

# **Wassermengenbewirtschaftung im Einzugsgebiet der Ruhr: Simulation und Echtzeitbetrieb**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

**DOKTOR-INGENIEURS**

der Fakultät für

Bauingenieur- und Vermessungswesen  
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)

genehmigte

**DISSERTATION**

von

**Dipl.-Ing. Thomas Brudy-Zippelius**  
aus Karlsruhe

Tag der mündlichen Prüfung: 11.02.2003  
Hauptreferent: Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. mult. F. Nestmann  
Korreferenten: Prof. Dr. G. Morgenschweis  
Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. E.J. Plate

Karlsruhe 2003

## **Vorwort**

Die Wassermengenbewirtschaftung komplexer Flusssysteme gewinnt in den vergangenen Jahren zunehmend an Bedeutung. Bedingt durch klimatische und anthropogene Einflüsse erfährt die Wasserverfügbarkeit und das Wasserdargebot in zahlreichen Einzugsgebieten starke Veränderungen. Den Betreibern wasserwirtschaftlicher Anlagen müssen deswegen Modelle an die Hand gegeben werden, die zur Entscheidungshilfe bei bewirtschaftungsrelevanten Maßnahmen eingesetzt werden können. Da die Öffentlichkeit ihr Augenmerk hauptsächlich auf die Problematik der z.T. katastrophalen Hochwasserereignisse richtet, wird gerne vergessen, dass im Bereich der Mittel- und Niedrigwasserbewirtschaftung ebenso Bedarf zur Entwicklung von hydrologischen Modellen besteht.

In der vorliegenden Arbeit stellt Herr T. Brudy-Zippelius ein Modellsystem zur Wassermengenbewirtschaftung vor, das für unterschiedliche Aufgabenstellungen einsetzbar ist. Einerseits bietet es die Möglichkeit anhand von Simulationsrechnungen die mittleren Gebietseigenschaften eines Systems durch eine statistische Langzeitbetrachtung zu analysieren. Andererseits kann das Modell zur Echtzeitbewirtschaftung wasserwirtschaftlicher Systeme herangezogen werden. Hierfür werden die Erkenntnisse aus kontinuierlichen Vorhersagen der Systemzustände eines Einzugsgebiets zur Steuerung der wasserwirtschaftlichen Anlagen genutzt. Das Modell stellt eine nützliche Entscheidungshilfe für die Betreiber wasserwirtschaftlicher Systeme dar und führt zur Optimierung und Objektivierung der Maßnahmen für die Mittel- und Niedrigwasserbewirtschaftung.

Erfreulich ist, dass die Arbeit bereits Anwendung in der wasserwirtschaftlichen Praxis findet. Seit Mitte des Jahres 2002 wird das Modellsystem beim Ruhrverband in Essen im operativen Betrieb eingesetzt und beweist seinen Nutzen bei der Echtzeitsteuerung der Talsperren im Einzugsgebiet der Ruhr.

Besonderer Dank gilt dem Ruhrverband, der durch die Beauftragung des IWK mit der Erstellung eines Bewirtschaftungsmodells für das Einzugsgebiet der Ruhr maßgeblich zum Entstehen dieser Arbeit beigetragen hat. Namentlich sei Herrn Prof. Dr. Gerd Morgenschweis, dem Leiter der Abteilung Mengenwirtschaft und Morphologie des Ruhrverbands, und seinem Stellvertreter Herrn Georg zur Strassen für die zahlreichen Hinweise aus der Praxis und ihre wertvolle Unterstützung gedankt.

*Den Lauf der Wasser von den Bergen zu den Thälern, von dem Lande zum Meere  
sehen wir unaufhörlich vor unseren Augen sich vollziehen,  
und dennoch wird das Meer nicht voller  
und die Quellen und Ströme versiegen nicht.*

Friedrich Pfaff, 1870

## Kurzfassung

Ein Schwerpunkt der gegenwärtigen, wasserwirtschaftlichen Forschung liegt in der Schaffung interdisziplinärer Werkzeuge und Methoden zur integrativen Bewirtschaftung von Flusseinzugsgebieten. Die vorliegende Arbeit beschreibt die Konzeption, Entwicklung und Anwendung des Modellsystems BEWASYS zur Wassermengenbewirtschaftung komplexer Flusseinzugsgebiete, das als Entscheidungshilfe für Bewirtschaftungspläne, wie sie beispielsweise in der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie gefordert werden, eingesetzt werden kann.

Die Aufgaben und die Ziele der Wassermengenbewirtschaftung werden exemplarisch anhand einer kurzen Beschreibung des Projekts, aus dem die Entwicklung des Modellsystems hervorgeht, dargelegt. In einer detaillierten Analyse werden die Anforderungen, die an ein Modellsystem zur Wassermengenbewirtschaftung gestellt werden, abgeleitet. Von zentraler Bedeutung ist hierbei die Übertragbarkeit des Modells, so dass unterschiedlich strukturierte, wasserwirtschaftliche Systeme abgebildet werden können. Verschiedene Einsatzmöglichkeiten werden vorgesehen, um die Flexibilität des Modells zu erweitern: Für den Zweck der Planung bzw. der Prognose kann das Modellsystem als Simulationswerkzeug eingesetzt werden; für den operativen Betrieb des Modells wird die Möglichkeit zur Echtzeitvorhersage vorgesehen.

Die Wahl des Diskretisierungszeitschritts von einem Tag erfordert die Implementierung eines Verfahrens zur Berechnung der Wellenverformung in Fließgewässern. Da der Einsatz eines Bewirtschaftungsmodells über alle Abflusssituationen zwischen Hoch- und Niedrigwasser erfolgt, muss das Verfahren variable Fließgeschwindigkeiten, die eine nichtlineare Funktion des Durchflusses darstellen, abbilden.

Eine flexible und modulare Modellkonzeption wird erstellt, um die Vielzahl der wasserwirtschaftlichen Systemelemente in Fließgewässer- und Kanalsystemen berücksichtigen zu können. Um ein reales, wasserwirtschaftliches System in einem Netzwerkmodell abzubilden, wird eine Abstraktion der wasserwirtschaftlichen Systemelemente zu Knoten und Transportelementen durchgeführt. Diese Elemente, die in einer Art Baukastensystem vorliegen, müssen frei kombinierbar sein, um unterschiedliche Strukturen darzustellen.

Ein Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit liegt in der Umsetzung des Modellbausteins "Fließgewässer". Im Rahmen der Modellentwicklung wird eine Modifikation des Verfahrens der Doppelspeicherkaskade erarbeitet, um die nichtlineare Abhängigkeit zwischen Durchfluss und Fließgeschwindigkeit zu repräsentieren. Die mathematische Formulierung des Verfahrens im "Zustandsraum" ermöglicht die Anbindung des erprobten

Kalman-Filter-Verfahrens zur Modellnachführung im Echtzeitbetrieb, das zu einer entscheidenden Verbesserung der Abbildungsgüte führt.

Neben der Beschreibung der Modellentwicklung wird die Überprüfung des Modellsystems am Beispiel der Echtzeitbewirtschaftung der Talsperren im Einzugsgebiet der Ruhr aufgezeigt. Die Analyse der Modellergebnisse verdeutlicht, dass ein plausibles Modell zur Wassermengenbewirtschaftung geschaffen wurde, das die zuvor gestellten Anforderungen erfüllt.

Das Einzugsgebiet der Ruhr ist mit einer Fläche von 4485 km<sup>2</sup> und einem Gesamtstauvolumen der vom Ruhrverband betriebenen Talsperren von 464,1 Mio. m<sup>3</sup> das größte, zentral bewirtschaftete Talsperrensystem Deutschlands. Die Talsperren wurden im Laufe des letzten Jahrhunderts errichtet, um dem wachsenden Bedarf der Bevölkerung und der Industrie an Trink- und Brauchwasser gerecht zu werden. Ungefähr 50 % der Entnahmen aus der Ruhr werden dem Einzugsgebiet entzogen, d.h. in benachbarte Einzugsgebiete exportiert und nicht mehr zurückgeleitet. Die Beanspruchung des Gewässers ist dadurch so groß, dass für dieses die Gefahr besteht, ohne ausreichende Bereitstellung von Zuschusswasser aus den Talsperren in niederschlagsarmen Zeiten trocken zu fallen.

Durch geeignete Modellkopplung wird ein einzugsgebietsbezogenes Bewirtschaftungskonzept erstellt, das weitere Teilaspekte der Wassermengenwirtschaft im Einzugsgebiet der Ruhr berücksichtigt. Den zentralen Baustein bildet das vorgestellte Bewirtschaftungsmodell BEWASYS, mit dem kontinuierlich über einen Zeitraum von mehreren Tagen Vorhersagen für die Systemzustände des Gesamtgebiets erstellt werden. Die Kalibrierung und die Validierung des Modells im Simulationsbetrieb erfolgt auf einer umfangreichen, historischen Datengrundlage und liefert eine gute Modellanpassung.

Seit Juli 2002 wird das Modellsystem BEWASYS zur Echtzeitbewirtschaftung des Talsperrenverbundes der Ruhr verwendet. Auf der Grundlage von meteorologischen Vorhersagen des Deutschen Wetterdienstes werden die Systemzustände des gesamten Einzugsgebiets der Ruhr über mehrere Tage vorausgesagt, um sowohl eine entscheidende Verbesserung als auch eine Objektivierung des täglichen Talsperrenbetriebs zu ermöglichen.

## **Abstract**

Today, the development of interdisciplinary tools and methods for an integrated river basin management has high priority in water resources research. The present thesis describes the design, development and application of the hydrological model system BEWASYS applicable for water quantity management of complex river basins. The model may serve as decision support system for river basin management plans that are mandatory according to the EU Water Framework Directive.

The objectives of water quantity management are exemplified by a brief characterization of the River Ruhr project, serving as a base for the development of the model system. The requirements for the hydrological model system are derived through a detailed analysis of water quantity management. Because river basins are characterized by individual structures, the transferability of the model system is of prime importance. Various application modes are offered to render the model flexible: the model may be used as short-term forecast model for real-time operation and as long-term simulation tool for planning and prognosis.

To include the crucial processes, a time increment of one day is chosen; this necessitates a flood routing calculation to consider wave propagation in river channels. Generally, hydrological models for water quantity management are designed for low and medium discharge conditions but not for flood situations. Therefore, a flood routing calculation is postulated that simulates variable flow velocities, which are represented as a non-linear function of the discharge.

To consider the variation of system elements in a river basin and canal systems, the model conception is flexible and modular. For the visualisation of real water systems, the abstraction of the system elements into nodes and transport elements is represented in a network model. The user may combine any set of individual elements, available in a "construction kit," to represent different structures of river basins.

A major objective of the thesis is the implementation of the river module. Within the scope of model development, the double cascade model is altered to accomplish the interrelation between discharge and flow velocity. The mathematical formulation of the procedure in the "state space" facilitates the implementation of the sophisticated Kalman filter for model adaption in real-time operation. This filter is able to enhance the model performance significantly.

Apart from the model development, the model system is validated at the example of real-time operation of the reservoirs in the River Ruhr catchment. The analysis of the model results showed that a plausible model for water quantity management has been developed that meets the previously derived requirements.

The River Ruhr catchment, covering 4485 km<sup>2</sup>, forms the largest reservoir system in Germany (total storage capacity of 464,1 million m<sup>3</sup>). This reservoir system is centrally managed by the Ruhr River Association (Ruhrverband), whose major tasks are to provide drinking water and to supply local industry with process water within one of the most densely populated and industrialised areas in Europe. About 50 % of the withdrawals are exported to neighbouring catchments. The reservoir system, constructed during the last century, enable the Ruhr River Association to maintain fixed minimum runoffs by replenishing the exported water.

A management concept is provided by suitable model coupling, which considers additional specific aspects of the water quantity management in the Ruhr river catchment. The presented management model BEWASYS forms the central component. This model allows to continuously forecast system states of the entire River Ruhr catchment over a period of several days. Using a comprehensive pool of historical data, the calibration and validation of the model in the simulation mode resulted in a good model adjustment.

Since July 2002 the Ruhr River Association uses the model system BEWASYS for real time management. On the basis of meteorological forecasts of the German weather service the system states of the entire Ruhr River catchment are forecasted over several days, in order to make both a crucial improvement and an objectification of the daily reservoir operation possible.

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung.....</b>	<b>1</b>
1.1	Aufgabenstellung und Zielsetzung.....	3
1.2	Vorgehensweise.....	8
<b>2</b>	<b>Systemanalyse und Modellanforderungen .....</b>	<b>10</b>
2.1	Räumliche und zeitliche Auflösung .....	11
2.2	Systemelemente.....	14
2.3	Modellanforderungen .....	16
2.3.1	Fließgewässer und Über- /Beileitungssysteme.....	17
2.3.2	Speicher und Talsperre .....	19
2.3.3	Kanalhaltung.....	21
2.3.4	Flussstauhaltung .....	25
2.3.5	Wasserverbraucher und –einleiter .....	26
2.3.6	Abflusspegel .....	26
2.3.7	Anschluss- und Kontrollbauwerke .....	26
2.3.8	Gewässeraufteilung .....	28
<b>3</b>	<b>Grundlagen und existierende Modelle.....</b>	<b>29</b>
3.1	Bewirtschaftungsmodelle .....	29
3.2	Abflussmodelle (Flood-Routing-Verfahren).....	32
3.2.1	Hydrodynamische Verfahren (St. Venant-Gleichungen).....	33
3.2.2	Hydrologische Verfahren .....	35
3.3	Zustandsraumdarstellung dynamischer Systeme.....	42
3.4	Verfahren zur Modellanpassung im Echtzeitbetrieb .....	44
3.4.1	Der Kalman-Filter-Algorithmus .....	47
3.5	Gütekriterien zur Beurteilung der Anpassungsgüte .....	49
<b>4</b>	<b>Konzeption und Umsetzung des Bewirtschaftungsmodells BEWASYS.....</b>	<b>51</b>
4.1	Grundkonzept und Programmstruktur.....	51
4.2	Systemstruktur.....	54
4.3	Definition von Gewässerabschnitten und Teilgebieten.....	57



4.4	Berechnungsablauf .....	58
4.4.1	Vorsimulation .....	60
4.4.2	Echtzeitbetrieb mit Modellanpassung .....	60
4.4.3	Offene Programmierumgebung durch Dummy-Funktionen .....	62
4.4.4	Bedarfsgerechte Entnahme aus Talsperren.....	62
4.5	Modellbausteine .....	63
4.5.1	Kontrollknoten.....	63
4.5.2	Bilanzknoten.....	63
4.5.3	Aufteilungsknoten .....	64
4.5.4	Fließgewässer .....	64
4.5.4.1	Zeitliche Disaggregation .....	65
4.5.4.2	Modifizierte Doppelspeicherkaskade .....	68
4.5.4.3	Ermittlung der Parameter der Doppelspeicherkaskade .....	74
4.5.4.4	Formulierung der Doppelspeicherkaskade im Zustandsraum ...	76
4.5.4.5	Definition der Eingangsgrößen .....	80
4.5.5	Talsperre .....	81
4.5.6	Kanalhaltung und Flusstauhaltung.....	83
4.5.7	Anschlussmodul .....	87
4.6	Umsetzung des Bewirtschaftungsmodells am Fallbeispiel .....	88
<b>5</b>	<b>Anwendungsbeispiel: Einzugsgebiet der Ruhr .....</b>	<b>96</b>
5.1	Problemstellung.....	96
5.2	Gebietsbeschreibung .....	99
5.3	Konzept zur ganzheitlichen Wassermengenbewirtschaftung.....	102
5.4	Datengrundlage .....	104
5.5	Systemstruktur des Bewirtschaftungsmodells.....	106
5.6	Belastungsgrößen .....	107
5.6.1	Entziehungswasservorhersage .....	108
5.6.2	Wasserhaushaltsmodellierung .....	109
5.7	Modellanpassung im Simulationsbetrieb .....	117
5.7.1	Kalibrierung.....	117

5.7.2	Validierung .....	122
5.7.3	Verifizierung bei reduzierter Messnetzdicke (DFÜ-Messnetz) .....	125
5.8	Modellanwendung im Echtzeitbetrieb .....	130
5.8.1	Ablaufstruktur des kontinuierlichen Echtzeitbetriebs .....	130
5.8.2	Sensitivität des Vorhersagebetriebs .....	134
<b>6</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick .....</b>	<b>138</b>
<b>7</b>	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>141</b>
	<b>Anhang: Kartendarstellungen .....</b>	<b>149</b>

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1:	Wasserexport aus dem Einzugsgebiet der Ruhr .....	4
Abbildung 1-2:	Trockengefallene Ruhr bei Mülheim im Jahr 1911 (Quelle: Ruhrverband) .....	5
Abbildung 1-3:	Verteilung der mittleren Jahresniederschlagssummen ausgewählter Bundesländer (aus GRÜNEWALD, 1998) .....	6
Abbildung 2-1:	Systemkonzept (nach BOSSEL, 1992) .....	10
Abbildung 2-2:	Fehlwassermengen im Elbe-Havel-Kanal auf Tageswert- und Monatswertbasis (aus PLATE et al., 1996) .....	13
Abbildung 2-3:	Wasserwirtschaftliche Systemelemente .....	15
Abbildung 2-4:	Schematische Darstellung der Fließzeiten (Schwerpunktslaufzeiten) in einer Gewässerstrecke in Abhängigkeit der Abflusspende .....	18
Abbildung 2-5:	Bilanzierungskomponenten an der Talsperre .....	21
Abbildung 2-6:	Grundprinzip der Steuerkette (aus THEOBALD, 1999) .....	22
Abbildung 2-7:	Die Steuerung am Beispiel einer Kanalhaltung .....	22
Abbildung 2-8:	Bilanzierungskomponenten an der Kanalhaltung .....	24
Abbildung 2-9:	Schematische Darstellung der technischen Anlagen an einem Anschluss- und Kontrollbauwerk .....	27
Abbildung 3-1:	Modellierung des Abflusses für Gewässerhauptbett und Gewässervorland anhand der Doppelspeicherkaskade .....	37
Abbildung 3-2:	Qualitative Form der Systemfunktion des Einzellinearspeichers .....	39

Abbildung 3-3: Qualitative Form der Systemfunktion der linearen Speicherkaskade.....	40
Abbildung 3-4: Schematische Darstellung der linearen Doppelspeicherkaskade.....	41
Abbildung 3-5: Mehrdimensionales Zustandsraummodell mit deterministischen und stochastischen Eingangsgrößen (nach DFG, 1987).....	43
Abbildung 3-6: Schematische Darstellung der Simulation und der Vorhersage mit vier unterschiedlichen Methoden der Modellanpassung (nach WMO, 1992).....	46
Abbildung 3-7: Ablaufschema der Fehlerkorrektur mit dem Kalman-Filter.....	48
Abbildung 4-1: Übergeordnete Programmstruktur des Bewirtschaftungsmodells BEWASYS.....	52
Abbildung 4-2: Berechnungshierarchie des Bilanzierungsmodells.....	54
Abbildung 4-3: Systemstruktur: Netzwerkmodell eines wasserwirtschaftlichen Systems.....	56
Abbildung 4-4: Gewässerabschnitte und Teilgebiete.....	57
Abbildung 4-5: Berechnungsschema des Bilanzierungsmodells.....	59
Abbildung 4-6: Ablaufschema des operationellen Echtzeitbetriebs.....	61
Abbildung 4-7: Auswirkungen der Disaggregation der Eingangsgrößen auf die Berechnung der Wellenverformung mit der Linearen Speicherkaskade.....	67
Abbildung 4-8: Berechnung der Wellenverformung mit der Doppelspeicherkaskade unter Verwendung unterschiedlicher konstanter Aufteilungsfaktoren $\alpha$ .....	69
Abbildung 4-9: Beziehungen zwischen Aufteilungsfaktor $\alpha$ , Zufluss $Q_{in}$ und Schwerpunktslaufzeit $t_s$ bei der modifizierten Doppelspeicherkaskade.....	71
Abbildung 4-10: Berechnung der Wellenverformung mit der modifizierten Doppelspeicherkaskade unter Anwendung einer nichtlinearen Beziehung zwischen Aufteilungsfaktor $\alpha$ und Zufluss $Q_{in}$ .....	73
Abbildung 4-11: Schematische Darstellung eines Bewirtschaftungsplans als Speicherlamellenplan (MANIAK, 1997).....	82
Abbildung 4-12: Modellbaustein Kanalhaltung.....	84

---

Abbildung 4-13: Modellbaustein Flussstauhaltung .....	86
Abbildung 4-14: Fallbeispiel: Knotenplan eines wasserwirtschaftlichen Systems.....	89
Abbildung 4-15: Auswirkungen der Vorsimulation und unterschiedlicher Startbedingungen auf die Simulationsergebnisse am Gewässer- knoten. ....	91
Abbildung 4-16: Auswirkungen der bedarfsgerechten Entnahme aus einer Talsperre auf den Abfluss am Gewässerknoten mit vorgegebener Mindestwasserführung.....	93
Abbildung 4-17: Implementierung komplexer Steuerungsvorschriften durch Anwendung der Dummy-Funktion.....	94
Abbildung 5-1: Geografische Lage des Ruhreinzugsgebiets .....	96
Abbildung 5-2: Entziehung und Leistungsfähigkeit des Talsperrensystems von 1900 bis zur Gegenwart (Quelle: Ruhrverband).....	98
Abbildung 5-3: Leitzentrale des Ruhrverbands in Essen (Quelle: Ruhrverband).....	99
Abbildung 5-4: Luftbild der Möhnetalsperre (Quelle: Ruhrverband).....	100
Abbildung 5-5: Gesamtkonzept zur Wassermengenbewirtschaftung des Ruhreinzugsgebiets.....	102
Abbildung 5-6: Tageswerte der Entziehung bis Pegel Villigst/Ruhr und bis zur Mündung der Ruhr für das Wasserwirtschaftsjahr 1992 .....	108
Abbildung 5-7: Schematische Darstellung des Wasserhaushaltsmodells PRMS (modifiziert nach LEAVESLEY & STANNARD, 1995) .....	110
Abbildung 5-8: Topographische Analyse eines digitalen Höhenmodells mit TANALYS (aus SCHULLA & JASPER, 1999).....	114
Abbildung 5-9: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflussganglinien an den Kontrollpegeln Hattingen und Villigst im Kalibrierungszeitraum .....	119
Abbildung 5-10: Bestimmtheitsmaße im Kalibrierungszeitraum in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche der Pegel (Analysemessnetz).....	120
Abbildung 5-11: Modelleffizienzen im Kalibrierungszeitraum in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche der Pegel (Analysemessnetz).....	120
Abbildung 5-12: Vergleich der gemessenen und berechneten Ganglinien am Kontrollpegel Hattingen in Niedrigwasserperioden .....	121

Abbildung 5-13: Vergleich der gemessenen und berechneten Ganglinien am Kontrollpegel Hattingen in Hochwasserperioden.....	122
Abbildung 5-14: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflussganglinien an den Kontrollpegel Hattingen und Villigst im Validierungszeitraum.....	123
Abbildung 5-15: Bestimmtheitsmaße im Validierungszeitraum in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche der Pegel (Analysemessnetz).....	124
Abbildung 5-16: Modelleffizienzen im Validierungszeitraum in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche der Pegel (Analysemessnetz).....	124
Abbildung 5-17: Gegenüberstellung der Bestimmtheitsmaße im Kalibrierungszeitraum bei Verwendung unterschiedlicher Niederschlagsmessnetze.....	126
Abbildung 5-18: Gegenüberstellung der Modelleffizienzen im Kalibrierungszeitraum bei Verwendung unterschiedlicher Niederschlagsmessnetze.....	127
Abbildung 5-19: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflussganglinien an den Kontrollpegel Hattingen und Villigst im Validierungszeitraum .....	128
Abbildung 5-20: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflüsse am Pegel Hennen/Baarbach (logarithmierte Darstellung).....	129
Abbildung 5-21: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflüsse am Pegel Nichtinghausen/Henne (logarithmierte Darstellung).....	130
Abbildung 5-22: Ablaufstruktur der graphischen Benutzeroberfläche des kontinuierlichen Echtzeitbetriebs in der Leitzentrale des Ruhrverbands.....	131
Abbildung 5-23: Visualisierung der Vorhersageberechnungen vom 08.07.2002 für die Kontrollpegel Hattingen/Ruhr und Hagen-Hohenlimburg/Lenne.....	132
Abbildung 5-24: Vergleich der 2-Tagesvorhersagen mit den gemessenen und simulierten Abflüssen am Pegel Hattingen/Ruhr .....	133
Abbildung 5-25: Vergleich der 6-Tagesvorhersagen mit den gemessenen und simulierten Abflüssen am Pegel Hattingen/Ruhr .....	133

Abbildung 5-26: Bestimmtheitsmaße der lineare und der logarithmierten Abflüsse über das Vorhersageintervall am Pegel Hattingen für unterschiedliche Vorhersagevarianten.....	135
Abbildung 5-27: Qualitative Fehlerbetrachtung bei der hydrologischen Abflussvorhersage (nach U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1991).....	137
Abbildung A-1: Einzugsgebiet der Ruhr .....	150
Abbildung A-2: Landnutzung im Einzugsgebiet der Ruhr .....	151
Abbildung A-3: Meteorologisches Messnetz im Ruhreinzugsgebiet: DFÜ-Stationen und Vorhersagestationen mit zugehörigen Thiessenpolygonen .....	152
Abbildung A-4: Systemskizze des Bewirtschaftungsmodells für das Ruhreinzugsgebiet: Knotenplan 1 .....	153
Abbildung A-5: Systemskizze des Bewirtschaftungsmodells für das Ruhreinzugsgebiet: Knotenplan 2 .....	154
Abbildung A-6: Systemskizze des Bewirtschaftungsmodells für das Ruhreinzugsgebiet: Knotenplan 3 .....	155
Abbildung A-7: Systemskizze des Bewirtschaftungsmodells für das Ruhreinzugsgebiet: Knotenplan 4 .....	156
Abbildung A-8: Teileinzugsgebiete für die Wasserhaushaltsmodellierung im Ruhreinzugsgebiet .....	157
Abbildung A-9: Feinere Gebietsunterteilung der Teileinzugsgebiete für die Wasserhaushaltsmodellierung im Ruhreinzugsgebiet.....	158
Abbildung A-10: Analysemessnetz: Räumliche Verteilung der Niederschlagsstationen und zugehörige Thiessenpolygone im Ruhreinzugsgebiet .....	159

## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Skalenbereiche in der Hydrologie (aus BECKER, 1992).....	12
Tabelle 4.1: Stützfunktionen des Aufteilungsfaktors $\alpha$ in Abhängigkeit des Zuflusses $Q_{in}$ und der Schwerpunktslaufzeit $t_s$ .....	72

Tabelle 4.1:	Zuordnung der Knotennummern und Teilgebiete zu Gewässerabschnitten für das wasserwirtschaftliche System des Fallbeispiels.....	90
Tabelle 5.1:	Monatliche Haude-Faktoren für die Referenzpflanze Gras nach DOMMERMUTH & TRAMPF (1990).....	112
Tabelle 5.2:	Gebietskenngrößen der Teileinzugsgebiete im Ruhreinzugsgebiet .....	116
Tabelle 5.1:	Variantenbezeichnungen zur Sensitivitätsuntersuchung des Vorhersagemodells .....	134

## 1 Einleitung

Wasser ist die Quelle allen Lebens. Ohne Wasser wäre auf unserer Erde kein Leben möglich, da alle wichtigen physiologischen Prozesse in wässriger Lösung stattfinden (MARCINEK & ROSENKRANZ, 1996). Aber das Element Wasser zeigt sich nicht nur von seiner Leben spendenden Seite, sondern kann für die Menschheit durch Mangel oder Überfluss auch Existenz bedrohende und vernichtende Folgen haben.

Die zahlreichen Aspekte des Wassers (Trinkwasser, Brauchwasser, Gewässergüte, Nutzungskonflikte, Hochwasser, Dürren, Landwirtschaft, Wasserkraft, Freizeit und vieles mehr) prägen nicht nur unser tägliches Leben, sondern formen unsere Gesellschaften und Kulturen. Über kurze oder lange Zeit unterliegen jedoch alle diese Aspekte einem Wandel durch klimatische und anthropogene Faktoren, welcher wiederum gesellschaftliche und kulturelle Veränderungen zur Folge hat.

Erschreckend wirken in diesem Zusammenhang Prognosen, dass im Jahr 2025 bereits ein Drittel der Weltbevölkerung unter Wassermangel leiden wird (WBGU, 2001), aber auch die nicht mehr zu leugnenden Folgen des globalen, klimatischen Wandels, der entscheidenden Einfluss auf die Verteilung der Ressource Wasser auf der Erde nimmt. Die Folge dieser Entwicklungen ist eine Verschärfung der Wasserverfügbarkeits- und Wassernutzungskonflikte. Angesichts dieser Bedrohungen besteht ein zunehmender Handlungsbedarf zur Erforschung eines nachhaltigen und schonenden Umgangs mit der Ressource Wasser, der sich in der Förderung von Forschungs- und Entwicklungsvorhaben, zum Beispiel durch das Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF), sowie in der Schaffung neuer Richtlinien in der Wasserpolitik niederschlägt.

Auf Drängen der Mitgliedsstaaten der Europäischen Gemeinschaft und des Europäischen Parlaments ist die gemeinsame „Europäische Wasserrahmenrichtlinie (WRRL)“ zustande gekommen (Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften, 2000). Sie trat am 12. Dezember 2000 in Kraft und muss innerhalb der folgenden drei Jahre in nationales Recht umgesetzt werden. Das Anliegen der Mitgliedsstaaten war es, die Vielzahl der nationalen Wasserrichtlinien durch ein modernes europäisches Wasserrecht zu ersetzen. Neben dem Hauptziel der Wasserrahmenrichtlinie (WRRL), der Schaffung bzw. der Erhaltung eines guten ökologischen Zustands der Gewässer, sind die Förderung einer nachhaltigen Nutzung der Wasserressourcen und eine Verminderung der ökologischen Auswirkungen von Hochwasser und Dürren als Ziele genannt. Als Instrument zur Umsetzung der Ziele der WRRL sind einzugsgebietsbezogene Flussgebietspläne mit Maßnahmenprogrammen aufzustellen.

Unter dem Namen GLOWA (Globaler Wandel des Wasserkreislaufs) wurde durch das BMBF ein Forschungsprogramm ins Leben gerufen, das die „Entwicklung integrierter



Strategien für die nachhaltige und vorausschauende Bewirtschaftung von Wasser und Gewässern im regionalen Maßstab unter Berücksichtigung globaler ökosystemarer Zusammenhänge und sozioökonomischer Rahmenbedingungen“ (Zitat aus den Förderrichtlinien des BMBF) zum Ziel hat. Ein Schwerpunkt des Forschungsprogramms ist die Bewältigung der Wasserverfügbarkeits- und der Wassernutzungskonflikte, welche aus dem globalen Wandel des Wasserkreislaufs resultieren.

Im Rahmen des Programms „Forschung für die Umwelt“ des BMBF wurde 1999 das Forschungsvorhaben „Flusseinzugsgebietsmanagement“ initiiert, welches die Entwicklung von Management- und Bewirtschaftungsplänen von Flusseinzugsgebieten unter ökosystemaren und sozioökonomischen Gesichtspunkten als Ziel vorgibt. Das Vorhaben nimmt damit engen Bezug auf die zu diesem Zeitpunkt bereits im Entwurf vorliegende WRRL und sieht sich gleichzeitig als Ergänzung des BMBF-Förderprogramms GLOWA.

Es wird deutlich, dass – um die oben genannten Ziele der WRRL zu erreichen - Modelle zur Wassermengenbewirtschaftung meso- und makroskaliger Einzugsgebiete benötigt werden, die eine Beurteilung der Verfügbarkeit und der Verteilung des Oberflächenwassers ermöglichen. Diese Modelle werden als Bausteine in einem interdisziplinären Gefüge von Methoden und Werkzeugen stehen müssen, so dass die Umsetzung der vorgegeben integrativen Maßnahmenprogramme bewerkstelligt werden kann.

Auch die integrative Betrachtungsweise der genannten Forschungsvorhaben des BMBF verlangt Methoden zur Quantifizierung des kurz- und langfristigen Wasserdargebots und -bedarfs, die in geeigneter Weise mit den Methoden der anderen Forschungsdisziplinen gekoppelt werden. Im „Forschungsverbund GLOWA-Elbe“, einem im Rahmen des GLOWA-Programms geförderten Projekts, wird bereits ein Modell zur Wassermengenbewirtschaftung auf Monatsbasis zur Lösung von interdisziplinären Fragestellungen eingesetzt (BfG, 2000).

Im Ergebnisbericht der 50. Sitzung der Senatskommission für Wasserforschung (KOBUS, 1995) wird im Zusammenhang mit dem Betrieb von wasserwirtschaftlichen Anlagen die Verbesserung von Modellen zur Echtzeitvorhersage gefordert. Ebenso wird die Bereitstellung von geeigneten Prognosemodellen zur Beurteilung der Auswirkungen von in Zukunft verschärften Belastungen auf wasserwirtschaftliche Systeme verlangt.

Die vorliegende Arbeit zeigt am komplexen, wasserwirtschaftlichen System des Ruhreinzugsgebiets die Konzeption, Entwicklung und Anwendung eines Modells zur Wassermengenbewirtschaftung, das als Werkzeug zur Entscheidungshilfe für ein integratives Flusseinzugsgebietsmanagement herangezogen werden kann. Um eine möglichst breit gefächerte Anwendbarkeit des Modells zu gewährleisten, wurde bereits bei der Konzeption die Vielzahl der wasserwirtschaftlichen Elemente in Fließgewässer- und Kanalsystemen berücksichtigt. Den unterschiedlichen Einsatzmöglichkeiten von

Bewirtschaftungsmodellen (planend, prognostizierend und operativ) wird durch eine geeignete mathematische Formulierung Rechnung getragen, so dass eine Anwendung des Modells sowohl im Simulationsbetrieb als auch im Echtzeitbetrieb ermöglicht wird. Besondere Beachtung wird der Wahl des Berechnungsverfahrens für die Wellenverformung in den Fließgewässern geschenkt. Der Einsatz von Bewirtschaftungsmodellen muss für alle Abflusssituationen zwischen Niedrig- und Hochwasser erfolgen und stellt deswegen spezielle Anforderungen an die Modellierung der Fließzeiten in Gewässerstrecken.

## **1.1 Aufgabenstellung und Zielsetzung**

Bereits im Jahr 1997 wurde im Auftrag des Ruhrverbands (RV) in Essen eine Vorstudie zur Erstellung eines Modellkonzepts zur „Echtzeitbewirtschaftung der Talsperren im Einzugsgebiet der Ruhr“ (PLATE et al., 1997) am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (IWK) der Universität Karlsruhe erstellt. Die nachfolgende Beauftragung des IWK mit der Entwicklung des Bewirtschaftungsmodells bildet die Grundlage für die vorliegende Modellkonzeption und -entwicklung.

Anhand einer kurzen Beschreibung des Projekts wird die Aufgabenstellung der Arbeit hergeleitet. Eine ausführliche Beschreibung des wasserwirtschaftlichen Systems wird im Kapitel 5 "Anwendungsbeispiel" gegeben.

### **„Echtzeitbewirtschaftung der Talsperren im Einzugsgebiet der Ruhr“**

Das Einzugsgebiet der Ruhr ist mit einer Fläche von 4485 km<sup>2</sup> und einem Gesamtstauvolumen der acht vom Ruhrverband betriebenen Talsperren von 464,1 Mio. m<sup>3</sup> das größte, zentral bewirtschaftete Talsperrensystem Deutschlands (siehe *Abbildung 1-1*). Die Talsperren wurden im Laufe des letzten Jahrhunderts errichtet, um dem wachsenden Bedarf der Bevölkerung und der Industrie an Trink- und Brauchwasser gerecht zu werden. Hauptsächlich befinden sich die Entnahmestellen an der unteren und der mittleren Ruhr. Da ungefähr 50 % der Entnahmen dem Einzugsgebiet der Ruhr entzogen, d.h. in andere Einzugsgebiete exportiert und nicht mehr zurückgeleitet werden, ist die Beanspruchung dieser Gewässerabschnitte derart groß, dass sie ohne die Bereitstellung des Zuschusswassers aus den Talsperren in niederschlagsarmen Zeiten trocken fielen (siehe *Abbildung 1-2*). Mit dem Inkrafttreten des Ruhrverbandsgesetzes (RuhrVG, 1990) im Jahr 1990 wurde der Ruhrverband verpflichtet, zur Sicherung der Wasserversorgung des Ruhrgebietes bestimmte Mindestwasserführungen an den Pegeln Villigst und Hattingen in der Ruhr zu gewährleisten. Weiterhin sollen durch die Talsperren Aufgaben des Hochwasserschutzes und der Wasserkraftgewinnung erfüllt werden. Die *Abbildung 1-1* veranschaulicht den Wasserexport aus dem Einzugsgebiet der Ruhr.

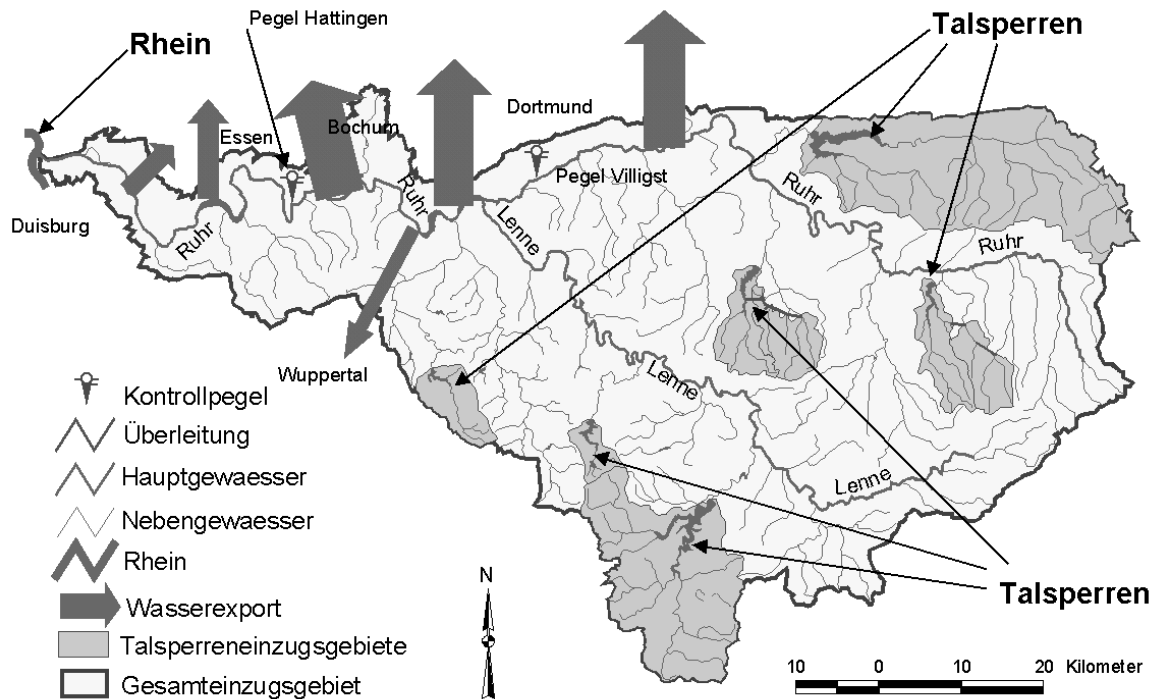
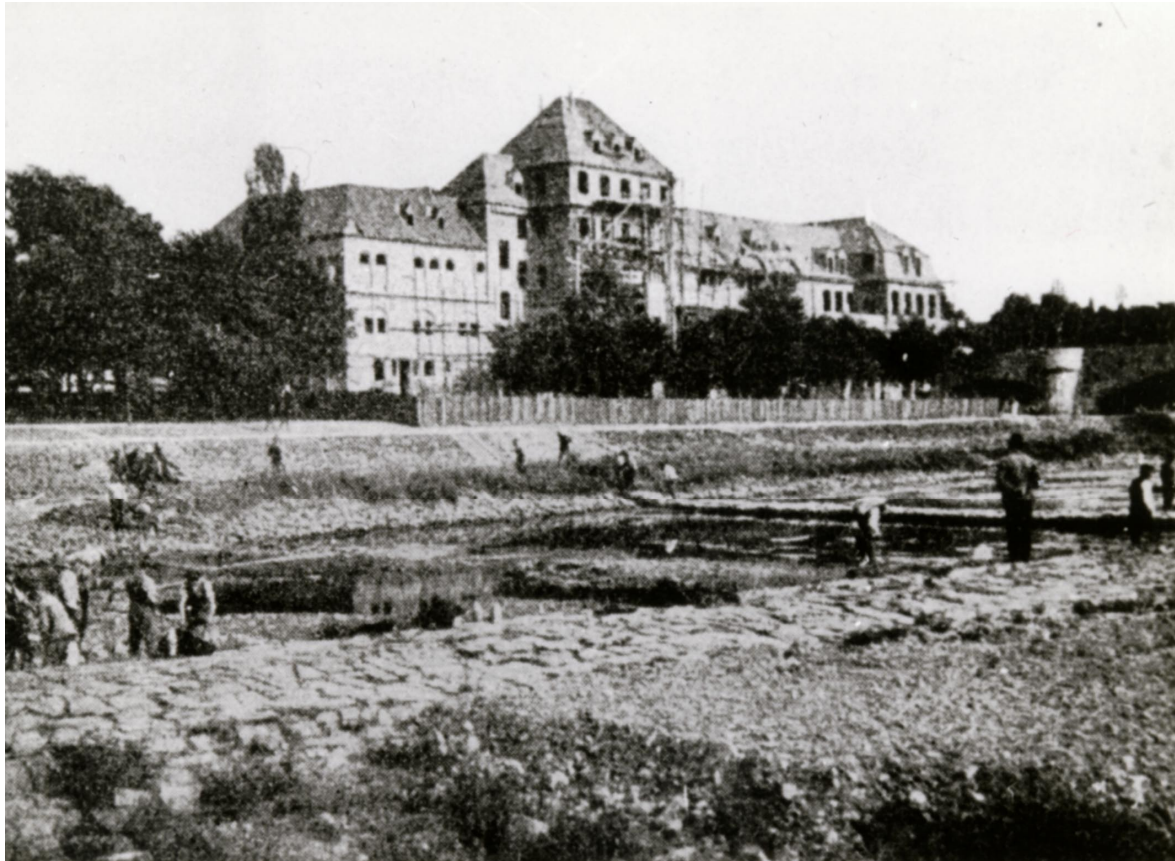


Abbildung 1-1: Wasserexport aus dem Einzugsgebiet der Ruhr

Bis zum heutigen Zeitpunkt erfolgt die Steuerung der Talsperren nach Betriebsplänen, die hauptsächlich die aktuellen Betriebszustände, wie zum Beispiel den Füllungsgrad der Talsperren und die Jahreszeit, berücksichtigen. Zusätzlich werden in einer Leitzentrale in Essen die Systemzustände des Gesamtgebiets mittels Datenfernübertragung erfasst, um auf Änderungen der meteorologischen bzw. hydrologischen Situation unverzüglich reagieren zu können. Um den Talsperrenbetrieb weitergehend zu optimieren, ist in der Leitzentrale die Implementierung eines Echtzeit-Softwaresystems vorgesehen, das anhand vorhergesagter meteorologischer Daten und den vorhergesagten Entziehungswassermengen der Ruhr über einen Zeitraum von mehreren Tagen die Zustände des Gesamtsystems kontinuierlich berechnet. Diese Vorhersagen werden zur Echtzeitsteuerung des Systems herangezogen, um sowohl eine entscheidende Verbesserung als auch eine Objektivierung des Betriebs zu ermöglichen. Zusätzlich soll ein Modell zur Hochwasservorhersage mit dem Softwaresystem gekoppelt werden, so dass eine ganzheitliche Wassermengenbewirtschaftung des Ruhreinzugsgebiets für alle Abflusssituationen erfolgen kann.



*Abbildung 1-2: Trockengefallene Ruhr bei Mülheim im Jahr 1911 (Quelle: Ruhrverband)*

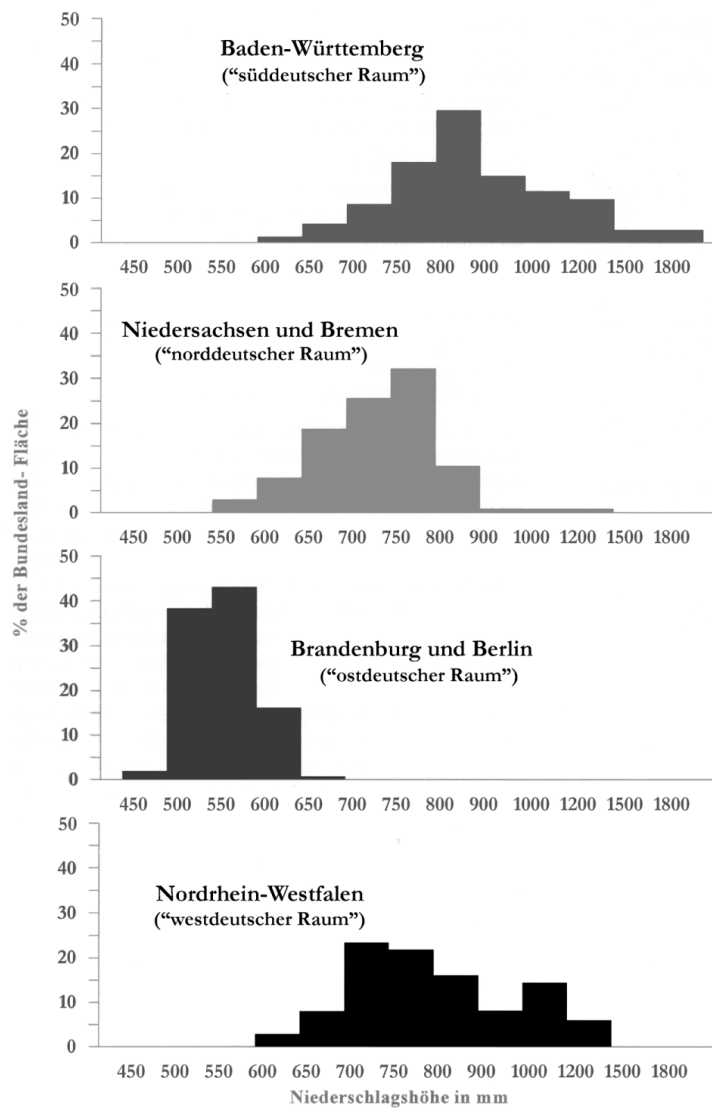
Neben der Bewirtschaftungsproblematik im Einzugsgebiet der Ruhr trug auch die Entwicklung einer „Methodik der langfristig optimalen Wasserbewirtschaftung von Bundeswasserstraßen“ (IHRINGER & BRUDY-ZIPPELIUS, 1999) im Auftrag der Bundesanstalt für Gewässerkunde zur Aufgabenstellung bei. Dieses Projekt geht auf Voruntersuchungen in den Jahren 1995 (PLATE et al., 1995) und 1996 (PLATE et al., 1996) zurück.

Durch Landnutzungsänderungen, Ausbaumaßnahmen und anthropogene und klimatische Einflüsse unterliegt das Wasserdargebot und der Wasserbedarf an den Bundeswasserstraßen einem ständigen Wandel. Um die gesamte wasserwirtschaftliche Situation der komplexen Gewässer- und Kanalsysteme der Bundeswasserstraßen zu erfassen und Lösungsmöglichkeiten zur Deckung des (zukünftigen) Bedarfs aufzuzeigen, wurde bereits in der ehemaligen DDR die Methodik der Langfristbewirtschaftung auf der Basis langjähriger Monatsmittelwerte angewandt (OPPERMANN, 2000; KOZERSKI, 1981). Sie diente vorrangig der Deckung des ökonomischen Bedarfs der Nutzer (Landwirtschaft, Industrie etc.).

Bewirtschaftungsziel ist hierbei die Ermittlung langfristig optimaler Betriebsweisen der wasserwirtschaftlichen Systemelemente. Langfristig optimal bedeutet, dass die

Betriebsweisen auf die mittleren, wasserwirtschaftlichen Verhältnisse abzielen und keine kurzfristige Störgrößen der Systeme (z.B. Schwall- und Sunkwellen in Kanalhaltungen) berücksichtigen. Auf diese kurzfristigen Störgrößen zu reagieren, ist Aufgabe der aktuellen Steuerung eines Systems, welche jedoch nach dem Wegfallen dieser Störgrößen erneut die Vorgaben der langfristig optimalen Bewirtschaftung einzuhalten hat.

Die frühzeitigen Forschungsbemühungen in der DDR auf dem Gebiet der Langfristbewirtschaftung beruhen auf der Tatsache, dass der ökonomische Bedarf durch die klimatisch benachteiligte Lage der neuen Bundesländer nur schwer gedeckt werden kann. Wenn man die mittleren Jahresniederschlagssummen der alten Bundesländer und der neuen Bundesländer vergleicht (siehe *Abbildung 1-3*), kann das Gebiet der Bundeswasserstraßen Ost als ausgesprochenes Wassermangelgebiet bezeichnet werden (Bundesministerium f. Umwelt, Naturschutz u. Reaktorsicherheit, 2000).



*Abbildung 1-3: Verteilung der mittleren Jahresniederschlagssummen ausgewählter Bundesländer (aus GRÜNEWALD, 1998)*

Mit dem Projekt 17 der „Verkehrsprojekte der Deutschen Einheit“ (FINKE et al., 1993), das den Ausbau der Wasserstraßen in den neuen Bundesländern vorsieht, wurde die Sicherheit und Leichtigkeit des Schiffsverkehrs durch ganzjährige Einhaltung der Tauchtiefen zu einem weiteren bedeutenden Bewirtschaftungsziel an den Bundeswasserstraßen.

Das wasserwirtschaftliche System des Ruhreinzugsgebiets und die wasserwirtschaftlichen Systeme der Bundeswasserstraßen Ost sind in ihrer grundsätzlichen Charakteristik und bezüglich der resultierenden Aufgabenstellung verschieden:

Das Einzugsgebiet der Ruhr ist stark durch das Mittelgebirge des Sauerlands geprägt und weist eine große Reliefenergie auf. Die Fließgewässer haben eine natürliche, hierarchische Baumstruktur und besitzen besonders in den Oberläufen ein starkes Gefälle. Gegenüber der Translation tritt die Retentionseigenschaft der Gewässerläufe in den Hintergrund. Die Hauptgewässer Ruhr und Lenne sind durch zahlreiche Stauhaltungen anthropogen geprägt, welche die Dynamik der Fließgewässer hauptsächlich in Niedrigwassersituationen erheblich beeinflussen. In Hochwassersituationen werden die Stauanlagen vollständig geöffnet, so dass möglichst wenig Rückstaueffekte durch die Anlagen entstehen.

Demgegenüber handelt es sich bei den Bundeswasserstraßen Ost um ein stark verzweigtes System mit sehr geringem Gefälle. Dies führt einerseits zu einer Verstärkung der Retentionswirkung in den Gewässern und andererseits zu starken Rückkoppelungseffekten zwischen den Systemelementen. Weite Strecken der Bundeswasserstraßen Ost sind keine natürlichen Fließgewässer, sondern vom Menschen geschaffene Kanal- und Flusstauhaltungen, die nicht durchflossen, sondern durch komplexe Steuerungen ihrer Schleusen, Wehre und Pumpwerke bewirtschaftet werden und deswegen kein natürliches Abflussgeschehen aufweisen.

