



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DARMSTADT

Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Fachgebiet Ingenieurhydrologie  
und Wasserbewirtschaftung

**Entwicklung eines  
optimalen Hochwassersteuerungskonzeptes  
für das Einzugsgebiet der Erft**

Vertieferarbeit

von

Christoph Hübner  
Matr.-Nr. 57 32 49

November 2003

Betreut von

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

Dipl.-Ing. D. Muschalla

Dipl.-Ing. A. Müller

Dipl.-Ing. A. Winterscheid

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>HOCHWASSERVORHERSAGE UND STEUERUNGSKONZEPTE .....</b>	<b>3</b>
2.1	Hochwassersteuerungskonzepte.....	3
2.2	Hochwasservorhersage .....	6
<b>3</b>	<b>SYSTEMANALYSE .....</b>	<b>7</b>
3.1	Niederschlag / Abfluss.....	9
3.1.1	<i>Niederschlag</i> .....	9
3.1.2	<i>Abfluss</i> .....	11
3.1.3	<i>Kategorisierung</i> .....	12
3.2	Rückhalteräume .....	12
3.2.1	<i>Derzeitige Zielsetzung der Steuerung</i> .....	14
3.2.2	<i>Hauptkenngrößen der Hochwasserrückhaltebecken</i> .....	15
<b>4</b>	<b>MODELLIERUNG UND OPTIMIERUNG.....</b>	<b>16</b>
4.1	Modellierung mit TALSIM .....	17
4.2	Modellierung des Systems in Excel.....	22
4.2.1	<i>Kontinuitätsbedingung und Restriktionen</i> .....	23
4.2.2	<i>Realisierung im Modell</i> .....	26
4.2.3	<i>Die Zielfunktion</i> .....	28
4.2.4	<i>Beispiel einer Optimierung</i> .....	32
4.3	Evolutionsstrategie .....	33
<b>5</b>	<b>MÖGLICHKEITEN UND GRENZEN DER OPTIMIERUNG.....</b>	<b>39</b>
5.1	Anwendung des Optimierungsmodells .....	39
5.1.1	<i>Optimierungspotenzial</i> .....	41
5.1.2	<i>Vergleich Messung und Optimierung</i> .....	44
5.1.3	<i>Betriebsregel 2002</i> .....	44
5.1.4	<i>Hochwasserentlastung</i> .....	45
5.2	Grenzen der Optimierung .....	46
5.2.1	<i>Im Modellierten System</i> .....	46
5.2.2	<i>Beim Einsatz der Evolutionsstrategie</i> .....	47
5.3	Ausblick .....	48
<b>6</b>	<b>FAZIT .....</b>	<b>50</b>
<b>7</b>	<b>LITERATURVERZEICHNIS .....</b>	<b>52</b>
<b>8</b>	<b>ANLAGENVERZEICHNIS.....</b>	<b>54</b>

## **Abbildungsverzeichnis**

Abbildung 3-1: Die Erft.....	7
Abbildung 3-2: Beispiel eines Hochwasserereignisses mit zwei Maxima im April 1989 .....	12
Abbildung 3-3: Lage der Rückhalteräume.....	13
Abbildung 4-1: Skizze des modellierten Systems .....	16
Abbildung 4-2: Hochwasserrückhaltebecken Horchheim / Ablauf .....	17
Abbildung 4-3: TALSIM Systemplan .....	18
Abbildung 4-4: Wellentransformation im TALSIM 2.0 Model .....	19
Abbildung 4-5: Wellentransformation in Excel Modell .....	19
Abbildung 4-6: Vergleich Simulation Pegelmessung bei Mittelwasserabfluss .....	20
Abbildung 4-7: Ungesteuertes Ereignis in TALSIM .....	20
Abbildung 4-8: Ungesteuertes Ereignis in Excel .....	21
Abbildung 4-9: Flussdiagramm 1 .....	27
Abbildung 4-10: Flussdiagramm 2 .....	27
Abbildung 4-11: Flussdiagramm 3 .....	28
Abbildung 4-12: Typische Schadenskurve /Baumgartner 1980/ .....	29
Abbildung 4-13: Ansatz nach /Hughes 1971/.....	29
Abbildung 4-14: Ungesteuerte Ganglinien .....	32
Abbildung 4-15: Optimierung mit $Zg = k1 * Z1 + k2 * Z2 + k3 * Z3$ .....	33
Abbildung 4-16: Vorgang der Rekombination .....	35
Abbildung 4-17: Vorgang der Inversion.....	36
Abbildung 4-18: Datenaustausch zwischen Optimierung und Simulation /Lohr 2002/ .....	37
Abbildung 4-19: Struktogramm des Optimierungsalgorithmus.....	38
Abbildung 5-1: Vergleich Modell zu Messung .....	40
Abbildung 5-2: Vergleich Pegelmessung zu ungesteuerten Abgaben mit Speicherinhalten .....	41
Abbildung 5-3: Vergleich von $Q_{max}$ am Pegel Bliesheim bei verschiedenen Abgabearten .....	41
Abbildung 5-4: Ereignis 1987/02 ohne Steuerung.....	42
Abbildung 5-5: Optimierte konstante Abgabe für das Ereignis Februar 1987 .....	43
Abbildung 5-6: Dynamische Abgaben für das Ereignis Februar 1987 .....	43

## *Abbildungsverzeichnis*

---

Abbildung 5-7: $Q_{\max}$ am P. Bliesh. im Vergleich mit optimierten Abgaben und gem. Abflüssen.....	44
Abbildung 5-8: Vergleich von $Q_{\max}$ : Ungesteuert, Betriebsregel 2002, Dynamische Steuerung.....	45
Abbildung 5-9: $Q_{\max}$ am P. Bliesheim im Vergl. ohne und mit Einsatz der HW-Entlastung (konst.) .....	45
Abbildung 5-10: $Q_{\max}$ am P. Bliesheim im Vergl. ohne und mit Einsatz der HW-Entlastung (dyn.).....	46
Abbildung 5-11: Ereignis 1984/05 verschiedene konstante Abgaben .....	47

## **Tabellenverzeichnis**

Tabelle 2-1: Übersicht über die Steuerungstypen.....	4
Tabelle 3-1: Einzugsgebietskennzahlen.....	8
Tabelle 3-2: Verteilung der Niederschlagstypen Sommer.....	9
Tabelle 3-3: Verteilung der Niederschlagstypen Winter .....	10
Tabelle 3-4: Zeitlicher Vergleich der Abflussmaxima beim Zusammenfluss .....	11
Tabelle 5-1: Übersicht über die gewählten Hochwasserereignisse.....	39
Tabelle 5-2: Vergleich von $Q_{\max}$ am Pegel Bliesheim bei verschiedenen Abgabearten .....	42

## 1 Einleitung

Hochwasser führende Flüsse verursachen jährlich große Schäden und bilden eine Gefahr für die Bevölkerung. Gerade das jüngste Ereignis im Erzgebirge 2002 hat gezeigt, wie wichtig es ist, die Gefahren für Menschenleben und Güter in tatsächlich oder potentiell von Hochwasser bedrohten Gebieten wirksam zu verringern.

Bei der Minderung von Hochwassergefahren stellen Speicherbecken mit Hochwasserschutzräumen, in denen plötzlich auftretende Hochwasserabflüsse, die ansonsten Schäden im Unterlauf anrichten würden, zurückgehalten werden können, einen wirksamen Hochwasserschutz dar. Mit Hilfe dieser Speicher kann das Wasserdargebot durch Steuerung dem Schutzbedürfnis angepasst werden. Speichersteuerung ist die gezielte Veränderung des zeitlichen Ganges einer Hochwasserwelle in einem Gewässer durch Speicheranlagen. Beim Betrieb bestehender Speicher minimiert eine optimale Speichersteuerung durch Beeinflussung der ablaufenden Hochwasserwellen die Schäden und Gefahren für die Bevölkerung.

Da Hochwasser sowohl bezüglich Scheitel als auch hinsichtlich Form und Fülle der Ganglinien verschieden sind und da der Ablauf von Hochwasserereignissen schnell vor sich geht, sind starre Regelabgaben nicht effizient. Ist der Speicher infolge zu niedriger Abgaben gefüllt, so führt die Steuerung bei großen Hochwasserereignissen zu Schäden in flussabwärts liegenden Gebieten. Umgekehrt wird durch zu hohe Abgaben bei Hochwasserereignissen geringer Größe die Leistungsfähigkeit des Speichers nur ungenügend ausgenutzt.

Durch eine optimale Speichersteuerung kann jedoch der Ablauf von Hochwasserwellen entscheidend beeinflusst, insbesondere der Scheitel wirksam vermindert werden.

Die vorliegende Studie befasst sich mit dem Potential einer optimierten Speichersteuerung im Einzugsgebiet der Erft. Es wird anhand von Modellrechnungen analysiert, welches Ergebnis eine optimierte Steuerung gegenüber den bestehenden Betriebsregeln der Hochwasserrückhaltebecken liefert. Des Weiteren wird untersucht, inwieweit der evolutionstheoretische Optimierungsansatz nach Rechenberg bei der Optimierung der konstanten und dynamischen Abgaben anwendbar ist, welche Schwierigkeiten bei der Modellierung mit diesem Ansatz auftreten und welche Qualität die Ergebnisse haben.

Um Speichersteuerungen zu optimieren, ist die Kenntnis der Niederschlags- und Abflusssituation im Hochwasserfall des Einzugsgebietes erforderlich. Daher wird im Rahmen einer Systemanalyse das bestehende wasserwirtschaftliche System im Erfteinzugsgebiet im Hinblick auf die Hochwasserproblematik analysiert. Besonderes Augenmerk wird auf die bestehenden Betriebsregeln der Hochwasserrückhaltebecken gelegt.

## 2 Hochwasservorhersage und Steuerungskonzepte

Die derzeitigen Bemühungen hinsichtlich des Hochwasserschutzes, bedingt durch die jüngsten Extremniederschlagsereignisse in Europa, zielen auf operative und strategische Maßnahmen ab. Zu den strategischen Maßnahmen zählen beispielsweise die Schaffung neuer Retentionsbereiche und Rückhaltemaßnahmen, ebenso wie die Berechnung und Vorhersage von extremen Niederschlägen. Auf Seite des operativen Hochwasserschutzes wird der klassische Bereich des „Hochwassermeldedienstes“ im akuten Hochwasserfall betrachtet. Hierzu gehört die Informationsbereitstellung von gemessenen Wasserständen und Niederschlägen, entsprechenden Warnungen vor zu erwartenden Hochwassern, qualitative Prognosen der hydrologischen Situation und numerische Vorhersagen über die zu erwartenden Wasserstände /LUA Nordrhein-Westfalen 2002/.

Den nächsten Schritt seitens strategischer Maßnahmen stellt die Nutzung dieser Informationen über Niederschläge und Wasserstände zur Steuerung der Hochwasser unter Verwendung der vorhandenen Retentionsräume dar. Auf Basis qualitativer und numerischer Vorhersagen kann ein Modell entwickelt werden, um *a priori* optimale Regeln oder Abgabestrategien zur Steuerung der zur Verfügung stehenden Rückhaltebecken zu entwickeln. Der Erfolg einer aktiven Steuerung, die über eine Erweiterung der derzeitigen Steuerung durch Betriebspläne hinausgeht, hängt im Wesentlichen von der Qualität der ermittelten Abflussprognosen ab /Nacken 1990/. Ferner bedingt die Qualität der Vorhersage den räumlichen und zeitlichen Horizont des Hochwasserschutzes, da je nach Steuerungsart andere Ansprüche an das Prognosemodell gestellt werden.

### 2.1 Hochwassersteuerungskonzepte

Nach /Ostrowski 2002/ ist eine Typisierung in Steuerung mit Hilfe einer konstanten Regel, heuristischer Steuerung und der dynamischen Echtzeitsteuerung sinnvoll.

#### ***Konstante Regel***

Durch eine Optimierung mit vielen Belastungszuständen wird eine Regel erstellt, die im Mittel das beste Ergebnis für zukünftige Hochwassereignisse liefert. Diese Regel kann eine konstante Abgabe, was hauptsächlich in Anbetracht örtlicher Schutzziele der

Fall sein kann, aber auch eine von der konstanten Abgabe abweichende, also in diskreten Zeitschritten veränderliche, Abgabe sein.

### **Heuristische Steuerung**

Im Vorfeld werden optimale Abgaberegeln entwickelt, die für die jeweiligen Belastungssituationen das beste Ergebnis liefern, so dass ein Regelsatz entsteht, in dem für jede historische und synthetische Belastungssituation eine bereits optimierte Regel existiert. Die aktuelle Situation kann dann mit den Belastungen in diesem Regelsatz verglichen werden, und die für eine vergleichbare Belastungssituation optimierte Abgabestrategie wird auf die aktuelle Belastung skaliert.

### **Echtzeitsteuerung**

Auf Basis von Niederschlagsvorhersagen werden mit Hilfe von N-A-Modellen Abflussprognosen erstellt, die die Grundlage für Steuerungssimulationen bilden. Mit Hilfe dieser Steuerungssimulationen werden optimale Steuerungsanweisungen entwickelt. Diese Steuerungsanweisungen sind die einzustellenden Abgaben für die aktuelle Belastungssituation. Mit jeder neuen Prognose kann die Steuerung adaptiv verbessert werden. Sobald gemessene Werte (Niederschlagsmessungen und Abflussmessungen) zur Verfügung stehen, werden diese in das Prognosesystem zur Verifizierung integriert /Ostrowski 2002/.

	Konstante Regel	Heuristische Steuerung	Dynamische Echtzeitsteuerung
Möglicher Hochwasserschutz	Örtlich	Regional	Überregional
Funktionsweise	Die Abgaberegel ist für alle Ereignisse gleich.	Die Abgaberegel ist eine aktuell gewählte, bekannte Regel, die für diese Belastungssituation als optimal angenommen wird.	Die Abgabe wird jeweils für die aktuelle Belastungssituation optimiert.
Anforderungen an die Rechenkapazität im Hochwasserfall	Nicht erforderlich	Gering	Sehr hoch
Nötiges Datenmaterial	Keine erforderlichen Daten über die aktuelle Belastung	Information über die aktuelle Belastung erforderlich. Eine Prognose ist sinnvoll.	Zeitnahe und zuverlässige Information über die aktuelle Belastung. Eine Prognose ist erforderlich.

Tabelle 2-1: Übersicht über die Steuerungstypen

Die wesentlichen Unterschiede dieser drei Steuerungstypen liegen zum einen in den Rechenzeiten und der entsprechend nötigen Rechenkapazität zum anderen in der räumlichen Ausdehnung des erzielbaren Hochwasserschutzes. Eine im Vorfeld optimierte konstante Regel benötigt im Hochwasserfall keinerlei Rechenkapazität, kann aber auf Grund der geringen Spezialisierung in den meisten Fällen nur einen örtlichen Hochwasserschutz leisten. In diesem Fall wird die Höhe der Abgabe auf ein unterhalb gelegenes Stauziel ausgerichtet, bis zu dem keine wesentlichen Systemzuflüsse erwartet werden, welche die eingestellten Abgaben in der Art überlagern könnten, dass sich die gewählte Steuerung als ungünstig erwiese.

Heuristische Steuerung ermöglicht zwar den Schutz regionaler Ziele, jedoch ist ein gewisser Rechenaufwand im Hochwasserfall insofern erforderlich, als dass die aktuelle Belastung mit vergangenen Belastungen verglichen und die zugehörige Abgaberegel für die aktuelle Belastung skaliert werden muss. Durch die regionale Ausrichtung besteht die Möglichkeit, mit einem Verbund von z.B. zwei seriell oder parallel angeordneten Speichern Hochwasserschutz für mehrere Ziele zu erreichen.

Eine dynamische Echtzeitsteuerung stellt hohe Ansprüche an die Rechenkapazität (in Abhängigkeit der Kapazität auch die entsprechenden Rechenzeiten), ist aber im Gegenzug auch in der Lage einen überregionalen Hochwasserschutz zu gewährleisten. Hier besteht die Möglichkeit, die Abgabestrategie grundsätzlich für beliebig viele Schutzziele und komplexe Speicherverbundsysteme zu optimieren. Eine solche Steuerung stellt auf Grund der Vielschichtigkeit der Problemstellung hohe Anforderungen an den verwendeten Optimierungsalgorithmus, da sich die Ergebnisse kaum intuitiv verifizieren lassen.

Zusätzlich ist es erforderlich, mit Hilfe einer Niederschlagsprognose den prognostizierten Zeitraum zu verlängern, um hinreichend Zeit für die Ausgabe von Steuerungsanweisungen zu schaffen. Der Einsatz von Radar gestützten Niederschlagsvorhersagen in Kombination mit Bodenniederschlagsmessungen ermöglicht - nach derzeitigem Stand der Technik - die erforderliche Prognosequalität, die für diesen Typ von Hochwassersteuerung notwendig ist.

## **2.2 Hochwasservorhersage**

Die Erstellung von Abflussvorhersagen besteht prinzipiell darin, eine Aussage über den zukünftigen Zustand eines wasserwirtschaftlichen Systems bzw. über die zeitliche Entwicklung der Systemzustände zu treffen. Je nach Fragestellung kann es sich darum handeln, den Zeitpunkt des Eintreffens eines Extremzustandes vorherzusagen sowie diesen zu quantifizieren oder aber darüber hinaus die chronologische Abfolge der Systemzustände vorherzusagen /Nacken 1990/. Die hier zu betrachtenden Anforderungen an die Abflussvorhersage im Rahmen eines optimalen Hochwassersteuerungskonzepts sind die:

- Vorhersage von Hochwasserspitzenabflüssen
- Hochwasserwellenvorhersage
- Vorhersage von Abflussvolumen

Für die reine Hochwasservorhersage ist es in der Regel ausreichend, lediglich dann eine Vorhersage für Abflussspitze und -volumen zu erstellen, wenn ein gewisser Grenzwert im System überschritten wird. Daher muss bei einem Vorhersagesystem, dass als Grundlage für die Steuerung von Hochwasserrückhaltebecken dient, eine kontinuierliche Aktualisierung der Abflussganglinienvorhersage möglich sein.

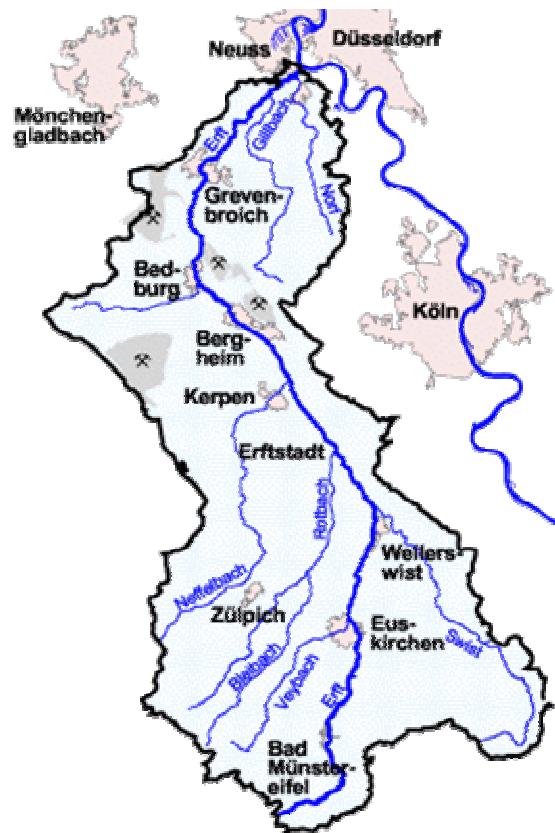
Bei der N-A-Vorhersage ist die Qualität der Vorhersage wesentlich von der Fähigkeit des verwendeten Modells abhängig, die Prozesse und Reaktionen im System mit hoher Genauigkeit nachzubilden. Die für die Erstellung einer Abflussvorhersage benötigte Dauer, der vorhergesagte Zeitraum und das Vorhersageintervall sind entscheidende Kriterien für den operativen Betrieb. Letztendlich ist eine Hochwasservorhersage nur dann lohnend, wenn nach der Anwendung der Vorhersagemethode noch ausreichend Zeit verbleibt, um Schutzmaßnahmen einzuleiten bzw. abzuschließen.

### 3 Systemanalyse

Die Erft mit einer Einzugsgebietsfläche von 1828 km<sup>2</sup> entspringt auf einer Höhe von 520 m+NN südlich von Bad Münstereifel in der Osteifel im Kreis Euskirchen und mündet nach einer Fließstrecke von 103 km im Niederrheinischen Tiefland bei Neuss auf ca. 26 m+NN in den Rhein. Das Einzugsgebiet der Erft lässt sich in zwei unterschiedliche Gebiete einteilen. Dies sind die Eifel mit anstehenden Festgesteinen, die bis zu 400 Millionen Jahre alt sind, und die Niederrheinische Bucht mit wesentlich jüngeren Locker sedimenten, deren Entstehung vor rund 35 Millionen Jahren begann.

Der mittlere Jahresniederschlag beträgt ca. 670 mm, die Hauptniederschlagszeit ist der Sommer, die Wintermonate sind niederschlagsärmer.

Die Erft teilt sich im Mittellauf in die Kleine Erft, Große Erft und den Erftkanal. Die kleine Erft zweigt bei Brüggen nach Westen ab, kreuzt auf der Höhe von Kerpen die Erft (Erftkanal) mit einem Aquädukt und fließt nach 19 km in Bergheim zurück in die Erft. Die Große Erft zweigt zwischen Sindorf und Horrem ebenfalls nach Westen ab und mündet nach 7,3 km wieder in die Erft. Die Swist, der Gillbach und die Norf fließen von Südosten zu, der Veybach, der Rotbach und der Neffelbach von Südwesten.



3-1: Die Erft /StUaK/

Die Erft ist im Unterlauf durch den Braunkohletagebau in der Niederrheinischen Bucht stark beeinflusst. Auf Grund einer Grundwasserabsenkung im Bereich der Erftschorle und deren Randgebiete, wurde den Aquiferen sowie den Sanden im Bereich des Hauptflözes fast vollständig das Wasser entzogen. Dies hat zur Konsequenz, dass im Ein-

flussbereich der Sümpfungsmaßnahmen ein Grundwasseranschluss der Gewässer oder der Auen nicht mehr existiert /StUaK, 2003/.

Oberirdische Einzugsgebietsgröße	Nordrhein-Westfalen: 1.797 km <sup>2</sup> Rheinland-Pfalz: 31 km <sup>2</sup> <u>Gesamt:</u> 1.828 km <sup>2</sup>
Lauflänge	103 km
Höhenlage	520 m+NN bis 26 m+NN
Mittleres Gefälle	3,7 ‰
Mittlere Jahresniederschlagshöhe	670 mm
Niedrigwasserführung (MNQ am Pegel Bliesheim)	0,63 m <sup>3</sup> /s
Mittelwasserführung (ZQ am Pegel Bliesheim)	1,85 m <sup>3</sup> /s
Hochwasserabfluss (HQ <sub>5</sub> am Pegel Bliesheim)	37,0 m <sup>3</sup> /s
Hochwasserabfluss (HQ <sub>100</sub> am Pegel Bliesheim)	61,0 m <sup>3</sup> /s
MHQ 1966/1999 (34 Jahre) (am Pegel Bliesheim)	20,9 m <sup>3</sup> /s
HQ 1966/1999 (34 Jahre) (am Pegel Bliesheim)	55,8 m <sup>3</sup> /s

Tabelle 3-1: Einzugsgebietskennzahlen

Hinsichtlich des Niederschlags- und Klimamessnetzes ist das Erfteinzugsgebiet gut ausgebaut. An 32 Stationen erfolgt eine digitale Datenerfassung, 13 dieser Stationen sind sogar über Telefon abrufbar. Das Pegelmessnetz umfasst 26 Pegel, die teils vom Land, teils vom Erftverband betrieben werden. Der überwiegende Teil der Landespegel und ein Teil der Pegel des Erftverbandes sind mit Datenfernübertragung ausgerüstet.

Die N-A-Modellierung wurde seit 1989 auf Grundlage des Modells NASIM stetig ausgebaut. Derzeit sind 1.340 km<sup>2</sup> des 1.918 km<sup>2</sup> großen Verbandsgebietes in aktuellen Niederschlags-Abfluss-Modellen abgebildet.

Dieses in Bezug auf die Datenverfügbarkeit gut ausgebauten wasserwirtschaftlichen System wird in dieser Studie vor allem unter dem Gesichtspunkt der Hochwasserbildung und des Hochwasserabflusses analysiert.

### 3.1 Niederschlag / Abfluss

Es soll geklärt werden, ob es sich bei den zu Hochwasser führenden Niederschlägen um lokale Konvektivniederschläge, frontale Niederschlagssysteme oder um orographische Niederschläge handelt. Außerdem wird betrachtet, wie sich der Hochwasserwellenablauf bei der Vereinigung von Erft und Swist verhält.

#### 3.1.1 Niederschlag

Aus den Pegelmessungen der Jahre 1969 bis 2002 wurden die 23 Ereignisse ausgewählt, zur Hälfte Sommerereignisse zur Hälfte Winterereignisse, die zu den größten Abflüssen in diesem Zeitraum geführt haben. Bei den 12 Winterereignissen handelt es sich in allen Fällen um Frontalniederschläge. Von den 11 Sommerereignissen sind 7 Niederschlagsereignisse Frontalniederschläge, 2 Niederschläge Konvektivniederschläge und weitere 2 Ereignisse lassen sich auf der vorhandenen Datenbasis nicht zuordnen (siehe Kap. Anlage 5).

Hochwasser	Gemessen am Pegel	Datum [d]	Uhrzeit [h]	Abfluss Q [m³/s]	Niederschlagstyp		
					Frontal	Nicht eindeutig	Konv.
1976/07	Glesch	18.07.1976	02:53	28,2			x
1980/07	Friesheim	11.07.1980	09:22	13,7	x		
1981/06	Burg Veynau	29.06.1981	19:14	9,6	x		
1983/05	Arloff	26.05.1983	16:50	15,5			x
1984/06	Weilerswist	31.05.1984	06:14	46,5	x		
1984/06	Eicherscheid	04.06.1984	06:45	8,7	x		
1986/07	Hausweiler	03.07.1986	18:50	27,6	x		
1987/07	Weilerswist	01.07.1987	05:01	21,7			x
1992/06	Schoenau	20.06.1992	19:56	8,86			x
1997/05	Langenich	17.05.1997	04:20	5,8	x		
2002/05	Moederath	05.05.2002	15:50	29,8	x		

Tabelle 3-2: Verteilung der Niederschlagstypen Sommer

Im Sommer entstehen hochwasserwirksame Ereignisse zwar hauptsächlich aus Frontalniederschlägen, aber auch starke konvektive Ereignisse können zu erheblichen Abflüssen führen.

sen führen. Bei Niederschlagsereignissen im Mai und Juni gehen häufig längere Niederschlagsperioden voraus, so dass die Kombination aus starken Niederschlägen mit einer hohen Bodenfeuchte für extreme Abflussereignisse verantwortlich ist.

Im Winterhalbjahr sind die für Hochwasser maßgebenden Niederschläge ausschließlich frontale Niederschlagssysteme (siehe Anlage 5 und Anlage 6).

Hochwasser	Gemessen am Pegel	Datum [d]	Uhrzeit [h]	Abfluss Q [m³/s]	Niederschlagstyp		
					Frontal	Nicht eindeutig	Konv.
1970/02	Langenich	22.02.1970	02:52	5,8	x		
1984/02	Friesheim	07.02.1984	15:22	21,1	x		
1984/11	Bliesheim	23.11.1984	08:53	36,2	x		
1985/01	Moederath	23.01.1985	02:29	25,1	x		
1987/02a	Arloff	27.02.1987	22:21	12,3	x		
1987/02b	Friesheim	28.02.1987	10:34	33,6	x		
1988/03	Schoenau	16.03.1988	00:00	9,1	x		
1993/12	Eicherscheid	22.12.1993	14:21	7,6	x		
1995/01	Hausweiler	23.01.1995	01:18	18,6	x		
2000/12	Glesch	08.12.2000	09:45	35,3	x		
2000/10	Weilerswist	01.10.2000	15:19	16,0	x		
2002/02	Burg Veynau	20.02.2002	14:04	4,9	x		

Tabelle 3-3: Verteilung der Niederschlagstypen Winter

Häufig zu beobachten ist, dass die Gleichzeitigkeit eines Starkniederschlags mit einer erheblichen Bodenfeuchte, bedingt durch Niederschläge im Vorlauf, zu den hohen Abflüssen führt. Messreihen über die Schneesituation lagen nicht vor, so dass der Einfluss einer Tausituation nicht analysiert werden konnte.

Um die Niederschlagsvorgänge detaillierter zu untersuchen, wurde im Rahmen dieser Studie ein Werkzeug entwickelt, das die Niederschlagshöhe in der Fläche über einen zeitlichen Verlauf darstellt. Ausgangspunkt zur Entwicklung dieses Werkzeugs war der Gedanke, dass eine Visualisierung der Niederschläge einen besseren Eindruck davon vermittelt, welche Zugwege und welche räumliche und zeitliche Verteilung von Niederschlag für ein Starkniederschlagsereignis verantwortlich sind. Das Werkzeug wird in

Anlage 3 beschrieben, da die oben beschriebenen Problemstellungen mit diesem Werkzeug nicht hinreichend geklärt werden konnten

### 3.1.2 Abfluss

Für den Vergleich der Hochwasserscheitel am Zusammenfluss der Erft mit der Swist wurden die 10 Hochwasserereignisse gewählt, die im Zeitraum vom 03.10.1983 bis 01.11.2002 am Pegel Bliesheim zu den größten Abflüssen geführt haben. Darunter das HQ 1966/1999 im Mai 1984 mit 55,8 m<sup>3</sup>/s, 3 Ereignisse zwischen dem MHQ 1966/1999 (20,9 m<sup>3</sup>/s) und dem HQ<sub>5</sub> (37,0 m<sup>3</sup>/s) und 6 Ereignisse im Bereich zwischen HQ<sub>5</sub> und dem HQ 1966/1999.

In Tabelle 3-1 sind die Zeitpunkte des Eintreffens der Hochwasserscheitel verzeichnet. Es wird deutlich, dass die Erft in allen Fällen vor der Swist abführt. Bei 5 der 10 Ereignisse folgt innerhalb weniger Tage oder Stunden eine weitere Abfußwelle. Aufgrund der kurzen zeitlichen Abstände der Abflusswellen werden diese als ein Ereignis mit zwei Abflusswellen betrachtet.

Ereignis	Zeitlicher Vergleich der Abflussmaxima					
	Erste Welle		$\Delta t$	Zweite Welle (wenn vorhanden)		
	Erft	Swist		Erft	Swist	$\Delta t$
	[hh:mm]	[hh:mm]	[hh:mm]	[hh:mm]	[hh:mm]	[hh:mm]
1984/02	07.02.1984 10:00	07.02.1984 11:30	1:30	08.02.1984 17:30	08.02.1984 18:30	1:00
1984/05	30.05.1984 20:03	31.05.1984 06:03	10:00	04.06.1984 10:33	05.06.1984 07:03	20:30
1984/11	23.11.1984 08:30	23.11.1984 09:00	0:30	-	-	-
1987/02	28.02.1987 03:30	28.02.1987 10:00	6:30	02.03.1987 11:00	02.03.1987 14:30	3:30
1987/06	01.07.1987 01:00	01.07.1987 05:00	4:00	-	-	-
1988/03	12.03.1988 16:30	12.03.1988 23:00	6:30	-	-	-
1989/04	21.04.1989 23:10	22.04.1989 03:40	4:30	23.04.1989 11:10	23.04.1989 13:10	2:00
1992/06	21.06.1992 01:00	21.06.1992 06:00	5:00	-	-	-
1993/12	21.12.1993 01:30	21.12.1993 10:00	8:30	21.12.1993 19:30	22.12.1993 00:30	5:00
2002/05	21.04.1989 23:10	22.04.1989 03:10	4:00	-	-	-

Tabelle 3-4: Zeitlicher Vergleich der Abflussmaxima beim Zusammenfluss

Zur Veranschaulichung sei hier in Abbildung 3-2 das Hochwasserereignis mit zwei Abflussspitzen im April 1989 dargestellt:

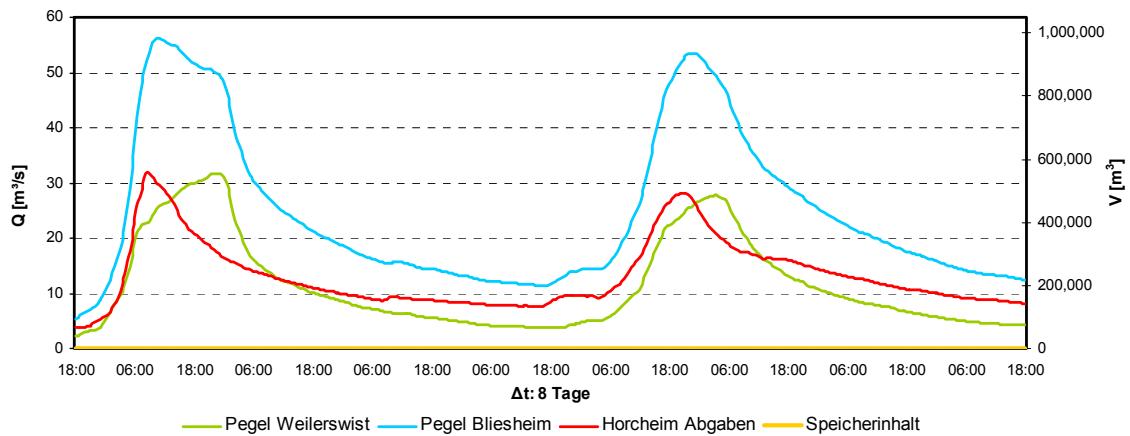


Abbildung 3-2: Beispiel eines Hochwasserereignisses mit zwei Maxima im April 1989

### 3.1.3 Kategorisierung

Eine Kategorisierung der Niederschläge lässt sich nicht ohne weitere Untersuchungen vornehmen. Konkretere Aussagen, als dass im Sommer häufig frontale Niederschlagsfronten, seltener konvektive Niederschläge und im Winter fast ausschließlich frontale Niederschlagssysteme zu extremen Abflüssen führen, lassen sich nicht treffen.

## 3.2 Rückhalteräume

Im Einzugsgebiet der Erft sind derzeit die Hochwasserrückhaltebecken Eicherscheid und Horchheim in Betrieb, zwei weitere sind in der Planung, und ein weiteres Rückhaltebecken ist Planfestgestellt. Die Rückhaltebecken Horchheim und Eicherscheid befinden sich im Oberlauf (siehe Abbildung 3-3) der Erft und besitzen zusammen ein Retentionsvolumen von 2.477 Mio.  $\text{m}^3$ . Das planfestgestellte Rückhaltebecken Garsdorf – ein ehemaliger Braunkohletagebau – mit einem Volumen von 1.6 Mio.  $\text{m}^3$  liegt im Unterlauf und das sich im Planfeststellungsverfahren befindliche Becken Mödrath – ebenfalls ein ehemaliger Tagebau – im Mittellauf der Erft. Das Becken Niederberg soll im Mittellauf des Rothbachs errichtet werden.

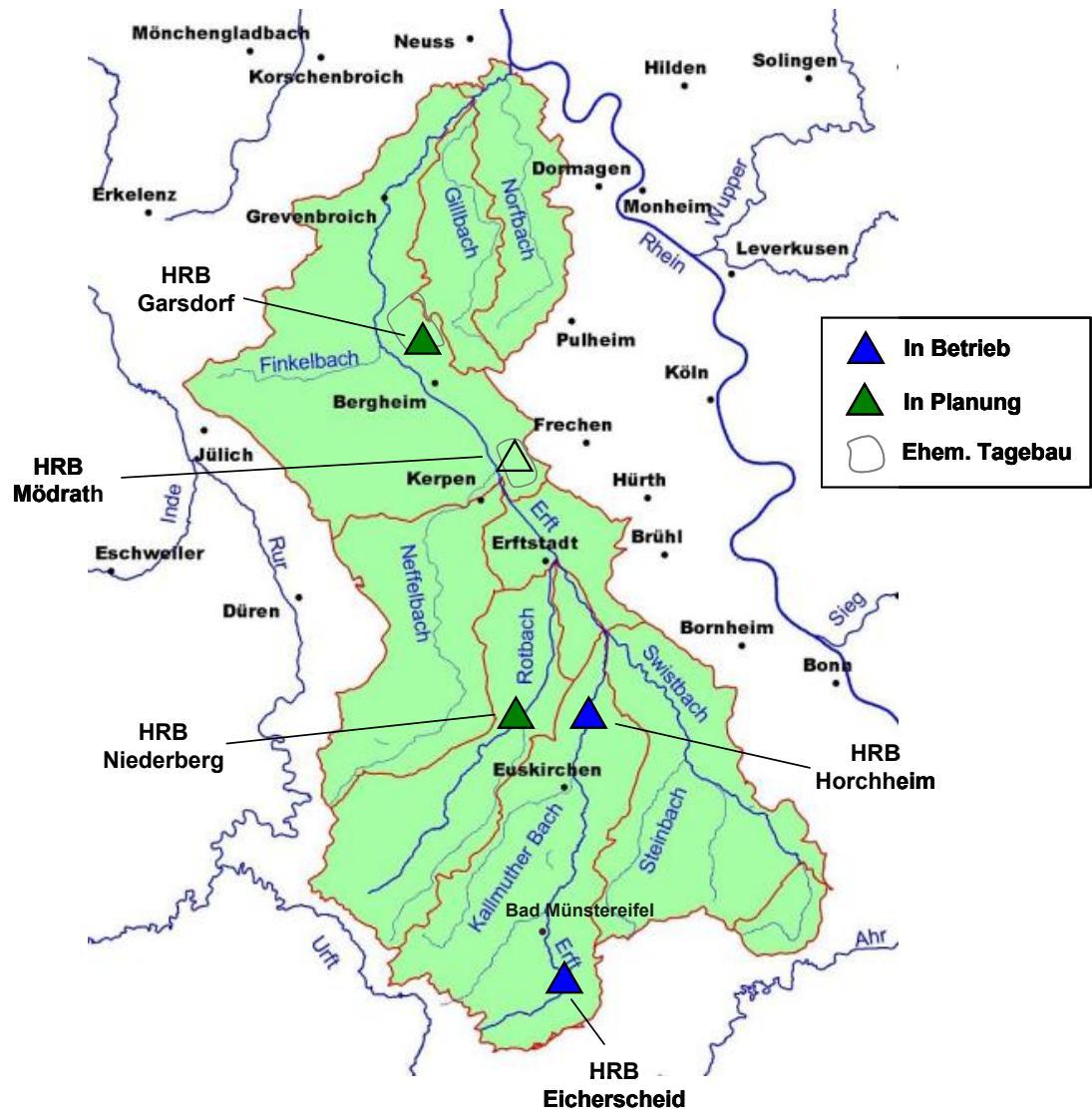


Abbildung 3-3: Lage der Rückhalteräume

Die Becken Garsdorf und Mödrath liegen im Nebenschluss, Horchheim und Eicherscheid im Hauptschluss an der Erft. Das Becken Niederberg liegt im Hauptschluss am Rotbach.

Für die Hochwasserrückhaltebecken Horchheim und Eicherscheid lagen die aktuellen Betriebsregeln vor, wobei der Betriebsplan für des HRB Horchheim im Jahre 2002 geändert wurde (siehe Anlage 8). Hinsichtlich ihrer Zielsetzung im Hochwasserfall wurden hier nur die aktuellen Betriebspläne analysiert.

### 3.2.1 Derzeitige Zielsetzung der Steuerung

Der Betriebsplan des HRB Eicherscheid sieht für den Hochwasserfall eine konstante Abgabe von 7,0 m<sup>3</sup>/s vor. Diese konstante Abgabe ist laut Betriebsplan auf den Hochwasserschutz der oberen und mittleren Erft, insbesondere der Stadt Bad Münstereifel /Erftverband 2002 a/ ausgerichtet.

Für das HRB Horchheim ist eine konstante Abgabe von 30 m<sup>3</sup>/s im Hochwasserfall festgelegt. Zweck und Aufgabe ist der Hochwasserschutz der „mittleren und unteren Erft“. Für den Fall, dass die Summe der Abflüsse aus der Swist und der Erft 55 m<sup>3</sup>/s erreichen und der außergewöhnliche Hochwasserrückhalteraum des HRB Horchheim entleert ist, wird die Abgabe in der Art gedrosselt ( $Q_{ab} < 30 \text{ m}^3/\text{s}$ ), dass der Abfluss in der Summe Swist + Erft konstant bleibt.

