Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse

Erhöhung der Bauwerksicherheit und Reduktion des Hochwasserrisikos im Unterlauf durch optimierte Speicher- und Poldersteuerung unter Berücksichtigung ökologischer Belange

RIMAX 33

Abschlussbericht zum BMBF geförderten Projekt

Zuwendungsempfänger: TU Darmstadt Ausführende Stelle: Fachgebiet für Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung (IHWB)	ihwb	
Zuwendungsempfänger: TU Dresden Ausführende Stelle: Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD)		
Vorhabensbezeichnung: Erhöhung der Bauwerksicherheit und Reduktion des Hochwasserrisikos im Unterlauf durch optimierte Speicher- und Poldersteuerung unter Berücksichtigung ökologischer Belange Förderkennzeichen: 02WH0630 und 02WH0631		
Laufzeit des Vorhabens: 01.06.2005 bis 31.12.2008		
Berichtszeitraum 01.06.2005 bis 31.12.2008		

Prof. Dr.-Ing. Manfred Ostrowski Dipl.-Ing. Felix Froehlich Technische Universität Darmstadt Fachgebiet für Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung Petersenstraße 13 64287 Darmstadt, Germany Tel.: +49-(0)6151-16-2143 Fax: +49-(0)6151-16-3243 Email: ostrowski@ihwb.tu-darmstadt.de	Prof. Dr.-Ing. habil Reinhard Pohl Dr.-Ing. Antje Bornschein Dipl.-Hydr. Robert Dittmann Dipl.-Ing. Stefano Gilli Technische Universität Dresden Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik D-01062 Dresden Tel.: +49-(0)351-463-35693 Fax: +49-(0)351-463-37168 Email: mail@iwd.tu-dresden.de

Darmstadt und Dresden Juni 2009

Inhaltsverzeichnis

1. Projektüberblick 1
1.1. Wissenschaftliche und technische Arbeitsziele des Vorhabens 1
1.2. Methodik 2
1.3. Hochwasserrisiko 3
2. Modellierung wasserwirtschaftlicher Systeme 5
2.1. Niederschlag-Abfluss-Modellierung 5
2.1.1. Einleitung 5
2.1.2. Abflussbildung 6
2.2. Beschreibung der Systemelemente des Programms TALSIM 10
2.2.1. Transportstrecken 10
2.2.2. Speicher und Polder 11
2.3. Betriebsregeln 13
2.3.1. Freihalten des Hochwasserrückhalteraumes (Typ Ia) 13
2.3.2. Freihalten des Hochwasserrückhalteraumes durch Vorentlastung (Typ Ib) 13
2.3.3. Hochwasserentlastung (Typ II) 14
2.3.4. Betriebsregel für Regelabgabe (Typ III) 14
2.3.5. Beeinflussung einer Abgabe durch Systemzustände (Typ IV) 14
3. Die Ausbreitung von Hochwasserwellen in Flussvorlandsystemen und Poldern 15
3.1. Die Veränderung von Hochwasserwellen während der Ausbreitung und Berechnungsverfahren 15
3.2. Stationäre Fließgewässerberechnung 17
3.3. Instationäre Fließgewässerberechnung 19
3.3.1. Die Saint-Venant-Gleichungen 19
3.3.2. Kinematische Welle 20
3.3.3. Diffusionswelle 20
3.3.4. Dynamische Welle 22
3.3.5. Vergleich der verschiedenen Wellenmodelle 23
3.4. Vergleich der Berechnungsverfahren für den stationären und den instationären Abfluss 24
3.4.1. Unterschiede dem stationären und dem instationären Berechnungsverfahrens in HEC-RAS 24
3.4.2. Numerische Stabilitätsprobleme der Software HEC-RAS und Lösungsvorschläge 25
3.4.3. Vergleich zwischen stationären und instationären Berechnungsergebnissen 27
3.5. Der Hystereseeffekt 30
3.5.1. Ursachen für den Hystereseeffekt 30
3.5.2. Zuflussganglinien 31
3.5.3. Prismatisches Gerinne 31
3.5.4. Flussabschnitt der Roten Weißeritz 33
3.6. Gegenüberstellung von ein- und zweidimensionaler hydraulisch-numerischer Berechnung 34
3.6.1. Modellaufbau für die zweidimensionale Berechnung 35
3.6.2. Vergleich der Ergebnisse der stationäre und der instationäre zweidimensionalen Berechnung 36

3.6.3. Vergleich einer ein- und zweidimensionalen hydraulisch-numerischen Berechnung 38
3.7. Modellvergleich TALSIM – HEC-RAS 38
3.7.1. Prismatische Gerinne 38
3.7.2. Übertragung der hydraulischen Kennlinien von HEC-RAS nach TALSIM 41
3.8. Ermittlung des Schadens durch Überflutung 42
3.8.1. Methode zur Ermittlung einer querschnittsbezogenen Wasserstands-Schadens-Funktion 42
3.8.2. Schadensarten 46
3.8.3. Schadensfunktionen 46
4. Berechnung des hydraulisch-technischen Risikos an Stauanlagen 50
4.1. Die meteorologisch-hydrologische Belastung von Stauanlagen und Poldern 50
4.1.1. Bemessungsniederschlag 50
4.1.2. Bemessungshochwasser 55
4.1.3. Hochwasser und Polder 56
4.2. Berechnung der Freibordhöhe 57
4.2.1. Eingangsgrößen 57
4.2.2. Beispiel 60
5. Ökologische Belange der Speicherbewirtschaftung 63
5.1. Ökologische Auswirkungen von Talsperren 63
5.2. Quantifizierung der hydrologischen Veränderung 64
5.3. Möglichkeiten zur Verminderung negativer ökologischer Auswirkungen 67
5.3.1. Dynamische Betriebsregel 67
6. Optimierung der Speicherbewirtschaftung 69
6.1. Steuerung und Regelung 69
6.1.1. Begriffsbestimmung 69
6.1.2. Die Bestimmung von Störgrößen für die Steuerung 70
6.1.3. Kurzfriststeuerung im Hochwasserfall 70
6.1.4. Langfriststeuerung 73
6.2. Optimierungsverfahren 74
6.3. Mehrzieloptimierung 74
6.3.1. Zielfunktionen 76
6.4. Optimierung anhand des Schadens im Unterwasser 79
6.5. Überprüfung allgemeiner Betriebsregeln 80
6.5.1. Niederschlag 80
6.5.2. Anfangswasserstand der Talsperren 82
6.5.3. Notwendige Freibordhöhe 83
6.5.4. Untersuchte Steuerstrategien 83
6.5.5. Konvergenz der Lösungen 84
6.6. Optimierung allgemeiner Betriebsregeln 85
6.6.1. Steuerstrategien 86
6.6.2. Zielfunktionen 86
6.6.3. Ergebnisse 87
6.7. Optimierung einer Echtzeitsteuerung 91
6.7.1. Bewertungssystem der ereignisbezogenen Optimierung 92
6.7.2. Ergebnisse 92

6.7.3. Berücksichtigung von Unsicherheiten 94
6.8. Optimierung der Poldersteuerung 98
6.9. Optimierung einer langfristigen Speicherbewirtschaftung 100
6.9.1. Ziele 100
6.10. Fallstudien 102
6.10.1. Stauanlagensystem Lehnmühle/Klingenberg und Malter 102
6.10.2. Oleftalsperre 129
6.11. Verknüpfung langfristiger und kurzfristiger Optimierung 135
7. Zusammenfassung und Ausblick 137
8. Danksagung 140
9. Abbildungsverzeichnis 141
10. Tabellenverzeichnis 148
11. Literatur 148

1. Projektüberblick

1.1. Wissenschaftliche und technische Arbeitsziele des Vorhabens

Im Blickpunkt des Forschungsvorhabens stehen meist in Mittelgebirgsregionen gelegene Speicher und ihre Einzugsgebiete sowie der zugehörigen Unterlauf, meist im Übergangsbereich zu flachen Auen bis zum Zufluss in ein schiffbares Gewässer. Die betrachteten Einzugsgebiete (AE bzw. EG) besitzen eine Größe von < 2000 km².

Die übergeordnete Zielsetzung des Projekts ist die Bereitstellung und praktische Aufbereitung von Werkzeugen und Verfahren zur Analyse und Optimierung der Betriebs- und Steuervorschriften von Speichersystemen in Bezug auf die Reduktion des Hochwasserrisikos für Bauwerke und Unterläufe. Dabei wird die Funktionalität anhand von zwei komplexen Fallstudien getestet und nachgewiesen.

Betriebsvorschriften sind vorab bekannte Anweisungen für die Abgaben aus Speichern im Hochwasserfall, während Steueranweisungen Rahmenkonzepte für aktuelle Abgaben unter Beachtung der aktuellen und kurzfristig erwarteten Zuflusssituation und der Anfangsspeicherfüllung sind. Unter Speichersystemen werden die jeweiligen Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken sowie steuerbare Flusspolder und nicht steuerbare Vorlandspeicher im Verbund in einem definierten Einzugsgebiet verstanden.

Der Risikobegriff umfasst dabei sowohl die hydraulisch/hydrologische Bauwerkssicherheit der Speicher als auch das Hochwasserrisiko entlang der Unterläufe. Dabei ist eine Nebenbedingung die möglichst uneingeschränkte Aufrechterhaltung bestehender Nutzungen sowie die Erhaltung und Verbesserung der ökologischen Bedingungen im Speicherraum und in den Flusskorridoren.

Es wird angestrebt, zunächst die komplexe Aufgabe eines integrierten, ökologisch orientierten Hochwasserschutzes transparent darzustellen und darauf aufbauend ein geeignetes Handwerkszeug zur Analyse von Hochwasserschutzsystemen im Bereich der Mittelgebirge und angrenzender Übergangsstrecken zu entwickeln. Damit soll auch anderen Betreibern integrierter Hochwasserschutzsysteme die Möglichkeit eröffnet werden, die eigenen Betriebs- und Steuervorschriften zu überprüfen und bei Bedarf zu modifizieren.

1.2. Methodik

Um ein Gesamtsystem zur Optimierung von Speichern im Haupt- und Nebenschluss bei Hochwasser aufstellen zu können, hilft die Betrachtung einer kausalen Wirkungskette, die den Zusammenhang von extremem Hochwasser und Gefahren beschreibt (vgl. Abbildung 1.1).

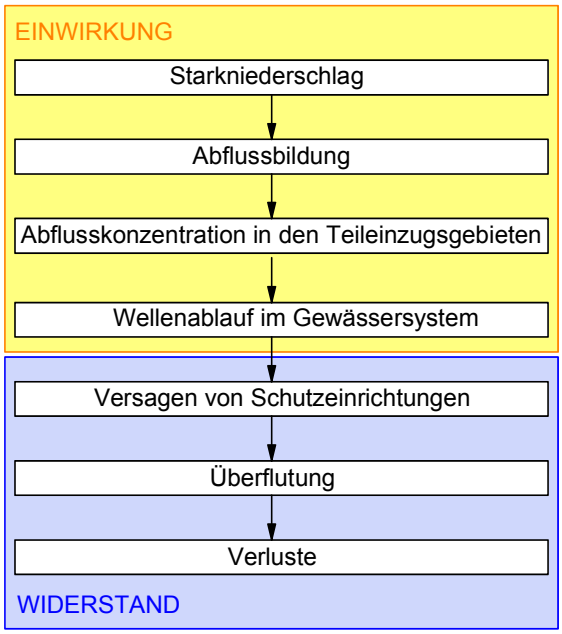

Abbildung 1.1: Wirkungskette Hochwasser (nach Thieken et. al 2006).

Ziel ist es, diese komplexe Wirkungskette in Werkzeuge umzusetzen, die als Berechnungsgrundlage für die Steuerung von Schutzeinrichtungen dienen können. Als Schutzeinrichtungen werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit Speicher betrachtet.

Das Gesamtsystem setzt sich aus dem betrachteten Einzugsgebiet mit den darin enthaltenen Speichern zusammen. Es wird ein Modell verwendet, das sowohl die Niederschlags-Abfluss-Modellierung als auch die Speichersimulation enthält. Das Simulationsmodell wird mit extremen Niederschlägen und stochastisch variablen Anfangsbedingungen belastet. Über die Teilwirkungskette „Starkniederschlag – Abflussbildung – Abflusskonzentration in den Teileinzugsgebieten - Wellenablauf im Gewässersystem“ werden Speicherzuflusswellen erzeugt.

Entsprechend den Zuflusswellen und den hydrologischen Randbedingungen im Unterlauf werden die Speicher so gesteuert, dass die Zielfunktionen, die die zu erfüllenden Kriterien hinsichtlich der letzten Glieder der Wirkungskette (Versagen von Schutzeinrichtungen – Überflutung – Verluste) beinhalten, optimal erfüllt werden. Dazu wird ein Bewertungssystem aufgestellt, das sich aus folgenden Teilsystemen zusammensetzt:

1. Versagenssicherheit der Schutzeinrichtungen
2. Versorgungssicherheit (Trinkwasser, Brauchwasser)
3. Monetäre Schäden im Unterwasser durch Überflutung

Jedes dieser Teilbewertungssysteme besitzt Zielkriterien mit unterschiedlichen Bewertungsskalen, die sich widersprechen können. So kann durch eine modifizierte Steuerung z. B. eine Reduzierung von monetären Schäden im Unterwasser durch Überflutungen mit einer Verringerung der Talsperrensicherheit einhergehen. Eine multikriterielle Optimierung ergibt hier mehrere gleichwertige (pareto-optimale) Lösungen. Somit liegt es am Talsperrenbetreiber in Abhängigkeit von den Rahmenbedingungen und im Zusammenhang mit einer Priorisierung der Kriterien eine aus seiner Sicht optimale Steuerung zu wählen.

Die Optimierung von Betriebs- und Steuervorschriften in Form von Betriebsregeln wurde in der vorliegenden Arbeit anhand vierer Anwendungsgebiete untersucht:

1. Überprüfung allgemeiner Betriebsregeln: Mit einer Monte-Carlo-Simulation wurde eine Vielzahl von Hochwasserereignissen generiert und Betriebsregeln, die vom Nutzer a priori festgelegt wurden, multikriteriell überprüft. Hierzu gehörte auch die Untersuchung zur Vorentlastung von Talsperren bei einer vorhandenen Niederschlagsvorhersage mit dem Hauptziel der Reduzierung des Überflutungsschadens im Unterwasser.
2. Optimierung allgemeiner Betriebsregeln: Auf Grundlage der aus der Monte-Carlo-Simulation stammenden Hochwasserereignissen wurden mit einem multikriteriellen Optimierungsverfahren allgemeine Betriebsregeln für Talsperren optimiert.
3. Optimierung einer Echtzeitsteuerung: Unter Annahme einer sowohl die zeitliche als auch die räumliche Auflösung betreffenden „perfekten“ Niederschlagsvorhersage wurde mit einem multiobjektives Optimierungsverfahren die Steuerung der Talsperre im Hochwasserfall optimiert.
4. Optimierung einer langfristigen Steuerung: Die Betriebsregeln einer Talsperre wurden hinsichtlich multipler langfristiger Bewirtschaftungsziele optimiert.

1.3. Hochwasserrisiko

Das Risiko R kann für ein homogenes System als das Produkt der Wahrscheinlichkeit P eines Ereignisses und dessen Konsequenz C definiert werden.

$$R = P \cdot C \tag{1.1}$$

Dies wird oft als klassische Definition bezeichnet. Als Konsequenz wird häufig, wie auch hier, das Ausmaß des Schadens verstanden. Ein Hochwasserereignis ist ein zufälliges und gleichzeitig auch ein seltenes Ereignis. Ein seltenes Ereignis ist dadurch charakterisiert, dass es mit einer sehr kleinen Wahrscheinlichkeit auftritt.

Ein Variable X ($X \in \Re$), die in Abhängigkeit vom Zufall verschiedene Werte annehmen kann, heißt Zufallsgröße. Eine Verteilungsfunktion $F_X(x)$ gibt an, mit welcher Wahrscheinlichkeit die Zufallsvariable einen Wert kleiner oder gleich x annimmt.

$$F_X(x) = P(X \le x) \tag{1.2}$$

Mit Hilfe einer Verteilungsfunktion kann die Zufallsgröße X vollständig charakterisiert werden. Verteilungsfunktionen haben folgende Eigenschaften:

$$\lim_{x \to \infty} F_X(x) = 1 \tag{1.3}$$

$$\lim_{x \to -\infty} F_X(x) = 0 \tag{1.4}$$

$$F_X(x_1) \le F_X(x_2) \quad \text{für } x_1 < x_2 \tag{1.5}$$

Anhand der Verteilungsfunktion $F_X(x)$ kann die Wahrscheinlichkeit berechnet werden, mit der eine Zufallsvariable X in ein Intervall $[x_1, x_2]$ fällt:

$$P(x_1 < X \le x_2) = F_X(x_2) - F_X(x_1) \tag{1.6}$$

Die Wahrscheinlichkeit, dass eine stetige Zufallsgröße einen Wert $X = x_1$ annimmt, ist Null. Sind die Zufallsgrößen stetig, kann die Ableitung der Verteilungsfunktion gebildet werden.

$$f_X(x) = \frac{F_X(x)}{dx} \tag{1.7}$$

Die Ableitung $f_X(x)$ wird Verteilungsdichte genannt. Die Fläche unter der Verteilungsdichte ist gleich 1.

Liegt bei der Erzeugung einer Zufallsvariable eine Verteilungsfunktion zugrunde, d. h. eine Verteilungsfunktion, die nicht der ursprünglichen Grundgesamtheit von X entstammt, können diese verfälschten Ergebnisse auf das originale Wahrscheinlichkeitsmaß zugerechnet werden, indem sie mit einem Korrekturfaktor, dem so genannten Likelihood-Quotienten multipliziert werden. Diese Herangehensweise liegt auch dem Importance-Sampling-Verfahren zugrunde, mit welchem im sehr seltenen Extrembereich mehr Treffer zur Erhöhung der Genauigkeit generiert werden können.

Bei inhomogenen Systemen entstammen die einzelnen Ereignisse keiner Grundgesamtheit und der klassische Wahrscheinlichkeitsbegriff versagt.

Da in dem vorliegenden Forschungsprojekt die Talsperrensteuerung und der durch sie beeinflusste Unterlauf der Talsperre betrachtet wird, muss letzterer als ein inhomogenes System betrachtet werden, da die Steuerung direkt auf die Abflusscharakteristik im Unterlauf einwirkt.

Bei der vergleichenden Betrachtung verschiedene Hochwasserereignisse und der hervorgerufenen Schäden kann in diesem Fall keine klassische Wahrscheinlichkeitsbetrachtung durchgeführt werden. Deshalb wird auch bei der Optimierungsrechnung nicht das Risiko sondern die Konsequenz, in diesem Fall der Schaden durch Überflutung, als Optimierungsziel zu Grunde gelegt.

2. Modellierung wasserwirtschaftlicher Systeme

2.1. Niederschlag-Abfluss-Modellierung

2.1.1. Einleitung

Wasserwirtschaftliche Systeme sind Einzugsgebiete von Flüssen mit den darin befindlichen Speichern aber auch Rohrnetze zur Wasserversorgung oder Kläranlagen. Zerlegt man diese Systeme in einzelne Systemelemente, so ist eine mathematische Beschreibung des Gesamtsystems sowie der darin ablaufenden Prozesse möglich. Die Einteilung der Skalen für hydrologische Prozesse kann auch bei der numerischen Modellierung von Hochwasserereignissen übernommen werden. Dabei werden die saisonalen und langfristigen Einflüsse implizit als Anfangs- und Randbedingungen berücksichtigt.

Die Systemelemente sind Abstraktionen der Realität, die sich in verschiedene hydrologische bzw. hydraulische Prozesse unterteilen und in Algorithmen zusammenfassen lassen. Jedes Systemelement vereint Transport- und Speicherprozesse und besitzt Eigenschaften in Form von Kenngrößen und Parametern, die eindeutig bestimmbare Merkmale des Systemelements sind, jedoch einer Kalibrierung und Validierung unterliegen. Jedes Systemelement besitzt seinem Typ nach entsprechende Methoden, die das Verhalten eines Elements beschreiben. Die auf das Element wirkenden Belastungsgrößen lösen unter Benutzung der Methoden Systemreaktion und -zustände aus. Eine Strukturanalyse klärt die reale wasserwirtschaftliche Struktur und liefert als Ergebnis die Systemlogik, die die Grundlage für eine mathematische Simulation ist (Lohr 2001).

Für die Abbildung der Elemente der in der vorliegenden Arbeit betrachteten Einzugsgebiete sowie für die Talsperrensteuerung wurde die Software TALSIM verwendet. Zusätzlich kam ein parallel weiterentwickeltes Programm der TU Darmstadt zum Einsatz (BlueM.Sim[1]), dessen Algorithmen denen des Programms TALSIM vergleichbar sind. Der Systemaufbau und die Festlegung der Kenngrößen und Parameter erfolgt für jedes Teilmodell anhand von Textdateien.

TALSIM ist ein konzeptionelles Modell, das für die Modellierung eines wasserwirtschaftlichen Systems an der TU Darmstadt entwickelt wurde und von der SYDRO Consult GbR vertrieben und weiterentwickelt wird. Das Modell basiert auf einer offenen Modellarchitektur und erlaubt eine Verknüpfung von Modellen für die Niederschlag-Abfluss-Simulation, für Flussgebiets- und Talsperrenbewirtschaftungen sowie für Fließgewässerberechnungen. Dabei werden definierte Elementtypen, welche die relevanten Kenngrößen und Parameter der realen Objekte nachbilden, verwendet. Jedes Element ist mit spezifischen Eigenschaften und Methoden ausgestattet, wie z. B. die Berechnung der Abflussbildung.

Simulationen können auf der Basis historischer oder synthetischer Abfluss- bzw. Niederschlagswerte durchgeführt werden. TALSIM erlaubt zusätzlich Kurzfristprognosen auf der Basis von Modellregen oder prognostizierten Hochwasserwellen und bietet im operativen Einsatz die Möglichkeit, kritische Zustände abzuschätzen und zeitnah auf aktuelle Ereignisse zu reagieren.

In den hier durchgeführten Untersuchungen wurden die Anfangsbedingungen wie der Sättigungsgrad des Bodens und die Anfangswasserstände der Speicher, die den hydrologischen Anfangszustand des Systems repräsentieren, als stochastisch verteilt angenommen. Dabei können die Vorfeuchte des Bodens, der Basisabfluss und der Speicherinhalt von Rückhalteräumen variieren.

[1] BlueM.Sim: http://www.ihwb.tu-darmstadt.de/bluem/

2.1.2. Abflussbildung

Die Abflussbildung wird über die Systemelemente „Natürliches Einzugsgebiet“ und „urbanes Einzugsgebiet“ repräsentiert.

Aus dem gefallenen Niederschlag wird zunächst der Effektivniederschlag ermittelt und daraus anschließend der Oberflächenabfluss, Infiltration, Verdunstung und der Zwischenabfluss berechnet. Schnee wird bei Temperaturen unter 0 °C anhand des Snow-Compaction-Verfahrens berücksichtigt.

Anhand einer Parallelspeicherkaskade mit drei Speichern für unbefestigte Flächen und anhand einer Kaskade für befestigte Flächen wird die Verzögerung des Oberflächenabflusses berechnet. Über einen linearen Einzelspeicher werden die Komponenten Zwischenabfluss und Grundwasser modelliert. Aufgrund der starken zeitlichen Verzögerung im Basisabfluss muss dieser separat betrachtet werden.

Für die Simulation kleinerer bzw. häufigerer Hochwasser hat die richtige Wahl der Bodenvorfeuchte einen entscheidenden Einfluss und wirkt sich stärker auf die Höhe des Abflussscheitels aus als die Gebietseigenschaften (z. B. Boden, Landnutzung) bzw. die Wahl der sie beschreibende Parameter. Bei außergewöhnlichen bzw. extremen Ereignissen überprägt der Niederschlag den Einfluss der Vorfeuchte und auch die Gebietseigenschaften, so dass der Einfluss fehlerhafter Startbedingungen abnimmt (BAH 2006).

Als Abflussbildungsansatz wurde für die Untersuchungen das SCS-Verfahren gewählt, dem die umfangreichen Untersuchungen des U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service (SCS) zugrunde liegen. Es ist speziell für die Abschätzung des Abflusses von Starkniederschlägen entwickelt worden.

Der Ansatz beruht auf der Annahme, dass d as Verhältnis des aktuellen Retentionsvermögens R_{akt} eines Einzugsgebietes zum potenziell maximalen Retentionsvermögen R_{max} gleich dem Verhältnis des aktuellen Niederschlagsabflusses Q_{akt} zum maximalen Niederschlagsabfluss Q_{max} es ist.

$$\frac{R_{akt}}{R_{max}} = \frac{Q_{akt}}{Q_{max}} \tag{2.1}$$

Es wird der Effektivniederschlag als Funktion der Niederschlagshöhe und einer Gebietskenngröße CN (runoff Curve Number) beschrieben.

Der CN-Wert ergibt sich als Funktion der Bodenart, Bodennutzung und der Bodenfeuchteklasse im Teileinzugsgebiet. Letztere wird über den Vorregen der letzten 5 Tage und in Abhängigkeit von der Jahreszeit festgelegt (Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1: Bodenfeuchteklassen in Abhängigkeit von den Vorfeuchtebedingungen.

Bodenfeuchteklasse	**Niederschlagshöhe in den vorangegangenen 5 Tagen [mm]**	
	Vegetationsperiode	**übrige Zeit**
I	< 30	< 15
II	30 – 50	15 – 30
III	> 50	> 30

Da zu Beginn von Hochwasserereignissen oft eine überdurchschnittliche Boden-feuchte vorherrscht, wird zunächst von der Bodenfeuchteklasse II ausgegangen (Maniak 1997). Da sich im Verlauf eines Regenereignisses durch die Durchfeuchtung des Bodens die Abflussbereitschaft eines Einzugsgebiets verändert, wird in TALSIM eine Anpassung des Abflussbeiwertes während eines Ereignisses als Funktion der kumulierten Niederschlagshöhe vorgenommen.

Die verschiedenen Bodenarten werden für die Bestimmung des CN-Wertes in vier Bodentypen zusammengefasst. Für eine flächenhafte Mittelung der CN-Werte in Abhängigkeit der Landnutzung, werden zunächst vier verschiedene Hauptnutzungsarten klassifiziert (Nadel-

wald, Ackerland, Grünland und Versiegelung). Für jedes Teileinzugsgebiet werden die flächenhaften prozentualen Anteile der jeweiligen Nutzungsart ermittelt und die zugehörigen CN-Werte aus Tabelle 2.2 mit einer entsprechenden Gewichtung versehen.

Da beim SCS-Verfahren nur der abflusswirksame Niederschlag berücksichtigt wird, kann in TALSIM ein variabler mittlerer Basisabfluss angeben werden. Dieser ist in TALSIM der Quotient aus Abfluss und Einzugsgebietsfläche.

Tabelle 2.2: Bestimmung des CN-Wertes für die Bodenfeuchteklasse II (Maniak 1997) für die Bodentypen A, B, C, D[2].

Bodennutzung	**CN für Bodentyp**			
	A	**B**	**C**	**D**
Ödland	77	86	91	94
Hackfrüchte, Wein	70	80	87	90
Wein (Terrassen)	64	73	79	82
Getreide, Futterpflanzen	64	76	84	88
Weide (normal)	49	69	79	84
Weide (karg)	68	79	86	89
Dauerwiese	30	58	71	78
Wald (stark aufgelockert)	45	66	77	83
Wald (mittel)	36	60	73	79
Wald (dicht)	25	55	70	77
Undurchlässige Flächen	100	100	100	100

Zu Vergleichszwecken wurden auch Simulationen mit dem Bodenfeuchte-Verfahren durchgeführt. Wird die Abflussbildung mit diesem Verfahren berechnet, müssen bodenphysikalische Parameter vorgegeben werden, die die jeweilige Bodenart beschreiben. Bodenparameter können aus Bodenkarten und bodenphysikalische Parameter aus der DIN 4220 ermittelt werden.

Es zeigte sich, dass dieses doch sehr aufwendige Modell nicht zu einer signifikant besseren Modellanpassung jedoch zu deutlich längeren Rechenzeiten führte. Da für ein Verfahren zur Optimierung der kurzfristigen Steuerung einer Talsperre die Rechenzeit ein maßgebliches Kriterium ist, wurde im Weiteren mit dem SCS-Verfahren gerechnet.

Für den Mittelgebirgsbereich können relevante Gliederungen in homogene hydrologische Flächeneinheiten nach folgenden Kriterien erfolgen:

- Durchlässigkeit der Böden
- Hauptnutzungsformen
- Relief
- Höhenlage

In dieser Arbeit wurden bei der Einteilung des Gesamteinzugsgebietes in Teileinzugsgebiete in erster Linie die kleinen Nebenflüsse berücksichtigt und die Einzugsgebiete separat betrachtet, die direkt in die Speicher entwässern, wozu zum Beispiel die die Talsperren be-

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

grenzenden Talhänge zählen. Das Hauptkriterium war demnach das Relief. Ein Nebenkriterium war die Höhenlage.

Der Einfluss der Landnutzung auf den abflusswirksamen Niederschlag in den einzelnen Teileinzugsgebieten kann entweder integral beim SCS-Verfahren über die Gewichtung der Anteile der Nutzungsarten berücksichtigt werden oder beim Bodenfeuchte-Verfahren über eine Einteilung in homogene Elementarflächen.

Jedem Teileinzugsgebiet werden die minimale und maximale Höhe, die Fläche, die maximale Fließlänge und der Anteil der Versiegelung zugeordnet. Aus diesen Gebietsdaten wird in TALSIM eine erste Schätzung über die Retentionskonstante für befestigte (urbane) und unbefestigte Flächen berechnet. Zusätzlich kann durch einen Exponenten das Verhalten der Speicher nichtlinear modelliert werden. Die Retentionskonstanten sind Bestandteil der Kalibrierung.

Der Niederschlag wird mit einem Netz von Messstationen erfasst. Da es sich dabei um punktuelle Messungen handelt, müssen die gemessenen Werte vor der Anwendung bei einer N-A-Modellierung z. B. in TALSIM auf die Teileinzugsgebiete übertragen werden. Für diese Übertragung stehen verschiedene Verfahren, z. B. die Polygonmethode zur Verfügung.

Bei der Polygonmethode werden so genannte Thiessen-Polygone konstruiert, deren Seiten senkrecht zu den Verbindungslinien zwischen den Schwerpunkten der einzelnen Polygone liegen. Bei der Bestimmung des Gebietsniederschlages sind die einzelnen Niederschlagsstationen die Schwerpunkte der Polygone. Für jedes Polygon wird angenommen, das der Niederschlag gleich verteilt und gleich dem gemessenen Wert ist.

Diese Methode ignoriert Höheneinflüsse und eignet sich gut für flache Untersuchungsgebiete. Aufgrund der hohen Stationsdichte der Tagessammler in den betrachteten bergigen Einzugsgebieten können die Polygone auch hier als repräsentativ für die jeweiligen Höhenstufen gelten.

Abbildung 2.1 zeigt die Anwendung der Polygonmethode bei der Ermittlung der flächenspezifischen Niederschläge im Einzugsgebiet der Weißeritz.

Die potenzielle Verdunstung oder potentielle Evapotranspiration (ETP) gibt die maximale Verdunstungshöhe an, die sich aus realen klimatischen Bedingungen bei einem optimalen Wasserangebot ergeben würde. Da Messwerte der potenziellen Verdunstung nicht verfügbar sind, wird sie aus vorhandenen meteorologischen Eingangsgrößen bestimmt. Dazu eignet sich der Ansatz von Turc & Ivanov aus Münch 1994:

für T ≥ 5°C:

$$\mathrm{ETP} = 0{,}0031 \cdot \left(\mathrm{RG} + 209{,}4)\right) \cdot \frac{\mathrm{T}}{\mathrm{T} + 15} \cdot \mathrm{ETPAKT}_{\mathrm{mon}} \tag{2.2}$$

für T < 5°C:

$$ETP = 0{,}000036 \cdot \left(T + 25\right)^2 \cdot \left(100 - r_{LF}\right) \tag{2.3}$$

Eingangsgrößen sind die Globalstrahlung RG [J/cm²/d], die mittlere Lufttemperatur T [°C], der monatliche Verdunstungsfaktor $\mathrm{ETPFAKT}_{\mathrm{mon}}$ [-] (vgl. Tabelle 2.3) und die relative Luftfeuchte r_{LF} [%].

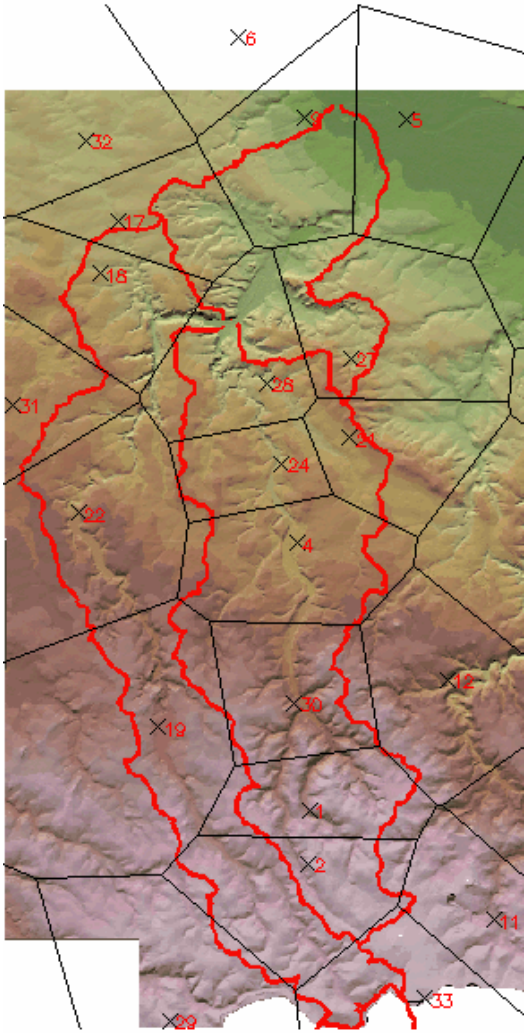

Abbildung 2.1: Anwendung der Polygonmethode für die Ermittlung des flächenspezifischen Niederschlags im Einzugsgebiet der Weißeritz.

Tabelle 2.3: Monatliche Größe des Verdunstungsfaktors $ETPFAKT_{mon}$ (Münch 1994).

Monat	**$ETPFAKT_{mon}$**
Januar	0,70
Februar	0,85
März	0,95
April	1,05
Mai	1,25
Juni	1,15
Juli	1,05
August	0,95
September	0,90
Oktober	0,80
November	0,75
Dezember	0,70

2.2. Beschreibung der Systemelemente des Programms TALSIM

2.2.1. Transportstrecken

Für die Berechnung des Translations- und Retentionsverhaltens eines Gerinnes, z. B. eines natürlichen Fließgewässers, bietet TALSIM vier Methoden (Translation, Freispiegel-Rohrleitung, prismatisches Gerinne und Kennlinie) an.

Bei der Methode „Translation“ breitet sich eine Hochwasserwelle aus, ohne dabei verformt zu werden. Vorgegeben wird eine Translationszeit. Für die Methode „Freispiegel-Rohrleitung“ wird ein kreisrunder Gerinnequerschnitt und mit einer entsprechenden Rauheit berücksichtigt. Bei der Methode „prismatisches Gerinne“ kann der Querschnitt des Gerinnes vereinfacht eingegeben werden. Der Wellenablauf wird dann mit Hilfe des Kalinin-Miljukov-Verfahren, eines konzeptionellen Modells, berechnet. Bei der Methode „Kennlinie“ kann der Zusammenhang zwischen Abfluss und Wasserstand, d. h. eine Wasserstands-Querschnittsflächen-Durchfluss-Kennlinie (h-A-Q-Kennlinie) für jedes Querprofil vorgegeben werden.

Das Kalinin-Miljukov-Verfahren verwendet das Modellkonzept einer allgemeinen Speicherkaskade. Dabei wird ein Gerinne in charakteristische Abschnitte unterteilt, die jeweils als Speicher zu betrachten sind. Das Verfahren von Kalinin-Miljukov 1958 basiert auf einer Diskretisierung der partiellen Differenzialgleichung

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \tag{2.4}$$

die aus der Kontinuitätsgleichung des kinematischen Wellenansatzes

$$\begin{cases} I_E = I_0 \\ \dfrac{\partial Q}{\partial t} + \dfrac{\partial A}{\partial x} = 0 \end{cases} \tag{2.5}$$

abgeleitet ist. Darin bezeichnen c die Geschwindigkeit, mit der sich ein Durchflusswert Q fortbewegt; I_E und I_0 das Energielinien- bzw. das Sohlgefälle. Die konvektive Ableitung wird zwischen Ein- und Auslaufquerschnitt eines so genannten charakteristischen Abschnittes der Breite B und Länge

$$\Delta x = \frac{Q}{B \cdot c \cdot I_0} \tag{2.6}$$

diskretisiert. Die zeitliche Ableitung wird hingegen nicht diskretisiert und nur am Auslaufquerschnitt berechnet. Aus Gleichung (2.5) und (2.6) ergibt sich:

$$\frac{\partial Q_A}{\partial t} + \frac{c}{\Delta x} \cdot \left(Q_A - Q_Z\right) = 0 \tag{2.7}$$

Die analytische Lösung ergibt sich nach der Integration von Null bis zum Zeitpunkt t zu:

$$Q_A(t) = \frac{c}{\Delta x} \cdot \int_0^t e^{-\frac{c \cdot (t-\tau)}{\Delta x}} \cdot Q_Z(\tau) d\tau + Q_Z(0) \cdot e^{-\frac{c \cdot t}{\Delta x}} \tag{2.8}$$

Wenn von einer linearen Änderung des Zuflusses Q_Z im Zeitschritt Δt ausgegangen wird, dann ergibt sich aus der analytischen Lösung eine rekursive Gleichung, die ausgedrückt werden kann zu:

$$Q_A^{r+1} = k_0 \cdot Q_Z^{r} + k_1 \cdot Q_Z^{r+1} + k_2 \cdot Q_A^{r} \tag{2.9}$$

Darin gilt für die Koeffizienten:

$$k_0 = \frac{1 - e^{-C_r}}{C_r} - e^{-C_r} \qquad k_1 = 1 - \frac{1 - e^{-C_r}}{C_r} \qquad k_2 = e^{-C_r} \tag{2.10}$$

wobei $C_r = c \cdot \frac{\Delta t}{\Delta x}$, die Courant-Zahl, das Verhältnis zwischen Wellengeschwindigkeit c und Zellengeschwindigkeit $\frac{\Delta x}{\Delta t}$ bezeichnet.

Die gesamte betrachtete Flussstrecke wird in n hintereinander angeordneten charakteristischen Abschnitten unterteilt. In diesen Teilstrecken wird der instationäre Abfluss durch einen quasistationären ersetzt.

Ein Vorteil des Kalinin-Miljukov-Verfahrens besteht darin, dass mit Hilfe der Gerinnegeometrie und Rauheitsangaben zukünftigen Ausbauzustände leicht implementiert und die Veränderung des Wellenablaufes ohne zusätzlichen großen Aufwand abgeschätzt werden können.

Schwierigkeiten bei der Anwendung der hydrologischen Verfahren bereitet das Implementieren von Nebenflüssen, deren Zuflüsse nicht direkt über Pegelmessungen im Nebengewässer erfasst werden. In diesem Fall kann der seitliche Zufluss durch ein Niederschlag-Abfluss-Modell berechnet und mit dem Zufluss des betreffenden Abschnittes überlagert werden. Auch das Auftreten von Verzweigungen und Staustufen, die die Voraussetzungen für einen linearen Speicher nur bedingt erfüllen, sollte sorgfältig betrachtet werden (Maniak 1997).

2.2.2. Speicher und Polder

Zur Simulation von Speichern werden die Prozessfunktionen in TALSIM nach einem Ansatz von Ostrowski 1992 bereichsweise linear abgebildet. Für einen Speicher gilt folgende Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{dI(t)}{dt} = \sum_{j=1}^{m} Q_{zu,j}(t) - \sum_{i=1}^{n} Q_{ab,i}(t) \qquad (2.11)$$

Dabei sind der Inhalt des Speichers `I(t)`, der Zuflussprozess $Q_{zu,j}(t)$ als auch der Abflussprozess $Q_{ab,i}(t)$ von der Zeit `t` abhängig. Der Wert `m` gibt die Anzahl der Zuflussprozesse an, während `n` die Anzahl der Abflussprozess bezeichnet.

Die in der Regel nichtlinearen Funktionen des Speicherinhaltes werden bereichsweise durch Geraden nach Gleichung 2.12 angenähert. So kann z. B. die Entnahme `E` in Abhängigkeit vom Speicherinhalt `I` mit folgender Funktion beschrieben werden:

$$E(t) = f \cdot \left(\frac{E_{i+1} - E_i}{I_{i+1} - I_i} \right) \cdot (I(t) - I_i) + E_i \qquad (2.12)$$

Der Index `i` markiert die Stützstelle für die bereichsweise Linearisierung. Der Multiplikator `f` der Prozessgröße berechnet sich als Produkt aller weiteren Abhängigkeiten der Anzahl `p` wie folgt:

$$f = f_1 \cdot f_2 \cdot \ldots \cdot f_{p-1} \cdot f_p \qquad (2.13)$$

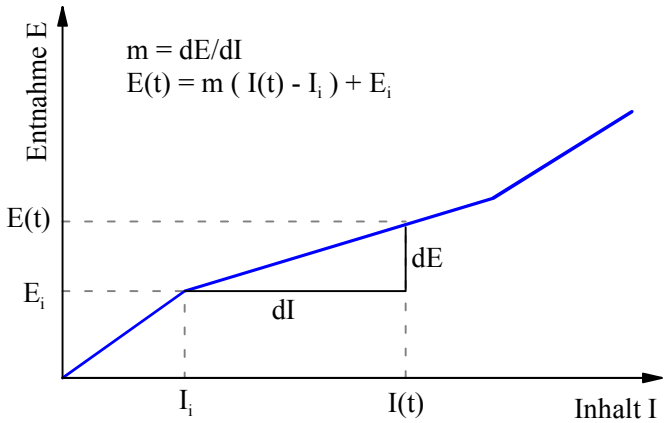

Abbildung 2.2: Bereichsweise linearisierte Entnahmefunktion (nach Dokumentation TALSIM 2.0).

Nach Umformulieren der Kontinuitätsgleichung ergibt sich aus Gleichung 2.12 eine inhomogene lineare Differentialgleichung erster Ordnung mit folgender Lösung:

$$I(t) = \frac{C_2}{C_1} \cdot (1 - e^{-C_1 \cdot t}) + I_A \cdot e^{-C_1 \cdot t} \qquad (2.14)$$

mit $C_1 = \sum_{j=1}^{n} Q_{z,j}(t) + \sum_{k=1}^{m} E_{k,i} + C_2 \cdot I_i$

und $C_2 = \sum_{k=1}^{m} m_{k,i}$

Dabei ist I_A der Anfangsinhalt im Speicher zum Zeitpunkt `t = 0`. Daraus kann zu jedem Zeitpunkt `t` die Speicherfüllung berechnet werden. Mit diesem Ansatz werden in TALSIM sowohl die Bodenprozesse als auch die Speicher wie Talsperren und die Transportstrecken berechnet.

Im Programm TALSIM existiert kein Systemelement für einen Polder. Dieser kann jedoch mit Hilfe eines Speicherelementes im Nebenschluss zum Fluss abgebildet werden. Die Aufteilung der Zuflüsse, die einen gesteuerten Einlauf in einen Polder abbildet, erfolgt mit dem Systemelement Verzweigung (siehe Abbildung 2.3). Als Verteilungsvorschrift wird eine Kennlinie verwendet, die die hydraulische Charakteristik des Einlaufbauwerkes modelliert. Die Rückführung des Wassers in eine Transportstrecke kann durch eine Kennlinie eines Wehrüberfalles oder über eine Betriebsregel beschrieben werden.

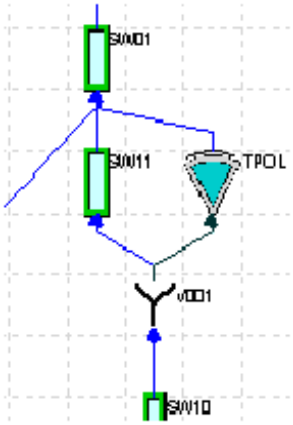

Abbildung 2.3: Systemelemente in TALSIM für die Modellierung eines Polders.

Die Steuerung des Polders kann in TALSIM mit jedem beliebigen Systemelement gekoppelt werden. Befindet sich flussaufwärts eine Talsperre, kann z. B. eine Verknüpfung der Steuerung mit der Hochwasserentlastungsanlage erfolgen.

Speicher sind die zentralen Systemelemente in TALSIM. Das Talsperren- bzw. Speichermodul erhält seine Steuerungsanweisungen über funktionale Zusammenhänge, die zwischen den verschiedenen Nutzungen bzw. Abgaben und dem Speicherinhalt, dem Wasserstand im Speicher und beliebigen anderen Systemzuständen definiert werden können. Dabei können die Abgaben auch in Abhängigkeit von anderen Systemzuständen im wasserwirtschaftlichen Gesamtsystem gesteuert werden.

Zur Beschreibung von Speichern werden in TALSIM die festen Attribute der Speicherbauwerke und die Speicherkennlinien benötigt (Tabelle 2.4).

Tabelle 2.4: Attribute und Kennlinien von Speichern in TALSIM.

Attribute und Kennlinien	**Einheit**
Höhe Sohle	[m ü. NN]
Vollstau ZV	[m ü. NN]
Speicherinhalt bis Vollstau	[10³ m³]
Kronenhöhe	[m ü. NN]
Speicherinhalt bei Kronenstau	[10³ m³]
Speicherinhaltslinie	-
Speicheroberflächenlinie	-

2.3. Betriebsregeln

Der Zweck aller Betriebsregeln liegt in der Anpassung wasserwirtschaftlicher Systemzustände zur Einhaltung vorgegebener Ziele von Zielvorgaben. Dabei ist es unerheblich, an welchem Ort die zu regelnden Systemzustände und Zielgrößen auftreten, solange über eine Änderung an den Systemzuständen die Zielgrößen beeinflusst werden können.

Die Abgaben $Q_{ab}(t)$ einer Betriebsregel sind abhängig vom Speicherinhalt $I(t)$ oder vom Wasserstand im Speicher Z und vom Zufluss $Q_{zu}(t)$ und können die maximale Kapazität der Auslässe bei voller Öffnung nicht überschreiten (Lohr 2001). Je nach Speicher lassen sich verschiedene Betriebsregeln definieren.

In TALSIM ist eine Vielzahl von Betriebsregeln voreingestellt, wobei im Folgenden auf die Betriebsregeln, die für die Steuerung eines Speichers im Hochwasserfall entscheidend sind, eingegangen wird.

2.3.1. Freihalten des Hochwasserrückhalteraumes (Typ Ia)

Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum ist ein freier Stauraum zwischen dem Stauziel und dem Vollstau in Talsperren, der im Hochwasserfall eingestaut werden kann. Steigt der Wasserstand über das Stauziel, wird durch eine erhöhte Abgabe an den Unterlauf für ein Freihalten des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraumes gesorgt.

Übersteigt der Wasserstand das Stauziel, wird soviel Wasser abgegeben, wie zur Einhaltung des Stauzieles notwendig ist oder eine vorgegebene Maximalabgabe ($Q_{ab,max}$) oder Ablasskapazität zulässt. Dies wird realisiert, indem die Abgabe gleich dem Zufluss ist, gemindert um andere Abgaben Q_{ext} z. B. für die Wasserversorgung.

wenn $Z > Z_S$ dann

$$Q_{ab}(t) = \min(Q_{zu}(t) - Q_{ext}(t), Q_{ab,max}) \quad (2.15)$$

Im Programm TALSIM können dazu Betriebsregeln in Form von Jahresgängen oder als Speicherinhalt-Abgabe-Kennlinie vorgegeben werden. Wird eine Betriebsregel in Form von Jahresgängen verwendet, wird eine maximale Abgabe vorgegeben.

2.3.2. Freihalten des Hochwasserrückhalteraumes durch Vorentlastung (Typ Ib)

Das Freihalten des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraumes mit zusätzlicher Vorentlastung setzt Informationen über die zu erwartende Hochwasserwelle voraus. Eine Abgabe in das Unterwasser kann mit der maximalen hydraulischen Leistungsfähigkeit der Grundabläs„se durchgeführt werden.

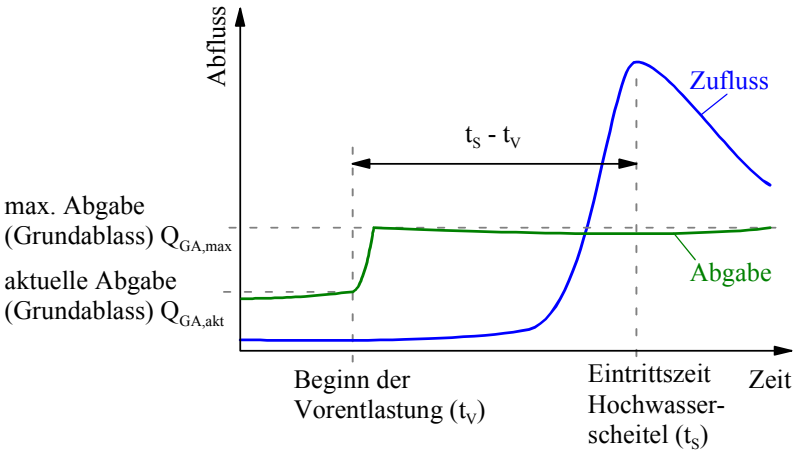

Abbildung 2.4: Freihaltung des Hochwasserschutzraumes durch Vorentlastung unter Berücksichtigung einer Hochwasservorhersage.

2.3.3. Hochwasserentlastung (Typ II)

Der Abfluss über die Hochwasserentlastungsanlage (HWE) findet statt, wenn $Z > Z_V$. Die hydraulische Charakteristik der HWE kann in TALSIM mit Hilfe einer Speicherinhalt-Abgabe-Kennlinie abgebildet werden (Abbildung 2.5).

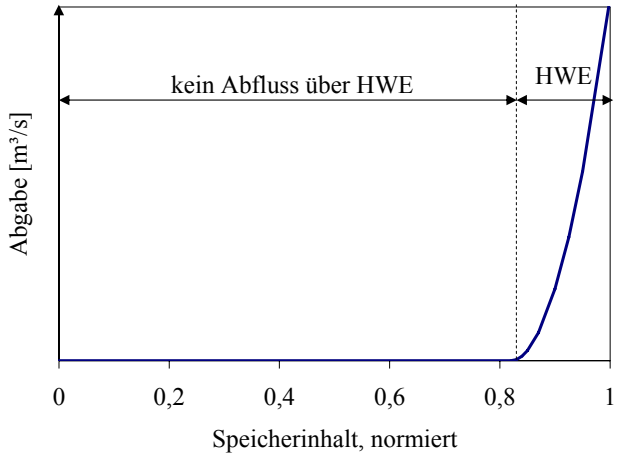

Abbildung 2.5: Beispiel einer Speicherinhalt-Abgabe-Kennlinie für die Hochwasserentlastungsanlage (HWE) einer Talsperre.

2.3.4. Betriebsregel für Regelabgabe (Typ III)

Im Falle eines Hochwassers kann eine Vorentlastung der Talsperre und damit eine Absenkung des Wasserstandes durch eine Regelabgabe definiert werden.

Eine Vorentlastung setzt Informationen über die zu erwartende Hochwasserwelle voraus. Der bei einer Vorentlastung entstehende zusätzliche Hochwasserrückhalteraum verringert jedoch gleichzeitig den Betriebsraum. Die Steuerung ist in dem Fall unabhängig vom aktuellen Zufluss.

Zum Schutz der Unterlieger sollte eine Abgabe nur mit dem maximalen schadlosen Abfluss erfolgen. Da der Speicherwasserstand abgesenkt wird, reduziert sich auch die maximale Leistungsfähigkeit der Entnahmeanlagen, da diese von der Druckhöhe im Speicherbecken abhängt.

Ähnlich der Hochwasserentlastungsanlage, werden auch für die verschiedenen Entnahmeanlagen hydraulische Kennlinien in Form einer Speicherinhalt-Abgabe-Kennlinie formuliert.

2.3.5. Beeinflussung einer Abgabe durch Systemzustände (Typ IV)

Eine Abgabe aus einem Speicher kann aufgrund eines bestimmten Systemzustandes ausgelöst werden. Dabei ist es unerheblich, an welchem Ort der Systemzustand auftritt. Als Systemzustände kommen prinzipiell alle messbaren, auf Transport und Speicherung von Wasser Einfluss nehmende Größen in Frage, wie z. B. Füllstände in anderen Speichern, der Abfluss in einem Gewässerquerschnitt, Schneehöhen oder der aktuelle Niederschlag.

Mathematisch wird die Beeinflussung der Abgabe durch Systemzustände z. B. mit einer Skalierung gelöst, in dem die Abgabe aus einem Speicher mit einem Skalierungsfaktor multipliziert wird.

3. Die Ausbreitung von Hochwasserwellen in Flussvorlandsystemen und Poldern

Die Methode zur Bestimmung des hydraulisch-technischen Risikos umfasst in der vorliegenden Arbeit die Ermittlung der Überflutungsfläche bei Abflüssen, die zu einer Ausuferung führen, und die Berechnung des durch die Überflutung hervorgerufenen Schadens an Gebäuden und Infrastruktur.

Die Bestimmung der Wasserspiegellage erfolgte in den betrachteten Mittelgebirgseinzugsgebieten vorwiegend mit eindimensionalen hydraulisch-numerischen Programmen. Zweidimensionale Berechnungsprogramme wurden nur für urbane Räume (z. B. Stadt Dresden) genutzt.

Mögliche Verklausungen an Brücken und Wehren sowie Geschiebetransport bzw. eine veränderliche Sohle wurden in der vorliegenden Arbeit noch nicht berücksichtigt, obwohl das Hochwasserereignis im August 2002 gezeigt hat, dass gerade im Gebirgseinzugsgebieten diese Prozesse die Höhe des entstehenden Gesamtschaden beeinflussen.

3.1. Die Veränderung von Hochwasserwellen während der Ausbreitung und Berechnungsverfahren

Beim Durchlaufen einer Flussstrecke erfährt jede Hochwasserwelle eine mehr oder weniger ausgeprägte Verformung mit entsprechender Abminderung des Wellenscheitels. Im Allgemeinen lässt sich die Wellenverformung in zwei Komponenten aufteilen:

- eine Dämpfung des Durchflussscheitels, die von der unterschiedlichen Geschwindigkeit zwischen Front und Wellenende hervorgerufen wird;
- eine Verzerrung der Wellenform, d. h. eine Änderung der Anstiegs- bzw. Abfalldauer, die auf die unterschiedliche Geschwindigkeit von Wellenbereichen verschiedener Wassertiefe zurückzuführen ist.

Die Verformung, Verzögerung und Abminderung einer Hochwasserwelle wird örtlich von Überflutungen der Vorländer und Ausuferungen in die anliegenden Niederungen beeinflusst. Verantwortlich dafür sind die Fließ- und Speichervorgänge im Vorland sowie die Austauschvorgänge zwischen Flussbett und Vorland aber auch eine innewohnende Dämpfung, die der Wandreibung zuzuschreiben ist. Dies wird auch als fließende Retention bezeichnet, da die Beeinflussung ähnlich dem durch große Speicher ist.

Die Retentionswirkung des Überflutungsgebietes auf die Hochwasserwelle hängt von den topografischen Verhältnissen (Talgefälle, verfügbare Rückhalteräume, vorhandene Hindernisse, Rauheit der Überflutungsfläche) und von den Eigenschaften der Welle (Anstiegszeit, Scheitelwert, Fülle) ab.

Wenn das überflutete Vorland ähnliche hydraulische Eigenschaften, vor allem in Bezug auf Rauheit und hydraulischen Radius, wie das Hauptgerinne aufweist, dann tritt nur eine geringfügige zusätzliche Retentionswirkung ein. Verhalten sich die Überflutungsflächen eher wie ein Speicher, indem dort die Fließgeschwindigkeit vernachlässigbar klein ist, so ist die Retentionswirkung deutlicher ausgeprägt und hängt maßgebend von dem vorübergehend zurückgehaltenen Wasservolumen ab. Ein geringeres Sohlgefälle und eine höhere Wandrauheit begünstigen die Verzögerungseffekte und bewirken eine stärkere Verformung der Hochwasserwelle. Allgemein kann festgestellt werden, dass steile Wellen mit geringer Fülle eine ausgeprägtere Scheiteldämpfung erfahren als flache.

Eine wesentliche Rolle hinsichtlich der Wirksamkeit eines Rückhalteraumes spielt die Anfangszeit der Ausuferung in Bezug auf die Anstiegszeit bzw. auf die Wellenform und auf das Wellenvolumen. Wenn die Ausuferung zu zeitig beginnt, dann wird der vorhandene Rückhalteraum schon vor dem Durchlaufen des Scheitels aufgefüllt und hat keinen Einfluss auf den maximalen Abfluss mehr. In diesem Fall betrifft die Formänderung nur den ansteigenden Ast, wobei der Scheitelwert höchstens eine Verzögerung erfährt.

Der günstigste Fall tritt hingegen auf, wenn die Ausuferung beim Durchgang des Scheitels eintritt. Dann erfährt die Hochwasserwelle eine Kappung des Scheitelabflusses, so dass sie talwärts mit einem deutlich kleineren Scheitelwert fortfährt.

Auch Querbauten, Brücken oder dicht besiedelte, nahe dem Flussbett liegende Gebiete bewirken Änderungen im Fließquerschnitt, die ihrerseits einen nicht vernachlässigbaren Einfluss auf die Verformung der Welle ausüben. Durch den hervorgerufenen Rückstaueffekt kommt es in diesen Fällen zu einer Verlangsamung und gleichzeitig zu einer Abflachung der Hochwasserwelle. Hinsichtlich der Minimierung des durch die Überflutung entstandenen Schadens, kann die Abflachung immer als positiv betrachtet werden. Das gleiche gilt aber nicht für den Verzögerungseffekt. Dieser soll in einem verzweigten Fließgewässersystem sorgfältig betrachtet werden, um die Folgen einer stromab Überlagerung mit möglichen Hochwasserwellen aus den Nebenflüssen zu ermitteln.

Vom hydrodynamischen Blickwinkel aus stellt eine Hochwasserwelle einen allmählich veränderlichen instationären Strömungsvorgang dar, der zur Kategorie der langen Wellen gehört. Diese Wellen besitzen eine Länge λ, die um ein Vielfaches größer als die Amplitude a bzw. die Wassertiefe h des Fließgewässers ist.

Im Gegensatz zu den Schwingungswellen, bei welchen die Wasserteilchen sich in geschlossenen elliptischen Bahnen bewegen, zählen Hochwasserwellen zu den Translationswellen. Letztere weisen immer einen Volumenstrom in Wellenrichtung auf.

Die Berechnung des Hochwasserwellenablaufes und damit die Vorhersage von maximalen Werten für Durchfluss bzw. Wasserstand an Stellen von besonderem Interesse kann über zwei verschiedene Kategorien numerischer Verfahren erfolgen. Einerseits gibt es hydrologische Verfahren, die aus konzeptionellen Modellen der physikalischen Phänomene bestehen, wodurch jedoch die zu Grunde liegenden physikalischen Gesetzmäßigkeiten nicht exakt abgebildet werden. Andererseits kommen so genannte hydraulische Verfahren zur Anwendung. Diese basieren auf den Differenzialgleichungen nach de Saint Venant 1871, die von den Grundgesetzen der Erhaltung der Masse bzw. des Impulses abgeleitet sind.

Weil die Größen, die in ihren Gleichungen vorkommen, physikalisch definiert sind, lassen sich prinzipiell die hydraulischen Verfahren ohne Kalibrierung anwenden. Dennoch macht sich in vielen Fällen eine Kalibrierung der Rauheit erforderlich. Die hydrologischen Verfahren benötigen hingegen immer eine Kalibrierung der Parameter und ihre Anwendbarkeit beschränkt sich dann auf den durch die Kalibrierung festgelegten Parameterbereich.

Dieser Unterschied betrifft aber nur Gerinne fester Form und Rauheit. Die numerische Simulation von komplexeren und heterogenen, natürlichen Flusssystemen erfordert auch bei den hydraulischen Verfahren die Einführung von weiteren Schematisierungen. Eine Modellkalibrierung ist somit auch für diese Fälle immer angebracht.

Zu den hydraulischen Verfahren zählen nicht nur diejenigen, die die vollständige Form der Saint-Venant-Gleichungen berücksichtigen, sondern auch die kinematischen bzw. diffusiven Modelle. Diese ergeben sich nach Vernachlässigung von einzelnen Gliedern der dynamischen Gleichung, die unter besonderen Bedingungen keinen oder nur geringen Einfluss auf den Hochwasserablauf haben.

Während die hydraulischen Verfahren detaillierte Kenntnisse über Geometrie und Rauheit des Gewässers erfordern, benötigen die hydrologischen Verfahren diese aufwändige Datenerfassung nicht. Andererseits erfordern letztere für ihre Kalibrierung eine ausreichende Anzahl von Abflussganglinien vergangener Hochwasserereignisse.

Die hydrologischen Verfahren gehören zu der Kategorie der linearen bzw. nicht-linearen Systemanalyse. Der Flussabschnitt wird als ein "black box"-System betrachtet, für das – ausgehend von bekannten Zufluss- und Abflussganglinien – eine Übertragungsfunktion zwischen Input und Output bestimmt wird. Mit Hilfe dieser für den Flussabschnitt charakteristischen Funktion können dann weitere Hochwasserereignisse simuliert werden. Die hydraulischen Eigenschaften des Gewässers werden dabei indirekt und in integrierter Form über wenige Parameter berücksichtigt.

Aufgrund der einfachen Formulierung der Ausgangsgleichungen beansprucht das Ausführen eines hydrologischen Modells deutlich weniger Rechenressourcen als ein hydraulisches Verfahren. Diese Modelle erzeugen aber ein eher eingeschränktes Ergebnisspektrum. Unter anderem ermöglichen sie nicht, Längsprofile von Durchfluss und Wasserspiegel aufzustellen, sondern liefern ihre Ergebnisse in Form von Ganglinien an bestimmten vordefinierten Stellen.

Die Auswahl der einzelnen Verfahren hängt wesentlich von der Zielstellung und von der Verfügbarkeit der benötigten Ausgangsdaten ab.

Zu den hydrologischen Verfahren zählen das Muskingum- und das Kalinin-Miljukov-Verfahren. Letzteres wurde im Abschnitt 2.2.1 kurz erläutert. Für die hydraulisch-numerische Berechnung der Wasserspiegellage wurde in der vorliegenden Arbeit die Software HEC-RAS verwendet, die vom Hydrologic Engineering Center des US Army Corps of Engineers (USA) entwickelt wurde.

3.2. Stationäre Fließgewässerberechnung

Für die Bestimmung der Höhe von Hochwasserschutzeinrichtungen wird auch bei Hochwasserwellen trotz ihres instationären Abflussverhaltens häufig auf stationäre Berechnungen zurückgegriffen, die mit dem maximalen Abfluss bzw. Scheitelabfluss durchgeführt werden. Deshalb soll im Folgenden auch auf die stationäre Wasserspiegellagenberechnung am Beispiel der Software HEC-RAS eingegangen werden.

Die Wasserspiegellagenberechnung für den stationären Abfluss (engl.: steady flow) erfolgt in HEC-RAS unter Zuhilfenahme der Energieerhaltungsgleichung (Bernoulli-Gleichung):

$$z_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 \cdot v_2^{\,2}}{2 \cdot g} = z_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^{\,2}}{2 \cdot g} + h_v \tag{3.1}$$

und des Kontinuitätsgesetzes:

$$Q = v \cdot A = \text{konst.} \tag{3.2}$$

mit der Wassertiefe h, der Sohlhöhe z, der über den Fließquerschnitt gemittelten Geschwindigkeit v, der Gravitationskonstante g, dem Geschwindigkeitshöhen-ausgleichswert α und der Fließfläche A. Die Indizes 1 und 2 beziehen sich auf zwei im Längsschnitt nebeneinander liegende Querschnitte, wobei Querschnitt 2 stromaufwärts von Querschnitt 1 liegt (vgl. Abbildung 3.1).

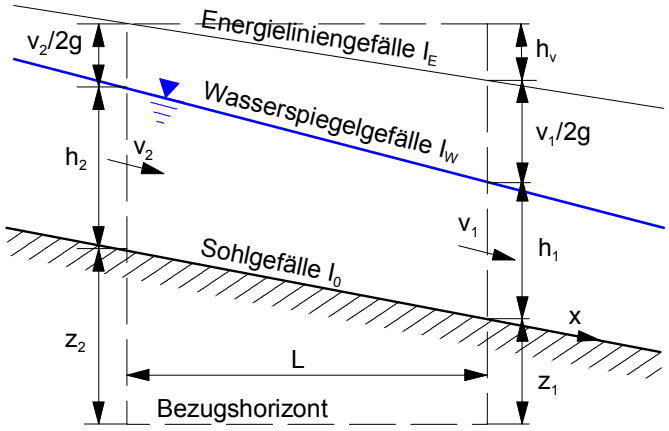

Abbildung 3.1: Definition von Sohlgefälle, Wasserspiegelgefälle und Energieliniengefälle.

Die Verlusthöhe h_v setzt sich aus Reibungs- und örtlichen Verlusten (Verlusten durch Aufweitung und Verengung der Querschnitte) zusammen:

$$h_v = \overbrace{L \cdot I_E}^{\text{Reibungsverlusthöhe}} + C \cdot \overbrace{\left| \frac{\alpha_2 \cdot v_2^{\,2}}{2 \cdot g} - \frac{\alpha_1 \cdot v_1^{\,2}}{2 \cdot g} \right|}^{\text{örtliche Verlusthöhe}} \tag{3.3}$$

mit dem Abstand L zwischen den Querschnitten, dem mittleren Energieliniengefälle I_E und dem Aufweitungs- bzw. Verengungsverlustbeiwert C.

Die Größe des Verlustbeiwertes C ist in Bezug auf den Querschnitt im Unterwasserbereich zu wählen. Für jeden Querschnitt kann sowohl ein Aufweitungs- als auch ein Verengungsverlust festgelegt werden. Der Beiwert berücksichtigt nicht nur die Veränderung der Gerinnebreite sondern der Abflusstiefe. Bei der Berechnung mit HEC-RAS wird anhand eines Vergleichs der Geschwindigkeitshöhen der beiden Querschnitte 1 und 2 entweder der Aufweitungsverlustbeiwert (Erweiterung) oder der Verengungsverlustbeiwert (Einschnürung) gewählt. Tritt zum Beispiel eine Abnahme der Geschwindigkeit auf, wird von einer Fließquerschnittsaufweitung ausgegangen. Vorgeschlagene Richtwerte bei Brücken sind z.B. 0,3 für den Verengungs- bzw. 0,5 für den Aufweitungsverlustbeiwert.

Das Energieliniengefälle I_E leitet sich unter Annahme einer lokal gleichförmigen Strömung aus der Manning-Formel für offene Gerinne ab:

$$I_E = \left(\frac{Q}{K}\right)^2 \tag{3.4}$$

Die hydraulische Leitfähigkeit (engl. conveyance) K ist abhängig vom Reibungsbeiwert n nach Manning, der Fließfläche A und dem hydraulischen Radius r_{hy}:

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot r_{hy}^{\,2/3} \tag{3.5}$$

Es gibt mehrere Möglichkeiten den Mittelwert für das Energiegefälle zu berechnen. HEC-RAS bietet verschiedene Möglichkeiten an, legt aber für die stationäre Berechnung das Average-Conveyance-Energiegefälle

$$I_E = \left(\frac{\overline{Q}}{\overline{K}}\right)^2 = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2}\right)^2 \tag{3.6}$$

als Standard fest. Darin sind die überstrichenen Werte arithmetische Mittelwerte.

Die Energiegleichung (3.1) ist nur bei kontinuierlichen Veränderungen des Wasserspiegels gültig, jedoch nicht bei einem Wechselsprung, d. h. bei einer Änderung des Fließzustandes vom Schießen zum Strömen. Dieser kann z. B. bei großen Änderungen des Gefälles oder der Rauheit, an Brücken, Wehren oder Flussverzweigungen auftreten. Neben dem Energieerhaltungssatz wird bei einem Wechselsprung zusätzlich der Impulssatz angewendet.

Der Impulssatz lässt sich für ein offenes Gerinne folgendermaßen schreiben:

$$\begin{aligned} &\frac{Q_2^{\,2} \cdot \beta_2}{g \cdot A_2} + A_2 \cdot \bar{h}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right) \cdot L \cdot I_0 \\ &- \left(\frac{A_1 + A_2}{2}\right) \cdot L \cdot I_E = \frac{Q_1^{\,2} \cdot \beta_1}{g \cdot A_1} + A_1 \cdot \bar{h}_1 \end{aligned} \tag{3.7}$$

mit dem Durchfluss Q, der Fließfläche A und dem Druckhöhenausgleichswert β. Das Sohlgefälle I_0 wird auf der Grundlage der mittleren Flussbetthöhe ermittelt. Statt der Wassertiefe h wird der Abstand $\bar{h}$ zwischen der Wasseroberfläche und dem Schwerpunkt der Fließfläche verwendet.

Zur Abgrenzung der Fließbereiche mit schießendem Fließzustand wird in HEC-RAS zunächst, beginnend bei der unteren bekannten Randbedingung, die Wasserspiegellage für den strömenden Abfluss mit Hilfe der Energiegleichung berechnet. Für Abschnitte mit kritischem Abfluss bzw. in denen die Grenztiefe auftritt wird in einem nächsten Schritt die Wasserspiegellage für den schießenden Abfluss berechnet. Hierbei wird von der oberstromigen Randbedingung ausgehend in Fließrichtung der nächstgelegene Querschnitt mit kritischem Fließzustand gesucht. Die weitere Berechnung stromab benutzt die Grenztiefe als oberstromige Randbedingung und ermittelt mit Hilfe der Impulsgleichung die Wasserspiegellagen bis zu einen Querschnitt, für den schon eine Lösung für den strömenden Abfluss existiert.

Für Querschnitte mit zwei Lösungen wird sowohl für den strömenden als auch für den schießenden Fließzustand die spezifische Kraft F_S nach Chow 1959 berechnet:

$$F_S = \frac{Q^2 \cdot \beta}{g \cdot A_m} + A_t \cdot \bar{h} \tag{3.8}$$

Dabei bezeichnet Am den Teil der Fließfläche für den v > 0 gilt, während A_t die Gesamtfließfläche darstellt. Der Fließzustand, dem die höhere spezifische Kraft zugeordnet ist, wird als die richtige Lösung in der weiteren Berechnung berücksichtigt.

Für die Berechnung der Wasserspiegellage an Gerinnebauwerken wie Wehre, Brücken und Schützen werden zusätzlich zu den oben genannten Gleichungen empirische Formeln verwendet.