Die Modellentwicklung für den Ruhrverband bezweckt den Aufbau eines Vorhersagemodells, das auf eine kurzfristige Bewirtschaftung im Echtzeitbetrieb abzielt. Die Langfristbewirtschaftung der Bundeswasserstraßen Ost erfordert ein Prognosemodell, das durch statistische Auswertung von Simulationsrechnungen bei vorgegebenen Betriebsregeln Erkenntnisse über die Eintrittswahrscheinlichkeit bestimmter Zustände gewinnt. Dieser grundlegende, konzeptionelle Unterschied zwischen Echtzeitvorhersage und Prognose (KLEEBERG, 1995) verlangt die Berücksichtigung verschiedener Belastungs- bzw. Eingangsgrößen. Während für die Bewirtschaftung im Echtzeitbetrieb die Eingangsgrößen aus den Vorhersagen gekoppelter, deterministischer Modelle (z.B. Wasserhaushaltsmodell) gewonnen werden (YEH, 1985), muss die Prognose bzw. Simulation mit stochastisch generierten oder historischen Zuflussdaten durchgeführt werden (SCHRAMM, 1995; KOZERSKI, 1981). Die effiziente Echtzeitsteuerung eines wasserwirtschaftlichen Systems erfordert zusätzlich ein geeignetes Verfahren zur Adaption der berechneten an die gemessenen Systemzustände (SERBAN & ASKEW, 1991; WOOD

& O'CONNELL, 1985) und ein leistungsfähiges Datenmanagement zur einfachen Handhabung (REFSGAARD, 1997).

Ziel der Arbeit ist die Erstellung eines Modells, das den Anforderungen sehr unterschiedlicher Aufgabenstellungen gerecht wird. Die beiden beschriebenen wasserwirtschaftlichen Systeme unterscheiden sich hinsichtlich der hydrologischen Eigenschaften. Diese Tatsache kann für die Entwicklung eines universell einsetzbaren Modells zur Bewirtschaftung komplexer, wasserwirtschaftlicher Systeme von Vorteil sein. Bei der Konzeption eines Bewirtschaftungsmodells für *einen* speziellen Anwendungsfall wird sehr leicht die Allgemeingültigkeit der Modellansätze in den Hintergrund gedrängt, so dass das Modell nur noch sehr begrenzt für verschieden strukturierte Systeme einsetzbar ist (LOHR, 2001). Im Vordergrund der Modellentwicklung steht jedoch die *beliebige* Einsetzbarkeit des Modells für verschieden strukturierte Systeme.

Einen Kernpunkt der Arbeit bildet die Implementierung eines geeigneten Verfahrens zur Berechnung der Wellenverformung in den Fließgewässern, das die Anforderungen der Niedrig- und Mittelwasserbewirtschaftung erfüllt.

### **1.2 Vorgehensweise**

Der Aufbau der Arbeit orientiert sich im wesentlichen an der Vorgehensweise bei der Modellentwicklung.

Nachdem in Kapitel 1 die Aufgabenstellung anhand des wasserwirtschaftlichen Systems des Ruhreinzugsgebiets und des wasserwirtschaftlichen Systems der Bundeswasserstraßen Ost definiert und somit die allgemeine Zielsetzung der Modellentwicklung festgelegt wurde, soll in Kapitel 2 die Abstraktion der einzelnen Komponenten bzw. Elemente der – teils natürlichen, teils technischen – Systeme erfolgen. Nur über eine sorgfältige Systemanalyse (BOSSSEL, 1992) und die anschließende Verallgemeinerung der gefundenen Systemelemente kann ein umfassender Anforderungskatalog für das zu entwickelnde Modell aufgestellt werden. Hierbei wird auch die Problematik der erforderlichen zeitlichen und räumlichen Diskretisierung des Modells diskutiert (PLATE, 1992).

In Kapitel 3 wird ein Überblick über bereits existierende Bewirtschaftungsmodelle unter Einbezug der Literatur gegeben. Entsprechend den speziellen Anforderungen, die in Kapitel 2.3.1 an die Berechnung der Wellenverformung gestellt werden, werden die unterschiedlichen Abflussmodelle (Flood-Routing-Verfahren) eingehender untersucht. Schließlich werden spezielle Verfahrensunterschiede, die aus der Diskrepanz Simulations- gegenüber Echtzeitbetrieb resultieren, erörtert. Besonders wird auf die verschiedenen Verfahren zur Modelladaption und die daraus folgenden Konsequenzen eingegangen. Die Eignung der diskutierten Modelle bezüglich des erstellten Anforderungskatalogs wird

beurteilt und die Anwendung bestimmter Verfahren bzw. Modelltypen für die vorliegende Arbeit begründet.

Die Schlüsse und Konsequenzen aus den Anforderungen in Kapitel 2 und dem Verfahrensüberblick in Kapitel 3 werden in Kapitel 4 in ein detailliertes Modellkonzept umgesetzt. Es folgt die Herleitung der Modellansätze der einzelnen Systemelemente sowie eine Veranschaulichung der Verknüpfung der Systemelemente zu einem Netzwerkmodell anhand eines Fallbeispiels.

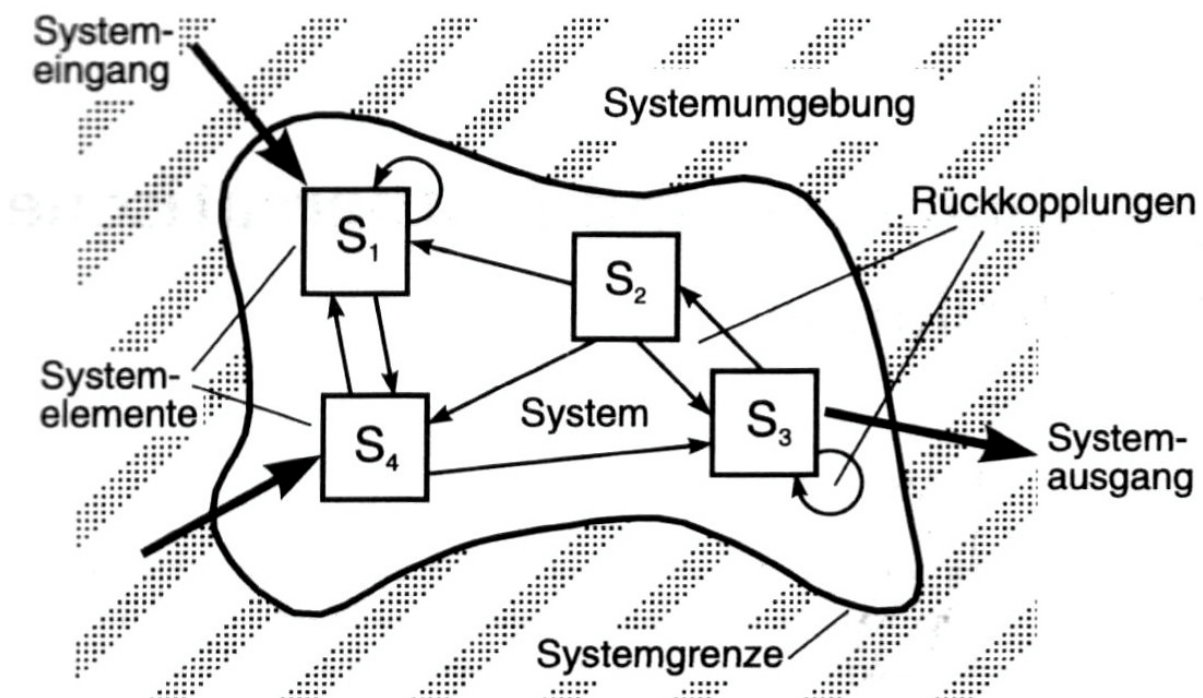
In Kapitel 5 wird die Anwendung des Modells im Ruhreinzugsgebiet vorgestellt. Es wird im einzelnen auf die Datengrundlage, die Systemstruktur und die Belastungsgrößen des wasserwirtschaftlichen Systems eingegangen. Am Beispiel des Ruhreinzugsgebiets wird die Anpassung des Modells im Simulationsbetrieb erläutert und die vorliegenden Resultate des Echtzeitbetriebs werden diskutiert.

Die Arbeit schließt mit einem Ausblick auf die Möglichkeiten zur Weiterentwicklung und Pflege des Modellsystems und einer Zusammenfassung in Kapitel 6.



## 2 Systemanalyse und Modellanforderungen

Zur Beschreibung eines natürlichen bzw. technischen Systems durch mathematische Modelle bedarf es einer sorgfältigen Systemanalyse. Eine ausführliche Beschreibung der Vorgehensweise bei der Systemanalyse und der mathematischen Modellbildung gibt BOSSEL (1992). *Abbildung 2-1* veranschaulicht das zugrundeliegende Konzept eines Systems.



*Abbildung 2-1: Systemkonzept (nach BOSSEL, 1992)*

Ein System ist durch seine Systemgrenze klar von seiner Umgebung abgetrennt. Die Systemeingänge wirken von der Systemumgebung auf das System ein, bewirken bestimmte Systemoperationen bzw. Rückkopplungen unter den Systemelementen und resultieren schließlich in Systemausgängen.

In diesem Kapitel wird zunächst die räumliche Abgrenzung des Systems unter der vorliegenden Aufgabenstellung vorgenommen. Im Zusammenhang mit der Untersuchung der notwendigen räumlichen Diskretisierung wird die Wahl eines geeigneten Zeitschritts für die Modellformulierung diskutiert. Im weiteren werden die einzelnen Systemelemente definiert und ihre inneren und äußeren Zusammenhänge untersucht. Abschließend wird ein Anforderungskatalog für die Systemkomponenten und die übergeordnete Systemstruktur erstellt.

Wasserwirtschaftliche Systeme stellen ein Gefüge zahlreicher, technischer Systemelemente wie Kanäle, Talsperren, Überleitungen etc. dar, die sich wechselseitig beeinflussen und in engem Zusammenhang mit dem sie umgebenden, natürlichen System stehen. Die technischen Elemente eines wasserwirtschaftlichen Systems können nicht isoliert betrachtet werden, sondern müssen mit dem natürlichen hydrologischen System als Einheit modelliert werden. Die Elemente eines wasserwirtschaftlichen Systems, die mathematisch abgebildet werden müssen, sind dementsprechend die technischen – wie zum Beispiel die Talsperren und die Stauhaltungen – und die natürlichen – wie die Fließgewässer und die Abflussprozesse im Einzugsgebiet.

## **2.1 Räumliche und zeitliche Auflösung**

Die Grenze zur Systemumgebung eines wasserwirtschaftlichen Systems kann in den meteorologischen Randbedingungen (Atmosphäre) und in der topografischen Begrenzung des betrachteten Systems gesehen werden. Die unterirdische Grenzschicht stellt entweder eine undurchlässige Bodenschicht oder ein Aquifer mit nur unbedeutendem Einfluss auf das Abflussgeschehen im betrachteten System dar. Gewöhnlich ist die topografische Begrenzung eines wasserwirtschaftlichen Systems mit den Wasserscheiden seines natürlichen Einzugsgebiets deckungsgleich. Durch die Einbeziehung rein technischer wasserbaulicher Systemelemente ist diese Begrenzung für die vorliegende Aufgabenstellung nicht zwingend notwendig. Kanalhaltungen können zum Beispiel vom Wasserhaushalt des umgebenden Einzugsgebiets abgekoppelt sein. Die Berücksichtigung der unterschiedlichen Zielsetzungen bei der Formulierung des Modells, nämlich die kurzfristige Echtzeitvorhersage für das Einzugsgebiet der Ruhr und die Langfristsimulation von Systemen im Bereich der Bundeswasserstraßen, führt zu einer engeren Begrenzung des Systems. Im Echtzeitbetrieb werden vorhergesagte meteorologische Daten benötigt, mit denen unter Verwendung eines Wasserhaushaltsmodells die Zuflüsse aus den natürlichen Einzugsgebieten im Echtzeitbetrieb vorhergesagt werden. Für die Langzeitsimulation müssen die Zuflüsse aus den natürlichen Einzugsgebieten und die meteorologischen Eingangsgrößen mit stochastischen Modellen zur Generierung künstlicher Zeitreihen ermittelt werden. Um das Modell nicht zu komplex zu gestalten, wird die Systemgrenze zwischen den natürlichen Einzugsgebieten und den weiterführenden technischen sowie natürlichen Systemelementen gezogen. Die Zuflüsse aus den Einzugsgebieten werden als Systemeingänge aufgefasst. Diese Abgrenzung ist möglich, wenn die Voraussetzung erfüllt ist, dass die Systemzustände auf die Systemeingänge, d.h. die Zuflüsse aus den Einzugsgebieten, keinen relevanten Rückkopplungseffekt haben (GITSCHERL, 2000). Es entsteht somit eine Hintereinanderschaltung von zwei Systemen, deren Ursache-Wirkungs-Beziehungen hierarchisch angeordnet sind. Da eine eingehende Behandlung der deterministischen Wasserhaushalts-

modelle und der stochastischen Generierungsmodelle einen Bereich umfasst, der über den Rahmen dieser Arbeit hinausgeht, werden die angewandten Modelle lediglich erwähnt und dabei auf die entsprechende Literatur verwiesen (siehe Kapitel 5.6.2).

Die meteorologischen Größen wie zum Beispiel Niederschlag und Temperatur bilden Systemeingänge, die von außen auf das System einwirken. Das System wird durch diese äußeren Faktoren belastet, umgekehrt hat das System aber keinen relevanten Einfluss auf diese Faktoren. Die Systemausgänge aus einem wasserwirtschaftlichen System sind Wasserflüsse (z.B. Gebietsauslass eines Fließgewässers oder Wasserentnahmen), welche die festgelegten, räumlichen Grenzen des Systems überschreiten. Die Verdunstung stellt ebenfalls einen Systemausgang dar, der das System über die Atmosphäre verlässt.

In der *Tabelle 2.1* ist eine Einteilung der räumlichen Skalenbereiche in der Hydrologie wiedergegeben, die von BECKER (1992) aufgestellt wurde. Betrachtet man die charakteristischen Längen bzw. Flächen, die für die vorliegende Aufgabenstellung von Relevanz sein werden, so kann eine Zuordnung vom unteren erweiterten Bereich der Mesoskale bis zum unteren erweiterten Bereich der Makroskale vorgenommen werden. Die dominanten Prozesse in diesem Maßstab sind die Entstehung des Abflusses auf der Einzugsgebietsskale (BLÖSCHL, 1996) und die großräumige Verteilung des Wassers im Einzugsgebiet durch technische und natürliche Systemelemente.

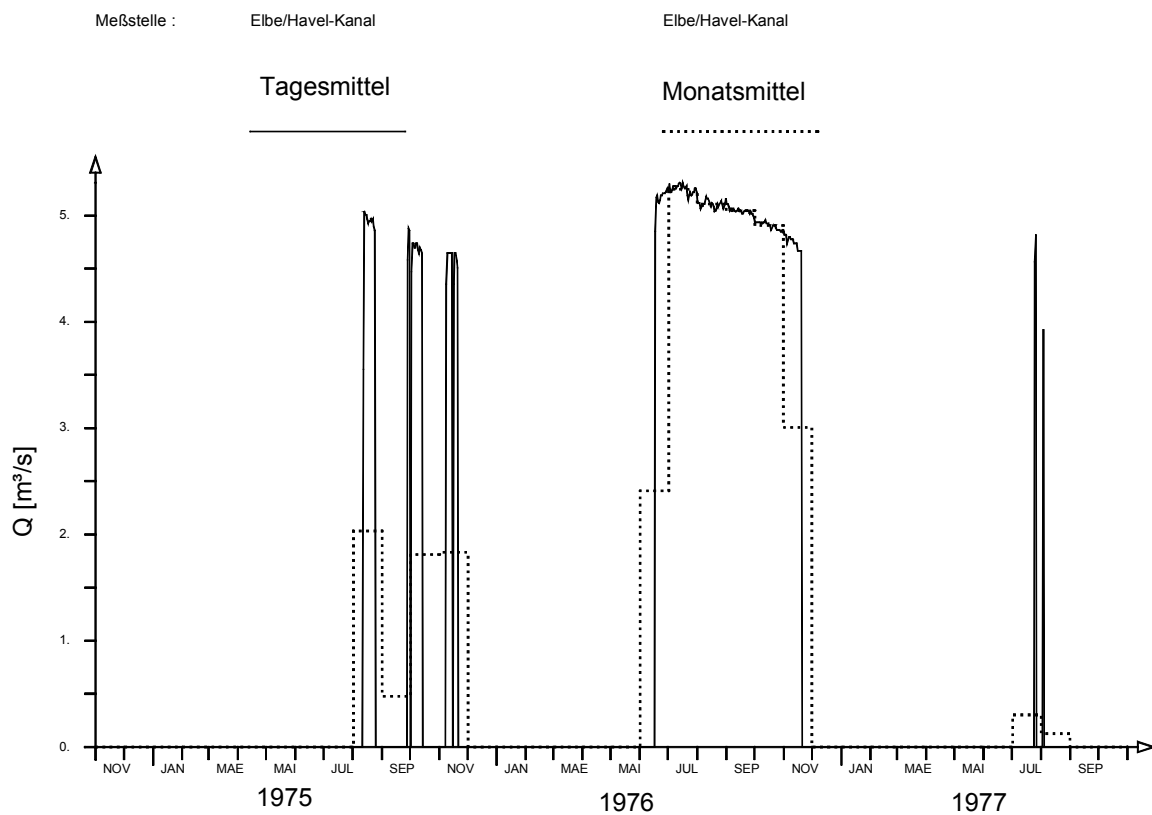
*Tabelle 2.1: Skalenbereiche in der Hydrologie (aus BECKER, 1992)*

Hauptbereiche	Übergangsbereiche	Charakteristische	
		Längen *)	Flächen *)
Makroskale	–	≥ 100 km	≥ 10 <sup>4</sup> km <sup>2</sup>
	Unterer erweiterter Makroskalenbereich	30 – 100 km	10 <sup>3</sup> - 10 <sup>4</sup> km <sup>2</sup>
Mesoskale	Oberer erweiterter Mesoskalenbereich	10 – 30 km	10 <sup>2</sup> – 10 <sup>3</sup> km <sup>2</sup>
	–	1 – 10 km	1 – 10 <sup>2</sup> km <sup>2</sup>
	Unterer erweiterter Mesoskalenbereich	0,1 – 1 km	0,1 - 1 km <sup>2</sup>
Mikroskale	Oberer erweiterter Mikroskalenbereich	30 – 100 m	0,001 – 0,1 km <sup>2</sup>
	–	≤ 30 m	≤ 0,001 km <sup>2</sup>

\*) Die angegebenen Zahlenwerte kennzeichnen nur Größenordnungen. Sie dürfen nicht als starre Grenzwerte gehandhabt werden.

Für die Ableitung eines geeigneten Zeitschritts für die Modellbildung gilt die Forderung, dass die Änderungsraten aller relevanten Systemprozesse mit ausreichender Genauigkeit abgebildet werden müssen. Indirekt ist die Zeitschrittlänge auch von der räumlichen Diskretisierung abhängig, da die kürzesten, betrachteten Fließ- bzw. Reaktionszeiten im System größer als der gewählte Zeitschritt sein müssen (LOHR, 2001). Allerdings sollte die zeitliche Auflösung nicht zu fein gewählt werden, um den Rechenaufwand nicht unnötig zu erhöhen, ohne dass eine Verbesserung der Modellierungsergebnisse zu erwarten ist. Dies ist besonders in Hinblick auf die Echtzeitanwendung von Bedeutung.

Für Bewirtschaftungsfragen ist eine zeitliche Diskretisierung in Monatszeitschritten zu grob. Eine Berücksichtigung der Abflussdynamik auf der Basis von Tageswerten ist unbedingt erforderlich. *Abbildung 2-2* verdeutlicht die Problematik anhand einer Darstellung der Fehlwassermengen im Elbe-Havel-Kanal, die bei Simulationsrechnungen auf Tageswert- und Monatswertbasis ermittelt wurden. Es ist zu erkennen, dass in längeren Trockenperioden die Monatswerte und die Tageswerte nahezu deckungsgleich sind. Dagegen werden die monatlichen Fehlwassermengen gravierend unterschätzt, wenn diese nur über den Zeitraum von wenigen Tagen auftreten. Die Ursache für dieses Phänomen liegt in den geringen, bewirtschaftbaren Speichervolumina der Stauhaltungen an den Bundeswasserstraßen. Die Stauhaltungen sind Tages- oder höchstens Wochenspeicher und können selbst kurzzeitige Bedarfs- bzw. Angebotsschwankungen nicht ausgleichen.



*Abbildung 2-2: Fehlwassermengen im Elbe-Havel-Kanal auf Tageswert- und Monatswertbasis (aus PLATE et al., 1996)*

Auch KLEEBERG (1995) kommt bezüglich Bewirtschaftungsfragen des Main-Donau-Kanals zu diesem Schluss. Zur Minimierung des Rechenaufwands geht er mit der Modellierung in Wochenschritten einen Kompromiss ein.

Ohne weiteres ist einsichtig, dass die Modellierung der dynamischen Strömungsprozesse im Fließgewässer und der Abflussgenese in mesoskaligen Einzugsgebieten eine Diskretisierung zumindest in Tagesschritten voraussetzt.

Die Erfassung der Abflussdynamik im Fließgewässer in Hochwassersituationen erfordert eine Diskretisierung in Stunden- oder noch kleiner Zeitschritten. Allerdings ist die Berücksichtigung der innertäglichen Schwankungen der verschiedenen Zustandsgrößen infolge von Hochwasserereignissen für Bewirtschaftungsfragen von untergeordneter Bedeutung, so dass eine zeitliche Diskretisierung von einem Tag ausreichend ist. Die Verfügbarkeit vieler Eingangsdaten in einer zeitlichen Auflösung von einem Tag, setzt dem Grad der Modellauflösung ebenfalls Grenzen. Besonders hingewiesen sei hier auf die Generierung von künstlichen Zeitreihen der Systembelastung zur Langfristsimulation, welche bereits bei Tagesschritten erhebliche Probleme bereitet.

## 2.2 Systemelemente

Wesentliche Aufgabe der Systemanalyse ist die Identifikation der Systemelemente und ihrer wechselseitigen Beziehungen, den sogenannten internen Wirkungen oder Rückwirkungen des Systems. BOSSEL (1992) definiert die Wirkungen innerhalb natürlicher Systeme aufgrund ihres Reaktionsverhaltens in verschiedenen Ebenen. Für die Modellformulierung sind zunächst nur die Rückwirkungen mit einer sofortigen Reaktion oder einer kurzen Reaktionszeit von Bedeutung. Rückwirkungen mit mittleren Reaktionszeiten sind Anpassungen, die durch Parameteränderungen dem System aufgeprägt werden und bei der Modellformulierung nur dahingehend beachtet werden müssen, dass der Modellanwender die Möglichkeit hat, entsprechende Parameter zu variieren. Entscheidend für die vorliegende Arbeit sind Ursache-Wirkungs-Prinzipien auf der niedrigsten Prozessebene, die durch physikalische Gesetze beschrieben werden können und Regelvorgänge, die Rückkopplungsprozesse der Systemelemente mit sich selbst oder anderen Elementen mit kurzen Reaktionszeiten darstellen.

Die *Abbildung 2-3* zeigt exemplarisch die Vielzahl der wasserwirtschaftlichen Systemelemente, die sowohl der räumlichen als auch der zeitlichen Verteilung des Wassers im System dienen. Prinzipiell können zwei Grundtypen von Elementen identifiziert werden: einerseits Elemente mit punktförmigem Charakter (sog. Knoten), die spezielle Eigenschaften repräsentieren und andererseits Elemente mit linien- oder streckenförmigem Charakter (sog. Streckenfunktionen oder Transportelemente), die hauptsächlich der Wasserverteilung dienen. Zur Gruppe der punktförmigen Elemente gehören zum Beispiel

der Wassereinleiter und der Abflusspegel, zu den linienförmigen Elementen zählen unter anderem das Fließgewässer und der Kanal.

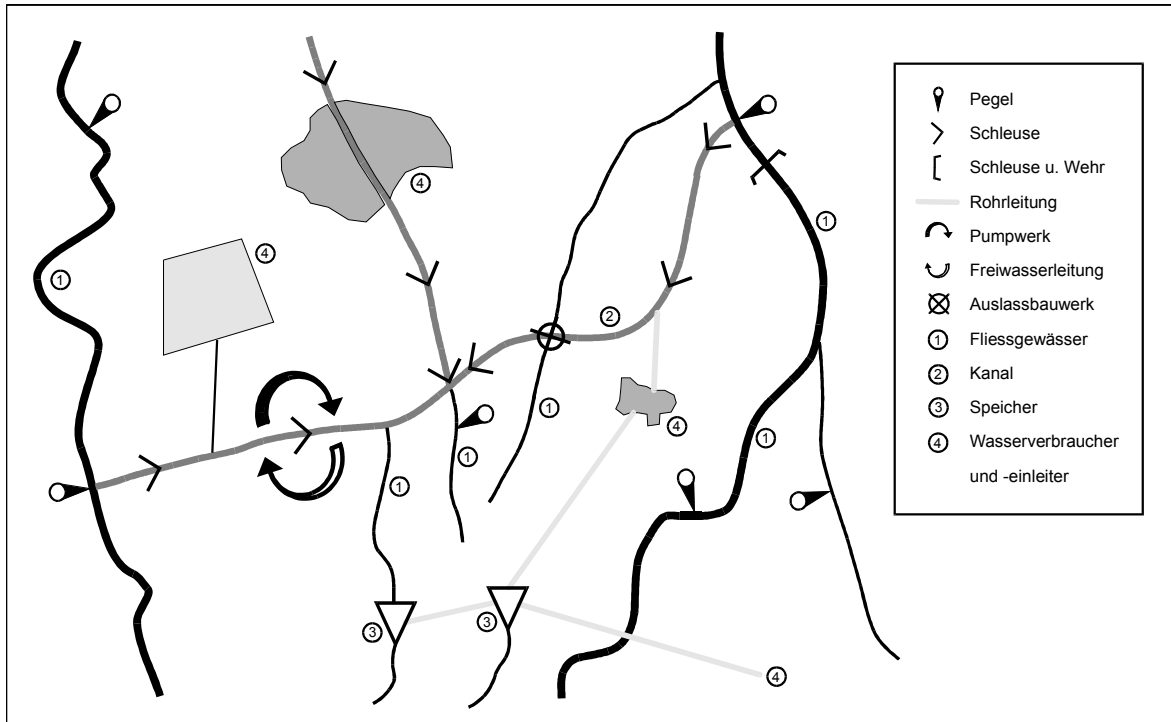


Abbildung 2-3: Wasserwirtschaftliche Systemelemente

Bei der Festlegung der abzubildenden Systemelemente müssen zwei wichtige Voraussetzungen beachtet werden:

- Es wird angestrebt, unterschiedliche, wasserwirtschaftliche Systeme abbilden zu können; also nicht nur das Talsperrensystem im Einzugsgebiet der Ruhr oder ein Teilsystem der Bundeswasserstraßen.
- Die Übersichtlichkeit und die Handhabbarkeit eines Modells erfordert eine möglichst geringe Anzahl an Systemelementen.

Es gilt also universelle Bausteine zu definieren, die durch Modifikationen ihrer Eigenschaften bzw. Parameter verschiedene Systemelemente abbilden können. Die Anzahl der Modellbausteine sollte nach dem bewährten Prinzip „Soviel wie nötig, aber so wenig wie möglich!“ gewählt werden.

Folgende für die Wassermengenbewirtschaftung relevante Elemente werden in mesoskaligen Systemen angetroffen:

Elemente mit linienförmigem Charakter (sog. Streckenfunktionen)

- Fließgewässer
- Talsperren
- Kanalhaltungen
- Flusstauhaltungen
- Überleitungen als Rohr- bzw. Freiwasserleitungen

Elemente mit punktförmigem Charakter (sog. Knoten):

- Wasserverbraucher und -einleiter
- Abflusspegel
- Schleusen
- Wehre
- Pumpwerke
- Spezielle Auslass- bzw. Anschlussbauwerke zwischen Kanal- oder Flusstauhaltungen und Fließgewässern
- Gewässeraufteilungen

### **2.3 Modellanforderungen**

Die hohe Komplexität vieler Modelle erfordert einen modularen Aufbau, damit das Modell verständlich und anwendbar bleibt (BOSSSEL, 1992; GITSCHEL, 2000). Die innere Struktur des Modells wird deswegen auf der Ebene der Systemelemente modularisiert. Es wird sozusagen ein Baukasten erstellt, der unterschiedliche Modellbausteine enthält, die beliebig miteinander kombiniert und verbunden werden. Diese Untermodelle können für sich verstanden und auch auf ihre Gültigkeit überprüft werden. Die Abstraktion der punktförmigen Elemente zu Knoten und der linienförmigen Elemente zu Streckenfunktionen führt durch die eindeutige Zuordnung einer Streckenfunktion zu jedem Knoten zu einem Wirkungsgraphen des Systems, der in der hydrologischen Modellierung auch als Netzwerk- oder Knotenplan bezeichnet wird. (siehe Kapitel 4.6)

Eine wichtige Voraussetzung für Modelle, die für den operativen Echtzeitbetrieb konzipiert werden, ist die Anwenderfreundlichkeit (GUTKNECHT, 1991). Hierfür ist eine grafische Benutzeroberfläche unverzichtbar. Die äußere Programmstruktur muss so konzipiert werden, dass eine strikte Trennung von Dateneingabe, mathematischem

Berechnungskern, Datenausgabe und statistischer Auswertung der Ergebnisse erfolgt. Dies bietet den Vorteil, dass einzelne Module problemlos ausgetauscht werden können und die Anwendung übersichtlicher bleibt. Hierbei muss auch beachtet werden, dass alle systemspezifischen Daten außerhalb des Berechnungskerns vom Anwender editiert werden können, so dass das Modellsystem an beliebige, wasserwirtschaftliche Systeme angepasst werden kann.

Die Konzeption eines Modells, das sowohl im Simulations- als auch im Echtzeitmodus betrieben wird, erfordert die Einbeziehung eines geeigneten Fehlerkorrekturverfahrens zur Adaption der berechneten an die gemessenen Systemzustände im Echtzeitbetrieb. Diese Anforderung muss bereits bei der mathematischen Formulierung der Systemelemente berücksichtigt werden.

### **2.3.1 Fließgewässer und Über-/Beileitungssysteme**

Der freifließenden Gewässerstrecke kommt im vorliegenden Bewirtschaftungsmodell auf Tagesbasis große Bedeutung zu. Im Gegensatz zu Bewirtschaftungsansätzen auf Monatsbasis muss das dynamische Fließverhalten in der Gewässerstrecke, also die Translation und die Retention der fließenden Welle erfasst werden. Besondere Beachtung muss der Tatsache geschenkt werden, dass ein kontinuierliches Modell die Veränderungen der Retentions- und Translationseigenschaften und somit der Fließgeschwindigkeiten über das gesamte Abflussspektrum zwischen Niedrigwasser und Hochwasser erfassen muss. Unter dem Begriff Fließgeschwindigkeit wird hier nicht die Fließgeschwindigkeit des einzelnen Wasserteilchens, sondern die Translationsgeschwindigkeit der fließenden Welle verstanden. Diese beiden Geschwindigkeiten können erheblich voneinander abweichen. Für Wassermengenbetrachtungen ist im Gegensatz zu Wassergütemodellierungen jedoch nur die Translationsgeschwindigkeit von Bedeutung. Wenn im weiteren Verlauf der Arbeit von Fließgeschwindigkeit oder Fließzeit gesprochen wird, ist immer die Translationsgeschwindigkeit bzw. die Schwerpunktslaufzeit gemeint.

*Abbildung 2-4* verdeutlicht den Zusammenhang zwischen Fließzeit und Abflussspende in einer Gewässerstrecke anhand der eingetragenen gewässerkundlichen Hauptwerte  $MN_q$ ,  $Mq$  und  $MH_q$  (schematische Darstellung ohne Berücksichtigung der Ausuferungen bei Überschreitung des bordvollen Abflusses; Berechnungsansatz: Fließformel nach Gauckler-Manning-Strickler). Der Abbildung ist zu entnehmen, dass die Fließzeiten im Hochwasserbereich nahezu konstante Werte annehmen, aber bei sinkenden Abflussspenden überproportional ansteigen (CAMACHO & LESS, 1999). Die nichtlineare Beziehung weist Richtung Mittel- und Niedrigwasserbereich einen immer größeren Gradienten auf. Dies verdeutlicht die Notwendigkeit, ein geeignetes Verfahren zur Berechnung der Wellenverformung zu implementieren, da Bewirtschaftungsmodelle vorrangig wasserwirtschaftliche Fragen in Bereichen mit geringen Durchflüssen zu



beantworten haben. In Kapitel 3 wird ein Überblick über die hydrologischen und hydraulischen Verfahren zur Berechnung der Wellenverformung gegeben und deren Eignung für diese Anforderungen beurteilt.

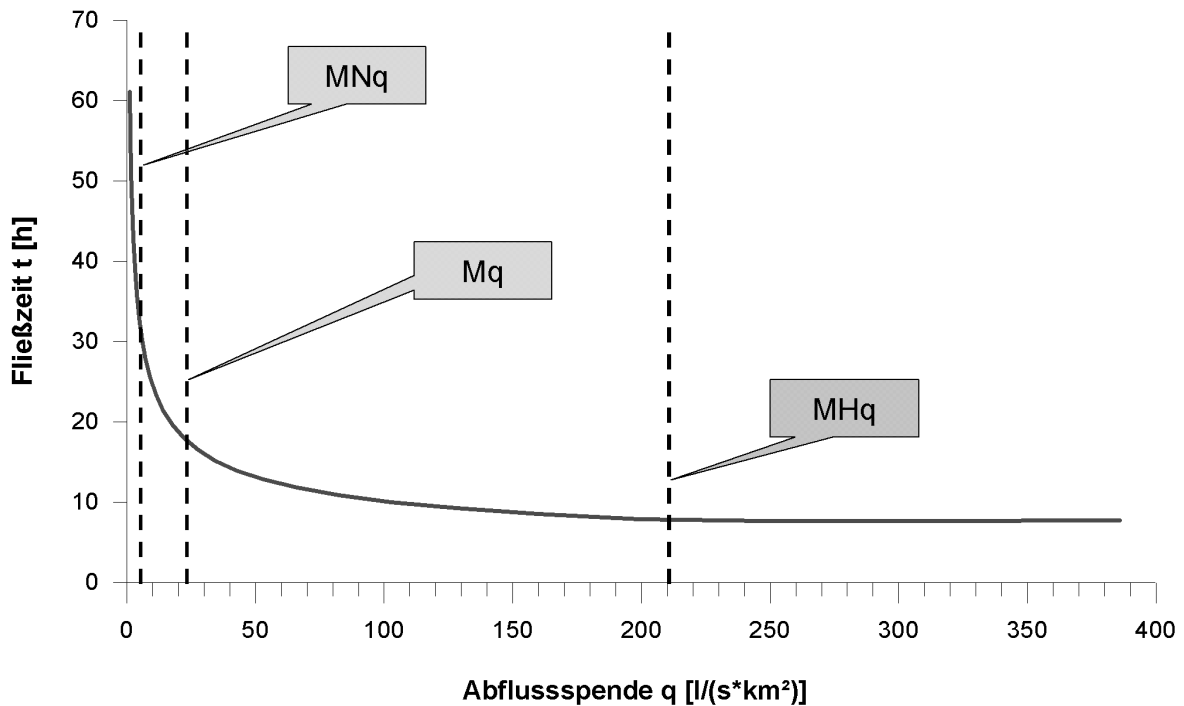


Abbildung 2-4: Schematische Darstellung der Fließzeiten (Schwerpunktslaufzeiten) in einer Gewässerstrecke in Abhängigkeit der Abflussspende

Der Modellbaustein muss die Möglichkeit bieten, entlang einem Gewässer an beliebigen Stellen Einleitungen bzw. Entnahmen zu realisieren. Der kontinuierliche Zufluss aus den natürlichen Zwischeneinzugsgebieten entlang der Gewässerstrecke muss berücksichtigt werden. Aufgrund der räumlichen und zeitlichen Auflösung des Modells scheint die Annahme zulässig, diesen kontinuierlichen Zufluss punktförmig an relevanten Gewässerprofilen einzuleiten. Diese Gewässer- bzw. Bilanzierungsprofile werden durch die punktförmigen Elemente (Knoten) an den entsprechenden Gewässerstellen repräsentiert. Hierfür bieten sich Pegel, Zusammenflüsse und vorhandene Nutzungen an. Zwischen zwei Bilanzierungsprofilen wird die Wellenverformung entlang dem Gewässer berechnet. Der Zufluss zu einem stromabwärts gelegenen Bilanzierungsprofil ergibt sich aus dem verformten Abfluss des stromaufwärts gelegenen Bilanzierungsprofils zuzüglich des Zuflusses aus dem angeschlossenen Zwischeneinzugsgebiet.

Für die Analyse der Berechnungsergebnisse muss die gleichzeitige Modellausgabe von Wasserstand und Abfluss an beliebigen Profilen des Fließgewässers ermöglicht werden (Voraussetzung ist das Vorliegen einer Wasserstands-Abfluss-Beziehung für das Gewässerprofil). Abflusspegel zum Vergleich der gemessenen und der berechneten

Systemzustände sind besonders im Hinblick auf Echtzeitanwendungen von Bedeutung, da Verfahren zur Fehlerkorrektur und Modellanpassung diese Abweichungen als Maß für die Korrektur heranziehen.

Überleitungs- und Beileitungssysteme bestehen aus gesteuerten oder ungesteuerten Gewässeraufteilungen und künstlichen Fließstrecken (Rohr- oder Freiwasserleitungen). Die Anforderungen, die sich an Rohr- und Freiwasserleitungen stellen, entsprechen im wesentlichen denjenigen für die freifließende Gewässerstrecke. Allerdings tritt die Retentionswirkung in den Hintergrund und der Ansatz einer reinen Translation ist für die Modellierung ausreichend. Durch geeignete Variation der Parameter des Modellbausteins "Fließgewässer" kann dies realisiert werden, so dass kein gesonderter Modellbaustein notwendig wird. Die Gewässeraufteilung wird in Kapitel 2.3.8 behandelt.

### **2.3.2 Speicher und Talsperre**

Speicher werden zum Ausgleich zwischen dem schwankenden natürlichen Wasserdargebot und dem ebenfalls variablen Wasserbedarf errichtet. Unter dem Begriff Talsperre werden Speicher ab einer Stauhöhe von 5 m und einem Speicherinhalt von 100000 m<sup>3</sup> eingeordnet (DIN 19700). Die Speicher können sowohl nach ihrer Größe als auch nach ihrer wasserwirtschaftlichen Aufgabe unterschieden werden. Talsperren sind gewöhnlich Jahres- oder Überjahresspeicher. Es wird zwischen Ein- oder Mehrzweckspeichern unterschieden. Um eine vielfältige Nutzung des Modellbausteins "Talsperre" zu ermöglichen, sollte er als Mehrzweckspeicher beschrieben werden. Folgende wasserwirtschaftliche Zwecke können verfolgt werden (HARBOE, 1985):

- Wasserversorgung
- Bewässerung
- Hochwasserschutz
- Wasserkraftnutzung
- Niedrigwasseraufhöhung
- Wasserqualität (Abwasserklärung)
- Schifffahrt
- Erholung, Freizeit
- Umweltschutz

Ein weiteres Unterscheidungsmerkmal für Speicher ist ihre Lage zueinander. Man unterscheidet Einzelspeicher, parallel und seriell angeordnete Speicher. Wenn mehrere Speicher, die in serieller und/oder paralleler Anordnung vorliegen, den gleichen

wasserwirtschaftlichen Zweck verfolgen, spricht man von einem Verbundsystem. Zur effizienteren Nutzung der Speicher werden Anlagen mit Überleitungssystemen versehen, um gegebenenfalls einen Ausgleich zwischen den Speicher zu ermöglichen. Beileitungssysteme, die Wasser aus benachbarten Einzugsgebieten einem Speicher zuleiten, werden realisiert, um die mittlere jährliche Zuflusssumme und damit die Wasserverfügbarkeit zu erhöhen (Ausbaugrad des Speichers wird verringert).

Für die Aufgaben eines Bewirtschaftungsmodells, das auf der Basis von Tageswerten arbeitet, ist es nicht erforderlich die Retentionswirkung der Seefläche des Speichers zu berücksichtigen. Dies ist für Hochwasserbetrachtungen unbedingt erforderlich, kann aber für die vorliegende Aufgabenstellung vernachlässigt werden, so dass eine reine Wassermengenbilanzierung auf Basis der allgemeinen Speichergleichung ausreichend ist (HARBOE, 1985).

LOHR (2001) gibt einen umfassenden Überblick über die Grundtypen und die Umsetzung von Betriebsregeln an Talsperren. Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass Abgaben aus Speichern immer in Abhängigkeit des Speicherinhalts (bzw. des Wasserstands) und der Zeit ausgedrückt werden können sofern die Abgabe nicht als Entscheidung des Betreibers vorgegeben wird (z.B. Vorentlastung).

Danach sind die wichtigsten Anforderungen, die an den Modellbaustein "Talsperre" gestellt werden:

- Die natürlichen Zuflüsse und Verluste müssen berücksichtigt werden. Die Verluste setzen sich aus der Versickerung, der Verdunstung und dem Niederschlag zusammen.
- Entnahmen bzw. die Abgabe ins Unterwasser müssen in Abhängigkeit des Wasserstandes (Speicherinhalts) und gleichzeitig der Jahreszeit möglich sein. Auf dieser Grundlage berechnet sich z.B. die notwendige Abgabe zur Umsetzung eines Lamellenplans.
- Die Vorgabe einer Mindestabgabe ins Unterwasser ist erforderlich.
- Es muss vorgesehen werden, dass entnommenes Wasser mehrere Nutzungen gleichzeitig erfüllt. So kann z.B. Wasser zur Niedrigwasseraufhöhung gleichzeitig zur Energiegewinnung verwendet werden.
- Die vorgegebenen Stauziele müssen jahreszeitlich veränderlich sein, um z.B. Wasser-spiegelabsenkungen für den winterlichen Hochwasserschutz zu berücksichtigen.
- Zur 'optimalen' Erfüllung von Nutzungsansprüchen im Unterwasser der Talsperre ist eine 'bedarfsgerechte Entnahme' notwendig. Es muss möglich sein, zeitschrittweise die Abgabe aus einer Talsperre so zu steuern, dass möglichst wenig Wasser vergeudet wird.

- Für Echtzeitvorhersagen ist eine zeitschrittweise Vorgabe der Abgabe durch den Anwender vorzusehen.

Abbildung 2-5 zeigt die Bilanzierungskomponenten an einer Talsperre, die für Bewirtschaftungsfragen berücksichtigt werden müssen.

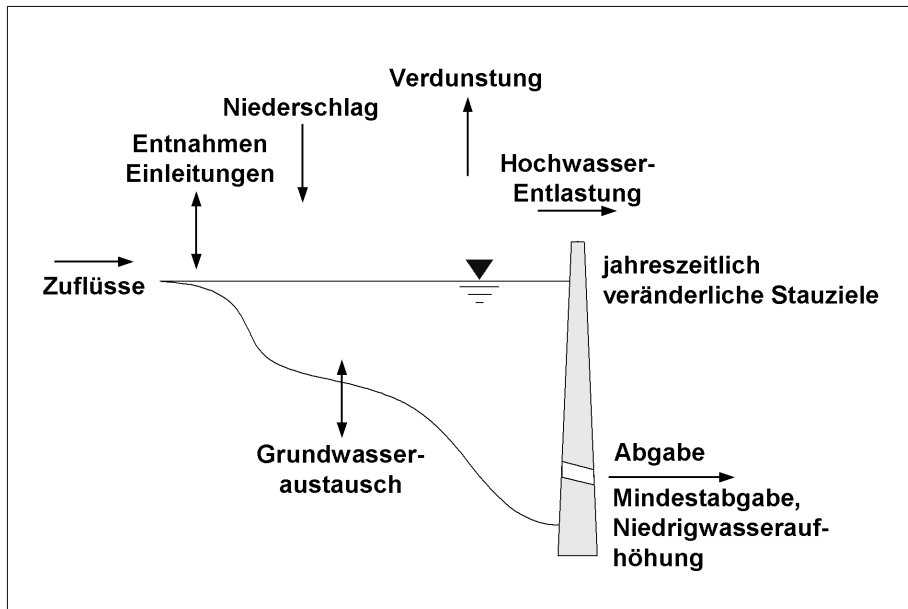


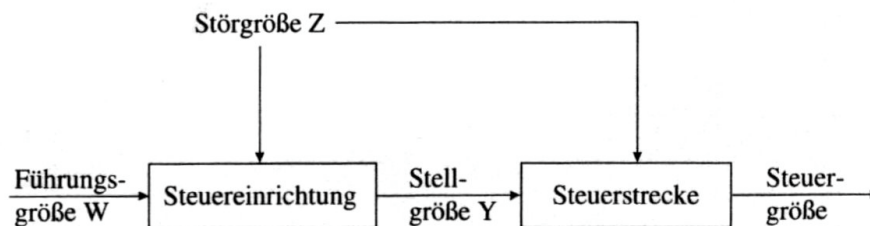
Abbildung 2-5: Bilanzierungskomponenten an der Talsperre

### 2.3.3 Kanalhaltung

Kanalhaltungen sind technische Anlagen, die für die Schifffahrt errichtet wurden. Neben der Wasserbereitstellung für die Schifffahrt werden z.T. weitere Nutzungsaspekte berücksichtigt (Landwirtschaft, Kühlwasser, Brauchwasser, Abwasserbeseitigung, Wasserkraftgewinnung etc.). Für die Nutzungen steht die bewirtschaftbare Lamelle des Speicherraums zwischen dem unteren und dem oberen zulässigen Betriebswasserstand (BWu bzw. BWo) zur Verfügung (PLATE et al., 1996b), um einen Ausgleich zwischen den schwankenden Bedarfs- und Dargebotsgrößen zu ermöglichen. Die Über- bzw. Unterschreitung der Betriebswasserstände hat die Einstellung oder zumindest eine Einschränkung der Schifffahrt zur Folge. Bei Überschreitung der Grenzwerte ist eine ausreichende Durchfahrtshöhe an Brücken nicht mehr gewährleistet, bei Unterschreitung der Grenzwerte ist keine ausreichende Fahrrinntiefe vorhanden. Dies führt zwar nicht sofort zu einer Einstellung der Schifffahrt, macht sich jedoch in geringeren Abladetiefen bemerkbar (PRESS, 1956). Üblicherweise liegt die bewirtschaftbare Lamelle zwischen den Betriebswasserständen BWu und BWo im Bereich weniger Dezimeter, so dass die Schifffahrtskanäle – bezüglich des Verhältnisses aus Dargebot zu Speichervolumen – Tages- bzw. Wochenspeicher darstellen. Zielgröße der Bewirtschaftung ist normalerweise die Sicherung eines bestimmten Wasserstandes, des sog. Normalwasserstandes, unter

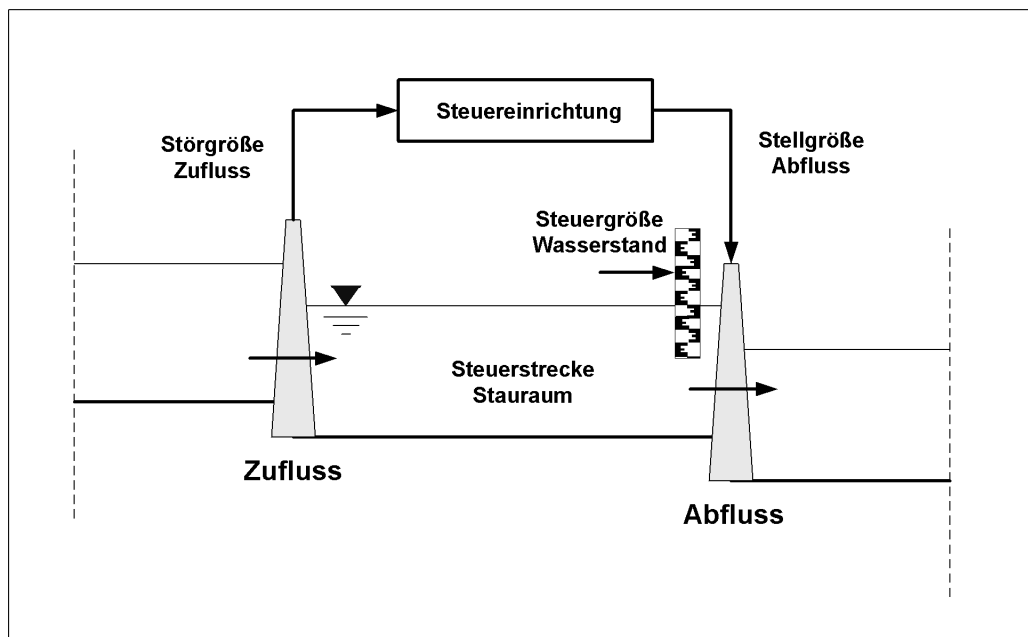
Berücksichtigung der Dargebots- und Bedarfsgrößen. Dazu sind je nach Lage der Wasserverhältnisse gezielte Eingriffe – Speisungen oder Entlastungen des Kanals – notwendig. Diese Eingriffe erfolgen durch ein Zusammenwirken der vorhandenen Kontrollbauwerke: Schleusen, Wehre, Pumpwerke und Entlastungsanlagen. Zwei Verfahren kommen zur Einstellung der Wasserstände in Kanalhaltungen zur Anwendung: die Steuerung und die Regelung (DAMMANN, 1995; DIN 19 226).

An dieser Stelle ist es angebracht, den Begriff der Steuerung genauer zu definieren, da er in der weiteren Arbeit immer wieder Verwendung finden wird. *Abbildung 2-6* verdeutlicht das Grundprinzip der Steuerkette:



*Abbildung 2-6: Grundprinzip der Steuerkette (aus THEOBALD, 1999)*

Die Steuerung nutzt die physikalischen Gesetzmäßigkeiten eines Systems zur Ermittlung der Stellgröße  $Y$  einer Steuereinrichtung aus der Störgröße  $Z$  des Systems. Die Störgröße  $Z$  ist die Eingangsgröße eines Systems; die Stellgröße  $Y$  die Ausgangsgröße. Merkmal der Steuerung ist der offene Wirkungsablauf.



*Abbildung 2-7: Die Steuerung am Beispiel einer Kanalhaltung*

Am Beispiel einer Kanalhaltung (*Abbildung 2-7*) bedeutet dies: Der Abfluss aus der Kanalhaltung (Stellgröße) wird über eine Wassermengenbilanzierung (physikalische Gesetzmäßigkeit: Kontinuitätsgleichung) unter Berücksichtigung des Zuflusses (Störgröße) berechnet, so dass sich ein vorgegebener Wasserstand (Steuergröße) einstellt. Nachteilig bei diesem Verfahren ist, dass die Störgrößen eines realen Systems nicht ausreichend genau erfasst werden können und es somit zur Ermittlung einer fehlerbehafteten Stellgröße kommt.

Bei der Regelung wird die gemessene Regelgröße (Ist-Wasserstand) mit der Führungsgröße (Soll-Wasserstand) verglichen und daraus die Stellgröße (Abfluss aus dem Stauraum) berechnet. Man spricht dabei von einem Wirkungsablauf in einem geschlossenen Regelkreis (NESTMANN & THEOBALD, 1994). Dieses Verfahren ist für die Einstellung von Wasserständen in Stauhaltungen im automatisierten Betrieb geeigneter als die Steuerung, da auf kurzfristige, unvorhergesehene Änderungen der Störgrößen reagiert wird. Für die Erstellung eines Bewirtschaftungsmodells, das entweder zur Ermittlung langfristig optimaler Betriebsweisen oder zur Vorhersageberechnung angewandt wird, sind einerseits die kurzfristigen Schwankungen der Wasserstände (z.B. durch Schwall- und Sunkwellen) nicht relevant und andererseits liegen keine gemessenen Regelgrößen vor. Das Verfahren der Regelung hat somit für Bewirtschaftungsmodelle keine weitere Bedeutung.