Bei dem planfestgestellten HRB Niederberg ist eine konstante Abgabe von 20 m<sup>3</sup>/s vorgesehen. Für das ebenfalls planfestgestellte HRB Garsdorf ist eine Abgabe von 5,5 m<sup>3</sup>/s und das im Planfeststellungsverfahren befindliche HRB Mödrath ein Max.  $Q_{ab}$  von 3,0 m<sup>3</sup>/s vorgesehen.

Die konstanten Abgaberegeln der Hochwasserrückhaltebecken Eicherscheid und Horchheim gewährleisten in erster Linie einen örtlichen Hochwasserschutz, entsprechend den oben genannten Schutzz Zielen. Eine Ausnahme bildet die Steueranweisung im Betriebsplan des HRB Horchheim „Erft + Swist  $\leq 55 \text{ m}^3/\text{s}$  am Pegel Weilerswist“ (Pegel Weilerswist siehe Abbildung 4-1). Hier kann, falls das Becken genügend Reserve besitzt, der Abfluss auf ein überörtliches Ziel (Bereich nach der Vereinigung von Erft und Swist) optimiert werden.

Ein regionaler Hochwasserschutz kann also beim HRB Horchheim erreicht werden, wenn die maximalen Abflüsse für örtliche Schutzziele eingehalten und der außergewöhnliche Hochwasserrückhalteraum entleert ist. Für das Hochwasserrückhaltebecken Eicherscheid sieht der Betriebsplan einen rein örtlichen Schutz vor.

### 3.2.2 Hauptkenngrößen der Hochwasserrückhaltebecken

HRB	$A_E$ [km <sup>2</sup> ]	$V_g$ [Mio. m <sup>3</sup> ] (ohne $V_{dauer}$ )	$V_{dauer}$ [Ts d. m <sup>3</sup> ]	$HQ_{100}$ [m <sup>3</sup> /s]	$HQ_{1000}$ [m <sup>3</sup> /s]	Max. $Q_{ab}$ [m <sup>3</sup> /s]	MQ [m <sup>3</sup> /s]	Gewässer	Sohlen- höhe [m+NN]	Zustand
Eicherscheid	38,00	1,012	30	43,00	70,00	7,0	0,42	Erft	327,50	In Betrieb seit 1976
Horchheim	281,90	1,465	0	65,00 (Wert ohne HRB Eicherscheid. Mit HRB E.: 58,3)	90,00	30,0	1,62 (und Mühlengraben)	Erft	120,54	In Betrieb seit 1984
Niederberg	175,00	0,920 (erf. Vol.)	0	37,00	60,00 (konstant)	20,0	0,6	Rotbach	124,30	Plan festgestellt
Garsdorf	/	1,600	/	/	/	0 - 5,5 (stufenlos regelbar)	/	Erft	/	Plan festgestellt
Mödrath	/	1,700	/	/	/	0 - 3,0 (stufenlos regelbar)	/	Erft	/	Im Planfeststellungsverfahren

## 4 Modellierung und Optimierung

Um die Möglichkeiten und Grenzen einer Optimierung im Einzugsgebiet zu beurteilen, wurde speziell der Bereich des Zusammenflusses der Erft mit der Swist und dem Hochwasserrückhaltebecken Horchheim untersucht. Das System wurde vereinfacht, indem das HRB Eicherscheid nicht mit einbezogen wurde, da zum einen das Einzugsgebiet dieses Beckens nur 10 % der Einzugsgebietsfläche des Hochwasserrückhaltebeckens Horchheim ausmacht und zum anderen die Funktion für den örtlichen Hochwasserschutz ausgelegt ist.

Für das in Abbildung 4-1 dargestellte System lagen Ganglinien in hinreichender Qualität vor. Als Eingangsdaten dienten die Zeitreihen des Pegels Hausweiler (ein Pegel kurz vor der Stauwurzel des HRB Horchheim) und des Pegels Weilerswist (ein Pegel kurz vor dem Zusammenfluss der Erft mit der Swist) sowie die Speicherfüllungsganglinien des HRB Horchheim. Für den Vergleich der errechneten Abflüsse mit den gemessenen Abflüssen wurde der Pegel Bliesheim herangezogen.

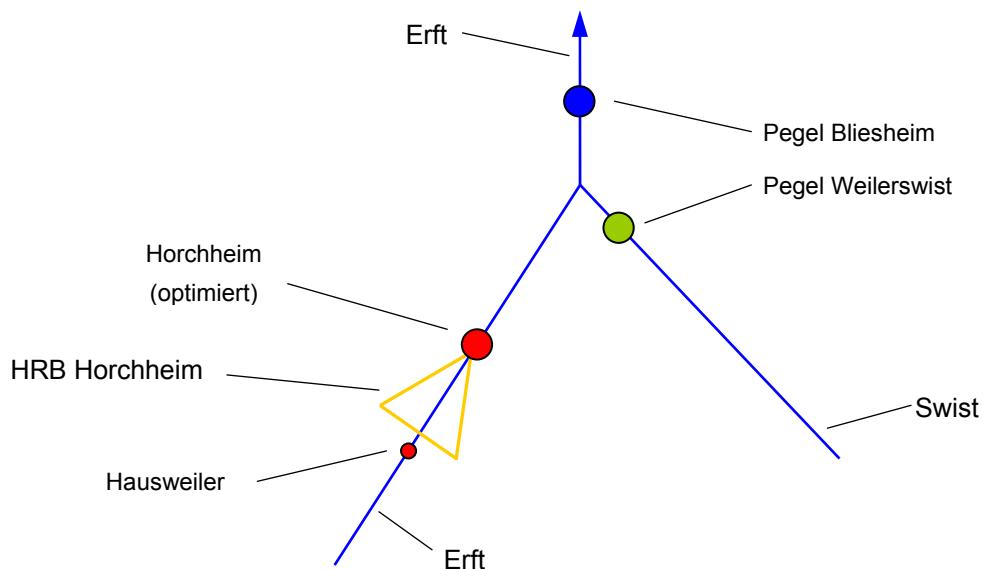


Abbildung 4-1: Skizze des modellierten Systems

Das HRB Horchheim hat ein Retentionsvolumen von 1,465 Mio. m<sup>3</sup>, das HQ<sub>100</sub> liegt bei 65,00 m<sup>3</sup>/s, das HQ<sub>1000</sub> bei 90,00 m<sup>3</sup>/s, das Becken besitzt keinen Dauerstau (siehe Abbildung 4-2). Die Einzugsgebietsfläche beträgt 281,8 km<sup>2</sup>, der mittlere Abfluss liegt bei 1,62 m<sup>3</sup>/s, der MNQ bei 0,2 m<sup>3</sup>/s und der Niedrigwasserabfluss bei 0,08 m<sup>3</sup>/s.



Abbildung 4-2: Hochwasserrückhaltebecken Horchheim / Ablauf

Um den aktuellen Betriebsplan des Hochwasserrückhaltebeckens Horchheim auf seine Wirksamkeit im Hochwasserfall zu untersuchen, wurde das in Abbildung 4-1 skizzier- te System im Speicherbetriebsmodell TALSIM 2.0 abgebildet. Besonderes Augenmerk wurde hier auf die Realisierung der Speicherbetriebsregel gelegt.

## 4.1 Modellierung mit TALSIM

Für die Modellierung wurden die oben beschriebenen Annahmen und Vereinfachun- gen getroffen, wie für das im nachfolgenden Kapitel beschriebene in Excel modellierte System.

Der Einzeleinleiter „E002“ repräsentiert den gemessenen Abfluss am Pegel Horch- heim, also die Pegelmessstelle nahe der Stauwurzel des HRB Horchheim. Der Einzelein- leiter „E011“ repräsentiert den gemessenen Abfluss am Pegel Hausweiler. Als Ganglinien wurden entsprechend die vom Erftverband zur Verfügung gestellten Messrei- hen Horchheim und Weilerswist in der Datenbank hinterlegt und angebunden.

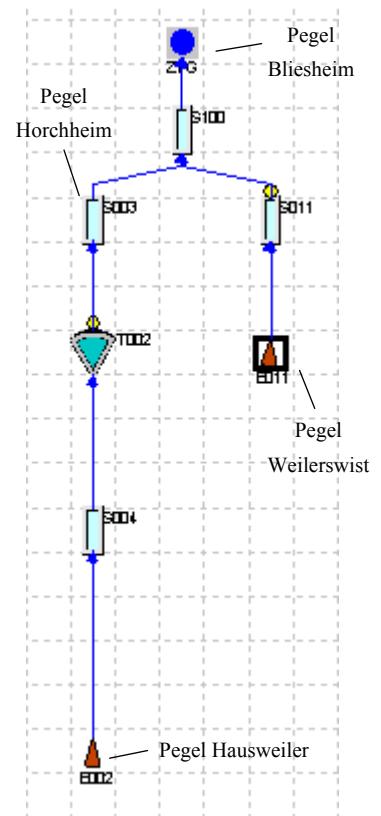
Da ein Einzeleinleiter nicht direkt mit einem Speicher verbunden werden sollte, um Fehler in der Simulation zu vermeiden, wurde zwischen Einzeleinleiter „E002“ und Speicher „T002“ die Transportstrecke „S004“ gelegt. Diese Transportstrecke „S004“ wurde mit einer Länge von 1 m und einer Translationszeit von 1 min realisiert und hat somit keine Wirkung auf die Simulation.

An die Transportstrecke „S004“ schließt der Speicher Horchheim „T002“. Alle Abgaben des Speichers „T002“ fließen in den Sammler S003, die nötigen Informationen für die Transformation nach Kalinin-Miljukov wurden dem vom Erftverband zur Verfügung gestellten Tape 18 entnommen.

Der rechte Strang des Systems beginnt mit dem Einzeleinleiter „E011“, der an die in der Datenbank befindliche Messreihe des Pegels Weilerswist angebunden ist. Zwischen dem Einzeleinleiter „E011“ und der Vereinigung von Swist und Erft wird die Translation mit einer weiteren Transportstrecke „S011“ abgebildet.

Für die Realisierung der aktuellen Betriebsregel des HRB Horchheim im Speicher „T002“ TALSIM war es nötig, mehrere so genannte Systemzustände zu definieren. Mit Hilfe dieser, in Zustandsgruppen zusammengefasster Systemzustände wurden die Abgaben in Abhängigkeit der Zu- und Abflüsse gesteuert.

Die Wellentransformation wurde mit dem Verfahren von Kalinin-Miljukov berechnet. Da die Transformation auf der ca. 6 km langen Fließstrecke vom Becken bis zum Zusammenfluss nur geringfügigen Einfluss auf die Hochwasserganglinie hatte, wurde die Transformation auf der ca. 2 km langen Strecke zwischen dem Pegel Weilerswist und dem Zusammenfluss mit der Erft vernachlässigt. Abbildung 4-4 zeigt die errechnete Transformation auf dieser 6 km langen Fließstrecke im TALSIM 2.0 Modell.



4-3:  
TALSIM Systemplan

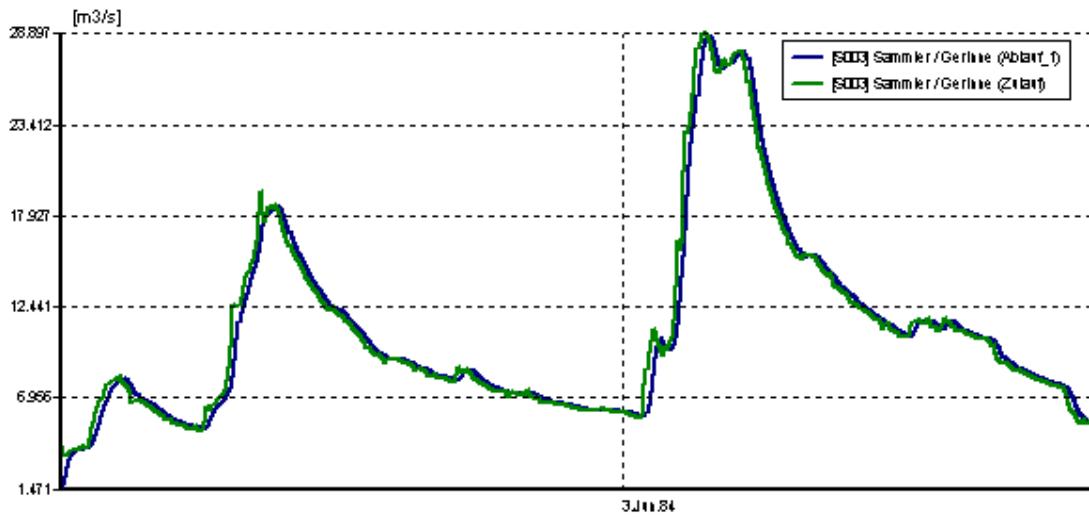


Abbildung 4-4: Wellentransformation im TALSIM 2.0 Model

Zum Vergleich - hier vorgegriffen - die Transformation im Excel Modell.

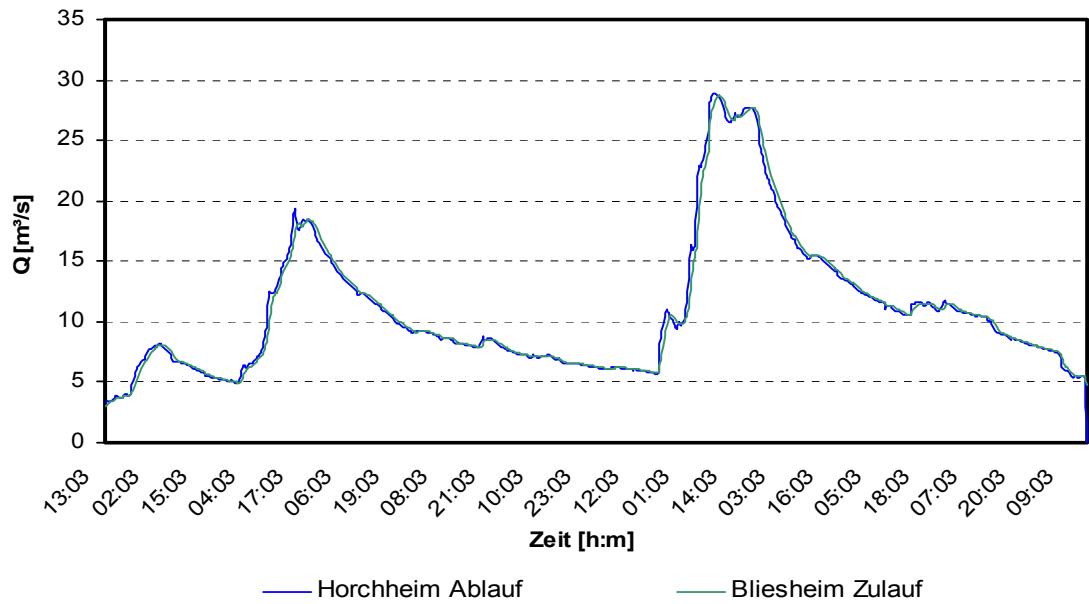


Abbildung 4-5: Wellentransformation in Excel Modell

Es wird deutlich, wie gering der Einfluss der Transformation auf die Abflussganglinie ist, und dass das Verfahren nach Kalinin-Miljukov im auf Basis von Excel erstellten Modell und auf Basis von TALSIM 2.0 erstellten Modell nahezu identische Ergebnisse errechnet.

In Vergleichen von modellierten Abflüssen am Pegel Bliesheim mit gemessenen Abflüssen (siehe Abbildung 4-6) lieferte das TALSIM Modell durchweg gute Resultate.

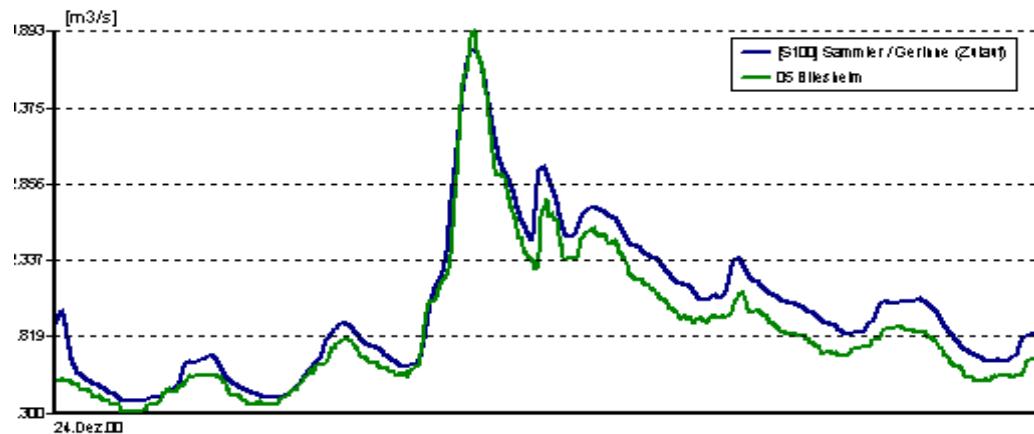


Abbildung 4-6: Vergleich Simulation Pegelmessung bei Mittelwasserabfluss

Hier im Vorgriff auf das Optimierungsmodell ein Vergleich zwischen TALSIM 2.0 und Excel Simulationen.

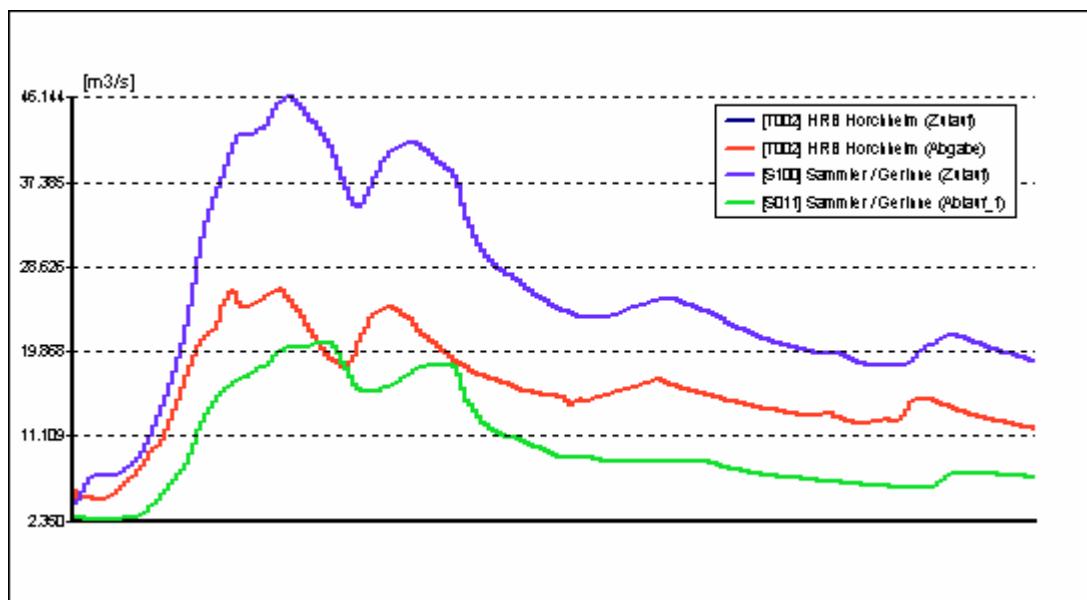


Abbildung 4-7: Ungesteuertes Ereignis in TALSIM

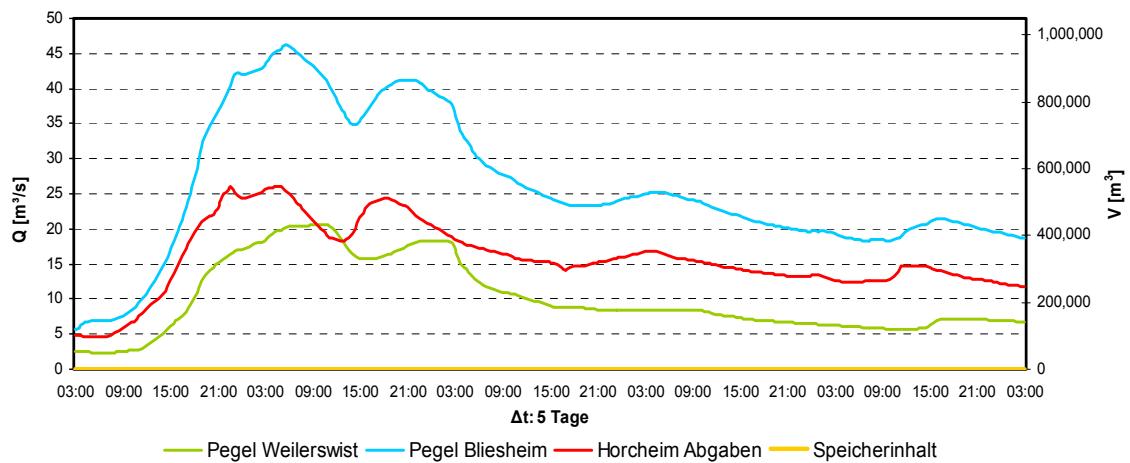


Abbildung 4-8: Ungesteuertes Ereignis in Excel

Abbildung 4-7 und Abbildung 4-8 zeigen die nahezu identischen Ergebnisse der TALSIM 2.0 und Excel Simulationen für das Hochwassereignis 1993/12.

## 4.2 Modellierung des Systems in Excel

Obwohl TALSIM 2.0 zwar die Möglichkeit bietet, die Wirksamkeit von Regeln zu prüfen und diese Regeln gegebenenfalls zu optimieren, ist es dennoch nicht möglich Abgaben direkt zu beeinflussen, wie es für eine Optimierung der Abgaben im Hochwasserfall erforderlich ist. Es muss unterschieden werden zwischen der Optimierung einer Abgaberegel und der Optimierung von Abflüssen in jedem Zeitschritt der Systemzustände. Für eine dynamische Optimierung im Hochwasserfall ist es erforderlich, Abgaben zeitlich diskretisiert unabhängig von Betriebsregeln variieren zu können.

Es war daher nötig ein neues Modell zu erstellen, welches auf Basis der Kontinuitätsbedingungen und innerhalb der physikalischen Restriktionen die Abgaben eines Hochwasserrückhaltebeckens zu steuern erlaubt. Als Grundlage für dieses zu erstellende Modell diente Excel, welches für diese Art von Problemstellung ausreichende Funktionalitäten besitzt. Die diskretisierten Gleichungen konnten in Tabellen hinreichend abgebildet und der evolutionstheoretische Optimierungsalgorithmus mit Hilfe von VBA (Visual Basic for Applications) realisiert werden.

Für vergangene Ereignisse sind die Scheitelabflüsse und die Abflussfülle durch Pegelmessungen bekannt. Daher basiert die hier vorliegende Optimierung auf der Kenntnis der Zu- und Abflüsse in jedem diskreten Zeitschritt. Es wird also nicht bis zu einem Zeitpunkt, bis zu dem eine etwaige Niederschlags- oder Abflussvorhersage eine Angabe über Zu- und Abflüsse macht, und im nächsten Zeitschritt mit verbesserten Vorhersagen oder zusätzlichen Messungen adaptiv optimiert. Für vergangene Ereignisse kann das Ereignis als Ganzes optimiert werden, sodass im Unterschied zu einer adaptiven Echtzeitsteuerung eine Information im Zeitschritt  $t$  Auswirkung auf die Steuerung im Zeitschritt  $t-1$  hat. Daher stellen diese Optimierungsergebnisse das Potenzial dar, das im besten Fall durch eine optimale Steuerung hätte erreicht werden können.

Analysiert wurde zum einen, welche konstante Abgabe für ein bestimmtes Hochwasserereignis optimal ist, und zum anderen wurde die dynamische Abgabe gesucht, die für dieses Hochwasserereignis das beste Ergebnis liefern. Um diese Optima zu finden wurde ein evolutionstheoretischer Ansatz verwendet, auf den in Kap. 4.3 näher eingegangen wird.

Voraussetzung jeder mathematischen Optimierung ist die Quantifizierbarkeit der Zielvorstellungen in Form einer Funktion, der so genannten Zielfunktion. Exakt ausgedrückt bedeutet demnach Optimierung die Maximierung oder Minimierung der Zielfunktion innerhalb eines gewissen Geltungsbereiches der Variablen, der durch Gleichungen oder Ungleichungen, die so genannten Restriktionen, abgegrenzt ist /DVWK Merkblatt 1983/.

Wie später gezeigt wird, hat im Falle der Optimierung mit evolutionstheoretischem Ansatz die Zielfunktion nicht nur die Aufgabe der Maximierung oder Minimierung innerhalb eines gewissen Geltungsbereichs, sondern auch das Einhalten der Restriktionen selbst, denn der Wert der Zielfunktion ist der Wert, der über eine Schnittstelle an die Qualitätsfunktion des Optimierungsalgorithmus übergeben wird (siehe Abbildung 4-18).

Für das obige System (Abbildung 4-1) mussten die Kontinuitätsbedingungen, Nichtnegativitätsbedingungen, Mindestanforderung sowie Kapazitätsbedingungen für das HRB eingearbeitet werden. Die Wellentransformation wurde wie im TALSIM 2.0 Modell ebenfalls nur für den Bereich zwischen dem Becken und dem Zusammenfluss realisiert.

#### 4.2.1 Kontinuitätsbedingung und Restriktionen

Die Kontinuitätsbedingung für ein Speicherbecken stellt sich wie folgt dar:

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_z(t) - Q_a(t)$$

*Gleichung 4-1*

- $t$  : die Abhängigkeit von der Zeit
- $V(t)$  : der Speicherinhalt
- $Q_z(t)$  : der Speicherzufluss
- $Q_a(t)$  : die Speicherabgabe

Die Versickerung aus dem Speicherbecken, die Verdunstung von der Wasseroberfläche und die Stauraumverlandung werden hier wegen der kurzen Dauer der Hochwasser-

ereignisse nicht mit einbezogen. Ebenfalls vernachlässigt wird die Abhängigkeit des maximalen Abflusses von der Speicherinhaltshöhe. Für die Optimierung wird vereinfachend angenommen, dass der Abfluss in jedem Zeitschritt exakt eingestellt werden kann, unabhängig davon, ob eine Position der Segmentverschlüsse existiert, die in Abhängigkeit der aktuellen Speicherinhaltshöhe ( $Q = \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \cdot A$ ) die Abgabe physikalisch ermöglicht.

Für die praktische Berechnung kann der kontinuierlich ablaufende Prozess nur zeitlich diskretisiert dargestellt werden, weil die Abflussganglinien nicht kontinuierlich verfügbar sind. Das heißt, der Zufluss, der jeweilige Speicherinhalt und die Abgabe werden in diskreter Form betrachtet. Die Diskretisierung ermöglicht des Weiteren die Modellierung des Systems mit Hilfe von Excel.

Die Kontinuitätsgleichungen können in folgender diskreter Form geschrieben werden:

$$V_{(t+1)}^i = V_{(t)}^i + (Qz_{(t)}^i - Qa_{(t)}^i) \cdot \Delta t$$

Gleichung 4-2

$t = 0, \dots, n-1; i = 1, \dots, m$

$\Delta t$  Zeitintervall

$n$  Anzahl der Intervalle  $\Delta t$  der Hochwasserganglinie

$m$  Anzahl der Speicher

$V_t^i$  Inhalt des Speichers  $i$  zu Beginn des Intervalls  $[t \cdot \Delta t, (t+1) \cdot \Delta t]$

$Qz_t^i$  Zufluss in den Speicher  $i$  während des Zeitraums  $[t \cdot \Delta t, (t+1) \cdot \Delta t]$

$Qa_t^i$  Abgabe des Speichers  $i$  während  $[t \cdot \Delta t, (t+1) \cdot \Delta t]$

Da es sich in unserem Fall nur um einen einzigen Speicher handelt, vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$V_{t+1} = V_t + (Qz_t - Qa_t) \cdot \Delta t$$

Gleichung 4-3

Speicherinhalte und Abgaben aus den Speichern müssen der Nichtnegativitätsbedingung genügen.

Speicherinhalt:

$$V_{(t)} \geq 0$$

*Gleichung 4-4*

Zuflüsse:

$$Qz_{(t)} \geq 0$$

*Gleichung 4-5*

Abgaben:

$$Qa_{(t)} \geq 0$$

*Gleichung 4-6*

Mindestanforderungen bestehen für das Optimierungsverfahren in Form der Pflicht- oder Mindestabgaben.

Mindestabgaben:

$$Qa_{(t)} \geq Qmin$$

*Gleichung 4-7*

Kapazitätsbeschränkungen bestehen für den Maximalinhalt und die maximale Abgabe eines Speichers.

Maximaler Speicherinhalt:

$$V_{(t)} \leq Vmax$$

*Gleichung 4-8*

Abgaben:

$$Qa_{(t)} \leq Qmax$$

*Gleichung 4-9*

### 4.2.2 Realisierung im Modell

Ziel der Optimierung ist es, den maximalen Abfluss nach dem Zusammenfluss der Erft mit der Swist zu minimieren, sowie den maximalen Abfluss zwischen Becken und Zusammenfluss nicht zu überschreiten. Diese Zielgröße und weitere (siehe Kap. 4.2.3) sind das qualitative Maß, an dem der Algorithmus die variierten Parameter beurteilt. Im hier vorliegenden Fall – der Anwendung der Evolutionstheorie zur Optimierung einer Speichersteuerung - sind die variierten Parameter den zu optimierenden Abgaben gleich zu setzen. Diese Parameter werden auf Basis einer normalverteilten Zufallszahl gezielt verändert und nach der Mutation wieder in das Modell übertragen. Das Modell errechnet daraufhin die Abflüsse und Speicherinhalte und bewertet diese mit Hilfe einer Zielfunktion. Das Ergebnis dieser Zielfunktion wird im den Optimierungsalgorithmus an die so genannte Qualitätsfunktion zurückgegeben. Dieser Rückgabewert ermöglicht dem Algorithmus mit der Qualitätsfunktion zu beurteilen, welche Variationsbreite und -richtung sich positiv oder negativ auf das Ziel auswirkt. Der Algorithmus ist also vom Modell getrennt zu sehen. Er besitzt keine Information über den Zustand des Systems, außer dem Ergebnis der Zielfunktion. In Kap. 4.3 wird auf die Funktionsweise und Umsetzung der Evolutionsstrategie näher eingegangen.

Da der Optimierungsalgorithmus die Abgaben aus dem Speicher variiert, ist es nur sinnvoll, die Restriktionen in Gleichung 4-7 und Gleichung 4-9 im Algorithmus selbst abzubilden. Die Nichtnegativitätsbedingung in Gleichung 4-6 entfällt, da sie mit der Mindestanforderung  $Q_a \geq Q_{\min}$  in Gleichung 4-7 erfüllt wird. Der Algorithmus ist also derart programmiert, nur Abgaben in den o.g. Grenzen auf ihre Qualität zu prüfen (siehe 4.3).

Da  $Q_z$  durch die Zuflussganglinie und  $Q_a$  in Form der variierten Parameter gegeben, kann mit Gleichung 4-3 der Speicherinhalt in jedem Zeitschritt  $\Delta t$  errechnet werden. Der Speicherinhalt muss der Kapazitätsbeschränkung in Gleichung 4-8, sowie der Nichtnegativitätsbedingung in Gleichung 4-4 genügen. Daraus folgt:

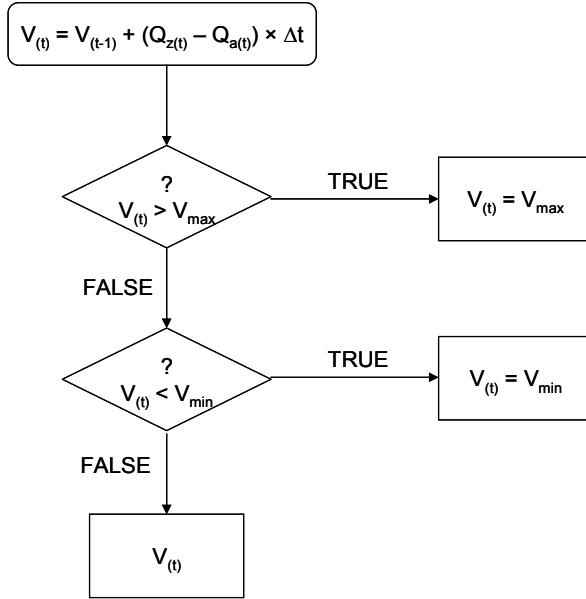


Abbildung 4-9: Flussdiagramm 1

Wenn der Speicher in einem Zeitschritt die Nichtnegativitätsbedingung oder die Begrenzung des maximalen Inhalts nicht erfüllt, muss der Abfluss den Verhältnissen angepasst werden, obwohl hinsichtlich des Abflusses keine Restriktionen verletzt werden. Läuft der Speicher über oder leer, muss  $Q_a = Q_z$  gesetzt werden.

Für diesen Fall müssen die vom Optimierungsalgorithmus vorgeschlagenen Abgaben mit Hilfe des in Abbildung 4-10 dargestellten Schemas durch Abgaben ersetzt werden, die dieser Bedingung genügen:

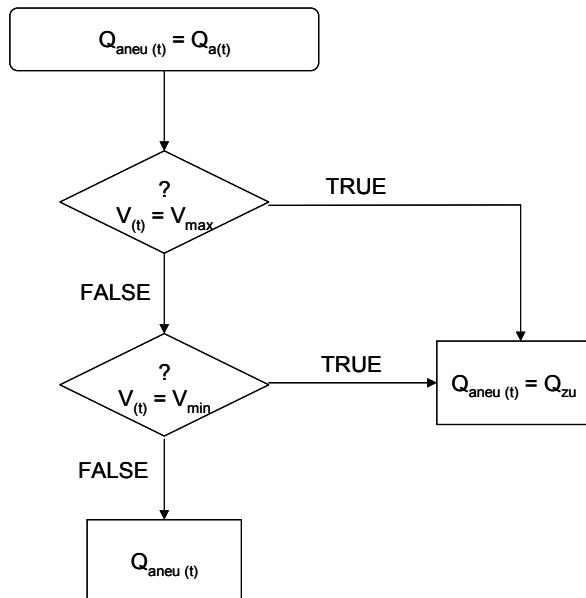


Abbildung 4-10: Flussdiagramm 2

Da es sich um diskretisierte Gleichungen handelt, muss im Zeitschritt  $t$ , in dem der Speicher leer läuft, das überschüssige Volumen abgegeben oder im Falle des Überlaufs das vorhandene Restvolumen zurückgehalten werden. Abbildung 4-10 wird erweitert zu:

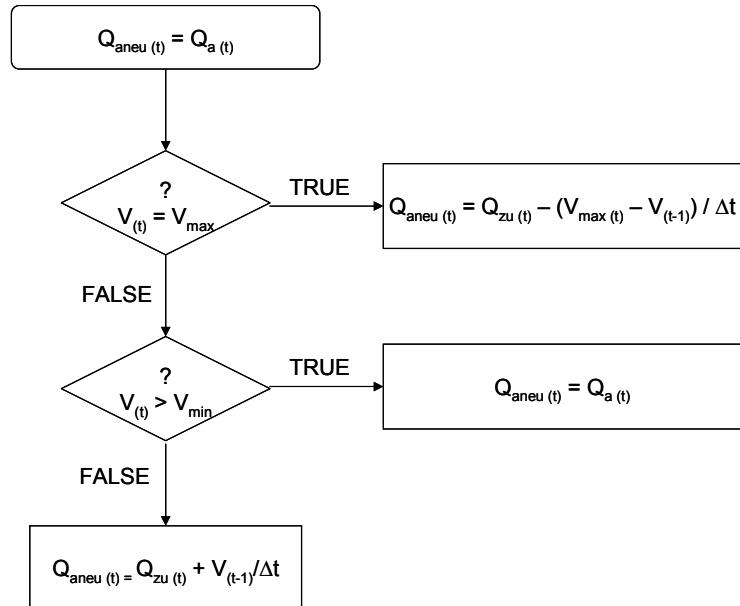


Abbildung 4-11: Flussdiagramm 3

Die variierten Abgaben des Algorithmus werden also überschrieben, wenn die an den Speicherinhalt gestellten Restriktionen durch eine zu hohe oder zu niedrige Abgabe nicht eingehalten werden. Dadurch ist gewährleistet, dass das Model immer innerhalb der physikalischen Grenzen arbeitet, unabhängig davon, ob die variierten Abgaben (Parameter), die der Algorithmus ausgibt, die Restriktionen erfüllen oder nicht.

#### 4.2.3 Die Zielfunktion

Das Primärziel einer optimierten Steuerung im Hochwasserfall ist die Minimierung der Risiken für die Bevölkerung und der entstehenden Schäden.

Betrachtet wird hier der qualitative Verlauf der Schäden in Abhängigkeit des Abflusses, der hier nach /Baumgartner 1980/ im Normalfall der Funktion in Abbildung 4-12 folgt.

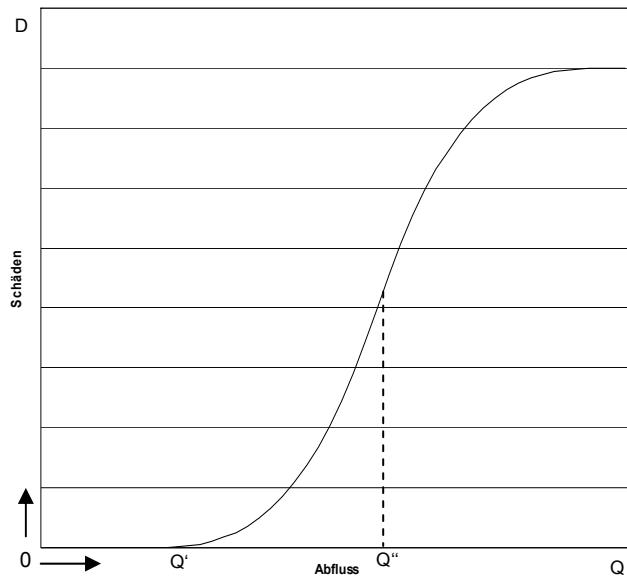


Abbildung 4-12: Typische Schadenskurve /Baumgartner 1980/

Da die Lage der zu schützenden Gebiete und die Höhe der Schäden in Abhängigkeit der Abflüsse aufgrund der unzureichenden Datenbasis nicht bestimmt werden konnten, wurde der Ansatz von /Hughes 1971/ angewandt und  $Q'$  zu null gesetzt. Dort wird die Entwicklung der Funktion auf den Bereich zwischen  $Q'$  und  $Q''$  beschränkt (Abbildung 4-13).

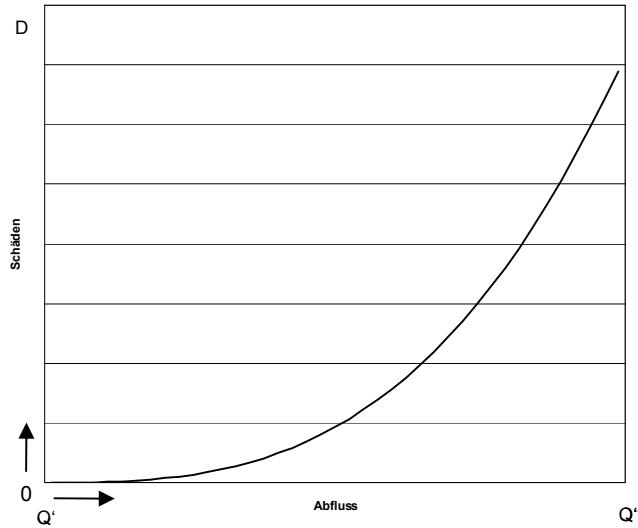


Abbildung 4-13: Ansatz nach /Hughes 1971/

Unter dieser Annahme vereinfacht sich die Schadensfunktion stromabwärts zu

$$D = C \times Q^x ; \quad x > 1$$

Gleichung 4-10

$D$  : Schadenskosten  
 $C$  : Schadenskonstante  
 $Q$  : Scheitelwert des Abflusses

Diese Annahme hat zur Folge, dass der Algorithmus annimmt alle Abflussmaxima größer null seien Schadenswirksam. Das Modell optimiert daher konservativ alle Hochwasserereignisse in Abhängigkeit der Potenz des qualitativen Schadenverlaufs.

