturierung und anderer Rückhaltmaßnahmen untersucht und verglichen. Untersucht wurden unter anderem ein Zustand, in dem 50 % der Ziele des Landes Hessens hinsichtlich der Gewässerstrukturgüteklassen erreicht wird (Renaturierung Zustand 1), und ein weiterer Zustand, "bei dem ein weit gehend naturnaher Zustand erreicht wird" (Renaturierung Zustand 2). Fließwegverlängerungen wurden nicht betrachtet, da deren Umsetzung in der Realität nur schwer möglich erschien. Die Untersuchung zeigte, dass eine Renaturierung des Gewässers bei einem HQ<sub>100</sub> im Vergleich zu Retentionsräumen und Hochwasserrückhaltebecken nur eine geringere Scheitelreduzierung erzielen kann. Allerdings bewirkte die Renaturierung auch die größte Verschiebung im Auftreten des Maximums (siehe Abbildung 1). Diese Verzögerung der Abflusswelle kann in Fällen, wo sich Abflusswellen aus verschiedenen Zuflüssen ungünstig überlagern, als Mittel zur Abflusssdämpfung im Hauptgerinne sehr effektiv sein.

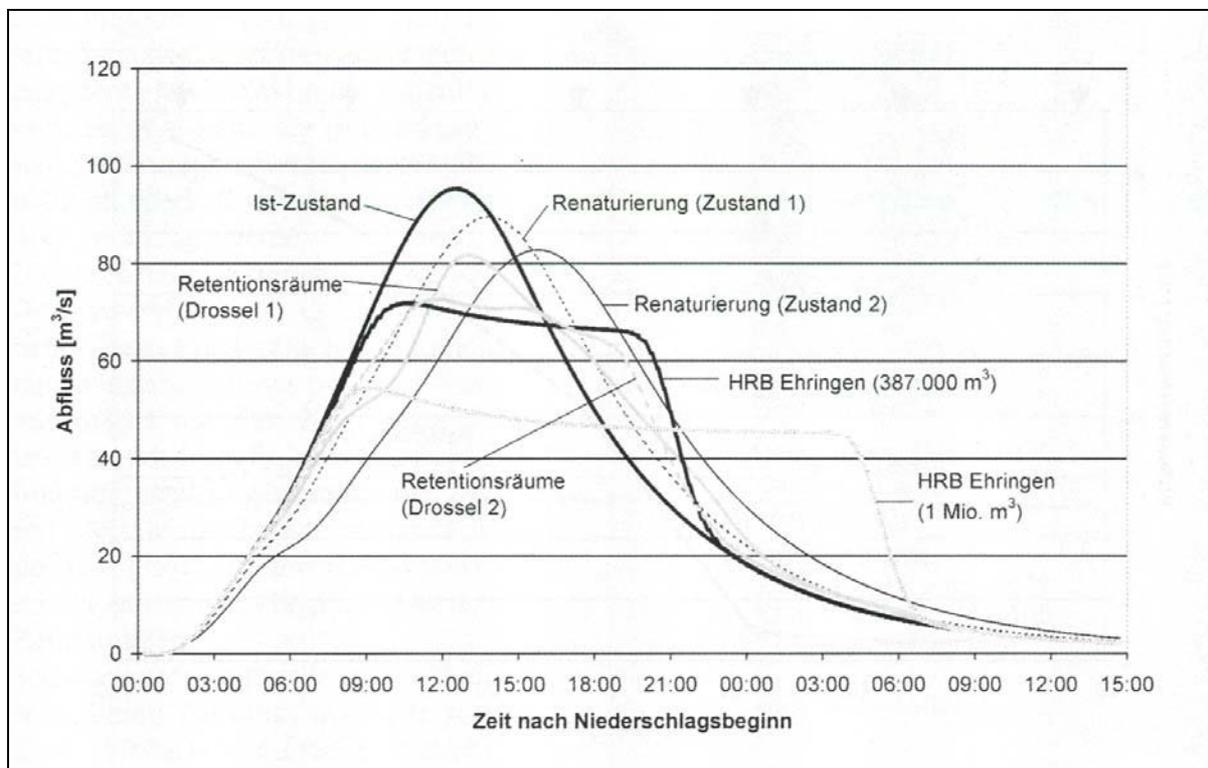


Abbildung 1: Abflusswellen beim HQ100 an der Erpe [Röttcher, 2005]

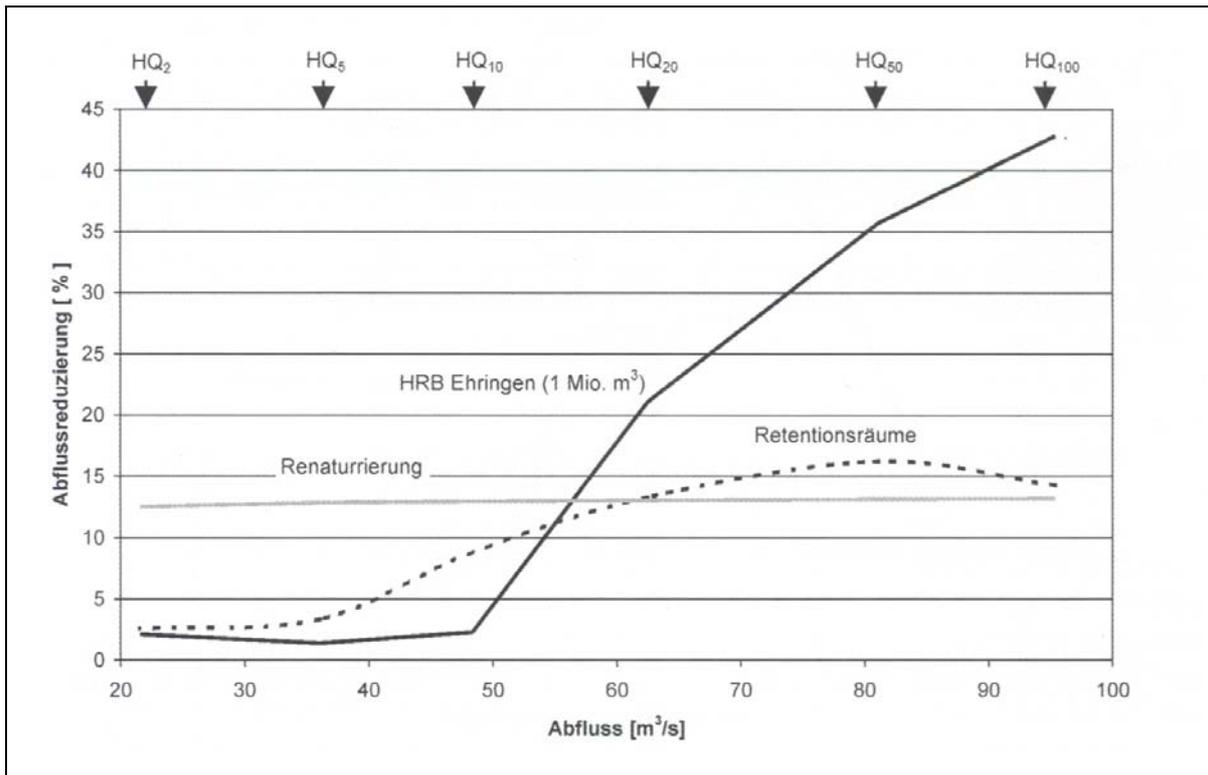


Abbildung 2: Abflussreduzierung an der Mündung der Erpe [Röttcher, 2005]

Die Untersuchung zeigt außerdem, dass die prozentuale Reduzierung der Abflussscheitel durch die Gewässerrenaturierung bei kleineren und größeren Hochwasserereignissen nahezu konstant bleibt, während die positiven Effekte der Retentionsräume und des Hochwasserrückhaltebeckens erst bei größeren Hochwasserereignissen richtig zur Geltung kommen (siehe Abbildung 2).

In einer anderen Studie am Fallbeispiel der Lahn kommt Bauer [2004] zu einem ähnlichen Ergebnis, wobei hier der Effekt einer Renaturierung mit und ohne einer Deichrückverlegung untersucht wurde.

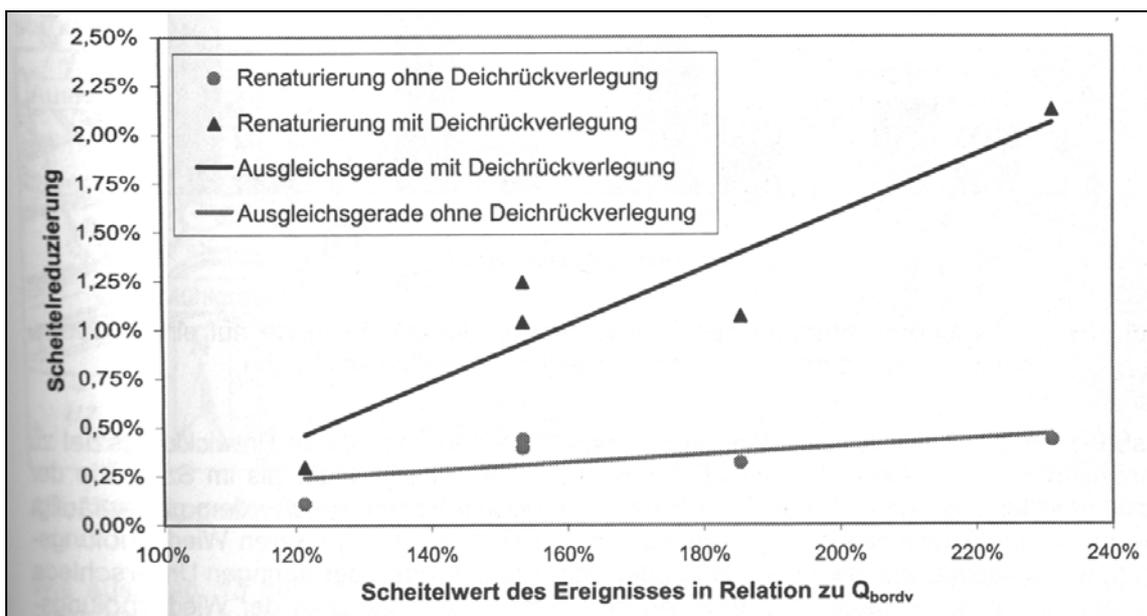


Abbildung 3: Effektivität von Renaturierungsmaßnahmen mit und ohne Rückverlegung der Deiche im Fallbeispiel Lahn [Bauer, 2004]

Wie Abbildung 3 zeigt, bringt die Renaturierung ohne Deichrückverlegung eine geringe, nahezu konstante Scheitelreduzierung unabhängig vom Abfluss mit sich. Gekoppelt mit einer Deichrückverlegung nimmt die Scheitelreduzierung mit steigendem Abfluss jedoch rapide zu. Daraus schließt Bauer [2004] dass "Renaturierungsmaßnahmen an Gewässern mit breiten Talauen bei seltenen Hochwasserereignissen deutlich wirksamer sind als bei sehr schmalen Talauen".

Marenbach [2002] hat den Effekt von Renaturierungsmaßnahmen alleine und in Kombination mit 161 dezentralen Rückhalteräumen an den Flüssen Nahe und Glan untersucht.

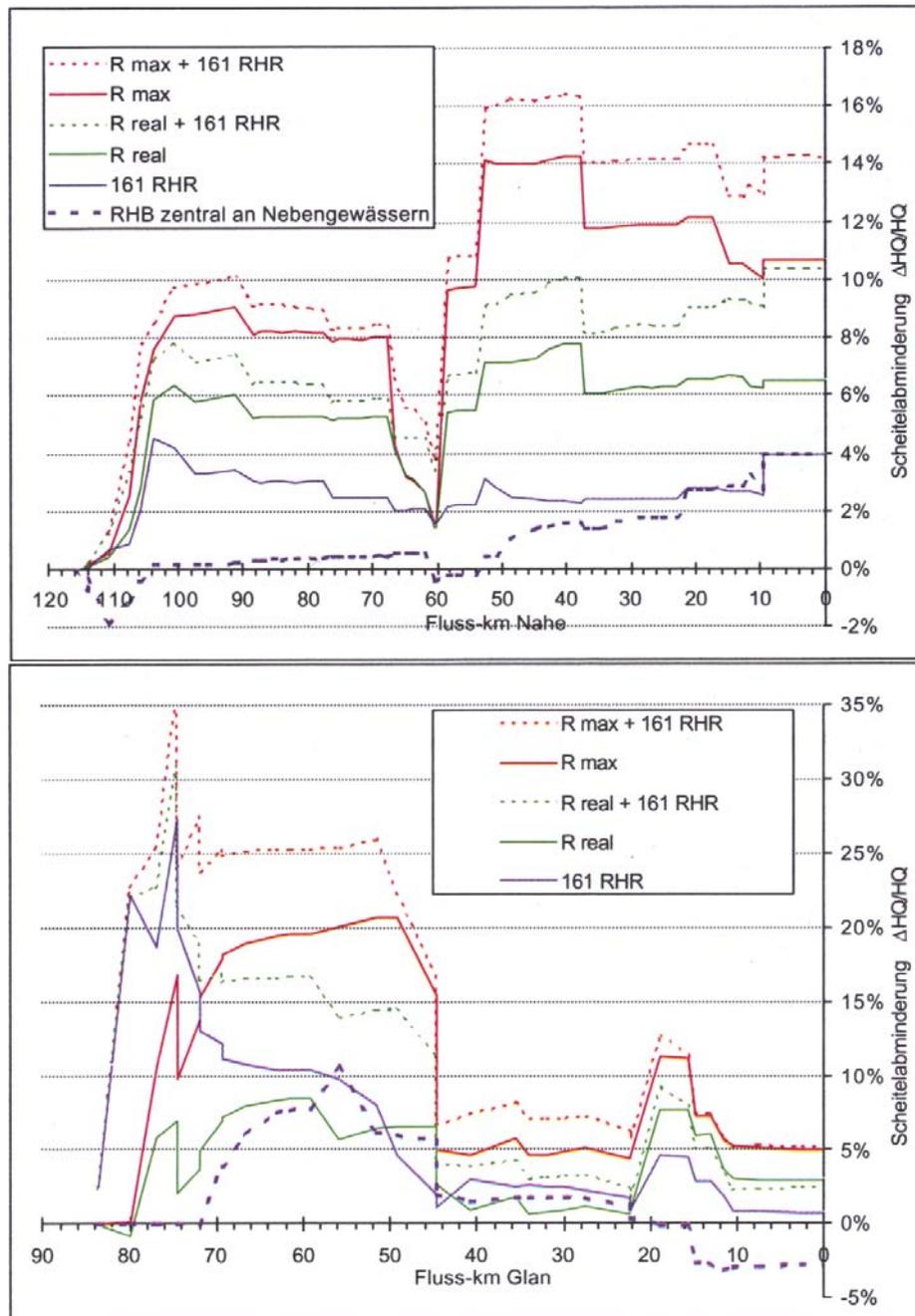


Abbildung 4: Scheitelabminderungen entlang der Nahe und des Glans für verschiedene Varianten,  $HQ_{100}$  [Marenbach, 2002]

In den Abbildungen bedeutet "R max" die theoretisch maximal mögliche Renaturierung und "R real" die realistischerweise machbare Renaturierung. Im Gegensatz zu

den Ergebnissen, die Röttcher [2005] in seinen Untersuchungen an der Erpe erreicht (siehe Abbildung 2), bewirken die Renaturierungsmaßnahmen an der Nahe und dem Glan an nahezu allen Gewässerabschnitten höhere Scheitelreduzierungen als die dezentralen Rückhalteräume ("161 RHR"). Dies weist darauf hin, dass die Wirkungen unterschiedlicher Maßnahmen von einer Vielzahl gebietsspezifischer Faktoren abhängen und daher eine Untersuchung jedes spezifischen Einzugsgebiets vonnöten ist.

Neben der hochwasserdämpfenden und –verzögernden Wirkung einer Gewässerrenaturierung trägt diese auch maßgeblich zur ökologischen Verbesserung des Gewässers bei und erhöht dessen Strukturgüte. Allein aus diesem Grund sollte sie so weit wie möglich realisiert werden.

Ein nicht zu vernachlässigender Nachteil von Renaturierungsmaßnahmen ist, dass sie in der Regel sehr zeitaufwändig sind, da beispielsweise ein Auenwald eine lange Zeit braucht, um sich zu entwickeln, während technische Maßnahmen quasi sofort wirksam sind.

### 1.1.2 Technische Rückhaltmaßnahmen

Beim technischen Rückhalt wird an geeigneten Stellen im Einzugsgebiet der Gerinnequerschnitt eingeengt, um damit das Gewässer oberhalb aufzustauen und auf einer Fläche – genannt Retentionsraum – zu halten. Es kommt dabei zur so genannten See- oder stehenden Retention. Inwieweit solche Maßnahmen als naturnah bezeichnet werden können, ist von vielen Faktoren abhängig und im Wesentlichen eine subjektive Einschätzung. Im Rahmen dieser Arbeit werden nur durchgängige Maßnahmen, d.h. Rückhaltebecken ohne Dauerstau, untersucht, um zumindest die ökologische Durchgängigkeit des Gewässers zu erhalten.

#### Gesteuert vs. ungesteuert

Gesteuerte Abgaben von Rückhalteräumen sind in der Regel wirksamer als ungesteuerte, bei denen die Abgabe nur durch den Ober- und Unterwasserstand bestimmt wird. Durch eine Steuerung kann das vorhandene Stauvolumen gezielt für die zu dämpfende Abflussspitze verwendet werden. Dies wird sich auch in den folgenden Untersuchungen dieser Arbeit zeigen.

Im von Röttcher [2005] untersuchten Fallbeispiel bewirkte der Ausbau von mehreren kleineren Retentionsräumen mit ungesteuerten Drosselabflüssen in etwa die gleiche Scheitelreduzierung wie die Renaturierung im "Zustand 2", ohne aber die Abflusswelle wesentlich verzögern zu können, wie es bei der Renaturierung der Fall war. Eine Steuerung der Drosselabflüsse der Retentionsräume bewirkte jedoch eine signifikante zusätzliche Dämpfung der Abflusswelle (siehe Abbildung 1).

Nachteile von steuerbaren Drosseln sind ein erhöhter Wartungs- und Unterhaltungsaufwand und eventuell negative ökologische Auswirkungen auf die Retentionsräume, wenn diese durch die Steuerung seltener überflutet werden.

#### Dezentral vs. Zentral

Dezentrale Maßnahmen sind in aller Regel kleinere und die Umwelt nicht (wesentlich) störende Maßnahmen [Gieseler, 1993].

Um die Auswirkungen einer zentralen Rückhaltmaßnahme mit denen von dezentralen Maßnahmen vergleichen zu können, hat Röttcher [2005] im Fallbeispiel der Erpe 11 dezentrale Retentionsräume einem zentralen Hochwasserrückhaltebecken, dessen Volumen der Summe der Volumina der dezentralen Retentionsräume entspricht, gegenübergestellt. Die erreichten Scheitelreduzierungen waren in etwa identisch (siehe Ganglinie von "HRB Ehringen (387.000 m<sup>3</sup>)" in Abbildung 1).

Vorteil von dezentralen Maßnahmen ist ein flächiger Hochwasserschutz im Einzugsgebiet, während zentrale Hochwasserrückhaltebecken nur unterhalb ihres Standorts Schutz gewähren können. Dies wird auch an Abbildung 5 deutlich, in der die Scheitelabminderungen aus dezentralen Maßnahmen mit denen von zentralen Maßnahmen entlang des Flusses Nahe verglichen werden [Marenbach, 2002].

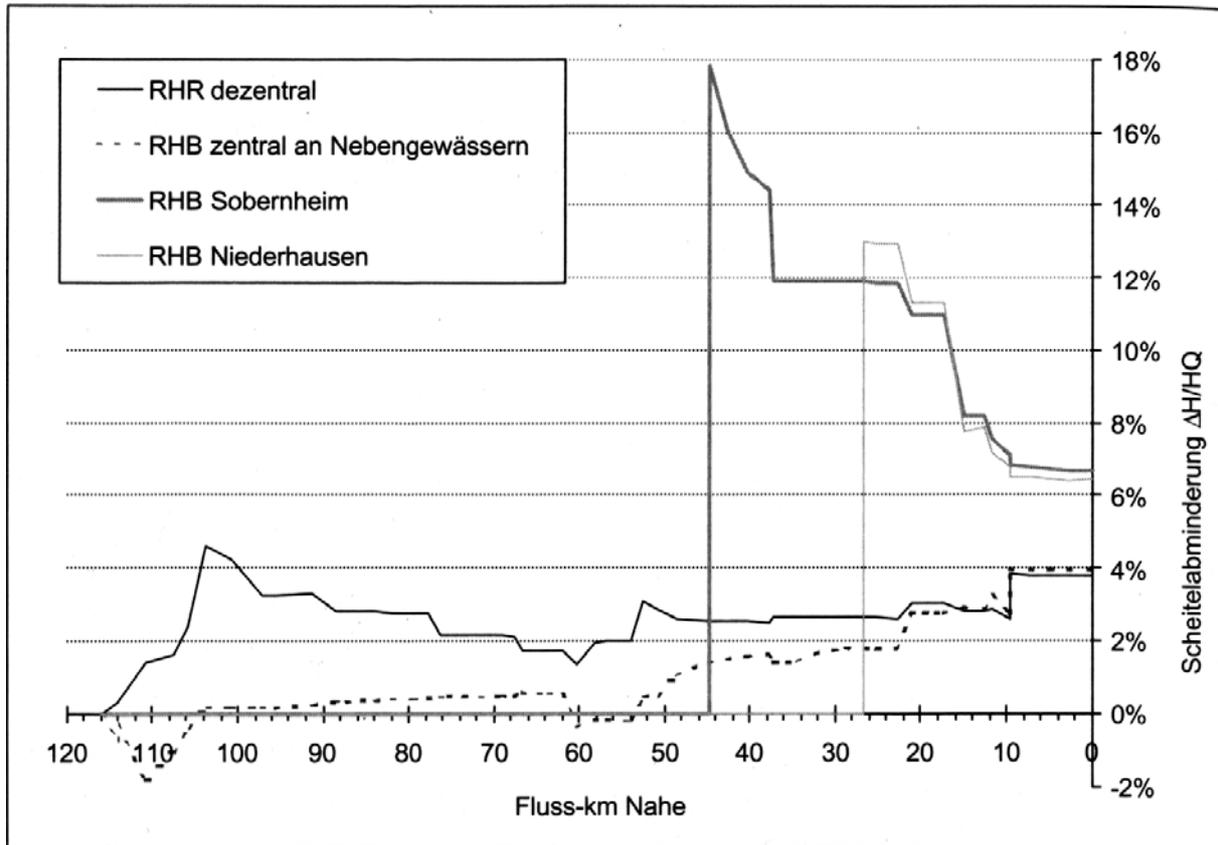


Abbildung 5: Scheitelabminderung entlang der Nahe für verschiedene Rückhaltemaßnahmen,  $HQ_{100}$  [Marenbach, 2002]

Deutlich zu erkennen ist, dass die dezentralen Rückhalteräume ("RHR dezentral") Scheitelabminderungen von 2 bis 4 % entlang der gesamten Nahe bewirken, während die zentralen Hochwasserrückhalteräume größere Scheitelabminderungen von bis zu 18 % bewirken, ihr Wirkungsbereich aber auf den jeweiligen Flussabschnitt unterhalb der Maßnahme beschränkt ist.

Die Wirkungen der verschiedenen Maßnahmen an der Mündung des Flusses sind in Abbildung 6 dargestellt. Hier zeigt sich, dass die Scheitelabminderung durch dezentrale Maßnahmen etwas geringer ausfällt, als die der zentralen Maßnahmen.

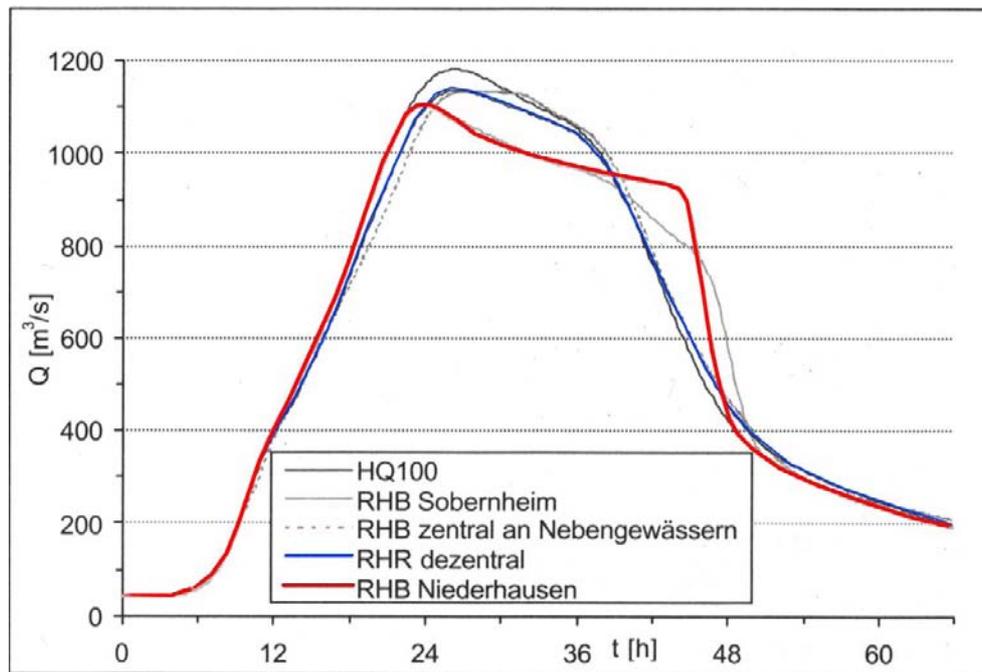


Abbildung 6: Abflussganglinien an der Nahemündung für verschiedene Rückhaltemaßnahmen [Marenbach, 2002]

Wenn dezentrale Maßnahmen mit einem großen, zentralen Hochwasserrückhaltebecken kombiniert werden, verringert sich die Wirkung der dezentralen Maßnahmen mit zunehmendem Volumen des zentralen Rückhalteriums – die Gesamtwirkung entspricht nicht der Summe der Einzelwirkungen [Röttcher, 2005].

### 1.1.3 Ziel dieser Arbeit

Im Rahmen dieser Arbeit werden in einem Gewässerabschnitt der Mümling in Hessen die Auswirkungen des Ausbaus zweier Retentionsräume in verschiedenen Varianten und Kombinationen in Hinblick auf deren potentiellen Hochwasserschutz untersucht.

## 2 Untersuchungsgebiet

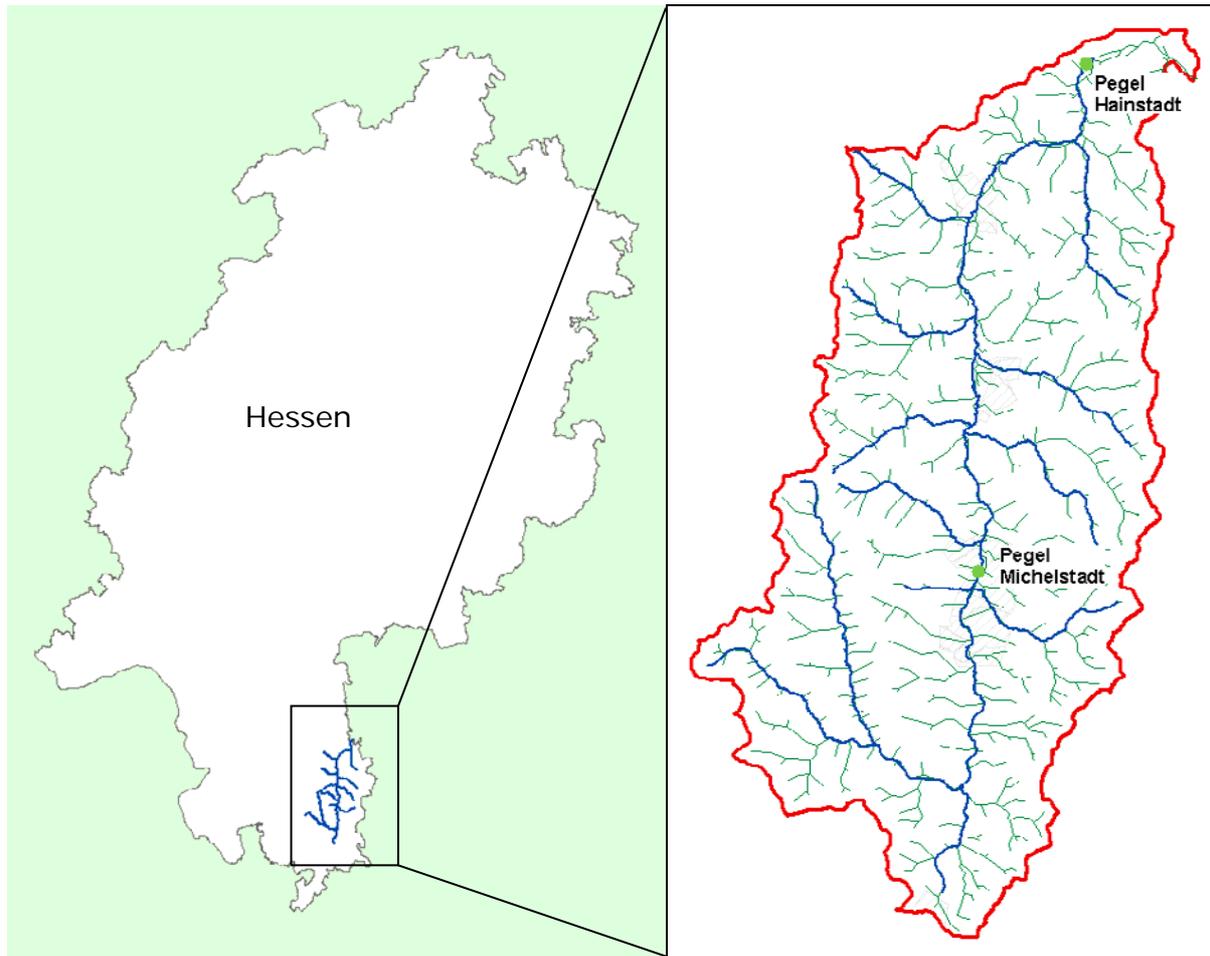


Abbildung 7: Lage der Mümling in Hessen / Einzugsgebiet

Die Mümling ist ein ca. 50 km langes Gewässer zweiter Ordnung, sie entspringt in Beerfelden im hessischen Odenwald und mündet bei Obernburg in Bayern in den Main. Ihr Einzugsgebiet ist etwa 325 km<sup>2</sup> groß, der Mittelwasserabfluss beträgt am Pegel Hainstadt etwa 3,5 m<sup>3</sup>/s.

Der im Rahmen dieser Arbeit betrachtete Gewässerabschnitt reicht vom Pegel Michelstadt bis zum Pegel Hainstadt, eine Strecke von ca. 25 km (siehe Abbildung 7).

### 2.1 Historische Hochwasserereignisse an der Mümling

Das früheste aufgezeichnete Hochwasser an der Mümling fand im September 1732 infolge eines starken Unwetters statt. Der Frankfurter Gymnasiallehrer Johann Christian Heußon schrieb damals:

"Von dem mit pechscharzen Wolken überzogenen Himmel erfolgte zugleich ein so schreckliches, helles Blitzen, dass die Leute, die nicht so nahe am Fluss wohnten, nichts anderes vermuteten, als dass Gott jene durch das Wasser, sie hingegen mit Feuer vom Himmel auf einmal vertilgen werde. Der Regen fiel dabei mit solcher Gewalt, dass jedermann den gänzlichen Untergang wie in einer Sintflut fürchtete. Der Regen dauerte bis 10 Uhr abends. Zugleich hörte man das entsetzliche Krachen von Gebäuden, die die Fluten eingerissen hatten." [Die Grumbacher, 2005]



Abbildung 8: Hochwasser 1924 in Etzen-Gesäß  
[Die Grumbacher, 2005]

In Erbach wurden an jenem Tag der Marktplatz innerhalb einer Stunde von einem heftigen Strom überflutet, fünf Häuser weggespült und die zwei steinernen Brücken sowie ein Steg zerstört. Im weiter unterhalb gelegenen Mümling-Grumbach wurden ebenfalls mehrere Häuser und eine hölzerne Brücke zerstört. Auch Todesopfer waren zu beklagen. [Die Grumbacher, 2005]

1924 und 1953 gab es weitere verheerende Hochwasserfluten, von denen Bilddokumente erhalten geblieben sind (siehe Abbildung 8 und Abbildung 9).

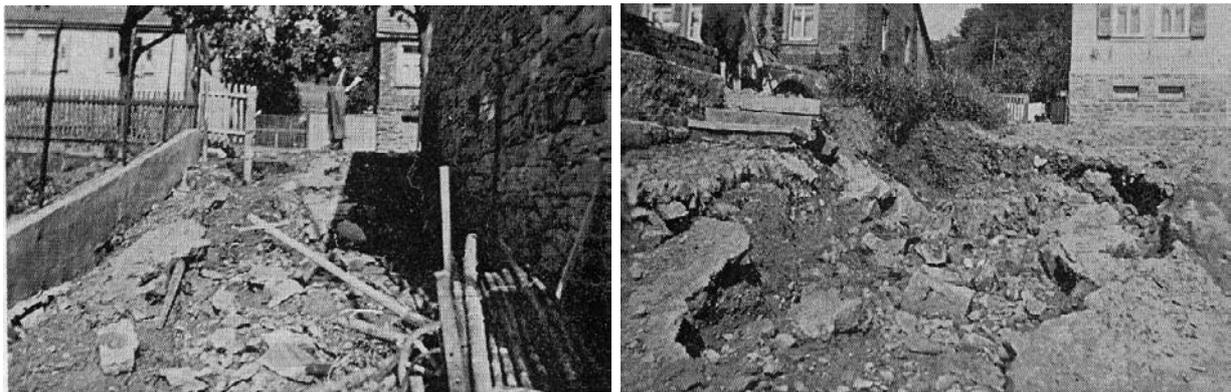


Abbildung 9: Schäden an der Erbacher Str. 25 infolge des Hochwassers von 1953 [Die Grumbacher, 2005]

Seit 1959 wird in Hainstadt der Wasserstand mittels eines Pegels aufgezeichnet, und seit 1961 auch in Michelstadt. Das größte Hochwasserereignis, das seitdem gemessen wurde, war im Januar 1995 zu verzeichnen. Mit einem Scheitelabfluss von  $64,8 \text{ m}^3/\text{s}$  in Hainstadt entsprach dies in etwa einem Hochwasserereignis mit einer Jährlichkeit von 25 Jahren. Wie in der Aufgabenstellung erwähnt, fanden weitere gemessene Hochwasserereignisse, die größere Schäden von bis zu 6,5 Mio. € anrichteten, in den Jahren 1993, 1998, 1999 und 2002 statt.

## 2.2 Bestehende Hochwasserschutzmaßnahmen

1982 wurde das Hochwasserrückhaltebecken Marbach (im Volksmund "Marbach-Stausee" genannt) fertig gestellt – ein Projekt, das rund 31 Mio. DM kostete. Es liegt im oberen (südlichen) Teil des Einzugsgebiets und staut den Marbach, einen Zubringer der Mümling (siehe Abbildung 14). Es erfasst rund 15% der Niederschlagsfläche des gesamten Einzugsgebiets und wird mit einem Dauerstau betrieben. Der maximale Stauinhalt beträgt  $3,1 \text{ Mio. m}^3$ , mit einer zugehörigen Staufläche von 49 ha.

Unmittelbar unterhalb dieses Beckens konnten die Hochwasserspitzen seit dessen Bau um ca. 40% gesenkt werden. Dieser Einfluss lässt weiter unten entlang der Mümling nach, da dort zufließende Nebenbäche die Gesamtabflussmenge der Mümling erhöhen. Im Unterlauf, ab Höchst im Odenwald (siehe Abbildung 14), kann das Hochwasserrückhaltebecken die Hochwasserspitzen nur noch um ca. 15% senken. [Wasserverband Mümling, 2005].



Abbildung 10: Das Hochwasserrückhaltebecken Marbach [HLUG]

### **2.3 Momentan gefährdete Gebiete**

Die folgenden drei Abbildungen zeigen beispielhaft Siedlungsgebiete entlang der Mümling, die im Falle von Hochwasserereignissen mit Überflutungsschäden zu rechnen hätten. In die Luftbilder eingezeichnet sind jeweils die Überschwemmungsgebiete bei einem  $HQ_{100}$  (aus stationärer Wasserspiegellagenberechnung, durchgeführt von HGN – Hydrogeologie GmbH Nordhausen) in blau, sowie die Wassertiefen an Vermessungspunkten als Ergebnis einer eindimensionalen, instationären Simulation des Abflusserignisses B ( $\sim HQ_{50}$ , siehe Kapitel 4.1.4) mit dem Programm Sobek, dargestellt in Farbtönen von gelb bis rot.

Wie man in den Abbildungen erkennen kann, sind es meist nur kleinere Teile der Siedlungsflächen, die von einem Hochwasser betroffen wären.

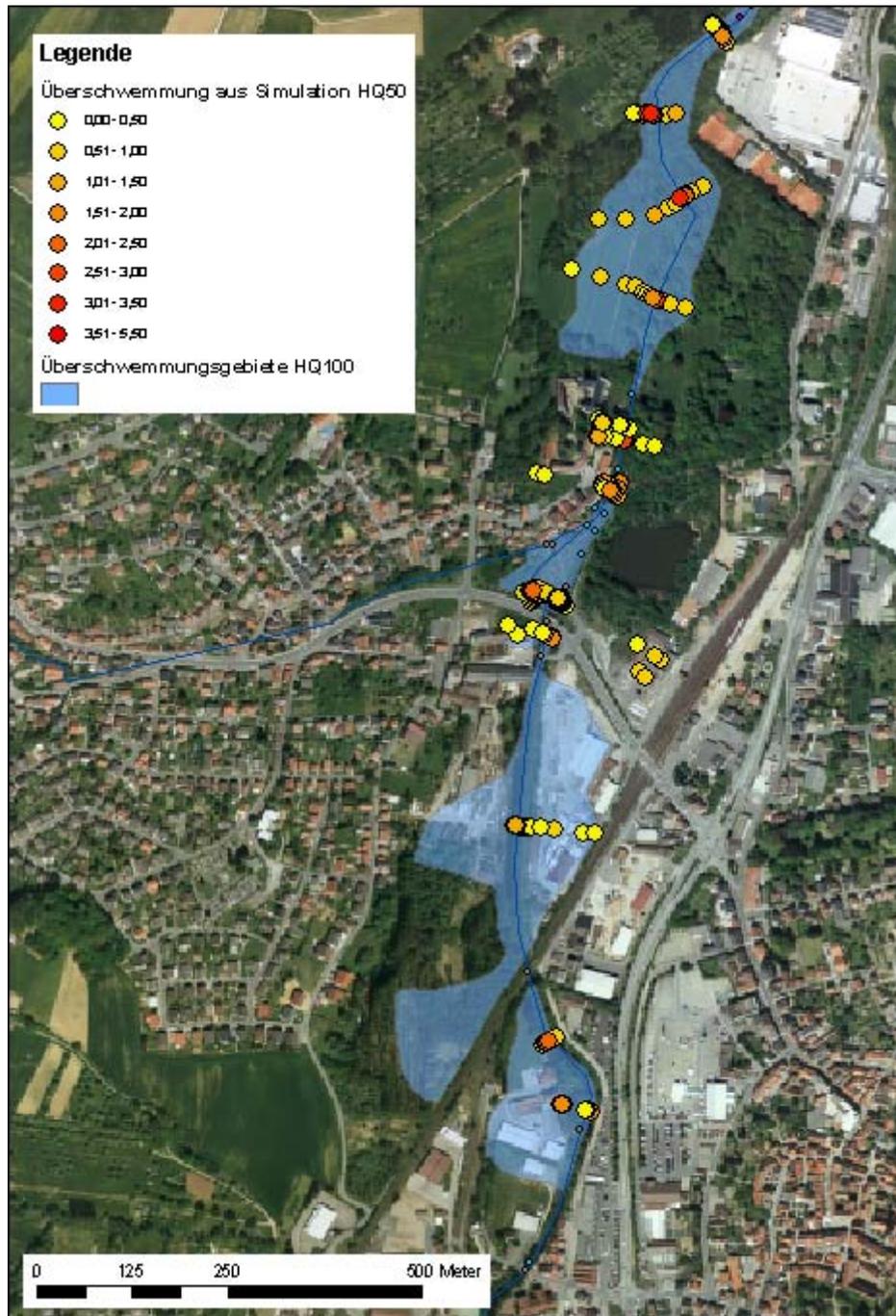


Abbildung 11: Überschwemmungsgebiete bei Michelstadt

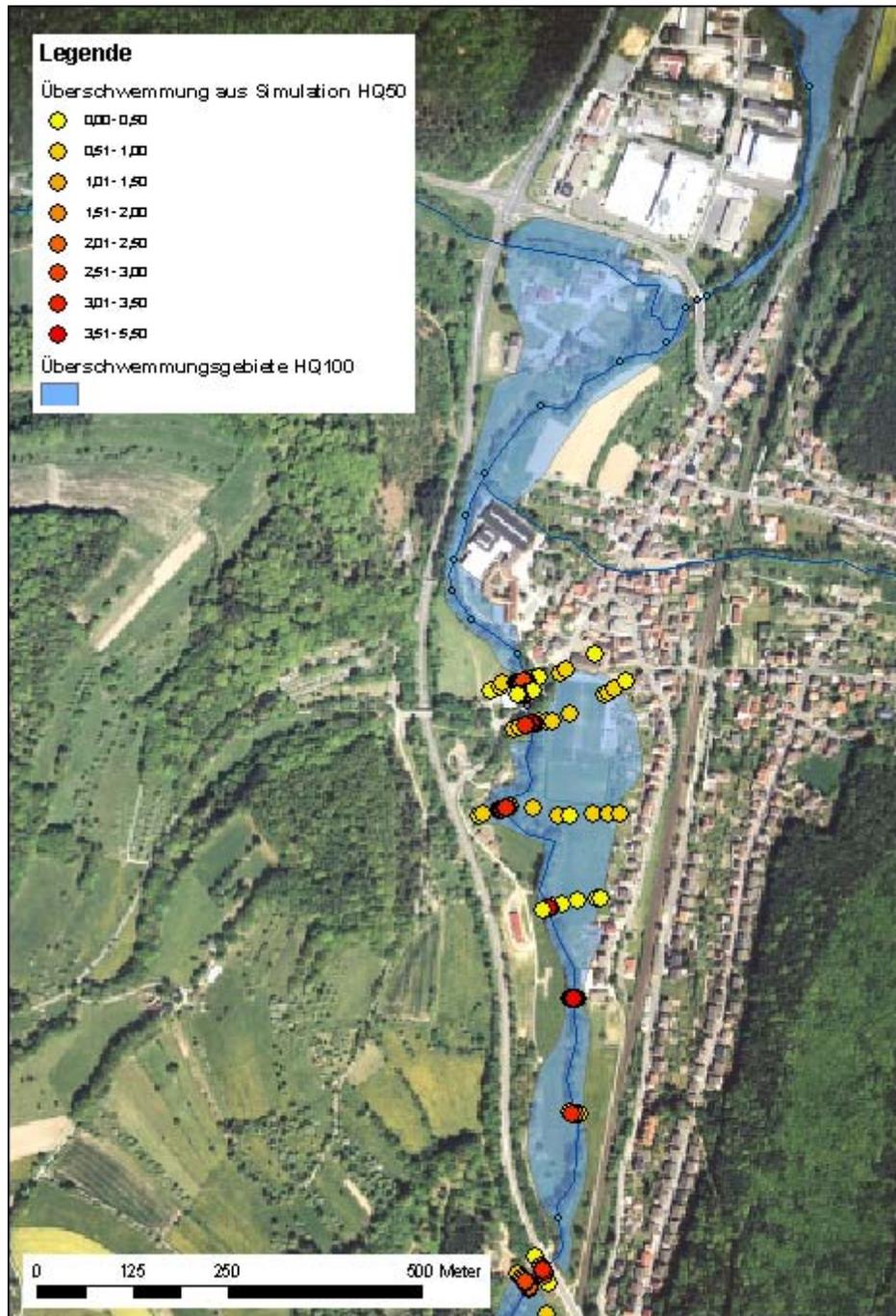


Abbildung 12: Überschwemmungsgebiete bei Zell

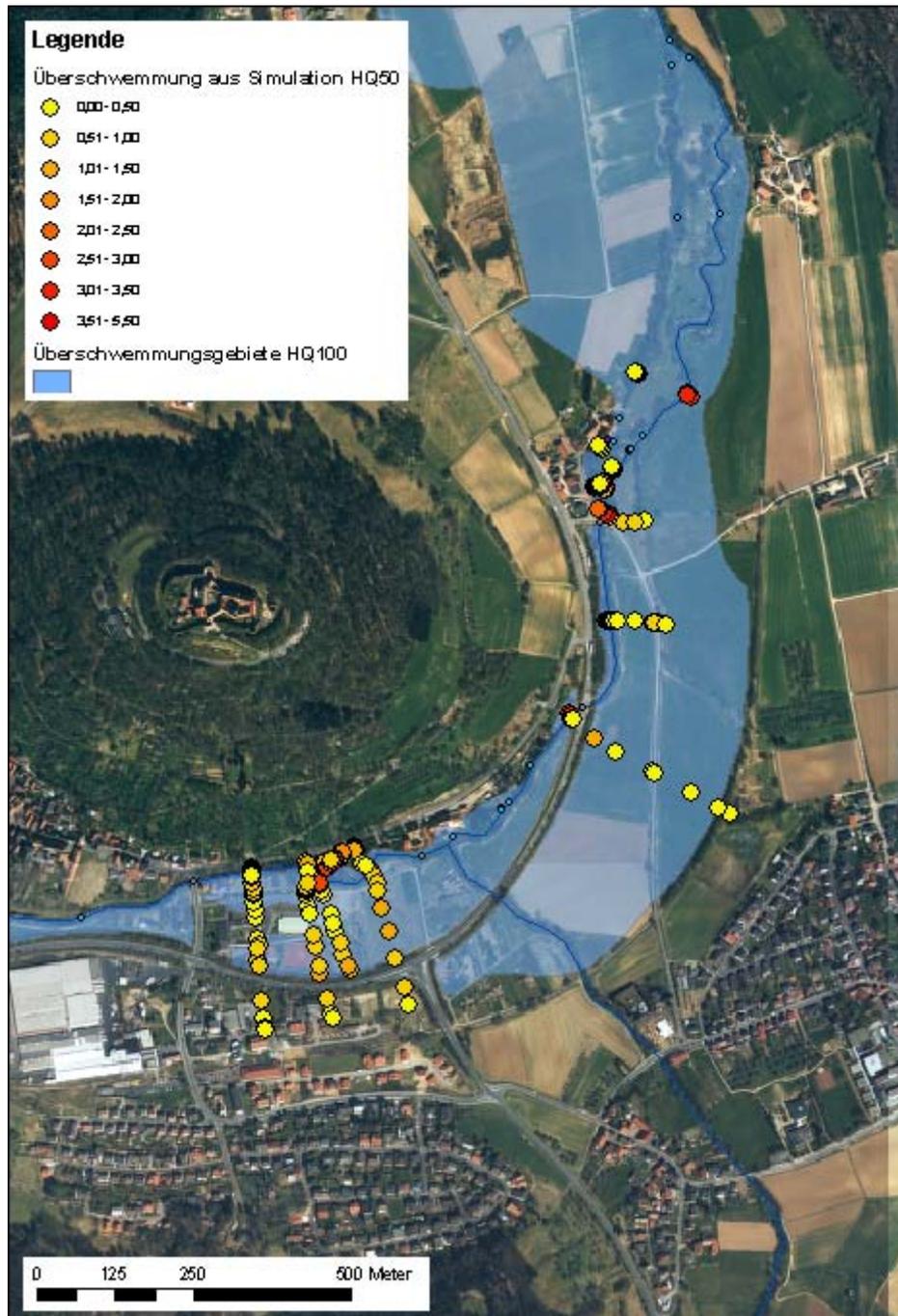


Abbildung 13: Überschwemmungsgebiete bei Neustadt im Odenwald und Rosenbach

## 2.4 Geplante Hochwasserschutzmaßnahmen

In Planung befinden sich derzeit ein Retentionsraum zwischen Asselbrunn und Zell (ca. 200.000 m<sup>3</sup> Retentionsvolumen) und ein weiterer, etwas kleinerer, bei Schönnen (ca. 80.000 m<sup>3</sup> Retentionsvolumen). Die Lage dieser beiden Maßnahmen kann Abbildung 14 entnommen werden. Die Baumaßnahmen für den Retentionsraum bei Zell werden voraussichtlich bis 2008 umgesetzt werden. [Wasserverband Mümling, 2005]

Im Rahmen dieser Arbeit wird u.a. der Retentionsraum Zell eingehend untersucht (siehe Kapitel 6.1), der bei Schönnen liegt außerhalb des Untersuchungsgebiets und wird daher nicht weiter betrachtet.