Einflussgrößen, die bei der Bewirtschaftung von Kanalhaltungen auf Tagesbasis berücksichtigt werden müssen, können nach Wasserbedarf und Wasserdargebot eingeordnet werden (BRAUN, 1983):

Wasserbedarf:

- Versickerung und Oberflächenverdunstung
- Schleusungswasser
- Freiwasser- und Entlastungsanlagen
- Spaltwasser
- Pumpwerke
- Entnahmen

Wasserdargebot:

- Niederschlag auf die Kanaloberfläche
- Pumpwerke
- Kontrollierte Einleitungen (z.B. Kläranlagen)
- Unkontrollierte, natürliche Zuflüsse aus Einzugsgebieten
- Freiwasser- und Entlastungsanlagen

Gegenüber den anderen Modellbausteinen nimmt die Kanalhaltung eine Sonderstellung ein, da eine Fließumkehr – durch veränderte Wasserstandsdifferenzen zu den benachbarten Haltungen oder durch die Wasserentnahme in beide Fließrichtungen an Scheitelhaltungen von Kanalketten – vorliegen kann. Ein Beispiel hierfür ist die Scheitelhaltung des Main-Donau-Kanals, der durch Schleusungen in beide Richtungen belastet wird (KLEEBERG, 1995). Um die für die Schifffahrt notwendigen Wasserstände einhalten zu können, müssen diese Haltungen durch Überleitungen aus anderen Gewässern gespeist werden.

Keine Bedeutung für Bewirtschaftungsfragen haben dagegen kurzzeitig auftretende, dynamische Effekte wie Speisungsgefälle, Rhythmusschwankungen, Schwall- und Sunkwellen, die nur durch hydrodynamische Berechnungen auf Basis der St. Venant'schen Gleichungen erfasst werden können (THEOBALD, 1999).

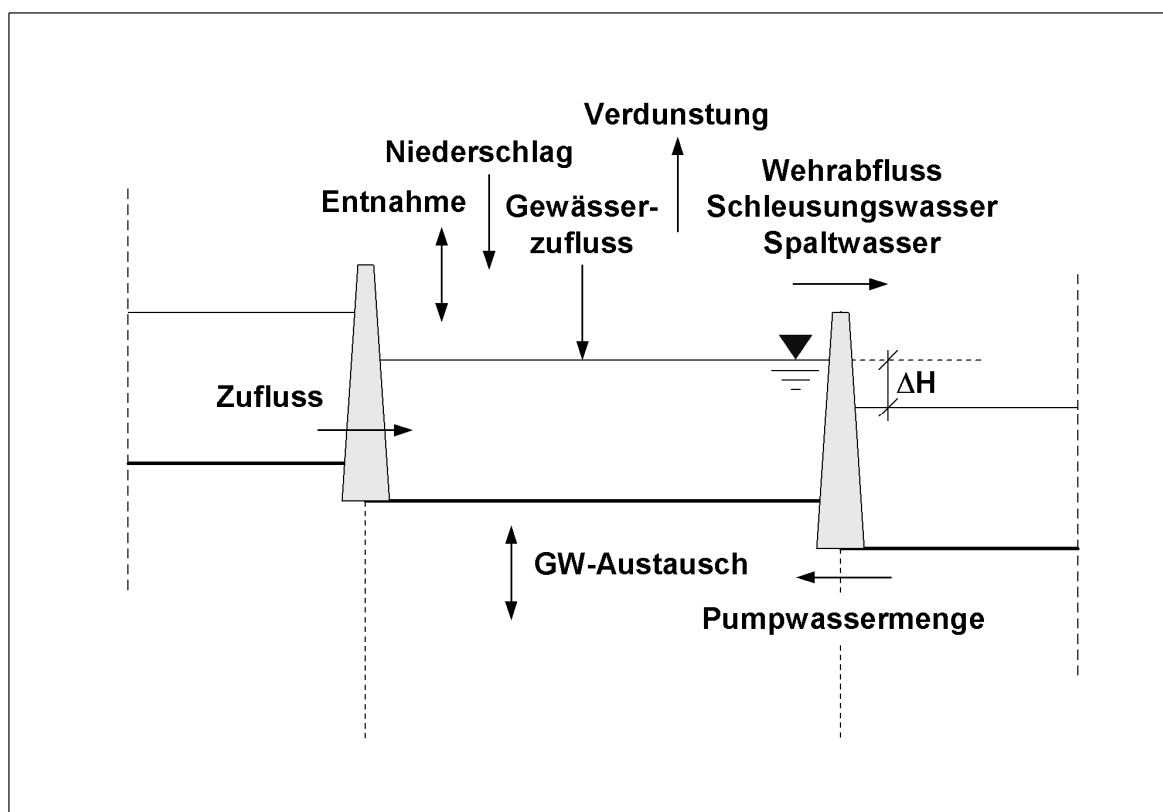


Abbildung 2-8: Bilanzierungskomponenten an der Kanalhaltung

Die Anordnung und das Zusammenspiel der Entlastungs- und Speisungsanlagen zur Steuerung von Kanalhaltungen ist meist sehr komplex. Da die Steuergröße zeitvariant (zum Beispiel Jahresgang) und gleichzeitig von anderen Systemzuständen abhängig sein kann, wird die Implementierung eines universellen Steuerungsreglements mit Sicherheit nicht durchführbar sein. Hinzu kommt, dass in besonderen, wasserwirtschaftlichen Situationen nicht mehr zwingend auf einen Wasserstand gesteuert wird. In Niedrigwasser-

situationen ist die Steuerung auf einen Mindestabfluss unter Hinnahme der Unterschreitung des unteren Betriebswasserstandes möglich. In extremen Hochwassersituationen ist durch die begrenzte hydraulische Leistungsfähigkeit der Entlastungsanlagen einer Haltung, die Steuerung auf einen Wasserstand nicht mehr möglich, so dass es zu einem Einstau der Haltung kommt. Dies hat eine ungesteuerte Entlastung der Haltung ins Unterwasser zur Folge. Es ist deswegen empfehlenswert, eine programmtechnische Lösung für die Steuerung der Kanalhaltungen zu entwickeln, die eine individuelle anwenderspezifische Festlegung des Steuerungsreglements ermöglicht (siehe Kapitel 4.4.3).

### **2.3.4 Flusstauhaltung**

Gegenüber den künstlichen Kanälen wird die Nutzung der Flusstauhaltungen nicht durch die Aufrechterhaltung der Schiffbarkeit dominiert. Häufig stehen andere Nutzungen (besonders die Wasserkraft) im Vordergrund. In gleichem Maße wie die Kanalhaltungen bilden die Flusstauhaltungen bewirtschaftbare Speicher, die durch komplexe Steuerungseinrichtungen geprägt sind und einer Steuerung auf einen Wasserstand (Oberpegel der Staustufe) bzw. einen Abfluss ins Unterwasser unterliegen. Für die reine Wassermengenbilanzierung der Flusstauhaltungen sind die gleichen Größen wie für die Kanalhaltungen anzusetzen.

Wie am Fließgewässer treten an der Flusstauhaltung die hydraulischen Effekte der Retention und insbesondere der Translation in den Vordergrund, da – zumindest bei höheren Abflüssen – ein ausgeprägtes Fließgefälle vorhanden ist. Die zum Teil großen Fließlängen innerhalb einer Haltung haben Wasserspiegeldifferenzen zur Folge, die berücksichtigt werden müssen. Wird lediglich ein mittlerer Wasserstand über die gesamte Flusstauhaltung angesetzt, treten bei der Berechnung wasserstandsabhängiger Größen, zum Beispiel der Schleusungswassermengen, systematische Fehler auf. Wird die Flusstauhaltung ausschließlich über die Kontinuitätsgleichung bilanziert, müssen geeignete Methoden entwickelt werden, um das Wasserspiegelgefälle für die Berechnung wasserstandsabhängiger Größen abzuschätzen.

Da staugeregelte Flüsse im Gegensatz zu künstlichen Kanälen natürliche Abflussverhältnisse aufweisen (Kanäle besitzen oft nur geringe natürliche Zuflüsse aus Einzugsgebieten), gewinnt die Entlastung der Flusstauhaltungen ins Unterwasser an Bedeutung. Überschusswassermengen in Situationen mit höheren Abflüssen treten vermehrt auf. Dementsprechend sind an den Staustufen immer ausreichend dimensionierte Entlastungsanlagen anzuordnen. Bezüglich der Steuerung in besonderen wasserwirtschaftlichen Situationen gelten für Flusstauhaltungen die gleichen Ausführungen wie für die Kanalhaltungen.



### **2.3.5 Wasserverbraucher und -einleiter**

Für die Modellierung wasserwirtschaftlicher Systeme ist die Berücksichtigung variabler Betriebsregeln für Wasserverbraucher und -einleiter von grundlegender Bedeutung. Es müssen unterschiedliche Möglichkeiten zur Vorgabe dieser punktuellen Systemeingänge und -ausgänge geschaffen werden: Die Vorgaben können über den Bilanzierungszeitraum konstant (Trinkwasserentnahme aus einer Talsperre), periodisch (Jahresgang einer landwirtschaftlichen Entnahme) oder variabel (wasserstandsabhängige Entnahme) sein. Es können Maximalwerte vorhanden sein, welche die Vorgaben in Abhängigkeit einer Zustandsgröße des Systems limitieren oder es können direkte Abhängigkeiten von anderen Zuständen des Systems auftreten (wasserstandsabhängige Entnahme). Zur Berücksichtigung der Einflüsse auf das Fließgeschehen in den Gewässerstrecken muss die Lage von Einleitungs- und Entnahmestellen am Gewässerlauf bekannt sein. Zahlreiche Nutzungen, für die Wasser aus dem System entnommen und anschließend abzüglich bestimmter Verluste wieder eingeleitet wird, können durch den Ansatz des Verlustes an einem Ort berücksichtigt werden. Dies führt zu Problemen, wenn die Entnahme- und die Einleitungsstelle weit auseinander oder gar an verschiedenen Gewässern liegen. In diesem Fall muss die getrennte Modellierung von Entnahme und Einleitung durchgeführt werden.

Da Nutzungen an wasserwirtschaftlichen Systemen sehr komplexen Regeln und Abhängigkeiten unterliegen, die nicht alle durch die Implementierung von Standardalgorithmen erfasst werden können, ist eine anwenderspezifische Definition von Nutzungen durch die Realisierung einer offenen Programmierumgebung empfehlenswert. Nur so kann die Forderung eines möglichst universell einsetzbaren Modells für beliebige wasserwirtschaftliche Systeme umgesetzt werden. Der Anwender soll also die Möglichkeit haben, den Programmcode des Modells derart zu erweitern, dass auch komplexe Regeln und Abhängigkeiten umgesetzt werden können (siehe Kapitel 4.4.3).

### **2.3.6 Abflusspegel**

Pegelstellen an den Fließgewässern eines Systems müssen durch Knoten repräsentiert werden, um die Modellkalibrierung und im Echtzeitbetrieb Vergleiche zwischen gemessenen und berechneten Systemzuständen durchführen zu können. Im Echtzeitbetrieb sind die Pegelstellen unerlässlich, um ein Verfahren zur Modelladaption anzuwenden.

### **2.3.7 Anschluss- und Kontrollbauwerke**

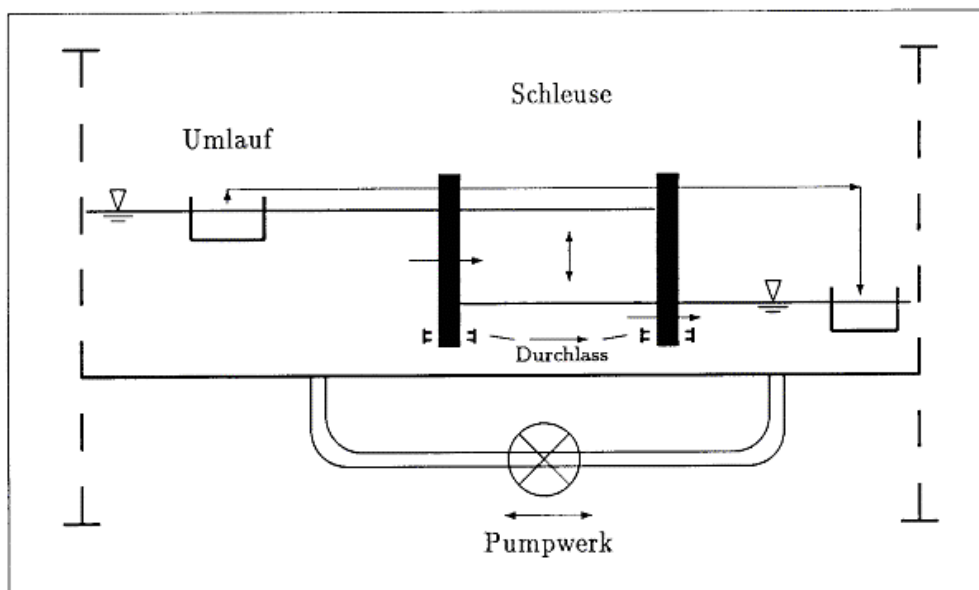
Unter Anschluss- und Kontrollbauwerken werden alle Bauwerke verstanden, die verschiedene Elemente eines wasserwirtschaftlichen Systems miteinander verbinden, d.h. zum Wassermengenaustausch zwischen den Systemelementen herangezogen werden

(KUHN, 1985; PRESS, 1956). Mit der Ausnahme des ungesteuerten Zuflusses aus einer freien Fließstrecke in eine Flussstauhaltung oder eine Talsperre (Stauwurzel oder seitlicher Zufluss), werden alle Übergänge zwischen den Systemelementen Talsperre, Fließgewässer, Kanal- und Flussstauhaltung durch technische Bauwerke kontrolliert.

Die Verbindungen der Kanal- und Flussstauhaltungen untereinander und zwischen Haltungen und Fließgewässern sind durch das Zusammenspiel verschiedener Anschluss- und Kontrollbauwerke geprägt. Die exemplarische Darstellung einer Anschlussstelle in *Abbildung 2-9* beinhaltet gleichzeitig eine Schleuse, ein Pumpwerk, einen Umlauf und Durchlässe zur Füllung und Entleerung der Schleusen-kammer. In Flussstauhaltungen sind die Kontrollorgane zur Entlastung der Staustufen zusammen mit den Schleusen in einem Gewässerquerschnitt angeordnet. Anders in den künstlichen Kanälen, an denen die Schleusen und die Entlastungsorgane räumlich oft getrennt sind. An den ostdeutschen Bundeswasserstraßen werden häufig Umläufe als Seitengewässer – sog. Freiarchen – gestaltet, deren Abfluss durch Wehre gesteuert wird (BAW, 1993).

Die Anschluss- und Kontrollbauwerke dienen einerseits bestimmten Nutzungen (z.B. Schleusen für die Schifffahrt) und andererseits der Steuerung der Systemelemente (z.B. Wehre und Pumpen zur Steuerung des Kanalwasserstands).

Spaltwassermengen, die an Schleusentoren oder Wehrverschlüssen von der oberliegenden in die unterliegende Haltung unkontrolliert abgegeben werden, können eine Größenordnung erreichen, die eine Berücksichtigung unerlässlich machen. Dies gilt besonders für Anlagen, die sich nicht (mehr) in technisch einwandfreiem Zustand befinden.



*Abbildung 2-9: Schematische Darstellung der technischen Anlagen an einem Anschluss- und Kontrollbauwerk*

Als Sonderbauwerke bei großen zu überwindenden Wasserspiegeldifferenzen werden Schiffshebwerke errichtet. Im Gegensatz zu Schleusen werden bei Hebewerken keine oder nur sehr geringe Wassermengen (Spaltwasserverluste) von einer in die nächste Haltung geleitet. Sie sind deswegen geeignet, wenn die Wasserersparnis von Bedeutung ist; also besonders in künstlichen Kanälen ohne natürliche Zuflüsse (PRESS, 1956).

### **2.3.8 Gewässeraufteilung**

In natürlichen Gewässersystemen, die normalerweise hierarchisch angeordnet sind (MARCINEK & ROSENKRANZ, 1996), treten keine Gewässerverzweigungen auf (nur in sehr flachen Gewässersystemen, z.B. Flussdelta). Dagegen werden in technisch ausgebauten Gewässersystemen Verzweigungen erstellt, um etwa Über- oder Beileitungen zu einer Talsperre aus benachbarten Einzugsgebieten, Kanaldurchstiche für die Schifffahrt oder Wasserentnahmen für Nutzungen zu realisieren. Je nach Ausführung der Verzweigungen werden ungesteuerte und gesteuerte Gewässeraufteilungen unterschieden. Die gesteuerten Aufteilungen werden durch technische Bauwerke wie zum Beispiel Streichwehre oder Schütze realisiert.

### 3 Grundlagen und existierende Modelle

Im vorigen Kapitel wurden die Anforderungen definiert, die sich an ein Modellsystem zur Wassermengenbewirtschaftung in meso- und makroskaligen Einzugsgebieten stellen. Ziel dieses Kapitels ist die Beurteilung existierender Bewirtschaftungsmodelle hinsichtlich ihrer Eignung für die vorliegende Aufgabenstellung und die Beschreibung von theoretischen Grundlagen für die Umsetzung der Modellkonzeption im folgenden Kapitel.

#### 3.1 Bewirtschaftungsmodelle

Ganz allgemein können Modelle danach klassifiziert werden, wie sie die Zeit (statisch gegenüber dynamisch), die Systemzustände (diskret gegenüber kontinuierlich) und die Zufälligkeit der Prozesse (deterministisch gegenüber stochastisch) behandeln (CHEN, 1999).

Die gleichzeitige Berücksichtigung mehrerer Talsperren und Kanal- bzw. Flusstauhaltungen beinhaltet eine Kombination aus Speichern mit langer aber auch kurzer Speicherwirkung. Dies führt zu Systemen, die sowohl in räumlicher als auch in zeitlicher Hinsicht sehr komplex sind. Wie bereits HARBOE (1985) und YEH (1985) zeigen, sind klassische Optimierungsmodelle für derartige Aufgabenstellungen nicht immer mit Erfolg einsetzbar. Für die vorliegende Arbeit ist dementsprechend ein dynamisches, diskretes und deterministisches Simulationsmodell erforderlich, das derart konzipiert ist, dass es auch zum Echtzeitbetrieb eines Systems herangezogen werden kann. (TEEGAVARAPU & SIMONOVIC, 2001)

Es gibt eine Vielzahl weiterer Kriterien, nach denen Modelle klassifiziert werden können. MAURER (1997) gibt einen Überblick über verschiedene Klassifikationen, einige andere Klassifikationsmerkmale werden bei DYCK & PESCHKE (1995) und RADEMACHER (1981) vorgestellt. BUCHHOLZ (2000) stellt in seiner Arbeit ein ausführliche und vereinheitlichte Beschreibungssystematik für hydrologische Teilmodelle auf. Bei komplexen Modellen mit verschiedenen Teilmodulen gelten starre Klassifikationsschemata sicherlich nie für das Gesamtmodell, sondern müssen für die Module getrennt erstellt werden. Für die Beurteilung existierender Bewirtschaftungsmodelle im Hinblick auf die Eignung für die vorliegende Aufgabenstellung wird folgenden Merkmalen besondere Beachtung geschenkt:

- Wasserwirtschaftliche Aufgabe bzw. Zweck der Modellanwendung: Echtzeitbetrieb gegenüber Simulationsbetrieb
- Zeitlicher Skalenbezug: Zeitschrittwahl

- Mathematische Prozessbeschreibung zur Berechnung der Wellenverformung in Fließgewässern
- Prozesse: Module zur Beschreibung von Kanal- und Flusstauhaltungen

Weitere Kriterien für die Beurteilung existierender Modelle sind der modulare Aufbau eines Modells, der es erlaubt, einzelne Module beliebig anzukoppeln oder durch andere zu ersetzen. Dies gilt sowohl auf der inneren Strukturebene, auf der die wasserwirtschaftlichen Systemelemente definiert werden, als auch auf der äußeren Strukturebene, auf der die Kopplung des deterministischen Bewirtschaftungsmodells mit dem Pre- und Postprocessing und den Modellen zur Bereitstellung der Belastungsgrößen (Generierungs- bzw. Wasserhaushaltsmodell) erfolgt (siehe *Abbildung 4-1*).

Die Vielzahl an Klassifikationskriterien zeigt, dass es keine universellen Modelle gibt, sondern dass alle Modelle für einen bestimmten Aufgabenbereich geschaffen sind. Um jedoch die Einsetzbarkeit zu steigern, bietet die Implementierung des Modells in eine offene Programmierumgebung eine sinnvolle Erweiterung. Dem Anwender werden tiefere Eingriffe in das Modell ermöglicht als die reine Parameteranpassung es erlaubt. Hier sei auf die Entwicklungsumgebung MMS (Modular Modeling System) des USGS (United States Geological Survey) verwiesen, die dem Anwender eine sehr effiziente Möglichkeit zur eigenständigen Entwicklung von Modellsystemen gibt (LEAVESLEY et al., 1996). Der modulare Aufbau und die offene Programmierumgebung schaffen die Möglichkeit, zu einem späteren Zeitpunkt neue Fragestellungen mit einem programmtechnisch erweiterten Modell zu bearbeiten. Beispielsweise könnten folgende Fragestellungen von Interesse sein:

- Energiewirtschaftliche Aspekte
- Gewässergütebetrachtungen
- Verbundbewirtschaftung von Grundwasser- und Oberflächenspeichern

Nach einem Überblick über die existierenden Bewirtschaftungsmodelle, wird im Einzelnen auf die Verfahren zur Berechnung der Wellenverformung, die sog. Abflussmodelle, und die Verfahren zur Modellanpassung im Echtzeitbetrieb eingegangen. Diese Teilaspekte (-module) sind für die vorliegende Aufgabenstellung von elementarer Bedeutung, und die erarbeiteten Grundlagen bilden die Voraussetzung für die Umsetzung des vorliegenden Konzepts zur Erstellung eines Bewirtschaftungsmodells.

In der Literatur können mehrere Modelle für Aufgaben der Wassermengenbewirtschaftung gefunden werden, die es ermöglichen, verschieden strukturierte, wasserwirtschaftliche Systeme zu modellieren. Sie beruhen alle auf dem Simulationsprinzip, das gegenüber dem Optimierungsverfahren entscheidende Vorteile bietet (HARBOE, 1985, NIEKAMP, 1989):

- Der Modellierung komplexer Systeme mit einer Vielzahl an Systemelementen ist praktisch keine Grenze gesetzt.

- Alle Arten an Restriktionen und Steuerungsvorschriften sind implementierbar.
- Die Modellstruktur entspricht der Struktur des realen Systems und ist deswegen für den Anwender leicht erfassbar (Netzwerkmodell).
- Die deterministische Abbildung des Systemverhaltens kann sowohl mit historischen, synthetischen als auch vorhergesagten (Echtzeitbetrieb) Zeitreihen erfolgen.

Nachteilig ist, dass alle Betriebsregeln und Restriktionen a priori bekannt sein müssen und zur Optimierung der Bewirtschaftung eines Systems die beschreibenden Parameter schrittweise verändert werden müssen, um sich einem optimalen Betrieb zu nähern (indirektes Optimierungsverfahren mittels Suchalgorithmus; z.B. LOHR, 2001; HARBOE, 1985).

Nachfolgend werden die bestehenden Modelle zusammenfassend diskutiert, da eine detaillierte Beschreibung der Modelle über den Rahmen der Arbeit hinausgehen würde. Zwei Bewirtschaftungsmodelle sind im deutschsprachigen Raum vertreten:

**ArcGRM** (KOZERSKI, 1981; SCHRAMM, 1994; KADEN & REDETZKY, 1999):

Mit dem ArcGRM (GroßRaumModell) können komplexe Flussgebiete auf der Basis von Monatswerten simuliert werden. Es handelt sich um ein zweistufiges Modell, das direkt mit einem stochastischen Generierungsmodell zur Erzeugung synthetischer Monatswerte gekoppelt ist. Es wurde speziell für die Bedürfnisse, die sich an den Wasserstraßen der ehemaligen DDR ergeben, entwickelt und bereits für mehrere Einzugsgebiete mit Erfolg angewandt (z.B. FINKE et al. 1993). Da das Modell auf Basis von Monatswerten arbeitet und deswegen die Wellenverformung in den Fließgewässern von untergeordneter Bedeutung ist, wurde kein Flood-Routing-Verfahren implementiert. Module zur Anwendung im Echtzeitbetrieb sind nicht vorhanden. Durch eine offene Programmierumgebung ist die Voraussetzung für die Implementierung komplexer, systemspezifischer Steuerungsvorschriften geschaffen.

**TALSIM** (LOHR & LEICHTFUSS, 1997; LOHR, 2001):

Das Simulationsmodellsystem TALSIM arbeitet mit variablen Zeitschritten ab fünf Minuten aufwärts und ist mit einem deterministischen Niederschlags-Abfluss-Modell gekoppelt. Es enthält ein Modul für Transportstrecken, welches die Wellenverformung anhand des Kalinin-Miljukov-Verfahrens (ROSEMANN, 1970) berechnet. Dieses Verfahren bietet allerdings nicht die Möglichkeit variable Fließzeiten zu modellieren. Mit der Bewirtschaftung von Speichern im Verbund unter der Anwendung dynamischer Betriebsregeln und einem modularen Modellaufbau erfüllt das Modell die Anforderungen aus Kapitel 2 weitgehend. Allerdings sind keine Module für die Implementierung von Kanal- oder Flusstauhaltungen vorhanden. Ebenso ist die Möglichkeit zur Fehlerkorrektur im Echtzeitbetrieb nicht gegeben. Für Langzeitsimulationen zur statistischen Analyse der

wasserwirtschaftlichen Systeme steht nicht unmittelbar ein Generierungsmodell für zeitliche hochaufgelöste Eingangsdaten zur Verfügung.

Im internationalen Bereich sind drei weitere Modelle zu erwähnen:

- **HEC 5** (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1998)
- **MIKE BASIN** (DANISH HYDRAULIC INSTITUTE)
- **RIVERWARE** (CADSWES, UNIVERSITY OF COLORADO AT BOULDER; ZAGONA et al., 2001)

Bezüglich der Zeitschrittwahl sind alle Modelle variabel und können mit Tageszeitschritten oder auch mit höherer zeitlicher Auflösung betrieben werden. Da durch die Berücksichtigung kurzer Zeitschritte die Wellenverformung im Fließgewässer nicht mehr vernachlässigt werden darf, sind alle Modelle mit Flood-Routing-Ansätzen ausgestattet, welche zum Teil auch variable Fließzeiten berücksichtigen.

Außer dem Softwarepaket RIVERWARE enthält kein Modell ein Modul zur Abbildung von Kanal- oder Flussstauhaltungen. Insbesondere dem bidirektionalen Fließen in Kanalhaltungen und den spezifischen Steuer- und Kontrollorganen kann daher nicht Rechnung getragen werden. Im Softwaretool RIVERWARE ist ein Modul zur Berücksichtigung des bidirektionalen Fließens vorgesehen, es dient allerdings der Repräsentation von Überleitungen zwischen Speichern und nicht der Modellierung von schiffbaren Kanalhaltungen, die über Schleusenanlagen und Pumpwerke miteinander verbunden sind.

Allen Modellen gemeinsam ist, dass sie keine Module beinhalten, die einen Echtzeitbetrieb ermöglichen, der auf geeignete Adaptionalgorithmen zurückgreifen kann. Es sind also Modelle, die für den Simulationsbetrieb konzipiert wurden.

Entgegen den Modellen ArcGRM und TALSIM sind diese Modelle nicht unmittelbar mit einem deterministischen Wasserhaushaltsmodell oder einem Generierungsmodell gekoppelt, das die Belastungsgrößen für Simulations- bzw. Echtzeitberechnungen liefern kann. Der modulare Aufbau schafft jedoch die Voraussetzung für geeignete Schnittstellen zu diesen Modellen.

Sowohl dem Modell MIKE BASIN als auch dem Modell RIVERWARE sind Komponenten zur Beurteilung der Gewässergüte angeschlossen.

### **3.2 Abflussmodelle (Flood-Routing-Verfahren)**

Die Erfassung des Wellenablaufs in Gewässern ist für hydrologische Modelle von grundlegender Bedeutung (FREAD, 1985; PLATE et al., 1977). Die Retention und die Translation, welche die fließende Welle entlang einer Gewässerstrecke oder beim

Durchfließen eines Speichers erfährt, muss hierzu quantifiziert werden. Der Wellenablauf im Gewässer kann vereinfacht als eindimensionale, instationäre Strömung eines inkompressiblen Fluids betrachtet werden. Charakteristisch für diese Strömung ist die Änderung der mittleren Geschwindigkeit  $v$  und der Wassertiefe  $h$  mit der Zeit  $t$ :

$$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0 \quad (\text{Gl. 3.1})$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} \neq 0 \quad (\text{Gl. 3.2})$$

Verfahren, welche diese instationären (zeitlich veränderlichen) Fließvorgänge im Gewässer beschreiben, werden im englischen Sprachraum unter dem Begriff „Flood Routing“ zusammengefasst.

Zur Lösung derartiger Aufgabenstellungen werden zwei Gruppen von Verfahren unterschieden:

- **Hydrodynamische Verfahren** und
- **Hydrologische Verfahren**

Die hydrodynamischen Verfahren werden unter Berücksichtigung der Kontinuitäts- und der Energiegleichung durchgeführt; den hydrologischen Verfahren wird lediglich die Kontinuitätsgleichung – ergänzt durch empirische Annahmen – zugrunde gelegt.

Von entscheidender Bedeutung für die Wahl eines Verfahrens zur Berechnung der Wellenverformung ist die Tatsache, dass die hydrodynamischen Verfahren nach der Kalibrierung an gemessenen Abflusswellen prinzipiell für die Berechnung beliebiger anderer Abflusswellen des Gewässers herangezogen werden können; auch wenn das Abflussverhalten des Gewässers durch morphologische oder anthropogene Einflüsse bzw. Ausbaumaßnahmen verändert wurde. Die hydrologischen Verfahren leisten dies im allgemeinen nicht und können somit für die Bewertung von zukünftigen Ausbauzuständen eines Gewässers nicht herangezogen werden. Sie zeichnen sich jedoch durch eine einfachere Handhabung und geringeren Rechen- und Datenaufwand aus.

### 3.2.1 Hydrodynamische Verfahren (St. Venant-Gleichungen)

Den eindimensionalen hydrodynamischen Verfahren liegen die St. Venant-Gleichungen zugrunde, welche bei Beachtung bestimmter Annahmen aus den allgemeinen Navier-Stokes'schen Bewegungsgleichungen hergeleitet werden können.



Für ein Rechteckgerinne mit Querschnitt  $A = B \cdot h$  und Durchfluss  $Q = v \cdot B \cdot h$  ergibt sich aus den Erhaltungssätzen der Strömungsmechanik die Kontinuitätsgleichung unter Vernachlässigung seitlicher Zuflüsse

$$\frac{\partial h}{\partial t} + v \cdot \frac{\partial h}{\partial x} + h \cdot \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (\text{Gl. 3.3})$$

und die Energiegleichung:

$$\frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = I_S - I_R \quad (\text{Gl. 3.4})$$

lokale
konvektive
Druckglied
Differenz aus Sohl- und Reibungsgefälle

Beschleunigung
Druckglied

- mit:
- Q (x,t) : Abfluss
  - A (x,h): durchströmter Querschnitt
  - h (x,t) : Wasserspiegelhöhe
  - v (x,t) : mittlere Geschwindigkeit an der Stelle x zur Zeit t
  - I<sub>R</sub> (x,t): Reibungsgefälle an der Stelle x zur Zeit t
  - I<sub>S</sub> (x) : Sohlgefälle an der Stelle x
  - B (x) : Gerinnebreite an der Stelle x
  - x : Ortskoordinate
  - t : Zeit
  - g : Erdbeschleunigung

Die Gleichungen 3.1 und 3.2 werden als **St. Venant-Gleichungen** bezeichnet und stellen ein System von quasi-linearen partiellen Differentialgleichungen vom hyperbolischen Typ dar. Da dieses Gleichungssystem nicht geschlossen lösbar ist, werden numerische explizite bzw. implizite Lösungsverfahren angewandt, auf die hier nicht näher eingegangen wird (DVWK, 1977). Infolge der Komplexität der St. Venant-Gleichungen werden für ihre Anwendung zahlreiche weitere Vereinfachungen vorgeschlagen (MANIAK, 1997).

### 3.2.2 Hydrologische Verfahren

Die hydrologischen Verfahren unterscheiden sich von den hydrodynamischen dadurch, dass nur die Kontinuitätsgleichung zusammen mit empirischen Beziehungen zwischen Speicherinhalt und Abfluss berücksichtigt werden. Während bei den hydrodynamischen Verfahren eine physikalisch einwandfreie Energiebilanz aufgestellt wird, steht bei den hydrologischen Methoden das Retentionsverhalten des betrachteten Flussabschnitts im Vordergrund.

Neben die integrierte Kontinuitätsgleichung (allgemeine Speichergleichung):

$$\text{Zufluss} - \text{Abfluss} = \text{Retention}$$

bzw.

$$Q_Z - Q_A = \frac{dS}{dt} \quad (\text{Gl. 3.5})$$

mit:

$Q_A$	:	Abfluss aus der betrachteten Gewässerstrecke
$Q_Z$	:	Zufluss zur betrachteten Gewässerstrecke
$S$	:	Wasservolumen in der betrachteten Gewässerstrecke

tritt eine zweite Bestimmungsgleichung

$$S = f(Q_A) \quad (\text{Gl. 3.6})$$

in der die hydraulischen und morphologischen Besonderheiten der betrachteten Gewässerstrecke durch entsprechende Parameter berücksichtigt werden. Die unterschiedlichen, hydrologischen Verfahren unterscheiden sich u.a. durch verschiedene Annahmen dieser Volumen-Abfluss-Beziehung, mit welcher der Wellenablauf vereinfacht beschrieben werden soll.

Ein wesentlicher Vorteil der hydrologischen Verfahren liegt in der einfacheren Handhabung der Ausgangsgleichungen. Da die Parameter dieser Verfahren jedoch anhand beobachteter Hochwasserereignisse geeicht werden müssen, verlieren sie ihre Gültigkeit, wenn erhebliche Eingriffe in die betrachtete Gewässerstrecke erfolgen.

Gebräuchliche hydrologische Verfahren sind:

- Muskingum-Verfahren
- Lineare Speicherkaskade und Kalinin-Miljukov-Verfahren
- Doppelspeicherkaskade
- Allgemeines lineares Modell

Es kann festgehalten werden, dass die hydrodynamischen Verfahren zwar die Abbildung variabler Fließzeiten bzw. Fließgeschwindigkeiten ermöglichen, aber der Aufwand für die numerischen Lösungsverfahren, besonders in Hinsicht auf den Echtzeitbetrieb eines Modells, nicht zu vertreten ist. Die Anwendung eines Updating-Verfahrens auf ein hydrodynamisches Modell gestaltet sich ebenfalls äußerst schwer. Die erforderlichen Gerinnedaten (Querprofile etc.), welche für die hydronumerischen Verfahren notwendig sind, können häufig nur unvollständig und unter großem Kostenaufwand beschafft werden. Numerische Verfahren werden besonders dann angewandt, wenn vorrangig Wasserstands- (Überflutungsflächen) oder Geschwindigkeitsinformationen (Bauwerksdimensionierungen) benötigt werden. Die Anwendung eines hydrologischen Verfahrens ist ausreichend, wenn nur Abflussinformationen benötigt werden. Bei der Anwendung der hydrologischen Verfahren stellt sich allerdings das Problem, dass im allgemeinen (Ausnahmen bilden die Doppelspeicherkaskade und das Seeretentionsverfahren) die Abbildung variabler Fließgeschwindigkeiten in Abhängigkeit des Abflusses nicht gegeben ist.

Die lineare Doppelspeicherkaskade wird genutzt, um den Abfluss auf dem Gewässer- vorland vom Abfluss im Gewässerhauptbett zu trennen. Es wird nach dem Schwellenwert- prinzip vorgegangen, d.h. wenn der Gesamtabfluss den bordvollen Abfluss überschreitet, wird der darüber hinausgehende Abfluss in einem bestimmten Verhältnis auf das Hauptgewässerbett und das Vorland aufgeteilt (siehe *Abbildung 3-1*). Durch die unterschiedlichen Translationsgeschwindigkeiten von Hauptbett und Vorland entstehen im Hochwasserbereich – jenseits des bordvollen Abflusses – variable, mit dem Abfluss veränderliche Fließzeiten. Im gesamten Abflussbereich unterhalb des bordvollen Abflusses liegen jedoch konstante Fließzeiten bzw. -geschwindigkeiten vor.

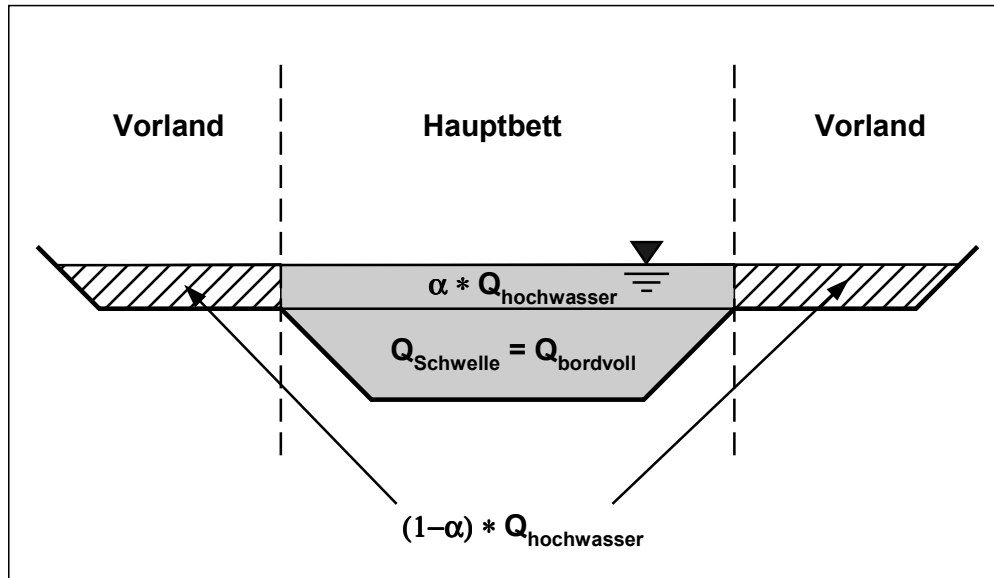


Abbildung 3-1: Modellierung des Abflusses für Gewässerhauptbett und Gewässervorland anhand der Doppelspeicherkaskade

Für die vorliegende Aufgabenstellung ist dementsprechend ein modifiziertes hydrologisches Verfahren zu implementieren, das einerseits die Eigenschaft der einfachen und rechenzeitparenden Anwendung der hydrologischen Verfahren und andererseits die Eigenschaft der abflussabhängigen Fließgeschwindigkeiten der hydrodynamischen Verfahren vereinigt. Wie in Kapitel 3.4 noch gezeigt wird, erweist sich ein hydrologisches Verfahren auch hinsichtlich der Anwendung von effizienten Fehlerkorrektur- bzw. Updating-Verfahren als geeigneter.

An dieser Stelle soll das Modellkonzept des Linearspeichers und der darauf aufbauenden linearen Speicherkaskade erläutert werden, da diese Grundlagen für das Verständnis der weiteren Arbeit benötigt werden.

### Einzellinearspeicher

Das Modellkonzept des Einzellinearspeichers wird häufig angewandt, um hydrologische Prozesse durch einen fiktiven Speicher abzubilden. Ausgehend von der allgemeinen Speichergleichung (Gleichung 3.5), kann unter der Annahme einer linearen Beziehung zwischen Speicherinhalt und Speicherausfluss (Gleichung 3.6) folgende Beziehung abgeleitet werden:

$$S = k \cdot Q_A \quad (\text{Gl. 3.7})$$

mit:  $k$  : Speicherkonstante des betrachteten Speichers

Setzt man *Gleichung 3.7* in *Gleichung 3.5* ein, so erhält man die lineare Differentialgleichung 1. Ordnung

$$\frac{dS}{dt} = Q_Z - \frac{S}{k} \quad (\text{Gl. 3.8})$$

mit der allgemeinen Lösung (BECKER, 1969)

$$S(t) = S(t_0) \cdot e^{-\frac{1}{k} \cdot (t-t_0)} + \int_{t_0}^t Q_Z(\tau) \cdot e^{-\frac{1}{k} \cdot (t-\tau)} d\tau \quad (\text{Gl. 3.9})$$

mit:  $t_0$  : Bezugszeitpunkt  
 $\tau$  : Integrationsvariable

Für die Abbildung der Wellenverformung in einem Gewässerabschnitt ist der Einzellinearspeicher jedoch nicht geeignet, wie eine Betrachtung der Systemfunktion für die Belastung des Speichers mit einem Einheitsimpuls  $Q_Z$  von infinitesimal kurzer Dauer zum Zeitpunkt  $t = 0$  (Dirac'sche Deltafunktion) deutlich zeigt:

$$u(t) = \frac{1}{k} \cdot e^{-\frac{1}{k} \cdot t} \quad (\text{Gl. 3.10})$$

mit:  $u(t)$  : Systemfunktion

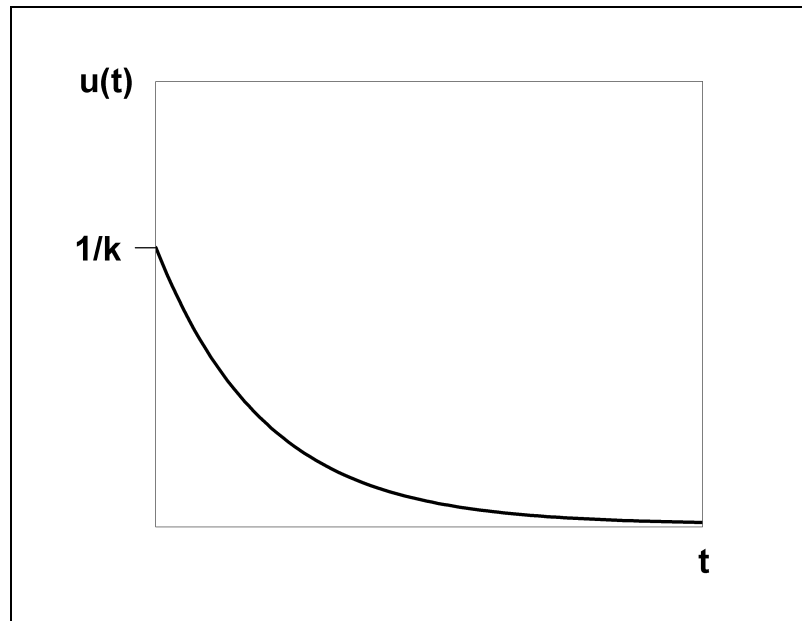


Abbildung 3-2: Qualitative Form der Systemfunktion des Einzellinearspeichers

Die Systemfunktion nimmt für den Zeitpunkt  $t = 0$  den größten Wert  $1/k$  an, d.h. der Abfluss aus dem Speicher ist zu diesem Zeitpunkt ebenfalls am größten. Es entsteht somit keine Verzögerung zwischen den Abflussscheiteln von Zufluss und Abfluss der Gewässerstrecke (siehe *Abbildung 3-2*).

### Lineare Speicherkaskade

Diese gewünschte Verzögerung lässt sich durch die Hintereinanderschaltung mehrerer Einzelspeicher erreichen (siehe *Abbildung 3-3*). Es wird angenommen, dass die Gewässerstrecke aus einer bestimmten Anzahl  $n$  kleinerer Abschnitte besteht, die jeweils durch einen Einzellinearspeicher repräsentiert werden. Der Abfluss eines Speichers bildet jeweils den Zufluss zum nächsten Speicher. Hierbei sind die Speicherkonstanten  $k$  aller Einzellinearspeicher gleich groß. Der Ausfluss aus dem  $n$ -ten Speicher der linearen Speicherkaskade infolge eines Einheitsimpulses beträgt dann:

$$u(t) = \frac{t^{n-1}}{k^n \cdot (n-1)!} \cdot e^{-\frac{t}{k}} \quad (\text{Gl. 3.11})$$

Für nicht ganzzahlige Werte von  $n$  (Anzahl der Speicher), geht die Gleichung in folgende Form über:

$$u(t) = \frac{t^{n-1}}{k^n \cdot \Gamma(n)} \cdot e^{-\frac{t}{k}} \quad (\text{Gl. 3.12})$$

mit:  $\Gamma(n)$  : Gammafunktion

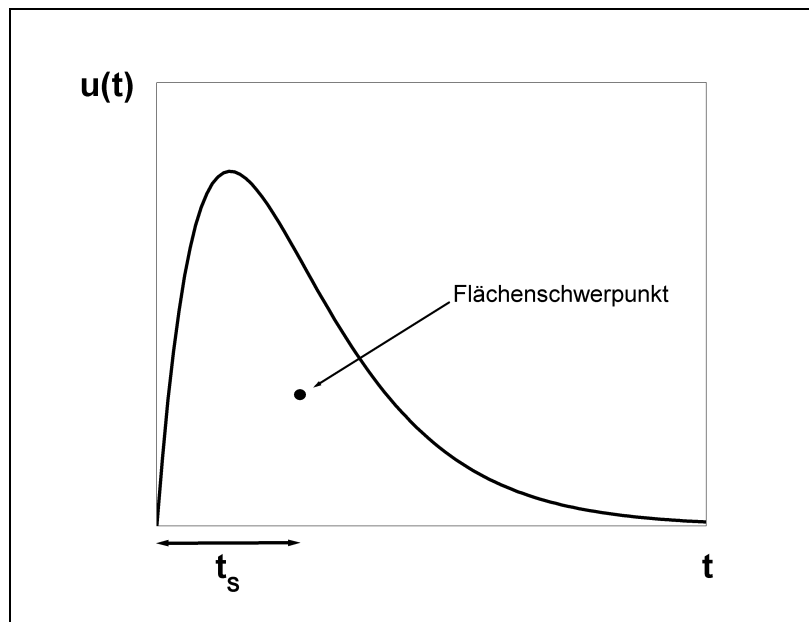


Abbildung 3-3: Qualitative Form der Systemfunktion der linearen Speicherkaskade.

Die lineare Speicherkaskade weist folgende Eigenschaften auf, die direkt von den beiden empirisch zu bestimmenden Parametern  $n$  und  $k$  der Kaskade abhängen:

Scheitelanstiegszeit  $t_A = (n-1) \cdot k$  (Gl. 3.13)

Schwerpunktslaufzeit  $t_S = n \cdot k$  (Gl. 3.14)

Da die Parameter  $n$  und  $k$  der linearen Speicherkaskade konstante Größen sind, nimmt auch die Schwerpunktslaufzeit  $t_S$  einen konstanten Wert an.

### Lineare Doppelspeicherkaskade

Durch die Parallelschaltung von zwei linearen Speicherkaskaden erhält man die lineare Doppelspeicherkaskade. Der Zufluss in die Gewässerstrecke wird durch einen Aufteilungsfaktor  $\alpha$  auf die beiden Kaskaden verteilt. Entsprechend der linearen Speicherkaskade sind die Speicherkonstanten innerhalb einer Kaskade konstant. Die Anzahlen der Speicher  $n_1$  und  $n_2$  sowie die Speicherkonstanten  $k_1$  und  $k_2$  besitzen jedoch unterschiedliche Werte.

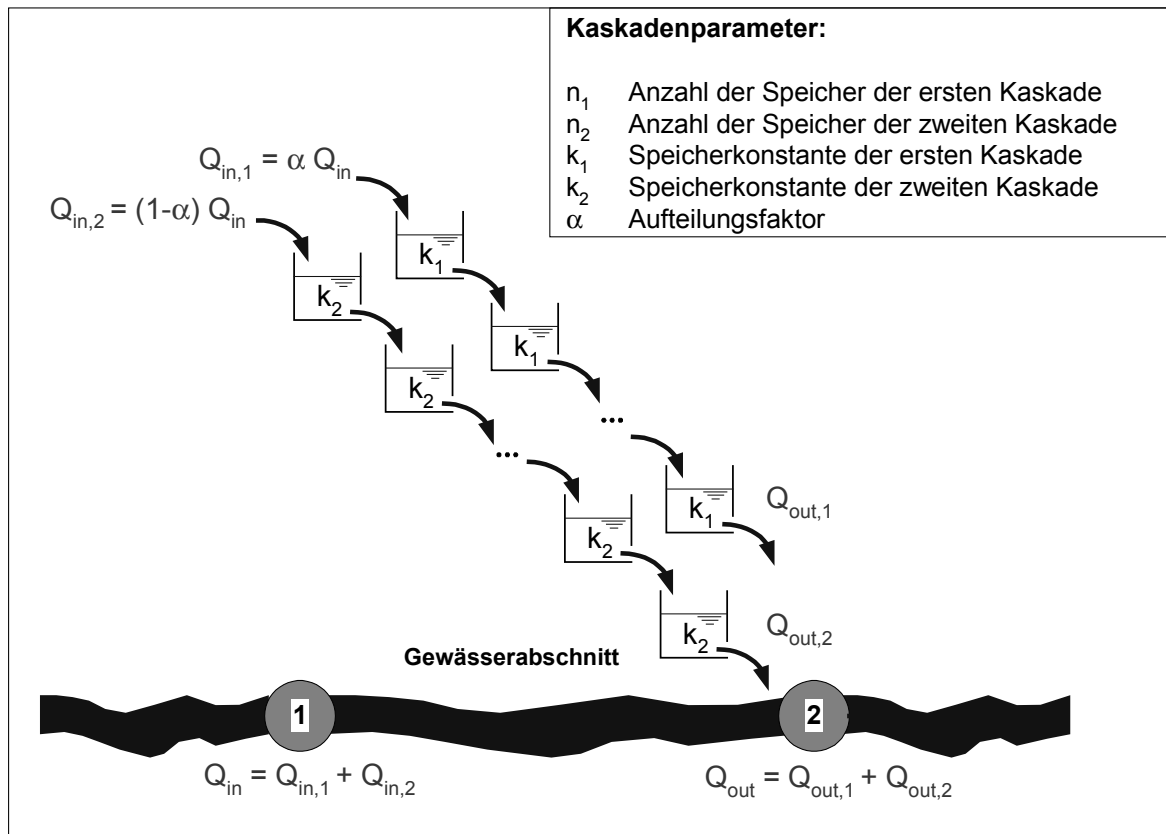


Abbildung 3-4: Schematische Darstellung der linearen Doppelspeicherkaskade

Da es sich bei der einfachen Speicherkaskade um ein lineares System handelt, kann die Systemfunktion der Doppelspeicherkaskade durch eine lineare Superposition der Systemfunktionen der beiden Speicherkaskaden ermittelt werden:

$$u(t) = \alpha \cdot \frac{t^{n_1-1}}{k_1^{n_1} \cdot \Gamma(n_1)} \cdot e^{-\frac{t}{k_1}} + (1-\alpha) \cdot \frac{t^{n_2-1}}{k_2^{n_2} \cdot \Gamma(n_2)} \cdot e^{-\frac{t}{k_2}} \quad (\text{Gl. 3.15})$$

In gleicher Weise werden die charakteristischen Fließzeiten durch lineare Superposition erhalten. Die Schwerpunktslaufzeit ergibt sich somit zu

$$t_S = \alpha \cdot n_1 \cdot k_1 + (1-\alpha) \cdot n_2 \cdot k_2 \quad (\text{Gl. 3.16})$$

mit:  $\alpha$  : Aufteilungsfaktor ( $0 \leq \alpha \leq 1$ )



### 3.3 Zustandsraumdarstellung dynamischer Systeme

Ein dynamisches System ist gekennzeichnet durch Ursachen, die durch eine mathematische Übertragungsfunktion in Wirkungen transformiert werden (BOX & JENKINS, 1970). Die Gesamtheit aller charakteristischen Größen eines wasserwirtschaftlichen Systems (Zustandsgrößen) wird als Systemzustand bezeichnet. Wenn die Zustandsgrößen voneinander abhängig sind, ist das System komplex (DFG, 1987). Die sogenannte Zustandsraumdarstellung gibt keine direkte Beschreibung des Zusammenhangs zwischen Ursache und Wirkung, sondern stellt das System durch eine zeitliche Abfolge der Zustände dar. Die diskreten Zustandsgrößen (Abflüsse, Speicherinhalte, Modellparameter etc.) werden in einem Zustandsvektor zusammengefasst, dessen Inhalt zusammen mit den Eingangsgrößen das zukünftige Verhalten des Systems eindeutig beschreibt (IHRINGER, 1985). Somit speichern die Zustandsgrößen alle bis zum betrachteten Zeitpunkt angesammelten Informationen.