Der erste Teil der Zielfunktion ergibt sich mit dem oben beschriebenen Ansatz nach Hughes:

$$Z_I = C_Q \cdot (Q_{max})^x$$

Gleichung 4-11

$Z_I$  : Teilzielfunktion 1  
 $Q_{max}$  : Scheitelabfluss  
 $C$  : Konstante

Da Modell und Optimierungsalgorithmus voneinander getrennt sind, muss die Restriktion in Gleichung 4-8 ( $V_t \leq V_{max}$ ), das Überlaufen des Speichers, in die Zielfunktion eingearbeitet werden. Dieses zweifache Einarbeiten der Restriktion ist notwendig, da sonst ein Optimum gefunden wird, bei dem der Speicher zum Überlaufen gebracht wird. Um das Überlaufen des Speichers zu verhindern, muss die Information in die Zielfunktion eingehen, da der Wert der Zielfunktion die einzige Entscheidungsgröße ist, die dem Algorithmus in Form der Qualität als Orientierung dient. Die „Blindheit“, die durch das Überschreiben der vom Optimierungsalgorithmus variierten Abgaben entsteht (siehe 4.2.2 Ende), wird mit diesem Vorgehen ausgeglichen. Um diesen Ausgleich herzustellen, wird das Überlaufen des Speichers mit einem Strafwert versehen. Die Höhe dieses Strafwertes ergibt sich aus der Häufigkeit des Überlaufens:

$$Z_2 = C_N \cdot N_{Vmax}$$

Gleichung 4-12

- $Z_1$  : Teilzielfunktion 2
- $N_{Vmax}$  : Anzahl der Zeitschritte in denen entlastet wurde
- $C_N$  : Konstante

Damit ist gewährleistet, dass der Optimierungsalgorithmus eine Information darüber besitzt, ob und wie häufig der Speicher überläuft, obwohl die variierten Abgaben überschrieben werden.

Nach dem Speichern der Zuflüsse muss der Speicherinhalt möglichst schnell wieder entleert werden. Der Algorithmus muss im Bereich, in dem die Zuflüsse geringer werden, die Abgaben erhöhen, um den Speicher wieder leer laufen zu lassen.

Bewährt hat sich folgende Vorgehensweise:

$$Z_3 = \sum_{i=0}^i \tilde{Q}_i \quad \text{mit} \quad \tilde{Q}_i = \begin{cases} (Q_{a(t)} - Q_{a(t-1)})^2 & \text{wenn } V_{(t)} < V_{(t-1)} \text{ und } Q_{a(t)} > Q_{a(t-1)} \\ 0 & \text{sonst} \end{cases}$$

Gleichung 4-13

Hier werden im Bereich der Speicherentleerung in den Fällen Strafpunkte vergeben, in denen die Abgabe im Zeitschritt t-1 kleiner ist als die Abgabe im Zeitschritt t.

In der praktischen Anwendung hat es sich als unerlässlich herausgestellt, klare Prioritäten zu setzen, welches Einzelziel als erstes erfüllt werden soll, welches als zweites und als drittes. Daher werden Wichtungsfaktoren eingeführt:

Die Gesamtzielfunktion setzt sich aus den gewichteten Einzelzielen zusammen:

$$Z_g = k_1 * Z_1 + k_2 * Z_2 + k_3 * Z_3$$

Gleichung 4-14

Gut bis sehr gut konvergierte die Zielfunktion mit Werten für  $k_1$  zwischen 1 und 2, für  $k_2$  zwischen 500 und 1000 und  $k_3$  im Bereich von 0,3 bis 0,75.

#### 4.2.4 Beispiel einer Optimierung

Abbildung 4-14 zeigt die Ganglinien eines ungesteuerten Hochwasserereignisses. In rot dargestellt ist der gemessene Zulauf zum Becken, der in diesem ungesteuerten Fall gleich dem Ablauf des Beckens ist. Die grüne Linie zeigt die Messung am Pegel Weilerswist. Entsprechend Abbildung 4-1 errechnet sich die blaue Ganglinie durch Addition der Pegelmessung Weilerswist mit den in jedem diskretisierten Zeitschritt transformierten Abgaben. Der Speicherinhalt ist gleich 0, und der Scheitelabfluss am Pegel Bliesheim beträgt in diesem ungesteuerten Fall ca.  $55 \text{ m}^3/\text{s}$ .

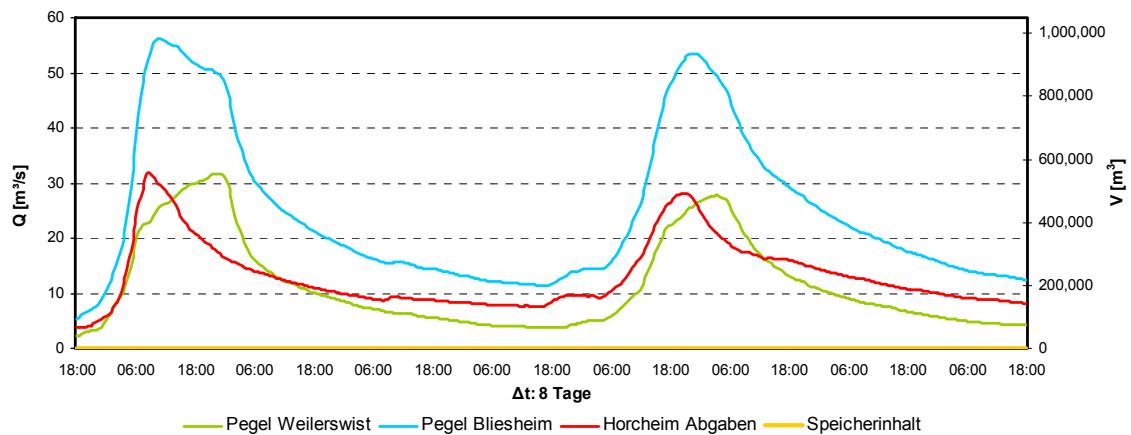


Abbildung 4-14: Ungesteuerte Ganglinien

Mit Hilfe der optimierten Steuerung kann der Scheitelabfluss am Pegel Bliesheim, durch Minimierung des Zielfunktionswertes, auf unter  $40 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert werden. Abbildung 4-15 zeigt in rot die von der Zuflussganglinie (rot dünn) nun abweichende Abgabe, in orange ist die Speicherinhaltslinie dargestellt. Das Modell arbeitet innerhalb der in 4.2.1 geforderten Restriktionen und der Algorithmus optimiert die Abgaben entsprechend der in 4.2.3 entwickelten Zielfunktion.

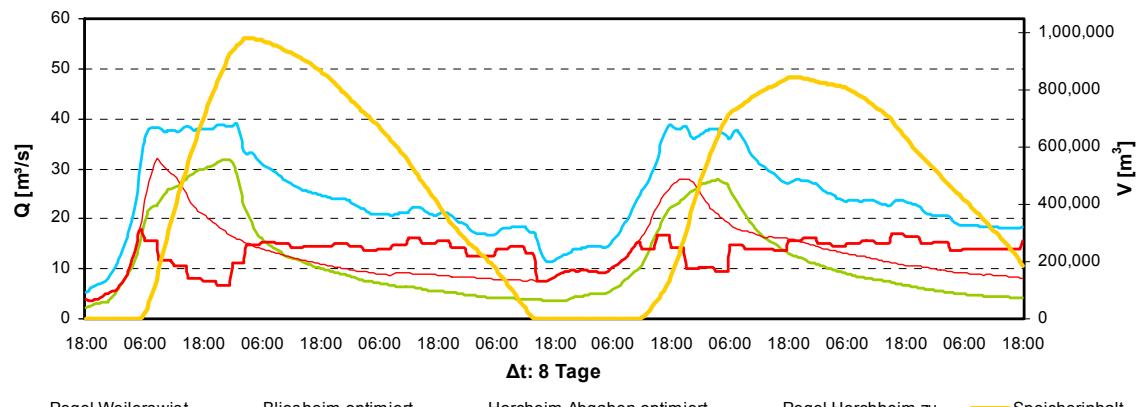


Abbildung 4-15: Optimierung mit  $Z_g = k1 * Z1 + k2 * Z2 + k3 * Z3$

Der Algorithmus steuert die Abgaben in der Art, dass beim Scheitelabfluss am Pegel Weilerswist die Abgabe am Becken Horchheim am geringsten ist. Nach dem kritischen Bereich stellt er die Abgaben so ein, dass der Speicher sich schnell entleert.

Die abschnittsweise linearen Abgaben sind dadurch bedingt, dass diese über einen Zeitraum von drei Stunden konstant gehalten werden, um die Zahl der zu mutierenden Parameter (siehe folgendes Kapitel) zu verringern, da für das oben gezeigte Ergebnis ca. 1.000 Iterationen (Generationen) mit einer Rechenzeit von ca. 30 min erforderlich sind.

### 4.3 Evolutionsstrategie

In Amerika und Deutschland wurden unabhängig voneinander beinahe zeitgleich mathematische Modelle zur Abbildung der Evolution entwickelt. John Holland konzentrierte sich auf die informationstheoretischen Aspekte der Evolution, Rechenberg arbeitete an einem möglichst leistungsfähigen Such- und Optimierungsalgorithmus. Die Evolutionsstrategie als mathematische Modellvorstellung der Evolutionsvorgänge führte bei technischen Problemen zu guten Resultaten /Rechenberg, 1994/. Mutation, Rekombination und Inversion sind die Prozesse, welche die genetischen Phänomene berücksichtigen /Lohr 2001/.

#### **Mutation**

Innerhalb der Evolutionsstrategie ist die Mutation der zentrale Prozess zur Veränderung von Genen. Beginnend bei den Eltern (Startwert), erzeugt sie von den Eltern gering-

fügig veränderte Nachkommen, deren Änderung sowohl positiver als auch negativer Natur sein kann. Mathematisch ausgedrückt lautet die Mutationsvorschrift:

$$x_N = x_E + z$$

*Gleichung 4-15*

$x_E$ : Wert der elterlichen Parameter

$x_N$ : Neuer Wert des Nachkommen

$z$ : Zufallszahl

Für die Bestimmung der Zufallszahl existieren unterschiedliche Ansätze. Für die hier vorliegende Problemstellung hat es sich als vorteilhaft erwiesen, eine adaptive Schrittweitensteuerung einzusetzen. Hierbei wird die Mutationsschrittweite selbst Gegenstand der Evolution. Die Schrittweitenvariation der vorausgegangenen Generationen wird gemittelt und als Normschrittweite  $\delta_N$  für die Folgegenerationen angesetzt. Nach /Rechenberg, 1994/ kann die Zufallszahl  $z$  wie folgt ermittelt werden:

$$z = \delta_N \cdot zN$$

*Gleichung 4-16*

mit der Schrittweite  $\delta_N$  der Nachkommen:

$$\delta_N = \alpha^{expo} \cdot \delta_E$$

*Gleichung 4-17*

und der normalverteilten Zufallszahl:

$$zN = \sqrt{-2 \cdot \frac{LN(1-RND)}{N} \cdot \sin(2 \cdot \pi \cdot RND)}$$

*Gleichung 4-18*

- RND* : Gleichverteilte Zufallszahl zwischen 0 und 1
- LN* : natürlicher Logarithmus
- Π* : Pi = 3.1415
- N* : Gesamtzahl der Gene (Parameter) in einem Individuum (Parametersatz)
- zN* : Normalverteilte Zufallszahl mit der Standardabweichung  $\sigma = \frac{1}{\sqrt{N}}$
- expo* : entweder +1 oder -1
- α* : Faktor (bei Rechenberg zu 1,3 gesetzt)
- $\delta_E$  : Schrittweite des Elters
- $\delta_N$  : Schrittweite des Nachkommen

### Rekombination

Durch zufälliges Ziehen von Parametern aus zwei Eltern wird ein Nachkomme gebildet.

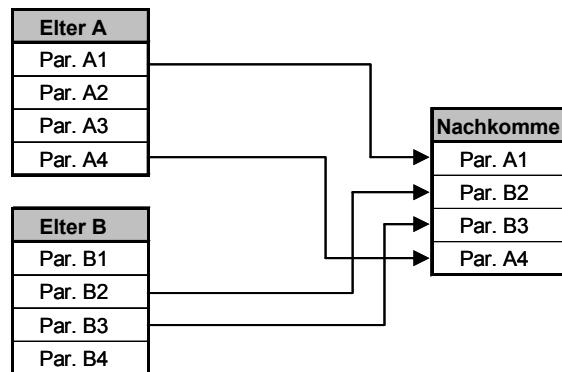


Abbildung 4-16: Vorgang der Rekombination

### **Inversion**

Durch Tauschen der Positionen der einzelnen Gene (Parameter) entsteht ein Nachkomme.

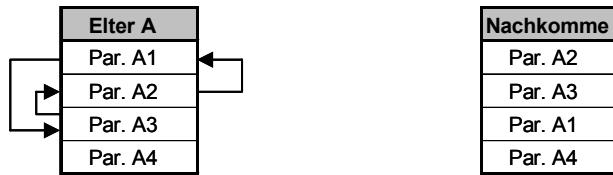


Abbildung 4-17: Vorgang der Inversion

Unter Inversion versteht man das Vertauschen von äquivalenten Genen (Parametern).

Der Übergang von den Eltern zu den Nachkommen, in der Evolutionsstrategie Generationswechsel genannt, wird durch Mutation, Rekombination und Inversion bestimmt. Für jede Problemstellung kann die Anzahl der Generationen sowie die Anzahl der Eltern und Nachkommen unterschiedlich sein. Nach /Rechenberg 1994/ scheint es für jede Aufgabe eine optimale Kombination aus Eltern und Nachkommen zu geben.

### **Anwendung der Evolutionsstrategie im Modell**

Ein Vorteil der Evolutionsstrategie liegt nach /Lohr 2002/ in der generalisierten Optimierung, infolge derer die Anforderungen an den Algorithmus hinsichtlich Flexibilität und angemessener Abbildung der Parameter erfüllt sind. Durch die Generalisierung beschränkt sich der notwendige Datenaustausch zwischen Simulationsmodell und Optimierungsmodell auf die Übergabe der Zielfunktionswerte und Regelparameter (siehe Abbildung 4-18).

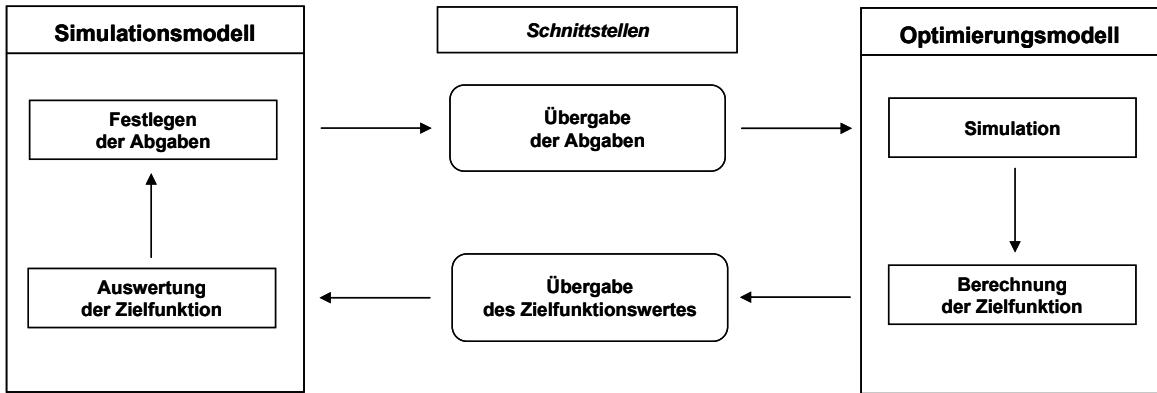


Abbildung 4-18: Datenaustausch zwischen Optimierung und Simulation /Lohr 2002/

Das Optimierungsproblem besteht darin, die Größen der zu tätigenden Abgaben in Abhängigkeit der Scheitelabflüsse am Pegel Bliesheim anzugeben. In Abbildung 4-19 ist der Ablauf des Algorithmus als Nassi-Schneidermann-Struktogramm dargestellt. Wie in Kap. 4.2.1 beschrieben, sollten die Restriktionen in Gleichung 4-7 und Gleichung 4-9 im Optimierungsalgorithmus realisiert werden. Durch die Mutation der einzelnen Abgaben mit der Schrittweite  $\delta_N$  kann es vorkommen, dass eine Abgabe bestimmt wird, die unterhalb des Mindestabflusses oder oberhalb des Maximalabflusses liegt. Um dies zu verhindern, könnte man alle mutierten Abgaben, die außerhalb der Restriktionen liegen, auf den Randwert setzen, was den Nachteil einer Wertehäufung an den Restriktionsgrenzen zur Folge hätte. Als in der Praxis vorteilhafter hat es sich erwiesen, die Mutation im Falle einer Verletzung der Grenzen zu wiederholen (siehe Abbildung 4-19 Mitte). Mit einer Do-Loop-Until Schleife wird der Prozessschritt so lange wiederholt, bis die Abgabe im zulässigen Bereich liegt. Falls das Optimum der Abgabe in diesem Zeitschritt tatsächlich in Randnähe liegt, wird durch die Anpassung der Schrittweite gewährleistet, dass die Abgabe in infinitesimalen Abstand zum Rand liegt.

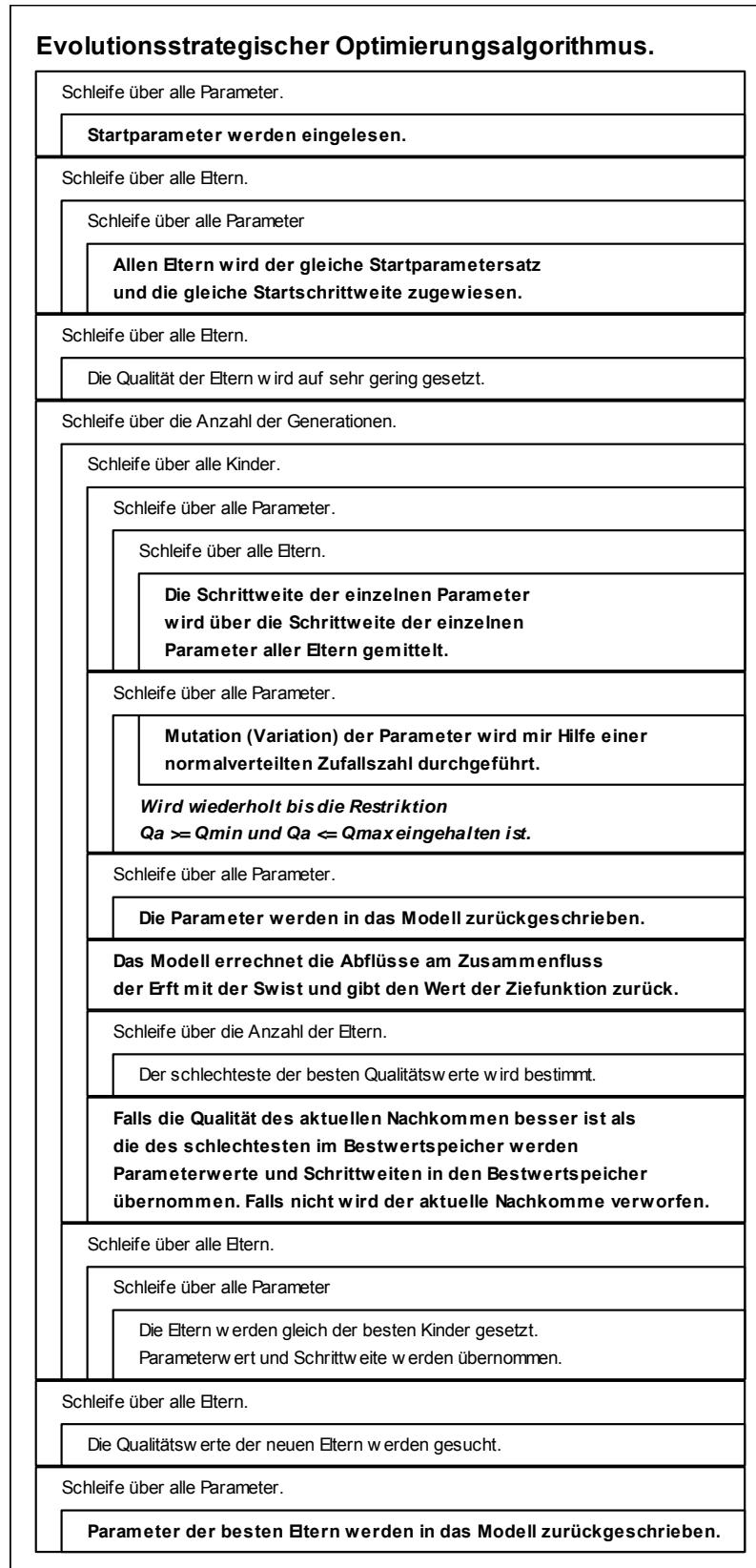


Abbildung 4-19: Struktogramm des Optimierungsalgorithmus

## 5 Möglichkeiten und Grenzen der Optimierung

Als Datengrundlage für die Optimierung dienten erneut die zehn größten am Pegel Bliesheim gemessenen Abflussereignisse, die im Zeitraum vom 03.10.1983 und 01.11.2002 auftraten (siehe Tabelle 5-1).

[j / m]	Ereignis				Pegelmessungen		
	Simulationszeitraum		$\Delta t$ [d]	Anzahl d. Maxima	Horchheim	Weilerswist	Bliesheim
	von	bis			$Q_{\max}$ [m³/s]	$Q_{\max}$ [m³/s]	$Q_{\max}$ [m³/s]
1984/02	06.02.84 12:00	10.02.84 12:00	4,0	2	11,4	21,2	35,9
1984/05	28.05.84 13:03	08.06.84 13:03	11,5	2	29,0	46,6	56,2
1984/11	22.11.84 18:00	25.11.84 18:00	3,0	1	12,4	21,4	36,2
1987/02	27.02.87 00:00	06.03.87 00:00	7,5	2	32,2	25,8	44,9
1987/06	30.06.87 15:00	02.07.87 06:00	0,6	1	15,2	21,7	26,7
1988/03	11.03.88 18:00	18.03.88 18:00	7,0	3	25,6	23,7	38,4
1989/04	21.04.89 18:00	24.04.89 10:00	8,0	2	32,0	31,7	45,3
1992/06	20.06.92 12:00	22.06.92 12:00	2,0	1	30,2	23,6	41,6
1993/12	20.12.93 03:00	25.12.93 03:00	5,0	2	26,4	20,6	41,2
2002/05	21.04.89 18:00	22.04.89 18:00	3,0	1	26,8	26,0	41,7

Tabelle 5-1: Übersicht über die gewählten Hochwasserereignisse

### 5.1 Anwendung des Optimierungsmodells

Zum Vergleich der Pegelmessung mit den Ergebnissen im Optimierungsmodell (Excel-Modell) diente das Ereignis 1988/03 mit  $38,4 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $HQ_5 = 37,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $HQ_{100} = 61,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Da bei diesem Ereignis mit dem HRB Horchheim in das Abflussgeschehen eingegriffen wurde, mussten mit Hilfe der Speicherinhaltslinie die damaligen Abgaben des HRB Horchheim rückgerechnet werden. In Abbildung 5-1 ist grün die Modellrechnung mit den rückgerechneten Abgaben dargestellt, blau der gemessene Abfluss am Pegel Bliesheim.

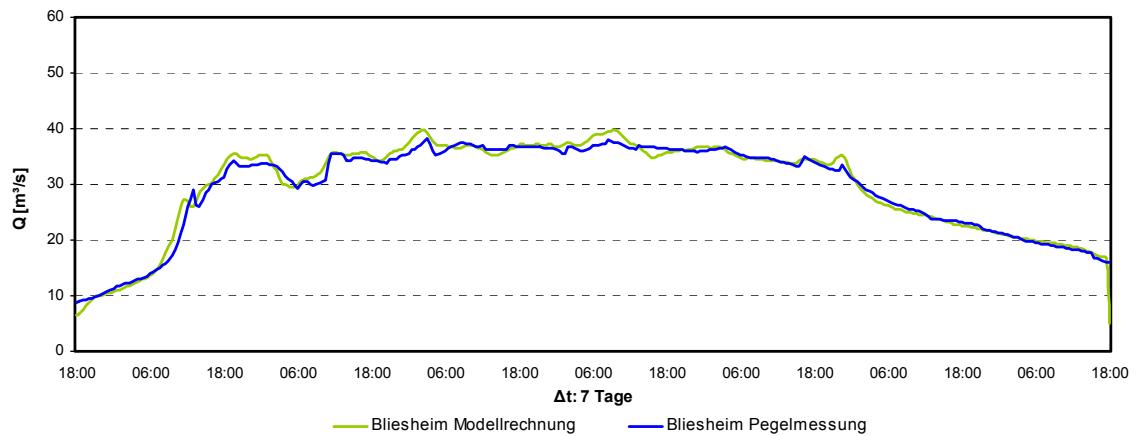


Abbildung 5-1: Vergleich Modell zu Messung

Das errechnete Abflussmaximum liegt bei  $39,7 \text{ m}^3/\text{s}$ , das gemessene bei  $38,4 \text{ m}^3/\text{s}$ . Der maximale Abfluss der Messung tritt einen Zeitschritt (30 min) nach dem gemessenen auf. Das errechnete Gesamtdurchflussvolumen beträgt  $17.960.000 \text{ m}^3$ , das gemessene  $17.790.000 \text{ m}^3$ . Damit liegt das gemessene Abflussvolumen um  $170.000 \text{ m}^3$  unter dem errechneten, obwohl auf der Fließstrecke zwischen HRB Horchheim und dem Pegel Bliesheim das Gebiet Straßfelder Fließ in die Erft entwässert. Die Volumenbilanz des Modells hat einen Fehler von etwa 0,5 %.

Volumendifferenzen sowie Differenzen bezüglich des Abflussmaximums treten zwischen Modell und Messung in mehreren Ereignissen auf. Abbildung 5-2 ist ein Vergleich der gemessenen maximalen Abflüsse mit den errechneten ungesteuerten Abflüssen. Blau dargestellt sind die ungesteuerten Abflüsse, rot die gemessenen Abflüsse und oben hellblau die Maxima der Speicherinhalte. Es liegt nahe, dass die Maximalabflussdifferenzen in 1987/02, 1988/03, 1989/04, 1993/12 und 2002/05 auf den Einfluss der damaligen Steuerung des Beckens Horchheim zurückzuführen sind, wie das rückgerechnete Ereignis 1988/03 (siehe Abbildung 5-1), hier in grün dargestellt, zeigt.

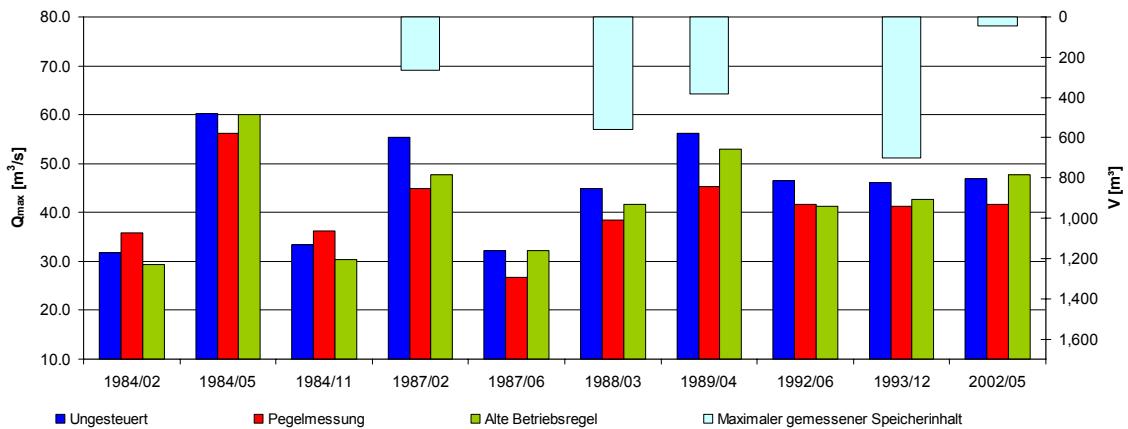


Abbildung 5-2: Vergleich Pegelmessung zu ungesteuerten Abgaben mit Speicherinhalten.

Im Jahr 1984 wurde nach Auskunft des Erftverbands in das Abflussgeschehen eingegriffen, allerdings sind die Speicherfüllungskurven, die für eine Rückrechnung nötig wären, nicht verfügbar. Daher bleibt an dieser Stelle ungeklärt, wie es zu einer Aufhöhung des Scheitelabflusses im Frühjahr und Herbst des Jahres 1984 kommt.

### 5.1.1 Optimierungspotenzial

Abbildung 5-3 zeigt, welchen Einfluss eine optimierte Speichersteuerung auf den Ablauf von Hochwasserwellen und deren Spitzenabfluss nehmen kann. Dargestellt sind die ungesteuerten maximalen Abflüsse in blau, in rot mit optimierter konstanter Abgabe und in grün mit dynamischer Steuerung.

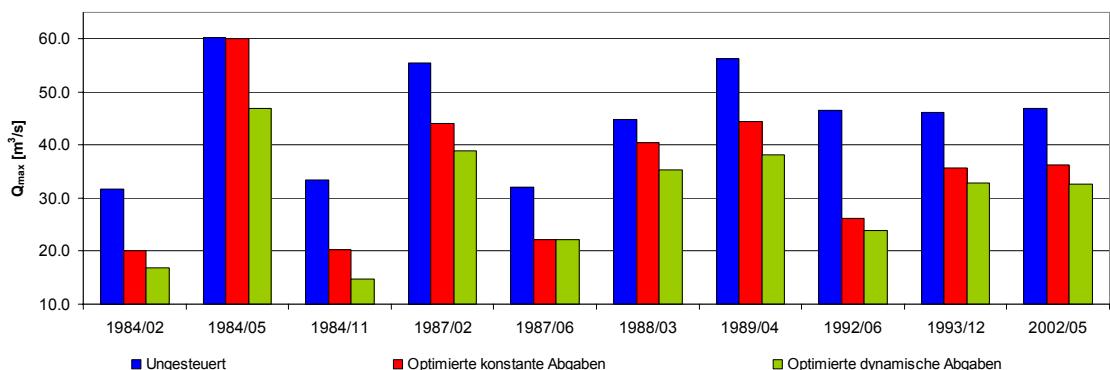


Abbildung 5-3: Vergleich von  $Q_{max}$  am Pegel Bliesheim bei verschiedenen Abgabearten

Die Scheitelabflüsse aller Ereignisse konnten mit Hilfe beider Steuerungsarten reduziert werden. Im Durchschnitt lässt sich mit Hilfe einer optimierten konstanten Abgabe

eine Spitzenabflussreduzierung um mehr als ca. 20 % erreichen, mit Hilfe der dynamischen Abgabe eine Reduzierung des Spitzenabflusses um mehr als ca. 30 %.

Ereignis	Ungesteuert		Optimierung der konstanten Abgabe pro Ereignis					Optimierung mit dynamischen Abgaben				
	P. Bliesheim	Konst. Abgabe	P. Bliesheim	$\Delta Q$ zu Ungest.	$\Delta$ zu Ungest.	P. Bliesheim	$\Delta Q$ zu kont. Abgabe	$\Delta Q$ zu kont. Abgabe	$\Delta Q$ zu Ungest.	$\Delta$ zu Ungest.		
	$Q_{max}$ [m³/s]	$Q$ [m³/s]	$Q_{max}$ [m³/s]	$Q_{max}$ [m³/s]	%	$Q_{max}$ [m³/s]	$Q_{max}$ [m³/s]	%	$Q_{max}$ [m³/s]	%		
1984/02	31.7	8.8	20.2	11.5	36.3 %	16.8	3.4	16.9 %	14.9	47.1 %		
1984/05	60.2	22.0	60.0	0.2	0.3 %	47.0	13.0	21.7 %	13.2	22.0 %		
1984/11	33.4	7.9	20.2	13.2	39.4 %	14.8	5.5	27.0 %	18.6	55.8 %		
1987/02	55.5	18.2	44.1	11.4	20.6 %	39.0	5.0	11.4 %	16.5	29.7 %		
1987/06	32.2	0.5	22.2	9.9	30.9 %	22.2	0.0	0.0 %	9.9	30.9 %		
1988/03	44.9	16.8	40.5	4.4	9.8 %	35.2	5.3	13.0 %	9.7	21.6 %		
1989/04	56.2	12.6	44.4	11.8	21.0 %	38.2	6.2	13.9 %	18.0	32.0 %		
1992/06	46.5	2.7	26.1	20.4	43.8 %	23.9	2.2	8.5 %	22.6	48.6 %		
1993/12	46.1	15.1	35.7	10.5	22.7 %	32.8	2.9	8.0 %	13.3	28.9 %		
2002/05	46.9	10.2	36.2	10.7	22.8 %	32.6	3.6	9.9 %	14.3	30.5 %		
Arithmetisches Mittel					24.8 %				13.0 %		34.7 %	

Tabelle 5-2: Vergleich von  $Q_{max}$  am Pegel Bliesheim bei verschiedenen Abgabearten

Wie groß die Einflussmöglichkeiten auf das Abflussgeschehen sind, hängt bei der konstanten Steuerung stark, bei der dynamischen Steuerung etwas weniger, von der Form der Ganglinie und dem zeitlichen Einsetzen der Maxima ab.

Als Beispiel zur Erläuterung sei das Hochwasser im Februar 1987 gewählt. Gänzlich ungesteuert (Abgabe entspricht dem Zufluss) hätte dieser Niederschlag am Pegel Bliesheim zu Abflüssen von  $55 \text{ m}^3/\text{s}$  geführt (siehe Tabelle 5-2 und Abbildung 5-4). Das  $HQ_{100}$  liegt bei  $61,0 \text{ m}^3/\text{s}$ . Durch die Optimierung der konstanten Abgabe ( $18 \text{ m}^3/\text{s}$ ) kann der Abfluss auf  $44 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert werden. Bei dieser konstanten Abgabe ist gerade Vollfüllung des Beckens Horchheim erreicht (siehe Abbildung 5-5). Der Einsatz veränderlicher Abgaben ermöglicht es, den Abfluss weiter zu senken. Wie in Abbildung 5-6 sichtbar, optimiert der Algorithmus die Abgaben so, dass sich am Pegel Bliesheim ein konstanter Abfluss von  $39 \text{ m}^3/\text{s}$  einstellt.

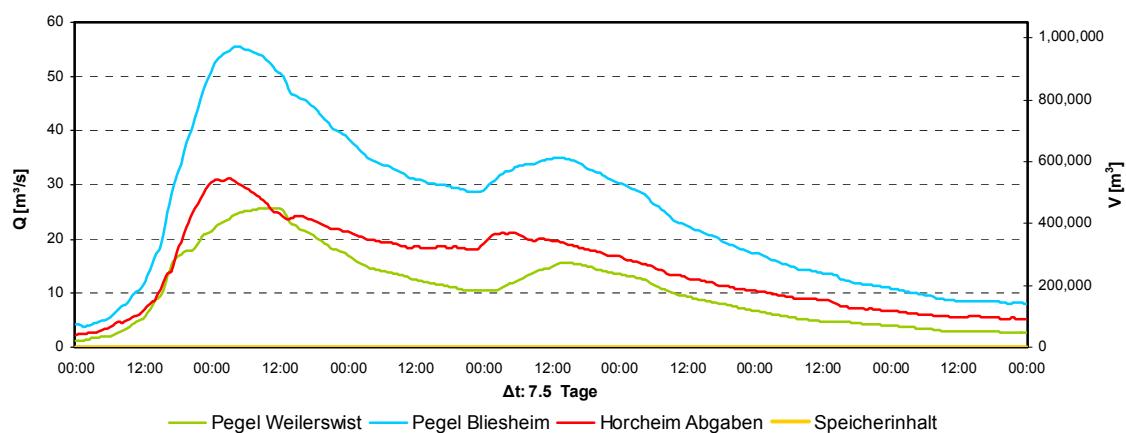


Abbildung 5-4: Ereignis 1987/02 ohne Steuerung

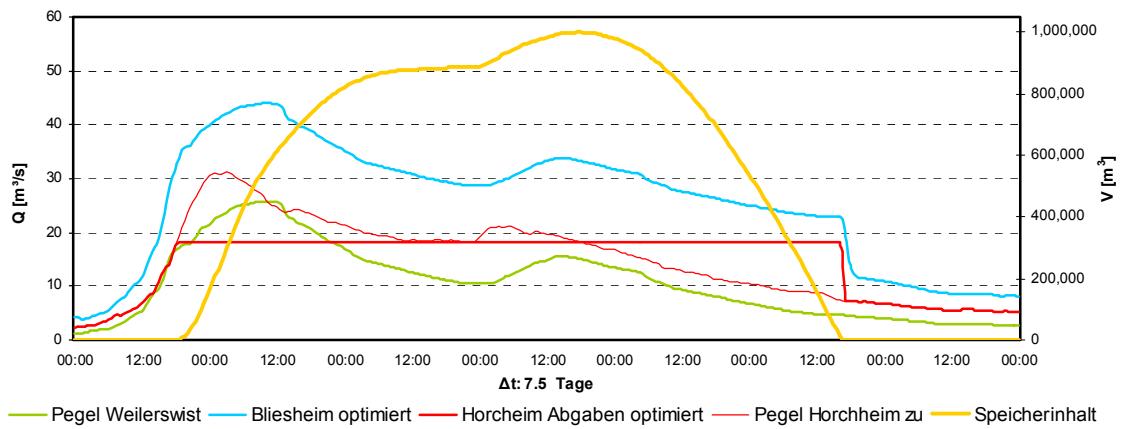


Abbildung 5-5: Optimierte konstante Abgabe für das Ereignis Februar 1987

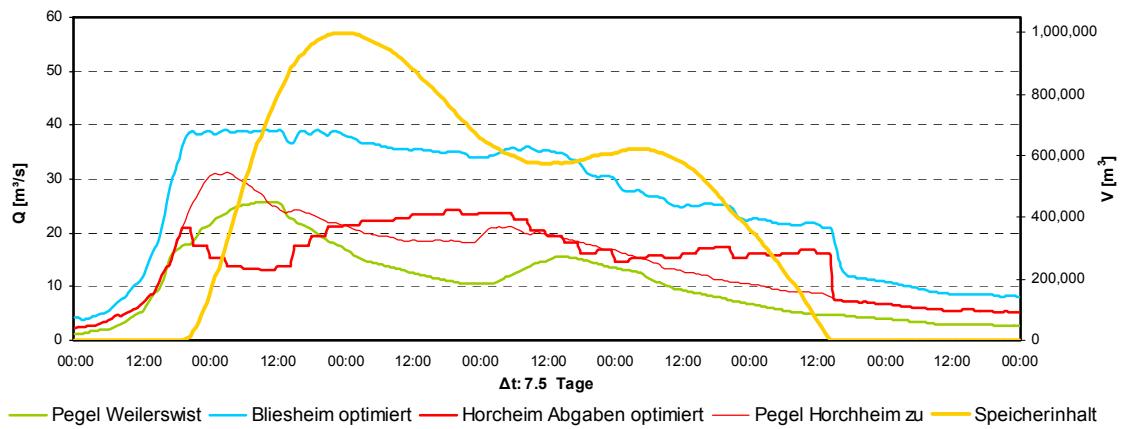


Abbildung 5-6: Dynamische Abgaben für das Ereignis Februar 1987

Der Vorteil der dynamischen Steuerung liegt im Wesentlichen in der Möglichkeit, Abgaben so einzustellen, dass diese genau dann reduziert werden, wenn der Zufluss aus der Swist steigt. Umgekehrt können die Abgaben erhöht und das in Anspruch genommene Speichervolumen wieder freigegeben werden, wenn der Zufluss aus der Swist und der Erft sinkt.

Da es sich in diesem Fall um ein Einspeicherproblem mit einer zweiten Zuflusswelle handelt, ist eine händische Optimierung des konstanten Abflusses mit Hilfe des entwickelten Modells möglich. Durch geschickte Variation kann der optimale konstante Abfluss für ein Hochwasserereignis gefunden werden. Selbst bei dynamischen Abgaben ist es für diese Problemstellung grundsätzlich möglich, die Abgaben manuell zu optimieren. Da man aber nicht weiß, wo der gerade noch mögliche Zielabfluss liegt, muss man iterativ vorgehen.