So können Brücken in einem Flussabschnitt den maximal möglichen Abfluss begrenzen und im Hochwasserfall eingestaut und überströmt werden. Die Berechnung des Freispiegelabflusses an Brücken erfolgt im Programm HEC-RAS mit der Energiegleichung (Gleichung 3.1). Kommt der Wasserspiegel in Kontakt mit der Brückenunterkante, wechselt die Berechnung automatisch zu einer Druckabfluss-Methode.

3.3. Instationäre Fließgewässerberechnung

3.3.1. Die Saint-Venant-Gleichungen

Grundlage für die hydraulisch-numerisch Ermittlung von Wasserspiegellagen instationärer Abflüsse (engl.: unsteady flow) bilden die Gleichungen von de Saint Venant 1871, die die Erhaltung der Masse und des Impulses beschreiben:

$$\begin{cases} \text{Kontinuität} \\ \dfrac{\partial Q}{\partial t} + \dfrac{\partial A}{\partial x} = 0 \\ \text{Impuls} \\ I_E = I_0 - \dfrac{\partial h}{\partial x} - \dfrac{1}{g \cdot A} \cdot \dfrac{\partial}{\partial x}\left(\alpha' \cdot \dfrac{Q^2}{A} \right) - \dfrac{1}{g \cdot A} \cdot \dfrac{\partial Q}{\partial t} \end{cases} \tag{3.9}$$

Darin bezeichnen I_E das Energieliniengefälle, I_0 das Sohlgefälle, h die Wassertiefe und α' den Impulsausgleichswert.

Wegen der starken Nicht-Linearität der partiellen Differenzialgleichungen dieses Systems ist seine Integration in geschlossener Form nicht möglich. Dafür sind numerische Methoden erforderlich, die jedoch die Komplexität der mathematischen Formulierung nicht beseitigen.

Bei der Software HEC-RAS basiert die numerische Prozedur für die Lösung des Systems (3.9) auf dem gewöhnlichen „four-point implicit scheme“ und der Newton-Raphson-Iterationstechnik. Da die hydraulische Berechnung für Vorland und Fluss getrennt durchgeführt wird, ergeben sich auch in der Formulierung der Kontinuitäts- und Impulserhaltungsgleichung Abweichungen:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(\phi \cdot Q)}{\partial x_F} + \frac{\partial[(1-\phi) \cdot Q]}{\partial x_V} = 0 \tag{3.10}$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial\left(\dfrac{\phi^2 \cdot Q^2}{A_F} \right)}{\partial x_F} + \frac{\partial\left(\dfrac{(1-\phi)^2 \cdot Q^2}{A_V} \right)}{\partial x_V} + g \cdot A_F \cdot \left[\frac{\partial z}{\partial x_F} + I_{E,F} \right] + g \cdot A_V \cdot \left[\frac{\partial z}{\partial x_V} + I_{E,V} \right] = 0 \tag{3.11}$$

Der Index F bezeichnet die physikalischen Größen für den Fluss bzw. Hauptgerinne bei Mittelwasser während der Index V die physikalischen Größen für das Vorland markieren. Variablen ohne Index bezeichnen die Summe aus Fluss und Vorland. $\phi = \dfrac{K_F}{K_F + K_V}$ beschreibt das Verhältnis des Abflusses im Fluss zum Gesamtabfluss, x ist die Längskoordinate.

Wird bei der numerischen Lösung die vollständige Impulserhaltungsgleichung gelöst, so spricht man von einer so genannten „dynamischen Welle“. Jedoch lassen sich unter besonderen Bedingungen in der Impulsgleichung einige Terme vernachlässigen, was zu einem einfacheren und stabileren numerischen Schema führt. Je nachdem welche Terme vernachlässigt werden, ergeben sich die vereinfachenden Ansätze der kinematischen oder der diffusiven Welle die in den folgenden Abschnitten näher erläutert und anhand eines Rechenbeispiels hinsichtlich der Berechnungsgenauigkeit verglichen werden.

3.3.2. Kinematische Welle

Bei diesem Ansatz werden Trägheitsglieder und Druckkräfte vernachlässigt, so dass die Impulsgleichung auf das einfache Gleichgewicht zwischen Reibungs- und Schwerkraft zurückgeführt wird

$$I_E = I_0 \tag{3.12}$$

Laut dieser Vereinfachung entwickeln sich die Änderungen der Wassertiefe langsam und stetig. Ihr Einfluss auf das Energiegefälle I_E ist unerheblich, so dass dieses auch während eines Hochwasserereignisses mit dem Sohlgefälle I_0 angenähert werden kann. Eine Einschränkung besteht darin, dass Rückstaueffekte unberücksichtigt bleiben. Das Modell findet daher üblicherweise bei Fließgewässern im Mittelgebirge Anwendung, die ein relativ hohes Gefälle aufweisen. Die Auswirkungen einer Änderung des Fließquerschnittes sind dann stromauf vernachlässigbar.

Die Wellengeschwindigkeit c für ein sehr breites Rechteckgerinne ergibt sich nach diesem Ansatz zu $c = 1{,}67 \cdot v$ bzw. $c = 1{,}5 \cdot v$ wenn anstelle der Fließformel nach Manning-Strickler die nach Brahms-de Chézy verwendet wird.

Die kinematische Welle gibt tatsächlich nur den Scheitelbereich korrekt wieder, wo der vernachlässigte Druckgradient gleich Null ist. Demzufolge ist die kinematische Wellengeschwindigkeit die Geschwindigkeit des Wellenscheitels und die Front und das Wellenende bewegen sich langsamer. Die Geschwindigkeit der Wasserteilchen ist nach diesem Ansatz von ihren höheren Ableitungen un-abhängig und nimmt einfach mit der Wassertiefe zu. Die Welle wird daher mit zunehmender Ausbreitung immer steiler. Es kann außerdem nachgewiesen werden, dass der Wellenscheitel keiner Dämpfung unterliegt.

Für den Einsatz der kinematischen Welle wird in der Literatur (z. B. Singh 1996) folgender Grenzwert für die dimensionslose Wellenperiode τ empfohlen:

$$\tau = \frac{T_W \cdot I_0 \cdot v}{h} \geq 171 \tag{3.13}$$

Die Angabe bezieht sich auf eine 95% Genauigkeit der Lösung nach der Wellendauer T_W. Darin bezeichnen v und h die mittlere Geschwindigkeit bzw. Wassertiefe während des Wellenereignisses.

3.3.3. Diffusionswelle

Bei der Diffusionswelle bleibt die Druckkraft berücksichtigt, konvektive und lokale Trägheitsglieder werden jedoch vernachlässigt. Die Impuls-Gleichung (3.9) erhält unter diesen Annahmen die Form:

$$I_E = I_0 - \frac{\partial h}{\partial x} \tag{3.14}$$

Diese Approximation kann für die meisten Hochwasserereignisse in Fließgewässern als ausreichend genau betrachtet werden. Die Diffusionswelle ist in der Lage, den Rückstaueffekt sowie die Retentionswirkung von Stauräumen nachzubilden. Wird sie für einen breiten rechteckigen Querschnitt herangezogen und mit der Kontinuitätsgleichung kombiniert, so ergibt sich nach einigen Umformungen folgende partielle Differenzialgleichung zweiter Ordnung mit der Unbekannten h

$$\frac{\partial h}{\partial t} + c \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = D \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} \tag{3.15}$$

Darin bezeichnet D den Diffusionskoeffizienten und c die Wellenschnelligkeit der kinematischen Welle.

Der Einsatz dieser Gleichung eignet sich besonders dann, wenn anstelle einer detaillierten morphologischen Beschreibung des Gewässers – erforderlich für die dynamische Welle – die Abflussganglinien an den Zu- und Ausflussrändern des untersuchten Flussabschnittes bekannt sind. Vom mathematischen Gesichtspunkt aus stellt Gleichung (3.15) eine parabolische Gleichung dar. Aus den analytischen Lösungen dieser Gleichung geht hervor, dass eine kleine Störung an einem Punkt sich mit unendlicher Geschwindigkeit und nicht mit der tatsächlichen Schnelligkeit $v \pm \sqrt{g \cdot h}$ über die gesamte Flussstrecke fortpflanzt. Diese Näherung entsteht aus der Vernachlässigung der Trägheitsglieder der Impulserhaltungsgleichung (3.9).

Aus dem Modell der Diffusionswelle lassen sich hilfreichen Überlegungen über die Reihenfolge der Maxima entlang einer Hochwasserwelle anstellen, die im Allgemeinen auch für die dynamische Welle gelten.

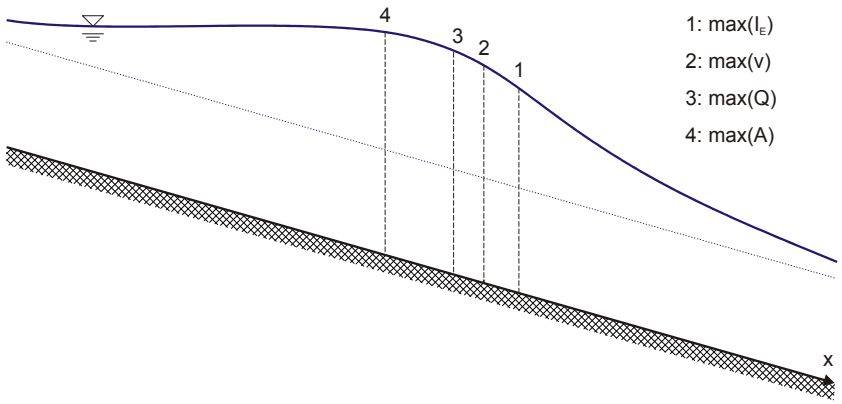

Abbildung 3.2: Anordnung der Scheitelwerte für Energieliniengefälle (1), Fließgeschwindigkeit (2), Durchfluss (3) und Fließfläche (4) beim Ablauf einer Hochwasserwelle.

Wie in Abbildung 3.2 schematisch dargestellt, folgen die Extremwerte der charakteristischen Größen entlang einem Flussabschnitt zum Zeitpunkt t in dieser Reihenfolge stromauf aufeinander:

- Querschnitt 1: Maximalwert des Energieliniengefälles I_E;
- Querschnitt 2: Maximalwert der Fließgeschwindigkeit v;
- Querschnitt 3: Scheitelwert der Durchflussganglinie Q;
- Querschnitt 4: Maximalwert der Fließfläche A;

Für die Anwendung der Diffusionswelle wird von Singh 1996 folgender Schwellenwert für die kinematische Wellenzahl k (engl.: kinematic wave number) empfohlen:

$$k = T_w \cdot I_0 \cdot \sqrt{\frac{g}{h}} \geq 30 \qquad (3.16)$$

Für ein Bezugssystem, das sich mit der Geschwindigkeit c bewegt, wird aus Gleichung (3.15) ersichtlich, dass die zeitliche Änderung der Wassertiefe $\frac{\partial h}{\partial t}$ zur Hochwasserwellenkrümmung $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$ proportional ist.

Wie in Abbildung 3.3 schematisch dargestellt, folgt, da der Diffusionskoeffizient D positiv ist, für die positive Krümmung im Anfangs- und Endbereich der Welle eine Zunahme der Wassertiefe mit dem Zeitwert bzw. eine Abnahme bei der negativen Krümmung im Scheitelbereich.

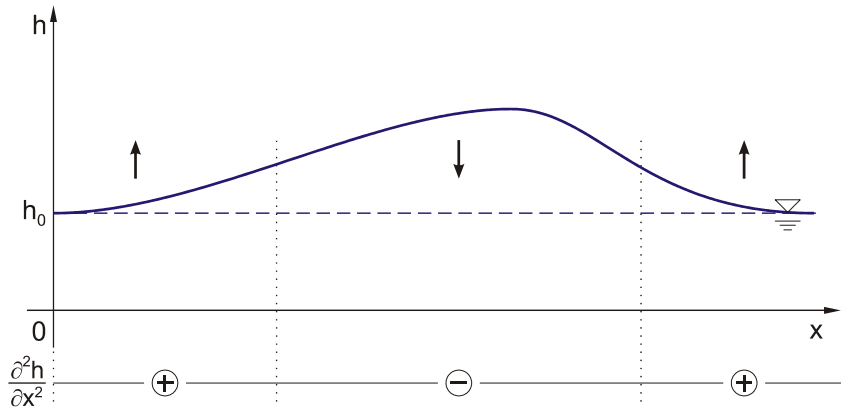

Abbildung 3.3: Abflachungstendenz einer Hochwasserwelle in Abhängigkeit von der Krümmung der Wasseroberfläche.

Die Hochwasserwelle unterliegt also bei dieser mathematischen Beschreibung einer innewohnenden Abflachung. Damit kann der Effekt der fließenden Retention mit diesem Wellenmodell beschrieben werden.

3.3.4. Dynamische Welle

Die Schlussfolgerungen des vorangegangenen Abschnittes über Scheitelgeschwindigkeit, Reihenfolge der Maximalwerte entlang eines Flussabschnittes, zeitliche Abflachung der Hochwasserwelle und Berücksichtigung des Rückstaueffektes gelten auch für den Ansatz der dynamischen Welle. Es kommen jedoch die konvektiven und lokalen Trägheitsglieder hinzu, die den Beitrag des Impulses darstellen:

$$I_E = I_0 - \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial}{\partial x}\left(\alpha' \cdot \frac{Q^2}{A}\right) - \frac{1}{g \cdot A} \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} \tag{3.17}$$

Diese vollständige Form der Impulserhaltungsgleichung der Saint-Venant-Gleichungen (3.9) erfordert die umfangreichsten numerischen Berechnungen. Sie bietet aber gleichzeitig die besten Ergebnisse. Die Fortpflanzung kleiner Störungen wird im Gegensatz zur Diffusionswelle richtig mit $v \pm \sqrt{g \cdot h}$ erfasst. Das aus diesen partiellen Differenzialgleichungen resultierende System mit den Unbekannten Q und h hat einen hyperbolischen Charakter. Für seine Lösung wird die Anfangsbedingung:

$$t = 0: \quad \begin{cases} Q = f(x) \\ h = f(x) \end{cases} \tag{3.18}$$

benötigt, sowie die Randbedingungen am Beginn (x = 0) und am Ende (x = L) des betrachteten Flussabschnittes:

$$\begin{aligned} x = 0: & \quad \begin{cases} Q_0 = f(t) \\ h_0 = f(t) \end{cases} \\ x = L: & \quad \begin{cases} Q_L = f(t); \text{ bzw. } \left.\frac{\partial Q}{\partial x}\right|_L = f(t) \\ h_L = f(t); \text{ bzw. } \left.\frac{\partial h}{\partial x}\right|_L = f(t) \end{cases} \end{aligned} \tag{3.19}$$

Soweit es mit dem Rechenaufwand und den Stabilitätsbedingungen verträglich ist, wird das Modell der dynamischen Welle für die eindimensionale Simulation von instationären Strömungen in Fließgewässern verwendet. Es kann dennoch aufschlussreich sein, auf der Basis der Beziehungen (3.13) und (3.16) abzuschätzen, unter welchen Bedingungen der kinematische bzw. der diffusive Ansatz ausreichend genaue Ergebnisse für einen bestimmten Flussabschnitt ermöglichen.

3.3.5. Vergleich der verschiedenen Wellenmodelle

Zum Zweck des Vergleichs der verschiedenen Berechnungsansätze wurde die ca. 11 km lange Strecke der Roten Weißeritz unterhalb der Talsperre Malter betrachtet. Sie erstreckt sich vom Absperrbauwerk (Station 11380 m) über den Rabenauer Grund bis zur Vereinigung mit der Wilden Weißeritz bei Freital-Coßmannsdorf (Station 350 m) und ist in Abbildung 3.4 dargestellt.

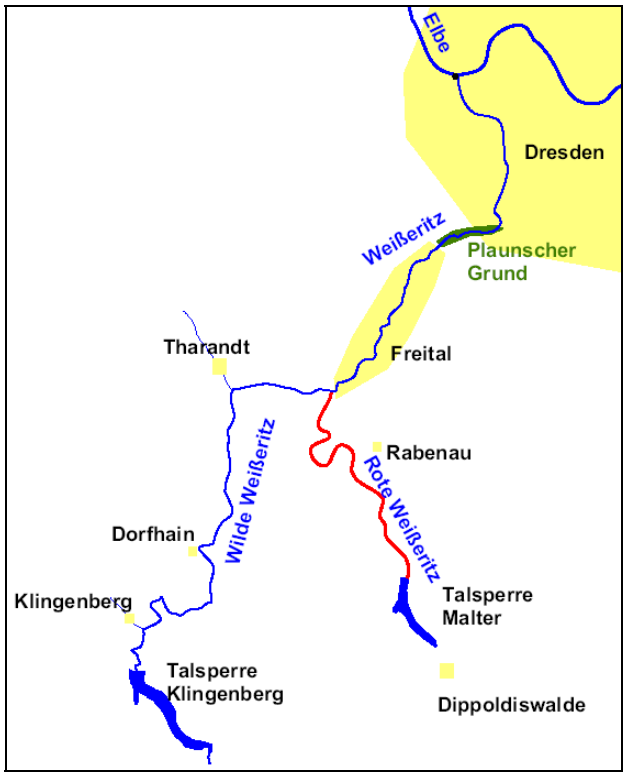

Abbildung 3.4: Abschnitt der Roten Weißeritz unterhalb der Talsperre Malter (Lageskizze).

Die Profildaten des Flussbettes stammen aus terrestrischen Messungen und die der Vorländer aus Laserscannerdaten. In Abbildung 3.5 ist ein Ausschnitt des HEC-RAS-Modells dargestellt. Neben den hydraulisch-numerischen Berechnungen wurde dieser Flussabschnitt auch mit der Software TALSIM und den darin implementierten konzeptionellen Modell simuliert. In TALSIM entspricht der Abschnitt der Roten Weißeritz den Transportstrecken S31, S29, SH4 und S26.

Mit einem durchschnittlichen Sohlgefälle I_0 = 1% fließt die Rote Weißeritz durch ein bewaldetes enges Tal. Erst im unteren Bereich weitet sich das Tal auf. Der Gebirgsbach streift dann die Ortschaft Coßmanndorf und fließt zuletzt mit der Wilden Weißeritz zusammen. Die Reibungsbeiwerte nach Manning wurden für das Flussbett mit n = 0,03 s/m$^{1/3}$ und für das Vorland mit n = 0,14 s/m$^{1/3}$ festgelegt. Das entspricht einem Reibungsbeiwert nach Strickler von k_{st} = 33 bzw. 7 m$^{1/3}$/s.

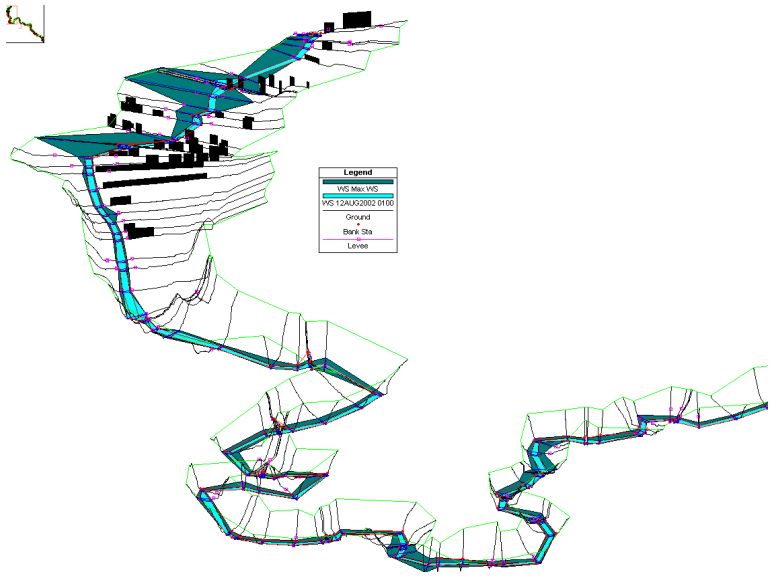

Abbildung 3.5: Ausschnitt des HEC-RAS-Modells der Roten Weißeritz oberhalb der Vereinigung mit der Wilden Weißeritz (schwarze Flächen stellen Gebäude und dunkelblaue Flächen überflutete Gebiete dar).

3.4. Vergleich der Berechnungsverfahren für den stationären und den instationären Abfluss

Da in der vorliegenden Untersuchung die Durchfluss-Schadens-Beziehungen unter Verwendung konstanter Durchflüsse ermittelt werden, sollen nachfolgend die beiden von HEC-RAS zur Verfügung gestellten Lösungsverfahren zur Berechnung des Abflusses in offenen Gerinnen verglichen werden. Das Lösungsverfahren für instationäre Abflussbedingungen kann auch bei einem stationären Abfluss eingesetzt werden, wenn als Abflussganglinie, dass heißt als zeitabhängiger Abfluss, ein konstanter Wert angesetzt wird.

Zahlreiche Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass die Rechenergebnisse der zwei oben genannten Lösungsverfahren untereinander stark abweichen können. So kommt es in manchen Fällen vor, dass die Wassertiefen einer instationären Berechnung mit einem über mehrere Stunden konstanten Abfluss lokal um ca. 30 % von denen abweichen, die für den gleichen Durchfluss aber mit dem stationären Lösungsverfahren berechnet wurden. Wenn auf der einen Seite an der Zuverlässigkeit der weit verbreiteten Software nicht gezweifelt wird, ist man auf der anderen Seite mit der Frage konfrontiert, welche Ergebnisse unter welchen Bedingungen vorzuziehen bzw. zu verwerfen seien.

In diesem Abschnitt sollen anhand theoretischer Betrachtungen und praktischer Berechnungen die Gründe, die zu diesen Unterschieden führen, näher untersucht werden. Dies kann die richtige Wahl des passenden Lösungsverfahrens und dessen Parameter ermöglichen. Hinsichtlich der Genauigkeit des instationären bzw. stationären Verfahrens, wird darauf hingewiesen, dass eine gute Kalibrierung und wenn möglich eine Validierung eine maßgebende Rolle spielen.

3.4.1. Unterschiede dem stationären und dem instationären Berechnungsverfahrens in HEC-RAS

Sind wie bei einer stationären Strömung die zeitlichen Änderungen von Durchfluss und Wassertiefe gleich null, stimmen Kontinuitäts- und Impulserhaltungsgleichung der instationären Berechnung (Gleichungssystem 3.9) mit denen für die stationäre Berechnung (Gleichungen 3.1 und 3.2) formell überein. Strukturen und Fließwechsel, bei welchen auch das stationäre Verfahren den Impulssatz anwendet, werden bei Q = konstant ähnlich behandelt. Ähnliche Ergebnisse sind demnach zu erwarten. Die Abweichungen, die trotzdem auftreten, hängen von anderen Faktoren ab, die im Folgenden erläutert werden sollen.

Abgesehen von besonderen Querschnitten, an denen beide Verfahren den Impulssatz oder eine empirische Fließformel anwenden, errechnet das stationäre Verfahren die Wasserspiegellinie durch Lösung der Energieerhaltungsgleichung. Diese wird jedoch mittels eines anderen numerischen Lösungsverfahrens (standard step) als die Saint-Venant-Gleichungen des instationären Ansatzes aufgelöst und berücksichtigt Energieverluste infolge Querschnittsänderungen nur anhand von empirischen Beiwerten.

Die unterschiedlichen numerischen Lösungsalgorithmen und die Berücksichtigung lokaler Verluste sind demnach Ursache für die unterschiedlichen Berechnungsergebnisse.

Das instationäre Verfahren bezieht in den Term $g \cdot A \cdot \frac{\partial z_W}{\partial x}$ (Gleichung 3.9) direkt den Einfluss der statischen Druckkraft $F_{Pn} = -\rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \cdot \Delta x$, die die Seitenwände in Fließrichtung ausüben, ein. Dieses Verfahren berücksichtigt die in der Geometrie-Datei des HEC-RAS-Modells eingegebenen C-Werte nicht. Würde man diese Beiwerte zu Null setzen, um für beide Lösungsverfahren die gleichen Ausgangsdaten zu verwenden, würden beim stationären Verfahren jedoch gar keine örtlichen Verluste bei Querschnittsänderungen erfasst.

Es kann jedoch im Folgenden gezeigt werden, dass die unterschiedliche Implementierung von lokalen Verlusten nicht die Hauptursache der oben beschriebenen Abweichungen darstellt.

Einen weiteren Unterschied in der Implementierung zwischen stationärem und instationären Verfahren findet man bei der Ermittlung des mittleren Energieliniengefälles. Für eine instationäre Berechnung wird im Gegensatz zu stationären Wasserspiegellagenberechnung für die Bestimmung des Energieliniengefälles der arithmetische Mittelwert (average friction slope) voreingestellt:

$$I_E = \bar{I}_E = \frac{\left(\frac{Q_1}{K_1}\right)^2 + \left(\frac{Q_2}{K_2}\right)^2}{2} \tag{3.20}$$

Darin ist der überstrichene Wert das arithmetische Mittel.

Auch das Verwenden der verschiedenen Standardeinstellungen für die Berechnung des mittleren Energieliniengefälles I_E verursacht, vor allem bei plötzlichen Querschnittsänderungen, kleine Unterschiede zwischen den Ergebnissen des stationären und instationären Verfahrens.

3.4.2. Numerische Stabilitätsprobleme der Software HEC-RAS und Lösungsvorschläge

Die hier dargestellten Abweichungen zwischen den Ergebnissen von stationären und instationären Berechnungen mit HEC-RAS sind unter anderem bei der Berechnung der Wasserspiegellage für eine ca. 11 km lange Strecke der Roten Weißeritz aufgetreten. Der betrachtete Abschnitt wurde schon in Abschnitt 3.3.5 beschrieben. Die Berechnung wurde für einen konstanten Durchfluss von 520 m³/s durchgeführt.

Bei der Berechnung der Wasserspiegellinie mit dem stationären Verfahren treten keine Stabilitätsproblem in der Lösung auf. Für das instationäre Verfahren waren jedoch erhebliche Probleme mit der Stabilität der numerischen Lösung zu verzeichnen.

Zunächst scheint der Algorithmus etliche Schwierigkeiten zu haben, das System überhaupt in Gang zu bringen, d. h. aus einem vorgegebenen Ausgangszustand über eine Übergangszeit zum stationären Zustand zu gelangen. Egal ob die Anfangsbedingungen in Form eines Strömungsbildes (Durchfluss und Wassertiefe) für jeden Querschnitt eingegeben oder automatisch errechnet werden, bringen örtliche Instabilitätsprobleme das Lösungsverfahren sehr schnell zum Abbrechen.

Standardmäßig bietet das Programm dem Benutzer die Möglichkeit, eine „warm-up“ Prozedur einzuschalten. Diese ist im Berechnungsbeispiel jedoch wenig hilfreich, auch sie wird vorzeitig abgebrochen.

Eine weitere Empfehlung ist, als Anfangsbedingung einen so hohen Wasserstand zu wählen, dass der gesamte modellierte Flussabschnitt zu Beginn eingestaut wird. Am Ausflussquerschnitt wird sodann eine zeitlich veränderliche Fließtiefe vorgegeben, die nach einer bestimmten Zeit den gewünschten Wert annimmt. Bei gleichzeitig konstantem Zufluss würde der betrachtete Gerinneabschnitt langsam bis zu dem zu berechnenden Zustand „leer laufen“.

Eine Anwendung dieses Verfahrens auf das Berechnungsbeispiel bringt nicht den gewünschten Erfolg. Nähert sich bei der Berechnung die Wassertiefe dem Endwert an, entstehen sich fortpflanzende und verstärkende Schwingungen in den berechneten Größen, die die Simulation scheitern lassen.

Um mögliche Instabilitätsquellen auszuschließen, wurde deshalb die Gerinnegeometrie vereinfacht, wobei alle Brücken und Strukturen entfernt wurden. Mit dieser vereinfachten Geometrie sind weitere Berechnungsversuche durchgeführt worden, die im Folgenden kurz beschrieben werden:

- Interpolation zusätzlicher Querprofile, um eine höhere Auflösung in Fließrichtung zu erzielen. Bei anderen eindimensionalen hydraulisch-numerischen Programmen (z. B. Mike11) können hingegen automatisch interne Stützstellen gebildet werden, was die Handhabbarkeit gegenüber HEC-RAS deutlich verbessert. Entsprechend der besseren Diskretisierung in Längsrichtung und der Courant-Bedingung wurde die zeitliche Diskretisierung Δt eingestellt.
- Verfeinerung der Zeitschrittweite Δt, um günstigere Courant-Zahlen zu erreichen.
- Verwendung eines voll impliziten Schemas mit einem Wichtungsfaktor $\Theta = 1$, zum Erreichen der maximalen Stabilität unter Inkaufnahme einer geringeren Genauigkeit.
- Verfeinerung der Schrittweite Δz der Diskretisierung in Vertikalrichtung, um mögliche am Übergang vom Flussbett zu Vorland entstehende Schwingungen zu begrenzen.
- Begrenzung der numerischen Toleranz des Iterationsverfahrens (TOL Parameter) auf 1 mm zur Verbesserung der Lösungsgenauigkeit.
- Aktivierung der Local-Partial-Inertia-Technique, um die Stabilität zu verbessern.

Allein die Verwendung der Local-Partial-Inertia-Technique hat unter allen aufgelisteten Versuchen zu positiven Ergebnissen geführt. Dies ging jedoch deutlich zu Lasten der Genauigkeit der Berechnungsergebnisse.

Die Local-Partial-Inertia-Technique (LPI), eine von Fread 1996 entwickelte Prozedur, bietet die Möglichkeit, trotz Instabilitäten eine Lösung des Gleichungssystems (3.9) bei gleichzeitiger Verringerung der Genauigkeit zu berechnen. Ziel dieser Anpassung ist es, lokal vereinzelte bzw. zeitlich begrenzte Fehler zuzulassen, damit das Verfahren nicht abstürzt und die Lösung für die übrigen Abschnitte weiter berechnet werden kann. Natürlich hängt die Qualität der gesamten Lösung dann von der Anzahl und Größe der so tolerierten Fehler ab.

Während der Lösung des Gleichungssystems (3.9) können bei Fließwechseln, insbesondere beim Übergang vom Strömen zum Schießen (Wechselsprung) sehr hohe Gradienten bis hin zu Unstetigkeiten in den Unbekannten entstehen. Dies kann zu Instabilitäten führen, die einen Abbruch der Berechnung mit sich bringt.

In Abhängigkeit von der Froudezahl werden bei der Local-Partial-Inertia-Technique die Trägheitsglieder in der Impulserhaltungsgleichung des Gleichungssystems (5.9) gedämpft ($Fr < 1$) bzw. gleich null gesetzt ($Fr \geq 1$). Eine negative Auswirkung dieser Prozedur ist ein Genauigkeitsverlust bei den Fließabschnitten mit schießendem Abfluss. Dies hat auch Einfluss auf die unmittelbar angrenzenden strömenden Bereiche. Tritt ein Wechselsprung auf, was gleichbedeutend mit einer Unstetigkeit in den Ableitungen ist, wird der Verlauf der Energielinie fehlerhaft approximiert.

3.4.3. Vergleich zwischen stationären und instationären Berechnungsergebnissen

Die Ergebnisse der stationären und der instationären Berechnung werden nun anhand der berechneten maximalen Wasserspiegelhöhe gegenübergestellt.

In Abbildung 3.6 ist zu erkennen, dass die instationäre Berechnung einen glatteren Wasserspiegel ergibt als die stationäre. In diesem Beispiel bleibt das stationär berechnete Wasserspiegelprofil meistens über dem instationären und sieht deutlich zackiger aus. Die berechneten Wasserspiegelunterschiede betragen bis zu 2 m.

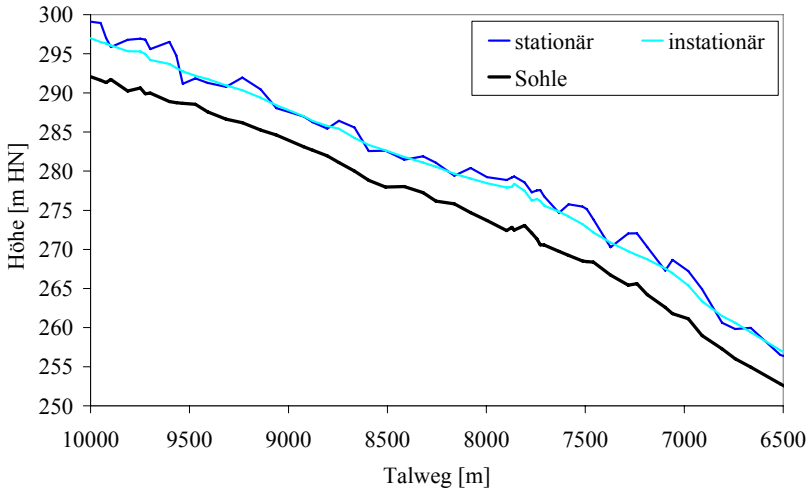

Abbildung 3.6: Stationär und instationär berechnete Wasserspiegellage (Q = 520 m³/s, Teilabschnitt des Berechnungsbeispiels).

Man könnte leicht daraus schlussfolgern, dass die instationäre Lösung realistischer ist. Betrachtet man jedoch die zugehörigen Energielinien (vgl. Abbildung 3.7), erkennt man, dass die stationäre Berechnung die richtige Lösung darstellt.

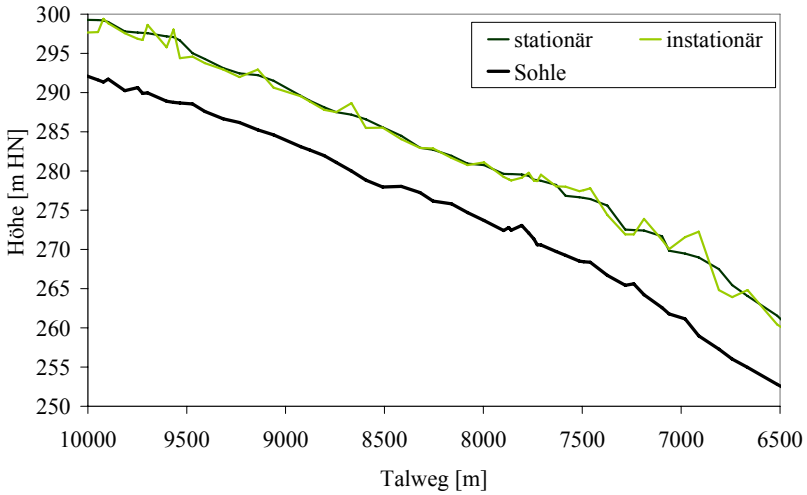

Abbildung 3.7: Stationär und instationär berechnete Energiehöhe (Q = 520 m³/s, Teilabschnitt des Berechnungsbeispiels).

Während bei der stationären Berechnung die Energielinie monoton abnimmt, weist die der instationären Berechnung Bereiche mit ansteigendem Verlauf („Zacken“) auf, die im Gegensatz zum Energieerhaltungsprinzip unter Berücksichtigung der in Fließrichtung entstehenden Reibungsverluste stehen. An mehreren Stellen nimmt die Energie in Fließrichtung zu. Bei all diesen Stellen muss die Lösung der instationären Berechnung mit Fehlern behaftet sein.

Der im Berechnungsbeispiel ermittelte Verlauf der Energie- bzw. Wasserspiegellinie bei der instationären Berechnung stellt auf Grund der Anwendung der Local-Partial-Inertia-

Technique einen Kompromiss zwischen Genauigkeit und Stabilität des Lösungsverfahrens dar.

Um deutlicher herauszuarbeiten, dass dies besonders für die Bereiche mit schießendem Abfluss zutrifft, sind für die instationäre Berechnung in Abbildung 3.8 die ermittelte Energielinie und die berechnete Froudezahl gegenübergestellt.

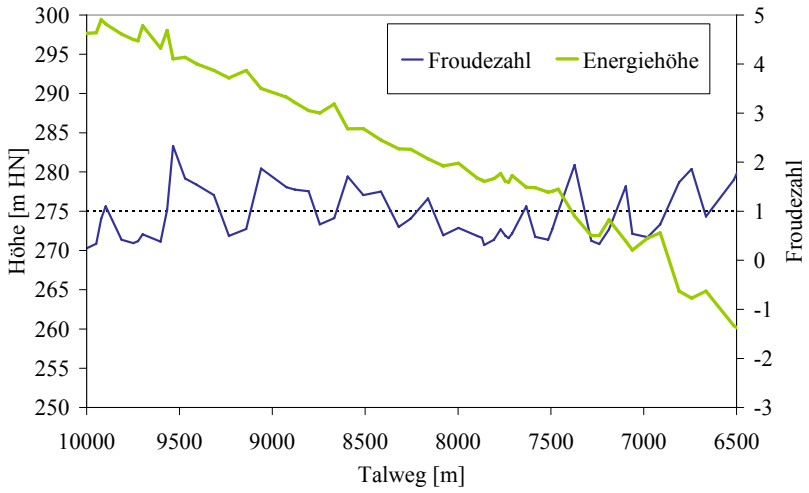

Abbildung 3.8: Energiehöhe und Froudezahl aus der instationären Berechnung (Q = 520 m³/s, Teilabschnitt des Berechnungsbeispiels).

Treten wie im Berechnungsbeispiel im Verhältnis zu der geringen Anzahl der Querprofile sehr viele Fließwechsel auf, sollte das Ergebnis einer instationären Berechnung mit HEC-RAS kritisch betrachtet werden. Die stationäre Lösung ist, abgesehen von der richtigen Wahl der Eingangsparameter (z. B. Rauheitsbeiwert, Randbedingungen, Diskretisierung) auch beim gemischten Fließzustand vertrauenswürdig.

Liegen die Abweichungen zwischen den beiden Lösungsansätzen in erster Linie an der ungenauen Berechnung des schießenden Fließzustandes, dann sollten sie in einem Beispiel mit ausschließlich strömendem Fließzustand deutlich geringer ausfallen. Dies soll im Folgenden näher betrachtet werden.

Dafür wird wieder der Abschnitt der Roten Weißeritz zwischen Talsperre Malter und Freital-Coßmannsdorf berechnet, jedoch eine größere Rauheit voreingestellt. Damit sollte erreicht werden, dass im betrachteten Flussabschnitt nur strömender Fließzustand ($Fr < 1$) vorherrscht. Auf der gesamten Strecke wurde ein einheitlicher (deutlich zu rauer) Reibungsbeiwert nach Strickler von k_{st} = 5 $m^{1/3}/s$ gewählt. Der Durchfluss, das Sohlgefälle, die Querschnitte und die Randbedingungen wurden nicht verändert.

Abbildung 3.9 zeigt die prozentuale Abweichung der berechneten Wassertiefe der stationären und der instationären Lösung. Die Abweichungen bei sowohl schießendem als auch strömendem Fließzustand entlang des betrachteten Flussabschnittes erreichen bis zu 30 %, was einem absoluten Wassertiefenunterschied von 2 m entspricht. Der Mittelwert der instationären Lösung befindet sich 9,8 % über dem Mittelwert der stationären Berechnung und hat eine Standardabweichung von 18,4.

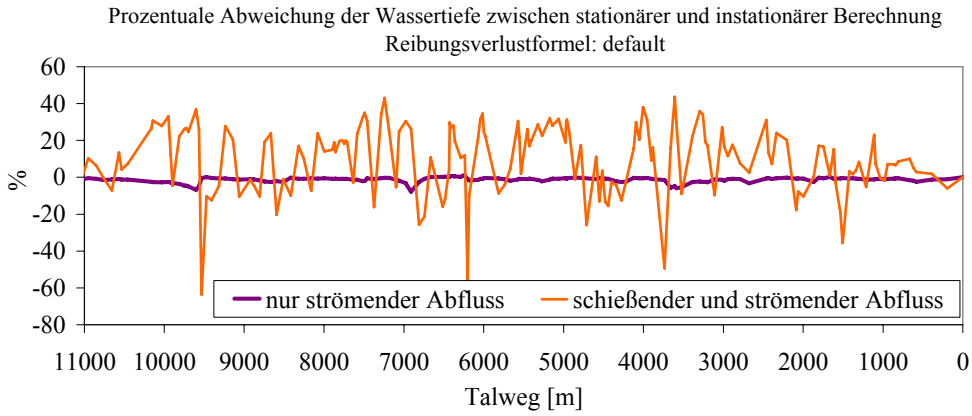

Abbildung 3.9: Prozentuale Abweichungen der berechneten Wassertiefe für das Fallbeispiel mit strömendem und schießendem bzw. nur strömendem Fließzustand.

Der Vergleich der Ergebnisse für das Berechnungsbeispiel mit ausschließlich strömendem Fließzustand zeigt ein deutlich anderes Bild. Es ist offensichtlich, dass in diesem Fall mit beiden Lösungsansätze ähnliche Ergebnisse ermittelt werden: Die prozentuale Abweichung beträgt maximal 8 %, das entspricht einem Unterschied von 0,67 m. Die Anzahl der Querschnitte, an denen große Unterschiede der Berechnungsergebnisse auftreten, ist deutlich geringer. Die Wasser-tiefe der instationären Lösung liegt jetzt im Mittel 1,3 % unter den Ergebnissen der stationären Berechnung und die Standardabweichung beträgt 1,4.

Daraus lässt sich schlussfolgern, dass eine instationäre Berechnung in HEC-RAS unter Anwendung der Local-Partial-Inertia-Technique nur dann gute Ergebnisse bereitstellt, wenn im untersuchten Abschnitt ausschließlich strömender Fließzustand vorliegt. Die Genauigkeit der Lösung nimmt mit der Anzahl der Bereiche mit schießendem Abfluss ab.

Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse zwischen einer stationären und einer instationären Berechnung für einen Gerinneabschnitt mit ausschließlich strömendem Fließzustand lässt sich durch die geeignete Auswahl einer der im Programm integrierten Formeln für den Reibungsverlust weiter verbessern. In einer weiteren Anzahl von Berechnungen, die im Folgenden dargestellt werden, sind die unterschiedlichen Ansätze für den Reibungsverlust bei stationärer Lösung anhand eines Gerinneabschnittes mit strömendem Fließzustand untersucht worden.

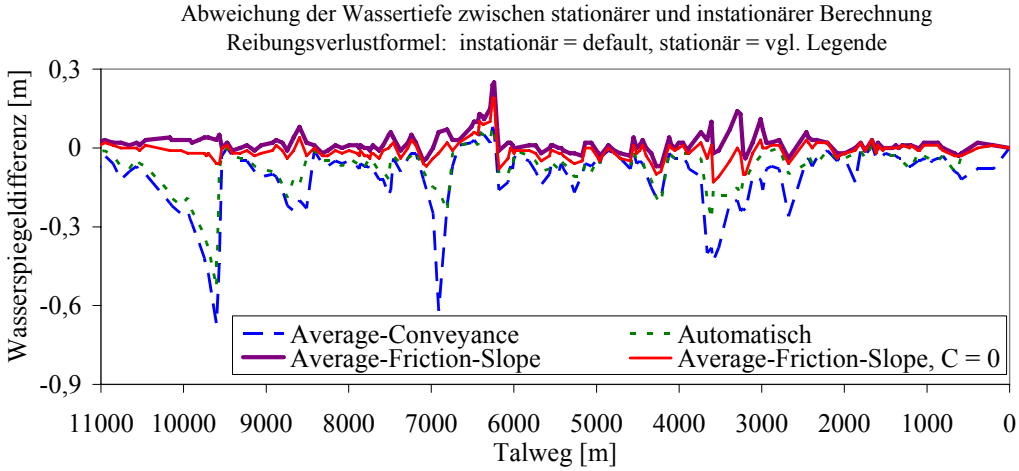

Abbildung 3.10: Absolute Wasserstandsdifferenz zwischen der instationären und der stationären Lösung mit unterschiedlichen Reibungsverlustansätzen bei der stationären Berechnung (Gerinneabschnitt mit ausschließlich strömendem Abfluss).

In Abbildung 3.10 sind die aus dem Vergleich zwischen stationärer und instationärer Berechnung resultierenden absoluten Differenzen der Wasserspiegellinie dargestellt.

Für die instationäre Lösung wurde für den Reibungsverlust immer der Average-Friction-Slope-Ansatz (Gleichung 3.20) verwendet, welches auch standardmäßig voreingestellt ist.

Die Standardeinstellung für die stationäre Berechnung ist dagegen das Average-Conveyance-Energiegefälle (vgl. Gleichung 3.6). Diese weist jedoch die größten Unterschiede zu den instationären Berechnungsergebnissen auf. Eine bessere Übereinstimmung ergibt eine integrierte automatische Prozedur („Automatisch“), die anhand des Wasserstandsprofils auf die beste Formel umschaltet. Geringere Unterschiede sind zu vermerken, wenn die gleiche Formel für das Energiegefälle wie bei der instationären Lösung (Average-Friction-Slope) angewendet wird.

Die beste Übereinstimmung ergibt sich, wenn außerdem die Kontraktions- bzw. Expansionsbeiwerte für die lokalen Verluste gleich null gesetzt werden (Average-Friction-Slope, $C = 0$). In diesem Fall unterscheiden sich die beiden Lösungen nur um wenige Zentimeter, nur in Ausnahmefälle treten Differenzen von maximal 20 cm auf.

3.5. Der Hystereseeffekt

Der Hystereseeffekt in einem Fließgewässer beim Durchgang einer Hochwasserwelle kann zu Fehlern in der Ermittlung der Schlüsselkurve für einen Fließquerschnitt führen.

Wie in Abschnitt 2.2.1 näher erläutert, kann die Ergebnisgüte von hydrologischen Verfahren zur Wasserspiegellagenberechnung verbessert werden, indem für die einzelnen Fließquerschnitte Wasserstands-Fließflächen-Abfluss-Kennlinien, die sich aus den Schlüsselkurven ergeben, angegeben werden.

Um mögliche Unsicherheiten in diesen Kennlinien abgrenzen zu können, soll im Folgenden untersucht werden, in welchem Maße sich der Hystereseeffekt in einem Mittelgebirgsfluss wie der Weißeritz auswirkt.

3.5.1. Ursachen für den Hystereseeffekt

Bei instationären Fließprozessen, zu denen auch Hochwasserwellen gehören, tritt der Hystereseeffekt als schleifenförmiger Verlauf in der Schlüsselkurve auf. Dabei ist der Wasserstand eine Doppelfunktion des Durchflusses. Der Hystereseeffekt ergibt sich aus dem verringerten Energieliniengefälle des abklingenden gegenüber dem ansteigenden Ast einer Hochwasserwelle.

Das Energieliniengefälle I_E kann durch den Vergleich der Energiehöhen an zwei Fließquerschnitten 1 und 2 (Abbildung 3.1) bestimmt werden zu:

$$I_E = \frac{h_V}{L} \tag{3.21}$$

wobei $h_V = \left(z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) - \left(z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$ ist.

Dabei ist h_V als Verlusthöhe, z als Sohlhöhe und $v^2/2g$ als Geschwindigkeitshöhe definiert.

Ursache des unterschiedlichen Energieliniengefälles beim Durchlauf der Hochwasserwelle ist der zeitlich veränderliche Abfluss. Bei stationär gleichförmigen Verhältnissen ist das Energieliniengefälle gleich dem Sohlgefälle, da davon ausgegangen werden kann, dass die Wassertiefen h_1 und h_2 bzw. die Geschwindigkeitshöhen $v_1^2/2g$ und $v_2^2/2g$ nur wenig voneinander abweichen.

Im ansteigenden Ast der Hochwasserganglinie tritt am weiter oberhalb gelegenen Fließquerschnitt 2 schon ein erhöhter Abfluss gegenüber dem weiter unterhalb gelegenen Querschnitt 1 auf. Dadurch ist das Energieliniengefälle größer als das Sohlgefälle $I_0 = \frac{(z_2 - z_1)}{L}$, da die Differenz $\left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) - \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$ größer Null ist. Im abklingenden Ast der Hochwasserwelle ist die Differenz $\left(h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right) - \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right)$ kleiner Null, da im Querschnitt 2 nun schon ein gegen-

über dem Abfluss im Querschnitt 1 kleinerer Abfluss zu verzeichnen ist. Dadurch wird das Energieliniengefälle kleiner als das Sohlgefälle.

3.5.2. Zuflussganglinien

Für die Untersuchung des Hystereseeffektes wurden verschiedenen Zuflussganglinien verwendet. Diese sind in Abbildung 3.11 dargestellt.

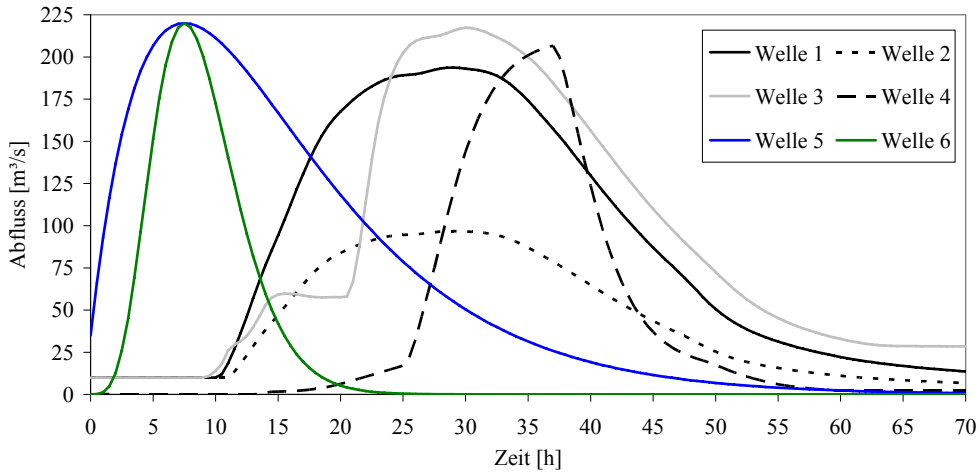

Abbildung 3.11: Zur Untersuchung des Hystereseeffektes verwendete Ganglinien.

Zum einen wurden gebietstypische Ganglinien herangezogen, die aus einer Niederschlags-Abfluss-Modellierung entnommen wurden. Welle 1 ist die Zuflussganglinie zur Talsperre Malter für das Hochwasserereignis vom August 2002. Die Ganglinie der Welle 2 wurde daraus abgeleitet, indem die Durchflusswerte halbiert wurden. Welle 3 ist ebenfalls eine Hochwasserganglinie vom August 2002, jedoch für einen Standort unterhalb der Talsperre Malter. Für die Welle 4 wurde bei der Niederschlags-Abfluss-Modellierung eine endbetonte Niederschlagsverteilung zu Grunde gelegt.

Zum anderen wurden synthetische Ganglinien verwendet, die mit Hilfe der Ganglinienfunktion nach Kozeny 1932

$$Q = Q_S \cdot \left[\frac{t}{t_S} \cdot e^{\left(1-\frac{t}{t_S}\right)} \right]^m \qquad (3.22)$$

erstellt wurden. Der Scheitelabfluss wurde mit 220 m³/s angenommen. Als Anstiegszeit wurde 7,5 h gewählt. Der Formfaktor wurde mit m = 1 (Welle 5) und m = 6 (Welle 6) gewählt.

3.5.3. Prismatisches Gerinne

Zunächst wurde ein Modellvergleich zwischen TALSIM und HEC-RAS anhand eines idealisierten prismatischen Gerinnes vorgenommen. Der untersuchte Abschnitt war 15 km lang. Der Querschnitt ist in Abbildung 3.12 dargestellt. Da in den Flussabschnitten des Untersuchungsgebietes sowohl Strömen als auch Schießen vorliegt, wurden zwei Gefälle betrachtet. Das Gefälle A beträgt 1,1 %, das für das mittlere Einzugsgebiet der Weißeritz typisch ist und Gefälle B beträgt 0,22 %. Der Reibungsbeiwert nach Manning betrug für das gesamte Gerinne n = 0,03 s/m$^{1/3}$. Als obere Randbedingung wurde eine Durchflussganglinie (vgl. Abbildung 3.11) vorgegeben und als untere Randbedingung die Normalabflusstiefe. Um den Einfluss der unteren Randbedingung auf die Berechnungsergebnisse auszuschließen, wurde das Modellgebiet um 1 km flussabwärts verlängert.

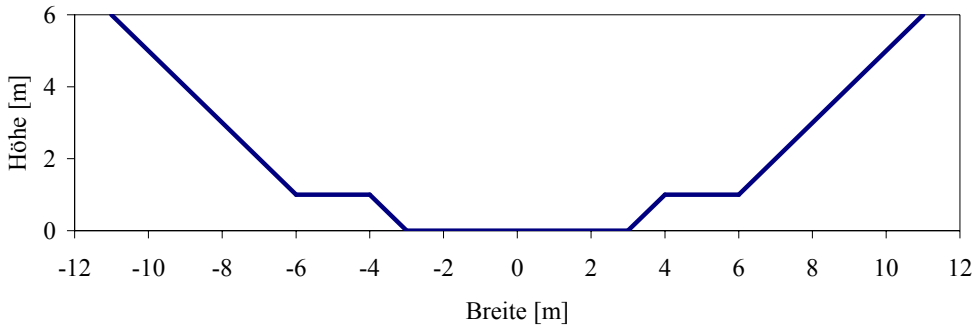

Abbildung 3.12: Querschnitt des prismatischen Gerinnes.

Tabelle 3.1 zeigt zunächst Berechnungsergebnisse bei unterschiedlicher räumlicher und zeitlicher Diskretisierung von HEC-RAS. Die Simulationsergebnisse reagierten nur wenig sensitiv auf die Änderung der räumlichen und zeitlichen Schrittweiten im numerischen Modell. Für die nachfolgend beschriebenen Berechnungen wurde eine räumliche Auflösung von Δx = 100 m und eine zeitliche Auflösung von Δt = 10 min gewählt.

Tabelle 3.1: Sensitivität der Berechnungsergebnisse am Ende des HEC-RAS-Modells gegenüber der räumlichen und zeitlichen Auflösung (Welle3, Sohlgefälle I_B = 0,22 %).

Δt [s]	**Δx** [m]	**Q_{max}** [m³/s]	**h_{max}** [m]
1800	100	216,65	6,88
600	100	216,95	6,88
60	100	217,13	6,89
10	100	217,14	6,89
60	200	216,95	6,88
60	1000	216,95	6,89

Für die Untersuchung des Hystereseeffektes wurden ebenso Berechnungen mit dem Gefälle A wie mit dem Gefälle B durchgeführt. Bei dem Gefälle I_A = 1,1 % trat im idealisierten Gerinne hauptsächlich schießender Abfluss und nur sehr kleine Hystereseeffekte auf. Bei einem Gefälle I_B = 0,22 % trat hauptsächlich strömender Abfluss auf und es wurde ein Hystereseeffekt mit einer maximalen Wasserstandsdifferenz bei gleichem Durchfluss von 0,1 m beobachtet.

In Abbildung 3.13 sind beispielhaft zwei berechnete Schlüsselkurven für das Ende des untersuchten prismatischen Gerinnes dargestellt.

Der im Gerinne vorherrschende Fließzustand beeinflusst die unterschiedliche Ausprägung des Hystereseeffektes bei unterschiedlichem Sohlgefälle.

Bei schießendem Abfluss ist die Geschwindigkeitshöhe deutlich größer und die Druckhöhe, d. h. der Wasserstand kleiner ist. Somit verringert sich die Oberfläche des Wasserkörpers und die Retention, die den Hystereseeffekt verstärkt, ist geringer.

Es kann geschlussfolgert werden, dass für die untersuchten Gewässer die Translation den dominierenden Prozess bei der Ausbreitung der Hochwasserwellen darstellt (vgl. Abbildung 3.14).

Die Translationszeit betrug 1,5 Stunden. Die Effekte der fließenden Retention konnten in diesem Fall vernachlässigt werden.

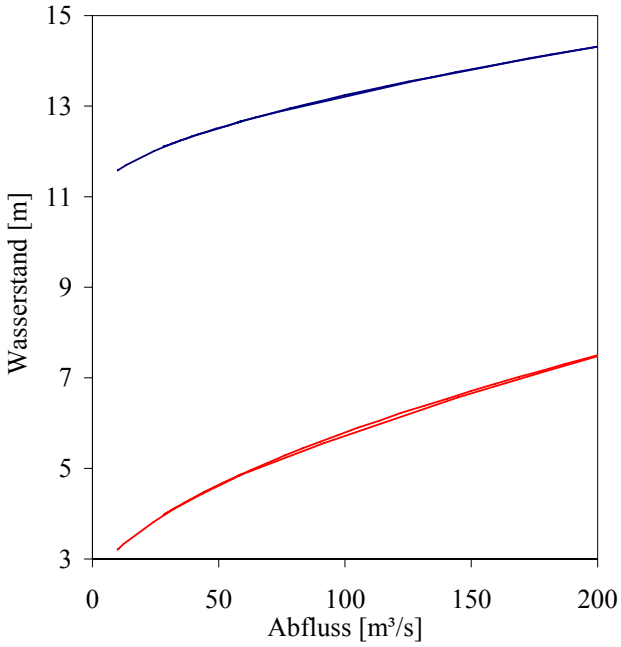

Abbildung 3.13: Schlüsselkurven am Ende des prismatischen Gerinnes für Welle 4 (vgl. Abbildung 3.11), oben: I_A = 1,1 % (schießender Abfluss), unten: I_B = 0,22 % (strömenden Abfluss).

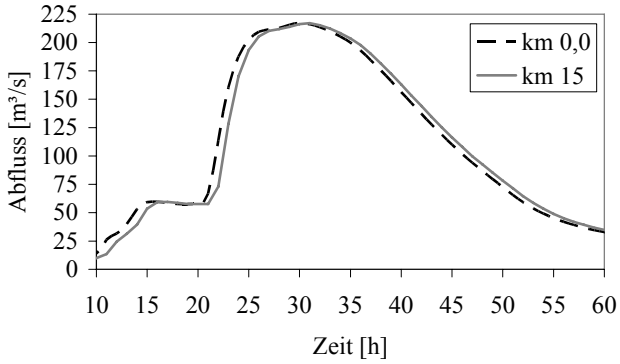

Abbildung 3.14: Auswirkung der Translation beim Durchgang der Hochwasserwelle durch ein 15 km langes prismatisches Gerinne.

3.5.4. Flussabschnitt der Roten Weißeritz

Der Flussabschnitt der Roten Weißeritz wurde unterhalb der Talsperre Malter bis zur Vereinigung mit der Wilden Weißeritz simuliert und wurde schon in Abschnitt 3.3.5 beschrieben. In Abbildung 3.5 ist ein Ausschnitt des HEC-RAS-Modells des unteren Teils des untersuchten Flussabschnittes zu sehen. Als obere Modellrandbedingungen dienten vier Zuflussganglinien aus Abbildung 3.11 und als untere Randbedingung die Normalabflusstiefe.

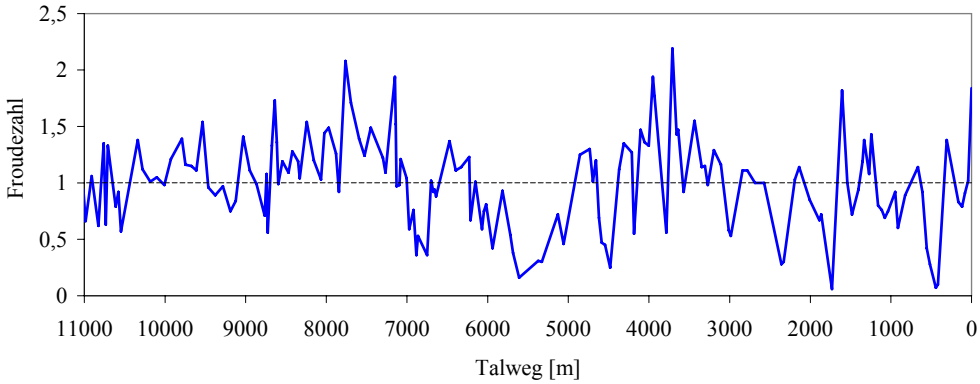

Abbildung 3.15: Froudezahl für einen Abschnitt der Roten Weißeritz bei Q = 96 m³/s zur Bewertung des Fließzustandes (Fr > 1 schießender Abfluss; Fr < 1 strömender Abfluss).

Wie Abbildung 3.15 exemplarisch zeigt, fand in weiten Teilen des Modells schießender Abfluss (Froudezahl Fr > 1) statt. Deshalb war der Hystereseeffekt an den einzelnen Fließquerschnitten, wie schon beim prismatischen Gerinne gezeigt wurde, vernachlässigbar klein.

Analog zu den Ausführungen in Abschnitt 3.5.3 dominierte bei dem überwiegend schießenden Abflussregime in der Roten Weißeritz die Translation das Ausbreitungsverhalten der Hochwasserwelle (Abbildung 3.16). Die Translationszeit betrug eine Stunde.

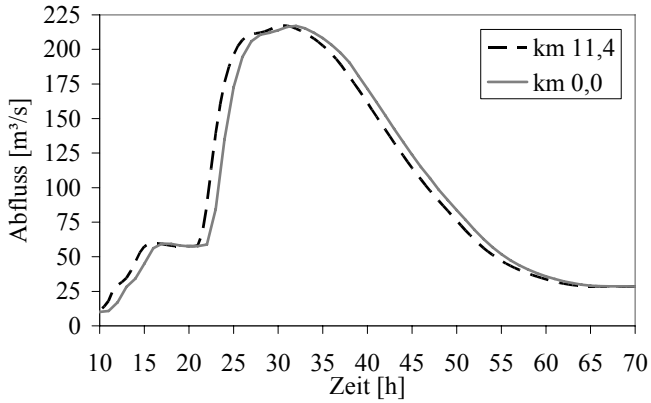

Abbildung 3.16: Auswirkung der Translation beim Durchgang einer Hochwasserwelle durch einen Abschnitt der Roten Weißeritz (Welle 3 aus Abbildung 3.11).

Analoge Untersuchungen wurden auch für einen Abschnitt der Wilden Weißeritz durchgeführt. Ausführlich dargestellt ist dies in Pohl et al. 2009.

3.6. Gegenüberstellung von ein- und zweidimensionaler hydraulisch-numerischer Berechnung

Der eindimensionale Ansatz zur Berechnung von Wasserstand und Durchfluss, der in der vorliegenden Arbeit für die relativ engen Täler mit mäßigem Sohlgefälle eingesetzt worden ist, eignet sich nur bedingt für flachere Gebiete, die ein geringeres Sohlgefälle und eine höhere Infrastrukturdichte (große Siedlungen) aufweisen.

Der Ablauf einer Hochwasserwelle nimmt in diesen Bereichen einen typischen zweidimensionalen Charakter an. Bei Überflutungen breitet sich die Hochwasserwelle in unterschiedliche Richtungen aus, die von der Gebietsmorphologie sowie von vorhandenen Hindernissen (Gebäuden, Brücken, Bahndämme usw.) bestimmt werden. Eine genaue Abschätzung der Ausdehnung der Überflutungsfläche und die Bestimmung der Geschwindigkeitsverteilung bzw. der Sohlschubspannungen erfordern daher die Anwendung zweidimensionaler Rechenprogramme. Im vorliegenden Forschungsprojekt wurde für diesen Zweck die Software Hydro_AS-2d verwendet.

Insbesondere sollte im Rahmen der Vorarbeiten geklärt werden, inwieweit bei einer zweidimensionalen Berechnung für eine relativ kurze Fließstrecke (ca. 4 km) im urbanen Raum die Ergebnisse bei einer stationären und einer instationären Berechnung der Wasserspiegellage voneinander abweichen.

3.6.1. Modellaufbau für die zweidimensionale Berechnung

Für die Fallstudie Weißeritz wurde im Bereich der Stadt Dresden mit der Mündung der Weißeritz in die Elbe ein zweidimensionales hydraulisch-numerisches Modell aufgestellt.

Zu diesem Zweck wurde das Programm Hydro_AS-2d, vertrieben von der Hydrotec-Ingenieurgesellschaft für Wasser und Umwelt, gekoppelt mit dem Pre- und Postprozessor SMS 8.0 vom Environmental Modeling Research Laboratory der Brigham Young University verwendet.

Das in Hydro_AS-2d integrierte Verfahren basiert auf der numerischen Lösung der zweidimensionalen tiefengemittelten Strömungsgleichungen (Abbott 1979) mit einer Finite-Volumen-Diskretisierung. Die auch als Flachwassergleichungen bekannten Strömungsgleichungen entstehen unter Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung aus der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Reynolds- bzw. Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Flüssigkeiten durch Integration über die Wassertiefe. Das in dem Programm verwendete explizite Zeitschrittverfahren sorgt dabei für eine zeitgenaue Simulation des Wellenablaufs. Die untersuchte Geometrie wird durch ein aus Vierecks- und Dreieckselementen bestehendes Berechnungsnetz angenähert, das eine leichte Anpassung an die topographischen Gegebenheiten der jeweiligen Aufgabenstellung ermöglicht (Nujic 2003).

Die Morphologie des untersuchten Gebiets wurde auf der Basis des digitalen Geländemodells ATKIS-DGM25, das die Geländehöhe in einem Raster der Maschenweite von 20 m x 20 m wiedergibt, nachgebildet.

Für das Flussbett der Weißeritz standen außerdem Laserscanndaten mit einer Auflösung von 1 m x 1 m zur Verfügung. In diesem Modell waren die umfangreichen flussbaulichen Maßnahmen, die nach dem Hochwasser im August 2002 an der Weißeritz im Stadtgebiet von Dresden erfolgten, noch nicht enthalten.

Das Modell des Flussschlauches wurde mit dem DGM25 verschnitten, um eine genaue Berechnung des Wasserstandes in der Weißeritz, der zur Ausuferung in die Stadt führt, zu ermöglichen. Ein Ausschnitt des 2D-Netzes ist in Abbildung 3.17 dargestellt.

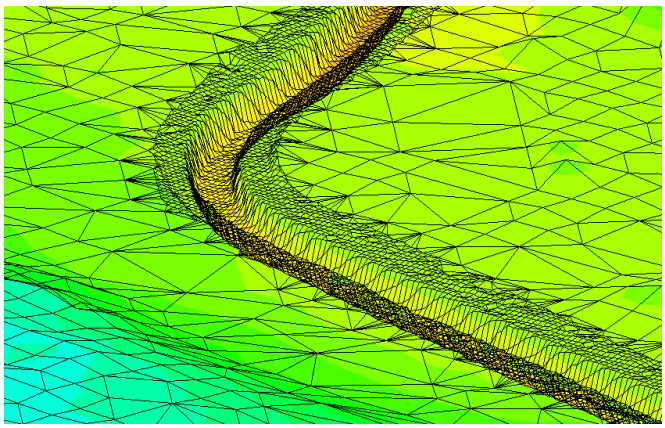

Abbildung 3.17: Modellausschnitt im Bereich Emmerich-Ambros-Ufer, Dresden (Detail der Verschneidung der zwei unterschiedlich auflösenden DGM für die Weißeritz bzw. für die Stadt).

In Bezug auf den beispielhaften Charakter der in dieser Arbeit vorgestellten Optimierungsprozedur wurde das Nachbilden jedes einzelnen Gebäudes im Stadtgebiet Dresden für nicht erforderlich gehalten. Das DGM gibt ein von Gebäuden und Bäumen befreites Gelände wieder und stellt damit sowohl ein größeres Speichervolumen als auch eine glattere Oberfläche bereit.

Man kann diesem Mangel begegnen, indem z. B. eine höhere Rauheit gewählt wird. Dadurch werden einerseits eine Verzögerung der Hochwasserwellenausbreitung und andererseits höhere Wasserstände hervorgerufen. Beide Effekte sind mit denjenigen vergleichbar, die beim Vorhandensein der vernachlässigten Hindernisse stattfänden und könnten durch eine entsprechende Kalibrierung in Übereinstimmung gebracht werden.

Als Reibungsbeiwerte nach Strickler wurden in erster Näherung die Werte 20 $m^{1/3}/s$ für den Stadtbereich bzw. 35 $m^{1/3}/s$ für die Fließgewässer eingesetzt.

Das Modell erstreckte sich linksseitig der Elbe vom Stadtteil Cotta als westliche Begrenzung bis nach Johannstadt ostwärts sowie bis zum Bereich des Stadtviertels Plauen nach Süden. Dazu wurden annähernd 63.500 Elemente, darunter ca. 13.000 Dreiecks- bzw. 50.500 Viereckselemente, benötigt.

Das betrachtete Gebiet enthält drei offene Modellränder, den Zu- bzw. Abfluss der Elbe und den Zufluss der Weißeritz.

Als obere Randbedingung für die Elbe wurde ein konstanter Zufluss von 400 m3/s, was etwas mehr als Mittelwasserabfluss ist, festgelegt. Als untere Randbedingung diente eine vom Programm für den Auslaufsquerschnitt bei einem Sohlgefälle von 0,022 % intern berechnete Schlüsselkurve.

Als obere Randbedingung der Weißeritz wurde deren Hochwasserganglinie vom August 2002 nach Angaben von der LTV verwendet. Die Ergebnisse für die maximale Wassertiefe im Überflutungsgebiet wurden dann mit der Wassertiefe, die sich bei einem konstanten Durchfluss von 477 m^3/s, dem Scheitelwert der Hochwasserwelle 2002, einstellt, verglichen. Die entsprechenden verwendeten Zuflussganglinien sind in Abbildung 3.18 dargestellt.

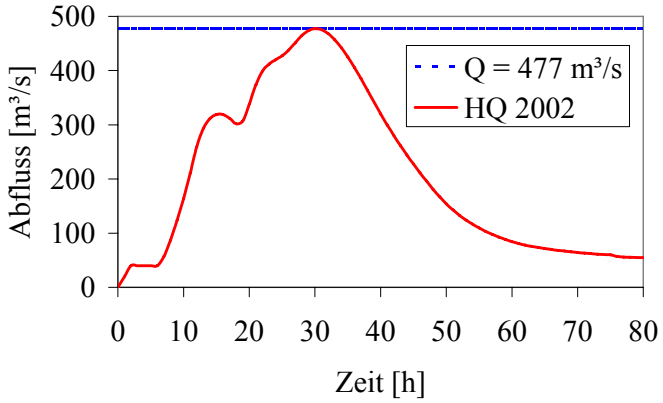

Abbildung 3.18: Instationäre (rot) und stationäre (blau) Zuflussganglinie für die 2D-Berechnung der Weißeritz im Stadtgebiet Dresden.

3.6.2. Vergleich der Ergebnisse der stationäre und der instationäre zweidimensionalen Berechnung

Während eines ersten Rechenlaufes ist untersucht worden, ob für extreme Hochwassersituationen der stationäre Ansatz, dass heißt eine stationäre Berechnung mit dem Scheiteldurchfluss, ausreicht, um die maximale Überflutungsfläche genau erfassen zu können. Zu diesem Zweck wurde sowohl eine instationäre Rechnung mit einer Zuflussganglinie als auch eine stationäre Rechnung mit dem entsprechenden Scheitelzufluss durchgeführt und die Ergebnisse hinsichtlich des überfluteten Gebietes verglichen.