Verschiedene Gesichtspunkte sprechen für eine Formulierung wasserwirtschaftlicher Systeme im Zustandsraum (engl.: state space):

- Die Abbildung komplexer, dynamischer und linearer Prozesse im Zustandsraum ist sehr flexibel und leicht handhabbar.
- Die Formulierung im Zustandsraum schafft die Voraussetzung für die Anwendung des Kalman-Filter-Verfahrens zur Adaption der berechneten an die gemessenen Abflüsse im Echtzeitbetrieb. Das Kalman-Filter-Verfahren gilt für die Adaption hydrologischer Flood-Routing-Verfahren als geeignet und effizient (Kapitel 3.4). Die Anwendung des Kalman-Filter-Verfahrens ist besonders im Hinblick auf die Anpassung von Amplitudenfehlern, die im Niedrig- und Mittelwasserbereich in den Vordergrund treten, geeignet. Phasenverschiebungen und Formfehler sind in diesen Abflussbereichen von untergeordneter Bedeutung.
- Die rekursive Formulierung eignet sich besonders für diskrete Prozessbeschreibungen, wie sie in der Wasserwirtschaft vorliegen. Es ist eine Betrachtungsweise von Zeitschritt zu Zeitschritt möglich, d.h. der aktuelle Zustand des Systems wird durch den vorangehenden Zustand und die aktuellen Eingangs- bzw. Belastungsgrößen vollständig beschrieben. Berechnungen im Echtzeitbetrieb müssen nicht über den gesamten Zeitraum des Systemgedächtnisses durchgeführt werden.

Die Formulierung im Zustandsraum erfolgt mit den beiden folgenden Matrizengleichungen, die jeweils einen deterministischen Teil zur Beschreibung des dynamischen Verhaltens der Systemzustände und einen stochastischen Teil zur Beschreibung der Modell- bzw. Messfehler besitzen:

1. Prozessgleichung:

$$x_i = \Phi_{i-1} \cdot x_{i-1} + A_i \cdot u_i + w_i \quad (\text{Gl. 3.17})$$

2. Messgleichung:

$$z_i = H_i \cdot x_i + v_i \quad (\text{Gl. 3.18})$$

- mit:
- x : n-dimensionaler Zustandsvektor
  - u : l-dimensionaler Steuer- bzw. Störvektor (Vektor der deterministischen Eingangsgrößen)
  - z : m-dimensionaler Messvektor
  - $\Phi$  : Systemübertragungsmatrix der Dimension (n × n)
  - $\Lambda$  : Steuereingangsmatrix der Dimension (n × l)
  - H : Messmatrix der Dimension (m × n)
  - w : Vektor der Modellfehler (stochastischer Störvektor)
  - v : Vektor der Messfehler (stochastischer Störvektor)
  - i : Zeitindex

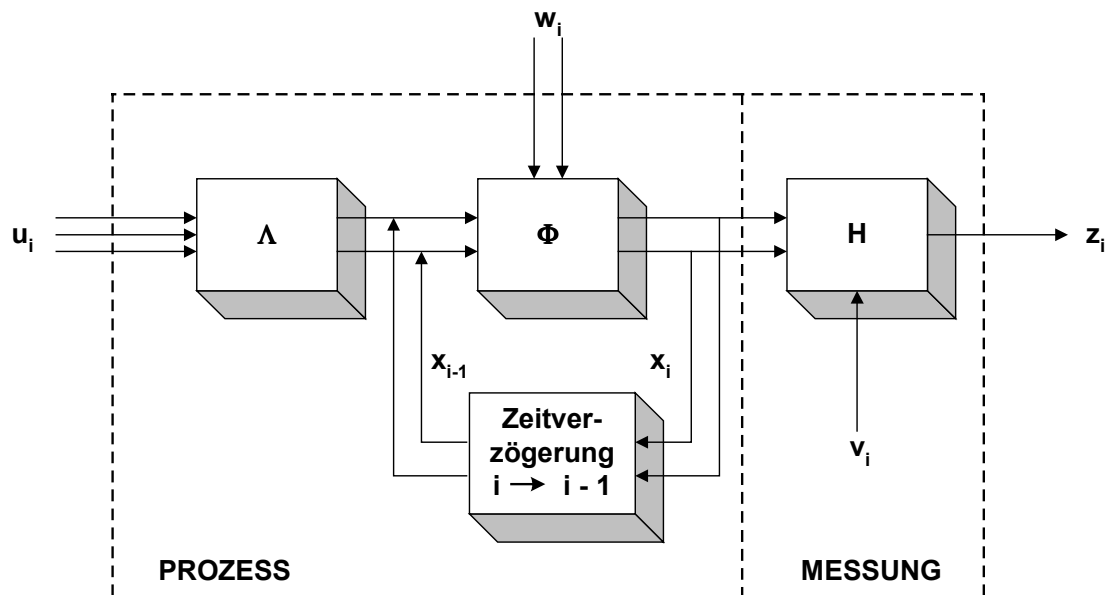


Abbildung 3-5: Mehrdimensionales Zustandsraummodell mit deterministischen und stochastischen Eingangsgrößen (nach DFG, 1987).

Die *Abbildung 3-5* zeigt das Zustandsraummodell als Blockdarstellung. Die unterschiedliche Anzahl an Pfeilen verdeutlicht die Dimensionsunterschiede der einzelnen Vektoren.

Sind alle Elemente  $\phi_{jk}$  der Systemübertragungsmatrix und  $h_{jk}$  der Messmatrix vom Zustandsvektor  $x$  unabhängig, so ist das Zustandsmodell linear. Sind die Elemente des Vektors der Modellfehler  $w_i = 0$ , so ist das Modell deterministisch. Sind alle Elemente des Vektors der Messfehler  $v_i = 0$ , sind die Messungen exakt.

### 3.4 Verfahren zur Modellanpassung im Echtzeitbetrieb

Ein Simulationsmodell wird angewandt, um mit historischen oder synthetischen Eingangsdaten das Verhalten eines wasserwirtschaftlichen Systems nachzubilden und anschließend aus den Berechnungsergebnissen Erkenntnisse, z.B. für wasserwirtschaftliche Planungen, zu gewinnen. Wird ein Simulationsmodell mit geschätzten oder vorhergesagten Eingangsdaten betrieben, um Aussagen über die Systemzustände (z.B. Abflüsse) in der Zukunft zu treffen, bezeichnet man dieses Modell als Vorhersagemodell. Werden diese Vorhersagen und gleichzeitig die Nachführung des Systemzustands mit gemessenen Eingangsdaten in regelmäßigen Zeitabständen (entsprechend dem Eintreffen der gemessenen und vorhergesagten Eingangsdaten) durchgeführt, spricht man von einer Echtzeitvorhersage (engl.: real-time forecast).

Aufgrund unterschiedlicher Einflussgrößen (Störgrößen), die durch die natürliche Variabilität der Systemeigenschaften und zufällige Abweichungen vom mittleren Verhalten eines Systems auftreten, ist prinzipiell jede Vorhersage mit Fehlern behaftet. Entsprechend dem Zweck des Modells und der Güte der Modellnachführung kann eine kontinuierliche Anpassung der Systemzustände an das gemessene Verhalten des Systems erforderlich sein.

Für die Vorhersage im Echtzeitbetrieb wurden unterschiedliche Verfahren zur Modellanpassung und Fehlerkorrektur entwickelt, um den Abweichungen zwischen den berechneten und den gemessenen Systemzuständen Rechnung zu tragen. Diese Abweichungen haben verschiedene Ursachen (SERBAN & ASKEW, 1991):

- Fehlerhafte Eingangsdaten
- Modellfehler
- Unzureichende Kalibrierung des Modells
- Veränderung der Systemeigenschaften über die Zeit
- Messfehler

Voraussetzung für die Anwendung eines Adaptionsverfahrens auf die Zustandsgrößen eines Modells ist die Bereitstellung der aktuellen Messwerte im Echtzeitbetrieb. Eine Durchführung des gesamten Modelldurchlaufs (Vorhersageberechnung, Datenabruf und Modelladaptation) muss in einem Zeitraum erfolgen, der kürzer als die Länge des Vorhersagezeitschritts ist (RADEMACHER, 1980).

Nach REFSGAARD (1997) können vier Methoden der Modellanpassung (engl. updating procedure) unterschieden werden (siehe *Abbildung 3-6*):

### 1. Anpassung der Eingangsdaten

Eine Anpassung der Eingangsdaten, üblicherweise Niederschlag und Lufttemperatur, geschieht meistens interaktiv nach dem ‚trial and error‘-Prinzip, da es nicht möglich ist, komplexe Modelle zu invertieren, d.h. die Eingangsdaten bei gegebenen Ausgangsdaten und Parametern zu bestimmen.

### 2. Anpassung der Zustandsvariablen des Modells

Ein System, das im Zustandsraum beschrieben ist, wird durch eine oder mehrere Zustandsvariablen charakterisiert. Beispiele für Zustandsvariablen eines Modells sind z.B.: in einem konzeptionellen Speichermodell die Speicherfüllungen der unterschiedlichen Bodenspeicher, in einem Schneemodell das Wasseräquivalent der Schneedecke oder in einer linearen Speicherkaskade die Füllungen der einzelnen Linearspeicher. Zur Anpassung der Zustandsvariablen eines Modells kommen Filter- und Schätzverfahren wie z.B. das Wiener-Filter (WILKE & BARTH, 1991), die Bayes'sche Schätzung (WOOD & SZÖLLÖSI-NAGY, 1980) oder das am häufigsten verwendete Kalman-Filter (DFG, 1987; WOOD & O'CONNELL, 1985; IHRINGER, 1985) zur Anwendung. Voraussetzung für die zuverlässige Anwendung des Kalman-Filters ist die Formulierung des Modells als lineares System im Zustandsraum (siehe Kapitel 3.3). Diese Bedingung kann bei der Anwendung hydrologischer Verfahren für die Berechnung der Wellenverformung erfüllt werden. Eine Anwendung des gebräuchlichen Kalman-Filters auf ein hydrodynamisches Flood-Routing-Verfahren erfordert eine Linearisierung des Modells. Soll das Verfahren für nichtlineare Systeme angewandt werden, muss durch entsprechende Modifikationen zum erweiterten (extended) Kalman-Filter übergegangen werden (MOORE & WEISS, 1980).

In der Literatur wird die Verwendung des Kalman-Filter-Verfahrens für Abflussmodelle anderen Anpassungsverfahren vorgezogen (DA ROS & BORGA, 1997), allerdings werden auch Einschränkungen gemacht: Allgemein kann festgehalten werden, dass ein Anpassungsverfahren nur dann zu einer signifikanten Verbesserung der Vorhersage führt, wenn die Abbildungsgüte des deterministischen Simulationsmodells bereits hoch ist (REFSGAARD, 1997). In Bezug auf Amplitudenfehler von Abflussmodellen liefert das Kalman-Filter sehr gute Resultate, bezüglich der Korrektur von Phasenverschiebungen und Formveränderungen der Abflussganglinie ist die Effizienz des Verfahren weitaus geringer (SERBAN & ASKEW, 1991).

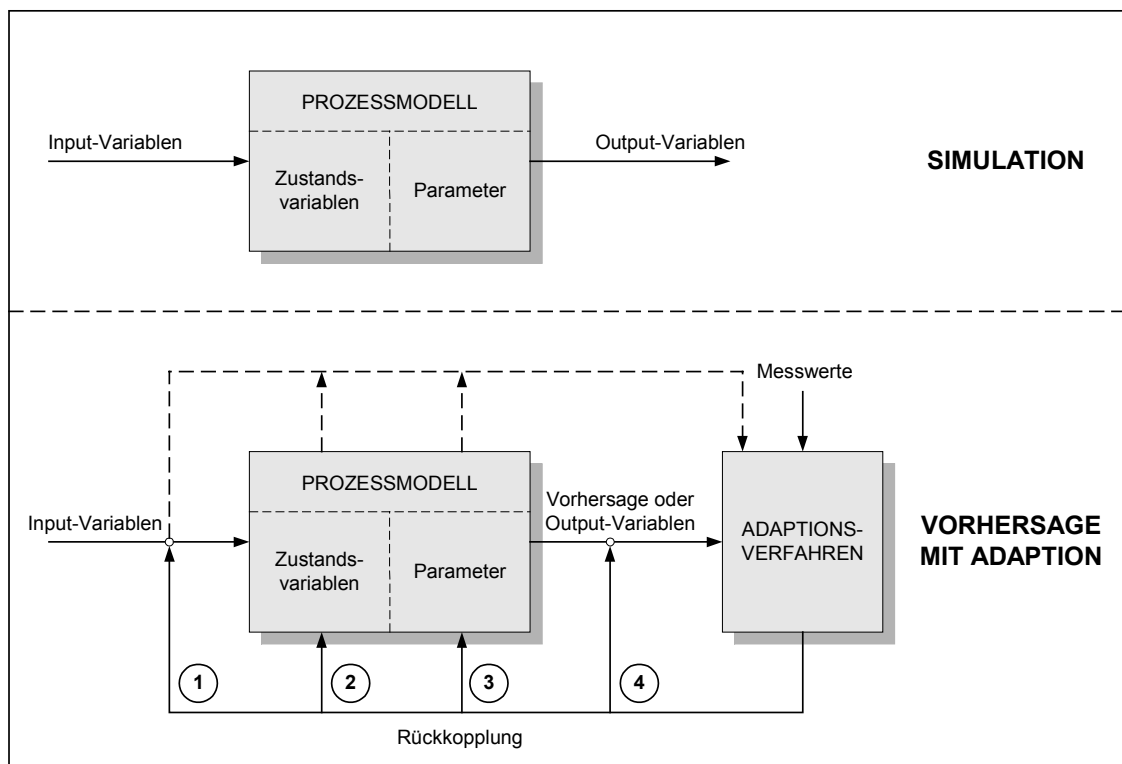
### 3. Anpassung der Modellparameter

Die Anpassung von Parametern gestaltet sich in der Regel äußerst schwierig, da die Anzahl der Parameter bei komplexen Modellen groß ist. Weiterhin ist es nur sehr schwer nachzuvollziehen, dass sich Parameter eines Systems innerhalb kürzester Vorhersageperioden verändern können. Deswegen kommt die Nachführung von Parameter nur bei sehr einfachen oder black-box-Modellen zur Anwendung, bei denen kein klarer physikalischer Zusammenhang zwischen Zustandsvariablen und Parametern besteht (GÖPPERT, 1995).

### 4. Anpassung der Ausgabevariablen

Verfahren zur Anpassung der Ausgabevariablen werden am häufigsten angewandt und lassen sich recht einfach implementieren. Üblicherweise stellen bei hydrologischen Modellen die Zustandsvariablen des Systems gleichzeitig die Ausgabevariablen des Systems dar (Abflüsse, Speicherinhalte etc.). Hauptsächlich beruhen diese Verfahren auf autoregressiven Modellen (AR) (BOX & JENKINS, 1970), welche die Fehler zwischen den berechneten und gemessenen Ausgabevariablen berücksichtigen.

In *Abbildung 3-6* sind die vier Methoden in das Ablaufschema eines Vorhersagemodells mit Modelladaption eingeordnet. Abschließend festzustellen ist, dass bisher Erfahrungen mit dem Einsatz von Adaptionismethoden auf die Abflussvorhersage fast ausschließlich im Bereich der Hochwasservorhersagen gemacht wurden.



*Abbildung 3-6: Schematische Darstellung der Simulation und der Vorhersage mit vier unterschiedlichen Methoden der Modellanpassung (nach WMO, 1992)*

### 3.4.1 Der Kalman-Filter-Algorithmus

Aufbauend auf die Formulierung eines dynamischen Systems im Zustandsraum (siehe Kapitel 3.3) kann die Anpassung der berechneten an die gemessenen Systemzustände eines hydrologischen Modells mit dem Kalman-Filter durchgeführt werden. Das Kalman-Filter wird von NACKEN (1990) folgendermaßen definiert:

*„Das Kalman-Filter ist ein rekursiver Algorithmus, der unter Berücksichtigung von Mess- und Modellfehlern, sowie a-priori-Kenntnissen über das betrachtete (lineare) dynamische System, die zeitvarianten Systemzustände (optimal) schätzt.“*

Die Formulierung eines hydrologischen Systems mit dem Kalman-Filter unterliegt einigen Einschränkungen. Das dynamische System muss linear sein, um die Eigenschaften des Filters optimal zu nutzen. Hierzu muss entweder eine lineare Prozessabbildung gewählt werden oder die Beziehungen müssen vor der Formulierung im Zustandsraum linearisiert werden. Mit der Linearisierung geht eventuell ein Verlust an Abbildungsgenauigkeit einher, der zu einer suboptimalen Lösung des Problems führt. Um durch Erwartungswert und Streumaß beschrieben werden zu können, müssen die Fehlerterme normalverteilt sein. Weitere Voraussetzung für eine optimale Filterung ist, dass die Mess- und Modellfehler weder auto- noch kreuzkorreliert sind und einen zeitlichen Mittelwert von Null aufweisen. Störprozesse, die diese Bedingungen erfüllen, werden als „weißes Rauschen“ bezeichnet. Da diese Voraussetzungen, insbesondere die zeitliche Unkorreliertheit der Mess- und Modellfehler, in hydrologischen Systemen meistens nicht erfüllt sind, ist die Filterung nur suboptimal. Dennoch führt die Filterung bei ausreichender Abbildungsgüte des Simulationsmodells zu einer signifikanten Verbesserung der Vorhersage (REFSGAARD, 1997).

Der Einsatz des Kalman-Filters zur Adaption der Systemzustände erfolgt nach folgendem Schema:

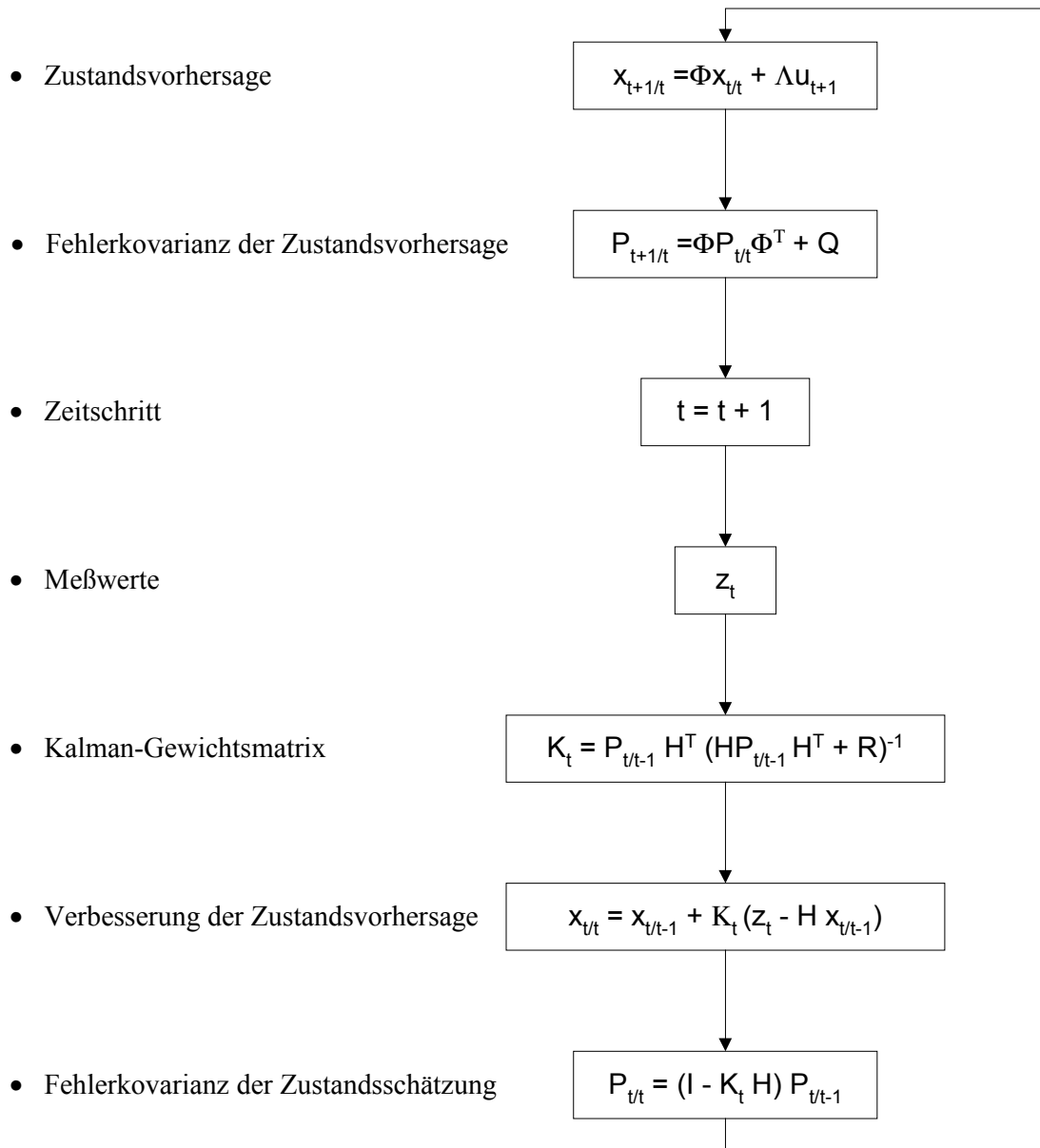


Abbildung 3-7: Ablaufschema der Fehlerkorrektur mit dem Kalman-Filter.

In der *Abbildung 3-7* werden neben den bereits in Kapitel 3.3 aufgeführten Größen folgende Variablen benutzt:

- P : Kovarianzmatrix des Schätzfehlers
- Q : Modellfehlervarianzmatrix
- R : Messfehlervarianzmatrix
- K : Kalman-Gewichtsmatrix
- I : Einheitsmatrix

Der Filteralgorithmus läuft in zwei Schritten ab: Zuerst wird eine Vorhersage der unbekanntenen Größen  $x$  und  $P$  erstellt. Nach dem Eintreffen der neuen Messwerte  $z$  wird die Kalman-Gewichtsmatrix berechnet. Sie ist das Maß für den Einfluss der Differenz zwischen gemessenem und berechnetem Systemausgang auf die Zustandsgrößen unter Berücksichtigung der Mess- und Modellfehlerunsicherheiten. Die Modell- und Messfehler selbst bleiben dabei unberücksichtigt, da deren Erwartungswerte voraussetzungsgemäß gleich Null sind (DFG, 1987). Damit wird angenommen, dass keine systematischen Fehler vorhanden sind.

### 3.5 Gütekriterien zur Beurteilung der Anpassungsgüte

Die Beurteilung der Anpassungsgüte von hydrologischen Simulationsmodellen erfordert geeignete Gütekriterien, mit denen die Abweichungen zwischen den gemessenen und den berechneten Abflüssen an den Pegel quantifiziert werden (AITKEN, 1973). In der Regel reicht ein Gütemaß für die Beurteilung der Simulationsgüte nicht aus. In dieser Arbeit werden deswegen folgende Gütemaße zur Beurteilung herangezogen:

#### 1. Bestimmtheitsmaß $R^2$ :

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_i (Q_{ber,i} - Q_{gem,i})^2}{\sum_i Q_{gem,i}^2 + \frac{1}{N} \left( \sum_i Q_{gem,i} \right)^2} \quad (Gl. 3.19)$$

mit  $Q_{ber,i}$  : berechneter Abfluss [ $m^3/s$ ]  
 $Q_{gem,i}$  : gemessener Abfluss [ $m^3/s$ ]  
 $N$  : Anzahl der Wertepaare

Der Wertebereich des Bestimmtheitsmaßes liegt zwischen 0 und 1. Je größer die Maßzahl ist, umso besser ist die Übereinstimmung zwischen der gemessenen und der berechneten Ganglinie. Die Anwendung des Gütemaßes muss allerdings unter dem Vorbehalt gesehen werden, dass systematische Ordinatenverschiebungen zwischen den gemessenen und berechneten Ganglinien im Gütemaß nicht erfasst werden. Bei einer vollständigen Übereinstimmung der gemessenen und der berechneten Ganglinie nimmt das Bestimmtheitsmaß einen Wert von 1 an.



2. Modelleffizienz E nach NASH & SUTCLIFFE (1970):

$$E = 1 - \frac{\sum_i (Q_{gem,i} - Q_{ber,i})^2}{\sum_i (Q_{gem,i} - MQ_{gem})^2} \quad (Gl. 3.20)$$

mit  $Q_{ber,i}$  : berechneter Abfluss [m<sup>3</sup>/s]  
 $Q_{gem,i}$  : gemessener Abfluss [m<sup>3</sup>/s]  
 $MQ_{gem}$  : mittlerer gemessener Abfluss [m<sup>3</sup>/s]

Der Wertebereich der Modelleffizienz erstreckt sich von  $-\infty$  bis +1. Ebenso wie das Bestimmtheitsmaß nimmt die Modelleffizienz bei einer vollständigen Übereinstimmung der betrachteten Ganglinien den Wert 1 an. Im Gegensatz zum Bestimmtheitsmaß werden durch die Modelleffizienz auch systematische Ordinatenverschiebungen zwischen der berechneten und der gemessenen Ganglinie quantifiziert (BREMICKER, 2000).

## **4 Konzeption und Umsetzung des Bewirtschaftungsmodells BEWASYS**

Unter Berücksichtigung der in Kapitel 2 aufgestellten Modellanforderungen wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit das Bewirtschaftungsmodell BEWASYS (BEwirtschaftung WAsserwirtschaftlicher SYsteme) erstellt. In Kapitel 4 wird das Grundkonzept des Modells hergeleitet und die programmtechnische Realisierung der einzelnen Modellbausteine dargestellt. Ein Fallbeispiel veranschaulicht die praktische Umsetzung der Modellkonzeption und verschiedener Programmoptionen.

### **4.1 Grundkonzept und Programmstruktur**

Eine wichtige Voraussetzung für die Entwicklung eines Modells, das unterschiedlich strukturierte, wasserwirtschaftliche Systeme abzubilden vermag, ist eine strikte Trennung der physikalischen Prozessabbildung von den Daten zur Beschreibung eines spezifischen Systems (LOHR, 2001). Das Programm muss derart gestaltet werden, dass der Anwender über eine Benutzeroberfläche die Daten und Parameter beliebiger Systeme eingeben kann und diese vom eigentlichen Berechnungskern als Eingabedaten gelesen werden. Nachteilig ist, dass der Programmieraufwand durch diesen "Freiheitsgrad" beträchtlich ansteigt.

*Abbildung 4-1* zeigt den modularen Aufbau des gesamten Bewirtschaftungsmodells. Um die Flexibilität des Programmpakets möglichst groß zu gestalten, wurde nicht nur die Eingabe der systemspezifischen Daten, sondern auch die Ausgabeschnittstelle und das Postprocessing als eigenständige Module von der Prozessabbildung, dem Bilanzierungsmodell, getrennt. Diese Vorgehensweise ermöglicht jederzeit den Anschluss weiterer Module an das Programmpaket. Ebenso ist der Austausch eines Moduls problemlos durchzuführen.

Aus dem Anforderungskatalog in Kapitel 2 und der Aufgabenstellung ergibt sich ein Bewirtschaftungsmodell, das die Möglichkeit bietet, sowohl im Simulations- als auch im Echtzeitmodus betrieben zu werden. Somit ist auch die Trennung von Prozessabbildung und Erzeugung der Eingangs- bzw. Belastungsgrößen für die vorliegende Aufgabenstellung unerlässlich, da die Langfristbewirtschaftung mit künstlich generierten Zeitreihen arbeitet und demgegenüber die Echtzeit-Bewirtschaftung ihre Belastungsgrößen aus gekoppelten Vorhersagemodellen beziehen muss. Für reine Simulationsmodelle ist auch eine interne Berechnung der Belastungsgrößen gebräuchlich. Ein Beispiel hierfür ist das Langfristbewirtschaftungsmodell ArcGRM (siehe Kapitel 3.1), das ein stochastisches Generierungsmodell zur Erzeugung von synthetischen Monatsreihen beinhaltet. Die externe Erzeugung der Eingangs- und Belastungsgrößen hat ein aufwendigeres

Datenmanagement zur Folge, da die Daten zwischengespeichert werden müssen. Die unterschiedlichen Anwendungsfälle (Simulations- und Echtzeitbetrieb) führen zu einer weiteren Ausweitung des Datenmanagements, da unterschiedliche Datenstrukturen und -schnittstellen notwendig sind, um optional mit historischen, generierten oder vorhergesagten Zeitreihen Berechnungen durchzuführen. Besonders zu erwähnen ist hier die Anbindung des Modellsystems an ein Datenfernübertragungssystem zur automatisierten Erfassung der gemessenen Systemzustände für den Echtzeitbetrieb.

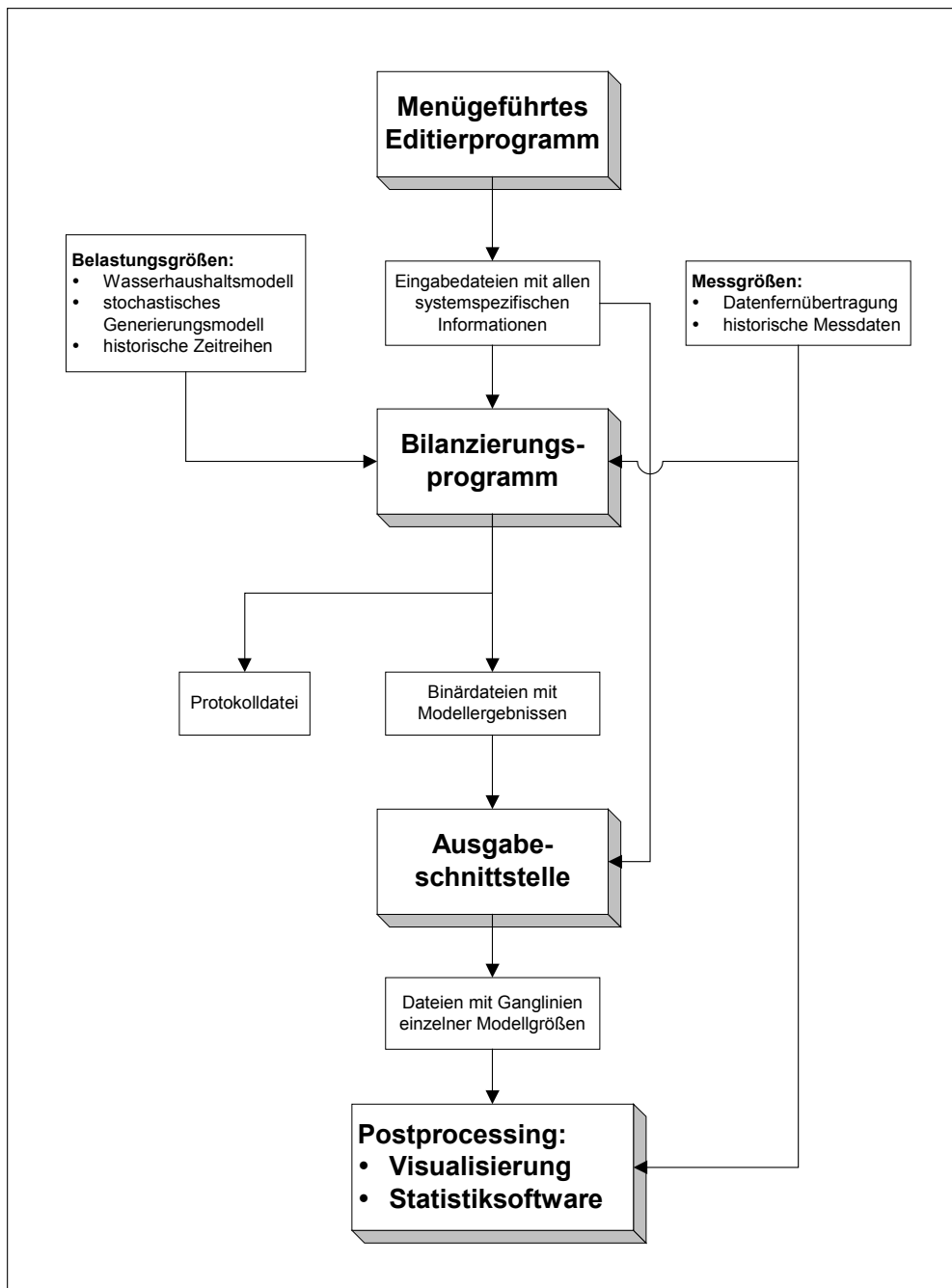


Abbildung 4-1: Übergeordnete Programmstruktur des Bewirtschaftungsmodells BEWASYS

Die geforderte zeitliche und räumliche Auflösung des Modells wurde in Kapitel 2.1 erörtert: Mit dem Bewirtschaftungsmodell sollen meso- bzw. makroskalige wasserwirtschaftliche Systeme mit einer zeitlichen Auflösung in Tagesschritten bearbeitet werden. Für die Programmstruktur ist es erforderlich, die Berechnungsreihenfolge des Modells festzulegen. Prinzipiell können beim Berechnungsablauf eine Zeitschleife und eine Raumschleife unterschieden werden, die hierarchisch hintereinander abzuarbeiten sind. Für die vorliegende Aufgabenstellung ist es zwingend erforderlich, die Zeitschleife als die äußere Berechnungsschleife des Programms anzusetzen. Die Folge ist, dass innerhalb eines Berechnungszeitschritts alle Elemente des Systems bilanziert werden. *Abbildung 4-2* zeigt die Programmstruktur, die im Bilanzierungsmodell des vorliegenden Bewirtschaftungsmodells umgesetzt wird. Nur bei dieser Wahl der Schleifenhierarchie ist es möglich, Systeme mit starken Rückkopplungseffekten, d.h. Abhängigkeiten unter den Systemelementen, abzubilden.

Der Echtzeitbetrieb eines Systems, bei welchem die Berechnungen für jeden Zeitschritt erneut über ein definiertes Vorhersageintervall erfolgen müssen, wäre bei einer Anordnung der Raumschleife als äußere Schleife nicht durchführbar. Weiterhin werden durch diese Schleifenanordnung zeitschrittweise optimale Entscheidungen (z.B. eine 'bedarfsgerechte Entnahme' aus einer Talsperre zur Niedrigwasseraufhöhung im Unterwasser; siehe Kapitel 4.4.4) durch die iterative Berechnung des Systems über einen oder mehrere Zeitschritte ermöglicht.

Die Durchführung iterativer Berechnungen und der Einsatz im Echtzeitbetrieb führen zu einem weiteren Gesichtspunkt, der die mathematischen Methoden zur Beschreibung der einzelnen Systemelemente bestimmt: nur bei Anwendung von rekursiven Verfahren ist die wiederholte Berechnung eines Zeitfensters möglich, ohne auf die Daten des gesamten Systemgedächtnisses zuzugreifen. Um die aktuellen Zustände des Systems zu reproduzieren, muss nicht der gesamte vergangene Zeitraum des Systemgedächtnisses erneut berechnet werden. Rekursive Verfahren zeichnen sich dadurch aus, dass die Zustände des aktuellen Zeitschritts lediglich von den Zuständen des vorangehenden Zeitschritts und den aktuellen Belastungsgrößen abhängen.

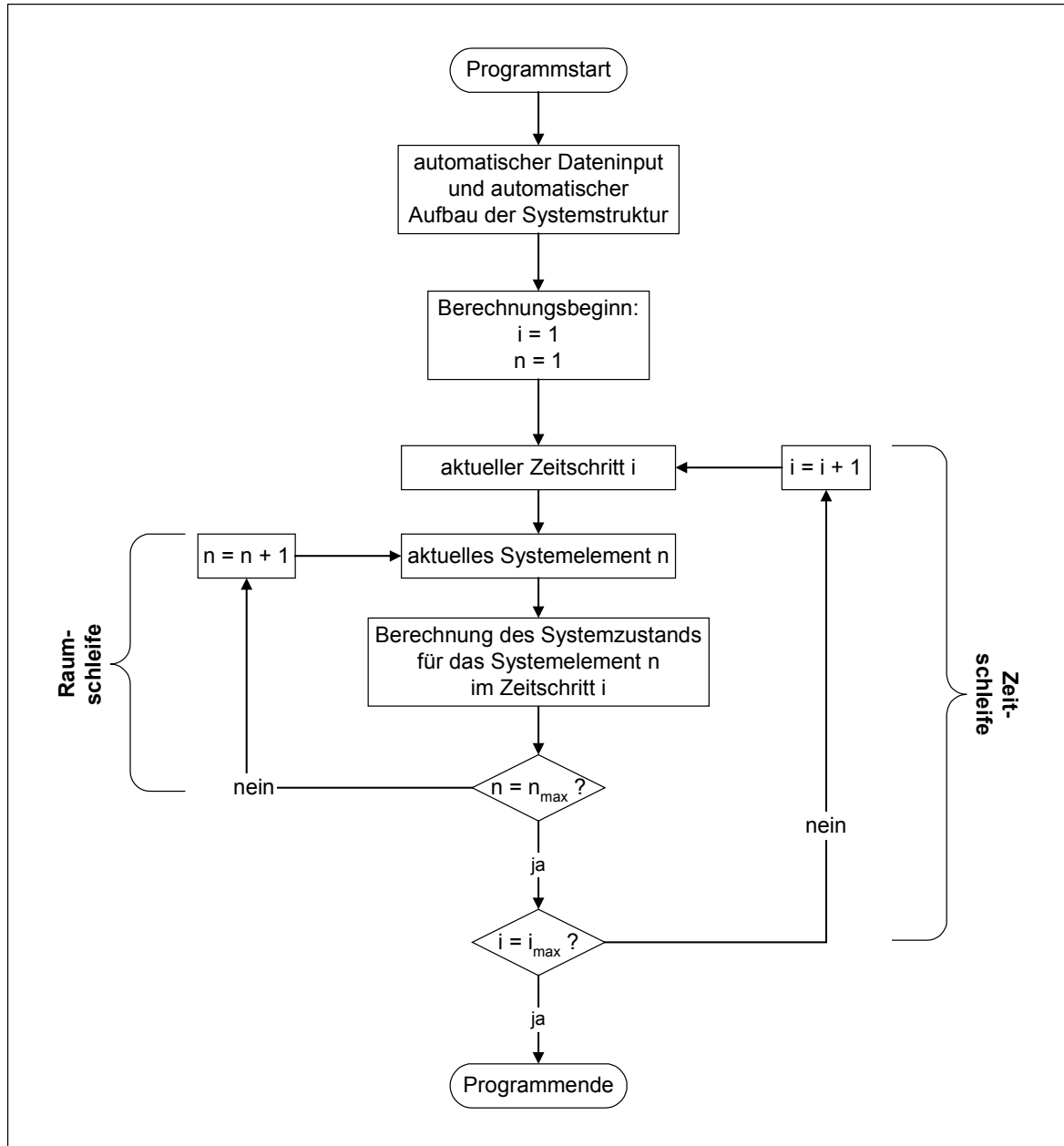


Abbildung 4-2: Berechnungshierarchie des Bilanzierungsmodells

## 4.2 Systemstruktur

Die Abstraktion eines wasserwirtschaftlichen Systems (siehe Kapitel 2.2) zu Knoten und Streckenfunktionen führt zu einem Netzwerkmodell, wie es in der hydrologischen Modellierung häufig verwendet wird (GÖPPERT, 1995; KADEN & REDETZKY, 1999; DAI & LABADIE, 2001; ZAGONA et al., 2001; JAMIESON & FEDRA, 1996). Ziel der Modellentwicklung ist einerseits, die Anzahl der unterschiedlichen Systemelemente eines solchen Netzwerkmodells möglichst gering zu halten, um die notwendige Anwenderfreundlichkeit zu gewährleisten und gleichzeitig die Komplexität des Programms

zu beschränken. Andererseits müssen alle relevanten Prozesse eines wasserwirtschaftlichen Systems und deren Wechselwirkungen erfasst werden. Für die Umsetzung des vorliegenden Modellsystems BEWASY wurden folgende Modellbausteine gewählt:

### **Knotentypen:**

- Kontrollknoten
- Bilanzknoten
- Aufteilungsknoten

### **Streckenfunktionen:**

- Fließgewässer
- Talsperre
- Kanal- und Flusstauhaltung

### **Sonderfunktionen:**

- Spezielle Auslass- und Anschlussbauwerke zwischen Kanalhaltungen und Flusstauhaltungen bzw. Fließgewässern

Die programmtechnische Umsetzung der Modellbausteine wird in Kapitel 4.5 dargestellt. *Abbildung 4-3* zeigt an einem Fallbeispiel die Umsetzung der Struktur eines wasserwirtschaftlichen Systems zu einem Netzwerkmodell. In Kapitel 4.6 werden anhand dieses Fallbeispiels verschiedene Programmoptionen ausführlich erläutert.

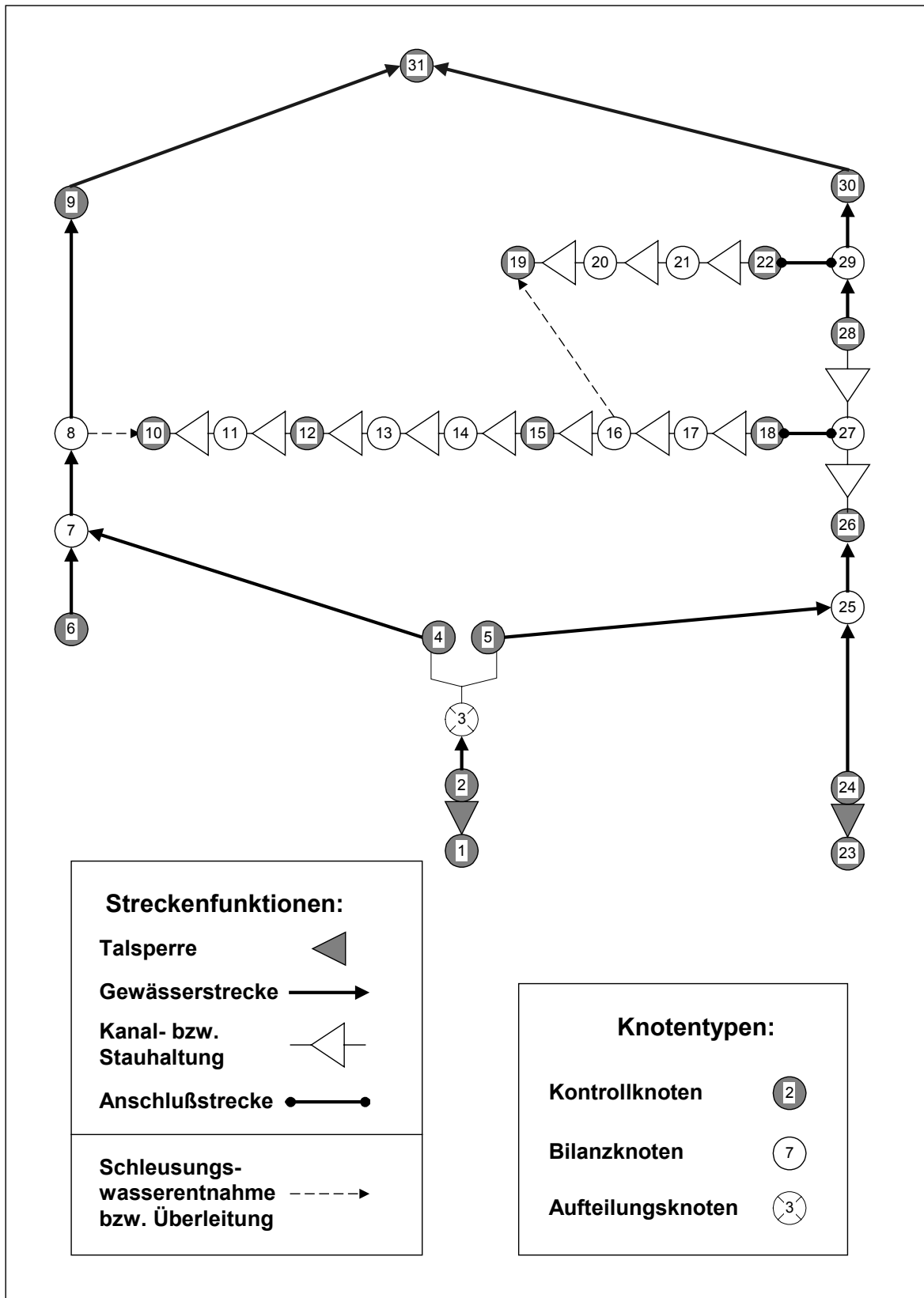


Abbildung 4-3: Systemstruktur: Netzwerkmodell eines wasserwirtschaftlichen Systems

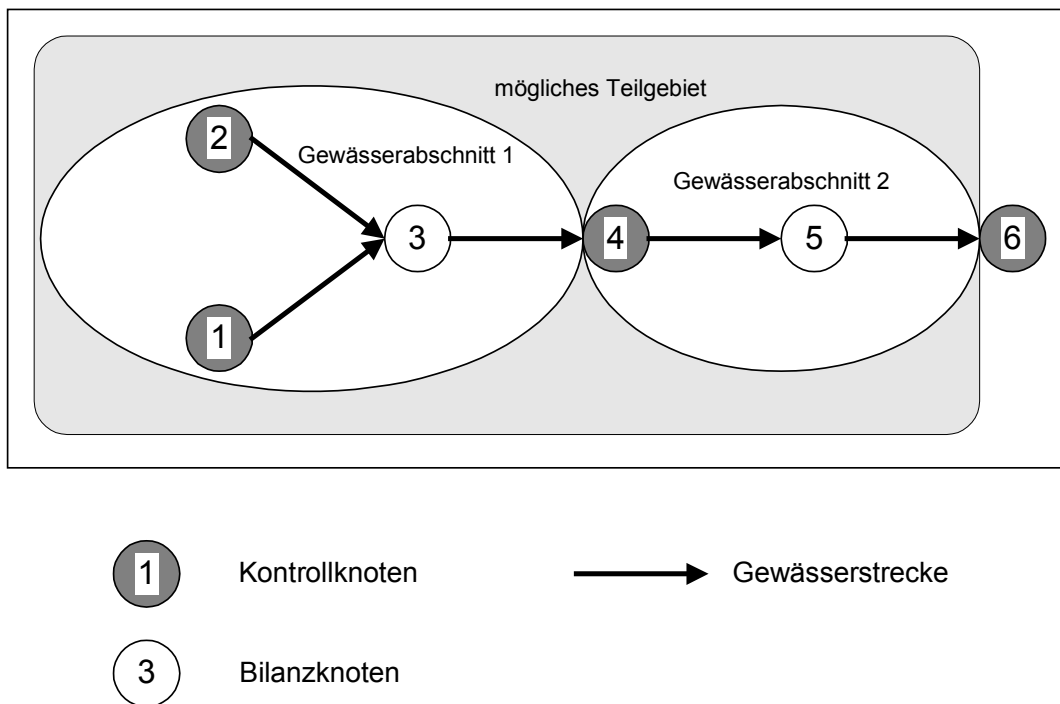
### 4.3 Definition von Gewässerabschnitten und Teilgebieten

Mit einem 'Gewässerabschnitt' werden Knoten der Streckenfunktion Fließgewässer zusammengefasst, die durch Kontrollknoten gegenüber dem restlichen Modellgebiet eindeutig abgegrenzt sind. Für das folgende Beispiel in *Abbildung 4-4* ergeben sich somit zwei Gewässerabschnitte mit ihren zugehörigen Knoten:

Gewässerabschnitt 1: Knoten 1, 2 und 3

Gewässerabschnitt 2: Knoten 4 und 5

Der Knoten 6 gehört bereits zu einem eventuell folgenden Gewässerabschnitt oder stellt den Abschluss des Systems dar, d.h. ihm ist keine Streckenfunktion zugeordnet.



*Abbildung 4-4: Gewässerabschnitte und Teilgebiete*

Unter dem Begriff 'Teilgebiet' werden durch den Anwender einzelne Gewässerabschnitte zusammengefasst. Damit hat der Anwender über die Definition der Teilgebiete die Möglichkeit zu bestimmen, welche Gewässerabschnitte gemeinsam als ein Teilsystem berechnet werden. Dies ist für die Formulierung der Gewässerstrecken im Zustandsraum von Bedeutung, da für jedes Teilsystem separate Matrizengleichungen gemäß Kapitel 4.5.4.4 aufgestellt werden müssen. Dies hat zur Folge, dass die Teilgebiete für eine eventuell durchzuführende Modellanpassung mit dem Kalman-Filter-Algorithmus als entkoppelte Systeme zu betrachten sind.

Das System der *Abbildung 4-4* bietet dem Anwender die Möglichkeit, die Gewässerabschnitte 1 und 2 zu einem Teilgebiet zusammenzufassen oder beide Gewässerabschnitte als getrennte Teilgebiete zu betrachten.



#### 4.4 Berechnungsablauf

Der Berechnungsablauf des Bilanzierungsmodells (siehe *Abbildung 4-1*) ist unabhängig vom Betrieb des Modells im Simulations- oder im Echtzeitmodus. Der Betrieb im Echtzeitmodus unterscheidet sich lediglich durch die Herkunft der Belastungsgrößen des Systems und durch die zeitschrittweise Anpassung des berechneten Systems an die gemessenen Systemzustände. Im Kapitel 4.4.2 wird auf das Ablaufschema des Echtzeitbetriebs eingegangen, der in der Hierarchie eine Ebene über dem Berechnungsablauf des Bilanzierungsmodells steht.

Vor der eigentlichen Bilanzierung eines wasserwirtschaftlichen Systems kann im Simulationsbetrieb eine Vorsimulation durchgeführt werden, um geeignete Anfangsfüllungen der Linearspeicher zu ermitteln. Hierzu wird die Bilanzierung des Systems mit den Systembelastungen des ersten Zeitschritts bis zum Erreichen eines stationären Zustands wiederholt (siehe Kapitel 4.4.1).

Der weitere Berechnungsablauf, der dem Bilanzierungsmodell zugrunde liegt und für jeden Zeitschritt des Berechnungszeitraums wiederholt wird (Zeitschleife), lässt sich in die folgenden Schritte aufgliedern (siehe *Abbildung 4-5*):

1. Bilanzierung der Gewässerstrecken (Flood-Routing), der Flussstauhaltungen und der Talsperren.
2. Überprüfung, ob in den Fließgewässern Randbedingungen (Mindestwasserabflüsse) verletzt werden. Ist dies der Fall, wird versucht, durch eine Erhöhung der Abgaben aus einer Talsperre (Option 'bedarfsgerechte Entnahme' muss angewählt sein, siehe Kapitel 4.4.4) die Defizite zu decken. Hierzu wird die maximale Fließzeit (Niedrigwassersituation) zwischen Talsperre und Gewässerstelle bestimmt und nachfolgend über diesen Zeitraum (Gedächtnis des Systemausschnitts) iterativ eine geeignete Abgabenerhöhung bestimmt. Ist der Ausgleich aus einer Talsperre nicht möglich, wird das Defizit an der Gewässerstelle lediglich ausgewiesen.
3. Defizite und Überschüsse in den Flussstauhaltungen werden ausgewiesen.
4. Bilanzierung der Kanalhaltungen.
5. Defizite und Überschüsse an den Kanalhaltungen werden ausgewiesen.
6. Übergang zum nächsten Zeitschritt, falls nicht das Ende des Berechnungszeitraums erreicht ist.