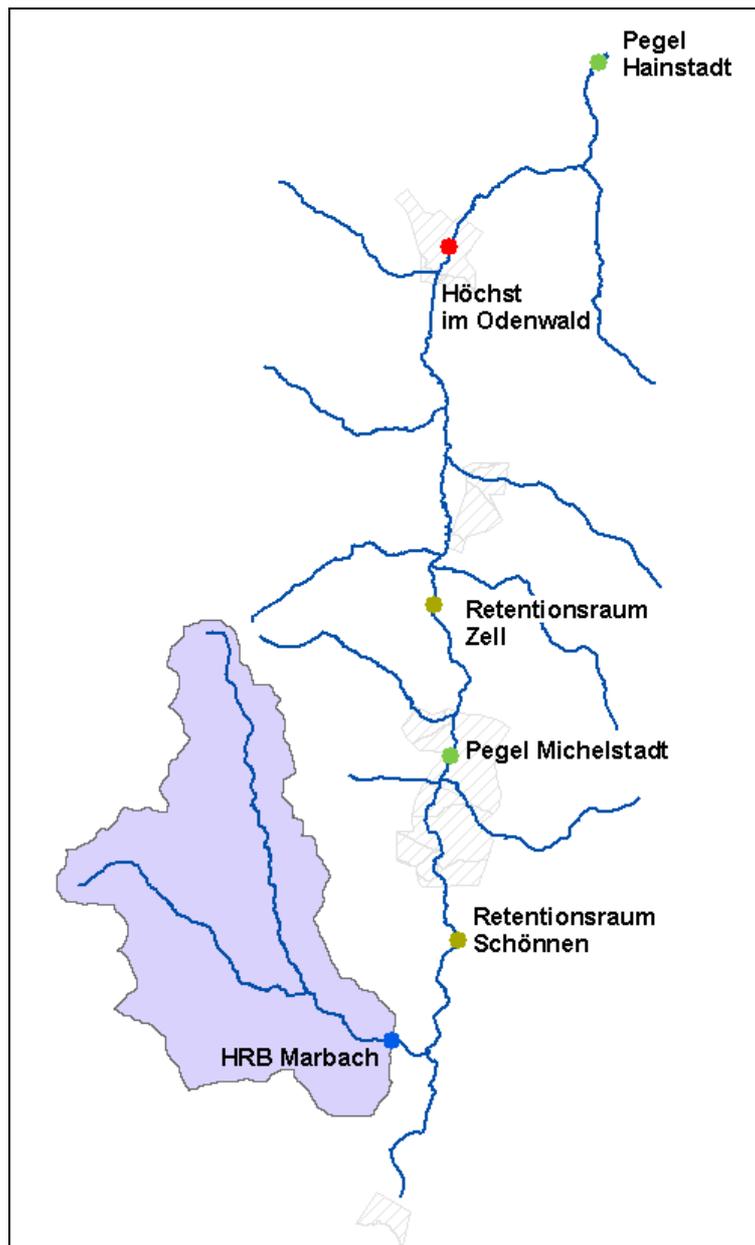


Abbildung 14: Lage des HRB Marbach mit seinem Einzugsgebiet, der geplanten Hochwasserschutzmaßnahmen, und einiger der in diesem Kapitel erwähnten Orte

## 3 Das Programm Sobek

### 3.1 Einführung

Sobek ist ein Programmpaket der holländischen Firma WL | Delft Hydraulics, das insgesamt sieben Programmmodule für verschiedene Wasserwirtschaftsaufgaben integriert. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das "Channel Flow" Modul benutzt, welches eine eindimensionale, instationäre Gerinnehydraulikberechnung erlaubt.

### 3.2 Modellprinzip

Alle folgenden Angaben sind der Online-Hilfe der Software Sobek entnommen.

#### 3.2.1 Gerinne

Im "Water Flow" Modul berechnet Sobek Wasserstände und Abflüsse, indem es die **St. Venant'schen Gleichungen** in 1D löst. Dies sind die **Kontinuitätsgleichung** und die **Impulsgleichung**. Die Kontinuitätsgleichung lautet folgendermaßen:

$$\frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{lat} \quad [\text{Gl. 1}]$$

wobei  $A_f$ : benetzte Fläche [m<sup>2</sup>]  
 $Q$ : Abfluss [m<sup>3</sup>/s]  
 $t$ : Zeit [s]  
 $x$ : Entfernung [m]  
 $q_{lat}$ : seitlicher Zufluss pro Einheitslänge [m<sup>2</sup>/s]

Die Impulsgleichung ist folgende:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{Q^2}{A_f} \right) + g \cdot A_f \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{g \cdot Q \cdot |Q|}{C^2 \cdot R \cdot A_f} - W_f \cdot \frac{\tau_{wi}}{\rho_w} = 0 \quad [\text{Gl. 2}]$$

wobei  $g$ : Erdanziehungskraft [9.81 m/s<sup>2</sup>]  
 $h$ : Höhe des Wasserspiegels [m] (bezogen auf das Bezugsniveau)  
 $C$ : Chézy Koeffizient [m<sup>1/2</sup>/s]  
 $R$ : Hydraulischer Radius [m]  
 $W_f$ : Fließbreite [m]  
 $\tau_{wi}$ : Windschubspannung [N/m<sup>2</sup>]  
 $\rho_w$ : Dichte von Wasser [1000 kg/m<sup>3</sup>]

In der Impulsgleichung beschreibt der erste Term die Trägheit, der zweite die Konvektion, der dritte das Gefälle des Wasserspiegels, der vierte die Sohlreibung und der fünfte die Windreibung (für die Zwecke dieser Arbeit vernachlässigt).

Diese beiden Gleichungen zur Bestimmung der Wasserstände und der Abflüsse werden von Sobek mithilfe des so genannten Delft-Schemas gelöst. Dieses Schema löst die St. Venant'schen Gleichungen mithilfe eines versetzten Rasters. Dabei werden die Wasserstände an den Knotenpunkten und die Abflüsse an den Fließstreckenabschnitten definiert.

### 3.2.2 Bauwerke

#### Brücken

An Bauwerken wie Brücken und Wehren kommen wiederum andere Gleichungen zum Tragen. Die von Sobek benutzte Gleichung zur Berechnung des Abflusses unter einer Brücke ist folgende:

$$Q = \mu \cdot A_f \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)} \quad [\text{Gl. 3}]$$

wobei  $\mu$ : Verlustkoeffizient  
 $h_1$ : Oberwasserstand  
 $h_2$ : Unterwasserstand

Sobek bietet verschiedene Brückentypen zur Auswahl an, wobei der Verlustkoeffizient  $\mu$  bei jedem Typ anders definiert wird. In dieser Arbeit wurden fast ausschließlich Brücken vom Typ "Abutment bridge" (d.h. Brücken ohne Pfeiler, siehe Abbildung 15) verwendet.

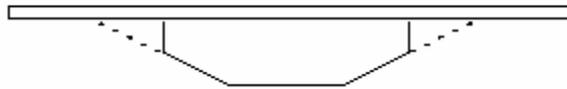


Abbildung 15 "Abutment bridge"

Bei diesem Typ von Brücke ist der Verlustkoeffizient folgendermaßen definiert:

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\xi_i + \xi_f + \xi_o}} \quad [\text{Gl. 4}]$$

wobei  $\xi_i$ : Eingangsverlustkoeffizient [-]  
 $\xi_f$ : Reibungsverlustkoeffizient [-]  
 $\xi_o$ : Ausgangsverlustkoeffizient [-]

In Sobek kann Wasser nicht über Brückenplatten fließen, die Brückenöffnung wird als geschlossen angesehen.

#### Wehre

Bei der Berechnung des Abflusses und des benetzten Querschnitts über Wehre unterscheidet Sobek zwischen vollkommenem und unvollkommenem Überfall. Die Formeln für den vollkommenen Überfall lauten:

$$Q = c_e \cdot c_w \cdot W_s \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot (h_1 - z_s)^3} \quad [\text{Gl. 5}]$$

wobei  $c_e$ : Überfallbeiwert [-]  
 $c_w$ : Querschnittsverengungskoeffizient [-]  
 $W_s$ : Wehrbreite [m]  
 $h_1$ : Oberwasserstand [m]  
 $z_s$ : Höhe der Wehrkrone [m]

und

$$A_f = W_s \cdot \frac{2}{3} \cdot (h_1 - z_s) \quad [\text{Gl. 6}]$$

wobei  $A_f$ : benetzter Querschnitt [m<sup>2</sup>]  
 $W_s$ : Wehrbreite [m]  
 $h_1$ : Oberwasserstand [m]  
 $z_s$ : Höhe der Wehrkrone [m]

Die entsprechenden Formeln für den unvollkommenen Überfall sind wie folgt:

$$Q = c_e \cdot c_w \cdot W_s \cdot \left( h_1 - z_s - \frac{u_s^2}{2 \cdot g} \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)} \quad [\text{Gl. 7}]$$

wobei  $c_e$ : Überfallbeiwert [-]  
 $c_w$ : Querschnittsverengungskoeffizient [-]  
 $W_s$ : Wehrbreite [m]  
 $h_1$ : Oberwasserstand [m]  
 $h_2$ : Unterwasserstand [m]  
 $z_s$ : Höhe der Wehrkrone [m]  
 $u_s$ : Fließgeschwindigkeit über die Wehrkrone [m/s]

und

$$A_f = W_s \cdot \left( h_1 - z_s - \frac{u_s^2}{2 \cdot g} \right) \quad [\text{Gl. 8}]$$

wobei  $A_f$ : benetzter Querschnitt [m<sup>2</sup>]  
 $W_s$ : Wehrbreite [m]  
 $h_1$ : Oberwasserstand [m]  
 $z_s$ : Höhe der Wehrkrone [m]  
 $u_s$ : Fließgeschwindigkeit über die Wehrkrone [m/s]

Die Abgrenzung zwischen vollkommenem und unvollkommenem Überfall wird durch folgende Gleichungen definiert:

Vollkommener Überfall:

$$h_1 - z_s > \frac{3}{2} \cdot (h_2 - z_s) \quad [\text{Gl. 9}]$$

Unvollkommener Überfall:

$$h_1 - z_s \leq \frac{3}{2} \cdot (h_2 - z_s) \quad [\text{Gl. 10}]$$

Durchlässe

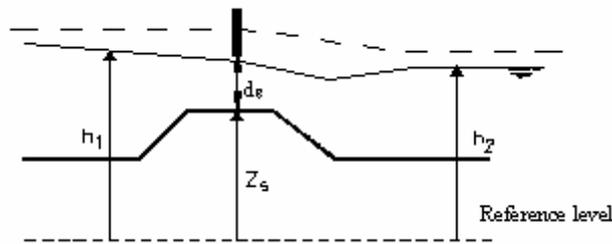


Abbildung 16: Geometrie eines Durchlasses ("Orifice") in Sobek

Für Durchlässe verwendet Sobek 4 verschiedene Gleichungen, zwischen denen, je nach Ober- und Unterwasserstand gewechselt wird. Zwei dieser Gleichungen sind die oben genannten Formeln für vollkommenen und unvollkommenen Überfall über ein Wehr (siehe Gl. 5 und Gl. 7), des Weiteren werden eine Gleichung für den vollkommenen und eine für den unvollkommenen Ausfluss verwendet:

Vollkommener Ausfluss:

$$Q = c_w \cdot W_s \cdot \mu \cdot d_g \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - (z_s + \mu \cdot d_g))} \quad [\text{Gl. 11}]$$

Unvollkommener Ausfluss:

$$Q = c_w \cdot W_s \cdot \mu \cdot d_g \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_1 - h_2)} \quad [\text{Gl. 12}]$$

Die benetzte Fläche wird in beiden Fällen anhand folgender Gleichung berechnet:

$$A_f = W_s \cdot \mu \cdot d_g \quad [\text{Gl. 13}]$$

wobei:  $c_w$ : Querschnittsverengungskoeffizient [-] (normalerweise 0,63)

$W_s$ : Durchlassbreite [m]

$A_f$ : Benetzte Fläche [m<sup>2</sup>]

$\mu$ : Lateraler Querschnittsverengungskoeffizient [-]

$d_g$ : Durchlasshöhe [m]

$h_1$ : Oberwasserstand [m]

$z_s$ : Höhe der Durchlasssohle [m]

$h_2$ : Unterwasserstand [m]

Die verschiedenen Gleichungen werden angewendet, wenn folgende Bedingungen erfüllt sind:

Vollkommener Ausfluss:

$$h_1 - z_s \geq \frac{3}{2} \cdot d_g \quad \text{und} \quad h_2 \leq z_s + d_g \quad [\text{Gl. 14}]$$

Unvollkommener Ausfluss:

$$h_1 - z_s \geq \frac{3}{2} \cdot d_g \quad \text{und} \quad h_2 > z_s + d_g \quad [\text{Gl. 15}]$$

Vollkommener Überfall:

$$h_1 - z_s < \frac{3}{2} \cdot d_g \quad \text{und} \quad h_1 - z_s > \frac{3}{2} \cdot (h_2 - z_s) \quad [\text{Gl. 16}]$$

Unvollkommener Überfall:

$$h_1 - z_s < \frac{3}{2} \cdot d_g \quad \text{und} \quad h_1 - z_s \leq \frac{3}{2} \cdot (h_2 - z_s) \quad [\text{Gl. 17}]$$

## 4 Modellierung

### 4.1 Datengrundlage

#### 4.1.1 Gerinne

Als Datengrundlage für die Modellierung des Gewässerabschnitts im Untersuchungsbe-  
reich dienten Vermessungsdaten der Gerinnequerschnitte, bereitgestellt vom Hessi-  
schen Landesamt für Umwelt und Geologie, ergänzt durch bemaßte Zeichnungen von  
Brücken, Durchlässen und Wehranlagen, erstellt vom Ingenieurbüro Krimmelbein, so-  
wie Luftbilder vom Einzugsgebiet, bezogen vom Landesvermessungsamt Wiesbaden.  
Ein digitales Höhenmodell kam auch zum Einsatz und schließlich wurde eine Begehung  
durchgeführt, in der einzelne Wehre und Gerinneabschnitte vor Ort vermessen wur-  
den.

#### 4.1.2 Randbedingungen

Die Abflussdaten des Pegels Michelstadt an der oberen Modellgrenze und die Schlüs-  
selkurve des Pegels Hainstadt an der unteren Modellgrenze dienten als obere bzw.  
untere Randbedingung des Modells. Zusätzlich wurden die Abflussaufzeichnungen am  
Pegel Hainstadt für die Kalibrierung des Modells verwendet. Die Pegelaufzeichnungen  
stammen vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie und wurden in 15-  
Minuten Zeitschritten aufgezeichnet.

Abbildung 17 zeigt zwei verschiedene Schlüsselkurven für den Pegel Hainstadt, die  
erste (blau) stammt vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie [HLUG,  
1981], die zweite (rot) stammt vom Hochwassernachrichtendienst Bayern [HND Bay-  
ern, 2005] und ist als aktueller einzustufen, wobei der genaue Stand der Daten nicht  
festgestellt werden konnte. Diese letztere Schlüsselkurve wurde für diese Arbeit ver-  
wendet.

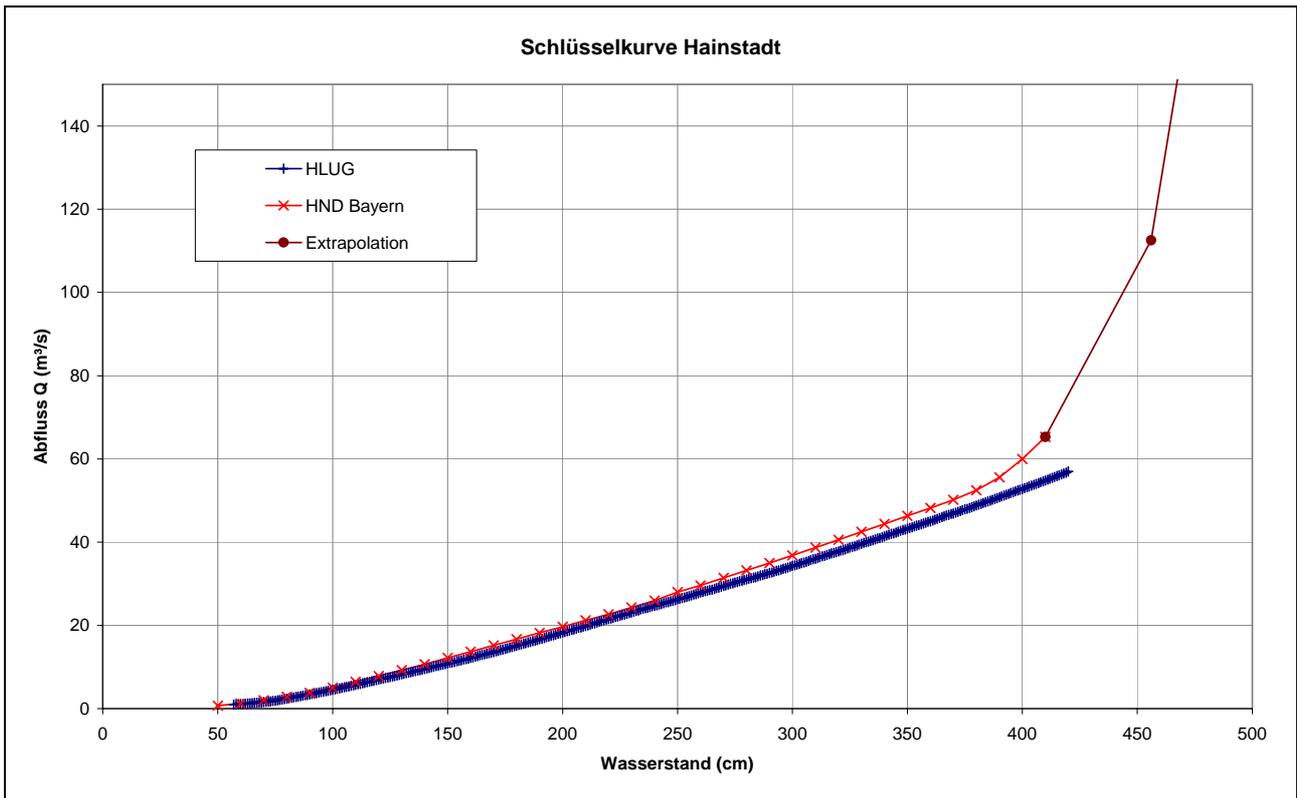


Abbildung 17: Schlüsselkurven am Pegel Hainstadt

### 4.1.3 Niederschlags-Abfluss Modell

Wie oben erwähnt, wurden die Aufzeichnungen am Pegel Michelstadt als Eingangsdaten an der oberen Modellgrenze verwendet. Um jedoch Seitenzuflüsse und Abflüsse aus durchflossenen Gebieten in das Modell eingeben zu können, war eine Niederschlags-Abfluss Modellierung notwendig. Eine solche ist zwar im Programmpaket Sobek integriert, jedoch beinhaltet sie keine Bodenfeuchtesimulation, wie es z.B. beim Programm TALSIM der Firma Sydro der Fall ist. Aus diesem Grund wurden die Niederschlags-Abfluss-Berechnungen in TALSIM durchgeführt und die so gewonnenen Abflussganglinien der Teileinzugsgebiete dann in Sobek eingespeist.

Für diesen Zweck wurde das Einzugsgebiet der Mümling auf Basis eines digitalen Höhenmodells in Teileinzugsgebiete aufgeteilt, denen dann verschiedene Gefälle, Bodentypen, Landnutzungen, Niederschlagsaufzeichnungen, usw. zugeordnet wurden. Die Kalibrierung dieses Modells erfolgte ebenfalls anhand der Abflussaufzeichnungen am Pegel Hainstadt.

(Das Niederschlags-Abfluss-Modell in TALSIM wurde von Dipl.-Ing. Axel Winterscheid und Jens Kiesel aufgestellt und kalibriert, und die diesbezüglichen Arbeiten vom Verfasser dieser Arbeit lediglich begleitet.)

### 4.1.4 Abflussereignisse

Um die Wirksamkeit der verschiedenen Hochwasserschutzmaßnahmen zu untersuchen, wurden drei verschiedene Abflussereignisse mit unterschiedlichen statistischen Wiederkehrintervallen ausgewählt:

- *Ereignis A:* Das kleinste der drei Ereignisse entspricht dem gemessenen Hochwasser von Dezember 1993, welches in Hainstadt zu einem Scheitelabfluss von  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  führte. Dies entspricht dort in etwa einem Hochwasserereignis mit einem statistischen Wiederkehrintervall von 18 Jahren ( $\text{HQ}_{18}$ ).
- *Ereignis B:* Dieses Ereignis ist ein künstliches Ereignis, das auf Basis von Ereignis A erstellt wurde, indem alle Zuflüsse mit dem Faktor 1,25 multipliziert wurden, um so einen Scheitelabfluss von  $75 \text{ m}^3/\text{s}$  am Pegel Hainstadt zu erreichen, was dort einem  $\text{HQ}_{50}$  entspricht.
- *Ereignis C:* Auch ein künstliches Ereignis, diesmal aber basierend auf dem Hochwasserereignis vom Herbst 1998. Gemessen wurden damals  $55,6 \text{ m}^3/\text{s}$  am Pegel Hainstadt ( $\approx \text{HQ}_{12}$ ). Aufgrund der räumlich und zeitlich unzureichend aufgelösten Niederschlagsaufzeichnungen wird der Abfluss dieses Ereignisses im Niederschlags-Abfluss Modell von TALSIM überschätzt, wodurch es in Sobek schließlich zu einem Scheitelabfluss von ca.  $105 \text{ m}^3/\text{s}$  bei Hainstadt kommt, was weit über einem  $\text{HQ}_{100}$  liegt. Um die Wirksamkeit der Hochwasserschutzmaßnahmen bei einem  $\text{HQ}_{100}$  beurteilen zu können, wurden alle Zuflüsse mit dem Faktor 0,785 multipliziert, um so einen Scheitelabfluss von  $85,2 \text{ m}^3/\text{s}$  am Pegel Hainstadt zu erreichen ( $\approx \text{HQ}_{100}$ ).

Wie in Abbildung 19 ersichtlich, entspricht die Jährlichkeit der Ereignisse am Pegel Michelstadt aufgrund unterschiedlicher räumliche Niederschlagsverteilungen nicht derer am Pegel Hainstadt.

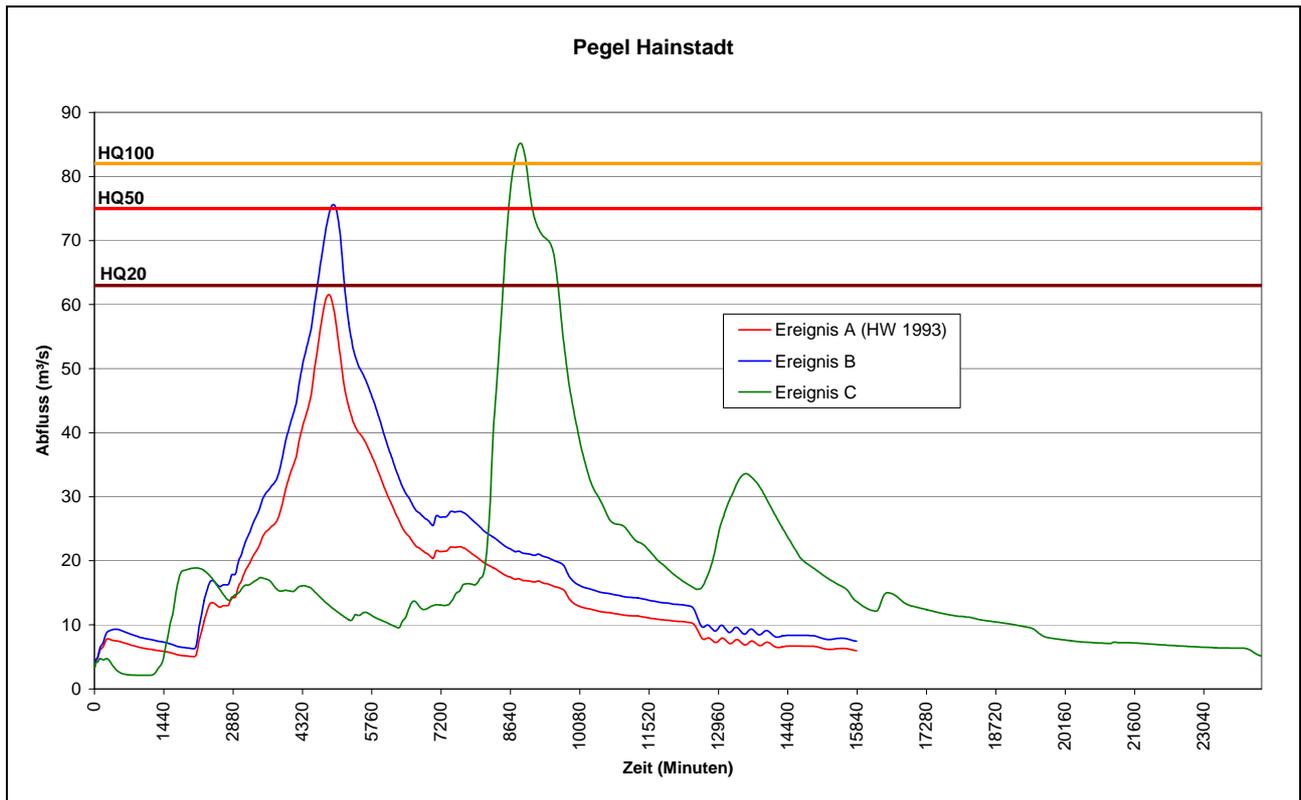


Abbildung 18: Untersuchte Abflussereignisse am Pegel Hainstadt

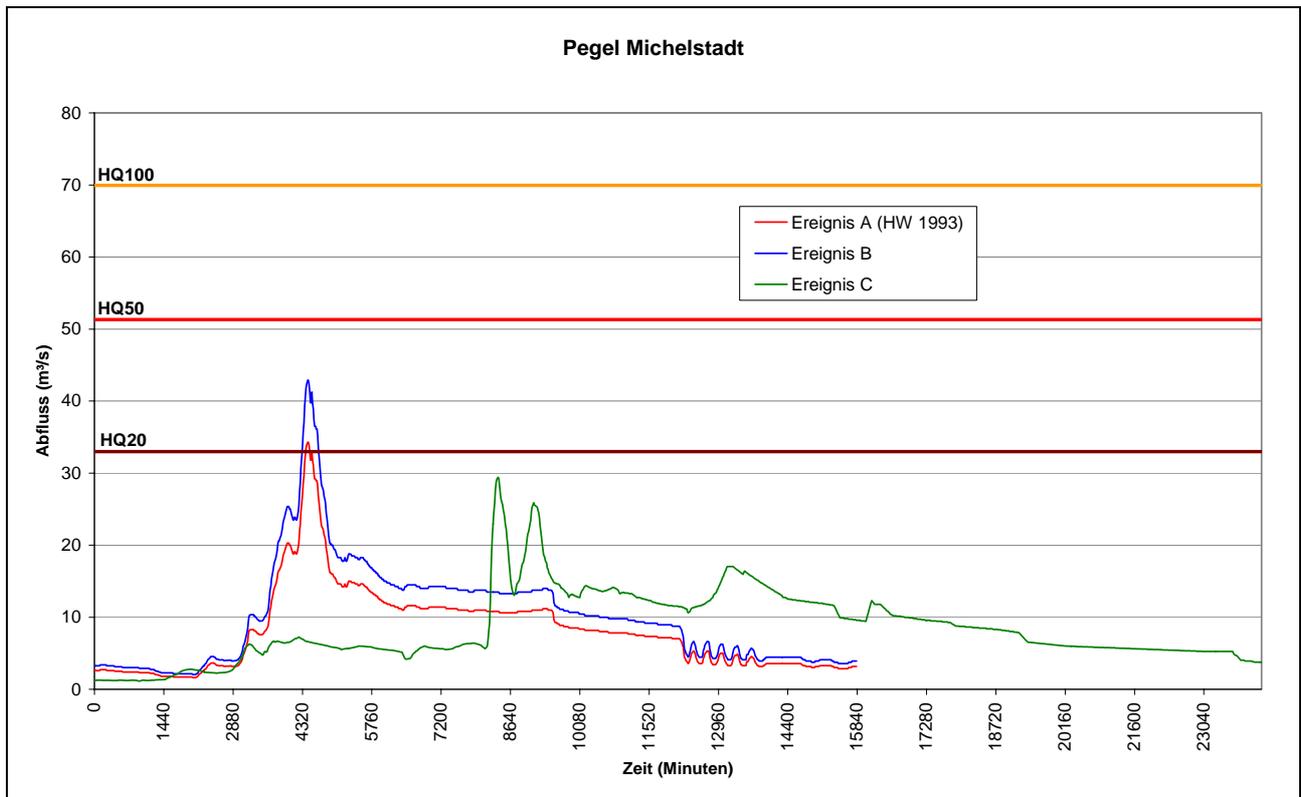


Abbildung 19: Untersuchte Abflussereignisse am Pegel Michelstadt

Abbildung 20 zeigt die statistischen Wiederkehrintervalle für Hochwasserscheitelabflüsse am Pegel Hainstadt zusammen mit den Spitzenabflüssen der 3 gewählten Abflussereignisse, Abbildung 21 zeigt dasselbe analog für den Pegel Michelstadt.

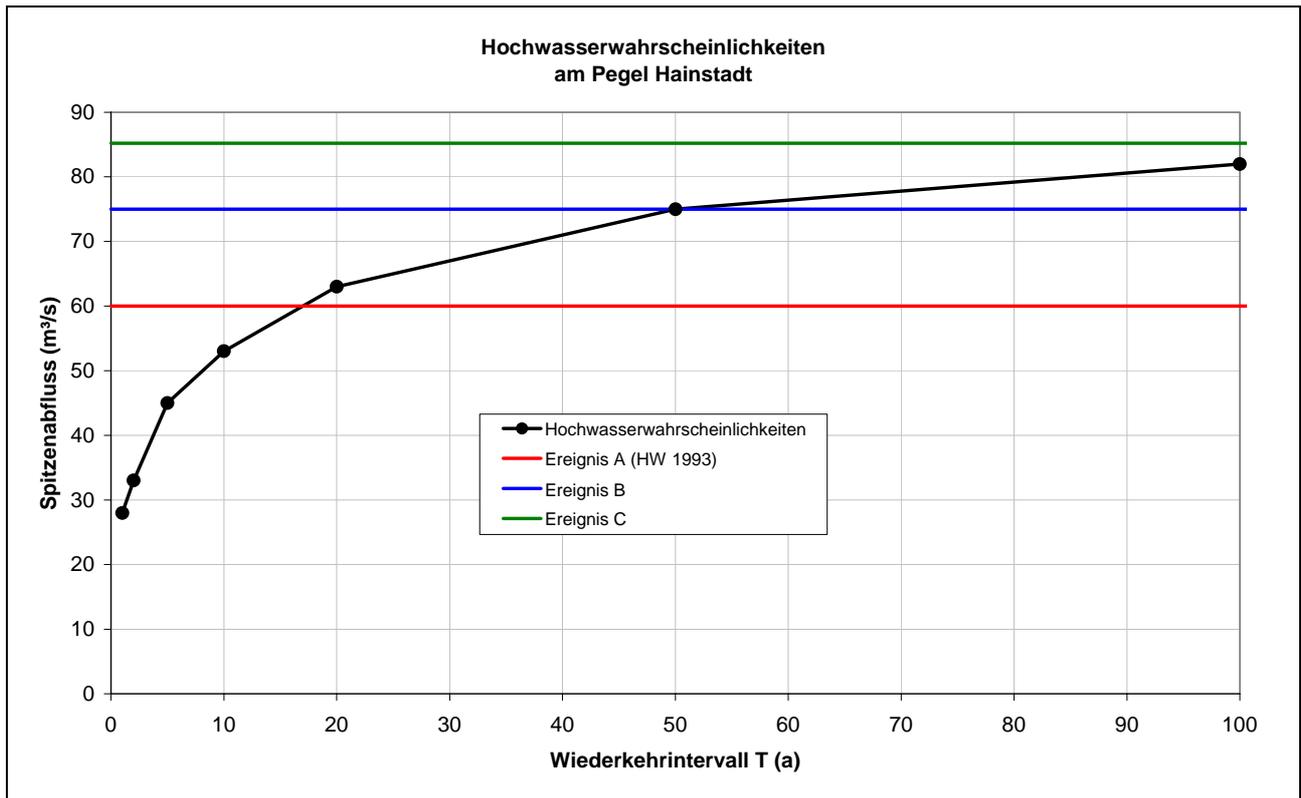


Abbildung 20: Hochwasserwahrscheinlichkeiten am Pegel Hainstadt [HND Bayern, 2005 b] und die Spitzenabflüsse der 3 untersuchten Abflussereignisse

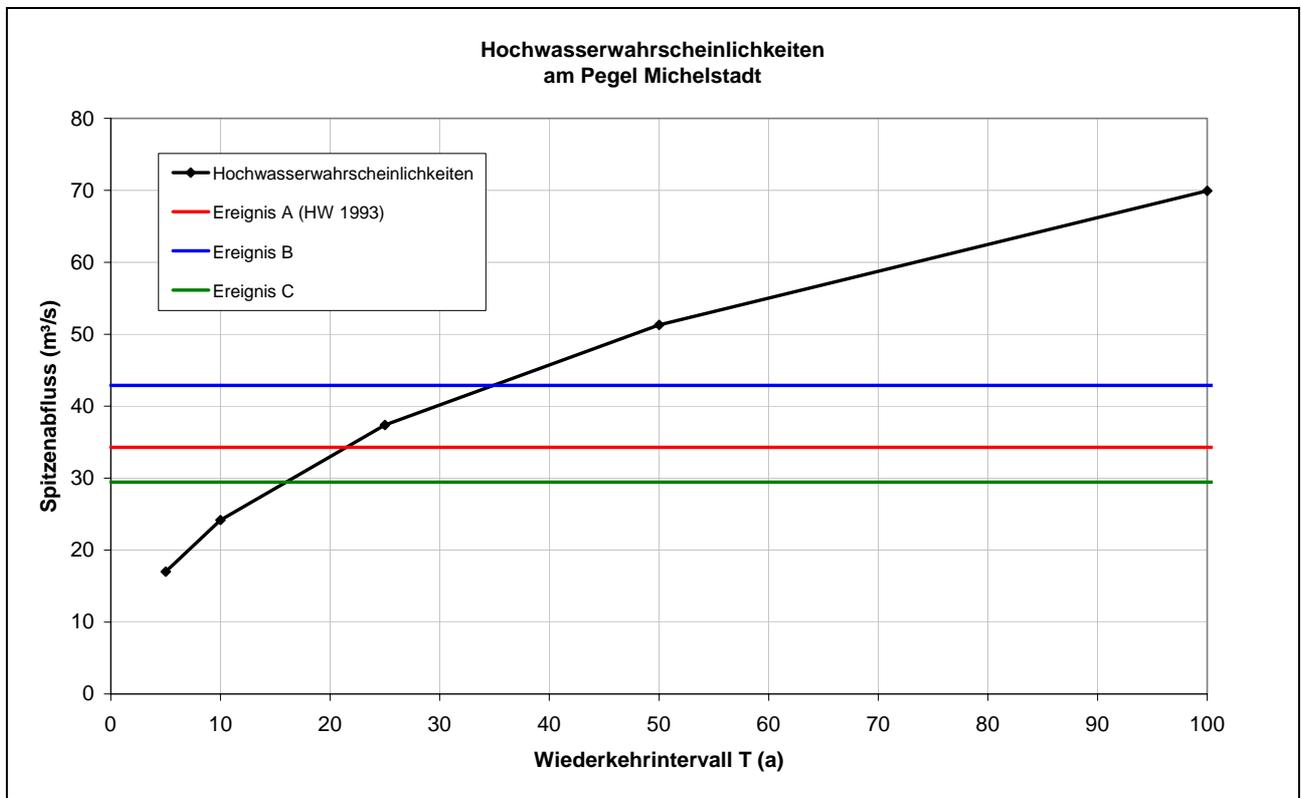


Abbildung 21: Hochwasserwahrscheinlichkeiten am Pegel Michelstadt [HLUG 1979] und die Spitzenabflüsse der 3 untersuchten Abflussereignisse

## 4.2 Getroffene Annahmen / Vereinfachungen

Naturgemäß mussten bei der Überführung des Untersuchungsgebiets in das Modell Annahmen getroffen und Vereinfachungen vorgenommen werden, diese werden in den folgenden Abschnitten erläutert.

### 4.2.1 Schlüsselkurve Hainstadt

Die zur Verfügung stehende Schlüsselkurve des Pegels Hainstadt hört bei  $63 \text{ m}^3/\text{s}$  auf (siehe Abbildung 17). Um auch größere Abflüsse im Modell abbilden zu können, wurde die Schlüsselkurve am Pegel Hainstadt vereinfachend mittels der Formel von Manning-Strickler (Gl. 18) und dem Gerinnequerschnitt am Pegel Hainstadt (siehe Abbildung 22) extrapoliert.

$$v = k_{st} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot J_E^{1/2} \quad [\text{Gl. 18}]$$

wobei  $v$ : mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]  
 $k_{st}$ : Rauigkeitsbeiwert [ $\text{m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ ]  
 $r_{hy}$ : Hydraulischer Radius [m]  
 $J_E$ : Gefälle der Energielinie [-]

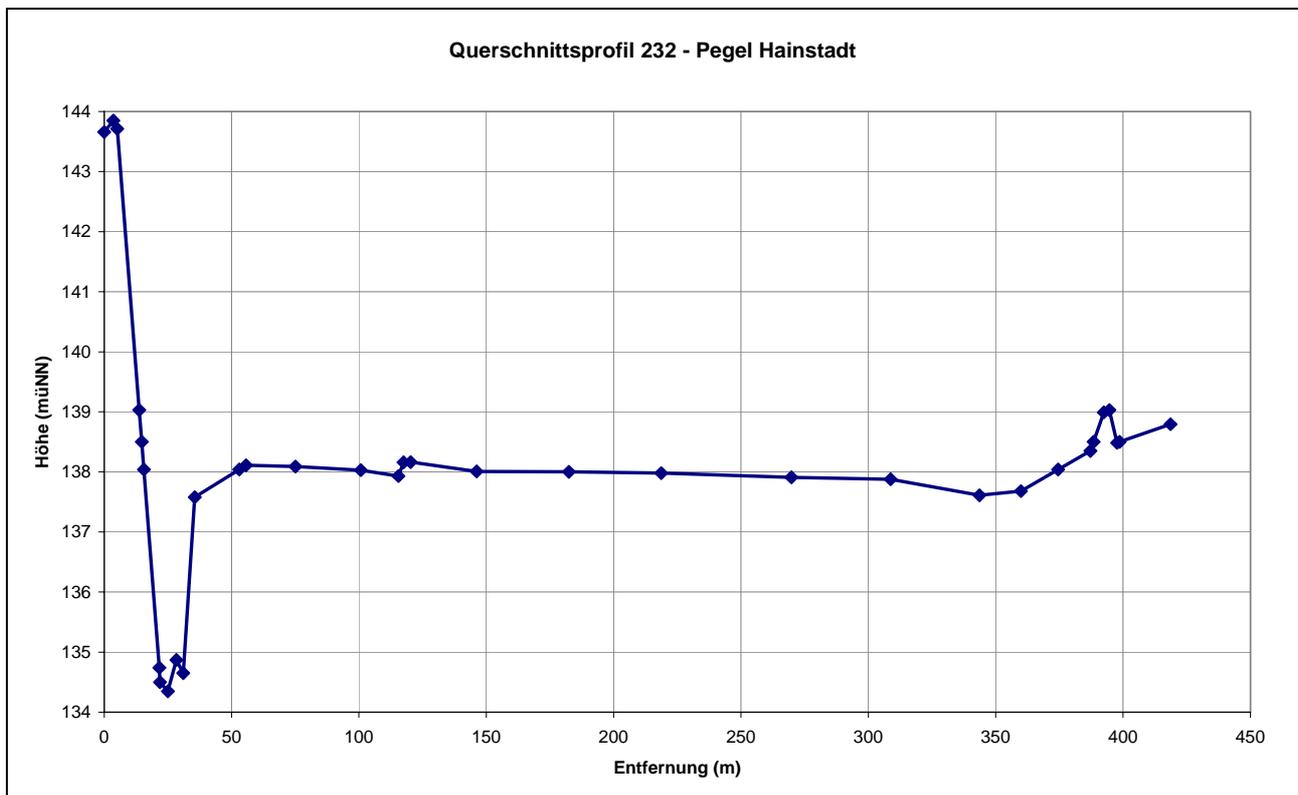


Abbildung 22: Querschnittsprofil 232 am Pegel Hainstadt – verwendet für die Extrapolation der Schlüsselkurve

Diese Extrapolation muss als sehr vereinfachend eingestuft werden, da sie Abflüsse größer als dem bordvollen Abfluss einbezieht, aber keine Unterscheidung zwischen dem Abfluss im Gerinne und dem Abfluss auf dem Vorland macht. Außerdem wurde ein gleichförmiger Abfluss angenommen, um das Energiegefälle gleich dem (bekannten) Sohlgefälle gleichsetzen zu können. Für den Zweck dieser Arbeit kann diese Vereinfachung jedoch hingenommen werden, da das Programm Sobek die Abfluss-Wasserstands-Beziehung lediglich dazu verwendet, um den Wasserstand im Randknoten vom Abflusswert des oberhalb gelegenen Fließabschnitts abzuleiten, in dieser Arbeit aber lediglich der Abfluss in eben jenem Fließabschnitt von Interesse ist.

### 4.2.2 Querschnittsprofile

Die Messpunkte der einzelnen Querschnittsprofile liegen nicht immer auf einer Geraden und sind auch nicht immer rechtwinklig zum Flusslauf angeordnet. Dadurch sind einzelne Querschnittsprofile leicht verfälscht, denn eine Projektion der einzelnen Profile auf eine rechtwinklig zum Flusslauf verlaufende Gerade wäre im Rahmen dieser Arbeit zu aufwändig gewesen. Die daraus resultierende Ungenauigkeit kann jedoch als Minimal angesehen werden, auch weil jedes einzelne im Modell verwendete Querschnittsprofil hinsichtlich seiner Plausibilität untersucht und wenn nötig leicht korrigiert wurde.

Insgesamt wurden entlang des Flusslaufs 267 Querschnittsprofile definiert, was einem mittleren Abstand von etwa 115 m zwischen den Querschnittsprofilen entspricht. Zwischen zwei Querschnittsprofilen wird die Flussbettgeometrie von Sobek interpoliert.

An so genannten "Connection nodes", d.h. Verbindungsknoten, die dazu verwendet werden, zwei Flussläufe zu verbinden bzw. einen Flusslauf aufzuteilen, findet diese Interpolation jedoch leider nicht statt, was zu stufenförmigen Längsschnitten in diesen Bereichen führt. Die daraus resultierende Ungenauigkeit wurde auf ein Minimum reduziert indem vor und nach den Verbindungsknoten zusätzliche, manuell interpolierte Querschnittsprofile definiert wurden, wodurch der nicht-interpolierte Bereich so klein wie möglich gehalten wurde.

### 4.2.3 Brücken

Im Prinzip betrachtet Sobek Brücken als reine Durchlässe – eine Strömung überhalb der Brückenplatte ist nicht möglich. Der Einstauwirkung von Brücken bei hohen Abflüssen (Oberwasserstand höher als Brückenunterkante) wird dadurch überschätzt. Dieser Effekt ist allerdings vernachlässigbar, wie an zwei Testläufen einmal mit und einmal ohne Brücken gezeigt werden konnte (siehe Abbildung 23).

Die Verluste durch Querschnittsverengung, bzw. –erweiterung wurden vereinfachend bei allen Brücken mit  $\xi = 0,25$  eingegeben, welches ausgerundeten Übergängen entspricht. Der Reibungswert für die Brückensohle wurde ebenfalls einheitlich mit  $k_{st} = 40 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$  (entspricht einem groben Kies) eingegeben.

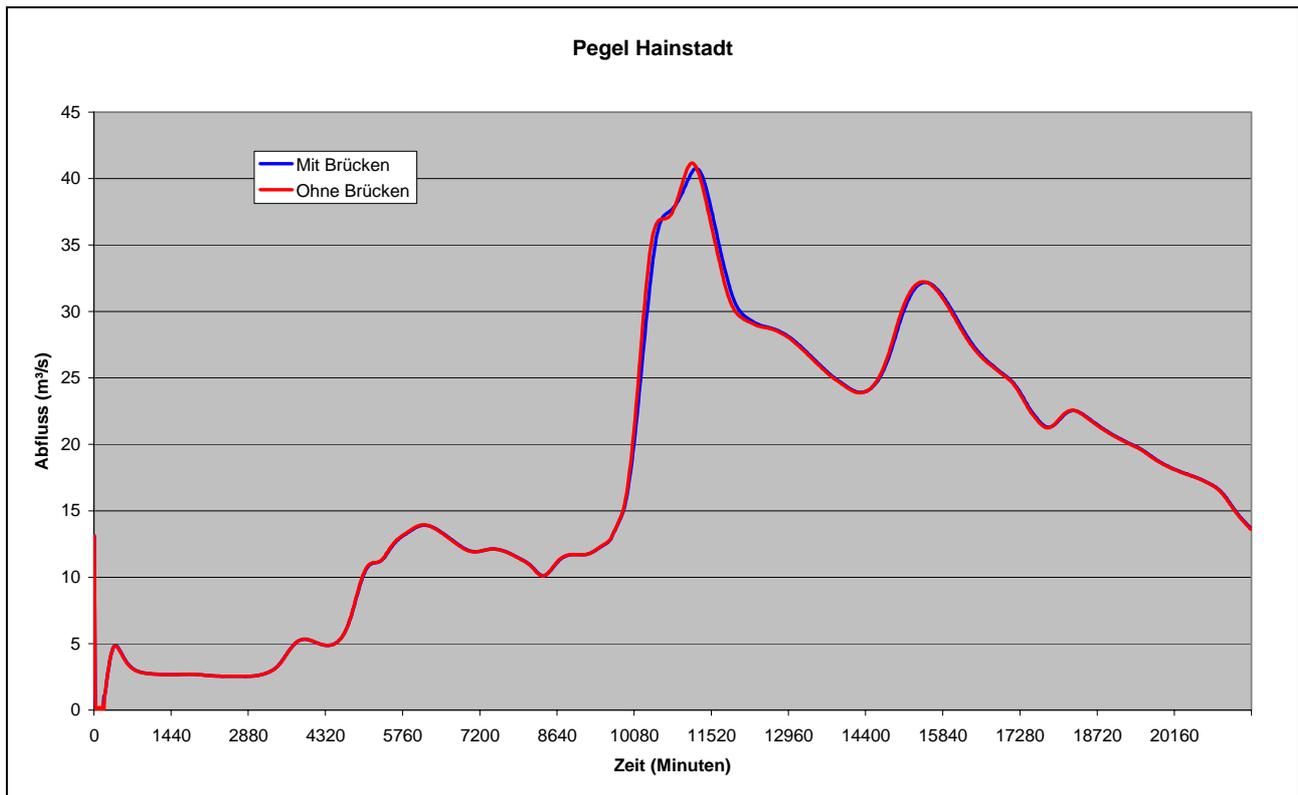


Abbildung 23: Retentionseffekt von Brücken im Modell

### 4.2.4 Wehre

Wehre können in Sobek nicht umflossen werden, sie verhalten sich so, als sei am linken und rechten Rand des Wehrs eine undurchlässige, vertikale Wand. Dadurch ergibt sich insbesondere bei schmalen Wehren ein höherer Einstau als in der Realität. Dieser Effekt wurde im Rahmen dieser Arbeit so weit wie möglich verhindert, indem zu schmale Wehre künstlich verbreitert wurden, eine gewisse Verfälschung der Simulationsergebnisse bei hohen Abflüssen ist jedoch nicht zu verhindern.

### 4.2.5 Durchlässe

Wegen der 4 verschiedenen Überfall- und Auslassgleichungen, zwischen denen Sobek je nach Ober- und Unterwasserstand hin und her springt, kommt es insbesondere bei breiten Durchlässen zu Sprüngen in den Abflussganglinien (siehe Beispiel Abbildung 24). Der Fehler, der dadurch entsteht ist möglicherweise nicht vernachlässigbar, konnte jedoch nicht beseitigt werden.