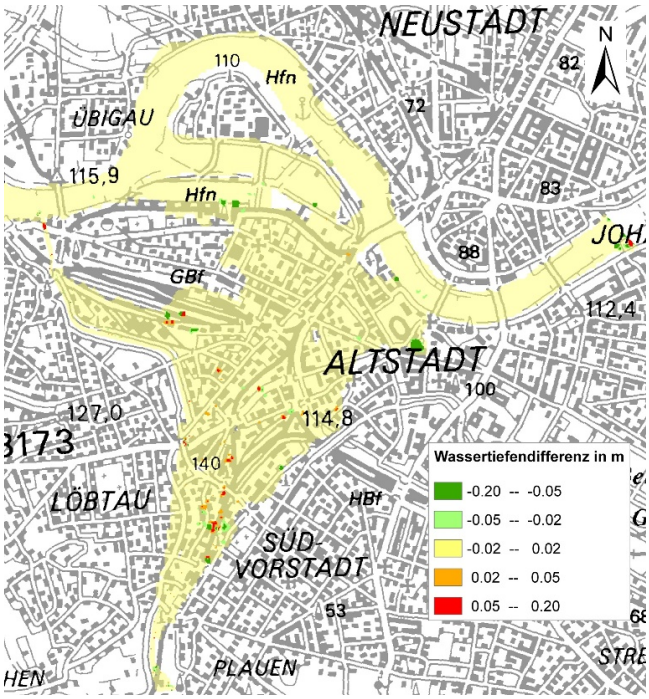

Abbildung 3.19: Differenz der Wassertiefen zwischen instationärer und stationärer Simulation mit Q_{max} = 477 m³/s im Überflutungsgebiet der Weißeritz in der Stadt Dresden.

Wie Abbildung 3.19 zeigt, stimmten die maximalen Wassertiefen der Berechnung mit zu Grunde liegender Hochwasserwelle mit denen, die sich aus der stationären Berechnung für den Scheitelwert ergeben, praktisch überein. Ursache dafür war, dass die Hochwasserwelle relativ lang im Vergleich zum betrachteten Flussabschnitt ist. Die Differenzen betrugen im Durchschnitt nur 0 bis 5 cm und blieben auf Extremwerte von weniger als 20 cm begrenzt. Die Wirkung der Retentionsräume auf den Wasserstandsscheitel ist daher für dieses und ähnliche Hochwasserereignisse vernachlässigbar.

Mit dem hier vorgestellten Hydro_AS-2d-Modell wurde die Überflutungsfläche für vier verschiedene konstante Durchflüsse (Q = 300, 400, 600 und 800 m³/s) berechnet.

Nach der Ermittlung der Überflutungsfläche und der zugehörigen Verteilung der Wassertiefe für unterschiedliche Durchflüsse kann die Abschätzung des Schadens für die Optimierung der Talsperrensteuerung wie bei einer eindimensionalen Berechnung erfolgen (vgl. Abschnitt 3.8).

3.6.3. Vergleich einer ein- und zweidimensionalen hydraulisch-numerischen Berechnung

Für zweidimensionale hydraulisch-numerische Modelle wie hier vorgestellt, das heißt mit einer gegenüber der Länge der Welle kurzen Fließstrecke und eingegrenzte Fließwege, kann vereinfachend auch eine eindimensionale Berechnung durchgeführt werden.

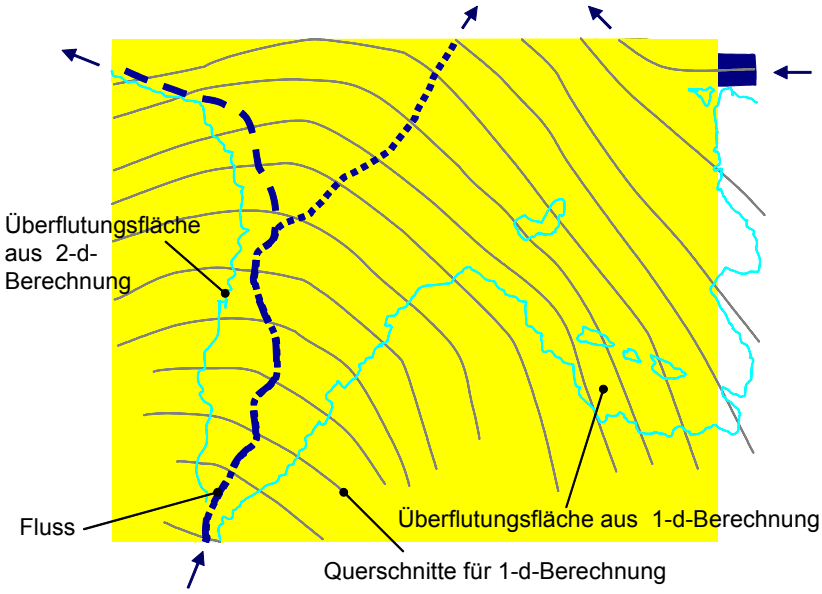

Abbildung 3.20: Vergleich zwischen einer eindimensional und einer zweidimensional berechneten Überflutungsfläche.

In Abbildung 3.20 sind eine eindimensional und eine zweidimensional berechnete Überflutungsfläche gegenübergestellt. Die Pfeile markieren die Zu- und Abflüsse im untersuchten Gebiet. Durch die Beschreibung des Geländes mit in der Draufsicht halbkreisförmigen Querschnitten, die die Ausbreitungspfade des Wassers in der Fläche senkrecht schneiden, konnte eine gute Übereinstimmung bei der berechneten maximalen Ausdehnung der Überflutungsfläche erreicht werden.

3.7. Modellvergleich TALSIM – HEC-RAS

3.7.1. Prismatische Gerinne

Das in Abschnitt 3.5.3 vorgestellte prismatische Gerinne wurde zusätzlich zur Berechnung mit HEC-RAS ebenfalls mit dem konzeptionellen Modell TALSIM simuliert. Ziel war ein Vergleich der konzeptionellen Wellenablaufberechnung mit dem Kalinin-Miljukov-Verfahren in TALSIM mit der hydraulisch-numerischen Berechnung durch HEC-RAS. Als obere Randbedingung wurde eine Hochwasserwelle (Welle 3 aus Abbildung 3.11) verwendet.

In TALSIM wird zur Beschreibung der Rauheit der Reibungsbeiwert nach Strickler verwendet. Der Zusammenhang zwischen dem Reibungsbeiwert nach Manning n und dem nach Strickler k_{st} lautet:

$$k_{st} = \frac{1}{n} \tag{3.23}$$

Dem verwendeten Manning-Beiwert $n = 0{,}03$ s/m$^{1/3}$ entspricht ein Strickler-Beiwert von $k_{st} = 33{,}3$ m$^{1/3}$/s.

Die Bewertung der Berechnungsergebnisse erfolgt nach einer Fließstrecke von 15 km mit Hilfe der Güteparameter RMSE und MAE[3], der Differenzen des Zeitpunktes des Scheiteleintritts $\Delta t_{Q,max}$ sowie des maximalen Durchflusses ΔQ_{max} und des Wasserstands Δh_{max} (Tabelle 3.2).

Die Güteparameter für die berechneten Durchflussganglinien sowie deren grafische Verlauf (Abbildung 3.21 und Abbildung 3.22) zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen TALSIM und HEC-RAS. Nach einem Fließweg von 15 km stimmen die berechneten Durchflussganglinien bei schießendem Abfluss besser überein als bei strömendem Abfluss.

Tabelle 3.2: Bewertungsparameter der Simulationsgüte der Hochwasserwelle mit TALSIM in Bezug auf die Simulationsergebnisse von HEC-RAS

	Gefälle [%]	
	0,22	**1,1**
RMSEQ [m³/s]	2,73	1,33
MAEQ [m³/s]	1,44	0,65
$\Delta t_{Q,max}$ [min]	+ 20	+ 10
ΔQ_{max}[m³/s]	- 0,17	- 0,11
Δh_{max}[m]	- 1,93	- 0,45

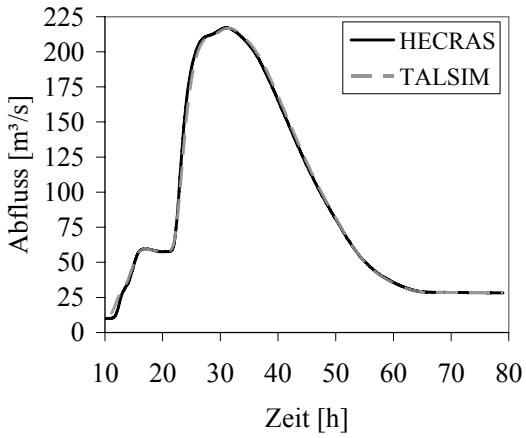

Abbildung 3.21: Vergleich der mit HEC-RAS und TALSIM berechneten Abflussganglinien nach einem Fließweg von 15 km; I = 1,1 % (schießend).

[3] RMSE (root mean squared error) entspricht der mittleren quadratischen Abweichung s^2
MAE (mean absolute error) entspricht dem durchschnittlichen absoluten Fehler Δ

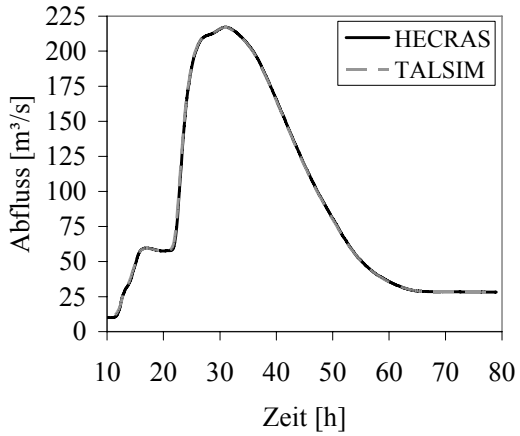

Abbildung 3.22: Vergleich der mit HEC-RAS und TALSIM berechneten Abflussganglinien nach einem Fließweg von 15 km; I = 0,22 % (strömend).

Anders sehen die Ergebnisse für den Wasserstand aus. Dort weicht die mit TALSIM berechnete Ganglinie (Abbildung 3.23 und Abbildung 3.25) deutlich von der mit HEC-RAS ermittelten ab. Man kann daraus schlussfolgern, dass das Programm TALSIM bei Verwendung des Kalinin-Miljukov-Verfahren nicht zur Bestimmung des Wasserstandes geeignet ist.

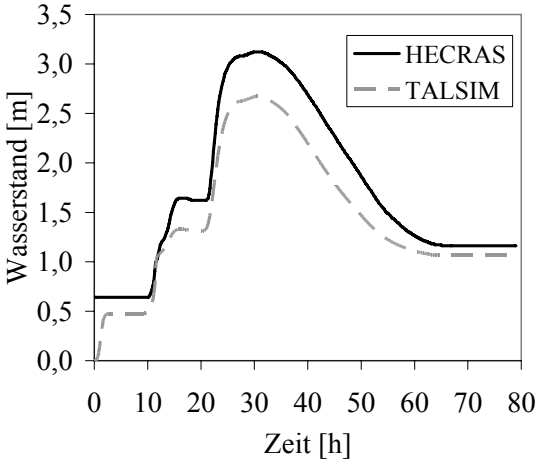

Abbildung 3.23: Vergleich der mit HEC-RAS und TALSIM berechneten Wasserstandsganglinien nach einem Fließweg von 15 km; I = 1,1 % (schießend).

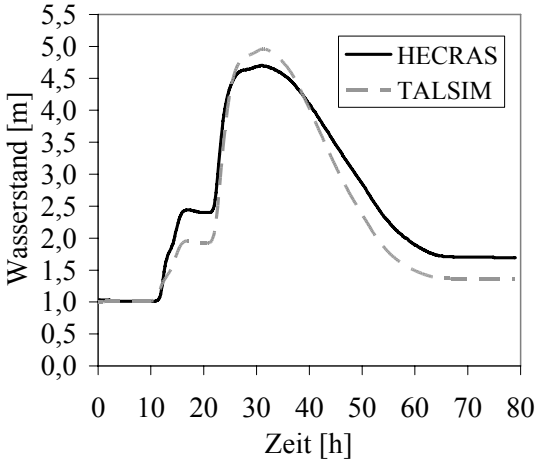

Abbildung 3.24: Vergleich der mit HEC-RAS und TALSIM berechneten Wasserstandsganglinien nach einem Fließweg von 15 km; I = 0,22 % (strömend).

Im Folgenden soll dargelegt werden, wie sich die TALSIM-Berechnung des Hochwasserwellenablaufs hinsichtlich der Wasserspiegellagenermittlung verbessern lässt.

3.7.2. Übertragung der hydraulischen Kennlinien von HEC-RAS nach TALSIM

Dem Systemelement Transportstrecke, welches den Fluss repräsentiert, kann in TALSIM eine zuvor erzeugte Wasserstands-Querschnittsflächen-Durchfluss-Kennlinie (h-A-Q-Kennlinie) zugeordnet werden. Damit kann der aus einem hydraulisch-numerischen Programm gewonnene Zusammenhang zwischen Wasserstand und Abfluss (Schlüsselkurve) in das TALSIM-Modell implementiert werden.

Dies wurde beispielhaft für das prismatische Gerinne aus Abschnitt 3.5.3 mit einem Gefälle `I` = 0,22 % durchgeführt. Abbildung 3.25 zeigt den Zusammenhang zwischen Durchfluss `Q` und Wasserstand `h` (Q-h-Beziehung) und zwischen Durchfluss `Q` und Fließfläche `A` (Q-A-Beziehung). Beide zusammen beschreiben die Wasserstands-Fließflächen-Abfluss-Beziehung (h-A-Q-Kennlinie).

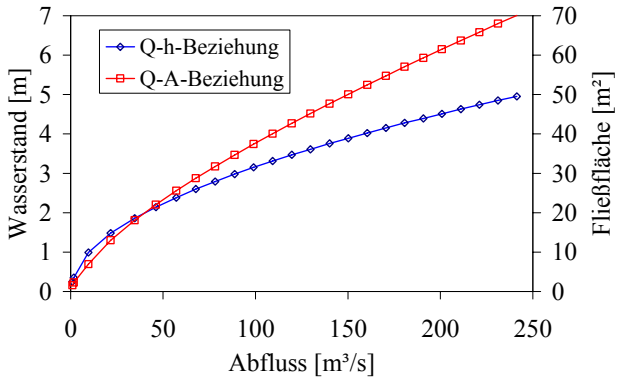

Abbildung 3.25: Darstellung der h-Q und der A-Q-Beziehung als Grundlage der h-A-Q-Kennlinie.

Bei der Benutzung der h-A-Q-Kennlinie stimmen die Berechnungsergebnisse von TALSIM sehr gut mit den Ergebnissen von HEC-RAS überein. Wie Güteparameter in Tabelle 3.3 zeigen, wird der Wasserstand sehr genau wiedergegeben.

Tabelle 3.3: Ergebnisvergleich einer Wellenablaufberechnung mit HEC-RAS bzw. TALSIM bei Verwendung des Kalinin-Miljukov-Verfahrens sowie einer hydraulischen Kennlinie (h-A-Q-Kennlinie).

	Berechnungsoption	
	Kalinin-Miljukov	**h-A-Q-Kennlinie**
RMSEQ [m³/s]	2,73	0,90
MAEQ [m³/s]	1,44	0,48
$\Delta t_{Scheitel}$ [min]	+ 20	- 10
ΔQ_{max} [m³/s]	- 0,17	- 0,07
Δh_{max} [m]	- 1,93	0

Besondere Beachtung sollten Querbauwerke wie Brücken finden. Unter- bzw. oberhalb solcher Bauwerke besitzen die Querschnitte deutlich verschiedene Schlüsselkurven, was mit dem Kalinin-Miljukov-Verfahren in TALSIM nicht abgebildet werden kann. Dies ist ebenfalls ein Argument für die Verwendung der hydraulisch begründeten h-A-Q-Kennlinien in TALSIM, mit denen diese Unterschiede korrekt wiedergegeben werden können.

Ein weiteres Ziel der Voruntersuchung war die Bestimmung des größtmöglichen Abstandes zwischen den Querschnitten, für die die in HEC-RAS ermittelten hydraulischen Kennlinien in das Programm TALSIM übertragen werden müssen.

Dazu wurde der Flussabschnitt der Roten Weißeritz unterhalb der Talsperre Malter (vgl. Abschnitt 3.3.5) mit einer Fließstrecke von 11 km in TALSIM zunächst mit nur drei Transportstreckenelementen abgebildet. Die Gerinnegeometrie entsprach vereinfacht Abbildung 3.12. Als Oberstromrandbedingung diente Welle 2 aus Abbildung 3.11.

Es wurde eine Berechnung unter Verwendung der Option prismatisches Gerinne und dem Kalinin-Miljukov-Verfahren sowie eine Berechnung mit einer mittleren hydraulischen Kennlinie durchgeführt. Die Ergebnisse wurden mit denen aus HEC-RAS verglichen. Die Güteparameter in Tabelle 3.4 zeigen, dass trotz einer generalisierten Gerinnegeometrie der Verlauf ausreichend genau nachgebildet werden kann.

Tabelle 3.4: Güteparameter für den Vergleich zwischen HEC-RAS und TALSIM bei Abbildung eines Gerinnes von 10 km Länge mit nur drei Transportstrecken.

Berechnungsoption TALSIM	RMSE [m³/s]	MAE [m³/s]
Kalinin-Miljukov	2,13	0,84
h-A-Q-Kennlinie	3,06	1,63

Es kann festgestellt werden, dass schon mit der gewählten groben Auflösung das Programm TALSIM die Translationszeit ausreichend genau bestimmt. Die Retention war in diesem Beispiel vernachlässigbar.

3.8. Ermittlung des Schadens durch Überflutung

3.8.1. Methode zur Ermittlung einer querschnittsbezogenen Wasserstands-Schadens-Funktion

Im Folgenden soll die Vorgehensweise erläutert werden, die erarbeitet wurde, um den Zusammenhang zwischen dem Wasserstand in einem Fließquerschnitt und den im zugehörigen Überflutungsgebiet bei diesem Wasserstand durch Überschwemmung hervorgerufenen Schaden zu ermitteln (Dittmann 2009). Die Vorgehensweise gliedert sich in 8 Schritte.

Schritt 1: Berechnung der Wasserspiegellage

Für eine zuvor festgelegte diskrete Durchflussverteilung $[Q_{min}, Q_{max}]$ mit Schrittweiten ΔQ, werden die Wasserspiegellagen mit dem Programm HEC-RAS berechnet.

Als Beispiel wurde ein 3,5 km langer Abschnitt der Wilden Weißeritz unterhalb der Talsperre Klingenberg mit Q_{min} = 40 m³/s, Q_{max} = 240 m³/s und ΔQ = 10 m³/s gewählt (Abbildung 3.26). Die Berechnung erfolgte in HEC-RAS mit einem konstanten Durchfluss.

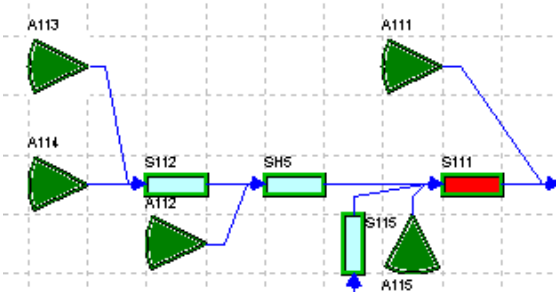

Abbildung 3.26: Darstellung der Beispielflussstrecke in TALSIM (Transportstrecke S111).

Schritt2: Import in HEC-GeoRAS

Die Wasserspiegellagen und mittleren Fließgeschwindigkeiten werden als GIS-Daten exportiert und anschließend mit HEC-GeoRAS importiert. Voraussetzung für den Import ist ein DGM-TIN. Dieses kann zum Beispiel zuvor aus Laserscannerdaten des Tales oder aus einem hoch aufgelösten DGM erstellt worden sein.

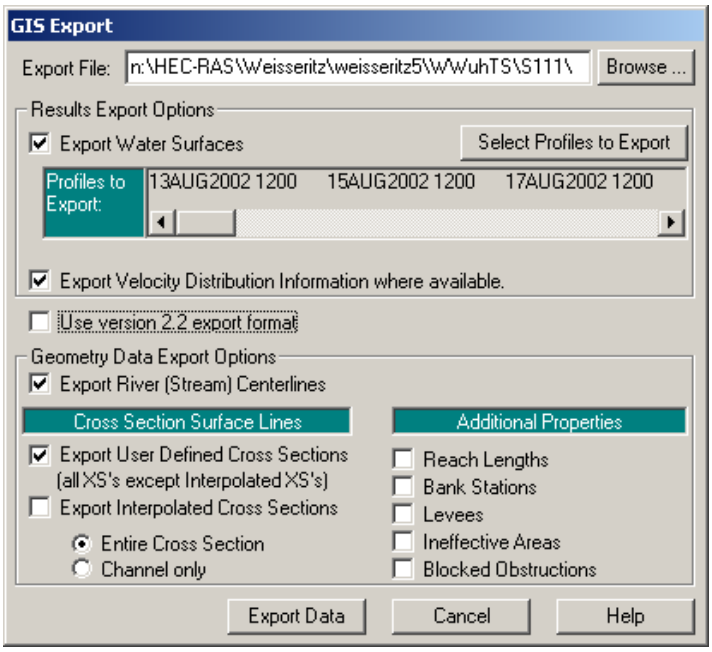

Abbildung 3.27: GIS-Export-Menü in HEC-RAS (Version 3.1.3).

Schritt 3: Erstellung eines Wasserstandsrasters

Mit Hilfe von HEC-GeoRAS werden zunächst aus den importierten Wasserständen der jeweiligen Querschnitte Wasserspiegellagen-TINs für die jeweiligen Durchflüsse erzeugt. Anschließend wird die Differenz aus dem Wasserspiegellagen-TIN und dem Geländeoberflächen-TIN gebildet, um eine Rasterkarte der Wassertiefen im GRID-Format zu erhalten. Dabei können vom Fluss abgeschnittene Überflutungsflächen entstehen, die physikalisch nicht korrekt sind und deshalb mit GIS-Werkzeugen eliminiert werden müssen.

Für die Eliminierung unerwünschter Überflutungsflächen müssen die Rasterkarten zuvor in ein Shape-Format konvertiert werden (siehe Schritt 4). Danach können die Objekte in ArcView selektiert und anschließend der dazugehörige Eintrag in der Attributtabelle gelöscht werden.

Schritt 4: Konvertierung der Rasterdaten in ein Shape

Für die Weiterverarbeitung der Daten ist es notwendig, die Rasterkarte der Wassertiefen in ein Shape-Format zu konvertieren. Dies kann mit Hilfe eines Avenue-Skriptes in ArcView geschehen (Abbildung 3.28). Es ist darauf zu achten, dass mit dem hier aufgeführten Beispielskript, die Überflutungstiefen in ganzzahlige Werte konvertiert werden, so dass die Stellen hinter dem Komma verloren gehen. Dazu wird empfohlen, die Einheiten von Meter in Dezimeter zu konvertieren, um eine angemessene Genauigkeit zu erhalten.

```
theView = av.GetActiveDoc
theTheme = theView.GetActiveThemes.Get(0)
theGrid = theTheme.GetGrid
aFileName = "Pfad\dateiname.shp".AsFileName
aPrj = theView.GetProjection
theResult = theGrid.AsPolygonFTab(aFileName,TRUE,aPrj)
theFTheme = FTheme.Make(theResult)
theView.AddTheme(theFTheme)
```

Abbildung 3.28: Avenue-Script zum Konvertieren von Daten aus dem GRID-Format in ein Shape-Format.

Schritt 5: Subtraktion der Flussfläche

In den ermittelten Überflutungsflächen ist die Fläche des Flussbettes enthalten. Diese muss von der gesamten Überflutungsfläche subtrahiert werden. Um ein Polygon für das Flussbett zu erhalten, kann um die zuvor importierte HEC-RAS-Centerline ein Puffer gebildet werden. Hierzu kann zum Beispiel die ArcView-Erweiterung „Shape Tools“, die kostenlos im Internet (z. B. http://www.terracs.de/ Stand: August 2006) erhältlich ist, angewandt werden. Die Breite des Puffers wird entsprechend der Flussbreite gewählt.

Für den gewählten Flussabschnitt der Wilden Weißeritz ist das Ergebnis des bis hierin geschilderten Vorgehens in Abbildung 3.29 dargestellt.

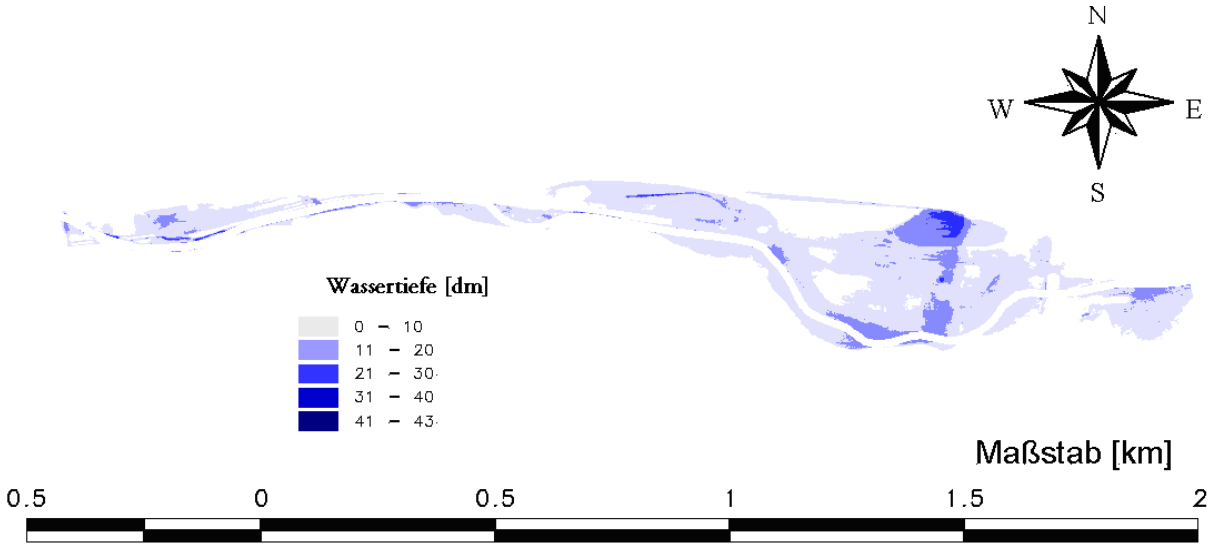

Abbildung 3.29: Überflutungsflächen eines 3,5 km langen Flussabschnittes der Wilden Weißeritz oberhalb der Vereinigung mit der Roten Weißeritz für Q = 240 m³/s.

Abbildung 3.30: Ergebnis der Verschneidung der Überflutungsflächen mit den Landnutzungsdaten des DLM bei Q = 240 m³/s (oben) und Q = 210 m³/s (unten).

Schritt 6: Verschneidung mit Landnutzung

Die Gesamtfläche der Überflutungen wird anschließend mit den Landnutzungen des DLM verschnitten (Intersection) (vgl. Abbildung 3.30). Somit wird eine vollständige Attributtabelle mit den Landnutzungsklassen, unterteilt in die Klassen der Wassertiefen, erhalten.

Schritt 7: Ermittlung der Verteilung der Wassertiefen je Landnutzung

Für jede Landnutzungsklasse wird nun eine Verteilung der Wassertiefen ermittelt (Abbildung 3.31). Dazu kann die Attributtabelle von ArcView exportiert und zur weiteren Verarbeitung in Excel importiert werden. Vor dem Export sollten die Flächenangaben in ArcView aktualisiert werden.

Jeder Klasse der Wassertiefen kann nun ein Schaden mit Hilfe einer Schadensfunktion (vgl. Abschnitt 3.8.3) zugeordnet werden und durch Summation der Schaden der Landnutzungsklasse ermittelt werden.

Schritt 8: Ermittlung des Zusammenhangs zwischen Gesamtschaden und Wasserstand

Summiert man die Schäden der Landnutzungsklassen für den betrachteten Flussabschnitt auf, so erhält man den Gesamtschaden für den Flussabschnitt für jeden betrachteten Hochwasserabfluss. Da der Schaden nur für ein diskretes Intervall von Durchflüssen berechnet worden ist, ist es notwendig, eine Funktion für dazwischen liegende Werte zu interpolieren.

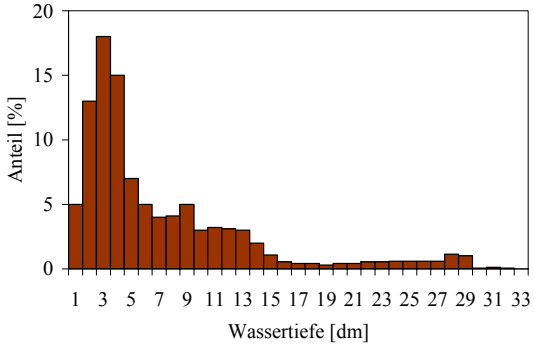

Abbildung 3.31: Beispiel einer Verteilung der Wassertiefen für eine Landnutzungsart.

Hierzu wurde die Methode der Spline-Interpolation (engl. spline = Kurvenlineal) verwendet. Eine Spline-Kurve verläuft durch möglichst alle gegebenen Punkte mit einer minimalen Gesamtkrümmung. Im vorliegenden Fall lieferten kubische Splines ausreichend genaue Ergebnisse. Dabei ist jedes Teilstück durch eine kubische Parabel $S(x)$ mit den Koeffizienten a_i, b_i, c_i und d_i definiert:

$$S(x) = a_i \cdot x^3 + b_i \cdot x^2 + c_i \cdot x + d_i \qquad (3.24)$$

In Abbildung 3.32 ist eine Durchfluss-Schadens-Funktion beispielhaft dargestellt.

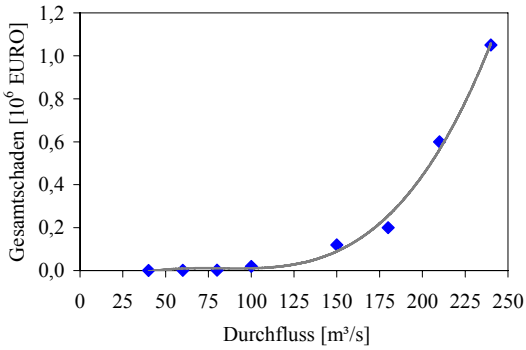

Abbildung 3.32: Beispiel einer Gesamtschadensfunktion für einen definierten Flussabschnitt (◆ berechnete Werte).

Die resultierende Durchfluss-Schaden-Funktion wird dem Flussabschnitt zugeordnet und weiter zur Optimierung der Talsperrensteuerung genutzt (vgl. Abschnitt 6).

3.8.2. Schadensarten

Die monetäre Bewertung der Schäden erfolgt in diesem Projekt in Anlehnung an die Veröffentlichung des DVWK 1985, „Ökonomische Bewertung von Hochwasserschutzwirkungen“. Vereinfacht werden folgende Kategorien von Schäden unterschieden:

- Sachschäden
  - Privater Wohnbereich
  - Öffentliche Einrichtungen
  - Handel und Gewerbe
  - Industrie
  - Sonstige Infrastruktureinrichtungen
  - Landwirtschaft
  - Kulturgüter
- Schäden an land- und forstwirtschaftlichen Kulturen und Boden
  - Grünland
  - Ackerland
  - Sonderkulturen
  - Forsten
- Ökologische Schäden
  - Renaturierungskosten
  - Wiederansiedlungsskosten

Grundsätzlich kann zwischen statischer Überschwemmung mit relativ geringen Fließgeschwindigkeiten, deren Intensität durch die Wassertiefe bestimmt wird, und dynamischer Überschwemmung, bei der die Gefahr überwiegend durch hohe Fließgeschwindigkeiten bestimmt wird, unterschieden werden (LTV 2005). Für eine Quantifizierung der Fließgeschwindigkeit wird der spezifische Durchfluss $q = v \cdot h$ herangezogen.

Aufgrund der Modellvereinfachungen, die in den hier verwendeten hydraulischen Programmen vorliegen, müssen die Angaben über die Fließgeschwindigkeit als kritisch hinterfragt werden.

3.8.3. Schadensfunktionen

Schadensfunktionen, dass heißt der Zusammenhang zwischen dem Wasserstand in einem Fließquerschnitt oder auf einer bestimmten überfluteten Fläche und dem daraus resultierenden Schaden an Gebäuden, Infrastruktur, landwirtschaftlichen, forstwirtschaftlichen oder kulturellen Werten, sind schon häufig Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen gewesen. Das Anliegen, das sich hinter dem Aufstellen solcher Funktionen verbirgt, entspringt zum einem den Interessen der Versicherungswirtschaft bei der Kalkulation von Hochwasserversicherungsprämien und zum anderen dem Bereich der Kosten-Nutzen-Analyse im Bereich der Planung von Hochwasserschutzeinrichtungen. Hier müssen die Kosten, die der Bau von Hochwasserschutzeinrichtungen verursacht, dem Nutzen, dass heißt dem verhinderten Schaden bei Überflutung, gegenübergestellt werden.

Schadensfunktionen variieren sehr stark, je nachdem wann und für welche Region sie aufgestellt und welche Datengrundlage, das heißt welche Hochwasserereignisse, berücksichtigt wurden. So treten in Mittelgebirgsregionen gravierende Schäden an Gebäuden schon bei kleineren Wassertiefen auf, da die hohe Fließgeschwindigkeit zur Erosion des das Gebäude umgebenden Bodens führt und dadurch die Außenmauern an Stabilität verlieren können. Darüber hinaus kommt es durch mitgeführte Baustämme und anderes größeres Treibgut zu einer Stoßbelastung der Außenmauern. In den flacheren Gebieten des Tieflandes hingegen führen kleinere Überflutungshöhen wohl zu Schäden am Inventar jedoch nur im geringeren Umfang an der Bausubstanz selbst.

Die Auswertungen, die zu den Schadensfunktionen führen, können einzelobjektbezogen oder summarisch für spezielle Landnutzungsarten z. B. Siedlung oder Industrie erfolgen. Welche der Funktionen für eine Untersuchung z. B. im Rahmen einer Kosten-Nutzen-Analyse verwendet werden, hängt vom betrachteten Gebiet und von der Zielrichtung der Betrachtung ab.

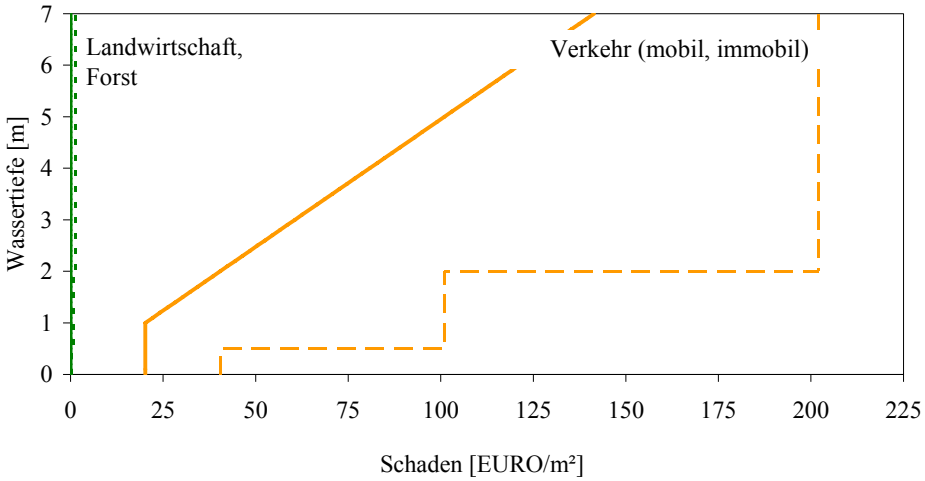

Abbildung 3.33: Schadensfunktionen für Verkehr und Landwirtschaft, Forst nach Müller & Riedel 2005 (dicke Linien) und BWG 1997 (unterbrochene Linien).

Mikroskalige Betrachtungen z. B. in Siedlungsteilbereichen bedingen die Verwendung einzelobjektbezogener Schadensdaten, da die Erfassung einzelner Gebäude hier im Umfang der Untersuchungen möglich ist.

Bei meso- und makroskaligen Betrachtungen von Flussabschnitten oder gesamten Flussläufen erscheinen die summarische Betrachtung von Landnutzungsarten und die Verwendung von Schadensfunktionen, die sich auf die überflutete Fläche beziehen, sinnvoll, da hier auch der Umfang der erfassten Daten begrenzt werden muss. Darüber hinaus sind die bei diesen Untersuchungen verwendeten numerischen Modelle zur Abbildung der Niederschlags-Abfluss-Prozesse und der Flusshydraulik geringer aufgelöst und auch die zur Verfügung stehenden Daten weisen größere Unsicherheiten auf.

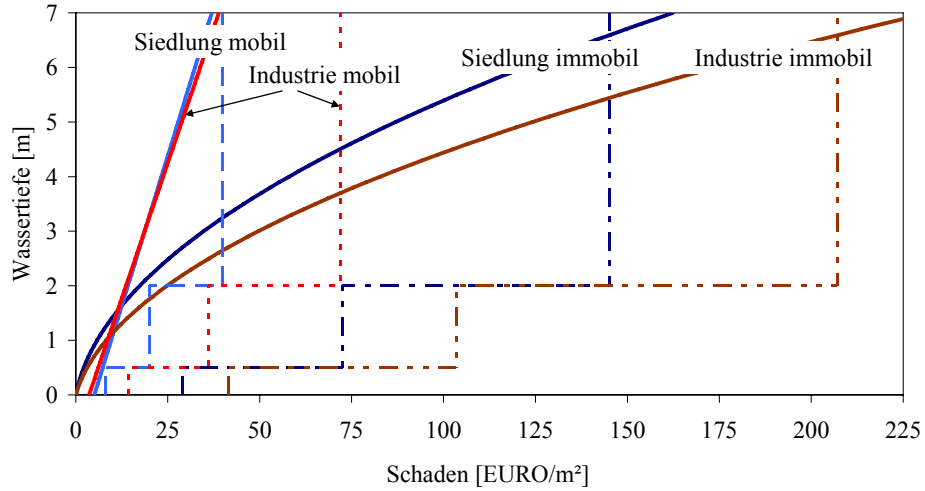

Abbildung 3.34: Schadensfunktionen für Siedlung und Industrie nach Müller & Riedel 2005 (dicke Linien) und BWG 1997 (unterbrochene Linien).

Im Nachgang des Hochwasserereignisses 2002 in Sachsen wurden z. B. Schadensfunktionen für verschiedene Gebäudearten aufgestellt, wobei zwischen dem Mittelgebirgsbereich (Müglitz, Mulde) und dem Flachlandbereich (Elbe) unterschieden wurde (Kobsch 2005).

Ausführlich diskutiert werden die Ergebnisse in Pohl et al. 2009. Die ermittelten Funktion verdeutlichten, dass einzelobjektbezogene Schadensfunktion immer noch ein Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen sind und noch nicht das Maß an Verifizierung erreicht haben, um sie bei praktischen Aufgabenstellung anwenden zu können.

Die in der vorliegenden Arbeit angewandten Schadensfunktionen basieren vereinfacht auf Wurzelfunktionen, die im Rahmen des Hochwasser-Aktionsplan Emscher (Emscher 2006) bestimmt wurden (Tabelle 3.5).

Tabelle 3.5: Schadensfunktion nach räumlicher Gliederung (Emscher 2006, mit S – Schaden [Euro], h – Wasserstand [m]).

Schlüsselnummer ATKIS DLM 25	Nutzungsart	Schadensfunktion
2112	Industrie und Gewerbe	$S = 27 \cdot \sqrt{h}$
2113	Gemischte Nutzung	$S = 27 \cdot \sqrt{h}$
2114	Funktionale Prägung	$S = 30 \cdot \sqrt{h}$

Schäden an land- und forstwirtschaftlichen Flächen sowie an der Infrastruktur wurden nur in Abhängigkeit der jeweils überfluteten Fläche berechnet (Tabelle 3.6).

Im Rahmen des RIMAX-Forschungsprogramms beschäftigten sich das Projekt MEDIS schwerpunktmäßig mit der Ermittlung von Schäden durch Überflutung. Ergebnis der Untersuchungen war die Erstellung der Hochwasserschadensdatenbank HOWAS21 sowie der internetbasierten Schadenskalkulation FLEMOps (Flood Loss Estimation Model for the private sector) für Schäden an Wohngebäuden[4].

Tabelle 3.6: Spezifischer Schaden nach räumlicher Gliederung (Emscher 2006).

Schlüsselnummer ATKIS DLM 25	Nutzungsart	Spezif. Schaden [Euro/m²]
4101	Acker	0,072
4103	Gartenland	0,184
4107	Wald	0,018
4102	Grünland	0,034
2201, 2202, 2213, 2222, 2227, 2228	Siedlungsfreiflächen (z.B. Sport-, Freizeit-, Grünanlagen)	2,56
3514	Brücke	7650*

* pro Objekt (Extremereignis)

Nähere Erläuterungen zu den zugrunde liegenden verschiedenen Schadensfunktionen sind in Thieken et al. 2008 und Büchele et al. 2006 zu finden.

FLEMOps ist ein Webservice, d. h. der Anwender übermittelt die Überflutungsfläche als ArcGis ASCII-Raster und bekommt nach der Berechnung die Ergebnisse, in dem Fall die Schadenssumme je Gemeinde, auf der Website dargestellt (vgl. Abbildung 3.35). Die Ergebnisse können sehr einfach als Tabelle exportiert werden.

[4] FLEMOps: http://nadine-ws.gfz-potsdam.de:8080/flemoPortal/

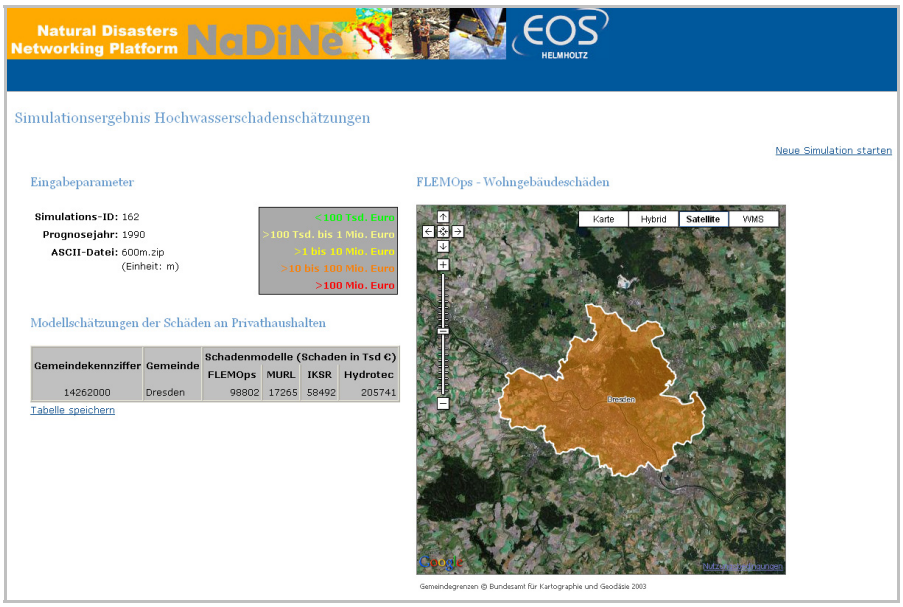

Abbildung 3.35: Ausgabe der Ergebnisse auf der FLEMO-Website.

Der Zugriff auf eine Website zur Berechnung des Schadens infolge Überflutung ist für eine Optimierungsrechnung eher weniger geeignet, da hier doch eine deutlich größere Zeit in Anspruch genommen wird.

In Abbildung 3.36 ist ein Vergleich zwischen den mit FLEMOps berechneten und den in der vorliegenden Berechnungsroutine implementierten Schadensfunktionen ermittelten Schäden dargestellt. Die Berechnungen erfolgte für die Stadt Dresden bei Überflutungen, die durch Abflüsse in der Weißeritz von 400, 600 und 800 m³/s verursacht werden.

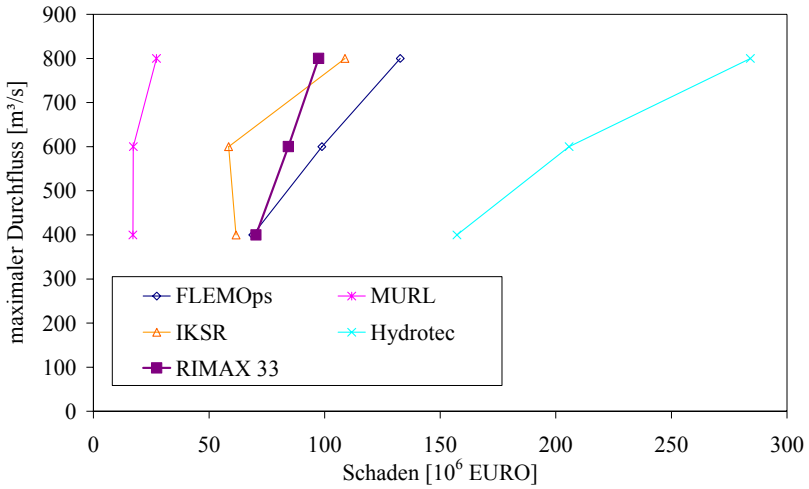

Abbildung 3.36: Vergleich des mit verschiedenen Modellen der FLEMO-Website ermittelten Schadens durch Überflutung mit dem im vorliegenden Bericht verwendeten Modell (RIMAX 33).

Es wird deutlich, dass die hier verwendete Methode zur Bestimmung des Überflutungsschadens für das vorliegende Beispiel ähnliche Werte wie FLEMOps liefert bzw. der ermittelte Schaden in ähnlichen Größenordnungen liegt.

4. Berechnung des hydraulisch-technischen Risikos an Stauanlagen

4.1. Die meteorologisch-hydrologische Belastung von Stauanlagen und Poldern

4.1.1. Bemessungsniederschlag

Für die Bestimmung der Bemessungsniederschlagswerte bzw. Starknieder-schlagswerte und ihrer zugehörigen Jährlichkeit liegen für Deutschland koordinierte Starkniederschlagsregionalisierungen im KOSTRA-Atlas (Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungs-Auswertungen) des Deutschen Wetterdienstes (DWD 2000) vor.

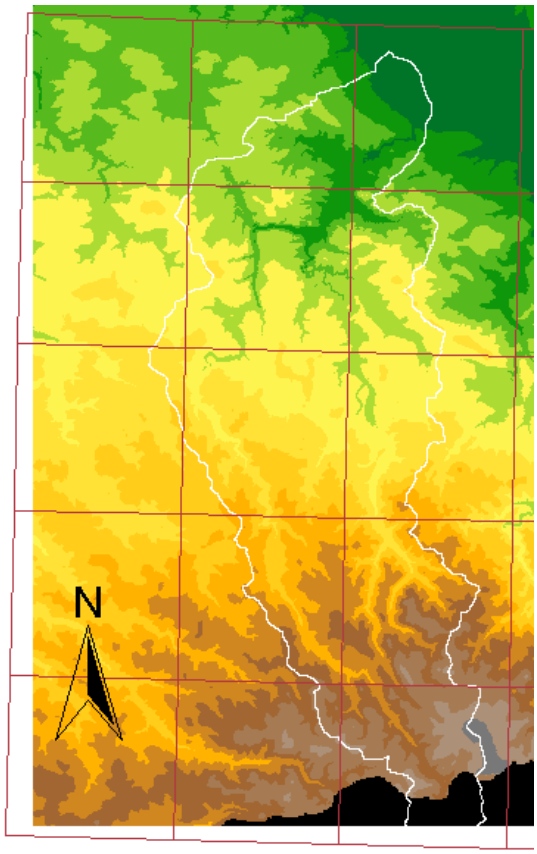

Abbildung 4.1: KOSTRA-Raster (rot) und die Grenzen des Einzugsgebietes der Weißeritz(weiß).

Die dem KOSTRA-Atlas zugrunde liegenden Werte beruhen auf einer einheitlichen Auswertung und Interpolation von punktuell ermittelten Starkniederschlagshöhen verschiedener Dauerstufen zwischen 5 Minuten bis 72 Stunden und Jährlichkeiten zwischen 0,5 bis 100 Jahren (Wiederkehrintervall zweimal im Jahr bis einmal in 100 Jahren). Dafür wurden 5-Minuten-Werte der Niederschlagshöhe aus Analogregistrierungen einzelner Stationen digitalisiert und ausgewertet. Die Angaben des KOSTRA-Atlas gelten jeweils für eine Rasterfläche von 8,5 km x 8,5 km (entspricht 72 km²). In Abbildung 4.1 wurde das KOSTRA-Raster über ein in der vorliegenden Forschungsarbeit betrachtetes Beispieleinzugsgebiet gelegt.

Die aktuellen Werte des KOSTRA-Atlas beziehen sich auf Messwerte aus dem Zeitraum 1951 bis 2000. Demnach sind gerade im Erzgebirge, einem Gebiet, in dem es durch so genannte Vb-Wetterlagen zu extremen Niederschlagsereignissen kommen kann, Ereignisse dieser Art in den Werten nicht berücksichtigt. Auch das Ereignis aus dem Jahr 2002 fehlt.

In den östlichen Bundesländern lagen zudem für den Zeitraum 1951 bis 2000 außerhalb der Monate Mai bis Oktober keine Niederschlagsregistrierungen vor, da keine beheizbaren Niederschlagsschreiber betrieben wurden (DWD 2000). Dennoch konnten in einem gewissen Umfang niederschlagsklimatologische Analyseergebnisse aus dem Westen Deutschlands übertragen werden. Der Jahresgang der Niederschlagshöhe folgt demnach in Teilen des Erzgebirges überwiegend dem Mittelgebirgstyp und vereinzelt dem Winterniederschlagstyp. Datengrundlage dieser Auswertung waren tägliche Niederschlagshöhen, die mittels des Verfahrens REGNIE (REGionalisierung von NIEderschlagshöhen) auf einem 1-km²-Raster berechnet wurden.

Die Angaben aus dem KOSTRA-Atlas sollten, wenn möglich, zusätzlich durch eine Analyse örtlicher Messreihen im betrachteten Einzugsgebiet überprüft werden. Dadurch kann der regionale Bezug verstärkt werden. Im vorliegenden Forschungsprojekt wurde diese Auswertung analog zu den Empfehlungen aus DVWK Regel 124 / ATV A121 durchgeführt. Danach genügen für Dauerstufen zwischen 2 und 18 Stunden 1-Stunden-Grunddaten und für Dauerstufen zwischen einem Tag und größer Grunddaten aus Tagesmesswerten. Übersteigt die Länge des Messzeitraumes einer Station 20 Jahre, werden jährliche Serien benutzt. Dabei geht genau ein gemessenes Niederschlagsereignis (Niederschlagshöhe pro Dauerstufe) pro Messjahr in die jährliche Serie ein.

Den jährlichen Serien von Niederschlagshöhen für die jeweiligen Dauerstufen werden mittels einer Regressionsrechnung die theoretische Extremwert-Verteilung Typ I angepasst.

$$h_N(D,T) = u(D) + w(D) \cdot \ln T \qquad (4.1)$$

mit der Jährlichkeit T in Jahren, der Niederschlagsdauer D, der Niederschlagshöhe h_N und den Parametern u und w der Verteilungsfunktion. Diese Beziehung wird manchmal auch als Grundgleichung der Hydrologie bezeichnet.

Der Vergleich zwischen den Daten des KOSTRA-Atlas und der Auswertung der Aufzeichnungen der Niederschlagsstationen Zinnwald-Georgenfeld ist in Abbildung 4.2 zu finden.

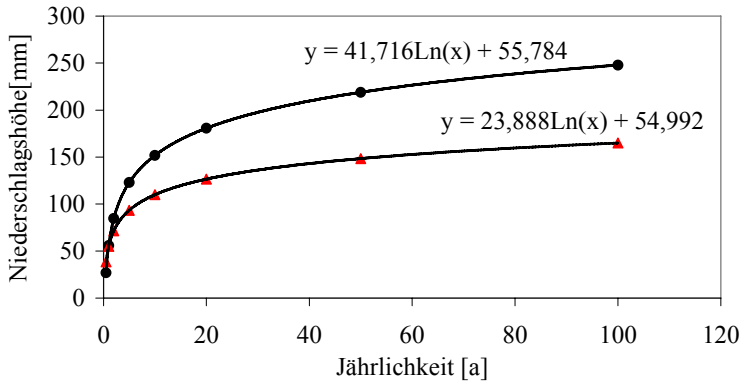

Abbildung 4.2: Niederschlagshöhe in Abhängigkeit von der Jährlichkeit: Vergleich zwischen den Daten des KOSTRA-Atlas (▲) und der eigenen Analyse nach Gleichung 3.3 (●) für die Niederschlagsstation Zinnwald-Georgenfeld (D = 2 d).

Es ist oft üblich, einen Extremwert in einer Messreihe als Ausreißer zu betrachten und nicht in der weiteren Auswertung zu berücksichtigen. Damit soll vermieden werden, dass der Extremwert gegenüber der Länge der Messreihe überpräsentiert ist oder einer anderen Grundgesamtheit entstammt (z. B. Messfehler). Da jedoch ein Extremwert, falls er richtig gemessen wurde, immer auch einen bestimmten möglichen Zustand eines wasserwirtschaftlichen Systems repräsentiert, der - weil eingetreten - möglich ist, sollte er in eine Auswertung einbezogen werden.

Beispielhaft wurden die gemessenen Niederschläge von 1971-2005 einer für die betrachteten Einzugsgebiete maßgeblichen Klimastation (Zinnwald-Georgenfeld) analysiert. Dies ergab für das Niederschlagsereignis vom 11. bis 13.08.2002 (D = 48 h) eine Jährlichkeit von etwa T = 1.750 a. Ohne Einbeziehung dieses Wertes in die Stichprobe betrug die Jährlichkeit für das Hochwasserereignis T = 200.000 a.

Um somit überhaupt zuverlässige Angaben über die Jährlichkeit machen zu können, scheint es richtig, den Ausreißer in der Analyse zu berücksichtigen. Jedoch besteht auch hier die große Unsicherheit bei einer Jährlichkeit > 100 a bezüglich der Stationarität der klimatischen Bedingungen.

Auf die Unsicherheit des extremwertstatistischen Ansatzes wird im Klimastatusbericht 2001 (DWD 2001) eingegangen.

Neben der Betrachtung von extremwertstatistischen Starkniederschlagswerten sollte auch der größtmögliche Niederschlag einbezogen werden, um z. B. das maximale Schadenspotenzial abzuschätzen. Dazu eignet sich für Deutschland der maximierte Gebietsniederschlag (MGN).

Der MGN basiert auf einer physikalisch-empirischen Schätzung und ist die theoretisch größte Niederschlagshöhe, die innerhalb einer bestimmten Dauer in einem Gebiet bekannter Größe zu einer bestimmten Jahreszeit physikalisch möglich ist. Er dient zur Abschätzung eines verbleibenden hydrologischen Risikos und ist geeignet, mittels einer N-A-Modellierung den vermutlich größten Abfluss (probable maximum flood, PMF) zu errechnen. Die DVWK-Mitteilungen Nr. 29 (DVWK 1997) geben dazu Anhaltswerte.

Für die in der vorliegenden Forschungsarbeit betrachteten Einzugsgebiete wurde ein MGN für D = 72 h von h_N = 550 mm verwendet.

Niederschlag ist das Ergebnis einer Vielzahl physikalischer Prozesse in der Atmosphäre, deren modellhafte Abbildung sehr komplex ist und aufwendige Analysen erfordert. Bemessungsniederschläge müssen sowohl die zeitliche als auch die räumliche Variabilität natürlicher Niederschlagsereignisse abbilden können. In der Literatur finden sich verschiedene Methoden (Niederschlagsgeneratoren), mit deren Hilfe die Bemessungsniederschlagshöhe zeitlich und räumlich verteilt (disaggregiert) werden kann. Dabei beschreibt die zeitliche Disaggregation die Umrechung von großen auf kleine Zeitskalen, beispielsweise von Tageswerten auf Stundenwerte, und die räumliche Disaggregation die Ermittlung der Verteilung z. B. in einem betrachteten Einzugsgebiet.

Binark 1979 entwickelte einen stochastischen Niederschlagsgenerator, der simultan für verschiedene Niederschlagsstationen Niederschläge generieren kann. Hay et al. 1991 simulierte den Niederschlag in Abhängigkeit von regionalen Wetterlagen. Die von Wilson et al. 1991 und 1992 und Bardossy & Plate 1992 entwickelten stochastische Niederschlagsgeneratoren berücksichtigen Großwetterlagen. Die Software GlimClim (Chandler 2002) enthält ein generalisiertes lineares Modell, das durch Anpassung an gemessene historische Niederschlagsdaten, deren Auftreten und Menge wiedergeben kann.

Zur zeitlichen Disaggregation kann z. B. das Programm MuDRain (Koutsoyiannis & Manetas 1996, Koutsoyiannis 2001) verwendet werden.

Alle hier aufgeführten Modelle benötigen mehrere gemessene Niederschlagsereignisse in der Größenordnung bzw. mit der gleichen Auftretenswahrscheinlichkeit wie der zu ermittelnde Modellregen. Liegt jedoch nur ein extremes Niederschlagsereignis vor, das sich deutlich von den übrigen Messdaten abhebt, geraten die beschriebenen Modelle an ihre Grenzen. Dies trifft auf die hier betrachteten Einzugsgebiete zu.

Aufgrund dieser Schwierigkeiten wurde ein vereinfachtes Verfahren entwickelt (Dittmann 2009), um trotzdem die Vielfalt möglicher Extremereignisse abzubilden. Es wurde dabei angenommen, dass die zeitliche Verteilung eines Hochwasser auslösenden Niederschlagsereignisses stochastisch ist. Niederschlagsdauer D und die Niederschlagsmenge h_N werden zu Beginn gewählt. Die Generierung des Modellregens erfolgt dann in zwei Stufen.

1. Stufe: Um den Charakter der Niederschlagsverteilung, z. B. anfangs- oder endbetont, zu berücksichtigen, wird die Niederschlagsdauer in eine Anzahl n_{TbI} Teilbereiche 1. Ordnung (TbI) eingeteilt und jedem Teilbereich stochastisch eine Teilmenge des Gesamtniederschlages h_N zugeordnet. Dazu wird für jeden Teilbereich eine gleich verteilte Zufallszahl ZZ_k gezogen und die Niederschlagsmenge $(h_N)_{TbI}$ für jeden Teilbereich wie folgt berechnet:

$$(h_N)_{TbI} = \frac{\left(\sum_{k=1}^{n_{TbI}} ZZ_k\right)}{h_N} \cdot ZZ_k \qquad (4.2)$$

2. Stufe: Anschließend werden die Teilbereiche entsprechend der zeitlichen Auflösung in weitere Teilbereiche 2. Ordnung (TbII) aufgeteilt. Durch die weitere Ziehung einer Zufallszahl ZZ_1 wird jedem Unterbereich eine Niederschlagsintensität zugeordnet:

$$(h_N)_{TbII} = \frac{\left(\sum_{l=1}^{n_{TbII}} ZZ_l\right)}{(h_N)_{TbI}} \cdot ZZ_l \qquad (4.3)$$

Als Beispiel wurde dieses Verfahren auf eine anfangsbetonte Grundverteilung mit h_N = 400 mm und D = 48 h angewendet (Abbildung 4.3). In Abbildung 4.4 ist die dazu generierte Verteilung der Niederschlagsintensität zu sehen.

Mit Hilfe dieses Vorgehens kann nun eine Vielzahl von stochastisch generierten Niederschlagsereignissen erzeugt werden. Jede Niederschlagsverteilung muss danach auf Plausibilität überprüft werden. Dies beinhaltet insbesondere den Vergleich mit den physikalisch maximal möglichen Intensitäten innerhalb einer Teilmenge. Diese Prüfung erfolgt anhand des maximierten Gebietsniederschlages (MGN). Wird die maximal mögliche Intensität überschritten, muss das Niederschlagsereignis verworfen werden.

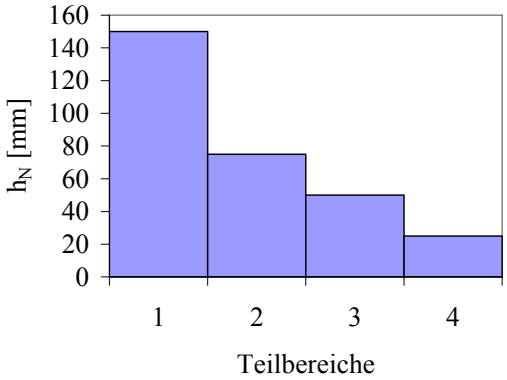

Abbildung 4.3: Niederschlagsgenerator: Teilbereiche 1.Ordnung für eine anfangsbetonten Intensitätsverteilung (Höhe des Gebietsniederschlages h_N = 400 mm, D = 48 h).

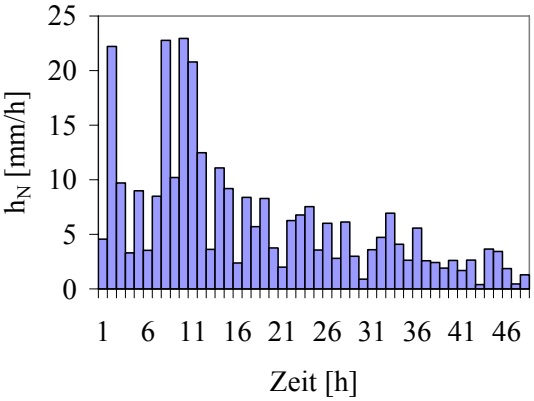

Abbildung 4.4: Niederschlagsgenerator: Teilbereiche 2.Ordnung für eine anfangsbetonten Intensitätsverteilung (Höhe des Gebietsniederschlages h_N = 400 mm, D = 48 h).

Ebenso wie die zeitliche Niederschlagsverteilung muss die räumliche Niederschlagsverteilung entsprechend den natürlichen Gegebenheiten in den Bemessungsniederschlagsereignissen abgebildet werden. Dabei sollte auch die große Vielfalt der räumlichen Verteilungsmuster berücksichtigt werden. Selten liegen dazu jedoch geeignete Messwerte historischer Ereignisse vor.

Für das in der vorliegenden Arbeit untersuchte Einzugsgebiet der Weißeritz im Osterzgebirge in Sachsen soll hier kurz auf die Charakteristik der räumlichen Niederschlagsverteilung eingegangen werden.

Eine einheitliche Gebietsüberregnung tritt eher selten auf. Typisch ist z. B. eine räumliche Verteilungen wie im August 2002 mit einer Zunahme der Niederschlagshöhe von Nord nach Süd durch Stau- und Hebungseffekte am Erzgebirgskamm. Eine andere typische Verteilung für das Einzugsgebiet der Weißeritz trat bei dem historischen Hochwasser im Juli 1958 auf, als das Niederschlagszentrum im Raum Tharandt-Dresden, das heißt im nördlichen Teil des Einzugsgebietes, lag (LFUG 2004). Dagegen stellt die einheitliche Gebietsüberregnung einen selteneren Fall dar.

Auch für die Bestimmung der räumlichen Niederschlagsverteilung wurde eine einfache Methode entwickelt. Zuerst wird eine Referenzstation (RS) gewählt und dieser der Gebietsniederschlag $h_{N,RS}$ zugeordnet. Die Niederschlagsstation mit dem größten Abstand zur Referenzstation $(x_{NS})_{max}$ dient zur Berechnung der maximalen Niederschlagsreduktion des Niederschlagfeldes. Die Niederschlagsreduktion wird mit einer Zufallszahl ZZ_R zwischen 0 und 1 bestimmt. Daraus ergibt sich ein Abminderungsgradient des Gebietsniederschlags $G(h_N)$:

$$G(h_N) = \frac{(h_{N,RS} - h_{N,RS} \cdot ZZ_R)}{(x_{NS})_{max}} \tag{4.4}$$

Die Niederschlagshöhe der anderen, weniger weit entfernten Niederschlagsstationen (NS) wird in Abhängigkeit von der Entfernung zur Referenzstation und der maximalen Niederschlagsreduktion linear interpoliert. Dieses Schema lässt sich mit folgender Formel ausdrücken:

$$h_{N,NS} = h_{N,RS} - G(h_N) \cdot x_{NS} \tag{4.5}$$

Durch diese Reduktion des Gebietsniederschlages an den Stationen wird auch der Gebietsniederschlag insgesamt reduziert. Um dies wieder auszugleichen, wird das erzeugte Niederschlagsfeld anschließend mit einem Faktor skaliert, so dass die ursprünglich vorgegebene Gebietsniederschlagshöhe erreicht wird.

Nach dieser Skalierung erfolgt eine Plausibilitätsüberprüfung anhand des MGN. Wird der MGN überschritten wird das erzeugte Niederschlagsszenario verworfen und ein neues muss erzeugt werden.

Dieses Vorgehen führt dazu, dass bei Szenarien mit großen Gebietsniederschlagshöhen geringe Niederschlagsgradienten und bei Szenarien mit kleinen Gebietsniederschlagshöhen sowohl kleine als auch große Niederschlagsgradienten auftreten.

Abbildung 4.5 zeigt eine so generierte räumliche Niederschlagsverteilung für das Einzugsgebiet der Weißeritz.

Um verschiedenen Betriebsregeln für den Hochwasserfall vergleichen zu können, kann es sinnvoll sein, die durch das Hochwasser verursachten Schäden mit ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit zu gewichten. Dazu muss einem Hochwasserereignis eine Auftretenswahrscheinlichkeit zugeordnet werden.

Statistische Schätzungen setzen voraus, dass sich die Verhältnisse in der Landnutzung, das Klima aber auch z. B. die Gültigkeit von Schlüsselkurven im betrachteten Zeitraum nur wenig geändert haben, also näherungsweise stationäre Verhältnisse vorliegen. Dies kann im Hinblick auf die zu Verfügung stehende Datengrundlage und den Stand der wissenschaftlichen Auswertung für die zweite Hälfte des 20. Jahrhunderts für Deutschland so nicht mehr vorausgesetzt werden (z. B. Pohl 2002 und Pohl et al. 2009).

Grieser & Beck 2002 belegen eine Häufigkeitszunahme und Intensivierung von Starkniederschlägen in Deutschland – vor allem für die letzten 40 Jahre des 20. Jahrhunderts. Bernhofer et al. 2001 identifizierten nach Auswertung von Klimadaten der Jahre 1951 – 2000 bereits Klimatrends für die im Erzgebirge liegenden Einzugsgebiete.

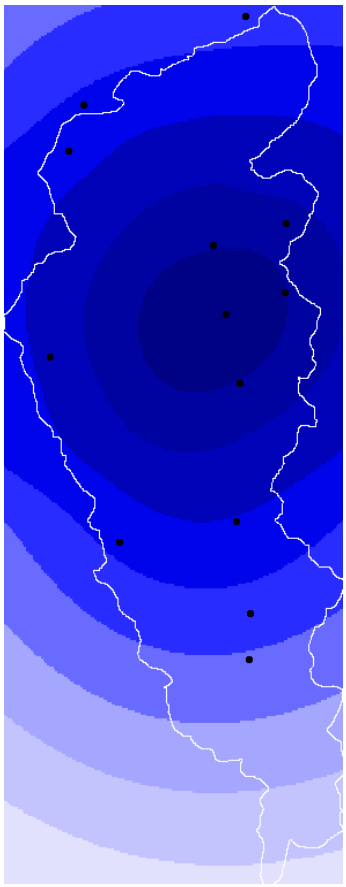

Abbildung 4.5: Generierte räumliche Niederschlagsverteilung im Weißeritzeinzugsgebiet für ein Bemessungsereignis (Referenzstation: Malter).

4.1.2. Bemessungshochwasser

Bemessungshochwasser sind die wesentliche Grundlage für den Nachweis der Tragsicherheit einer Stauanlage sowie für die Bemessung der Hochwasserrückhalteräume und Hochwasserentlastungsanlagen. Bemessungshochwasser sind seltene Hochwasserereignisse, die durch eine jährliche Überschreitungswahrscheinlichkeit $P_Ü$ oder einen Wiederkehrintervall (Jährlichkeit) T_n definiert werden. Sie können aber auch zur Validierung und Optimierung von Betriebsregeln dienen. Nach der DIN 19700 Teil 10 sind dazu Bemessungshochwasserzuflüsse (BHQ_n), insbesondere Hochwasserscheitelzuflüsse zu ermitteln.

Liegen ausreichend lange Messreihen eines Zuflusspegels vor, kann zur Ermittlung von Hochwasserscheitelzuflüssen die Extremwertstatistik zu Anwendung kommen. Liegen Messreihen oder allgemeine Informationen des Niederschlages vor, eignet sich eine Niederschlags-Abfluss-Modellierung (N-A-Modellierung) zur Transformation des Bemessungsniederschlages in Bemessungshochwasserabfluss. Ein mögliches Verfahren ist hierzu das häufig im französischen Sprachraum verwendete GRADEX-Verfahren (Margoum et al. 1994). Liegen keine Abflussmessungen vor, können Regionalisierungsverfahren, z. B. das Bezugs-HQ-Verfahren oder das Verfahren der Mehrfachregression verwendet werden.

Ein Bemessungsniederschlag lässt sich allgemein als die Niederschlagshöhe h_N eines bestimmten Niederschlagsereignisses definieren, das der wasserwirtschaftlichen und baulichen Planung zugrunde gelegt wird. Ein Bemessungsniederschlag wird in Abhängigkeit von seiner Jährlichkeit T_n und der Niederschlagsdauer D angegeben. Die Höhe des Bemessungsniederschlages wird in der Praxis durch die geforderte Jährlichkeit, für die z. B. eine Hochwasserschutzmaßnahme dimensioniert werden soll, bestimmt.

Die alleinige Betrachtung des Hochwasserscheitelzuflusses ist jedoch nicht voll-ständig und nur wenig aussagekräftig. Zum Bemessungshochwasserzufluss wird eine vollständige Bemessungsganglinie mit einer entsprechenden Hochwasserfülle benötigt. Zur Ermittlung von

Bemessungsganglinien eignen sich ebenfalls die N-A-Modellierung oder die Hochwassermerkmal-Simulation.

Mit Hilfe einer N-A-Modellierung können Niederschläge mit hohem Wiederkehrintervall in Hochwasserabflüsse transformiert werden. Grundlage der Anwendung bilden Bemessungsniederschläge, wozu neben Niederschlagsdauer und -höhe auch deren räumliche und zeitliche Verteilung gehört. Die Vorteile der N-A-Modellierung liegen in der detaillierten Abbildung von Hochwasserereignissen und der Berücksichtigung von Abflüssen aus Zwischeneinzugsgebieten. Mit einer N-A-Modellierung kann auch das höchste wahrscheinliche Hochwasser (probable maximum flood, PMF) als physikalische Obergrenze unter Vorgabe des maximierten Gebietsniederschlages (MGN bzw. probable maximum precipitation, PMP) bestimmt werden.

Bei der Hochwassermerkmal-Simulation werden wichtige Merkmale einer Hochwasserwelle statistisch analysiert und anschließend durch eine Variation dieser Parameter eine Vielzahl von synthetischen Hochwasserwellen generiert.