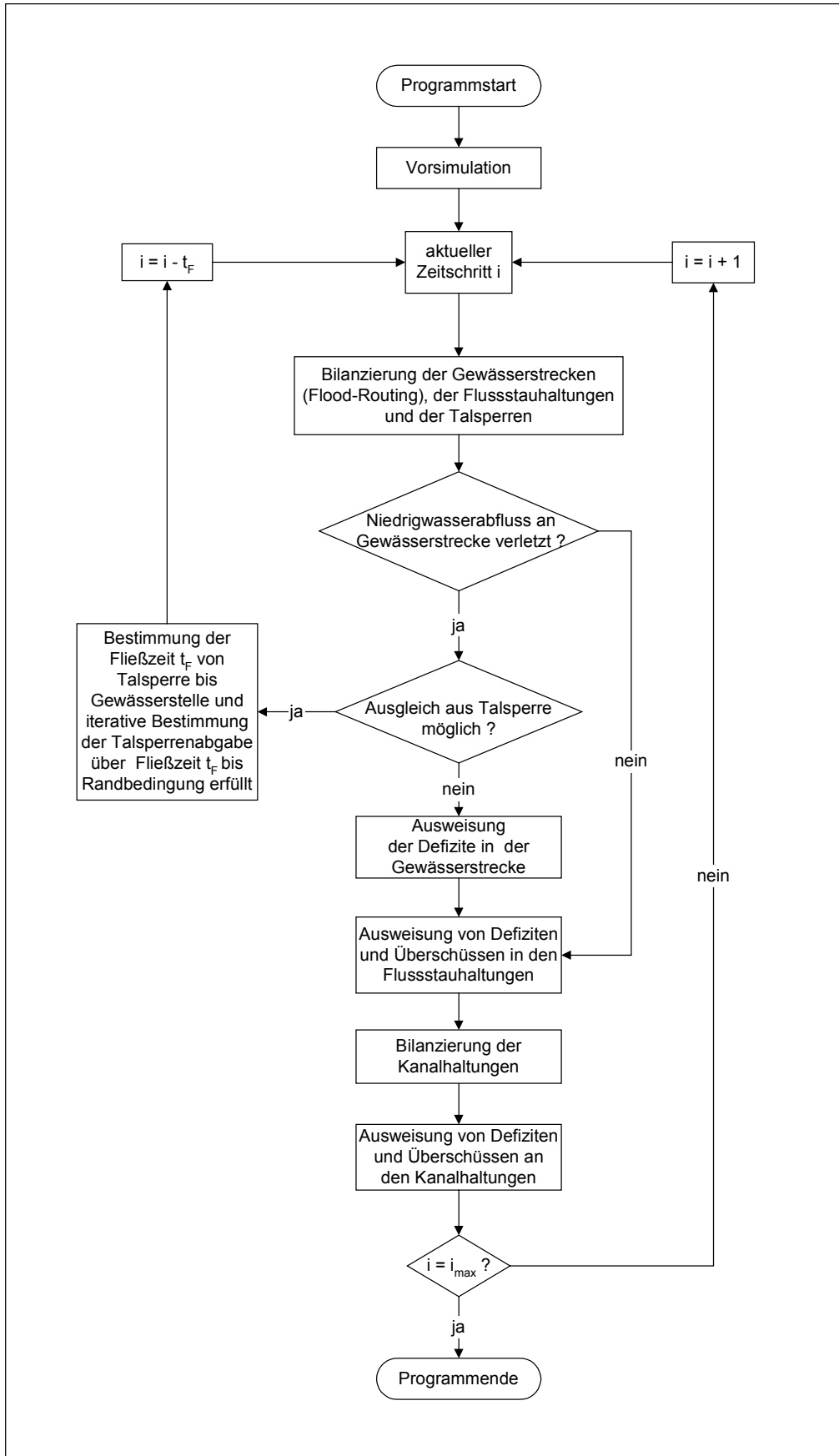


Abbildung 4-5: Berechnungsschema des Bilanzierungsmodells

Die Bilanzierung eines wasserwirtschaftlichen Systems kann entweder in Tagesschritten oder in Stundenschritten durchgeführt werden. Die Erfassung der Wellenverformung in kurzen Gewässerstrecken, deren Fließzeiten deutlich unter einem Tag liegen, erfordert die Bilanzierung des Systems in Stundenschritten. Hierfür werden die Eingangsgrößen des Systems programmintern zu Stundenwerten disaggregiert (siehe Kapitel 4.5.4.1).

### **4.4.1 Vorsimulation**

Zu Beginn einer Simulationsrechnung sind die äußeren Belastungen und eventuell die messbaren Zustandsgrößen eines wasserwirtschaftlichen Systems bekannt. Die Füllungszustände der einzelnen Speicher der Doppelspeicherkaskaden in den Gewässerstrecken sind jedoch unbekannt und können nur abgeschätzt werden. Schätzwerte der Abflüsse gibt der Anwender als Startwerte für jeden Knoten des Systems ein. Dies hat zur Folge, dass bei Beginn der Simulation sich zunächst 'falsche' Abflüsse im Gewässer einstellen, bis sich das System 'eingeschwungen' hat. Um diese Fehler zu vermeiden, wurde die Möglichkeit einer Vorsimulation im Programm implementiert. Der Anwender kann entscheiden, ob die Durchführung einer Vorsimulation erfolgen soll.

Bei der Vorsimulation wird das System solange mit den konstanten Belastungsgrößen des ersten Zeitschritts bilanziert - wobei für einen neuen Bilanzierungszeitschritt immer die Speicherfüllungen des vorangehenden Zeitschritts als Startwerte übernommen werden - bis sich ein stationärer Füllungszustand in den Speichern einstellt. D.h. die Füllungen der Linearspeicher ändern sich bei der gegebenen äußeren Belastung von Zeitschritt zu Zeitschritt nicht mehr. Es hat sich in Testläufen gezeigt, dass in der Regel ein Zeitraum von 30 Simulationsschritten ausreichend ist, um den gewünschten stationären Zustand zu erreichen.

### **4.4.2 Echtzeitbetrieb mit Modellanpassung**

Im Gegensatz zu Vorhersagemodellen im Hochwasserbereich, die nur temporär in kritischen Hochwassersituationen zum Einsatz kommen, muss der Echtzeitbetrieb zur Bewirtschaftung in Niedrig- und Mittelwassersituationen kontinuierlich durchgeführt werden. Auch in unkritischen Situationen muss das Modell betrieben werden, um den aktuellen Zustand des Systems nachzuführen, da das Abflussniveau durch die Abflussanteile aus den langfristig reagierenden Speichern eines Einzugsgebiets dominiert wird. Die folgende *Abbildung 4-6* zeigt das Ablaufschema des Echtzeitbetriebs, das für jeden Zeitschritt durchlaufen werden muss und sich in drei Abschnitte gliedert:

1. Nachführung des Systems: Die Bilanzierung des wasserwirtschaftlichen Systems wird für den Zeitschritt  $i$  durchgeführt, sobald die Belastungsgrößen des Systems, die sich aus den gemessenen Daten des Zeitschritts  $i$  ergeben, bekannt sind. Die Belastungsgrößen werden aus den per Datenfernübertragung übermittelten Messdaten mit gekoppelten Modellen (z.B. Wasserhaushaltsmodell) berechnet. Aus der Bilanzierung errechnen sich dann die aktualisierten Zustandsgrößen des Systems (z.B. Abflüsse, Speicherinhalte, Wasserstände etc.).
2. Modellanpassung: Anhand der gemessenen Zustandsgrößen des Zeitschritts  $i$  (via Datenfernübertragung übermittelt) werden mit einem Verfahren zur Fehlerkorrektur die berechneten Systemzustände des aktuellen Zeitschritts  $i$  verbessert. Die Modellanpassung ist nur optional, d.h. sie wird nur durchgeführt, wenn der Zweck bzw. die Güte der Modellanwendung es erfordern.
3. Vorhersageberechnung: Die Bilanzierung des wasserwirtschaftlichen Systems wird über  $n$  Zeitschritte (Länge des Vorhersagezeitintervalls) durchgeführt. Die Länge des Vorhersagezeitintervalls ist hierbei systemabhängig und orientiert sich an der Länge des Systemgedächtnisses, welches wiederum durch die längsten Fließzeiten des Systems geprägt wird. Die Belastungsgrößen des Systems werden nun mit vorhergesagten Daten berechnet. Die steuerbaren Belastungsgrößen (z.B. Talsperrenabgaben, Pumpwassermengen etc.) können durch die wiederholte Vorhersageerstellung iterativ bestimmt werden, um die Zielgrößen eines Systems (z.B. Mindestwasserführungen) im gesamten Vorhersagezeitraum möglichst genau zu erfüllen.

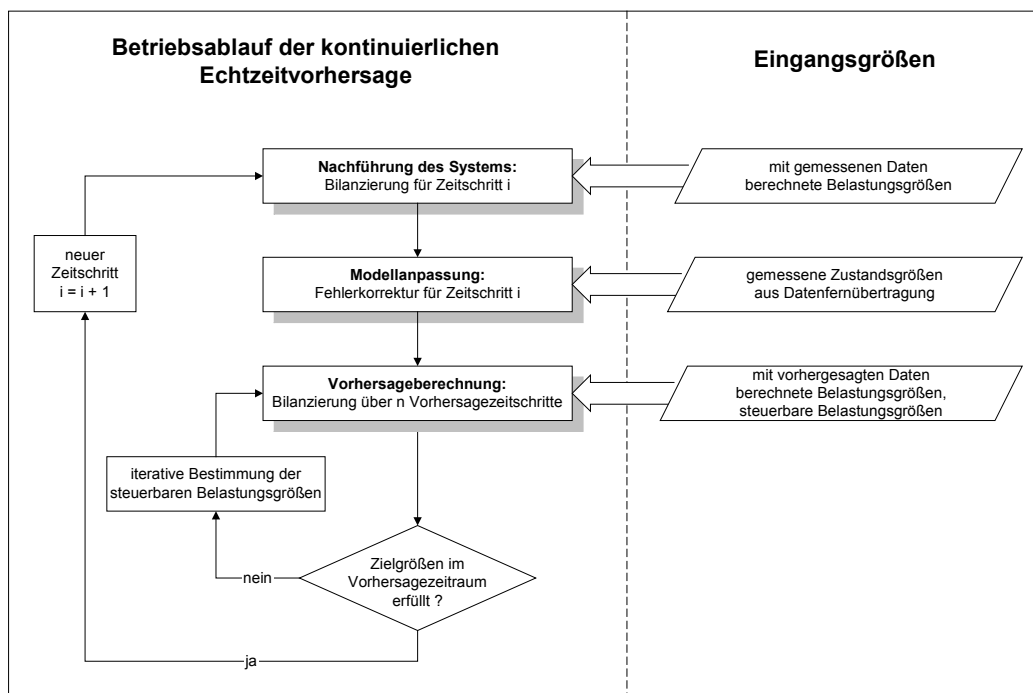


Abbildung 4-6: Ablaufschema des operationellen Echtzeitbetriebs

#### **4.4.3 Offene Programmierumgebung durch Dummy-Funktionen**

Wie die Literatur zeigt (KOZERSKI, 1981; LEAVESLEY et al., 1996; ZAGONA, 2001) hat es sich bei verschiedenen hydrologischen Modellen, die konzipiert wurden, um sehr unterschiedlich strukturierte, wasserwirtschaftliche Systeme abzubilden, bewährt, diese in eine offene Programmierumgebung einzubinden. Unter dem Begriff 'offene Programmierumgebung' soll hier ganz allgemein verstanden werden, dass der Modellanwender die Möglichkeit besitzt, durch eigenständige Programmierung den vorhandenen Programmcode zu ergänzen.

Der Grad der Eingriffsmöglichkeiten unterscheidet sich bei den Modellen sehr. Dies reicht vom sogenannten hydrologischen Modellgenerator (GITSCHHEL, 2000), der dem Anwender das Erstellen eigenständiger Modellbausteine sowie die Verknüpfung dieser zu einem Gesamtmodell ermöglicht, bis hin zu Konzepten, die lediglich eine Implementierung von Steuerungsvorschriften für einzelne Modellbausteine beinhalten (Modelle: GRM, RIVERWARE).

Um den sehr anwendungsspezifischen Ansprüchen an die Modellierung von Entnahme- bzw. Zuflusssteuerungen an Kanal- und Flusstauhaltungen, Talsperren bzw. Fließstrecken gerecht zu werden, wurde die Implementierung von sogenannten Dummy-Funktionen in das Programmpaket ermöglicht. Besonders komplexe Steuerungsvorschriften können durch den Anwender programmiert werden und über eine Schnittstelle, die im menügesteuerten Editierprogramm vorgegeben wird, in den Programmcode eingefügt werden.

#### **4.4.4 Bedarfsgerechte Entnahme aus Talsperren**

Treten in einem wasserwirtschaftlichen System Verletzungen der Mindestwasserführungen an Gewässerstrecken auf, besteht über die 'bedarfsgerechte Entnahme' die Möglichkeit, durch eine Erhöhung der Talsperrenabgaben die Defizite auszugleichen. Die Mindestwasserführungen können an den Kontrollknoten einer Gewässerstrecke als 'untere Abflussschranke' vorgegeben werden.

Wenn an einem Gewässerknoten ein vorgegebener Mindestwasserabfluss unterschritten ist, wird zunächst das System durchsucht, ob eine Talsperre vorhanden ist, aus der eine 'bedarfsgerechte Entnahme' vorgenommen werden kann. Bei der Eingabe der Systemdaten und -parameter kann durch den Anwender angegeben werden, ob eine Talsperre zur 'bedarfsgerechten Abgabe' zur Verfügung steht oder nicht. Liegt im Einzugsbereich der Gewässerstelle keine Talsperre mit dieser Option vor, wird die Verletzung der Randbedingung lediglich ausgewiesen und die Bilanzierung des Systems fortgeführt. Ist eine Talsperre zur 'bedarfsgerechten Entnahme' vorhanden, wird zunächst die maximale Fließzeit  $t_F$  (Vielfaches des Zeitschritts) von der Talsperrenabgabe bis zur Gewässerstelle

anhand der Flood-Routing-Parameter  $n$  und  $k$  für den langsamen Ast der Doppelspeicherkaskaden (Niedrigwasserabfluss, siehe Kapitel 4.5.4) und gegebenenfalls der Translationszeit zwischenliegender Stauhaltungen berechnet. Im Zeitraum zwischen dem um die Fließzeit vorangehenden Zeitschritt ( $i-t_F$ ) und dem aktuellen Zeitschritt  $i$  wird nun iterativ die Talsperrenabgabe solange geändert, bis der Mindestabfluss im aktuellen Zeitschritt  $i$  eingehalten wird. Die Änderung der Abgaben erfolgt bei jedem Iterationsschritt gleichmäßig über die gesamte Fließzeit  $t_F$ . Erst nach Einhaltung des Mindestabflusses kann die Bilanzierung des Systems fortgeführt und zum nächsten Zeitschritt übergegangen werden. Ist in der Talsperre nicht ausreichend Wasser vorhanden, um den Mindestabfluss im Gewässer zu decken (Unterschreitung des Absenkziels), wird die Iteration abgebrochen, und die Bilanzierung des Systems fortgeführt. Das verbleibende Defizit am Gewässerknoten wird ausgewiesen.

## **4.5 Modellbausteine**

### **4.5.1 Kontrollknoten**

Kontrollknoten repräsentieren im Gewässer entweder Pegelstellen oder Randknoten des Systems, an denen Zuflüsse aus dem stromaufwärts gelegenen Einzugsgebiet angesetzt werden oder die Abgrenzung gegenüber anderen Gewässersystemen erfolgt. (vgl. auch Kapitel 4.3). Für Kanal- bzw. Flusstauhaltungen gilt, dass diese durch zwei Kontrollknoten begrenzt werden. Damit können zwischen diesen Kontrollknoten beliebig Bilanzknoten angeordnet werden, die dann eindeutig dieser Haltung zugewiesen sind. An der Talsperre wird sowohl am oberstromigen Zufluss als auch an der Abgabestelle ein Kontrollknoten angesetzt.

### **4.5.2 Bilanzknoten**

Bilanzknoten werden verwendet, um Eingangs- bzw. Belastungsgrößen des Systems (Entnahme bzw. Zufluss) zu modellieren. Entlang einer Fließgewässerstrecke oder einer Kanal- bzw. Flusstauhaltung können beliebig viele Bilanzknoten angesetzt werden, um unterschiedliche Entnahmen bzw. Zuflüsse zu realisieren. Die Belastungsgrößen können folgendermaßen definiert werden:

1. konstante Eingangsgröße (Vorgabe eines Zahlenwertes)
2. periodische Eingangsgröße (Vorgabe eines Jahresgangs auf Monatsbasis)
3. variable Eingangsgröße (Vorgabe für jeden Zeitschritt von einer Datei)

4. Eingangsgröße als Funktion einer Wasserstandsdifferenz (z.B. Schleusen)

5. Eingangsgröße als Funktion des Wasserstands (z.B. Streichwehr)

Für Entnahmen am Gewässer können abflussabhängige, maximale Entnahmemengen festgeschrieben werden. Damit kann beispielsweise gesteuert werden, dass die Nutzung des Wassers nicht schlagartig mit Erreichen eines Grenzwertes aufhört, sondern ein Übergangsbereich definiert wird, innerhalb dessen die Nutzung von einem Maximalwert auf Null reduziert wird.

Um Überleitungen innerhalb eines Systems abbilden zu können, wird die an einem Bilanzknoten entnommene Wassermenge durch Angabe eines Zielknotens (ebenfalls ein Bilanzknoten) an einer anderen Stelle des Systems eingeleitet.

Falls Eingangsgrößen in Abhängigkeit eines Wasserstands am Gewässer vorgegeben werden, ist die Angabe einer Wasserstand-Abfluss-Beziehung notwendig.

### 4.5.3 Aufteilungsknoten

Dieser Knotentyp wird herangezogen, um Verzweigungen innerhalb von Fließgewässersystemen darzustellen. Der Zufluss zum Knoten wird nach folgenden Verfahren aufgeteilt:

- konstante prozentuale Aufteilung:

Der Zufluss  $Q_{Zu}$  wird mit einem konstanten Faktor  $c$  auf die beiden nachfolgenden Gewässerzweige aufgeteilt.

$$Q_{Ab1} = c \cdot Q_{Zu} \quad \text{und} \quad Q_{Ab2} = (1 - c) \cdot Q_{Zu}$$

- Aufteilung als Funktion des aktuellen Zuflusses:

Die hydraulischen Randbedingungen eines ungesteuerten Aufteilungsbauwerks bzw. die Abgaberegeln eines gesteuerten Aufteilungsbauwerks können anhand einer Stützfunktion vorgegeben werden. Zwischen den Stützstellen der Abgabefunktion wird linear interpoliert.

$$Q_{Ab1} = f(Q_{Zu}) \quad \text{und} \quad Q_{Ab2} = 1 - Q_{Ab1}$$

### 4.5.4 Fließgewässer

Die Wahl eines geeigneten Verfahrens zur Berechnung der Wellenverformung ist für die Entwicklung des Bewirtschaftungsmodells mit hoher zeitlicher Auflösung von zentraler Bedeutung. Die Diskrepanz zwischen der Anforderung, abflussabhängige Fließzeiten

abbilden zu können, und der Implementierung eines einfachen hydrologischen Verfahrens, das zur Anwendung eines effizienten Updating-Verfahrens geeignet ist, führt dazu, dass die existierenden Bewirtschaftungsmodelle ausschließlich Simulationsmodelle darstellen. Die Modelle können nicht zum Echtzeitbetrieb eines wasserwirtschaftlichen Systems herangezogen werden.

Zur Lösung dieser Problematik wird das zuvor beschriebene Verfahren der linearen Doppelspeicherkaskade (siehe Kapitel 3.2.2) hinsichtlich der gestellten Anforderungen modifiziert. Eine Anwendung der Doppelspeicherkaskade nach dem Schwellenwertprinzip (siehe *Abbildung 3-1*) führt im Hochwasserbereich zu veränderlichen Fließgeschwindigkeiten. Die Wellenverformung im gesamten Abflussbereich unterhalb des bordvollen Abflusses, der gewöhnlich im Bereich eines Hochwasserabflusses kleinerer Jährlichkeiten liegt, wird unter Berücksichtigung einer konstanten Fließgeschwindigkeit berechnet. Aber gerade dieser Abflussbereich unterhalb des bordvollen Abflusses ist für ein Bewirtschaftungsmodell von entscheidender Bedeutung.

#### **4.5.4.1 Zeitliche Disaggregation**

Die zeitliche Diskretisierung des Modells in Tagesschritten ist für die Betrachtung des mittleren Verhaltens der Wasserhaushaltsgrößen und der Änderungen der Speicherinhalte von Talsperren, Kanal- und Flussstauhaltungen eines wasserwirtschaftlichen Systems ausreichend. In mesoskaligen Systemen sind allerdings die abflussbeeinflussenden Stellen entlang den Fließgewässern häufig in einer engen räumlichen Abfolge angeordnet (siehe Kapitel 5). Dies hat zur Folge, dass die Schwerpunktslaufzeiten in den Gewässerabschnitten bedeutend kleiner als ein Tag sein können. Damit sind die Laufzeiten kürzer als der Diskretisierungszeitschritt und ein Flood-Routing-Verfahren führt nicht mehr zu sinnvollen Ergebnissen. Ist die Schwerpunktslaufzeit einer Speicherkaskade kleiner als der Diskretisierungszeitschritt tritt keine zeitliche Verzögerung auf der Gewässerstrecke ein, so dass der Abfluss aus einem Gewässerabschnitt exakt dem Zufluss des gleichen Zeitschritts entspricht. Die feine räumliche Diskretisierung entlang den Gewässerstrecken erfordert also auch eine feinere zeitliche Diskretisierung. Da viele Eingangsgrößen eines Bewirtschaftungsmodells sowohl im Simulationsbetrieb als auch im Echtzeitbetrieb nur als Tageswerte zur Verfügung stehen, wird durch Disaggregation dieser Tageswerte zu Stundenwerten die Basis für eine sinnvolle Durchführung eines Flood-Routing hinsichtlich der Translations- und Retentionseigenschaften der Gewässerstrecken ermöglicht. Die Berechnung der Wellenverformung kann somit auf Stundenbasis erfolgen, ohne dass die Eingangsgrößen des Systems in einer feineren zeitlichen Diskretisierung bereitgestellt werden müssen. Für die Disaggregation wird ein konstantes Niveau der Abflüsse über den gesamten Tag angenommen (Stufenfunktion, siehe *Abbildung 4-7*). Diese Verfahrensweise führt zwar nicht zu einem



Informationsgewinn, der bei einer Bereitstellung von Eingangsdaten im Stundenzeitschritt vorhanden wäre, kann aber genutzt werden, um bei der vorhandenen Diskretisierung die Abbildungseigenschaften des Flood-Routing-Verfahrens zu verbessern.

Anhand eines Gewässerabschnitts zwischen zwei Gewässerstellen 1 (Zufluss) und 2 (Abfluss) und eines exemplarischen Ganglinienausschnitts einer Pegelaufzeichnung soll der Effekt der Disaggregation dargestellt werden (siehe *Abbildung 4-7*). Die Berechnung der Wellenverformung erfolgt anhand der linearen Speicherkaskade mit folgenden Parametern:

Anzahl der Speicher	$n = 5$
Speicherkonstante	$k = 4,0 \text{ h} \approx 0,167 \text{ d}$

Bei dieser Parameterkonstellation ergibt sich gemäß *Gleichung 3.14*:

Schwerpunktslaufzeit	$t_s = 20 \text{ h} \approx 0,833 \text{ d}$
----------------------	--

Bei einer Berechnung der Wellenverformung auf der Basis von Tagesschritten ergibt diese Parameterkonstellation mit einer Schwerpunktslaufzeit kleiner als der Diskretisierungszeitschritt keine sinnvolle Abbildung der Flood-Routing-Eigenschaften des Gewässerabschnitts. Dies zeigt das oberste Diagramm in *Abbildung 4-7*. Der Abfluss aus dem Gewässerabschnitt ist mit dem Zufluss zu diesem deckungsgleich. Das mittlere Diagramm zeigt die zu Stundenwerten disaggregierte Zuflussganglinie und die auf Stundenbasis berechnete Abflussganglinie. Im Gegensatz zur Durchführung des Flood-Routing auf Tageswertbasis stellt sich eine Verformung der Abflusswelle entlang der Gewässerstrecke ein. Das untere Diagramm zeigt die Zuflussganglinie in Tageswerten und die wiederum zu Tageswerten aggregierte Abflussganglinie aus der Berechnung auf Stundenbasis. Es zeigt sich, dass durch die zeitliche Dissaggregation der Zuflussganglinie der gewünschte Effekt - die Abbildung der Wellenverformung entlang der Gewässerstrecke - erreicht wird.

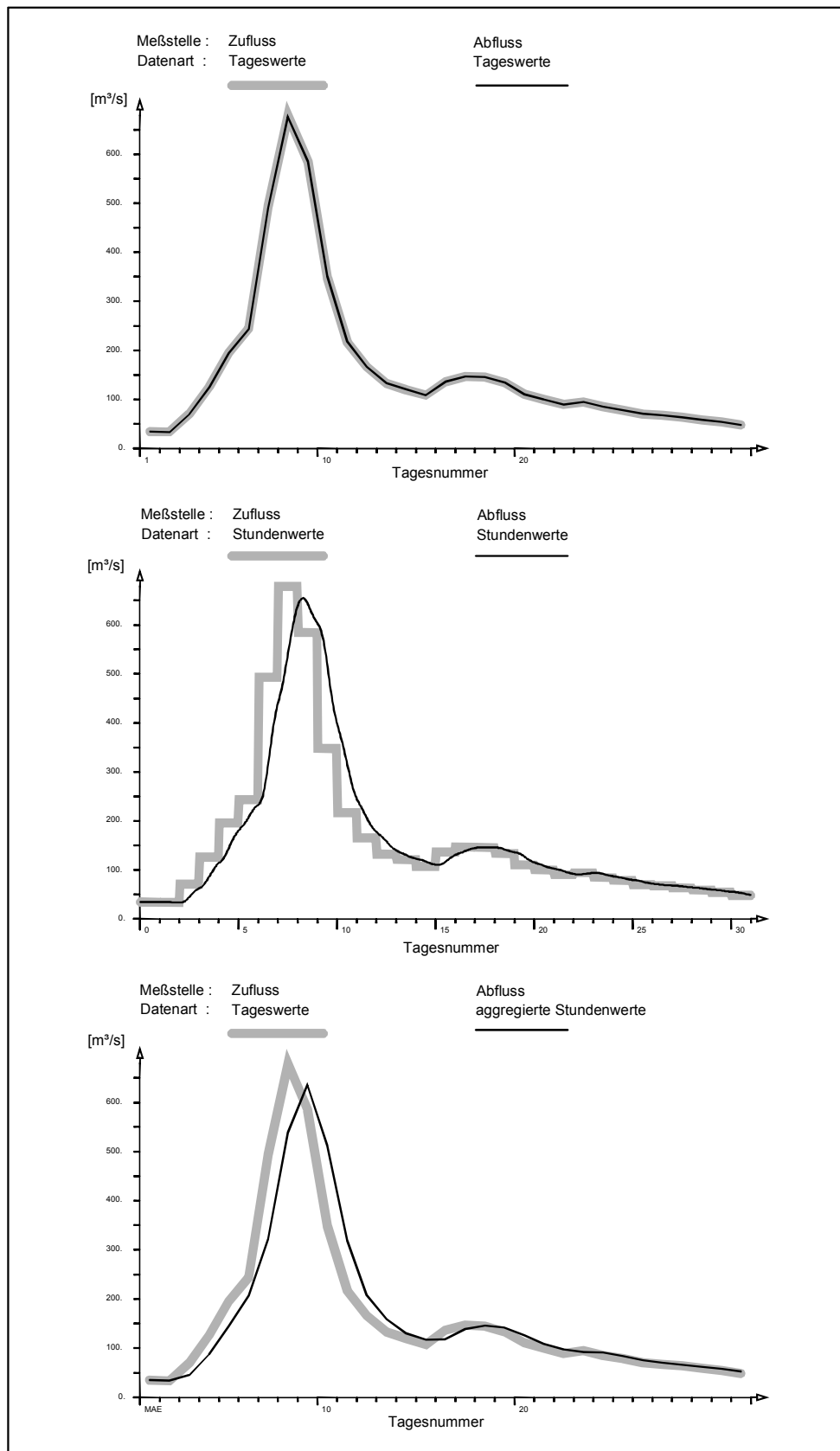


Abbildung 4-7: Auswirkungen der Disaggregation der Eingangsgrößen auf die Berechnung der Wellenverformung mit der Linearen Speicherkaskade

#### 4.5.4.2 Modifizierte Doppelspeicherkaskade

Zur Erläuterung der Verfahrensmodifikation soll nun ein Gewässerabschnitt betrachtet werden, dessen Abflussverhalten durch eine Doppelspeicherkaskade abgebildet wird. Zum besseren Verständnis wurde in Kapitel 3.2.2 die allgemeine Herleitung und Anwendungsweise des Einzellinearspeichers und der linearen Speicher- bzw. Doppelspeicherkaskade bereits erläutert.

*Abbildung 3-4* zeigt die Doppelspeicherkaskade, anhand welcher die Herleitung der Verfahrensmodifikation dargestellt wird. Der Zufluss  $Q_{in}$  am Punkt 1 wird auf der Gewässerstrecke zwischen den Punkten 1 und 2 in den Abfluss  $Q_{out}$  am Punkt 2 verformt. Der Zufluss  $Q_{in}$  wird am Anfang der Gewässerstrecke unter Verwendung des Faktors  $\alpha$  auf die beiden Speicherkaskaden verteilt. Die entsprechenden Flüsse werden dann separat durch die beiden Kaskaden "geroutet" und erst am Ende der Kaskaden zum Abfluss  $Q_{out}$  aufsummiert. Die Ausführungen in Kapitel 3.2.2 zeigen, dass die Schwerpunktslaufzeit der Doppelspeicherkaskade eine Linearkombination der Schwerpunktslaufzeiten der parallelen Kaskaden darstellt.

Anhand von Testrechnungen mit unterschiedlichen  $\alpha$ -Werten soll dieses Verhalten verdeutlicht werden (siehe *Abbildung 4-8*). Eine zeitliche Diskretisierung von  $\Delta t = 1$  d wird angesetzt, wobei eine zeitliche Disaggregation der Eingangsgröße, d.h. des Zuflusses zur Gewässerstelle 1 gemäß Kapitel 4.5.4.1 erfolgt. Für die erste Speicherkaskade werden  $n_1 = 3$  Speicher und für die zweite Speicherkaskade  $n_2 = 2$  Speicher gewählt. Die Speicherkonstanten werden zu  $k_1 = 2,0$  h und zu  $k_2 = 18,0$  h gesetzt.

Nach *Gleichung 3.14* ergeben sich folgende Schwerpunktslaufzeiten:

$$t_{S1} = n_1 \cdot k_1 = 6,0h \quad \text{für die schnell reagierende 1. Speicherkaskade}$$

und  $t_{S2} = n_2 \cdot k_2 = 36,0h \quad \text{für die langsam reagierende 2. Speicherkaskade}$

In *Abbildung 4-8* sind Berechnungen der Wellenverformung entlang dem Gewässerabschnitt mit konstanten Aufteilungsfaktoren  $\alpha$  dargestellt. Es wurden folgende Faktoren  $\alpha$  gewählt, zu denen sich die entsprechenden Schwerpunktslaufzeiten nach *Gleichung 3.16* ergeben:

$$\alpha = 0,0: \quad t_S = \alpha \cdot n_1 \cdot k_1 + (1 - \alpha) \cdot n_2 \cdot k_2 = 0,0 \cdot 6h + 1,0 \cdot 36h = 36h$$

$$\alpha = 0,5: \quad t_S = \alpha \cdot n_1 \cdot k_1 + (1 - \alpha) \cdot n_2 \cdot k_2 = 0,5 \cdot 6h + 0,5 \cdot 36h = 21h$$

$$\alpha = 1,0: \quad t_S = \alpha \cdot n_1 \cdot k_1 + (1 - \alpha) \cdot n_2 \cdot k_2 = 1,0 \cdot 6h + 0,0 \cdot 36h = 6h$$

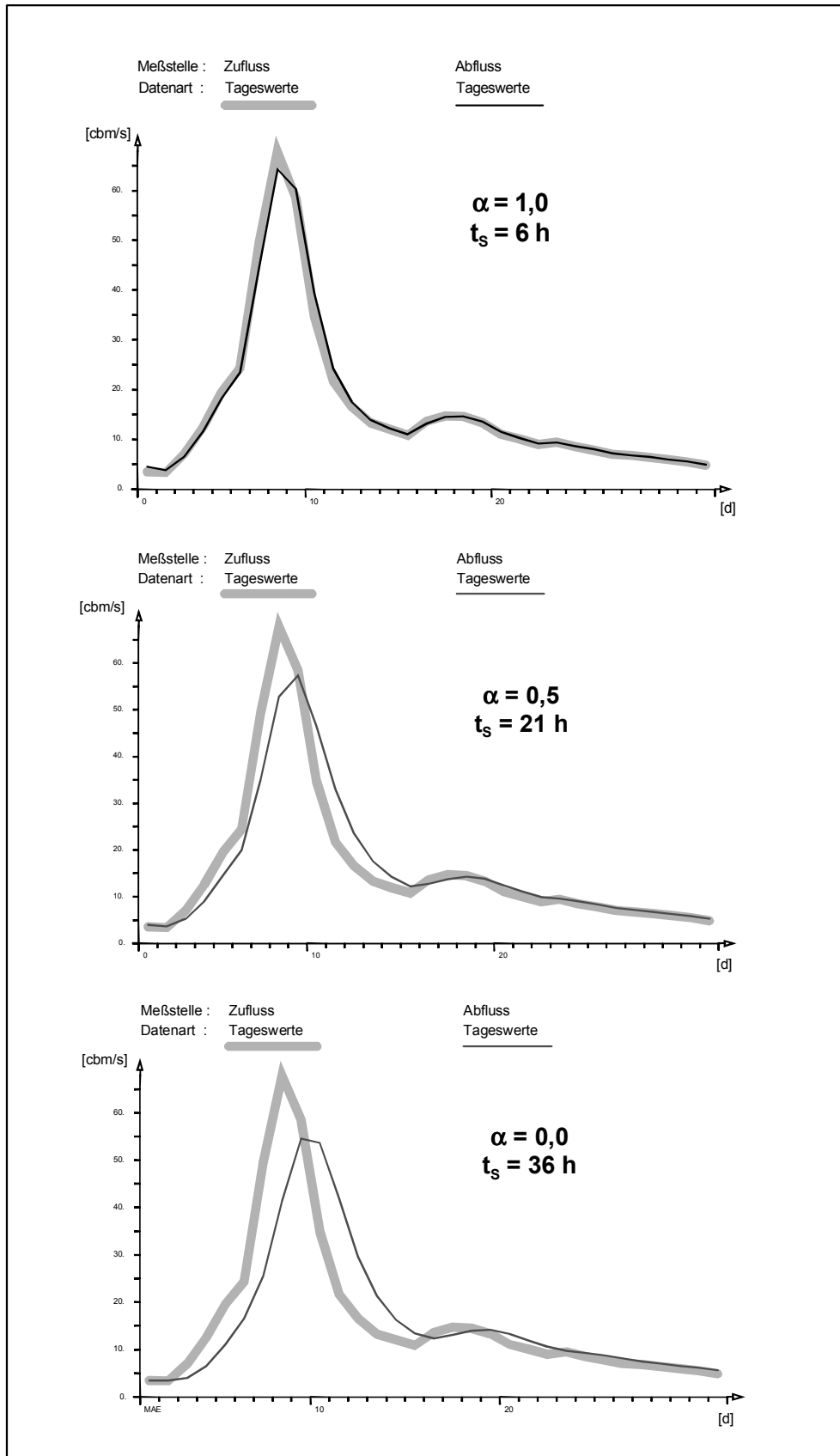


Abbildung 4-8: Berechnung der Wellenverformung mit der Doppelspeicherkaskade unter Verwendung unterschiedlicher konstanter Aufteilungsfaktoren  $\alpha$

Wird der Aufteilungsfaktor zu 0,0 oder 1,0 (Intervallgrenzen des Wertebereichs) gewählt, wird jeweils nur eine der beiden Speicher Cascaden beaufschlagt. Folglich entsteht die größte bzw. die kleinste Schwerpunktslaufzeit für die vorliegende Doppelspeicherkaskade. Diese beiden Grenzfälle müssen also die Schwerpunktslaufzeiten bei extremen Niedrigwasser- bzw. Hochwassersituationen widerspiegeln.

Da die Doppelspeicherkaskade eine lineare Superposition der beiden parallelen Speicherkaskaden darstellt, besteht zwischen der Schwerpunktslaufzeit der Doppelspeicherkaskade und dem Aufteilungsfaktor  $\alpha$  eine lineare Beziehung (siehe *Abbildung 4-9*). Es gilt nun, durch eine geeignete Definition des Aufteilungsfaktors  $\alpha$  in Abhängigkeit des Zuflusses  $Q_{in}$  die Veränderung der Schwerpunktslaufzeit, welche eine nichtlineare Funktion des aktuellen Zuflusses  $Q_{in}$  darstellt (siehe *Abbildung 2-4*), abzubilden.

Da die Schwerpunktslaufzeit umgekehrt proportional zum Aufteilungsfaktor ist, kann die Form der nichtlinearen Beziehung zwischen Aufteilungsfaktor und Zufluss aus der Kenntnis der Beziehung zwischen Schwerpunktslaufzeit und Zufluss hergeleitet werden. Sind die Extremwerte der Schwerpunktslaufzeit  $n_1 \cdot k_1$  und  $n_2 \cdot k_2$  bekannt, ist mit

$$\alpha = \frac{t_S - n_2 \cdot k_2}{n_1 \cdot k_1 - n_2 \cdot k_2} \quad \text{Gl. (4.1)}$$

aus *Gleichung 3.16* und der bekannten Beziehung  $t_S = f(Q_{in})$  der Faktor  $\alpha$  in Abhängigkeit des Zuflusses  $Q_{in}$  eindeutig bestimmt.

Die nichtlineare Funktion zwischen Aufteilungsfaktor und Zufluss lässt sich abschnittsweise linearisieren, d.h. es wird eine Stützfunktion aufgestellt, zwischen deren Funktionswerten linear interpoliert wird. Für das vorliegende Beispiel werden für die Stützfunktion die Werte der *Tabelle 4.1* angesetzt. Auf ein mögliches Verfahren zur Ermittlung der Beziehung zwischen Schwerpunktslaufzeit und Zufluss in Abhängigkeit topografischer Daten wird im Kapitel 4.5.4.3 eingegangen.

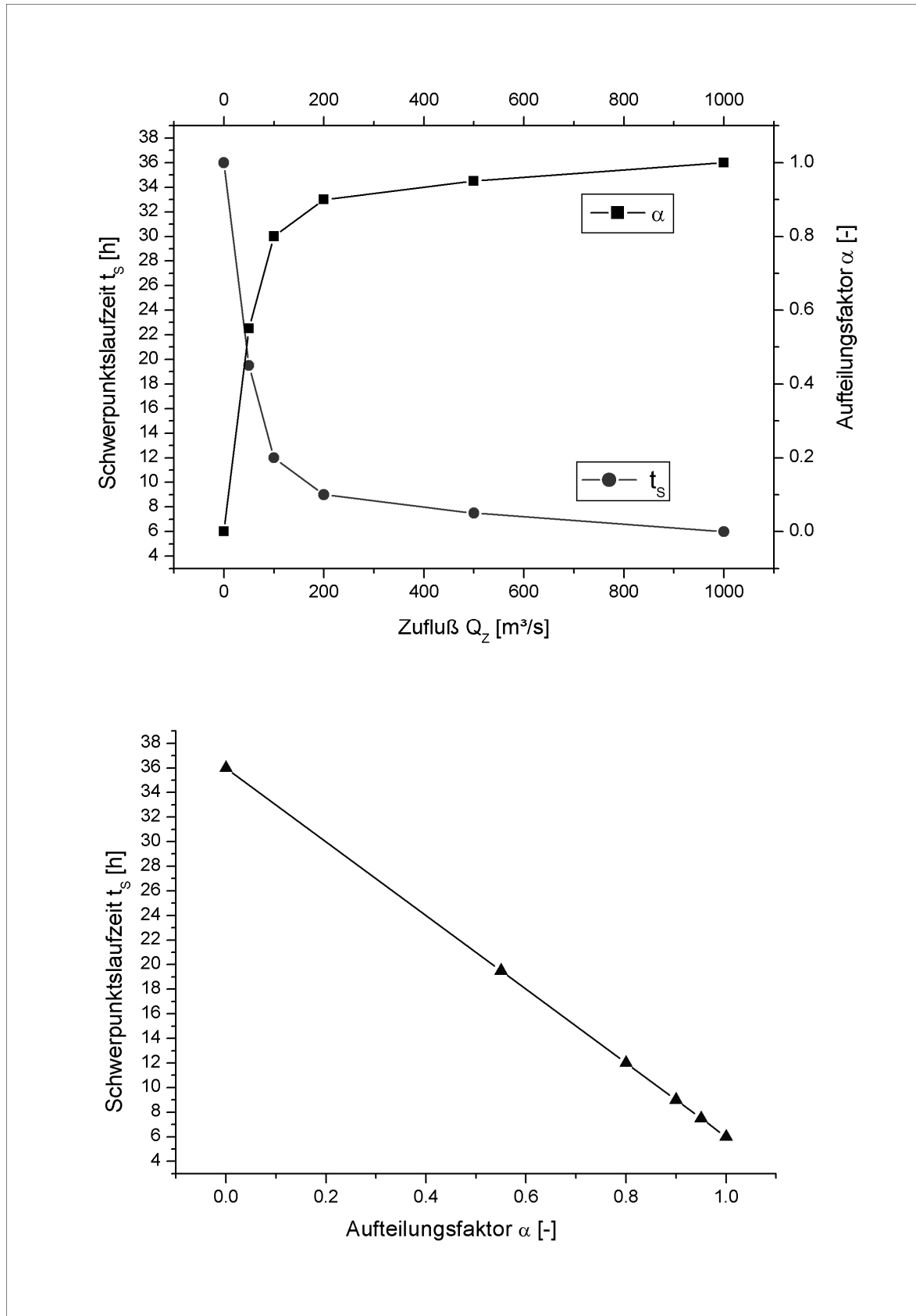


Abbildung 4-9: Beziehungen zwischen Aufteilungsfaktor  $\alpha$ , Zufluss  $Q_{in}$  und Schwerpunktslaufzeit  $t_s$  bei der modifizierten Doppelspeicherkaskade

Tabelle 4.1: Stützfunktionen des Aufteilungsfaktors  $\alpha$  in Abhängigkeit des Zuflusses  $Q_{in}$  und der Schwerpunktslaufzeit  $t_s$

Stützstelle	$Q_{in}$ [m <sup>3</sup> /s]	$t_s$ [h]	$\alpha$ [-]
1	0	36,0	0,00
2	50	19,5	0,55
3	100	12,0	0,80
4	200	9,0	0,90
5	500	7,5	0,95
6	1000	6,0	1,00

Die Berechnungen in *Abbildung 4-10* veranschaulichen die Auswirkungen der angewandten Stützfunktion auf die Retentions- und Translationswirkung der Doppelspeicherkaskade. Für die untere Graphik wurde der gewählte Ganglinienausschnitt mit einem Faktor 10 skaliert, so dass sowohl das Verhalten im Niedrigwasser- als auch im Hochwasserbereich erfasst wird. Die Verwendung des gleichen Ganglinienausschnitts hat den Vorteil, dass die Berechnungsergebnisse unmittelbar miteinander vergleichbar sind. Im Mittel- und Niedrigwasserbereich (obere Grafik) zeigt die Berechnung mit einem konstanten Aufteilungsfaktor  $\alpha = 0,8$  eine geringere Dämpfung als die Berechnung anhand der Stützfunktion in Abhängigkeit des Abflusses. Erfolgt eine Berechnung im Hochwasserbereich (untere Grafik), wird die Dämpfung der Abflusswelle bei Berücksichtigung der Stützfunktion deutlich geringer. Es wird also ein kontinuierlicher Übergang der veränderlichen Schwerpunktslaufzeiten und der einhergehenden Dämpfungseigenschaften des Gewässerabschnitts zwischen Niedrig- und Hochwassersituationen erzeugt. Das modifizierte Verfahren der Doppelspeicherkaskade erfüllt somit die Anforderungen aus Kapitel 2.3.1 und kann für ein Bewirtschaftungsmodell, das den Schwerpunkt seiner Anwendungsmöglichkeiten im Niedrig- und Mittelwasserbereich findet, eingesetzt werden.

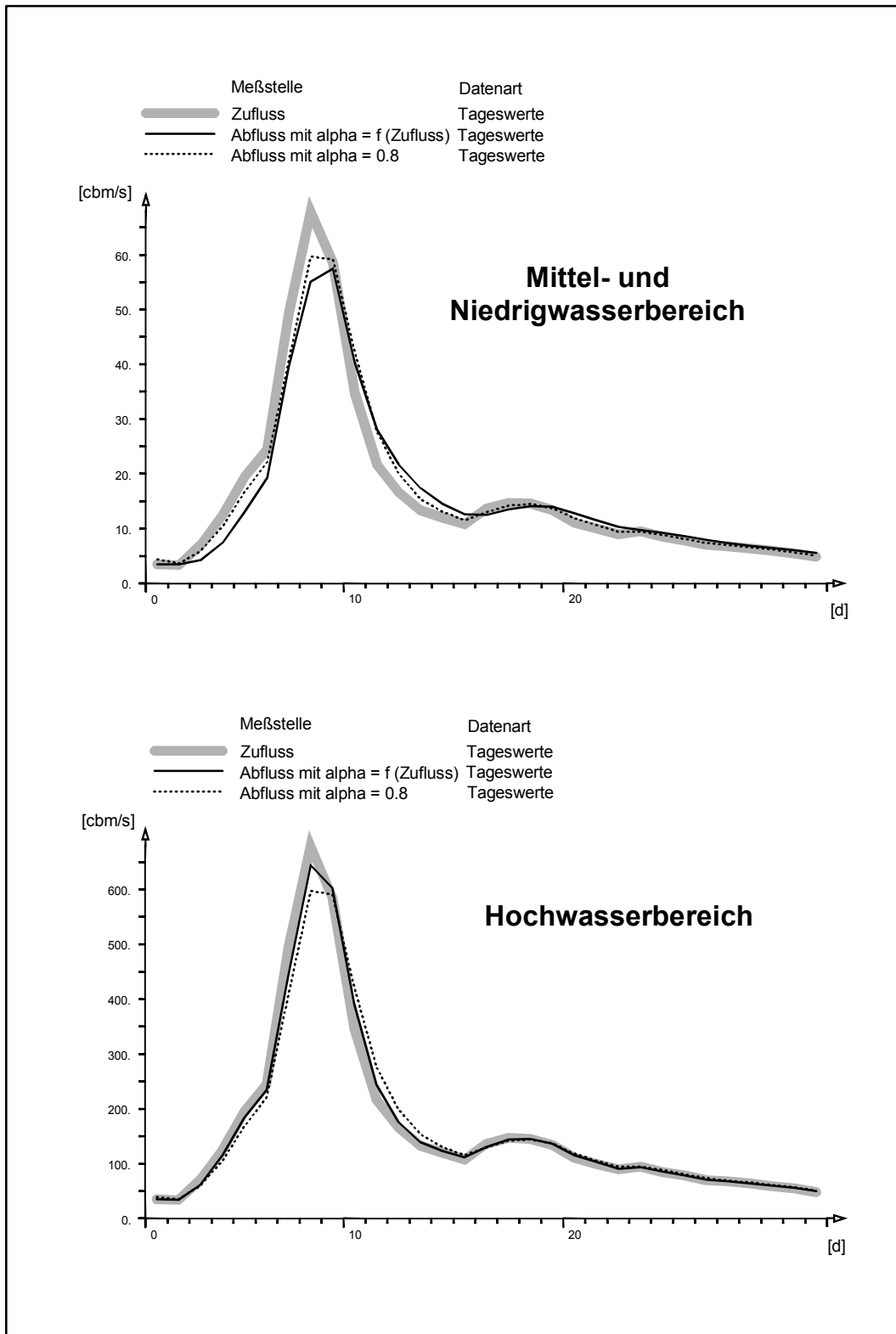


Abbildung 4-10: Berechnung der Wellenverformung mit der modifizierten Doppelspeicherkaskade unter Anwendung einer nichtlinearen Beziehung zwischen Aufteilungsfaktor  $\alpha$  und Zufluss  $Q_{in}$



#### 4.5.4.3 Ermittlung der Parameter der Doppelspeicherkaskade

Das zuvor dargestellte Verfahren der Doppelspeicherkaskade wird durch die folgenden fünf Größen parametrisiert:

$n_1$	:	Anzahl der Linearspeicher der ersten Speicherkaskade [-]
$n_2$	:	Anzahl der Linearspeicher der zweiten Speicherkaskade [-]
$k_1$	:	Speicherkonstante der ersten Speicherkaskade [h]
$k_2$	:	Speicherkonstante der zweiten Speicherkaskade [h]
$\alpha = f(Q_{in})$	:	Aufteilungsfaktor als Funktion des Zuflusses [-]

Im vorangehenden Kapitel 4.5.4.2 wurde erläutert, dass Grundlage für die Bestimmung der Funktion des Aufteilungsfaktors  $\alpha$  in Abhängigkeit des Zuflusses  $Q_{in}$  die Kenntnis der Fließ- bzw. Schwerpunktslaufzeiten  $t_s$  als Funktion des Zuflusses  $Q_{in}$  ist. Ein Verfahren, das von SCHULLA (1999) angewandt wird, ermöglicht die Abschätzung der Schwerpunktslaufzeiten aus Gerinnetdaten, die einem Digitalen Höhenmodell (DHM) entnommen werden können.

Die Berechnung der Schwerpunktslaufzeiten beruht auf der Fließformel nach Manning-Strickler:

$$v = k_{st} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \text{Gl. (4.2)}$$

mit	$v$	:	Fließgeschwindigkeit [m/s]
	$k_{st}$	:	Rauhigkeitsbeiwert des benetzten Umfangs [ $m^{1/3}/s$ ]
	$R$	:	hydraulischer Radius [m]
	$I$	:	Gefälle [-]

Zur differenzierten Betrachtung wird der Abfluss in einen Vorland- und ein Hauptbettabfluss unterteilt. Es wird hierbei ein Doppelrechteckprofil zugrundegelegt, in welchem durch vertikale Verlängerung der Hauptbettseitenwände die Grenze zwischen den Abflussanteilen gezogen wird. Der Rauhigkeitsbeiwert wird getrennt für das Hauptbett und die Vorländer definiert. Für vorgegebene Abflüsse werden die zugehörigen Fließgeschwindigkeiten errechnet und tabellarisch abgelegt. Da in *Gleichung 4.2* neben der

Fließgeschwindigkeit auch der hydraulische Radius unbekannt ist, muss die Gleichung iterativ gelöst werden.