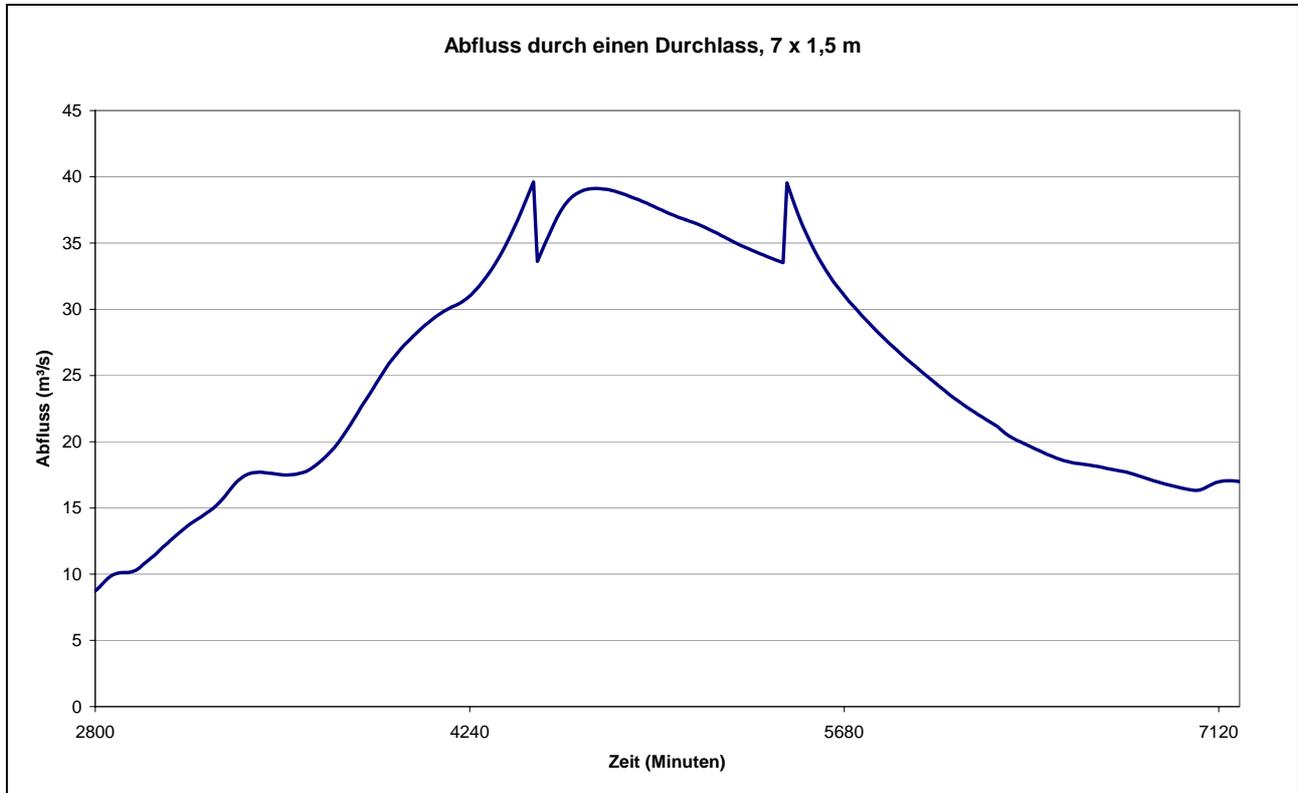


Abbildung 24: Beispiel von Sprüngen in der Abflussganglinie eines Durchlasses

### 4.2.6 Reibung

Der Retentionseffekt einer erhöhten Reibung auf den Vorländern ist (in Sobek) sehr gering (siehe Abbildung 25).

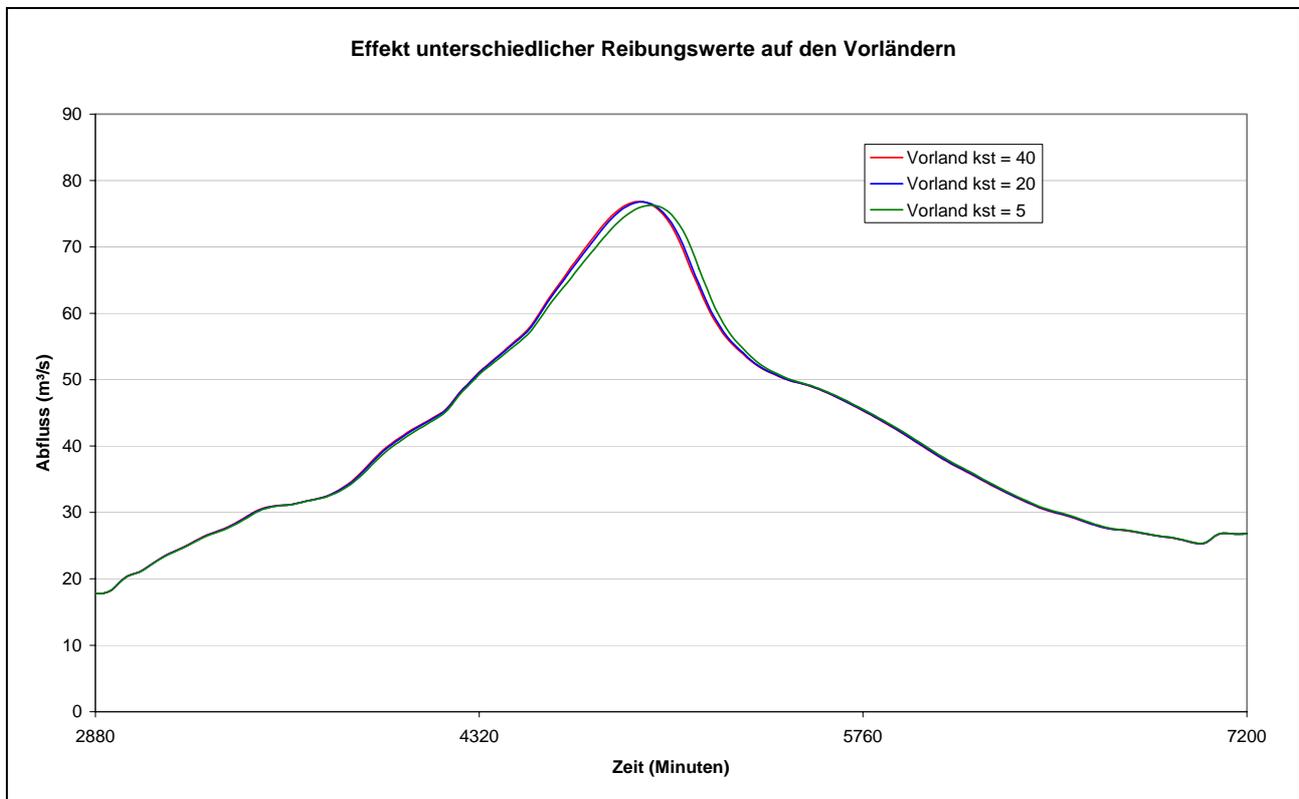


Abbildung 25: Effekt verschiedener Reibungswerte auf den Vorländern auf die Abflussganglinie beim Pegel Hainstadt, Gerinne  $k_{St} = 40 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$ , Ereignis B

Für diese Arbeit ergab sich durch die Aufteilung der Querprofile in 3 Reibungsbereiche mit Werten von  $20 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$  für das Vorland und  $40 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$  für das Gerinne die beste Übereinstimmung zwischen der simulierten Abflussganglinie und der gemessenen (siehe auch Kapitel 5 "Modellkalibrierung").

## 5 Modellkalibrierung

Ein wesentlicher Teil der Modellkalibrierung erfolgte bereits im Niederschlags-Abfluss-Modell in TALSIM.

Die in Sobek durchzuführende Kalibrierung bezog sich hauptsächlich auf die Reibung (siehe auch Kapitel 4.2.6, S. 28), und die Anpassung von Modellobjekten wie Querschnittsprofilen, Wehren und Brücken in schwierigen Gerinneabschnitten.

Die Kalibrierung wurde sowohl in TALSIM als auch in Sobek anhand der aufgezeichneten Abflussdaten des Hochwassers 1993 am Pegel Hainstadt durchgeführt. Das Ergebnis ist in Abbildung 26 dargestellt. Die aus der Simulation resultierende Abflussmenge liegt ca. 5% über der gemessenen Abflussmenge. Der Scheitelwert in der Simulation übertrifft den gemessenen um ca.  $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $\approx 2,6\%$ ).

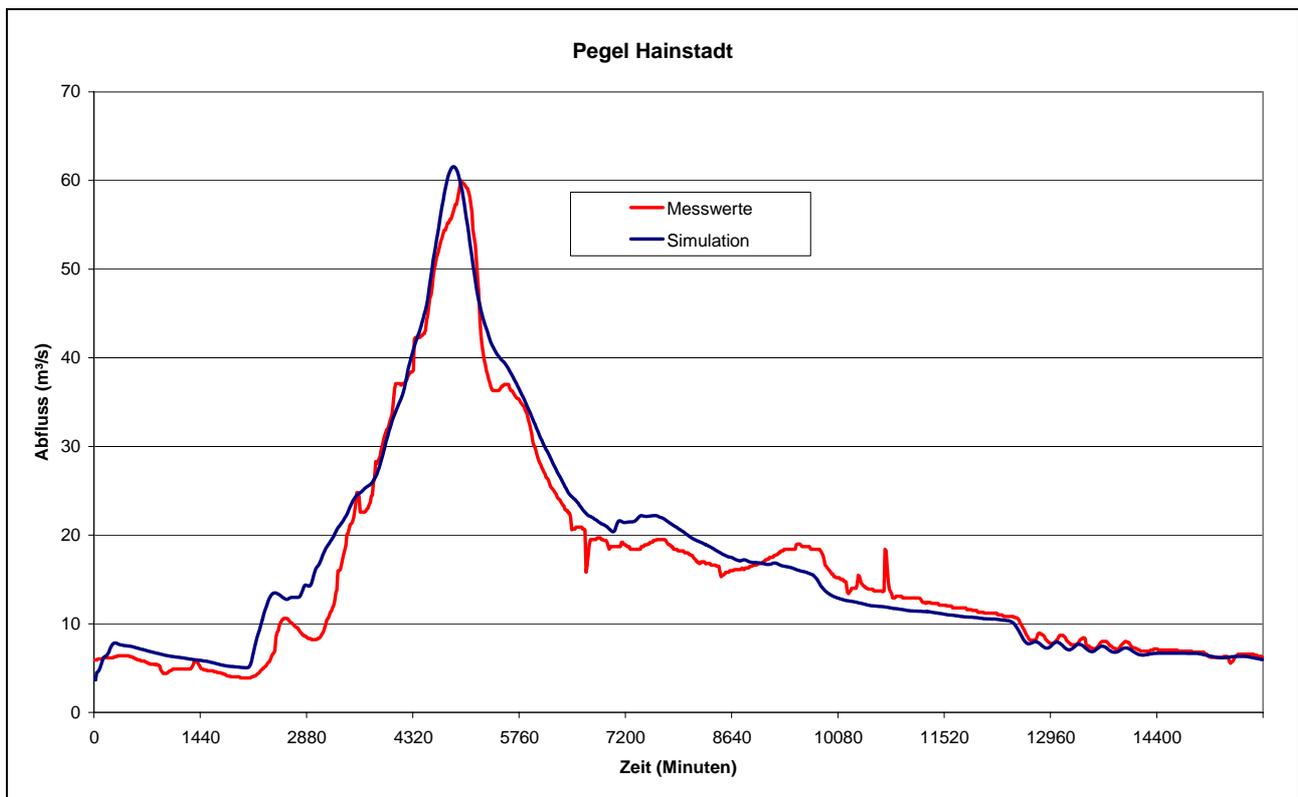


Abbildung 26: Ergebnis der Modellkalibrierung anhand des Hochwasserereignisses von 1993

Leider gab es bei einem zweiten Hochwasserereignis von 1998 keine so gute Übereinstimmung der Simulationswerte mit der gemessenen Abflussganglinie (siehe Abbildung 27). Die Abflüsse wurden bereits in TALSIM in der Spitze stark überschätzt, was auf zeitlich und räumlich unzureichend aufgelöste Niederschlagsaufzeichnungen zurückgeführt werden konnte. Das Abflussereignis war von räumlich stark unterschiedlichen Niederschlagsereignissen geprägt, die es schwer machen, die Tagesmittelwerte der drei umliegenden Niederschlagsstationen anhand der 15-Minuten-Werte einer anderen Station auf plausible Weise höher aufzulösen.

Ein drittes Abflussereignis konnte im Rahmen dieser Arbeit nicht modelliert werden, wäre aber vorteilhaft gewesen, um die Plausibilität der Simulationsergebnisse besser verifizieren zu können.

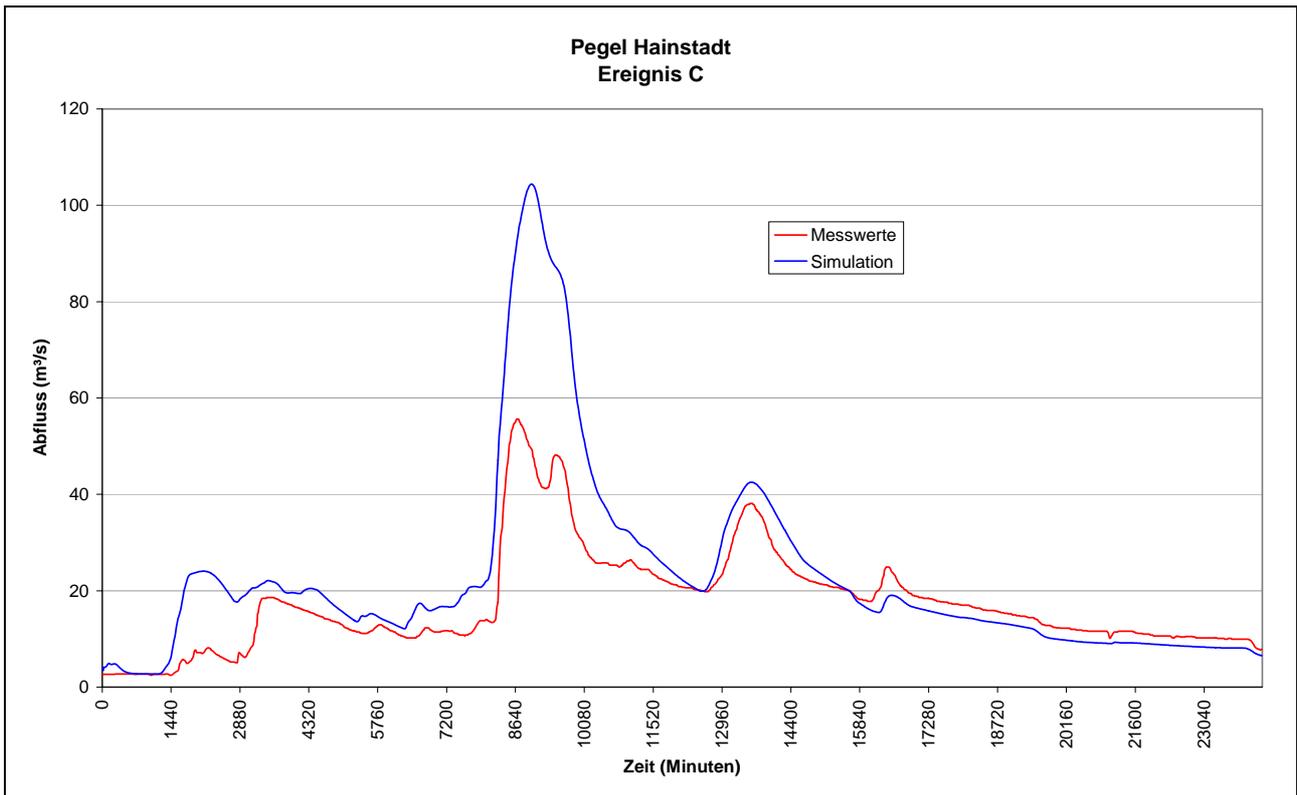


Abbildung 27: Vergleich der Mess- und Simulationswerte für das Abflussereignis C (HW 1998)

## 6 Untersuchungen und Ergebnisse

Das hessische Retentionskataster [HLUG, 2005] gibt einen Überblick über vorhandene und potentielle Retentionsräume entlang der Mümling. Viele dieser Retentionsräume sind vergleichsweise klein und erfordern lediglich den Einbau von Sohlswellen bzw. Sohlrampen, um besser oder überhaupt ausgenutzt werden zu können. Der Effekt solcher Maßnahmen wäre vornehmlich bei kleinen Abflüssen gegeben, weswegen sie im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet werden.

Für diese Arbeit wurden zwei der größeren im Retentionskataster genannten Retentionsräume im oberen Abschnitt des Untersuchungsgebiets ausgewählt, anhand derer im Folgenden verschiedene Ausbaumöglichkeiten analysiert werden. Dies sind der **Retentionsraum Zell** und der **Retentionsraum Mümling-Grumbach** (siehe Abbildung 28).

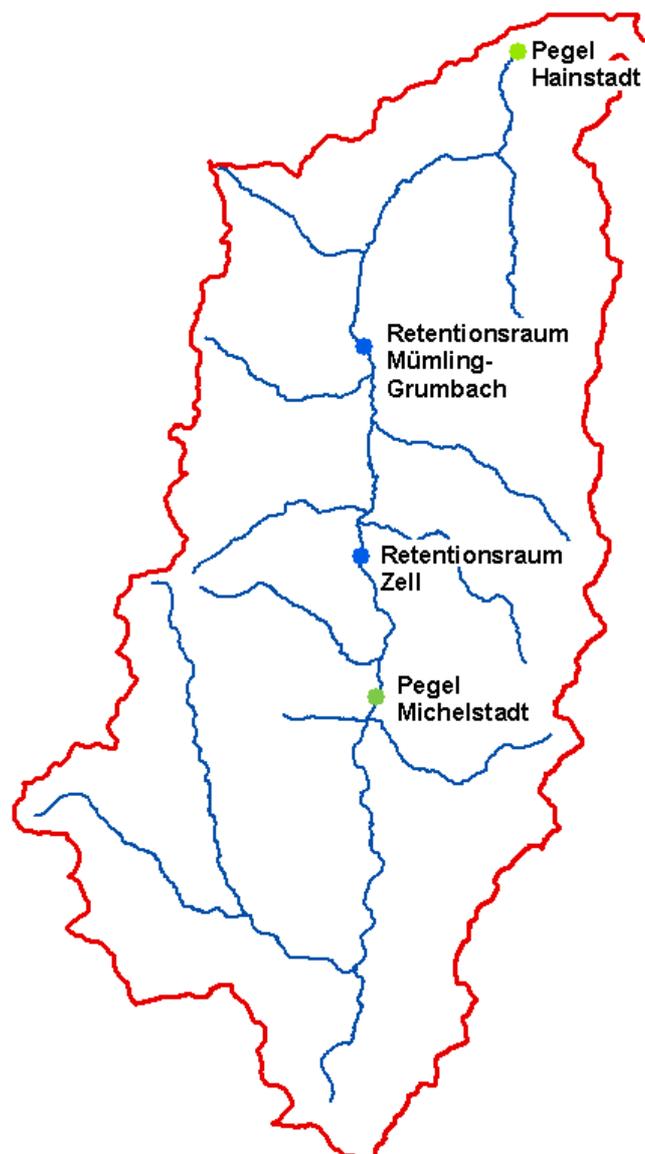


Abbildung 28: Lage der untersuchten Retentionsräume

Alle Varianten der beiden Retentionsräume werden jeweils mit den Abflussereignissen A, B und C simuliert, welche in Kapitel 4.1.4 "Abflussereignisse" auf Seite 21 vorgestellt wurden.

## 6.1 Retentionsraum Zell

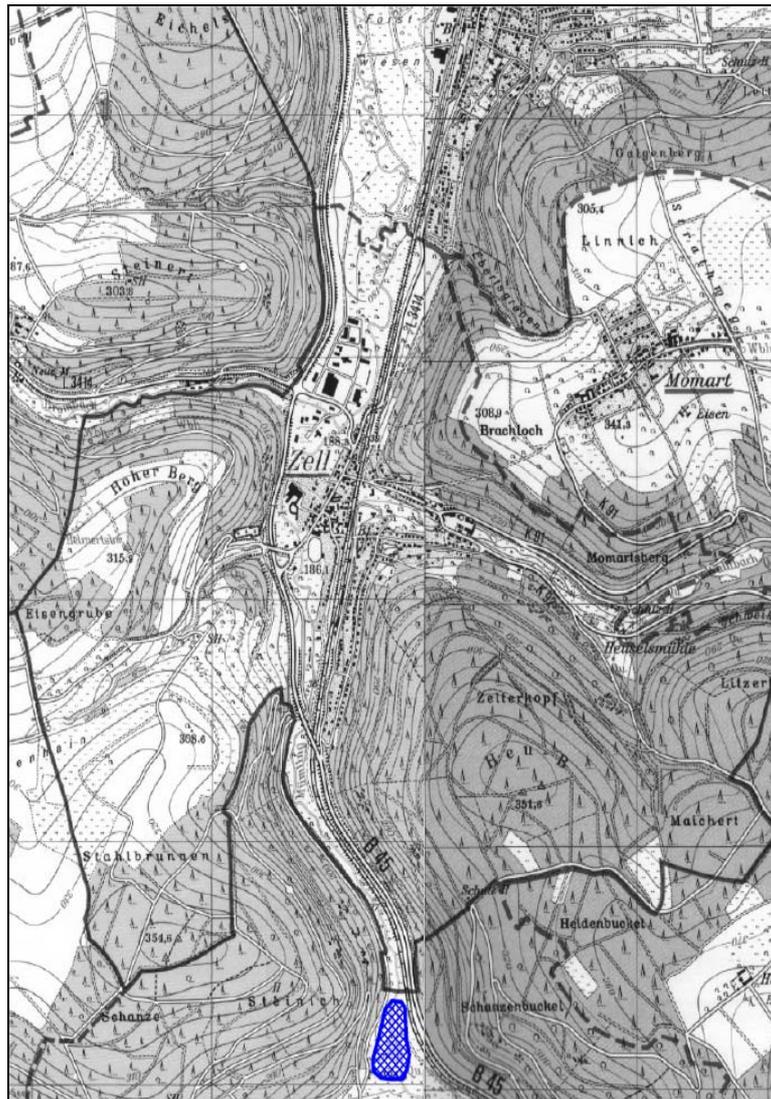


Abbildung 29: Lage des Retentionsraums Zell [HLUG, 2005]

Im Retentionskataster [HLUG, 2005] wird nur eine relativ kleine Fläche als Retentionsraum oberhalb von Zell ausgewiesen (siehe Abbildung 29). Dies ist dadurch bedingt, dass die Autoren von Kleinstmaßnahmen wie Sohlanhebungen und Sohlschwellen für die Ausnutzung dieses Retentionsraums ausgehen.

Wie in Kapitel 2.4 "Geplante Hochwasserschutzmaßnahmen" auf Seite 13 bereits erwähnt, ist vom Wasserverband Mümling jedoch ein Hochwasserrückhaltebecken bei Zell bereits in Planung. Dadurch lässt sich der Retentionsraum um ein vielfaches vergrößern (siehe Abbildung 30). In diesem Kapitel sollen verschiedene Varianten für den Ausbau eines Hochwasserrückhaltebeckens an dieser Stelle untersucht werden.

### 6.1.1 Grundlagen

Zunächst soll festgehalten werden, dass dieses Hochwasserrückhaltebecken ohne Dauerstau, d.h. mit einem Durchlass, ausgeführt werden soll, um die ökologische Durchgängigkeit der Mümling zu erhalten und so wenig wie möglich in das Abflussregime einzugreifen. Weiterhin soll die Hochwasserentlastung als Wehrschwelle ausgebildet werden, ein Hochwasserentlastungsturm in Form eines Kelchüberfalls soll aus landschaftspflegerischen Gesichtspunkten nicht in Betracht gezogen werden.

Die maximale Einstauhöhe des Hochwasserrückhaltebeckens ist durch einen angrenzenden Bahndamm auf 188,5 müNN (~ 6,3 m Stauhöhe) beschränkt (siehe Abbildung 30). Bei Annahme einer Überfallhöhe von 0,5 m für die Hochwasserentlastung muss die entsprechende Wehrschwelle folglich bei 188 müNN liegen.

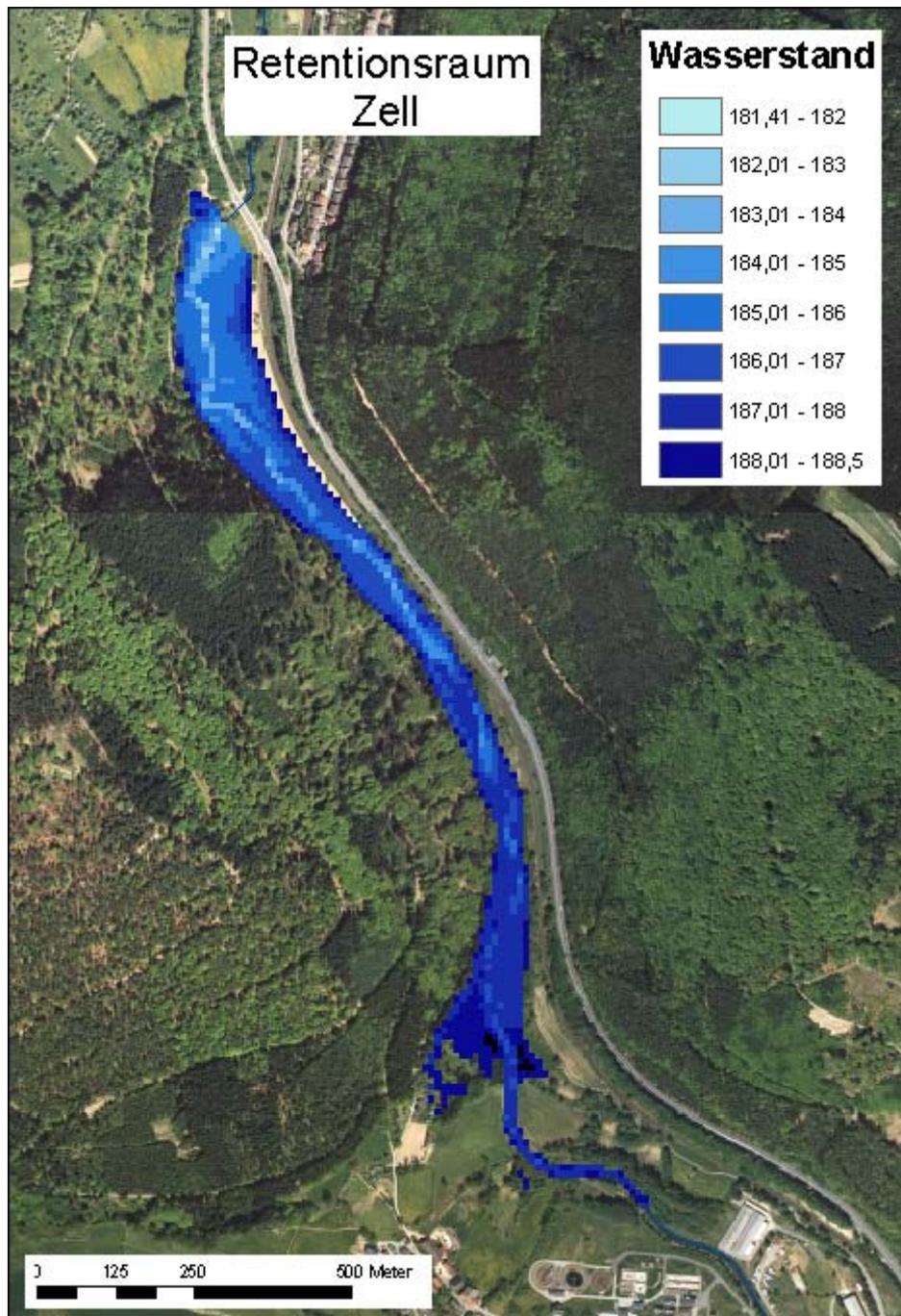


Abbildung 30: Überflutungsflächen bei verschiedenen Wasserständen im Retentionsraum Zell

Bei Annahme eines horizontalen Wasserspiegels ergeben sich bei einem Wasserstand von 188,5 müNN eine Staufläche von ca. 13,5 ha und ein entsprechendes Stauvolumen von rund 250.000 m<sup>3</sup>.

Im Folgenden werden verschiedenen Varianten für den Ausbau dieses Hochwasserrückhaltebeckens vorgestellt, Tabelle 1 gibt darüber einen Überblick:

Variante	Beschreibung
Variante 0	Ist-Zustand mit existierenden Wehren
Variante 1	Ungesteuerter Durchlass 4,4 x 1,1 m (in Anlehnung an die Voruntersuchung des Wasserverbands Mümling [2002])
Variante 2	Ungesteuerter Durchlass etwas kleiner (4,0 x 1,0 m)
Variante 3	Ungesteuerter Durchlass etwas größer (4,5 x 1,8 m)
Variante 4	Gesteuerter Durchlass (4,5 x 1,8 m, max. $Q_{ab} = 23,5 \text{ m}^3/\text{s}$ )

*Tabelle 1: Überblick der Varianten für das HRB Zell*

### 6.1.2 Variante 0: Ist-Zustand

Momentan befinden sich am geplanten Ort des Hochwasserrückhaltebeckens Zell zwei kleinere, hintereinander angeordnete Wehre, so dass auch im Ist-Zustand eine gewisse Retention stattfindet.

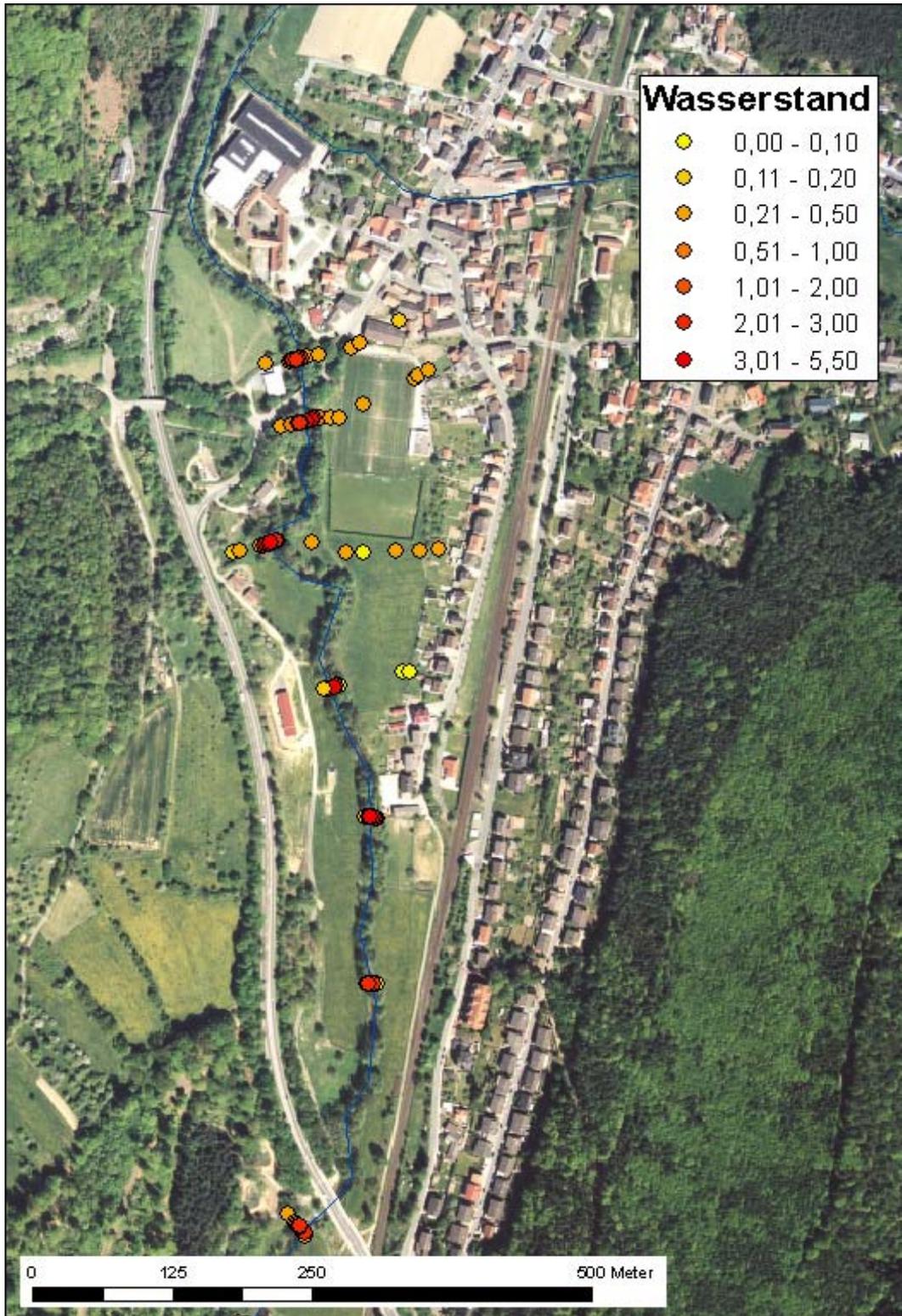


Abbildung 31: Die Ortschaft Zell mit Überflutungshöhen an Vermessungspunkten (Simulation des HW 1993, Ist-Zustand)

Da der Scheitelabfluss des Hochwasserereignisses von 1993 (Ereignis A) mit 37,63 m<sup>3</sup>/s in Zell bereits über dem bordvollen Abfluss liegt, kommt es hier in der Simulation auch bereits zu einer Überflutung von Teilen der Siedlungsfläche (siehe Abbildung 31).

Bei diesem Hochwasserereignis (Ereignis A) findet in der Simulation so gut wie keine Retention statt (siehe Abbildung 32), bei der Simulation mit Ereignis B wird der Abflussscheitel des Zuflusses zumindest um 1,2 % reduziert und der Retentionsraum hält ca. 100.000 m<sup>3</sup> Wasser zurück.

Die Simulationsergebnisse der verschiedenen Abflussereignisse im Ist-Zustand sind in Tabelle 2 zusammengefasst:

Ereignis	A (HW1993)	B	C
Max. Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	37,63	46,63	35,32
Abflussscheitelreduzierung [%]	0,0	1,2	0,2
Max. Überflutung in Zell [m]	0,56	0,87	0,46
Max. Einstauhöhe [müNN]	185,11	185,40	185,04
Max. Speichervolumen [m <sup>3</sup> ]	2.764	105.601	38.438

Tabelle 2: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für den Ist-Zustand

Die folgenden Abbildungen stellen die Zu- und Abflüsse in/aus dem Hochwasserrückhaltebecken für die drei untersuchten Abflussereignisse dar.

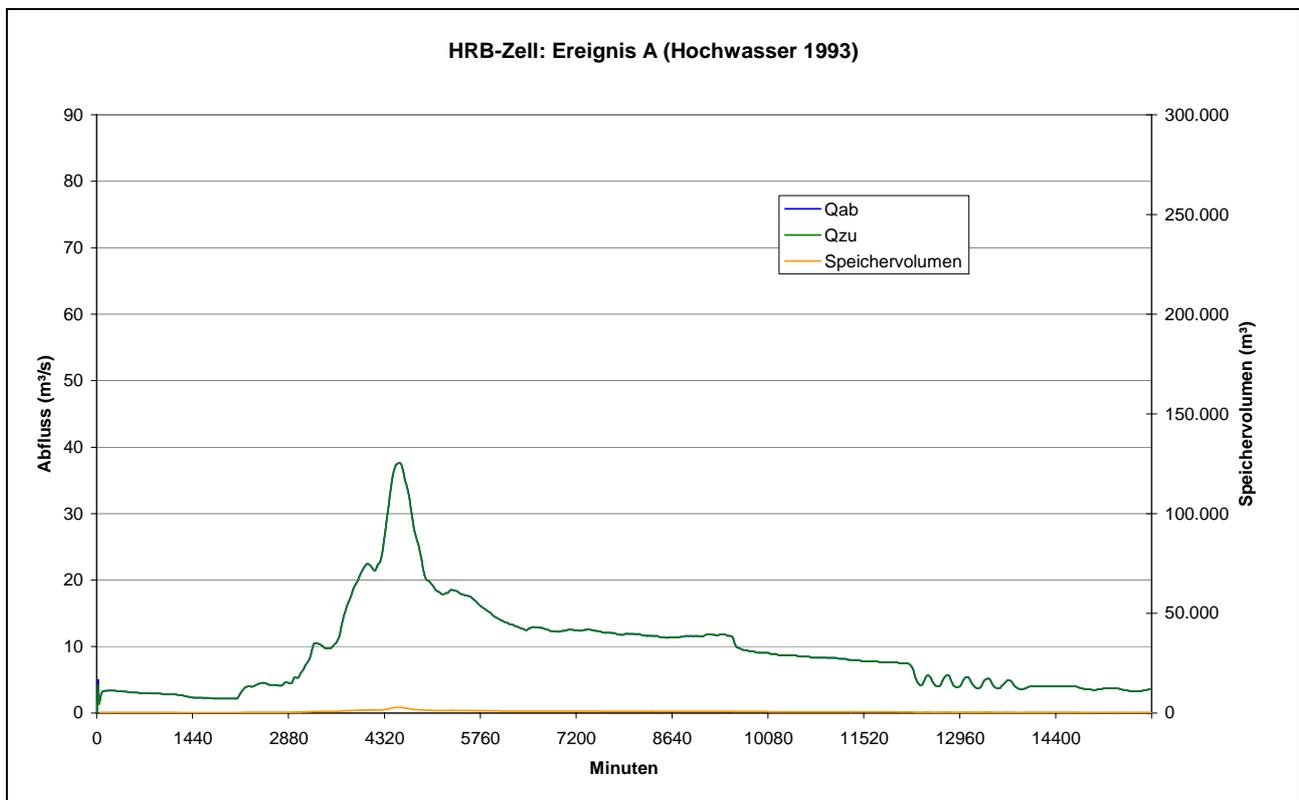


Abbildung 32: HRB Zell – Variante 0: Ereignis A (HW 1993),  $Q_{zu}$  und  $Q_{ab}$  nahezu deckungsgleich

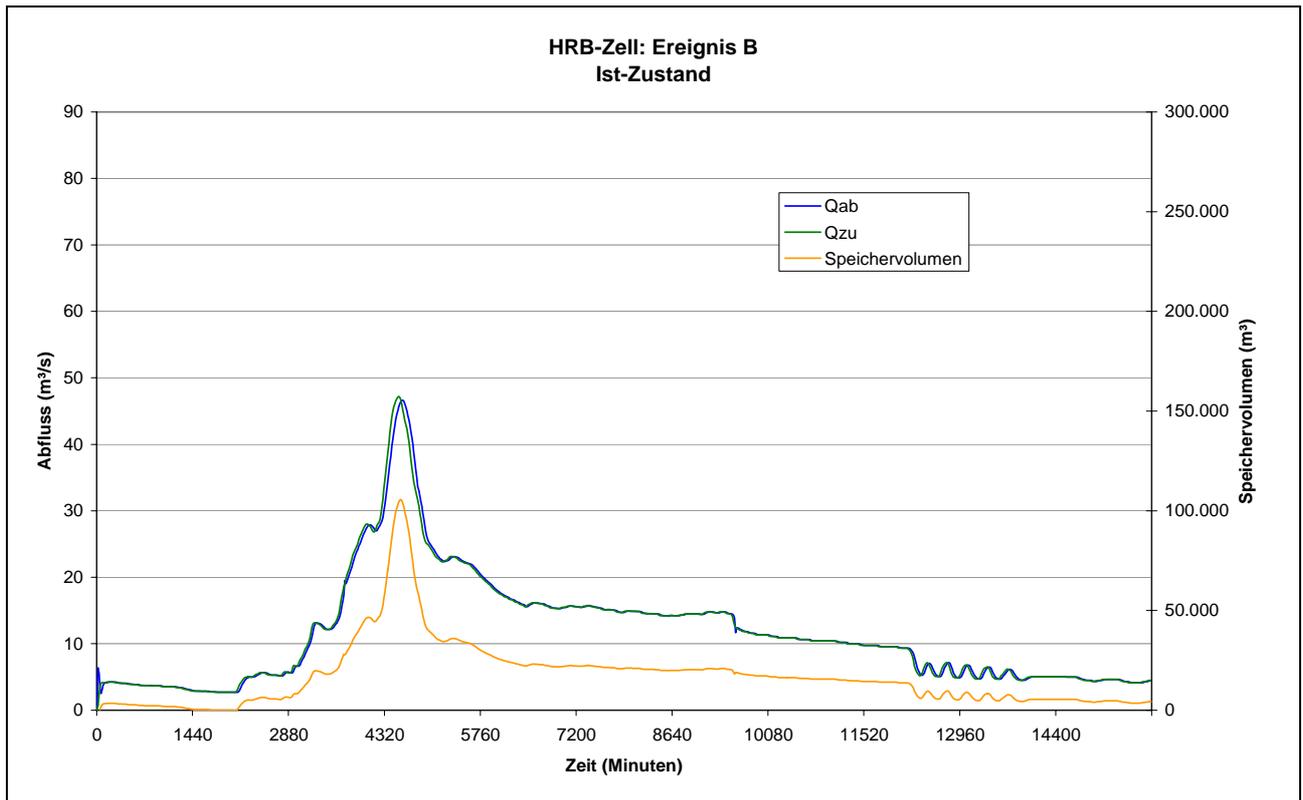


Abbildung 33: HRB Zell – Variante 0: Ereignis B

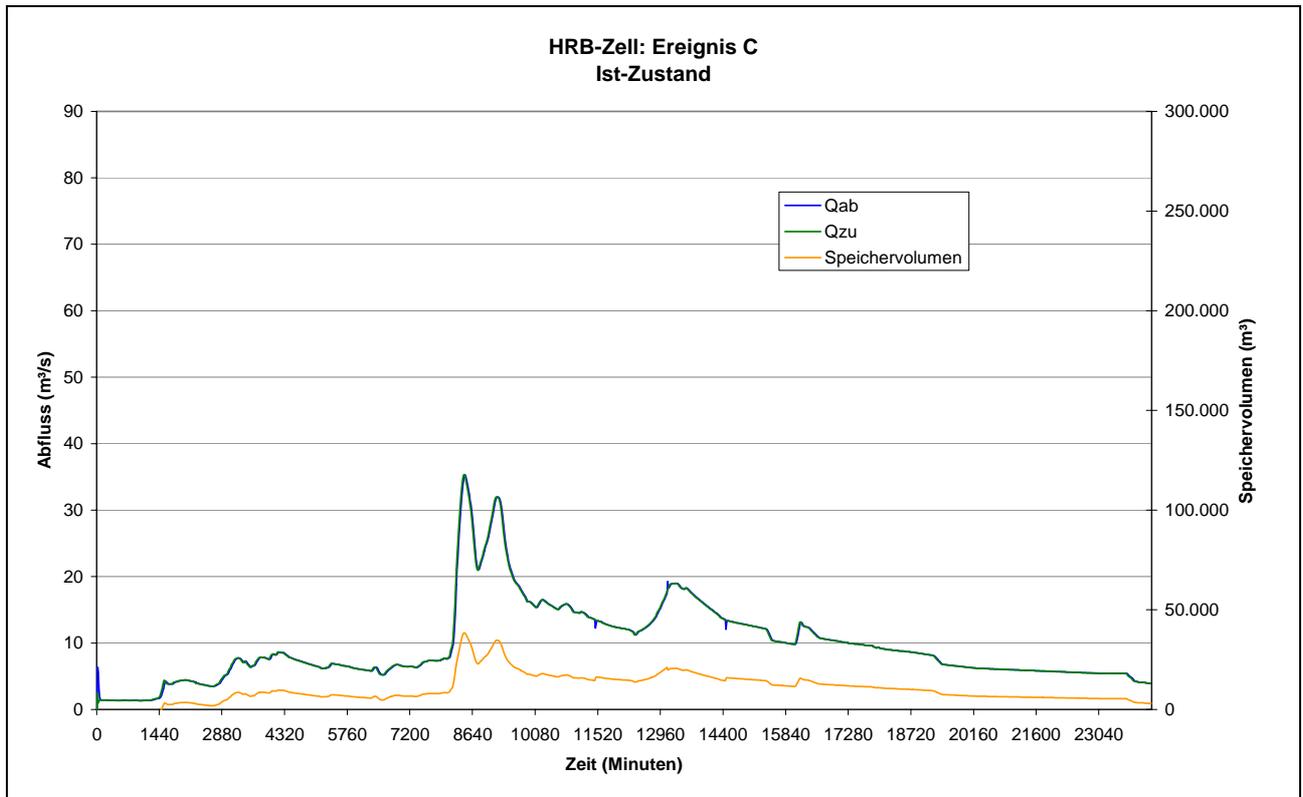


Abbildung 34: HRB Zell – Variante 0: Ereignis C

### 6.1.3 Variante 1: Ungesteuerter Durchlass 4,4 x 1,1 m

Diese Variante basiert auf dem Vorentwurf, der für diese Hochwasserschutzmaßnahme erstellt wurde [Wasserverband Mümling, 2002].

Der Durchlass wurde in diesem Fall basierend auf den Forderungen der Brandt-Gerdes-Sitzmann Studie auf einen maximalen Durchfluss von 29,1 m<sup>3</sup>/s bei Volleinstau ausgelegt [Wasserverband Mümling, 2002 b].

Die Simulationsergebnisse für diese Variante sind in Tabelle 3 zusammengefasst:

Ereignis	A (HW 1993)	B	C
Max. Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	29,02	45,8	27,52
Abflussscheitelreduzierung [%]	22,9	1,8	22,1
Max. Überflutung in Zell [m]	0,23	0,82	0,14
Max. Einstauhöhe [müNN]	188,01	188,31	187,55
Max. Speichervolumen [m <sup>3</sup> ]	241.489	281.173	186.633

Tabelle 3: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 1

Bei dieser Variante können die Ereignisse A und C durch den Durchlass abgeführt werden, ohne dass die Hochwasserentlastungsanlage anspringen muss (siehe Abbildung 35 und Abbildung 37). Der Bemessungsabfluss von 29,1 m<sup>3</sup>/s wird zwar nicht überschritten, aber es kommt dennoch zu kleineren Überflutungen in Zell. Der Scheitelabfluss kann durch die Maßnahme bei beiden Ereignissen jedoch beträchtlich gesenkt werden.

Bei dem größten der untersuchten Abflussereignisse (Ereignis B) springt die Hochwasserentlastungsanlage an (siehe Abbildung 36), so dass der Bemessungsabfluss von 29,1 m<sup>3</sup>/s in Zell stark überschritten wird, und so gut wie keine Scheitelreduzierung mehr erfolgt.