4.1.3. Hochwasser und Polder

Polder sind zum Schutz gegen Überflutung eingedeichte Niederungen, die als gesteuerte oder ungesteuerte Retentions- oder Speicherräume genutzt werden können.

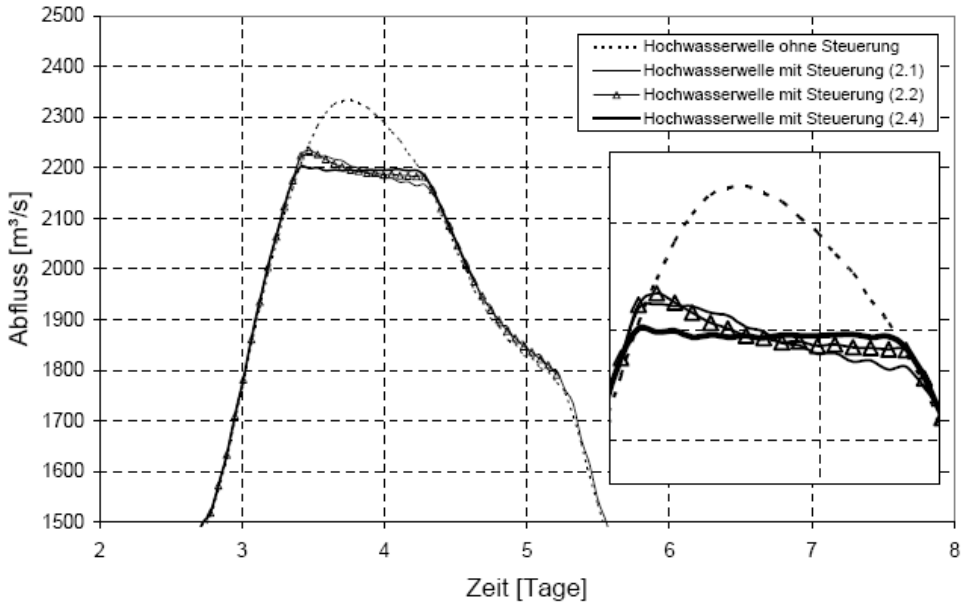

Abbildung 4.6: Optimierte Steuerung unter Berücksichtigung des lokal veränderten Energieliniengefälles während der Polderflutung (Steuerung 2.4) und ohne Berücksichtigung (Steuerung 2.1 und 2.2) aus Fischer 2005.

Die Aktivierung eines Flutpolders hat auch Einfluss auf die Abflusssituation im Hauptgerinne im Bereich des Polders. Eine Untersuchung mit Hilfe zweidimensionaler Simulation wurde von Fischer 2005 durchgeführt (Abbildung 4.6). Darin wird gezeigt, dass sich aufgrund der Wasserentnahme durch den Polder, das lokale Energieliniengefälle und demzufolge auch der Scheitelabfluss zeitweilig erhöht und bei der Poldersteuerung berücksichtigt werden muss. Dazu führt Fischer 2005 einen Prognoseterm erster Ordnung ein.

In Abbildung 4.7 ist eine Vergleichsrechnung für die hydraulischen Abläufe beim Anspringen eines hypothetischen gesteuerten Hochwasserpolders dargestellt. Dabei ist es für die Reduzierung des Scheitels einer Hochwasserwelle von großer Bedeutung, den richtigen Zeitpunkt der Öffnung der Poldereinlässe zu finden (Bornschein & Pohl 2005).

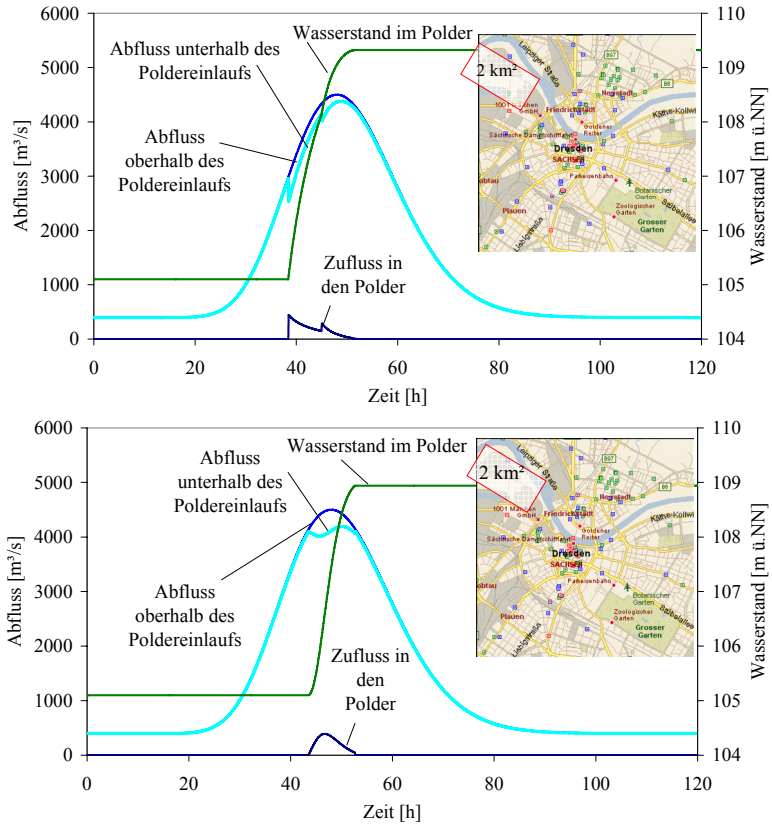

Abbildung 4.7: Theoretische Beispiele für gesteuerte Polderflutungen: oberes Bild: zu frühe Flutung aufgrund einer ungenauen Vorhersage, unteres Bild: optimale Flutung bei genauer Vorhersage.

4.2. Berechnung der Freibordhöhe

Als hydraulisch-technisches Risiko an Stauanlagen wird in diesem Projekt insbesondere das Überströmungsrisiko betrachtet, welches in ein konstruktives und betriebliches Risiko unterteilt werden kann. Im Folgenden liegt der Fokus auf dem betrieblichen Risiko. Die Minimierung des betrieblichen Risikos bzw. die Maximierung der betrieblichen Sicherheit kann durch eine gezielte Überwachung und Steuerung während des Betriebes erreicht werden.

Nach dem DVWK-Merblatt 231 von 1995 soll die Überwachung von Talsperren durch Auswertung der Beobachtungen und Messdaten ein frühes Erkennen von Abweichungen vom Normalverhalten, die die konstruktive Sicherheit des Absperrbauwerkes reduzieren, gewährleisten, um rechtzeitig entsprechende Maßnahmen zu ergreifen.

Ein Maß für die Überflutungssicherheit ist eine ausreichende Freibordhöhe.

Ein Blick in die Schadens-Statistiken von Stauanlagen zeigt, dass in etwa einem Drittel aller Fälle weltweit hydraulisch-hydrologische Ursachen zur Beschädigung oder Zerstörung geführt haben. Um die dazu erforderlichen Berechnungsgrundlagen der Fachöffentlichkeit in anwendungsbereiter Form zur Verfügung zu stellen, wurde vom Deutschen Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK, jetzt DWA) das Merkblatt 246 erarbeitet und veröffentlicht, welches in den vergangenen zehn Jahren erfolgreich angewendet wurde.

Pohl 1997 und Hable 2002 wenden eine probabilistische Methode an, um die Überströmungswahrscheinlichkeit einer Stauanlage abzuschätzen.

4.2.1. Eingangsgrößen

Es gibt drei hauptsächliche Datenquellen für die Berechnung des Freibordes, welcher den vertikal gemessenen Abstand zwischen dem Bemessungswasserstand und dem tiefsten Punkt einer unkontrollierten Überströmung der Stauanlage (in der Regel Kronenhöhe des Absperrbauwerkes, aber auch eines Seitendammes oder Geländesattels) darstellt. Dies sind a) hydrologische Daten (höchster Wasserstand beim Abfluss des Bemessungshochwassers,

aus Retentionsberechnung) b) meteorologische Daten (Windgeschwindigkeit, -dauer und -richtung) und c) anlagenbezogene Daten (Form des Seegebietes, Entlastungsanlagen, Beckengeometrie, Beschaffenheit des Wellenauflaufbereiches).

Die Windgeschwindigkeit sollte aus langen Messreihen des Stundenmittels 10 m über der Wasseroberfläche an der Untersuchungsstelle gewonnen werden. Aber solche Beobachtungen liegen nur für einige Talsperren vor. Wenn keine Daten von der Sperrstelle vorliegen, werden sie meist von in der Nähe liegenden Messstellen umgerechnet (Scholz 1988). Weil auch diese nicht immer zur Verfügung stehen, oder die Beobachtungszeiträume zu kurz sind, sind für ein mittleres Wiederkehrintervall Richtwerte im Merkblatt 246, Tab.1 angegeben worden.

Um den voll ausgereiften Seegang zu erreichen, muss der Wind eine gewisse Zeit einwirken, die als Ausreifzeit (= Mindestwindeinwirkzeit) t_{wi} bezeichnet wird (Mbl. 246, Gl. 2).

Das Stundenmittel der Windgeschwindigkeit sollte für kürzere Einwirkzeiten umgerechnet werden. Dies ist erforderlich, weil beispielsweise bei drei Kilometern mittlerer Streichlänge der Seegang schon ungefähr nach einer halben Stunde ausgereift ist und sich für diesen kürzeren Mittelungszeitraum etwas höhere Geschwindigkeiten angeben lassen.

In der gleichen Weise kann die über Land gemessene Windgeschwindigkeit konvertiert werden. Dabei gibt es noch weitere, hier nicht behandelte Umrechnungsfaktoren, um den Einfluss von Vegetation oder Siedlungen auf das Windprofil zu berücksichtigen (Scholz 1988, Pohl 1997).

Wenn die Freibordbemessung Bestandteil eines statistischen Überflutungsmodells werden soll, müssen entsprechende Verteilungen für die Wind- und Hochwasserereignisse anstelle der Einzelwerte verwendet werden.

Obgleich zu erwarten wäre, dass beide Ereignisse statistisch abhängig (weil durch das Wettergeschehen gekoppelt) sind und demzufolge durch eine zweidimensionale Verteilung darzustellen wären, finden sich in der Literatur (z. B. Plate et al. 1985) und in eigenen Untersuchungen keine ausreichenden Hinweise auf eine signifikante Abhängigkeit.

Nach der Abschätzung des Windes in Richtung des zu untersuchenden Punktes (z. B. Absperrbauwerk einer Talsperre) ist der nächste Schritt die Bestimmung der Wellenkennwerte (Höhe H, der Periode T und der Länge L).

Auch für stehende Binnengewässer gibt es verschiedene Vorhersagemodelle, die z. T. ähnliche Ergebnisse liefern und u. a. von Scholz 1988 diskutiert werden. Der Ansatz von Krylow (II) et al. 1976 wurde nach der Bestätigung in umfangreichen Naturversuchen an der Talsperre Kelbra (Sachsen-Anhalt) ausgewählt.

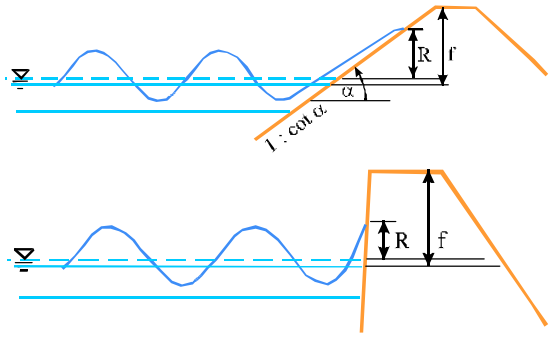

Abbildung 4.8: Definitionsskizzen für die charakteristischen Parameter beim Wellenauflauf.

Entsprechend Abbildung 4.9 wird das Seegebiet in verschiedene Sektoren unterteilt. Die Wichtungsfunktion (Spektralfunktion) berücksichtigt die unterschiedlichen Energieanteile zur sich ausbildenden Wellenbewegung (DVWK-Mbl. 246, Gl. 3).

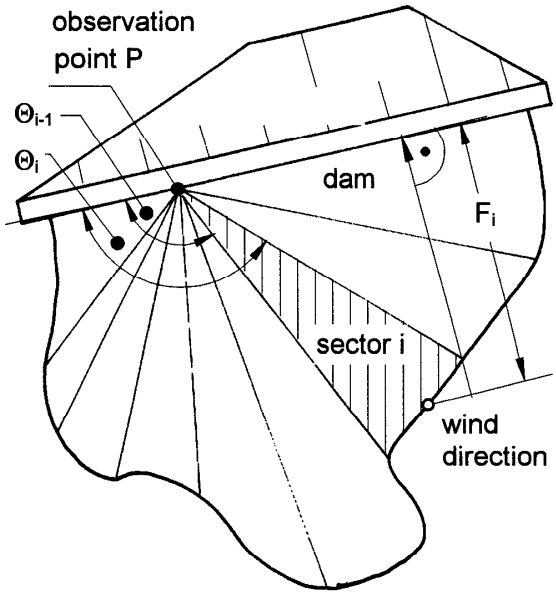

Abbildung 4.9: Form und Lage des Seegebietes.

Die entsprechend dem Merkblatt berechneten Mittelwerte der Wellenkennwerte (DVWK-Mbl. 246, Gl. 4 bis 8) können z. B. mit einer Rayleigh-Verteilung in andere Überschreitungswahrscheinlichkeiten umgerechnet werden (Battjes 1971).

Bei den in Deutschland an Stauseen vorhandenen Streichlängen von wenigen Kilometern ergeben sich auch bei hohen Stundenmitteln der Geschwindigkeit von 30 m/s nur mittlere Wellenhöhen bis etwa zu einem Meter, so dass der interessierende Bereich deutlich darunter liegt.

Es wurden verschiedene Berechnungsverfahren in Abhängigkeit von der Streichlänge mit unterschiedlichen Windeinwirkzeiten und Wassertiefen untersucht. Die Verfahren von Saville 1962 und Falvey 1974 liefern vergleichbare Ergebnisse, berücksichtigen aber nicht alle die Wassertiefe. Die Werte nach Krylow II liegen geringfügig höher, also auf der sicheren Seite. Die Wellenhöhen nach dem auf Messprogrammen im Küstenbereich beruhenden JONSWAP-Verfahren und nach Wagner 1985 sind für den gerade ausgereiften Seegang relativ klein, bleiben aber auch für sehr lange Einwirkzeiten noch unter den Ergebnissen der übrigen Verfahren.

Wegen der multifaktoriellen Abhängigkeit des Berechnungsergebnisses und der teilweise nachträglich nur durch Schätzungen zu erfassenden Eingangsdaten stellen die ermittelten Wellenkennwerte Näherungen dar. Dies wird auch deutlich, wenn verschiedene Naturmesswerte (Bruschin & Schneiter 1978, Scholz 1988) von Wellenhöhen $H_S \approx H_{1/3}$ an Binnenseen mit den Berechnungen nach den unterschiedlichen Verfahren verglichen werden.

Zweifellos kommt die Streuung der Werte auch durch ungenügende Erfassung der Randbedingungen zustande (kein stundenlanges konstantes Windfeld, Vereinfachungen bei der Bestimmung des Streichlänge, veränderliche Tiefe in Wellenlaufrichtung, Flachwassereinfluss (shoaling)). Wenn unterstellt wird, dass über die gesamte Streichlänge die gleiche Tiefe wie am Messpunkt vorhanden ist, erreichen die Werte nach Krylow II (wegen der etwas zu geringen verwendeten Tiefe im ufernahen Messbereich der in natürlichen Seen gewonnenen Werte) etwa 94 % der gemessenen Wellenhöhen bei einer linearen Korrelation $\rho = 0{,}74$ der berechneten bezüglich der gemessenen Werte. Wenn für die tieferen Seen $d \geq 6$ m ($L_0 \leq 12$ m) die Transformation im flacher werdenden Bereich berücksichtigt wird, wird nach Krylow II 104% der gemessenen Wellenhöhe berechnet. Die Korrelation verbessert sich auf $\rho = 0{,}80$. Wird der Einfluss der Windeinwirkzeit eliminiert, nähern sich auch die nach JONSWAP und Wagner berechneten Wellenhöhen von unten her den gemessenen.

Die in der Vergangenheit wiederholt aufgetretene Frage, ob das im DVWK-Merkblatt 246 verwendete Verfahren auch für die Berechnung der Wellenbewegung auf sehr lang gestreckten stehenden Gewässern (z. B. Kanäle, Häfen) gilt, ist grundsätzlich zu bejahen. Durch die

Wichtung der Energieanteile (Mbl. 246, Gl. 3) ergeben sich für die großen partiellen Wellenhöhen nur kleine Spektralfaktoren und damit nur kleine und mittlere Wellen.

Da die Wassertiefen zum Ufer hin meist allmählich abnehmen, ist mit einer Refraktion der Wellen (Beugung zum Ufer hin) zu rechnen, so dass es fraglich ist, ob die gesamte auf der Streichlänge eingetragene Energie den Untersuchungspunkt (z. B. das Ende der Haltung) überhaupt erreicht. Auf Flüssen ist wegen der Störung der Orbitalbewegung der Wellen durch die ungleichmäßige Verteilung der Fließgeschwindigkeit über den Querschnitt möglicherweise nicht mit der vollen Ausbildung eines winderzeugten Seeganges zu rechnen.

Hierzu werden gegenwärtig unter Mitwirkung der Autoren Modellversuche in den Versuchseinrichtungen des Danish Hydraulic Institute (DHI) in Hørsholm bei Kopenhagen durchgeführt, die jedoch bei Redaktionsschluss noch nicht abgeschlossen waren.

4.2.2. Beispiel

Wellenauflauf und Windstau erfordern einen gewissen Freibord an Stauanlagen.

Der Auflauf R nicht brechender Wellen mit der Überschreitungswahrscheinlichkeit x kann mit Gleichung 9 (DVWK-Mbl. 246) oder alternativ z. B. mit der zumindest im tiefen Wasser einfacheren Gleichung von Pocklington/Miche

$$R_{x\%\text{schwingend}} = H_{x\%} \cdot \sqrt{\frac{\pi}{2\alpha}} \tag{4.6}$$

berechnet werden, wobei sich für senkrechte und schwach geneigte Mauern analoge Ergebnisse ergeben. Bei Vernachlässigung des Beiwertes k_R für die Böschungsrauheit (und Perkolation) auf Grund des relativ kurzen Auflaufweges liegen die Ergebnisse auf der sicheren Seite, zumal die auflaufvermindernden Effekte der im schwingenden Böschungsbereich üblichen Rauheiten durch die Verwendung von k_R scheinbar überschätzt werden.

Der Auflauf unregelmäßig brechender Wellen kann näherungsweise mit

$$R_{x\%\text{brandend}} = k_R \cdot k_x \cdot \sqrt{\overline{H} \cdot \overline{L}} \cdot \tan\alpha \tag{4.7}$$

oder abweichend zum DVWK-Merkblatt 246 mit

$$R_{x\%\text{brandend}} = k_R \cdot k_x \cdot \sqrt{\overline{H} \cdot \overline{L}} \cdot \sin\alpha \tag{4.8}$$

berechnet werden.

Im Vergleich zur Auflaufformel von Hunt 1959 (in DVWK 1997) ist der Tangens des Böschungswinkels α durch eine Sinusfunktion ersetzt, weshalb bei steilen Böschungen das Ergebnis nicht mehr nach Unendlich laufen kann. k_R ist der für die Böschungsrauheit gebräuchliche Beiwert (z. B. ≈ 1 für glatte Asphaltböschungen; 0,55 ... 0,65 für Steinschüttungen). k_x erfasst die Überschreitungswahrscheinlichkeit des berechneten Wellenauflaufes. Es werden die Werte in Tabelle 4.1 empfohlen.

Der Auflauf auf Böschungen mit Neigungen im Bereich von 1 : 2 bis 1 : 0,2 wird bei normalen Wellensteilheiten durch die üblichen Auflaufformeln für den schwingenden und den brandenden Bereich nicht zutreffend beschrieben, was zu zahlreichen Rückfragen aus dem Kreis der Anwender geführt hat. Die bekannten Ansätze (Gleichungen 4.7 und 4.8) liefern hier zu hohe Werte, die mit `tan α` für fast senkrechte Böschungen nach Unendlich streben.

Tabelle 4.1: Überschreitungswahrscheinlichkeit x und zugehöriger Beiwert k_x für die Gleichungen 4.7 und 4.8.

Bauwerkstyp	**x [%]**	**k_x für Gleichung 4.7**	**k_x für Gleichung 4.8**
Staumauer, Wehr	5	nicht brechende Wellen	nicht brechende Wellen
Steinschüttdamm (befestigte Krone, grobstückige Luftseite)	2	2,2	2,3
Erddamm, Sanddamm	1	2,4	2,5

Eine Lösung dieses Problems ist bei Pohl 1997 und Heyer & Pohl 2003 zu finden, wonach den nicht brechenden Wellen eine Auftretenshäufigkeit P und den brechenden Wellen 1-P entsprechend folgender Gleichung zugewiesen wird:

$$R = R_{schwingend} \cdot P + R_{brechend} \cdot (1 - P) \quad (4.9)$$

Erste Versuche haben für die Funktion P die Möglichkeit der Anpassung durch Gleichung 4.10 ergeben, wobei zur Verifizierung noch weitere Versuche, insbesondere mit unregelmäßigen Wellen erforderlich und auch geplant sind.

$$P = 1 - e^{-(\xi'/a)^C} \quad (4.10)$$

mit $\xi' = \sin\alpha / \sqrt{H/L}$ (modifizierter Brandungsparameter), a = 2.2 und C = 3.

Die beschriebenen Ansätze gelten für den geraden Auflauf auf durchgehenden Böschungen.

Kombinierte wasserseitige Böschungen, Bermen, Wellenumlenker und Ufermauern können in der Freibordbemessung berücksichtigt werden (Pohl 1989). Für die Reduktion der erforderlichen Freibordhöhe und die Verminderung des Wellenüberlaufes eignen sich besonders Umlenker mit konkaver Ausrundung auf der Wasserseite, die standsicher aufgestellt oder eingebaut werden müssen (Abbildung 4.10).

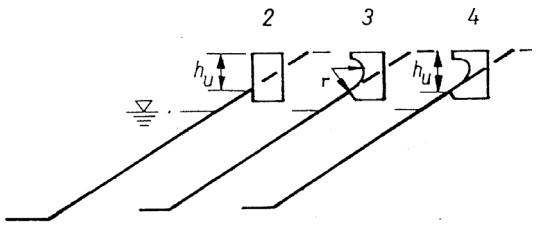

Abbildung 4.10: Böschungen mit Kronenelementen als Wellenumlenker: Ufermauer (2), kreisförmig ausgerundeter Wellenumlenker (3), Wellenumlenker mit kreisförmiger (unten) und elliptischer (oben) Ausrundung (4).

Verschiedene Sonderkonstruktionen sollen zu einer flexibleren Kronengestaltung beitragen. Allerdings sind diese Elemente technisch und wirtschaftlich aufwändig und behindern den Zugang zur wasserseitigen Böschung von der Krone, so dass die Kubatureinsparung gegen den Einbau dieser Elemente im Einzelfall abgewogen werden muss.

Der Windstau kann nach der Zuidersee-Formel berechnet werden. Wenn die Verhältnisse in Tabelle 4.2 gelten, kann h_{wi} = 0,05 m gesetzt werden.

Tabelle 4.2: Windstau: Voraussetzung für die Verwendung des Pauschalwertes h_{wi} = 0,05 m.

Mittlere Streichlänge [m]	Mittlere Tiefe [m]
< 1500	> 6
< 3000	> 10
< 6000	> 20

Bei der Abschätzung des Wasserspiegelanstieges auf der Leeseite und des Sunkes auf der Luvseite muss die Volumenkontinuität unter Berücksichtigung der Form des Seegebietes berücksichtigt werden.

Die rechnerisch erforderliche Freibordhöhe ergibt sich aus

$$f = R + h_{wi} \ (+ h_{si}) \quad (4.11)$$

wobei der Sicherheitszuschlag h_{si} Unsicherheiten kompensieren soll. Unsicherheiten sollten dort berücksichtigt werden, wo sie auftreten und gegebenenfalls quantifizierbar sind, also bei den Eingangswerten. Eine Berücksichtigung des Materialverhaltens des Absperrbauwerkes findet außerdem durch den Ansatz des zulässigen Wellenüberlaufes von 1 oder 2 oder 5 % (Tabelle 4.1) statt, wodurch eine Sicherheitsüberlegung einbezogen wurde.

In der Praxis ist der Sicherheitszuschlag, für den keine Vorschriften oder Regeln vorhanden sind, häufig eine Aufrundung auf den nächsten „glatten“ Wert.

Der Sicherheitsgedanke ist auch in der Wahl eines Mindestfreibordes enthalten. Die folgenden Mindestfreiborde sind entweder Bestandteil bestehender Regelungen oder nach Auffassung der Bearbeiter empfehlenswert:

- 1,50 m: für Dämme großer Talsperren (früher TGL 21239/09)
- 1,00 m: für Dämme mittlerer Talsperren, für Staumauern großer Talsperren, für Oberbecken von Pumpspeicherkraftwerken ohne natürlichen Zufluss
- 0,75 m: für Wehre mit H > 6 m und deren Stauhaltungsdämme
- 0,50 m: für kleine Talsperren und Staumauern mittlerer Talsperren, für Wehre mit H ≤ 6 m und deren Stauhaltungsdämme, für Sedimentationsbecken (Absetzanlagen) ohne natürlichen Zufluss, für den Abstand bis zur Unterkante von Kreuzungsbauwerken (DIN 19661 Teil 1)

Bei Verwendung der Freibordberechnung in einem vollständigen probabilistischen Berechnungskonzept kann jedoch auf Sicherheitszuschläge für den Freibord verzichtet werden, weil die gewünschte Sicherheit sich am Ende der Berechnung aus der Gesamtzuverlässigkeit der Anlage ergibt.

Ein Berechnungsbeispiel für die Bestimmung des Freibordes findet sich in Pohl et al. 2009.

5. Ökologische Belange der Speicherbewirtschaftung

5.1. Ökologische Auswirkungen von Talsperren

Talsperren haben eine Vielzahl von umweltrelevanten Auswirkungen (Bunn & Arthington, 2002; Nilsson & Berggren, 2000; Petts, 1984; Collier et al., 1996). Erstens wird durch den Bau einer Talsperre ein Abschnitt fließenden Gewässers zu einem stehenden Gewässer transformiert, wodurch die unmittelbare Umgebung der Talsperre fundamental verändert wird. Zweitens fungieren Talsperren als eine Barriere zwischen den oberhalb und unterhalb gelegenen Gewässerabschnitten. Damit beeinträchtigen oder verhindern sie sowohl die Bewegung von Organismen als auch den Transport von Sedimenten, Nährstoffen und organischem Material. Drittens beeinflussen Speicher die Wasserbeschaffenheit, da Parameter wie Temperatur, Schwebstoffkonzentrationen, gelöster Sauerstoff und Konzentrationen von anderen gelösten Stoffen im Speicherauslass im Vergleich zum Speicherzufluss stark verändert sein können. Schließlich verursachen die meisten Talsperren (mit wenigen Ausnahmen, z. B. Leibis-Lichte (Willmitzer et al., 2002)) tiefgreifende Veränderungen im Abflussregime des Gewässers, die sich auf vielfältige Weise schädlich auf die Gewässer- und Auenökologie auswirken können (Poff et al., 1997).

In diesem Projekt wird nur der Letztere dieser Effekte – die talsperreninduzierte hydrologische Veränderung – berücksichtigt, da diese direkt vom Speicherbetrieb beeinflusst wird. Allerdings, wie von Poff et al. (1997) erwähnt, kann der Abfluss, d.h. das Abflussregime, als "Schlüsselvariable" betrachtet werden, die die ökologische Integrität von Fließgewässersystemen reguliert indem sie indirekt sowohl die Wasserbeschaffenheit als auch den Sedimenttransport und andere ökologische Faktoren beeinflusst.

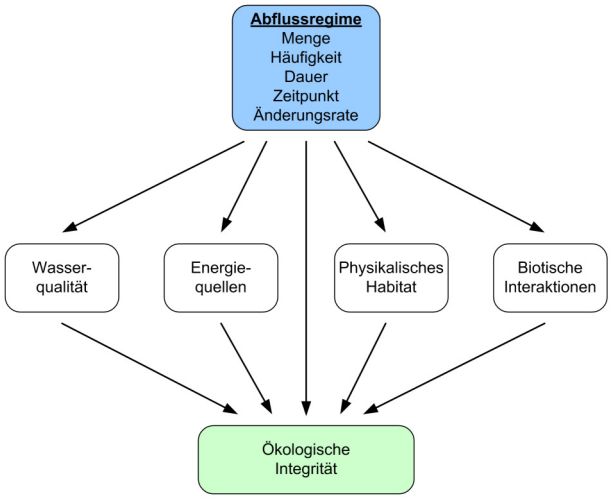

Abbildung 5.1: Das Abflussregime als "Schlüsselvariable" für die ökologische Integrität (nach Poff et al. 1997)

An dieser Stelle sollte erwähnt werden, dass die Beurteilung der durch Speicherbetrieb verursachten hydrologischen Veränderung nur einen ersten Schritt in einem umfassenderen Prozess zur Veränderung einer Speicherbewirtschaftung zugunsten der Umweltverträglichkeit darstellen kann (Richter & Thomas, 2007). Für Flussabschnitte an denen noch keine Untersuchung bzgl. des ökologisch notwendigen Abflussregimes ("environmental flow assessment", siehe Dyson et al. 2003) durchgeführt worden ist, kann die Reduzierung der talsperreninduzierten hydrologischen Veränderung jedoch als vorläufiges Ziel und als Startpunkt für einen adaptiven Bewirtschaftungsprozess dienen bevor umfassende Untersuchungen des örtlichen Ökosystems vorliegen (Richter et al., 1997).

5.2. Quantifizierung der hydrologischen Veränderung

Der Grad der Modifikation des natürlichen Abflussregimes durch Speicherbetrieb kann mithilfe der "Indicators of Hydrologic Alteration" (IHA) (Richter et al., 1996) bewertet werden. Die IHA Methode basiert auf 33 biologisch relevanten hydrologischen Attributen, die in fünf Gruppen unterteilt werden um die zwischenjährliche hydrologische Variation statistisch zu charakterisieren. Diese 33 Attribute basieren auf den fünf grundlegenden Charakteristiken von Abflussregimen: Quantität, Zeitpunkt, Häufigkeit, Dauer und Änderungsrate. Tabelle 5.1 listet die IHA Parameter im Einzelnen auf und zeigt deren ökologische Relevanz auf.

Tabelle 5.1: Die Kenngrößen der Indicators of Hydrologic Alteration (IHA, nach The Nature Conservancy, 2007)

IHA Parameter Gruppe	Hydrologische Parameter	Ökosystem Einflüsse
Größenordnung der monatliche Abflussbedingungen	MQ_{mon} für jeden Monat 12 Parameter	• Habitatverfügbarkeit für aquatische Organismen • Pflanzenverfügbare Bodenfeuchtekapazität • Wasserverfügbarkeit für terrestrische Fauna • Verfügbarkeit von Nahrung/Material für pelztragende Säugetiere • Zuverlässigkeit der Wasserversorgung für terrestrische Fauna • Zugang für Räuber zu Brutgebieten • Beeinflussung von Wassertemperatur, Sauerstoffgehalt und der Photosynthesebedingungen im Wasserkörper
Größenordnung und Dauer von jährlichen Abflussextremen	NQ (Jahr), NM3Q, NM7Q, NM30Q, NM90Q HQ (Jahr), HM3Q, HM7Q, HM30Q, HM90Q Anzahl abflussloser Tage Basisabflussindex (NM7Q/MQ) 12 Parameter	• Gleichgewicht zwischen wettbewerbsfähigen, ruderalen und stresstoleranten Organismen • Erzeugung von Orten für Pflanzenkolonisierung • Strukturierung des aquatischen Habitats durch abiotische vs. biotische Faktoren • Strukturierung von Gerinnemorphologie und physikalischen Habitatbedingungen • Bodenfeuchtestress bei Pflanzen • Dehydrierung bei Tieren • Anärober Stress bei Pflanzen • Umfang des Austauschs von Nährstoffen zwischen Gerinne und Flußauen • Dauer von Stresssituationen z.B. Sauerstoffarmut, hohe (Schad-) Stoffkonzentrationen • Verteilung von Pflanzengesellschaften in Seen, Tümpeln und Auen • Dauer von Hochwasserereignissen zur Freispülung und Belüftung von Brutgebieten im Interstitial

IHA Parameter Gruppe	Hydrologische Parameter	Ökosystem Einflüsse
Saisonalität von jährlichen Abflussextremen	Kalendertag jedes HQ (Jahr) Kalendertag jedes NQ (Jahr) 2 Parameter	• Übereinstimmung/Kompatibilität mit den Lebenszyklen der Organismen • Vorhersehbarkeit/Vermeidbarkeit von Stresssituationen für Organismen • Zugang/Durchwanderbarkeit (Laichplätze/Reproduktion, Schutz- und Rückzugsgebiete) • Entwicklung von Lebenszyklusstrategien, Verhaltensmechanismen
Frequenz/Häufigkeit und Dauer von Hoch- und Niedrigwassersituationen	Anzahl der Niedrigwasserperioden im Jahr mittlere Ereignisdauer von Niedrigwasserperioden Anzahl der Hochwasserpulse im Jahr Mittlere Ereignisdauer von Hochwasserpulsen 4 Parameter	• Frequenz/Häufigkeit und Größenordnung von Bodenfeuchtestress für die Flora • Frequenz/Häufigkeit und Dauer von anäroben Stresssituationen für die Flora • Verfügbarkeit von Auenhabitaten für aquatische Organismen • Austausch von Nährstoffen und organischem Material zwischen Fluss und Auen • Verfügbarkeit von Mineralien im Boden • Zugang für Wasservögel zu Futter-, Rückzugs- und Brutplätzen • Beeinflussung von Geschiebetransport, Zusammensetzung des Substrats an der Gerinnesohle und Dauer von Substratumlagerungen (Hochwasserpulse)
Rate der hydrographischen Veränderungen	Mittel aller positiven Differenzen der Abflüsse aufeinanderfolgender Tage Mittel aller negativen Differenzen der Abflüsse aufeinanderfolgender Tage Anzahl der Abflussumkehrungen 3 Parameter	• Dürrestress für die Flora (sinkende Wasserstände) • Gefahr, dass Organismen auf (temporären) Inseln, Auen eingeschlossen werden (steigende Wasserstände) • Stress durch Austrocknung für langsam oder wenig mobile Organismen der Wasserwechselzone
	Gesamt 33 Parameter	

Berechnung der hydrologischen Veränderung

Die Berechnung der IHA Parameter erfolgt anhand von langjährigen Zeitreihen von täglichen Abflusswerten. Für jedes hydrologische Jahr werden die Werte aller 33 IHA Parameter berechnet. Anschließend wird die Werteverteilung jedes IHA Parameters über die Jahre hinweg betrachtet.

Für die Berechnung einer hydrologischen Veränderung werden die IHA Parameterwertverteilungen eines 'natürlichen' Abflussregimes (gemessen oder simuliert) mit denen eines modifizierten Abflussregime verglichen, um so eine hydrologische Veränderung für jeden der 33 IHA Parameter zu erhalten. Hierbei wird die Methodik des "Range of Variability Approach" (RVA) (Richter et al., 1997) genutzt, um für jeden der 33 IHA Parameter einen mittleren Variationsbereich als vorläufiges Bewirtschaftungsziel zu definieren. Dieser Ansatz basiert auf

der aus der Gewässerökologie stammenden Theorie, die der hydrologischen Variabilität eine kritische Rolle bei der Erhaltung von aquatischen Ökosystemen beimisst (Poff et al., 1997).

Für jeden IHA Parameter wird die Werteverteilung im unbeeinflussten Regime in drei Wertebereiche unterteilt (Low, Middle und High RVA Category). Diese sogenannten RVA Kategorien sind üblicherweise folgendermaßen definiert:

- Low RVA: Alle Werte kleiner gleich dem 33. Perzentil
- Middle RVA: Alle Werte, die in den Bereich zwischen den 34. und dem 67. Perzentilen fallen
- High RVA: Alle Werte größer als das 67. Perzentil

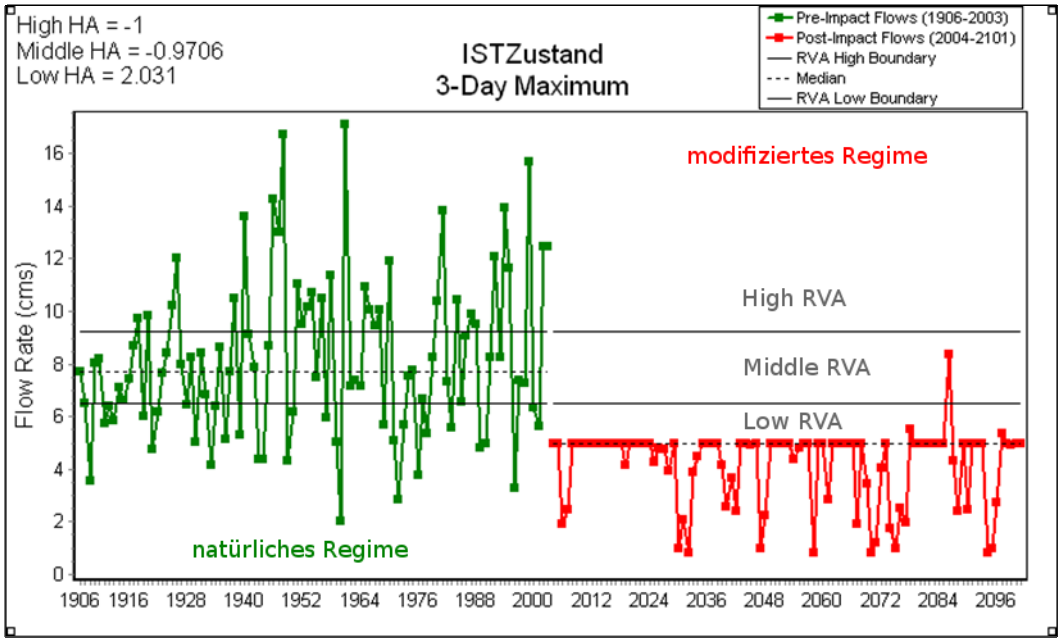

Abbildung 5.2: Beispiel für die Berechnung der hydrologischen Veränderung eines IHA Parameters (hier HM3Q). In grün dargestellt ist die Werteverteilung des IHA Parameters im natürlichen Abflussregime, in rot die Werteverteilung im modifizierten Regime. Die aus der natürlichen Verteilung berechneten Grenzen der RVA Kategorien (High, Middle, Low) sind als horizontale Linien eingezeichnet.

Es wird dann die Häufigkeit f_t festgestellt, mit der die Werte der IHA Parameter des modifizierten Abflussregimes in die jeweiligen RVA Kategorien fallen. Die hydrologische Veränderung HA (Hydrologic Alteration) für jede Kategorie berechnet sich schließlich mit folgender Formel:

$$HA = \frac{(f_t - f_e)}{f_e} \tag{5.1}$$

mit:

f_t: tatsächliche Häufigkeit

f_e: erwartete Häufigkeit

Der Wert der hydrologischen Veränderung kann demnach Werte von -1 bis ∞ annehmen, ein Wert von 0 bedeutet, dass keine Veränderung vorliegt.

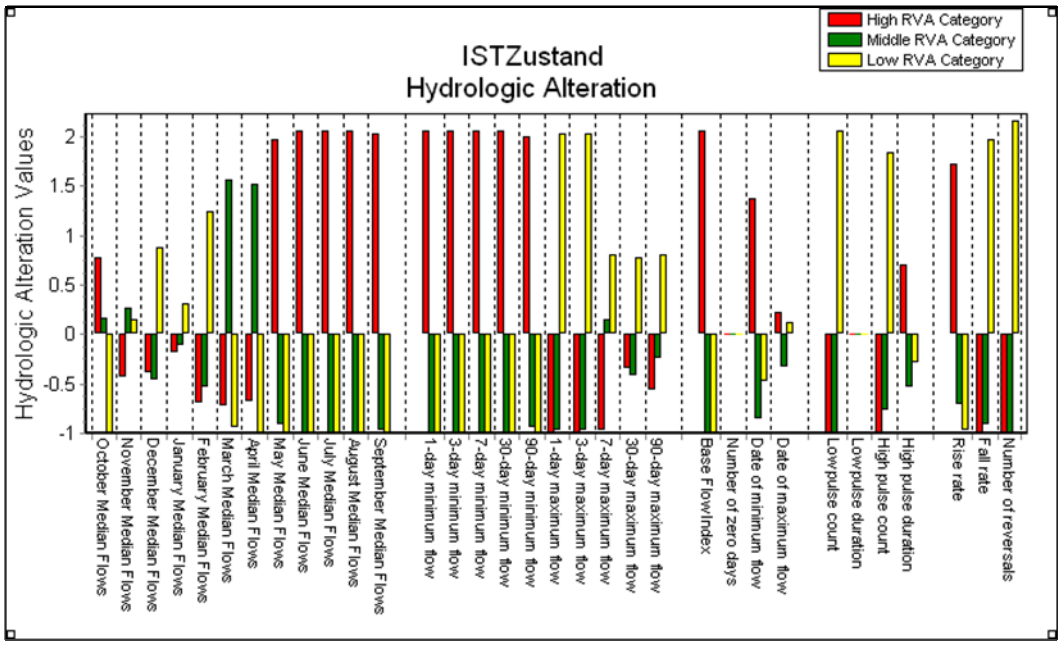

Abbildung 5.3: Beispiel für das Endergebnis einer Berechnung der hydrologischen Veränderung: Hydrologische Veränderung aller 33 IHA Parameter in allen drei RVA Kategorien

5.3. Möglichkeiten zur Verminderung negativer ökologischer Auswirkungen

5.3.1. Dynamische Betriebsregel

Um die Umweltverträglichkeit einer Talsperre hinsichtlich der hydrologischen Veränderung zu verbessern, ist es vorteilhaft, die Speicherabgaben vom Speicherzufluss abhängig zu machen (vorausgesetzt, dass der Zufluss als ein natürliches Abflussregime betrachtet werden kann). Dies gewährleistet, dass die bestehende Variabilität im natürlichen Abflussregime auch im Unterlauf wiedergegeben wird.

Dazu wurde eine dynamische Betriebsregel entwickelt, die die Speicherabgabe Q_{out} über einen Skalierungsfaktor F mit dem aktuellen Speicherzufluss Q_{in} koppelt. Dieser Faktor F ist wiederum eine Funktion des aktuellen Speichervolumens S. Generelles Ziel der Speicherbewirtschaftung ist es den Füllstand am oberen Rand des Betriebsraums zu halten, d.h. am Stauziel S_z.

Sobald das Stauziel erreicht ist, sollten die Abgaben abzüglich etwaiger Wasserentnahmen Q_{ext} (z. B. für Wasserversorgung) gleich dem Zufluss sein. Eine zusätzliche Randbedingung ist, dass Abgaben nicht den maximal erlaubten Abfluss Q_{max} überschreiten dürfen (in den meisten Fällen entspricht dies dem bordvollen, bzw. schadensfreien Abfluss im Unterlauf). Unterhalb dieses Füllstands sollten die Abgaben reduziert werden, um den Speicher wieder zu füllen, und oberhalb des Stauziels sollten die Abgaben erhöht werden, um den Füllstand wieder zu senken. Dieses Konzept ist in Abbildung 5.4 illustriert und mathematisch beschrieben durch

$$Q_{out} = \begin{cases} Q_{in} \times F(S) - Q_{ext} & , \quad Q_{in} \times F(S) - Q_{ext} < Q_{\max} \\ Q_{\max} & , \quad Q_{in} \times F(S) - Q_{ext} \geq Q_{\max} \end{cases} \tag{5.2}$$

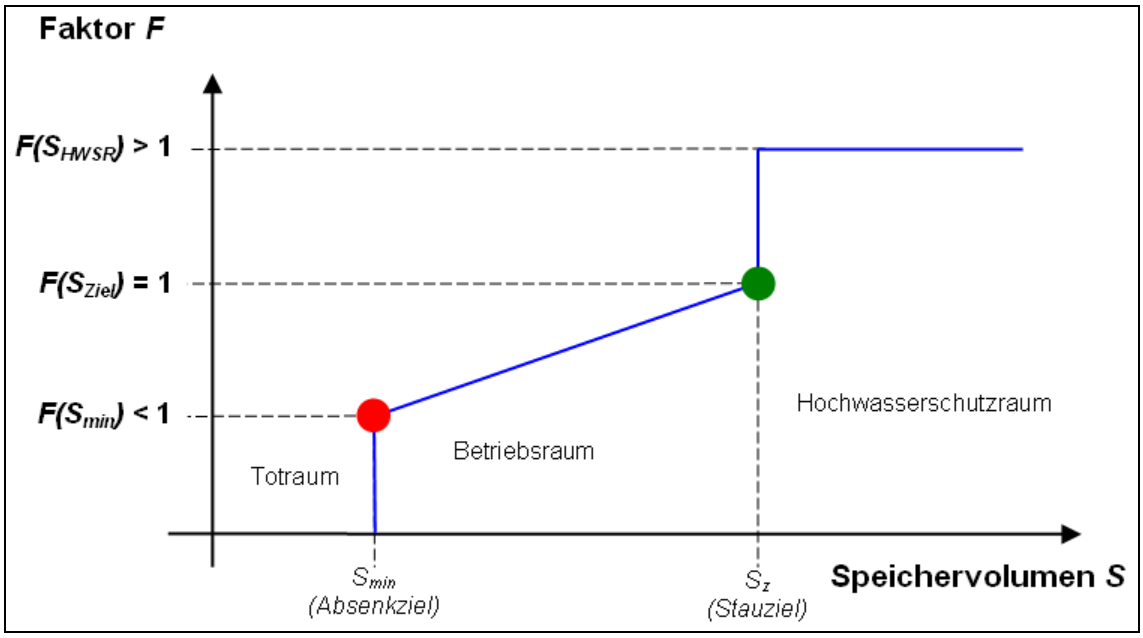

Abbildung 5.4: Generelles Konzept einer dynamischen Betriebsregel zur Minimierung der talsperreninduzierten hydrologischen Veränderung

Die Betriebsregel wird durch die Funktion $F(S)$ definiert, die in ihrer einfachsten Form durch nur zwei Variablen beschrieben werden kann – eine für den Wert von $F(S_{min})$ und eine für den Wert von $F(S_{HWSR})$.

Um alle Funktionen einer Talsperre abdecken zu können, bedarf es meist noch ergänzende Regeln, beispielsweise für die Einhaltung einer Mindest- oder Maximalabgabe. Ebenso ist zu beachten, dass das Stauziel S_z meist jahreszeitlich variabel ist.

6. Optimierung der Speicherbewirtschaftung

Eine Optimierung ist im mathematischen Sinn das Finden optimaler Lösungen für ein Problem bei gegebenen Zielfunktionen und Randbedingungen. Im Sinne der Praxis sollte das Ziel einer Optimierung sein, eindeutige Handlungsanweisungen zu erreichen.

Um die Leistungsfähigkeit eines Speichersystems optimal nutzen zu können, ist es nach Lohr 2001 wichtig, zunächst eine Unterscheidung zwischen Regelparameter und Regelstruktur zu treffen. Eine Regelstruktur stellt nur eine Verknüpfung eines Systemzustandes (z. B. Speicherinhalt) mit einer Speicherabgabe dar. Regelparameter legen die funktionale Beziehung des Systemzustandes mit der Speicherabgabe fest. Eine Optimierung einzig der Regelparameter bei einer ungünstig ausgewählten Regelstruktur kann zum Beispiel nur eine suboptimale Lösung ergeben. Die Auswahl der Regelstruktur hängt stark von den Möglichkeiten des Betreibers und von möglich messbaren Informationen der Störgrößen ab.

Bei der Verwendung von potenziell fehlerbehafteten Regelstrukturen, z. B. der alleinigen Verknüpfung der Talsperrenabgabe mit dem Niederschlag, kann eine automatische Übernahme zu Fehlinterpretationen führen. Eine Abminderung des Risikos kann durch eine Verknüpfung verschiedener Regelinformationen erfolgen, z.B. einer Verknüpfung gemessener Niederschläge mit der dazugehörigen Großwetterlage. Abflüsse im Oberwasser von Speichern als Steuerinformationen sind nur dann sinnvoll, wenn diese weit genug im Oberlauf gemessen werden. Allerdings ergeben sich dabei unsichere Zusammenhänge zwischen Fülle und Spitzenabfluss, da verschiedene lokale Störgrößen auf die Hochwasserwelle einwirken können (Wegner & Euler 1992).

Werden die Abgaben als Betriebsregeln (Regelparameter) in Form von Funktionsverläufen abgebildet, können die Koeffizienten dieser Funktionen optimiert werden. Dadurch reduzieren sich die zu variierenden Entscheidungsvariablen und somit auch die Optimierungszeitdauer. Die Hauptschwierigkeit dabei bildet das Finden geeigneter Funktionen mit hohen Freiheitsgraden, die alle denkbaren Kurven zwischen Systemzustand und Abgabe abbilden können (Lohr 2001). Bei der direkten Optimierung der Abgaben gibt es diese Einschränkungen nicht, so dass flexible Regeln aufgestellt werden können. Dieses Vorgehen eignet sich besonders für kürzere Zeiträume, wie sie z. B. bei Untersuchungen zum Hochwasserschutz auftreten.

6.1. Steuerung und Regelung

6.1.1. Begriffsbestimmung

Bei der Steuerung und Regelung handelt es sich um Vorgänge in abgegrenzten wasserwirtschaftlichen Systemen, in denen Systemgrößen in einer zielorientierten Art und Weise beeinflusst werden. Nach der DIN 19226 (1986) „Regelungstechnik und Steuerungstechnik“ werden bei der Steuerung durch die Änderung von Eingangsgrößen andere Größen als Ausgangsgrößen aufgrund der dem System eigentümlichen Gesetzmäßigkeiten beeinflusst.

Kennzeichen für das Steuern ist ein offener Wirkungsweg, bei dem das Ergebnis der Steuerung auf die Steuerung selbst keine Rückwirkung hat. Bei der Regelung wird fortlaufend eine Regelgröße erfasst und mit einer Führungsgröße verglichen. Es liegt ein geschlossener Wirkungsweg vor.

Eine Steuerung ist dann erforderlich, wenn Störgrößen, das sind beeinflussbare oder nicht beeinflussbare äußere Faktoren, auf das System einwirken. Das Systems und der damit zusammenhängenden beeinflussbaren Größen wird als Steuerkette bezeichnet. Die Steuereinrichtung kann mit Hilfe geeigneter Stellgrößen Einfluss auf die Steuerstrecke ausüben. Die Steuergröße ist ein Maß dafür, wie sich die Steuerstrecke durch die Stellgrößen verändert. Nach dieser Definition einer Steuerung ist schon das bloße Vorhandensein eines Speichers eine Steuerung.

Bei einer Regelung wird ein geschlossener Wirkungsweg betrachtet und es wird von einem Regelkreis gesprochen (z. B. Brombach 1981). Aus der Differenz zwischen Regelgröße und Führungsgröße ergibt sich eine Regelabweichung, die wiederum eine neue Stellgröße her-

vorruft, die eine Minimierung der Regelabweichung als Ziel hat. Zusätzlich kann eine Prognose der Störgrößen berücksichtigt werden.

In Bezug auf die Definition einer Regelung beinhalten die Betriebregeln die Steuerungsvorschriften und stellen den Zusammenhang zwischen den erfassten Störgrößen (z. B. Niederschlag oder Speicherzufluss) und der Stellgröße als Speicherabgabe her. Als Führungsgröße, d. h. als Größe, deren Zustand geregelt werden soll, eignet sich zum Beispiel der schadlose Abfluss im Unterwasser bei Hochwasser. Trotz unvollständiger Steuerungsinformationen der Störgrößen ist das Ziel der Betriebsregeln, eine möglichst optimale Wirkung bezogen auf verschiedene im jeweiligen Fall wichtige Kriterien zu erzielen.

6.1.2. Die Bestimmung von Störgrößen für die Steuerung

Als Informationen für die Steuerung können gemessene oder vorhergesagte Niederschläge und/oder Abflüsse verwendet werden, die auch als ereignisspezifischen Störgrößen bezeichnet werden (Wegner & Euler 1992). Eine Vorhersage ermöglicht aber nur dann eine wirksame Steuerung im Sinne einer Reduktion des Hochwasserscheitels, wenn das zu erwartende Volumen der Hochwasserwelle bzw. die Ganglinie des Gesamtereignisses vorher abgeschätzt werden kann.

Der Niederschlag, der das Hochwasser verursacht, ist die am frühsten messbare Größe. Seine Messung erfolgt jedoch häufig nur punktuell. Durch die Zusammenführung aller zur Verfügung stehenden Daten (konventionelle Niederschlagsdaten, Radar und Satellit) kann die räumliche Auflösung und die Zuverlässigkeit von Niederschlagsmessungen deutlich verbessert werden.

Für Einzugsgebiete mit kurzen Reaktionszeiten reichen diese Informationen im Allgemeinen nicht aus und eine Einbeziehung von Niederschlagsvorhersagen ist erforderlich.

Ein zusätzliches Problem ist die Bestimmung des abflusswirksamen Teils des Niederschlages (Wegner & Euler 1992). Dieser ist wesentlich von der Niederschlagssumme und Niederschlagsverteilung abhängig. Anhand des ansteigenden Astes der Hochwasserwelle kann er annähernd abgeschätzt werden, wobei sich der Vorhersagezeitraum verkürzt.

Einfacher messbar sind dagegen Abflüsse. Bei Messung am Gebietsausgang kann eine integrale Aussage zum Abfluss aus dem betrachteten Einzugsgebiet erfolgen. Dadurch reduzieren sich die Fehlermöglichkeiten. Um die Zeitspanne, in der mittels Talsperrensteuerung noch auf den Zufluss reagiert werden kann, zu vergrößern, sollten die Abflüsse ausreichend weit oberhalb der Talsperre gemessen werden. Zusätzlich sind dann die Zuflüsse aus Nebeneinzugsgebieten zu berücksichtigen. Sind z. B. diese nicht bekannt, spricht man von systemspezifischen Störgrößen. Durch Umrechnung von einzugsgebietsspezifischen Kenngrößen lassen sich Informationen aus Abflussmessungen gegebenenfalls auf Nachbareinzugsgebiete übertragen und somit fehlende Informationen zu deren Gebietsabfluss erhalten.

Um die Vorhersagesicherheit weiter zu erhöhen, sollten verschiedene Informationen zu Kollektiven verknüpft werden.

6.1.3. Kurzfriststeuerung im Hochwasserfall

Alle Steuerstrategien und die darauf bezogenen Störgrößen, die die Speichersteuerung im Hochwasserfall betreffen, gehören zum Bereich der kurzfristigen Talsperrensteuerung.

Die Wirkung eines Speichers auf ein Hochwasserereignis lässt sich zwischen Auffangwirkung und hydraulischer Retention differenzieren. Die Auffangwirkung ist das Auffüllen eines noch vorhandenen freien Stauraumvolumens. Die hydraulische Retentionswirkung, die beim Anspringen der Hochwasserentlastungsanlage zum Tragen kommt, dämpft die zufließende Hochwasserspitze.

Der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum dient zur Umsetzung einer Hochwasserschutzwirkung für das Unterliegergebiet einer Talsperre. Bei der Festlegung des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraumes wird in der Regel davon ausgegangen, dass für ein bestimmtes seltenes Ereignis, z. B. ein 100-jährliches Ereignis in Bezug auf den Scheitelzufluss BHQ3 als Bemessungshochwasser (DIN 19700 Teil 10), ein ausreichender Schutz der Unterlieger

gewährleistet werden soll. Der Hochwasserscheitel soll gekappt werden, damit unterhalb des Speichers die Ausuferungen begrenzt und die Schäden gering bleiben. Diese Aufgabe kann durch geeignete Steuerung so lange gelöst werden, wie der Speicherraum zur Aufnahme des Zuflusses ausreicht.

Im Folgenden werden prinzipielle Steuerstrategien betrachtet. Bei einer ungesteuerten Abgabe wirkt lediglich die Retention des Speichers und führt zu einer Verformung der Hochwasserwelle wie beispielhaft in Abbildung 6.1 dargestellt.

Häufig sind Talsperren auf die Steuerung eines maximal schadlosen Abfluss im Unterwasser ausgelegt, so dass bis zum Erreichen des Bemessungshochwassers durch das Füllen des gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraumes kleinere Hochwasser zurückgehalten werden (vgl. Abbildung 6.2). Dadurch wird aber den Unterliegern ein trügerisches Gefühl von Sicherheit vermittelt. Ebenso entspricht diese Steuerung nicht dem Verhalten natürlicher Hochwasserrückhalteräume. Wird ein Bemessungshochwasser hinsichtlich des Volumens übertroffen, besteht wie in allen Fällen weiterhin die Gefahr des Durchschlagens eines Hochwasserscheitels.

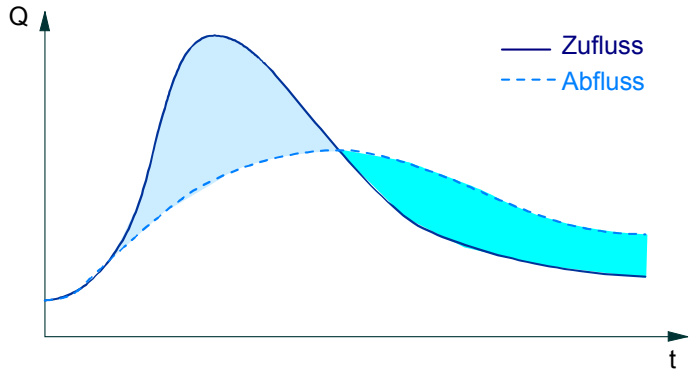

Abbildung 6.1: Ungesteuerte Abgabe aus einem Speicher bei Hochwasser.

Für eine schadlose Ableitung und bessere Beherrschung von Hochwasserereignissen ist nach DIN 19700 Teil 10 eine Vor- und Parallelentlastung für ein BHQ1 und BHQ2 zulässig. Es ist dabei nachzuweisen, dass der zulässige Abfluss im Unterlauf nicht überschritten wird.

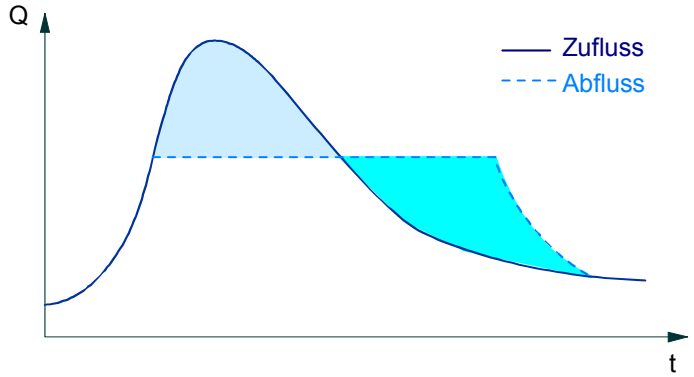

Abbildung 6.2: Speichersteuerung unter Einhaltung eines schadlosen Abflusses im Unterwasser.

Eine optimale Steuerung ist möglich, wenn sowohl alle Störgrößen im System als auch die exakten Systemreaktionen bekannt sind. Eine optimale Steuerung zeichnet sich dadurch aus, dass genau der Teil der Hochwasserwelle mit den größten Abflüssen im Becken zurückgehalten wird und der Scheitel maximal gekappt wird. Dieses Vorgehen setzt allerdings eine sehr genaue und ausreichend lange Vorhersage des Zuflusses voraus. Entsprechend des bekannten Zuflusses kann eine optimale Abgabenkennlinie mit Hilfe von Computermodellen berechnet werden.

Bei einer ungenaueren bzw. zu kurzen Zuflussvorhersage eignet sich eine adaptive Steuerung, bei der die Abgaben für einen geschätzten zukünftigen Verlauf des Zuflusses korrigiert und nachgeführt werden (vgl. Abbildung 6.3).

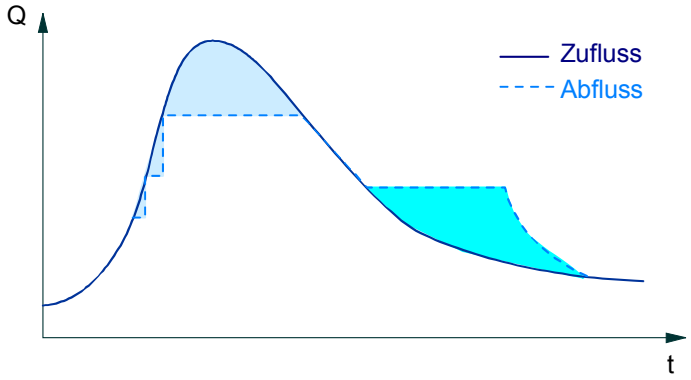

Abbildung 6.3: Adaptive Speichersteuerung bei Hochwasser.

Eine weitere Steuerungsmöglichkeit stellt die Vorentlastung auf Basis einer Niederschlagsvorhersage dar. Ab dem Bekanntwerden des zu erwartenden Hochwassers erfolgt hierbei eine Vorentlastung des Speicherbeckens über die Betriebseinrichtungen ins Unterwasser mit schadlosem Abfluss (vgl. Abbildung 6.4).

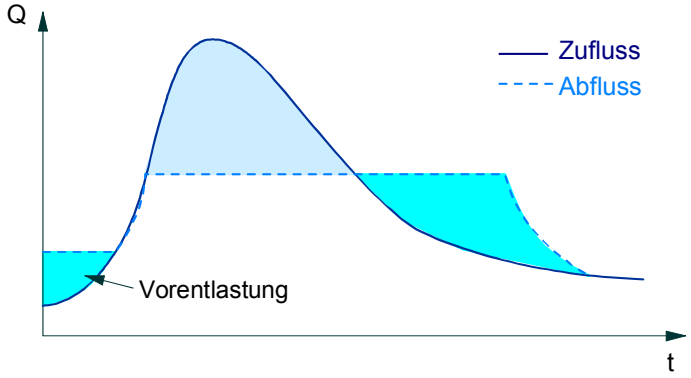

Abbildung 6.4: Speichersteuerung unter Einhaltung eines schadlosen Abflusses im Unterwasser in Verbindung mit einer Vorentlastung.

Übersteigt die zu erwartende Fülle den aktuell vorhandenen freien Rückhalteraum, ist zu prüfen, inwieweit ein Vorentlastung ins Unterwasser über dem schadlosen Abfluss mit geringem kumuliertem Schaden über die Dauer des Gesamtereignisses möglich ist.

Durch das Schließen der Grundablässe beim Anspringen der Hochwasserentlastungsanlage wird ein zusätzlicher Retentionsraum im Speicherbecken gewonnen. Der Wasserstand muss steigen, da eine größere Druckdifferenz aufgebaut werden muss, um die gleiche Menge Wasser pro Zeiteinheit abführen zu können, die sich als Summe aus den Abflüssen über die Hochwasserentlastungsanlage und durch die Grundablässe ergeben würde.

Ebenso kann das im Einzugsgebiet als Schnee gespeicherte Wasservolumen mit einem zusätzlichen Hochwasserrückhalteraum berücksichtigt werden. Bei der Bewirtschaftung der Eder- und Diemeltalsperre (WSA 2006) wird z. B. etwa 1/3 des als Schnee gespeicherten Wasservolumens berücksichtigt. Dabei wird bei Temperaturen unter 10 °C mit moderatem Abtauen und darüber, vor allem verbunden mit Regen, mit schnellem Abtauen gerechnet. In Abhängigkeit von Vorhersagen erfolgt eine Vorentlastung.

Winkler 2005 zeigt anhand eines Beispieles die Problematik bei der Vorentlastung von Talsperren bei extremen Hochwasserereignissen wie das Augusthochwasser 2002 auf. Bei der Berechnung verschiedener möglicher Steuerstrategien für die Talsperre Klingenberg wurde deutlich, dass erst eine Vorentlastung von mindestens zwei Tagen mit einer maximalen Abgabe aus dem Grundablass zu einer signifikanten Scheitelreduktion unterhalb der Talsperre führen würde. Eine Vorhersage des Abflusses oberhalb der Talsperre ist jedoch für solch

einen langen Zeitraum nicht möglich, da die Niederschlags-Abfluss-Bildung hier deutlich schneller abläuft. Hier würde nur eine deutlich verbesserte Niederschlagsvorhersage weiterhelfen.

Im Weiteren ist bei der Steuerung und Regelung die Situation im weiter flussabwärts liegenden Flussgebiet zu beachten. Die Entwässerung von Siedlungsgebieten läuft meistens schneller ab als in ländlichen Gebieten. Dabei besteht die Gefahr, dass der Scheitelabfluss aus den Siedlungsgebieten auf den Abfluss aus den ländlichen Gebieten trifft, so dass sich kritische Gesamtabflüsse ergeben. Den gleichen Einfluss kann ebenso der Ausfluss flussabwärts gelegener Teileinzugsgebiete haben.

Der Vorteil von Talsperren gegenüber Hochwasserrückhaltebecken besteht im Hochwasserfall darin, dass neben dem in der Berechnung angesetzten Hochwasserschutzraum zusätzlicher Speicherraum zur Verfügung gestellt werden kann, wenn der Betriebsraum nicht gefüllt ist oder in Erwartung eines Hochwassers eine gezielte Vorentlastung erfolgte.

6.1.4. Langfriststeuerung

Eine langfristige Talsperrensteuerung berücksichtigt sowohl Wassergüteparameter als auch ökologische Aspekte.

Dabei orientiert sich eine naturnahe oder ökologische Steuerung an der natürlichen Abflussdynamik eines Fließgewässers (vgl. Abbildung 6.5). Im Idealfall werden dabei kleinere Hochwasser ungemindert durchgelassen und nur größere, schadenverursachende Hochwasser gedämpft. In diesem Zusammenhang wird auch von einer Dynamisierung der Talsperrenabgabe gesprochen.

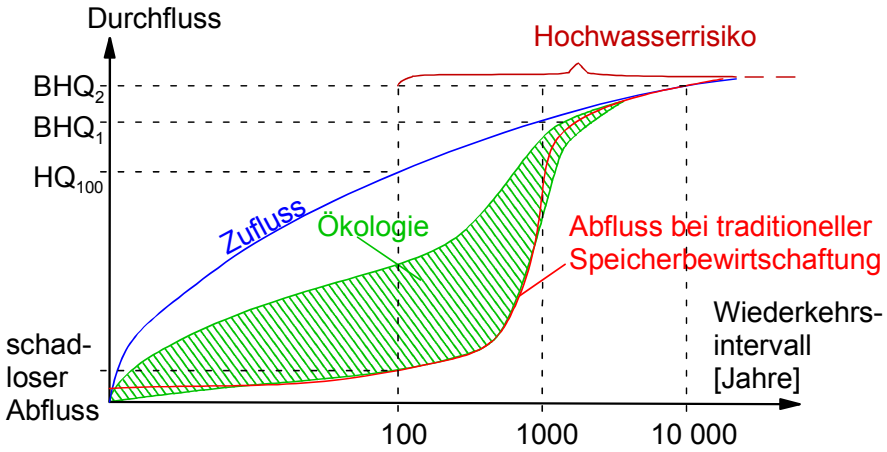

Abbildung 6.5: Prinzip einer ökologisch ausgerichteten Talsperrensteuerung.

Auch bei Mehrzweckspeicher kann die Dynamik des Abflussgeschehens beibehalten werden, obwohl in der Talsperre ein Teil des jährlich zufließenden Wassers z. B. für die Trinkwassernutzung zurückgehalten wird. Diese Steuerung setzt eine Akzeptanz durch die unterhalb wohnende Bevölkerung und entsprechende gesetzliche Rahmenbedingungen voraus. Die langfristige Steuerung beeinflusst die Eintrittswahrscheinlichkeit der Beckenwasserstände und hat damit auch Einfluss auf die Steuerung im Hochwasserfall.

Zielke et al. 1992 betonen, dass die Planung, der Bau und der Betrieb wasserwirtschaftlicher Systeme oft mit statischem Denken verbunden waren und sind. Hydrologische Prozesse sind jedoch dynamisch und lassen sich durch dynamische Steuerungen effektiver beeinflussen und beherrschen. Wie eine dynamische Steuerung aussehen kann wurde bereits in Abschnitt 5.3.1 beschrieben.

Jede Steuerung hat morphologische Veränderungen im Fluss zur Folge und verlangt im Falle einer Verwendung eines mathematischen Modells auch dessen fortwährende Aktualisierung.

6.2. Optimierungsverfahren

Zahlreiche Untersuchungen beschäftigten sich bereits mit Verfahren, um Abgaben aus Speichern zu optimieren. Zusammenfassende Übersichten zu den einzelnen Verfahren finden sich zum Beispiel bei Labadie 2004 und Yeh 1985.

Die Optimierungsverfahren lassen sich in direkte und indirekte Optimierungsverfahren einteilen. Beispiele für direkte Optimierungsverfahren sind die lineare und die dynamische Programmierung. Diese Verfahren besitzen jedoch einige entscheidende Restriktionen. Sie erlauben keinen allgemeingültigen Ansatz zur Abbildung verschieden strukturierter Systeme (Lohr 2001). Der Vorteil dieser Verfahren liegt in der Möglichkeit einer problemspezifischen Anpassung.

Indirekte Verfahren benutzen einen Suchalgorithmus zum Finden neuer Lösungen. Diese Verfahren erlauben ein ausreichendes Maß an Flexibilität, verschieden strukturierte Systeme und unterschiedliche Regelstrukturen verarbeiten zu können. So können in Bezug auf wasserwirtschaftliche Speichersysteme beliebige Systemstrukturen und Betriebsregeln untersucht werden.

Indirekte Verfahren arbeiten u. a. mit Zufallsmethoden. Eine sehr effiziente Methode ist die Evolutionsstrategie (Rechenberg 1994), die bereits mehrfach auf wasserwirtschaftliche Problemstellungen angewendet wurde (z. B. Lohr 2001, Muschalla, 2006). Die Evolutionsstrategie bildet die Prozesse der Evolution und deren Regeln der Genetik mit Hilfe mathematische Modelle ab. Durch die Prozesse Rekombination, Mutation und Inversion werden die Gene von Individuen geändert und somit neue Generationen erschaffen. Anhand von Qualitätskriterien erfolgt eine Auslese der besten Exemplare für jede Generation. Eine detaillierte Beschreibung des verwendeten Algorithmus gibt Muschalla, 2006.

6.3. Mehrzieloptimierung

Da Speichersysteme, vor allem Multifunktionstalsperren, konkurrierende Bewirtschaftungsziele haben, ist eine Mehrzieloptimierung notwendig.

Sind eine Anzahl verschiedener Zielfunktionen vorhanden, die es entweder zu minimieren oder zu maximieren gilt, wird von Mehrzieloptimierung gesprochen. Zusätzlich kann eine Vielzahl von Nebenbedingungen formuliert werden.