Für den hydraulischen Radius gilt:

$$R = \frac{A}{U} = \frac{A}{B + 2 \cdot T} = \frac{Q/v}{B + \frac{2 \cdot Q}{v \cdot B}} \quad \text{Gl. (4.3)}$$

mit	A	:	Fließquerschnitt [m <sup>2</sup> ]
	U	:	benetzter Umfang [m]
	B	:	Breite des Gerinnebetts [m]
	T	:	Fließtiefe [m]
	Q	:	Zufluss in die Gerinnestrecke [m <sup>3</sup> /s]

Eingesetzt in *Gleichung 4.2* erhält man folgende Iterationsgleichung:

$$v = k_{st} \cdot \left( \frac{Q/v}{B + \frac{2 \cdot Q}{v \cdot B}} \right)^{2/3} \sqrt{I} \quad \text{Gl. (4.4)}$$

Die iterative Berechnung wird für das Hauptgerinne und das Vorland getrennt durchgeführt. Anschließend wird ein Ausgleich der Fließtiefen in Hauptbett und Vorland durchgeführt, so dass sich die mittlere Fließgeschwindigkeit in der Gerinnestrecke aus den mit den jeweiligen Abflussanteilen gewichteten Fließgeschwindigkeiten von Hauptbett und Vorland berechnet. Aus den ermittelten Fließgeschwindigkeiten und der Länge der betrachteten Gerinnestrecke ergibt sich die abflussabhängige Schwerpunktslaufzeit zu

$$t_S = \frac{L}{v} \quad \text{Gl. (4.5)}$$

mit	L	:	Länge des Gerinnestrecke [m]
-----	---	---	------------------------------

Die geometrischen Größen "Breite des Hauptbetts", "Breite der Vorländer" und "Gefälle der Gerinnestrecke" werden einem Digitalen Höhenmodell entnommen. Voraussetzung für die Anwendung des Verfahrens ist eine ausreichende räumliche Auflösung des Digitalen Höhenmodells.

Aus der tabellarischen Darstellung der Schwerpunktslaufzeiten in Abhängigkeit des Zuflusses lassen sich nun die Extremwerte der Translationszeiten in Hochwasser- und Niedrigwassersituationen abschätzen. Diese stellen beim vorliegenden, modifizierten Verfahren der Doppelspeicherkaskade die Schwerpunktslaufzeiten jeweils einer Speicherkaskade dar. Mit *Gleichung 4.1* lassen sich die Stützstellenwerte  $\alpha$  für vorgegebenen Zuflüsse  $Q_Z$  ermitteln (siehe Kapitel 4.5.4.2).

Die Parameter  $n_{1/2}$  und  $k_{1/2}$  sind durch die Schwerpunktslaufzeiten der beiden Kaskaden nicht explizit bestimmt und müssen aus der Erfahrung des Anwenders und/oder Kalibrierungen mit gemessenen Daten ermittelt werden. Falls Querprofilaten der Gerinnestrecken vorhanden sind, ist eine Parametrisierung entsprechend dem Kalinin-Miljukov-Verfahren möglich (ROSEMANN & VEDRAL, 1970).

#### 4.5.4.4 Formulierung der Doppelspeicherkaskade im Zustandsraum

Für die Realisierung des in Kapitel 4.5.4.2 hergeleiteten Verfahrens der Doppelspeicherkaskade wurde im Bewirtschaftungsmodell BEWASYS eine Formulierung im Zustandsraum gewählt. Da die Doppelspeicherkaskade ein lineares System darstellt, ist die Voraussetzung für eine Anwendung des Kalman-Filter-Verfahrens bereits erfüllt und eine Linearisierung der Systemgleichungen ist nicht erforderlich.

Zur Herleitung der Zustandsraumformulierung wird zunächst der Einzellinearspeicher betrachtet. Die zeitdiskrete Lösung der Differentialgleichung des Einzellinearspeichers kann unter Berücksichtigung der linearen Beziehung zwischen Speicherinhalt und Abfluss (*Gleichung 3.7*) und einem konstantem Zufluss  $Q_Z$  im Zeitintervall  $\Delta t$  folgendermaßen beschrieben werden:

$$Q_A(i) = Q_A(i-1) \cdot e^{-\frac{\Delta t}{k}} + Q_Z(i) \cdot (1 - e^{-\frac{\Delta t}{k}}) \quad (Gl. 4.6)$$

- mit:
- $Q_A(i)$  : Abfluss aus dem Speicher zum Zeitpunkt  $i$
  - $Q_A(i-1)$  : Abfluss aus dem Speicher zum Zeitpunkt  $i-1$
  - $Q_Z(i)$  : Zufluss zum Speicher zum Zeitpunkt  $i$

- k : Speicherkonstante  
 $\Delta t$  : Diskretisierungszeitschritt

Der aktuelle Abfluss aus dem Speicher  $Q_A$  ergibt sich also aus dem Abfluss im Zeitschritt zuvor und dem aktuellen Zufluss. Wird der Abfluss aus dem Speicher als Zustandsgröße und der Zufluss als Störgröße des Systems definiert, liegt eine Formulierung nach der Prozessgleichung (*Gleichung 3.17*) des Zustandsraums vor. Diese Darstellung kann nun auf eine Kette hintereinandergeschalteter Einzellinearspeicher mit gleichen Speicherkonstanten  $k$ , also die lineare Speicherkaskade, angewandt werden, wenn man sich auf eine ganzzahlige Anzahl von Speichern beschränkt. Setzt man vereinfachend

$K_1 = K_2 = K = e^{-\frac{\Delta t}{k}}$  und, um die Darstellung zu erleichtern, die Anzahl der Speicher zu  $n = 2$ , ergeben sich folgende Gleichungen:

$$Q_{A,1}(i) = K \cdot Q_{A,1}(i-1) + (1-K) \cdot Q_{Z,1}(i) \quad (\text{Gl. 4.7})$$

$$Q_{A,2}(i) = K \cdot Q_{A,2}(i-1) + (1-K) \cdot Q_{A,1}(i) \quad (\text{Gl. 4.8})$$

Wobei der Index 1 den ersten Speicher und der Index 2 den zweiten Speicher bezeichnet. Wird nun *Gleichung 4.7* in *Gleichung 4.8* eingesetzt, erhält man für den Abfluss aus dem zweiten Speicher

$$\begin{aligned} Q_{A,2}(i) &= K \cdot Q_{A,2}(i-1) + (1-K) \cdot Q_{A,1}(i) \\ &= K \cdot Q_{A,2}(i-1) + (1-K) \cdot (K \cdot Q_{A,1}(i-1) + (1-K) \cdot Q_{Z,1}(i)) \quad (\text{Gl. 4.9}) \\ &= K \cdot Q_{A,2}(i-1) + (1-K) \cdot K \cdot Q_{A,1}(i-1) + (1-K)(1-K) \cdot Q_{Z,1}(i) \end{aligned}$$

Die Zustandsgröße  $Q_{A,2}$  im Zeitschritt  $i$  ist somit durch die Zustandsgrößen  $Q_{A,1}$  bzw.  $Q_{A,2}$  des Zeitschritts  $i-1$  und die Störgröße  $Q_{Z,1}$  im Zeitschritt  $i$  eindeutig beschrieben. Es liegt also ein Formulierung entsprechend der Prozessgleichung (*Gleichung 3.17*) vor.

Die Prozessgleichung beschreibt die Transformation der Abflüsse (Zustandsgrößen) aus den einzelnen Speichern einer Gerinnestrecke vom vorangehenden zum aktuellen Zeitschritt unter dem Einfluss des Zuflusses zur Gerinnestrecke (Störgröße). Die Messgleichung ermittelt aus den transformierten Zustandsgrößen des aktuellen Zeitschritts die messbaren Größen des Systems (Pegelabflüsse).

Die Erweiterung der linearen Speicherkaskade zur Doppelspeicherkaskade erfolgt, wie in Kapitel 3.2.2 bereits gezeigt wurde, durch eine lineare Superposition, womit auch für die Doppelspeicherkaskade die Formulierung im Zustandsraum realisiert werden kann. Der Aufteilungsfaktor  $\alpha$  hat hierbei nur auf den Steuer- bzw. Störvektor  $u$  Einfluss (Gleichung 3.17). Die Abbildung eines Fließgewässersystems erfolgt über zwei parallel geschaltete Speicherkaskaden, die völlig unabhängige Systeme darstellen. Lediglich die Eingangsgrößen der Systeme werden durch den Aufteilungsfaktor  $\alpha$  auf die unterschiedlich schnell reagierenden Speicherkaskaden ( $n_{1/2}$  und  $k_{1/2}$ ) entsprechend der Abflusssituation verteilt. Die Zustandsgrößen der beide Systeme beeinflussen sich gegenseitig nicht. Erst durch die Messgleichung werden die entsprechenden Zustandsgrößen der Systeme wieder miteinander in Verbindung gebracht. Sowohl die Anzahl der Speicher als auch die Speicherkonstanten der beiden parallelen Kaskaden können unterschiedliche Werte annehmen, so dass eine geeignete Abbildung der variablen Fließgeschwindigkeiten in der Gerinnestrecke ermöglicht wird (siehe Kapitel 4.5.4.2). Im folgenden sollen exemplarisch für die Doppelspeicherkaskade der *Abbildung 3-4* die zugehörigen Matrixgleichungen aufgestellt werden. Hierfür wird als messbare Größe der Abfluss  $Q_{out}$  an der Gewässerstelle 2 (Pegelstelle) angenommen. Die Anzahlen der Speicher sollen sein:

$$n_1 = 2$$

$$n_2 = 3$$

Die Abflüsse der Speicher werden als  $Q_{j,k}$  beschrieben, wobei der erste Index  $j$  die Nummerierung innerhalb der Kaskaden bezeichnet und der zweite Index  $k$  die Speicherkaskaden selbst beschreibt.

Die Prozessgleichung ergibt sich damit zu:

(Gl. 4.10)

$$\begin{bmatrix} Q_{1,1} \\ Q_{2,1} \\ Q_{1,2} \\ Q_{2,2} \\ Q_{3,2} \end{bmatrix}_i = \begin{bmatrix} K_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ (1-K_1) \cdot K_1 & K_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (1-K_2) \cdot K_2 & K_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-K_2)^2 \cdot K_2 & (1-K_2) \cdot K_2 & K_2 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} Q_{1,1} \\ Q_{2,1} \\ Q_{1,2} \\ Q_{2,2} \\ Q_{3,2} \end{bmatrix}_{i-1} + \begin{bmatrix} (1-K_1) & 0 \\ (1-K_1)^2 & 0 \\ 0 & (1-K_2) \\ 0 & (1-K_2)^2 \\ 0 & (1-K_2)^3 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \alpha \cdot Q_{in} \\ (1-\alpha) \cdot Q_{in} \end{bmatrix}_i$$

$$\underbrace{\begin{bmatrix} Q_{1,1} \\ Q_{2,1} \\ Q_{1,2} \\ Q_{2,2} \\ Q_{3,2} \end{bmatrix}_i}_{x_i} = \underbrace{\begin{bmatrix} K_1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ (1-K_1) \cdot K_1 & K_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (1-K_2) \cdot K_2 & K_2 & 0 \\ 0 & 0 & (1-K_2)^2 \cdot K_2 & (1-K_2) \cdot K_2 & K_2 \end{bmatrix}}_{\Phi_{i-1}} \cdot \underbrace{\begin{bmatrix} Q_{1,1} \\ Q_{2,1} \\ Q_{1,2} \\ Q_{2,2} \\ Q_{3,2} \end{bmatrix}_{i-1}}_{x_{i-1}} + \underbrace{\begin{bmatrix} (1-K_1) & 0 \\ (1-K_1)^2 & 0 \\ 0 & (1-K_2) \\ 0 & (1-K_2)^2 \\ 0 & (1-K_2)^3 \end{bmatrix}}_{\Lambda_i} \cdot \underbrace{\begin{bmatrix} \alpha \cdot Q_{in} \\ (1-\alpha) \cdot Q_{in} \end{bmatrix}_i}_{u_i}$$

mit  $K_1 = e^{-\frac{\Delta t}{k_1}}$  und  $K_2 = e^{-\frac{\Delta t}{k_2}}$

Die zugehörige Messgleichung lautet:

$$\underbrace{[Q_{out}]_i}_{z_i} = \underbrace{[0 \ 1 \ 0 \ 0 \ 1]}_{H_i} \cdot \underbrace{\begin{bmatrix} Q_{1,1} \\ Q_{2,1} \\ Q_{1,2} \\ Q_{2,2} \\ Q_{3,2} \end{bmatrix}_i}_{x_i} = Q_{2,1} + Q_{3,2} \quad (Gl. 4.11)$$

Es lässt sich an den Gleichungen unmittelbar erkennen, dass die Matrizelemente der Systemübertragungs- und der Steuereingangsmatrix nur vom Verhältnis zwischen Diskretisierungszeitschritt  $\Delta t$  und den Speicherkonstanten  $k$  der Kaskaden abhängig sind. Da diese Größen bei der Doppelspeicherkaskade als zeitinvariant angenommen werden, müssen die beiden Matrizen nicht von Zeitschritt zu Zeitschritt neu berechnet werden.

Soll nun ein komplexes Gewässersystem in der Zustandsraumformulierung anhand von Doppelspeicherkaskaden abgebildet werden, lässt sich das vorliegende Schema entsprechend der Fließstruktur des Systems beliebig erweitern. Jedem Gewässerabschnitt zwischen zwei Knoten eines Netzwerkmodells (siehe *Abbildung 4-3*) wird eine spezifische Doppelspeicherkaskade zugeordnet. Die Dimension des Zustandsvektors  $x$  nimmt dabei die Anzahl der enthaltenen Speicher an und die Dimension des Steuervektors  $u$  entspricht der doppelten Anzahl der Eingangsgrößen des Systems, da alle Eingangsgrößen des Systems unter Verwendung des Aufteilungsfaktors  $\alpha$  auf die parallelen Kaskaden des Systems verteilt werden.

Werden die Matrizelemente der Systemübertragungsmatrix allgemein mit  $X_{i,j}$  und die Elemente der Steuereingangsmatrix mit  $Y_{i,j}$  bezeichnet, lassen sich die Elemente bei beliebiger Systemstruktur wie folgt darstellen:

$$X_{i,j} = \begin{cases} e^{-\Delta t/k_j} & ; \text{für } i = j \\ e^{-\Delta t/k_j} \cdot \prod_{\substack{\mu=j+1 \\ \mu \in (j,i)}}^i \left(1 - e^{-\Delta t/k_\mu}\right) & ; \text{für } i \neq j \end{cases} \quad (\text{Gl. 4.12})$$

$$Y_{i,j} = \prod_{\substack{\mu=j \\ \mu \in (j,i)}}^i \left(1 - e^{-\Delta t/k_\mu}\right) \quad (\text{Gl. 4.13})$$

mit  $\mu \in (j,i)$ : Speicher ist ein Glied der Fließkette zwischen den Speichern j und i

Den in Kapitel 2.3.1 aufgeführten Anforderungen an den Modellbaustein "Fließgewässer" ist zu entnehmen, dass Bilanzierungsprofile zu berücksichtigen sind, an denen punktuell die Belastungen des Systems angesetzt werden können. Diese Belastungen können sowohl Entnahme- als auch Zuflussgrößen darstellen. In der Zustandsraumformulierung stellen diese Größen die Eingangsgrößen des Systems dar und werden unter Berücksichtigung des Aufteilungsfaktors  $\alpha$  im Steuervektor  $u$  implementiert. An jedem Bilanzknoten eines Systems können die Eingangsgrößen an den ersten Speichern der nachfolgenden Gewässerstrecke angesetzt werden.

#### 4.5.4.5 Definition der Eingangsgrößen

Folgende Arten von Eingangsgrößen können am Bilanzknoten im Fließgewässer angesetzt werden:

- konstante Zuflüsse und Entnahmen
- Zuflüsse und Entnahmen mit einem Jahresgang (12 Monatswerte)
- Zuflüsse und Entnahmen als Ganglinie
- Zuflüsse und Entnahmen in Abhängigkeit des Wasserstandes am aktuellen Knoten

- Zuflüsse und Entnahmen in Abhängigkeit des Wasserstandes eines anderen Knotens
- Schleusungen in eine Kanal- bzw. Flusstauhaltung unter Berücksichtigung von Pump- und Spaltwassermengen
- Überleitungen von einem anderen Knoten des Systems

Durch die Vorgabe maximaler Entnahmemengen in Abhängigkeit des Abflusses am aktuellen Knoten kann eine Beschränkung der Entnahmemengen vorgenommen werden. Durch die Verknüpfung mit anderen Gewässerknoten des Systems (maximal drei) ist die Berücksichtigung von Mehrfachnutzungen des Entnahmewassers möglich.

Am Kontrollknoten sind lediglich Randzuflüsse in das System als Ganglinie bzw. die Übergabe einer Wassermenge aus dem vorangehenden Modul (Modellbaustein) möglich. Die Zwischenschaltung eines Aufteilungsknotens ermöglicht eine prozentuale oder eine abflussabhängige Aufteilung des Gewässerabflusses. Allerdings wird hierdurch eine Unterteilung des Gewässers in einzelne Teilgebiete notwendig (Definition siehe Kapitel 4.3).

#### 4.5.5 Talsperre

Für Bewirtschaftungsfragen auf der Basis von Tageswerten kann die Talsperre ohne Berücksichtigung der Retentionswirkung der Seefläche modelliert werden. Hierzu wird die allgemeine Speichergleichung herangezogen:

$$\frac{dS}{dt} = Q_Z - Q_A + N - Q_V \quad (\text{Gl. 4.14})$$

- mit:
- $dS/dt$  : Änderung des Speicherinhalt pro Zeit [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
  - $Q_Z$  : Speicherzufluss [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
  - $Q_A$  : Speicherabfluss [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
  - $N$  : Niederschlag auf die Seeoberfläche [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]
  - $Q_V$  : Summe der Verluste (Versickerung und Verdunstung) [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]



In zeitdiskreter Darstellung gilt vereinfachend für den Speicherinhalt zum Zeitpunkt  $i+1$

$$S_{i+1} = S_i + (Q_{Z,i+1} - Q_{A,i+1} + N_{i+1} - Q_{V,i+1}) \cdot \Delta t \quad (\text{Gl. 4.15})$$

mit:  $i$  : Zeitindex  
 $\Delta t$  : Diskretisierungszeitschritt

Der Speicherabfluss  $Q_A$  aus einer Talsperre liegt in der Regel als gesteuerte Abgabe vor. Wird die Abgabe aus der Talsperre nicht gesteuert (z.B. bei Ansprungen der Hochwasserentlastungsanlage), bildet die Summe der Abflusskennlinien der vorhandenen Auslassbauwerke die physikalische Obergrenze der Abgabe aus dem Speicher. Eine Steuerung kann also nur in Form einer Drosselung der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Anlagen erfolgen. Wie LOHR (2001) und KLEMEŠ (2000) zeigen, lassen sich die meisten Abgabenregelungen als eine Funktion des Speicherinhalts (bzw. des korrespondierenden Wasserstands) ausdrücken. Häufig ist eine zusätzliche zeitliche Abhängigkeit der Abgabenregelungen vorhanden. Die zahlreich angewandten Speicherlamellenpläne sind ein Beispiel für eine kombinierte Abhängigkeit von Speicherinhalt und Zeit. Die Regelabgabe wird hierbei für den innerjährlichen Abflussausgleich im Winterhalbjahr gedrosselt und in der sommerlichen Entleerungsphase erhöht.

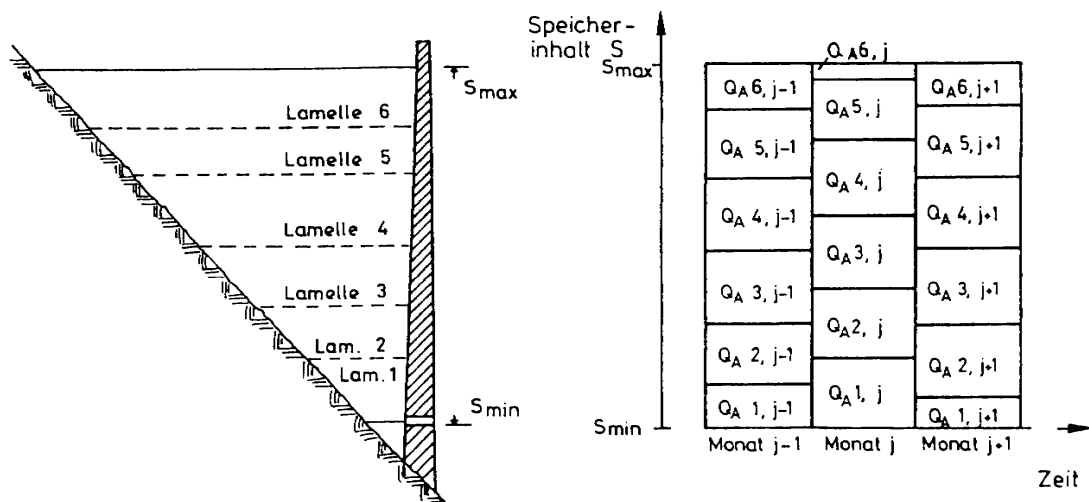


Abbildung 4-11: Schematische Darstellung eines Bewirtschaftungsplans als Speicherlamellenplan (MANIAK, 1997)

Um die Implementierung von Lamellenplänen zu ermöglichen, wird im Modellbaustein "Talsperre" die Abgaberegulierung als Funktion des Wasserstands und des Monats realisiert. Gleichzeitig wird für die Kalibrierung mit historischen Daten auch die Möglichkeit gegeben, die Abgabe als Ganglinie von einer Datei einzulesen. Monatsweise veränderliche Mindest- und Maximalabgaben sind zur Berücksichtigung ökologischer und ökonomischer Randbedingungen bzw. des Hochwasserschutzes vorgesehen. Der Niederschlag auf die Seeoberfläche wird als Ganglinie von einer Datei eingelesen. Die Versickerung in den Untergrund kann als konstante Größe vorgegeben werden. Für die Verdunstung besteht wahlweise die Möglichkeit, eine Ganglinie von einer Datei einzulesen oder einen Jahresgang zu berücksichtigen.

Stellt der Hochwasserschutz ein Bewirtschaftungsziel eines Speichers dar, müssen Hochwasserschutzräume freigehalten werden, die jahreszeitlich unterschiedlich groß sein können. Dies erfordert jahreszeitlich variable Stauziele. Eine monatliche Stauzielvorgabe wird im Modellbaustein implementiert, um diese Anforderung zu erfüllen.

Maßgebend ist auch die Vorgabe von Regelungen für Entnahmen und Zuflüsse durch Nutzer, die direkt aus dem Speicher Wasser entnehmen oder einleiten. Folgende Arten von Zuflüssen und Entnahmen können an der Talsperre angesetzt werden:

- konstante Zuflüsse und Entnahmen
- Zuflüsse und Entnahmen mit einem Jahresgang (12 Monatswerte)
- Zuflüsse und Entnahmen als Ganglinie
- Zuflüsse und Entnahmen in Abhängigkeit des Wasserstands der Talsperre

Durch die Verknüpfung mit anderen Entnahmen aus der Talsperre (maximal drei) ist die Berücksichtigung von Mehrfachnutzungen des Entnahmewassers möglich.

Um zeitschrittweise optimale Ergebnisse bei der Bewirtschaftung eines Systems zu erhalten, kann an der Talsperre eine sog. 'bedarfsgerechte Entnahme' vorgenommen werden, um Randbedingungen des Systems (Mindestwasserabflüsse an Kontrollknoten unterliegender Gewässerstrecken) einzuhalten. Nähere Erläuterungen zu dieser Option, die eine iterative Bestimmung der Abgabe erfordert, wurden im Kapitel 4.4.4 gegeben.

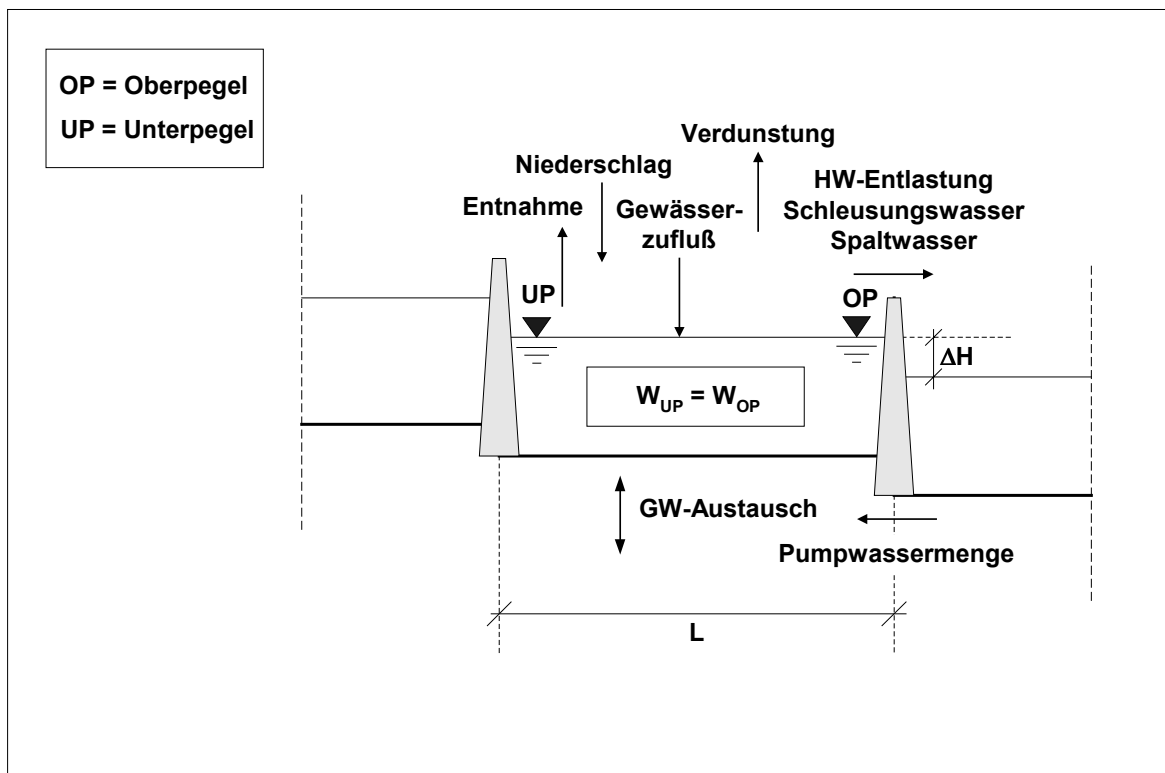
### **4.5.6 Kanalhaltung und Flusstauhaltung**

Dieses Modul stellt einen Baustein dar, der je nach Anordnung im Gesamtsystem und entsprechender Parametrisierung unterschiedliche Funktionen übernimmt. Er repräsentiert entweder eine Kanalhaltung oder eine Flusstauhaltung. Die modelltechnische Umsetzung, welche zur programminternen Identifikation des Moduls führt, wird in Kapitel 4.6 an einem Fallbeispiel aufgezeigt.

Bei der gewählten, zeitlichen Diskretisierung von einem Tag spielt die Retentionswirkung eine untergeordnete Rolle, so dass eine reine Wassermengenbilanzierung für die Kanal- und Flusstauhaltungen ausreichend ist. Es wird also kein Verfahren der Seeretention angewandt, sondern wie für den Modellbaustein Talsperre die vereinfachende *Gleichung 4.15* zur Lösung der allgemeinen Speichergleichung (*Gleichung 4.14*) herangezogen.

### Kanalhaltung

In der untenstehenden *Abbildung 4-12* ist eine Kanalhaltung mit ihren zu modellierenden Bilanzierungskomponenten abgebildet. Wie in der Abbildung dargestellt ist, wird die Annahme getroffen, dass in Kanalhaltungen das Wasserspiegelgefälle zwischen Unterpegel (UP) und Oberpegel (OP) vernachlässigbar klein ist. Folglich liegt in der gesamten Kanalhaltung ein konstanter Wasserspiegel ( $W_{UP} = W_{OP}$ ) vor.



*Abbildung 4-12: Modellbaustein Kanalhaltung*

Der Zufluss in die Kanalhaltung kann sowohl aus einem Gewässer, einer oberliegenden Kanalhaltung als auch aus einer benachbarten Kanalhaltung (Modellierung einer Kanalverzweigung) erfolgen. Entnahmen und Zuflüsse an Bilanzknoten innerhalb einer Kanalhaltung können entsprechend dem Modellbaustein "Fließgewässer" (siehe Kapitel 4.5.4.5) angesetzt werden. Der Grundwasseraustausch kann als konstante Größe oder als Jahrgang (12 Monatswerte) vorgegeben werden. Die Verdunstung von der Oberfläche der Kanalhaltung wird durch einen Jahrgang oder alternativ durch eine Ganglinie

berücksichtigt. Der Niederschlag auf die Oberfläche wird durch Vorgabe einer Ganglinie angesetzt. An den Staustufen (Kontrollknoten) wird die Vorgabe verschiedener Bilanzgrößen ermöglicht. Die Schleusungswassermengen in die unterliegende Kanalhaltung können über unterschiedliche Berechnungsansätze modelliert werden. Normalerweise ist die Vorgabe der Anzahl der Schleusungen pro Zeitschritt und der Schleusungsfläche vorgesehen. Die Schleusungswassermenge berechnet sich dann aus dem Produkt von Schleusungsanzahl, Schleusungsfläche und Wasserstands Differenz  $\Delta H$  der beiden verbundenen Haltungen. Ebenso ist die Vorgabe eines wasserstands unabhängigen, konstanten Schleusungsvolumens möglich, so dass sich die Schleusungswassermenge aus dem Produkt von Schleusungsanzahl und Schleusungsvolumen errechnet. Zusätzlich können an den Kontrollbauwerken Pump- und Spaltwassermengen angesetzt werden.

Die Steuerung einer Kanalhaltung erfolgt soweit möglich auf den jahreszeitlich veränderlichen Normalstau, der zwischen dem unteren und dem oberen zulässigen Betriebswasserstand liegt. Sind in Niedrigwasserzeiten die Entnahmen aus einer Haltung (z.B. Schleusungswassermengen) größer als deren Zuflüsse, kommt es zu einer Absenkung des Wasserspiegels. Bei Unterschreiten des zulässigen unteren Betriebswasserstands wird die Schifffahrt eingestellt, es werden somit keine weiteren Schleusungen durchgeführt. Die Defizite bzw. Fehlwassermengen, die in der Kanalhaltung entstehen, werden registriert und können zur statistischen Auswertung als Zeitreihen ausgegeben werden. Steht andererseits zuviel Wasser in der Haltung zur Verfügung, wird dieses über Entlastungsanlagen abgeführt. Dadurch wird der Schifffahrtsbetrieb aufrechterhalten und das Überschusswasser wird über die Kette der Kanalhaltungen dem unterliegenden Gewässer zugeleitet. Wird im Hochwasserfall ein bestimmter Schwellenwert der zu entlastenden Wassermenge (hydraulische Leistungsfähigkeit der HW-Entlastungsanlage) überschritten, kann über die HW-Entlastungsanlage nicht mehr die gesamte erforderliche Wassermenge abgeführt werden, um den Normalstau zu halten. Es kommt zur Retention eines bestimmten Abflussvolumens in der Kanalhaltung und damit zur Überschreitung des Normalstaus. Steigt der Wasserstand über den oberen Betriebswasserstand, wird die Schifffahrt eingestellt. Die Überschusswassermengen werden registriert und können zur statistischen Auswertung als Zeitreihen ausgegeben werden.

Wie bei der Aufstellung der Anforderungen an das Systemelement Kanalhaltung in Kapitel 2.3.3 bereits diskutiert wurde, ist die Komplexität der Steuerungsreglements in Kanalhaltungen durch das Zusammenwirken der zahlreichen Kontrollbauwerke derart hoch, dass die Implementierung standardisierter Betriebsregeln nicht ausreichend ist. Als Möglichkeit zur Implementierung beliebiger Erweiterungen des oben dargestellten Reglements durch den Anwender, wird das Modell in einer offenen Programmierumgebung bereitgestellt. Diese ermöglicht an den Kontrollbauwerken der Kanalhaltungen sogenannte "Dummy-Funktionen", die einen benutzerspezifischen Eingriff in die Steuerung erlauben (siehe Kapitel 4.4.3).

Hochwasser in Kanalhaltungen wird normalerweise über Wehre an den Kontrollbauwerken in die unterliegende Kanalhaltung entlastet. Optional wird die Hochwasserentlastung über einen Bilanzknoten der Haltung in ein benachbartes Gewässer ermöglicht.

Die Verbindung einer Kanalhaltung mit einem Fließgewässer oder einer Flussstauhaltung wird über ein separates Anschlussmodul realisiert (siehe Kapitel 4.5.7).

### Flussstauhaltung

Die Bilanzierungskomponenten der Flussstauhaltungen entsprechen denjenigen der Kanalhaltungen.

Unterschiede bestehen bezüglich der Randbedingungen: Die Flussstauhaltung wird direkt in ein Fließgewässer integriert, d.h. der letzte Knoten des freifließenden Gewässers bildet gleichzeitig die Stauwurzel und somit den ersten Knoten der nachfolgenden Stauhaltung. Der Abfluss aus dem Fließgewässer kann also unbeeinflusst als Zufluss in die Stauhaltungen übergeben werden. Ebenso kann die Stauhaltungskette unmittelbar mit der letzten Staustufe in ein freifließendes Gewässer übergehen.

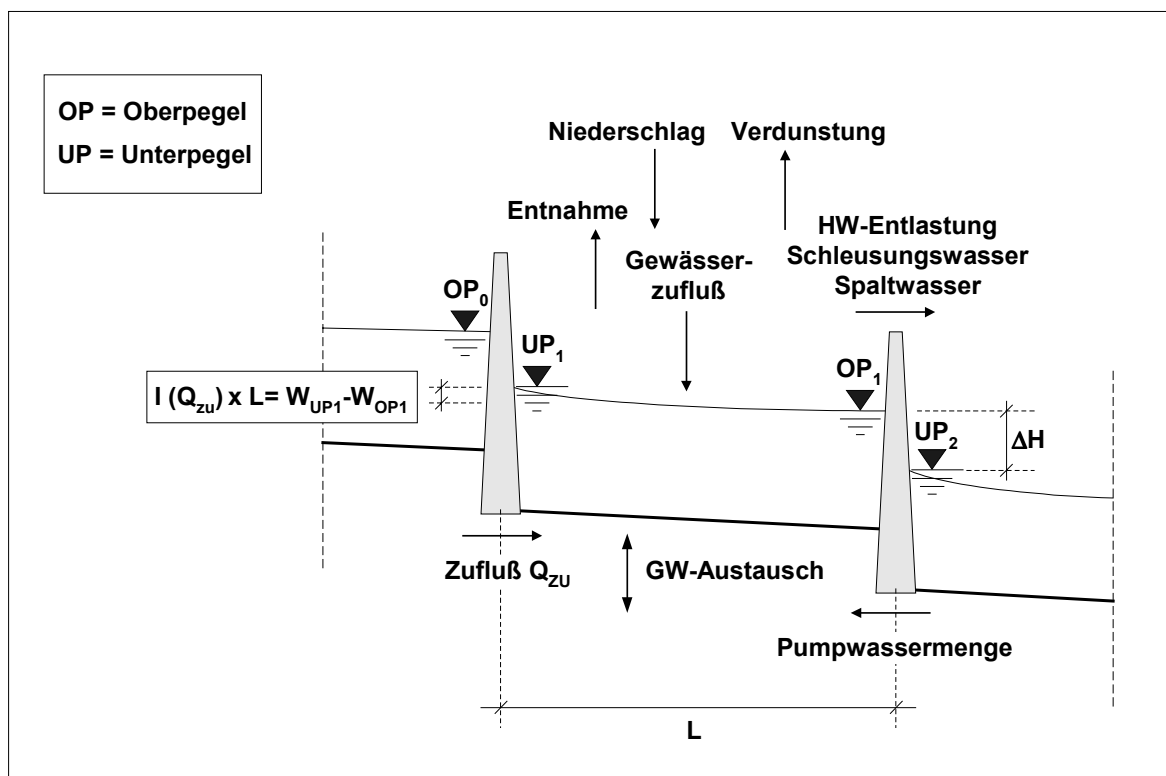


Abbildung 4-13: Modellbaustein Flussstauhaltung

Die bezüglich der Kanalhaltungen getroffene Annahme eines konstanten Wasserspiegels kann auf die oft sehr langen Flussstauhaltungen nicht übertragen werden. Um aufwendige hydronumerische Berechnungen, die für eine Berechnung des Wasserspiegelverlaufs innerhalb einer Stauhaltung notwendig wären, zu vermeiden, wird vereinfachend ein

konstantes Wasserspiegelgefälle angenommen. Diese Annahme scheint für die vorliegenden Bewirtschaftungsaufgaben ausreichend genau. Das Wasserspiegelgefälle wird als Funktion des Zuflusses in die Stauhaltung angesetzt. Hiermit wird den zeitlich veränderlichen Abflussverhältnissen Rechnung getragen. Wie *Abbildung 4-13* zeigt, ergibt sich der Wasserstand des Unterpegels  $UP_1$  aus dem Wasserstand des unterliegenden Oberpegel  $OP_1$  und dem mit der Länge der Stauhaltung  $L$  multiplizierten Gefälle  $I$ .

$$W_{UP1} = W_{OP1} + \Delta H = W_{OP1} + I \cdot L \quad (Gl. 4.16)$$

mit:

- $i$  : Zeitindex
- $\Delta H$  : Wasserspiegeldifferenz zwischen Unterpegel und Oberpegel [m]
- $I(Q_{zu})$  : Wasserspiegelgefälle als Funktion des Zuflusses von oberstrom [-]
- $L$  : Länge der Stauhaltung [m]

Die zum Teil großen Längen der Flusstauhaltungen (FINKE et al., 1993) erfordern die Berücksichtigung der Translationswirkung innerhalb der Haltung, d.h. die zeitliche Verzögerung des Abflusses zwischen Unterpegel und Oberpegel muss modelliert werden. Hierfür kann eine über den gesamten Abflussbereich konstante Translationszeit als Vielfaches des Diskretisierungszeitschritts vorgegeben werden.

Der Normalstau, die Betriebswasserstände und die Wasserstand-Volumen-Beziehung einer Stauhaltung beziehen sich immer auf den Wasserstand des Oberpegels (OP). Für die Steuerung der Flusstauhaltung gelten die gleichen Voraussetzungen wie für die Kanalhaltung.

#### 4.5.7 Anschlussmodul

Dieses Modul wird benötigt, um eine Kanalhaltung an eine Gewässerstrecke oder eine Flusstauhaltung anzuschließen. Prinzipiell handelt es sich bei diesem Modellbaustein um ein Systemelement mit punktförmigem Charakter.

Die Zuordnung bewirkt, dass der Wasserstand des angeschlossenen Gewässer- bzw. Stauhaltungsknotens an den letzten Kanalknoten übergeben wird, um gegebenenfalls eine Schleusungswassermenge aus der Wasserstands-differenz, der Schleusungsfläche und der Anzahl an Schleusungen pro Zeitschritt zu berechnen. Ebenso wie an den Kontrollbauwerken zwischen zwei Kanalhaltungen kann eine Pumpwassermenge und eine Spaltwassermenge vorgegeben werden. Auch die Hochwasserentlastung erfolgt in das

angeschlossene Gewässer bzw. die angeschlossene Stauhaltung. Wird der Wasserstand eines Gewässerknotens für dieses Anschlussmodul benötigt, muss am zugehörigen Gewässerknoten eine Wasserstand-Abfluss-Beziehung vorgegeben werden. Beim Anschluss an eine Stauhaltung wird der Wasserstand in der Stauhaltung unter Berücksichtigung des dort vorliegenden, konstanten Wasserspiegelgefälles ermittelt.

### **4.6 Umsetzung des Bewirtschaftungsmodells am Fallbeispiel**

Verschiedene Aspekte, die in den vorangehenden Abschnitten bereits erörtert wurden, sollen nun an einem praktischen Fallbeispiel noch einmal verdeutlicht werden. Hierzu wurde ein fiktives, wasserwirtschaftliches System durch die definierten Modellbausteine in ein Netzwerk- bzw. Flussgebietsmodell umgesetzt. Der Knotenplan des wasserwirtschaftlichen Systems für die Fallstudie ist in *Abbildung 4-14* dargestellt. Die wichtigsten in der Realität auftretenden Systemelemente wurden berücksichtigt, um die Konzeption des Bewirtschaftungsmodells möglichst umfassend darstellen zu können. Alle bei der Konzeption definierten Knotentypen und Streckenfunktionen (siehe Kapitel 4.2) sind im vorliegenden Fallbeispiel implementiert. Die verwendete Symbolik für die verschiedenen Modellbausteine ist *Abbildung 4-14* zu entnehmen.

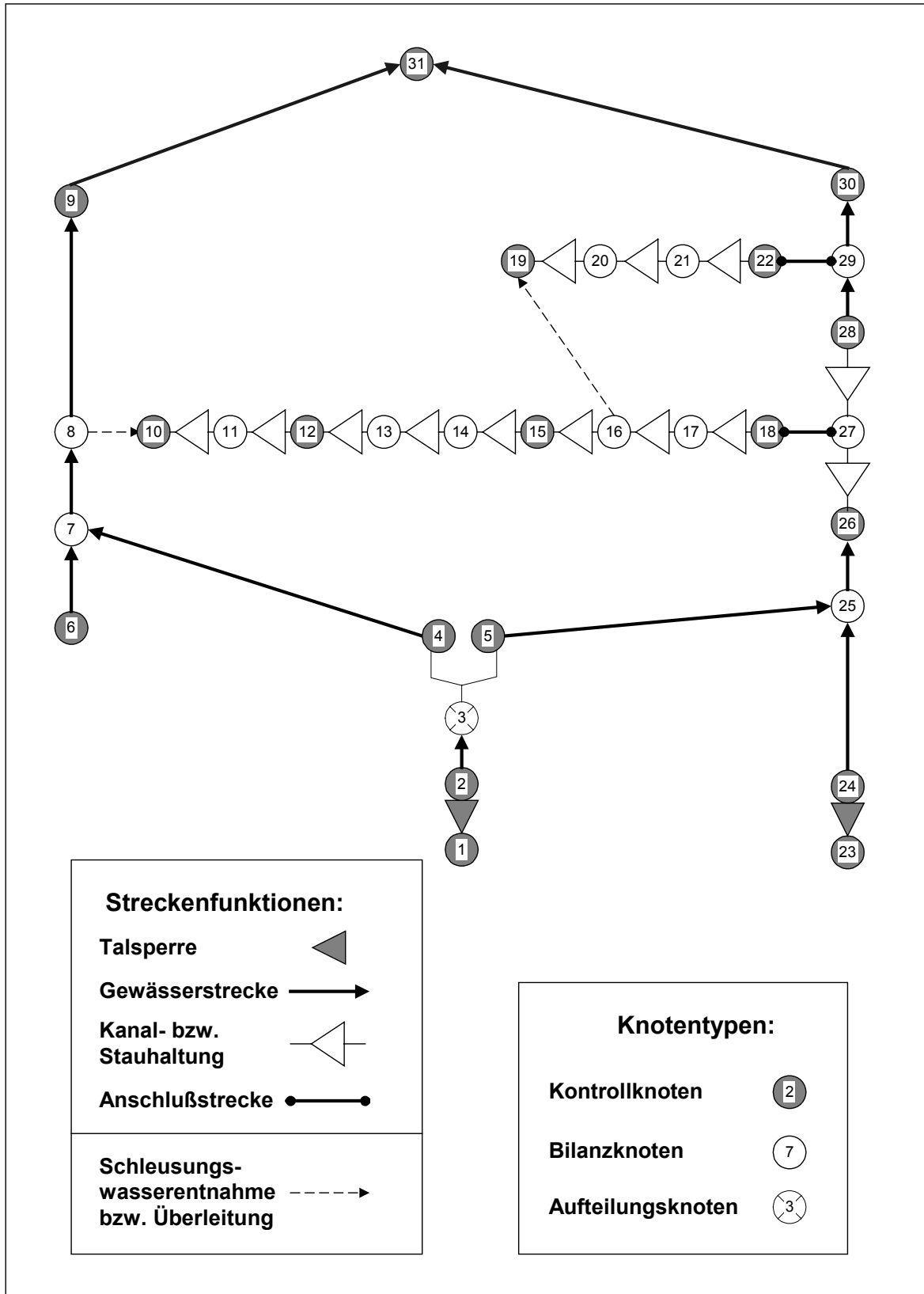


Abbildung 4-14: Fallbeispiel: Knotenplan eines wasserwirtschaftlichen Systems



➤ Definition von Gewässerabschnitten und Teilgebieten (siehe Kapitel 4.3):

Das wasserwirtschaftliche System besteht aus 6 Gewässerabschnitten, welche zu 4 Teilgebieten aggregiert werden können. Die programminterne Nummerierung der Gewässerabschnitte erfolgt aufsteigend nach der kleinsten Knotennummer eines Abschnitts. *Tabelle 4.2* zeigt die Zuordnung der einzelnen Knoten zu den Gewässerabschnitten und den gewählten Teilgebieten.

*Tabelle 4.2: Zuordnung der Knotennummern und Teilgebiete zu Gewässerabschnitten für das wasserwirtschaftliche System des Fallbeispiels.*

Gewässerabschnittsnummer	Knotennummer	Teilgebietsnummer
1	2	I
2	4, 6, 7, 8	II
3	5, 24, 25	III
4	9	II
5	28, 29	IV
6	30	IV

Da sich eine Gewässeraufteilung durch die Doppelspeicherkaskade im Zustandsraum nicht darstellen lässt, bewirkt der Aufteilungsknoten (Knoten 3) dass der oberstrom liegende Gewässerabschnitt und die beiden unterstrom liegenden Gewässerabschnitte modelltechnisch als getrennte Teilgebiete betrachtet werden müssen. Die Berechnung innerhalb *eines* Systems in der Zustandsraumformulierung ist nicht möglich.

➤ Modelltechnische Unterscheidung zwischen Kanal- und Flusstauhaltung:

Die Flusstauhaltung ist direkt in ein Fließgewässer eingebettet, d.h. an eine Gewässerstrecke schließt unmittelbar eine Streckenfunktion Stauhaltung an (Knoten 26). Gleichzeitig mündet eine Flusstauhaltungskette unmittelbar in eine Gewässerstrecke (Knoten 28). Die Knoten 26 und 27 bilden somit eine Flusstauhaltung, die durch den Knoten 28 begrenzt wird.

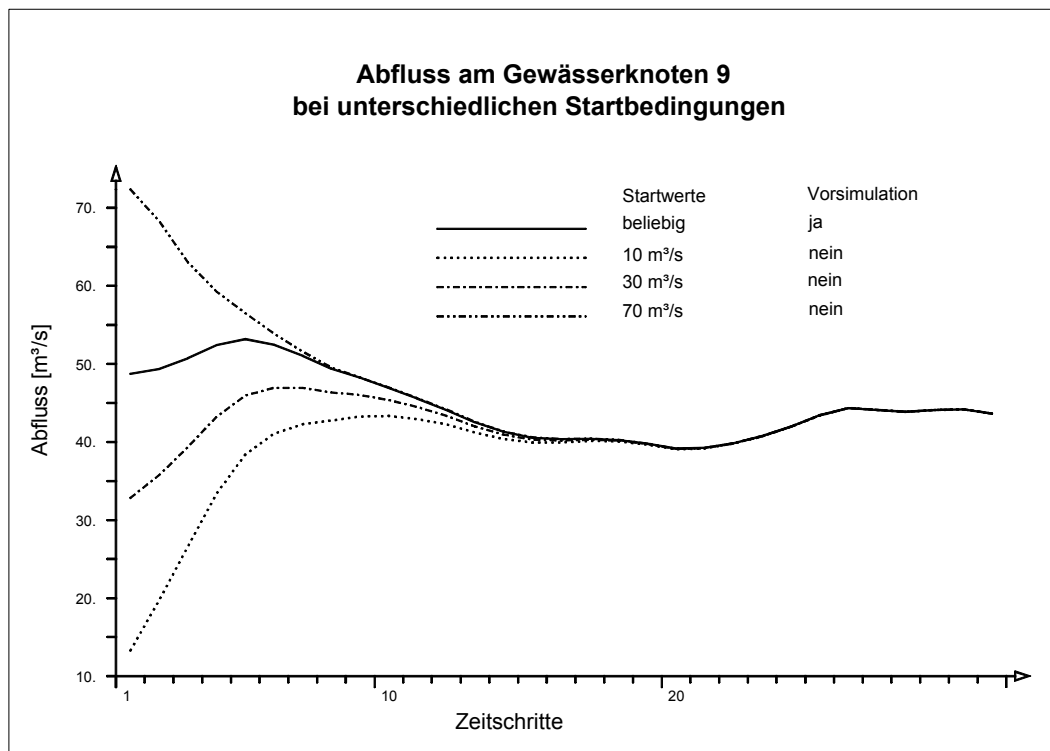
Demgegenüber wird eine Kanalhaltung nur indirekt über Schleusungswasserentnahmen oder Überleitungen aus anderen Systemelementen gespeist (Knoten 10 und 19). Am Ende der Kanalhaltungskette, welche über die Knotennummerierung eine eindeutig definierte Fließrichtung erhält, erfolgt der Anschluss an ein Gewässersystem über das speziell definierte Anschlussmodul (Knoten 18 und 22). Erwähnt werden sollte an dieser Stelle, dass durch das Vorzeichen der umgesetzten Wassermengen am Kontrollknoten einer Haltung (Summe aus Schleusungs-, Pump- und Entlastungs-

wassermengen) die tatsächliche Fließrichtung festgelegt wird. Dies bedeutet, dass bei positivem Vorzeichen die Wassermengen in Richtung der definierten Fließrichtung abgeschlagen werden. Bei negativem Vorzeichen erfolgt die Abgabe in die entgegengesetzte Richtung.

Die eindeutige Unterscheidung zwischen einer Flusstauhaltung und einer Kanalhaltung, welche beide mit dem selben Modellbaustein realisiert werden, erfolgt somit durch die unterschiedliche Anbindung an die anderen Modellbausteine im System. Die Knoten 10 bis 18 und die Knoten 19 bis 22 bilden jeweils eine Kette von Kanalhaltungen, wobei am Knoten 16 eine Verzweigung der Kanalhaltung vorliegt.

➤ Wirkungsweise der Vorsimulation (siehe Kapitel 4.4.1):

Die Vorsimulation bietet die Möglichkeit durch die wiederholte Bilanzierung des wasserwirtschaftlichen Systems mit den Belastungsgrößen des ersten Zeitschritts des Simulationszeitraums einen stationären Startzustand für das Gesamtsystem zu erreichen. Die nachfolgende *Abbildung 4-15* verdeutlicht die Auswirkungen am Gewässerknoten 9 des Fallbeispiels. Die Bilanzierung des Systems wurde hierfür einerseits mit Vorsimulation und andererseits ohne Vorsimulation mit unterschiedlichen Startwerten für den Abfluss der Gewässerstrecken zwischen den Knoten 6, 7, 8 und 9 durchgeführt.



*Abbildung 4-15: Auswirkungen der Vorsimulation und unterschiedlicher Startbedingungen auf die Simulationsergebnisse am Gewässerknoten.*

Deutlich ist zu erkennen, dass bei einer Wahl der Startwerte für die Gewässerstrecken, die nicht die aktuellen Abflussverhältnisse widerspiegeln, über einen beträchtlichen Zeitraum Unterschiede im Abfluss auftreten können. Erst nach ungefähr 20 Simulationszeitschritten haben im Fallbeispiel die Startbedingungen auf die Abflüsse am Knoten 9 keinen Einfluss mehr. Dauer und Stärke des Einflusses unterschiedlicher Startbedingungen hängen hierbei von den Dämpfungseigenschaften der betrachteten Gewässerabschnitte und damit von den Parametern der Doppelspeicherkaskade ab.