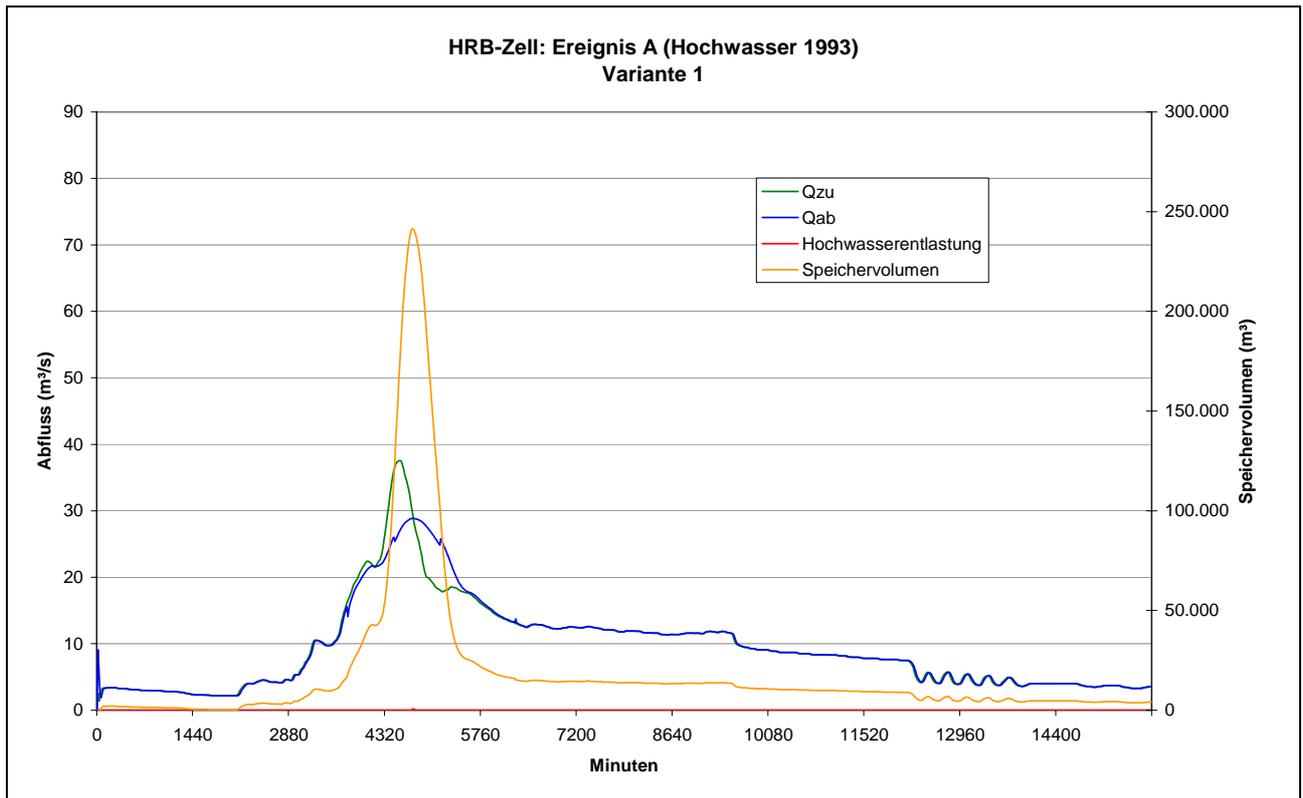


Abbildung 35: HRB Zell – Variante 1: Ereignis A (HW 1993)  
(HWE springt nicht an)

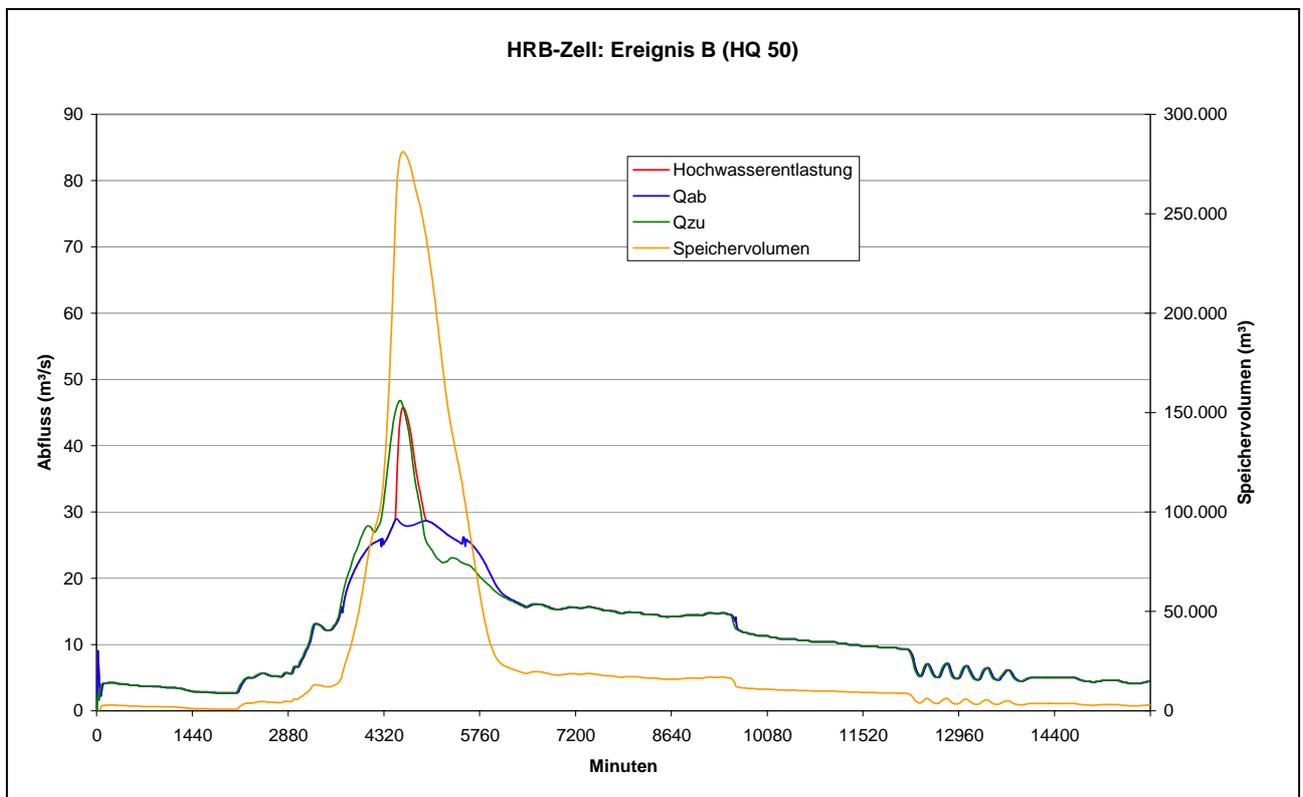


Abbildung 36: HRB Zell – Variante 1: Ereignis B

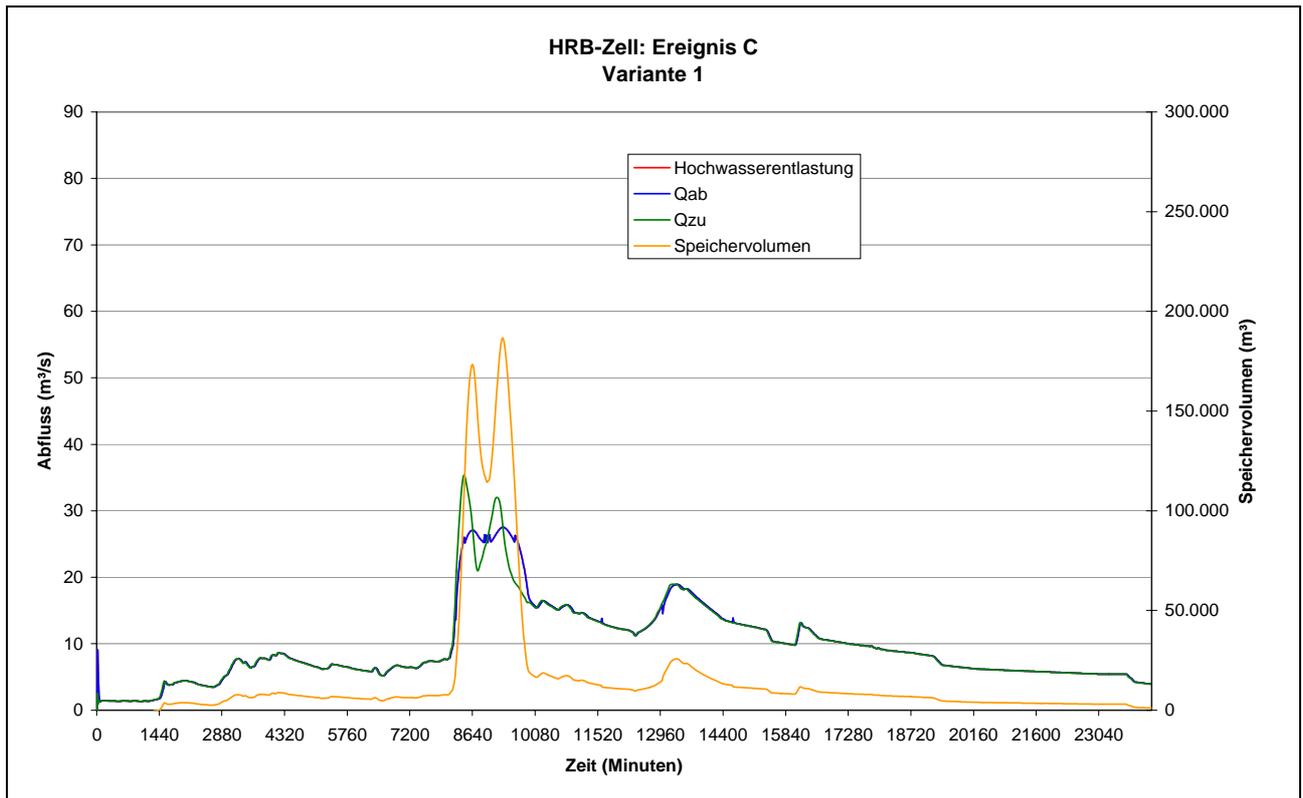


Abbildung 37: HRB Zell – Variante 1: Ereignis C (HWE springt nicht an)

### 6.1.4 Variante 2: Ungesteuerter Durchlass 4,0 x 1,0 m (etwas kleiner)

In dieser Variante wurde der Durchlass etwas kleiner gewählt, um so eine maximale Abgabe von ca. 23,5 m<sup>3</sup>/s zu gewährleisten, was einem bordvollen Abfluss in der direkt unterhalb liegenden Ortschaft Zell entspricht (siehe Abbildung 38).

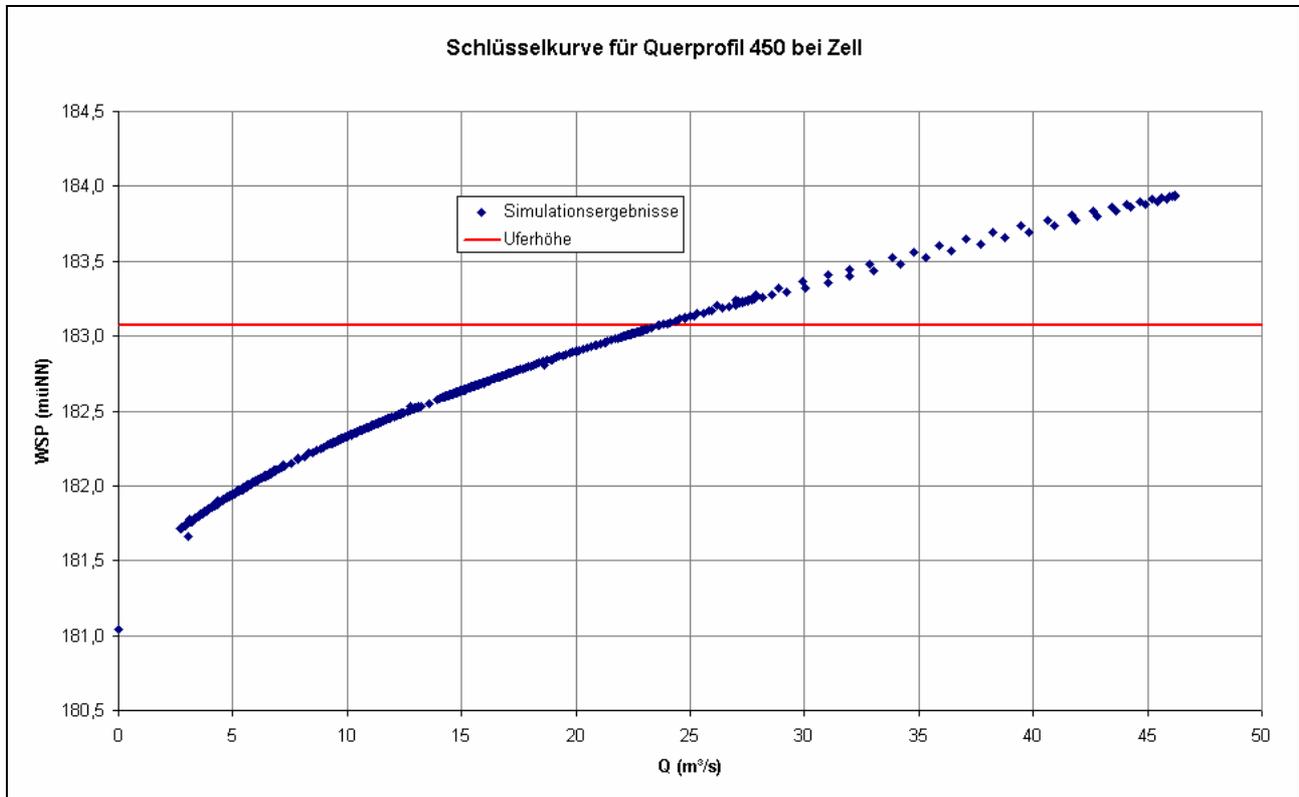


Abbildung 38: Schlüsselkurve aus Simulationsergebnissen für ein Querschnittsprofil bei Zell

Tabelle 4 fasst die Simulationsergebnisse für diese Variante zusammen:

Ereignis	A (HW 1993)	B	C
Max. Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	34,80	46,47	31,62
Abflussscheitelreduzierung [%]	7,5	0,3	10,5
Max. Überflutung in Zell [m]	0,44	0,82	0,33
Max. Einstauhöhe [müNN]	188,22	188,37	188,18
Max. Speichervolumen [m <sup>3</sup> ]	268.349	288.659	262.154

Tabelle 4: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 2

Da der Durchlass nun etwas kleiner dimensioniert als in Variante 1 ist, füllt sich das Becken schneller, und die Hochwasserentlastungsanlage springt bei allen drei Ereignissen an. Infolgedessen kann die Hochwasserwelle auch nicht mehr so effektiv wie bei Variante 1 gedämpft werden und es kommt zu größeren Überflutungen in Zell.

Der Bemessungsabfluss dieser Variante von 23,5 m<sup>3</sup>/s kann für alle drei untersuchten Hochwasserereignisse nicht eingehalten werden.

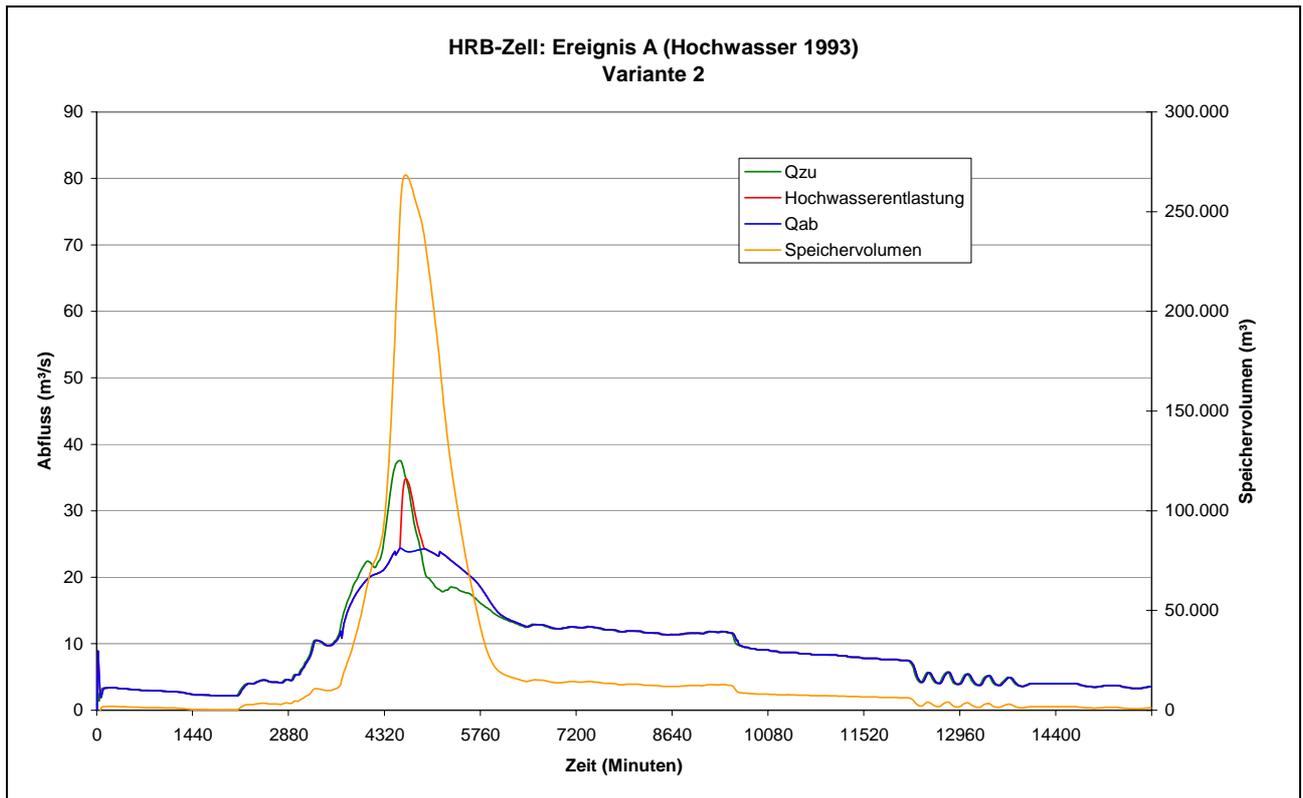


Abbildung 39: HRB Zell – Variante 2: Ereignis A (HW 1993)

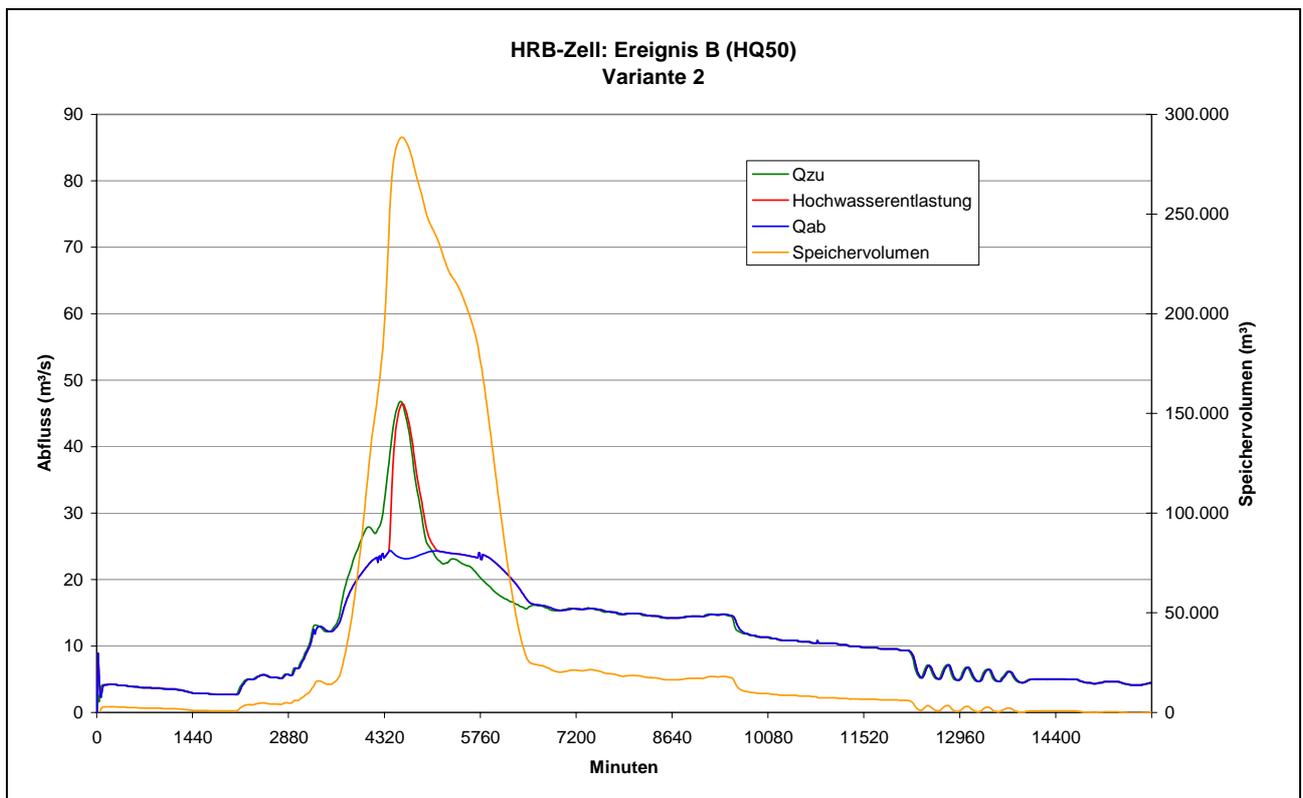


Abbildung 40: HRB Zell – Variante 2: Ereignis B

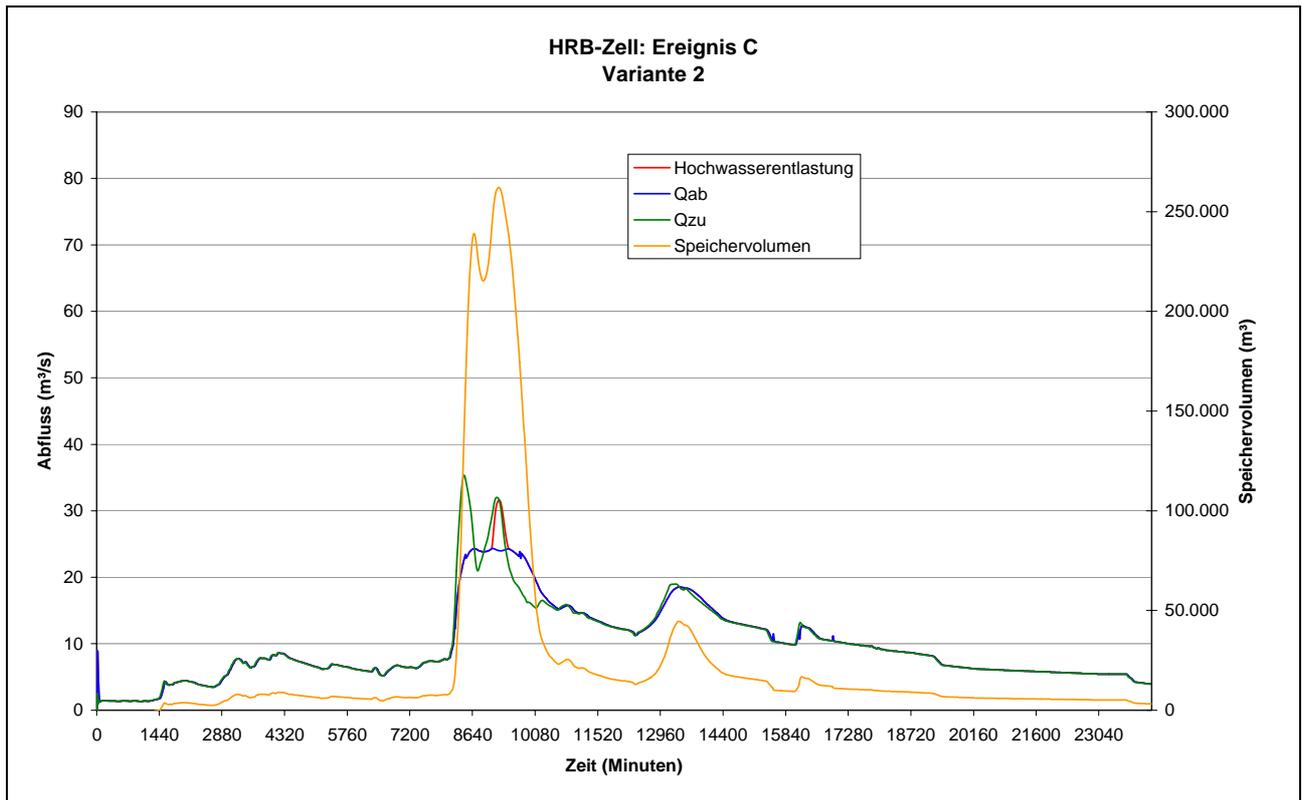


Abbildung 41: HRB Zell – Variante 2: Ereignis C

### 6.1.5 Variante 3: Ungesteuerter Durchlass 4,5 x 1,8 m (etwas größer)

In Variante 3 wurde der Durchlass etwas größer dimensioniert als in Variante 1. Damit wird in Kauf genommen, dass Überflutungen unterhalb bereits auftreten, bevor der Stauraum voll ist, um damit zu erreichen, dass sich das Becken langsamer füllt, die Hochwasserentlastungsanlage später anspringt und so ein insgesamt kleinere Abflussspitze erreicht wird. Die Ergebnisse der entsprechenden Simulationen für diese Variante sind in Tabelle 5 zusammengefasst.

Ereignis	A (HW1993)	B	C
Max. Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	36,16	42,73	33,94
Abflussscheitelreduzierung [%]	3,9	8,4	3,9
Max. Überflutung in Zell [m]	0,51	0,75	0,41
Max. Einstauhöhe [müNN]	185,91	186,93	185,57
Max. Speichervolumen [m <sup>3</sup> ]	64.807	132.203	47.665

Tabelle 5: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 3

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass die Hochwasserentlastung auch beim größten der untersuchten Abflussereignisse (Ereignis B) nicht anspringt. Durch den größeren Durchlass kommt es aber bei allen drei Ereignissen dennoch zu größeren Überflutungen unterhalb des Beckens. Der Abflussscheitel kann bei allen drei Ereignissen nur geringfügig gesenkt werden.

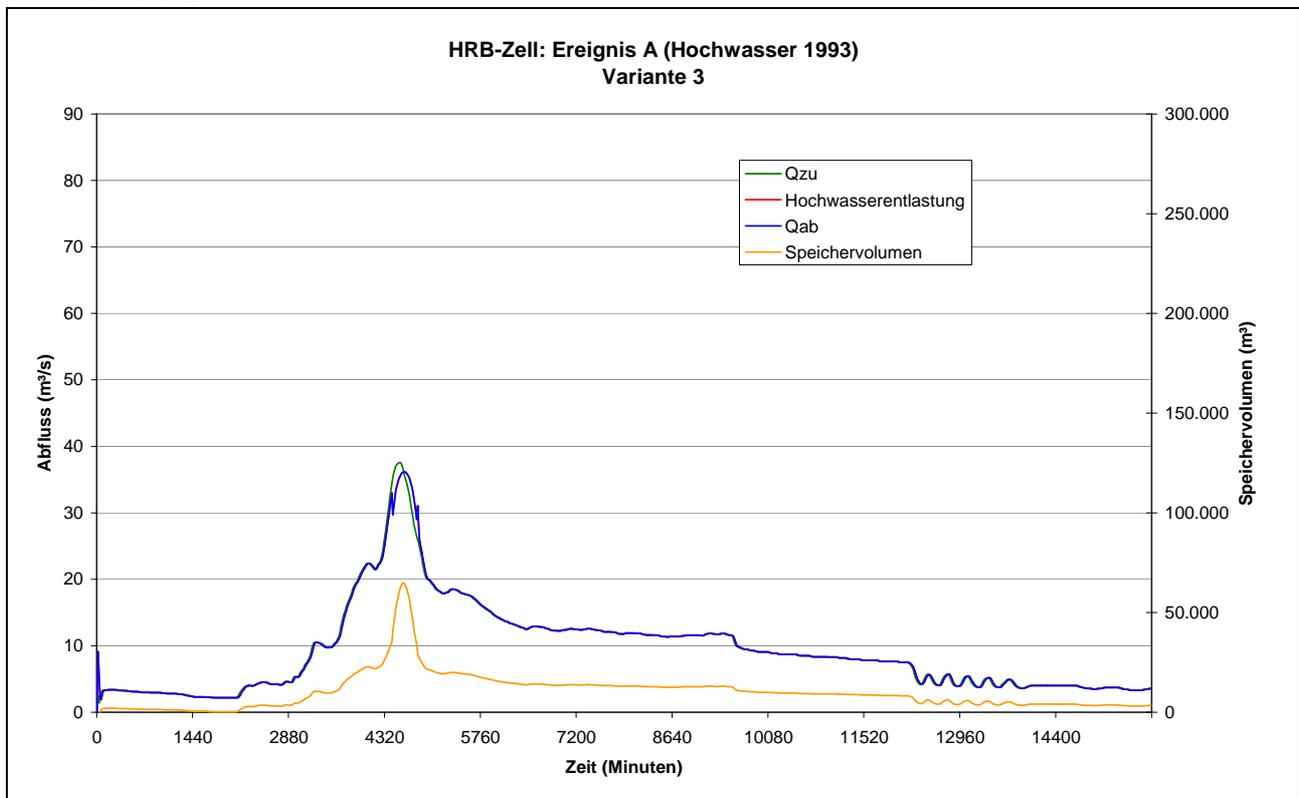


Abbildung 42: HRB Zell – Variante 3: Ereignis A (HW 1993) (HWE springt nicht an)

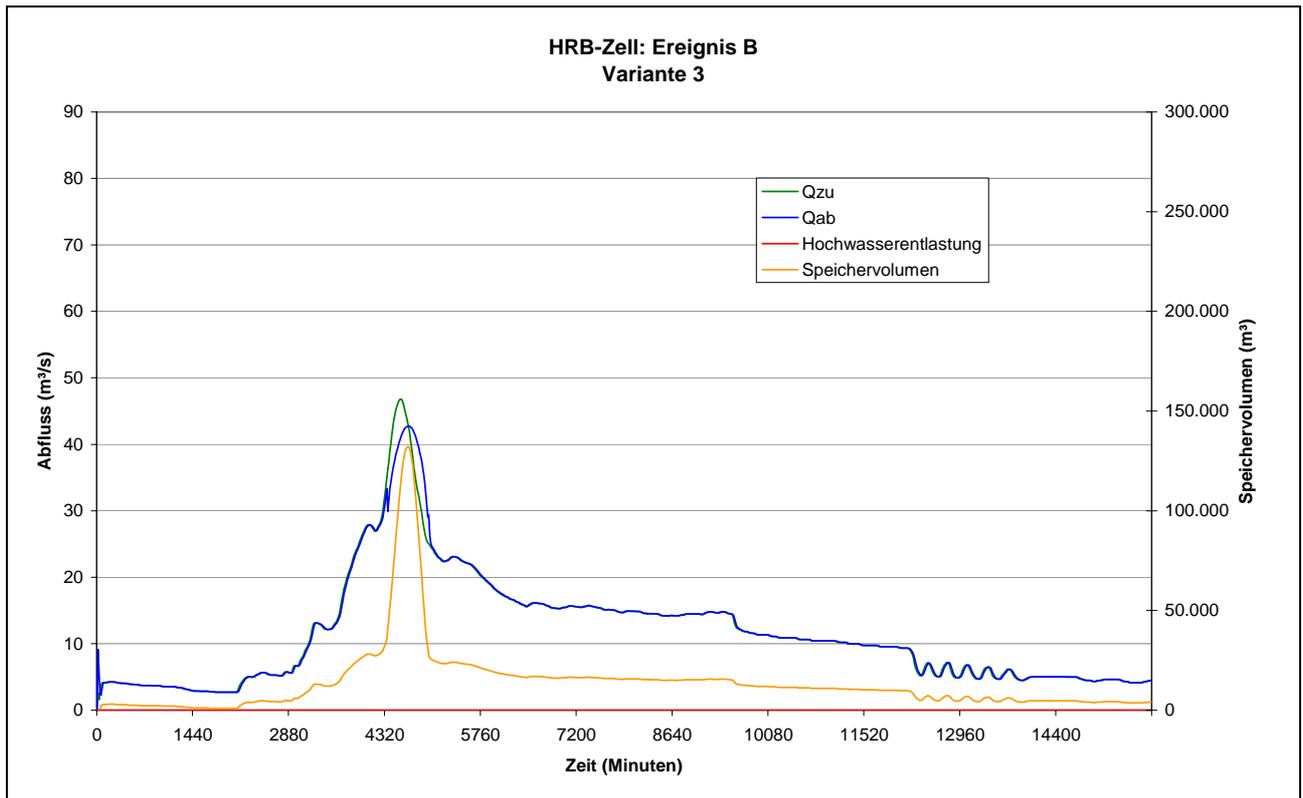


Abbildung 43: HRB Zell – Variante 3: Ereignis B (HWE springt nicht an)

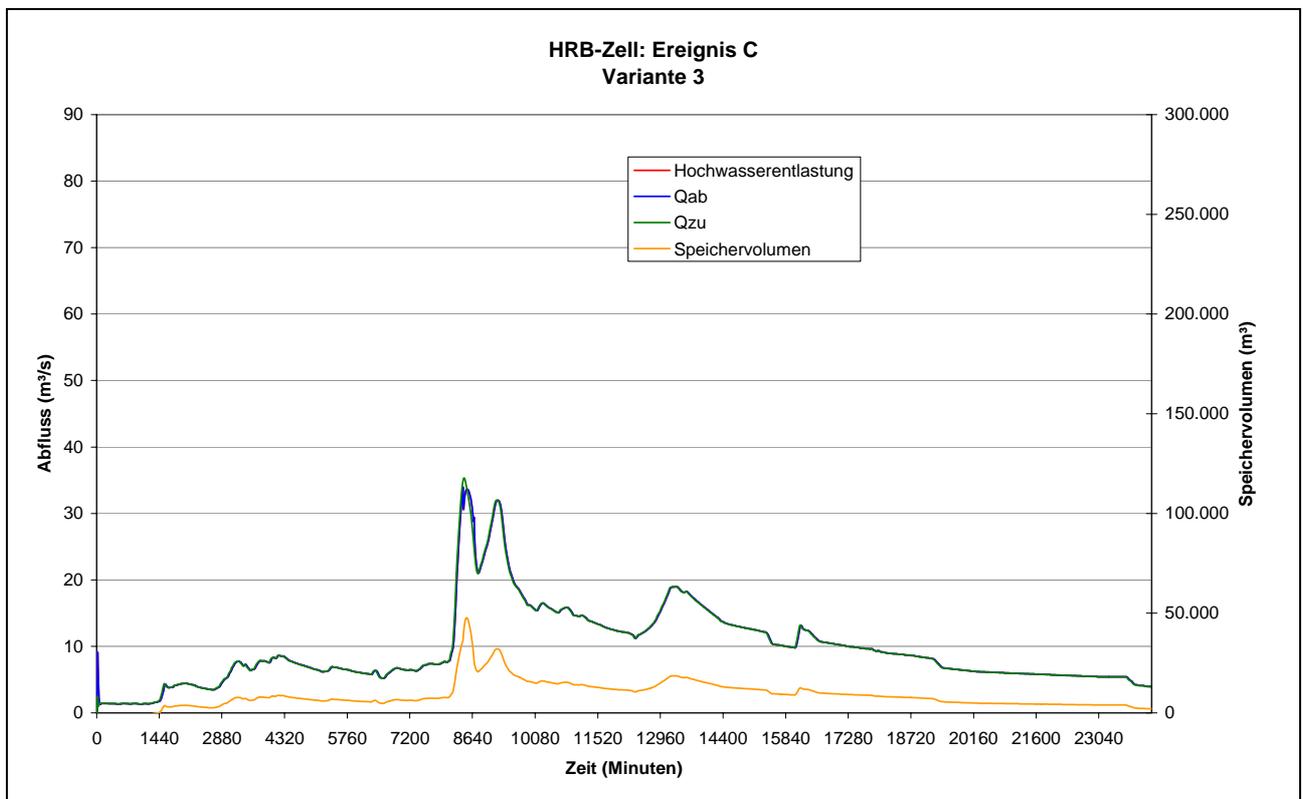


Abbildung 44: HRB Zell – Variante 3: Ereignis C (HWE springt nicht an)

### 6.1.6 Variante 4: Gesteuerter Durchlass

Eine weitere Möglichkeit des Ausbaus besteht darin, den Durchlass mit einer gesteuerten Drossel auszustatten, die den Abfluss nicht über einen vorgegebenen Maximalwert steigen lässt. In diesem Fall soll nicht mehr abgegeben werden, als unterhalb des Beckens im bordvollen Zustand abgeführt werden kann (23,5 m<sup>3</sup>/s, siehe Abbildung 38).

Um den Einstau so spät wie möglich beginnen zu lassen und damit den Einstauereffekt so weit wie möglich auf die Abflussspitze zu verlagern, wurde die größere Durchlassöffnung (4,5 x 1,8 m) gewählt.

Tabelle 6 fasst die Simulationsergebnisse dieser Variante zusammen.

Ereignis	A (HW1993)	B	C
Max. Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	30,92	46,38	31,28
Abflussscheitelreduzierung [%]	17,8	0,5	11,4
Max. Überflutung in Zell [m]	0,29	0,84	0,31
Max. Einstauhöhe [müNN]	188,17	188,37	188,18
Max. Speichervolumen [m <sup>3</sup> ]	261.618	289.659	262.785

Tabelle 6: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 4

Die Zufluss- und Abflussganglinien des HRB Zell in den folgenden drei Abbildungen zeigen, dass diese Variante bei den kleineren Abflussereignissen (A und C) den Abflussscheitelwert klar senken kann, beim großen Abflussereignis (B) allerdings so gut wie keine Dämpfung erfolgt. Bei Ereignis C ist interessant anzumerken, dass es lediglich die zweite Spitze in der Abflusswelle ist, die die Hochwasserentlastungsanlage anspringen lässt, die erste Spitze kann durch das Becken komplett aufgefangen werden.

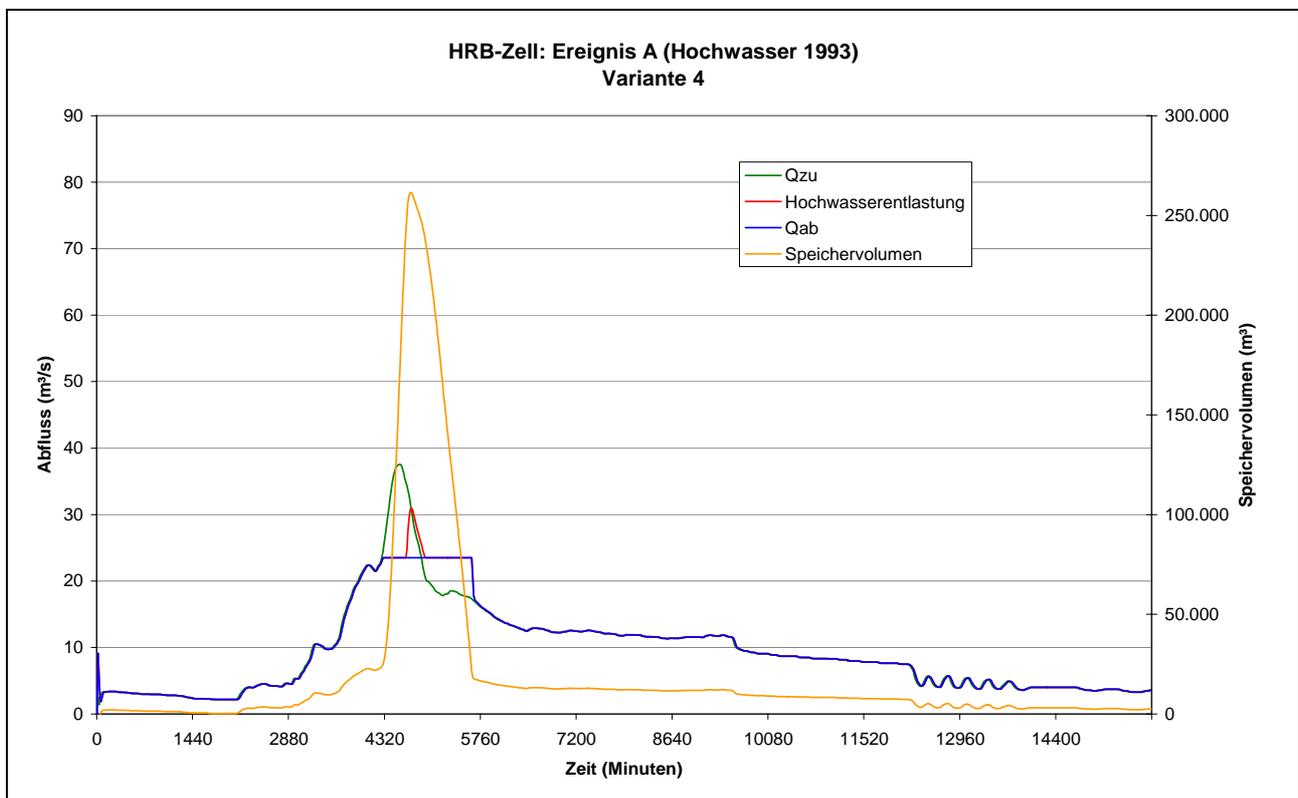


Abbildung 45: HRB Zell – Variante 4: Ereignis A (HW 1993)

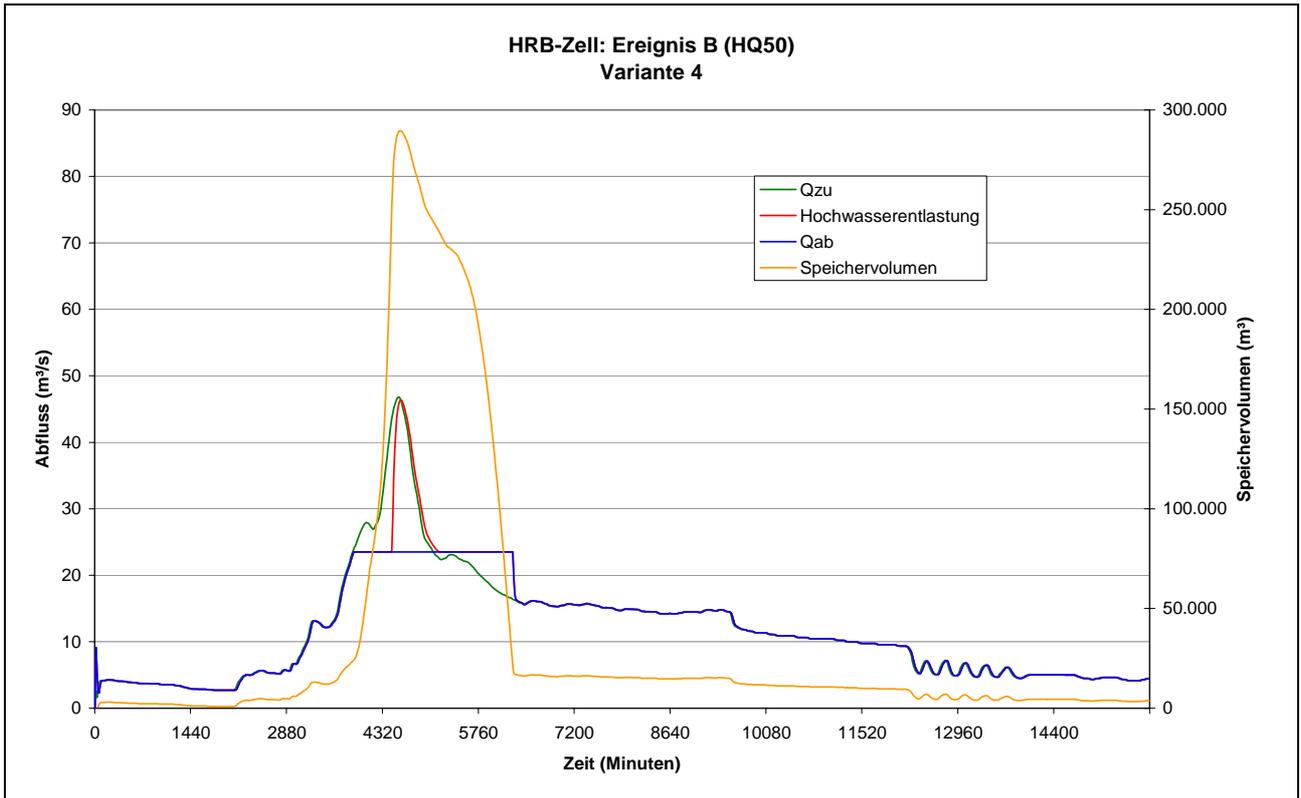


Abbildung 46: HRB Zell – Variante 4: Ereignis B

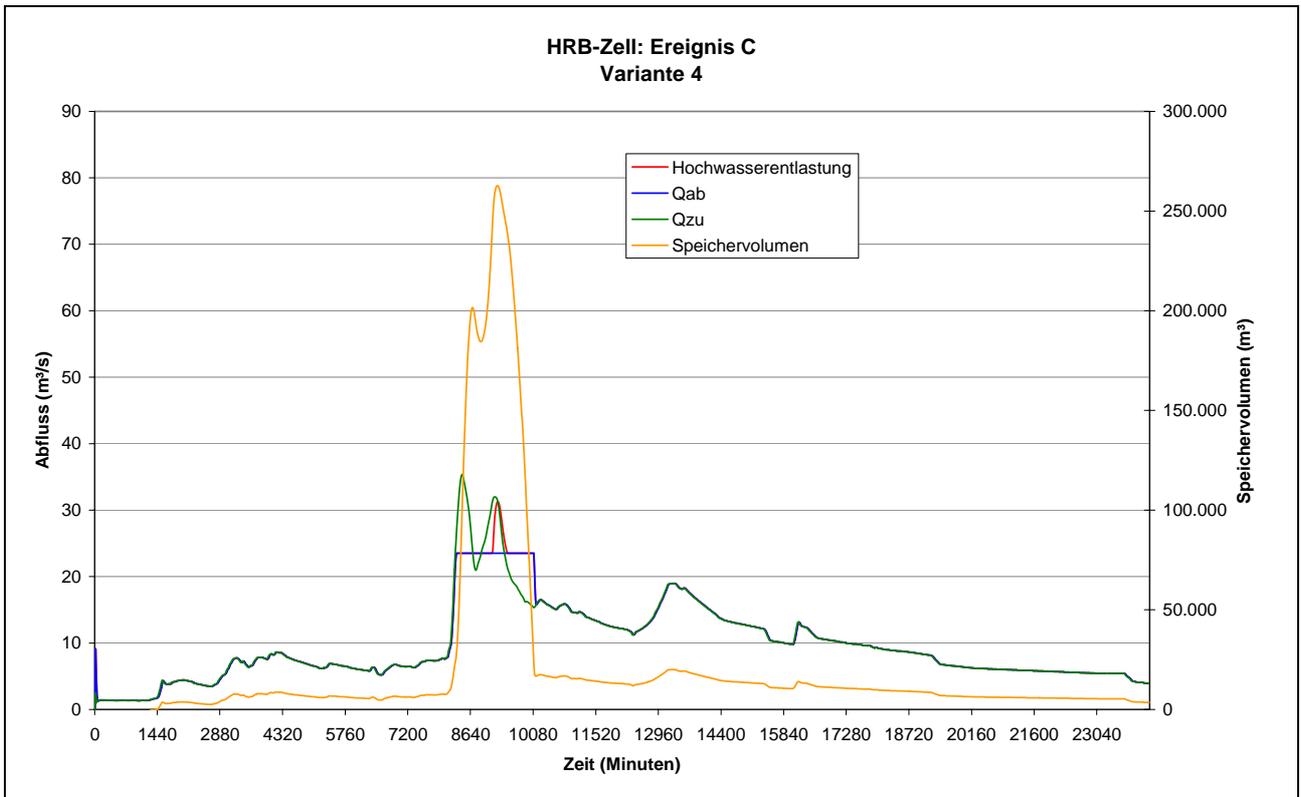


Abbildung 47: HRB Zell – Variante 4: Ereignis C

### 6.1.7 Vergleich der Varianten

#### Ereignis A

Für das Hochwasserereignis von 1993 (Ereignis A) – war es nicht möglich, eine Überflutung unterhalb des Beckens komplett zu verhindern (siehe Abbildung 48). Allerdings konnte der Abflussschichtwert dieses Ereignisses in der Variante 1 am besten, und zwar um fast 23 % reduziert werden (siehe Tabelle 7).

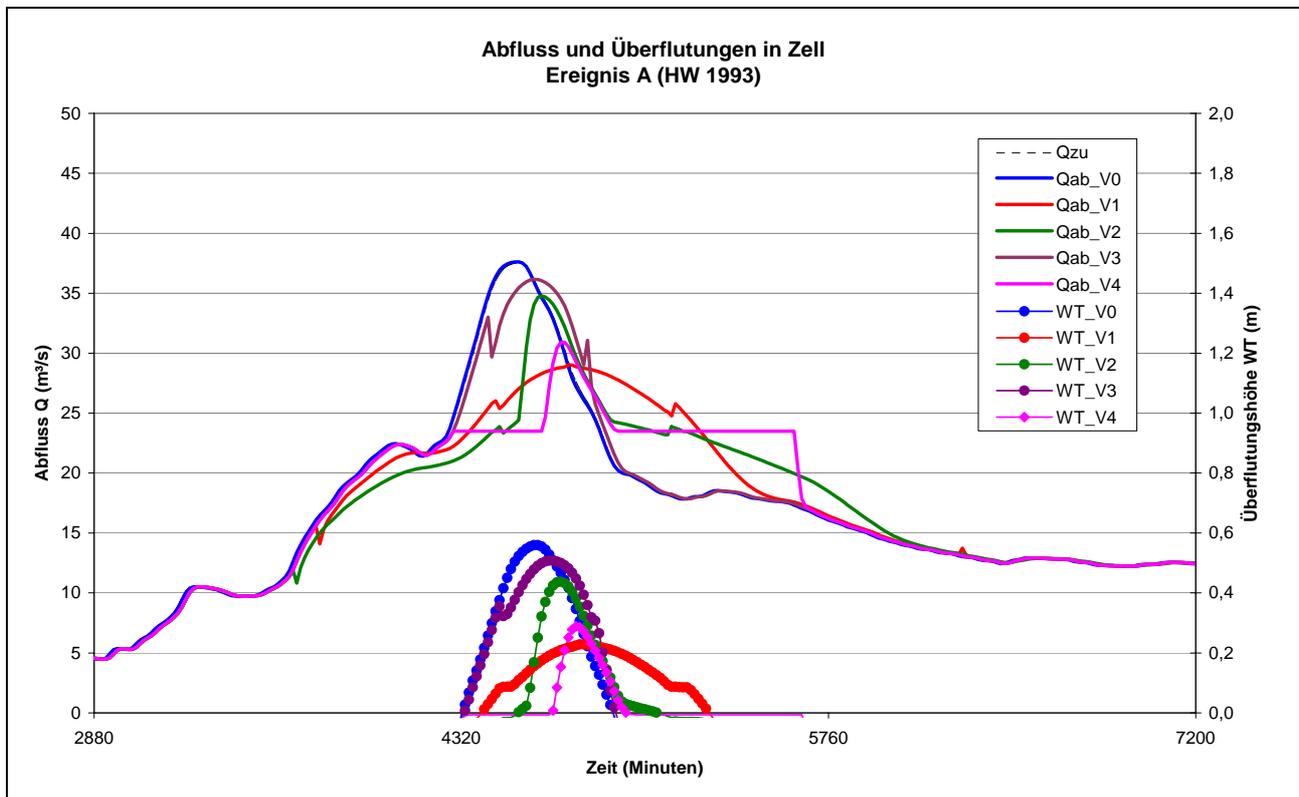


Abbildung 48: Vergleich der Varianten für Ereignis A in der Ortschaft Zell

Bei dem Versuch, das Beckenvolumen durch eine Steuerung bestmöglich zu nutzen und dabei nur einen bordvollen Abfluss als Maximalabgabe zuzulassen (Variante 4), ergeben sich insgesamt höhere Überflutungen als bei der Variante 1, bei der die Bemessungsabgabe etwas höher ist. Dies ist ein Hinweis dafür, dass eine Bemessungsabgabe, die größer als der bordvolle Abfluss unterhalb des Beckens ist, zu einer insgesamt besseren Dämpfung der Abflusswelle führen kann, zumindest bei Abflussereignissen, die die Kapazität des Rückhaltebeckens übertreffen, wie es bei allen drei untersuchten Ereignissen der Fall ist. Die Ergebnisse deuten aber auch darauf hin, dass kleinere Abflusswellen als die untersuchten durch die Variante 4, den gesteuerten Durchlass, am besten kontrolliert werden könnten, was sich auch bei Ereignis C (siehe unten) zeigen lässt.