### 5.1.2 Vergleich Messung und Optimierung

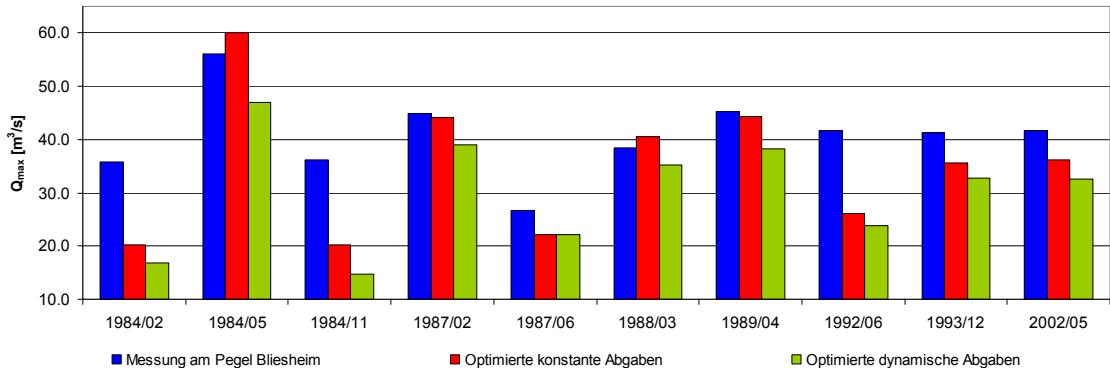


Abbildung 5-7:  $Q_{max}$  am P. Bliesh. im Vergleich mit optimierten Abgaben und gem. Abflüssen

Trotz der konservativen Annahme der ungesteuerten Abflüsse (siehe 5.1) zeigt sich bei einer Optimierung der dynamischen Abgaben in allen Fällen erheblicher Spielraum bei der Reduzierung der Scheitelabflüsse (siehe Abbildung 5-7). Bei einer optimierten konstanten Abgabestrategie liegt der Scheitelabfluss am Pegel Bliesheim über dem gemessenen.

Hier wirken sich die beschriebenen Volumen und Scheitelabflussdifferenzen aus.

### 5.1.3 Betriebsregel 2002

In Abbildung 5-8 wird der unbeeinflusste Hochwasserabfluss mit der Wirkung der Betriebsregel 2002 verglichen. In den Ereignissen 1984/02, 1984/11, 1987/06, 1988/03, 1992/06, 1993/12 und 2002/05 wird entsprechend der Betriebsregel 2002 nicht in das Abflussgeschehen eingegriffen, da die Abflüsse der Erft unter  $30 \text{ m}^3/\text{s}$  und am Pegel Bliesheim der Abfluss von  $55 \text{ m}^3/\text{s}$  nicht überschritten wird (siehe Anlage 8). Bei den Ereignissen 1987/02 und 1989/04 muss, um den örtlichen Hochwasserschutz zu gewährleisten, der Abfluss auf  $30 \text{ m}^3/\text{s}$  beschränkt werden. Zusätzlich zeigt die Betriebsregel Wirkung bei den Hochwasserereignissen 1984/05, 1987/02 und 1989/04. Im ungesteuerten Fall wird der Abfluss von  $55 \text{ m}^3/\text{s}$  am Pegel Bliesheim überschritten, durch die Steuerung im Sinne der Betriebsregel werden die Abflüsse der Erft so eingestellt, dass diese Obergrenze nicht überschritten wird. Hier gewährleistet die zusätzliche Abgaberegel einen überörtlichen Hochwasserschutz.

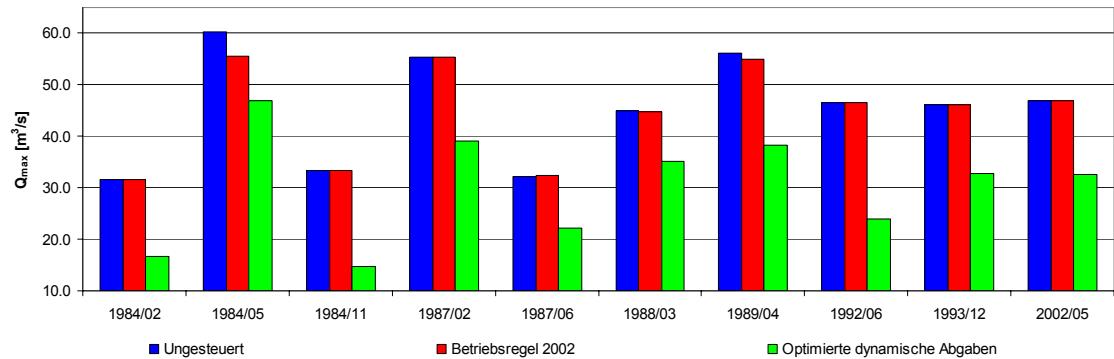


Abbildung 5-8: Vergleich von  $Q_{max}$ : Ungesteuert, Betriebsregel 2002, Dynamische Steuerung

### 5.1.4 Hochwasserentlastung

Durch das konservative Vorgehen, das Überlaufen nicht zuzulassen, werden optimale Steueranweisungen die durch Nutzung der HW-Entlastung eine weitere Reduzierung des maximalen Abflusses ermöglichen, nicht betrachtet. Daher an dieser Stelle ein Vergleich der Abflussmaxima bei Steuerungen ohne und mit Einsatz der HW-Entlastung.

Obwohl das Modell im Falle  $V_{(t)} = V_{max}$  die Abgaben gleich dem Zufluss setzt und die Seeretention nicht beachtet, war es möglich bei der Optimierung der konstanten Abgaben durch Inanspruchnahme der Hochwasserentlastung die Abflüsse um rund 5% zu reduzieren. Bei der Optimierung der dynamischen Abgaben fiel die Reduzierung geringer aus. Hier waren es nur 3%.

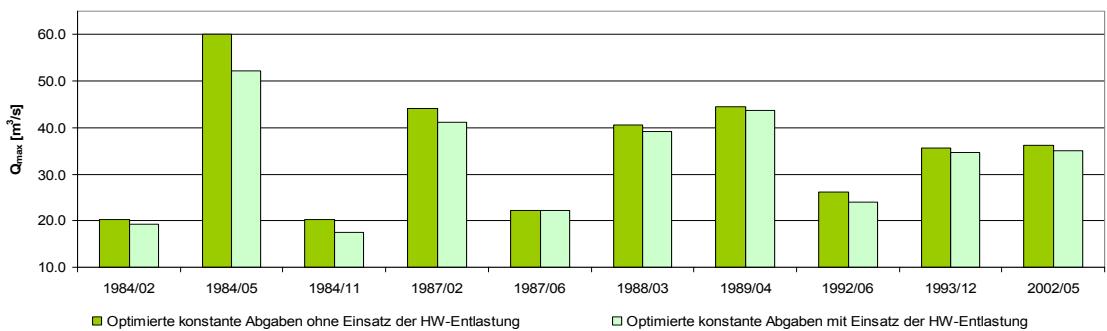


Abbildung 5-9:  $Q_{max}$  am P. Bliesheim im Vergl. ohne und mit Einsatz der HW-Entlastung (konst.)

Besonders verhält sich dieser Umstand beim größten der gemessenen Ereignisse im Mai 1984. Hier ist es erst durch Nutzung der Hochwasserentlastung möglich, den Scheitelabfluss zu reduzieren.

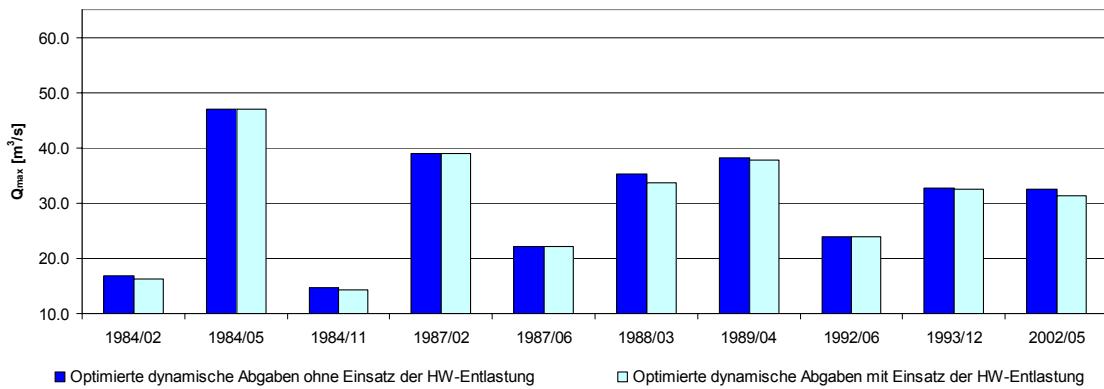


Abbildung 5-10:  $Q_{max}$  am P. Bliesheim im Vergl. ohne und mit Einsatz der HW-Entlastung (dyn.)

Wenn man das Ereignis 1984/05 ausklammert, lässt sich feststellen, dass auf Grund des geringen Effekts die Nutzung der Hochwasserentlastung keine Alternative darstellt, da im Falle einer geringfügig falschen Wahl der Abgaben die Erhöhung der Scheitelabflüsse die Folge ist. Bei einer Abschätzung der Fehler könnte es jedoch von Vorteil sein, zu wissen wie groß diese Spanne zwischen Optimum mit und ohne der Nutzungen der Hochwasserentlastung ist.

## 5.2 Grenzen der Optimierung

### 5.2.1 Im Modellierten System

Kennzeichnend für die Hochwassersituation im hier betrachteten Gebiet sind zwei Umstände. Zum einen hatte die Hälfte der betrachteten Ereignisse zwei oder mehr Maxima, zum anderen trifft der Scheitelabfluss der Erft in allen Fällen vor dem der Swist am Pegel Bliesheim ein.

Da das Hochwasserrückhaltebecken Horchheim keinen Dauerstau besitzt, besteht nicht die Möglichkeit der Vorentlastung, wie es beispielsweise bei Talsperren der Fall ist. Bei einer Steuerung mit konstantem Abfluss kann man zwar den Scheitel der Hochwasserwelle kappen und so einen örtlichen Hochwasserschutz gewährleisten, muss aber das gespeicherte Volumen zeitlich versetzt wieder abgeben. Da wie gesagt innerhalb des Systems häufig zwei oder mehr Abflussmaxima auftreten, ist es geboten das Becken beim Sinken der Zuflüsse sofort wieder zu entleeren. Genau dieses Vorgehen führt bei der Steuerung mit einer konstanten Abgabe dazu, dass der Scheitelabfluss am Pegel Bliesheim durch das Entleeren des Beckens erhöht wird.

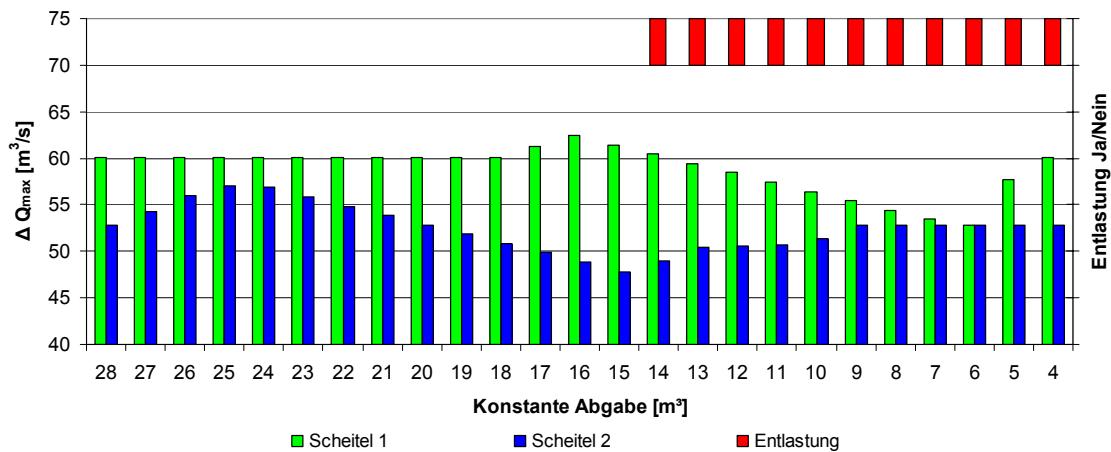


Abbildung 5-11: Ereignis 1984/05 verschiedene konstante Abgaben

So lässt sich beispielsweise für das Ereignis 1984/05 keine konstante Abgabe finden, welche die Abflussspitze nach dem Zusammenfluss der Erft mit der Swist reduzieren würde (siehe Abbildung 5-11). Grün dargestellt das Maximum der ersten Hochwasserwelle, blau das Maximum der zweiten Hochwasserwelle, rot zeigt ob dass Becken über die Hochwasserentlastung entlastet oder nicht.

Im Bereich von  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  bis  $23 \text{ m}^3/\text{s}$  erhöht die konstante Abgabe den Scheitel der zweiten Welle. Ebenso würde das Maximum der ersten Hochwasserwelle durch konstante Abgaben im Bereich  $14 \text{ m}^3/\text{s}$  bis  $17 \text{ m}^3/\text{s}$  erhöht. Die konstante Abgabe, welche den Scheitel der ersten Hochwasserwelle reduziert, hat das Überlaufen des Beckens Horchheim zur Folge. Eine Verringerung des Maximalabflusses durch konstante Abgabe ist ohne Nutzung der Hochwasserentlastung nicht möglich.

### 5.2.2 Beim Einsatz der Evolutionsstrategie

Durch die Generalisierung beschränkt sich der notwendige Datenaustausch zwischen Simulationsmodell und Optimierungsmodell auf die Übergabe der Zielfunktionswerte und Regelparameter. Nach /Lohr 2002/ liegt der Vorteil der Evolutionsstrategie im Gegensatz zu herkömmlichen Optimierungsverfahren darin, dass das Konzept in der Lage ist, Optimierungen ohne Einschränkungen in der Abbildung wasserwirtschaftlicher Systeme durchzuführen. Die Generalisierung bedingte bei der Optimierung der Abgaben allerdings erhöhte Anforderungen an die Zielfunktion.

Durch die Trennung von Simulationsmodell und Optimierungsmodell mussten die zum Betrieb eines Speichermodells notwendigen Restriktionen zum Teil nicht nur im Simulationsmodell, sondern zusätzlich in der Zielfunktion abgebildet werden.

Es stellt kein Problem dar, für die Parameter in diesem Fall die zu optimierenden Abgaben Ober- und Untergrenzen im evolutionsstrategischen Optimierungsalgorithmus zu realisieren. Im Fall der Speichersteuerungsoptimierung existieren allerdings Kombinationen von Abgaben, die an die Restriktionen des Speichermodells stoßen, obwohl die Ober- und Untergrenzen der Abgaben eingehalten wurden. Der Optimierungsalgorithmus besitzt allerdings keine Informationen über den Zustand des Modells außer in Form des an die Qualitätsfunktion übergebenen Wertes.

Daher muss die Zielfunktion Informationen darüber enthalten, ob alle zum Betrieb des Speichermodells notwendigen Restriktionen eingehalten wurden. Das verursacht, dass in den ersten Generationen nicht das Hauptziel – die Minimierung des Scheitelabflusses – optimiert wird, sondern Abgaben gesucht werden, die alle speicherbetriebsbedingten Restriktionen einhalten. Dieser Umstand tritt voraussichtlich in allen Optimierungsmodellen auf, in denen der Optimierungsalgorithmus getrennt vom Simulationsmodell arbeitet, da bei einer generalisierten Optimierung der Optimierungsalgorithmus keine detaillierten Informationen über den Gesamtzustand des Modells besitzt.

### **5.3 Ausblick**

Die hier erstellten optimalen Abgabestrategien für vergangene Hochwasserereignisse bilden eine gute Grundlage zur Entwicklung der in Kapitel 2.1 beschriebenen Steuerungstypen „Konstante Regel“ und „Heuristische Steuerung“.

In einem ersten Ansatz wurde das entwickelte Modell in einer Art erweitert, die es ermöglicht, den optimalen konstanten Abfluss ( $Q_{\text{mittel}} = 18,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ) für alle zehn Hochwasserereignisse zu ermitteln. Dabei hat es sich wiederholt herausgestellt, dass bedingt durch das fast 100-jährliche Ereignis im Sommer 1984, eine konstante Abgabe nicht zweckmäßig ist. Der Mittelwert wird zu stark von diesem Ereignis beeinflusst. Für die Reduzierung des Scheitelabflusses bei konstanten Abgaben ist es zumindest notwendig, eine Kategorisierung der Ereignisse vorzunehmen. Bei einer Kategorisierung sollten

Hochwasserereignisse entsprechend ihrer Abflussfülle und ihres Scheitelwerts unterteilt werden.

Auf Basis der in Anlage 1 dargestellten Optimierungsergebnisse mit dynamischen Abgaben ist es möglich, zum einen die im Mittel beste Regel für den Steuerungstyp „Konstante Regel“ und zum anderen eine optimale Regel pro Ereignis für eine „Heuristische Steuerung“ zu entwickeln. Da aus den oben genannten Gründen für die Hochwassersteuerung im Fall „Konstante Abgabe“ eine Kategorisierung zwingend erforderlich ist, empfiehlt sich analog bei dynamischen Abgaben die „Heuristische Steuerung“, da eine Regel für alle Fälle (Konstante Steuerung) kaum zu finden sein wird.

Die Anwendung der evolutionsstrategischen Optimierung hat gezeigt, dass diese zuverlässig und leistungsfähig arbeitet. So könnte der hier verwendete Optimierungsalgorithmus und die zugehörige Zielfunktion in einer Weiterentwicklung an das im Erfteinzugsgebiet eingesetzte N-A-Modell NASIM 3.0 gekoppelt werden. Voraussetzung ist allerdings, dass im N-A-Modell Abgaben in jedem diskreten Zeitschritt eingestellt werden können und so durch wiederholte Simulation mit varierten Abgaben optimale Steuerungsanweisungen für den prognostizierten Zeitraum gefunden werden.

Durch Einbindung einer Radar gestützten Niederschlagsvorhersage kann der Prognosezeitraum verlängert und durch Vergleich der Niederschlagsmessung mit Niederschlagsprognose präzisiert werden. Da im Einzugsgebiet die Pegel teilweise online abgerufen werden können, ist es ebenfalls möglich die N-A-Prognose mit Hilfe der Abflüsse zu verifizieren und zu überprüfen ob die gewählten Steueranweisungen zum gewünschten Ziel geführt haben.

Das hier entwickelte Modell kann auch derart modifiziert werden, eine adaptive Echtzeitsteuerung zu simulieren, um nötige Erfahrung zu sammeln, die für den Betrieb einer dynamischen Echtzeitsteuerung notwendig sind. Zur dynamischen Echtzeitsteuerung muss eine neue Zielfunktion entwickelt werden, da in diesem Fall nur ein begrenzter Zeitraum - nicht das gesamte Hochwasserereignis - als Datengrundlage zur Verfügung steht. Die Zielfunktion und der Algorithmus müssen in der Lage sein, trotz der verringerteren Informationen über den Zustand des wasserwirtschaftlichen Systems, gute Steuerungsvorschläge zu machen.

## **6 Fazit**

In dieser Studie wird die „Entwicklung eines optimalen Hochwassersteuerungskonzeptes“ behandelt. Optimale Abgabestrategien für Hochwasserspeichersysteme lassen sich nur entwickeln, wenn die Zuflussganglinien bekannt sind. Die Bestimmung der Zuflussganglinien ist das Problem der Vorhersage. Abschließend lassen sich folgende Schlüsse ziehen.

1. Die Analyse der hochwasserwirksamen Niederschläge ergab, dass meist frontale Extremniederschlagssysteme zu Hochwasserereignissen führen. Bezuglich des Abflusses ist auffällig, dass in allen untersuchten Hochwasserereignissen die Erft vor der Swist abführt.
2. Beim Einsatz der evolutionstheoretischen Optimierung ließen sich grundsätzlich gute Ergebnisse erzielen. Der Zielwert konvergierte bei der Suche der optimalen konstanten Abgaben schnell und zuverlässig. Auch bei der Optimierung der dynamischen Abgaben erwies sich, trotz der für diese Problemstellung notwendigen, sehr hohen Anzahl von Parametern, der eingesetzte Algorithmus als solides Werkzeug.
3. Die hier entwickelte Zielfunktion erwies sich in Kombination mit dem evolutionsstrategischen Optimierungsalgorithmus als stabil und zielführend. Der für die Steuerung wichtige, kleinst mögliche Scheitelabfluss am Pegel Bliesheim, wurde in allen Fällen schnell und sicher ermittelt.
4. Das Optimierungspotenzial des hier betrachteten Teilsystems war vor allem bei der Steuerung mit dynamischen Abgaben erheblich. Der Scheitelabfluss am Pegel Bliesheim kann durch optimale Steuerung mit dynamischen Abgaben im Hochwasserfall entscheidend reduziert werden. Bei der Optimierung der konstanten Abgaben trat das in Kapitel 5.2 beschriebene grundsätzliche Problem auf. Im Falle einer Fehleinschätzung der konstanten Abgabe kann es, bedingt dadurch, dass die Erft schneller abführt als die Swist, leicht zu einer Erhöhung des Abflussscheitels nach dem Zusammenfluss kommen. Daher empfiehlt sich der Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens Horchheim mit einer dynamischen Abgabestrategie.

Bei dynamischer Abgabestrategie wirken sich Fehler aus der Niederschlagsprognose, Abflussvorhersage und Fehler bei Steuerungsanweisung grundsätzlich weni-

ger stark aus. Das Festlegen einer konstanten Abgabe stellt höhere Anforderung an die numerische Qualität und ist dadurch weit weniger resistent gegenüber fehlerhaften Prognosen.

Optimale Abgabestrategien für Hochwasserspeichersysteme lassen sich nur entwickeln, wenn die Zuflussganglinien bekannt sind. Das gut ausgebauten Niederschlags- und Klimamessnetz im Einzugsgebiet der Erft bildet eine gute Grundlage für den Einsatz einer dynamischen Echtzeitsteuerung. Ebenfalls sind mit dem im Einzugsgebiet eingesetzten N-A-Modell NASIM Prognosen möglich, die vor allem durch eine zusätzliche Niederschlagsvorhersage ausreichend Zeit für die Ausgabe von Steueranweisungen schaffen.

Abschließend kann gesagt werden, dass erhebliches Potenzial bei der Reduzierung der Scheitelabflüsse durch den Einsatz einer optimierten Steuerung im Hochwasserfall vorhanden ist. Durch den Einsatz einer optimierten Steuerung können Schäden und Risiken deutlich gemindert werden.

## 7 Literaturverzeichnis

- |                                     |   |
|-------------------------------------|---|
| Erftverband<br>2002 a               | Betriebsplan für das Hochwasserrückhaltebecken Eicherscheid/Erft<br>Stand 10.07.2002  |
| Erftverband<br>2002 b               | Betriebsplan für das Hochwasserrückhaltebecken Horchheim/Erft<br>Stand 09.07.2002   |
| Erftverband<br>2002 c               | Grundsätzliche Konzeption des HRB Niederberg.<br>Franz Fischer Ingenieurbüro GmbH   |
| Erftverband<br>2002 d               | Steckbriefe der Hochwasserrückhaltebecken Garsdorf und Möderath   |
| Hughes, W.<br>1971                  | Flood Control Release Optimization using Methods from Calculus.<br>Hydraulics Division (ASCE), 97   |
| Lohr, H.<br>2001                    | Simulation, Bewertung und Optimierung von Betriebsregeln für was-<br>serwirtschaftliche Speichersysteme.<br>Mitteilung des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU<br>Darmstadt, Heft 118 |
| LUA Nordrhein-<br>Westfalen<br>2002 | Jahresbericht 2002  |
| Maniak U.<br>1997                   | Hydrologie und Wasserwirtschaft, Eine Einführung für Ingenieure.<br>Springerverlag 1997   |
| Meyer-Zurwelle, J.<br>1975          | Optimale Abgabestrategien für Hochwasserspeichersysteme.<br>Mitteilung des Instituts für Wasserbau III der Universität (TH) Karls-<br>ruhe, Heft 8  |

- |                              |   |
|------------------------------|---|
| Nacken, H.<br>1990           | Operationelle Abflussvorhersage mit Echtzeit-Simulationssystemen unter Einbezug des Kalman Filters.<br>Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft Rhein.- Westf. Technische Hochschule Aachen                        |
| Ostrowski, M.<br>1977        | Optimale Entnahmesteuerung von Hochwasserspeichern im Verbund.<br>Diplomarbeit am Lehrgebiet Wasserenergiewirtschaft der RWTH Aachen, unveröffentlicht  |
| Ostrowski, M.<br>2002        | Möglichkeiten und Grenzen der optimalen Echtzeitsteuerung von Hochwasserrückhaltebecken im Verbund im Erfteinzugsgebiet.  |
| Ostrowski, M. et al.<br>2000 | Dokumentation des Speicherbetriebsmodells TALSIM 2.0, Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung.  |
| Rademacher, O.<br>1981       | Optimale Bewirtschaftung verschieden strukturierter Mehrzweckspeicher, Verbundsysteme.<br>Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover. Mitteilungen Heft 50 |
| Rechenberg, I.<br>1994       | Evolutionsstrategie '94.<br>Frommann-Holzboog Verlag, Stuttgart 1994  |
| Staatliches Umweltamt Köln   | Internetseite<br><a href="http://www.erft.nrw.de/hyco/e/erft/main/tr/Frame.html">http://www.erft.nrw.de/hyco/e/erft/main/tr/Frame.html</a>  |

## **8 Anlagenverzeichnis**

<b>ANLAGE 1 OPTIMIERUNGSERGEBNISSE .....</b>	<b>55</b>
<b>ANLAGE 2 ERGEBNIS ÜBERSICHT .....</b>	<b>76</b>
<b>ANLAGE 3 NIEDERSCHLAGSVISUALISIERUNG .....</b>	<b>78</b>
<b>ANLAGE 4 VBA QUELLCODE OPTIMIERUNGSALGORITHMUS .....</b>	<b>81</b>
<b>ANLAGE 5 SUMMENLINIEN NIEDERSCHLAGSEREIGNISSE SOMMER.....</b>	<b>86</b>
<b>ANLAGE 6 SUMMENLINIEN NIEDERSCHLAGSEREIGNISSE WINTER.....</b>	<b>92</b>
<b>ANLAGE 7 VBA QUELLCODE NIEDERSCHLAGSVISUALISIERUNG .....</b>	<b>99</b>
<b>ANLAGE 8 BETRIEBSPLÄNE DER HOCHWASSERRÜCKHALTEBECKEN .....</b>	<b>103</b>
<b>ANLAGE 9 IM MITTEL OPTIMIERTE ABGABEN.....</b>	<b>109</b>
<b>ANLAGE 10 DATENGRUNDLAGE.....</b>	<b>111</b>

## **Anlage 1**

### **Optimierungsergebnisse**

### Ereignis 1984/02

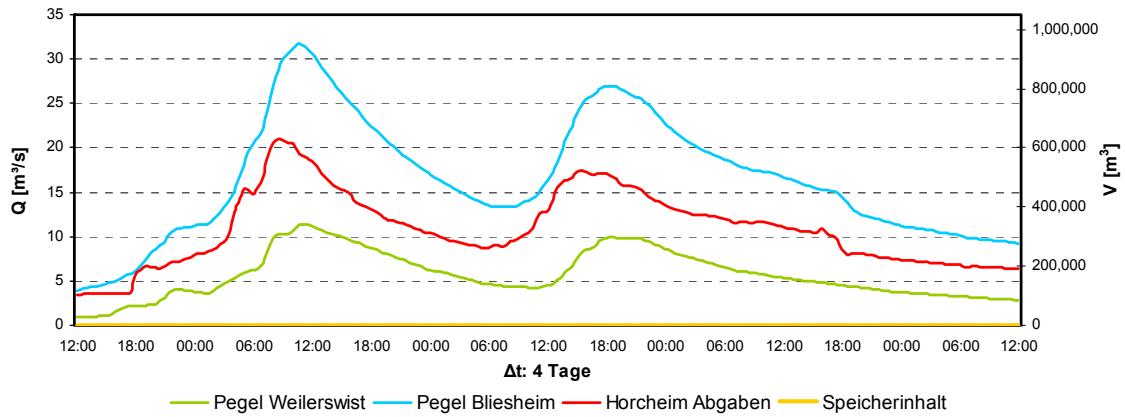


Abbildung 8-1: Ungesteuert

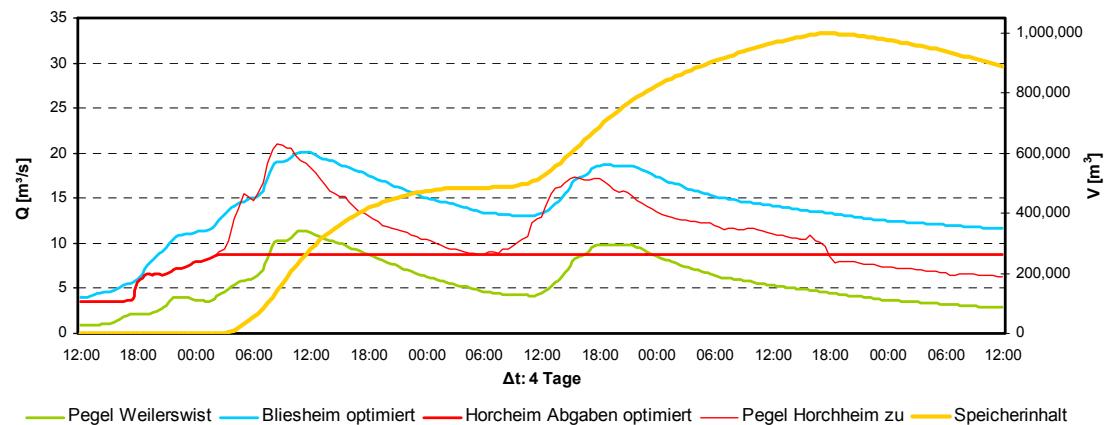


Abbildung 8-2: Konstante Abgabe ( $Q = 8,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 20,2$ )

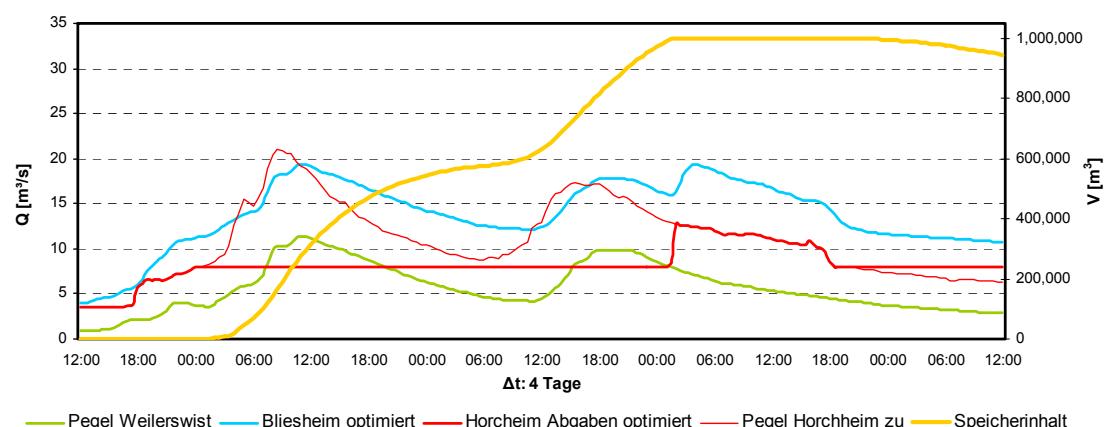


Abbildung 8-3: Konstante Abgabe ( $Q = 7,9 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 19,3$ )

*Anlage 1*

---

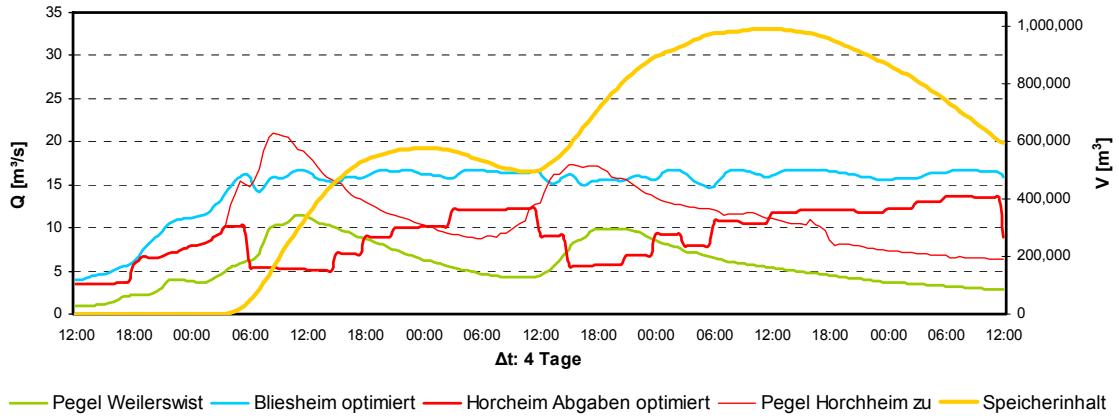


Abbildung 8-4: Dynamische Abgabe ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 16,8 \text{ m}^3/\text{s}$ )

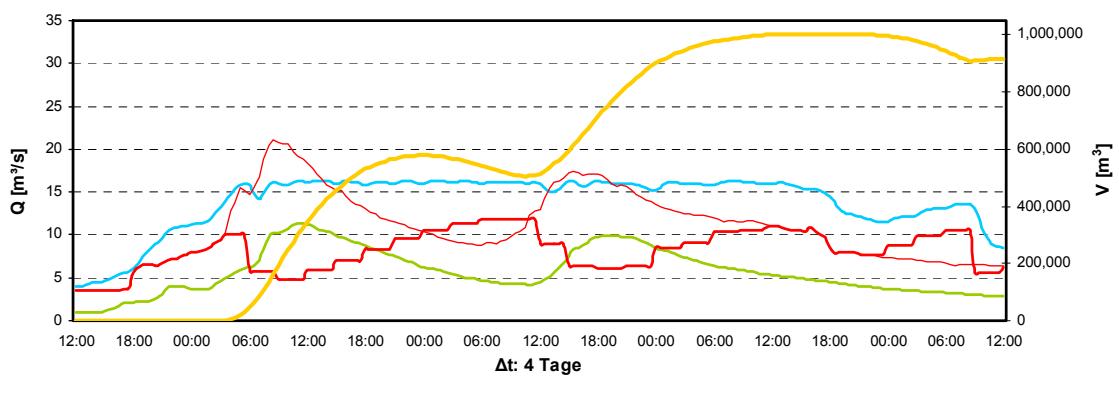


Abbildung 8-5: Dynamische Abgabe mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 16,3 \text{ m}^3/\text{s}$ )

## Anlage 1

---

### Ereignis 1984/05

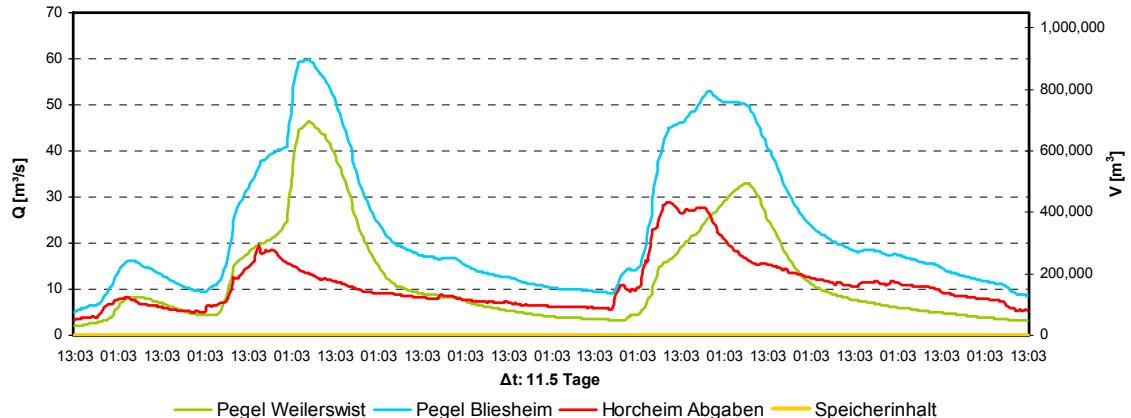


Abbildung 8-6: Ungesteuert

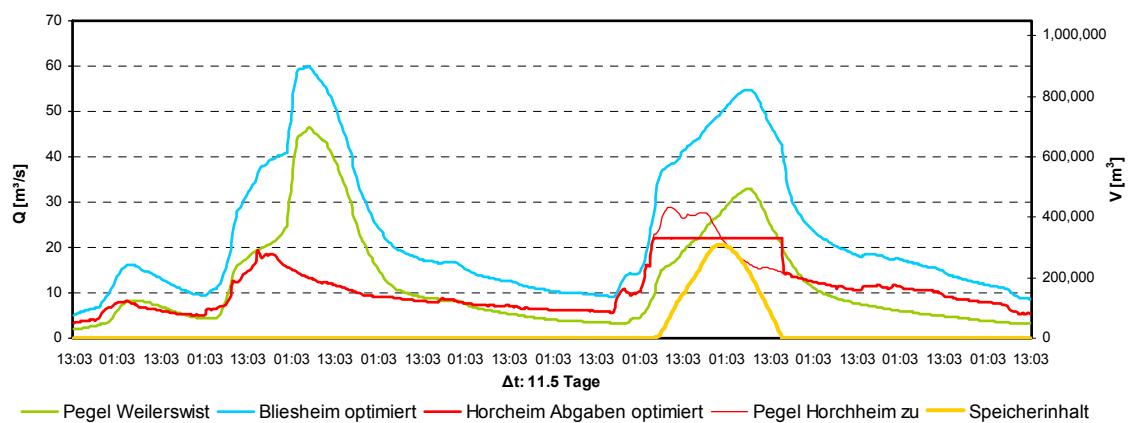


Abbildung 8-7: Konstante Abgabe ( $Q = 22 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 60,0$ )

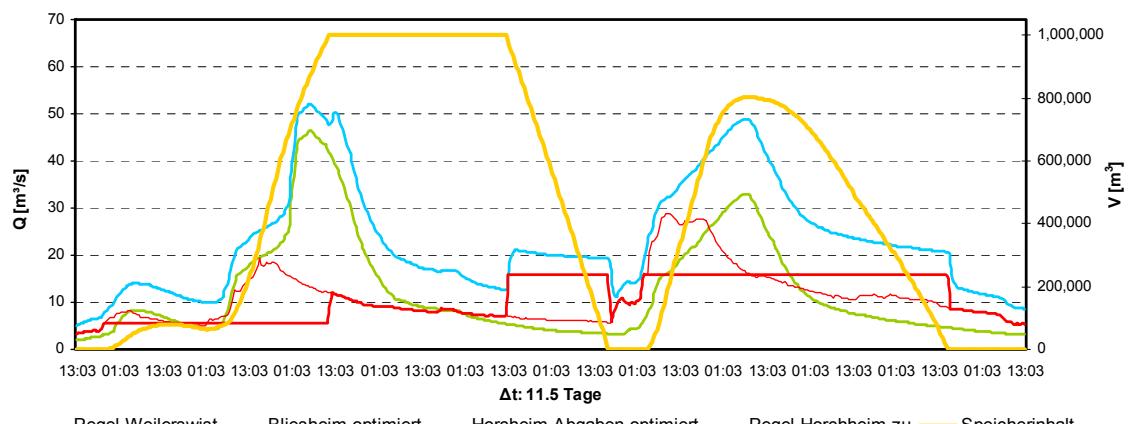


Abbildung 8-8: Konst. Abg. ( $Q_1 = 5,7 \text{ m}^3/\text{s}$  u.  $Q_2 = 16 \text{ m}^3/\text{s}$ ) m. Einsatz d. HW-Entl. ( $Q_{\max} = 52,2$ )

(Da es sich in diesem Fall um zwei Wellen handelt, wurden auch zwei Konstante Abgaben eingesetzt.)