Mit $\vec{x} = (x_1,...,x_k)$ lässt sich ein Entscheidungsvariablenvektor definieren. In einer Mehrzieloptimierung wird der Zielfunktionsvektor $F(\vec{x}) = (f_1(\vec{x}),...,f_k(\vec{x}))$ mit $\vec{x} \in \Omega$ in Abhängigkeit von den Randbedingungen $g_i(\vec{x}) \geq 0$ mit $i = 1,...,m, \vec{x} \in \Omega$ optimiert.

Mit Hilfe der Pareto-Dominanz, nach dem italienisch-französischen Ökonomen Vilfredo Pareto (1848 – 1923), kann eine paarweise Bewertung von Lösungen unter gleichzeitiger Berücksichtigung mehrerer Zielfunktionen erfolgen. Nach Definition dominiert eine Lösung eine Lösung nur dann, wenn sie in allen Zielfunktionen überlegen oder gleich ist und in mindestens einer Zielfunktion überlegen ist:

$$\vec{x} \succ \vec{y} \Leftrightarrow \forall k \in \{1,...,m) : f_k(\vec{x}) \leq f_k(\vec{y}) \tag{6.1}$$

$$\wedge \exists l \in \{1,...,m) : f_l(\vec{x}) \leq f_l(\vec{y}) \tag{6.2}$$

Es ergibt sich eine Pareto-Optimalität, wenn eine Lösung von keiner anderen Lösung dominiert wird. Anders ausgedrückt, gibt es bei einer pareto-optimalen Lösung keinen Entscheidungsvektor, der für eine Zielfunktion eine Verbesserung darstellen würde, ohne gleichzeitig mindestens eine andere Zielfunktion zu verschlechtern.

Die Abbildung im Lösungsraum wird als Pareto-Front bezeichnet (Abbildung 6.6). Verhalten sich die Zielfunktionen konkurrierend, repräsentiert die Pareto-Front aus der Menge pareto-optimaler Lösungen einen jeweiligen Kompromiss zwischen den Zielfunktionen.

Um Entscheidungen für die gefundene Kompromisslösung zu finden, müssen a posteriori Bewertungen der einzelnen Zielgrößen definiert werden. Somit kann einem Entscheidungsträger eine Auswahl unterschiedlicher Kompromisslösungen des Problems zur Entscheidungsfindung vorgelegt werden.

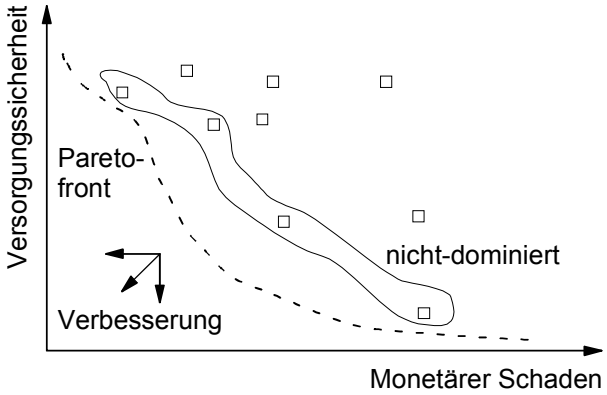

Abbildung 6.6: Grafische Darstellung einer Pareto-Front als Gesamtheit der Optima, die für dieses Beispiel möglichst weit links und weit unten liegen (Einzellösung (□), nach Weicker 2002).

Im Rahmen der Mehrzieloptimierung wird der von Muschalla 2006 entwickelte Algorithmus MOES (Multiobjective Evolution Strategy) verwendet, der im Programm BlueM.Opt[5] implementiert ist. Bei Verwendung von nur einer Zielfunktion werden einzelne Individuen über Ihre Fitnesswerte im Vererbungsprozess evaluiert. Werden mehrere Zielfunktionen verwendet, erfolgt mit MOES eine rangbasierte Beurteilung der Individuen auf Basis der Pareto-Optimalität und des Diversitätsmaßes der Individuen. Die Diversität ist ein Gütemaß für die Gleichmäßigkeit der Verteilung einzelner Fitnessfunktionswerte auf der approximierten Pareto-Front.

Die gefundenen nicht-dominierten Lösungen werden dabei in einer sekundären Population gespeichert und nach jeder Generation durch einen Selektionsoperator aktualisiert. Nach der Aktualisierung erfolgt eine Dominanzanalyse auf Grundlage der Pareto-Dominanz, die dominierte Lösungen verwirft. Bei einer zu großen Anzahl von Individuen wird zusätzlich eine Diversitätsanalyse durchgeführt.

Abbildung 6.7 zeigt ein Beispielschema in Bezug auf die Mehrzieloptimierung einer Steueranweisung unter Berücksichtigung einer Niederschlagsvorhersage.

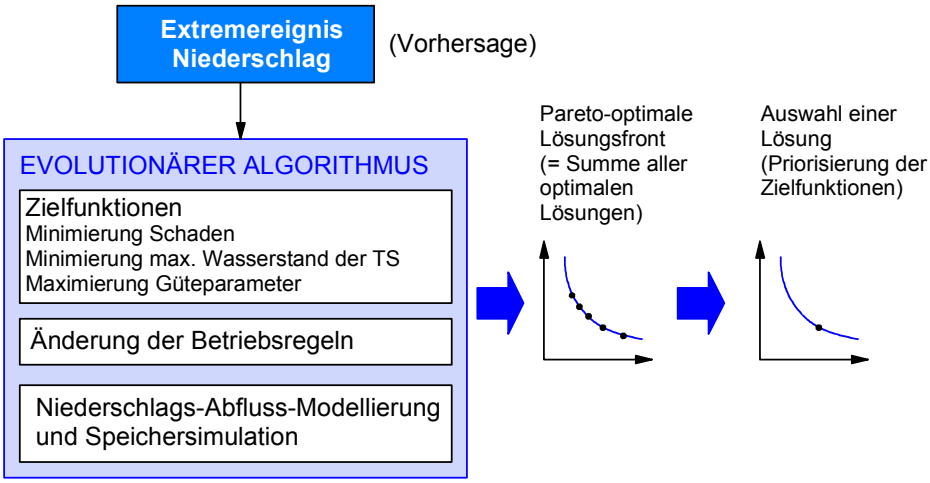

Abbildung 6.7: Schema für eine Mehrzieloptimierung einer Steueranweisung unter Berücksichtigung einer Niederschlagsvorhersage und dreier Zielfunktionen.

Mit dem evolutionären Algorithmus wird eine Approximation der Lösungs-Front gefunden, die gegen die Pareto-Front konvergiert.

Für die Bewertung der Güte der Approximation existieren verschieden Verfahren. Zitzler & Thiele 1999 schlagen z. B. ein Verfahren unter Nutzung eines so genannten „Hypervolu-

[5] BlueM.Opt: http://www.ihwb.tu-darmstadt.de/bluem/

mens“ vor. Dieses ist in BlueM.Opt implementiert und wurde auch im Rahmen der vorliegenden Arbeit verwendet.

Das in der vorliegenden Forschungsarbeit entwickelte Gesamtsystem kann auf vier Gruppen von Fragestellungen angewendet werden:

1. Überprüfung allgemeiner Betriebsregeln: Mit einer Monte-Carlo-Simulation wurde eine Vielzahl von Hochwasserereignissen generiert und Betriebsregeln, die vom Nutzer a priori festgelegt wurden, multikriteriell überprüft. Hierzu gehörte auch die Untersuchung zur Vorentlastung von Talsperren bei einer vorhandenen Niederschlagsvorhersage mit dem Hauptziel der Reduzierung des Überflutungsschadens im Unterwasser (siehe Abschnitt 6.5).
2. Optimierung allgemeiner Betriebsregeln: Auf Grundlage der aus der Monte-Carlo-Simulation stammenden Hochwasserereignissen wurden mit einem multikriteriellen Optimierungsverfahren allgemeine Betriebsregeln für Talsperren optimiert (siehe Abschnitt 6.6).
3. Optimierung einer Echtzeitsteuerung: Unter Annahme einer sowohl die zeitliche als auch die räumliche Auflösung betreffenden „perfekten“ Niederschlagsvorhersage wurde mit einem multikriteriellen Optimierungsverfahren die Steuerung der Talsperre im Hochwasserfall optimiert (siehe Abschnitt 6.7).
4. Optimierung einer langfristigen Steuerung: Die Betriebsregeln einer Talsperre wurden hinsichtlich multipler langfristiger Bewirtschaftungsziele optimiert (siehe Abschnitt 6.9).

Diese vier Anwendungsbereiche werden in den oben genannten Abschnitten näher erläutert und anhand von Fallbeispielen und deren Berechnungsergebnissen hinsichtlich der Möglichkeiten und Einsatzgrenzen untersucht.

Zum Einsatz kam ein Gesamtsystem aus den Programmen BlueM.Sim bzw. TALSIM (vgl. Abschnitt 2), HEC-RAS (vgl. Abschnitt 3) und BlueM.Opt.

6.3.1. Zielfunktionen

Berücksichtigung quantitativer Kriterien

Entscheidend für den praktischen Erfolg einer Optimierung ist neben der Verwendung einer geeigneten Optimierungsmethode, die Formulierung von Zielfunktionen. Im Folgenden sollen einfach quantifizierbare Kriterien im Hinblick auf die Talsperrensteuerung beschrieben werden.

I.) Versagenssicherheit

Ein Maß für die Überflutungssicherheit ist ein ausreichender Freibord. Der Freibord ist die Differenz zwischen dem maximalen Speicherwasserstand während eines Hochwasserereignisses und dem tiefsten Punkt, der für eine Überströmung maßgebend ist. Um einen notwendigen Freibord einzuhalten, ist der maximale Wasserstand Z_{max} im Speicherbecken zu minimieren:

$$ZF = \min(Z_{max}) \tag{6.3}$$

Bei dieser Formulierung kann auch dann noch optimiert werden wenn der rechnerisch erforderliche Freibord nicht eingehalten wird (Extremereignisse > Bemessungsereignis). Eine andere Möglichkeit der Formulierung ist der Bezug auf das vollständige Ausschöpfen des Speicherraumes. In diesem Fall müsste die Differenz zwischen Freibord und Resthöhe gegen Null gehen.

II.) Monetäre Schäden im Unterwasser

Die quantifizierbaren Schäden im Unterwasser sollen minimiert werden:

$$ZF = \min(S_{max}) \tag{6.4}$$

Ausschließlich qualitativ beschreibbare Schäden werden hierbei nicht berücksichtigt.

III.) Versorgungssicherheit

Zur Freihaltung bzw. Vergrößerung des Hochwasserrückhalteraumes im Speicherbecken, wird Wasser über die Entnahmeanlagen, vor allem über die Grundablässe (GA) abgegeben.

Dies erhöht zwar auf der einen Seite die Hochwassersicherheit, reduziert aber auf der anderen Seite die Versorgungssicherheit, da Tiefenwasser mit einer hohen Qualität aus dem Hypolimnion abgeben wird. Ein Optimierungsziel kann daher sein, das Abgabevolumen über die Grundablässe zu minimieren:

$$ZF = \min(\Sigma Q_{GA}(t)) \quad (6.5)$$

IV.) Ökologischer Schaden

Wenn kaltes Tiefenwasser aus dem Hypolimnion über die Grundablässen abgegeben wird, so kommt es talabwärts zu einer "thermischen Verunreinigung". Temperaturunterschiede können hunderte Kilometer hinter der Talsperre noch erkennbar sein, wie z. B. bei einer Sperre in New South Wales, Australien, wo bis zu 300 km hinter der Sperre noch Temperaturunterschiede von 5°C unter der Durchschnittstemperatur gemessen werden (Lugg 1999). Die Zielfunktion der „thermischen Verunreinigung“ lässt sich ebenfalls mit Gleichung 6.5 ausdrücken.

Wenn das Wasser die Talsperre über die Turbinen (T), über die Schussrinne(n) oder eine Kaskade als Hochwasserentlastungsanlage (HWE) verlässt, wird es mit Sauerstoff und Stickstoff angereichert. Eine Übersättigung kann sich negativ auf den Fischbestand unterhalb der Talsperre auswirken. Eine entsprechende Zielfunktion kann die Minimierung der Abgabe über Turbinen bzw. die Hochwasserentlastungsanlage beschreiben:

$$ZF = \min(\Sigma Q_{T}(t)) \quad (6.6)$$

$$ZF = \min(\Sigma Q_{HWE}(t)) \quad (6.7)$$

Ein weiterer Aspekt ist die durch eine Talsperrenbewirtschaftung verursachte hydrologische Veränderung des Abflussregimes. Wie dieser Aspekt quantifiziert und somit in einer Zielfunktion verwendet werden kann, wurde bereits ausführlich in Abschnitt 5.2 beschrieben.

Berücksichtigung quantitativer und qualitativer Kriterien

Verschiedene Aufgabenstellungen verlangen neben einer Einbeziehung quantitativer Optimierungsziele (z. B. Minimierung des durch eine Überflutung entstandenen Schadens) auch die Berücksichtigung qualitativer Kriterien. Beispielhaft soll hier die Priorisierung bei der Festlegung der zeitlichen Reihenfolge bei der Umsetzung von Hochwasserschutzmaßnahmen im Freistaat Sachsen im Rahmen des Hochwasserinvestitionsprogramms (HIP) dargestellt werden (Kraus 2006). Folgende Kriterien der Priorisierung wurden festgelegt:

1. Schadenspotenzial
2. Nutzen-Kosten-Verhältnis
3. Wasserwirtschaftliche Effekte
   - 3.1. Retention
   - 3.2. Abflussverhältnisse
   - 3.3. Gewässerökologie, Gewässerstrukturgüte
4. Vulnerabilität
   - 4.1. besondere Betroffenheit und Verwundbarkeit
   - 4.2. besondere Folgegefahren
   - 4.3. besondere Schutzbedürfnisse

Hinter dem Begriff Folgegefahren verbergen sich besondere Anlagen wie Tankstellen, Kläranlagen und Chemiebetriebe, deren Überflutung zu größeren Schäden für die Infrastruktur in der Nähe bzw. flussabwärts führen. Ein besonderes Schutzbedürfnis besitzen z. B. besondere kulturelle Einrichtungen oder Anlagen, die nicht gegen ein Hochwasser verteidigt werden können.

Dabei konnte im Beispiel HIP jede zu beurteilende Maßnahme für jedes der vier Merkmale 25 Punkte, das heißt insgesamt maximal 100 Punkte erhalten. Ab 70 Punkten wurden die Maßnahmen als hochprioritär eingestuft. Das Schadenspotenzial und das Kosten-Nutzen-Verhältnis sind quantitativ bestimmbare Größen, während die wasserwirtschaftlichen Effekte

und die Vulnerabilität qualitativ beschreibbar sind. Damit gehen in das Verfahren die qualitativen und die quantitativen Merkmale gleichberechtigt zu je 50 % ein.

Für die Bewertung von monetären und nichtmonetären Schäden, die durch ein Hochwasserereignis verursacht werden, lässt sich eine Zielfunktion aus einer oder mehreren Schadensfunktionen zusammenfügen, d. h. ein Gesamtziel lässt sich in mehrere Teilziele zerlegen.

Mögliche Zielfunktionen bei Hochwasserereignissen:

- Schadensfunktionen für Flussabschnitte, die sich durch den Einfluss von Teileinzugsgebieten abgrenzen
- räumliche oder zeitliche Umverteilung der Schäden, um Gesamtschaden zu minimieren (Winkler 2005)
- Einbeziehung von Ereignischarakteristiken: Scheitelwasserstand, Überflutungsdauer, Fließgeschwindigkeit
- Sicherheit gegen Folgewellen bei mehrgipfligen Ereignissen

Ein einfaches Ziel des Speicherbetriebes im Hochwasserfall ist die Minimierung des Abflusses unterhalb des Beckens. Weitere Zielfunktionen lassen sich bezüglich einer Minimierung der Überflutungsdauer oder des Schadens formulieren. Eine Berücksichtigung eines Schadens kann auch durch eine gewichtete Zielfunktion erfolgen.

Baumgartner 1980 bezog die Endfüllung I_{end} des Speichers als eine Zielfunktion mit ein, um eine direkt folgende Hochwasserwelle mit zu berücksichtigen.

Ferner sollten bei einer Steuerung auch die zusätzlichen Zuflüsse zu den Schadstellen aus Zwischeneinzugsgebieten (Teileinzugsgebiete unterhalb der Speicher) berücksichtigt werden.

6.4. Optimierung anhand des Schadens im Unterwasser

In der vorliegenden Arbeit erfolgte die Optimierung der kurzfristigen Talsperrensteuerung bzw. der Betriebsregeln mit einer Methode, die sich aus zwei großen Teilbereichen zusammensetzt (Abbildung 6.8)

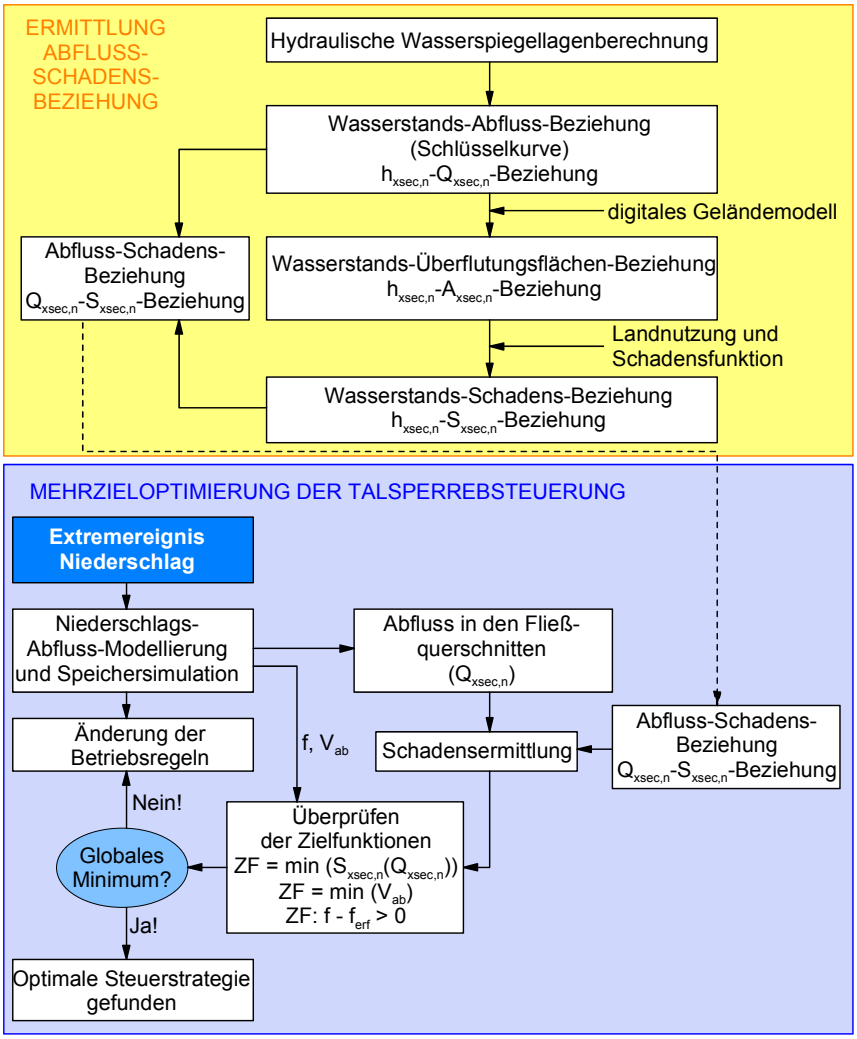

Abbildung 6.8: Methodik zur Ermittlung der Durchfluss-Schaden-Beziehungen für jeden Fließquerschnitt als Grundlage für die Mehrzieloptimierung von Steuerstrategien.

In einem ersten Schritt wird mit Hilfe einer hydraulisch-numerischen Berechnung (vgl. Abschnitt 3) die Durchfluss-Schadens-Beziehung ($Q_{xsec,n}$-$S_{xsec,n}$-Beziehung) für jeden Querschnitt des betrachteten Bereiches unterhalb einer oder mehrerer Talsperren ermittelt. Die grundlegende Vorgehensweise wurde im Abschnitt 3.8.1 dargestellt.

Die Durchfluss-Schadens-Beziehungen sind Grundlage für die Bestimmung des Schadens infolge Überflutung im Prozess der Optimierung von Betriebsregeln der betrachteten Talsperren.

Im zweiten Teilbereich wird die Hochwasserwirkungskette abgebildet. Für stochastisch generierte Niederschläge wird mit einer N-A-Modellierung der zugehörige Hochwasserzufluss zur Talsperre ermittelte. Für jedes Ereignis werden dann die Überflutungssicherheit, der Schaden infolge Überflutung unterhalb der Talsperre und die Versorgungssicherheit mit Rohwasser für die Trinkwasserversorgung bestimmt.

Natürlich ist die Einbeziehung weiterer Zielfunktionen möglich.

6.5. Überprüfung allgemeiner Betriebsregeln

Das hier vorgestellte stochastische Verfahren basiert auf einer Monte-Carlo-Simulation (MCS). Mit Hilfe stochastischer Realisationen werden viele verschiedene Hochwasserszenarien als Grundlage für das Optimierungsverfahren generiert. Die Parameter (Niederschlagsmenge, Anfangsspeicherinhalt der Talsperre und Wind) werden entsprechend ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit gewählt. Es werden verschiedene Betriebsregeln hinsichtlich des integralen Schadens durch Überflutung und der Überflutungssicherheit der Talsperre überprüft.

Die nachfolgende Vorstellung des Verfahrens für die Mehrzieloptimierung erfolgt anhand der drei Talsperren Malter, Klingenberg und Lehnmühle und deren Unterläufe.

6.5.1. Niederschlag

Mit Hilfe des im Abschnitt 4.1.2 vorgestellten Niederschlagsgenerators wurde die räumliche und zeitliche Verteilung von Niederschlägen generiert.

Tabelle 6.1: Ergebnisse der Anpassungstests für die Verteilung der Niederschlagshöhe und verschiedenen Verteilungsfunktionen (n = 35, kritischer Wert d_α = 0,23 für α = 5 %).

Verteilungsfunktion	d_{max}
GEV	0.0638
Log-Normal	0.1277
Gumbel	0.1324
Gamma	0.1689
Weibull	0.1903

Zur Bestimmung der Wahrscheinlichkeitsverteilung der Höhe des Gebietsniederschlags für eine Dauer von D = 72 h wurden Anpassungstests durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6.1 dargestellt.

Alle Verteilungsfunktionen erfüllten die Nullhypothese ($d_{max} < d_\alpha$). Die beste Anpassung ergab sich für die Allgemeinen Extremwertverteilung (engl. GEV):

$$f(x) = \frac{1}{b} \cdot \left(1 - c \cdot e^{-\frac{x-a}{b}}\right)^{\frac{1}{c}-1} \cdot e^{\left(1-c\cdot\frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}} \tag{6.8}$$

Im Rahmen der Monte-Carlo-Simulation wurde die Niederschlagsdauer zwischen 24 Stunden und 72 Stunden mit ΔD = 24 h variiert. Der verwendete Gebietsniederschlag umfasste den Bereich zwischen h_N = 50 mm für T = 1 a und h_N = 370 mm für T = 10.000 a. Aufgrund der räumlichen Variation konnten an einzelnen Stationen Niederschläge h_N = MGN auftreten.

Die Gebietsniederschläge wurden entsprechend ihrer Auftretenswahrscheinlichkeit gezogen. In Abhängigkeit von der zufällig gezogenen Niederschlagsdauer wurde die Niederschlagsmenge für Ereignisse mit D < 72 h mit einem Faktor abgemindert.

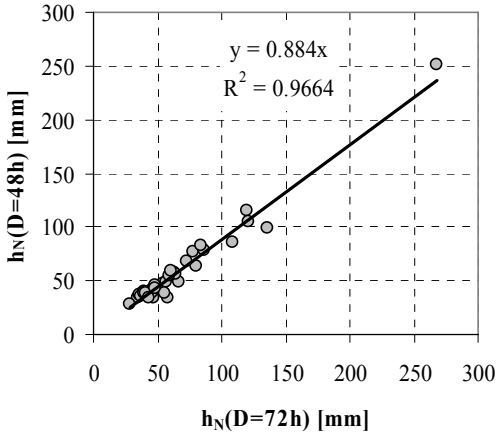

Abbildung 6.9: Ermittlung des Abminderungsfaktors für die Höhe des Gebietsniederschlags im Einzugsgebiet der Weißeritz (Gegenüberstellung D = 48 h und D = 72 h).

Für die Ermittlung des Abminderungsfaktors für kürzere Ereignisse wurde anhand der Messwerte der Niederschlagstationen im Einzugsgebiet der Weißeritz mit Hilfe der Polygonmethode (vgl. Abschnitt 2.1.2) der Gebietsniederschlag für die drei Dauerstufen (D = 24; 48; 72 h) gebildet. Mittels einer linearen Regression zwischen den Werten der drei Dauerstufen wurde dann der Abminderungsfaktor bestimmt (Abbildung 6.9 und Abbildung 6.10).

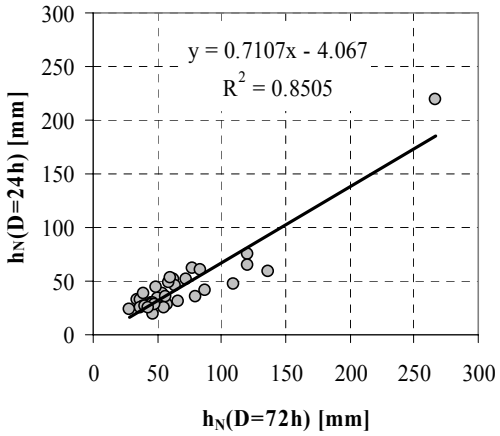

Abbildung 6.10: Ermittlung des Abminderungsfaktors für die Höhe des Gebietsniederschlags im Einzugsgebiet der Weißeritz (Gegenüberstellung D = 24 h und D = 72 h).

Eine Plausibilitätsprüfung der so generierten Hochwasserganglinien erfolgt an Hand der Gegenüberstellung der Fülle-Scheitel-Beziehungen der stochastisch erzeugten und der beobachteten Hochwasserganglinien.

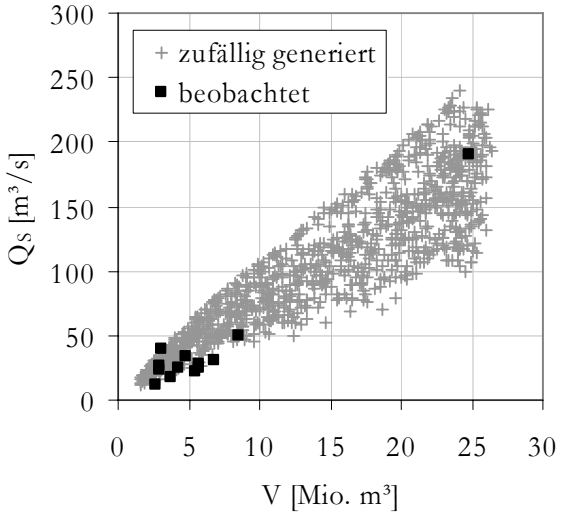

Abbildung 6.11: Gegenüberstellung der Volumen-Scheitel-Beziehungen von stochastisch generierten (+) und beobachteten (■) Sommerhochwassern für den Pegel Dippoldiswalde (D = 24 h bis 72 h, h_N = 50 mm bis 370 mm).

Abbildung 6.11 zeigt, dass für den Pegel Dippoldiswalde die Eigenschaften der beobachteten Hochwasser mit den stochastisch erzeugten Ereignissen gut wiedergegeben werden konnten. Für den Pegel Ammelsdorf (Abbildung 6.12) traf dies nur für sehr große Ereignisse mit einer geringeren Eintrittswahrscheinlichkeit zu.

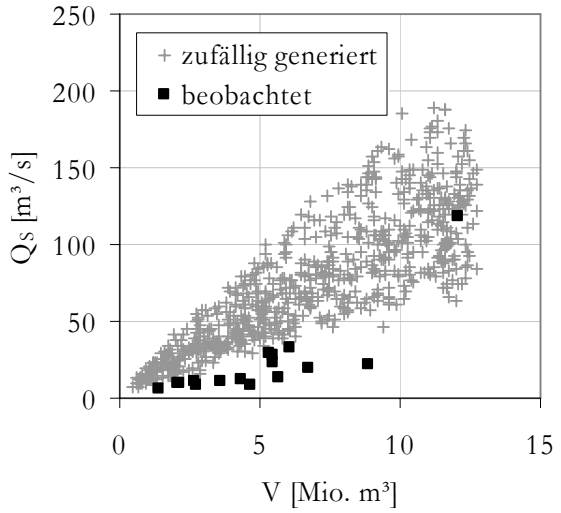

Abbildung 6.12: Gegenüberstellung der Volumen-Scheitel-Beziehungen von stochastisch generierten (+) und beobachteten (■) Sommerhochwassern für den Pegel Ammelsdorf (D = 24 h bis 72 h, h_N = 50 mm bis 370 mm).

6.5.2. Anfangswasserstand der Talsperren

Aufgrund der komplexen Bewirtschaftungspläne der Talsperren, die zum Teil im Laufe der Zeit vom Betreiber modifiziert wurden, lag keine homogene Stichprobe der gemessenen Speicherinhalte vor. Aus diesem Grund war es nicht möglich, eine Verteilungsfunktion anzupassen.

Um dennoch stochastisch Speicherinhalte erzeugen zu können, wurde mit Speicherbetriebsmodellen der zeitabhängige Zufluss zur den Talsperren für einen langen Zeitraum berechnet. Ausführlich ist dies in Pohl et al. 2009 beschrieben. Die so gewonnene empirische Speicherinhaltsverteilung bildete die Grundlage für die weitere Berechnung. Aus ihr wurden im Rahmen der Monte-Carlo-Simulation (MCS) einzelne Werte gezogen.

Im Rahmen der MCS wurde für jede Talsperre nur ein Stauziel berücksichtigt. Nach dem Wasserwirtschaftsplan (LTV 2005) gibt es jedoch jeweils zwei Stauziele, ein Stauziel für die

Monate März bis Juni und ein anderes Stauziel für die restlichen Monate. Aufgrund des längeren Zeitintervalls wurden die Talsperrenfüllstände entsprechend den Angaben für den Zeitraum Juli bis Februar verwendet.

Aufgrund einer anderen Steuerstrategie ist der Inhalt der Talsperre Malter nur sehr schwach mit den Speicherinhalten des Talsperresystems Lehnmühle/Klingenberg korreliert. Aus diesem Grund wurde der Speicherinhalt der Talsperre Malter unabhängig vom Talsperresystem Lehnmühle/Klingenberg erzeugt.

6.5.3. Notwendige Freibordhöhe

Für jedes Szenario wurde die rechnerisch notwendige Freibordhöhe bestimmt, um die Überströmungssicherheit der Talsperre zu überprüfen.

Der Freibord wurde entsprechend Abschnitt 4.2 ermittelt. Für die Berechnung wurde die Windgeschwindigkeit über der Speicheroberfläche benötigt. Da keine Windgeschwindigkeitsmessungen an den Talsperren Lehnmühle, Klingenberg und Malter vorlagen, wurde auf eine ermittelte Verteilungsfunktion der täglichen Höchstwerte des Windes einer Messstation am nahe liegenden Tharandter Wald aus Pohl 1997 zurückgegriffen.

Die Dichtefunktion lautete wie folgt:

$$f(x) = \alpha \cdot e^{-\alpha(x-\beta)-e^{-\alpha(x-\beta)}} \tag{6.9}$$

Daraus ergab sich durch Integration die Verteilungsfunktion:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}} \tag{6.10}$$

Die verwendete Zeitreihe aus Pohl 1997 war durch die Kennwerte μ = 5,604 m/s und σ^2 = 4,9535 gekennzeichnet. Die Parameter der Gumbelverteilung waren α = 0,5762 und β = 4,6023.

Aus einer Gumbelverteilung lassen sich Zufallszahlen wie folgt ermitteln:

$$x_{T_n} = \frac{-\ln(-\ln(ZZ))}{\alpha} + \beta \tag{6.11}$$

Es wurde die maximale Streichlänge des Windes angesetzt.

6.5.4. Untersuchte Steuerstrategien

Es wurden die Möglichkeiten und Auswirkungen einer Vorentlastung der einzelnen Talsperren untersucht und der Ist-Steuerung gegenübergestellt. In Tabelle 6.4 sind die untersuchten Steuerstrategien tabellarisch aufgeführt, die im Folgenden näher erläutert werden. Steuerstrategie III wird ausführlich im Abschnitt 6.6.1 erläutert.

Die Steuerstrategie I ist gleich dem Ist-Zustand vor dem Hochwasserereignis im August 2002 (Tabelle 6.2).

Tabelle 6.2: Steuerstrategie I für die Talsperren Klingenberg, Lehnmühle und Malter.

Abgabe	Wasserstand in Talsperre
Q_{min}	$Z \le Z_S$
Q_{zu}	$(Z > Z_S \wedge Q_{zu} < Q_{max,GA}) \veebar (Z < Z_A)$
$Q_{max,GA}$	$Z_V \ge Z > Z_S \wedge Q_{zu} \ge Q_{max,GA}$
Q_{HWE} + $Q_{max, GA}$	$Z > Z_V$ (TS Lehnmühle & Malter)
Q_{HWE}	$Z > Z_V$ (TS Klingenberg)

Tabelle 6.3: Steuerstrategie II für die Talsperren Klingenberg, Lehnmühle und Malter.

Abgabe	Wasserstand in Talsperre
Q_{zu}	$Z \le Z_A$
$Q_{max,GA}$	$Z > Z_A \wedge t > (t_0 - t_{Vor})$ *
Q_{HWE} + $Q_{max, GA}$	$Z > Z_V$ (bei Parallelentlastung)
Q_{HWE}	$Z > Z_V$ (ohne Parallelentlastung)

* t_0 = Hochwasserbeginn, t_{Vor} = Vorentlastungszeit

In der Steuerstrategie II wurden die Möglichkeiten und Auswirkungen der Vorentlastungen der einzelnen Talsperren untersucht. Es wurden Talsperren parallel oder einzeln mit unterschiedlicher Vorlaufzeit zum zu erwartenden Hochwasserereignis entlastet. Zusätzlich wurde das Schließen der Grundablässe beim Anspringen der Hochwasserentlastungsanlage untersucht (Tabelle 6.3). Die Vorentlastung begann jeweils bei Beginn des Niederschlagsereignisses.

Tabelle 6.4: Steuerstrategien für die Talsperren Klingenberg, Lehnmühle und Malter.

Strategie	Vorentlastung	Besonderheiten
I a	keine	Klingenberg: GA geschlossen, wenn Abfluss über HWE*
I b	keine	Klingenberg: Parallelentlastung über GA und HWE
II	ab Niederschlagsereignis	
II a	Klingenberg und Malter	
II b	alle	
II c	Malter	
II d	Klingenberg	
II e	Klingenberg und Lehnmühle	
II f	Malter	Klingenberg: GA geschlossen, wenn Abfluss über HWE der Talsperre Malter
III	optimiert	

* GA = Grundablass, HWE = Hochwasserentlastungsanlage

6.5.5. Konvergenz der Lösungen

Das Gesamtsystem für die Überprüfung der Steuerstrategien bestand aus einer Niederschlags-Abfluss-Modellierung, der Speichersteuerung und der Ermittlung des Schadens durch Überflutung im Unterwasser der Talsperren. Es wurden 9000 Ereignisse berechnet.

Für den Vergleich der verschiedenen Steuerstrategien wurden ein normierter Schaden durch Überflutung und eine normierte Nichteinhaltung des rechnerisch erforderlichen bzw. notwendigen Freibordes bestimmt.

Der normierte Schaden $S_{normiert}$ ist das Verhältnis zwischen dem Schaden im Unterwasser der Talsperre bei einer bestimmten Steuerstrategie (S_{St}) und dem Schaden bei Status-Quo-Steuerung (S_{sq}):

$$S_{normiert} = \frac{S_{St}}{S_{sq}} \tag{6.12}$$

Für den normierten Wert $F_{normiert}(n)$, der die Nichteinhaltung des notwendigen Freibordes bei n Simulationen beschreibt, wurde für jede Steuerstrategie (St) und auch für den status quo (sq) die Anzahl der Hochwasserereignisse n_{ne} bestimmt, bei denen die Differenz zwischen der Höhe der Talsperrenkrone Z_K und dem maximalen Wasserstand im Speicher Z_{max} kleiner als die notwendige Freibordhöhe war. $F_{normiert}(n)$ ergibt sich dann nach folgender Gleichung:

$$F_{normiert} = \frac{n_{ne,St}}{n_{ne,sq}} \tag{6.13}$$

Abbildung 6.13 und 6.14 zeigen die beiden normierten Werte, die den Schaden durch Überflutung und die Einhaltung des notwendigen Freibordes beschreiben, in Abhängigkeit von der Anzahl der Simulation n. Insgesamt wurden 9.000 Simulationen für jede Steuerstrategie durchgeführt. Die Steuerstrategie I a entspricht der Steuerung nach Status quo.

Es zeigte sich, dass die beiden normierten Größen schon nach ca. 5.000 Simulationen gegen den Endwert konvergiert waren. Damit konnte beispielhaft belegt werden, dass eine Anzahl von 5.000 Simulationen für diese Mehrzieloptimierung ausreichen.

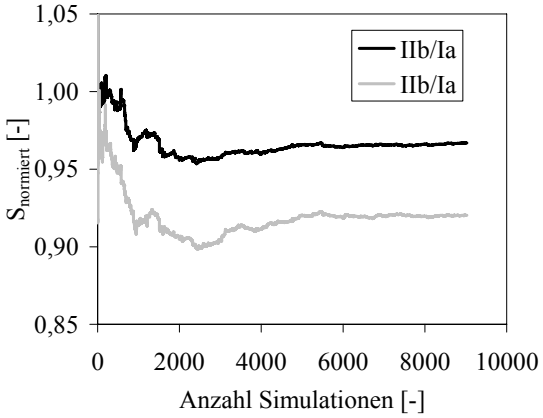

Abbildung 6.13: Konvergenzverhalten des normierten Wertes für den Schadens durch Überflutung.

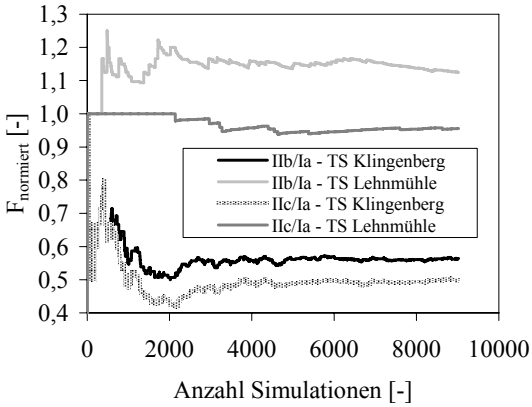

Abbildung 6.14: Konvergenzverhalten des normierten Werte für die Nichteinhaltung des rechnerisch erforderlichen Freibordes.

Die Ergebnisse zur Überprüfung allgemeiner Betriebsregeln werden zusammen mit den Ergebnissen der Mehrzieloptimierung in Abschnitt 6.6 dargestellt.

6.6. Optimierung allgemeiner Betriebsregeln

Grundlage der Mehrzieloptimierung bildeten 100 Szenarien, die aus den 9000 stochastisch ermittelten Hochwasserereignissen zufällig gewählt wurden. Die Ermittlung des Gebietsniederschlages, des Anfangswasserstandes der Talsperren und die Bestimmung der rechnerisch notwendigen Freibordhöhe erfolgte wie in Abschnitt 6.5.2 bis 6.5.3 erläutert. Um eine gleiche Anzahl große wie kleine Hochwasserereignisse zu berücksichtigen, wurden die Gebietsniederschläge anhand einer Gleichverteilung zwischen 50 mm und 368 mm ausgewählt.

6.6.1. Steuerstrategien

Im Gegensatz zu den Steuerstrategien I und II aus Abschnitt 6.5.4 wurde für die Optimierung der allgemeinen Betriebsregeln die Abgabe aus den drei Talsperre nicht vorgegeben, sondern über eine Kennlinie modelliert, deren Stützstellen während des Optimierungsprozesses verändert werden konnten.

In Steuerstrategie III wurde die Abgabenkennlinie zeitabhängig optimiert. Die Maximalabgaben wurden in den hydraulischen Kennlinien der Entnahmenanlagen berücksichtigt.

Wird die Abgabe für jeden Zeitschritt optimiert, ergibt sich eine sehr große Anzahl zu optimierender Parameter, die zu einem kaum handhabbaren Rechenaufwand führt. Die Abbildung der Abgabekennlinie im Speicherbetriebsmodell ist einfacher über eine abschnittsweise linearisierte Funktion möglich (vgl. Abbildung 6.15), wobei hier nur wenige Stützstellen während der Optimierung variabel sind.

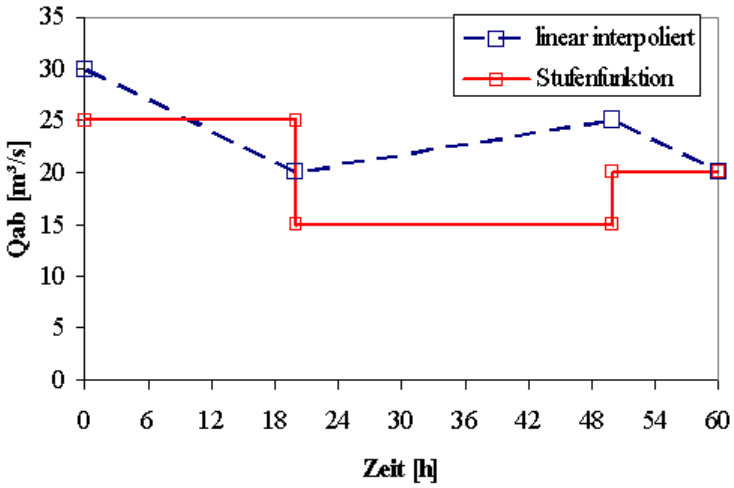

Abbildung 6.15: Zwei mögliche Verfahren zur Abbildung einer Abgabenkennlinie.

Aus diesem Grund wurde die Abgabenkennlinie für die jeweilige Talsperre durch eine Stufenfunktion abgebildet. Die Anzahl n der Stufen wurde mit n = 2 gewählt:

$$Q_{ab,n}(t) = \begin{cases} Q_{ab,1} & \text{wenn} \quad t \le T_1 \\ Q_{ab,2} & \text{wenn} \quad t > T_1 \end{cases} \tag{6.14}$$

Für jede Stufe n (n = 1; 2) war die von der Zeit t abhängige Abgabe $Q_{ab,n}(t)$ und die Abgabedauer t_n zu optimieren.

Daraus ergaben sich für jede Talsperre drei Entscheidungsvariablen - zwei Entscheidungsvariablen für die Abgabehöhe $Q_{ab,1}$ und $Q_{ab,2}$ und eine Entscheidungsvariable für die Dauer der ersten Stufe t_1. Die Dauer der zweiten Stufe t_2 ergab sich aus der Gesamtdauer t_g:

$$t_2 = t_g - t_1 \tag{6.15}$$

Mit dieser Methode konnte die Anzahl der Entscheidungsvariablen und damit die Rechenzeit, um eine ausreichende Approximation der Pareto-Front zu erzielen, deutlich reduziert werden.

6.6.2. Zielfunktionen

In jedem Optimierungsdurchlauf wurden die 100 Simulationen mit jeweils unterschiedlichen Niederschlagsszenarien nacheinander durchgeführt. Die Zielfunktion jeder einzelnen Simulation wurde quadriert, um größere Abweichungen vom Zielwert stärker als kleinere Abweichungen zu gewichten. Nach Abschluss aller Simulationen in einem Optimierungsdurchlauf, wurden die Zielfunktionswerte summiert.

Der monetäre Schaden S [EURO] durch Überflutung im Unterwasser der Talsperren wurde nach der Methode aus Abschnitt 3.8 bestimmt. Für die Optimierung ergab sich hinsichtlich des Schadens folgende Zielfunktion $(Z_1)_{MCS}$:

$$\text{Minimiere } (Z_1)_{MCS} = \sum_{n=1}^{N}\sum_{k=1}^{K} S_k^2 \tag{6.16}$$

N ist die Anzahl der Simulationen, K ist die Anzahl der Flussabschnitte and S_k ist der Schaden eines jeden Flussabschnittes.

Das Risiko des Überströmens einer Talsperre wird vor allem durch den im maßgebenden Teil vorhandenen Freibord bestimmt. Der Freibord ist der vertikale Abstand zwischen der Mauerkrone Z_K und des maximalen Wasserstandes Z_{max} in der Talsperre. Die daraus resultierenden Zielfunktionen $Z_{2,3,4}$ für die drei Talsperren wurden wie folgt definiert:

$$\text{Minimiere } (Z_{2,3,4})_{MCS} = \sum_{n=1}^{N} \frac{1}{(Z_K - Z_{max})^2} \tag{6.17}$$

Die Kurzfriststeuerung einer Talsperre im Fall eines Hochwassers schließt die Abgabe des für die Trinkwasserversorgung wertvollen Tiefenwassers aus dem Hypolimnion über die Grundablässe ein. Durch eine Vorentlastung wird dieser Verlust für die Trinkwasserversorgung verstärkt.

Um das daraus entstehende Defizit und Risiko für die Versorgungssicherheit zu berücksichtigten, wurde bei der multikriteriellen Optimierung der kurzfristigen Betriebsregeln die abgegebene Wassermenge $Q_{ab}(t)$ über die Grundablässe quantifiziert. Somit ließ sich für die Talsperre Klingenberg, die als einzige Talsperre Roh- und Trinkwasser bereitstellt, folgende Zielfunktion Z_5 definieren:

$$\text{Minimiere } (Z_5)_{MCS} = \sum_{n=1}^{N}\left(\sum_{t=1}^{T} Q_{ab}(t)\right)^2 \tag{6.18}$$

6.6.3. Ergebnisse

Für den Vergleich mit den konventionellen Steuerstrategien I und II wurde eine optimierte Lösung L288 ausgewählt. Jede Steuerstrategie wurde mit 100 ausgewählten stochastisch generierten Szenarien berechnet.

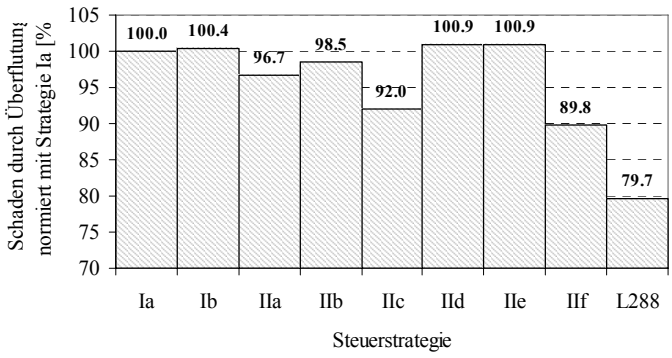

Abbildung 6.16: Vergleich der Steuerstrategien anhand des normierten Schadens $S_{normiert}$ [%].

Ein erster Vergleich der Steuerstrategien erfolgte anhand des normierten Schadens aus Gleichung 6.12 (Abbildung 6.16). Es zeigte sich, das bei anderen Steuerstrategien als dem Status quo (Steuerstrategie Ia) unterhalb der Talsperren ein deutlich geringerer Schaden durch Überflutung entstünde.

Die grafische Darstellung der Pareto-Front der Lösungen einer Mehrzieloptimierung ist schwierig, da z. B. für die hier verwendeten 5 Zielfunktionen (Gleichungen 6.16. bis 6.18) eine 5-dimensionale Darstellung erfolgen müsste. Deshalb werden die Ergebnisse nachfolgend jeweils in Form einer Scatterplot-Matrix veranschaulicht, wobei in jedem Diagramm zwei Zielfunktionen gegenübergestellt werden.

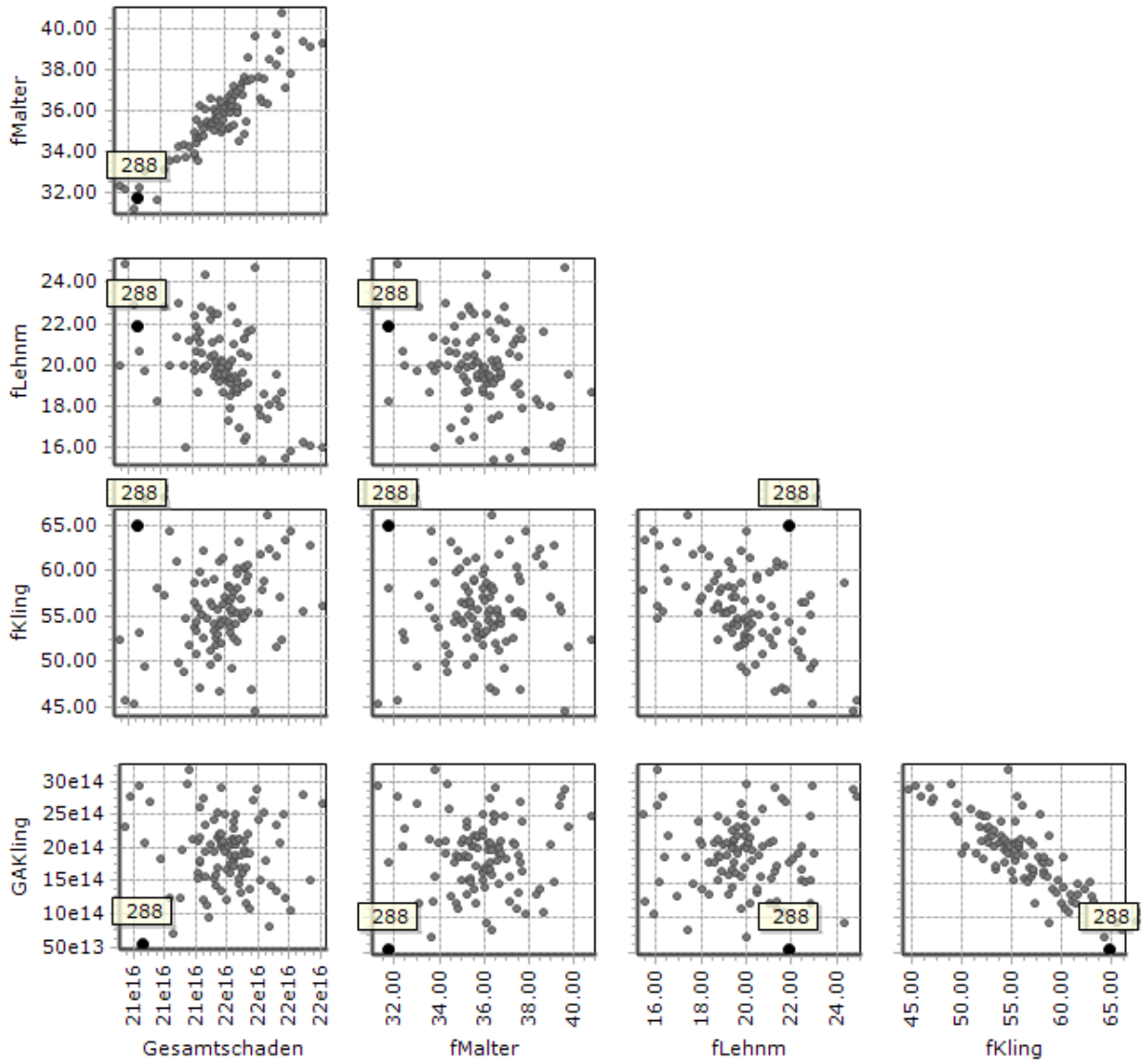

Abbildung 6.17: Scatterplot-Matrix mit den nichtdominierten Lösungen der Pareto-Front (●) und der Beispiellösung 288 (●) (Gesamtschaden = Z_1 (Gl. 10.11), f = $Z_{2,3,4}$ (Gl. 10.12), GA = Z_5 (Gl. 10.13)).

Abbildung 6.17 macht z. B. deutlich, dass ein proportionaler Zusammenhang zwischen dem Überflutungsschaden und dem Freibord der Talsperre Malter besteht. Je kleiner der Schaden, desto kleiner ist der maximale Wasserstand in der Talsperre Malter während des Hochwasserereignisses. Es ist zu berücksichtigen, dass die Zielfunktion des Freibords aus dem Reziprok der quadratischen Abweichung gebildet wurde.

Es kann geschlussfolgert werden, dass der Schaden unterhalb stark von der Vorentlastung der Talsperre Malter abhängig ist. Dieses Phänomen bestätigt Betriebsregel IIc, bei der nur die Talsperre Malter vorentlastet wird und wie Abbildung 6.16 zeigt, schon damit der Schaden geringer wäre.

Der Schaden könnte durch ein Schließen der Grundablässe der Talsperre Klingenberg bei Anspringen der Hochwasserentlastungsanlage (HWE) der Talsperre Malter weiter minimiert werden (Steuerstrategie IIf).

Ursache dafür ist, dass die HWE der Talsperre Malter aufgrund ihres niedrigen Ausbaugrades zeitiger als die HWE der Talsperre Klingenberg anspringt und es bei geöffneten Grundablässen der Talsperre Klingenberg zu einer ungünstigen Überlagerung der Abflüsse bei Freital kommt. Die optimierte Steuerstrategie L288 berücksichtigt diesen Zusammenhang und ist den konventionellen Betriebsregeln überlegen.

Bei den konventionellen Betriebsregeln zeigte sich, dass eine alleinige Vorentlastung des Talsperrensystems Lehnmühle/Klingenberg (Steuerstrategie IId und IIe) nicht zu einer Reduzierung sondern zu einer Erhöhung des Schadens führen würde. Die konventionellen Steuerstrategien mit dem geringsten Schaden waren die mit alleiniger Vorentlastung der Talsperre Malter (Strategie IIc und IIf).

Der Vergleich zwischen Steuerstrategie Ia und Ib zeigte, dass durch eine Parallelentlastung der Talsperre Klingenberg über die Grundablässe und HWE ein höherer Schaden zu erwarten wäre.

Aufgrund der Auswahl des Gebietsniederschlages wurde in den Simulationen der rechnerisch notwendige Freibord kaum unterschritten.

Für weitere Untersuchungen wurden alle Szenarien erneut auf Basis einer Gleichverteilung der Gebietsniederschlagshöhen berechnet, wobei kleine und große Ereignisse gleich häufig auftraten. Nun wurden mehr Szenarien erzeugt, bei denen der notwendige Freibord nicht eingehalten wurde.

Aufgrund der großen Leistungsfähigkeit der HWE der Talsperre Malter, kam es für alle Szenarien auch hierbei nur einmal zur Nichteinhaltung des Freibordes, so dass mit den generierten Szenarien noch keine Beurteilung der Talsperre Malter möglich war.

Relativ häufige Unterschreitungen des erforderlichen Freibords traten an der Talsperre Lehnmühle (Abbildung 6.18) und an der Talsperre Klingenberg (Abbildung 6.19) auf.

Für die Talsperre Klingenberg waren die Zielfunktion 5 aus Gl. 6.18 (GA_{kling}) und die Zielfunktion 3 aus Gl. 6.17 (f_{Kling}) proportional (Abbildung 6.17). Dies bedeutet, dass bei stärkerer Vorentlastung, der notwendige Freibord häufiger eingehalten wird.

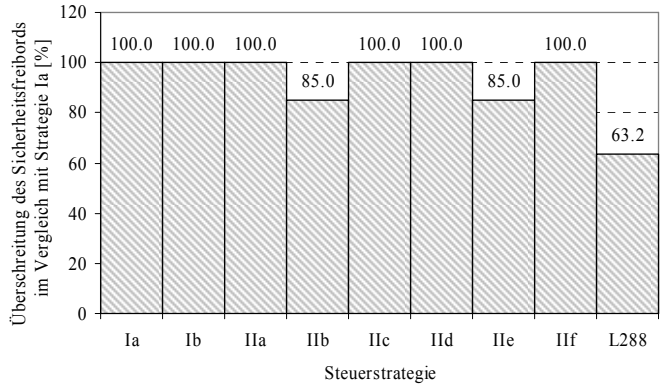

Abbildung 6.18: Talsperre Lehnmühle – Zielfunktion 2 [%] (Gl. 6.17) für die betrachteten Steuerstrategien (Gleichverteilung des Gebietsniederschlages).

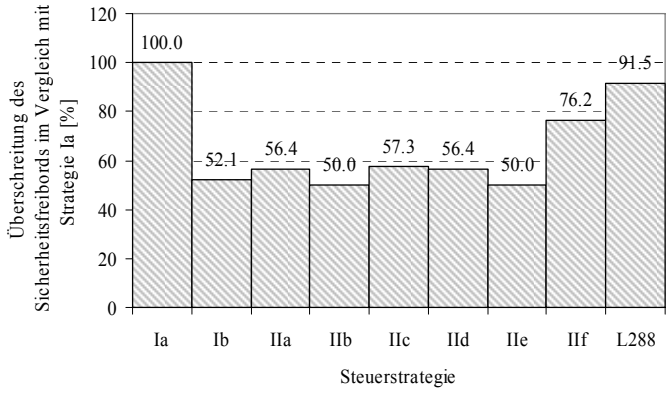

Abbildung 6.19: Talsperre Klingenberg – Zielfunktion 3 [%] (Gl. 6.17) für die betrachteten Steuerstrategien (Gleichverteilung des Gebietsniederschlages).

Ein ähnlicher Zusammenhang ergab sich für die Talsperre Lehnmühle, für die die Zielfunktion 2 nach Gleichung 6.17 bei den Strategien IIb und IIe, bei denen die Talsperre Lehnmühle

vorentlastet wird, ein Minimum erreichte. Die Vorentlastung bei den Steuerstrategien IIb und IIe erfolgte mit dem maximal möglichen Abfluss durch die Grundablässe.

Bei der optimierten Strategie L288 ist die Intensität der Vorentlastung geringer (Abbildung 6.18 und 6.19) und dennoch wird der notwendige Freibord öfter eingehalten. Durch die geringere Vorentlastung bei Lösung 288 ergibt sich ein höherer Wasserstand in der Talsperre beim Eintreffen des Zuflussscheitels, so dass die Hochwasserentlastungsanlage zeitiger anspringt als bei den Strategien IIb und IIe. Da die Hochwasserentlastungsanlage bei höheren Wasserständen aufgrund der größeren Druckhöhe leistungsfähiger ist, kann beim Eintreffen des Zuflussscheitels mehr Wasser abgegeben werden, so dass der maximale Wasserstand niedriger gehalten werden kann.

Dieser Zusammenhang ließ sich nicht an der Talsperre Klingenberg beobachten, da sie einen niedrigeren Ausbaugrad von nur 36 % gegenüber der Talsperre Lehnmühle mit 61 % besitzt. Eine reduzierte Abgabe über die Grundablässe hätte auch für die Talsperre Klingenberg einen erhöhten Wasserstand zur Folge, der jedoch zu keiner deutlichen Steigerung des Abflusses über die Hochwasserentlastungsanlage führen würde.

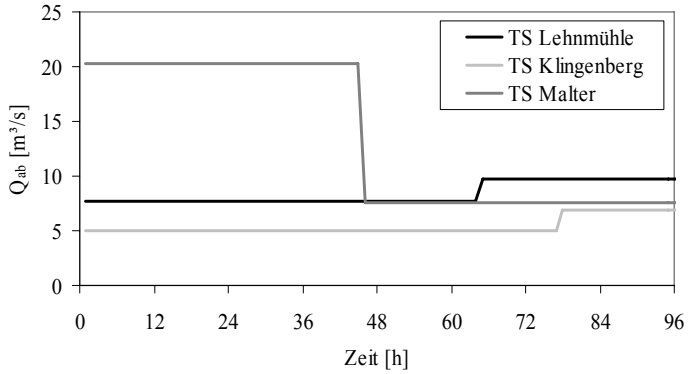

Abbildung 6.20: Optimierte Abgabenkennlinien der drei Talsperren bei der Steuerstrategie L288.

Abbildung 6.18 und 6.19 zeigen, dass im Falle der optimierten Steuerstrategie der Freibord seltener eingehalten würde als bei den anderen Steuerstrategien. Einzige Ausnahme ist die Steuerstrategie Ia (Status quo). In Abbildung 6.17 wird weiterhin deutlich, dass die ausgewählte Lösung 288 einen minimalen Schaden zur Folge hätte.

Abbildung 6.21 zeigt die Auswirkung der einzelnen Steuerstrategien auf die Sicherheit der Wasserversorgung anhand der Zielfunktion 5 aus Gleichung 6.18. Das geringste Wasservolumen würde bei den Steuerstrategien IIc und IIf abgegeben, bei denen die Grundablässe der Talsperre Klingenberg geschlossen werden, wenn die Hochwasserentlastungsanlage anspringt. Ebenfalls niedrig im Vergleich zum Status quo sind die Abgaben bei der optimierten Strategie L288.

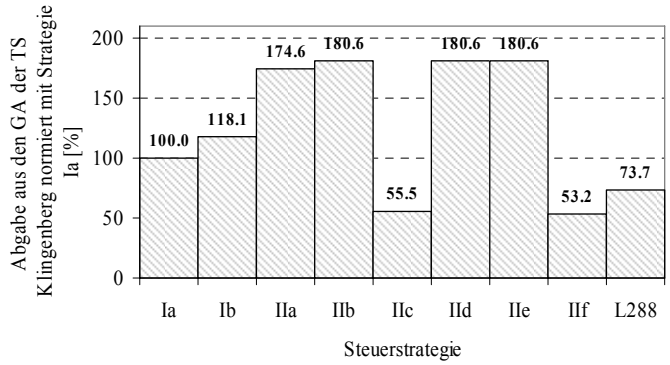

Abbildung 6.21: Talsperre Klingenberg – Zielfunktion 5 [%] (Gl. 6.18) für die betrachteten Steuerstrategien (Gleichverteilung des Gebietsniederschlages).

Um z. B. einem Betreiber eine übersichtliche Darstellung aller Kompromisse vorlegen zu können, können wie in Abbildung 6.22 die einzelnen Steuerstrategien und die Werte der Ziel-

funktionen 1 – 5 (Gleichung 6.16 bis 6.18) in einer Scatterplot-Matrix abgebildet werden. Alle Lösungen, die besser als der Status quo sind, sind in einem grauen Bereich hervorgehoben.

6.7. Optimierung einer Echtzeitsteuerung

Vorraussetzung für eine ereignisbezogene Optimierung Echtzeitsteuerung mit BlueM.Opt ist das Vorhandensein einer räumlich und zeitlich hoch aufgelösten Niederschlagsvorhersage für das betrachtete Einzugsgebiet. Als Vorhersage kann z. B. eine mögliche Ensemblevorhersage eines Hochwasservorhersagemodells dienen.

Auf Basis der Niederschlagsvorhersage ergibt sich durch die Mehrzieloptimierung eine Vielzahl alternativer Steuerstrategien. Der Betreiber muss dann die für ihn beste Strategie auswählen (Froehlich et al. 2009).

Ebenso eignet sich die hier vorgestellte Methode zum Einsatz bei einer adaptiven Steuerung, die auf einer Nachführung aktualisierter Vorhersagen basiert. Das Nachführen ist dann von Bedeutung, wenn der Vorhersagezeitraum kleiner als die Länge des Hochwasserereignisses ist.

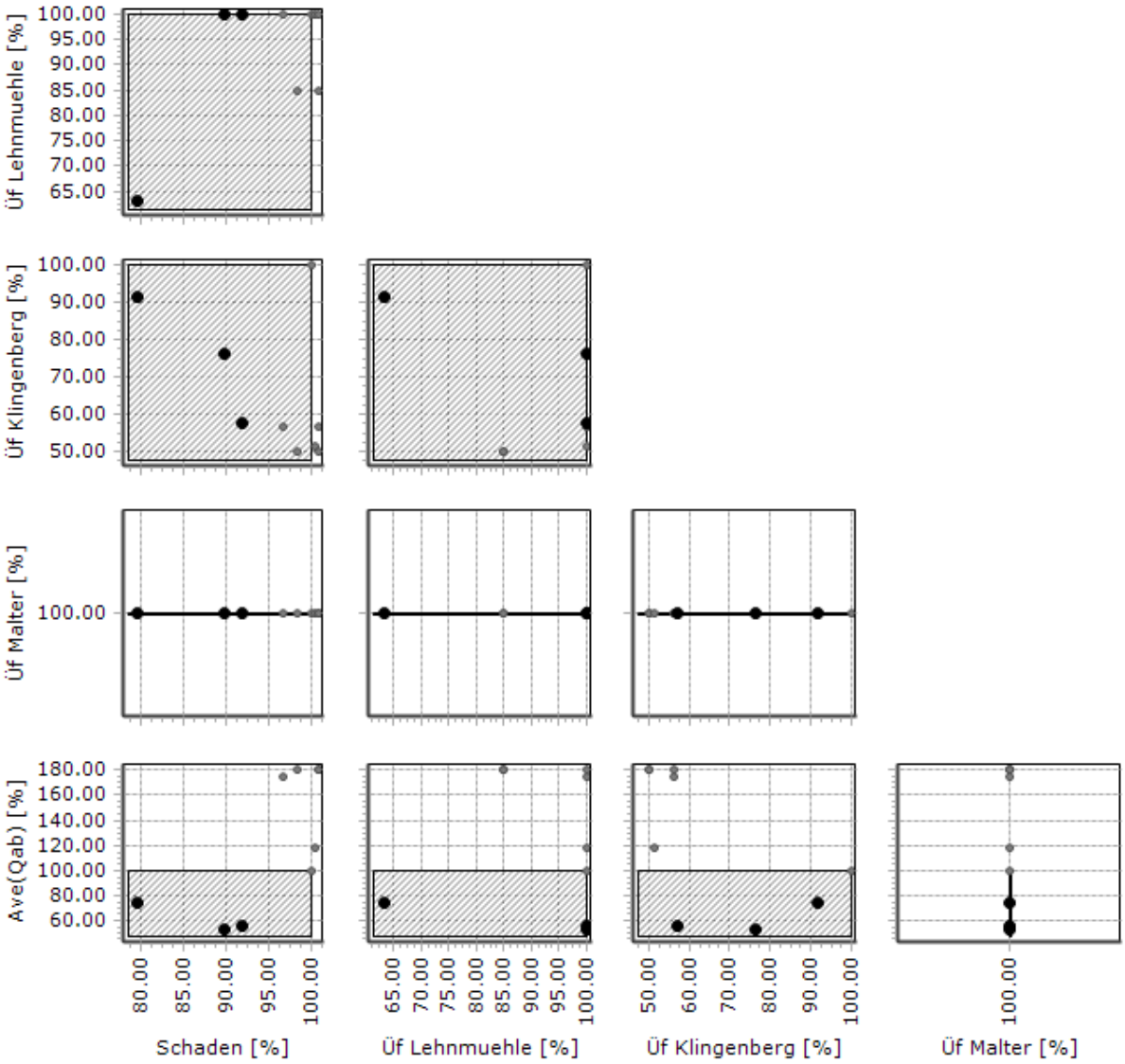

Abbildung 6.22: Gegenüberstellung der untersuchten Steuerstrategien aus Tabelle 10.2 als Scatterplot-Matrix (alle Punkte (●) innerhalb der schraffierten Flächen stellen einen besseren Kompromiss als der Ist-Zustand (Strategie Ia) dar) (Schaden nach Gl. 10.7, $Ü_f$ nach Gl. 10.8, Ave(Qab) = mit Status quo normiertes Abgabevolumen über Grundablässe der Talsperre Klingenberg).

Zur Veranschaulichung der Methode dient im Folgenden ein stochastisch generiertes Hochwasserszenario mit einem maximalen Niederschlag $h_{N,max}$ = 300 mm und einem Gebietsniederschlag h_N = 292 mm. Das hochwasserauslösende Niederschlagsereignis dauert 24 h. Es wird angenommen, dass 24 h vor Beginn des Niederschlagsereignisses eine 48-h-Vorhersage der meteorologischen Eingangsparameter sowie die Kenntnis der hydrologischen Rand- und Anfangsbedingungen vorliegen. Die vorhergesagte maximale Windgeschwindigkeit beträgt w = 20 m/s.

6.7.1. Bewertungssystem der ereignisbezogenen Optimierung

Der monetäre Schaden durch Überflutung (S) im Unterwasser der Talsperren wird auf Basis der in Abschnitt 3.8 beschriebenen Methode bestimmt.

Für die Optimierung ergibt sich daraus folgende Zielfunktion Z_1:

$$\text{Minimiere } Z_1 = \sum_{k=1}^{K} S_k^2 \tag{6.19}$$

K ist die Anzahl der Fließgewässerabschnitte und S_k der ihnen zugeordnete monetärer Schaden.

Die zu minimierende Zielfunktion für das Überflutungsrisiko der drei Talsperren wird wie folgt definiert:

$$\text{Minimiere } Z_{2,3,4} = -(Z_K - Z_{max}) \tag{6.20}$$

Die Abgabe aus den Grundablässen der TS Klingenberg wird mit folgender Zielfunktion evaluiert:

$$\text{Minimiere } Z_5 = \sum_{t=1}^{T} Q_{ab}(t) \tag{6.21}$$

Aus den genannten Zielfunktionen ergibt sich ein fünfdimensionaler Lösungsraum.

6.7.2. Ergebnisse

Nach ca. 1.000 Simulationen konnten erste Ergebnisse der Approximation der Pareto-Front verwendet werden. Die Rechenzeit für 1.000 Simulationen betrug für das hier vorgestellte System ca. 15 min auf einem Pentium 4 Prozessor mit einer Taktfrequenz von 3,0 GHz.

Der 5-dimensionale Lösungsraum ist in Abbildung 6.23 als zweidimensionale Projektion in Form einer Scatterplot-Matrix visualisiert. Dargestellt sind die sekundären Populationen als Approximation der Pareto-Front.

Für die Bewertung des verbleibenden Freibords wurde der notwendige Freibord nach Abschnitt 4.2 berechnet. Für eine vorhergesagte maximale Windgeschwindigkeit w = 20 m/s ergaben sich die in Tabelle 6.5 notwendigen Freibordhöhen.

Exemplarisch wurden zwei Lösungen selektiert, die in Abbildung 6.23 markiert sind. Die Zielfunktionswerte dieser zwei Lösungen sind in Tabelle 6.5 dargestellt. Zum Vergleich sind die Resultate des Status quo und zusätzlich zwei alternative Steuerstrategien S1 und S2 aufgeführt. In S1 wird eine Vorentlastung der Talsperre Malter mit maximaler Grundablasskapazität und in S2 eine Vorentlastung der Talsperre Malter und Talsperre Klingenberg mit jeweils maximaler Grundablasskapazität durchgeführt.

Von den exemplarisch selektierten Lösungen der Optimierung werden nur bei Lösung L1 alle notwendigen Freiborde nach DVWK 1997 eingehalten (vgl. Tabelle 6.5). Hinsichtlich des Schadens durch Überflutung ergibt war dies, mit Ausnahme des Status quo, jedoch die ungünstigste Strategie.