Variante	Ereignis A				
	Variante 0	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
Beschreibung	Ist-Zustand	Durchlass 4,4x1,1m	Durchlass 4,0x1,0m	Durchlass 4,5x1,8m	Gesteuerter Durchlass
Max. Abfluss (Differenz) [m <sup>3</sup> /s]	37,63	29,02 (-8,61)	34,80 (+2,83)	36,16 (-1,47)	30,92 (-6,71)
Abflussscheitelreduzierung [%]	-	22,9	7,5	3,9	17,8
Max. Überflutung in Zell (Differenz) [m]	0,56	0,23 (-0,33)	0,44 (-0,12)	0,51 (-0,05)	0,29 (-0,27)
Max. Einstauhöhe (Differenz) [müNN]	185,11	188,01 (+2,90)	188,22 (+3,11)	185,91 (+0,80)	188,17 (+3,06)
Max. Speichervolumen (Differenz) [m <sup>3</sup> ]	2.764	241.489 (+238.725)	268.349 (+265.585)	64.807 (+62.043)	261.618 (+258.854)

Tabelle 7: Vergleich der Varianten für Ereignis A, beste Variante in rot

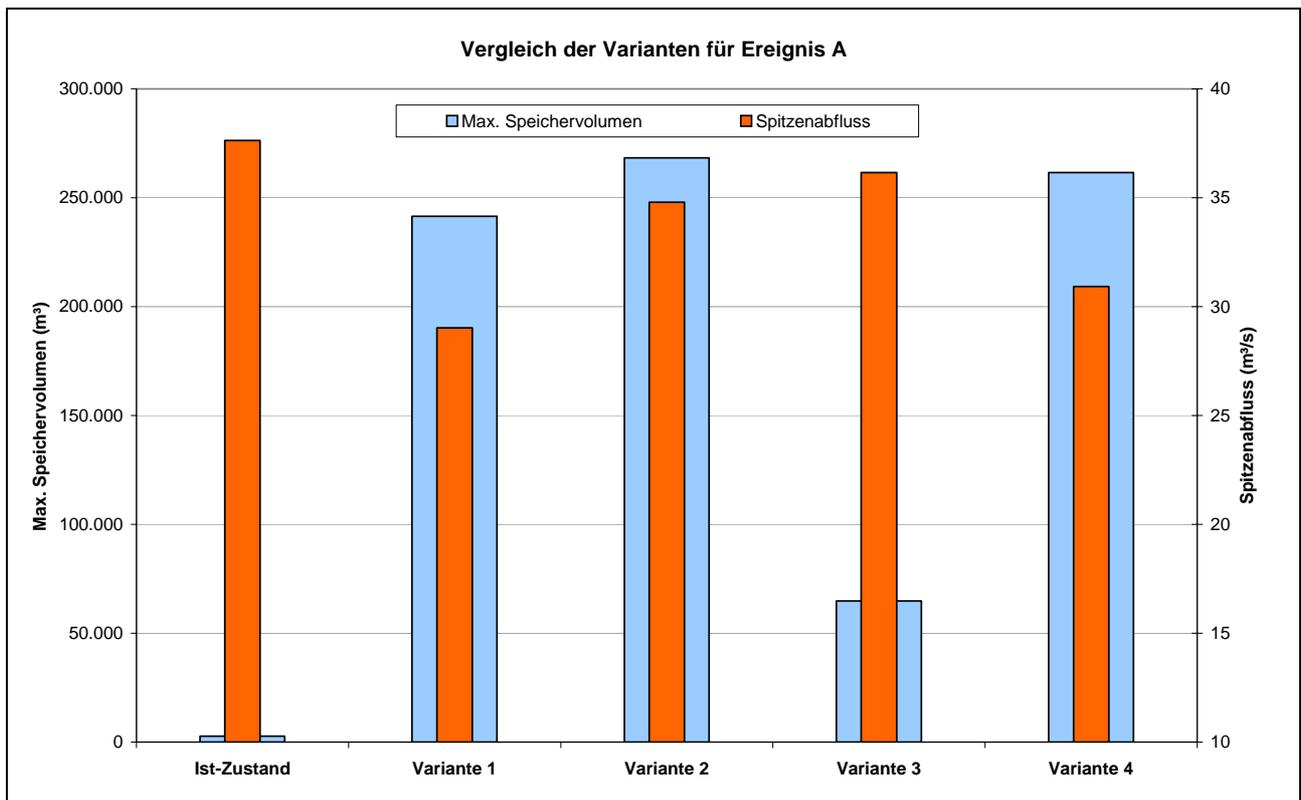


Abbildung 49: Vergleich der Spitzenabflüsse und des maximalen Speichervolumens bei Ereignis A

Ereignis B

Ereignis B ist das größte der untersuchten Abflussereignisse. Sein Volumen übersteigt die Kapazität des HRB Zell bei weitem. Die beste Dämpfung wird hier durch die Variante 3 erreicht, da der große Durchlass in dieser Variante den Einstau am spätesten beginnen lässt und auch groß genug ist, um zu verhindern, dass die Hochwasserentlastung anspringen muss.

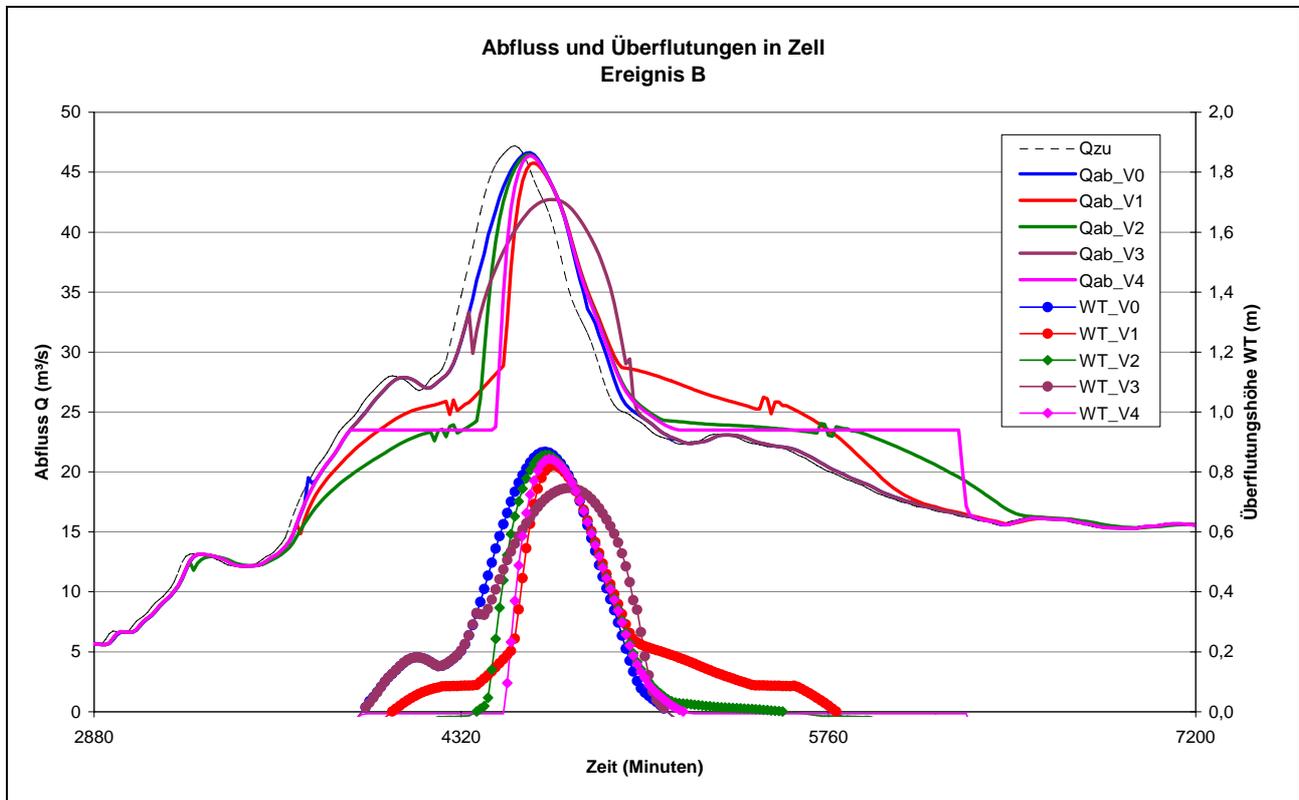


Abbildung 50: Vergleich der Varianten für Ereignis B in der Ortschaft Zell

Hier soll darauf hingewiesen werden, dass die Variante 3 zwar die größte Reduzierung im Abflussscheitelwert herbeiführt, aber auch die in der Spitze breiteste (voluminöseste) Abflusswelle produziert. Dies wird später in der Kombination mit einem zweiten Hochwasserrückhaltebecken eine entscheidende Rolle spielen.

Variante	Ereignis B				
	Variante 0	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
Beschreibung	Ist-Zustand	Durchlass 4,4x1,1m	Durchlass 4,0x1,0m	Durchlass 4,5x1,8m	Gesteuerter Durchlass
Max. Abfluss (Differenz) [m <sup>3</sup> /s]	46,63	45,79 (-0,84)	46,47 (-0,17)	42,73 (-3,90)	46,38 (-0,25)
Abflussscheitelreduzierung [%]	-	1,8	0,4	8,4	0,5
Max. Überflutung in Zell (Differenz) [m]	0,87	0,82 (-0,05)	0,86 (-0,01)	0,75 (-0,12)	0,84 (-0,03)
Max. Einstauhöhe (Differenz) [müNN]	185,40	188,31 (+2,91)	188,37 (+2,97)	186,93 (+1,53)	188,37 (+2,97)
Max. Speichervolumen (Differenz) [m <sup>3</sup> ]	105.601	281.173 (+175.572)	288.659 (+183.058)	132.203 (+26.602)	289.659 (+184.058)

Tabelle 8: Vergleich der Varianten für Ereignis B, beste Variante in rot

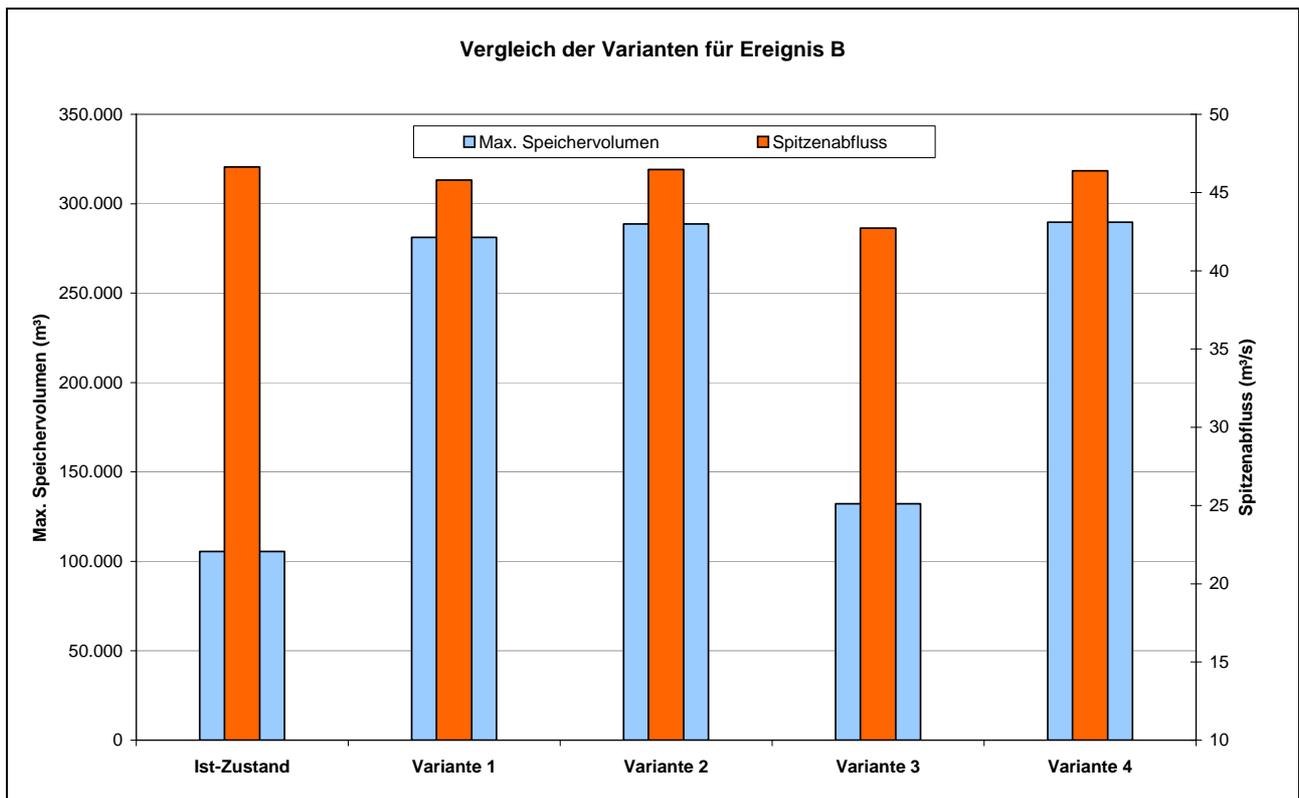


Abbildung 51: Vergleich der Spitzenabflüsse und des maximalen Speichervolumens bei Ereignis B

Theoretisch ließe sich das Abflussereignis B im HRB Zell mit einer gesteuerten Maximalabgabe von 35,2 m<sup>3</sup>/s optimal dämpfen. Diese optimale Speicherabgabe, bei der die Hochwasserentlastung gerade so *nicht* anspringt, wurde mit einer vereinfachten Speicherberechnung in Excel und dessen Funktion zur Zielwertsuche berechnet, das Ergebnis ist in Abbildung 52 dargestellt. Eine solche optimale Steuerung ist natürlich Ereignisabhängig und setzt voraus, dass die zu erwartenden Zuflüsse im Vorhinein bekannt sind.

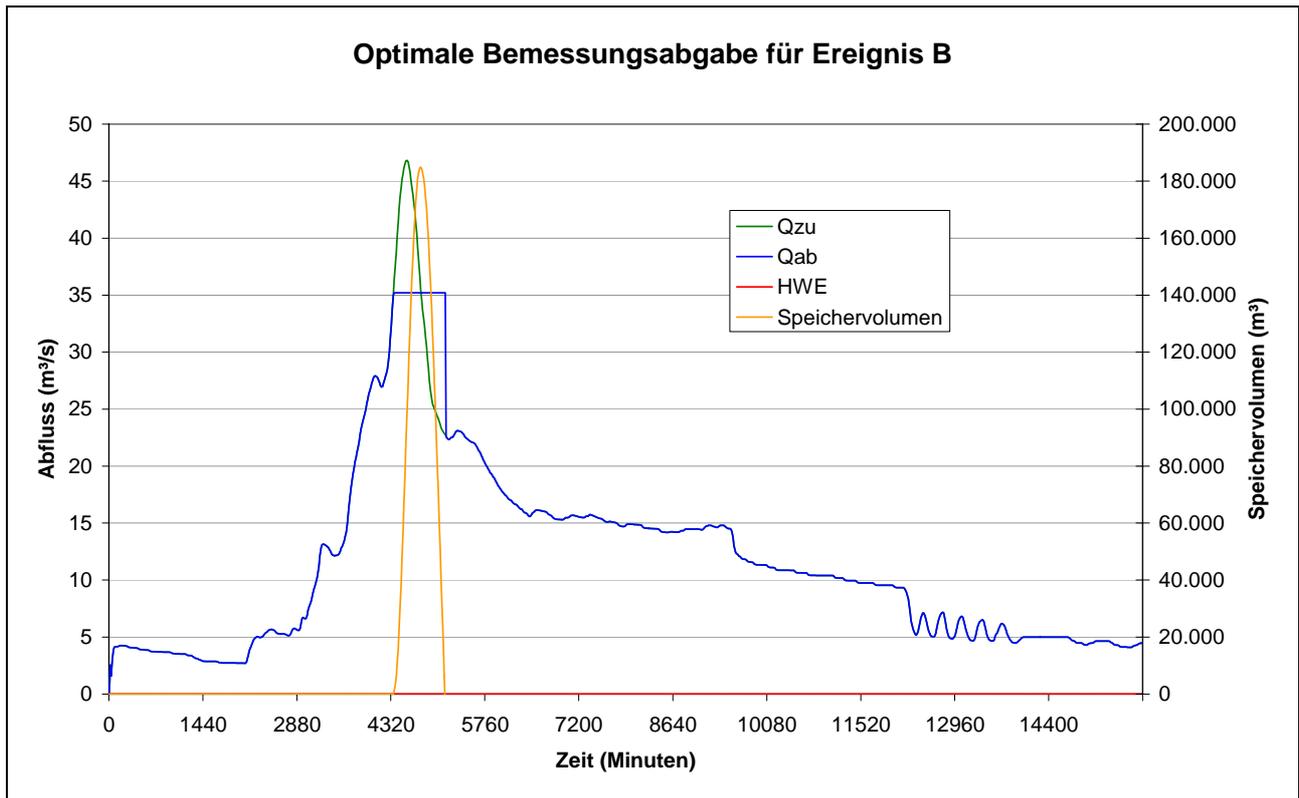


Abbildung 52: Optimale Speicherabgabe für das HRB Zell bei Ereignis B (vereinfachte Berechnung in Excel)

Ereignis C

Das Abflussereignis C kann, wie Ereignis A, am besten durch die Variante 1 gedämpft werden. Dies liegt an der zweiten Abflussspitze, die dieses Ereignis aufweist. Die erste Abflussspitze kann eigentlich von Variante 4, dem gesteuerten Durchlass, am besten gedämpft werden, denn dort springt die Hochwasserentlastung erst bei der zweiten Abflussspitze an (siehe Abbildung 53). Durch diese Entlastung an der zweiten Spitze ergibt sich im Gesamtabfluss ein höherer Scheitelwert als durch Variante 1, welche bereits durch ihre Bemessungsabgabe Überflutungen in Kauf nimmt. Ohne die zweite Zuflussspitze hätte das Ereignis C in der Variante 4 ohne überzulaufen aufgenommen werden können.

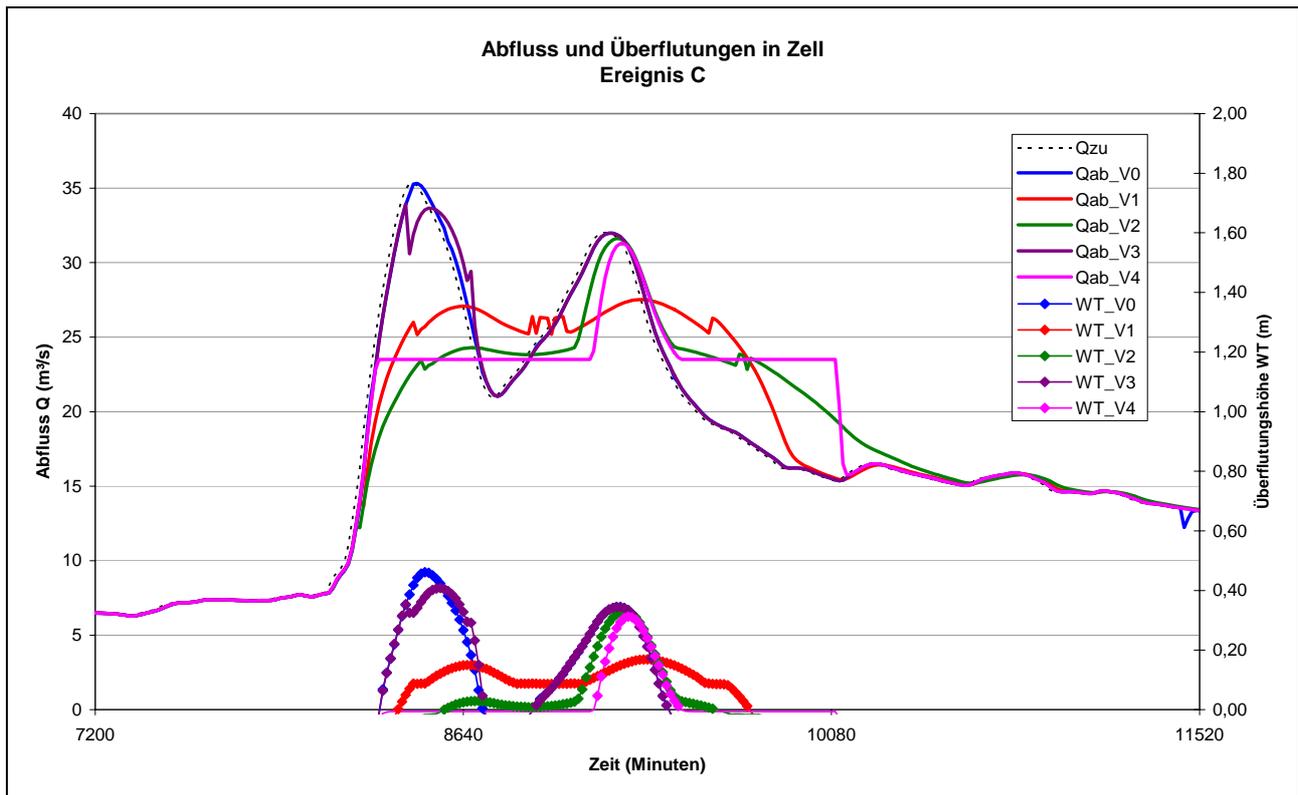


Abbildung 53: Vergleich der Varianten für Ereignis C in der Ortschaft Zell

Variante	Ereignis C				
	Variante 0	Variante 1	Variante 2	Variante 3	Variante 4
Beschreibung	Ist-Zustand	Durchlass 4,4x1,1m	Durchlass 4,0x1,0m	Durchlass 4,5x1,8m	Gesteuerter Durchlass
Max. Abfluss (Differenz) [m <sup>3</sup> /s]	35,32	27,52 (-7,80)	31,62 (-3,70)	33,94 (-1,38)	31,28 (-4,04)
Abflussscheitelreduzierung [%]	-	22,1	10,5	3,9	11,4
Max. Überflutung in Zell (Differenz) [m]	0,46	0,14 (-0,32)	0,33 (-0,13)	0,41 (-0,05)	0,31 (-0,15)
Max. Einstauhöhe (Differenz) [müNN]	185,04	187,55 (+2,51)	188,18 (+3,14)	185,57 (+0,53)	188,18 (+3,14)
Max. Speichervolumen (Differenz) [m <sup>3</sup> ]	38.438	186.633 (+148.195)	262.154 (+223.716)	47.665 (+9.227)	262.785 (+224.347)

Tabelle 9: Vergleich der Varianten für Ereignis C, beste Variante in rot

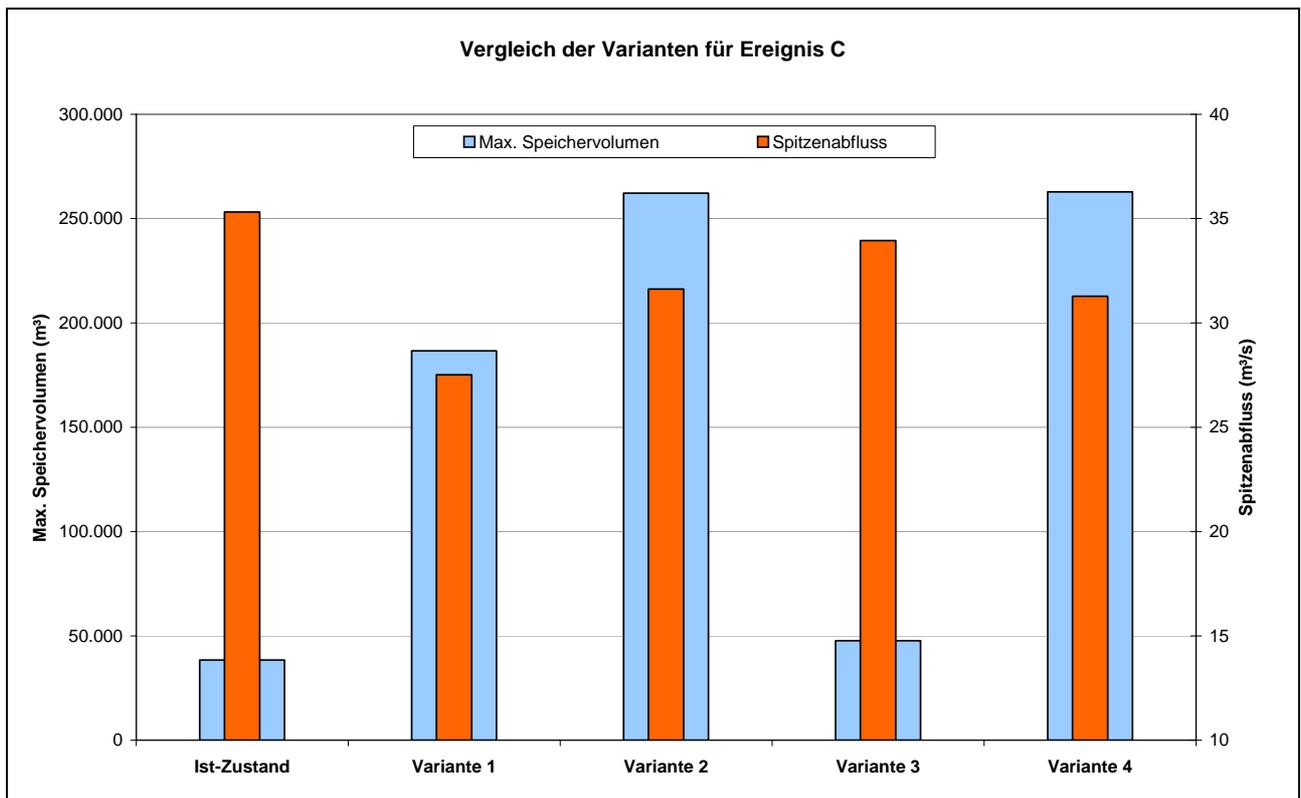


Abbildung 54: Vergleich der Spitzenabflüsse und des maximalen Speichervolumens bei Ereignis C

### Bilanz

Der gesteuerte Durchlass erweist sich bei keinem der drei Abflussereignisse als optimal, eine Bemessung auf eine Abgabe entsprechend dem bordvollen Abfluss in Zell ist bei den untersuchten Hochwasserereignissen nicht zielführend. Eine Betrachtung der zu erwartenden Schäden in Abhängigkeit der Auftretenswahrscheinlichkeit der Ereignisse ist notwendig, um die wirtschaftlichste Abgabe des Speichers zu bestimmen.

Aus dem Vergleich zwischen der ungesteuerten Variante 2 und der gesteuerten Variante 4, die beide auf eine Maximalabgabe von  $23,5 \text{ m}^3/\text{s}$  ausgelegt sind, lässt sich insbesondere bei dem Abflussereignis A feststellen, dass eine Steuerung sinnvoll ist, da sie es erlaubt, den vorhandenen Speicherraum effektiver zu nutzen und den Abflussscheitelwert damit zusätzlich reduzieren kann.

## 6.2 Retentionsraum Mümling-Grumbach

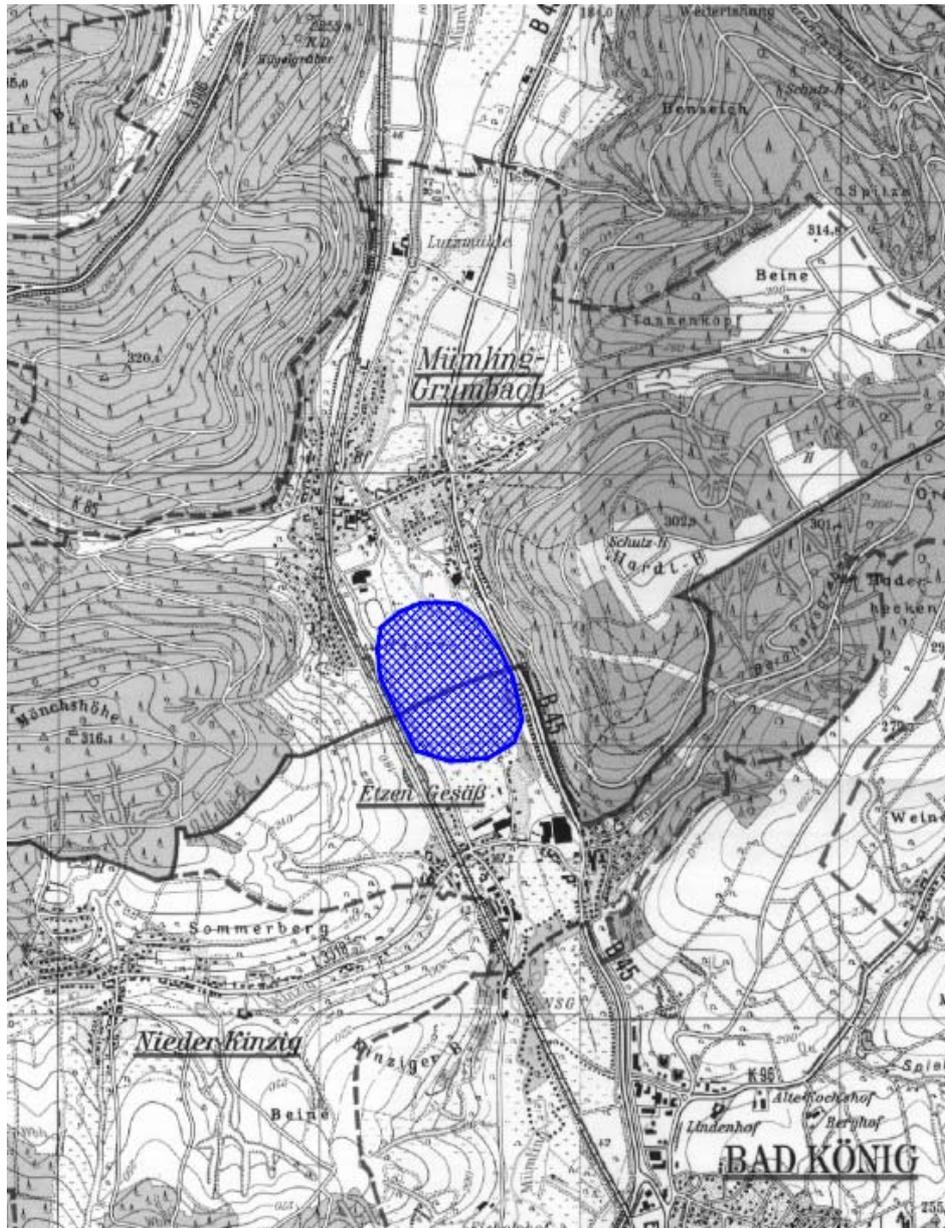


Abbildung 55: Lage des Retentionsraums bei Mümling-Grumbach [HLUG, 2005]

### 6.2.1 Grundlagen

Anders als bei der Ortschaft Zell, wo das Flussgerinne einen hydraulischen Engpass darstellt, ist das Flussgerinne in der Ortschaft Mümling-Grumbach, also direkt unterhalb des Retentionsraums Mümling-Grumbach, dazu in der Lage, ohne weiteres  $65 \text{ m}^3/\text{s}$  und mehr abzuführen, ohne den bordvollen Zustand zu erreichen (siehe Abbildung 57). Die nächstgelegene kritische Stelle im Flussgerinne, an der Überflutungen mit potentieller Schadenswirkung auftreten, ist am Ortseingang von Höchst im Odenwald (siehe Abbildung 56). Nachdem die Mümling sich unterhalb von Mümling-Grumbach in zwei Äste aufteilt, fließt sie am Ortseingang von Höchst wieder zusammen. Kurz vor diesem Zusammenschluss kommt es bei Simulationen im Ist-Zustand zu Überflutungen, die bis in die Siedlungsflächen hineinreichen. Das primäre Ziel der

geplanten Maßnahme am Retentionsraum Mümling-Grumbach soll sein, eine Überflutung an dieser Stelle zu vermeiden.

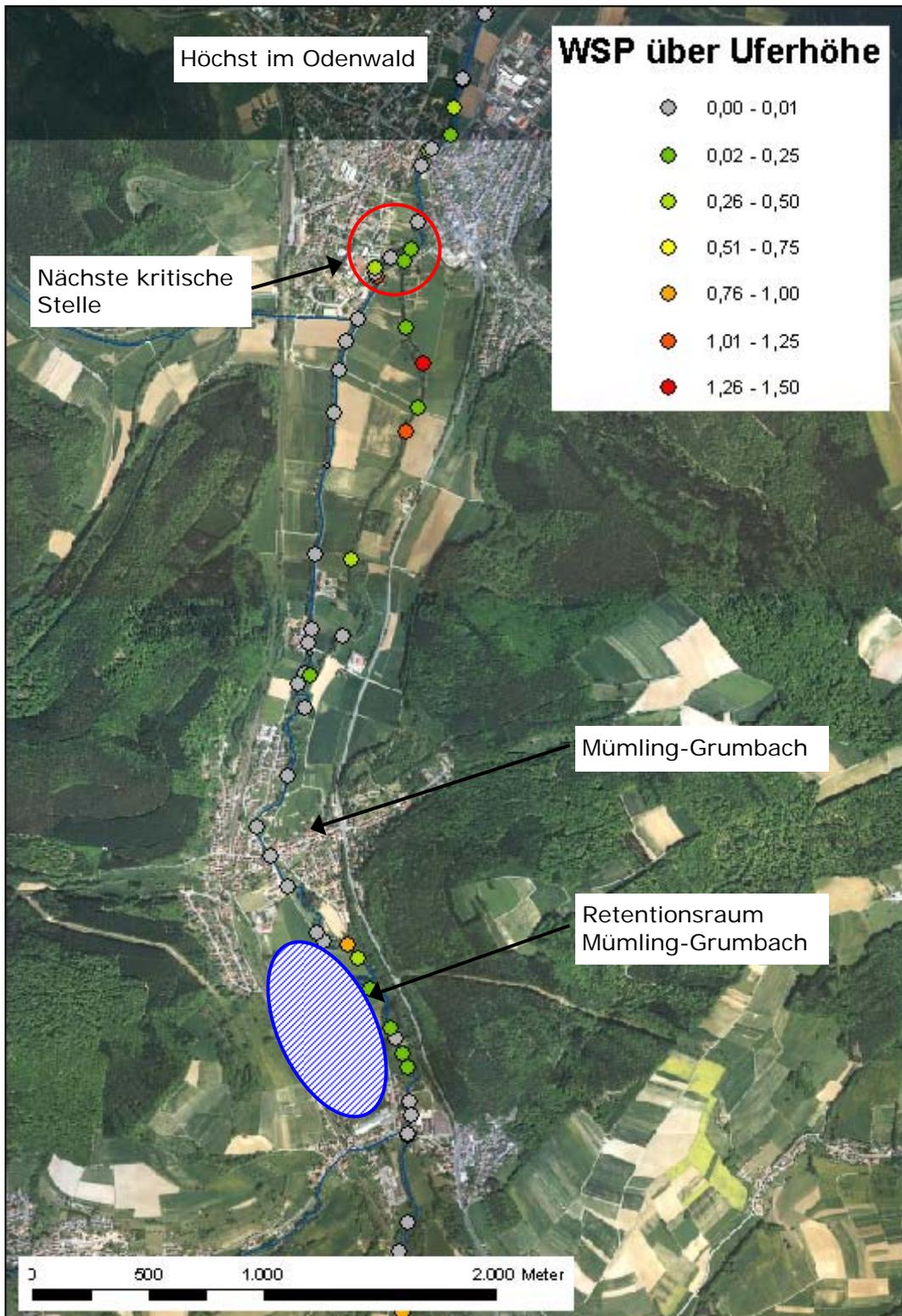


Abbildung 56: Lage von Höchst im Odenwald unterhalb des Retentionsraums Mümling-Grumbach mit Simulationsergebnissen mit Ereignis B im Ist-Zustand

Abbildung 57 zeigt, dass an dieser Stelle im bordvollen Zustand insgesamt ca. 50 m<sup>3</sup>/s abgeführt werden können. Beim Ereignis B fließen in der Spitze ca. 10 m<sup>3</sup>/s aus einem Seitenzufluss und dem durchflossenen Einzugsgebiet zwischen dem Reten-

tionsraum Mümling-Grumbach und dem kritischen Punkt in die Mümling hinein. Es wird daher angenommen, dass die geplante Maßnahme am Retentionsraum Mümling-Grumbach maximal  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  abgeben darf, um Überflutungen am Ortseingang von Höchst zu vermeiden.

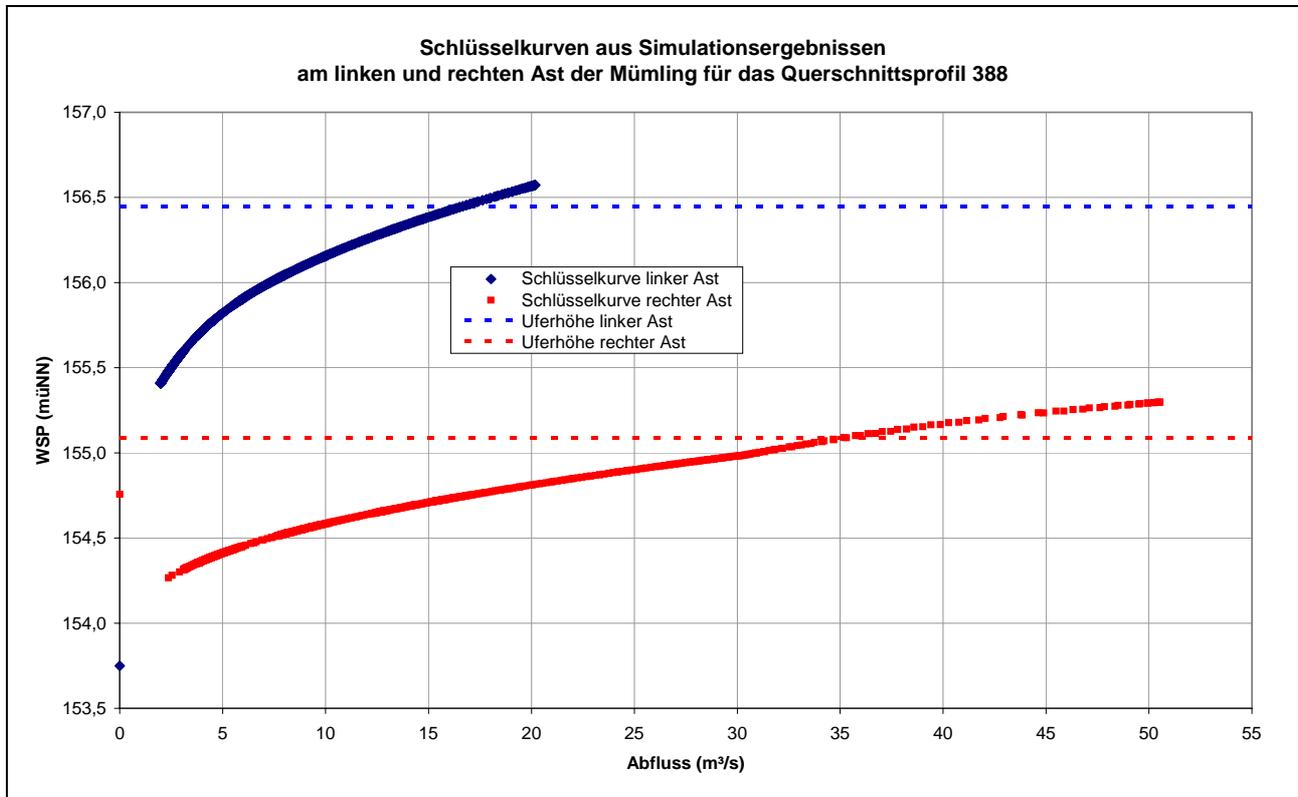


Abbildung 57: Schlüsselkurven aus Simulationsergebnissen für ein den linken und rechten Ast der Mümling am Querschnittsprofil 388 bei Höchst im Odenwald

Die maximale Einstauhöhe des Retentionsraums ist durch die im Süden des Gebiets liegenden Siedlungsflächen auf momentan ca. 166 müNN begrenzt. Das Gebiet ist nach Norden hin abschüssig, so dass dort schon jetzt ein Deich von ca. 1 – 1,5 m Höhe erforderlich wäre, um zu verhindern, das Wasser vom Retentionsraum in die Ortschaft Mümling-Grumbach hinein fließt (siehe Abbildung 58).

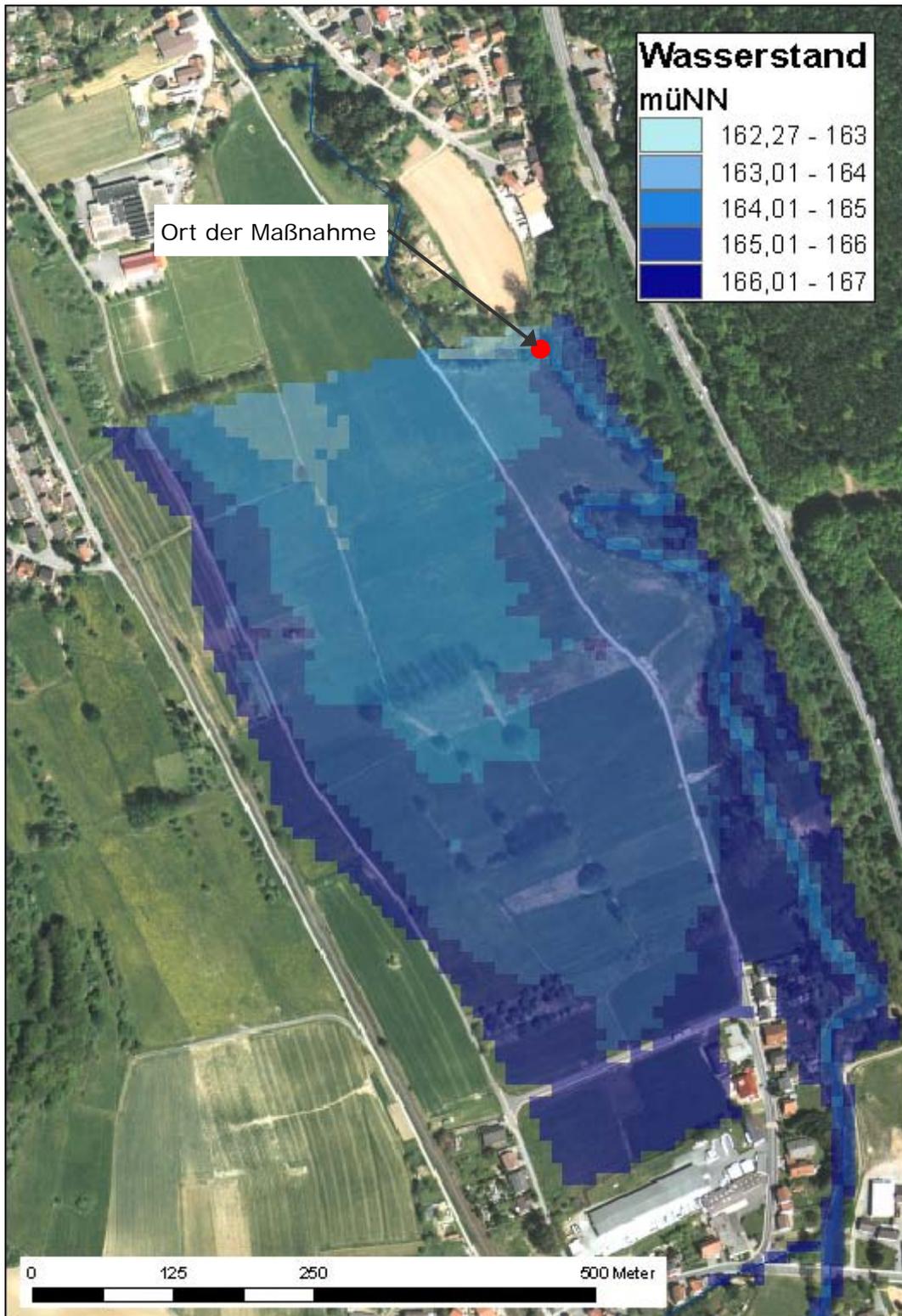


Abbildung 58: Überflutungsflächen bei verschiedenen Wasserständen im Retentionsraum Mümling-Grumbach (Annahme eines Deiches zur Abgrenzung des Überschwemmungsgebiets nach Norden)

Im Folgenden werden verschiedene Varianten untersucht, mit dem Ziel, die Retentionsfläche bei den gewählten Abflussereignissen voll auszunutzen und somit das Retentionsvolumen zu erhöhen. Dazu wird ein maximaler Wasserstand im Retentionsraum bei 166,5 müNN angestrebt, was einer gestauten Wasserhöhe von ca. 2,85 m entspricht. Wie bereits erwähnt, ist ein Deich im Norden des Retentionsraums nötig,

um die Siedlungsflächen vor Überflutungen zu schützen. Tabelle 10 gibt einen Überblick über die untersuchten Varianten.

Variante	Beschreibung
Variante 0	Ist-Zustand mit vorhandenem Wehr, Oberkante bei ca. 164,3 müNN
Variante 1	Blende 1,5 m breit, Oberkante bei 166 müNN
Variante 2	Ungesteuerter Durchlass 7 x 1,5 m, Hochwasserentlastung durch Wehrüberfall auf 166 müNN
Variante 3	Gesteuerter Durchlass (25 x 1,5 m, max. $Q_{ab} = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ )

*Tabelle 10: Überblick der Varianten für den Retentionsraum Mümling-Grumbach*

### 6.2.2 Variante 0: Ist-Zustand

Wie oben bereits erwähnt, befindet sich am unteren Ende des Retentionsraums Mümling-Grumbach momentan ein Wehr, dessen Oberkante bei ca. 164,3 müNN liegt. Aus diesem Grund kommt es bei den Simulationen schon im Ist-Zustand zu einem Einstau und zu Überflutungen von Teilen des Retentionsraums (siehe Abbildung 59).

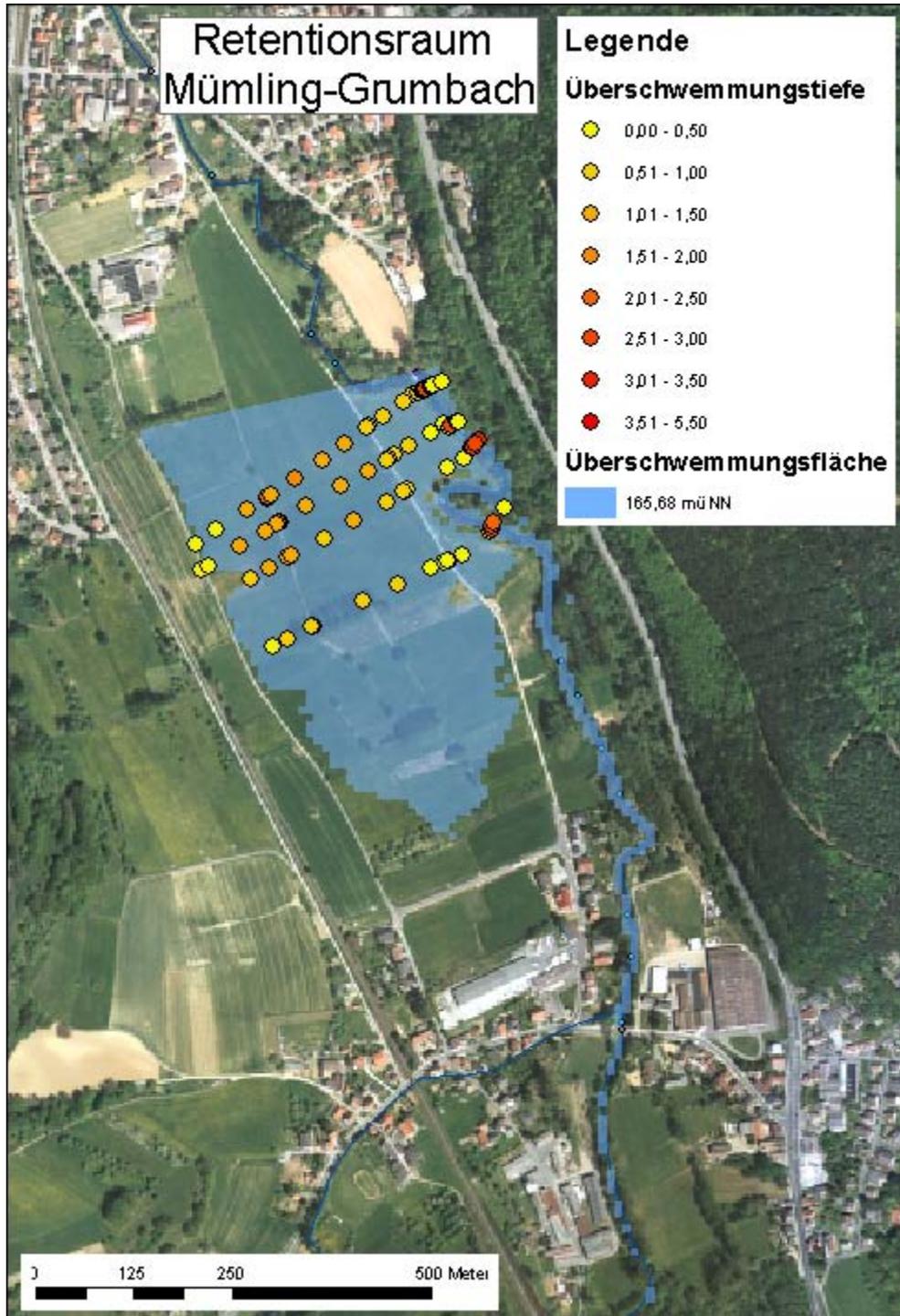


Abbildung 59: Überflutungshöhen an Vermessungspunkten und Überflutungsfläche im Retentionsraum Mümling-Grumbach bei der Simulation mit Ereignis B im Ist-Zustand (Annahme einer horizontalen Wasseroberfläche, die im Norden durch einen Deich begrenzt wird)

Tabelle 11 fasst die wichtigsten Simulationsergebnisse im Ist-Zustand zusammen. Beim Abflussereignis B ergibt sich ein Retentionsvolumen von etwa 150.000 m<sup>3</sup>, der Retentionsraum wird bis zu einem Wasserstand von 165,68 müNN eingestaut. Die stattfindende Retention wirkt sich nur minimal auf den Abflussscheitel aus, wie in Abbildung 60 bis Abbildung 62 ersichtlich.