- Wirkungsweise der bedarfsgerechten Entnahme aus einer Talsperre (siehe Kapitel 4.4.4)

Im vorliegenden Fallbeispiel ist am Gewässerknoten 30 (Kontrollknoten) eine Mindestwasserführung von 3,8 m<sup>3</sup>/s vorgeschrieben worden. Gleichzeitig besteht an der Talsperre des Knotens 23 die Möglichkeit, eine 'bedarfsgerechte Entnahme' zu implementieren. Die *Abbildung 4-16* zeigt die unterschiedlichen Simulationsergebnisse in Abhängigkeit des Einsatzes der bedarfsgerechten Entnahme aus der Talsperre. Das in Kapitel 4.4.4 beschriebene Verfahren zur iterativen Bestimmung der Talsperrenabgabe liefert zufriedenstellende Ergebnisse, d.h. es werden zur Deckung des Bedarfs am Gewässerknoten keine zu hohen Abgaben aus der Talsperre ermittelt, die ein deutliches Überschreiten des Mindestwasserabflusses und somit eine Wasservergeudung bedeuteten. Allerdings kann bei der Komplexität der Aufgabenstellung kein exaktes Einhalten der geforderten Mindestwasserführung erreicht werden. Das gewählte Iterationsverfahren (Intervallhalbierungsverfahren) zeigt ein gutes Konvergenzverhalten. Voraussetzung hierfür ist eine sinnvolle Wahl des Abbruchkriteriums.

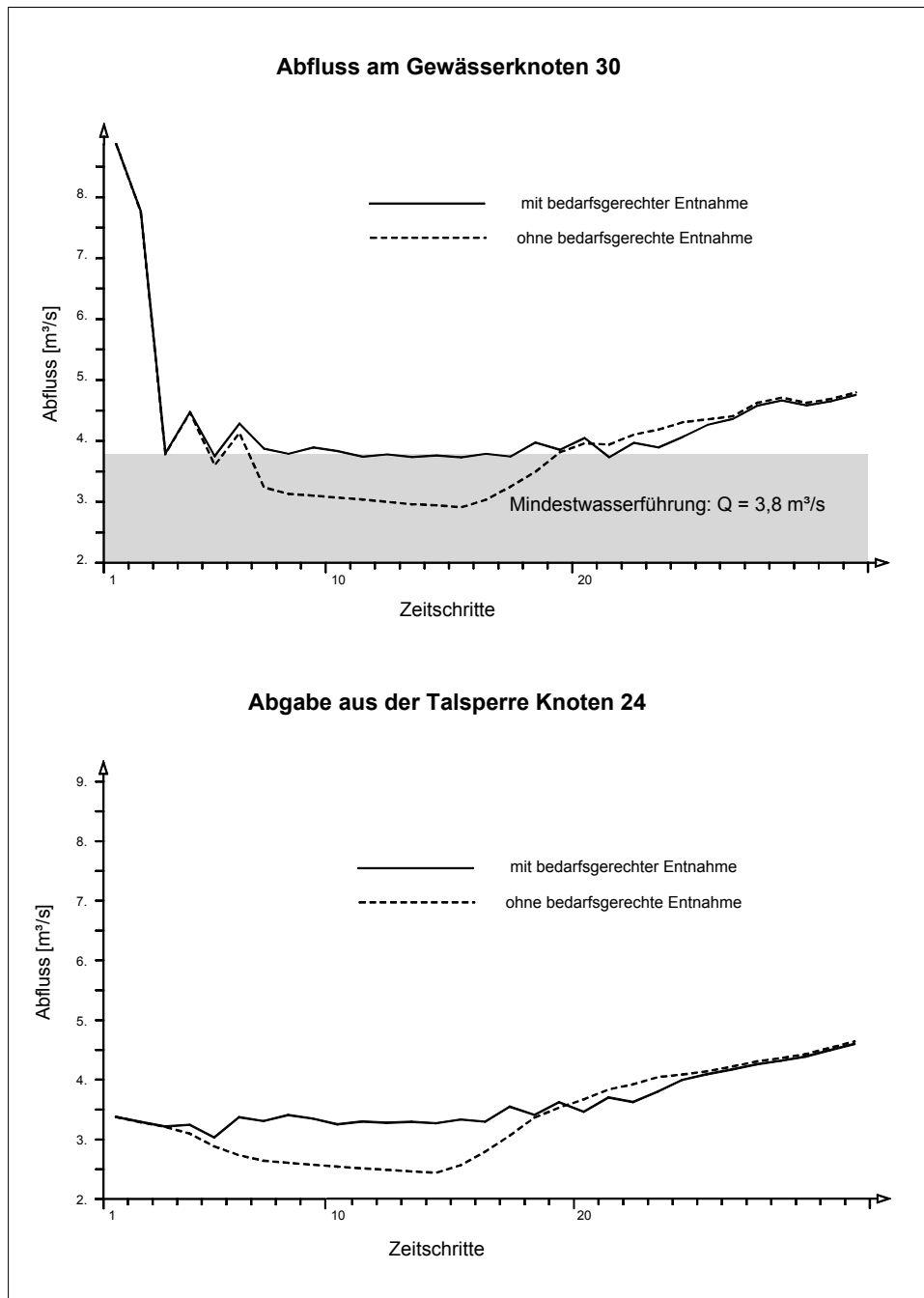


Abbildung 4-16: Auswirkungen der bedarfsgerechten Entnahme aus einer Talsperre auf den Abfluss am Gewässerknoten mit vorgegebener Mindestwasserführung.

➤ Implementierung einer Dummy-Funktion (siehe Kapitel 4.4.3)

Da die Steuerungsvorschriften in wasserwirtschaftlichen Systemen äußerst komplex sein können und aufgrund dessen universelle Vorschriften, die sich auf alle Einzelfälle anwenden lassen, nicht erstellt werden können, wird die Implementierung von Dummy-Funktionen ermöglicht. Diese Funktionen können durch den Modellanwender programmiert werden, um anschließend in das Modellsystem integriert zu werden.

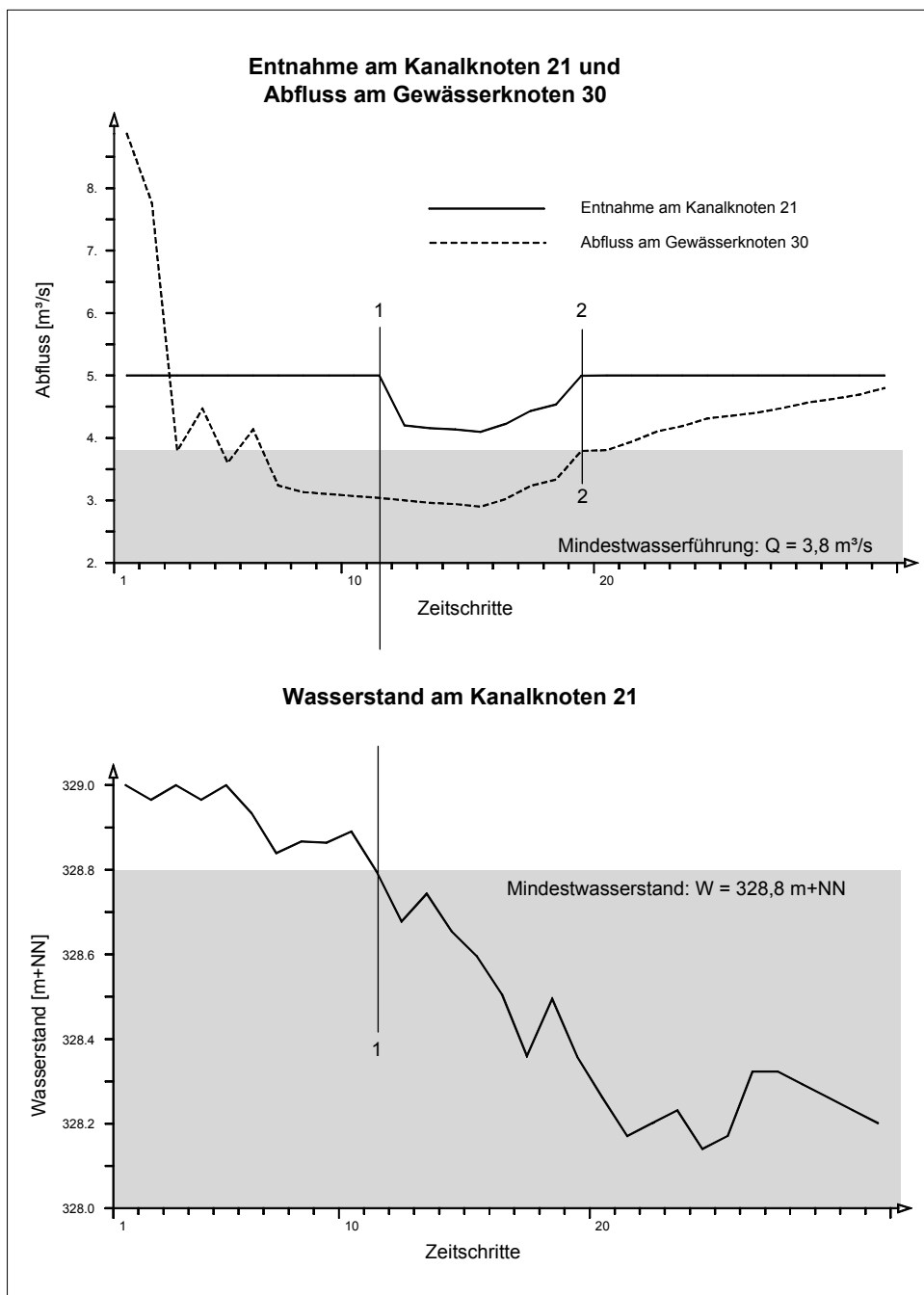


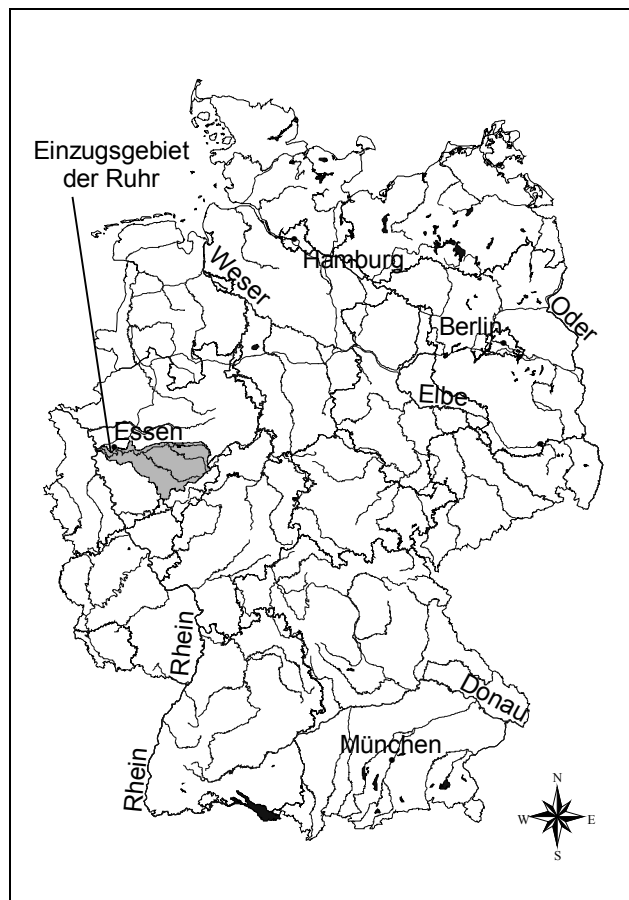
Abbildung 4-17: Implementierung komplexer Steuerungsvorschriften durch Anwendung der Dummy-Funktion.

Als Beispiel (siehe *Abbildung 4-17*) wird hier eine Entnahme aus der Kanalhaltung am Modellknoten 21 dargestellt, welche gleichzeitig von zwei Zustandsgrößen des wasserwirtschaftlichen Systems abhängig ist. Folgende Steuerungsvorschrift wird am Fallbeispiel umgesetzt: die Entnahme am Knoten 21 beträgt im Normalbetrieb  $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$ . Wird gleichzeitig der Wasserstand von  $328,8 \text{ m}+\text{NN}$  am Kanalknoten 21 und der Mindestwasserabfluss von  $3,8 \text{ m}^3/\text{s}$  am Gewässerknoten 30 unterschritten, muss die Entnahme am Knoten 21 um die Differenz zwischen dem Mindestwasserabfluss und dem aktuellen Abfluss am Knoten 30 reduziert werden. In *Abbildung 4-17* ist die Reduktion der Entnahme am Knoten 21 im Bereich zwischen den Zeitpunkten 1 und 2 zu erkennen. Nur für diesen Bereich sind die beiden zuvor aufgestellten Randbedingungen für die Entnahmereduktion erfüllt.

Durch diese Gestaltung einer offenen Programmierumgebung lassen sich beliebige komplexe Steuerungsvorschriften umsetzen, die von den unterschiedlichsten Größen des Systems, sowohl Zustands- als auch Belastungsgrößen, abhängig sein können.

## 5 Anwendungsbeispiel: Einzugsgebiet der Ruhr

Einen Überblick über das wasserwirtschaftliche System des Ruhreinzugsgebiets (siehe *Abbildung 5-1*), wird bereits in Kapitel 1.1 gegeben. Es wurde anhand einer Kurzbeschreibung die Aufgabenstellung und Zielsetzung der Modellerstellung erarbeitet. Im vorliegenden Kapitel soll die Anwendung des Modells BEWASYS im Einzugsgebiet der Ruhr ausführlich erörtert und bereits vorliegende Ergebnisse diskutiert werden. Neben der Problem- und Gebietsbeschreibung wird schwerpunktmäßig die modelltechnische Umsetzung des wasserwirtschaftlichen Systems in die Struktur des Bewirtschaftungsmodells und die Ermittlung der Belastungsgrößen dargestellt.



*Abbildung 5-1: Geografische Lage des Ruhreinzugsgebiets*

### 5.1 Problemstellung

Die Ruhr dient schon seit dem Ende des 19. Jahrhunderts der Trinkwasserversorgung des Ballungsraums Ruhrgebiet. Die benachbarte Emscher dient hauptsächlich der Abwasserentsorgung und der Vorfluterregulierung, so dass die Versorgung des

Ballungsraums durch den Wasserelexport aus dem Einzugsgebiet der Ruhr sichergestellt werden musste (MORGENSCHWEIS, 2001). Um den wachsenden Wasserbedarf, der durch das natürliche Wasserdargebot der Ruhr nicht gedeckt werden konnte, zu befriedigen, wurden im Laufe des letzten Jahrhunderts sechs größere und einige kleinere Talsperren im Einzugsgebiet der Ruhr errichtet. Die Talsperren wurden an den Oberläufen von Seitengewässern der Ruhr im niederschlagsreichen Mittelgebirgsbereich des Einzugsgebiets erbaut (siehe *Abbildung A-1*). Somit kann in Zeiten hohen Wasserdargebots durch die Talsperren Wasser zurückgehalten werden, das in niederschlagsarmen Zeiten ins Unterwasser abgegeben wird. Das Wasserdargebot an der mittleren und unteren Ruhr wird dadurch soweit erhöht, dass ausreichend Wasser zum Export aus dem Einzugsgebiet zur Verfügung steht. Die Gewinnung des Trinkwassers aus der unteren und mittleren Ruhr erfolgt hauptsächlich über Versickerungsbecken. Nach einem kurzen Aufenthalt des Versickerungswasser im Flusssediment der Ruhr wird es diesem wieder entnommen und der weitergehenden Aufbereitung zugeführt. Der Anteil des entnommenen Wassers, der nicht mehr dem Einzugsgebiet zugeleitet wird, wird auch als Entziehungswasser bezeichnet.

Trotz des Baus der Talsperren, der zu einer ständigen Steigerung der Leistungsfähigkeit des Talsperrensystems führte (siehe *Abbildung 5-2*), kam es in der Vergangenheit immer wieder zu Beeinträchtigungen der Gewässergüte und zu Versorgungsengpässen. Das Trockenjahr 1959 hat gezeigt, welche schwerwiegenden Konsequenzen für die Wasserversorgung zu erwarten sind, wenn das Talsperrensystem der Ruhr an die Grenzen seiner Leistungsfähigkeit gerät. Vermutlich waren im Dezember 1959 zwischen 5 und 10 % der Einwohner Essens aufgrund der schlechten chemischen Zusammensetzung des Trinkwassers aus der Ruhr erkrankt (IMHOFF, 1997).

Eine vergleichbare Situation kann infolge der geänderten wasserwirtschaftlichen Verhältnisse heutzutage nicht mehr zustande kommen. Dennoch wurde im Wasserwirtschaftsjahr 1996 die Leistungsfähigkeit des Ruhrtalsperrensystems durch eine außergewöhnliche winterliche Trockenperiode erneut auf die Probe gestellt. Entgegen der bisher geltenden Annahme, dass die extremsten Beanspruchungen des Talsperrensystems durch zwei aufeinanderfolgende trockene Sommerhalbjahre zustande kämen, war ein sehr trockenes Winterhalbjahr 1995/1996 Auslöser der kritischen wasserwirtschaftlichen Situation im Sommer 1996. Seit Bestehen des Ruhrverbandsgesetzes von 1990 wurde zum ersten Mal von einer Ausnahmeregelung Gebrauch gemacht, die eine vorübergehende Unterschreitung der gesetzlich geregelten Mindestwasserführung in der Ruhr erlaubt. Nicht zuletzt die Vorstellung, welche Auswirkungen ein zweiter trockener Sommer in Folge für die Wasserversorgung des Ruhrgebietes gehabt hätte, ließ die Forderung nach einer leistungsstärkeren und objektiveren Bewirtschaftung des Talsperrensystems aufkommen.



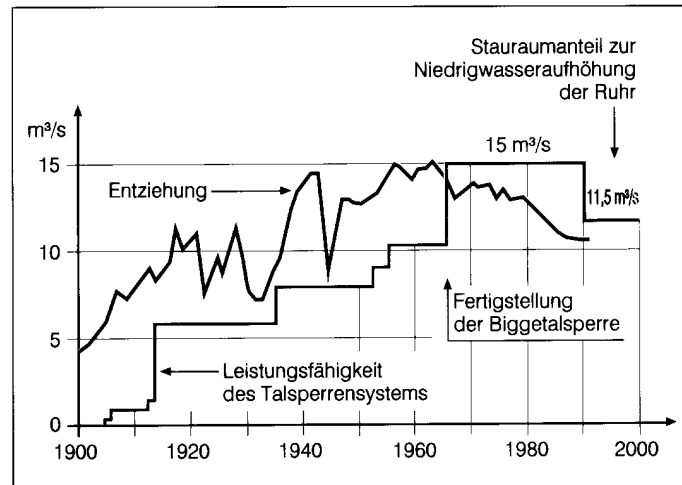


Abbildung 5-2: Entziehung und Leistungsfähigkeit des Talsperrensystems von 1900 bis zur Gegenwart (Quelle: Ruhrverband)

Abbildung 5-2 zeigt, dass die Leistungsfähigkeit des Talsperrensystems erst mit dem Bau der Biggetalsperre, der größten Talsperre des Systems mit einem Stauraum von 171,7 Mio. m<sup>3</sup>, ausreichend hoch war, um die Belastungen des Systems zu kompensieren und den Wasserbedarf zu decken. Mit dem Inkrafttreten des Ruhrverbandsgesetzes (RuhrVG) im Jahr 1990 wurde der Ruhrverband nicht nur verpflichtet, die Wasserversorgung des Ruhrgebiets zu gewährleisten, sondern auch für eine Mindestwasserführung an bestimmten Kontrollquerschnitten in der Ruhr (Pegel Villigst und Pegel Hattingen, siehe *Abbildung A-1*) zu sorgen und gleichzeitig durch Retention in den Talsperren die Aufgabe des Hochwasserschutzes zu erfüllen. Eine Simulationsrechnung (MANIAK, 1993) zeigt, dass die Leistungsfähigkeit des Talsperrensystems durch diese gesetzliche Neuordnung gesunken ist, da ein bestimmter Anteil des Stauraums zur Niedrigwasseraufhöhung verwendet werden muss. Dies wird auch in der *Abbildung 5-2* verdeutlicht: die Leistungsfähigkeit des Systems sinkt im Jahr 1990 von 15,0 m<sup>3</sup>/s auf 11,5 m<sup>3</sup>/s. Gleichzeitig sinkt allerdings die Belastung des Systems durch eine Abnahme der Entziehungen und Entnahmen in den letzten Jahrzehnten. Diese Entlastung des Systems beruht hauptsächlich auf dem Strukturwandel der Industrie im Ruhrgebiet, aber auch auf dem Rückgang des Wasserverbrauchs der Bevölkerung.

Die Entwicklung der Systembelastung der letzten Jahre bewirkt zwar eine Entspannung der wasserwirtschaftlichen Situation, dennoch hat sich der Ruhrverband entschieden, durch den Einsatz eines Echtzeitbewirtschaftungsmodells den Betrieb der Talsperren in Zukunft zu optimieren und zu objektivieren. Veranlassung hierfür ist einerseits die allgegenwärtige Gefahr extremer, klimatischer Trockenperioden sowie die Reduktion der Leistungsfähigkeit des Systems durch temporäre betriebliche Störungen und Baumaßnahmen an den Talsperren.

Unter Verwendung der hydrologischen und meteorologischen Messdaten des Einzugsgebiets, – die durch ein umfassendes Monitoring-System (MORGENSCHWEIS, 1998) in der Leitzentrale des Ruhrverbands in Essen gesammelt werden – sowie meteorologischen Vorhersagen und Vorhersagen der Entziehungswassermengen soll das Echtzeitbewirtschaftungsmodell Abflussvorhersagen für das gesamte Einzugsgebiet erstellen. Diese Abflussvorhersagen werden zur operativen Steuerung des Talsperrenverbundes herangezogen.



*Abbildung 5-3: Leitzentrale des Ruhrverbands in Essen (Quelle: Ruhrverband)*

Da verschiedene wasserwirtschaftliche Aspekte und Abflusssituationen (siehe RuhrVG) berücksichtigt werden müssen, strebt der Ruhrverband ein ganzheitliches Konzept zur quantitativen Bewirtschaftung des Einzugsgebiets an. Dieses Konzept wird in Kapitel 5.3 erläutert.

## **5.2 Gebietsbeschreibung**

Das Einzugsgebiet der Ruhr weist eine Gesamtfläche von 4485 km<sup>2</sup> auf und erstreckt sich vom Rothaargebirge im Osten bis zum Rhein im Westen. Im Norden wird das Einzugsgebiet durch die Münsterländer Bucht begrenzt. Nach einer Gesamtlängfließlänge von 219 km mündet die Ruhr bei Duisburg-Ruhrort in den Rhein. Das mittlere Gefälle des

Gewässer beträgt 0,3 %. Der höchste Punkt des Einzugsgebiets ist der "Kahler Asten" mit einer Höhe von 841 m+NN. Der Rheinwasserstand weist bei Mittelwasser an der Ruhrmündung eine Höhe von 21,6 m+NN auf. *Abbildung A-1* im Anhang bietet einen Überblick über die wichtigsten Strukturen des Einzugsgebiets.

Das Einzugsgebiet ist im Sauerland topografisch stark gegliedert und besitzt einen ausgeprägten Mittelgebirgscharakter mit steilen Hängen und tief eingeschnittenen Tälern. Dementsprechend ist der Anteil an Waldflächen (ca. 47 %) im Einzugsgebiet relativ hoch und größere Siedlungen beschränken sich auf die Flusstäler der Hauptgewässer und den westlichen Teil des Einzugsgebiets. *Abbildung A-2* im Anhang stellt die räumliche Verteilung der Landnutzung im Einzugsgebiet dar. Geologisch ist das Gebiet dem Rheinischen Schiefergebirge zuzuordnen. Die vorherrschenden Ton- und Schluffgesteine und die geringen Deckschichten bedingen ein schlechtes Rückhaltevermögen und führen zusammen mit der relativ großen Reliefenergie zu einem sehr breiten Abflussspektrum. Die natürliche Wasserführung an der Ruhrmündung (ohne Einfluss der Talsperren) schwankt zwischen 3,5 m<sup>3</sup>/s in Niedrigwasserzeiten und 2000 m<sup>3</sup>/s bei Hochwasser (IMHOFF & RISSLER, 1997).



*Abbildung 5-4: Luftbild der Möhnetalsperre (Quelle: Ruhrverband)*

Im Einzugsgebiet der Ruhr befinden sich 6 große Talsperren (siehe *Abbildung A-1*), die vom Ruhrverband betrieben werden sowie einige kleinere Talsperren. Der Gesamtstauinhalt der 6 großen Talsperren beträgt 460,4 Mio. m<sup>3</sup>. Die größte Talsperre ist die Biggetalsperre im Einzugsgebiet der Lenne mit 171,7 Mio. m<sup>3</sup> Staukapazität. Alle Talsperren befinden sich im Oberlauf von Nebengewässern der Ruhr bzw. der Lenne. Dies hat zur Folge, dass die Ruhr auf ca. 181 km Länge und die Lenne auf ca. 73 km Länge keine natürliche Wasserführung aufweisen, sondern durch die Talsperrenabgaben beeinflusst sind. Zwei Talsperren, die Henne- und die Sorpetalsperre, verfügen über Beileitungssysteme, welche die natürlichen Zuflüsse zu den Talsperren durch die Überleitung von Wasser aus den benachbarten Einzugsgebieten erhöhen (siehe *Abbildung A-1*).

Die Ruhr und die Lenne, der größte Nebenfluss der Ruhr, sind in weiten Bereichen staugeregelt. Außer im Hochwasserfall, wenn die Stauanlagen geöffnet werden, kann dies einen erheblichen Einfluss auf die Fließzeiten und die Wellenverformung an den beeinflussten Gewässerstrecken haben. Die Staustufen dienen vorwiegend der Wasserentnahme und der Wasserkraftnutzung. Der große Bedarf an Brauch- und Trinkwasser des Ballungszentrums Ruhrgebiet wird hauptsächlich aus der mittleren und der unteren Ruhr gedeckt. Hierbei wird ein großer Teil des entnommenen Wassers nicht mehr in das Gewässersystem der Ruhr zurückgeführt, d.h. es wird dem Wasserhaushalt des Einzugsgebiets entzogen. Die resultierende Belastung der Ruhr führt dazu, dass in Trockenzeiten Wasser aus den Talsperren dem Gewässersystem zugeschossen werden muss. Für den Notfall, wenn kein Zuschusswasser in den Talsperren mehr vorhanden ist, wurden die untersten Staustufen der Ruhr – von der Mündung bis Essen-Steele – mit Rückpumpwerken ausgestattet, die Wasser aus dem Rhein in das Ruhrsystem pumpen können. Diese gewährleisten eine Notversorgung der Wasserwerke durch einen Pumpbetrieb entgegen der Fließrichtung der Ruhr.

Im Ruhrverbandsgesetz (RuhrVG) von 1990 sind für die untere und die mittlere Ruhr Mindestwasserführungen festgesetzt worden, um eine Verbesserung der Wasserqualität zu erreichen. Implizit wird hierdurch auch die ausreichende Versorgung der Wasserwerke mit Trink- und Brauchwasser gewährleistet. Zur Kontrolle werden hierfür der Pegel Villigst an der mittleren und der Pegel Hattingen an der unteren Ruhr herangezogen. Für den Pegel Villigst wird ein 5-Tagesmittelwert von 8,4 m<sup>3</sup>/s und ein Tagesmittelwert von 7,5 m<sup>3</sup>/s als absolut niedrigster Grenzwert gefordert. Die Grenzwerte sind für den Pegel Hattingen auf 15,0 m<sup>3</sup>/s für den 5-Tagesmittelwert und auf 13,0 m<sup>3</sup>/s für den Tagesmittelwert festgelegt.

### 5.3 Konzept zur ganzheitlichen Wassermengenbewirtschaftung

Ziel des Projekts ist die Erstellung eines Softwaresystems, das es den Verantwortlichen ermöglicht, die Wassermengenbewirtschaftung des gesamten Ruhreinzugsgebiets als Einheit zu erfassen und somit Entscheidungen zu treffen, die den Zustand des Systems zu jeder Zeit und an jedem Ort berücksichtigen. Das Softwaresystem soll eine integrative Bewirtschaftung ermöglichen, d.h. die Einzellösungen für spezielle Bewirtschaftungsaspekte – z.B. die Entziehungswasservorhersage oder die Echtzeitbewirtschaftung – müssen zusammengeführt und untereinander vernetzt werden.

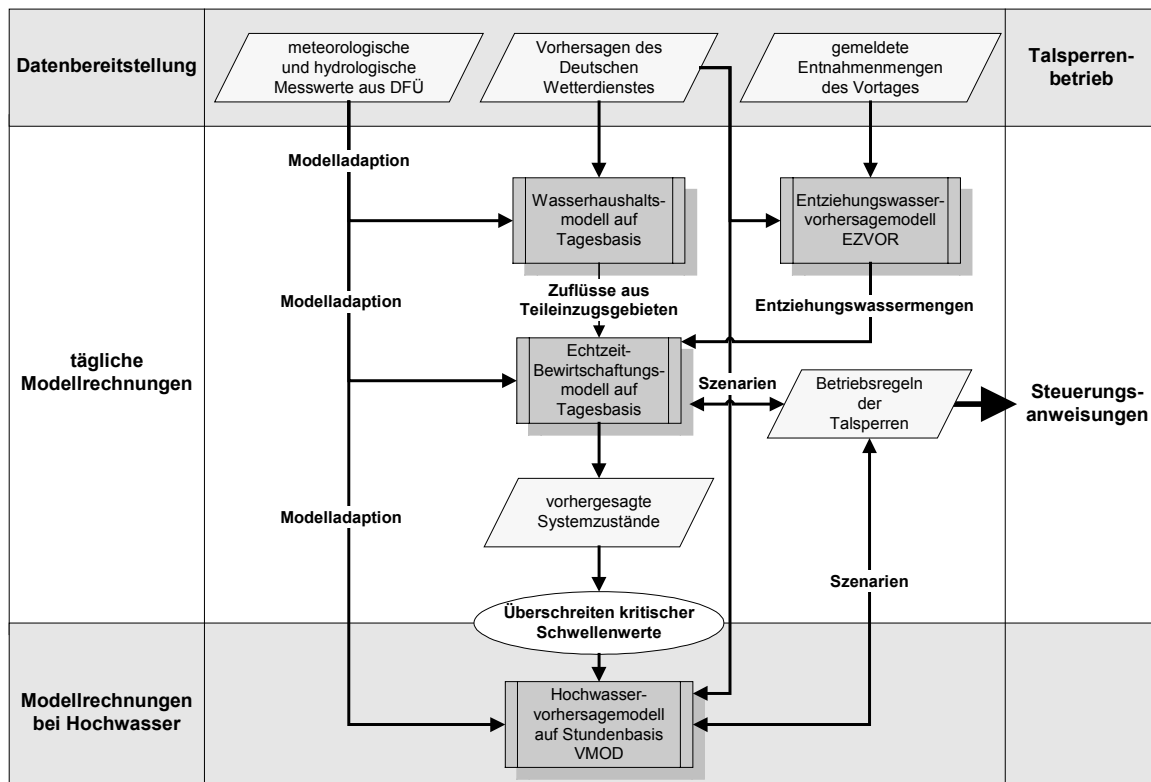


Abbildung 5-5: Gesamtkonzept zur Wassermengenbewirtschaftung des Ruhreinzugsgebiets

Abbildung 5-5 zeigt die Struktur der Teilmodelle und den Datenfluss der Wassermengenbewirtschaftung des Ruhreinzugsgebiets. Einen wichtigen Teil nimmt das Datenmanagement ein. Zur einfachen, benutzerfreundlichen Handhabung und zur Modellanwendung im Echtzeitbetrieb muss dieser Bereich soweit wie möglich automatisiert werden, d.h. die Eingabedaten der Modelle werden nicht von Hand durch den Anwender editiert, sondern durch Softwareprogramme zwischen den Modulen ausgetauscht. Die Eingangsdaten für das Gesamtmodell können in drei Gruppen unterteilt werden (siehe Kapitel 5.4):

- Für die Vorhersageerstellung werden meteorologische Vorhersagedaten des Deutschen Wetterdienstes (DWD) herangezogen.

- Die Nachführung des Systemzustands erfolgt anhand von Messdaten, die mittels Datenfernübertragung bereitgestellt werden.
- Gemeldete Entnahmemengen der Wasserwerke an der Ruhr dienen sowohl der Erstellung der Entziehungswasservorhersage als auch der Nachführung des Systemzustands des Bewirtschaftungsmodells.

Grundsätzlich wird zwischen den drei Modellen, die kontinuierliche Berechnungen auf Tagesbasis durchführen und dem Hochwasservorhersagemodell auf Stundenbasis, das nur bei Bedarf betrieben wird, unterschieden. Die Notwendigkeit, das Hochwasservorhersagemodell einzusetzen, wird aus den vorhergesagten Systemzuständen des Echtzeitbewirtschaftungsmodells, abgeleitet. Bei Überschreiten kritischer Schwellenwerte des Abflusses an Kontrollpegeln des Systems wird automatisch das Hochwasservorhersagemodell in Betrieb genommen. Die zeitliche Diskretisierung muss zur Erfassung der Hochwasserdynamik feiner gewählt werden, so dass die Modellrechnungen im Stundenzeitschritt (evtl. auch kleinere Zeitschritte) durchgeführt werden. Auf das Hochwasservorhersagemodell VMOD (GÖPPERT, 1995), das bereits seit 1994 für das Teileinzugsgebiet der Lenne in der Leitzentrale des Ruhrverbands in Essen erfolgreich betrieben wird, soll im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter eingegangen werden. Eine Erweiterung des Hochwasservorhersagemodells auf das gesamte Einzugsgebiet der Ruhr ist momentan am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (IWK) in Bearbeitung.

Den Kern des Softwaresystems bildet das Echtzeitbewirtschaftungsmodell BEWASYS auf Tagesbasis (Programmstruktur siehe *Abbildung 4-1*). Es liefert Vorhersagen für den Abflussprozess und die Systemzustände im Einzugsgebiet über einen zu definierenden Vorhersagezeitraum. Modelltechnisch wird das komplexe wasserwirtschaftliche System des Ruhreinzugsgebiets zu einem Netzwerk aus Gewässerstrecken und Speicherbausteinen (Talsperren bzw. Flusstauhaltungen) abstrahiert (siehe Kapitel 5.5). Die Zuflüsse aus den angeschlossenen Teileinzugsgebieten zu den Speichern bzw. Gewässerstrecken – Belastungsgrößen des Systems – werden in einem gekoppelten Wasserhaushaltsmodell (siehe Kapitel 5.6.2) für den definierten Vorhersagezeitraum berechnet. Das Entziehungswasservorhersagemodell EZVOR (siehe Kapitel 5.6.1) liefert die Belastungen des Systems, die an den Speichern bzw. Gewässerstrecken als punktuelle Entnahmen angesetzt werden.

Von entscheidender Bedeutung sind die Pegel an den Gewässerstrecken, die im Echtzeitbetrieb genutzt werden können, um eine Adaption des Bewirtschaftungsmodells an den gemessenen Zustand des wasserwirtschaftlichen Systems durchzuführen. Gleichzeitig werden die Abflüsse an bestimmten Kontrollpegeln als Zielgröße für die Steuerung des Gesamtsystems herangezogen. Die Berechnung von Szenarien anhand unterschiedlicher Abgabenkonstellationen und unterschiedlicher Niederschlagsvorhersagen und die anschließende Auswertung hinsichtlich der Erfüllung der Zielgrößen, erlauben die

Ableitung objektiver und nachvollziehbarer Steuerungsanweisungen, die unmittelbar an den Talsperrenbetrieb weitergegeben werden können.

Da die Modelle mit ihren Eingangs- und Ausgangsdaten engen Bezug zu den räumlichen Strukturen des Einzugsgebiets haben, ist für die Zukunft die Implementierung aller Modellteile in ein geografisches Informationssystem (GIS) vorgesehen. Dies erleichtert es dem Anwender in der Leitzentrale, eine räumliche Vorstellung des Systemzustands des Gesamtgebiets zu gewinnen.

#### **5.4 Datengrundlage**

Das Einzugsgebiet der Ruhr ist mit einem dichten meteorologischen und hydrologischen Messnetz ausgestattet. Es liegen damit gute Voraussetzungen für den Aufbau des hydrologischen Modells vor, das eine Vielzahl von Messgrößen benötigt. Besonders zur Durchführung der Modellkalibrierung des Wasserhaushaltsmodells bedarf es eines umfangreichen, historischen Datenmaterials. Betreiber der Messstationen sind neben dem Ruhrverband die Staatlichen Umweltämter der Region, der Deutsche Wetterdienst (DWD) und verschiedene Wasserwerksbetreiber.

Zur Modellanpassung im Simulationsbetrieb wurden die historischen Wasserwirtschaftsjahre 1992 bis 1995 ausgewählt. Für diesen Zeitraum standen die Daten von 69 Niederschlagsstationen, 12 Klimastationen, 24 Abflusspegeln sowie der 12 wichtigsten Wasserentnehmer entlang der Ruhr zur Verfügung.

Die topografischen Informationen wurden einem Digitalen Geländemodell (DGM 50) entnommen, das vom Ruhrverband zur Verfügung gestellt wurde. Das DGM deckt das gesamte Einzugsgebiet der Ruhr mit einer Rasterauflösung von 50 x 50 Metern ab.

Grundlage der Landnutzungsdaten bildet der "CORINE Landcover" Datenbestand des Statistischen Bundesamtes aus dem Jahr 1997. Die Daten sind auf der Grundlage von Aufnahmen des Satelliten "Landsat TM" aus den Jahren 1989 bis 1992 erstellt worden. Für die Anforderungen des Wasserhaushaltsmodells wurden die Daten des "CORINE Landcover" Datenbestands weitergehend klassifiziert. *Abbildung A-2* zeigt die Verteilung der klassifizierten Landnutzungsdaten im Einzugsgebiet der Ruhr. Zur Beurteilung der Geologie und der Pedologie liegen für das Einzugsgebiet flächendeckend die entsprechenden Kartenwerke in den Maßstäben 1:100000 (Geologie) und 1:50000 (Pedologie) vor.

Auf die drei für den Echtzeitbetrieb wichtigen Gruppen von Eingangsdaten (siehe *Abbildung 4-1* und *Abbildung 5-5*) wird in den folgenden Abschnitten eingegangen:

➤ **Fernübertragene meteorologische und hydrologische Daten**

Der Echtzeitbetrieb des Bewirtschaftungsmodells erfordert zur Modellnachführung die Bereitstellung der Eingangsdaten mittels Datenfernübertragung. Die Berechnung der Zuflüsse aus den Teileinzugsgebieten erfolgt im Wasserhaushaltsmodell (siehe Kapitel 5.6.2) mit den gemessenen Belastungsgrößen Niederschlag, Lufttemperatur und relative Luftfeuchte. Abgesehen von der relativen Luftfeuchte stehen diese Daten aus der Fernübertragung zur Verfügung und können unmittelbar dem Wasserhaushaltsmodell übergeben werden. Die Daten der Abflusspegel und der Stauinhalte der Talsperren stehen ebenso online zur Verfügung und können direkt zur Modelladaption und zum Vergleich zwischen berechneten und gemessenen Größen genutzt werden.

Für die meteorologischen Größen Niederschlag und Lufttemperatur wird ein Messnetz von 12 DFÜ-Stationen für den Echtzeitbetrieb herangezogen. *Abbildung A-3* im Anhang zeigt diese Stationen mit den zugehörigen Thiessenpolygonen zur Berechnung des Gebietsniederschlags. Die relative Luftfeuchtigkeit wird an diesen Stationen bisher nicht erfasst, soll aber in Zukunft in die Datenfernübertragung aufgenommen werden.

➤ **Entnahmen der Wasserwerke**

Die Entnahmen der Wasserwerke entlang der mittleren und der unteren Ruhr werden von den 12 wichtigsten Entnehmern mit einem Tag Zeitverzögerung telefonisch gemeldet. Beim Ruhrverband gehen somit am aktuellen Tag Entnahmemengen des Vortags ein. Über Umrechnungsfaktoren ist die Abschätzung des darin enthaltenen Anteils der entzogenen (exportierten) Wassermengen sowie die Hochrechnung auf die Gesamtheit aller Entnahmen entlang der Ruhr möglich. Die gemeldeten Entnahmemengen werden als Eingangsgröße sowohl für die Entziehungswasservorhersage EZVOR (siehe Kapitel 5.6.1) als auch für die Nachführung des Bewirtschaftungsmodells verwendet.

➤ **Meteorologische Vorhersagen des Deutschen Wetterdienstes (DWD)**

Die meteorologischen Vorhersagegrößen Niederschlag, Lufttemperatur und relative Luftfeuchte werden vom Deutschen Wetterdienst über einen Zeitraum von sechs Tagen bereitgestellt. Mit diesen Belastungsgrößen erfolgt im Wasserhaushaltsmodell die Vorhersageberechnung der Zuflüsse aus den Teileinzugsgebieten. Neben anderen Einflussgrößen werden die Lufttemperaturvorhersagen für die Vorhersage der Entziehungswassermengen an der mittleren und unteren Ruhr herangezogen.

Für eine übersichtliche und einfache Gestaltung des Modells wurde das Messnetz der meteorologischen Vorhersagepunkte denkungsgleich mit dem meteorologischen DFÜ-Messnetz gewählt (siehe *Abbildung A-3*). Dies hat den Vorteil, dass Parametrisierungen, die vom Mess- bzw. Vorhersagenetz abhängig sind, nur einmal durchgeführt werden müssen und gleichzeitig die Beurteilung der Güte der Vorhersagedaten vereinfacht wird.



## 5.5 Systemstruktur des Bewirtschaftungsmodells

Die Umsetzung des wasserwirtschaftlichen Systems des Ruhreinzugsgebiets in die Systemlogik des erarbeiteten Bewirtschaftungsmodells erfordert zunächst die Erfassung aller Punkte, die das Abflussverhalten oder die Steuerung der Talsperren beeinflussen. Anhand dieser räumlichen Diskretisierung wird anschließend ein Netzwerkmodell aus den beschriebenen Modellbausteinen (Knoten und Streckenfunktionen, siehe Kapitel 4.2) aufgebaut.

Folgende Systemelemente im Einzugsgebiet (siehe *Abbildung A-1*) werden als Streckenfunktionen berücksichtigt:

- Sechs große Talsperren (Bigge, Möhne, Sorpe, Henne, Verse, Ennepe) sowie der Stausee Ahausen
- Die Gewässerläufe von Ruhr, Lenne und Volme soweit sie von den Talsperrenabgaben beeinflusst sind
- Die Gewässerläufe von den Talsperren bis zur Mündung in das jeweilige Hauptgewässer (Ruhr bzw. Lenne)
- Die Flusstauhaltungen im vollständig rückgestauten Unterlauf der Ruhr (Flusskilometer 47 bis zur Mündung in den Rhein).

Der Stausee Ahausen, der vom Ruhrverband bewirtschaftet wird, soll ebenfalls als Talsperre modelliert werden, um ihn in den Steuerungsstrategien für das Verbundsystem der Talsperren berücksichtigen zu können.

Die räumliche Untergliederung der Fließgewässer durch Knoten in einzelne Gewässer- bzw. Flusstauhaltungsabschnitte wird aufgrund folgender Systemelemente notwendig:

- Zwölf Entnahmestellen und drei Sumpfungwassereinleitungen müssen berücksichtigt werden
- Die wichtigsten Zusammenflüsse müssen durch einen Knoten repräsentiert werden, um die Zuflüsse aus Seitengewässern einzuleiten
- Zur Modelladaption und zur Beurteilung der Vorhersageergebnisse werden die Pegelstellen entlang den Gewässerstrecken als Knoten definiert

Der Unterlauf der Ruhr ab der Stauhaltung Essen-Horst wird als Kette von sieben Flusstauhaltungen modelliert. Auch in diesem Bereich sind räumliche Diskretisierungen notwendig, um Entnahmen, Einleitungen und Zuflüsse zu realisieren.

Mit der Berücksichtigung des Kraftwerks Elverlingsen an der Lenne und dem Pumpspeicherkraftwerk Koepchenwerk oberhalb des Hengsteysees werden zwei weitere Knoten eingeführt, die für die vorliegende Untersuchung keine Bedeutung haben. Sie werden in das Modell aufgenommen, um zukünftige Fragestellungen im Zusammenhang mit diesen Systemelementen beantworten zu können, ohne das Modell erweitern zu müssen.

Die Zuflüsse zu den Talsperren und zu den Hauptgewässerläufen werden im gekoppelten Wasserhaushaltsmodell (siehe Kapitel 5.6.2) berechnet und an den entsprechenden Knoten an das Bewirtschaftungsmodell übergeben.

Aus der Abfolge der Modellbausteine, den punktuellen Entnahmen und Zuflüssen und der Lage der Pegel im Gewässerlauf ergibt sich ein Systemplan für das Echtzeitbewirtschaftungsmodell, der in den *Abbildung A-4* bis *Abbildung A-7* im Anhang dargestellt ist.

Die enge Abfolge der abflussbeeinflussenden Gewässerstellen an den Hauptgewässern Ruhr und Lenne zeigt, dass eine zeitliche Diskretisierung des Bewirtschaftungsmodells in Tagesschritten nicht ausreichend ist, um die Eigenschaften der Translation und Retention im Modul zur Berechnung der Wellenverformung abzubilden. Aus diesem Grund wird eine Disaggregation der Tageswerte zu Stundenwerten durchgeführt. Eine ausführliche Erläuterung der Vorgehensweise erfolgte im Kapitel 4.5.4.

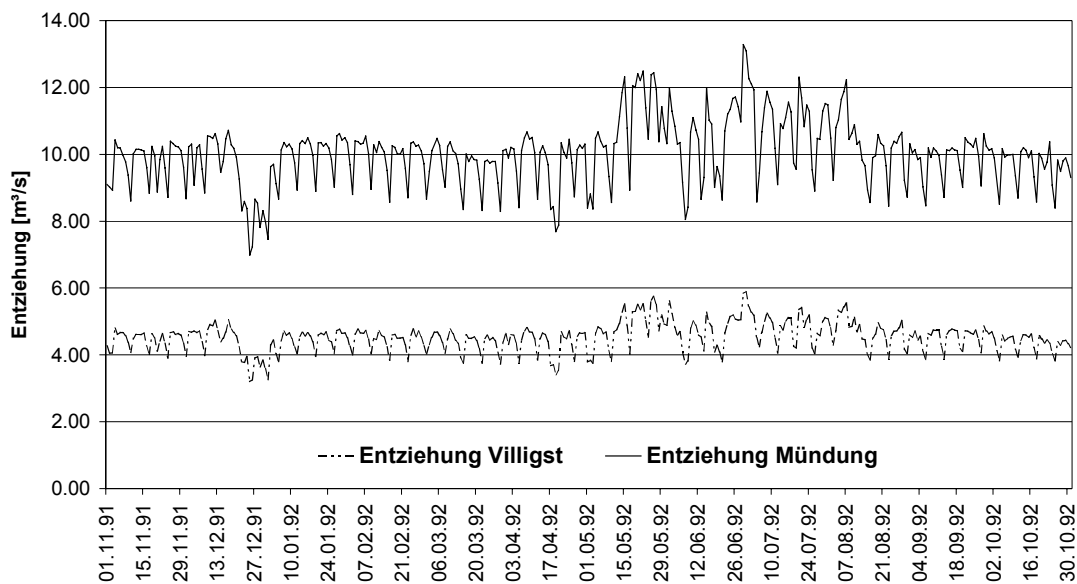
Die Eingabe aller systemspezifischen Daten zur Parametrisierung der einzelnen Knoten und Streckenfunktionen erfolgt über ein menügeführtes Editierprogramm (siehe *Abbildung 4-1*). Bei der Ausführung des Bilanzierungsprogramms werden die erzeugten Eingabedateien automatisch eingelesen.

## **5.6 Belastungsgrößen**

Zwei Gruppen von Belastungsgrößen sind für das Bewirtschaftungsmodell maßgeblich: die Entziehungswassermengen entlang der mittleren und der unteren Ruhr sowie die Zuflussgrößen aus den Teileinzugsgebieten (siehe *Abbildung 4-1*). Als weitere Belastungsgrößen müssen die Einleitungen aus den Sumpfungswässern des Bergbaus und die meteorologischen Belastungen der größeren Wasserflächen (Talsperren und Flusstauhaltungen) durch Niederschlag und Verdunstung berücksichtigt werden (MORGENSCHWEIS, 1985).

### 5.6.1 Entziehungswasservorhersage

Zu Beginn der 90er Jahre wurde im Auftrag des Ruhrverbands das Verhalten der kurzzeitigen Schwankungen der Entziehungswassermengen an der Universität Karlsruhe statistisch untersucht und anschließend das fuzzy-logic-gesteuerte Modell EZVOR entwickelt, das die Entziehungswassermengen aufgrund der gewonnenen Erkenntnisse über einen Zeitraum von fünf Tagen vorhersagt (MUSTER et al., 1993, 1994). Die maßgeblichen Eingangsvariablen des Modells bilden der Wochenzyklus, die maximale tägliche Lufttemperatur und die Entnahmewassermenge der sechs größten Wasserwerke an der Ruhr vom Vortag (12 Entnahmestellen). *Abbildung 5-6* veranschaulicht, dass die Entziehungen eine ausgeprägte Periodizität in Abhängigkeit vom Wochenzyklus und eine saisonale Abhängigkeit von der Lufttemperatur aufweisen. Deutlich zu erkennen ist auch die Abhängigkeit von Ferienzeiten (Weihnachten, Sommerferien), welche bisher noch nicht modelltechnisch berücksichtigt wird (MORGENSCHWEIS, 1995).



*Abbildung 5-6: Tageswerte der Entziehung bis Pegel Villigst/Ruhr und bis zur Mündung der Ruhr für das Wasserwirtschaftsjahr 1992*

Da die Vorhersagen der Entziehungen aus der Ruhr nur für den Pegel Villigst und die Mündung der Ruhr erstellt werden, müssen die vorhergesagten Entziehungen für das Bewirtschaftungsmodell auf die 12 berücksichtigten Entnahmestellen entlang der Ruhr rückgerechnet werden. Hierzu werden die Verhältnisse der gemeldeten Entnahmen des Vortags verwendet. Zur Nachführung des Bewirtschaftungsmodells werden die gemeldeten Entnahmen anhand eines Aufteilungsfaktor (Quotient aus Entziehung und Entnahme des Vormonats) auf die Entziehungen umgerechnet und als Belastungsgröße angesetzt.

### 5.6.2 Wasserhaushaltsmodellierung

Die kontinuierliche Bilanzierung der Wasserhaushaltsgrößen im Einzugsgebiet der Ruhr wird benötigt, um die Zuflussgrößen aus den Teil- und Zwischeneinzugsgebieten für das Echtzeitbewirtschaftungsmodell bereitzustellen. Relevant ist nicht das kurzfristige Abflussgeschehen, sondern das mittlere Verhalten, so dass die Betrachtung von Tageswerten ausreichend genau ist. Entscheidend ist die Wahl eines geeigneten Modells, welches das mittlere tägliche Abflussgeschehen ausreichend nachbildet und gleichzeitig robuste Ergebnisse im Echtzeitbetrieb liefert.