Soll sowohl den Schaden als auch die Abgabe aus den Grundablässe minimal sein, könnte L2 bevorzugt werden. Hier würde jedoch der notwendige Freibord an der Talsperre Klingenberg nicht eingehalten werden.

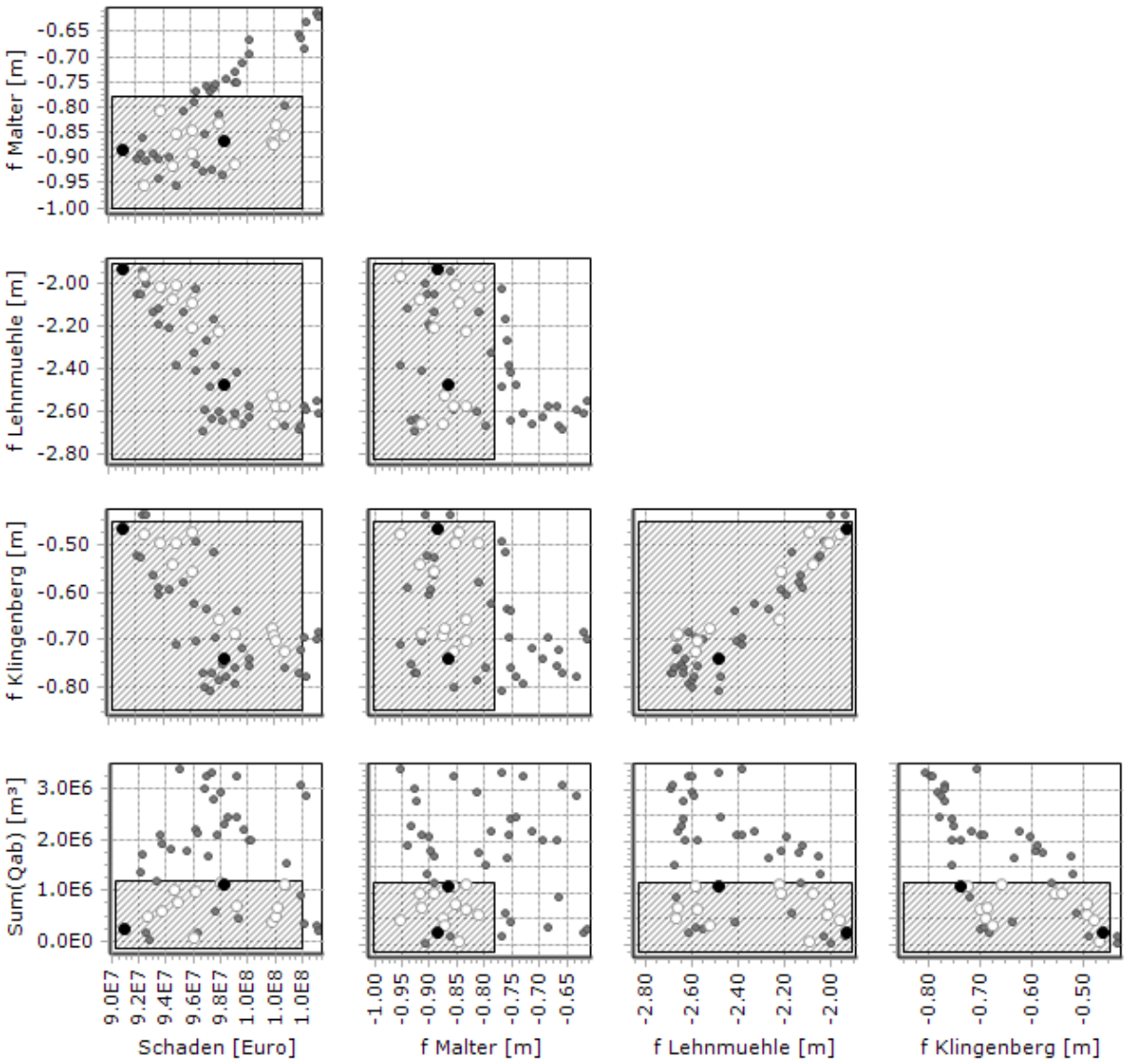

Abbildung 6.23: Scatterplot-Matrix (●) Lösungen der sekundären Population (○) bessere Lösungen als Status quo (●) Beispiellösungen L1 und L2 (Schaden = Z_1 (Gl. 10.14), f = $Z_{2,3,4}$ (Gl. 10.15), Sum(Q_{ab}) = Z_5 (Gl. 10.16)).

Tabelle 6.5: Ergebnisse und Vergleich verschiedener Steuerstrategien.

	Status quo	**S1**	**S2**	**L1**	**L2**
Schaden [Mio. Euro]	104,0	95,0	95,0	98,3	91,0
Freibord TS Malter [m]	0,57[1]				
	0,78	0,95	0,95	0,87	0,88
Freibord TS Lehnmühle [m]	0,79[1]				
	1,91	1,91	1,91	2,48	1,93
Freibord TS Klingenberg [m]	0,61[1]				
	0,45	0,45	0,51	0,74	0,47
ΣQ_{ab} TS Kling. [Mio. m³]	1,2	1,2	2,5	1,1	0,2

[1]Berechnung des Freibords nach DVWK 1997 aus vorhergesagter Windgeschwindigkeit

6.7.3. Berücksichtigung von Unsicherheiten

In Abschnitt 6.6 wurde BlueM.Opt eingesetzt um eine ereignisbezogene Steuerung unter Verwendung einer einzelnen Niederschlagsvorhersage zu optimieren. In der Realität jedoch weicht oftmals das tatsächlich auftretende Niederschlagsszenario von dem vorhergesagten ab.

Aufgrund der Unsicherheiten einer Vorhersage stellen Wetterdienste weltweit so genannte Ensemble-Vorhersagen für Starkniederschläge und lang andauernde Niederschläge für Warnregionen oder Einzugsgebiete zur Verfügung. Die Idee einer Ensemble-Vorhersage ist, dass eine Anzahl von Vorhersagen gleichzeitig durchgeführt werden kann, jede mit einem Satz leicht veränderter Anfangsbedingungen und dass die Entwicklung des Ensembles im Allgemeinen als stellvertretend für die zugehörige Wahrscheinlichkeitsdichte betrachtet werden kann.

Ensemble-Vorhersagen geben die Möglichkeit eine Vielzahl möglicher zukünftiger Ereignisse bei der Optimierung zu berücksichtigen. Da im Rahmen dieses Projektes keine Ensemble-Vorhersagen zur Verfügung standen, wurden Ensemble-Vorhersagen mit dem einfachen Niederschlagsgenerator, der in Abschnitt 4.1.1 vorgestellt wurde, erzeugt. In zukünftigen Arbeiten könnte eine Verknüpfung mit realen Ensemble-Vorhersagen vorgenommen werden, wie sie im Rahmen anderer RIMAX-Projekte generiert wurden.

Zur Demonstration der Methode wurde ein Beispielszenario generiert. Es wurde angenommen, dass eine 24-Stunden-Vorhersage des maximalen Niederschlages von $h_{N,max}$ = 300 mm zu Verfügung steht. Die hydrologischen Anfangsbedingungen, wie der Anfangswasserstand der Talsperren und die Anfangsboden-feuchte, wurden als bekannt angenommen. Dies Verfahren ist auch in Dittmann et al. 2009 beschrieben.

Mit Hilfe des Niederschlagsgenerators wurden 110 Realisierungen eines räumlich und zeitlich verteilten Gebietsniederschlages generiert. 33 Realisierungen wurden für die Optimierung und 77 Realisierungen für die Validierung der optimierten Betriebsregeln verwendet.

Um die Unsicherheiten des vorhergesagten maximalen Niederschlages zu berücksichtigen, wurde in den Realisierungen der maximale Niederschlag zwischen 250 und 350 mm variiert. Die gesamte Simulationszeit betrug 48 h.

Es wurden die gleichen Zielfunktionen wie in Abschnitt 6.6.1 und das Betriebsregelkonzept aus Abschnitt 6.6.2 verwendet.

Das Ergebnis der Mehrzieloptimierung ist in Abbildung 6.26 als Scatterplot-Matrix dargestellt. Exemplarisch wurden zwei Lösungen L3544 and L4228 ausgewählt. Zur Validierung des Ergebnisses wurden 77 weitere Simulationen mit jeweils unterschiedlichen Niederschlagsszenarien durchgeführt. Zusätzlich wurde ein Vergleich mit zwei alternativen konventionellen Steuerstrategien vorgenommen, in dem die Talsperren über die gesamte Simulationsdauer über die Grundablässe mit maximal möglichem Abfluss entlastet wurden. In Steuerstrategie S1 wurde nur die Talsperre Malter und in Steuerstrategie S2 parallel die Talsperren Malter und Klingenberg vorentlastet.

Gegenüber dem Status quo und den Steuerstrategien S1 und S2 minimieren die zwei Beispiellösungen L3544 und L4228 deutlich das Überflutungsrisiko aller drei Talsperren (vgl. Abbildung 6.25) und führen gleichzeitig zu einer maximalen Reduzierung des Schadens (Abbildung 6.24).

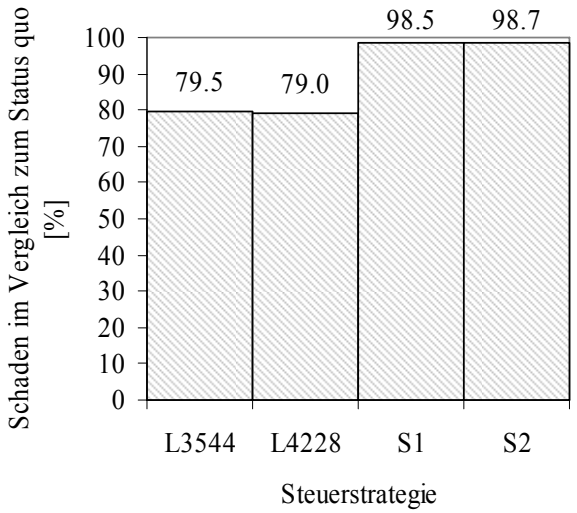

Abbildung 6.24: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen hinsichtlich des Schadens durch Überflutung.

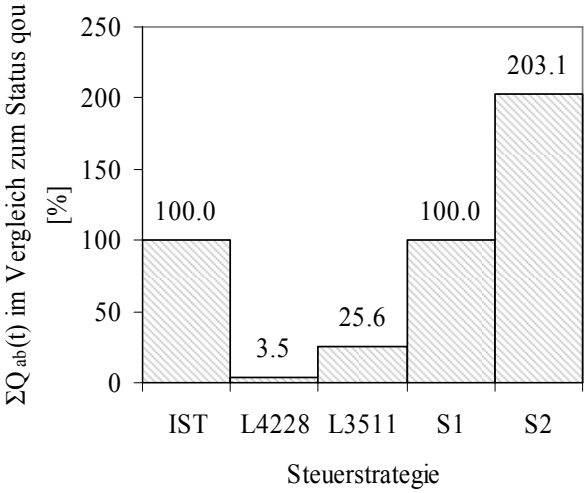

Abbildung 6.25: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen hinsichtlich der Abgabe aus den Grundablässen der Talsperre Klingenberg.

Es zeigt sich weiterhin, dass die Lösung L4228 den anderen Steuerstrategien überlegen ist. L4228 minimiert deutlich die Abgabe aus den Grundablässen der Talsperre Klingenberg, führt zu dem geringsten Schaden und minimiert das Überströmungsrisiko am stärksten, auch wenn der notwendige Freibord an der Talsperre Klingenberg wie beim Status quo nicht eingehalten werden kann.

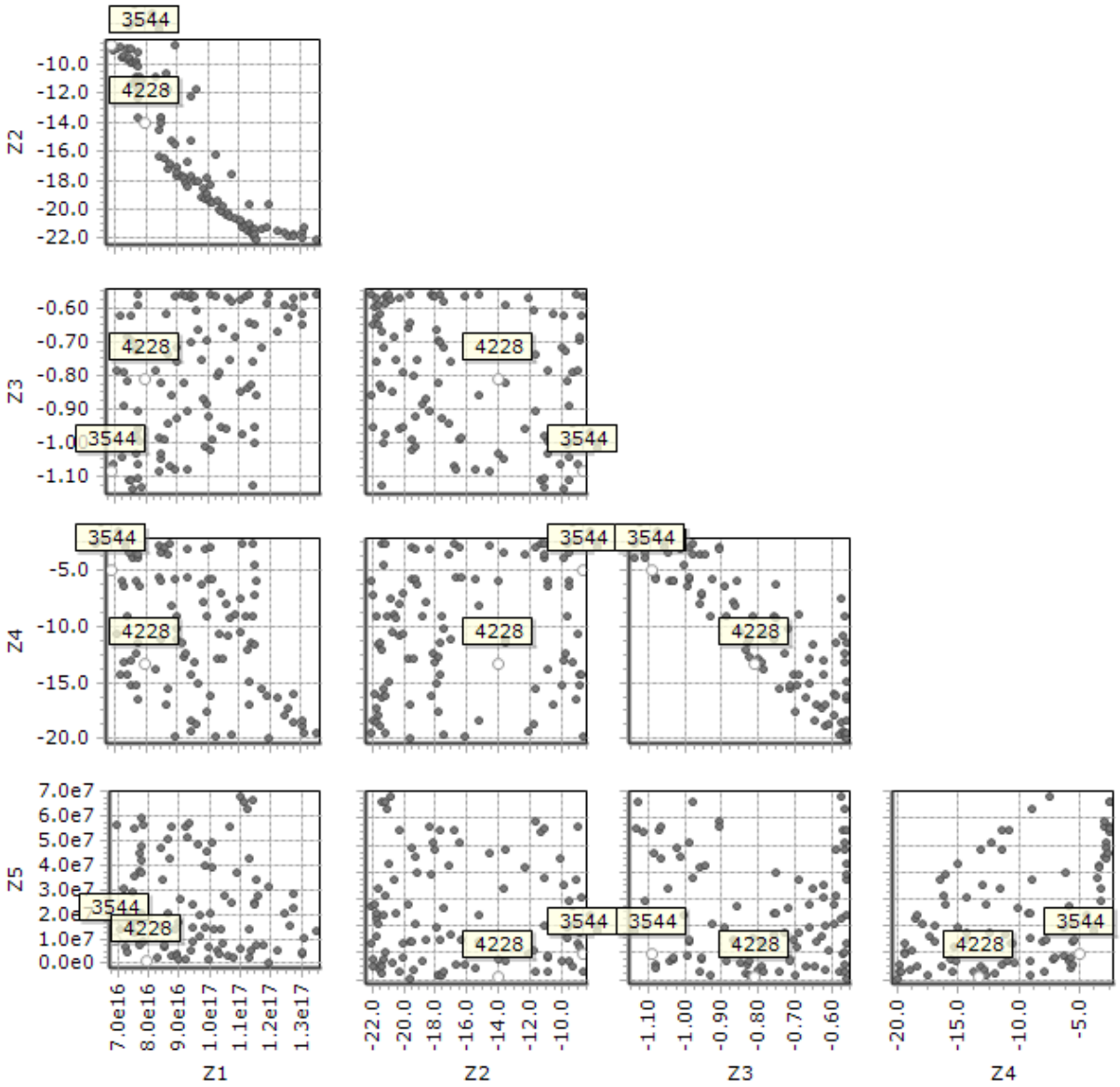

Abbildung 6.26: Scatterplot-Matrix (●) Lösungen der sekundären Population (○) Beispiellösungen 3544 und 4228 (Z1 nach (Gl. 10.14), Z2,3,4 nach (Gl. 10.15), Z5 nach (Gl. 10.16)).

Die in diesem Abschnitt vorgestellte Echtzeitoptimierung unter Berücksichtigung von Unsicherheiten in der Niederschlagsvorhersage war sehr rechenintensiv. Die Pareto-Front war erst nach 10 Stunden auf einem Xeon-Computer mit einer Taktfrequenz von 3,6 GHz ausreichend approximiert. Aufgrund dieser hohen Rechenzeit, ist diese Methode noch nicht für einen Einsatz in der Praxis geeignet.

Sie kann jedoch zur Erstellung einer Anzahl voroptimierter Abgabenregeln für bestimmte kategorisierte Randbedingungen (Anfangsspeicherinhalt, Bodenvorfeuchte, vorhergesagte Niederschlagsdauer und Niederschlagsintensität) verwendet werden, die in einer Datenbank gespeichert werden können. Der Betreiber kann dann je nach Ereignis die für ihn beste Steuerstrategie auswählen.

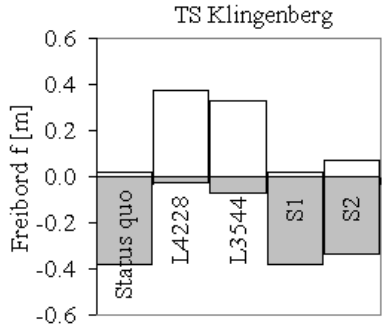

Abbildung 6.27: Talsperre Klingenberg: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen (die Ausdehnung der weißen Balken markiert den notwendigen Sicherheitsfreibord nach DVWK 1997, der graue Teil der Balken im negativen Wertebereich markiert die Nichteinhaltung des Freibordes).

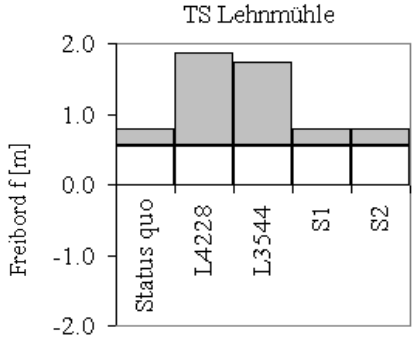

Abbildung 6.28: Talsperre Lehnmühle: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen (die Ausdehnung der weißen Balken markiert den notwendigen Sicherheitsfreibord nach DVWK 1997, der graue Teil der Balken im negativen Wertebereich markiert die Nichteinhaltung des Freibordes).

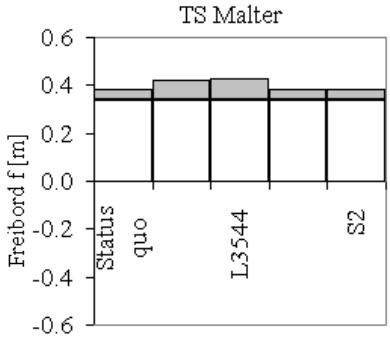

Abbildung 6.29: Talsperre Malter: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen (die Ausdehnung der weißen Balken markiert den notwendigen Sicherheitsfreibord nach DVWK 1997, der graue Teil der Balken im negativen Wertebereich markiert die Nichteinhaltung des Freibordes).

6.8. Optimierung der Poldersteuerung

Die Untersuchungen zu dem hypothetischen Polder an der Vereinigten Weißeritz wurden beispielhaft mit der Hochwasserwelle vom August 2002 durchgeführt.

Es wurden zwei Einlaufgestaltungen untersucht:

1. Ungesteuerter Einlauf (festes Wehr)
2. Gesteuerter Einlauf (Öffnung des Wehres ab einem bestimmten Wasserstand, danach feste Wehrhöhe).

Das Ziel bei der Polderdimensionierung war, den Wellenscheitel soweit wie möglich zu reduzieren. Gleichzeitig sollte eine Flutung des Polders erst bei Eintritt des Bemessungshochwassers HQ100 und selteneren Extremereignissen erfolgen.

Bei einem ungesteuerten Einlauf füllt sich der Polder kontinuierlich ab dem Zeitpunkt, an dem der Wasserstand die Höhe der Einlaufschwelle übersteigt. Dies führt mehr zu einer Dämpfung des Wellenscheitels als zu einer Kappung (vgl. Abbildung 6.30, Variante I). Trotzdem wird eine Scheitelreduktion von ca. 25 m³/s erreicht.

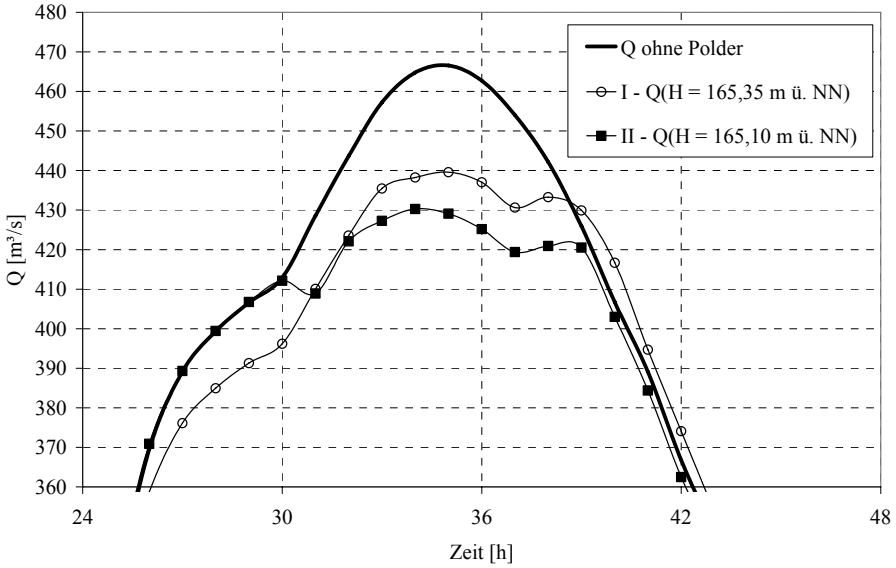

Abbildung 6.30: Reduzierung des Wellenscheitels mit unterschiedlichen Steuerstrategien.

Eine optimale Kappung erfordert ein schnelles Fluten des Polders. Dazu ist eine große Überfallhöhe notwendig. Dies gelingt bei einem gesteuerten Polder dann, wenn der Poldereinlauf zunächst geschlossen bleibt und erst ab einem bestimmten Wasserstand im Fluss geöffnet wird.

Die hydraulische Leistungsfähigkeit des Poldereinlaufes ist u. a. von der Ein-laufbreite und der Überfallhöhe abhängig. Eine kleinere Wehrbreite erfordert eine größere Überfallhöhe. Wird das Wehr in Abhängigkeit des zu erwartenden Wellenscheitels und Wellenvolumens erst dann geöffnet, wenn sich eine große Überfallhöhe gebildet hat, kann der Wellenscheitel deutlicher reduziert werden (vgl. Abbildung 6.30, Variante II).

Für die Optimierung der Höhe der Einlaufschwelle des Polders und des Öffnungszeitpunktes ist es möglich, HEC-RAS mit dem Optimierungsprogramm BlueM.Opt zu koppeln. BlueM.Opt kann auf die von HEC-RAS in Textdateien abgelegten Simulationsparameter zugreifen und diese verändern.

Diese Prozedur kann auf jeden beliebigen Simulationsparameter von HEC-RAS angewendet werden. Bei Feldmann und Schramm 2006 konnte dieses Verfahren erfolgreich bei der Optimierung von Kanalgeometrien angewendet werden. Zielfunktionen waren die Auswirkungen auf Hochwasserschutzmaßnahmen und deren Investitionskosten.

0. *Trage Zuflusswelle in *.u01 ein.*
1. *Verändere Datum in Plandatei (z.B. *.p01) und Wehrhöhe in Geometriedatei *.g01 in Projekt 1 + 2*
2. *Öffne Projekt 1 auf Commandozeile ras.exe „Pfad/*.prj" und starte HEC-RAS*
3. *Öffne Projekt 2 auf Commandozeile ras.exe „Pfad/*.prj" und starte HEC-RAS*
4. *Werte max. Durchfluss unterstrom des Polders aus.*

Abbildung 6.31: Bearbeitungsschritte zur Manipulation der HEC-RAS Eingabedateien zur Darstellung einer zeitabhängigen Wehrhöhe.

In der vorliegenden Arbeit wurde dies Kopplung verwendete, um die in HEC-RAS implementierte Wehrhöhe am Poldereinlauf während der Optimierung verändern zu können. Dazu wurde das HEC-RAS-Modell in zwei Teile zerlegt und die Ascii-Datei zwischenzeitlich mit Hilfe von BlueM.Opt verändert. In Abbildung 6.31 sind die entsprechenden Bearbeitungsschritte aufgeführt.

Die Polderoptimierung kann damit in ein System zur Optimierung von Betriebsregeln von Talsperren integriert werden. In Abbildung 6.32 ist dazu ein mögliches Programmablaufschema dargestellt.

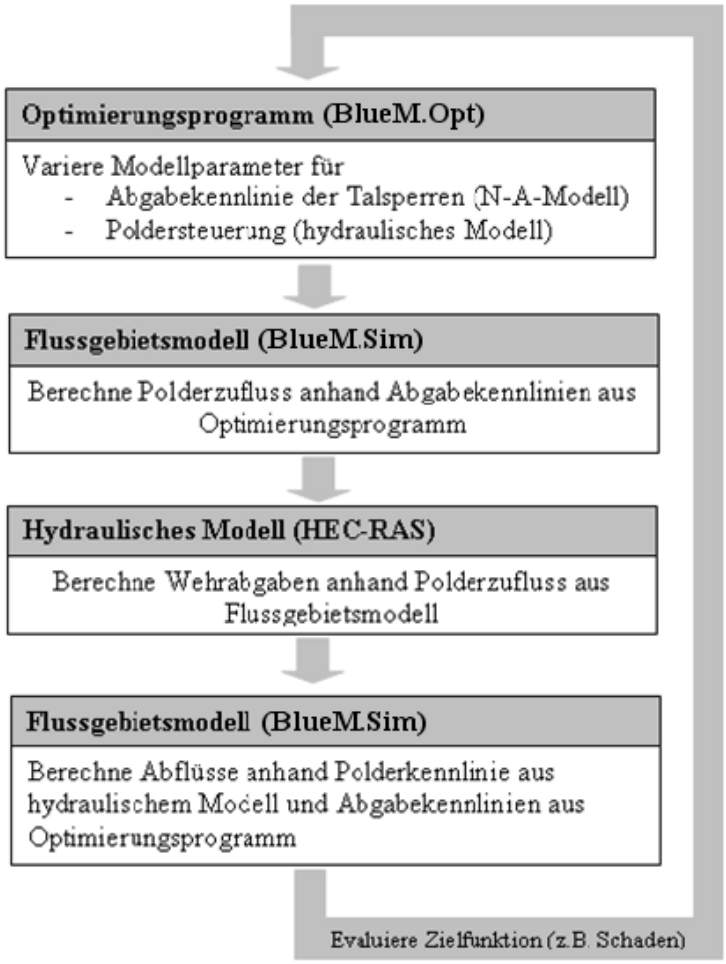

Abbildung 6.32: Optimierungsschema für eine gemeinsame Polder- und Talsperrensteuerung mit BlueM.Opt

6.9. Optimierung einer langfristigen Speicherbewirtschaftung

Bei der langfristigen Speicherbewirtschaftung werden die Wasserkrafterzeugung, die Wasserversorgungssicherheit, der Hochwasserschutz, und die ökologische Verträglichkeit betrachtet. Hierzu sind Simulationen des Speicherbetriebs über mehrere Jahre, besser noch Jahrzehnte erforderlich, um zwischenjährliche Veränderungen abbilden zu können. Aufgrund von Datenverfügbarkeit und um Rechenzeiten in einem akzeptablen Rahmen zu halten, werden diese langfristigen Simulationen mit Zeitschrittweiten von 24 Stunden und mit gemessenen Zuflussganglinien ausgeführt.

6.9.1. Ziele

Im Folgenden werden einige Zielfunktionen erläutert, die für die Optimierung einer langfristigen Speicherbewirtschaftung in Frage kommen.

Wasserkrafterzeugung

Die an einem Speicher erzeugte Wasserkraft ist eine Funktion aus dem Produkt der Fallhöhe h_f und des Turbinendurchflusses Q_T. Die Zielfunktion lautet also

$$Maximiere\,(Z_1) = \sum_{t=0}^{T} (h_f(t) \cdot Q_T(t)) \tag{6.22}$$

In Gleichung 6.22 werden Aspekte wie Spitzenstromerzeugung und Turbinenwirkungsgrad nicht berücksichtigt. Um diese sinnvoll zu berücksichtigen wären Simulationszeitschrittweiten von 1 Stunde oder weniger erforderlich.

Wasserversorgungssicherheit

Die Wasserversorgungssicherheit ist eine Funktion der Speicherfüllstandsverteilung. Eine erhöhte Wahrscheinlichkeit von hohen Füllständen wird als positiv für das Ziel der Maximierung der Wasserversorgungssicherheit bewertet.

Eine mögliche Zielfunktion für die Wasserversorgungssicherheit lautet:

$$Minimiere\,(Z_2) = \sum_{t=0}^{T} \begin{cases} (S_Z - S(t)), & S(t) < S_Z \\ 0, & S(t) \geq S_Z \end{cases} \tag{6.23}$$

In Gleichung 6.23 wird die Summe der Differenzen des aktuellen Speichervolumens (`S(t)`) zum Stauziel (S_Z) gebildet, und diese dann minimiert. In anderen Worten: der Speicherfüllstand soll so selten und so wenig wie möglich unterhalb des Stauziels liegen.

Es ist auch denkbar, eine Zielfunktion zu formulieren, die auf Basis von Wahrscheinlichkeiten von verschiedenen Speicherfüllständen arbeitet.

Hochwasserschutz

Der langfristige Speicherbetrieb hat maßgeblichen Einfluss auf die Speicherfüllstandsverteilung und damit auf den Speicherfüllstand bei Beginn eines Hochwasserereignisses. Statistisch gesehen gibt es innerhalb eines Jahres Zeiträume, in denen Hochwasserereignisse wahrscheinlicher sind als in anderen (z.B. Frühjahrshochwasser). Der zeitliche Verlauf des Hochwasserschutzraums einer Talsperre trägt dem meist Rechnung, in dem der freizuhaltende Hochwasserschutzraum zu diesen Zeiten größer ist als sonst. Die in einem solchen Verlauf steckenden Informationen können für eine Zielfunktion genutzt werden, indem man die Freihaltung des bereits vorgegebenen Hochwasserschutzraums als Ziel deklariert. In diesem Fall lautet die Zielfunktion

$$Minimiere\,(Z_3) = \sum_{t=0}^{T} \begin{cases} (S(t) - S_Z), & S(t) > S_Z \\ 0, & S(t) \leq S_Z \end{cases} \tag{6.24}$$

In Gleichung 6.24 wird die Summe der Differenzen des aktuellen Speichervolumens (`S(t)`) zum Stauziel (S_Z) gebildet, und diese dann minimiert. In anderen Worten: der Speicherfüllstand soll so selten und so wenig wie möglich oberhalb des Stauziels (d.h. im Hochwasserschutzraum) liegen.

Alternativ dazu kann man auch nur den Endeffekt des Hochwasserschutzes betrachten, nämlich die Dämpfung der Hochwasserwellen durch den Speicher. Hierzu nimmt man den maximalen Abfluss, der im Unterlauf auftritt und definiert als Ziel, dass dieser minimiert werden soll. Dieser Ansatz kann jedoch nur diejenigen Hochwasserereignisse berücksichtigen, die auch tatsächlich simuliert werden, d.h. beispielsweise in der verwendeten Zuflussganglinie enthalten sind. Extreme Hochwasser, wie sie zur Bemessung eines Hochwasserschutzraums herangezogen werden, sind dort jedoch meist nicht enthalten.

Hydrologische Veränderung

Die durch eine Talsperre verursachte hydrologische Veränderung lässt sich mithilfe der Indicators of Hydrologic Alteration (IHA, siehe Abschnitt 5.2) quantifizieren. Hierzu wird die hydrologische Veränderung für den Talsperrenunterlauf (modifiziertes Regime) im Vergleich zu einem 'natürlichen' Abflussregime (gemessener Talsperrenzufluss oder simulierter natürlicher Zufluss) berechnet. Zu beachten ist hierbei, dass beide Zeitreihen mindestens 20 Jahre lang oder länger sind (The Nature Conservancy, 2007).

Maßgebend für die Optimierung ist die hydrologische Veränderung in der mittleren RVA Kategorie.

Die Zielfunktion für die Hydrologische Veränderung (HA) muss folgende Bedingungen erfüllen:

- Der beste Zielfunktionswert wird erreicht, wenn HA = 0.
- Wenn HA <> 0 ist, verschlechtert sich der Qualitätswert, egal ob HA positiv oder negativ ist.

Dies wird durch eine normalverteilte Funktion $g_n(HA)$ erreicht, mit $g_n(HA = 0) = 1$. Der (in der Optimierung zu minimierende) Zielfunktionswert berechnet sich dann wie folgt

$$Minimiere(Z_4) = f_n(HA) = 1 - g_n(HA) \tag{6.25}$$

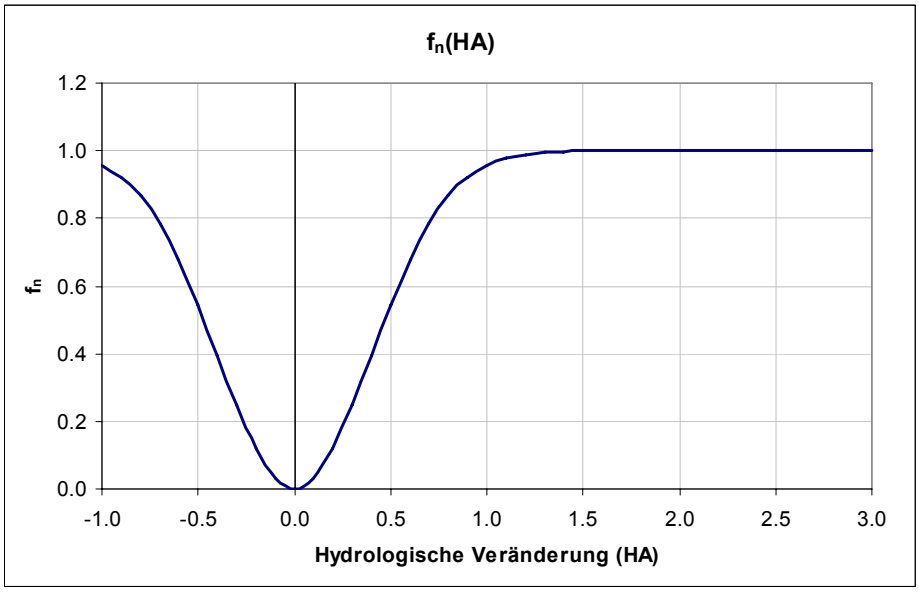

Abbildung 6.33: Zielfunktion für die hydrologische Veränderung (HA)

Zwar erlaubt der genutzte Optimierungsalgorithmus MOES (Muschalla, 2006) "theoretisch beliebig viele Zielfunktionen", doch wäre eine Optimierung jedes einzelnen der 33 IHA Parameter praktisch zu zeit- und ressourcenintensiv. Aus diesem Grund werden die berechneten Zielfunktionswerte über alle IHA Parameter gemittelt, um so einen einzigen Zielfunktionswert für die hydrologische Veränderung zu erhalten.

Wenn jedoch beispielsweise durch ökologische Untersuchungen festgestellt wurde, dass an einem Gewässerlauf bestimmte hydrologische Parameter Defizite im Vergleich zum Leitbild aufweisen, ist es sinnvoll, die Optimierung auf eben diese Parameter zu beschränken, um so gezielter optimieren, und damit bessere Ergebnisse für die gewählten Parameter erzielen zu können.

6.10. Fallstudien

Die in der vorliegenden Forschungsarbeit entwickelten Methoden und Werkzeuge wurden anhand verschiedener Fallstudien getestet.

Der Projektpartner TU Dresden untersuchte die Einzugsgebiete der Weißeritz und der Müglitz bzw. Teile davon. Beide Einzugsgebiete liegen im Osterzgebirge im Freistaat Sachsen.

Im Abschnitt 6.10.1 wird auf das im Einzugsgebiet der Weißeritz liegende Talsperrensystem Klingenberg/Lehnmühle und Malter eingegangen. Weiterführende Angaben zu den Fallstudien findet man in Pohl et al. 2009.

Der Projektpartner der TU Darmstadt wendete das Verfahren im Einzugsgebiet der Oleftalsperre an der Oberen Rur an. Darauf wird in Abschnitt 6.10.2 näher eingegangen.

6.10.1. Stauanlagensystem Lehnmühle/Klingenberg und Malter

In Abbildung 6.34 ist das Einzugsgebiet der Weißeritz und seine Lage innerhalb Deutschlands dargestellt.

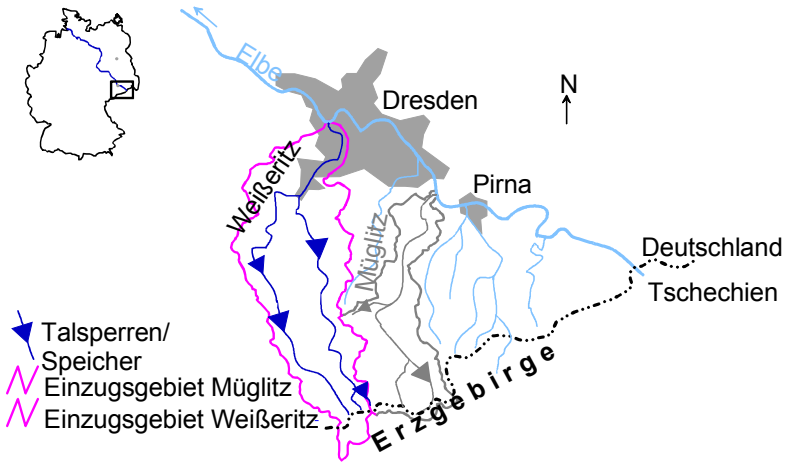

Abbildung 6.34: Lage des Einzugsgebietes der Weißeritz.

Das betrachtete Einzugsgebiet der Weißeritz setzt sich aus den Teileinzugsgebieten der Wilden Weißeritz, der Roten Weißeritz und der Vereinigten Weißeritz zusammen. Sowohl die Rote als auch die Wilde Weißeritz entspringen in der Nähe des Osterzgebirgskamms bei Altenberg.

Lage des Einzugsgebietes

Die Rote Weißeritz beginnt im Stauanlagensystem Altenberg, das aus der Stauanlage Großer Galgenteich und dem Speicher Altenberg besteht. Das 6,64 km² große Einzugsgebiet des Stauanlagensystems Altenberg wird separat betrachtet. An der Roten Weißeritz befindet sich unterhalb der Kreisstadt Dippoldiswalde die Talsperre Malter für den Hochwasserschutz, zur Brauchwasser- und Energiegewinnung sowie zur Erholung. Zwischen Malter und Freital durchfließt die Rote Weißeritz den Rabenauer Grund und vereinigt sich nach 35 km bei Freital-Coßmannsdorf mit der Wilden Weißeritz zur Vereinigten Weißeritz.

Tabelle 6.6: Einzugsgebietsgröße, Flusslänge und Gebietshöhen der Weißeritz und der Müglitz (LfUG 2004).

Einzugsgebiet	Größe [km²]	Flusslänge [km]	Gebietshöhe [m ü. NN]	
			max.	min.
Weißeritz (gesamt)	384	102,5	905	105
Wilde Weißeritz	163	52,9	905	185
Rote Weißeritz	154	35,4	905	185
Vereinigte Weißeritz	67	14,2	185	105

Etwa 5 km² des Quellgebietes der Wilden Weißeritz befinden sich auf dem Gebiet Tschechiens. Die Wilde Weißeritz wird in den Talsperren Klingenberg und Lehnmühle für die Trinkwassergewinnung aufgestaut. Sie passiert die Ortschaften Klingenberg, Dorfhain und Tharandt und vereinigt sich nach ca. 51 km mit der Roten Weißeritz.

Tabelle 6.7: Gewässerkundliche Hauptzahlen an ausgewählten Pegeln des betrachteten Einzugsgebietes (http://www.umwelt.sachsen.de/de/wu/umwelt/lfug/lfug-internet/wasser _15404.html, Stand 2008).

Pegel (Gewässer)	Reihe	MQ [m³/s]	MHQ [m³/s]	HHQ[1] [m³/s]
Ammelsdorf (Wilde Weißeritz)	1931 bis 2006	0,96	13,3	120
Dippoldiswalde 1+3 (Rote Weißeritz)	1915 bis 2006	1,14	18,5	193

[1] Das höchste Hochwasser trat an beiden Pegeln am 13.08.2002 ein.

Die Vereinigte Weißeritz fließt weiter durch Freital und den Plaunschen Grund, passiert in einem 1890-93 angelegten künstlichen Bett die Dresdner Stadtteile Löbtau, Cotta und Friedrichstadt und mündet in die Elbe.

Die gewässerkundlichen Hauptzahlen für ausgewählte Pegel der Weißeritz in Tabelle 6.7 zeigen das sehr ungünstige Verhältnis (großer Unterschied) zwischen Mittelwasserabfluss und Hochwasserabfluss, wie es für Mittelgebirgsflüsse charakteristisch ist.

Morphologie und Geologie

Das Erzgebirge ist die im Tertiär aufgestellte Pultscholle des zuvor im Rotliegenden bis zur welligen Rumpffläche verwitterten Variskischen Gebirges. Diese Pultscholle steigt allmählich von Nord und Nordwest an und bricht im Süden (Böhmen) steil zum Egergraben (Ohre) ab. Dahinter befindet sich das böhmische Becken.

Im Erzgebirge herrschen Metamorphite des Mesozoikums vor. Im Osterzgebirge überwiegen die grauen Biotitgneise. Diese metamorphen Gesteine sind von Vulkanitstöcken durchbrochen. Deren Granite und Rhyolithe bilden Bergkuppen, die die Hochfläche überragen. Ein Beispiel ist der Kahleberg im Quellgebiet der Weißeritz und der Müglitz, der mit 905 m ü. NN größten Erhebung im Osterzgebirge.

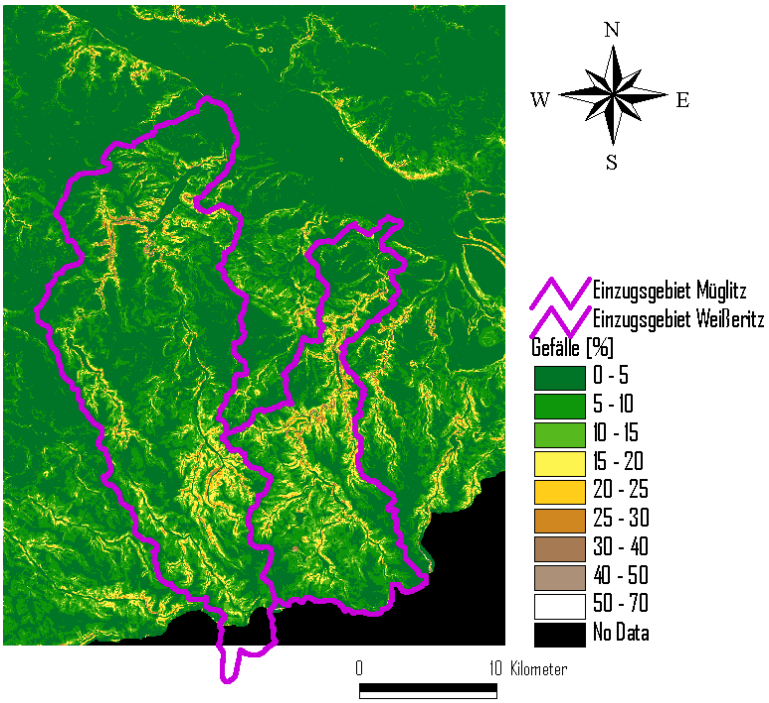

Abbildung 6.35: Gefälleverteilung im Einzugsgebiet der Weißeritz und der Müglitz.

Das Osterzgebirge zeigt in seinen unteren und mittleren Lagen, bedingt durch geologische Störungen in der Nähe zum Elbtal und die unterschiedlich starke Verwitterung der harten Granite, Porphyrite und Basalte im weicheren Gneis, eine starke Reliefgliederung.

Die Weißeritz grub sich bis zu 100 m tief in die weicheren Gneisschichten ein. Das Hochlagenplateau des Osterzgebirges zeigt dagegen sanftere Reliefformen. Diese geologisch bedingte starke Gliederung des Erzgebirges übt einen großen Einfluss auf das kleinräumige Wettergeschehen aus.

Klima

Das Osterzgebirge befindet sich in der für Mitteleuropa ausgewiesenen gemäßigten Klimazone und ist kontinental beeinflusst. Das Untersuchungsgebiet lässt sich in drei verschiedene phänomenologische Naturräume einteilen.

Oberhalb von 650 m ü. NN befindet sich das obere Osterzgebirge mit kühlem Gebirgsklima. Unterhalb von 650 m ü. NN befindet sich das untere Osterzgebirge mit gemäßigten Gebirgsklima und das Dresdner Elbtalgebiet lässt sich dem sächsische Hügelland zuordnen. Dabei herrscht speziell im Elbtal ein mildes Klima.

Tabelle 6.8: Einteilung der phänomenologischen Naturräume.

phänomenologische Naturräume	**Jahresmitteltemperatur [°C]**	**Jahresniederschlagshöhe [mm]**
oberes Osterzgebirge	4,0 - 5,5	950 - 1050
unteres Osterzgebirge	6,1 - 7,7	730 - 1000
Elbtal (sächsisches Hügelland)	9,1	600 - 640

Die von Nordwest nach Südost ansteigende Pultscholle des Gebirges, die ein lang anhaltendes Abregnen als Stauregen bei West- und Nordwestwetterlagen ermöglicht, ruft eine im Vergleich zum Tiefland fast doppelt so hohe Niederschlagshöhe und oft eine mächtige und in vielen Wintern bis in den April anhaltende Schneedecke hervor. Neben den Föhnwinden können auch Fallwinde, z. B. der so genannte Böhmische Wind, bei besonderen Südwetterlagen auftreten.

Besonders ungünstig wirken sich Troglagen mit Vb-Zugbahnen aus. Dabei kommt es an der Südseite des Erzgebirges zu Stau und einer orographischen Hebung, die die Niederschläge

verstärken. Solch eine Wetterlage war im August 2002 wie zuvor schon 1897, 1927, 1957 und 1958 Ursache für Hochwasser.

Boden

Als eine erste Datengrundlage für die Identifizierung der Bodentypen diente die Bodenübersichtskarte der Bundesrepublik Deutschland 1:1.000.000 (BÜK 1000) der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR), auf die interaktive zugegriffen werden kann (www.bgr.bund.de).

In den oberen Lagen des Untersuchungsgebietes herrschen Podsol-Braunerden aus sauren magmatischen und metamorphen Gestein vor. Aus dem gleichen Gestein bildeten sich in den Tälern der Wilden und Roten Weißeritz nördlich der Linie Talsperre Lehnmühle - Schmiedeberg Braunerden.

In den mittleren Lagen dominiert außerhalb der Weißeritztäler Braunerde und Braunerde-Pseudogley aus lößvermischten Verwitterungsprodukten und sauren bis intermediären magmatischen Gesteinen. Im Gebiet um die Talsperre Lehnmühle findet sich Braunerde/Podsol-Braunerde aus harten Ton- und Schluffschiefern.

An der Grenze zum sächsischen Lösshügelland finden sich Parabraunerde und Braunerde-Pseudogley aus lößvermischten Verwitterungsprodukten verschiedener Silikatgesteine vor bzw. aus Löß oder Lößlehm. Der Talboden im unmittelbaren Bereich der Vereinigten Weißeritz ist durch Auenboden und Gley aus sandigen bis tonigen Flusssedimenten geprägt.

Nach der Bodenübersichtskarte 1: 400.000 (BÜK 400 von 1993) des Freistaates Sachsens lässt sich der Oberboden der Podsol-Braunerden als steinig-grusiger Sand bis schwach lehmiger, z. T. schluffiger Sand und der Unterboden als lehmig-sandiger Schutt und grusig-sandig bis grobstückig verwittertes Gestein beschreiben. Der Großteil der Fläche des Untersuchungsgebietes bis zum Beginn Vereinigte Weißeritz weist im Oberboden vorwiegend sandigen Lehm und teilweise Lehm bis schluffiger Lehm und im Unterboden lehmigen bis sandigen Schutt und sandig-grusig bis grobstückig verwittertes Gestein auf. Im Bereich der Vereinigten Weißeritz besteht der Oberboden aus schluffig-tonigen Lehm bis stark kiesigen, sandigen Lehm und der Unterboden aus tonigen oder kiesigsandigen Verwitterungsmaterial.

Landnutzung

Im südlichen höher gelegenen Teil des Untersuchungsgebietes befinden sich größere Waldgebiete und zahlreiche Grünlandnutzungen.

Im Einzugsgebiet der Weißeritz gibt es im Bereich der Talsperren der Wilden Weißeritz, des Tharandter Waldes und der Dippoldiswalder Heide weitere Waldgebiete. Im mittleren Teil dominieren landwirtschaftliche Nutzungen das Gebiet, die in den Tälern häufig durch Siedlungsflächen unterbrochen werden. Im nördlichen tiefer gelegenen Gebiet, vor allem in Freital und Dresden ist die Landnutzung durch Siedlungsstrukturen geprägt (Abbildung 6.36).

Der Anteil der tatsächlich versiegelten Fläche an der Siedlungs- und Verkehrsfläche macht nach neueren Schätzungen mehr als 45 % aus (Umwelt 2001).

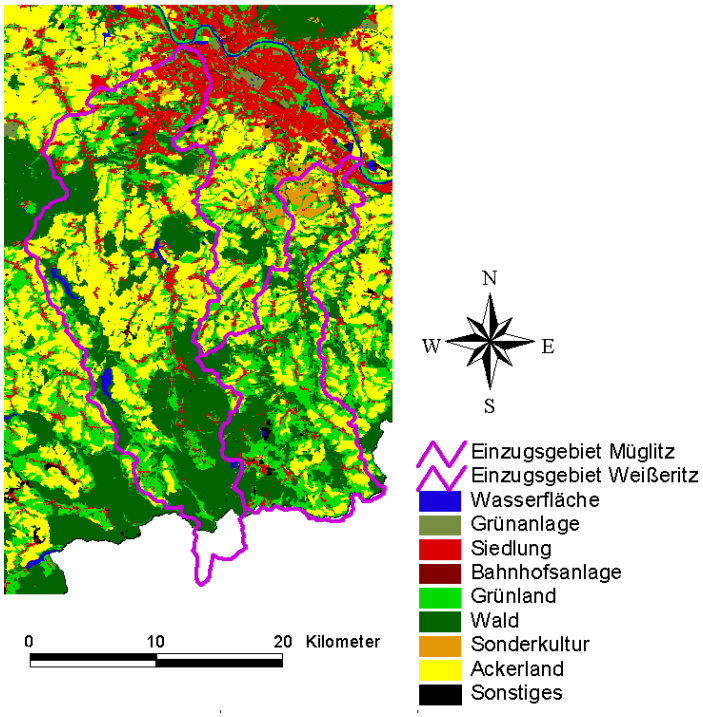

Abbildung 6.36: Landnutzungen und deren Verteilung in den Einzugsgebieten der Weißeritz und der Müglitz.

Hydrologische Prozesse im Einzugsgebiet

Die hydrologischen Prozesse, die in einem Einzugsgebiet dominieren, hängen unter anderem stark von den Gebietseigenschaften ab.

Durch die überwiegend sandig-lehmigen Böden mit ihren geringen Wasserleitfähigkeiten, die auf relativ undurchlässigen magmatischen und metamorphen Grundgesteinen liegen, und der großen Hangneigungen, dominieren vor allem in den mittleren und oberen Lagen der betrachteten Einzugsgebiete laterale Abflussprozesse am Hang, die relativ schnell ansteigende Hochwasserwellen zur Folge haben. Die zerklüfteten Gneisfelsen führen nur wenig Wasser, da die Klüfte tonig verschmiert sind.

Die darüberliegenden Verwitterungsdecken haben ein nur geringes Wasserspeichervermögen und bilden keinen Grundwasserleiter, in dem eine gesättigte Filterströmung auftreten könnte (Lauterbach 2000).

Beschreibung der Talsperren

Die **Talsperre Lehnmühle** wurde in den Jahren von 1926 bis 1931 im Tal der Wilden Weißeritz als Bruchsteingewichtsstaumauer mit gerader Achse erbaut (Abbildung 6.37). Am linken Hang wird die Mauer als Erdschüttdamm mit Betonkerndichtung fortgesetzt.

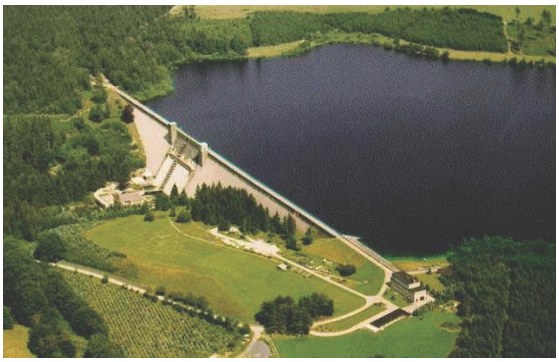

Abbildung 6.37: Schwergewichtsmauern der Talsperre Lehnmühle (Foto: LTV).

Abbildung 6.38: Hochwasserüberfall der TS Lehnmühle.

Zu den Betriebseinrichtungen der Talsperre gehören die Hochwasserentlastungsanlage und die beiden Grundablässe.

Tabelle 6.9: Angaben zum Absperrbauwerk der Talsperre Lehnmühle.

Kenngröße	**Abmessung**
OK Mauerkrone	525,60 m ü NN
UK Brücke über die HWE	524,75 m ü NN
OK Überfall	523,84 m ü NN
Nettoüberfallbreite (ohne Pfeiler)	11 · 2,73 m
Entwurfsüberfallhöhe	0,6 m
Bemessungsabfluss	94,2 m³/s
Kronenlänge	520,00 m
Rauheit der Wasserseite	k_R = 0,9 (geschätzt für Bruchsteinmauerwerk)
Neigung der Wasserseite	m = cot α = 0,1

Die Hochwasserentlastungsanlage besteht aus einem rundkronigen Überfall, der durch Pfeiler unterbrochen wird. Der Überfall wird nach oben durch eine Brücke begrenzt. Die Öffnungen zwischen den Pfeilern, deren obere Begrenzung als Bogen gestaltet ist (vgl. Abbildung 6.38), besitzen eine maximale Öffnungsweite von 0,91 m.

Tabelle 6.10: Stauraumaufteilung der Talsperre Lehnmühle nach DIN 19700 (LTV 2005).

Stauraum [hm³]		**Stand 1997**	**Stand Nov. 2005**
I_R	(ganzjährig)	2,5	2,5
I_B	(Jul. – Feb.)	17,30	11,2
	(Mrz. – Jun.)	17,81	11,2
I_{GHR}	(Jul. – Feb.)	2,06	7,01
	(Mrz. – Jun.)	1,55	7,01
I_{AHR}	(ganzjährig)	1,21	1,21
I_{Summe}		23,07	23,13

Die beiden Grundablässe haben einen Rohrdurchmesser NW 1000. Der maximale Durchfluss der Grundablässe beträgt Q = 15 m³/s und der Einlauf liegt in einer Höhe von z_E = 482,00 m ü. NN.

Die **Talsperre Klingenberg** wurde von 1908 bis 1914 im Tal der Wilden Weißeritz als Bruchsteingewichtsstaumauer mit gekrümmter Achse errichtet. Auf der Wasserseite erhielt die Mauer eine Dichtung aus Preolitanstrichen, die mit einem Schutzmantel gesichert wurde.

Die Talsperre dient als Trinkwasserspeicher für die Versorgung der Städte Dresden und Freital, dem Hochwasserschutz und der Elektronenergieerzeugung. Unweit des luftseitigen Mauerfußes befinden sich das Wasserwerk und eine Wasseraufbereitungsanlage.

Tabelle 6.11: Stauraumaufteilung Talsperre Klingenberg nach DIN 19700 (LTV 2005).

Stauraum [hm³]		**Stand 1997**	**Stand Nov. 2005**
I_R	(ganzjährig)	2,0	2,0
I_B	(Jul. – Feb.)	12,42	12,37
	(Mrz. – Jun.)	13,42	12,37
I_{GHR}	(Jul. – Feb.)	1,96	2,01
	(Mrz. – Jun.)	0,96	2,01
I_{AHR}	(ganzjährig)	1,11	1,11
I_{gesamt}		17,49	17,49

Zur Talsperre gehören eine Vorsperre im Zulauf der Wilden Weißeritz sowie die Vorbecken Hennersdorf und Röthenbach. Die Bewirtschaftung der Talsperre Klingenberg erfolgt im engen Verbund mit der etwa 9 km oberhalb gelegenen Talsperre Lehnmühle. Das Gesamteinzugsgebiet beträgt 89,4 km² (davon 12,3 km² in Tschechien). Das Talsperrensystem kann durch Beileitungen von Rohwasser aus der Talsperre Rauschenbach und ggf. auch aus der Talsperre Lichtenberg im mittleren Erzgebirge gestützt werden.

Die Talsperre verfügt über eine Hochwasserentlastungsanlage, die als Überfall mit anschließender Kaskade ausgebildet ist, einen Grundablass, eine Kraftwerksleitung und eine zusätzliche Entnahmeleitung. Der Grundablass mit einer Nennweite NW 1100 kann maximale 12 m³/s abführen. Sein Einlauf liegt in einer Höhe von 360,2 m ü.NN. Für die Kraftwerksleitung gleicher Nennweite und Einlaufhöhe wird der maximale Durchfluss mit 5,2 m³/s angegeben. Über die zusätzliche Entnahmeleitung können bis zu 6 m³/s durchgeleitet werden.

Abbildung 6.39: Schwergewichtsmauern der Talsperre Klingenberg (Foto: LTV).

Die Hochwasserentlastungsanlage besteht aus einer Überfallschwelle (B = 48 m) mit anschließender Sammelrinne und einer Kaskade zur Energieumwandlung. Der Bemessungsabfluss wird mit 86 m³/s angegeben (Sieber 1992).

Tabelle 6.12: Angaben zum Absperrbauwerk der Talsperre Klingenberg.

Kenngröße	Abmessung
OK Mauerkrone	394,00 m ü NN
OK Brüstung auf der Mauerkrone	395,00 m ü NN
UK Brücke über die HWE	524,75 m ü NN
OK Überfall	523,84 m ü NN
Kronenlänge	310,0 m
Kronenbreite	6,2 m
Rauheit der Wasserseite	k_R = 0,9 (geschätzt für Bruchsteinmauerwerk)
Neigung der Wasserseite	m = cot α = 0,1

Der Grundablass besteht aus einer Rohrleitung NW 1100 mit einer Leistung von 12 m³/s. Die parallel verlaufende Kraftwerks-/Trinkwasserleitung NW 1100 kann entsprechend der Schluckfähigkeit der Turbinen 5,2 m³/s ableiten und führt über etwa 20 km weiter zum Wasserwerk Dresden-Coschütz. Über eine weitere Entnahmeleitung NW 800 ist ebenfalls eine Entlastung möglich.

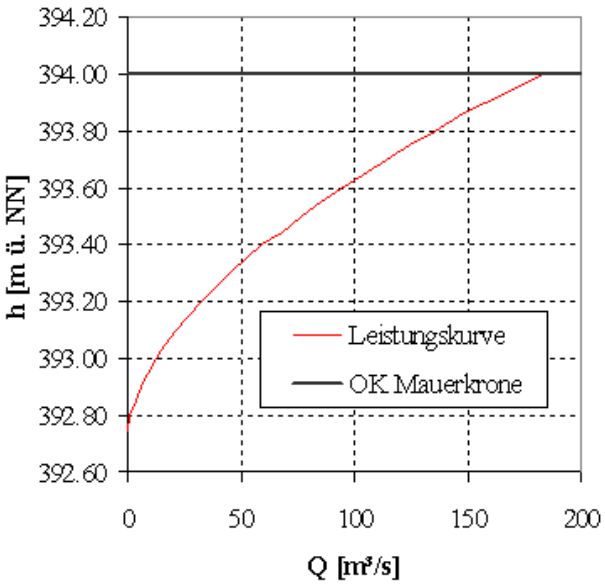

Abbildung 6.40: Überfallcharakteristik der HWE an der Talsperre Klingenberg.

Die **Talsperre Malter** liegt im Tal der Roten Weißeritz oberhalb von Rabenau südlich von Dresden und dient der Trinkwasserbereitstellung für die Region Freital und die Landeshauptstadt sowie dem Hochwasserschutz. Darüber hinaus ist sie ein wichtiger Ort der Naherholung. Zusätzlich wird Elektroenergie erzeugt. Die Bauzeit dauerte von 1908 bis 1913.

Das Absperrbauwerk wird von einer Gewichtsstaumauer aus Bruchsteinmauerwerk mit gekrümmter Achse gebildet. Die 6,10 m breite Mauerkrone erstreckt sich über eine Länge von 193 m und liegt 34 m über der Gründungs- bzw. 26,80 m über der Talsohle. Das entspricht einer Höhe von 335,0 m ü.NN. Der vorhandene Stauraum umfasst ein Volumen von 8.780.000 m³. Das Gesamteinzugsgebiet der Talsperre, der die Rote Weißeritz zufließt, ist 104,6 km² groß. In Tabelle 6.13 ist die Stauraumaufteilung der Talsperre Malter aufgeführt.

Abbildung 6.41: Luftbild der Talsperre Malter mit Blick in Richtung Staumauer (Foto: www.wikipedia.de).

Tabelle 6.13: Stauraumaufteilung der TS Malter nach DIN 19700 (LTV 2005).

Stauraum [hm³]	Stand 1999	Stand Nov. 2005
I_R	0,60	0,60
I_B	5,90	3,84
I_{GHR}	2,28	4,34
I_{AHR}	1,93	1,93
I_{Summe}	10,72	10,72

Zur Talsperre gehört eine Vorsperre im Zulauf der Roten Weißeritz. Die Vorsperre ist als homogener Erddamm ausgebildet. Die Dammkrone liegt auf 325,14 m HN. Der Damm hat eine Höhe über der Gründungssohle von 8,9 m und eine Höhe über der Talsohle von 8,4 m. Die Kronenlänge beträgt 75,0 m und die Kronenbreite 6,0 m.

Während des Augusthochwassers 2002 wurde auch die Talsperre Malter stark beansprucht. Für die Talsperre Malter wurde eine Zuflussspitze von 230 m³/s ermittelt, was 160 % des bis dahin geltenden maximalen Zuflusses für das HQ_{1000} und 115 % des damaligen HQ_{10000} entsprach.

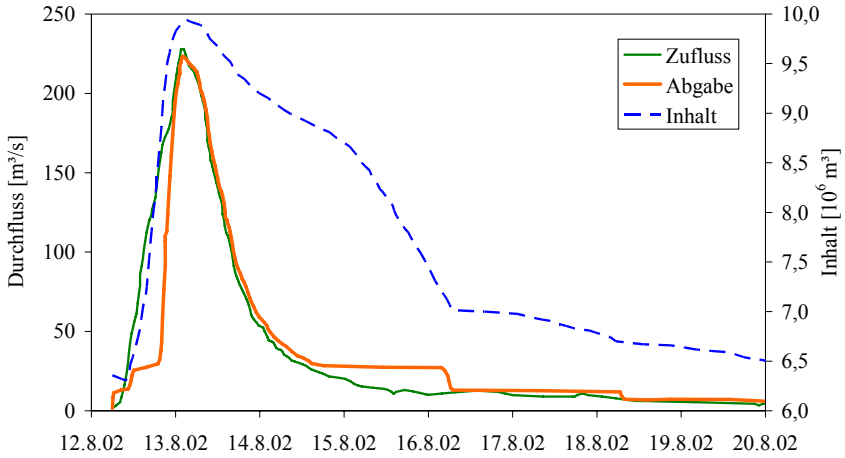

Abbildung 6.42: Die Zufluss- und Abgabeganglinie sowie der Beckeninhalt der Talsperre Malter während des Augusthochwassers 2002 (nach LfUG 2002).

In Abbildung 6.42 sind die Ganglinien des Zuflusses, des Abflusses und des Speicherinhaltes der Talsperre Malter in der Zeit des Augusthochwassers dargestellt. Deutlich ist zu erkennen, dass der Hochwasserrückhalteraum in relativ kurzer Zeit und noch vor Erreichen des Scheitels ausgeschöpft war und sich die Abflussganglinie damit der Zuflussganglinie anglich.

Mögliche Flutungspolder

Das enge Tal der Weißeritz besitzt kaum natürliche Retentionsflächen. Bei einem großen Hochwasser fließt das Wasser über die gesamte Talbreite ab. Aufweitungen des Tales sind zumeist bebaut, so dass diese nicht für die Errichtung von Rückhalteflächen genutzt werden können. Um dennoch die in der vorliegenden Forschungsarbeit erarbeiteten Methoden und Werkzeuge auch anhand eines Polders testen zu können, wurde für das Weißeritz-Modell ein fiktiver Polder eingerichtet.

Mit Hilfe des r.mapcalc-Modules in GRASS6.0 wurden potenzielle Polderflächen an der Weißeritz ermittelt. Grundlage bildet das DTM, das an den Randbereichen durch das DGM25 ergänzt wurde. Es wurden sukzessive Karten herausgeschnitten, die dasjenige Gelände darstellen, das eine maximale Höhendifferenz von zwei Meter aufweist, d. h. alle Höhenpunkte, die z. B. zwischen 163 m ü. NN und 165 m ü. NN lagen, wurden dargestellt und wären z. B. durch einen bis zu maximal zwei Meter hohen Deich zu umschließen. Anschließend wurde die Größe der potentiellen Polderfläche bestimmt.

Damit konnte ca. 3,1 km unterhalb der Vereinigung von Roter und Wilder Weißeritz eine mögliche Polderfläche von ca. 0,25 km² identifiziert werden (vgl. Abbildung 6.43). Durch Abgraben dieser Fläche auf 163 m ü. NN und Errichten eines Deiches um diese Fläche mit einer Oberkante bei mindestens 165 m ü. NN könnte ein potentielles Poldervolumen von ca. 0,5 Mio. m³ gewonnen werden.

Die Wasserspiegellagen im Bereich des identifizierten Polders betragen bei extremen Ereignissen bis zu 167 m ü. NN (166,7 m ü. NN bei Q = 500 m³/s). Diese hohen Wasserspiegellagen sind vor allem auch auf den Rückstau einer Brücke unterhalb zurückzuführen. Bei Festlegung der Deichhöhe des hypothetischen Polders auf 167 m ü. NN und unter Annahme einer ebenen Grundfläche von 0,25 km² bei einer Höhe von 163 m ü. NN ergibt sich ein Poldervolumen von 1 Mio. m³. Daraus ergibt sich eine lineare Zunahme des Wasservolumens mit steigendem Wasserspiegel im Polder.

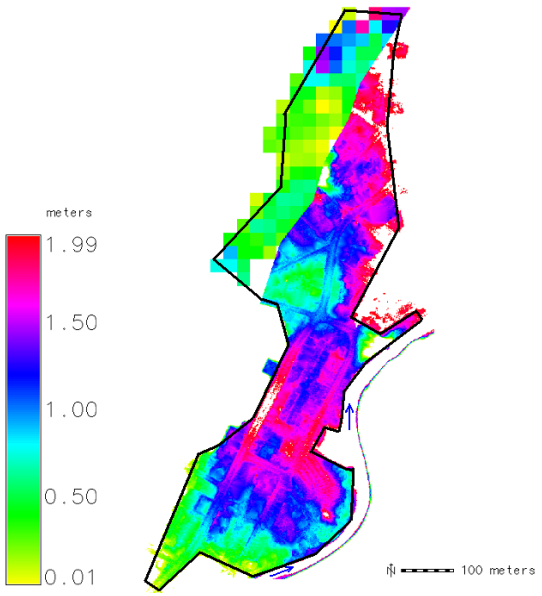

Abbildung 6.43: Potenzielle Polderflächen an der Vereinigten Weißeritz (Fläche ~ 0,25 km², Sohle bei 163 m ü. NN, Legende: Höhe über Sohle).

Modellaufbau für das Einzugsgebiet der Weißeritz

Das gesamte Einzugsgebiet wurde in 64 Teileinzuggebiete eingeteilt (Abbildung 6.44). Die Teileinzugsgebiete sind bis zu 16 km² groß und haben eine durchschnittliche Größe von 0,6 km².

Für die Berechnung des abflusswirksamen Niederschlages wird zunächst das SCS-Verfahren verwendet. Nach Angaben der Bodenübersichtskarte BÜK 400 wurden die im Einzugsgebiet der Weißeritz vorherrschenden Bodentypen dem Bodentyp C zugeordnet und der

CN-Wert abhängig von der Landnutzung anteilig ermittelt. Die Speicherkonstanten wurden zunächst aus den Gebietsdaten berechnet und sind Bestandteil der Kalibrierung.

Die Fließgewässer wurden in Abschnitte eingeteilt, deren Identifizierung auf Basis der Charakteristik der Flussquerprofile und aus der Aufteilung der Teileinzugsgebiete erfolgte. Es wurde jeder Transportstrecke die Länge, ein charakteristisches Profil, ein mittleres Sohlgefälle und ein mittlerer Rauheitswert zugewiesen.

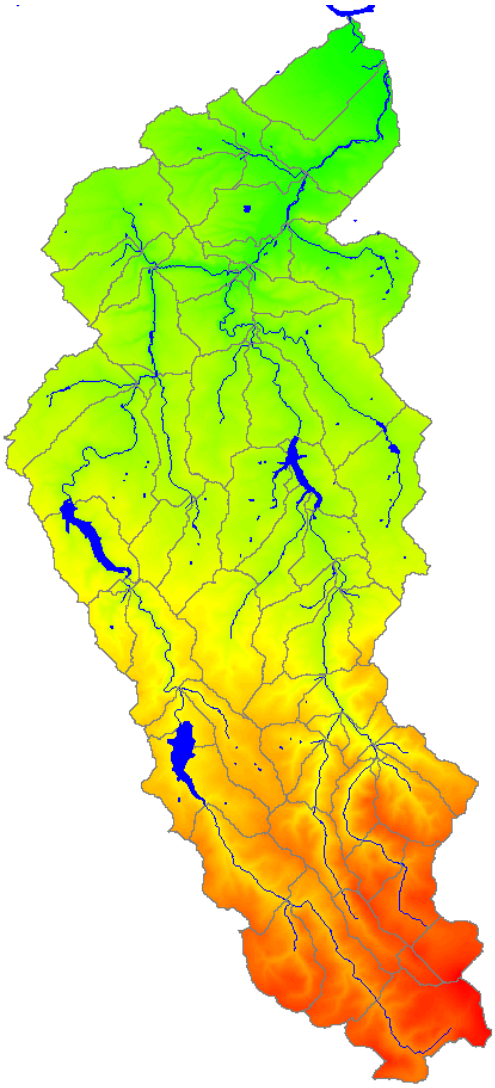

Abbildung 6.44: Teileinzugsgebiete der Weißeritz.

In Tabelle 6.14 sind die für TALSIM benötigten Attribute der Speicher aufgeführt.

Tabelle 6.14: Notwendige Attribute der Talsperren im Einzugsgebiet der Weißeritz für TALSIM (LTV 2005).