Ereignis		A (HW 1993)	B	C
Max. Abfluss	[m <sup>3</sup> /s]	52,92	65,44	58,14
Max. Einstauhöhe	[müNN]	165,55	165,68	165,60
Max. Speichervolumen	[m <sup>3</sup> ]	123.392	152.307	136.639
Max. Überflutung in Höchst	[m]	0,09	0,22	0,22

Tabelle 11: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für den Ist-Zustand

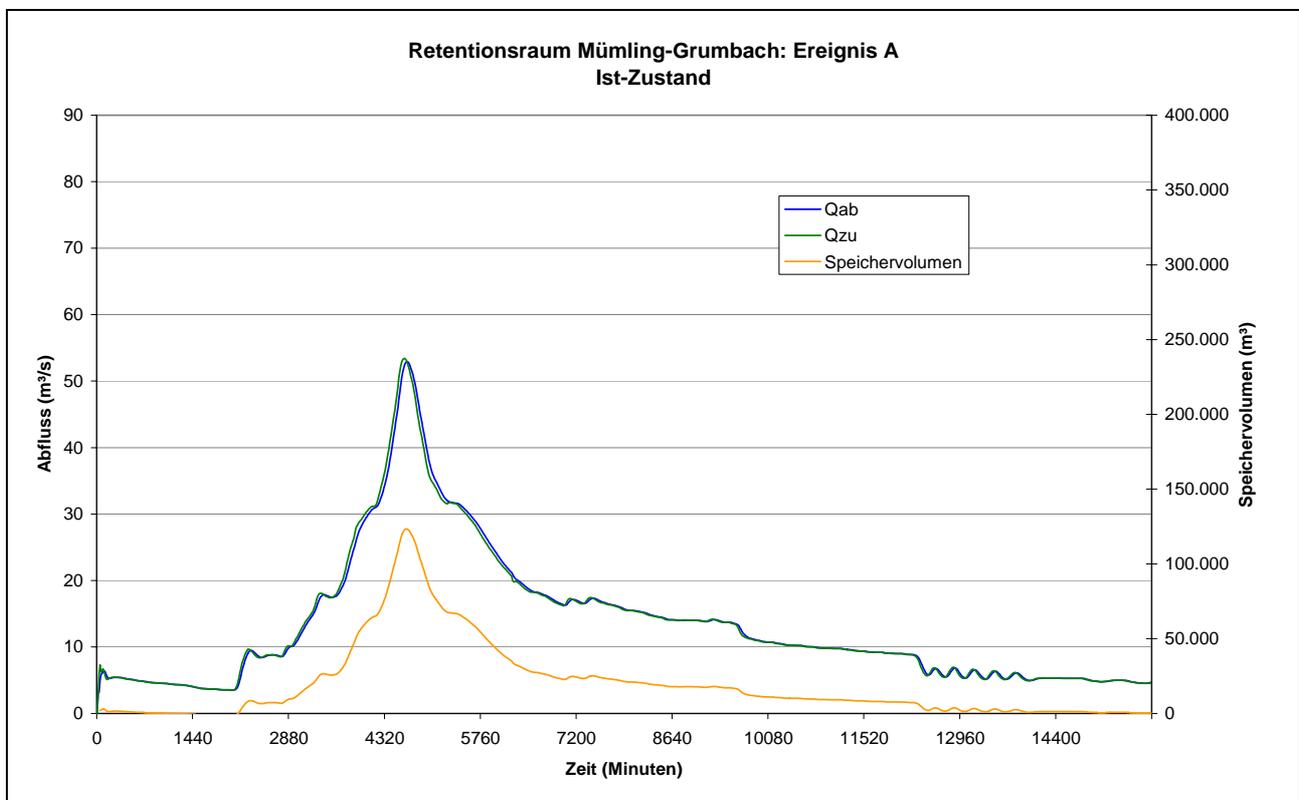


Abbildung 60: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis A (HW 1993) im Ist-Zustand

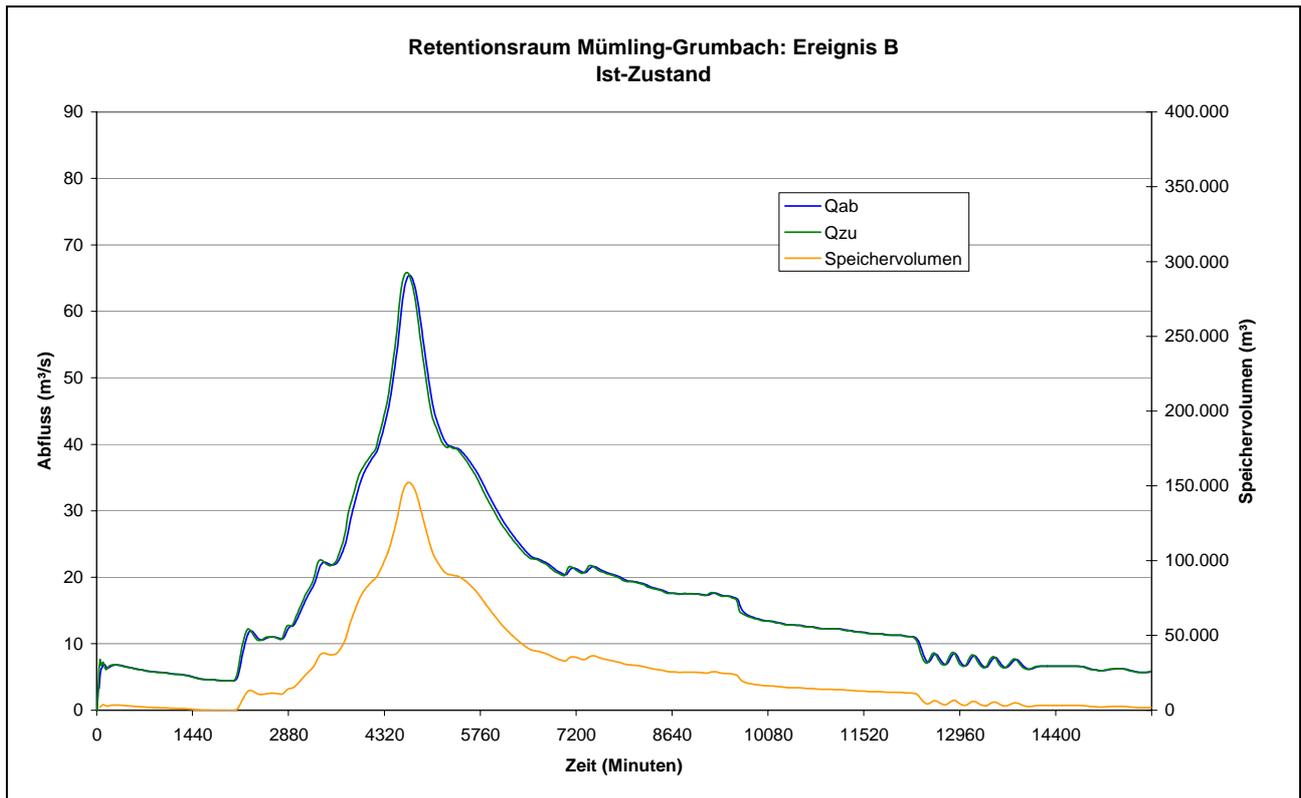


Abbildung 61: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis B im Ist-Zustand

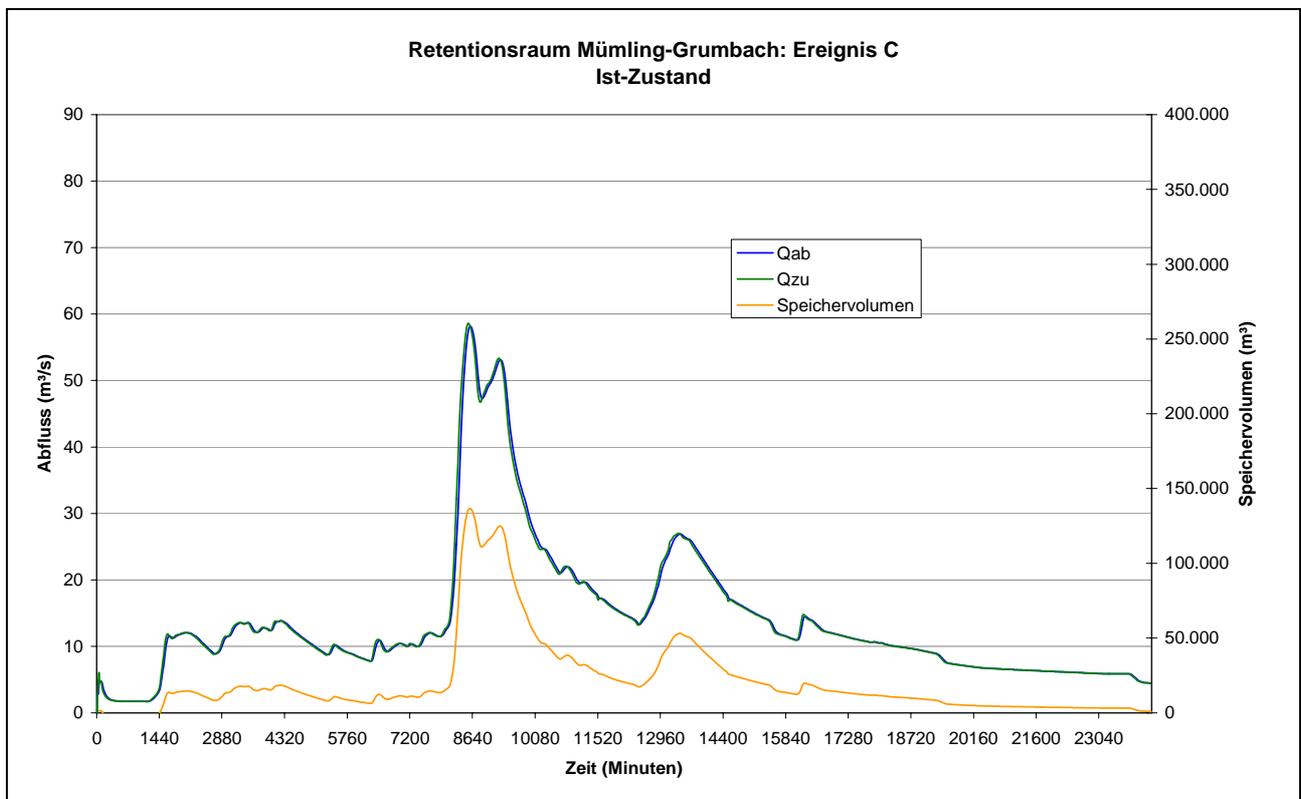


Abbildung 62: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis C im Ist-Zustand

### 6.2.3 Variante 1: Blende

Um die ökologische Durchgängigkeit des Flusses an dieser Stelle wieder herzustellen, wird das derzeit vorhandene Wehr durch eine Blende mit einer Durchlassbreite von ca. 1,5 m und einer Oberkante bei 165,5 müNN ersetzt. Diese Maßnahme repräsentiert die kleinsten baulichen Änderungen am vorhandenen Wehr. Die vorgeschlagene Blende ist in Abbildung 63 dargestellt.

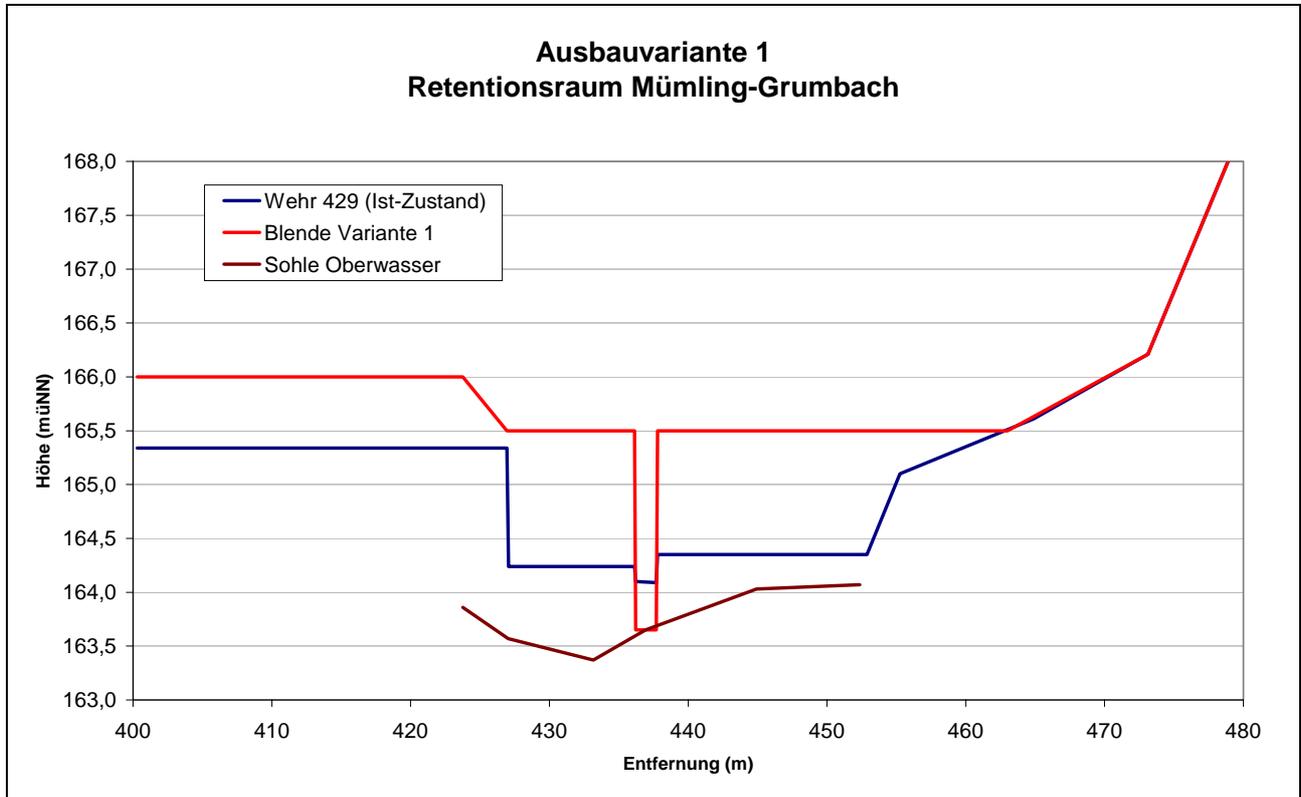


Abbildung 63: Ausbauvariante 1 für den Retentionsraum Mümling-Grumbach

Wie Abbildung 64 und Tabelle 12 zeigen, kann bei dieser Variante der maximale Wasserstand bei beiden Abflussereignissen um ca. 0,75 m angehoben werden, wodurch ein zusätzliches Retentionsvolumen von ca. 190.000 m<sup>3</sup> aktiviert wird.

Diese Maßnahme hat allerdings nur sehr geringe Auswirkungen auf den Scheitelabfluss unterhalb des Retentionsraums: Er kann lediglich um 0,4 bis 0,7 % gesenkt werden, die Abflusswellen fließen fast ungehindert durch den Retentionsraum hindurch (siehe folgende Abbildungen).

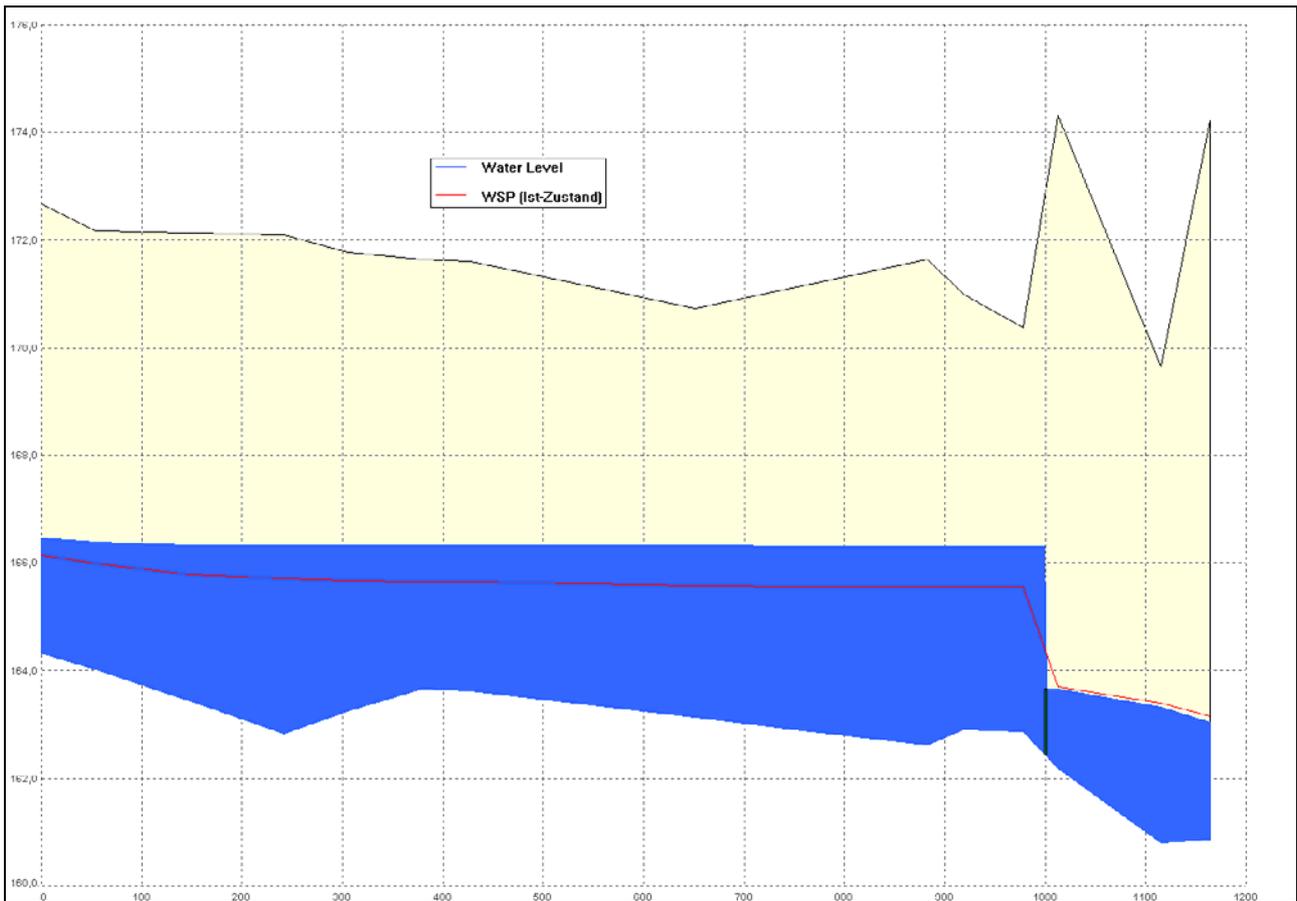


Abbildung 64: Seitenansicht des Retentionsraums Mümling-Grumbach mit maximalem Wasserstand aus Simulation mit Ereignis A (HW 1993) und Variante 1 (Wasserstand im Ist-Zustand zum Vergleich dargestellt)

Ereignis	A (HW 1993)	B	C
Max. Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	52,55	65,15	57,77
Abflussscheitelreduzierung [%]	0,7	0,4	0,6
Max. Einstauhöhe [müNN]	166,32	166,43	166,37
Max. Speichervolumen [m <sup>3</sup> ]	316.253	352.110	333.017

Tabelle 12: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 1

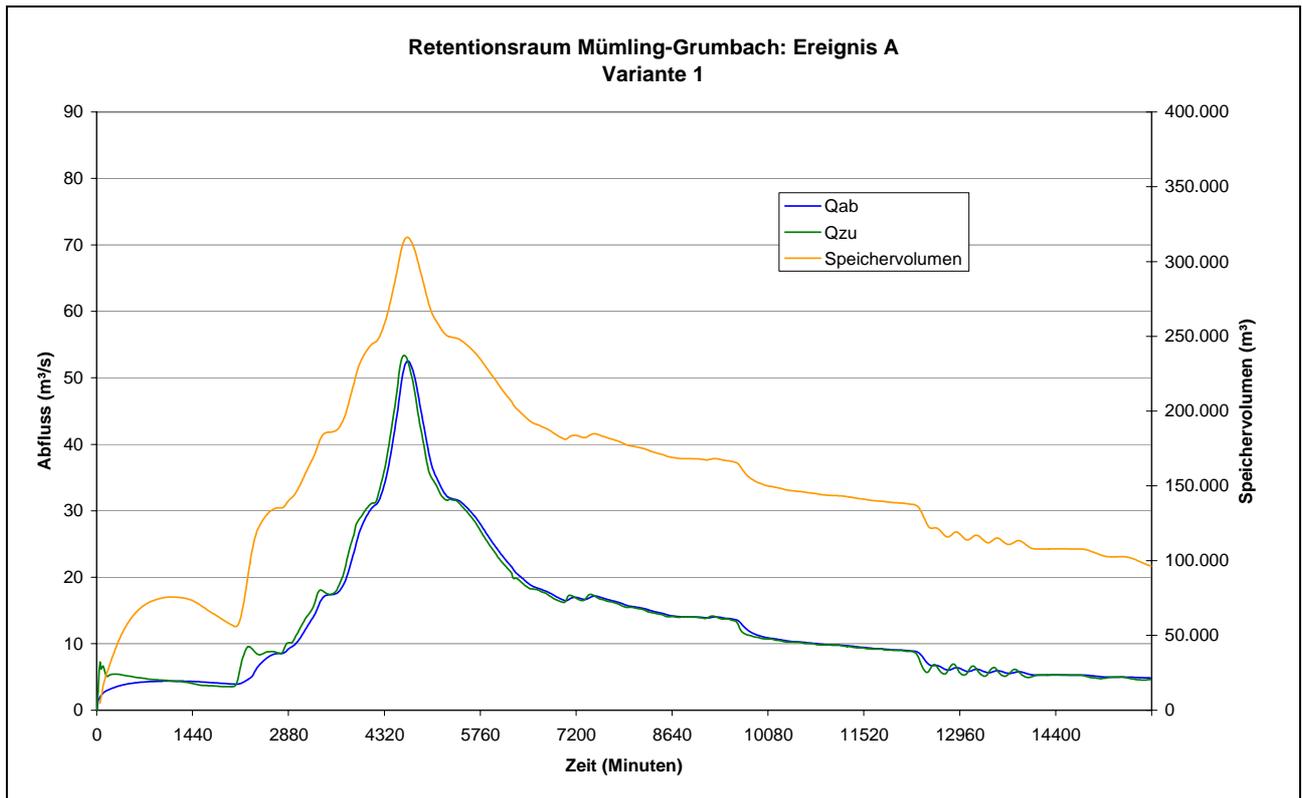


Abbildung 65: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis A (HW 1993) und der Ausbauvariante 1

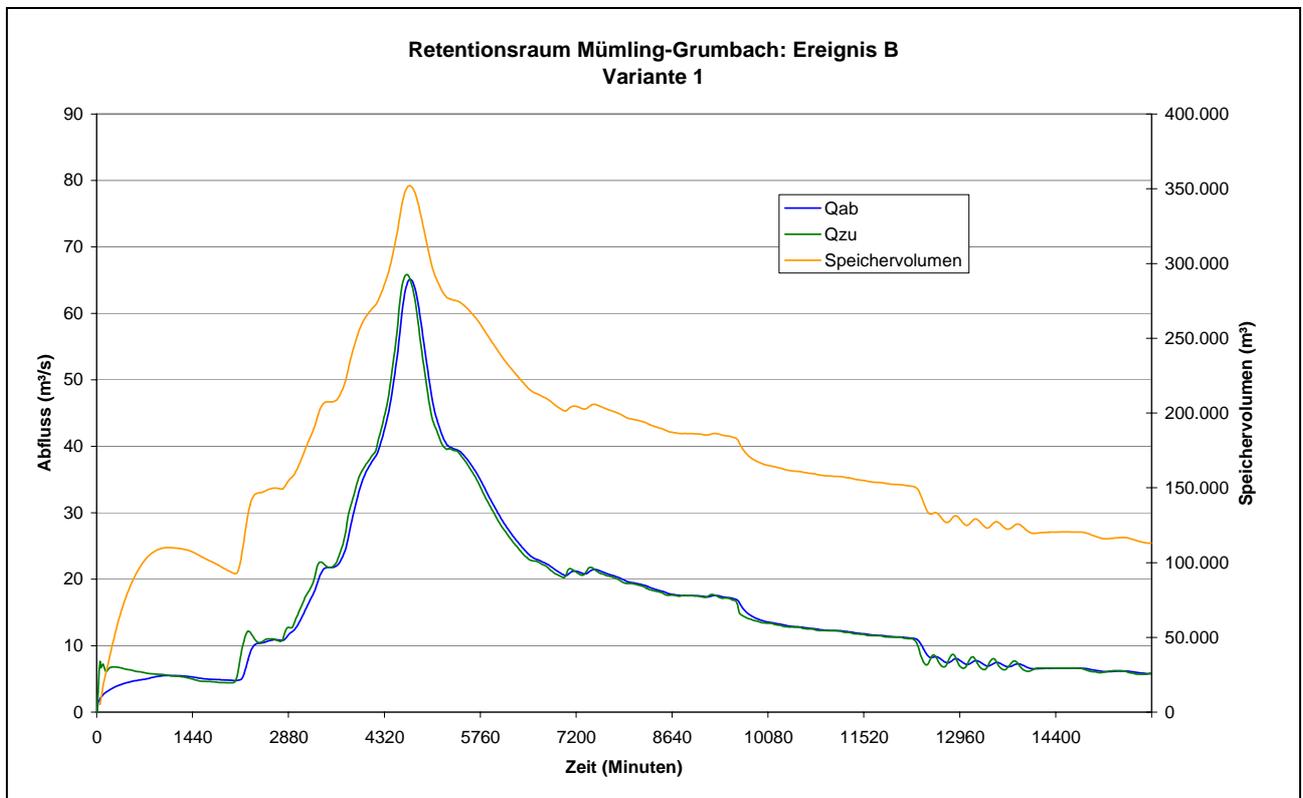


Abbildung 66: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis B und der Ausbauvariante 1

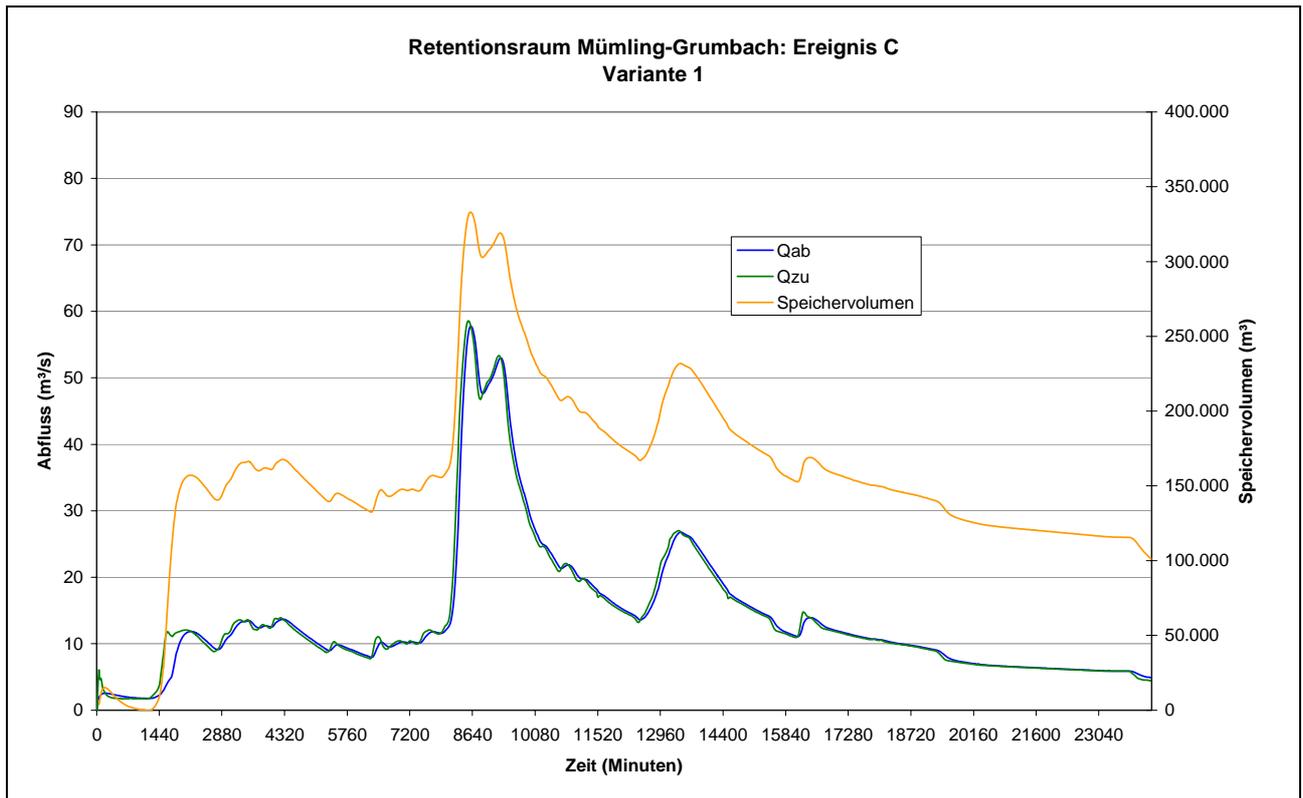


Abbildung 67: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis C und der Ausbauparvariante 1

### 6.2.4 Variante 2: Ungesteuerter kleiner Durchlass

In der zweiten Variante wurde ein Durchlass untersucht, der mit 7 x 1,5 m eine Maximalabgabe von ca. 40 m<sup>3</sup>/s bei Volleinstau gewährleistet, zusammen mit einer Hochwasserentlastung in Wehrform bei 166 müNN. Das Ziel dieser Ausbauvariante ist es, den Einstau erst bei höheren Wasserständen beginnen zu lassen, um damit den Abflussscheitelwert besser senken zu können. Der Durchlass ist in Abbildung 68 dargestellt.

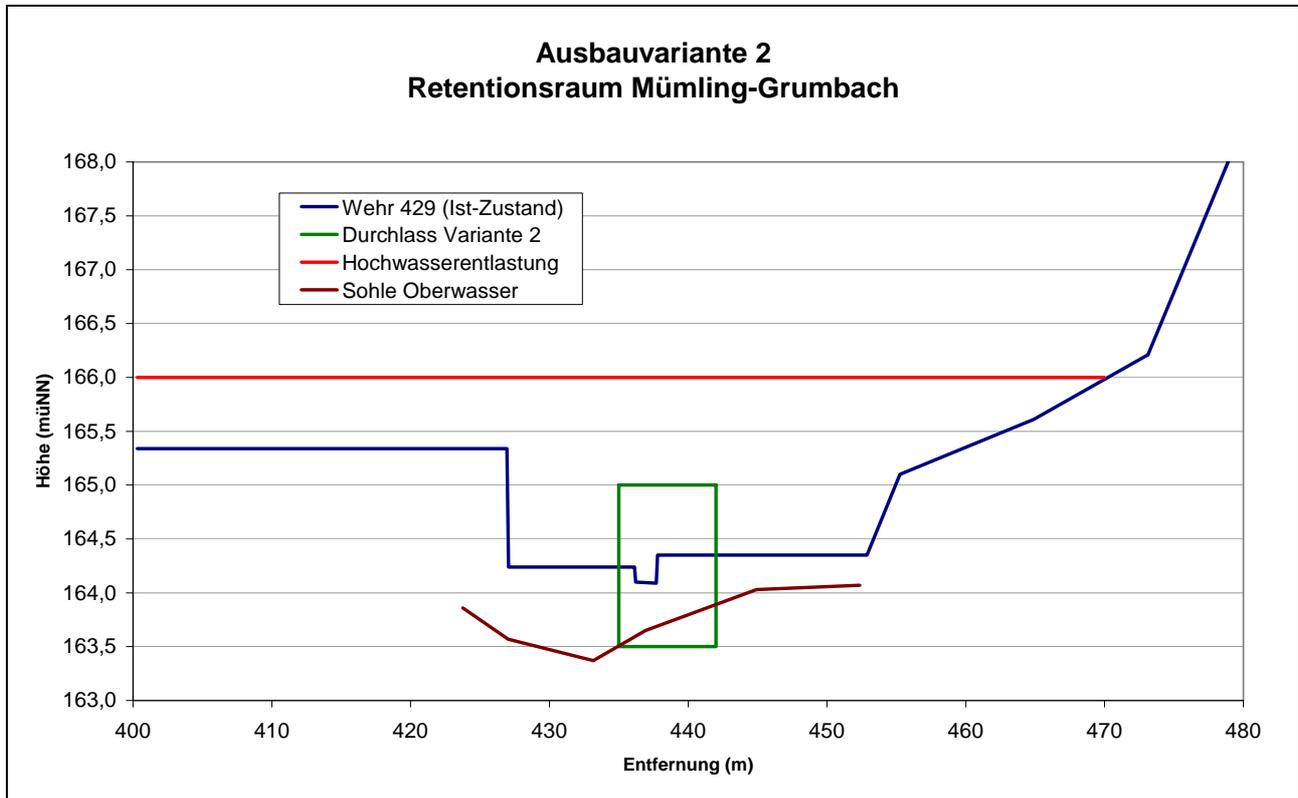


Abbildung 68: Ausbauvariante 2 – ungesteuerter Durchlass 7 x 1,5 m

Tabelle 13 fasst die wesentlichen Simulationsergebnisse dieser Variante zusammen:

Ereignis	A (HW 1993)	B	C
Max. Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	50,20	64,88	55,86
Abflussscheitelreduzierung [%]	5,1		
Max. Einstauhöhe [müNN]	166,23	166,07	166,29
Max. Speichervolumen [m <sup>3</sup> ]	301.070	253.427	320.763

Tabelle 13: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 2

Aus den Abflussganglinien der einzelnen Ereignisse (siehe Abbildung 69 bis Abbildung 71) lässt sich gut erkennen, dass der Stauraum relativ früh anfängt sich zu füllen (ab ca. 10 m<sup>3</sup>/s Zufluss) und bei Eintreffen der Wellenspitze bereits voll ist, so dass die Hochwasserentlastung anspringen muss.

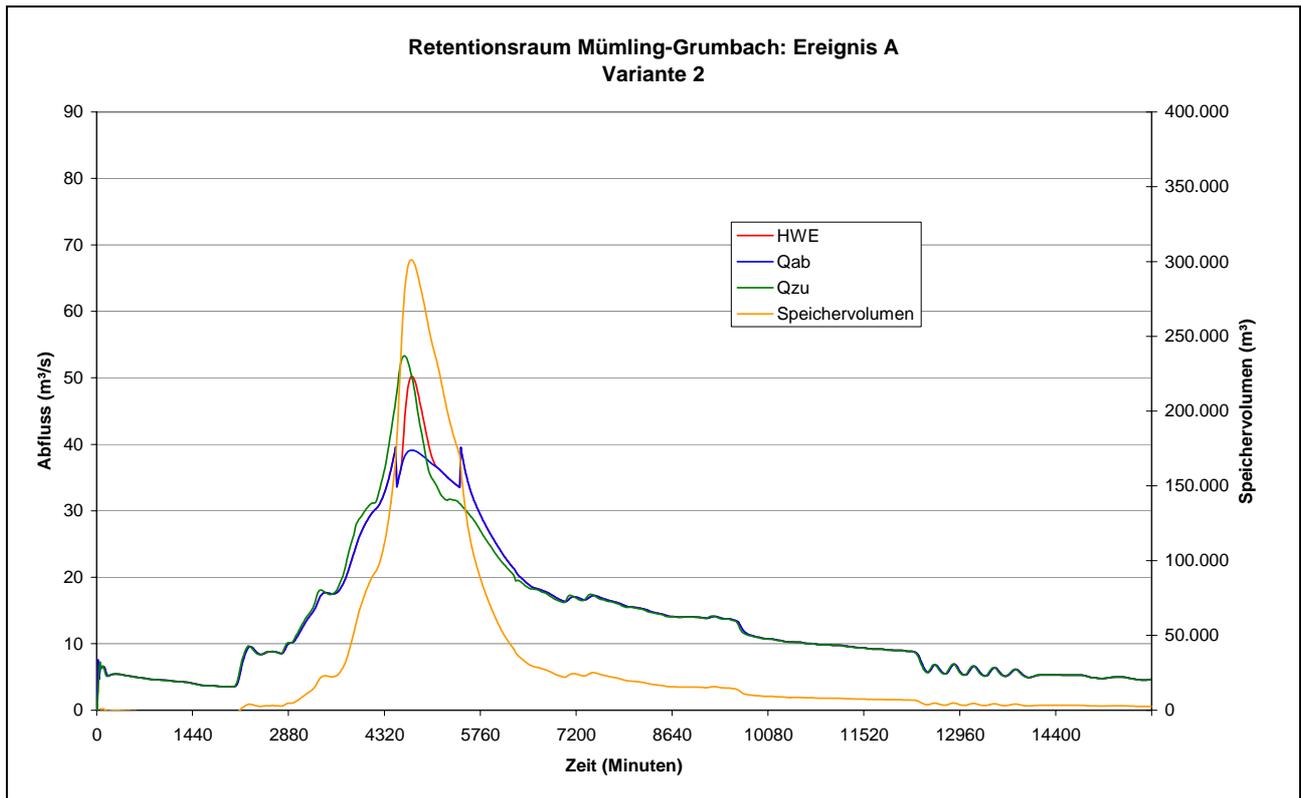


Abbildung 69: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis A (HW 1993) und der Ausbauvariante 2

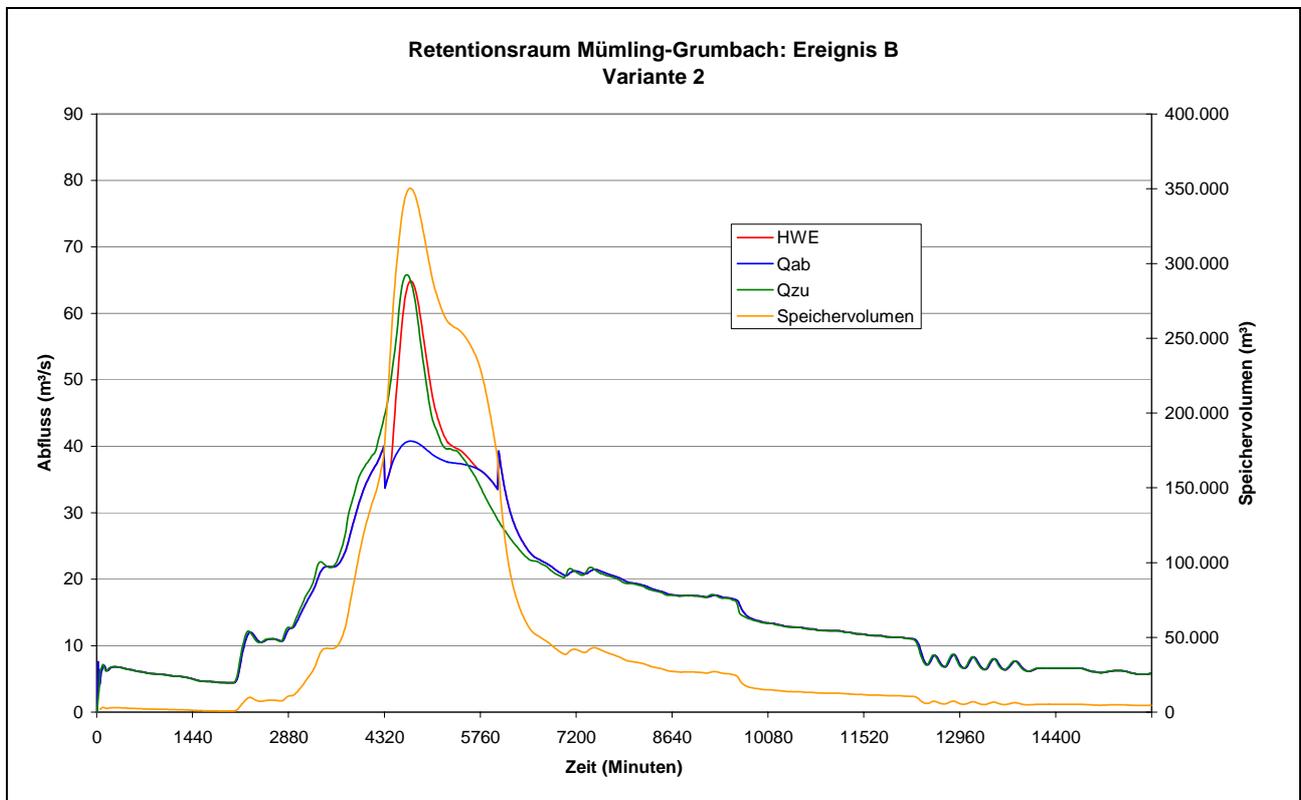


Abbildung 70: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis B und der Ausbauvariante 2

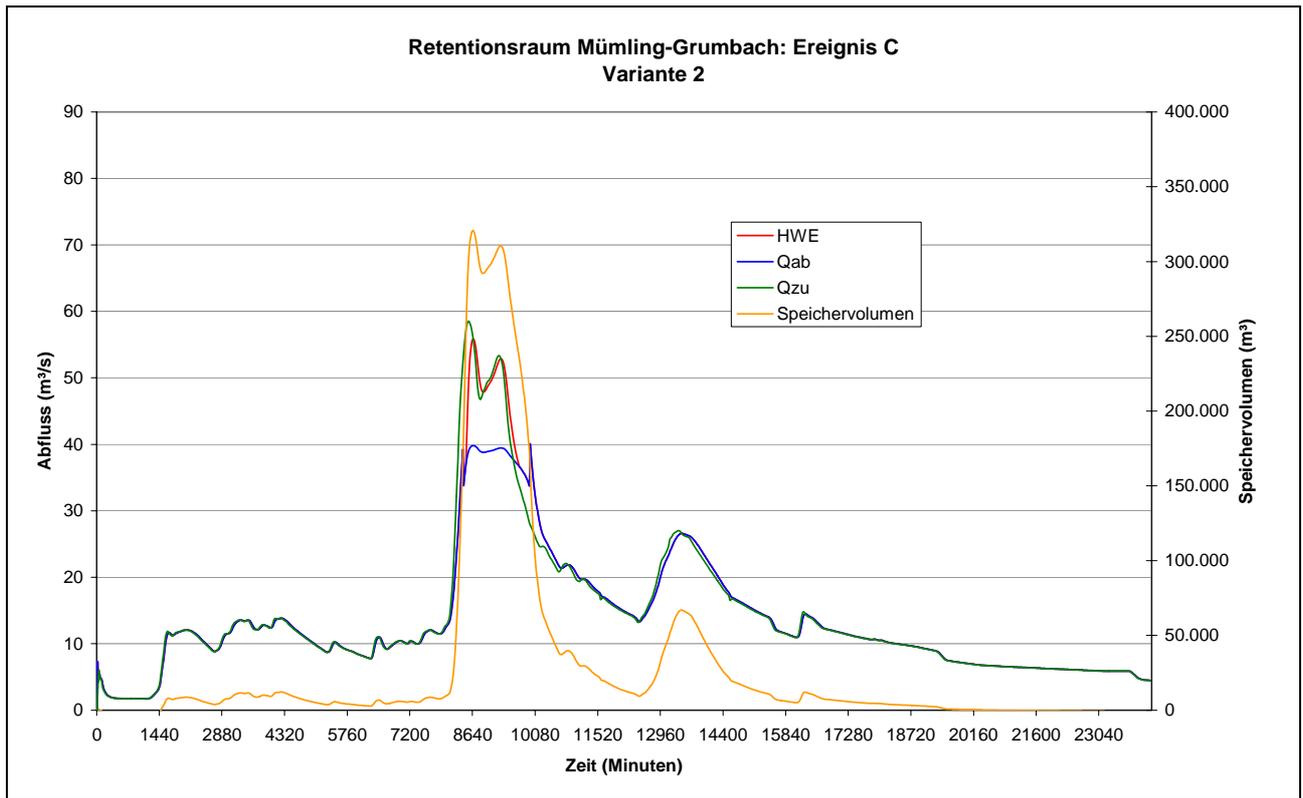


Abbildung 71: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis C und der Ausbauparvariante 2

### 6.2.5 Variante 3: Gesteuerter großer Durchlass

In der dritten Ausbauparallel wird ein Durchlass mit einer konstanten Drosselabgabe von 40 m<sup>3</sup>/s und einer Hochwasserentlastung als Wehrüberfall bei 166 müNN untersucht. Der Durchlass ist dieses Mal sehr groß gewählt (25 x 1,5 m), um den Einstau erst bei sehr hohen Abflüssen beginnen zu lassen und damit den Speicherraum für die Abflussspitze freizuhalten. Die Geometrie des Durchlasses ist in Abbildung 72 dargestellt.

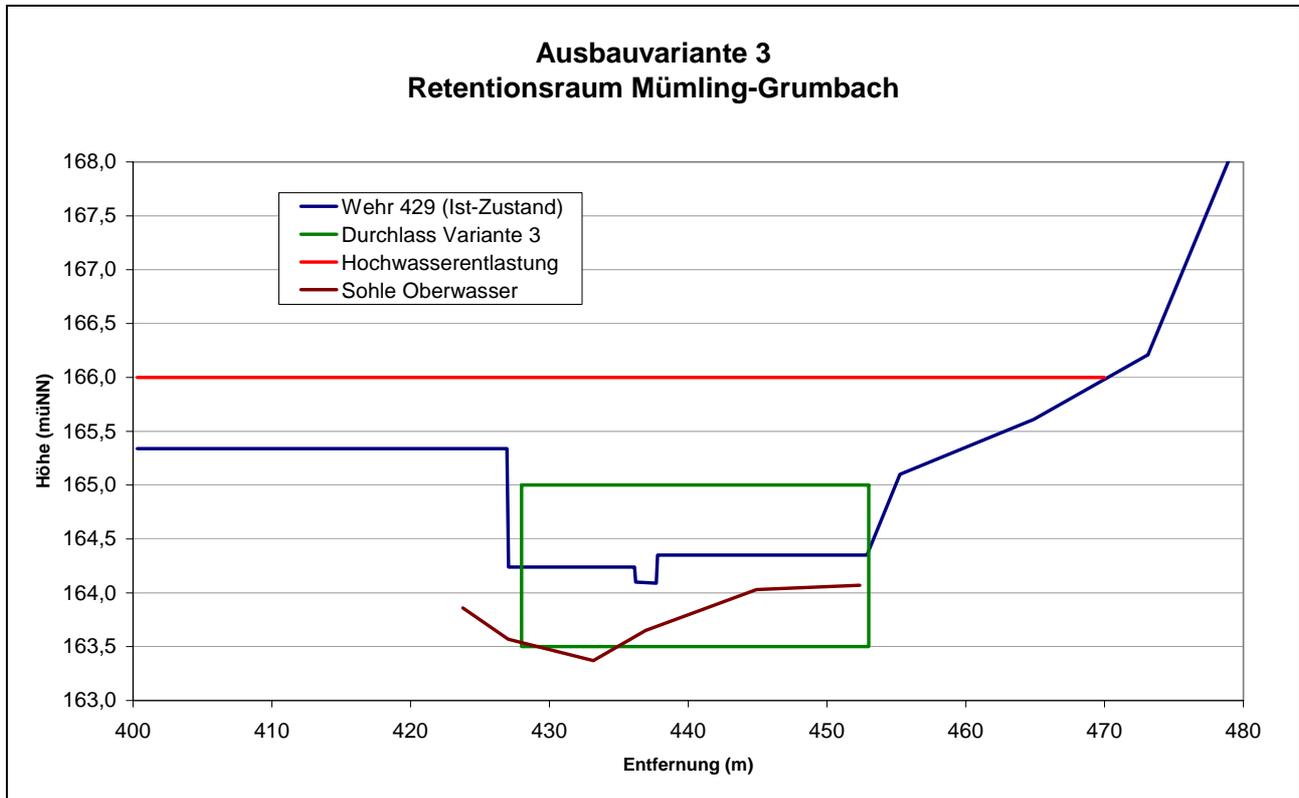


Abbildung 72: Ausbauvariante 3 – gesteuerter Durchlass 25 x 1,5 m

Tabelle 14 fasst die wichtigsten Simulationsergebnisse für diese Variante zusammen:

Ereignis	A (HW 1993)	B	C
Max. Abfluss [m <sup>3</sup> /s]	41,81	62,93	52,77
Abflussscheitelreduzierung [%]	21,0	3,8	9,2
Max. Einstauhöhe [müNN]	166,07	166,37	166,25
Max. Speichervolumen [m <sup>3</sup> ]	253.427	345.585	308.292

Tabelle 14: Zusammenfassung der Simulationsergebnisse für Variante 3

Die folgenden Abbildungen stellen die Zu- und Abflüsse in/aus den Retentionsraum Mümling-Grumbach für die drei untersuchten Ereignisse dar. Das Abflussereignis A kann mit dieser Variante fast vollständig im Speicher aufgenommen werden, die Hochwasserentlastungsanlage springt nur minimal an. Bei den anderen beiden Ereignissen reicht das Volumen des Retentionsraums nicht aus, um sie effektiv abzdämpfen, obwohl bei Ereignis C zumindest die erste Abflussspitze relativ gut reduziert werden kann. Bei Ereignis B erfolgt eine nur sehr kleine Abflussscheitelreduzierung.