## Anlage 1

---

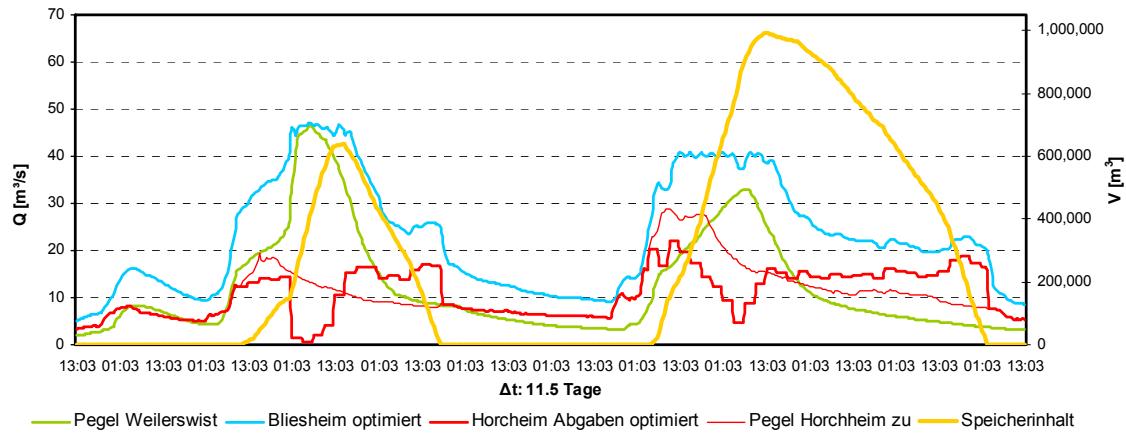


Abbildung 8-9 Dynamische Abgabe ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 47 \text{ m}^3/\text{s}$ )

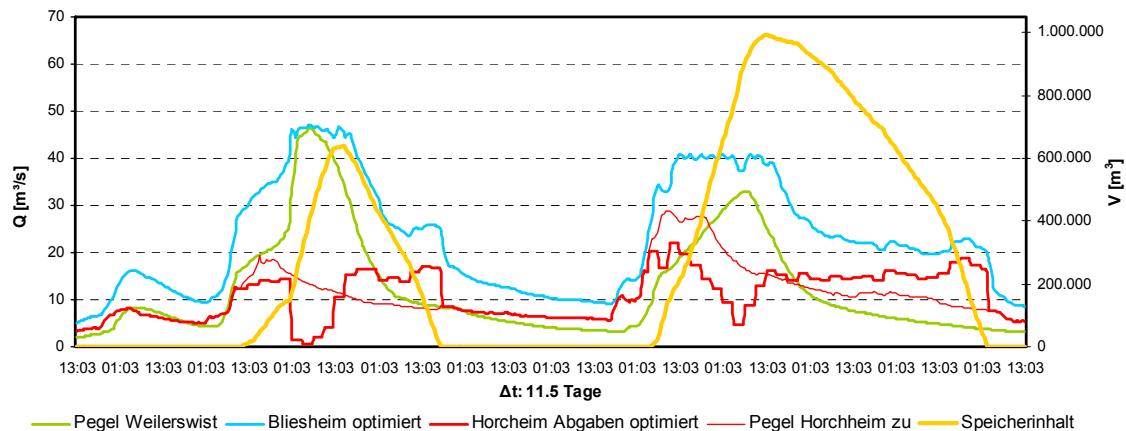


Abbildung 8-10: Dynamische Abgabe mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 47 \text{ m}^3/\text{s}$ )

(Da im Bereich von  $Q_{\max}$  das Becken nicht vollst. gefüllt wird, ändert der Einsatz der HW-Entl. nichts.)

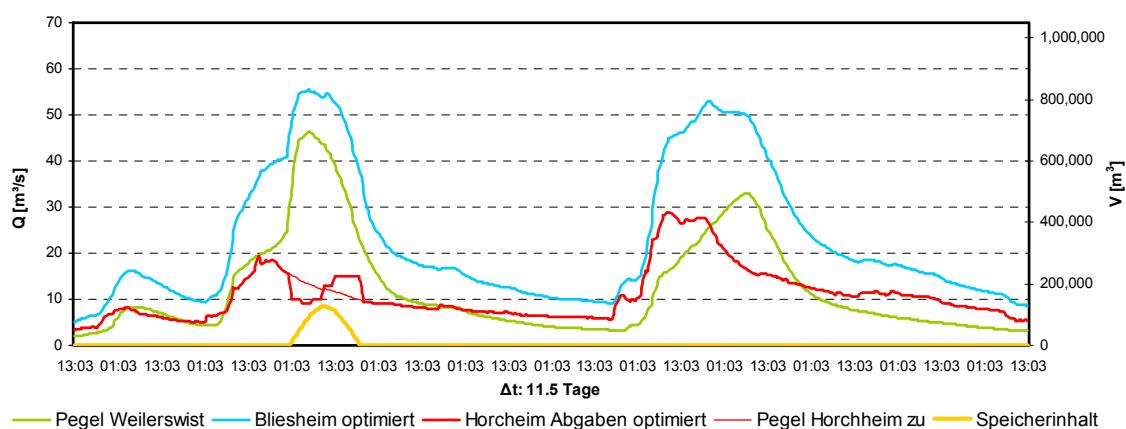


Abbildung 8-11: Steuerung mit Betriebsregel 2002

## Anlage 1

---

### Ereignis 1984/11

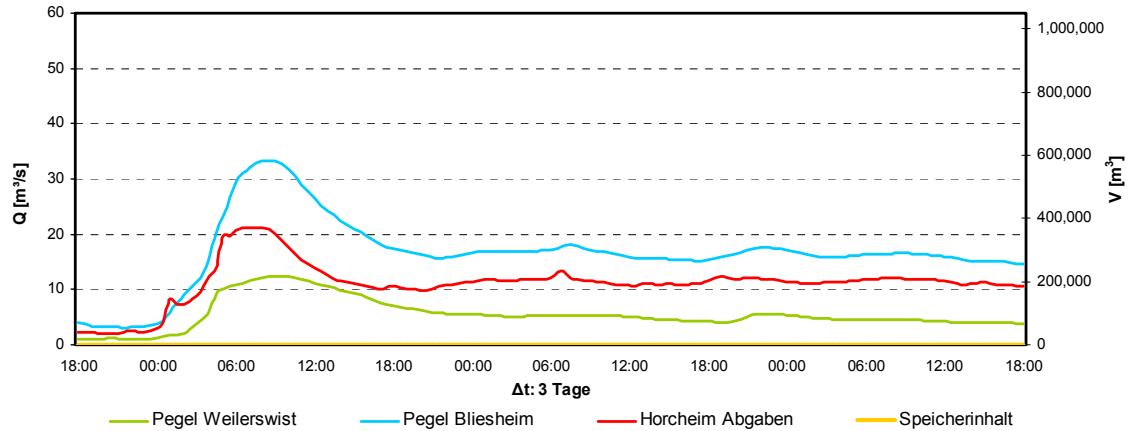


Abbildung 8-12: Ungesteuert

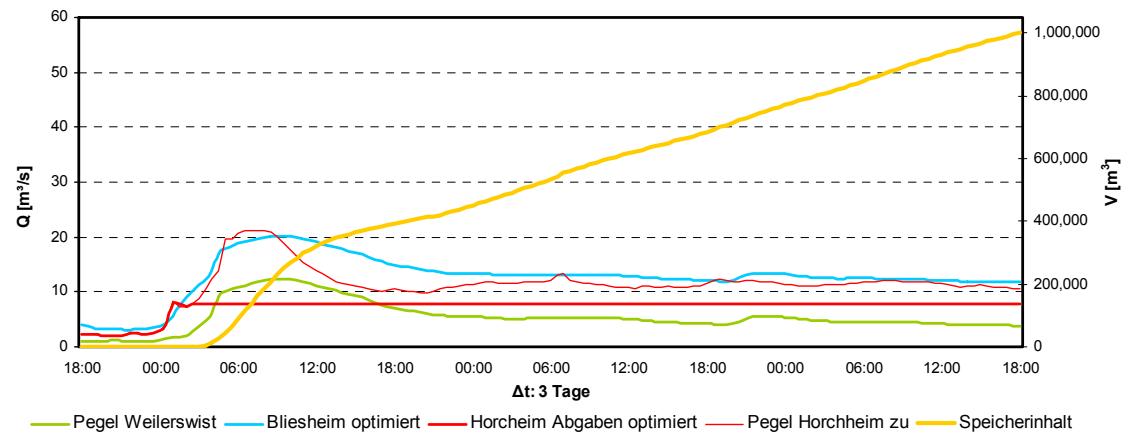


Abbildung 8-13: Konstante Abgabe ( $Q = 7,9 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 20,2$ )

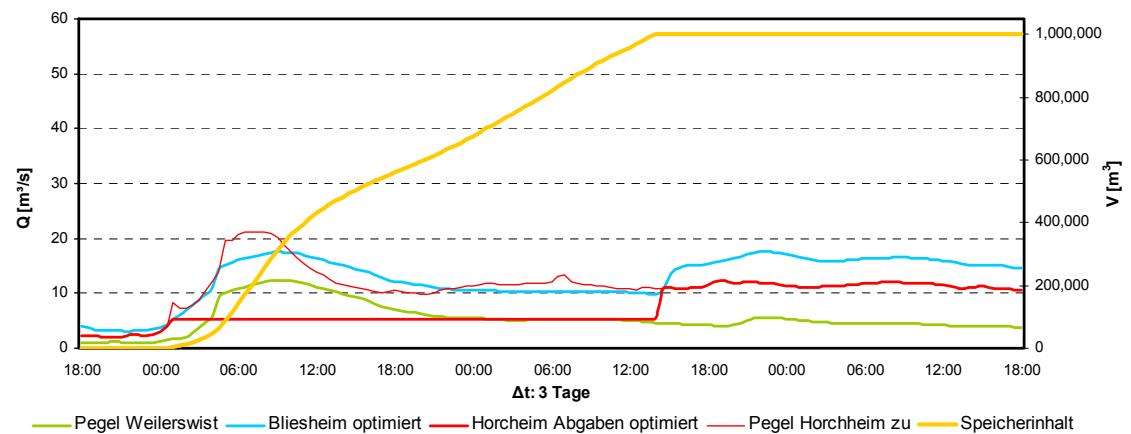


Abbildung 8-14: Konstante Abgabe ( $Q = 5,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 17,6$ )

*Anlage 1*

---

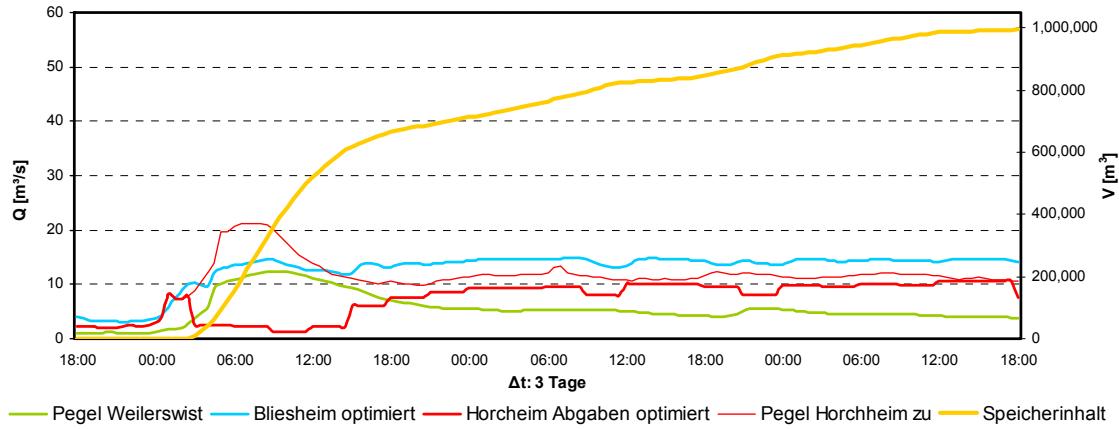


Abbildung 8-15: Dynamische Abgabe ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 14,8 \text{ m}^3/\text{s}$ )

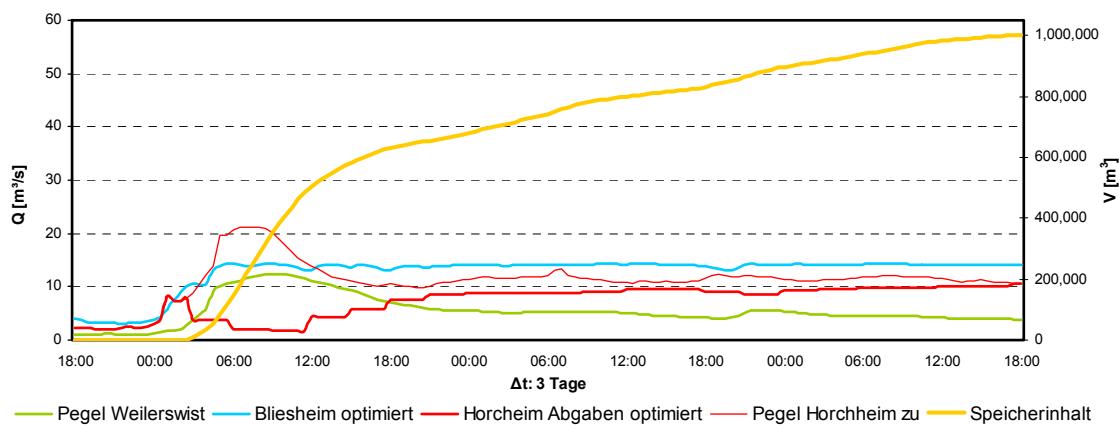


Abbildung 8-16: Dynamische Abgabe mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 14,4 \text{ m}^3/\text{s}$ )

## Anlage 1

---

### Ereignis 1987/02

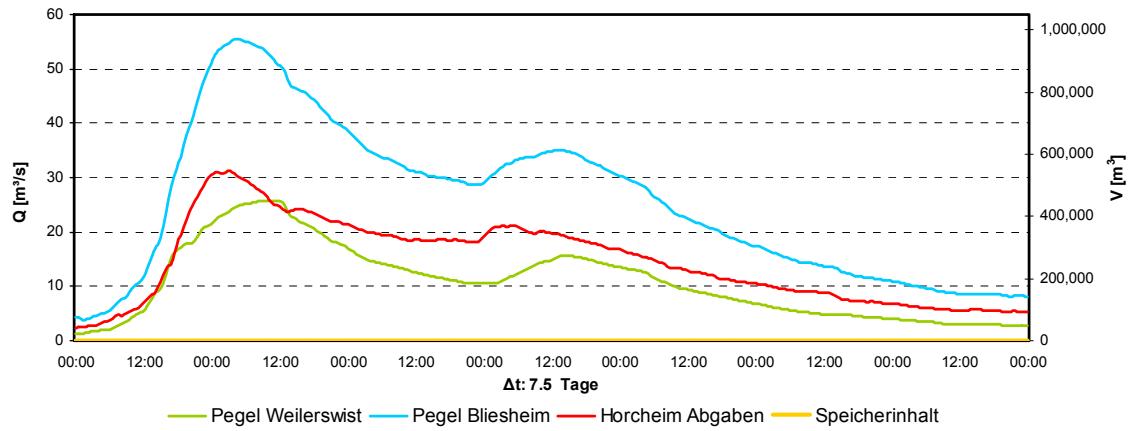


Abbildung 8-17: Ungesteuert

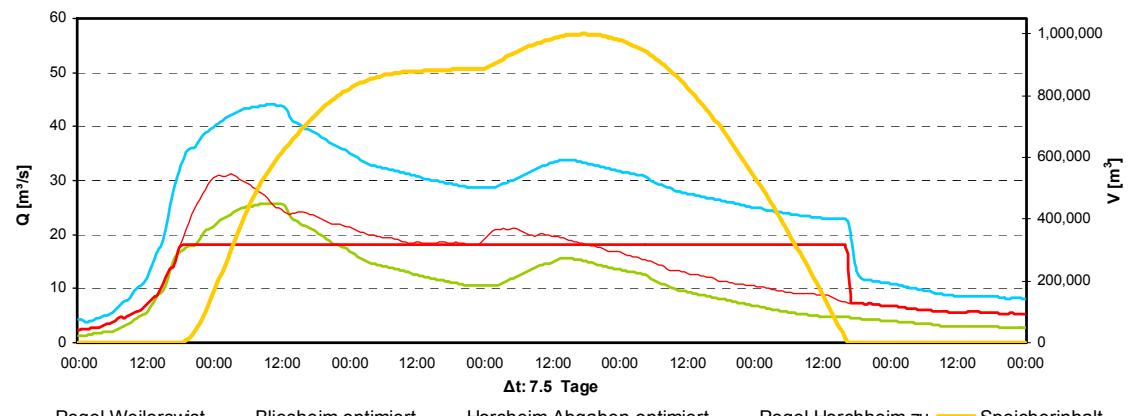


Abbildung 8-18: Konst. Abgabe ( $Q = 18,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 44,1$ )

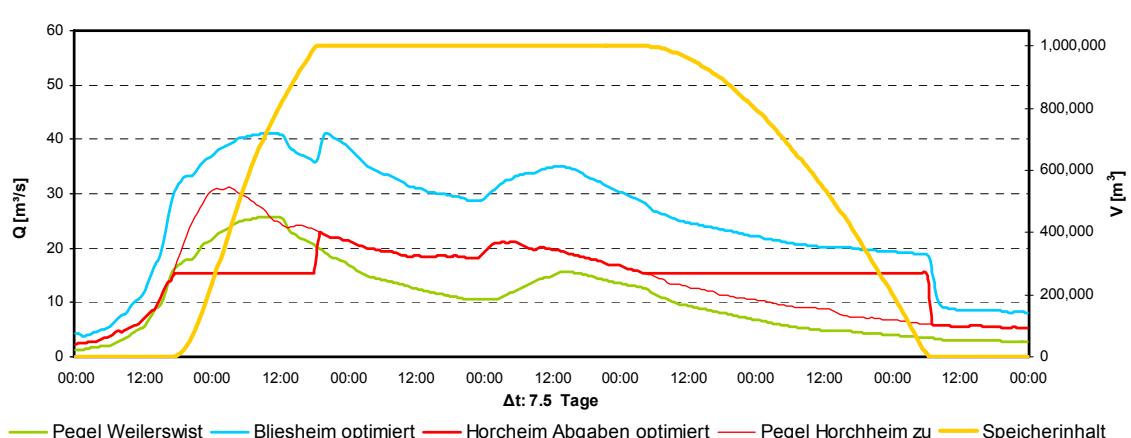
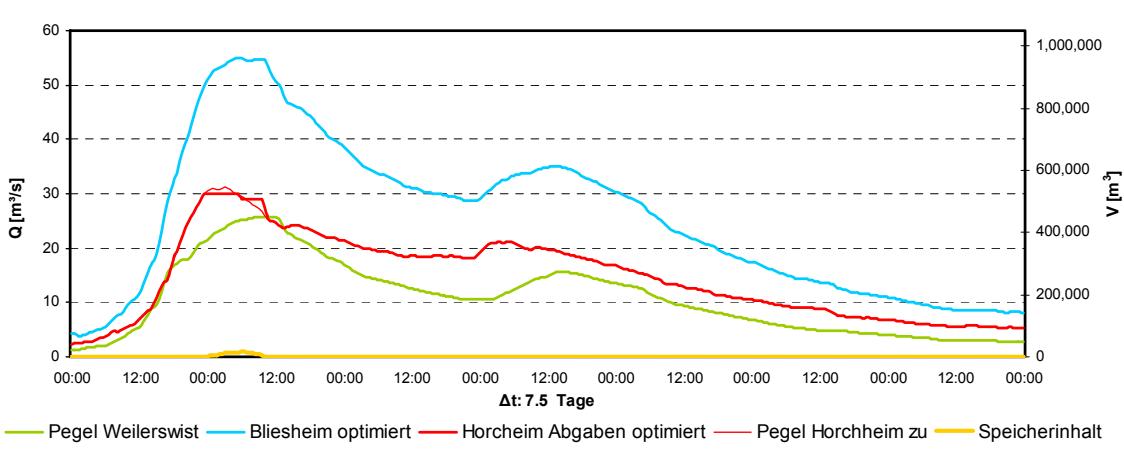
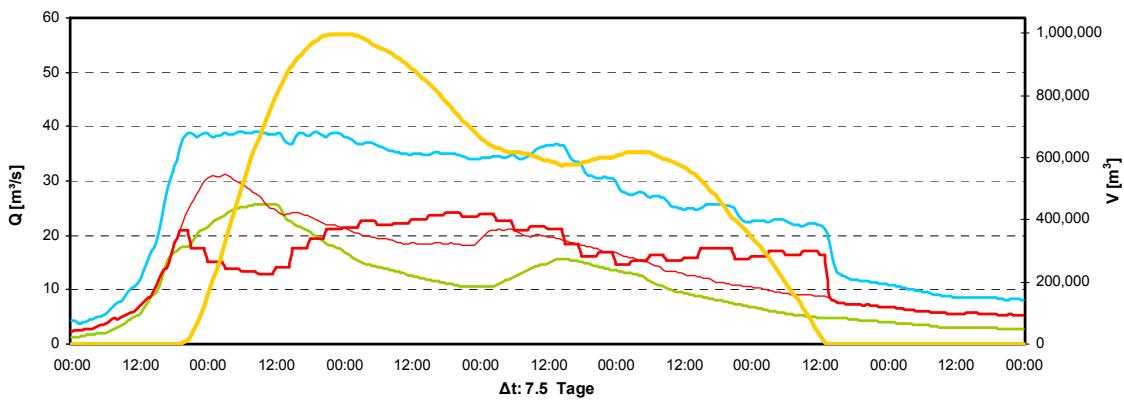
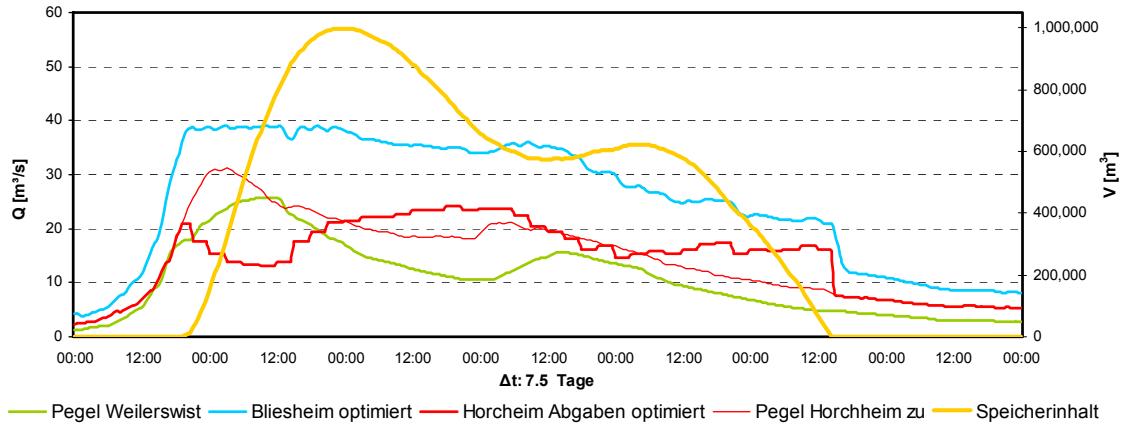


Abbildung 8-19: Konstante Abgabe ( $Q = 15,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 41,2$ )

## Anlage 1

---



## Anlage 1

---

### Ereignis 1987/06

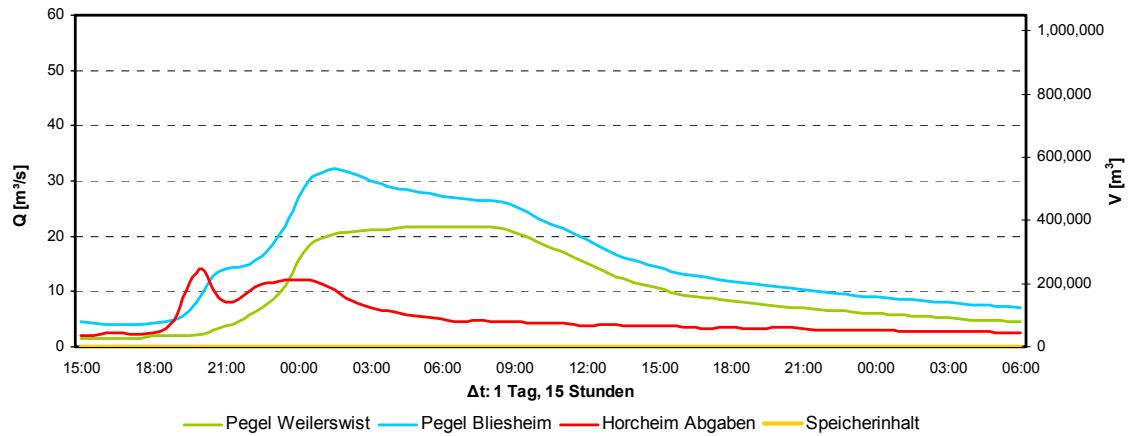


Abbildung 8-23: Ungesteuert

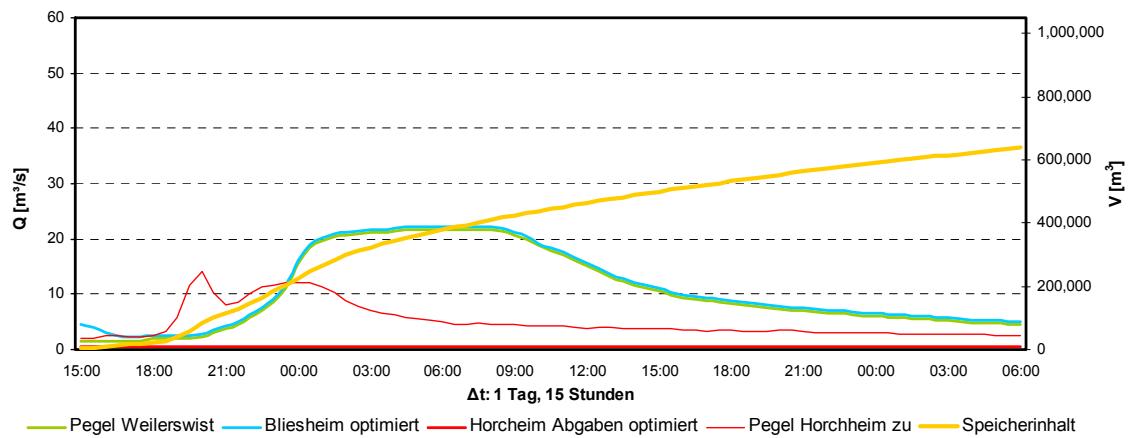


Abbildung 8-24: Konstante Abgabe ( $Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 22,2$ )

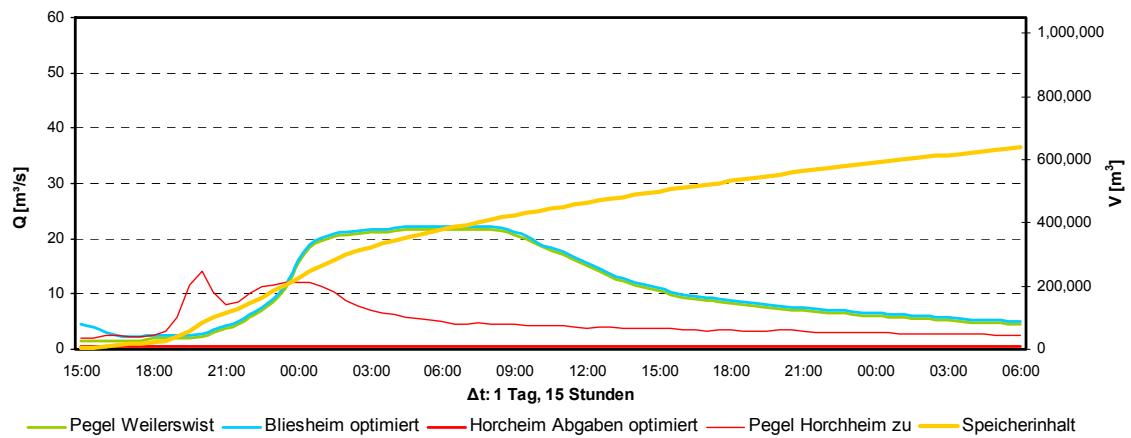


Abbildung 8-25: Konstante Abgabe ( $Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 22,2$ )

(In diesem Fall springt die HW-Entlastung nicht an, daher das gleiche Ergebnis wie mit HW-Entlastung.)

## Anlage 1

---

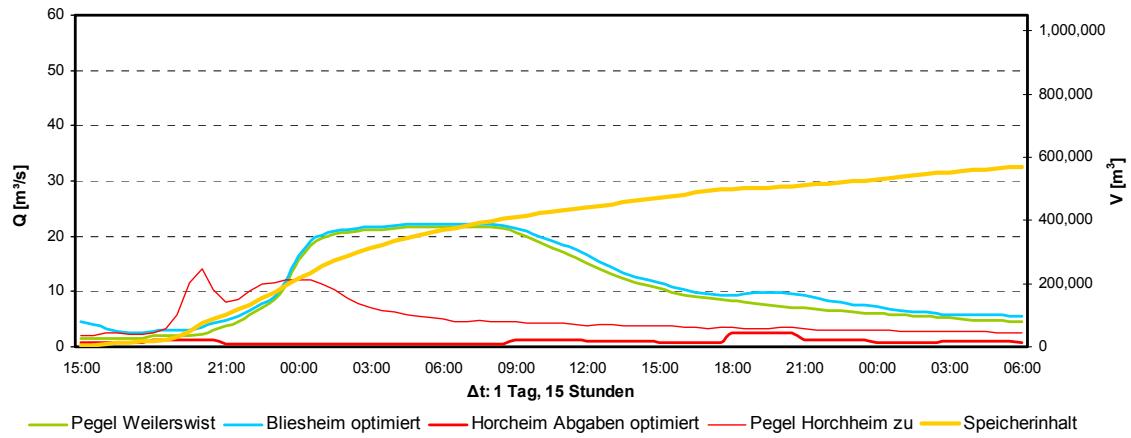


Abbildung 8-26: Dynamische Abgabe ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 22,2$ )

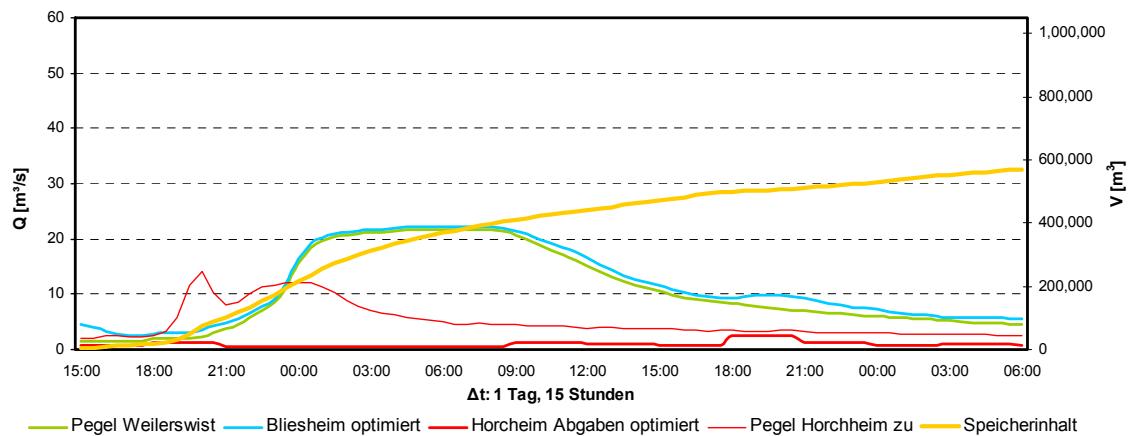


Abbildung 8-27: Dynamische Abgabe mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 22,2$ )

(In diesem Fall springt die HW-Entlastung nicht an, daher das gleiche Ergebnis wie mit HW-Entlastung.)

## Anlage 1

---

### Ereignis 1988/03

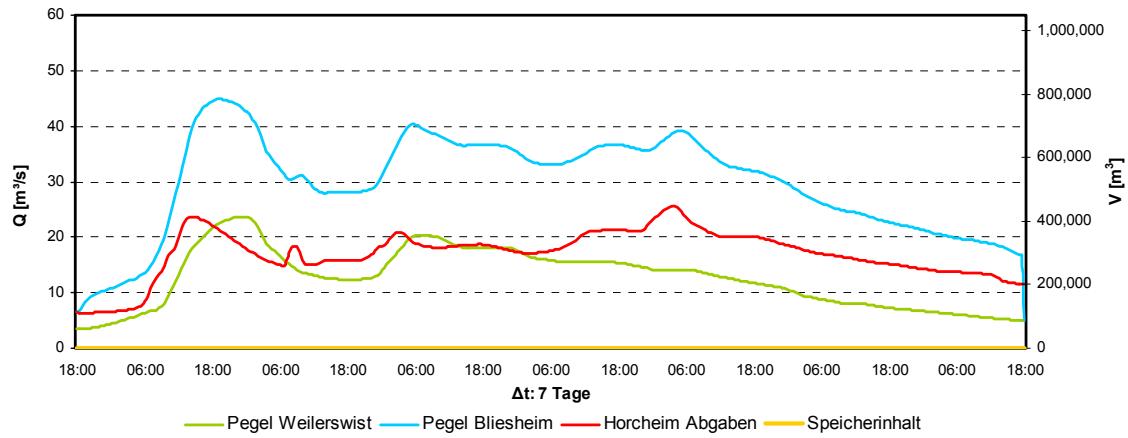
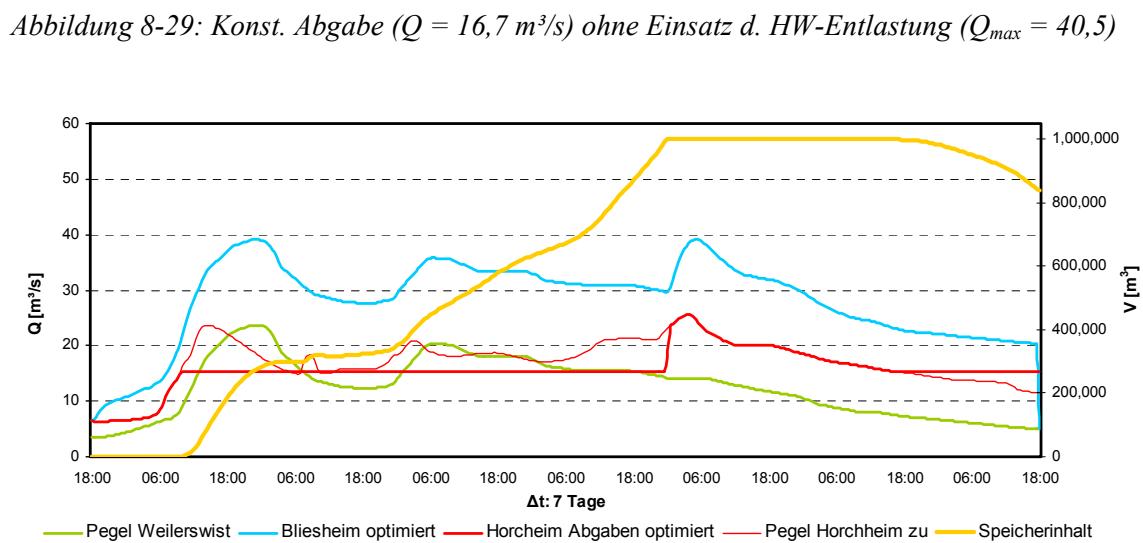
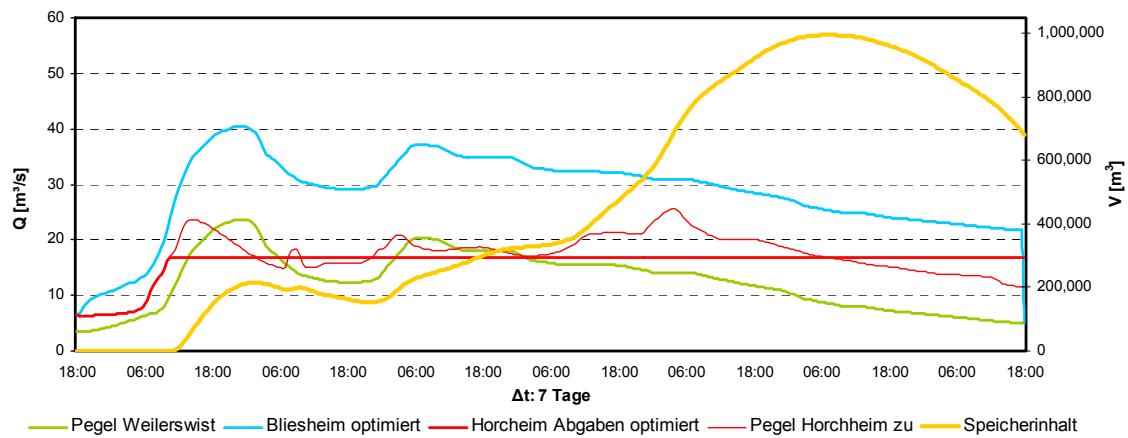


Abbildung 8-28: Ungesteuert



*Anlage 1*

---

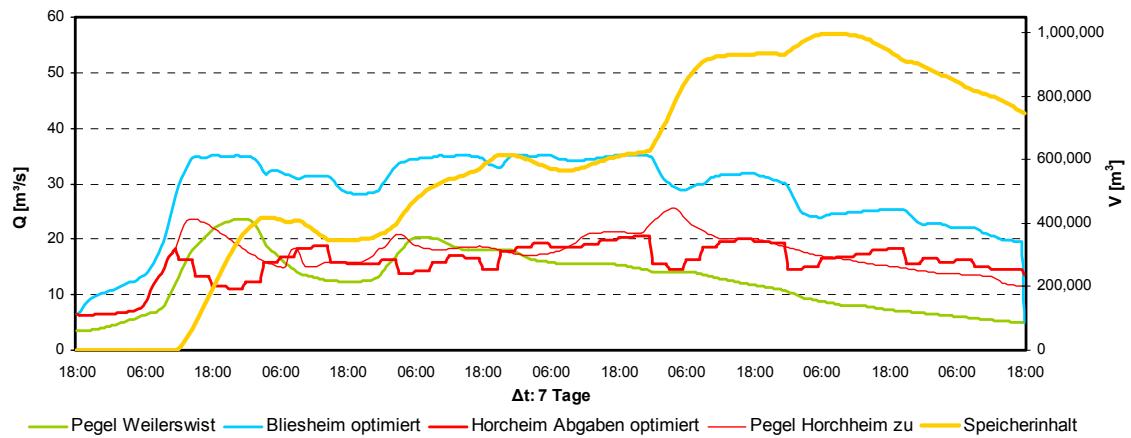


Abbildung 8-31: Dynamische Abgabe ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 35,2 \text{ m}^3/\text{s}$ )

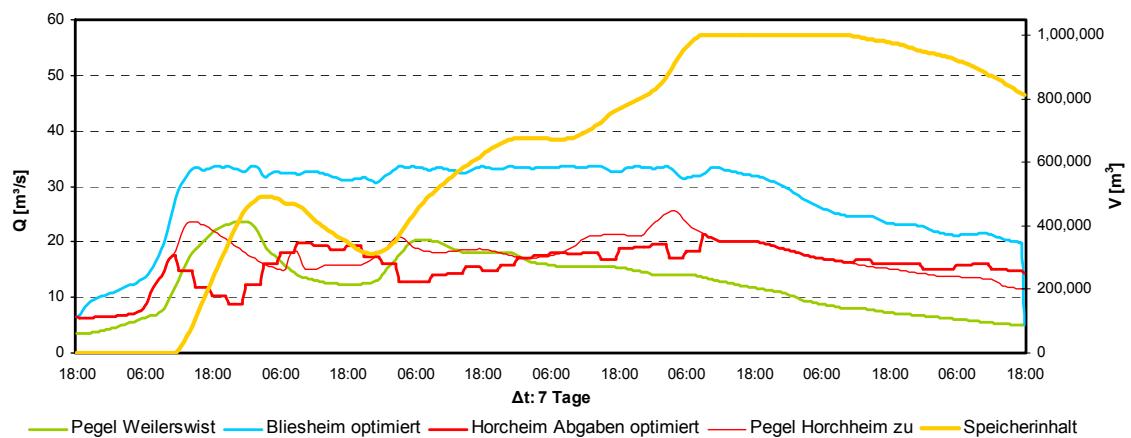


Abbildung 8-32: Dynamische Abgabe mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 33,6 \text{ m}^3/\text{s}$ )