Talsperre	Lehnmühle	Klingenberg	Malter
Höhe Krone [müNN]	526,60	394,00	335,00
Inhalt bei Kronenstau [10³ m³]	24400	17490	15400
Höhe HW-Entlastung [müNN]	523,80	392,75	333,00
Inhalt bei Vollstau [10³ m³]	21860	16380	8780
Höhe Sohle [müNN]	486,0	359,0	304,0

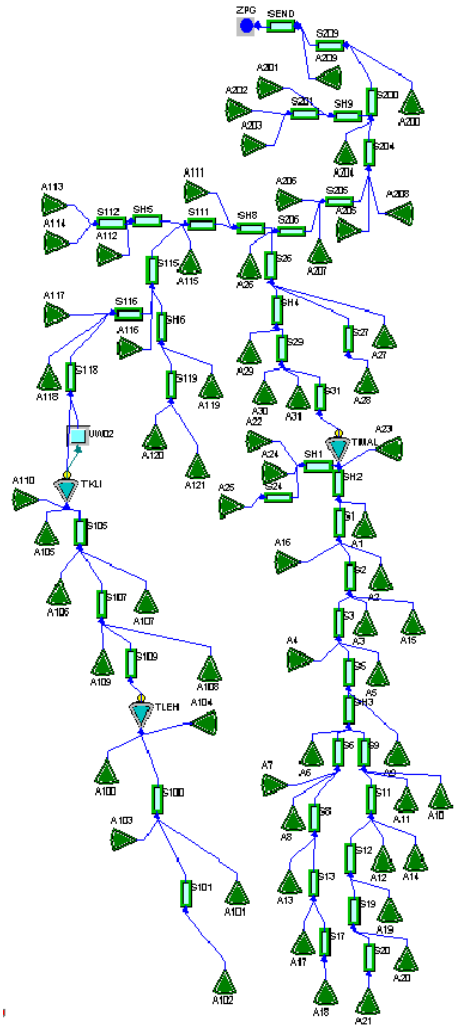

Abbildung 6.45: Systemplan der Weißeritz in TALSIM.

Zusammen ergeben die Transportstrecken, Teileinzugsgebiete und Speicher sowie deren Verbindungen den so genannten Systemplan in TALSIM (Abbildung 6.45).

Für die Bereiche der Fließgewässer wurde ein georeferenziertes hydraulisch-numerisches Modell in HEC-RAS erstellt.

Der Polder an der Vereinigten Weißeritz wird mit Hilfe eines so genannten „Storage Area“ in HEC-RAS modelliert (Abbildung 6.46). Für den Zufluss zum Polder wurde eine Wehr mit einer Breite von b = 20 m eingefügt.

Wenn der Wasserspiegel im Polder den Wasserspiegel im Hauptgerinne übersteigt, kommt es zu einem Rückfließen des Wassers. Die Steuerstrategie des Wehres ist Teil der Untersuchung.

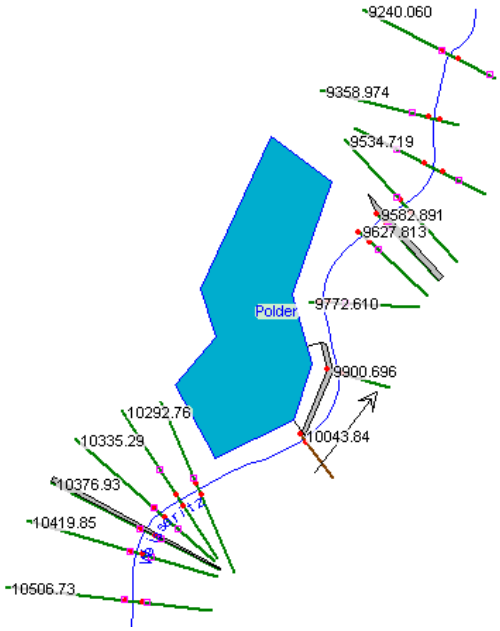

Abbildung 6.46: Links: Hypothetischer Polder modelliert mit HEC-RAS.

Betriebsregeln im Ist-Zustand

Die Angaben zu den Betriebsregeln stammen aus den von der Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen zur Verfügung gestellten Daten (LTV 2005).

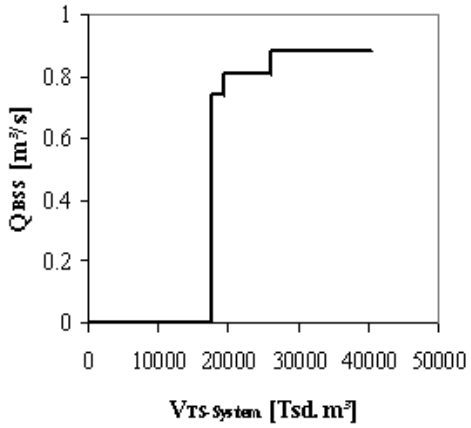

Abbildung 6.47: Abgabefunktion für die Rohwasserabgabe aus der Talsperre Klingenberg in Abhängigkeit vom Gesamtstauinhalt des Talsperrenystems Lehnmühle-Klingenberg (Bspl.: Januar)

Im Talsperrensystem Lehnmühle-Klingenberg müssen Rohwasserabgaben an das Wasserwerk Coschütz (Dresden) berücksichtigt werden (vgl. Abbildung 6.47).

Die Talsperre Lehnmühle weist im Hinblick auf die Wasserabgabe aus dem Talsperrensystem die Funktion einer Vorsperre auf, d. h. das Rohwasser wird nur aus der Talsperre Klingenberg entnommen. Die Talsperrenbewirtschaftung erfolgt dabei nach Bereitstellungsstufen (BSS), die anhand Speicherberechnung nach der Monte-Carlo Methode über 2000 Jahre ermittelt wurden. Bereitstellungsstufen treten in Kraft, wenn monatlich spezifische Grenzwerte der Talsperrenfüllung unterschritten werden.

BSS I: $Q_{A,99\%}$ = 880 l/s

BSS II: $Q_{A,99\%} \cdot 0{,}925$ = 810 l/s

BSS III: $Q_{A,99\%} \cdot 0{,}850$ = 740 l/s

Im Speichersystem Altenberg erfolgt die Rohwasserabgabe aus dem Speicher Altenberg. Da die Talsperre Malter einer intensiven touristischen Nutzung unterliegt, dient diese Stauanlage nicht zur Rohwasserabgabe.

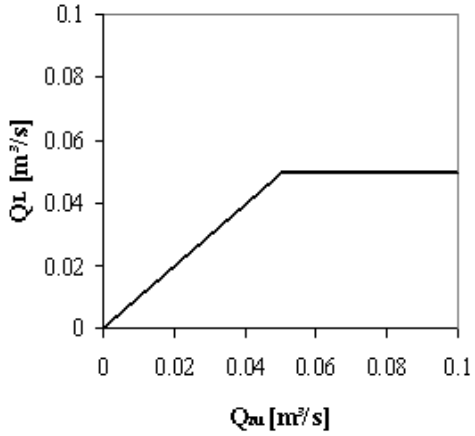

Abbildung 6.48: Abgabefunktion für die landschaftlich notwendigen Mindestabgabe an der Talsperre Klingenberg in Abhängigkeit vom aktuellen Zufluss (Bspl.: Januar).

Die Mindestabgabe Q_L aus den Talsperren gewährleistet den landschaftlich notwendigen Mindestabfluss. Die Mindestabgabe aus der Talsperre Klingenberg ist als Jahresmittelwert zu 50 l/s, aus der Talsperre Lehnmühle zu 30 l/s und aus der Talsperre Malter zu 110 l/s festgelegt und folgt nach den mittleren Anteilen der einzelnen Monate am mittleren Jahreszufluss einer innerjährlichen Verteilung. Diese Pflichtabgabe wird abgegeben, wenn $Q_{zu} > Q_{L,Monat}$. Ist $Q_{zu} < Q_{L,Monat}$ erfolgt die Wildbettabgabe in Höhe des Zuflusses ($Q_{ab} = Q_{zu}$). Die Umsetzung in TALSIM erfolgt anhand einer monatsspezifischen Abgabefunktion (Abbildung 6.48).

In der Wildbettabgabeleitung der Talsperre Malter sind zwei Francis-Turbinen installiert. Sie haben einen Arbeitsbereich zwischen 0,5 und 3,0 m³/s und leisten 540 kW. Die Energiegewinnung stellt eine Nebennutzung der Talsperre Malter dar und ordnet sich den anderen Nutzungen unter.

Ziel der Hochwassersteuerung der Talsperre Malter ist, den schadlosen Abfluss aus der Talsperre in Höhe von 40 m³/s nicht zu überschreiten. Im Folgenden wird die Steueranweisung anhand der nach dem Hochwasser 2002 veränderten Regeln erläutert.

Bei Erreichen bzw. Überschreiten des Stauziels Z_S = 326,50 m ü. NN (Speicherinhalt I = 4.438.200 m³) werden Talsperrenzufluss und Talsperrenabfluss gleichgesetzt. Um diese Steuerstrategie in TALSIM umzusetzen, wurde der aktuelle Zufluss zum Speicherelement mit einer Skalierungskennlinie (Abbildung 6.49) multipliziert.

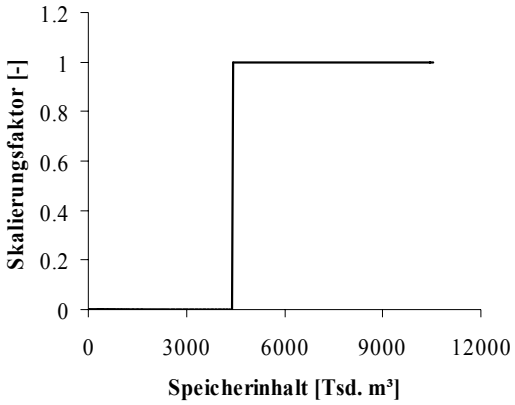

Abbildung 6.49: Skalierungskennlinie zur Freihaltung des Hochwasserschutzraumes an der Talsperre Malter.

Die Abgabe kann dabei maximal die Summe der Abflüsse durch die Betriebsreinrichtungen, bestehend aus einem großen Grundablass, einer Kraftwerksleitung und 3 Umgehungsleitungen, erreichen. Bei einer Staukote von 326,50 m ü. NN (Inhalt I = 4.438.200 m³) beträgt die maximal möglich Abgabe 26 m³/s (Abbildung 6.50).

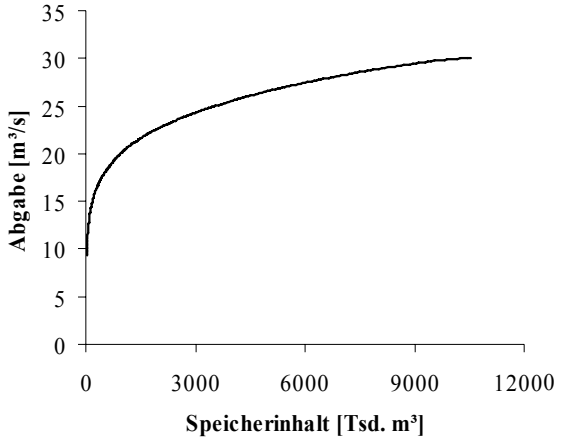

Abbildung 6.50: Leistungskurve der Betriebseinrichtungen der Talsperre Malter (Summe aus Grundablass, Kraftwerksleitung und drei Umgehungsleitungen).

Wird bei andauernden hohen Talsperrenzuflüssen die Staukote 330,40 m ü. NN (Inhalt I = 6.784.500 m³) überschritten, beginnt der Abfluss über die Hochwasserentlastungsanlage (umgelegte Fischbauchklappe) und es treten Abflüsse > 28 m³/s auf.

Ab der Staukote 331,10 m ü. NN (Inhalt I = 7.289.700 m³) und weiter steigenden Beckenwasserständen wird der Abfluss mit der Fischbauchklappe so beeinflusst, dass der gesamte Abfluss unterhalb der Talsperre 40 m³/s nicht überschreitet. Das Aufrichten der Fischbauchklappe ist bis zum Erreichen der höchsten Stellung bei einer Staukote von 333,06 m ü. NN möglich (Inhalt I = 8.863.900 m³).

Die Leistungskennlinien der umgelegten sowie der aufgestellten Fischbauchklappe sind in Abbildung 6.51 dargestellt. Um die sich verändernde Leistungskennlinie der sich aufstellenden Fischbauchklappe in TALSIM zu beschreiben, wurde die Leistungskennlinie der umgelegten Fischbauchklappe mit einer Skalierungskennlinie multipliziert (Abbildung 6.52).

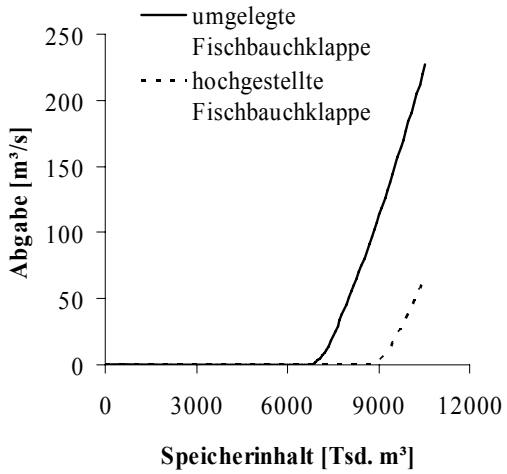

Abbildung 6.51: Leistungskurven der umgelegten und der hochgestellten Fischbauchklappe an der Talsperre Malter.

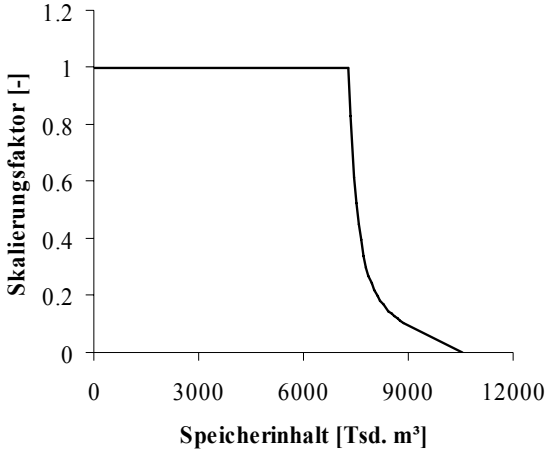

Abbildung 6.52: Skalierungskennlinie für die hochfahrende Fischbauchklappe zur Einhaltung des schadlosen Abflusses an der Talsperre Malter.

Ab einer Staukote 333,00 m ü. NN (I = 8.779.900 m³) beginnt die Hochwasserentlastung über den festen Überfall und ab der Staukote 333,06 m ü. NN (I = 8.863.900 m³) über die vollständig aufgerichtete Fischbauchklappe. Ab dem Erreichen der Staukote 333,20 m ü. NN (I = 8.947.900 m³) wird mit der Reduzierung der Abgabe über die Betriebseinrichtungen begonnen, so dass auch weiterhin die Wildbettabgabe von 40 m³/s nicht überschritten wird. Für die Umsetzung in TALSIM wird die Leistungskennlinie der Betriebseinrichtung (Abbildung 6.50) mit einer Skalierungskennlinie (Abbildung 6.53) multipliziert.

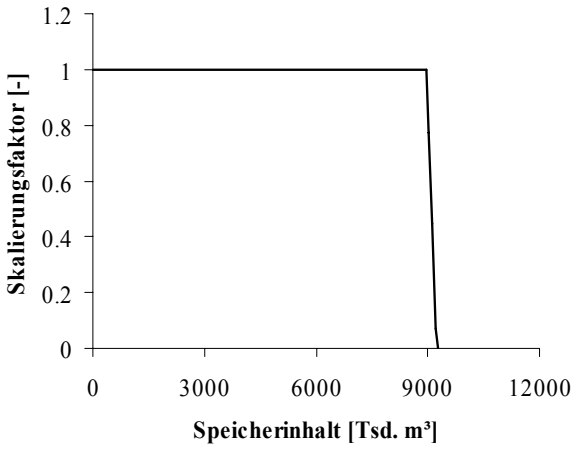

Abbildung 6.53: Skalierungslinie für die Reduzierung der Betriebseinrichtungen an der Talsperre Malter.

Bei einer Staukote 333,50 m ü. NN (I = 9.200.000 m³) werden die Betriebseinrichtungen geschlossen gehalten, so dass ein Abfluss nur noch über die aufgestellte Fischbauchklappe und über die Hochwasserentlastungsanlage (Abbildung 6.54) stattfindet.

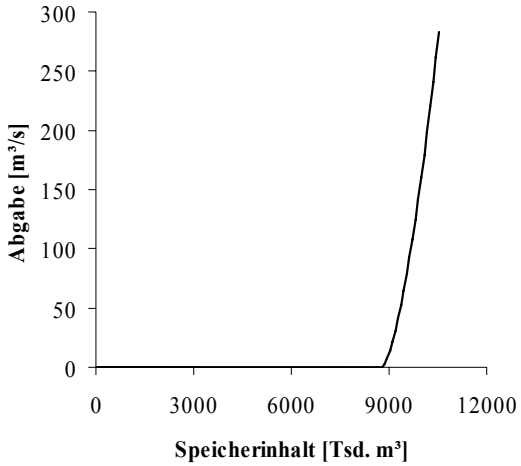

Abbildung 6.54: Leistungskurven der Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Malter.

Im Talsperrensystem Klingenberg/Lehnmühle hat die Einhaltung des Stauzieles Z_S der Talsperre Klingenberg Vorrang. Die Schwankungen im Inhalt des Talsperrensystems werden in erster Linie durch die Talsperre Lehnmühle gedeckt.

Bei Erreichen bzw. Überschreiten von Z_S werden zum Zwecke des Hochwasserschutzes in beiden Talsperren Zufluss und Abfluss gleichgesetzt:

Wenn $Z > Z_S$, dann $Q_{ab} = Q_{zu}$

Die maximale Abgabe wird durch die Ablasskapazität der Betriebsauslässe begrenzt. Tritt Vollstau ($Z = Z_V$) ein, springt die Hochwasserentlastungsanlage (HWE) an. In der Talsperre Klingenberg werden die Betriebsauslässe bei Abfluss über die HWE gedrosselt, um so lange wie möglich den schadlosen Abfluss im Unterlauf nicht zu überschreiten. Ist der Abfluss über die HWE gleich oder größer dem schadlosen Abfluss im Unterwasser, bleiben die Betriebsauslässe vollständig geschlossen. In der Talsperre Lehnmühle bleiben die Betriebsablässe geöffnet, auch wenn Wasser über die HWE fließt.

Validierung des hydraulisch-numerischen Modells der Weißeritz

Das hydraulisch-numerische Modell der Weißeritz wurde mit der Software HEC-RAS erstellt (vgl. Abschnitt 3).

Aufgrund fehlender Messdaten für ein extremes Hochwasserereignis war eine genaue Kalibrierung und Validierung des Modells nicht möglich. Es konnten aber Plausibilitätsprüfungen anhand von einzelnen Hochwassermarken und von Ergebnisse anderer Modelle durchgeführt werden.

Ein erster Vergleich erfolgt anhand des Pegels Hainsberg 3 am Flusskilometer 0,9. Im August 2002 wurde bei einem Durchfluss Q = 220 m³/s eine Wasserspiegellage von 193,01 m ü. NN gemessen. Die Berechnung mit dem hydraulisch-numerischen Modell ergab einen Wasserstand von 193,08 m ü. NN und stimmt somit sehr gut mit dem gemessenen Wert überein.

Des Weiteren zeigt Abbildung 6.55 den Vergleich von numerisch ermittelten Überflutungsflächen für den Flussabschnitt der Wilden Weißeritz oberhalb der Vereinigung mit der Roten Weißeritz. Die Berechnung erfolgte für einen Abfluss von Q = 100 m³/s. In der Abbildung ist oben das Ergebnis der eindimensionalen Berechnung mit HEC-RAS zu sehen. Der Vergleich mit der darunter abgebildeten Überflutungsfläche aus einer zweidimensionalen Berechnung zeigt eine gute Übereinstimmung.

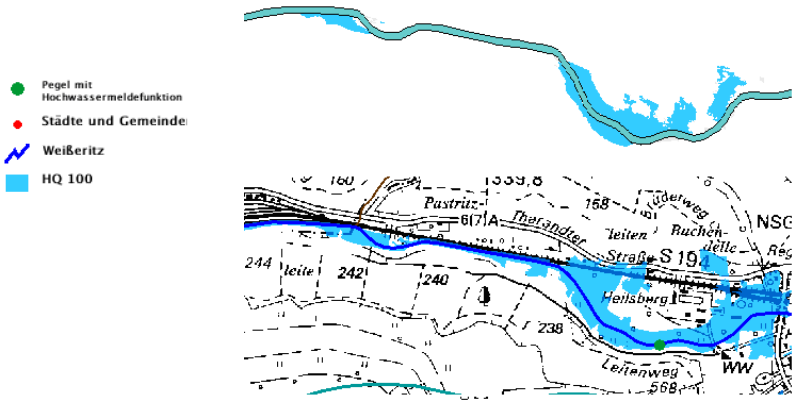

Abbildung 6.55: Vergleich berechneter Überflutungsflächen für einen Abschnitt der Wilden Weißeritz (Q = 100 m³/s), oben eindimensionale Berechnung (HEC-RAS), unten zweidimensionale Berechnung (LTV 2005a).

Kalibrierung des Niederschlags-Abfluss-Modells

Die Kalibrierung der Modellparameter des Niederschlags-Abfluss-Modells (N-A-Modells) erfolgt anhand der evolutionären Algorithmen (vgl. Abschnitt 7).

Es wurden die Retentionskonstanten der Speicherkaskaden, die Aufteilungsfaktoren der Parallelspeicherkaskaden sowie der Exponent für die Nichtlinearität der Speicher kalibriert. Tabelle 6.15 zeigt die einzelnen Parameter und deren Wertebereich.

Für jedes Einzugsgebiet ergaben sich demnach fünf zu kalibrierende Parameter. Der Aufteilungsfaktor für die langsame Kaskade $f_{B,2}$ ergibt sich wie folgt:

$$f_{B,2} = 1{,}0 \cdot f_{B,1} - k_{R,V} \qquad (6.22)$$

Die Simulationsgüte wurde bei jeder Kalibrierung anhand der Summe der Fehlerquadrate bewertet.

Für die Kalibrierung und Validierung wurden die Pegel Rehefeld 1, Ammelsdorf, Lehnmühle, Beerwalde, Hainsberg 3, Schmiedeberg 1, Dippoldiswalde 1, Hainsberg 1 und Cotta verwendet (vgl. Abschnitt 8).

Tabelle 6.15: Ausgewählte Parameter für die Autokalibrierung des N-A-Modells und deren Wertebereich (k_R = Retentionskonstante).

Parameter	Einheit	Gesamter Wertebereich
Retentionskonstante der Kaskade für versiegelte Flächen ($k_{R,V}$)	[h]	0,01 bis 0,5
Retentionskonstante für die schnelle Kaskade ($k_{R,1}$)	[h]	0,1 bis 4,0
Retentionskonstante für die langsame Kaskade ($k_{R,2}$)	[h]	1,0 bis 12,0
Aufteilungsfaktor für die schnelle Kaskade ($f_{B,1}$)	[-]	0,1 bis 0,4
Aufteilungsfaktor für die langsame Kaskade ($f_{B,2}$)	[-]	siehe Gl. 6.22
Exponent für die nichtlineare Berechnung	[-]	0,7 bis 1,2

Zur Kalibrierung wurden ausschließlich Sommerhochwasser verwendet, da keine Daten zur Schätzung und Verifikation der Schneemodellierung vorhanden waren. Die Winterereignisse wurden jedoch zur Plausibilitätsüberprüfung im Rahmen der Validierung berücksichtigt. Dabei wurden die Standardparameter des Schneemodells verwendet.

Während des Augusthochwassers 2002 wurden zahlreiche Pegel überschwemmt und teilweise zerstört und somit die Aufzeichnungen unbrauchbar gemacht. Deshalb wurden zusätzlich die Zu- und Abflussganglinien $Q_Z = f(t)$, bzw. $Q_A = f(t)$ der Talsperren aus der Ableitung der Beckeninhaltslinien $I = f(Z)$ und der Abgabecharakteristik $Q_A = f(Z)$ hinzugezogen (LfUG 2004). Neben rekonstruierten Ganglinien orientierte sich die Kalibrierung und Validierung der Abflussganglinien des Augusthochwassers 2002 an den Ergebnissen einer N-A-Modellierung (WASY 2003).

Die Auswahl der Hochwasserereignisse erfolgte in Abhängigkeit von der Datenverfügbarkeit (mindestens Stundenauflösung). Die Modellierung der Winterereignisse begann zum letzten Zeitpunkt vor dem Hochwasserereignis, an dem noch keine Schneedecke vorhanden war.

Tabelle 6.16: Zeiträume mit signifikantem Hochwasser mit Angabe des maximalen Durchflusses am Pegel Dippoldiswalde (1) und Ammelsdorf (2).

Zeitraum	Halbjahr	$Q_{max,1}$ [m³/s]	$Q_{max,2}$ [m³/s]
31.05. – 24.06.1995	Sommer	24,4	8,8
05.07. – 15.07.1996	Sommer	11,4	4,0
26.01. – 10.03.1999	Winter	16,8	12,0
06.02. – 15.03.2000	Winter	24,4	35,9
11.08. – 14.08.2002	Sommer	152	118

Die Ereignisse von 1995, 1996 und 2002 aus obiger Tabelle wurden zur Kalibrierung verwendet, die Ereignisse von 1999 und 2000 zur Validierung.

Die Ergebnisse der Kalibrierung zeigten die Schwierigkeit sowohl kleine (HQ_2 bis HQ_5) als auch sehr große Hochwasser (> HQ_{100}) mit einem Datensatz gleich gut abzubilden.

Aufgrund der größeren absoluten Abweichung zwischen beobachteten und simulierten Abflussdaten ging das Extremereignis von 2002 mit einem deutlich größeren Gewicht in die Kalibrierung ein als die kleineren Hochwasser von 1995 und 1996. Das Extremereignis vom August 2002 konnte mit dem so kalibrierten Modell gut wiedergegeben werden.

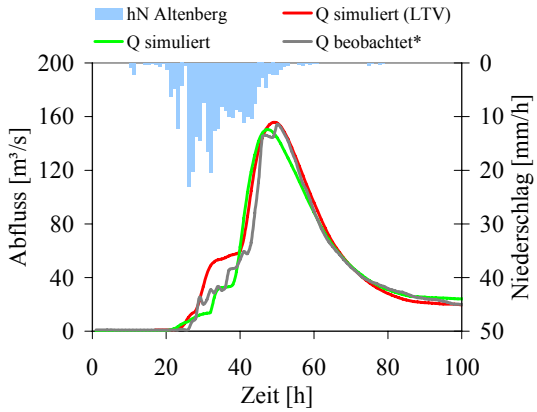

Abbildung 6.56: Beobachtete und berechnete Durchflüsse am Pegel Beerwalde (Zufluss zur Talsperre Klingenberg) beim Hochwasser 2002.

In Abbildung 6.56 bzw. Abbildung 6.57 ist beispielhaft der zeitlichen Verlauf der beobachteten und berechneten Zuflüsse zur Talsperre Klingenberg und deren Speichervolumen dargestellt.

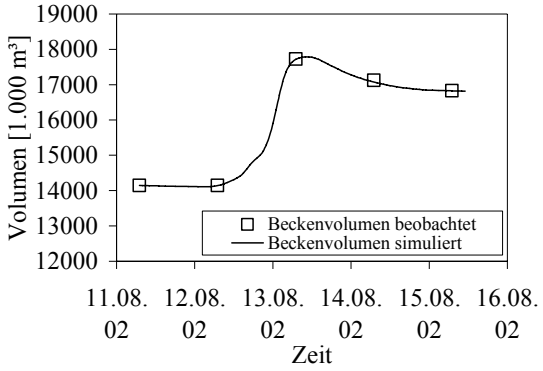

Abbildung 6.57: Hochwasser 2002 beobachteter und simulierter Inhalt der Talsperre Klingenberg.

Tabelle 6.17: Vergleich beobachteter (Sieber 2003) und simulierter Kennwerte der Talsperre Lehnmühle während des Hochwassers 2002.

Kennwert	**beobachtet**	**simuliert**
$Q_{max,HWE}$ [m³/s]	103	105
$Q_{max,,GA}$ [m³/s]	17	16,3
Z_{max} [m ü. NN]	525,05	525,3
$Q_{max,zu}$ [m³/s]	130	142
Start HWE	23:00	20:00
Ende HWE	22:30	21:00
f_{min} [m]	0,55	0,30

Tabelle 6.18: Vergleich beobachteter (Sieber 2003) und simulierter Kennwerte der Talsperre Malter während des Hochwassers 2002.

Kennwert	beobachtet	simuliert
$Q_{max,HWE}$ [m³/s]	203	130
$Q_{max,,GA}$ [m³/s]	27	29.8
Z_{max} [m ü. NN]	334,34	334,20
$Q_{max,zu}$ [m³/s]	230	156
Start HWE	20:15	18:00
Ende HWE	20:00	13:00

Tabelle 6.19: Vergleich beobachteter (Sieber 2003) und simulierter Kennwerte der Talsperre Klingenberg während des Hochwassers 2002.

Kennwert	beobachtet	simuliert
$Q_{max,HWE}$ [m³/s]	149	143
$Q_{max,,GA}$ [m³/s]	1	1
Z_{max} [m ü. NN]	393,94	393,86
$Q_{max,zu}$ [m³/s]	160	156
Start HWE	13.8. 00:30	13:8. 01:00
Ende HWE	21.08. 24:00	*[1]
f_{min} [m]	0,06	0,14

* außerhalb Simulationszeitraum

Wurde der Parametersatz anhand der drei Ereignisse 2002, 1996 und 1995 kalibriert, konnten jedoch die kleineren Hochwasserereignissen 1996 und 1995 nicht so gut abgebildet werden (vgl. Abbildung 6.58 und Abbildung 6.59).

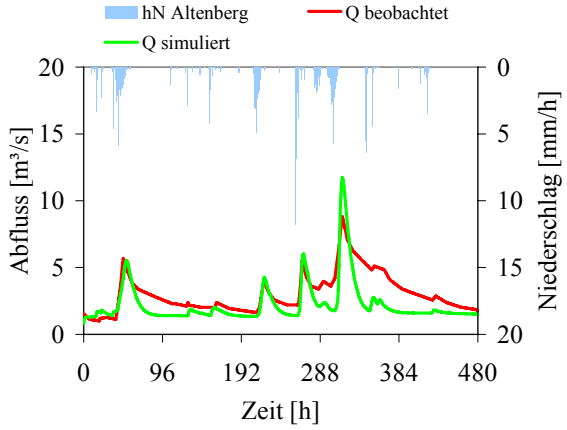

Abbildung 6.58: Beobachtete und simulierte Durchflüsse am Pegel Ammelsdorf, Hochwasser 1995 (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995, 1996 und 2002 kalibrierten Parametersatz).

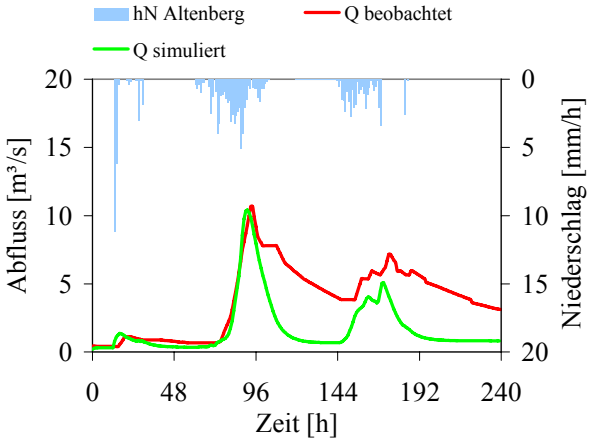

Abbildung 6.59: Beobachtete und simulierte Durchflüsse am Pegel Ammelsdorf, Hochwasser 1996 (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995, 1996 und 2002 kalibrierten Parametersatz).

Wurde der Parametersatz nur anhand der Ereignisse 1996 und 1995 kalibriert, so war das N-A-Modell in der Lage, diese beiden Ereignisse gut wiederzugeben (Abbildung 6.60 und Abbildung 6.61).

Der gleiche Parametersatz erzeugte bei der Simulation des Hochwassers 2002 jedoch große Abweichungen (Abbildung 6.62).

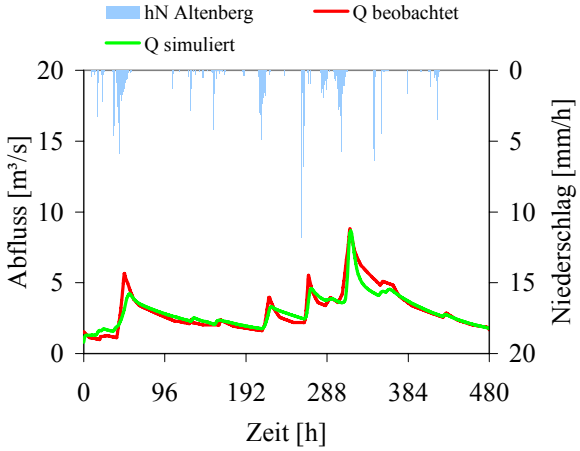

Abbildung 6.60: Beobachtete und simulierte Durchflüsse für das Hochwasser 1995 am Pegel Ammelsdorf (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995 und 1996 kalibrierten Parametersatz).

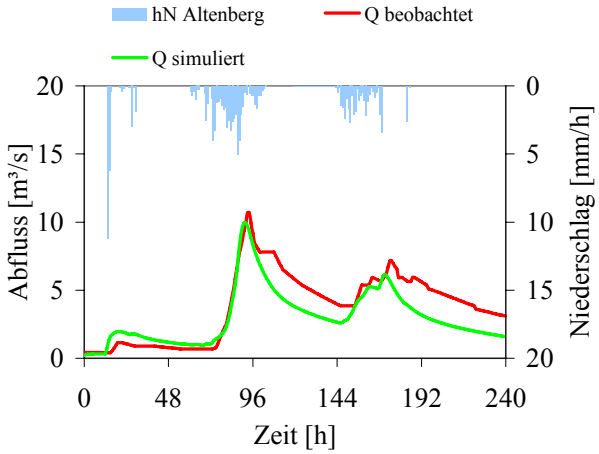

Abbildung 6.61: Beobachtete und simulierte Durchflüsse für das Hochwasser 1996 am Pegel Ammelsdorf (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995 und 1996 kalibrierten Parametersatz).

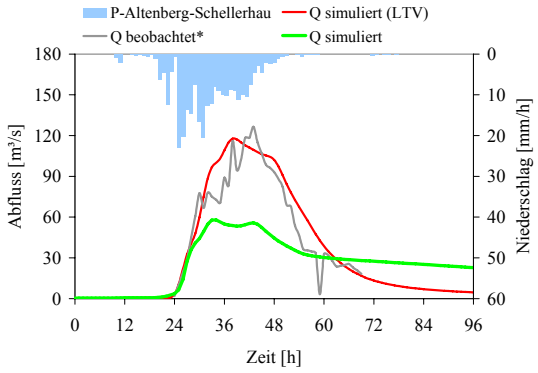

Abbildung 6.62: Beobachtete und simulierte Durchflüsse für das Hochwasser 2002 am Pegel Ammelsdorf (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995 und 1996 kalibrierten Parametersatz).

Für die Überprüfung der statistischen Abhängigkeiten zwischen den Hochwasserereignissen an der Wilden und an der Roten Weißeritz wurden Korrelationskoeffizienten bestimmt. Tabelle 6.20 zeigt die bivariaten Korrelationskoeffizienten zwischen den logarithmierten Jahreshöchstdurchfluss HQ(a) und dem dazugehörigen Wellenvolumen V(a):

$$Y_{HQ(a)} = \ln(HQ(a)) \quad (6.23)$$

$$Y_{V(a)} = \ln(V(a)) \quad (6.24)$$

Alle Korrelationen sind mit mindestens r = 0,4 korreliert und sind somit stochastisch abhängig. Daraus folgt, dass die Hochwasserwellen der Teileinzugsgebiete der Wilden und der Roten Weißeritz stochastisch abhängig sind. Dieser statistische Zusammenhang muss bei der weiteren Generierung von Hochwasserereignissen berücksichtigt werden.

Tabelle 6.20: Korrelationskoeffizienten-Matrix für die logarithmierten Jahreshöchstdurchflüsse bzw. Wellenvolumen.

r		Ammelsdorf		Dippoldiswalde	
		$Y_{HQ(a)}$	$Y_{V(a)}$	$Y_{HQ(a)}$	$Y_{V(a)}$
Ammelsdorf	$Y_{HQ(a)}$	1,00	0,49	0,75	0,52
	$Y_{V(a)}$	0,49	1,00	0,40	0,41
Dippoldiswalde	$Y_{HQ(a)}$	0,75	0,40	1,00	0,77
	$Y_{V(a)}$	0,52	0,41	0,77	1,00

Validierung

Für die Validierung wurden zufällig erzeugte Gebietsregen zu Grunde gelegt. Die im N-A-Modell berechneten Hochwasserganglinien wurden hinsichtlich der Scheitel-Füllen-Beziehung mit echten Hochwasserereignissen verglichen, um die Güte der Modellierung abschätzen zu können.

Es wurde vereinfacht eine homogene Gebietsberegnung angenommen. Die zeitliche Verteilung erfolgte stochastisch. Die Niederschlagshöhe wurde in einem Bereich von h_N = 100 mm bis MGN variiert. Für die Dauer der Ereignisse wurden 12 bis 72 Stunden gewählt (im 12-Stunden-Intervall).

Die Validierung erfolgte beispielhaft für die beiden Pegel Ammelsdorf (Zuflusspegel der Talsperre Lehnmühle) und Pegel Dippoldiswalde 1 (oberhalb der Talsperre Malter).

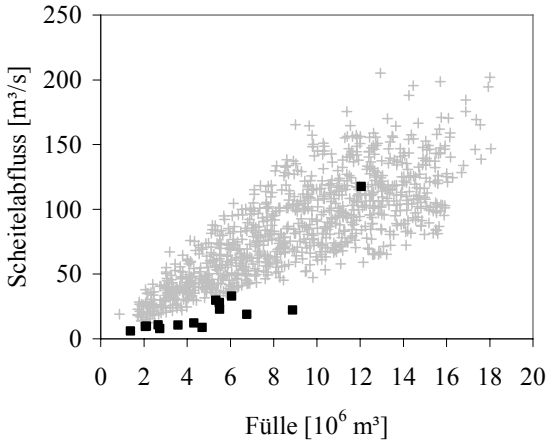

Abbildung 6.63: Pegel Ammelsdorf - Vergleich der Scheitel-Füllen-Beziehung von simulierten und beobachteten Hochwasserwellen mit einem anhand der Ereignisse 2002, 1995, 1996 kalibrierten Modell (+ Hochwasserwellen aus N-A-Modell, ■ beobachtet).

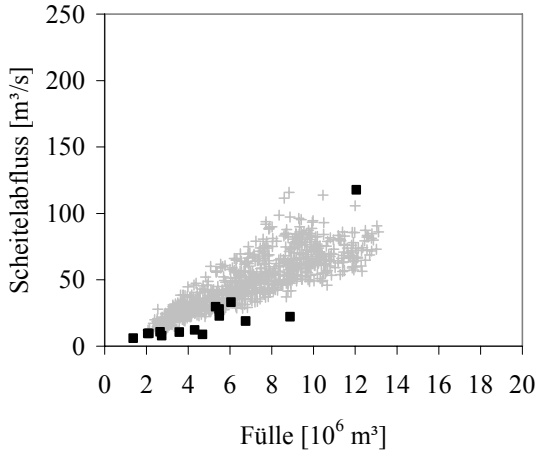

Abbildung 6.64: Pegel Ammelsdorf - Vergleich der Scheitel-Füllen-Beziehung von simulierten und beobachteten Hochwasserwellen mit einem anhand der Ereignisse 1995 und 1996 kalibrierten Modell (+ Hochwasserwellen aus N-A-Modell, ■ beobachtet).

Mit einem N-A-Modell, das anhand der Hochwasserereignisse von 1995, 1996 und 2002 kalibriert wurde, wurden z. B. für den Pegel Ammelsdorf gegenüber den beobachteten Werten deutlich größerer Hochwasserwellen berechnet (vgl. Abbildung 6.63).

Berücksichtigte man bei der Kalibrierung jedoch nur die Hochwasserereignisse mit kleinen Jährlichkeiten, überspannten die berechneten Werte einen ähnlichen Bereich wie die beobachten (Abbildung 6.64). Der am Pegel Ammelsdorf für das Hochwasserereignis im August 2002 beobachtete Wert befand sich dabei am Rand des Bereichs der vom Modell berechneten Hochwasserwellen.

Für den Pegel Dippoldiswalde dagegen konnte mit dem anhand der Ereignisse 1995, 1996 und 2002 kalibrierten N-A-Modell und stochastisch erzeugten Niederschlagsereignissen Hochwasserereignisse generiert werden, die den beobachteten ähnlich waren (Abbildung 6.65).

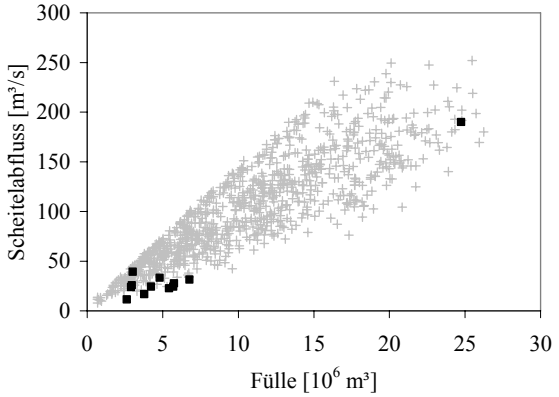

Abbildung 6.65: Pegel Dippoldiswalde: Vergleich der Scheitel-Füllen-Beziehung von beobachteten und simulierten Hochwasserwellen mit einem anhand der Ereignisse 1996 und 2002 kalibrierten Modell (+ Hochwasserwellen aus N-A-Modell, ■ beobachtet).

Die Gegenüberstellung der Jährlichkeit der mit einer homogenen Gebietsüberregnung erzeugten Hochwasserwellen zeigt, dass am Pegel Dippoldiswalde Ereignisse mit etwas größeren Jährlichkeiten erzeugt werden als am Pegel Ammelsdorf (Abbildung 6.66).

Da der Pegel Dippoldiswalde ein deutlich größeres Einzugsgebiet hat als der Pegel Ammelsdorf, ist für ersteren die Annahme einer homogenen Gebietsüberregnung mit einer größeren Unsicherheit behaftet. Die Höhe des Gebietsniederschlages wurde damit eher über-

schätzt. Es ist anzunehmen, dass bei Verwendung räumlich unterschiedlich verteilter Niederschläge Hochwasser mit kleineren Jährlichkeiten erzeugt werden.

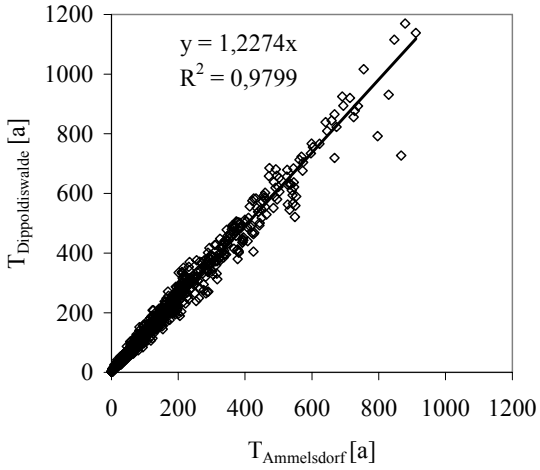

Abbildung 6.66: Gegebenüberstellung der Jährlichkeiten der Pegel Ammelsdorf (Wilde Weißeritz) und Pegel Dippoldiswalde 1 (Rote Weißeritz) bei räumlich homogener Gebietsüberregnung von 1000 Niederschlagsereignissen (h_N = 100 mm bis MGN, D = 24 h bis 72 h).

Auch generierte Extremereignisse sollten vor ihrer weiteren Anwendung Plausibilitätsprüfungen unterzogen werden, da nur so sichergestellt werden kann, dass sie gebietstypische Merkmale wie auch hydroklimatische Gegebenheiten plausibel wiedergeben. Dazu eignet sich ebenfalls ein Vergleich der berechneten mit den beobachteten Scheitel-Füllen-Beziehungen.

Die Ergebnisse der Kalibrierung und Validierung werfen Fragen nach den Unsicherheiten in der Modellierung auf. Diese Problematik wird ausführlich in Pohl et a. 2009 diskutiert.

Meteorologisch-hydrologische Belastung der Talsperren

Die Abflusscharakteristik der Hochwasserentlastungsanlage der **Talsperre Lehnmühle** lässt sich wie folgt beschreiben. Bis zu einem Wasserspiegel Z = 524,75 m ü. NN erfolgt der Abfluss als Freispiegelabfluss. Bis zu dieser Höhe liegt eine hydraulische Kennlinie von der LTV vor. Ist größer, wird angenommen, dass Druckabfluss vorliegt, der mit der Ausflussformel nach Torricelli berechnet werden kann. Ist Z > 525,60 m ü. NN wird die Staumauer überströmt und der Abfluss über die Mauerkrone kann mit der Poleni-Formel berechnet werden.

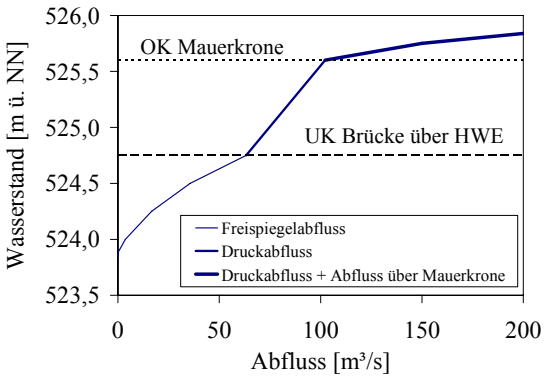

Abbildung 6.67: Talsperre Lehnmühle: Abflusscharakteristik der Hochwasserentlastungsanlage sowie bei Überströmung der Krone.

Aufgrund der bogenartigen Oberkante zwischen den Brückenpfeilern über der Überfalloberkante ergibt sich unter der Annahme, dass die Ansatzpunkte der Bögen bei etwa halber maximaler Öffnungsweite liegen, eine mittlere Öffnungsweite von 0,73 m. Daraus ergibt sich

eine effektive durchströmte Fläche A_{eff} = 21,92 m². Es wurde ein Verlustbeiwert von μ = 0,9 gewählt um einen konsistenten Übergang zwischen Freispiegel- und Druckabfluss zu haben.

Für den Abfluss über die Mauerkrone wurde ein breitkroniges Profil mit μ = 0,5 verwendet. In Abbildung 6.67 ist der Zusammenhang zwischen dem Wasserstand in der Talsperre und dem Abfluss über die Hochwasserentlastungsanlage bzw. bei Überströmung der Krone dargestellt.

Die Ergebnisse für die Überflutungswahrscheinlichkeit der Talsperre Lehnmühle zeigen sowohl im Bemessungsfall als auch für ein beliebiges Jahr ausreichend kleine Werte (Pohl 1996). Die Forderung, dass die Oberfläche des Überfallstrahles einen Abstand von 0,5 m zur Konstruktionsunterkante hat, kann in 11 % aller eintretenden Bemessungsfälle und in 98,29 % aller beliebigen Jahre eingehalten werden. Diese Aussage bezieht sich auf den Scheitel der als Gewölbe ausgeführten Brücken.

Für die Untersuchung der hydraulisch-hydrologische Sicherheit der **Talsperre Klingenberg** wurde das Abführvermögen des Grundablasses zunächst nicht angesetzt (Pohl 1997). Dann wurde unter Berücksichtigung der n-1-Bedingung für die Leitung NW 800 der Abfluss von 6 m³/s angesetzt.

Die Überflutungswahrscheinlichkeit betrug danach im Bemessungsfall, d. h. beim Durchfluss des Hochwassers, dessen Scheitelwert HQ_{1000} während einer Wiederholungszeitspanne von 1000 Jahren mindestens einmal erreicht oder überschritten wird, P_{V0} = 0,001 und P_{V1} = 0,0136. Dabei wurde die Hochwasserjahresreihe von 1915 bis 1993 angesetzt, und es wurde angenommen, dass der Grundablass außer Betrieb ist.

Die Überflutungswahrscheinlichkeit beträgt unter den gleichen Voraussetzungen in einem beliebigen Jahr $P_{V0} = 3 \cdot 10^{-6}$ und $P_{V1} = 1{,}5 \cdot 10^{-5}$.

Wenn die Reihe der jährlich größten Hochwasser von 1931 bis 1993, also nach Errichtung der oberhalb gelegenen Talsperre Lehnmühle zugrunde gelegt wird, sinken die Wahrscheinlichkeiten für die Überflutung in einem beliebigen Jahr auf $P_{V0} < 10^{-5}$ und $P_{V1} = < 10^{-5}$.

Wenn außerdem für Wasserstände Z > 392,75 m ü NN (Vollstau) noch eine zusätzliche Entlastung von Q_G = 6 m³/s durch eine Entnahmeleitung NW 800 angenommen wird, können noch geringere Überflutungswahrscheinlichkeiten erwartet werden.

Wenn die voran stehend erläuterten Eingabewerte Verwendung finden sollen, kann geschlussfolgert werden, dass bei der Talsperre Klingenberg eine ausreichende Überflutungssicherheit vorhanden ist, wobei festzustellen ist, dass zur Zeit dieser Untersuchung ein Abfluss in der Größenordnung vom Augusthochwasser 2002 nicht bekannt war.

Die Berechnungen zum Sicherheitsfreibord an der **Talsperre Malter** in Martin & Pohl 2002 haben ergeben, dass bei Voraussetzung der bisherigen Bemessungsabflüsse für die Talsperre Malter immer ein genügend großer Freibord eingehalten wird (vgl. Tabelle 6.21).

Tabelle 6.21: Berechnungen zum Sicherheitsfreibord der Talsperre Malter vor dem HHQ (Martin & Pohl 2002).

1	Vollstau [m ü. NN]	333,0
2	BHQ aus Buch TS in Sachsen [m³/s]	156
3	BF1 BHQ WASY [m³/s]	147
3a	BF2 BHQ WASY [m³/s]	200
4	Höchststau (Stauraumaufteilung) [m ü. NN]	333,5
5	Höchststau BF1 mit BHQ WASY [m ü. NN]	333,50 334,13
5a	Höchststau BF2 mit BHQ WASY [m ü. NN]	333,53
6	Höchststau alle 1000 Jahre od. seltener [m ü. NN]	333,55
7	Höchststau + Wellenauflauf alle 1000 Jahre od. seltener [m ü. NN]	333,94
8	Rechnerisch erforderliche Freibordhöhe [m]	0,74
9	Kronenhöhe [m ü. NN]	335,0
10	Sicherheitsfreibord mit Zeile 4 und 8 [m]	0,76
11	Sicherheitsfreibord mit Zeile 5 und 8 [m]	0,76 0,13
11a	Sicherheitsfreibord mit Zeile 5a und 8 [m]	0,73
12	Sicherheitsfreibord mit Zeile 7 [m]	1,06

6.10.2. Oleftalsperre

Im Folgenden wird anhand des Fallbeispiels der Oleftalsperre die Optimierung von Betriebsregeln für eine langfristige Bewirtschaftung unter Berücksichtigung ökologischer Belange dargestellt.

Die Oleftalsperre befindet sich an der Olef, einem Zufluss zur Rur in Nordrhein-Westfalen (siehe Abbildung 6.68). Sie wurde ursprünglich 1959 gebaut, später erhöht und besitzt jetzt ein Speichervolumen von 25 Mio. m³ und eine Kronenhöhe von 59 m. Das Einzugsgebiet der Talsperre beträgt ca. 50 km². Der Speicher dient der Wasserversorgung, erzeugt Wasserkraft (ca. 2,6 GWh/a) und dient dem Hochwasserschutz. Der vorgeschriebene Hochwasserschutzraum variiert saisonal zwischen 13,3 und 18,3 Mio. m³, sowie auch die maximal zulässige Abgabe (4 - 5 m³/s).

Abbildung 6.68: Einzugsgebiet der Rur und Lage der Talsperren

Der Speicher wird nach mehreren Betriebsregeln gesteuert, wobei jede dieser Betriebsregeln einem bestimmten Zweck zuzuordnen ist. Beispielsweise stellt eine Regel sicher, dass der Hochwasserschutzraum freigehalten wird, während eine andere dafür zuständig ist, einen konstanten, saisonal variierenden Mindestabfluss zu gewährleisten. Alle Betriebsregeln sind als Abgaben als Funktion von Speichervolumen definiert, wobei es einige Abhängigkeiten zwischen den Regeln gibt.

Die Oleftalsperre wurde mit ihren geltenden Betriebsregeln in BlueM.Sim modelliert. Hierzu wurden aufgezeichnete Tagesmittelwerte der Zuflüsse verwendet (vorhanden von 1905 – 2004). Abbildung 6.69 zeigt einen Ausschnitt aus den Simulationsergebnissen.

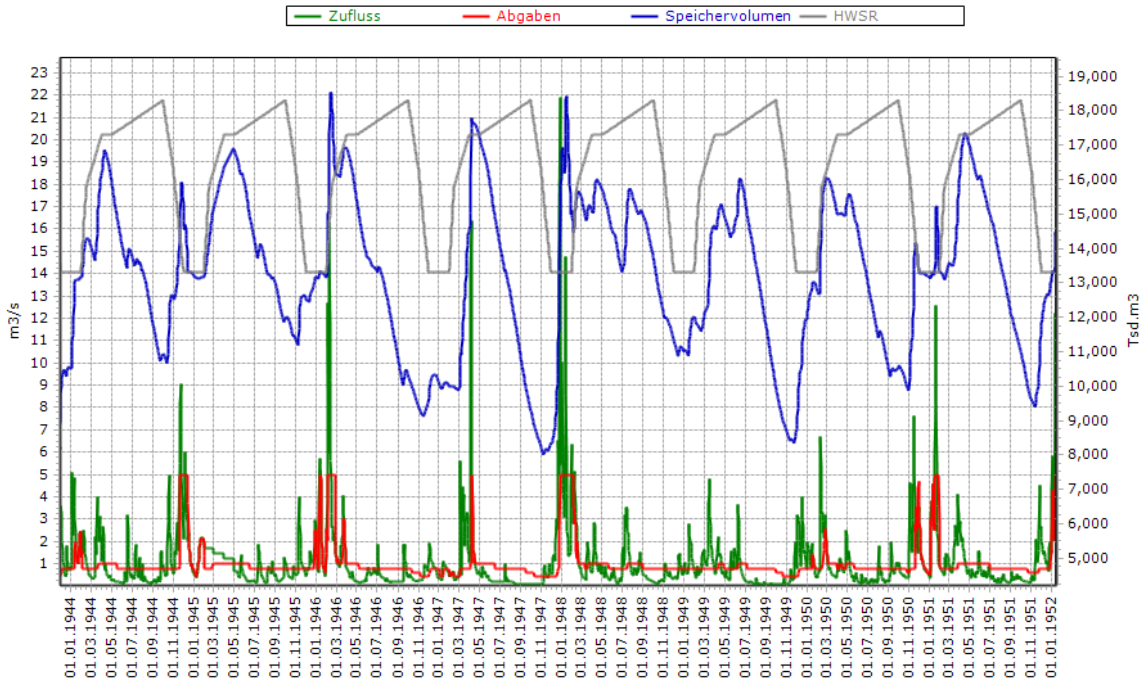

Abbildung 6.69: Simulationsergebnis Istzustand Oleftalsperre (Ausschnitt)

Die simulierten Speicherabgaben wurden dann hinsichtlich ihrer hydrologischen Veränderung im Vergleich zum Zufluss analysiert. Hierfür wurden die Indicators of Hydrologic Alteration (IHA) und Range of Variability Analysis (RVA) (vgl. Abschnitt 5.2) verwendet.

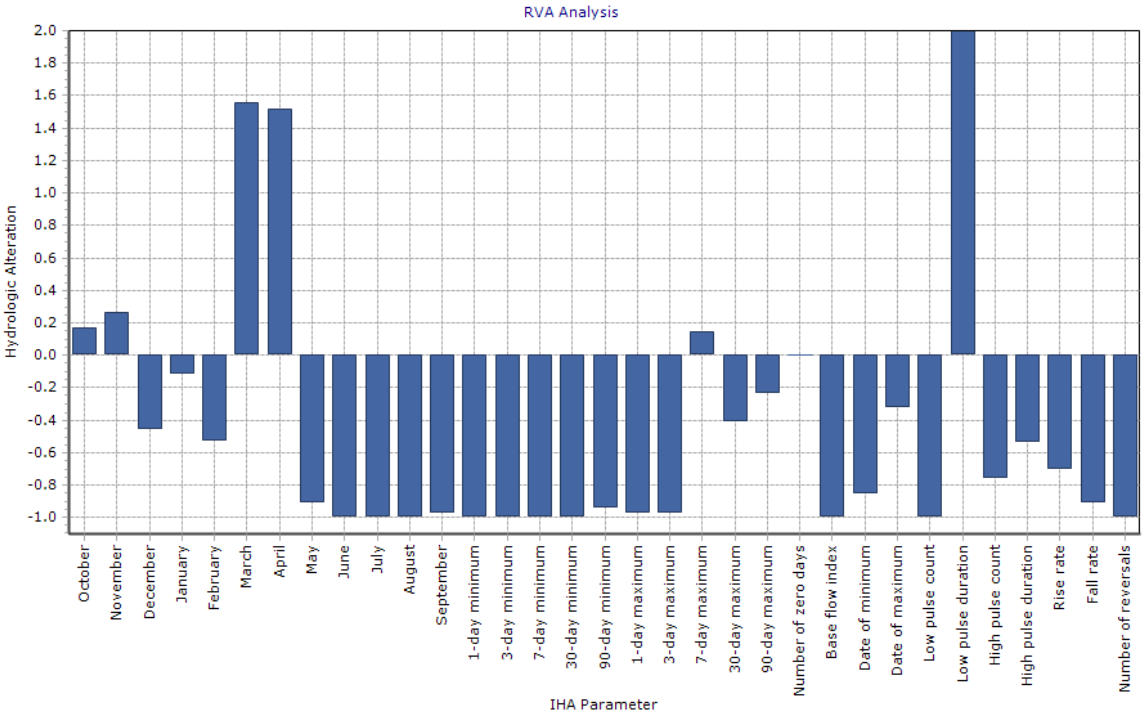

Abbildung 6.70: Hydrologische Veränderung an der Oleftalsperre, Simulation des Istzustands von 1906 - 2003

Das Ergebnis der RVA-Analyse (Abbildung 6.70) zeigt, dass fast alle IHA-Parameter signifikant verändert wurden: Die monatlichen Abflusswerte werden im März und April stark erhöht, während sie von Mai bis September stark reduziert werden. Sämtliche IHA-Parameter zur Beschreibung des Niedrigwassers sind weit im negativen Bereich, was auf die konstante

Mindestabgabe zurückzuführen ist. Kleinere Hochwässer treten im Unterlauf fast nicht mehr auf, bei größeren Hochwässern (> HM7Q) ist die Veränderung nicht mehr so stark.

Der Parameter "Number of zero days" (Anzahl der abflusslosen Tage) zeigt als einziger keine Veränderung auf.

Der Parameter "Base flow index" (Basisabflussindex) ist mit einem Wert von -1.0 stark verändert – dies ist auch auf die konstante Mindestabgabe zurückzuführen.

Die Parameter zur Beschreibung der Saisonalität von jährlichen Abflussextremen ("Date of minimum" und "Date of maximum") zeigen eine negative Veränderung auf, das darauf hinweist, dass die Abflussextreme im Unterlauf der Talsperre im Mittel früher im Jahr auftreten.

Der Parameter "Low pulse duration" (Ereignisdauer von Niedrigwasserperioden) zeigt einen Veränderungswert von 999 (= undefiniert) auf, da dieser Parameter sowohl im Zufluss als auch im Abfluss einen Wert von 0 aufweist.

Die Parameter zur Beschreibung der Frequenz/Häufigkeit und Dauer von Hoch- und Niedrigwassersituationen und der Rate der hydrographischen Veränderungen sind alle im negativen Bereich.

Insgesamt ergibt sich für die mittlere hydrologische Veränderung nach Abschnitt 6.9.1, Gleichung 6.25, für die Zielfunktion Z_4 ein Wert von 0.7392 für den Istzustand.

Um die ökologische Verträglichkeit der Talsperre im Sinne einer möglichst geringen hydrologischen Veränderung zu verbessern, wurde das bestehende Regelsystem durch eine dynamische, zuflussgesteuerte Betriebsregel wie in Abschnitt 5.3.1 beschrieben ersetzt, um so die im Talsperrenzufluss vorhandene natürliche Abflussvariabilität auch unterhalb der Talsperre wiedergeben zu können. Zusätzlich wurde die Betriebsregel durch Regeln zur Wahrung der vorgeschriebenen Mindest- und Maximalabflussmengen ergänzt. Die Abgabe an die Wasserversorgung wurde unverändert belassen.

Anschließend wurde ein Optimierungsproblem aufgestellt, das mithilfe von BlueM.Opt (siehe Abschnitte 6.2 und 6.3) gelöst wurde.

Als Entscheidungsvariablen wurden die obere ($F(S_{HWSR})$) und die untere Stützstelle ($F(S_{min})$), sowie eine weitere mittlere Stützstelle der dynamischen Betriebsregel definiert. Es wurden die vier folgenden, in Abschnitt 6.9.1 erläuterten Zielfunktionen definiert:

1. Hochwasserschutz: Minimierung der Inanspruchnahme des Hochwasserschutzraums (Überschreitungen des Stauziels) ("*Stauzielüber*")
2. Wasserkrafterzeugung: Maximierung der Wasserkrafterzeugungspotenzials ("*Wasserkraft*")
3. Wasserversorgungssicherheit: Minimierung der Unterschreitungen des Stauziels ("*Stauzielunter*")
4. Ökologie: Minimierung der mittleren talsperreninduzierten hydrologischen Veränderung ("*IHAGesamt*")

Die dabei einzuhaltende Randbedingung ist das Absenkziel (S_{min}), welches nicht unterschritten werden darf.

Die in BlueM.Opt implementierte multikriterielle Evolutionsstrategie wurde auf das Optimierungsproblem angewandt um Lösungen zu bestimmen, die die Pareto-Front approximieren. Die Zielfunktionen wurden durch 100-jährige Simulationen des Speicherbetriebs mit einer Zeitschrittweite von 24 h evaluiert. Abbildung 6.71 zeigt 100 pareto-optimale Lösungen, gewonnen nach insgesamt 5,000 Simulationsläufen.

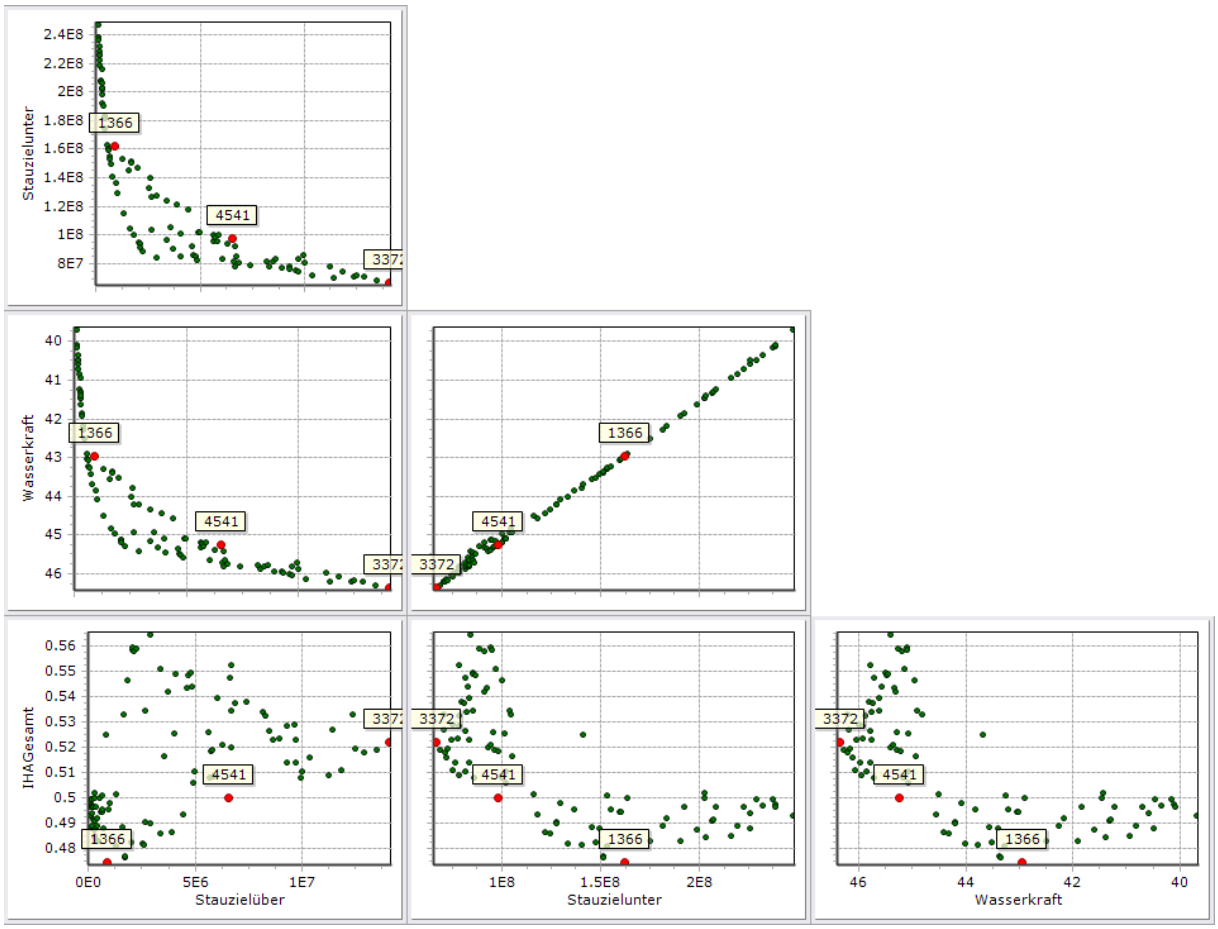

Abbildung 6.71: Optimierungsergebnis: 100 Lösungen, die die Pareto-Front approximieren. Der in diesem Fall vierdimensionale Lösungsraum wurde hier auf alle möglichen zweidimensionalen Lösungsräume projiziert (Sactterplot-Matrix). Drei exemplarisch ausgewählte Lösungen sind markiert.

Die eingesetzte dynamische Betriebsregel führt dazu, dass alle pareto-optimalen Lösungen wie beabsichtigt eine geringere hydrologische Veränderung als der Istzustand produzieren.

In Abbildung 6.71 ist erkennbar, dass die Zielfunktionen Stauzielunter (Wasserversorgung) und Wasserkraft nahezu linear miteinander korrelieren, während die Zielfunktionen Wasserkraft und Stauzielüber (Hochwasserschutz) einen klaren Zielkonflikt darstellen. Die Zielfunktion IHAGesamt (Ökologie) lässt eine Synergie zu Stauzielüber (Hochwasserschutz) erkennen, steht aber größtenteils im Konflikt zu den beiden anderen Zielfunktionen.

Je nach Präferenz lassen sich aus dieser Lösungsmenge Lösungen herausgreifen, die unterschiedliche Wichtungen zwischen den Zielfunktionen aufweisen. In Abbildung 6.71 wurden beispielhaft drei Lösungen ausgewählt, die unterschiedliche Prioritäten setzen. Die Zielfunktionswerte dieser ausgewählten Lösungen sind zusammen mit denen des Istzustands in Tabelle 6.22 dargestellt. Während die Lösung L1366 die geringste hydrologische Veränderung produziert, hat die Lösung L3372 das größte Wasserkrafterzeugungspotential und die wenigsten Stauzielunterschreitungen (Wasserversorgung). Lösung L4541 stellt einen möglichen Kompromiss zwischen Wasserkraft, Ökologie und Wasserversorgung dar.