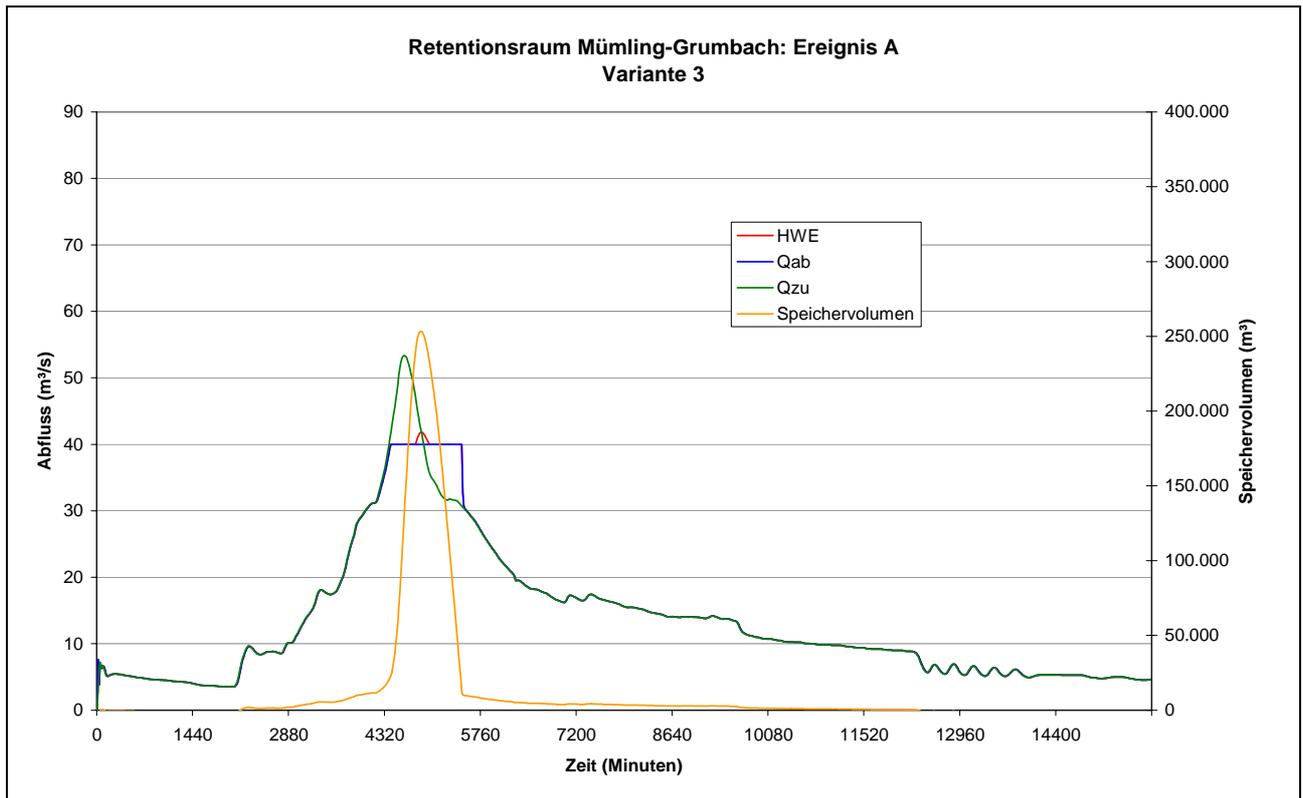


Abbildung 73: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis A (HW 1993) und der Ausbauvariante 3

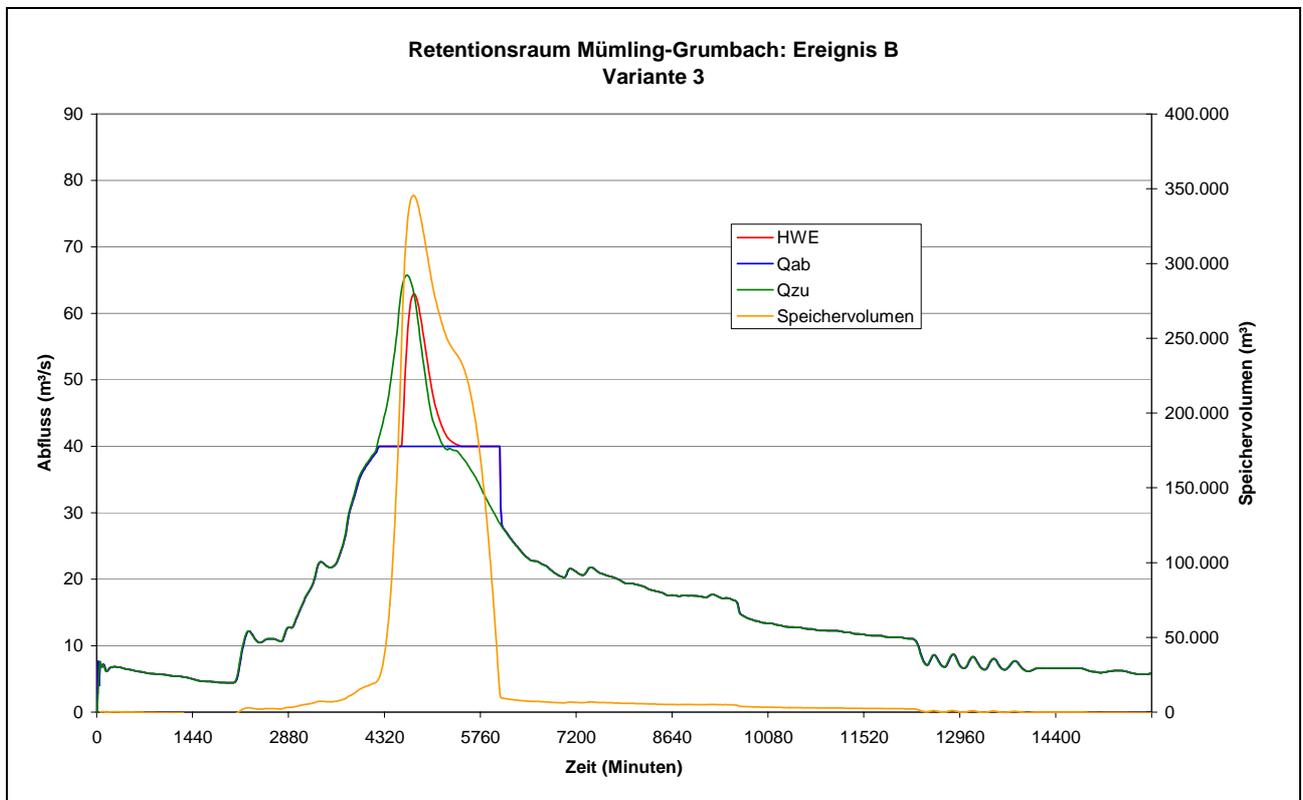


Abbildung 74: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis B und der Ausbauvariante 3

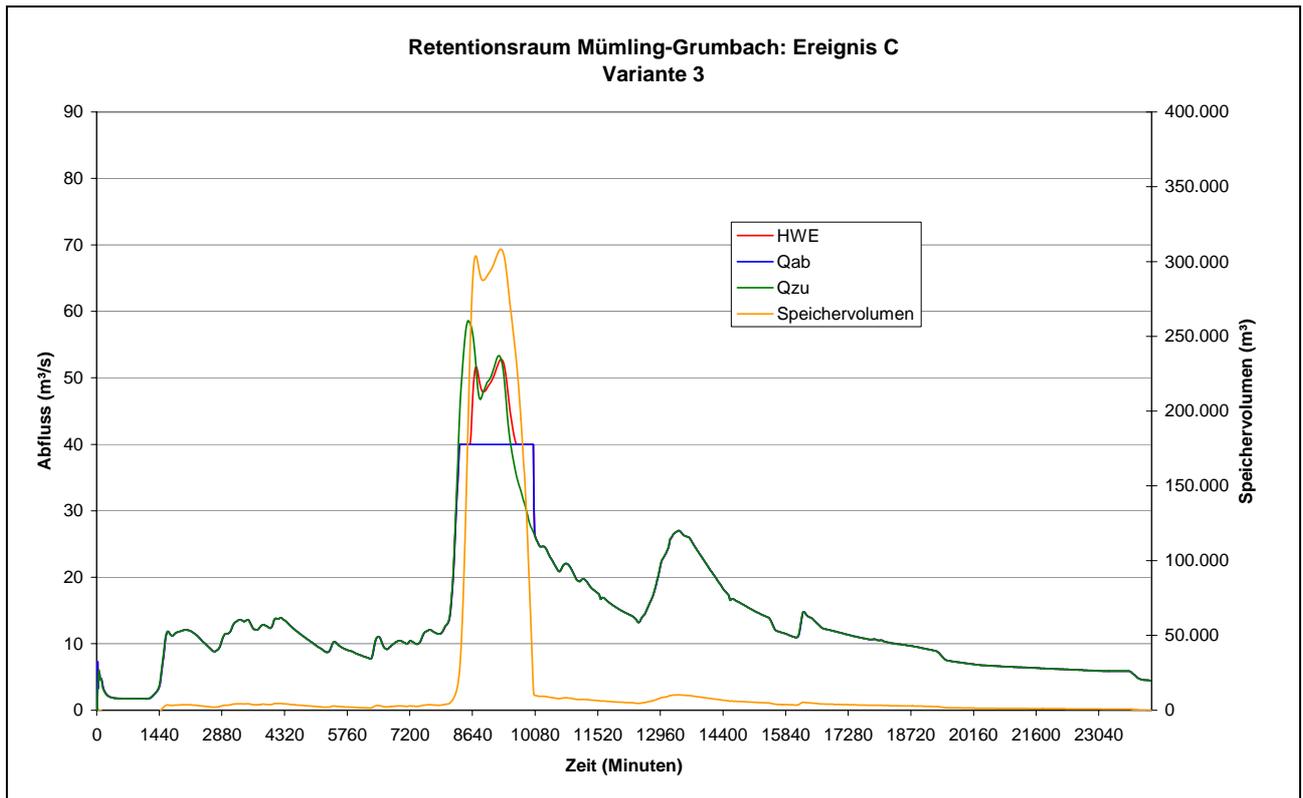


Abbildung 75: Simulationsergebnisse für den Retentionsraum Mümling-Grumbach mit Ereignis C und der Ausbaubauvariante 3

### 6.2.6 Vergleich der Varianten

Die Variante 1 (Blende) kann die Effektivität des Retentionsraums Mümling-Grumbach nur sehr geringfügig verbessern. Variante 2 kann bei den zwei kleineren Ereignissen (A und C) den Abflussscheitelwert um 5,1 bzw. 3,9 % respektive reduzieren, hat bei dem großen Abflussereignis (B) aber einen nur sehr geringfügigen Effekt.

Die folgenden Tabellen fassen die Simulationsergebnisse für die verschiedenen Ausbauprodukte und Abflussereignisse zusammen:

	Ereignis A			
Variante	Variante 0	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Beschreibung	Ist-Zustand	Blende	Durchlass	gesteuerter Durchlass
Max. Abfluss (Differenz) [m <sup>3</sup> /s]	52,92	52,55 (-0,37)	50,20 (-2,72)	41,81 (-11,11)
Abflussscheitelreduzierung [%]	-	0,7	5,1	21,0
Max. Einstauhöhe (Differenz) [müNN]	165,55	166,32 (+0,77)	166,23 (+0,68)	166,07 (+0,52)
Max. Speichervolumen (Differenz) [m <sup>3</sup> ]	123.392	316.253 (+192.861)	301.070 (+177.678)	253.427 (+130.035)
Max. Überflutung in Höchst [m]	0,09	0,09 (±0)	0,06 (-0,03)	0,07 (-0,02)

Tabelle 15: Vergleich der Varianten für Ereignis A (HW 1993), beste Variante in rot

	Ereignis B			
Variante	Variante 0	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Beschreibung	Ist-Zustand	Blende	Durchlass	gesteuerter Durchlass
Max. Abfluss (Differenz) [m <sup>3</sup> /s]	65,44	65,15 (-0,29)	64,88 (-0,56)	62,93 (-2,51)
Abflussscheitelreduzierung [%]	-	0,4	0,9	3,8
Max. Einstauhöhe (Differenz) [müNN]	165,68	166,43 (+0,75)	166,38 (+0,70)	166,37 (+0,69)
Max. Speichervolumen (Differenz) [m <sup>3</sup> ]	152.307	352.110 (+199.803)	350.342 (+198.035)	345.585 (+193.278)
Max. Überflutung in Höchst [m]	0,22	0,22 (±0)	0,22 (±0)	0,20 (-0,02)

Tabelle 16: Vergleich der Varianten für Ereignis B, beste Variante in rot

Variante	Ereignis C			
	Variante 0	Variante 1	Variante 2	Variante 3
Beschreibung	Ist-Zustand	Blende	Durchlass	gesteuerter Durchlass
Max. Abfluss (Differenz) [m <sup>3</sup> /s]	58,14	57,77 (-0,37)	55,86 (-2,28)	52,77 (5,37)
Abflussscheitelreduzierung [%]	-	0,6	3,9	9,2
Max. Einstauhöhe (Differenz) [müNN]	165,60	166,37 (+0,77)	166,29 (+0,69)	166,25 (+0,65)
Max. Speichervolumen (Differenz) [m <sup>3</sup> ]	136.639	333.017 (+196.378)	320.763 (+184.124)	308.292 (+171.653)
Max. Überflutung in Höchst [m]	0,22	0,22 (±0)	0,22 (±0)	0,20 (-0,02)

Tabelle 17: Vergleich der Varianten für Ereignis C, beste Variante in rot

Bei allen Ereignissen erweist sich die gesteuerte Variante 3 als die effektivste, welches auch aus der Darstellung in Abbildung 76 hervorgeht.

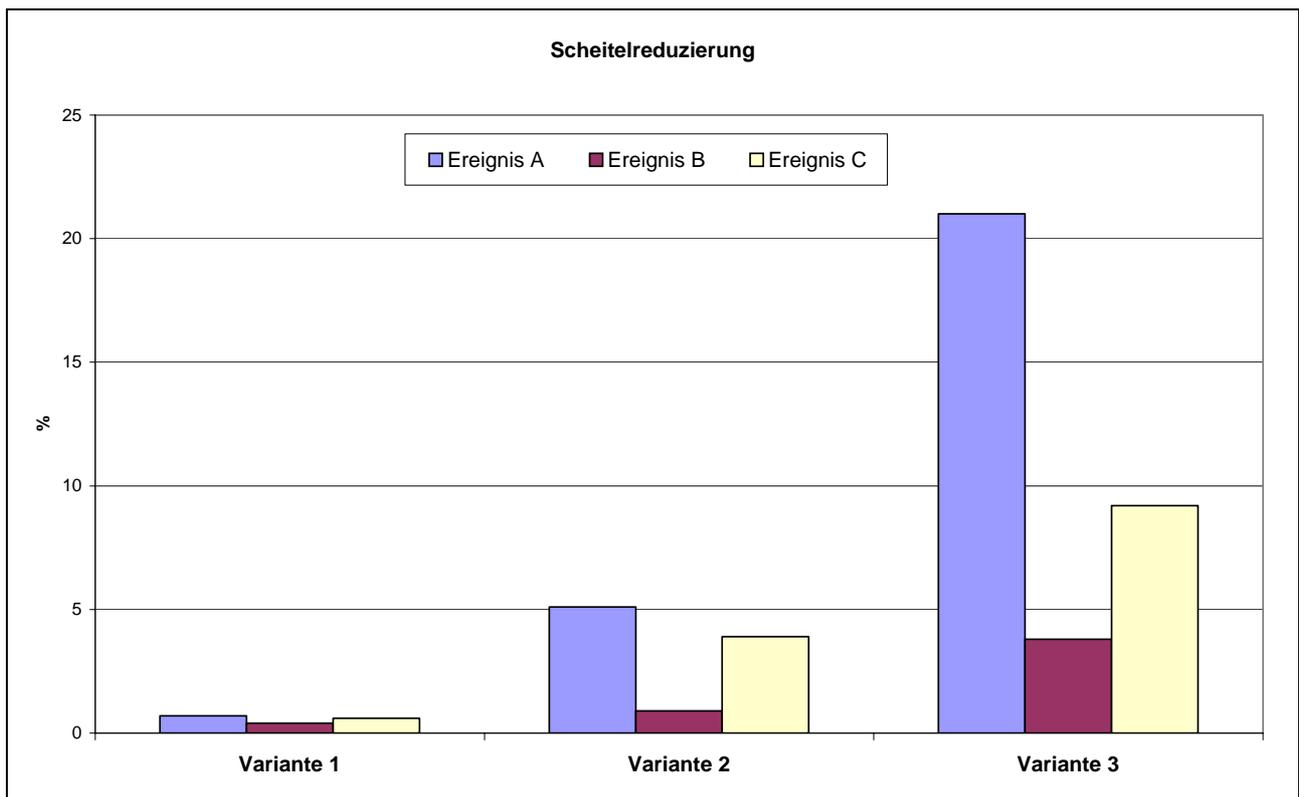


Abbildung 76: Prozentuale Abflussscheitelreduzierungen

Wie bereits beim Variantenvergleich für das HRB Zell (siehe Kapitel 6.1.7, S. 48) erwähnt, hängt die Wirksamkeit eines Hochwasserrückhaltebeckens, wie die Maßnahme am Retentionsraum Mümling-Grumbach eins ist, stark von der Bemessungsabgabe ab. Mit einer höheren Abgabe ließe sich insbesondere das Ereignis B effektiver dämpfen. Ein Vergleich zwischen Variante 2 und 4, die beide auf denselben Bemessungsabfluss ausgelegt sind, zeigt, dass eine gesteuerte Variante wesentlich effektiver als eine ungesteuerte ist.

### 6.3 Kombination der Maßnahmen

Dieser Abschnitt diskutiert die Auswirkungen von Kombinationen der Ausbauvarianten, Tabelle 18 gibt einen Überblick über die Maßnahmenkombinationen, die untersucht wurden. Für jedes Abflussereignis werden jeweils die zwei effektivsten Maßnahmenvarianten miteinander kombiniert, bei Ereignis B wurde zusätzlich eine weitere Kombination untersucht.

	Ereignis A	Ereignis B	Ereignis C
HRB Zell	Variante 1	Variante 1 Variante 3	Variante 1
RR Mümling-Grumbach	Variante 3	Variante 3	Variante 3

Tabelle 18: Untersuchte Maßnahmenkombinationen

Da die beiden betrachteten Maßnahmen im Flusslauf hintereinander (in Serie) angeordnet sind, haben die Kombinationen immer nur Einfluss auf den Retentionsraum Mümling-Grumbach.

#### 6.3.1 Maßnahmenkombination bei Ereignis A (HW 1993)

Durch die verschiedenen Ausbauvarianten des Hochwasserrückhaltebeckens bei Zell ergeben sich verschiedenartige Abflusswellen als Zufluss in den Retentionsraum Mümling-Grumbach. Diese Zuflüsse sind in Abbildung 77 abgebildet.

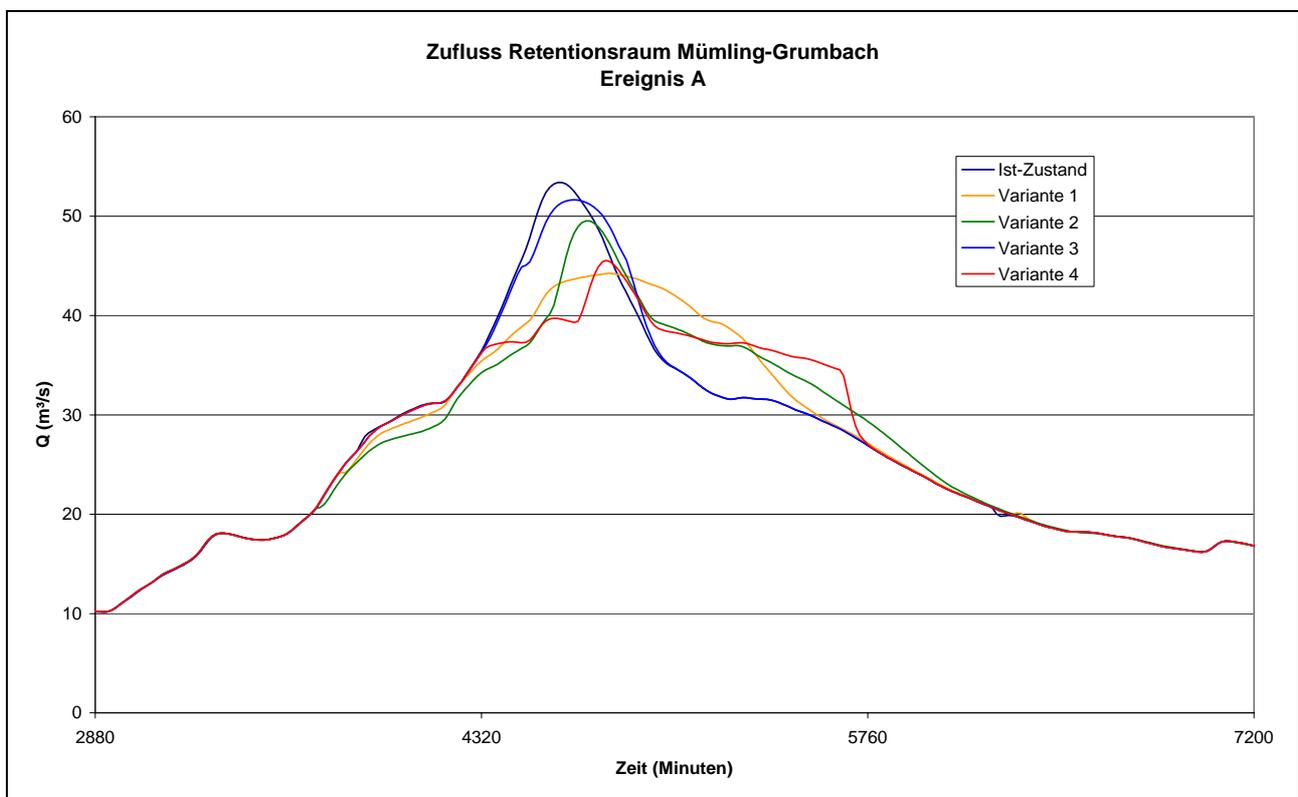


Abbildung 77: Zuflüsse in den Retentionsraum Mümling-Grumbach bei verschiedenen Ausbauvarianten des HRB Zell für das Ereignis A

Bei dem Abflussereignis A (Hochwasser 1993) hat sich die Variante 1 des HRB Zell als effektivste Variante erwiesen. In Kombination mit der Ausbauvariante 3 des Retenti-

onsraums Mümling-Grumbach ergeben sich für den Retentionsraum Simulationsergebnisse wie in Abbildung 78 dargestellt.

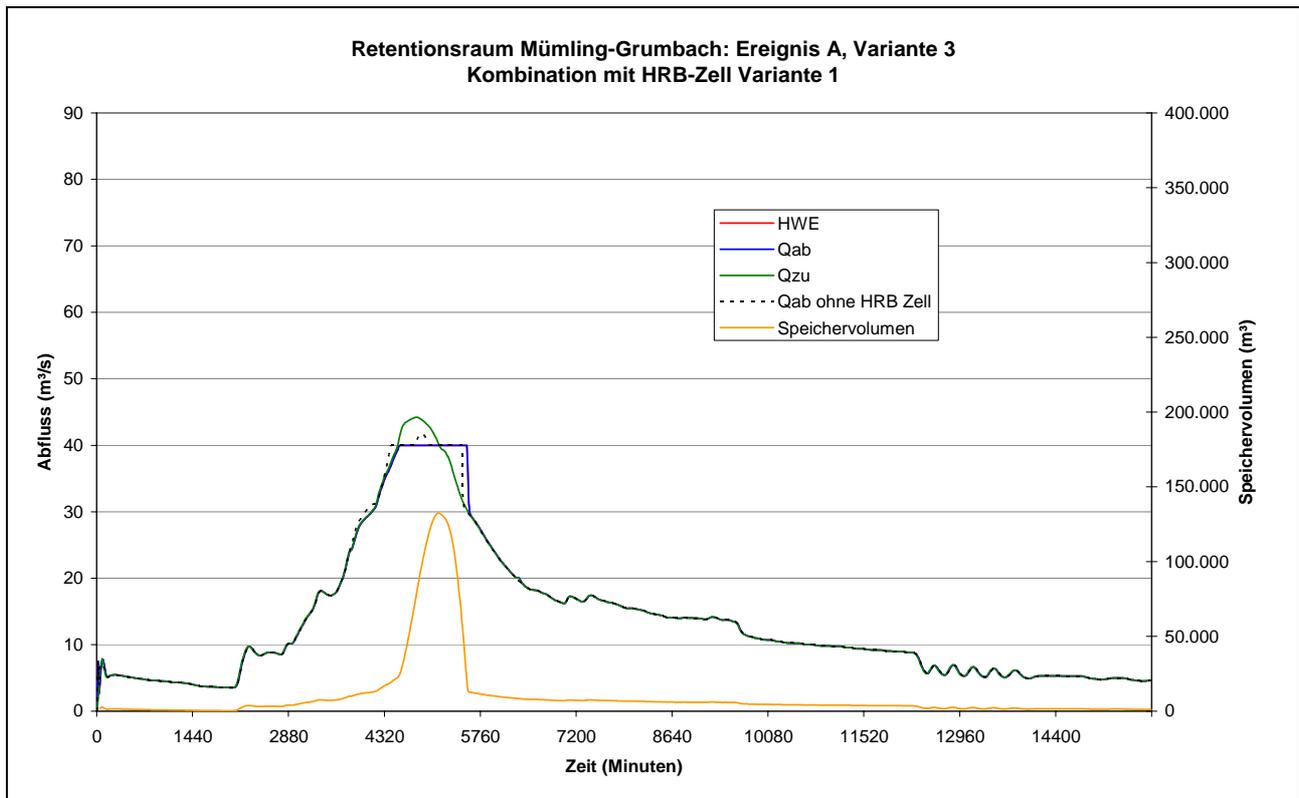


Abbildung 78: Simulationsergebnisse für Kombination von HRB Zell Variante 1 und Retentionsraum Mümling-Grumbach Variante 3 für das Ereignis A

Während es bei diesem Abflussereignis *ohne* das HRB Zell zu einem Anspringen der Hochwasserentlastungsanlage im Retentionsraum Mümling-Grumbach kommt (siehe Abbildung 73), ist dies *mit* dem HRB Zell nicht mehr der Fall, und die Abflusswelle kann so auf den Bemessungswert gedämpft werden.

Die Variante 3 des Retentionsraums Mümling-Grumbach alleine ist bereits in der Lage, die Abflusswelle auf ein verträgliches Maß zu dämpfen, der zusätzliche Effekt durch die Vorschaltung des Hochwasserrückhaltebeckens bei Zell ist sehr gering. Natürlich muss beachtet werden, dass jede Maßnahme immer nur den Flusslauf unterhalb beeinflussen kann, das HRB Zell ist also dennoch wichtig wegen seiner dämpfende Wirkung auf die Abflusswelle im Gerinneabschnitt zwischen Zell und Mümling-Grumbach (siehe auch Abbildung 80).

Variante	Ist-Zustand	HRB Zell Variante 1	RR Mümling-Grumbach Variante 3	Kombination
Max. Abfluss (Differenz) [m³/s]	52,92	43,97 (-8,95)	41,81 (-11,11)	40,00 (-12,92)
Abflussscheitelreduzierung [%]	-	16,9	21,0	24,4

Tabelle 19: Vergleich der Simulationsergebnisse am Ablauf des Retentionsraums Mümling-Grumbach bei einzelnen Varianten und der Variantenkombination für Ereignis A (HW 1993)

Abbildung 79 zeigt die Auswirkungen der einzelnen Maßnahmen und deren Kombination am Pegel Hainstadt, der unteren Grenze des Untersuchungsgebiets. Der zusätzliche Dämpfungseffekt unterhalb des Retentionsraums Mümling-Grumbach durch eine Kombination der Maßnahmen ist sehr gering im Vergleich zu den Effekten, die durch die einzelnen Maßnahmen erreicht werden. Die bereits gedämpfte Abflusswelle aus dem Hochwasserrückhaltebecken Zell wird durch den Retentionsraum Mümling-Grumbach nur sehr geringfügig zusätzlich gedämpft.

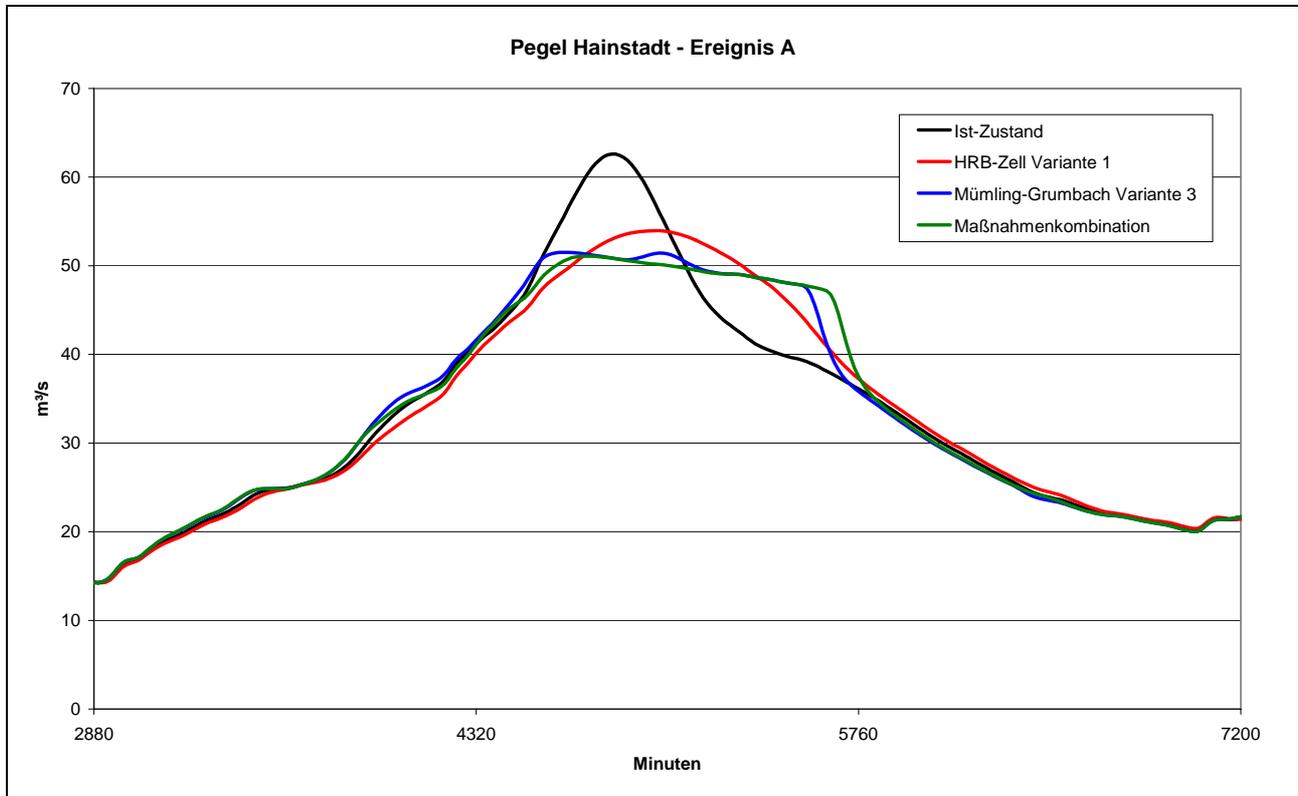


Abbildung 79: Auswirkungen einzelner Maßnahmen und der Kombination von Maßnahmen am Pegel Hainstadt bei Ereignis A

Abbildung 80 zeigt noch einmal sehr deutlich, dass die Senkung des maximalen Wasserspiegels unterhalb des Retentionsraums Mümling-Grumbach durch eine Kombination der Maßnahmen nur sehr geringfügig zusätzlich verbessert werden kann.

Der verringerte zusätzliche Effekt der Maßnahmenkombination unterhalb von Mümling-Grumbach ist darauf zurückzuführen, dass das Ereignis A durch das HRB Zell bereits so weit gedämpft wird, dass es den RR Mümling-Grumbach fast ungedämpft passieren kann, da dieser auf größere Ereignisse ausgelegt ist.

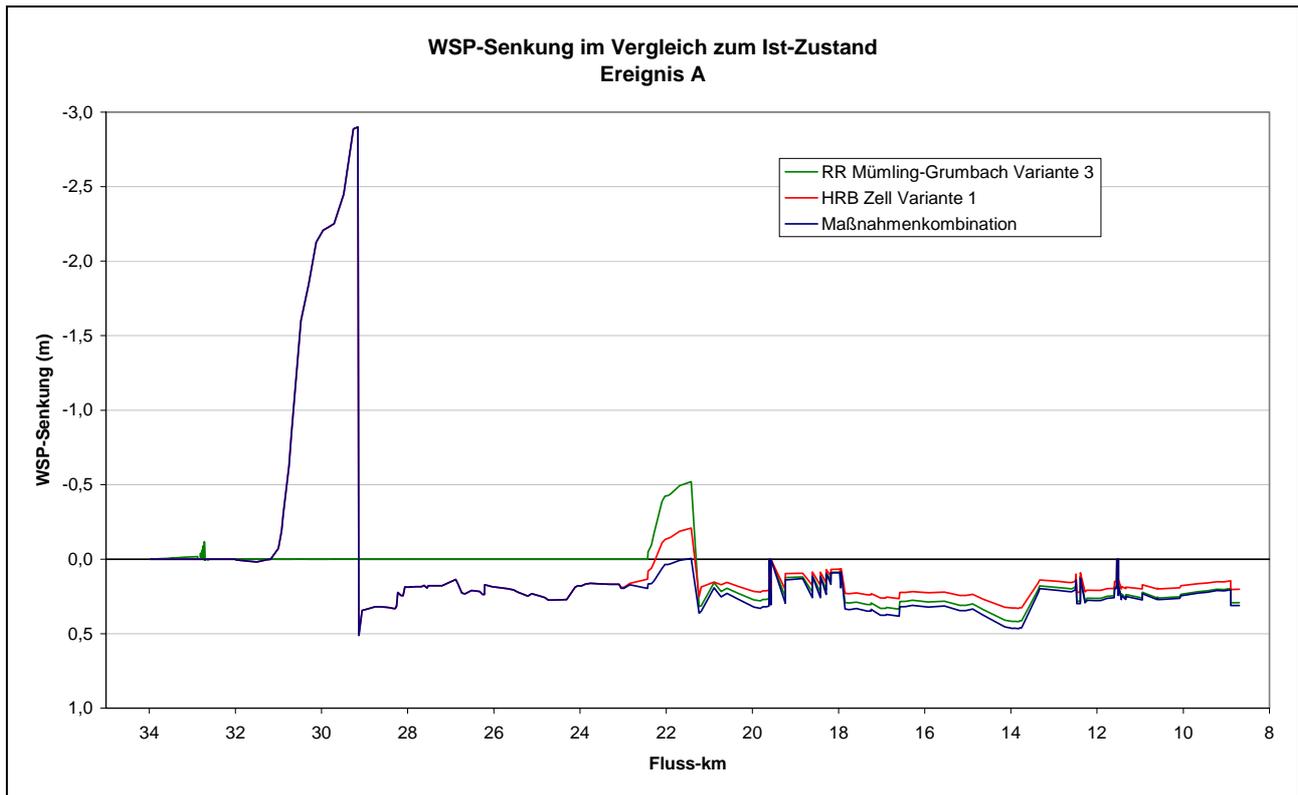


Abbildung 80: Senkung der maximalen Wasserspiegel entlang der Mümling durch einzelne Maßnahmenvarianten und deren Kombination, Ereignis A

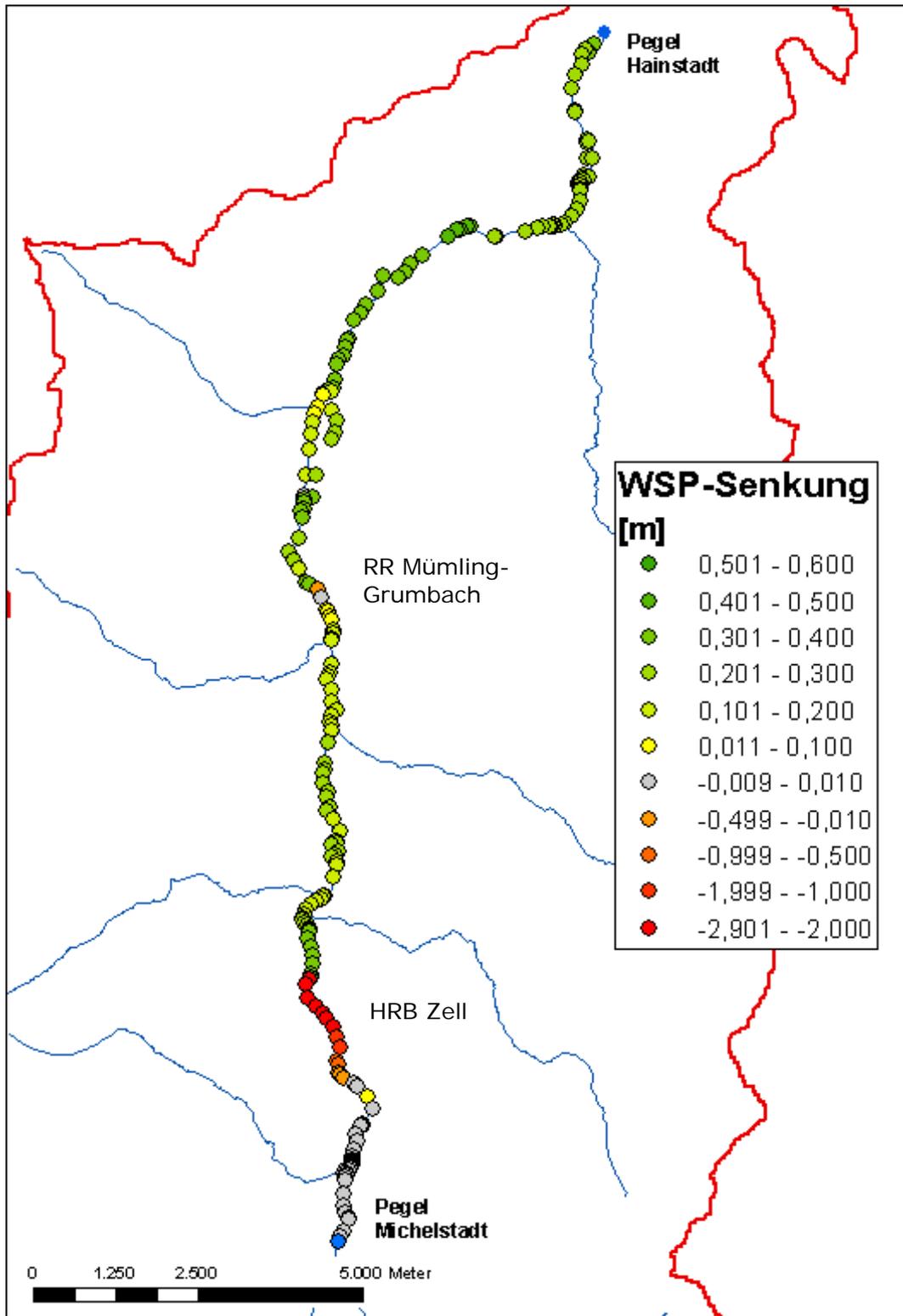


Abbildung 81: Senkung des maximalen Wasserspiegels entlang der Mümling bei Kombination von HRB Zell Variante 1 mit RR Mümling-Grumbach Variante 3 für Ereignis A

### 6.3.2 Maßnahmenkombinationen bei Ereignis B

Abbildung 82 zeigt die Zuflüsse in den Retentionsraum Mümling-Grumbach als Ergebnis der verschiedenen Ausbauvarianten des Hochwasserrückhaltebeckens Zell. Auf den ersten Blick erscheinen diese nicht sehr unterschiedlich, aber wie man weiter unten sehen wird, haben die unterschiedlichen Zuflüsse einen sehr unterschiedlichen Effekt auf die Wirkung des Retentionsraums Mümling-Grumbach, was hauptsächlich auf die unterschiedlichen Abflussvolumina in der Wellenspitze zurückzuführen ist.

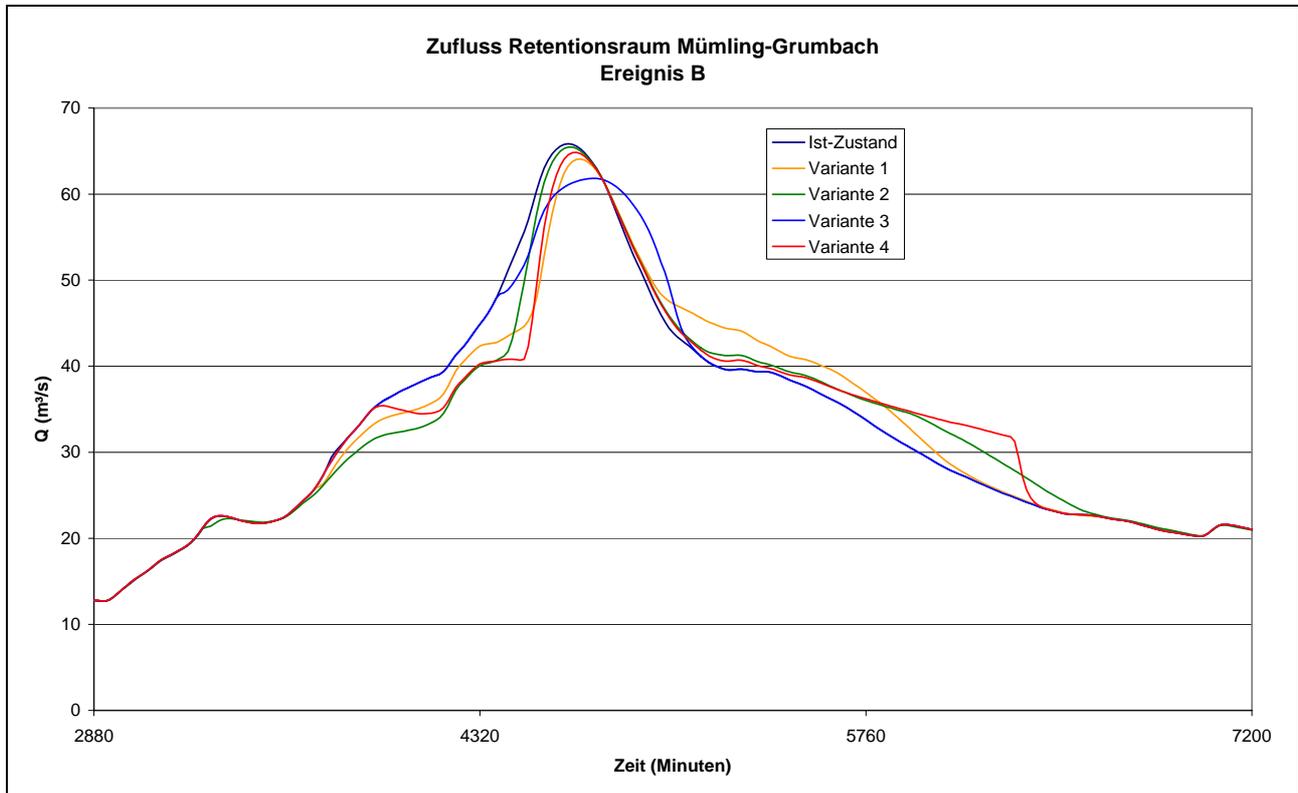


Abbildung 82: Zuflüsse in den Retentionsraum Mümling-Grumbach bei verschiedenen Ausbauvarianten des HRB Zell für das Ereignis B

### Kombination HRB Zell Variante 1 mit RR Mümling-Grumbach Variante 3

Abbildung 83 zeigt die Simulationsergebnisse im Retentionsraum Mümling-Grumbach (Variante 3) in Kombination mit dem HRB Zell Variante 1.

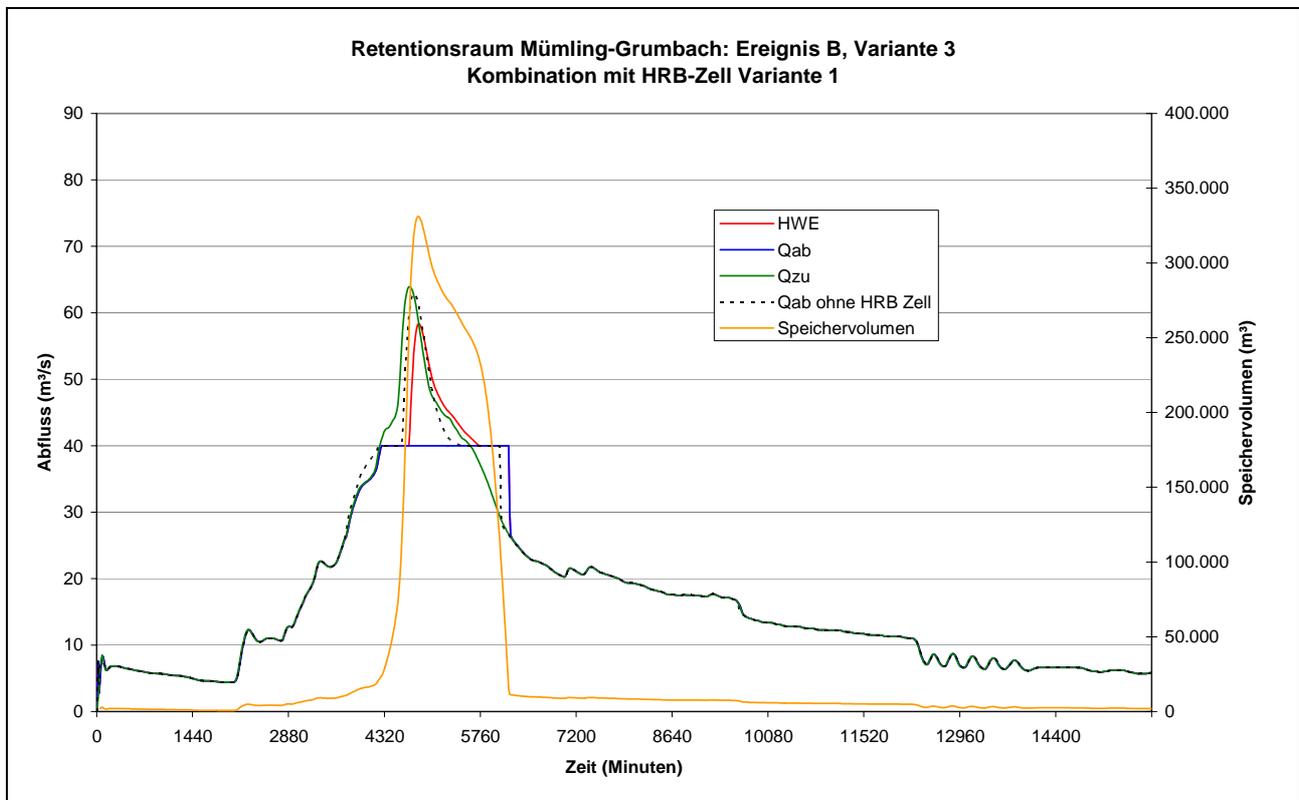


Abbildung 83: Simulationsergebnisse für Kombination von HRB Zell Variante 1 und Retentionsraum Mümling-Grumbach Variante 3 für das Ereignis B

Im Vergleich zu der Abflussganglinie *ohne* das HRB Zell kann man deutlich erkennen, dass die Variante 3 des RR Mümling-Grumbach erst *mit* dem HRB Zell dazu in der Lage ist, die Abflusswelle signifikant zu dämpfen.