## Anlage 1

---

### Ereignis 1989/04

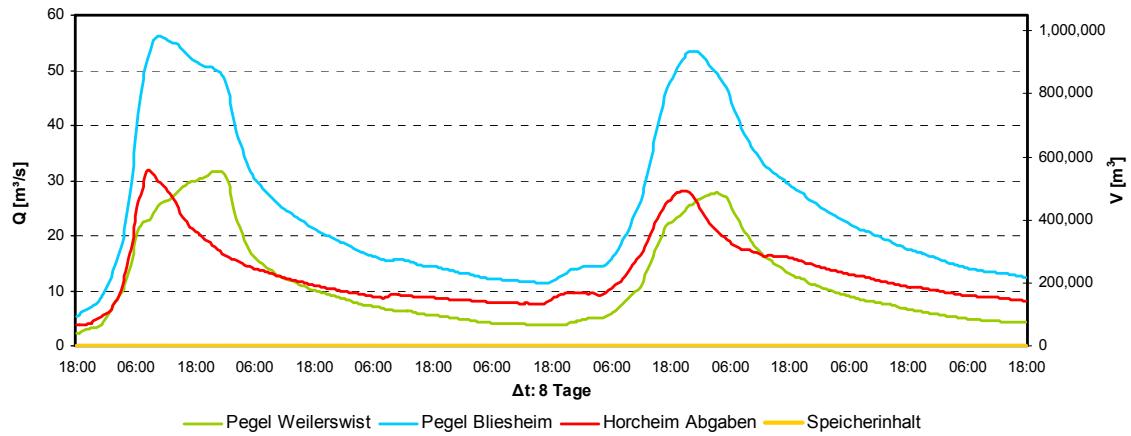


Abbildung 8-33: Ungesteuert

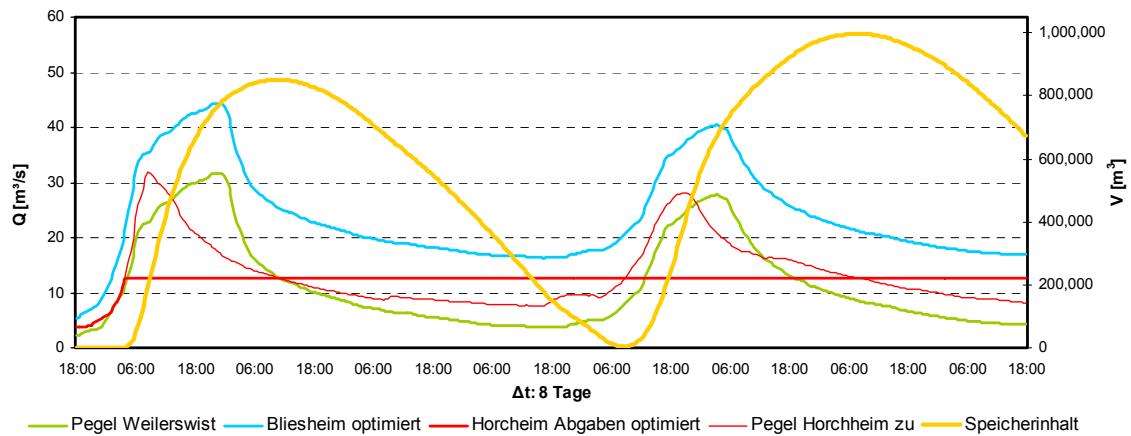


Abbildung 8-34: Konst. Abgabe ( $Q = 15,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 44,4$ )

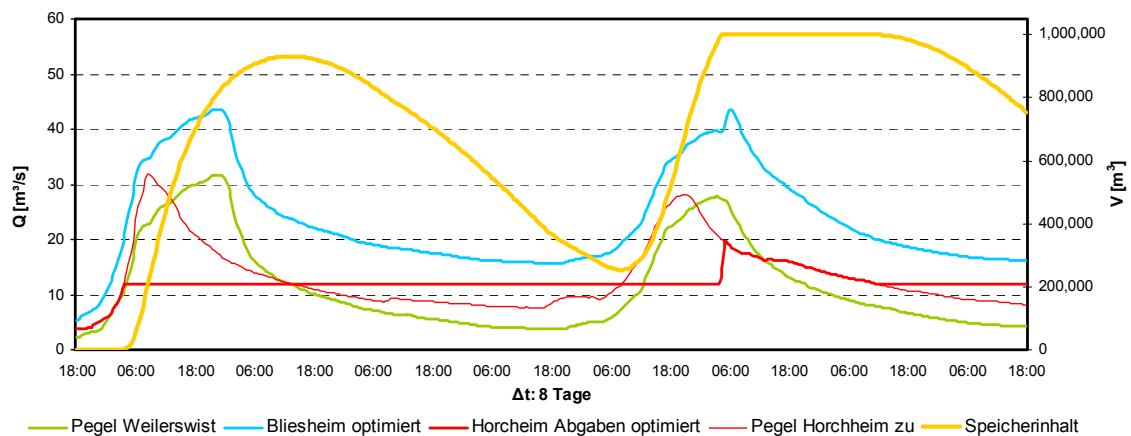


Abbildung 8-35: Konstante Abgabe ( $Q = 12,0 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 43,7$ )

## Anlage 1

---

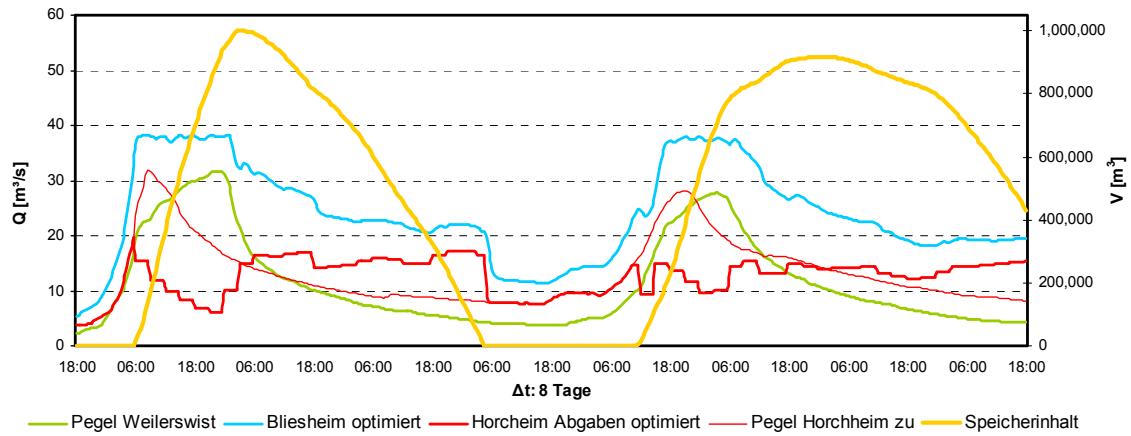


Abbildung 8-36: Dynamische Abgabe ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 38,2 \text{ m}^3/\text{s}$ )

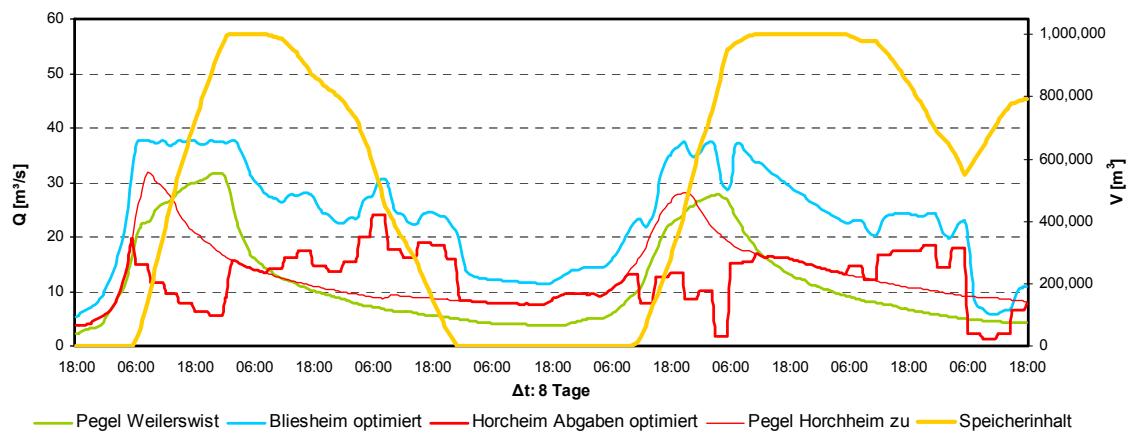


Abbildung 8-37: Dynamische Abgabe mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 37,7 \text{ m}^3/\text{s}$ )

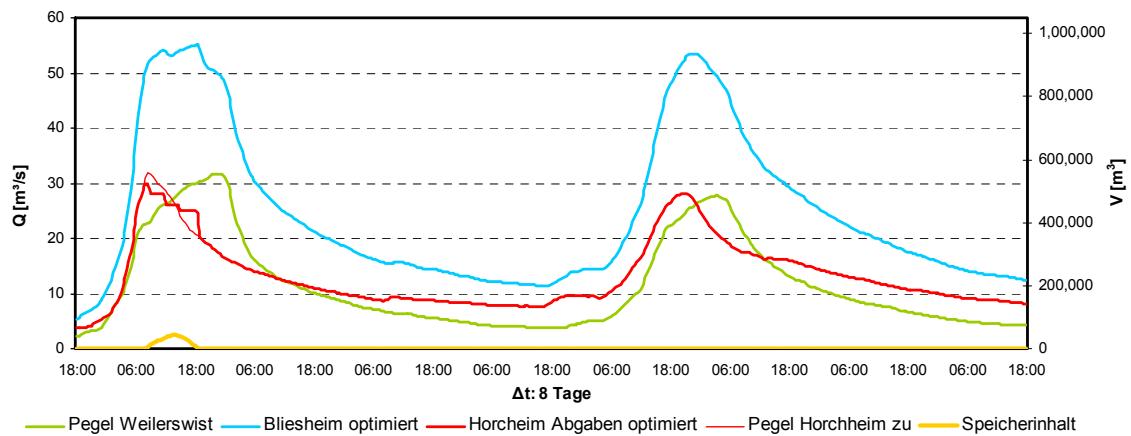


Abbildung 8-38: Steuerung mit Betriebsregel 2002

## Anlage 1

---

### Ereignis 1992/06

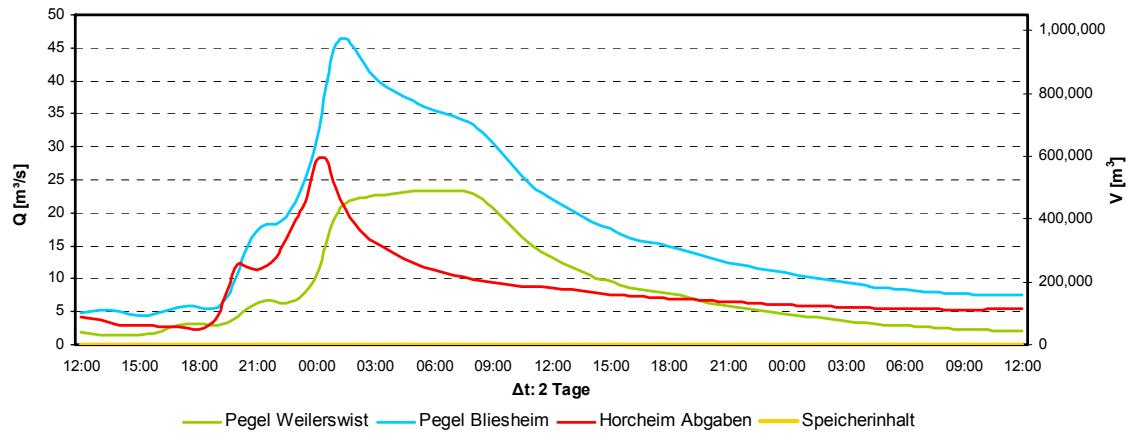


Abbildung 8-39: Ungesteuert

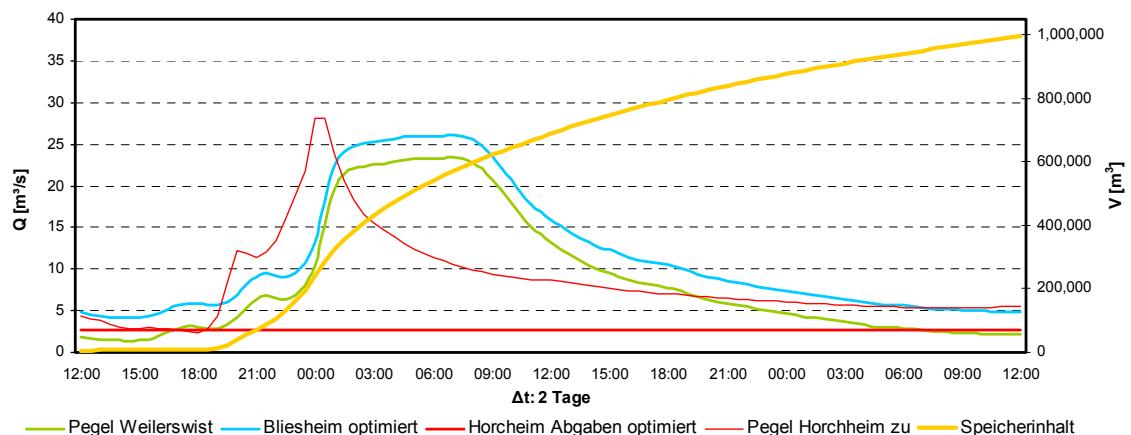


Abbildung 8-40: Konstante Abgabe ( $Q = 2,7 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 26,1$ )

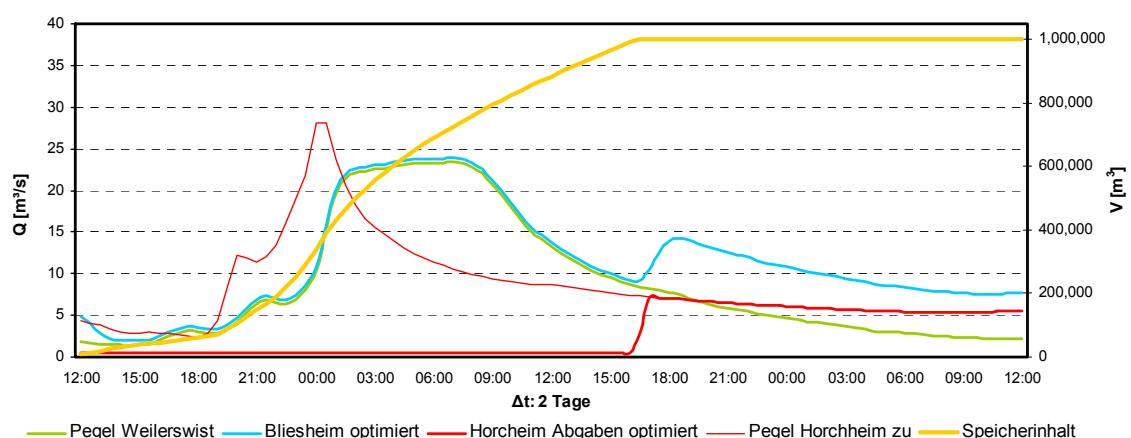


Abbildung 8-41: Konstante Abgabe ( $Q = 0,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 23,9$ )

*Anlage 1*

---

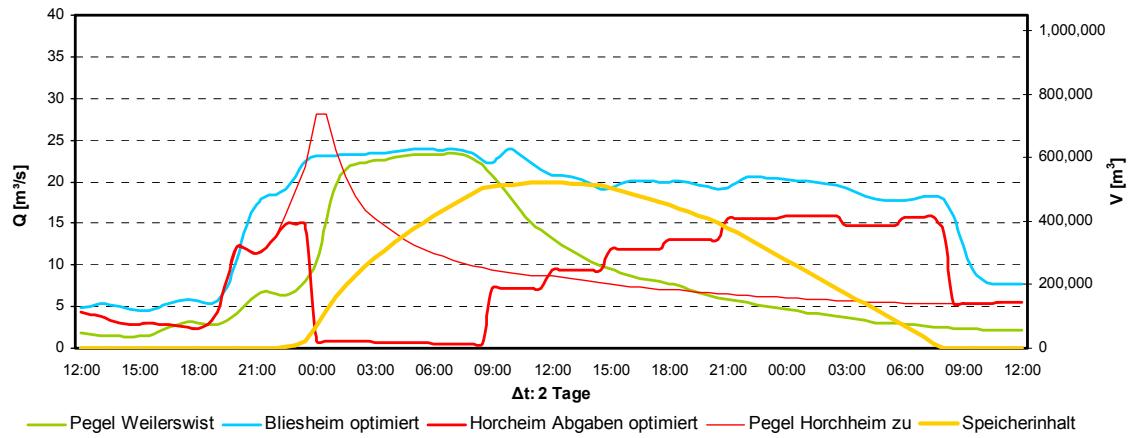


Abbildung 8-42: Dynamische Abgabe ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 23,9 \text{ m}^3/\text{s}$ )

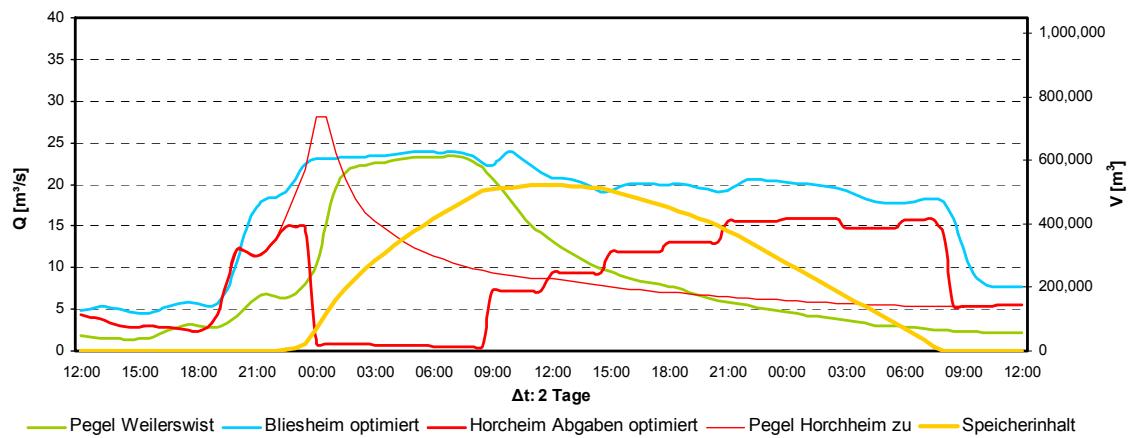


Abbildung 8-43: Dynamische Abgabe mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 23,9 \text{ m}^3/\text{s}$ )

(In diesem Fall springt die HW-Entlastung nicht an, daher das gleiche Ergebnis wie mit HW-Entlastung.)

## Anlage 1

---

### Ereignis 1993/12

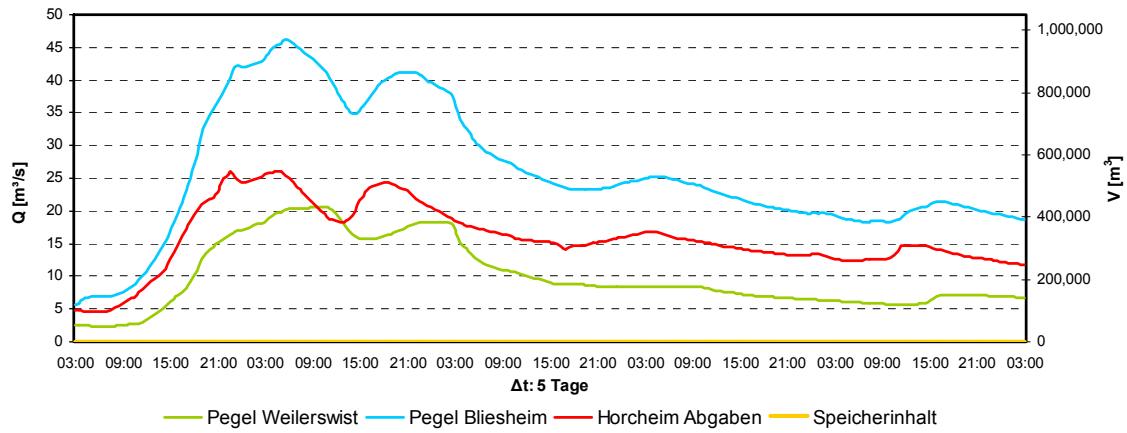


Abbildung 8-44: Ungesteuert

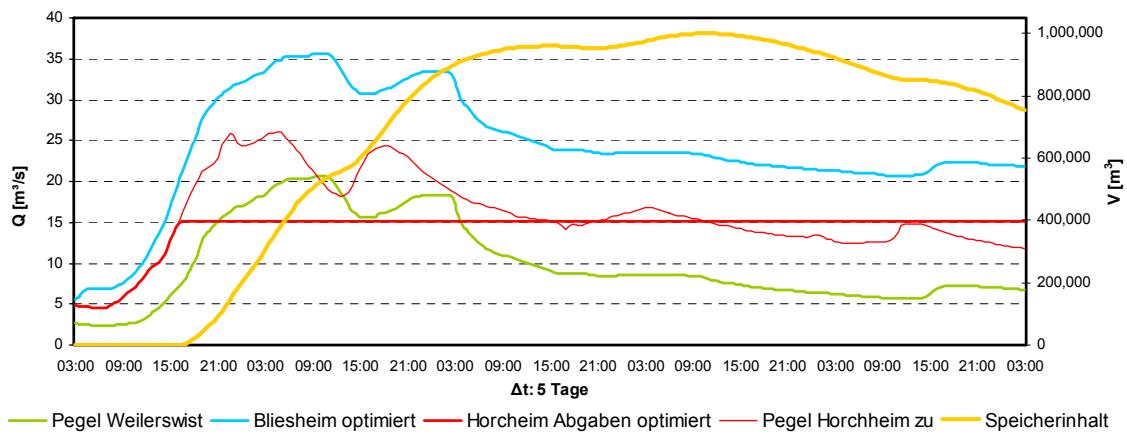


Abbildung 8-45: Konstante Abgabe ( $Q = 15,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 35,7$ )

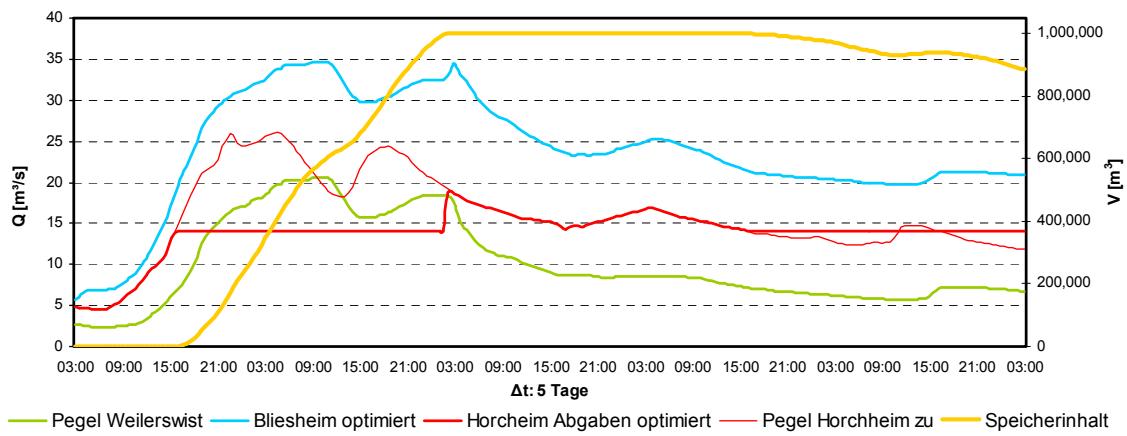


Abbildung 8-46: Konstante Abgabe ( $Q = 14,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ) mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 34,7$ )

## Anlage 1

---

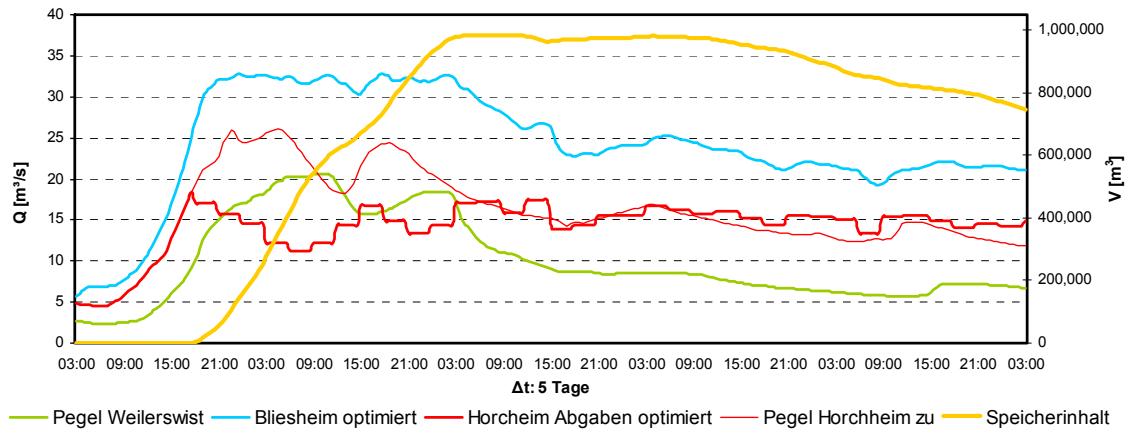


Abbildung 8-47: Dynamische Abgabe ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 32,8 \text{ m}^3/\text{s}$ )

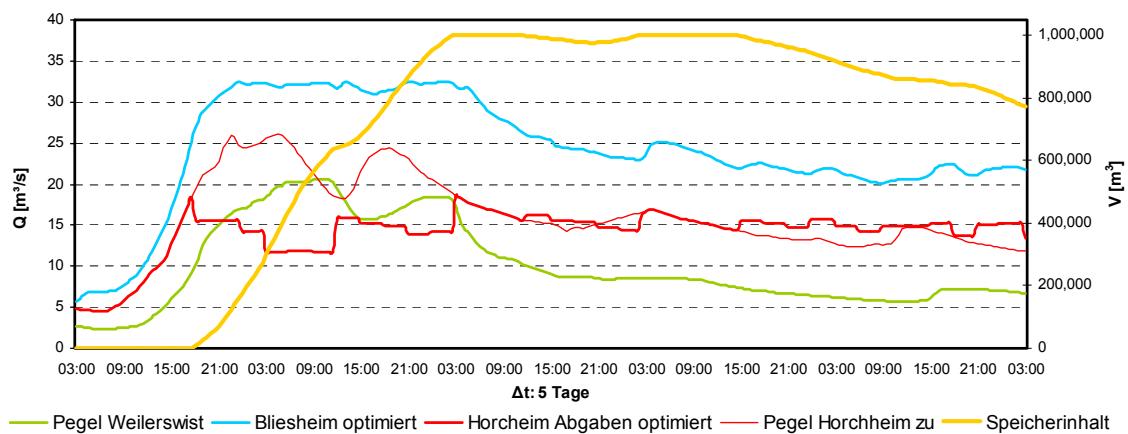


Abbildung 8-48: Dynamische Abgabe mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 32,5 \text{ m}^3/\text{s}$ )

## Anlage 1

---

### Ereignis 2002/05

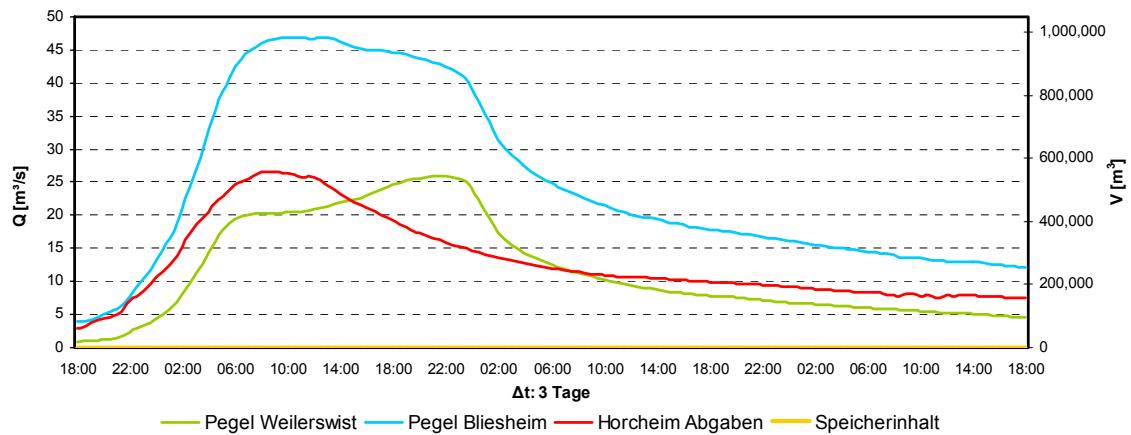


Abbildung 8-49: Ungesteuert

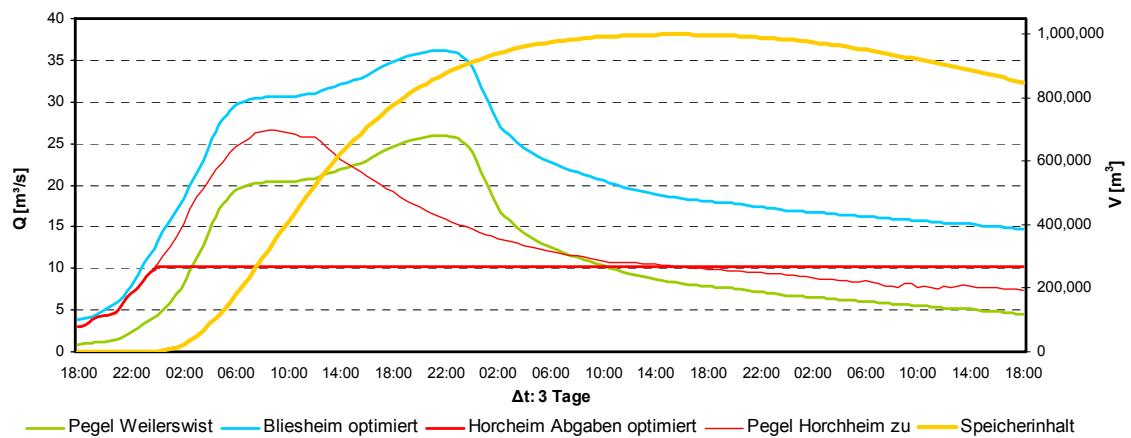


Abbildung 8-50: Konst. Abgabe ( $Q = 10,2 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 36,2$ )

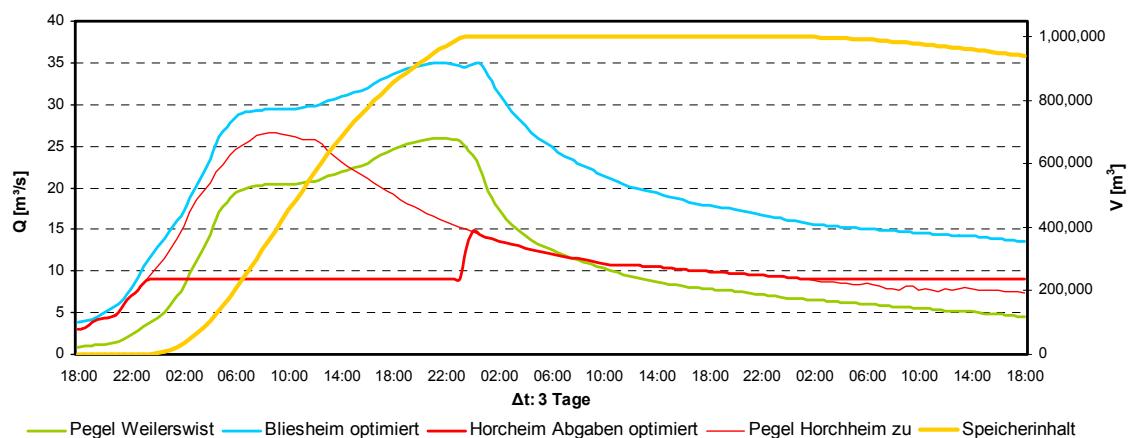


Abbildung 8-51: Konst. Abgabe ( $Q = 9,1 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{max} = 35,0$ )

*Anlage 1*

---

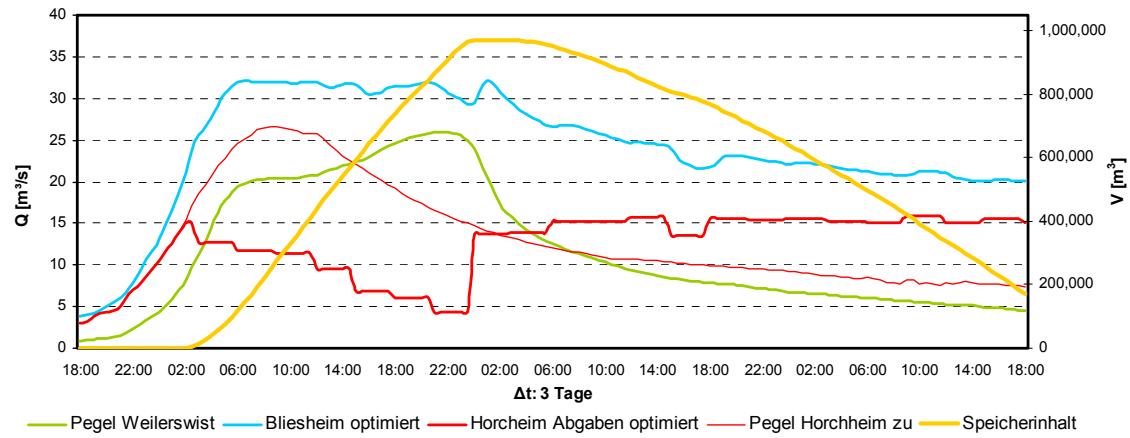


Abbildung 8-52: Dynamische Abgabe ohne Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 32,6 \text{ m}^3/\text{s}$ )

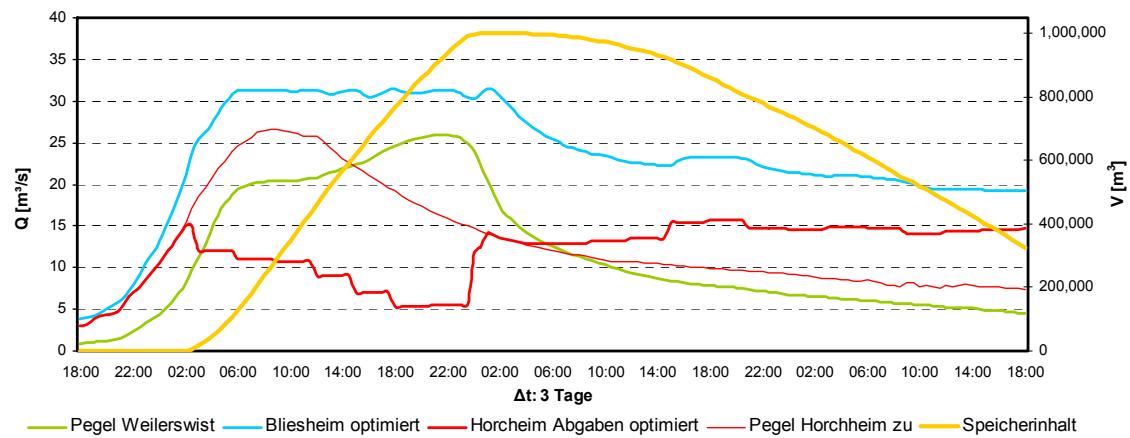


Abbildung 8-53: Dynamische Abgabe mit Einsatz d. HW-Entlastung ( $Q_{\max} = 31,4 \text{ m}^3/\text{s}$ )

## **Anlage 2**

### **Ergebnis Übersicht**

Anlage 2

[l/m]	Simulation von bis	Ereignis		$\Delta t$ [s]	Anzahl d. Maxima	Pegelmessungen			HRB Horchheim Speicherinhalt	Alte Betriebsregel	Rückrechnung P. Bliesheim	Ungesteuert P. Bliesheim
		Q... [m³/s]	v... [Tsd.m³]			Q... [m³/s]	Q... [m³/s]	Q... [m³/s]				
1984/02	06.02.84 12:00	10.02.84 12:00	4.0	2	11.4	21.2	35.9	k.a.	29.4	-	-	31.7
1984/05	28.05.84 13:03	08.06.84 13:03	11.5	2	29.0	46.6	56.2	k.a.	60.0	-	-	60.2
1984/11	22.11.84 18:00	25.11.84 18:00	3.0	1	12.4	21.4	36.2	k.a.	30.4	-	-	33.4
1987/02	27.02.87 00:00	06.03.87 00:00	7.5	2	32.2	25.8	44.9	266	47.8	-	-	55.5
1987/06	30.06.87 15:00	02.07.87 06:00	0.6	1	15.2	21.7	26.7	0	32.2	-	-	32.2
1988/03	11.03.88 18:00	18.03.88 18:00	7.0	3	25.6	23.7	38.4	558	41.7	39.7	44.9	44.9
1989/04	21.04.89 18:00	24.04.89 19:00	8.0	2	32.0	31.7	45.3	384	52.9	-	-	56.2
1992/06	20.06.92 12:00	22.06.92 12:00	2.0	1	30.2	23.6	41.6	0	41.3	-	-	46.5
1993/12	20.12.93 03:00	25.12.93 03:00	5.0	2	26.4	20.6	41.2	701	42.6	-	-	46.1
2002/05	21.04.89 18:00	22.04.89 18:00	3.0	1	26.8	26.0	41.7	42	47.8	-	-	46.9

Konstante Abgabe	Optimierung der konstanten Abgabe pro Ereignis				Opt. der dyn. Abgaben	Im Mittel beste Konstante Abgabe
	Simulation TALSIM Pegel	Mit Nutzung d. H/W Entlastung	Ohne H/W Entlastung	Mit Nutzung d. H/W Entlastung		
Konst. Abgabe	P. Bliesheim	P. Bliesheim	P. Bliesheim	P. Bliesheim	Konst. Abgabe	P. Bliesheim
Q... [m³/s]	Q... [m³/s]	Q... [m³/s]	Q... [m³/s]	Q... [m³/s]	Q... [m³/s]	Q... [m³/s]
30.0	31.7	0	8.8	20.2	7.9	19.3
30.0	55.6	139	22.0	60.0	5.7	52.2
30.0	33.4	0	7.9	20.2	5.2	17.6
30.0	55.5	15	18.2	44.1	15.3	41.2
30.0	32.3	0	0.5	22.2	0.5	22.2
30.0	44.7	0	16.8	40.5	15.4	39.1
30.0	55.1	11	12.6	44.4	12.0	43.7
30.0	46.6	0	2.7	26.1	0.5	23.9
30.0	46.1	0	15.1	35.7	14.1	34.7
30.0	46.9	0	10.2	36.2	9.1	35.0

## **Anlage 3**

### **Niederschlagsvisualisierung**

Das Werkzeug basiert auf einem Rasterverfahren /Maniak 1997/, bei dem das Einzugsgebiet mit einem Gitternetz überdeckt wird. Für jeden Gitterpunkt wird die Berechnung wie folgt durchgeführt: Die von Nord nach Süd und von Ost nach West durch die Gitterpunkte verlaufenden Linien teilen das umgebende Gebiet in vier Quadranten. Mit Hilfe der geographischen Koordinaten der Stationen wird an jedem Quadranten die jeweils nächst gelegene Station bestimmt. Der Niederschlag im Raster wird als gewichtetes Mittel der so festgelegten vier Stationen berechnet. Das Gewicht jeder Station ist umgekehrt proportional dem Quadrat der Entfernung zum Referenzpunkt. Der Niederschlag  $N_{Gi}$  am Gitterpunkt  $G_i$  ergibt sich zu:

$$N_{Gi} = \sum_{i=1}^4 (N_i / di^2) / (\sum_{i=1}^4 1/d_i^2)$$

Gleichung 8-1

$di$  : Abstand zwischen Gitterpunkt und Station  $i$  in km

$N_i$  : Niederschlagssumme der Station  $i$  in mm

Für die Realisierung war es nötig, drei Matrizen und zwei 3-dimensionale Datenfelder anzulegen, welche die Hoch- und Rechtswerte, die Abstände der Gitterpunkte zu den Pegelstandorten, den Gesamtabstand zu den Pegelstationen, die Information über die Niederschlagshöhe der Stationen und die Summe der Niederschläge der zugehörigen Stationen enthalten. Nach der Kalkulation der Niederschlagshöhe wird eine Matrix erstellt, die die Niederschlagshöhe in jedem Gitterpunkt enthält. Ein 3-D-Diagramm stellt die im Intervall  $t - \Delta t$  bis  $t$  gefallenen Niederschlagshöhen der Matrix dar. So entsteht ein zeitlicher und räumlicher Eindruck des Extremniederschlags.