Tabelle 6.22: Zielfunktionswerte der ausgewählten Lösungen im Vergleich zum Istzustand

Lösung	Stauzielüber	Stauzielunter	Wasserkraft	IHAGesamt
Istzustand	1,424,265	123,134,557	**49.344**	0.7392
L1366	**876,000**	162,300,000	42.958	**0.4743**
L4541	6,553,600	98,042,000	45.255	0.4997
L3372	14,069,000	**66,623,000**	46.360	0.5220

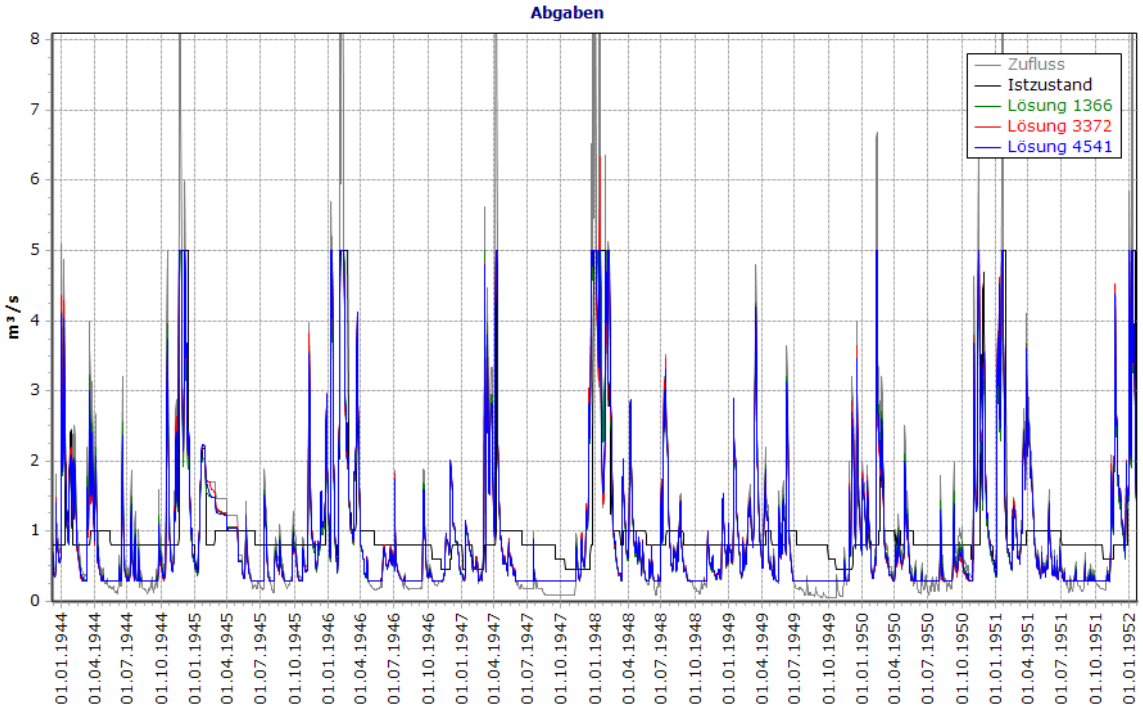

Abbildung 6.72: Ganglinien der Speicherabgaben ausgewählter Lösungen im Vergleich zum Istzustand und dem Zufluss (Ausschnitt)

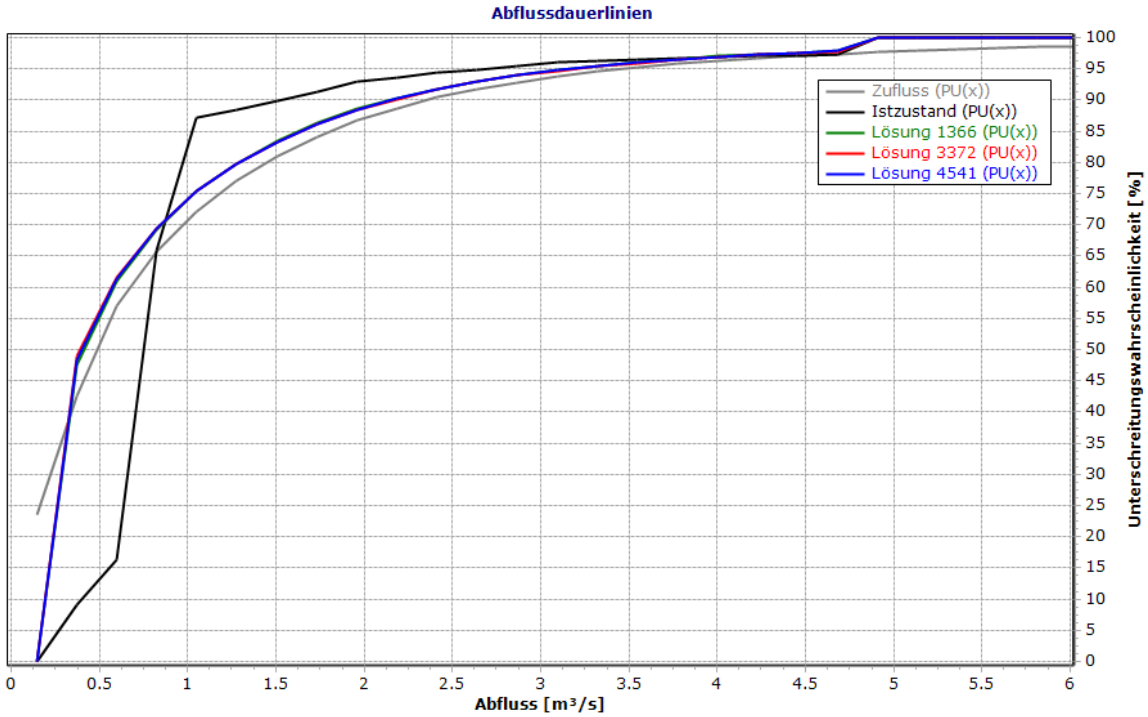

Abbildung 6.73: Dauerlinien der Speicherabgaben ausgewählter Lösungen im Vergleich zum Istzustand und der Zuflussdauerlinie

Durch die Kopplung an den Speicherzufluss weisen die Speicherabgaben mit der dynamischen Betriebsregel eine wesentlich höhere Variabilität als im Istzustand auf, welches sich deutlich positiv auf die Minimierung der hydrologischen Veränderung auswirkt. Zwar bleiben ein Mindest- und ein Maximalabfluss bestehen, doch zwischen diesen Grenzen folgen die Abgaben dem Verlauf des Talsperrenzuflusses (vgl. Abbildung 6.72). Als Dauerlinie aufgetragen (siehe Abbildung 6.73), wird die Ähnlichkeit zwischen Zufluss und Abgaben bei der dynamischen Betriebsregel noch deutlicher.

Aus Abbildung 6.74 und Abbildung 6.75 ist ersichtlich, dass die dynamische Betriebsregel dazu führt, dass der Speicherfüllstand weniger stark schwankt als das dies im Istzustand der Fall ist. Auf welchem Niveau dies geschieht ist von den jeweiligen für die dynamische Betriebsregel verwendeten Faktoren $F(S_{HWSR})$ und $F(S_{min})$ abhängig (vgl. Abschnitt 5.3.1).

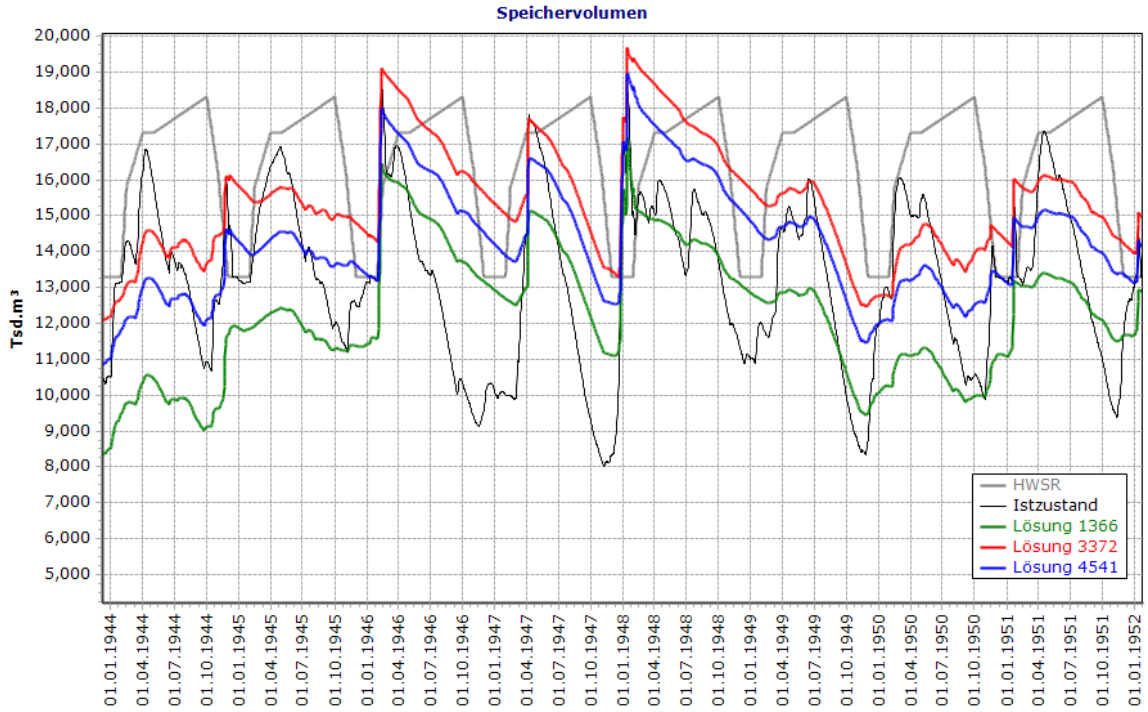

Abbildung 6.74: Ganglinien der Speicherfüllstände ausgewählter Lösungen im Vergleich zum Istzustand (Ausschnitt)

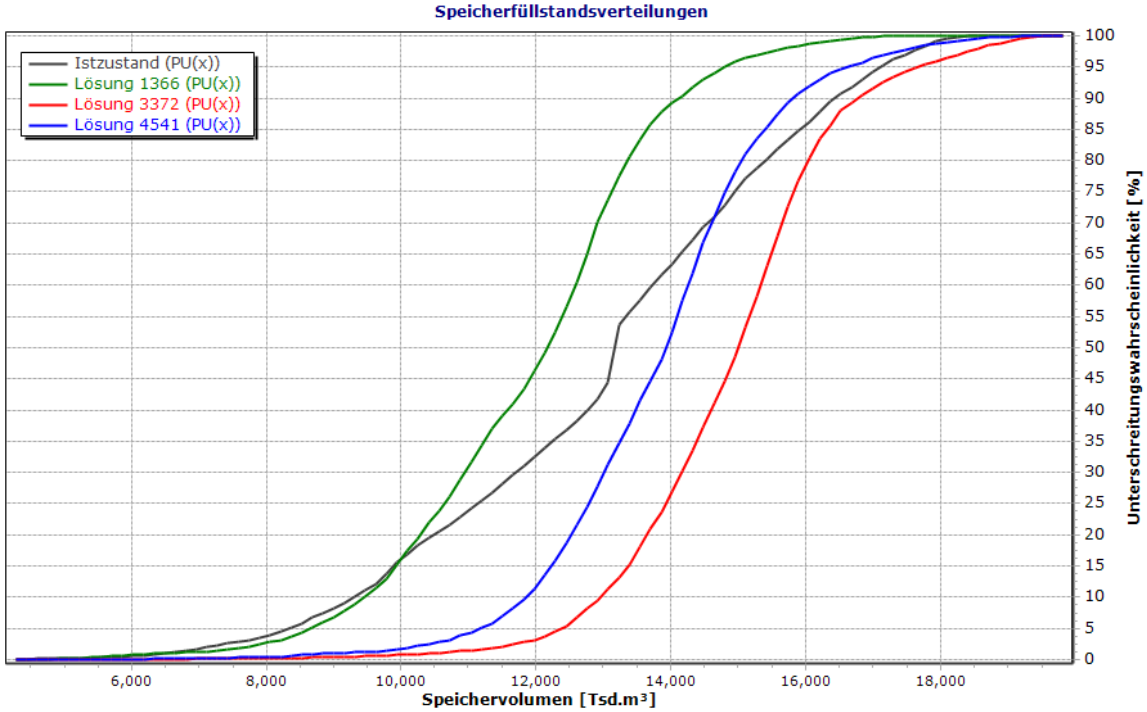

Abbildung 6.75: Speicherfüllstandsverteilungen ausgewählter Lösungen im Vergleich zum Istzustand

6.11. Verknüpfung langfristiger und kurzfristiger Optimierung

Die Optimierung hinsichtlich der ökologischen Kennwerte konzentriert sich hauptsächlich auf ein verändertes Betriebsregelkonzept der langfristigen Steuerung. Dabei liegt der Schwerpunkt auf der Dynamisierung der Abgaben in Abhängigkeit vom Zufluss. Diese modifizierte dynamische Steuerung hat nicht nur Auswirkungen auf die Ökologie sondern auch auf andere Nutzungen, wie z. B. die Trinkwasserversorgung. So ergeben sich u. a. veränderte Wahrscheinlichkeiten für bestimmte Speicherfüllstände, die sich auch auf die Überflutungssicherheit der Talsperre im Fall eines Hochwasserereignisses auswirken. Somit ist die zeitliche Wasserstandsverteilung eines Speichers die Schnittstelle zwischen langfristiger und kurzfristiger Steuerung.

Die integralen Auswirkungen der lang- und kurzfristigen Steuerungen auf ein Hochwasserereignis können anhand des Schadenserwartungswertes untersucht werden, der sich in dieser Untersuchung insbesondere durch den monetären Schaden durch Überflutung ausdrückt. Der Schadenserwartungswert S_E ergibt sich aus dem Produkt der Auftretenswahrscheinlichkeit P eines Hochwasserereignisses und des entstandenen Schadens S. Er lässt sich wie folgt ausdrücken:

$$S_E(Q) = \int_{Q_{schadlos}}^{Q_{HHQ}} S_F(Q) \cdot f(Q) \cdot d(Q) \tag{6.26}$$

Dabei ist S_F die Schadensfunktion und $f(Q)$ die Dichtefunktion der Hochwasserabflüsse.

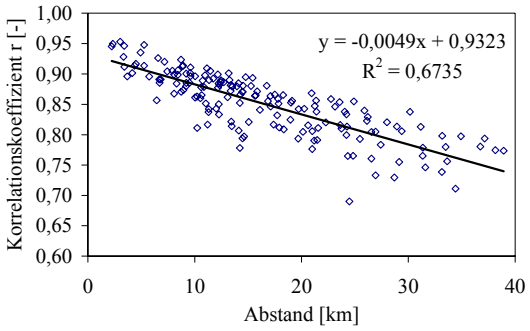

Abbildung 6.76: Korrelationskoeffizient der Tagesdaten der Niederschlagsstationen im Einzugsgebiet der Weißeritz in Abhängigkeit der Entfernung voneinander.

Wird im Rahmen der Schadensoptimierung ein komplettes Einzugsgebiet mit darin enthaltenem Talsperrensystem betrachtet, kann der Einfluss von Zwischeneinzugsgebieten mit berücksichtigt werden. Die Abflüsse werden mit Hilfe eines Niederschlags-Abfluss-Modells (N-A-Modells) erzeugt, dessen Eingangsgröße der Niederschlag mit einer bestimmten Wahrscheinlichkeit darstellt. Deswegen wird an dieser Stelle S_E nicht auf die Verteilung der Hochwasser, sondern auf die Verteilung des Gebietsniederschlages bezogen.

Aufgrund der relativ kleinen Einzugsgebietsfläche und einheitlichen Naturraumzuordnung besteht eine hohe räumliche Korrelation zwischen den einzelnen Niederschlagsstationen in den betrachteten Einzugsgebieten (Abbildung 6.76).

Wird deshalb vereinfacht jede Niederschlagstation mit einem Niederschlag gleicher Auftrittswahrscheinlichkeit beaufschlagt, ergibt sich folgende Gleichung:

$$S_E(h_N) = \int_{PP(T,D)_{min}}^{MGN} S_F(Q(h_N)) \cdot f(h_N) \cdot d(h_N) \tag{6.27}$$

Die Dichtefunktion $f(h_N)$ ergibt sich dabei aus der statistischen Analyse der einzelnen Niederschlagsstationen. Als Obergrenze $PP(T,D)_{max}$ wird der maximierte Gebietsniederschlag (MGN) verwendet.

Die Einbindung von komplexeren Niederschlagsgeneratoren kann an dieser Stelle später aus anderen RIMAX-Projekten erfolgen und stellt eine mögliche Erweiterung des vorgestellten Systems dar.

Wie bereits erwähnt hat die Anfangsspeicherfüllung I_0 zu Beginn eines Hochwasserereignisses einen entschiedenen Einfluss auf den Schadenserwartungswert S_E. Um I_0 zu berücksichtigen, wird Gleichung 6.26 mit der Dichtefunktion $f(I_0)$ erweitert zu:

$$S_E(PP, H_0) = \int_{PP(T,D)_{min}}^{MGN} S_F(Q(PP)) \cdot f(PP) \cdot d(PP) \cdot \int_{(I_0)_{min}}^{(I_0)_{max}} f(I_0) \cdot d(I_0) \tag{6.28}$$

Der Einfluss der Vorfeuchte kann durch eine weitere Verteilungsfunktion berücksichtigt werden, was zu einem Dreifachintegral führen würde.

Aufgrund der Komplexität von Gleichung 6.27 eignet sich die Monte-Carlo-Simulation zur Lösung.

7. Zusammenfassung und Ausblick

Es konnte in der hier vorliegenden Arbeit erfolgreich ein Gesamtsystem zur Mehrzieloptimierung von Talsperren und Poldern aufgestellt werden. Dieses Gesamtsystem besteht aus den Teilsystemen Niederschlags-Abfluss-Modellierung, Speichersimulation, hydraulisch-numerische Berechnung der Hochwasserwellenausbreitung, Berechnung der hydrologischen Veränderung und Mehrzieloptimierung.

Als Eingangsparameter für die Niederschlags-Abfluss-Modellierung wurden mit der Monte-Carlo-Methode und einem während der Bearbeitung entwickelten Niederschlagsgenerator eine große Anzahl hochwasserauslösender Niederschlagsereignisse generiert.

Für die Niederschlags-Abfluss-Simulation eines Mittelgebirgseinzugsgebietes und die Speichersimulation der in ihm enthaltenen Talsperren und hypothetischen Polder wurde das Programm TALSIM bzw. BlueM.Sim als geeignet gefunden. Mit ihm konnte sowohl die kurzfristige Steuerung im Hochwasserfall als auch eine langfristige Steuerung zur Generierung einer empirischen Speicherinhaltsverteilung abgebildet werden.

Die frei verfügbare Software HEC-RAS wurde hinsichtlich ihrer Anwendungsmöglichkeiten und –grenzen bei einer hydraulisch-numerischen Berechnung der Ausbreitung einer Hochwasserwelle ausführlich untersucht und diskutiert. Es konnte dargelegt werden, auf welche Einstellungen im Programm zu achten ist, um belastbare Ergebnisse zu erhalten.

Durch die gemeinsame Anwendung von HEC-RAS und HEC-Geo-RAS sowie unter Nutzung wasserstandsbasierter Schadensfunktionen wurde während der Bearbeitung eine einfache Methode entwickelt, den Schaden durch Überflutung fließquerschnittsbezogen zu quantifizieren. Diese Methode wurde auch anhand der Ergebnisse des RIMAX-Projektes MEDIS verifiziert.

Um die ökologischen Auswirkungen einer Speicherbewirtschaftung quantifizieren zu können, wurde eine Methode zur Berechnung der hydrologischen Veränderung implementiert. Des Weiteren wurde untersucht, inwieweit eine Dynamisierung der Speicherabgaben die hydrologische Veränderung vermindern kann und wie sich dies auf andere Ziele der Speicherbewirtschaftung auswirkt.

Für eine Mehrzieloptimierung von Talsperren und Poldern wurde das Programm BlueM.Opt, in dem evolutionäre Algorithmen implementiert sind, den Ansprüchen entsprechend weiterentwickelt und erfolgreich angewandt. Es konnten sowohl bestehende allgemeine Betriebsregeln überprüft und optimiert als auch optimale Steuerstrategien für eine Echtzeitsteuerung in Zusammenhang mit einer Niederschlags- und Windvorhersage, sowie optimale Steuerstrategien für eine langfristige, ökologisch orientierte Speicherbewirtschaftung gefunden werden.

Als Zielfunktionen wurden der Schaden infolge Überflutung unterhalb der Talsperre, die Einhaltung des rechnerisch notwendigen Freibordes, ein Maß für die Talsperrensicherheit, das ereignisbezogene Abgabevolumen über die Grundablässe, welches sowohl Versorgungssicherheit bei Trinkwasser als auch ökologische Kriterien beschreibt, sowie die durch die Speicherbewirtschaftung verursachte hydrologische Veränderung betrachtet.

Die Mehrzieloptimierung mit dem entwickelten Gesamtsystem kann ebenfalls als geeignet, dem Betreiber eine Anzahl voroptimierter Abgabenregeln für einen Katalog von Randbedingungen (Anfangsspeicherinhalt, Bodenvorfeuchte, vorhergesagte Niederschlagsdauer und Niederschlagsintensität) zur Verfügung zu stellen, angesehen werden. Durch eine Koppelung von BlueM.Opt und HEC-RAS gelang es während der Bearbeitung, die Poldersteuerung in die Speichersimulation zu integrieren und zu optimieren.

Es konnte gezeigt werden, dass mit Hilfe einer Mehrzieloptimierung die verschiedenen Zielfunktionen und ihre Erfüllung transparent dargestellt werden können. Möglich ist eine Darstellung in Balkendiagrammen oder komplexen Scatterplot-Matrizen. Zielkonflikte und Synergien können erkannt und analysiert werden und bieten so eine transparente Entscheidungsgrundlage.

Das hier aufgestellt Gesamtsystem wurde auch hinsichtlich der Rechenzeit kritisch überprüft und kann auch unter diesem Aspekt als geeignet für die Optimierung einer Echtzeitsteuerung von Talsperren unter Berücksichtigung mehrerer Zielfunktionen angesehen werden

Die Bearbeitung hat gezeigt, dass durch die Kombination und Anpassung vorhandener Programme komplexe Fragestellungen erfolgreich bearbeitet werden können, ohne neue Algorithmen programmieren zu müssen. Hier versteckt sich in dem großen Bereich der in der Wissenschaft und in der Praxis verwendeten Programme noch ein erhebliches Erweiterungspotenzial für deren Anwendung.

Das entwickelte Gesamtsystem (Produkt) besteht aus frei verfügbaren oder wenig kostenintensiven Programmen und zeichnet sich durch einen modularen Aufbau und eine einfache Erweiterbarkeit aus.

Zum einen ist dadurch eine einfache Anwendung bei Talsperrenbetreibern möglich. Zum anderen kann das Gesamtsystem einfach erweitert bzw. können einzelne Programme durch andere gleicher Funktionalität, die vielleicht bei dem Betreiber gebräuchlich und schon vorhanden sind, ausgetauscht werden. So kann z. B. die hydraulisch-numerische Berechnung auch zweidimensional erfolgen, wenn Topographie und Landnutzung es erfordern und die Eingangsdaten es zulassen.

Als Erweiterung wäre die Einbindung von komplexeren Niederschlagsgeneratoren möglich, wie sie in anderen RIMAX-Projekten (z. B. Thema „Integrative Nutzung des technischen Hochwasserrückhalts in Poldern und Talsperren am Beispiel des Flussgebiets der Unstrut“, Ruhr-Universität Bochum) entwickelt wurden. Dabei ist jedoch auch die Rechenzeit, die maßgeblich für die Anwendbarkeit als Optimierungssystem für eine Echtzeitsteuerung ist, zu berücksichtigen.

Auch könnte die hydraulisch-numerische Simulation unter Berücksichtigung des Geschiebetransportes bzw. einer veränderlichen Sohle besser an die Prozesse bei natürlichen Hochwasserereignissen angepasst werden. Hier haben die Erfahrungen beim Hochwasserereignis 2002 in Sachsen gezeigt, dass der mit dem Wasser verbundene Transport von Geschiebe und größerem Treibgut besonders bei steileren Fließstrecken zusätzliche Schadensprozesse mit hohen Schadenssummen hervorrufen kann. Auch hierbei gilt, dass diese deutlich komplexeren Fragestellungen und ihre Lösungen zu einem Anstieg der Rechenzeit führen werden bzw. zumindest zu einem deutlich größeren Aufwand bei der Erstellung und Kalibrierung des Modells.

Es wurde in dieser Arbeit gezeigt, dass das Forschungsthema der Schadensfunktionen, d. h. des Zusammenhangs zwischen Wasserstand und/oder Fließgeschwindigkeit und der Höhe des durch Überflutung verursachten Schadens in den letzten Jahren große Aufmerksamkeit erfuhr und neue Ansätze verfolgt wurden. Diese Forschung, die immer auch ereignisgetrieben war, sollte weiter fortgesetzt werden. In der Integration neuer umfassender Schadensfunktion besteht einen weitere Möglichkeit, das hier vorgestellt Produkt zu aktualisieren und zu verbessern.

Zudem ist die Berücksichtigung anderer bzw. zusätzlicher Zielfunktionen einfach möglich, so dass die Mehrzieloptimierung auf andere Talsperrensysteme übertragen werden kann. Auch ist die Koppelung der Talsperrensteuerung mit weiter stromab liegenden maßgebenden Pegeln über Zielfunktionen möglich. Es soll jedoch darauf hingewiesen werden, dass mit der Anzahl der Zielfunktionen auch der Rechenaufwand deutlich ansteigt.

Die Güte der Optimierung einer Echtzeitsteuerung ist maßgeblich von der Güte der Niederschlagsvorhersage abhängig. Gerade hier hat das RIMAX-Forschungsprogramm sowohl die Fortschritte als auch die immer noch vorhandenen Defizite aufgezeigt. Besonders die Niederschlagsvorhersage in kleinen und in Gebirgseinzugsgebieten bleibt ein Gegenstand der Forschung.

Die drei großen Anwendungsgebiete des Produktes sind die Überprüfung und Optimierung allgemeiner Betriebsregeln für eine Vielzahl von Hochwasserereignissen, die Optimierung der Talsperrensteuerung in Echtzeit im Hochwasserfall und die Optimierung von Betriebsregeln im Kontext der Langzeitbewirtschaftung.

Für die Optimierung der Talsperrensteuerung in Echtzeit spielt die Niederschlagsvorhersage eine entscheidende Rolle. Somit kann die Funktionalität des entwickelten Gesamtsystems erst dann voll zum Tragen kommen, wenn die Vorhersage des hochwasserauslösenden Niederschlagsereignisses für eine betrachtetes Talsperrensystem mit der benötigten Genauigkeit sowie dem für eine adäquate Steuerung notwendigen zeitlichen Vorlauf erfolgt.

8. Danksagung

Die hier vorgestellten wissenschaftlichen Ergebnisse stammen aus der Bearbeitung des Forschungsprojektes „Erhöhung der Bauwerksicherheit und Reduktion des Hochwasserrisikos im Unterlauf durch optimierte Speicher- und Poldersteuerung unter Berücksichtigung ökologischer Belange“.

Die Arbeiten an diesem Gemeinschaftsprojekt wurde in enger Kooperation vom Fachgebiet für Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung der Technischen Universität Darmstadt, mit Prof. Dr.-Ing. Manfred Ostrowski und Herrn Felix Froehlich und vom Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden mit Prof. Dr.-Ing. habil Reinhard Pohl, Frau Dr.-Ing. Antje Bornschein, Herrn Robert Dittmann und Herrn Stefano Gilli durchgeführt.

Das Forschungsprojekt wurde als Projekt RIMAX 33 im Rahmen der Förderaktivität „Risikomanagement extremer Hochwasserereignisse“ (RIMAX) des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) mit einer Laufzeit von Juni 2005 bis Januar 2009 finanziell unterstützt.

Die Bearbeiter danken dem Bundesministerium für Bildung und Forschung für die finanzielle Unterstützung. Darüber hinaus gilt der Dank dem Forschungszentrum Karlsruhe für die organisatorische Begleitung des Forschungsprogramms sowie der einzelnen Projekte und die gute Zusammenarbeit.

Unterstützt wurde die Bearbeitung durch die beiden Praxispartner Wasserverband Eifel-Rur und Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen, denen dafür gedankt sei.

9. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Wirkungskette Hochwasser (nach Thieken et. al 2006). 2
Abbildung 2.1: Anwendung der Polygonmethode für die Ermittlung des flächenspezifischen Niederschlags im Einzugsgebiet der Weißeritz. 9
Abbildung 2.2: Bereichsweise liniearisierte Entnahmefunktion (nach Dokumentation TALSIM 2.0). 11
Abbildung 2.3: Systemelemente in TALSIM für die Modellierung eines Polders. 12
Abbildung 2.4: Freihaltung des Hochwasserschutzraumes durch Vorentlastung unter Berücksichtigung einer Hochwasservorhersage. 13
Abbildung 2.5: Beispiel einer Speicherinhalt-Abgabe-Kennlinie für die Hochwasserentlastungsanlage (HWE) einer Talsperre. 14
Abbildung 3.1: Definition von Sohlgefälle, Wasserspiegelgefälle und Energieliniengefälle. 17
Abbildung 3.2: Anordnung der Scheitelwerte für Energieliniengefälle (1), Fließgeschwindigkeit (2), Durchfluss (3) und Fließfläche (4) beim Ablauf einer Hochwasserwelle. 21
Abbildung 3.3: Abflachungstendenz einer Hochwasserwelle in Abhängigkeit von der Krümmung der Wasseroberfläche. 22
Abbildung 3.4: Abschnitt der Roten Weißeritz unterhalb der Talsperre Malter (Lageskizze). 23
Abbildung 3.5: Ausschnitt des HEC-RAS-Modells der Roten Weißeritz oberhalb der Vereinigung mit der Wilden Weißeritz (schwarze Flächen stellen Gebäude und dunkelblaue Flächen überflutete Gebiete dar). 24
Abbildung 3.6: Stationär und instationär berechnete Wasserspiegellage (Q = 520 m³/s, Teilabschnitt des Berechnungsbeispiels). 27
Abbildung 3.7: Stationär und instationär berechnete Energiehöhe (Q = 520 m³/s, Teilabschnitt des Berechnungsbeispiels). 27
Abbildung 3.8: Energiehöhe und Froudezahl aus der instationären Berechnung (Q = 520 m³/s, Teilabschnitt des Berechnungsbeispiels). 28
Abbildung 3.9: Prozentuale Abweichungen der berechneten Wassertiefe für das Fallbeispiel mit strömendem und schießendem bzw. nur strömendem Fließzustand. 29
Abbildung 3.10: Absolute Wasserstandsdifferenz zwischen der instationären und der stationären Lösung mit unterschiedlichen Reibungsverlustansätzen bei der stationären Berechnung (Gerinneabschnitt mit ausschließlich strömendem Abfluss). 29
Abbildung 3.11: Zur Untersuchung des Hystereseeffektes verwendete Ganglinien. 31
Abbildung 3.12: Querschnitt des prismatischen Gerinnes. 32
Abbildung 3.13: Schlüsselkurven am Ende des prismatischen Gerinnes für Welle 4 (vgl. Abbildung 3.11), oben: I_A = 1,1 % (schießender Abfluss), unten: I_B = 0,22 % (strömenden Abfluss). 33
Abbildung 3.14: Auswirkung der Translation beim Durchgang der Hochwasserwelle durch ein 15 km langes prismatisches Gerinne. 33
Abbildung 3.15: Froudezahl für einen Abschnitt der Roten Weißeritz bei Q = 96 m³/s zur Bewertung des Fließzustandes ($Fr > 1$ schießender Abfluss; $Fr < 1$ strömender Abfluss). 34
Abbildung 3.16: Auswirkung der Translation beim Durchgang einer Hochwasserwelle durch einen Abschnitt der Roten Weißeritz (Welle 3 aus Abbildung 3.11). 34

Abbildung 3.17: Modellausschnitt im Bereich Emmerich-Ambros-Ufer, Dresden (Detail der Verschneidung der zwei unterschiedlich auflösenden DGM für die Weißeritz bzw. für die Stadt). 35
Abbildung 3.18: Instationäre (rot) und stationäre (blau) Zuflussganglinie für die 2D-Berechnung der Weißeritz im Stadtgebiet Dresden. 36
Abbildung 3.19: Differenz der Wassertiefen zwischen instationärer und stationärer Simulation mit Q_{max} = 477 m³/s im Überflutungsgebiet der Weißeritz in der Stadt Dresden....37
Abbildung 3.20: Vergleich zwischen einer eindimensional und einer zweidimensional berechneten Überflutungsfläche....38
Abbildung 3.21: Vergleich der mit HEC-RAS und TALSIM berechneten Abflussganglinien nach einem Fließweg von 15 km; I = 1,1 % (schießend)....39
Abbildung 3.22: Vergleich der mit HEC-RAS und TALSIM berechneten Abflussganglinien nach einem Fließweg von 15 km; I = 0,22 % (strömend). 40
Abbildung 3.23: Vergleich der mit HEC-RAS und TALSIM berechneten Wasserstandsganglinien nach einem Fließweg von 15 km; I = 1,1 % (schießend)....40
Abbildung 3.24: Vergleich der mit HEC-RAS und TALSIM berechneten Wasserstandsganglinien nach einem Fließweg von 15 km; I = 0,22 % (strömend). 40
Abbildung 3.25: Darstellung der h-Q und der A-Q-Beziehung als Grundlage der h-A-Q-Kennlinie....41
Abbildung 3.26: Darstellung der Beispielflussstrecke in TALSIM (Transportstrecke S111). 42
Abbildung 3.27: GIS-Export-Menü in HEC-RAS (Version 3.1.3). 43
Abbildung 3.28: Avenue-Script zum Konvertieren von Daten aus dem GRID-Format in ein Shape-Format....43
Abbildung 3.29: Überflutungsflächen eines 3,5 km langen Flussabschnittes der Wilden Weißeritz oberhalb der Vereinigung mit der Roten Weißeritz für Q = 240 m³/s....44
Abbildung 3.30: Ergebnis der Verschneidung der Überflutungsflächen mit den Landnutzungsdaten des DLM bei Q = 240 m³/s (oben) und Q = 210 m³/s (unten). 44
Abbildung 3.31: Beispiel einer Verteilung der Wassertiefen für eine Landnutzungsart. 45
Abbildung 3.32: Beispiel einer Gesamtschadensfunktion für einen definierten Flussabschnitt (◆ berechnete Werte). 45
Abbildung 3.33: Schadensfunktionen für Verkehr und Landwirtschaft, Forst nach Müller & Riedel 2005 (dicke Linien) und BWG 1997 (unterbrochene Linien). 47
Abbildung 3.34: Schadensfunktionen für Siedlung und Industrie nach Müller & Riedel 2005 (dicke Linien) und BWG 1997 (unterbrochene Linien). 47
Abbildung 3.35: Ausgabe der Ergebnisse auf der FLEMO-Website. 49
Abbildung 3.36: Vergleich des mit verschiedenen Modellen der FLEMO-Website ermittelten Schadens durch Überflutung mit dem im vorliegenden Bericht verwendeten Modell (RIMAX 33). 49
Abbildung 4.1: KOSTRA-Raster (rot) und die Grenzen des Einzugsgebietes der Weißeritz(weiß). 50
Abbildung 4.2: Niederschlagshöhe in Abhängigkeit von der Jährlichkeit: Vergleich zwischen den Daten des KOSTRA-Atlas (▲) und der eigenen Analyse nach Gleichung 3.3 (●) für die Niederschlagsstation Zinnwald-Georgenfeld (D = 2 d). 51

Abbildung 4.3: Niederschlagsgenerator: Teilbereiche 1.Ordnung für eine anfangsbetonten Intensitätsverteilung (Höhe des Gebietsniederschlages h_N = 400 mm, D = 48 h). 53
Abbildung 4.4: Niederschlagsgenerator: Teilbereiche 2.Ordnung für eine anfangsbetonten Intensitätsverteilung (Höhe des Gebietsniederschlages h_N = 400 mm, D = 48 h). 53
Abbildung 4.5: Generierte räumliche Niederschlagsverteilung im Weißeritzeinzugsgebiet für ein Bemessungsereignis (Referenzstation: Malter).....55
Abbildung 4.6: Optimierte Steuerung unter Berücksichtigung des lokal veränderten Energieliniengefälles während der Polderflutung (Steuerung 2.4) und ohne Berücksichtigung (Steuerung 2.1 und 2.2) aus Fischer 2005. 56
Abbildung 4.7: Theoretische Beispiele für gesteuerte Polderflutungen: oberes Bild: zu frühe Flutung aufgrund einer ungenauen Vorhersage, unteres Bild: optimale Flutung bei genauer Vorhersage. 57
Abbildung 4.8: Definitionsskizzen für die charakteristischen Parameter beim Wellenauflauf. 58
Abbildung 4.9: Form und Lage des Seegebietes. 59
Abbildung 4.10: Böschungen mit Kronenelementen als Wellenumlenker: Ufermauer (2), kreisförmig ausgerundeter Wellenumlenker (3), Wellenumlenker mit kreisförmiger (unten) und elliptischer (oben) Ausrundung (4). 61
Abbildung 5.1: Das Abflussregime als "Schlüsselvariable" für die ökologische Integrität (nach Poff et al. 1997) 63
Abbildung 5.2: Beispiel für die Berechnung der hydrologischen Veränderung eines IHA Parameters (hier HM3Q). In grün dargestellt ist die Werteverteilung des IHA Parameters im natürlichen Abflussregime, in rot die Werteverteilung im modifizierten Regime. Die aus der natürlichen Verteilung berechneten Grenzen der RVA Kategorien (High, Middle, Low) sind als horizontale Linien eingezeichnet.....66
Abbildung 5.3: Beispiel für das Endergebnis einer Berechnung der hydrologischen Veränderung: Hydrologische Veränderung aller 33 IHA Parameter in allen drei RVA Kategorien.....67
Abbildung 5.4: Generelles Konzept einer dynamischen Betriebsregel zur Minimierung der talsperreninduzierten hydrologischen Veränderung 68
Abbildung 6.1: Ungesteuerte Abgabe aus einem Speicher bei Hochwasser. 71
Abbildung 6.2: Speichersteuerung unter Einhaltung eines schadlosen Abflusses im Unterwasser. 71
Abbildung 6.3: Adaptive Speichersteuerung bei Hochwasser.....72
Abbildung 6.4: Speichersteuerung unter Einhaltung eines schadlosen Abflusses im Unterwasser in Verbindung mit einer Vorentlastung. 72
Abbildung 6.5: Prinzip einer ökologisch ausgerichteten Talsperrensteuerung.....73
Abbildung 6.6: Grafische Darstellung einer Pareto-Front als Gesamtheit der Optima, die für dieses Beispiel möglichst weit links und weit unten liegen (Einzellösung (□), nach Weicker 2002).....75
Abbildung 6.7: Schema für eine Mehrzieloptimierung einer Steueranweisung unter Berücksichtigung einer Niederschlagsvorhersage und dreier Zielfunktionen. 75
Abbildung 6.8: Methodik zur Ermittlung der Durchfluss-Schaden-Beziehungen für jeden Fließquerschnitt als Grundlage für die Mehrzieloptimierung von Steuerstrategien. 79

Abbildung 6.9: Ermittlung des Abminderungsfaktors für die Höhe des Gebietsniederschlags im Einzugsgebiet der Weißeritz (Gegenüberstellung D = 48 h und D = 72 h). 81
Abbildung 6.10: Ermittlung des Abminderungsfaktors für die Höhe des Gebietsniederschlags im Einzugsgebiet der Weißeritz (Gegenüberstellung D = 24 h und D = 72 h). 81
Abbildung 6.11: Gegenüberstellung der Volumen-Scheitel-Beziehungen von stochastisch generierten (+) und beobachteten (■) Sommerhochwassern für den Pegel Dippoldiswalde (D = 24 h bis 72 h, h_N = 50 mm bis 370 mm). 82
Abbildung 6.12: Gegenüberstellung der Volumen-Scheitel-Beziehungen von stochastisch generierten (+) und beobachteten (■) Sommerhochwassern für den Pegel Ammelsdorf (D = 24 h bis 72 h, h_N = 50 mm bis 370 mm). 82
Abbildung 6.13: Konvergenzverhalten des normierten Wertes für den Schadens durch Überflutung. 85
Abbildung 6.14: Konvergenzverhalten des normierten Werte für die Nichteinhaltung des rechnerisch erforderlichen Freibordes. 85
Abbildung 6.15: Zwei mögliche Verfahren zur Abbildung einer Abgabenkennlinie. 86
Abbildung 6.16: Vergleich der Steuerstrategien anhand des normierten Schadens $S_{normiert}$ [%]. 87
Abbildung 6.17: Scatterplot-Matrix mit den nichtdominierten Lösungen der Pareto-Front (●) und der Beispiellösung 288 (●) (Gesamtschaden = Z_1 (Gl. 10.11), f = $Z_{2,3,4}$ (Gl. 10.12), GA = Z_5 (Gl. 10.13)). 88
Abbildung 6.18: Talsperre Lehnmühle – Zielfunktion 2 [%] (Gl. 6.17) für die betrachteten Steuerstrategien (Gleichverteilung des Gebietsniederschlages). 89
Abbildung 6.19: Talsperre Klingenberg – Zielfunktion 3 [%] (Gl. 6.17) für die betrachteten Steuerstrategien (Gleichverteilung des Gebietsniederschlages). 89
Abbildung 6.20: Optimierte Abgabenkennlinien der drei Talsperren bei der Steuerstrategie L288. 90
Abbildung 6.21: Talsperre Klingenberg – Zielfunktion 5 [%] (Gl. 6.18) für die betrachteten Steuerstrategien (Gleichverteilung des Gebietsniederschlages). 90
Abbildung 6.22: Gegenüberstellung der untersuchten Steuerstrategien aus Tabelle 10.2 als Scatterplot-Matrix (alle Punkte (●) innerhalb der schraffierten Flächen stellen einen besseren Kompromiss als der Ist-Zustand (Strategie Ia) dar) (Schaden nach Gl. 10.7, $Ü_f$ nach Gl. 10.8, Ave(Qab) = mit Status quo normiertes Abgabevolumen über Grundablässe der Talsperre Klingenberg). 91
Abbildung 6.23: Scatterplot-Matrix (●) Lösungen der sekundären Population (○) bessere Lösungen als Status quo (●) Beispiellösungen L1 und L2 (Schaden = Z_1 (Gl. 10.14), f = $Z_{2,3,4}$ (Gl. 10.15), Sum(Q_{ab}) = Z_5 (Gl. 10.16)). 93
Abbildung 6.24: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen hinsichtlich des Schadens durch Überflutung. 95
Abbildung 6.25: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen hinsichtlich der Abgabe aus den Grundablässen der Talsperre Klingenberg. 95
Abbildung 6.26: Scatterplot-Matrix (●) Lösungen der sekundären Population (○) Beispiellösungen 3544 und 4228 (Z1 nach (Gl. 10.14), Z2,3,4 nach (Gl. 10.15), Z5 nach (Gl. 10.16)). 96
Abbildung 6.27: Talsperre Klingenberg: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen (die Ausdehnung der weißen Balken markiert den notwendigen Sicherheitsfreibord nach DVWK 1997, der graue Teil der Balken im negativen Wertebereich markiert die Nichteinhaltung des Freibordes). 97

Abbildung 6.28: Talsperre Lehnmühle: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen (die Ausdehnung der weißen Balken markiert den notwendigen Sicherheitsfreibord nach DVWK 1997, der graue Teil der Balken im negativen Wertebereich markiert die Nichteinhaltung des Freibordes). 97
Abbildung 6.29: Talsperre Malter: Optimierung einer Echtzeitsteuerung - Ergebnisse von 77 Evaluierungssimulationen (die Ausdehnung der weißen Balken markiert den notwendigen Sicherheitsfreibord nach DVWK 1997, der graue Teil der Balken im negativen Wertebereich markiert die Nichteinhaltung des Freibordes). 97
Abbildung 6.30: Reduzierung des Wellenscheitels mit unterschiedlichen Steuerstrategien.98
Abbildung 6.31: Bearbeitungsschritte zur Manipulation der HEC-RAS Eingabedateien zur Darstellung einer zeitabhängigen Wehrhöhe. 99
Abbildung 6.32: Optimierungsschema für eine gemeinsame Polder- und Talsperrensteuerung mit BlueM.Opt....99
Abbildung 6.33: Zielfunktion für die hydrologische Veränderung (HA)....101
Abbildung 6.34: Lage des Einzugsgebietes der Weißeritz. 102
Abbildung 6.35: Gefälleverteilung im Einzugsgebiet der Weißeritz und der Müglitz. 104
Abbildung 6.36: Landnutzungen und deren Verteilung in den Einzugsgebieten der Weißeritz und der Müglitz. 106
Abbildung 6.37: Schwergewichtsmauern der Talsperre Lehnmühle (Foto: LTV). 106
Abbildung 6.38: Hochwasserüberfall der TS Lehnmühle. 107
Abbildung 6.39: Schwergewichtsmauern der Talsperre Klingenberg (Foto: LTV).....108
Abbildung 6.40: Überfallcharakteristik der HWE an der Talsperre Klingenberg. 109
Abbildung 6.41: Luftbild der Talsperre Malter mit Blick in Richtung Staumauer (Foto: www.wikipedia.de). 110
Abbildung 6.42: Die Zufluss- und Abgabeganglinie sowie der Beckeninhalt der Talsperre Malter während des Augusthochwassers 2002 (nach LfUG 2002). 110
Abbildung 6.43: Potenzielle Polderflächen an der Vereinigten Weißeritz (Fläche ~ 0,25 km², Sohle bei 163 m ü. NN, Legende: Höhe über Sohle). 111
Abbildung 6.44: Teileinzugsgebiete der Weißeritz. 112
Abbildung 6.45: Systemplan der Weißeritz in TALSIM. 113
Abbildung 6.46: Links: Hypothetischer Polder modelliert mit HEC-RAS. 114
Abbildung 6.47: Abgabefunktion für die Rohwasserabgabe aus der Talsperre Klingenberg in Abhängigkeit vom Gesamtstauinhalt des Talsperrenystems Lehnmühle-Klingenberg (Bspl.: Januar) 114
Abbildung 6.48: Abgabefunktion für die landschaftlich notwendigen Mindestabgabe an der Talsperre Klingenberg in Abhängigkeit vom aktuellen Zufluss (Bspl.: Januar). 115
Abbildung 6.49: Skalierungskennlinie zur Freihaltung des Hochwasserschutzraumes an der Talsperre Malter. 115
Abbildung 6.50: Leistungskurve der Betriebseinrichtungen der Talsperre Malter (Summe aus Grundablass, Kraftwerksleitung und drei Umgehungsleitungen).....116
Abbildung 6.51: Leistungskurven der umgelegten und der hochgestellten Fischbauchklappe an der Talsperre Malter. 116
Abbildung 6.52: Skalierungskennlinie für die hochfahrende Fischbauchklappe zur Einhaltung des schadlosen Abflusses an der Talsperre Malter.....117
Abbildung 6.53: Skalierungslinie für die Reduzierung der Betriebseinrichtungen an der Talsperre Malter. 117

Abbildung 6.54: Leistungskurven der Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Malter. 118
Abbildung 6.55: Vergleich berechneter Überflutungsflächen für einen Abschnitt der Wilden Weißeritz (Q = 100 m³/s), oben eindimensionale Berechnung (HEC-RAS), unten zweidimensionale Berechnung (LTV 2005a). 119
Abbildung 6.56: Beobachtete und berechnete Durchflüsse am Pegel Beerwalde (Zufluss zur Talsperre Klingenberg) beim Hochwasser 2002. 120
Abbildung 6.57: Hochwasser 2002 beobachteter und simulierter Inhalt der Talsperre Klingenberg. 121
Abbildung 6.58: Beobachtete und simulierte Durchflüsse am Pegel Ammelsdorf, Hochwasser 1995 (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995, 1996 und 2002 kalibrierten Parametersatz). 122
Abbildung 6.59: Beobachtete und simulierte Durchflüsse am Pegel Ammelsdorf, Hochwasser 1996 (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995, 1996 und 2002 kalibrierten Parametersatz). 122
Abbildung 6.60: Beobachtete und simulierte Durchflüsse für das Hochwasser 1995 am Pegel Ammelsdorf (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995 und 1996 kalibrierten Parametersatz). 123
Abbildung 6.61: Beobachtete und simulierte Durchflüsse für das Hochwasser 1996 am Pegel Ammelsdorf (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995 und 1996 kalibrierten Parametersatz). 123
Abbildung 6.62: Beobachtete und simulierte Durchflüsse für das Hochwasser 2002 am Pegel Ammelsdorf (Berechnung mit dem anhand der Ereignisse 1995 und 1996 kalibrierten Parametersatz). 123
Abbildung 6.63: Pegel Ammelsdorf - Vergleich der Scheitel-Füllen-Beziehung von simulierten und beobachteten Hochwasserwellen mit einem anhand der Ereignisse 2002, 1995, 1996 kalibrierten Modell (+ Hochwasserwellen aus N-A-Modell, ■ beobachtet). 124
Abbildung 6.64: Pegel Ammelsdorf - Vergleich der Scheitel-Füllen-Beziehung von simulierten und beobachteten Hochwasserwellen mit einem anhand der Ereignisse 1995 und 1996 kalibrierten Modell (+ Hochwasserwellen aus N-A-Modell, ■ beobachtet). 125
Abbildung 6.65: Pegel Dippoldiswalde: Vergleich der Scheitel-Füllen-Beziehung von beobachteten und simulierten Hochwasserwellen mit einem anhand der Ereignisse 1996 und 2002 kalibrierten Modell (+ Hochwasserwellen aus N-A-Modell, ■ beobachtet). 125
Abbildung 6.66: Gegebenüberstellung der Jährlichkeiten der Pegel Ammelsdorf (Wilde Weißeritz) und Pegel Dippoldiswalde 1 (Rote Weißeritz) bei räumlich homogener Gebietsüberregnung von 1000 Niederschlagsereignissen (h_N = 100 mm bis MGN, D = 24 h bis 72 h). 126
Abbildung 6.67: Talsperre Lehnmühle: Abflusscharakteristik der Hochwasserentlastungsanlage sowie bei Überströmung der Krone. 126
Abbildung 6.68: Einzugsgebiet der Rur und Lage der Talsperren 129
Abbildung 6.69: Simulationsergebnis Istzustand Oleftalsperre (Ausschnitt) 130
Abbildung 6.70: Hydrologische Veränderung an der Oleftalsperre, Simulation des Istzustands von 1906 - 2003 130
Abbildung 6.71: Optimierungsergebnis: 100 Lösungen, die die Pareto-Front approximieren. Der in diesem Fall vierdimensionale Lösungsraum wurde hier auf alle möglichen zweidimensionalen Lösungsräume projiziert (Sactterplot-Matrix). Drei exemplarisch ausgewählte Lösungen sind markiert. 132
Abbildung 6.72: Ganglinien der Speicherabgaben ausgewählter Lösungen im Vergleich zum Istzustand und dem Zufluss (Ausschnitt)....133

Abbildung 6.73: Dauerlinien der Speicherabgaben ausgewählter Lösungen im Vergleich zum Istzustand und der Zuflussdauerlinie 133
Abbildung 6.74: Ganglinien der Speicherfüllstände ausgewählter Lösungen im Vergleich zum Istzustand (Ausschnitt) 134
Abbildung 6.75: Speicherfüllstandsverteilungen ausgewählter Lösungen im Vergleich zum Istzustand 134
Abbildung 6.76: Korrelationskoeffizient der Tagesdaten der Niederschlagsstationen im Einzugsgebiet der Weißeritz in Abhängigkeit der Entfernung voneinander. 135

10. Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Bodenfeuchteklassen in Abhängigkeit von den Vorfeuchtebedingungen.....6
Tabelle 2.2: Bestimmung des CN-Wertes für die Bodenfeuchteklasse II (Maniak 1997) für die Bodentypen A, B, C, D. 7
Tabelle 2.3: Monatliche Größe des Verdunstungsfaktors $ETPFAKT_{mon}$ (Münch 1994). 9
Tabelle 2.4: Attribute und Kennlinien von Speichern in TALSIM.....12
Tabelle 3.1: Sensitivität der Berechnungsergebnisse am Ende des HEC-RAS-Modells gegenüber der räumlichen und zeitlichen Auflösung (Welle3, Sohlgefälle I_B = 0,22 %). 32
Tabelle 3.2: Bewertungsparameter der Simulationsgüte der Hochwasserwelle mit TALSIM in Bezug auf die Simulationsergebnisse von HEC-RAS.....39
Tabelle 3.3: Ergebnisvergleich einer Wellenablaufberechnung mit HEC-RAS bzw. TALSIM bei Verwendung des Kalinin-Miljukov-Verfahrens sowie einer hydraulischen Kennlinie (h-A-Q-Kennlinie).....41
Tabelle 3.4: Güteparameter für den Vergleich zwischen HEC-RAS und TALSIM bei Abbildung eines Gerinnes von 10 km Länge mit nur drei Transportstrecken. 42
Tabelle 3.5: Schadensfunktion nach räumlicher Gliederung (Emscher 2006, mit S – Schaden [Euro], h – Wasserstand [m]).....48
Tabelle 3.6: Spezifischer Schaden nach räumlicher Gliederung (Emscher 2006). 48
Tabelle 4.1: Überschreitungswahrscheinlichkeit x und zugehöriger Beiwert k_x für die Gleichungen 4.7 und 4.8. 60
Tabelle 4.2: Windstau: Voraussetzung für die Verwendung des Pauschalwertes h_{wi} = 0,05 m. 61
Tabelle 5.1: Die Kenngrößen der Indicators of Hydrologic Alteration (IHA, nach The Nature Conservancy, 2007).....64
Tabelle 6.1: Ergebnisse der Anpassungstests für die Verteilung der Niederschlagshöhe und verschiedenen Verteilungsfunktionen (n = 35, kritischer Wert d_α = 0,23 für α = 5 %).....80
Tabelle 6.2: Steuerstrategie I für die Talsperren Klingenberg, Lehnmühle und Malter. .83
Tabelle 6.3: Steuerstrategie II für die Talsperren Klingenberg, Lehnmühle und Malter. 84
Tabelle 6.4: Steuerstrategien für die Talsperren Klingenberg, Lehnmühle und Malter. .84
Tabelle 6.5: Ergebnisse und Vergleich verschiedener Steuerstrategien.....93
Tabelle 6.6: Einzugsgebietsgröße, Flusslänge und Gebietshöhen der Weißeritz und der Müglitz (LfUG 2004). 103
Tabelle 6.7: Gewässerkundliche Hauptzahlen an ausgewählten Pegeln des betrachteten Einzugsgebietes (http://www.umwelt.sachsen.de/de/wu/umwelt/lfug/lfug-internet/wasser_15404.html, Stand 2008). 103
Tabelle 6.8: Einteilung der phänomenologischen Naturräume. 104
Tabelle 6.9: Angaben zum Absperrbauwerk der Talsperre Lehnmühle. 107
Tabelle 6.10: Stauraumaufteilung der Talsperre Lehnmühle nach DIN 19700 (LTV 2005). 107
Tabelle 6.11: Stauraumaufteilung Talsperre Klingenberg nach DIN 19700 (LTV 2005). 108
Tabelle 6.12: Angaben zum Absperrbauwerk der Talsperre Klingenberg.....109
Tabelle 6.13: Stauraumaufteilung der TS Malter nach DIN 19700 (LTV 2005).....110

Tabelle 6.14: Notwendige Attribute der Talsperren im Einzugsgebiet der Weißeritz für TALSIM (LTV 2005).....112
Tabelle 6.15: Ausgewählte Parameter für die Autokalibrierung des N-A-Modells und deren Wertebereich (k_R = Retentionskonstante). 119
Tabelle 6.16: Zeiträume mit signifikantem Hochwasser mit Angabe des maximalen Durchflusses am Pegel Dippoldiswalde (1) und Ammelsdorf (2). 120
Tabelle 6.17: Vergleich beobachteter (Sieber 2003) und simulierter Kennwerte der Talsperre Lehnmühle während des Hochwassers 2002. 121
Tabelle 6.18: Vergleich beobachteter (Sieber 2003) und simulierter Kennwerte der Talsperre Malter während des Hochwassers 2002. 121
Tabelle 6.19: Vergleich beobachteter (Sieber 2003) und simulierter Kennwerte der Talsperre Klingenberg während des Hochwassers 2002. 122
Tabelle 6.20: Korrelationskoeffizienten-Matrix für die logarithmierten Jahreshöchstdurchflüsse bzw. Wellenvolumen. 124
Tabelle 6.21: Berechnungen zum Sicherheitsfreibord der Talsperre Malter vor dem HHQ (Martin & Pohl 2002).....128
Tabelle 6.22: Zielfunktionswerte der ausgewählten Lösungen im Vergleich zum Istzustand 132

11. Literatur

Abbott, M.B., (1979): Computational Hydraulics, Elements of the Theory of Free-Surface Flows, Pitman Publisher, London

BAH Berlin (2006): Aufbau von NA-Modellen zur Ermittlung von Bemessungsgrundlagen für Hochwasserschutzkonzeptionen, http://www.bah-berlin.de/html/hw-konzepte.html (Stand Mai 2006)

Baumgartner, V. (1980): Optimale Steuerung von Speichersystemen im Hochwasserfall; In: Schriftenreihe des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft, 14.

Bárdossy, A. and E.J. Plate (1992): Space-time model of daily rainfall using atmospheric circulation patterns, Water Resources Research 28(5): 1247-1259.

Battjes J. A. (1971): Run-up distribution of waves breaking on slopes. In: Journal of waterways, harbour and coastal engineering division, 97(1): 91-114

Bernhofer, Ch., Goldberg, V., (2001): CLISAX - Statistische Untersuchungen regionaler Klimatrends in Sachsen. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben des Sächsische Landesamtes für Umwelt und Geologie, AZ: 3-8802.3521/48, 125 S.

Binark, A. M. (1979): Simultane Niederschlagsgenerierung an mehreren Stationen eines Einzugsgebietes, IHW Mitteilungen, Heft 16, Karlsruhe

Bunn, S. E., Arthington, A. H. (2002): Basic Principles and Ecological Consequences of Altered Flow Regimes for Aquatic Biodiversity, Environmental Management, 30 (4): 492-507.

BÜK 400 (1993): http://www.umwelt.sachsen.de/de/wu/umwelt/lfug/lfug-internet/interaktive _karten _11081.html, Zeitbezug des Dateninhaltes 31.12.1993

Bornschein, A.; Pohl, R. (2005): Lessons learned from the 2002 flood in Saxony, Germany. In: Proceedings of the 40th Defra Flood and Coastal management Conference, York, England: 05B.3.1 – 05B.3.12

Brombach, H. (1981): Automatisierung der Bewirtschaftung von Wasserspeichern. Mitteilungen Institut für Wasserbau, Heft 48, Universität Stuttgart.

Bruschin, J., and Schneiter, L. (1978): Caractéristiques des vagues dans les lacs profonds. Bulletin technique Suisse romande 104(19).

Büchele B., Kreibich H., Kron A., Thieken A., Ihringer J., Oberle P., Merz B., Nestmann F. (2006): Floodrisk mapping: contributions towards an enhanced assessment of extreme events and associated risks. NHESS 6: 485-503.

BWG (1997): Berücksichtigung der Hochwassergefahren bei raumwirksamen Tätigkeiten. Bundesamt für Wasserwirtschaft (jetzt BWG), Bundesamt für Raumplanung, Bundesamt für Umwelt, Wald und Landschaft, Schweiz

Chandler, R.E. (2002). GLIMCLIM: Generalised linear modelling for daily climate time series (software and user guide). Research Report No. 227, Department of Statistical Science, University College London

Chow, V. T. (1959): Open-channel hydraulics. McGraw-Hill Book Company, Columbus, Ohio, USA, ISBN 0-07-010776-9

Collier, M., Webb, R., Schmidt, J. (1996): Dams and Rivers - A Primer on the Downstream Effects of Dams. U.S. Geological Survey.

DIN 19226 (1986): Regelungstechnik und Steuerungstechnik, Begriffe und Benennungen

DIN 19661 (1998): Wasserbauwerke - Teil 1: Kreuzungsbauwerke; Durchleitungs- und Mündungsbauwerke

DIN 19700 Teil 10 bis 15 (2004): Stauanlagen

Dittmann, R. (2009): Evolutionäre Mehrzieloptimierung kurzfristiger Steueranweisungen von Talsperren bei extremem Hochwasser. Dissertation am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, TU Dresden, in Arbeit.

Dittmann R., Froehlich F., Pohl R., Ostrowski, M. (2009): Optimum multi-objective reservoir operation with emphasis on flood control and ecology. Natural Hazards and Earth System Sciences (NHESS), special issue RIMAX, eingereicht

DVWK (1995): Sicherheitsbericht Talsperren - Leitfaden, DVWK Merkblatt 231

DVWK (1997): Freibordbemessung an Stauanlagen, DVWK Merkblatt 246

DWD (2000): Starkniederschlagshöhen für Deutschland - KOSTRA, Selbstverlag des Deutschen Wetterdienstes

DWD (2001): Klimastatusbericht 2001. http://www.ksb.dwd.de

DWD (2006): Datenbereitstellung für das vorliegende Forschungsprojekt, Deutscher Wetterdienst Berlin

Dyson, M., Bergkamp, G., Scanlon, J. (2003): Flow. The Essentials of Environmental Flows. IUCN, Gland, Schweiz und Cambridge, GB.

Emscher (2006): Hochwasser-Aktionsplan Emscher, Stand 2006, http://www.eglv.de/index_frs.html

Falvey, H. T. (1974): Prediction of wind wave heights. In: Journal of waterways, harbour and coastal engineering division, 100(1)

Fischer, M. (2005): Beitrag zur hydraulischen Optimierung von Flutpoldersteuerungen bei Berücksichtigung von Änderungen der Abflussverhältnisse während des Steuervorgangs. - In: 7. JuWi-Treffen. Beiträge zum Treffen junger Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler deutschsprachiger Wasserbauinstitute, Graz, 3. - 6.8.2005. Hrsg.: Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Techn. Univ. Graz: 79-84.

Fread, D. L., Ming, J., Lewis, J. M. (1996): An LPI Numerical Implicit Solution for Unsteady Mixed-Flow Simulation. In: Proceedings of the North American Water and Environment Congress, Anaheim, California, USA (CD-ROM)

Froehlich, F., Dittmann, R., Pohl, R., Ostrowski, M. (2009): Optimierung von Mehrzweckspeichern im Hinblick auf Hochwasserrisiko und Ökologie. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung. Sonderheft RIMAX, eingereicht.

Grieser, J., Beck, C. (2002): Extremniederschläge in Deutschland Zufall oder Zeichen? Klimastatusbericht 2002 des DWD. http://www.ksb.dwd.de

Hable, O. (2002): Multidimensional probabilistic design concept for the estimation of the overtopping probability of dams. In: Schriftenreihe zur Wasserwirtschaft, Technische Universität Graz

Hasse, G., Mannsfeld, K. (2002): Naturraumeinheiten, Landschaftsfunktionen und Leitbilder am Beispiel von Sachsen. Deutsche Akademie für Landeskunde, Selbstverlag, 24943 Flensburg. ISBN: 3-88143-072-5

Heyer,T., Pohl, R. (2003): Der Auflauf unregelmäßiger Wellen im Übergangsbereich zwischen Branden und Schwingen.- In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 26, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik: 95-104

Hunt, I. A. (1959): Design of seawalls and breakwaters. In: Journal of waterways, harbour and coastal engineering division, 85(3): 123 ff

Kobsch, S. (2005): Untersuchungen zur Ermittlung des Hochwasserschadenspotenzials in Siedlungs-, Industrie- und Gewerbegebieten. Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, Diplomarbeit

Kozeny, J. (1929): Über die Regelung des Seeabflusses. Wasserwirtschaft, 32

Kozeny, J. (1932): Hydrologische Grundlagen des Draversuchs. Common. Trans. Intern. Society of Soil Sciences, 6th, Groningen

Koutsoyiannis, D., and A. Manetas (1996): Simple disaggregation by accurate adjusting procedures, Water Resour. Res., 32(7): 2105-2117

Koutsoyiannis, D. (2001): Coupling stochastic models of different time scales. Water Resour. Res., 37(2): 379-392

Krylow, Yu. M., Strekalov, S. S., Tsyplukhov, V. F. (1976): Wind Waves and their Effects on Structures. Gidrometeoizdat, Leningrad, (in Russisch)

Labadie, J.W., (2004). “Optimal operation of multireservoir systems: State-of-the-art review, Journal of Water Resources Planning and Management, 130(2): 93-111.

Lauterbach, G. (2000): Wasser- und Stoffhaushalt dreier Waldökosysteme des Osterzgebirges, Dissertation Universität Göttingen

LfUG (2004): Ereignisanalyse - Hochwasser August 2002 in den Osterzgebirgsflüssen. Sächsisches Landesamt für Umwelt und Geologie, Dresden

LTV (2005): Daten zu den Einzugsgebieten der Weißeritz und der Müglitz sowie der Talsperren, Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen.

LTV (2005a): Hochwasserschutzkonzept im Schadensgebiet der Fließgewässer I. Ordnung, www.ioer.de (Stand: August 2006)

Lohr, H. (2001): Simulation, Bewertung und Optimierung von Betriebsregeln für Wasserwirtschaftliche Speichersysteme, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Darmstadt, Heft 118.

Lugg, A. (1999). Eternal Winter in Our Rivers: Addressing the Issue of Cold Water Pollution. NSW Fisheries, Nowra, Australien.

Maniak, U. (1997): Hydrologie und Wasserwirtschaft- Eine Einführung für Ingenieure. Berlin.

Martin, H., Pohl, R. (2002): Neue Aspekte der hydraulisch-hydrologischen Talsperrensicherheit unter Einbeziehung der Zuverlässigkeit von Verschlussorganen.- In: Proc. Internationales Symposium "Moderne Methoden und Konzepte Im Wasserbau", ETH Zürich

Margoum, M., Oberlin, G., Lang, M., Weingartner, R. (1994): Estimation des crues rares et extrêmes: principes du modèle AGREGEE. In: Hydrologie Continentale, 9(1): 85-100

Müller, U.; Riedel, K. (2005):Machbarkeitsstudien für Hochwasserrückhaltebecken in Sachsen. In: Wasserbauliche Mitteilungen des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik der TU Dresden, Heft 29: 235-254

Münch, A. (1994): Wasserhaushaltsberechnungen für Mittelgebirgseinzugsgebiete unter Berücksichtigung einer sich ändernden Landnutzung. Dissertation an der Fakultät Forst-, Geo- und Hydrowissenschaften der Technischen Universität Dresden

Muschalla, D. (2006): Evolutionäre multikriterielle Optimierung komplexer wasserwirtschaftlicher Systeme, Dissertation, Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität Darmstadt, Heft 137

Nilsson, C.; Berggren, K. (2000): Alterations of Riparian Ecosystems Caused by River Regulation, BioScience, 50 (9): 783-792.

Nujic, M. (2003): HYDRO_AS-2D Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis, Benutzerhandbuch, pdf-Datei

Ostrowski, M. (1992). Ein universeller Baustein zur Simulation nicht linearer hydrologischer Prozesse. In: Wasser und Boden, 11

Petts, G. (1984): Impounded Rivers: Perspectives for Ecological Management. John Wiley and Sons, Chichester, England.

Plate, E.; Buck, W.; Meier, J. (1985): A simulation for determining the probability of overtopping of dams. In: Berichte zum 15. ICOLD-Congress in Lausanne, Q59 R12

Poff, N., Allan, J., Bain, M., Karr, J., Prestegaard, K., Richter, B., Sparks, R., Stromberg, J. (1997): The Natural Flow Regime, BioScience, 47 (11): 769-784.

Pohl, R. (1989): Die Erhöhung der Sicherheit von Dammbauwerken gegen Überströmen durch konstruktive Maßnahmen im Kronenbereich. In: Beiträge zur Fachtagung Talsperren- und Rohrleitungsbau, Weimar

Pohl, R. (1997): Die Überflutungssicherheit von Talsperren. In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen 11, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

Pohl, R. (2000): Hochwasserabschätzung für die Beurteilung der Sicherheit von Talsperren. In: Erfurter Geographische Studien, Hrsg.: Deutsch, M. Pörtge, K.-H., Teltscher, H.

Pohl, R. (2001): Neue Aspekte der Freibordbemessung an Stauanlagen. In: Wasser und Abfall, 9: 14-20

Pohl, R. (2002): Kennen wir die Hochwasserdurchflüsse unserer Flüsse? In: Wasser und Abfall, 11: 14-18

Pohl, R. (2004): Historische Hochwasser aus dem Erzgebirge.- Dresdner Wasserbauliche Mitteilung 28, TU Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

Pohl. R.; Bornschein A. (2008): Risikoabschätzung für einen hypothetischen Talsperrenbruch.- In: Conference Proceedings INTERPRAEVENT, Dornbirn, Österreich, Vol. 1: 187-197

Pohl. R.; Bornschein, A.; Dittmann, R.; Gilli, S. (2009) Mehrzieloptimierung der Steuerung von Talsperren zur Minimierung von Hochwasserschäden im Unterlauf. Wasserbauliche Mitteilungen des Institutes für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden, Heft 38

Rechenberg, I. (1994): Evolutionsstrategie. Frommann-Holzboog, Stuttgart

Richter, B.; Baumgartner, J.; Powell, J.; Braun, D. (1996): A Method for Assessing Hydrologic Alteration within Ecosystems, Conservation Biology, 10 (4): 1163-1174.

Richter, B.; Baumgartner, J.; Wigington, R.; Braun, D. (1997): How much water does a river need?, Freshwater Biology, 37 (1): 231-249.

Richter, B.; Thomas, G. A. (2007): Restoring Environmental Flows by Modifying Dam Operations, Ecology and Society, 12 (1).

de Saint Venant, J. C. (1871) : Théorie du mouvement non permanente des eaux avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. In : Comptes rendues, Académie des Sciences, Paris, 73: 148-154

Saville, T.; McClandon, E.; Cochran, A. L. (1962): Freeboard allowance for waves in inland reservoirs. In: Journal of waterways, harbour and coastal engineering division, 88(2): 93-124

Schachtschabel, P. et al. (1992): Lehrbuch der Bodenkunde. Enke, Stuttgart

Scholz, H. (1988): Windwellen auf Stauseen von Talspeichern. In: Wissenschaftliche Zeitschrift der Technischen Universität Dresden, 37(4): 275-279

Sieber, H.-U. (1992): Talsperren in Sachsen. Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen

Sieber, H.-U. (2003): Auswirkungen des Extremhochwasser vom August 2002 auf die Sicherheit von Stauanlagen der sächsischen Landestalsperrenverwaltung – eine erste Einschätzung. In: Wasserwirtschaft, 1/2: 30-41

Singh, Vijay P. (1996): Kinematic Wave Modeling in Water Resources: Surfacewater Hydrology. John Wiley & Sons, New York.

The Nature Conservancy (2007): IHA Version 7 User's Manual.

Thieken, A.; Olschewski, A.; Kreibich, H.; Kobsch, S.; Merz, B. (2008): Development and evaluation of FLEMOps - a new Flood Loss Estimation Model for the private sector. In: D. Proverbs, C.A. Brebbia, E. Penning-Rowsell: Flood Recovery, Innovation and Response: 315-324

Umwelt (2001) http://www.bbr.bund.de/raumordnung/siedlung/umwelt2001.htm

Wagner, H. (1985): Empirisch-rechnerische Prognose von durch Wind erzeugten Wellen. In: Die Seewirtschaft, Berlin, 17(6): 298-302

Wegner, H.; Euler, G. (1992): Steuerung vorhandener Hochwasserschutzräume bei veränderten Randbedingungen. In: Steuerung in der Wasserwirtschaft, Hrsg. Zielke, W. VCH Verlaggesellschaft mbH

Weicker, Karsten (2002): Evolutionäre Algorithmen. Teubner, Stuttgart

Willmitzer, H.; Teumer, R.; Geisen, S. (2002): Minimierung der Auswirkungen von Trinkwassertalsperren auf das Ökosystem des Unterlaufs durch eine optimierte Bewirtschaf-

tungsweise, Aufgezeigt am Beispiel der neuen Trinkwassertalsperre Leibis/Lichte, gwf Wasser Abwasser, 143 (11): 791-795.

Winkler, U. (2005): Bedeutung der Hochwasservorhersage für die Talsperrenbewirtschaftung, Vortrag zum Workshop Hochwasservorhersagen 15. bis 16. März 2005 in Dresden

Wilson, L. L.; Lettenmaier, D. P.; Wood, E. F. (1991): Simulation of precipitation in the Pacific Northwest using a weather classification scheme. In: Surveys in Geophysics, 12: 127-142,

Wilson, L. L.; Lettenmaier, D. P.; Skylhngstad, E (1992): A hierarchical stochastic model of large scale atmospheric circulation patterns and multiple station daily rainfall. In: Journal Geophysical Research, 97(3): 2791-2809

WSA (2006): http://www.wsa-hmue.wsv.de; Stand: 16.05.2006

Yeh, W.W.G., (1985). Reservoir management and operations models: A State-of-the-Art Review In: Water Resources Research, 21(12): 1797-1818.

Zielke, W. et al. (1992): Steuerung in der Wasserwirtschaft: Ergebnis eines fünf-jährigen Schwerpunktprogramms, DFG, VCH

Zitzler, E.; Thiele, L. (1999): Multiobjective Evolutionary Algorithms: A Comparative Case Study and the Strength Pareto Approach. In: IEEE Transactions on Evolutionary Computation, 3(4): 257-271