Die Kombination der Maßnahmen kann also eine zusätzliche Wirkung erzielen. An den Abflusswellen am Pegel Hainstadt wird dies auch deutlich (siehe Abbildung 84). Jede der beiden Maßnahmen allein betrachtet senkt den Spitzenabfluss von ca. 76  $\text{m}^3/\text{s}$  auf ca. 73  $\text{m}^3/\text{s}$ , in der Kombination aber beträgt der Spitzenabfluss nur noch knapp unter 69  $\text{m}^3/\text{s}$  (siehe Tabelle 20).

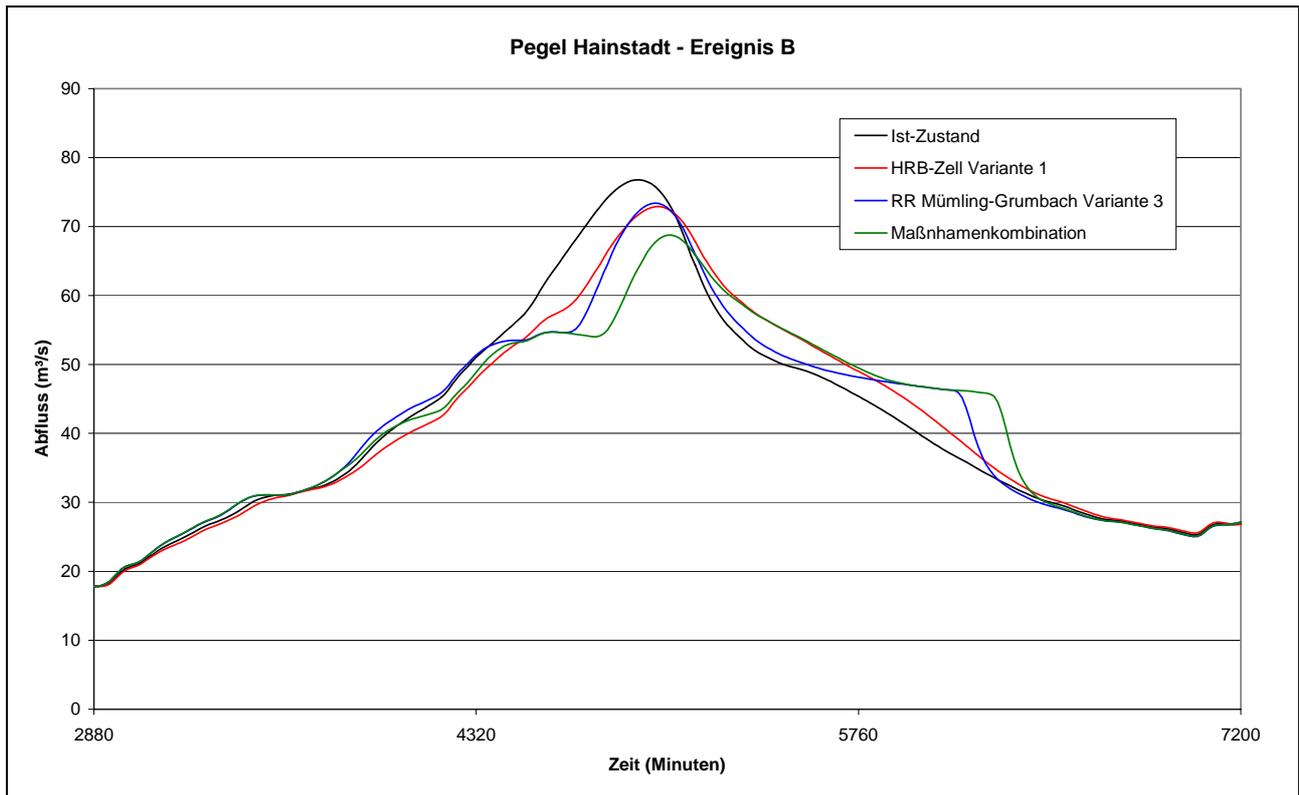


Abbildung 84: Auswirkungen einzelner Maßnahmen und der Kombination von Maßnahmen am Pegel Hainstadt mit Ereignis B

Variante	Ist-Zustand	HRB Zell Variante 1	RR Mümling-Grumbach Variante 3	Kombination
Max. Abfluss (Differenz) [m³/s]	76,77	72,90 (-3,87)	73,40 (-3,37)	68,76 (-8,01)
Abflussscheitelreduzierung [%]	-	5,0	4,4	10,4

Tabelle 20: Vergleich der Simulationsergebnisse am Pegel Hainstadt bei einzelnen Maßnahmen und deren Kombination mit Ereignis B

Kombination HRB Zell Variante 3 mit RR Mümling-Grumbach Variante 3

In dieser Kombination wirken die beiden Maßnahmen in ihrer (einzeln betrachtet) jeweils wirksamsten Variante zusammen.

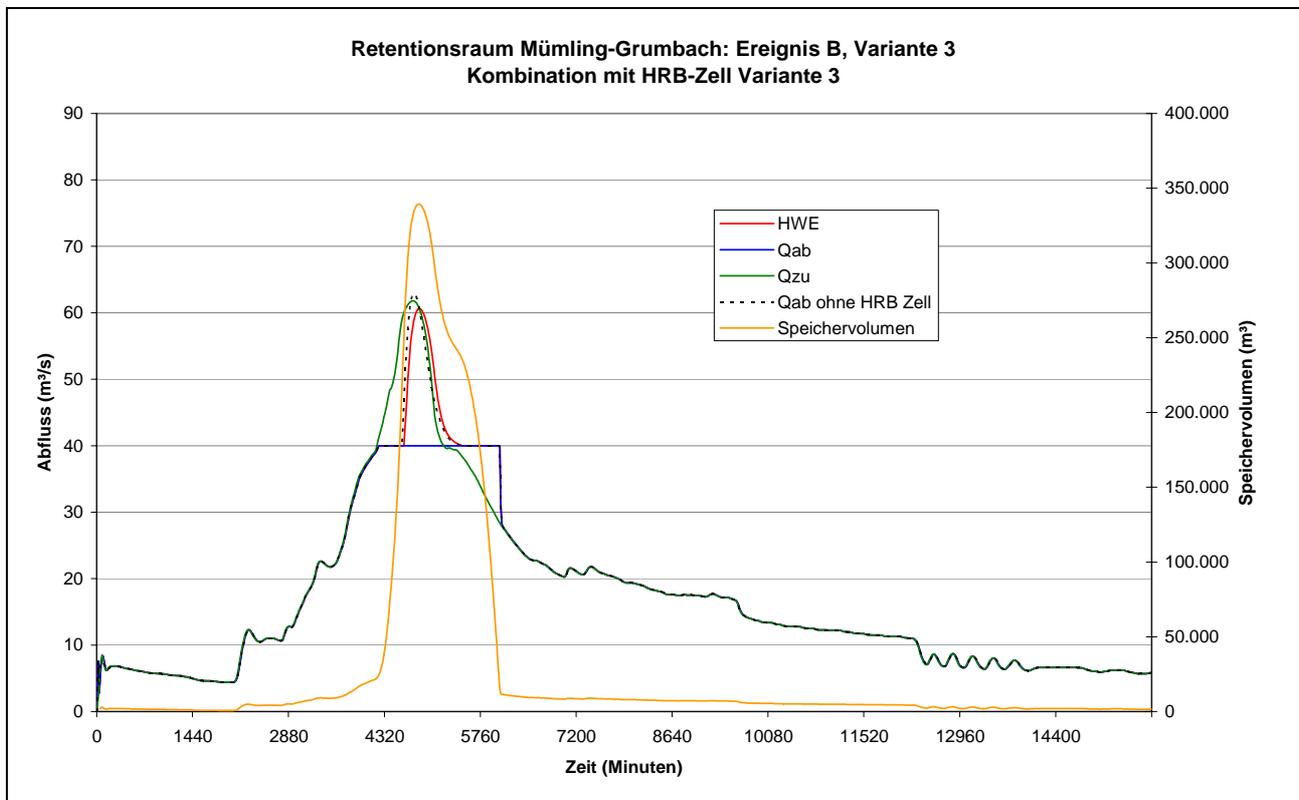


Abbildung 85: Simulationsergebnisse für Kombination von HRB Zell Variante 3 und Retentionsraum Mümling-Grumbach Variante 3 für das Ereignis B

Durch die Kombination der Maßnahmen kann der Scheitelabfluss am Pegel Hainstadt geringfügig zusätzlich gesenkt werden, wie in Tabelle 21 und Abbildung 86 dargestellt.

Variante	Ist-Zustand	HRB Zell Variante 3	RR Mümling-Grumbach Variante 3	Kombination
Max. Abfluss (Differenz) [m³/s]	76,77	73,10 (-3,67)	73,40 (-3,37)	71,87 (-4,9)
Abflussscheitelreduzierung [%]	-	4,8	4,4	6,5

Tabelle 21: Vergleich der Simulationsergebnisse am Pegel Hainstadt bei einzelnen Maßnahmen und deren Kombination mit Ereignis B

Abbildung 86 zeigt die Abflussganglinien am Pegel Hainstadt als Ergebnis der einzelnen Maßnahmen und einer Kombination der Maßnahmen. Auffällig ist, dass der Retentionsraum Mümling-Grumbach das Abflussvolumen in der Wellenspitze besser verringern kann, als das Hochwasserrückhaltebecken Zell. Die Abflussscheitelreduzierung ist bei beiden Maßnahmen in etwa gleich groß und wird durch deren Kombination nochmals leicht erhöht.

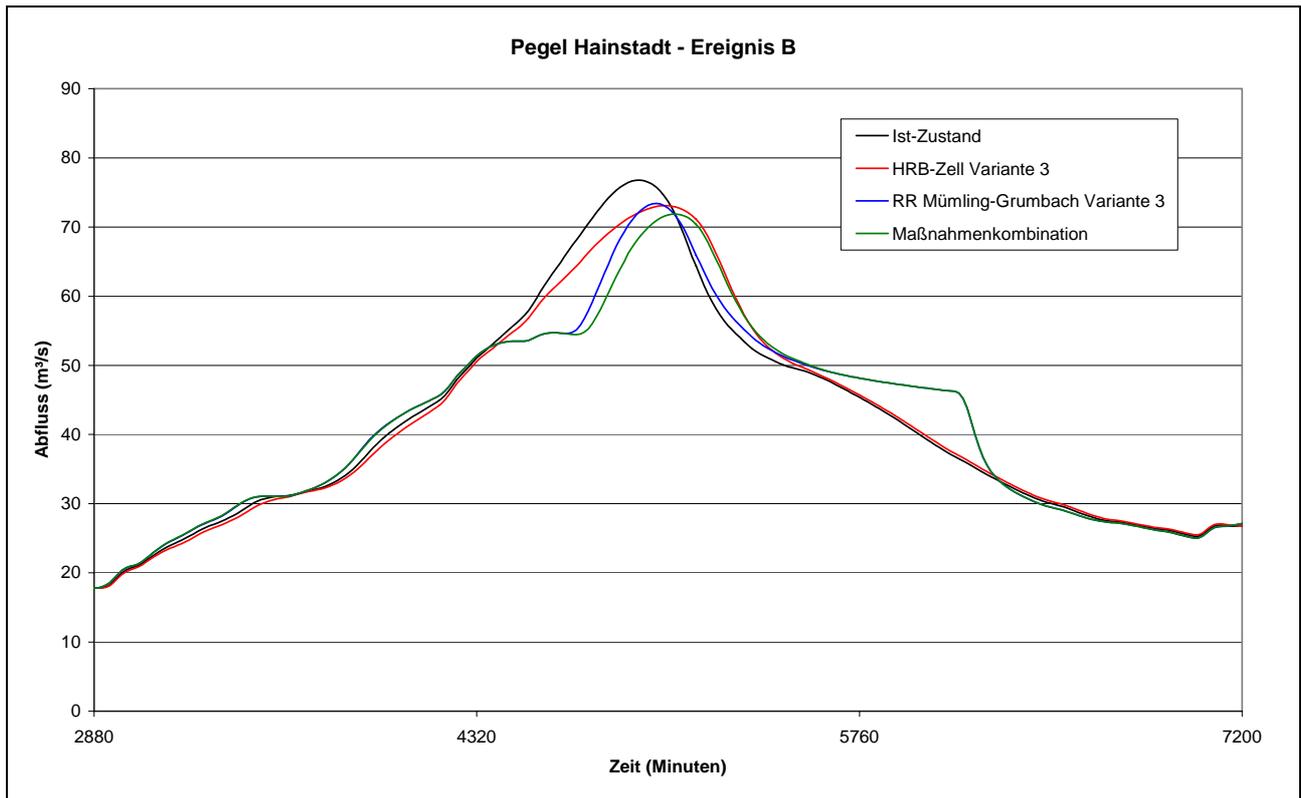


Abbildung 86: Auswirkungen einzelner Maßnahmen und der Kombination von Maßnahmen am Pegel Hainstadt bei Ereignis B

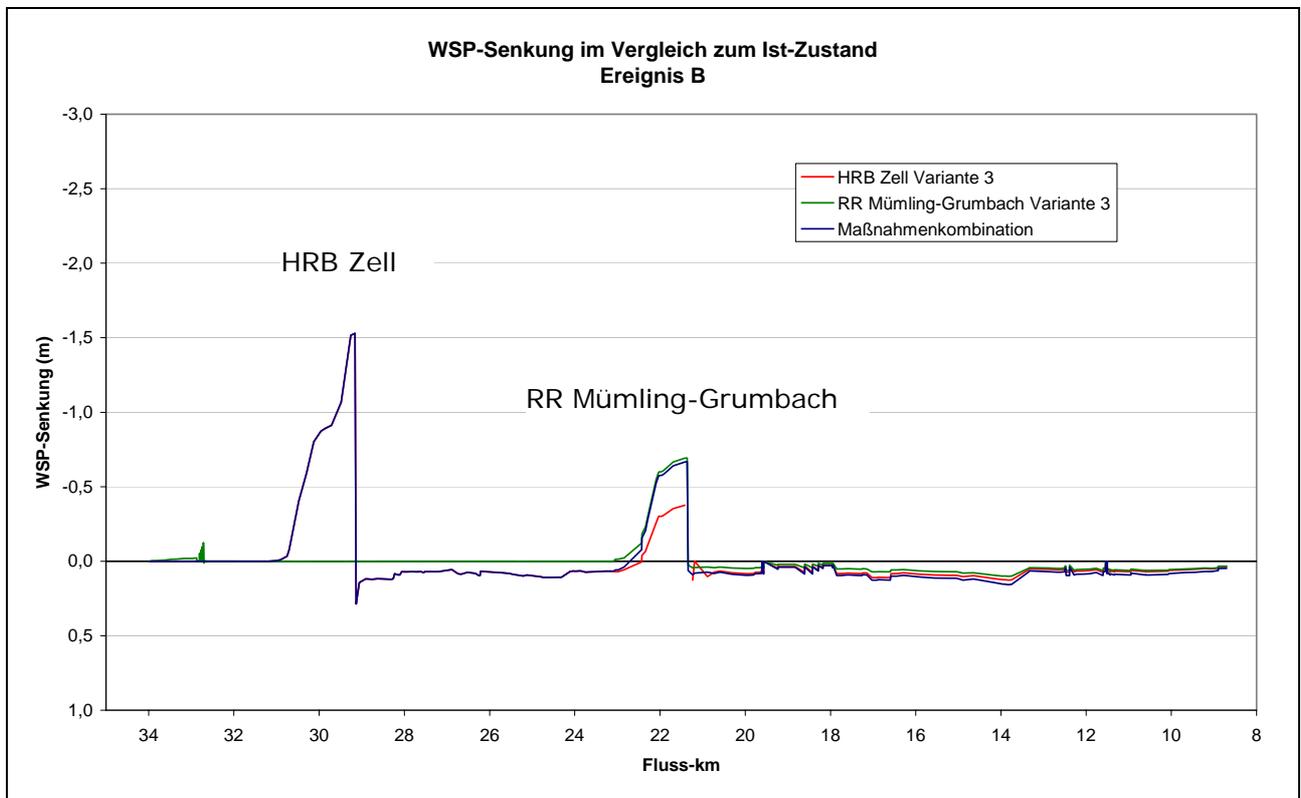


Abbildung 87: Senkung der maximalen Wasserspiegel entlang der Mümling durch einzelne Maßnahmenvarianten und deren Kombination, Ereignis B

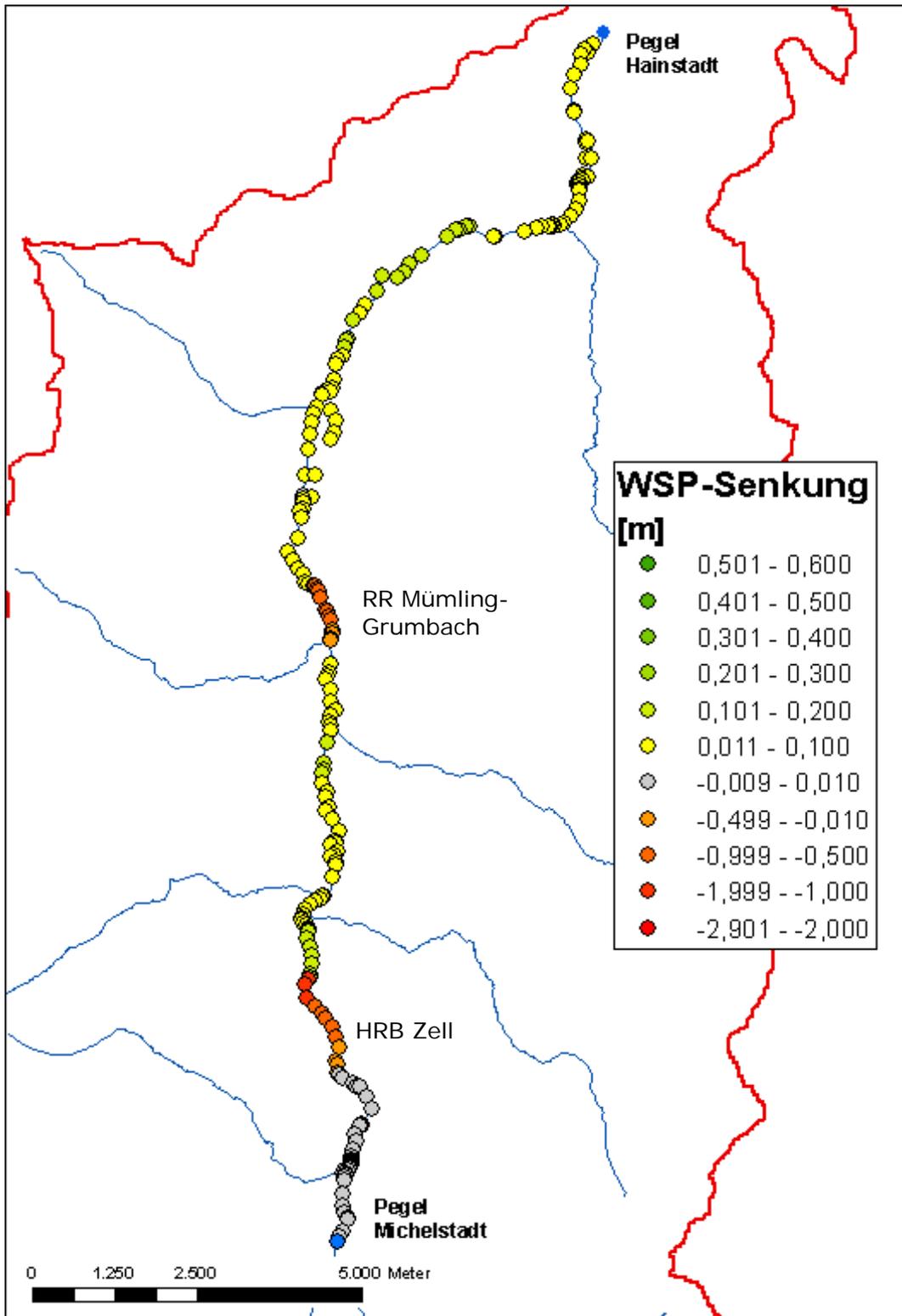


Abbildung 88: Senkung des maximalen Wasserspiegels entlang der Mümling bei Kombination von HRB Zell Variante 3 mit RR Mümling-Grumbach Variante 3 für Ereignis B

### Bilanz

Aus dem Vergleich der oben untersuchten Maßnahmenkombinationen lässt sich ein wichtiger Aspekt ablesen: Mit der Variante 3 des HRB Zell ergibt sich zwar eine kleinere Abflussspitze im Zufluss zum RR Mümling-Grumbach, aber diese Spitze ist dafür auch etwas breiter (mehr Volumen). Dies liegt daran, dass die Abflussspitze in der Variante 1 von der Hochwasserentlastung herrührt und in der Variante 3 aus dem Durchfluss durch den Durchlass. Dieser Unterschied im Volumen der Abflussspitze führt dazu, dass der RR Mümling-Grumbach bei der breiteren Spitze (HRB Zell Variante 3) schneller vollläuft und die Abflusswelle weniger effektiv dämpfen kann. Dies wird besonders deutlich, wenn man die Zu- und Abflüsse des Retentionsraums für die beiden Maßnahmenkombinationen gegenüberstellt, wie in Abbildung 89 geschehen.

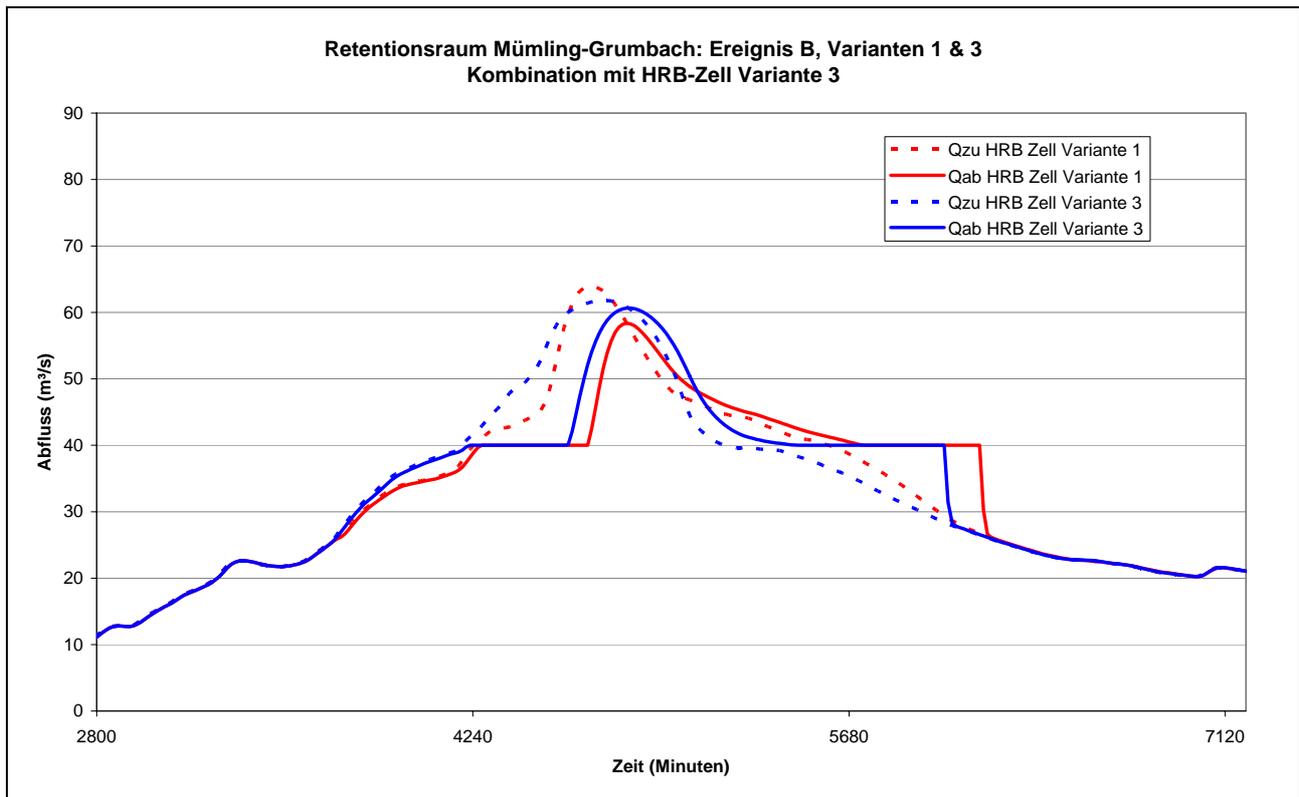


Abbildung 89: Vergleich der Zu- und Abflüsse im Retentionsraum Mümling-Grumbach für HRB Zell Varianten 1 & 3 in Kombination mit RR Mümling-Grumbach Variante 3

### 6.3.3 Maßnahmenkombination bei Ereignis C

Abbildung 90 zeigt die verschiedenen Abflussganglinien am Zufluss zum Retentionsraum Mümling-Grumbach in Abhängigkeit der Ausbauvariante des HRB Zell. Auffällig ist, dass Variante 3 (der große Durchlass) als einzige nicht dazu in der Lage ist, die erste Abflussspitze abzdämpfen. Im Folgenden wird die Variante 1 des HRB Zell mit der Variante 3 des RR Mümling-Grumbach kombiniert.

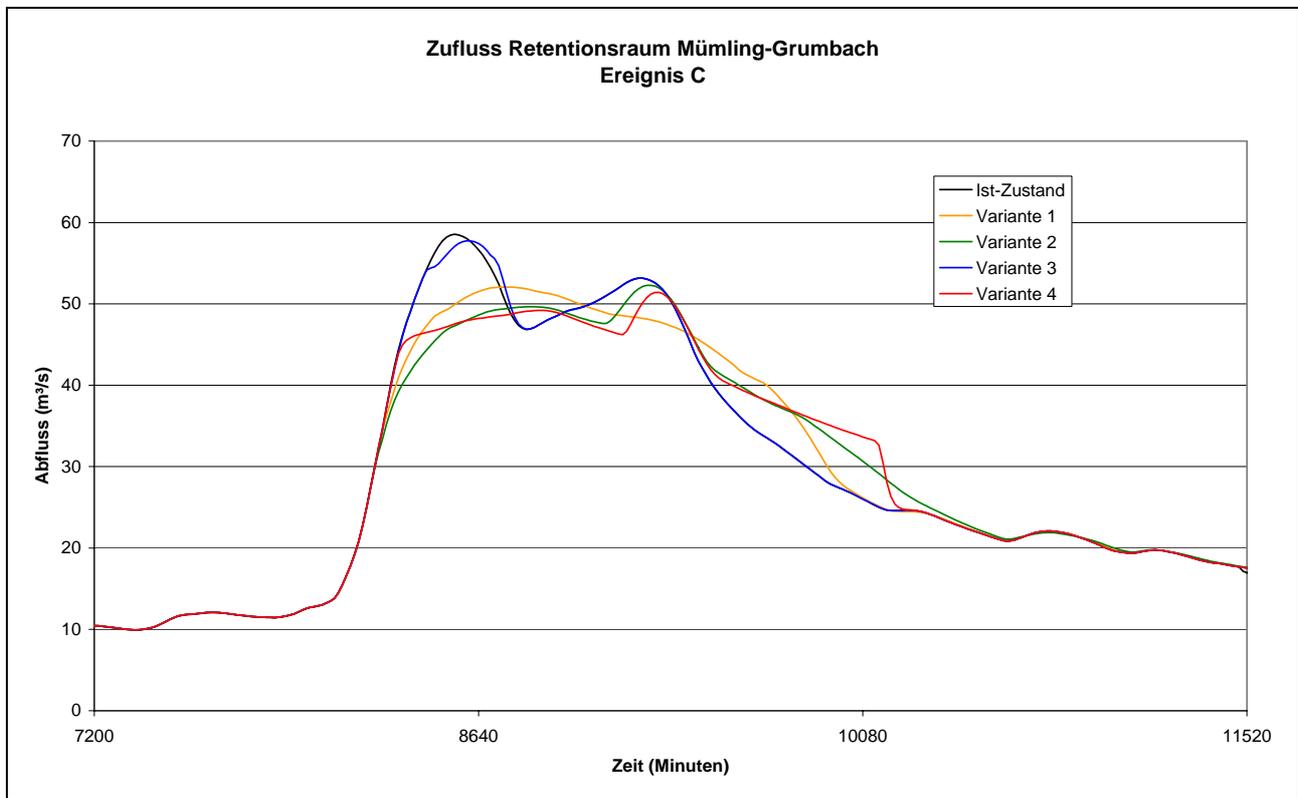


Abbildung 90: Zuflüsse in den Retentionsraum Mümling-Grumbach bei verschiedenen Ausbauvarianten des HRB Zell für das Ereignis C

Die Simulationsergebnisse für die Maßnahmenkombination im RR Mümling-Grumbach sind in Abbildung 91 dargestellt. Der Vergleich mit der Abflussganglinie *ohne* das HRB Zell (siehe auch Abbildung 75, S. 73) zeigt, dass die Abflussganglinie nunmehr nur noch eine einfache Spitze aufweist.

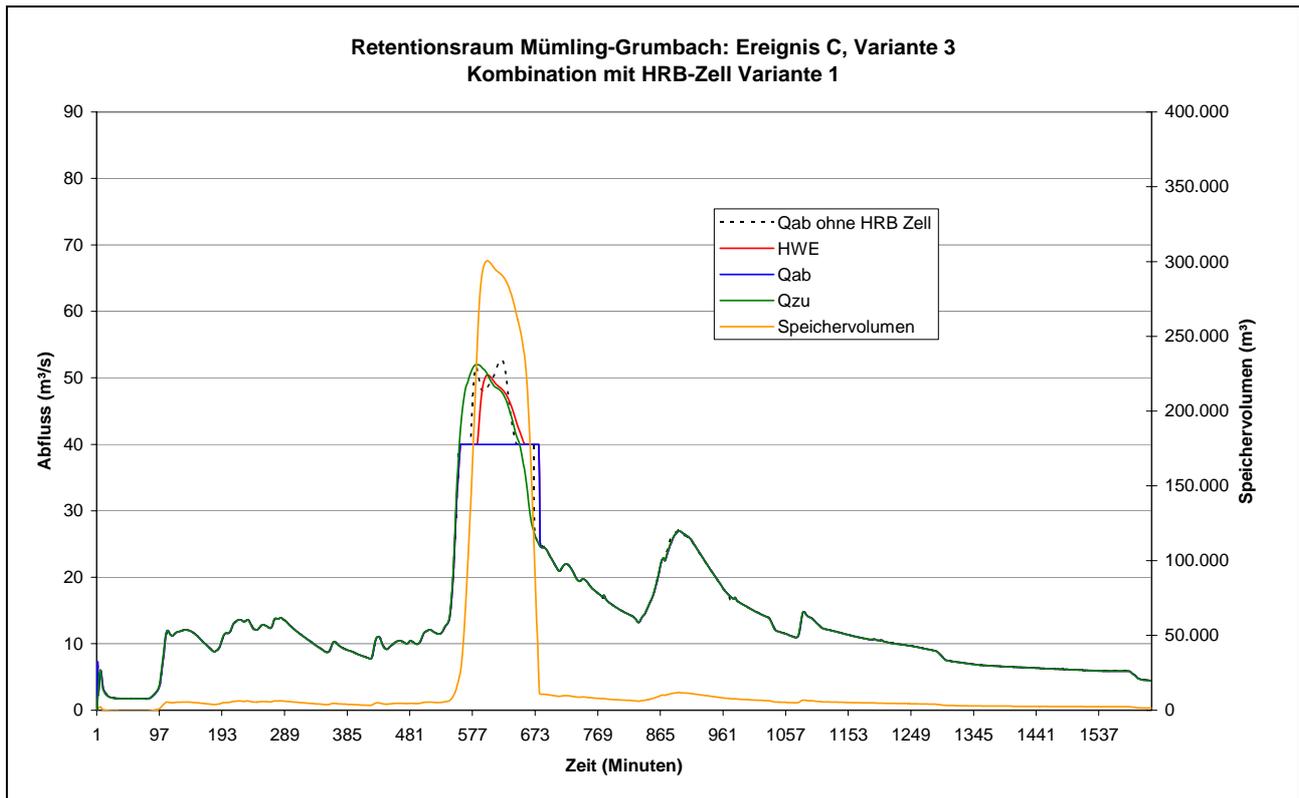


Abbildung 91: Simulationsergebnisse für Kombination von HRB Zell Variante 1 und Retentionsraum Mümling-Grumbach Variante 3 für das Ereignis C

Die Auswirkungen der einzelnen Maßnahmenvarianten und deren Kombination am Pegel Hainstadt sind in Tabelle 22 und Abbildung 92 dargestellt. Wie bei Ereignissen A und B kann auch hier durch die Kombination der Maßnahmen der Abflussscheitelwert zusätzlich gesenkt werden.

Variante	Ist-Zustand	HRB Zell Variante 1	RR Mümling-Grumbach Variante 3	Kombination
Max. Abfluss (Differenz) [m <sup>3</sup> /s]	86,72	79,62 (-7,1)	78,57 (-8,15)	74,15 (-12,57)
Abflussscheitelreduzierung [%]		8,2	9,4	14,5

Tabelle 22: Vergleich der Simulationsergebnisse am Pegel Hainstadt bei einzelnen Maßnahmenvarianten und deren Kombination bei Ereignis C

Abbildung 93 zeigt, dass die Kombination der Maßnahmen insbesondere am Unterlauf der Mümling eine signifikante zusätzliche Wasserspiegelsenkung bewirkt.

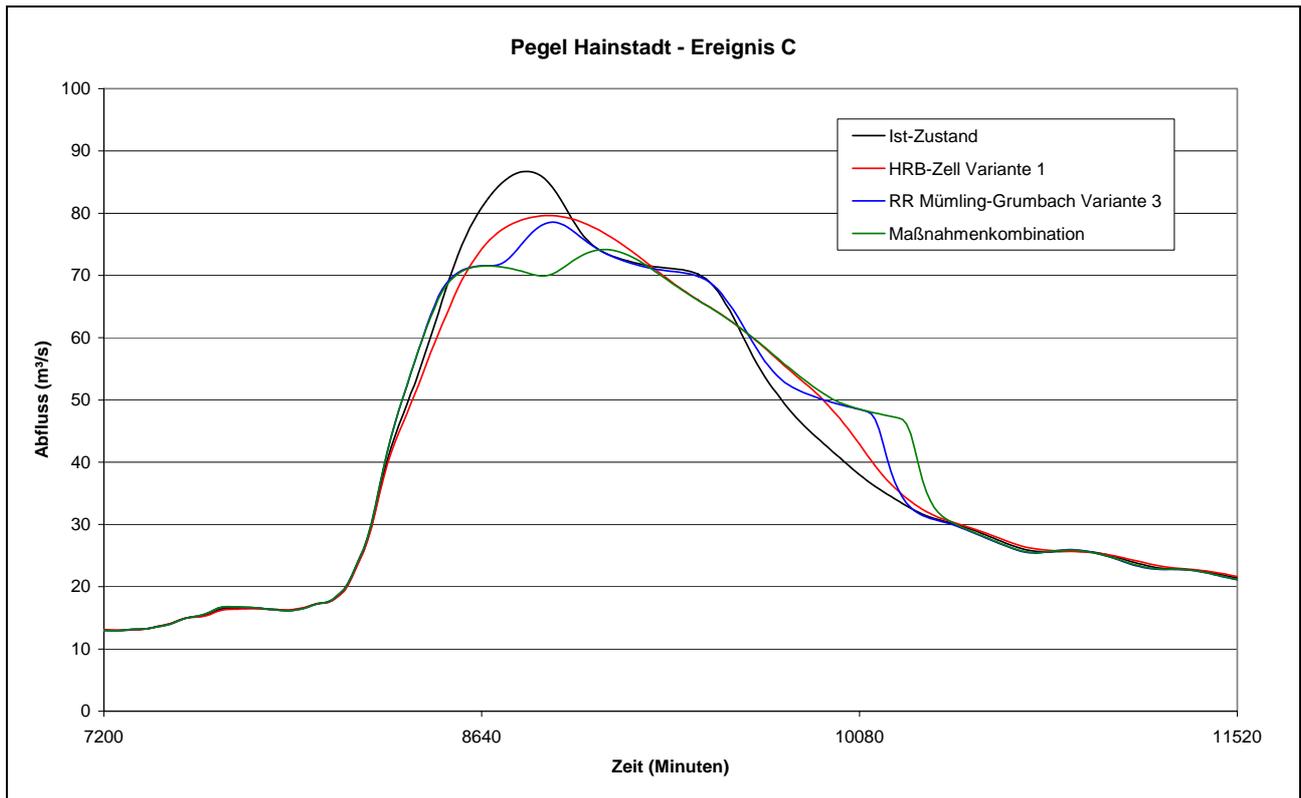


Abbildung 92: Auswirkungen einzelner Maßnahmen und der Kombination von Maßnahmen am Pegel Hainstadt bei Ereignis C

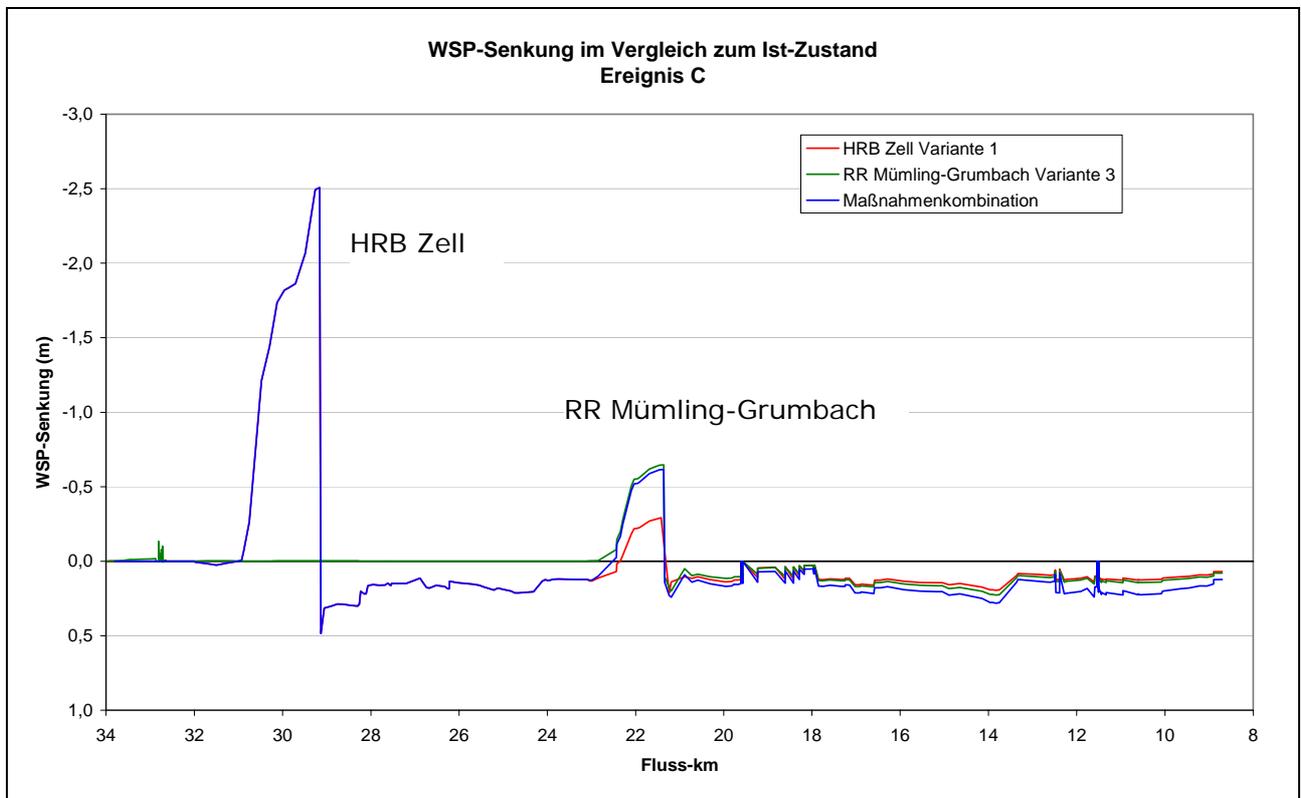


Abbildung 93: Senkung der maximalen Wasserspiegel entlang der Mümling durch einzelne Maßnahmenvarianten und deren Kombination, Ereignis C

## 7 Fazit

Die untersuchten Abflussereignisse können im Oberlauf durch keine der untersuchten Varianten des HRB Zell genügend gedämpft werden, um Überflutungen in der Ortschaft Zell zu verhindern. Zusätzliche Maßnahmen oberhalb des Untersuchungsgebiets sind deswegen notwendig, um einen umfassenden Hochwasserschutz für Abflussereignisse dieser Größenordnung ( $HQ_{20}$  und größer) zu gewährleisten. In diesem Zusammenhang wird der bereits geplante Ausbau des Retentionsraums Schönnen oberhalb von Michelstadt (siehe auch Kapitel 2.4) von Bedeutung sein.

Die untersuchten Maßnahmen sind trotzdem dazu in der Lage, die Abflusswellen signifikant zu dämpfen. Das Abflussereignis A beispielsweise (das Hochwasser von 1993 –  $\sim HQ_{20}$ ), kann durch das HRB Zell in der Spitze um fast 23% gesenkt werden, womit die Wasserstände in der Ortschaft Zell um mehr als 30 cm gesenkt werden. Die so gedämpfte Abflusswelle kann von dem nachfolgenden RR Mümling-Grumbach komplett aufgenommen werden, so dass dort die Hochwasserentlastung nicht mehr in Anspruch genommen werden muss und der Bemessungsabfluss eingehalten werden kann. Für die unterhalb liegende Ortschaft Höchst im Odenwald kann so eine Überflutung verhindert werden. Noch weiter flussabwärts ist die Dämpfung dann allerdings wieder nicht ausreichend, um Überflutungen beispielsweise in Neustadt zu verhindern. Weitere Maßnahmen unterhalb des RR Mümling-Grumbach sind deshalb unerlässlich.

Die Abflussereignisse B und C, die im Volumen größer sind als Ereignis A, können durch die beiden Maßnahmen nur geringfügig beeinflusst werden.

Die Steuerung der Durchlässe hat sich als effektiver als Maßnahmen ohne Steuerung erwiesen, da ein gesteuerter Durchlass größer sein kann als ein ungesteuerter Durchlass, der dieselbe Maximalabgabe gewährleisten soll. Dadurch kann der gesteuerte Durchlass den Einstau später beginnen lassen und damit mehr des vorhandenen Speichervolumens für die Dämpfung der Abflussspitze nutzen.

Die Größe des Bemessungsabflusses spielt eine große Rolle für die Wirkung der Maßnahmen. Im Rahmen dieser Arbeit wurde der Bemessungsabfluss so gewählt, dass die jeweilige Ortschaft unterhalb der Maßnahme durch die Bemessungsabgabe nicht überflutet wird. Dies führt dazu, dass Abflussereignisse, die die Kapazität des Retentionsraums/Beckens übersteigen, und somit die Hochwasserentlastungsanlage anspringen lassen, nicht optimal gedämpft werden. Um diese Situation zu verbessern, wäre eine (ggf. adaptive) Anpassung der Abgabe an das jeweilige Abflussereignis nötig, um somit die Überflutungen unterhalb für das jeweilige Ereignis zu minimieren, welches jedoch eine Kenntnis der zu erwartenden Zuflüsse voraussetzt.

Da es sehr schwierig scheint, im gegebenen Fall einen kompletten Schutz gegen Hochwasser größer als  $HQ_{20}$  herzustellen, muss die Häufigkeit der jeweiligen Abflussereignisse und der damit verbundenen Überflutungsschäden betrachtet werden. So kann es z.B. wirtschaftlicher sein, eine Bemessungsabgabe zu wählen, die bei kleineren, häufigeren, Ereignissen kleineren Überflutungen in Kauf nimmt, dafür aber bei großen, selteneren Ereignissen große Überflutungen verhindert. Das Bemessungshochwasser, auf das die Maßnahmen in diesem Fall ausgelegt werden sollten, hängt von dem Verhältnis zwischen vermiedener und verbleibender Schadenserwartung ab.

Die Kombination der Maßnahmen hat in allen Fällen zu einer Verbesserung der Hochwasserdämpfung geführt, wobei nicht immer die Varianten, die einzeln betrachtet am effektivsten sind, auch in der Kombination am effektivsten sind. Die Wirksamkeit des unteren Hochwasserrückhaltebeckens hängt nicht nur von der Scheitelreduzierung ab, die das obere HRB erzielen kann, sondern auch von der Form der Abflusswelle, die das obere HRB abgibt. Spitz zulaufende Wellen (wenig Volumen in der Spitze) lassen sich

mit einem HRB besser abdämpfen als breite Wellen. Hierauf muss also bei der Planung von mehreren Maßnahmen in Kombination gesondertes Augenmerk gelegt werden.

## Literatur

### **Bauer, C. (2004)**

Bestimmung der Retentionspotenziale naturnaher Maßnahmen in Gewässer und Aue mit hydraulischen Methoden, Kasseler Wasserbau-Mitteilungen Heft 16 / 2004, Herkules Verlag Kassel, 2004

### **Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2003)**

Deutsches Gewässerkundliches Jahrbuch, Rheingebiet, Teil II, Main, 1999, München, 2003

### **Die Grumbacher (2005)**

Wasserflut Anno 1732,

[http://www.muemling-grumbach.de/damals/geschichte\\_flut\\_1732.htm](http://www.muemling-grumbach.de/damals/geschichte_flut_1732.htm)

(Zugriff am 16.08.2005)

### **Gieseler, O. (1993)**

Problematik dezentraler Hochwasserschutzmaßnahmen aus der Sicht der Verwaltung, erschienen in Dezentraler Rückhalt – Darmstädter Wasserbauliches Kolloquium 1992 – Technische Berichte über Ingenieurhydrologie und Hydraulik, Nr. 51, Institut für Wasserbau – Technische Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 1993

### **HLUG (1979)**

Hochwasserwahrscheinlichkeit in Hessen, Wiesbaden, Dez. 1979

### **HLUG (1981)**

Abflusstafel Nr. 8 für den Pegel Hainstadt, gültig vom 5.1.1981

### **HLUG (2005)**

Kataster vorhandener und potentieller Retentionsräume Land Hessen

<http://www.hlug.de/medien/wasser/rkh/vorhanden/index.html?FLUSS=M%FCmling> (Zugriff am 04.08.2005)

### **HND Bayern (2005)**

Abflusstafel Hainstadt / Mümling

[http://www.hnd.bayern.de/pegel/pegel\\_abflusstafel.php?pgnr=24744008&standalone=](http://www.hnd.bayern.de/pegel/pegel_abflusstafel.php?pgnr=24744008&standalone=) (Zugriff am 01.08.2005)

### **HND Bayern (2005 b)**

Jährlichkeiten der Höchstabflüsse am Pegel Hainstadt / Mümling, Beobachtungszeitraum 1959 - 1995

[http://www.hnd.bayern.de/pegel/pegel\\_mittelhoechstwerte.php?pgnr=24744008&standalone=](http://www.hnd.bayern.de/pegel/pegel_mittelhoechstwerte.php?pgnr=24744008&standalone=) (Zugriff am 01.08.2005)

### **Hydrogeologie GmbH Nordhausen (1999)**

Retentionskataster Flussgebiet Mümling

[http://www.hlug.de/medien/wasser/rkh/berichte/2474\\_Muemling.pdf](http://www.hlug.de/medien/wasser/rkh/berichte/2474_Muemling.pdf)

(Zugriff am 04.08.2005)

### **LAWA (1995)**

Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz

<http://www.lawa.de/pub/kostenlos/hwnw/Leitlinien.pdf> (Zugriff am 04.08.2005)

### **Marenbach, B. (2002)**

Der Beitrag naturnaher Retentionsmaßnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Universität Kaiserslautern, 2002

### **Röttcher, K. (2005)**

Dezentrale und zentrale Rückhaltmaßnahmen für den Hochwasserschutz - Un-

tersuchungen am Beispiel der Erpe, erschienen in Wasser und Abfall, Heft 5  
2005, Vieweg Verlag, Wiesbaden, 2005

**Schneider, K.-J. (Hrsg.) (1998)**

Bautabellen für Ingenieure, 13. Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf, 1998

**Bretschneider, H. (Hrsg.) (1993)**

Taschenbuch der Wasserwirtschaft., 7. Auflage, Paul Parey Verlag, Hamburg -  
Berlin, 1993

**Wasserverband Mümling (2002)**

Berechnungen zum Vorentwurf für die Aktivierung von Retentionsraum südlich  
von Zell, Juni 2002, Bad König

**Wasserverband Mümling (2002 b)**

Erläuterungsbericht zum VORENTWURF für die Aktivierung von Retentionsraum  
südlich von Zell, Juni 2002, Bad König

**Wasserverband Mümling (2005)**

Das Hochwasserrückhaltebecken Marbach

<http://www.odinet.de/wasserverband/muemling/marbach.htm>

(Zugriff am 16.08.2005)