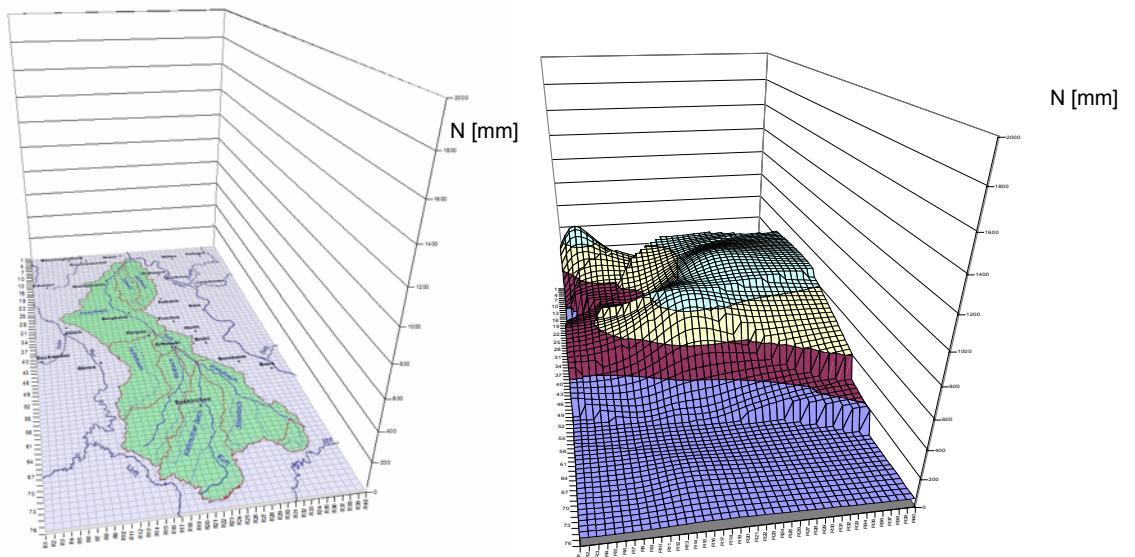


Abbildung 8-54: Niederschlagsvisualisierung (Bild a und b)

Abbildung 8-54a zeigt die Lage des Einzugsgebiets der Erft in der Niederschlagsvisualisierung.

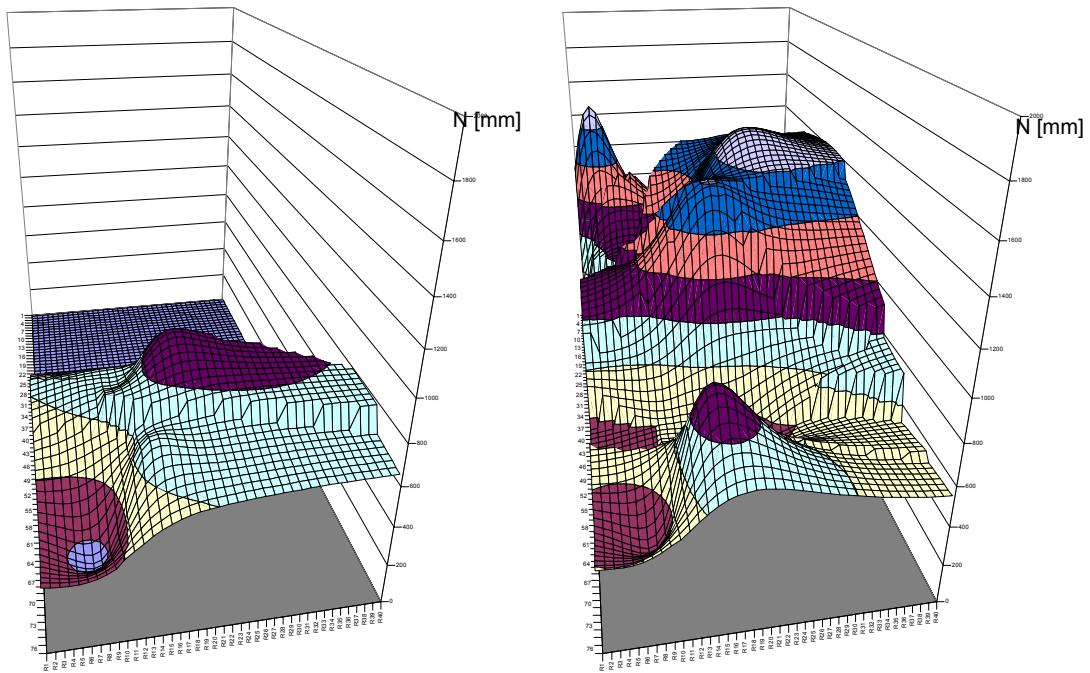


Abbildung 8-55: Niederschlagsvisualisierung (Bild c und d)

Erkennbar ist die Wirkung des Regenschattens bedingt durch die Eifel (siehe Abbildung 8-54 b und Abbildung 8-55 a). Im Zeitraum vor den Extremniederschlägen ist deutlich zu sehen, dass es häufig entweder in der Ebene - im Norden des Einzugsgebiets - oder in dem Teil des Einzugsgebiets, der in der Eifel liegt, regnet. Es scheint, dass es sich zumindest bei einem Teil der Extremereignisse um an der Eifel aufgleitende Niederschläge handelt, die orographisch verstärkt werden.

Über die Anströmrichtung kann hier keine Aussage getroffen werden, da keine Information über Windrichtung und Gesamtwetterlage vorlagen.

Die Analyse mit Hilfe der Niederschlagsvisualisierung wurde nicht für alle Ereignisse durchgeführt, da sich der Export der Zeitreihen aus TALSIM 2.0 in das entsprechende Format als zu zeitaufwendig herausgestellt hat. Des Weiteren konnte nicht verifiziert werden, ob der in TALSIM 2.0 implementierte Zeitreihenexport korrekt arbeitet. Ungeklärt blieb auch, ob das Rasterverfahren, in der hier angewendeten Art und Weise an den Gebietsrändern noch stabil arbeitet.

## **Anlage 4**

### **VBA Quellcode Optimierungsalgorithmus**

## Anlage 4

---

```
Sub EvuloptiDyn()

Application.ScreenUpdating = Worksheets("Erft Pegeldaten").Cells(44, 3)
Worksheets("Erft Pegeldaten").Range("l3:l67") = 15

!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

Const varanz As Integer = 65           'Anzahl Stützstellen
Const parents As Integer = 3           'Anzahl Eltern
Const childs As Integer = 11          'Anzahl Kinder
Dim generations As Integer           'Anzahl Generationen
generations = Worksheets("Erft Pegeldaten").Cells(14, 2)

Const falpha As Double = 1.3           'Faktor alpha=1.3 nach Rechenberg
Dim Dn(1 To varanz) As Double
Dim DnTemp As Double

Dn(1) = Worksheets("Erft Pegeldaten").Cells(16, 2).Value           '(Anfangs-)Schrittweite
Wertebereich = Worksheets("Erft Pegeldaten").Range("L3:L67")
Application.Calculation = xlManual
!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

Worksheets("Erft Pegeldaten").Range("C18").Value = 1           'Zähler auf 1 setzen
Worksheets("Erft Pegeldaten").Range("C19").Value = Time           'Anfangszeit

Dim SPImax, SPIend As Double           'Variablen für die Optimierung
Dim Qn As Double
Dim expo As Integer

Dim Xn(1 To varanz) As Double           'aktuelle Variablenwerte
Dim Xe(1 To varanz, 1 To parents) As Double 'Elternwerte der Variablen
Dim Xb(1 To varanz, 1 To parents) As Double 'Bestwertspeicher Variablenwerte
Dim De(1 To varanz, 1 To parents) As Double 'Elternschrittweite
Dim Db(1 To varanz, 1 To parents) As Double 'Bestwertspeicher Schrittweite
Dim Qb(1 To parents) As Double           'Bestwertspeicher

'Laufvariablen (g über Generationen, m über Eltern, V über varanz)
Dim v, l, g, m, r, j As Integer
Dim z, h, f As Double

For v = 1 To varanz      'Stützstellen werden aus Arbeitsblatt ausgelesen
    Xn(v) = Worksheets("Erft Pegeldaten").Cells(v + 2, 12).Value
Next v

Randomize (123456)

For m = 1 To parents
```

## Anlage 4

---

```
For v = 1 To varanz           'Startwert für die Elternschrittweite wird zugewiesen
    De(v, m) = Dn(1)
    'Startwert für die Eltern werden zugewiesen (alle gleich Anfangswerte)
    Xe(v, m) = Xn(v)

    Next v

Next m

For m = 1 To parents
    'Qualität der Eltern (Anzahl = parents) wird auf sehr kleinen Wert gesetzt
    Qb(m) = -1E+300
Next

' !!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!!

For g = 1 To generations      'Schleife über alle Generationen
    Worksheets("Erft Pegeldaten").Cells(14, 3).Value = g  'Generation-Nr. wird ausgegeben
    For l = 1 To childs 'Schleife über alle Nachkommen
        Worksheets("Erft Pegeldaten").Cells(15, 3).Value = l
        'Nachkomme-Nr. wird ausgegeben
        'Ermitteln der neuen Schrittweiten über Mittelung der Elternschrittweiten
        For v = 1 To varanz
            Dn(v) = 0
            For m = 1 To parents
                'Mittelung der Schrittweite,
                Dn(v) = Dn(v) + (De(v, m) / parents)
            Next
        Next

        Worksheets("Erft Pegeldaten").Cells(16, 3).Value = Dn(1)  'Schrittweite ausgeben

'=====
' Start Mutation
'=====

For v = 1 To varanz
    Do
        expo = (2 * Int(Rnd + 0.5) - 1)          '+/-1
        DnTemp = Dn(v) * falpha ^ expo             'Schrittweite wird mutiert
        r = Int(parents * Rnd) + 1
        'Zufallszahl entscheidet welcher Elternteil vererbt wird
        z = Sqr(-2 * Log(1 - Rnd) / varanz) * Sin(6.2832 * Rnd)
        'Normalverteilte Zufallszahl mit Standardabweichung 1/sqr(varanz)
        Xn(v) = Xe(v, r) + DnTemp * z            'Mutation wird durchgeführt
        Loop While (Xn(v) <= 0.5 Or Xn(v) > 30) 'Restriktion für die mutierten Werte
        Dn(v) = DnTemp
    Next v
```

## Anlage 4

---

```
For v = 1 To varanz
    Wertebereich(v, 1) = Xn(v)
Next
Range("L3:L67") = Wertebereich

Range("C18").Value = Range("C18").Value + 1      'Zähler für Durchläufe heraufsetzen
Range("C20").Value = Time                         'Zeit ausgeben
Qn = Qual()

'Der schlechteste der besten Qualitätswerte wird bestimmt; Position -> j
j = 1
h = Qb(1)
Worksheets("Erft Pegeldaten").Cells(38, 3).Value = Qb(1)
For m = 2 To parents
    If Qb(m) < h Then
        h = Qb(m)
        j = m
    End If
    Worksheets("Erft Pegeldaten").Cells(37 + m, 3).Value = Qb(m)
Next m

'Falls die Qualität des aktuellen Nachkommen besser ist
'als die schlechteste im Bestwertspeicher, wird diese ersetzt
If Qn > Qb(j) Then
    Qb(j) = Qn
    For v = 1 To varanz
        'Die Schrittweite wird ebenfalls übernommen
        Db(v, j) = Dn(v)
        'Die eigentlichen Parameterwerte werden übernommen
        Xb(v, j) = Xn(v)
    Next v
End If
Next l 'Schleife über Nachkommen

'Die Eltern werden gleich der besten Kinder gesetzt (Schrittweite und Parameterwert)
'Die vorherigen Eltern werden vergessen: "(a,b)-ES"
For m = 1 To parents
    For v = 1 To varanz
        De(v, m) = Db(v, m)
        Xe(v, m) = Xb(v, m)
    Next v
Next m
Next g 'Schleife über alle Generationen
```

## Anlage 4

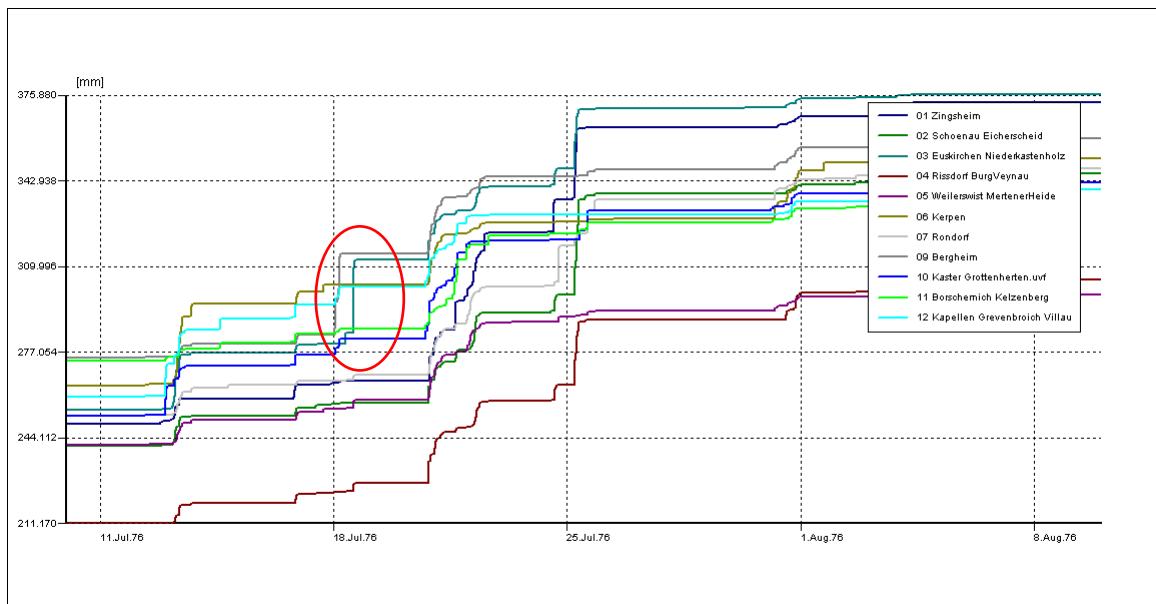
```
'Der beste Qualitätswerte der übriggebliebenen Nachkommen  
'bzw. neuen Eltern) wird gesucht; Position -> j  
j = 1  
h = Qb(1)  
For m = 2 To parents  
    If Qb(m) > h Then  
        h = Qb(m)  
        j = m  
    End If  
Next m  
  
'Ausgeben der besten Eltern  
For v = 1 To varanz  
    'Ausgeben der Stützstellen nach Excel  
    Worksheets("Erfüllt Pegeldaten").Cells(v + 2, 12).Value = Xb(v, j)  
  
Next  
'Ausgeben der besten Schrittweite  
Worksheets("Erfüllt Pegeldaten").Cells(16, 3).Value = Db(1, j) 'Schrittweite wird ausgegeben  
Application.ScreenUpdating = True  
Application.Calculation = xlCalculationAutomatic  
  
End Sub  
  
-----  
  
Function Qual() As Double  
  
    Calculate  
    Qual = Worksheets("Erfüllt Pegeldaten").Cells(22, 3).Value  
  
End Function
```

## **Anlage 5**

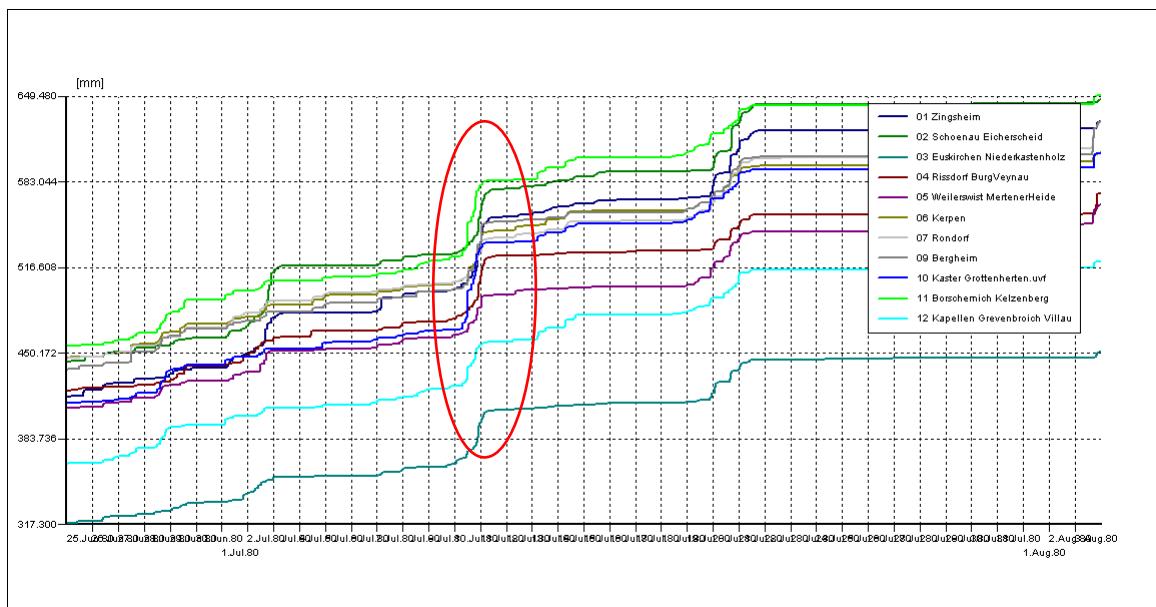
### **Summenlinien Niederschlagsereignisse Sommer**

## Anlage 5

### Ereignis 1976/07

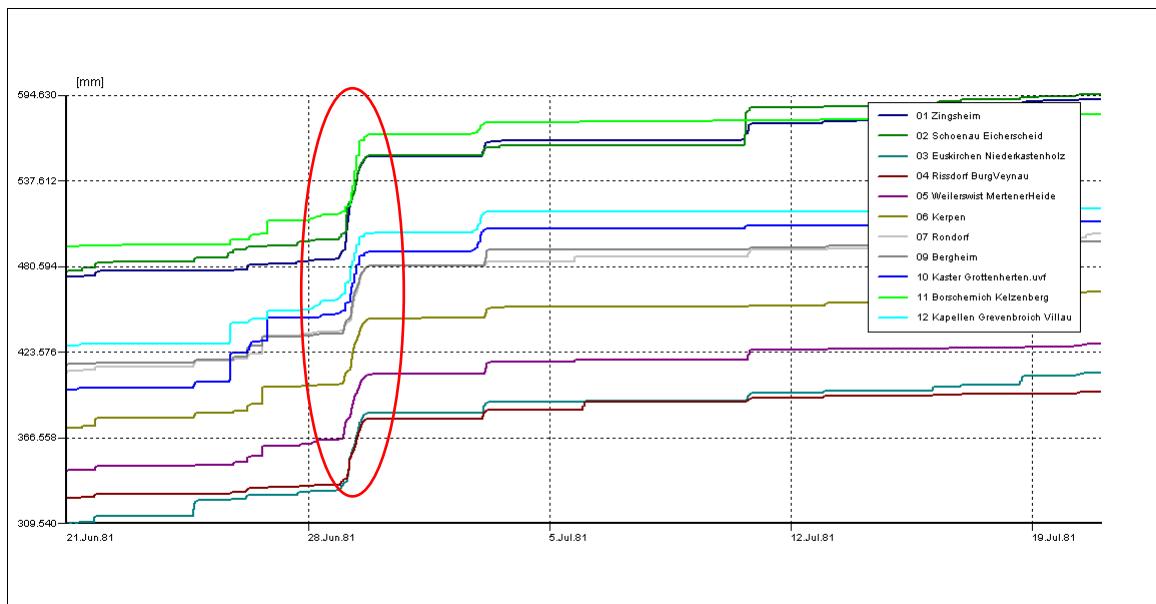


### Ereignis 1980/07

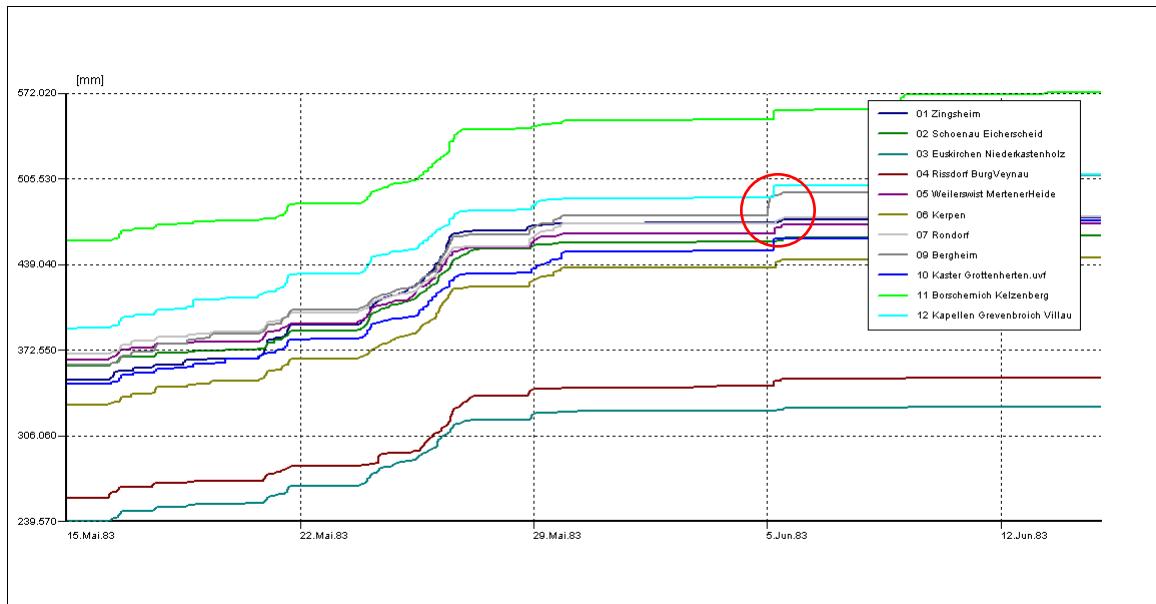


## Anlage 5

### Ereignis 1981/06

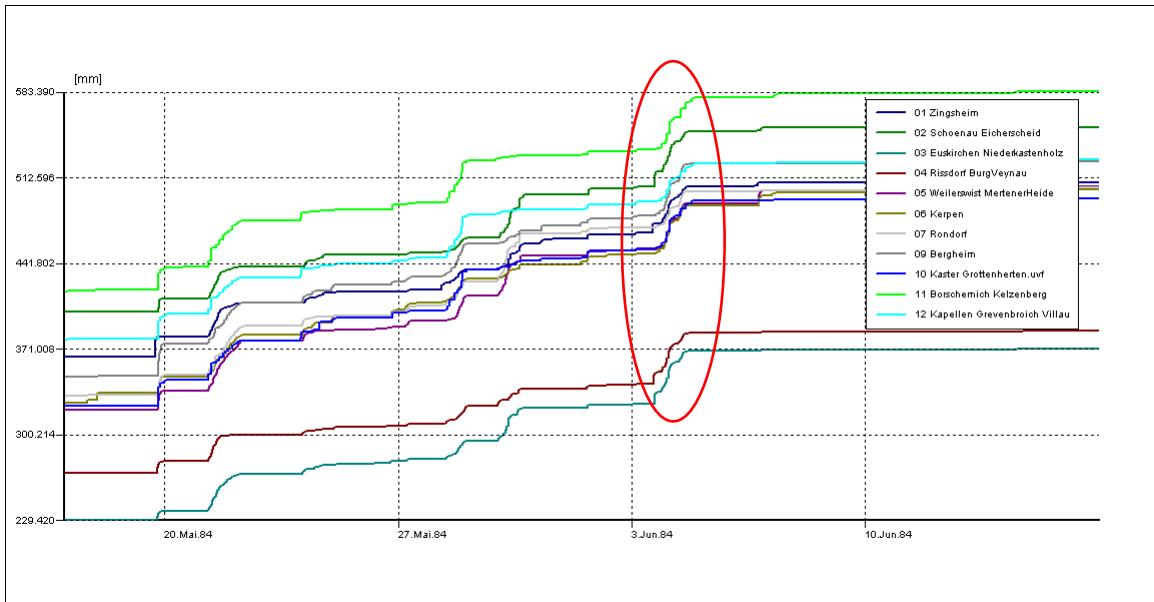


### Ereignis 1983/05

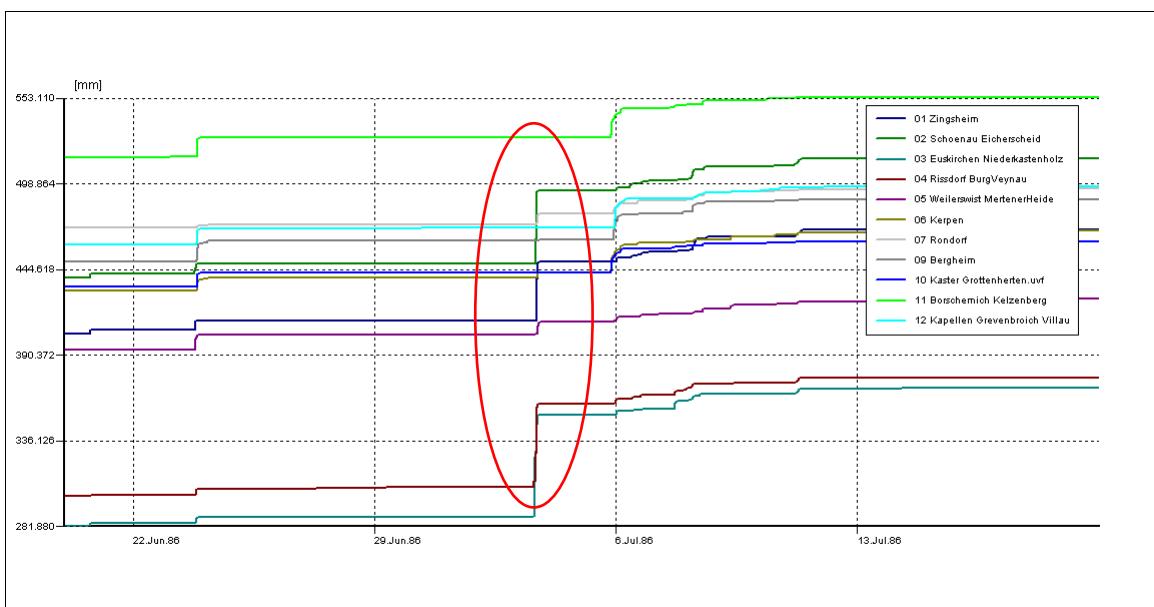


## Anlage 5

### Ereignis 1984/05

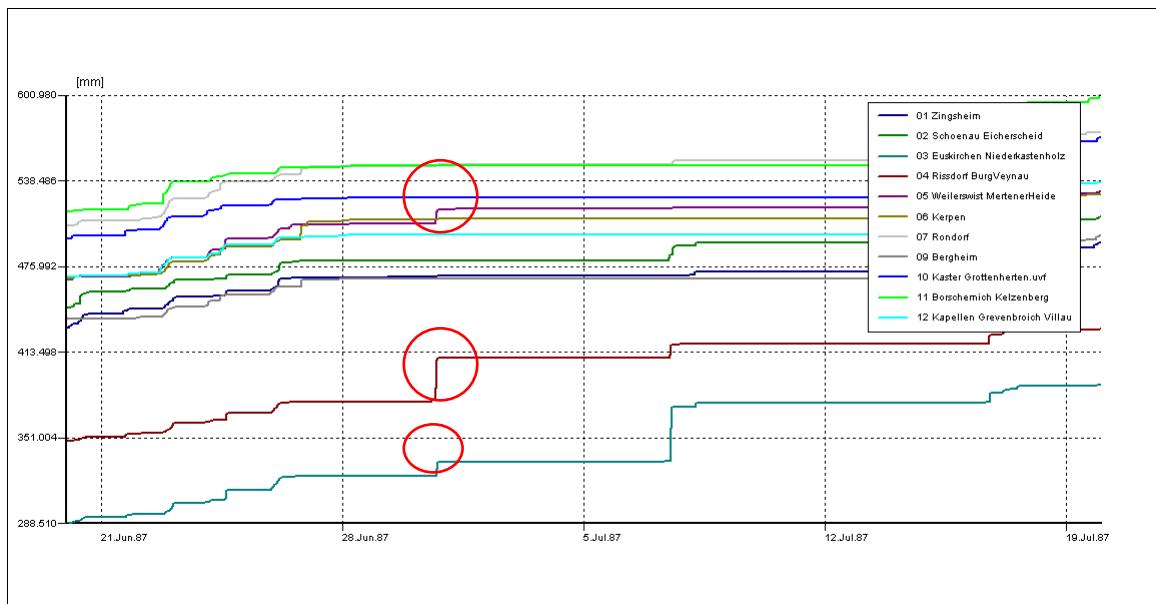


### Ereignis 1986/07

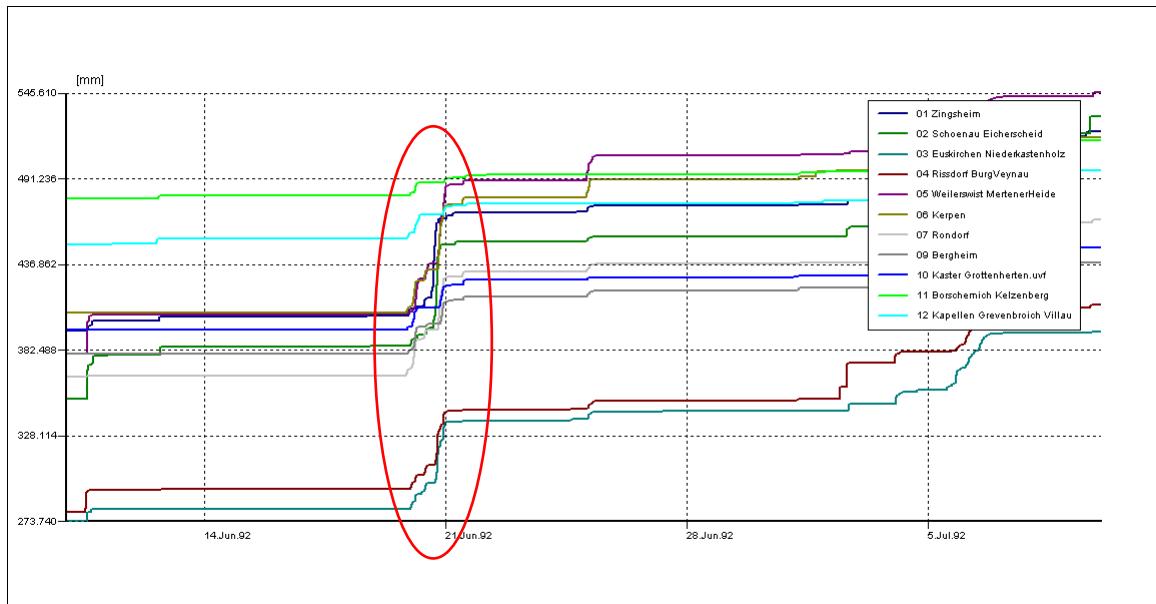


## Anlage 5

### Ereignis 1987/07

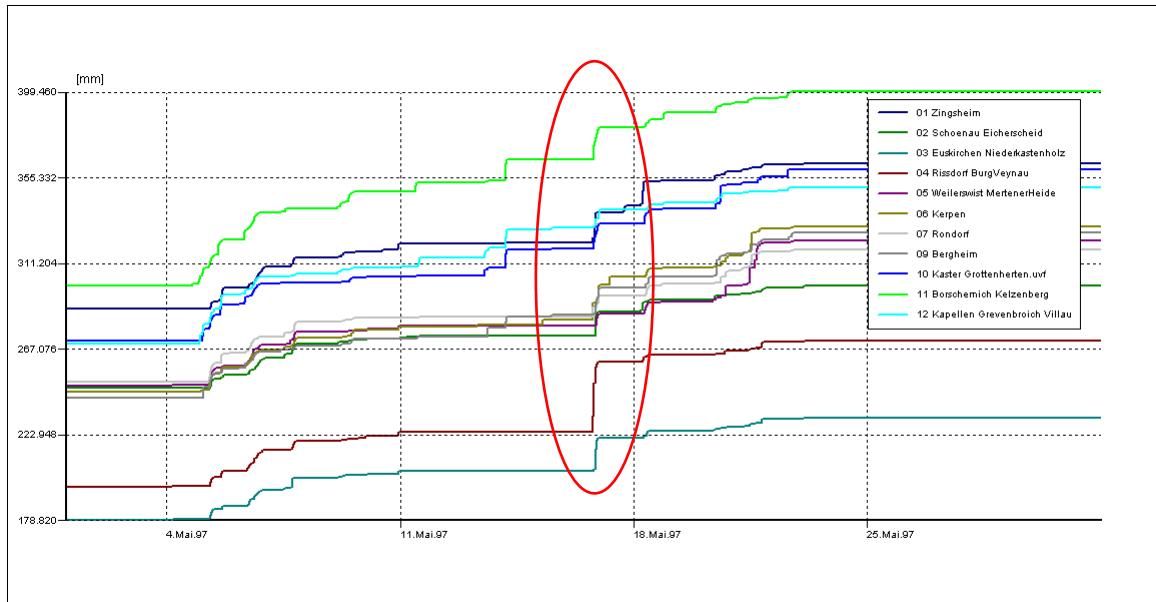


### Ereignis 1992/06

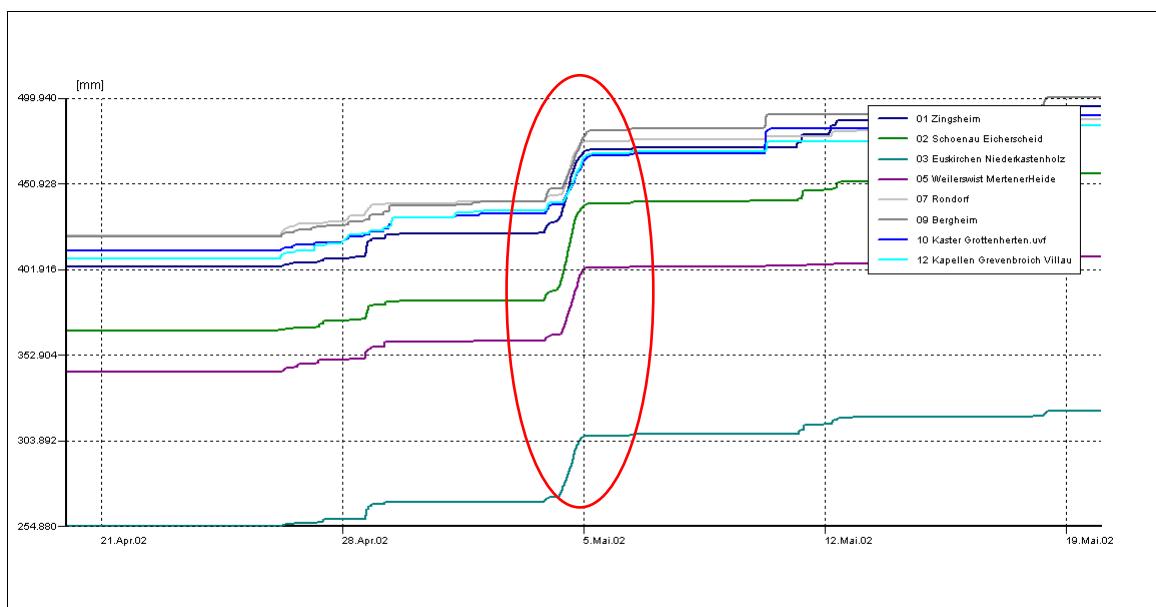


## Anlage 5

### Ereignis 1997/05



### Ereignis 2002/05

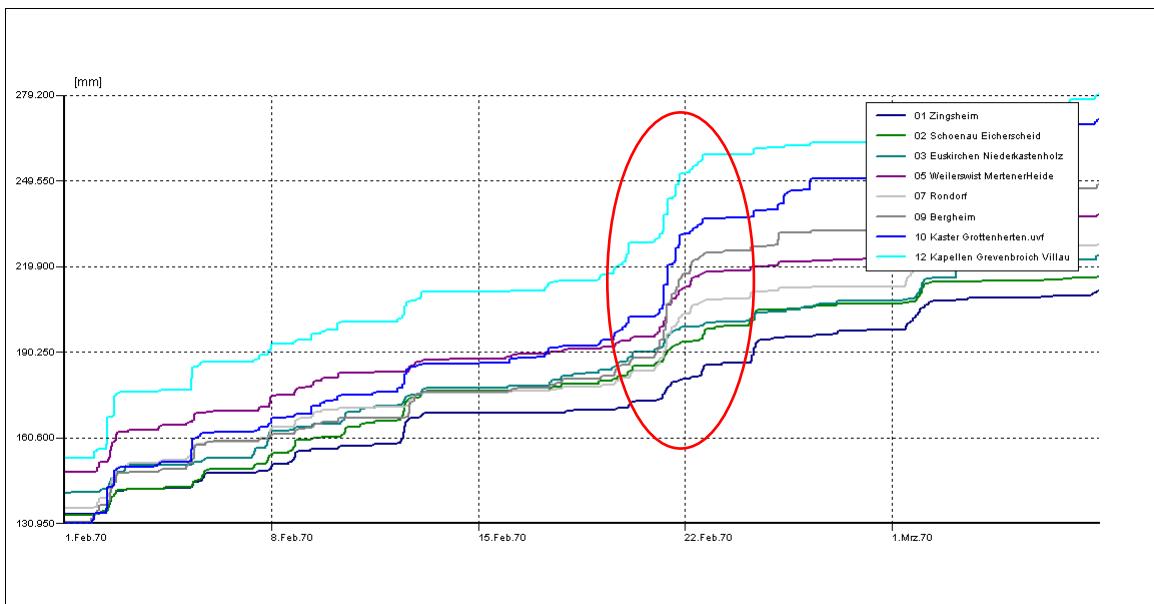


## **Anlage 6**

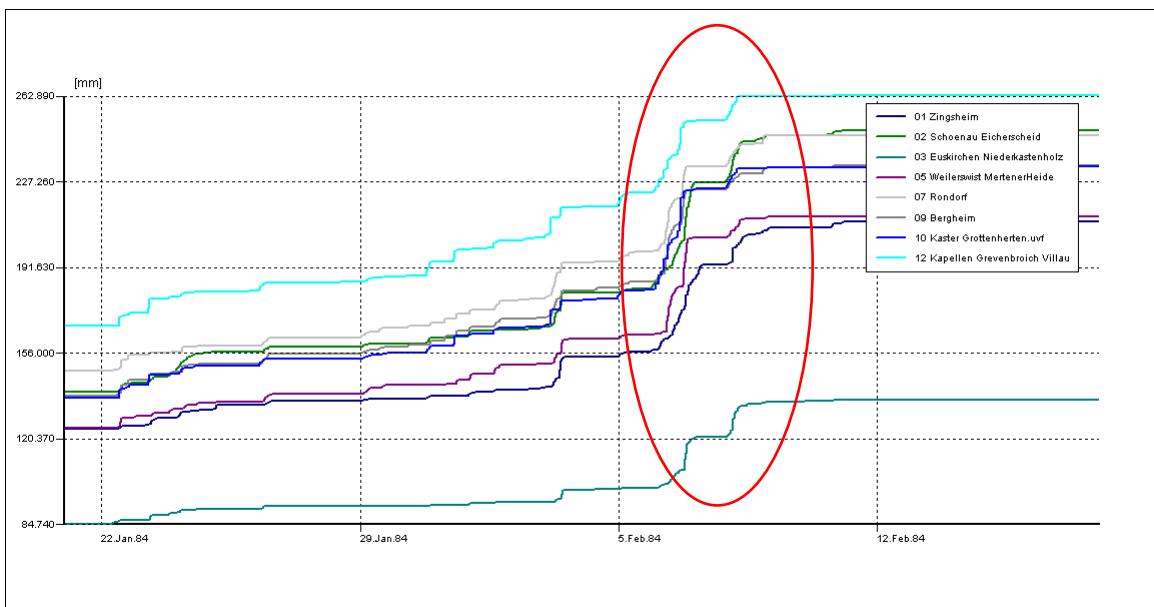
### **Summenlinien Niederschlagsereignisse Winter**

## Anlage 6

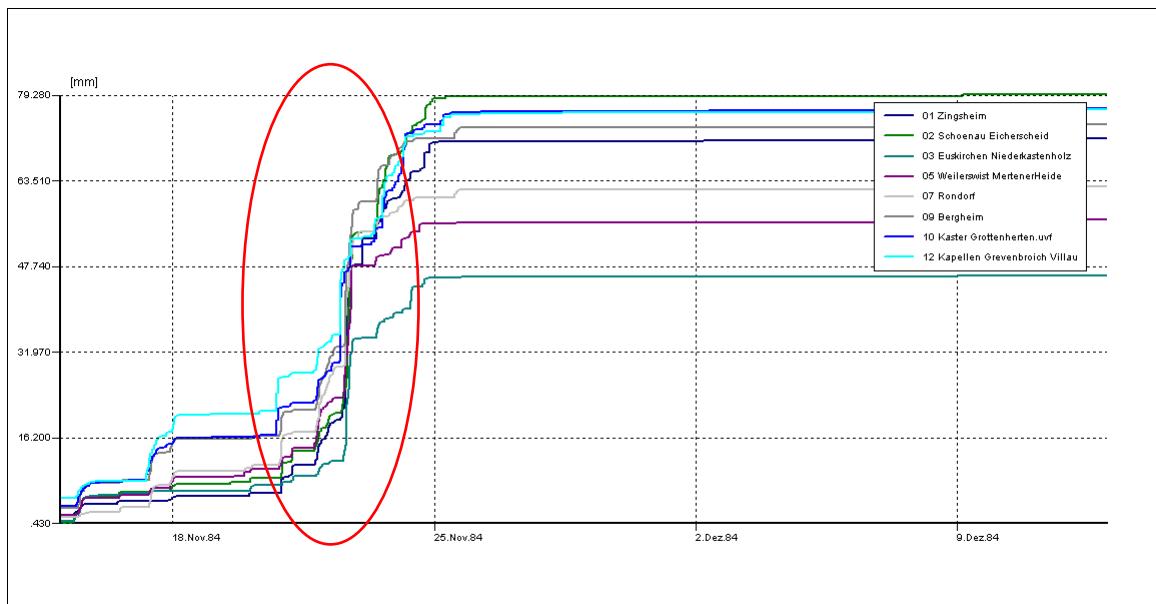
### Ereignis 1970/02



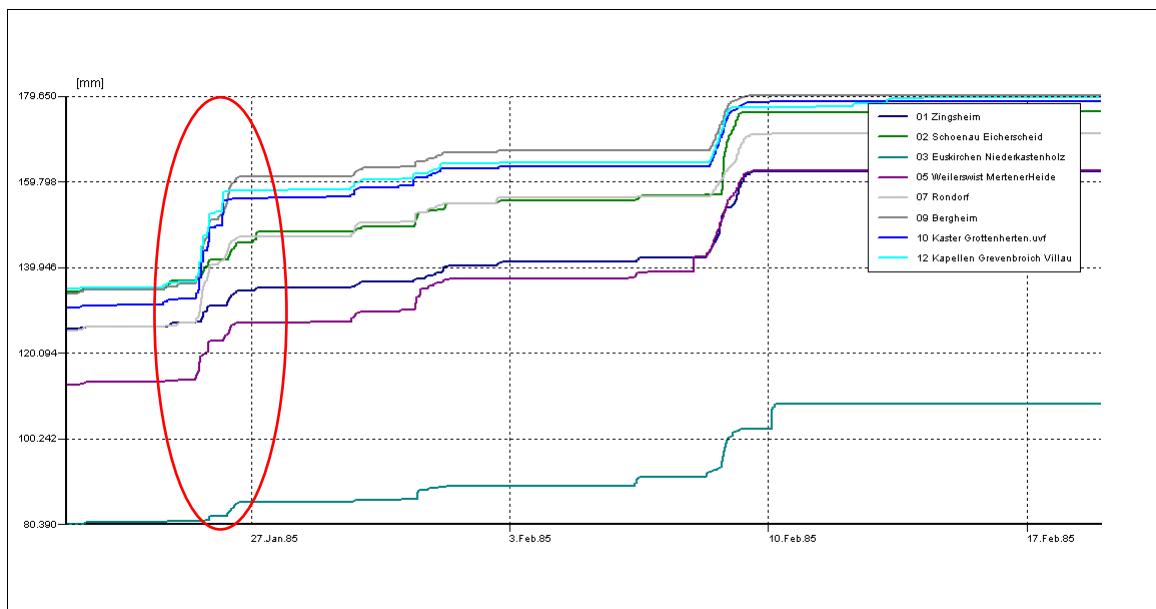
### Ereignis 1984/02



Ereignis 1984/04

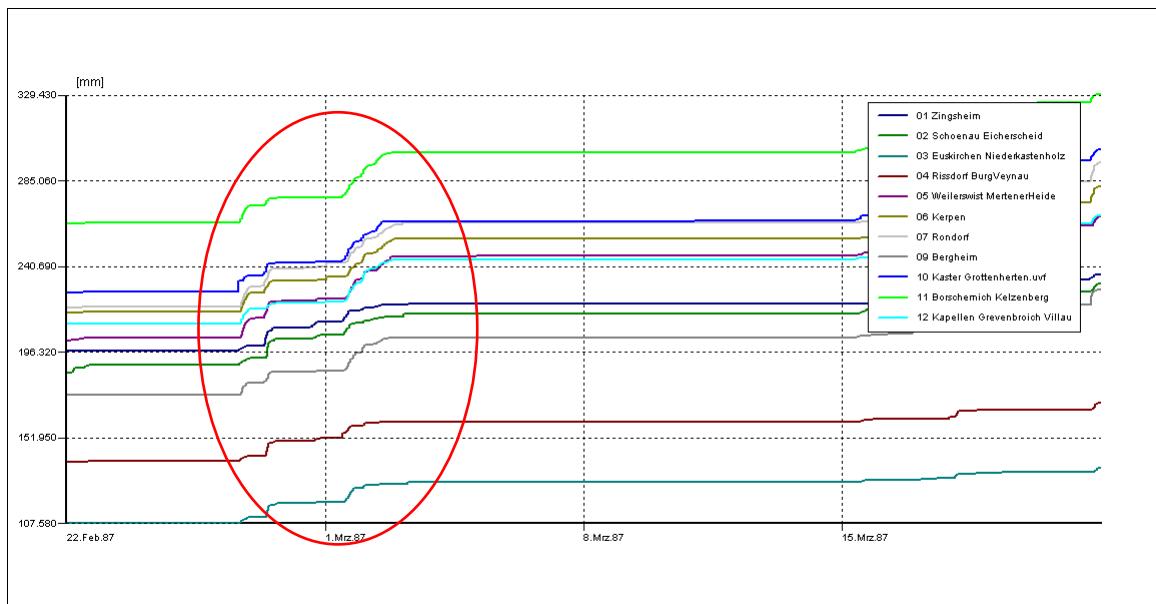


Ereignis 1985/01

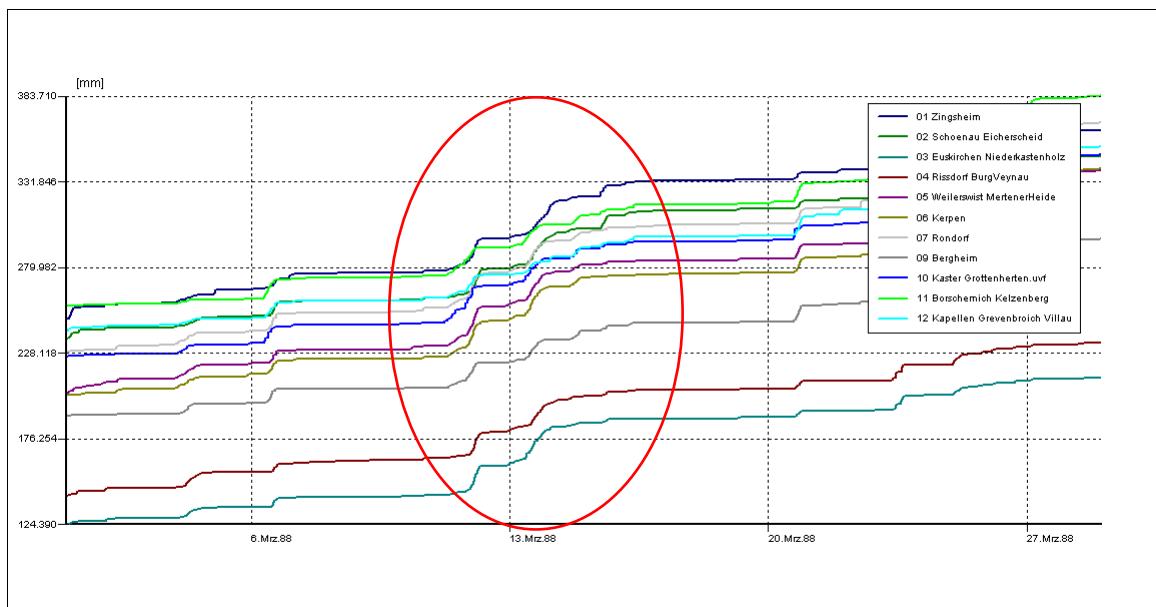


## Anlage 6

### Ereignis 1987/02

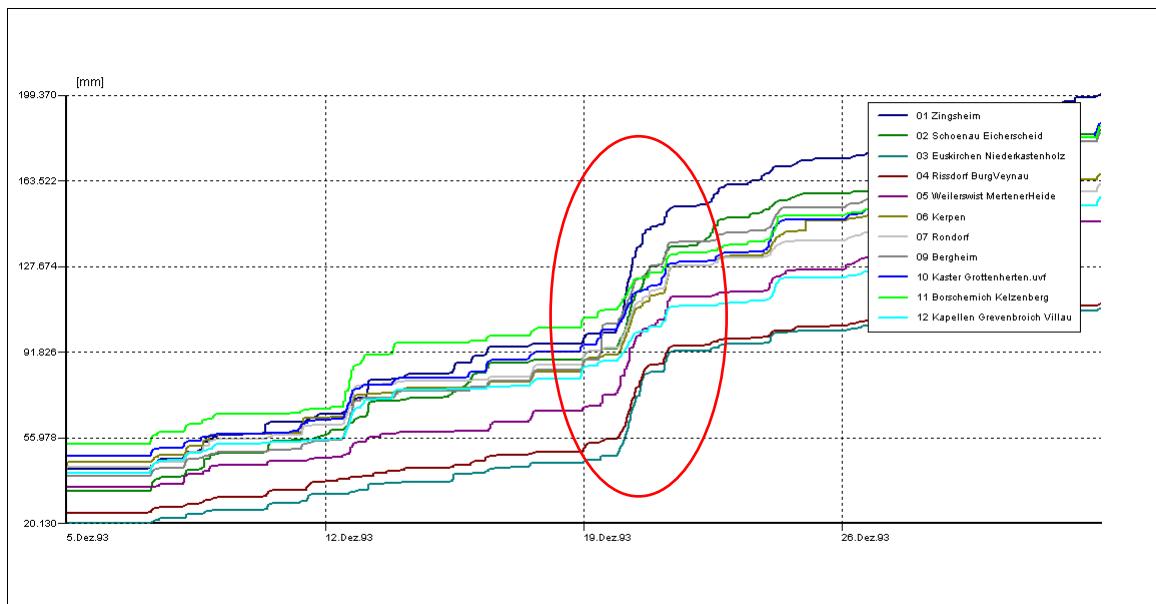


### Ereignis 1988/03

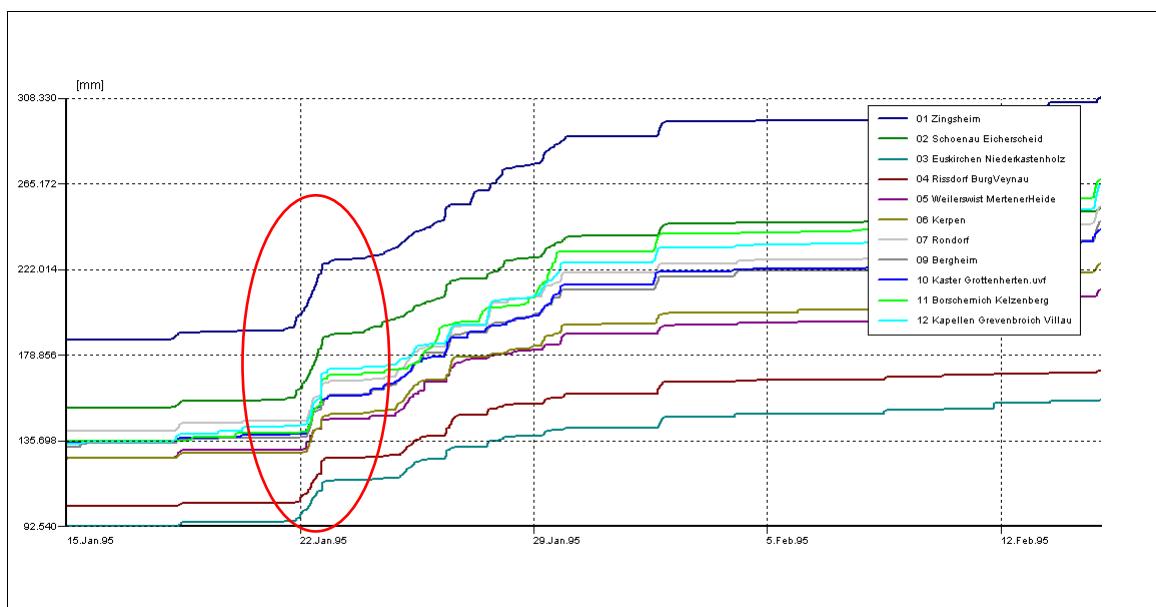


## Anlage 6

### Ereignis 1993/12

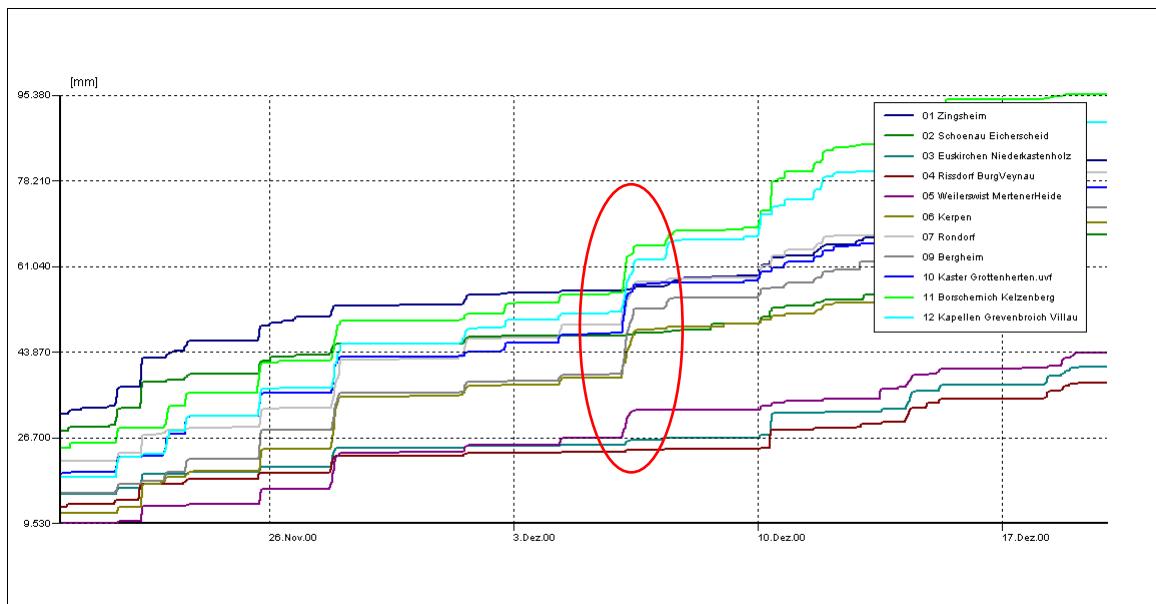


### Ereignis 1995/01

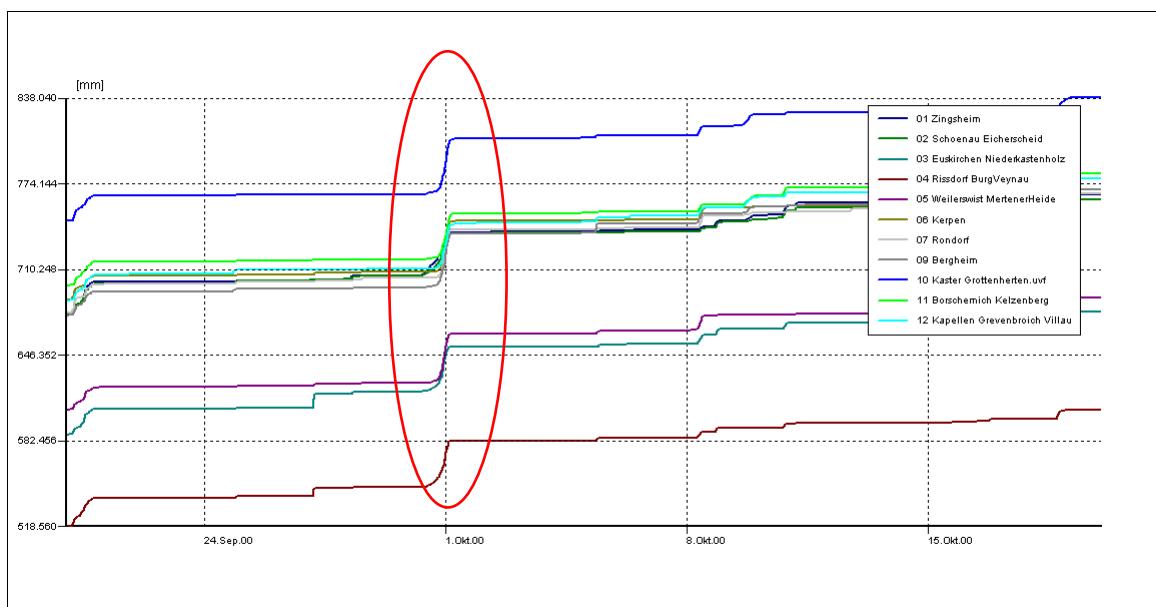


## Anlage 6

### Ereignis 2000/12



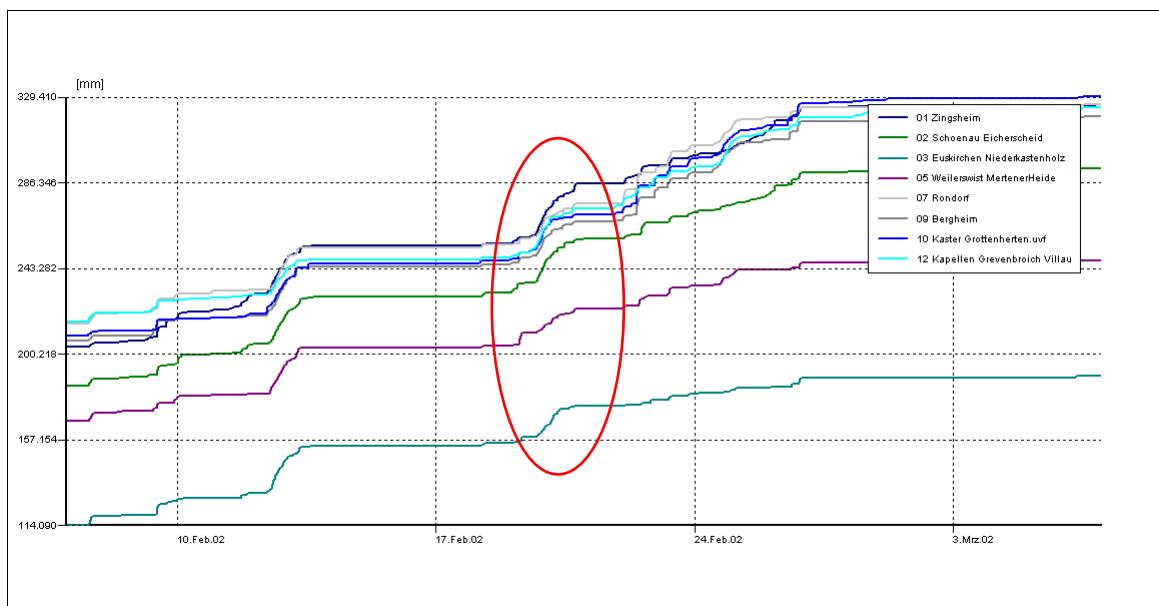
### Ereignis 2000/10



*Anlage 6*

---

Ereignis 2002/02



## **Anlage 7**

### **VBA Quellcode Niederschlagsvisualisierung**

## Anlage 7

---

```
Sub NiederschlagDreiD()
Application.ScreenUpdating = True

Dim i As Integer           'Laufvariable
Dim x As Integer           'Laufvariable
Dim y As Integer           'Laufvariable
Dim m As Integer           'Laufvariable
Dim n As Integer           'Laufvariable
Dim e As Integer           'Laufvariable
Dim f As Integer           'Laufvariable
Dim tmp As Variant          'TempVariable
Dim Treffer As Integer
Dim bool As Boolean

Const MinRW As Integer = 2      'Gibt die Größe der Matrix vor
Const MaxRW As Integer = 62     '...die der Tabellengröße entspricht
Const MinHW As Integer = 2
Const MaxHW As Integer = 92

Const Statanz As Integer = 13    'Anzahl der Stationen

Dim Rechtswert(1 To Statanz) As Long      'Variable für Rechtswert der Stationen
Dim Hochwert(1 To Statanz) As Long         'Variable für Hochwert der Stationen

Worksheets("Stationen").Activate

For i = 1 To Statanz
    Rechtswert(i) = Worksheets("Stationen").Cells(i + 2, 5) 'einlesen der Rechtswerte
    Hochwert(i) = Worksheets("Stationen").Cells(i + 2, 6)   'einlesen der Hochwerte
    Rechtswert(i) = (Rechtswert(i) / 1000) - 2518           'umwandeln der Werte...
    Hochwert(i) = ((Hochwert(i) / 1000) - 5682) * (-1)       '...in Tabellenkoordinaten
    Worksheets("Punkte").Activate
    Worksheets("Punkte").Cells(Hochwert(i), Rechtswert(i)).Interior.ColorIndex = 12
Next

Dim GitterWert(MinHW To MaxHW, MinRW To MaxRW) As Single
Dim GitterDeltaL(MinHW To MaxHW, MinRW To MaxRW, 1 To 3) As Single
Dim GitterDeltaLGes(MinHW To MaxHW, MinRW To MaxRW) As Single
Dim Gitter3Punkte(MinHW To MaxHW, MinRW To MaxRW, 1 To 3) As Integer
Dim Gitter3PunkteSum(MinHW To MaxHW, MinRW To MaxRW) As Integer

Dim DeltaL(1 To Statanz, 1 To 2) As Double

For x = MinHW To MaxHW
    For y = MinRW To MaxRW
```

## Anlage 7

---

```
For i = 1 To Statanz           'errechnen des Abstands
    DeltaL(i, 1) = Sqr(((y - Rechtswert(i)) ^ 2) + ((x - Hochwert(i)) ^ 2))
    DeltaL(i, 2) = i
Next i

For e = 1 To Statanz - 1      'sortieren der Abstände
    For f% = e + 1 To Statanz
        If DeltaL(e, 1) > DeltaL(f%, 1) Then
            tmp = DeltaL(e, 1): DeltaL(e, 1) = DeltaL(f%, 1): DeltaL(f%, 1) = tmp
            tmp = DeltaL(e, 2): DeltaL(e, 2) = DeltaL(f%, 2): DeltaL(f%, 2) = tmp
        End If
    Next f%
Next e

GitterDeltaL(x, y, 1) = DeltaL(1, 1)
GitterDeltaL(x, y, 2) = DeltaL(2, 1)
GitterDeltaL(x, y, 3) = DeltaL(3, 1)
GitterDeltaLGes(x, y) = DeltaL(1, 1) + DeltaL(2, 1) + DeltaL(3, 1)

Gitter3Punkte(x, y, 1) = DeltaL(1, 2)
Gitter3Punkte(x, y, 2) = DeltaL(2, 2)
Gitter3Punkte(x, y, 3) = DeltaL(3, 2)
Gitter3PunkteSum(x, y) = DeltaL(1, 2) + DeltaL(2, 2) + DeltaL(3, 2)

Next y
Next x

Const MinZeile As Integer = 3
Const MaxZeile As Integer = 577
Const MinSpalte As Integer = 3
Const MaxSpalte As Integer = 15

Dim Nieder As Variant

Worksheets("00 Alle").Activate
Nieder = Worksheets("00 Alle").Range(Cells(MinZeile, MinSpalte),_
                                      Cells(MaxZeile, MaxSpalte))

For m = MinZeile - 2 To MaxZeile - 2
    For x = MinHW To MaxHW
        bool = False
        Treffer = 1
        For i = 1 To Statanz
            If x = Hochwert(i) Then Treffer = i: bool = True
        Next i
        For y = MinRW To MaxRW
```

## *Anlage 7*

---

```
If y = Rechtswert(Treffer) And bool = True Then
    GitterWert(x, y) = Nieder(m, Treffer)
        'berechnen des Niederschlags in jedem Gitterpunkt->
Else: GitterWert(x, y) =_
    ((Nieder(m, Gitter3Punkte(x, y, 1)) / (GitterDeltaL(x, y, 1)) ^ 2) +
    (Nieder(m, Gitter3Punkte(x, y, 2)) / (GitterDeltaL(x, y, 2)) ^ 2) +
    (Nieder(m, Gitter3Punkte(x, y, 3)) / (GitterDeltaL(x, y, 3)) ^ 2)) -
        / ((1 / (GitterDeltaL(x, y, 1)) ^ 2) -
            + (1 / (GitterDeltaL(x, y, 2)) ^ 2) -
            + (1 / (GitterDeltaL(x, y, 3)) ^ 2))
End If
Next y
Next x
Worksheets("Karte").Activate
Worksheets("Karte").Range(Cells(MinHW, MinRW), Cells(MaxHW, MaxRW)) = GitterWert
Next m
End Sub
```

## **Anlage 8**

### **Betriebspläne der Hochwasserrückhaltebecken**

### **HRB Eicherscheid**

+ 327,50 m+NN =	00,00 m über Dauerstauniveau I = 0 m <sup>3</sup> (ständiger Dauerstau, der für die betrieblichen Zwecke des HW-Schutzes nicht in Anspruch genommen wird; Inhalt des entschlammten Zustand rd. 30.000 m <sup>3</sup> )  Bei Einstaubeginn: Abgabevoreinstellung = 3,5 m <sup>3</sup> /s, mögliche Becken-vorentlastung bis zu 7,0 m <sup>3</sup> /s in Abhängigkeit vom Wasserstand am Pe-gel Arloff
+ 333,00 m+NN =	05,50 m über Dauerstauniveau I = rd. 300.000 m <sup>3</sup> (Becken wird besetzt, Abgabe festsetzen auf 7,0 m <sup>3</sup> /s)
+ 335,00 m+NN =	07,50 m über Dauerstauniveau I = rd. 486.000 m <sup>3</sup> (Information an StUA Aachen)
+ 336,00 m+NN =	08,50 m über Dauerstauniveau I = rd. 600.000 m <sup>3</sup> (Abgabe 7,0 m <sup>3</sup> /s)
+ 338,00 m+NN =	10,50 m über Dauerstauniveau I = rd. 863.000 m <sup>3</sup> (Stauziel, Wehrschwelle der festen Hochwasserent-lastung)
+ 338,98 m+NN =	11,48 m über Dauerstauniveau I = rd. 1.010.000 m <sup>3</sup> (höchstes Stauziel, Abgabe = 45 m <sup>3</sup> /s bei HQ <sub>1000</sub> )
+ 340,03 m+NN =	12,53 m über Dauerstauniveau Kronenhöhe des Sperrdammes, Freibordmaß zwischen Höchststau und Dammkrone: 1,05 m

*Tabelle 8-1: Stauordinaten, zugehörige Beckeninhalte (I) und Abgaben /Erfzverband 2002/*

### **Beckeneinstau**

Bei Zulaufmengen bis 3,5 m<sup>3</sup>/s erfolgt keine Inanspruchnahme des Stauraums. Wird am Unterwasserpegel (Ablaufpegel HRB Eicherscheid) eine Überschreitung des Abflus-ses von 3,5 m<sup>3</sup>/s registriert, so wird durch die Veränderung des Öffnungswinkels der Regelorgane die Einhaltung des Abflusses von 3,5 m<sup>3</sup>/s reguliert. Das Einhalten des Abflusses von 3,5 m<sup>3</sup>/s ist bis zum Erreichen der Stauordinate von 333,00 m+NN sicher-zustellen. Von der Stauordinate 333,00 m+NN an wird der Abfluss manuell auf 7,0 m<sup>3</sup>/s eingestellt. Im Staubereich zwischen den Ordinaten 333,00 m+NN und 338,00 m+NN ist der Abfluss von 7,0 m<sup>3</sup>/s einzuhalten. Mit Erreichen der Stauordinate 338,00 m+NN sind die Betriebsauslässe und Grundablässe so zu schließen, dass der gesamte Zulauf – ohne Reduzierung der Abgabemenge – über die Hochwasserentlastung geführt wird. Im Katastrophenfall Höchststau 338,98 m+NN ist die Einhaltung dieser Höchststauordinate durch Öffnen eines oder beider Betriebsauslässe und Grundablässe durch manuelle Steu-

erung sicherzustellen. Eine Inanspruchnahme der Freibordhöhe über 338,98 m+NN hinaus bei HQ<sub>1000</sub> ist nicht zulässig.

Bis zu einem Pegelstand von 1,10 m (ca. 14 m<sup>3</sup>/s) gemessen am Erftpegel Arloff kann bis zur Stauordinate von 333,00 m+NN im Hochwasserrückhaltebecken Eicherscheid zur Schonung von Stauraum mit maximal 7,0 m<sup>3</sup>/s gemessen am Ablaufpegel HRB Eicherscheid vorentlastet werden, soweit die Gesamtsituation des Unterlaufs dies zulässt.

#### ***Freimachen des inanspruchgenommenen Hochwasserschutzraumes***

Liegt die Stauordinate über 338,00 m+NN, so bleiben die Betriebsauslässe und Grundablässe bis zum Erreichen der Abgabe von 7,0 m<sup>3</sup>/s gemessen am Ablaufpegel HRB Eicherscheid geschlossen, der rückläufige Abfluss erfolgt ausschließlich über die Hochwasserentlastung. Sobald am Anlaufpegel HRB Eicherscheid der Abfluss 7,0 m<sup>3</sup>/s unterschreitet, wird die Abgabe aus dem Becken durch Öffnung eines oder beider Betriebsauslässe und Grundablässe auf die Einhaltung von 7,0 m<sup>3</sup>/s gemessen am Ablaufpegel HRB Eicherscheid eingeregelt, bis wiederum die Stauordinate von 333,00 m+NN erreicht ist. Die Abgaberegelung unterhalb der Stauordinate 333,00 m+NN bis zum Erreichen des Dauerstauniveaus erfolgt umgekehrt sinngemäß wie beim Einstau.

/Erftverband 2002/

#### ***HRB Horchheim***

120,54 m+NN =	0,00 m Lattenablesung Sohle der Erft vor dem Einlaufbauwerk
126,00 m+NN =	5,46 m Lattenablesung OK Wehrschwelle Hochwasserentlastung beherrschbarer Stauraum Stauinhalt rd. 800.000 m <sup>3</sup>
126,50 m+NN =	5,96 m Lattenablesung Stauziel Stauinhalt rd. 1.072.000 m <sup>3</sup>
127,00 m+NN =	6,46 m Lattenablesung höchstes Stauziel Abgabe gleich Zulaufwassermenge, so dass höchstes Stauziel nicht überschritten wird Stauinhalt rd. 1.376.000 m <sup>3</sup>

*Tabelle 8-2: Betriebskenndaten /Erftverband 2002/*

### *Beckeneinstau*

Bis zu einer Höhe von 30 m<sup>3</sup>/s entspricht der Zulauf dem Ablauf. Wird der Ablauf von 30 m<sup>3</sup>/s – gemessen am Ablaufpegel HRB Horchheim – überschritten, so wird durch Schließen der Durchflussöffnungen die Abgabe aus dem Stauraum ins Unterwasser von 30 m<sup>3</sup>/s gemessen am Ablaufpegel HRB Horchheim einreguliert.

Bei Erreichen der Wehrschwelle der Hochwasserentlastung 126,00 m+NN werden die Verschlüsse so geregelt, dass der gemeinsame Abfluss über die Hochwasserentlastung und unter den Segmentverschlüssen 30 m<sup>3</sup>/s gemessen am Ablaufpegel HRB Horchheim beträgt.

Bei weiter steigenden Wasserständen wird der in Fließrichtung gesehen rechte Verschluss bis auf die Distanzstücke, der in Fließrichtung gesehen linke Verschluss vollständig geschlossen.

Bei Erreichen des höchsten Stauziel von 127,00 m+NN ist die Abgabemenge durch Öffnen der Verschlussorgane auf die Zulaufmenge einzustellen, da die Inanspruchnahme der Freibordhöhe, d. h. der Einstau über die höchste Stauordinate von 127,00 m+NN nicht zulässig ist.

### ***Freimachen des inanspruchgenommenen Hochwasserrückhalteraums***

#### *Entleeren des außergewöhnlichen Hochwasserrückhalteraums*

Sobald die Zulaufmenge zum Hochwasserrückhaltebecken gemessen am Zulaufpegel unter 30 m<sup>3</sup>/s sinkt, ist die schnellstmögliche Entleerung des außergewöhnlichen Hochwasserrückhalteraums (127,00 m+NN bis 126,50 m+NN) sicherzustellen.

Bis zum Erreichen des Stauziels von 126,50 m+NN muss die Abgabe gemessen am Ablaufpegel HRB Horchheim mindestens 30 m<sup>3</sup>/s betragen.

Soweit die Abflussverhältnisse im Unterwasser dies zulassen, ist eine weitere Erhöhung der Abgabe möglich. Eine Überlagerung mit hohen Abflüssen im Unterlauf ist hierbei zu vermeiden.

#### *Entleeren des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraumes*

Unterschreitet der Beckenpegel die Stauordinate 126,50 m+NN und beträgt die Zulaufmenge zum Hochwasserrückhaltebecken gemessen am Zulaufpegel weniger als 30

m<sup>3</sup>/s, so sind die Verschlussorgane soweit zu schließen, dass eine Abgabemenge gemessen am Ablaufpegel HRB Horchheim von 30 m<sup>3</sup>/s eingehalten wird. Diese Abgabemenge ist bis zur Entleerung des Beckens beizubehalten.

Steigt die Zulaufwassermenge während des Entleerungsvorgangs wieder an, so tritt sofort die Einstauregelung in Kraft.

#### ***Andere Abgaberegelungen***

Sobald die Summe der Abflüsse aus der Swist – gemessen am Pegel Weilerswist – und aus der Erft – gemessen am Ablaufpegel HRB Horchheim – 55 m<sup>3</sup>/s und der außergewöhnliche Hochwasserrückhalteraum entleert ist, wird die Abgabe aus dem Hochwasserrückhaltebecken Horchheim so gedrosselt ( $Q_{ab} < 30 \text{ m}^3/\text{s}$ ), dass der Abfluss in der Summe Swist + Erft konstant bleibt. Diese Einstellung wird an dem in Blessen installierten Bolzen (Lage: Erftbrücke Frauenthaler Strasse / Höhe: 95,13 m+NN) überprüft und gegebenenfalls korrigiert.

#### ***HRB Niederberg (Plan festgestellt)***

Zur Zielsetzung der Steuerung liegen keine Informationen vor.

#### ***HRB Garsdorf (Plan festgestellt; Steckbrief)***

$V_{ges} = 1,6 \text{ Mio. m}^3$  1. BA: Stauziel 58 m+NN → 0,9 Mio. m<sup>3</sup>

2. BA: Stauziel 59 m+NN.→ 1,6 Mio. m<sup>3</sup>

Inhaltskurve:

<b>Höhe m+NN</b>	<b>Volumen in Mio. m<sup>3</sup></b>
55,0	0,1
55,5	0,2
56,0	0,3
56,5	0,4
57,0	0,5
57,5	0,7
58,0	0,9
58,5	1,2
59,0	1,6

Max.  $Q_{ab} = 5,5 \text{ m}^3/\text{s}$  (stufenlos regelbar von  $0 - 5,5 \text{ m}^3/\text{s}$ )

***HRB Mödrath (Planfeststellungsverfahren; Steckbrief)***

$V_{ges} = 1,7 \text{ Mio. m}^3$

Inhaltskurve:

Höhe m+NN	Volumen in Mio. m <sup>3</sup>
75,0	0,4
75,5	0,7
76,0	1,0
76,5	1,4
77,0	1,7

Max.  $Q_{ab} = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$  (stufenlos regelbar von  $0 - 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ )

## **Anlage 9**

### **Im Mittel optimierte Abgaben**

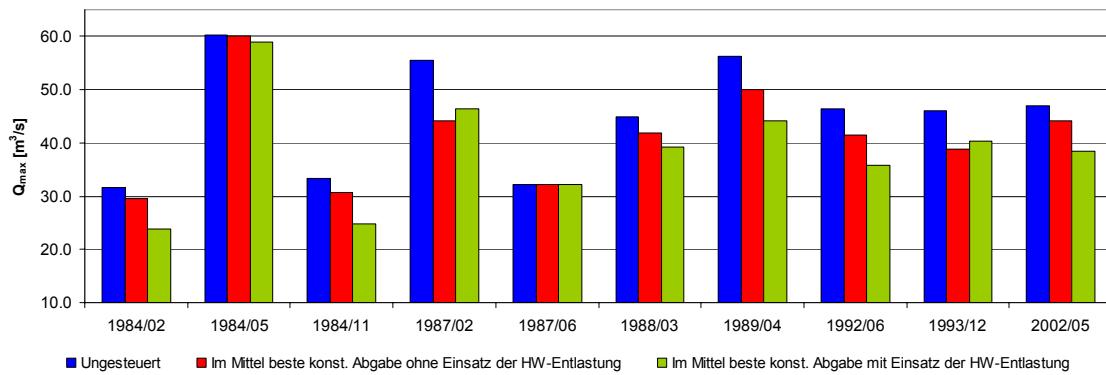


Abbildung 8-56:  $Q_{max}$  am P. Bliesheim bei gemittelten konstanten Abgaben

## **Anlage 10**

### **Datengrundlage**

*Anlage 10*

---

Einzugsgebiet	Übersichtskarte	Digital + Hardcopy
HRB Eicherscheid	Beschreibung	Hardcopy
	Betriebsplan	Hardcopy
	Stauinhaltskurve	Digital
	Bilder	Digital
HRB Horchheim	Beschreibung	Hardcopy
	Betriebsplan	Hardcopy
	Stauinhaltskurve	Digital
	Bilder	Digital
HRB Niederberg	Grundsätzliche Konzeption	Hardcopy
HRB Garsdorf	Steckbrief	Hardcopy
HRB Möderath	Steckbrief	Hardcopy
Niederschlagszeitreihen	Zingsheim	Digital
	Schönau-Eicherscheid	Digital
	Euskirchen-Niederkastenholz	Digital
	Rissdorf-BurgVeynau	Digital
	Weilerswist-MertenerHeide	Digital
	Kerpen	Digital
	Rondorf	Digital
	Juelich	Digital
	Bergheim	Digital
	Kaster-Grottenherten	Digital
	Borschemich-Kelzenberg	Digital
	Kapellen-Grevenbroich-Villau	Digital
	Neuss-Duesseldorf	Digital
Abflusszeitreihen	Schönau	Digital
	Eicherscheid	Digital
	Arloff	Digital
	Horchheim	Digital
	Bliesheim	Digital
	Möderath	Digital
	Glesch	Digital
	Weilerswist	Digital

*Anlage 10*

---

Burg Veynau	Digital	
Friesheim	Digital	
Langenich	Digital	
Temperaturzeitreihen	Euskirchen	Digital
Verdunstungszeitrei- hen	Euskirchen	Digital
GeoInformationen	Lage der Pegel	Digital
	Lage der Niederschlagsstationen	Digital
	Lage der Hochwasserrückhaltebecken	Digital
	Verlauf der Fließgewässer	Digital
	Höheninformation	Digital
	Teilgebiete	Digital
	Unterteilgebiete	Digital
	Gebietsgrenzen des Erftverbands	Digital