In der Literatur wird eine Vielzahl von Einzugsgebietsmodellen zur Berechnung der Wasserhaushaltsgrößen beschrieben. Einige häufiger angewandte Modelle sind in SINGH (1995) beschrieben. MAURER (1997) und BUCHHOLZ (2000) stellen verschiedene Klassifikationsmerkmale für Modelle zur Berechnung des Wasserhaushalts zusammen. An dieser Stelle soll jedoch nicht auf die Grundlagen der Wasserhaushaltsmodellierung im Allgemeinen eingegangen werden, sondern ein kurzer Abriss des für die vorliegende Aufgabenstellung verwendeten Modells gegeben werden.

Zur Analyse der Wasserhaushaltsgrößen wurde in einer ersten Untersuchung in einem von den Talsperren unbeeinflussten Pegelinzugsgebiet (Pegel Bamenohl am Oberlauf der Lenne, Einzugsgebietsfläche  $A_E = 452 \text{ km}^2$ ) das räumlich hochauflösende physikalisch basierte Modell WaSiM-ETH (SCHULLA, 1997; SCHULLA & JASPER, 1999) angewandt. Das rasterbasierte Modell lieferte für das Untersuchungsgebiet zufriedenstellende Ergebnisse, allerdings waren die Rechenzeiten relativ groß, und das Fehlen einer grafischen Benutzeroberfläche erschwerte die Handhabung. Weitere Untersuchungen mit dem einzugsgebietsbezogenen, konzeptionellen Modell PRMS ergaben bei der vorliegenden zeitlichen und räumlichen Auflösung entsprechend gute Simulationsergebnisse. Insbesondere unter dem Gesichtspunkt der Robustheit der Vorhersagen und der Anwenderfreundlichkeit wurde das konzeptionelle Modell als Grundlage für die Implementierung in das Bewirtschaftungskonzept gewählt. Im weiteren erfolgt eine Beschreibung des Modells und der durchgeführten Anpassungen für die spezifischen Anforderungen des Ruhreinzugsgebiets.

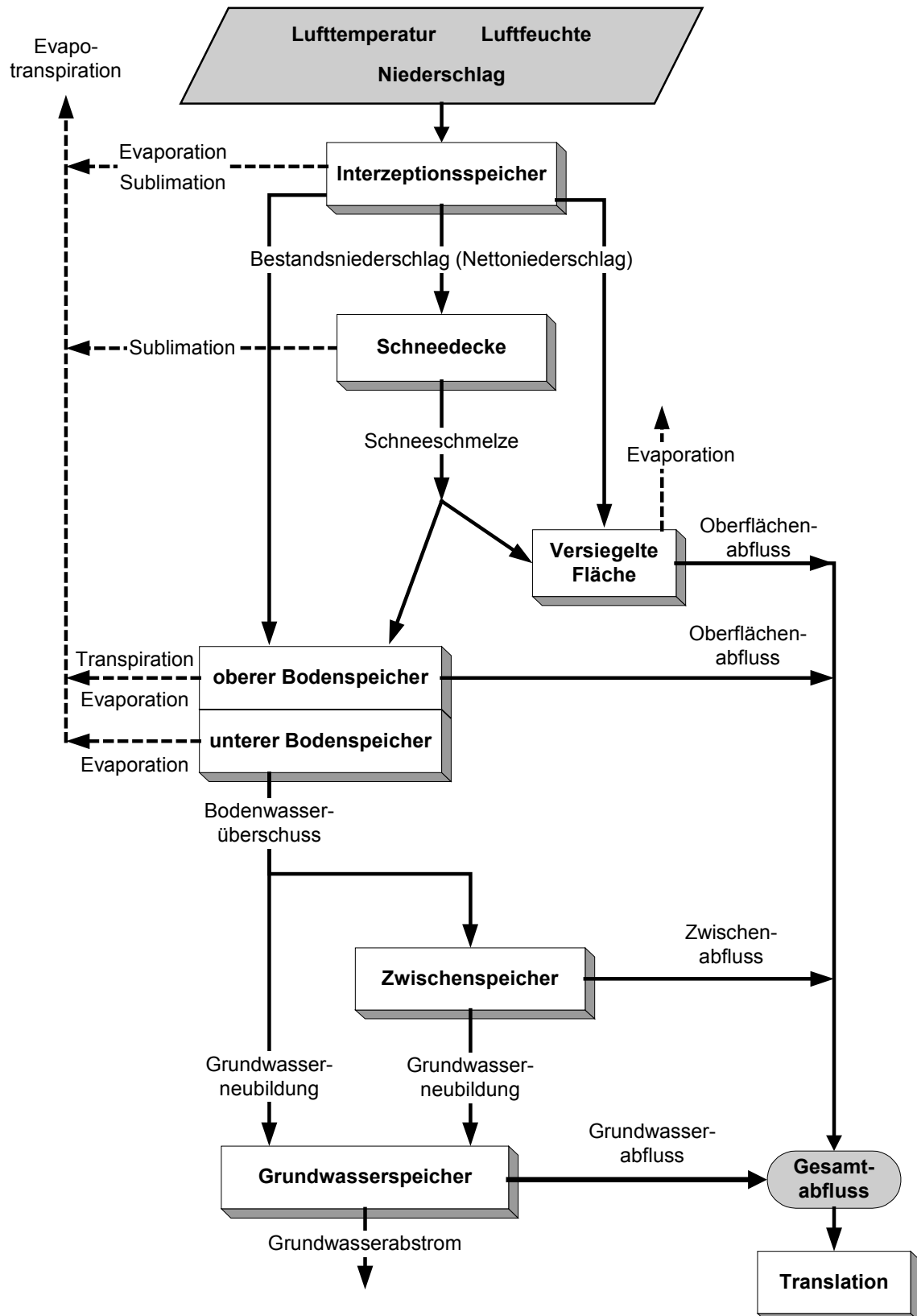


Abbildung 5-7: Schematische Darstellung des Wasserhaushaltsmodells PRMS (modifiziert nach LEAVESLEY & STANNARD, 1995)

Für die kontinuierliche Modellierung der Wasserhaushaltsgrößen in den Teileinzugsgebieten wurde das Modell PRMS (Precipitation Runoff Modeling System) des United States Geological Survey (USGS) als Grundlage verwendet. Um den spezifischen Eigenschaften des Ruhreinzugsgebiets und der vorhandenen Datengrundlage gerecht zu werden, mussten verschiedene Modifikationen am Modell durchgeführt werden. Hierzu stand die offene Entwicklungsumgebung MMS (Modular Modeling System) des USGS zur Verfügung (LEAVESLEY, 1996), die eine anwenderfreundliche Bearbeitung der hydrologischen Modellkomponenten ermöglicht (GITSCHHEL, 2000).

Das Grundkonzept des Wasserhaushaltsmodells basiert auf einer Unterteilung des Modellgebiets in hydrologisch ähnliche Einheiten, d.h. in Einheiten die bei gleicher äußerer Belastung (Niederschlag, Lufttemperatur und Luftfeuchte) auch gleiche Systemreaktionen aufweisen. Diese Flächeneinheiten werden HRU (hydrological response unit) genannt. Eigenschaften, die das hydrologische Verhalten eines Einzugsgebiet charakterisieren, sind beispielsweise das Relief, die Landnutzung oder die Geologie. Die Bilanzierung des Wasserhaushalts wird bei diesem Modellierungskonzept in jedem Zeitschritt für alle HRU(s) getrennt durchgeführt. Am Gebietsauslass erfolgt eine Aufsummierung der Teilströme aus den einzelnen HRU(s) zum Gesamtabfluss.

Das Modell berücksichtigt alle wesentlichen Prozesse, die für die Abflussbildung auf der Einzugsgebietsskala von Bedeutung sind. *Abbildung 5-7* stellt schematisch die Struktur des Wasserhaushaltsmodells dar. Prinzipiell wird der Wasserhaushalt des Einzugsgebiets durch Speichermodule und Austauschprozesse zwischen diesen Speichern modelltechnisch nachgebildet. Die Eingangsgrößen sind die Lufttemperatur, die relative Luftfeuchte und der Niederschlag. Eine ausführliche Modellbeschreibung geben LEAVESLEY & STANNARD (1995). An dieser Stelle sollen lediglich die Verfahrensmodifikationen, die gegenüber dem ursprünglichen Modell PRMS vorgenommen wurden, und die räumliche Diskretisierung dokumentiert werden.

#### ➤ **Berechnung der Potentiellen Verdunstung nach dem Haude-Verfahren**

Die vom Modell PRMS bereitgestellten Verfahren zur Berechnung der Potentiellen Verdunstung (Formeln nach Jensen & Haise bzw. Hamon) waren aufgrund der geforderten Genauigkeitsansprüche nicht für eine Anwendung im Ruhreinzugsgebiet geeignet. Deswegen wurde das für gemäßigte humide Klimagebiete geeignete Haude-Verfahren zur Berechnung der Potentiellen Verdunstung auf Tagesbasis herangezogen (HAUDE, 1958). Verfahren, die eine genauere Erfassung der Verdunstung ermöglichen, können aufgrund der vorhandenen meteorologischen Datenbasis, die insbesondere im Echtzeitbetrieb eingeschränkt ist, nicht verwendet werden.

Die Berechnungsformel für das Haude-Verfahren lautet:

$$ET_p = f_H \cdot (e_{s,14} - e_{a,14}) = f_H \cdot e_{s,14} \cdot \left(1 - \frac{e_{a,14}}{e_{s,14}}\right) = f_H \cdot e_{s,14} \cdot \left(1 - \frac{r_{14}}{100}\right) \leq 7 \frac{mm}{d}$$

- mit
- $ET_p$  : Potentielle Verdunstung [mm/d]
  - $f_H$  : monatliche Haude-Faktoren [mm/(hPa·d)]
  - $e_{s,14}$  : Sättigungsdampfdruck um 14° Uhr MOZ [hPa]
  - $e_{a,14}$  : aktueller Dampfdruck um 14° Uhr MOZ [hPa]
  - $r_{14}$  : relative Luftfeuchtigkeit um 14° Uhr MOZ [%]

Die Gleichung gilt unter der Einschränkung, dass die tägliche Potentielle Verdunstung nicht größer als 7 mm/d wird. Die Haude-Faktoren  $f_H$  werden in der Literatur unterschiedlich angegeben. Folgende Werte für die Referenzpflanze Gras werden für das Verfahren implementiert:

*Tabelle 5.1: Monatliche Haude-Faktoren für die Referenzpflanze Gras nach DOMMERMUTH & TRAMPF (1990)*

Monat	Haude-Faktor	Monat	Haude-Faktor
Januar	0,20	Juli	0,26
Februar	0,20	August	0,25
März	0,21	September	0,23
April	0,29	Oktober	0,22
Mai	0,29	November	0,20
Juni	0,28	Dezember	0,20

Für den Sättigungsdampfdruck der Luft nach der MAGNUS-Formel (MANIAK, 1997) gilt:

$$e_{s,14} = 6,11 \cdot e^{17,62 \cdot T_{14} / (243,12 + T_{14})} \quad \text{für } T_{14} \geq 0^\circ C$$

$$e_{s,14} = 6,11 \cdot e^{22,46 \cdot T_{14} / (272,62 + T_{14})} \quad \text{für } T_{14} < 0^\circ C$$

- mit  $T_{14}$  : Lufttemperatur um 14° Uhr MOZ [°C]

Die zu messenden Eingangsgrößen für das Haude-Verfahren sind somit die Lufttemperatur und die relative Luftfeuchtigkeit jeweils um 14° Uhr MOZ. Zur Implementierung des

Verfahrens war es notwendig, diese Größen als neue Eingangsgrößen für das Wasserhaushaltsmodell zu definieren.

➤ **Nachgeschaltete Translation**

Das ursprüngliche Konzept des Wasserhaushaltsmodells PRMS geht davon aus, dass alle Abflussanteile, die im aktuellen Zeitschritt auf einer HRU gebildet werden, im selben Zeitschritt am Gebietsauslass zum Abfluss kommen. Dies entspricht nicht den physikalischen Gegebenheiten, da Abflussanteile, die weiter vom Gebietsauslass entfernt gebildet werden, auch später am Gebietsauslass ankommen. Diese zeitliche Verzögerung des Abflusses auf dem Weg zum Gebietsauslass hängt stark von der räumlichen Diskretisierung des Modells ab. Bei einer groben, räumlichen Diskretisierung, wie sie für die Bewirtschaftung des Ruhreinzugsgebiets gewählt wurde, sind die Auswirkungen dieser Tatsache besonders groß. Erste Simulationsrechnungen haben gezeigt, dass eine erhebliche zeitliche Verzögerung zwischen den gemessenen und den berechneten Abflüssen an den Pegeln der Ruhr und der Lenne auftritt.

Durch die Nachschaltung eines Translationsmoduls (siehe *Abbildung 5-7*) wird diese zeitliche Verzögerung berücksichtigt. Die angesetzten Translationszeiten werden hierbei in Abhängigkeit des aktuellen Gesamtabflusses aus der HRU angesetzt. Sind innerhalb eines Teilgebiets mehrere HRU(s) vorhanden, werden auf der Gewässerstrecke vom Gebietsauslass der jeweiligen HRU zum Gebietsauslass des gesamten Teilgebiets ebenfalls abflussabhängige Translationszeiten vorgegeben. Die nichtlineare Beziehung zwischen der Translationszeit und dem Abfluss wird zu diesem Zweck abschnittsweise linearisiert. Die Ermittlung der abflussabhängigen Translationszeiten erfolgt analog zu den Ausführungen im Kapitel 4.5.4.3.

➤ **Anpassung der Datenstruktur für den Echtzeitbetrieb**

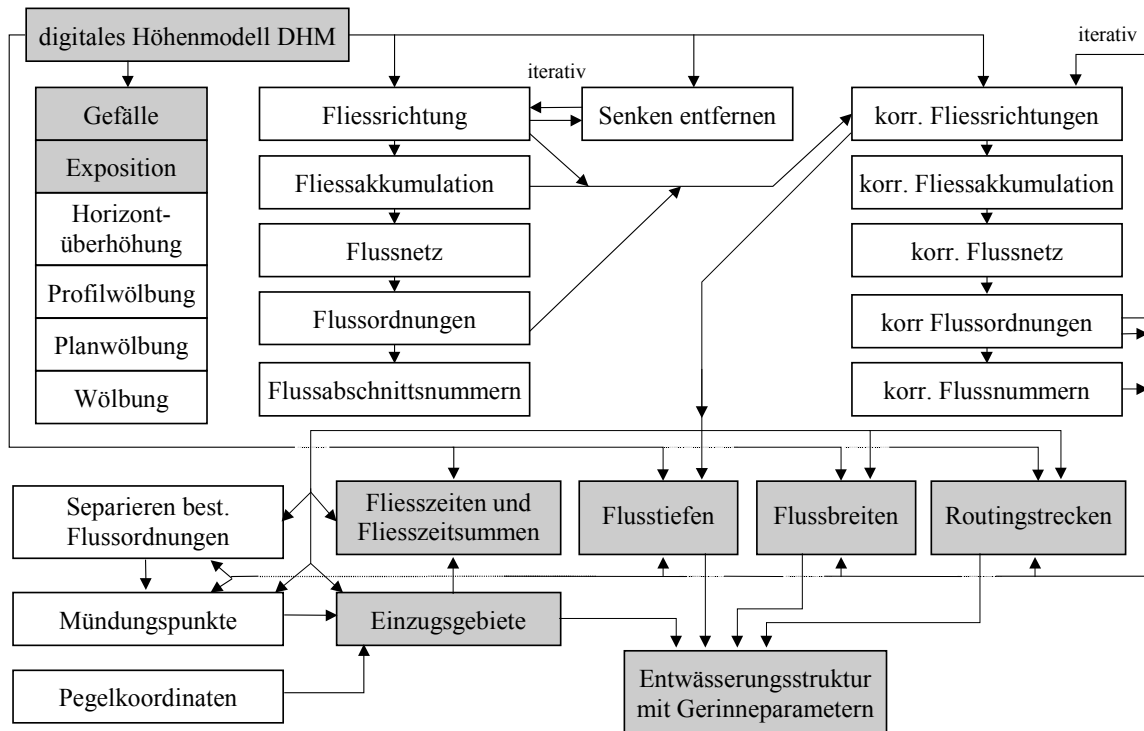
Da das kontinuierliche Wasserhaushaltsmodell ursprünglich nicht für einen Echtzeitbetrieb zur Erstellung von Vorhersagen konzipiert wurde, mussten zahlreiche Änderungen bezüglich der Ein- und Ausgabestruktur vorgenommen werden. Entsprechend der Länge des gewählten Vorhersageintervalls müssen die Ergebnisdateien mit den Gesamtabflüssen der Wasserhaushaltsgebiete mehrfach abgelegt werden, um anschließend dem gekoppelten Bewirtschaftungsmodell zur Verfügung gestellt zu werden.

➤ **Räumliche Diskretisierung**

Die Abgrenzung der Teilgebiete, für die eine getrennte Berechnung der Wasserhaushaltsgrößen erfolgen soll, wird unter Verwendung eines Programms zur



topografischen Analyse (TANALYS) von SCHULLA & JASPER (1999) durchgeführt. *Abbildung 5-8* stellt schematisch die Berechnungsmöglichkeiten des Programms dar. Die Analysen verwenden die Informationen aus einem Digitalen Höhenmodell und die Koordinaten von Pegeln oder anderen ausgewiesenen Gewässerstellen als Eingangsdaten. Die den Gewässerstellen zugehörigen Teileinzugsgebiete werden aus der Fließstruktur des Gesamtgebiets abgeleitet.



*Abbildung 5-8: Topographische Analyse eines digitalen Höhenmodells mit TANALYS (aus SCHULLA & JASPER, 1999)*

Die relevanten Gewässerstellen, an denen der Zufluss aus einem Teileinzugsgebiet für das Bewirtschaftungsmodell benötigt wird, können den Systemskizzen in den *Abbildung A-4* bis *Abbildung A-7* im Anhang entnommen werden (Die Zuflüsse sind in den Systemskizzen durch gestrichelte Pfeile dargestellt).

Verschiedene Kriterien führten zur Auswahl der Gewässerstellen, für die eine Abgrenzung der Teileinzugsgebiete erfolgt:

- Die Einzugsgebiete der Talsperren sind gesondert zu betrachten, da eine Bilanzierung der Talsperrenzuflüsse für die Quantifizierung des verfügbaren Zuschusswassers notwendig ist.

- Eine Abtrennung der Oberläufe von Ruhr, Lenne und Volme, die von den Abgaben aus den Talsperren unbeeinflusst sind, wird vorgenommen, da hier ein natürliches Wasserdargebot vorhanden ist, das für die Analyse und die Anpassung des Modells entscheidend ist.
- Größere Nebeneinzugsgebiete an den Hauptgewässern Ruhr und Lenne werden zusammen mit den Zwischeneinzugsgebieten des jeweiligen Hauptgewässers berücksichtigt (Wenne, Hönne, Baarbach, Ölbach, Deilbach, Else).

Aus modelltechnischen Gründen werden für die Zuflussstellen der Wasserhaushaltsgrößen nach Möglichkeit Talsperrenabgabestellen, Abflusspegel oder Zusammenflüsse gewählt.

*Abbildung A-8* im Anhang zeigt die räumliche Verteilung der 29 abgegrenzten Teileinzugsgebiete für die Wasserhaushaltsmodellierung. Die angegebenen Nummern der Teileinzugsgebiete beziehen sich auf die Knotennummern in den Systemskizzen der *Abbildung A-4* bis *Abbildung A-7*.

Für die Berechnung des Wasserhaushalts werden weitere Unterteilungen der ausgewiesenen Einzugsgebiete notwendig, um kleinere Pegelinzugsgebiete innerhalb dieser Gebiete zu erfassen. Durch die Berücksichtigung weiterer Pegel wird eine bessere Kalibrierung des Wasserhaushaltsmodells ermöglicht. Die Beileitungssysteme der Henne- und der Sorpetalsperre müssen gesondert betrachtet werden und erfordern zur Berücksichtigung der komplexen Steuerungsvorschriften eine räumliche Untergliederung. *Abbildung A-9* stellt die vorgenommenen Unterteilungen mit den zugehörigen Gebietsnummern dar.

Um die Modellstruktur möglichst einfach zu halten, wird auf eine feinere Diskretisierung der Teileinzugsgebiete durch HRU(s) auf der Grundlage von Gebietseigenschaften verzichtet. Einerseits zeigen die Simulationsergebnisse (siehe Kapitel 5.7), dass die Güte der Modellierungen ausreichend ist, andererseits bietet die einzugsgebietsbezogene Diskretisierung den entscheidenden Vorteil, dass die Berechnungseinheiten des Modells sich mit zusammenhängenden räumlichen Strukturen verbinden lassen. Werden HRU(s) mit Gebietsmerkmalen gebildet, lassen sich derartige Zusammenhänge nicht mehr erkennen. Dies hat wiederum eine entscheidende Einbuße bezüglich der Anwenderfreundlichkeit zur Folge und erschwert insbesondere die nachträgliche Modellkalibrierung bei Änderungen der Systemeigenschaften, die eine Parameteranpassung erforderlich machen.

Die nachfolgende *Tabelle 5.2* zeigt die Gebietskenngrößen, die sich aus der vorhandenen Datengrundlage und der räumlichen Diskretisierung abgeleitet wurden.

Tabelle 5.2: *Gebietskenngrößen der Teileinzugsgebiete im Ruhreinzugsgebiet*

Gebietsnummer *	Fläche [km <sup>2</sup> ]	Mittlere Höhe [m+NN]	Mittl. Gefälle [%]	Exposition [°]	Dominierende Landnutzung
1	17,97	381,4	15,7	15	Landwirtschaft
3	327,76	516,9	20,6	315	Wald
5	102,87	383,5	18,1	155	Wald
6	47,21	336,7	17,7	165	Wald
7	24,92	346,7	13,8	15	Wald
9	72,81	370,0	17,1	335	Wald
11	77,42	261,9	10,0	15	Wald
14	164,66	256,3	12,8	355	Wald
17	102,08	186,3	6,7	355	Landwirtschaft
21	60,3	161,9	5,1	355	Landwirtschaft
22	24,56	143,0	4,8	165	Landwirtschaft
23	71,91	377,6	17,0	15	Wald
25	6,71	338,4	14,8	165	Landwirtschaft
27	27,36	341,6	16,2	165	Wald
29	209,84	412,4	19,3	335	Wald
30	68,69	367,9	20,1	175	Wald
31	132,37	404,7	22,8	345	Wald
32	23,77	473,7	18,2	15	Wald
36	150,26	353,4	22,9	345	Wald
37	132,75	303,4	22,7	335	Wald
40	48,63	376,8	10,8	15	Landwirtschaft
42	34,69	255,3	17,9	345	Wald
43	145,14	267,6	14,1	345	Landwirtschaft
46	138,03	154,9	9,0	335	Landwirtschaft
49	131,08	138,3	8,4	335	Landwirtschaft
51	83,33	153,3	10,6	325	Landwirtschaft
57	121,79	134,7	10,9	335	Landwirtschaft
61	133,53	113,9	9,1	15	Landwirtschaft
66	53,13	43,5	2,5	275	Siedlungsfläche
108	24,06	608,8	23,7	345	Wald
115	37,35	499,2	22,4	15	Wald
137	184,44	432,3	17,8	155	Landwirtschaft
140	25,95	481,0	24,7	75	Wald
185	27,22	432,5	17,3	15	Wald
230	287,84	385,5	9,9	15	Wald
260	65,33	372,4	11,0	15	Wald
406	254,4	310,5	13,3	355	Wald
560	51,44	236,6	10,4	355	Wald
603	37,31	628,7	26,9	355	Wald
607	148,7	519,1	25,6	355	Wald
633	61,08	504,0	21,3	355	Wald
640	85,07	403,6	10,8	15	Wald
655	34,64	437,9	17,6	15	Wald
663	47,48	408,1	13,2	15	Weide
668	48,39	459,3	14,7	15	Wald
673	37,8	428,6	15,9	15	Wald
777	5,9	444,8	20,6	85	Wald
810	197,54	363,4	17,9	345	Wald
888	17,11	397,7	16,3	5	Wald
921	57,9	212,5	12,5	335	Landwirtschaft
999	18,05	521,2	21,8	325	Wald

\* Die Teilgebietsnummern für Zahlen kleiner 100 entsprechen den Zuflussknoten des Bewirtschaftungsmodells. Die Nummern größer 100 sind Gebiete, die durch die weitere Gebietsunterteilung der Teilgebiete für die Wasserhaushaltsmodellierung entstehen. Die Flächenzuordnung kann der Abbildung A-9 entnommen werden.

## 5.7 Modellanpassung im Simulationsbetrieb

Zur Analyse und zur Anpassung des Modellsystems steht ein umfangreiches Datenmaterial (Ruhrverband, Deutscher Wetterdienst DWD, Staatliche Umweltämter) zur Verfügung, das in Kapitel 5.4 bereits dokumentiert wurde. Für Simulationsrechnungen mit dem Bewirtschaftungsmodell und dem gekoppelten Wasserhaushaltsmodell wurden die historischen Daten der Wasserwirtschaftsjahre 1992 bis 1995 ausgewählt, da für diesen Zeitraum die größte Datendichte bezüglich des Niederschlagsmessnetzes vorliegt. Zur Modellkalibrierung und -validierung wurde das Abflussgeschehen mit dem gesamten verfügbaren Datenbestand von 69 Niederschlagsstationen (Analysemessnetz) simuliert. Da dieser umfangreiche Datenbestand im Echtzeitbetrieb nicht zur Verfügung steht, wurde anschließend zu Vergleichszwecken das Abflussgeschehen der selben Wasserwirtschaftsjahre mit dem reduzierten Niederschlagsmessnetz der Datenfernübertragungsstationen (DFÜ-Messnetz) berechnet. Für die Eingangsgrößen Lufttemperatur und Relative Luftfeuchte wurden für beide Simulationsvarianten die gemessenen Daten der Klimastationen des Deutschen Wetterdienstes (DWD) verwendet.

Für die Simulationsrechnungen wurde keine Bilanzierung der Talsperren durchgeführt, d.h. als Abgaben aus den Talsperren wurden die tatsächlich gemessenen Abgabeganglinien angesetzt. Das Hauptgewässersystem von Ruhr und Lenne ist im Modell somit vollständig von den Zuflusssystemen der Talsperren abgekoppelt.

Grundsätzlich wird eine Modellanpassung in zwei Phasen durchgeführt. Auf die Kalibrierung folgt die Validierung des Modells (REFSGAARD, 1997). Die Phase der Kalibrierung dient der Optimierung des Parametersatzes eines Modells, um eine maximale Abbildungsgüte zu erreichen. Die anschließende Validierung hat die Aufgabe die Abbildungsgüte des Modells zu bestätigen. Hierzu wird der vorhandene Datensatz in zwei Hälften unterteilt. Die erste Hälfte wird zur Kalibrierung des Modells herangezogen, die zweite Hälfte dient der Validierung des Modells. In der Phase der Validierung darf allerdings keine weitere Parameteranpassung erfolgen. In der Literatur wird diese Vorgehensweise als 'split-sample-test' bezeichnet (BUCHHOLZ, 2000; KLEMEŠ, 1986).

### 5.7.1 Kalibrierung

Auf der Basis aller vorhandenen historischen Niederschlagszeitreihen (Analysemessnetz) wird die Kalibrierung des Modells durchgeführt. Die hohe Messdichte der Niederschlagsstationen führt zu einer genauen Erfassung der räumlichen und zeitlichen Niederschlagsverteilung, welche eine Verbesserung des Kalibrierungsergebnisses bewirkt. Durch die systematische Variation der unabhängigen Modellparameter (z.B. Speicherkonstanten des konzeptionellen Wasserhaushaltsmodells) wird versucht, eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und simulierten abhängigen

Modellgrößen (Abflüsse an den Pegelstellen des Systems) zu erreichen. Prinzipiell werden so wenige Parameter wie möglich in die Kalibrierung durch Optimierungsalgorithmen oder den einfachen visuellen Vergleich der Ganglinien einbezogen. Soweit möglich werden die Kenngrößen des Modells aus der vorliegenden Datengrundlage abgeleitet und in der Phase der Kalibrierung nicht mehr verändert.

Die Bestimmung des Gebietsniederschlags erfolgt über das Thiessenpolygon-Verfahren. Somit sind für alle Teilgebiete des Modells Gewichtungsfaktoren zu bestimmen, die den jeweiligen Niederschlagsstationen zugeordnet sind. Das Analysemessnetz der Niederschlagsstationen mit den zugehörigen Thiessenpolygonen ist in *Abbildung A-10* dargestellt. Hinterlegt sind die Teileinzugsgebiete. Durch das Verschneiden der räumlichen Strukturen der Thiessenpolygone mit den Teilgebieten entsteht eine Gewichtungsmatrix, die den Teilgebieten die flächengewichteten Niederschläge der einzelnen Stationen zuordnet.

Die Modellergebnisse der Simulationsrechnungen für das Abflussgeschehen der Wasserwirtschaftsjahre 1992 und 1993 sind als gut zu beurteilen. *Abbildung 5-9* zeigt die berechneten und die gemessenen Abflüsse im Kalibrierungszeitraum für die Kontrollpegel Hattingen und Villigst an der Ruhr.

Die Gütekriterien Bestimmtheitsmaß und Modelleffizienz (siehe Kapitel 3.5) werden in den folgenden Abbildungen für die berechneten und die gemessenen Abflussganglinien dargestellt. Zusätzlich werden in die Abbildungen die Gütekriterien bezüglich der logarithmierten Abflussganglinien aufgenommen. Diese lassen eine bessere Beurteilung der Anpassungsgüte im Niedrigwasserbereich zu.

Es sind 31 Pegelstellen im Modellgebiet vorhanden, die zur Auswertung benutzt werden. *Abbildung 5-10* und *Abbildung 5-11* zeigen, dass zum größten Teil sowohl die linearen als auch die logarithmischen Gütemaße in einem Wertebereich liegen, der eine gute Modellanpassung widerspiegelt. An den fast durchgängig höheren logarithmischen Gütemaßen ist zu erkennen, dass bei der Modellanpassung der Schwerpunkt im Niedrig- und Mittelwasserbereich gesetzt wurde. Klar kommt die Abhängigkeit von der Einzugsgebietsfläche der Pegel zum Ausdruck: Je größer das Pegelinzugsgebiet ist, um so besser sind die Simulationsergebnisse. Modellfehler, die bei der Betrachtung kleinerer Teilflächen sehr ins Gewicht fallen, werden bei der Bilanzierung größerer Gebietsflächen, die aus mehreren Teilflächen bestehen, kompensiert.

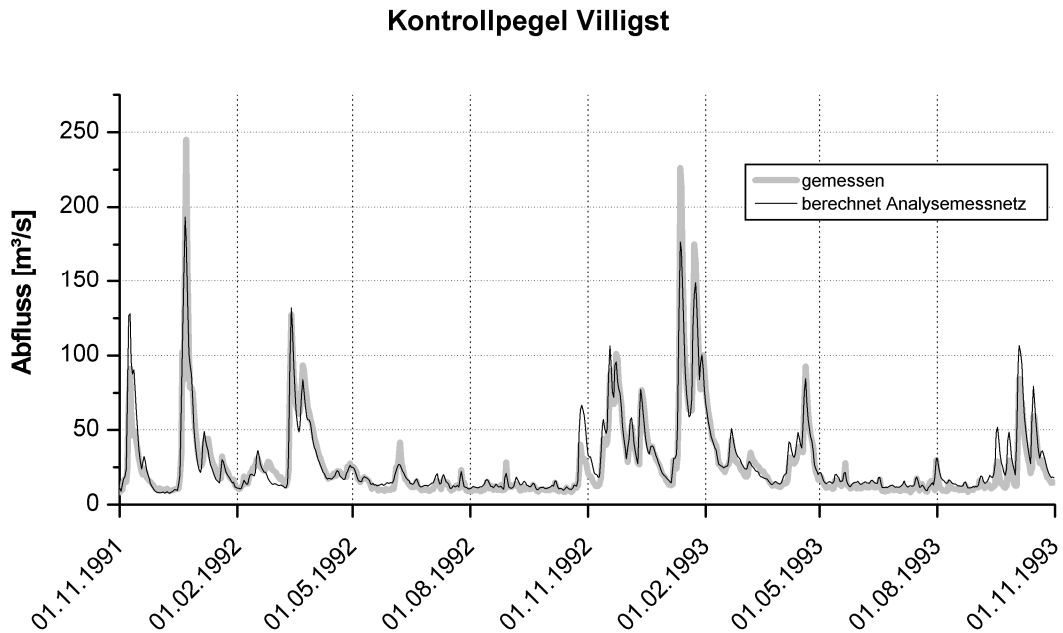
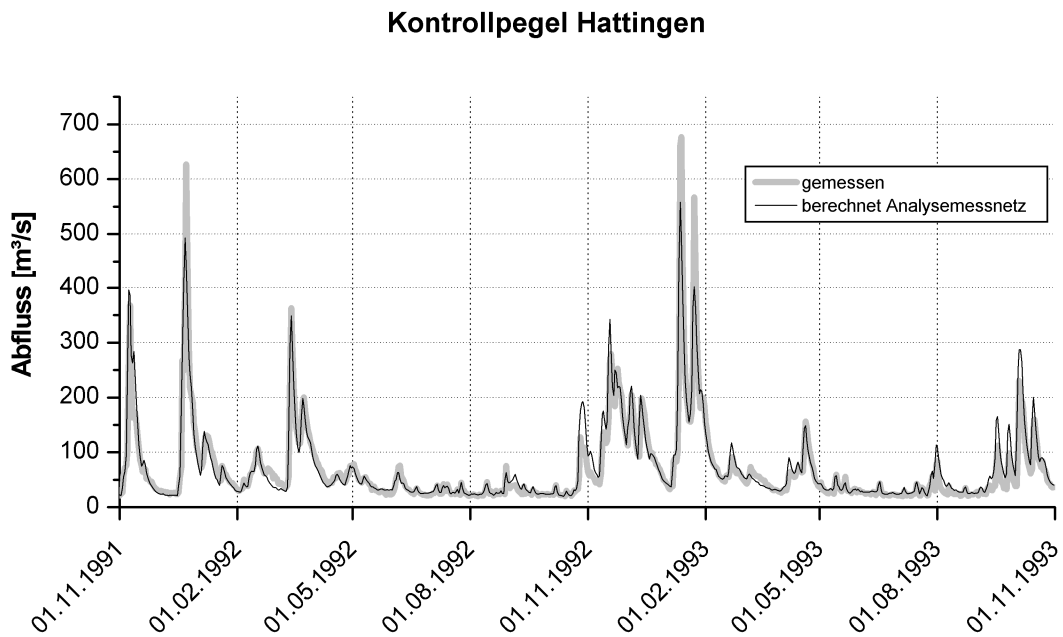


Abbildung 5-9: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflussganglinien an den Kontrollpegeln Hattingen und Villigst im Kalibrierungszeitraum

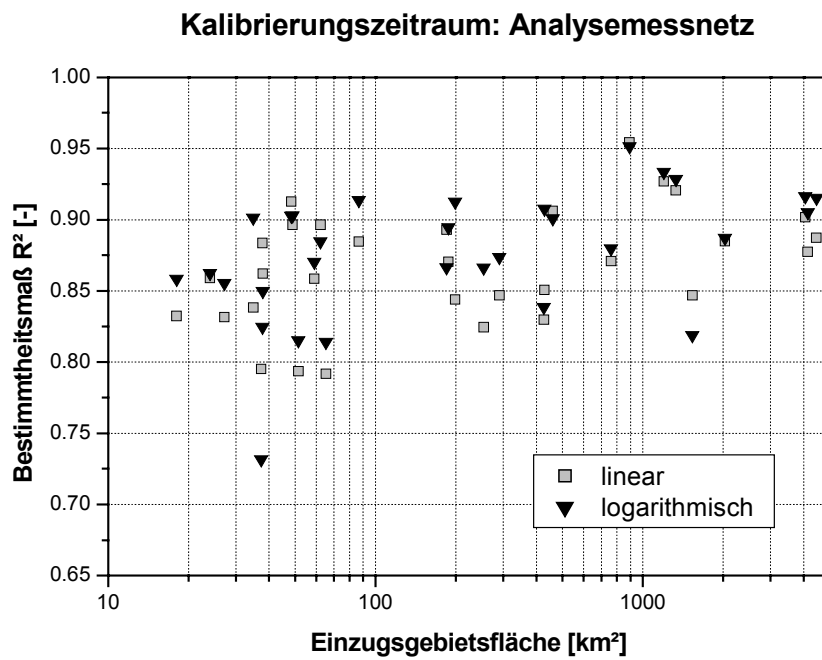


Abbildung 5-10: Bestimmtheitsmaße im Kalibrierungszeitraum in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche der Pegel (Analysemessnetz)

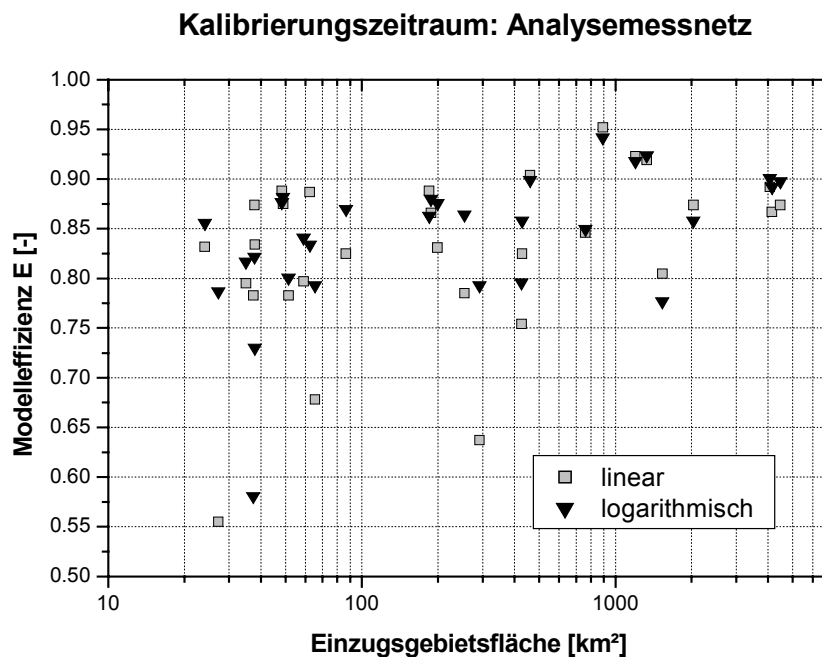


Abbildung 5-11: Modelleffizienzen im Kalibrierungszeitraum in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche der Pegel (Analysemessnetz)

Die nachfolgenden Abbildungen verdeutlichen anhand von Ganglinienauschnitten des Kontrollpegels Hattingen, dass das Modell die Abflussdynamik im Niedrigwasserbereich gut zu beschreiben vermag. Allerdings zeigt sich auch, dass das Modellkonzept und die Zielvorgabe bei der Modellanpassung nicht zu einem Modell führen, das die Ansprüche einer Hochwasservorhersage erfüllen kann. Die Abflussscheitel werden vom Modell zum Teil unterschätzt, was hauptsächlich auf der für Hochwasserbetrachtungen zu groben zeitlichen Auflösung beruht. Dies veranschaulicht, dass für die integrierte Wassermengenbewirtschaftung eines Einzugsgebiets, die Anwendung *eines* Modells für die Vorhersage der Abflüsse in allen Abflussbereichen nicht sinnvoll ist.

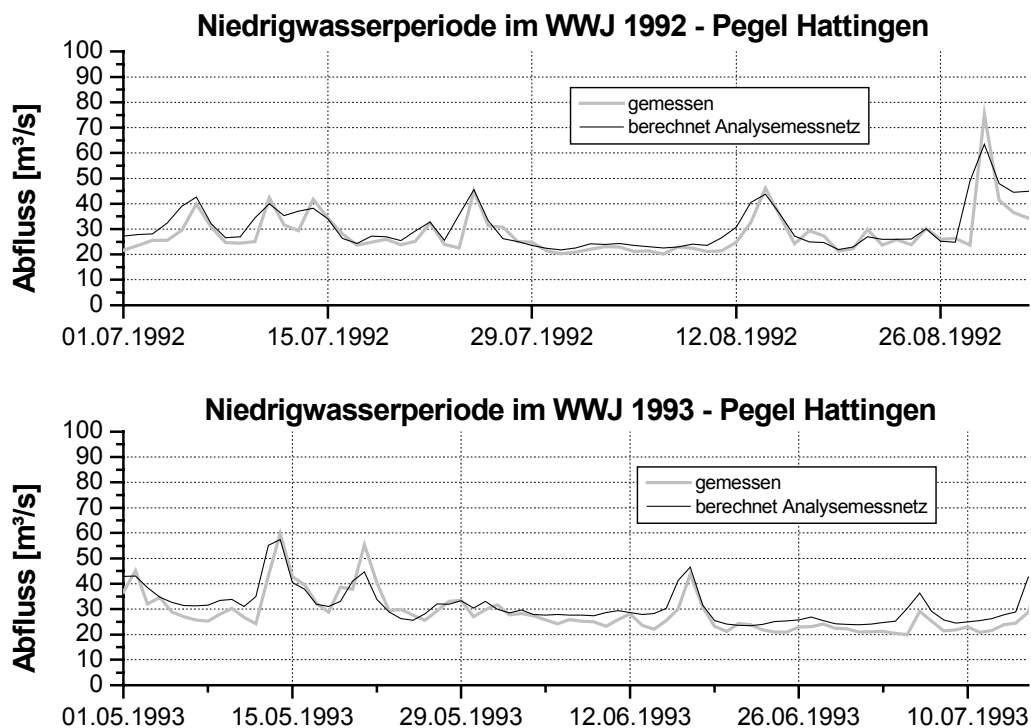


Abbildung 5-12: Vergleich der gemessenen und berechneten Ganglinien am Kontrollpegel Hattingen in Niedrigwasserperioden



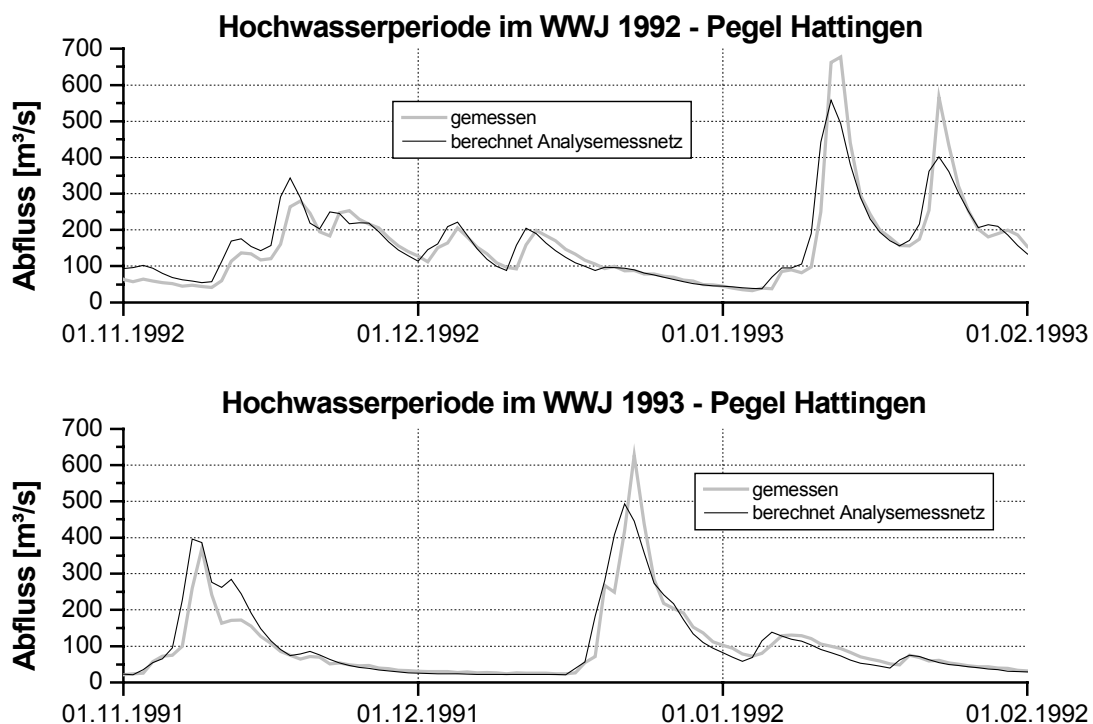


Abbildung 5-13: Vergleich der gemessenen und berechneten Ganglinien am Kontrollpegel Hattingen in Hochwasserperioden

### 5.7.2 Validierung

Die Wasserwirtschaftsjahre 1994 und 1995 werden herangezogen, um die Gültigkeit der bei der Kalibrierung ermittelten Modellparameter in einer vom Kalibrierungszeitraum verschiedenen hydrologischen Situation zu bestätigen. Hierzu wird die Simulation über die beiden Wasserwirtschaftsjahre 1994 und 1995 weitergeführt, d.h. die hydrologischen Anfangsbedingungen für die Validierungsphase sind durch den letzten Systemzustand des Kalibrierungszeitraums vorgegeben.

Der Vergleich der gemessenen und berechneten Abflussganglinien an den Kontrollpegeln Hattingen und Villigst in *Abbildung 5-14* bestätigt die Gültigkeit der angepassten Parametersätze. Die in *Abbildung 5-15* und *Abbildung 5-16* dargestellten Gütemasse, die für den Zeitraum der Validierung ermittelt wurden, weisen annähernd den selben Wertebereich auf wie die für den Kalibrierungszeitraum ermittelten Werte.

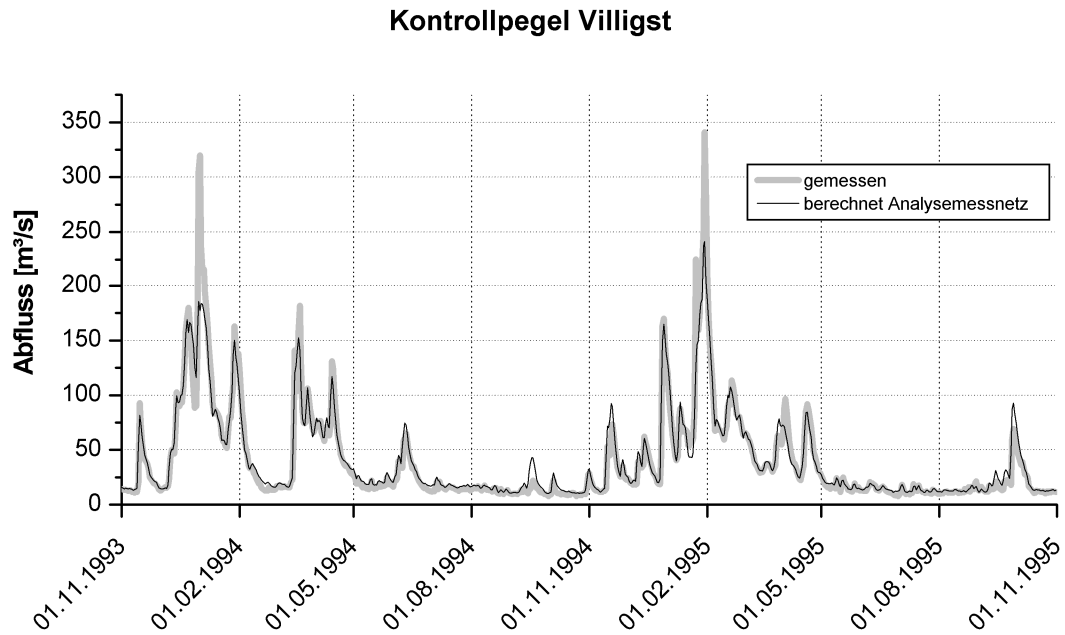
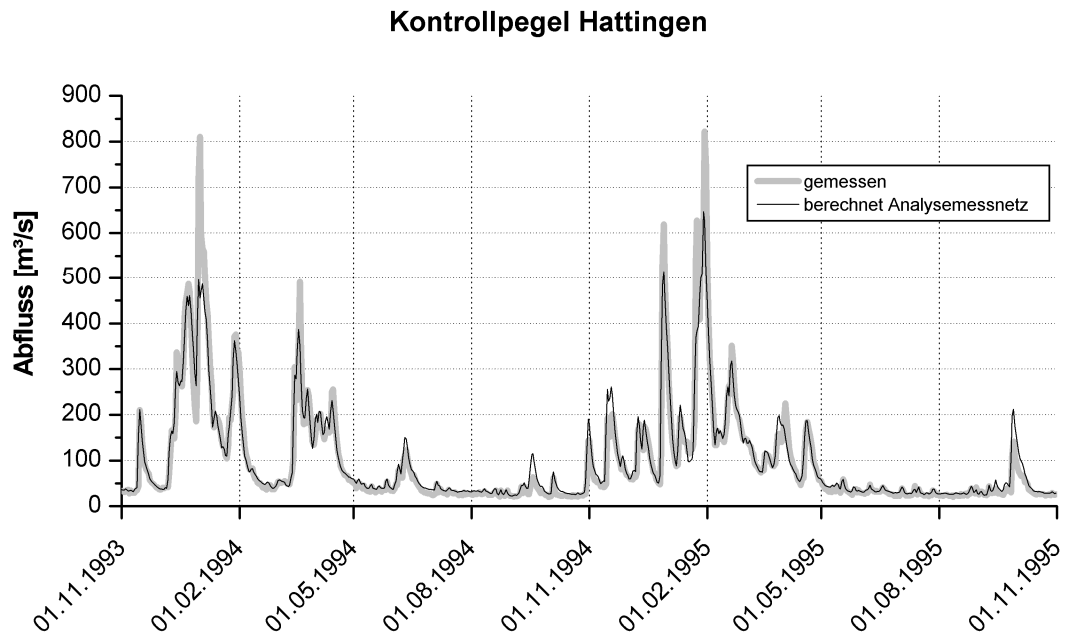


Abbildung 5-14: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflussganglinien an den Kontrollpegel Hattingen und Villigst im Validierungszeitraum

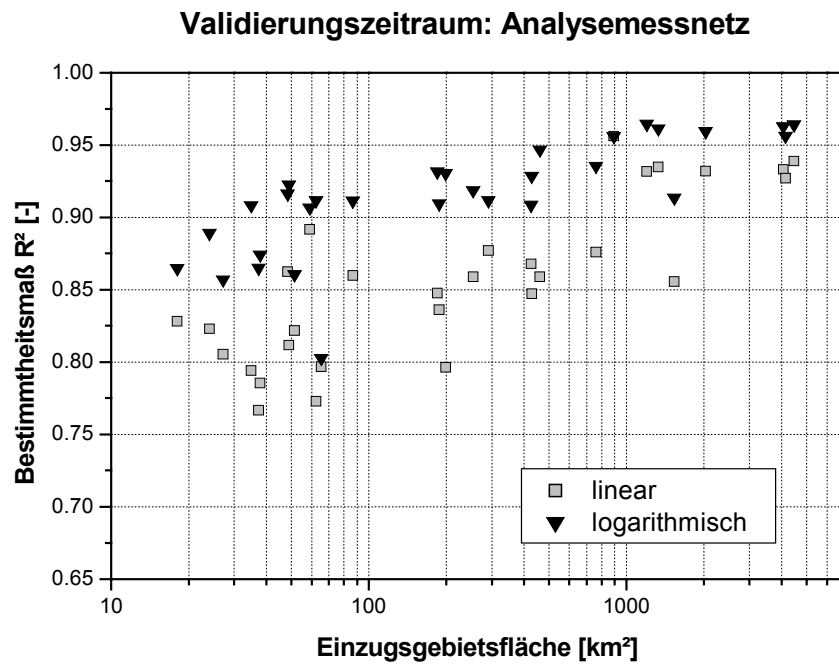


Abbildung 5-15: Bestimmtheitsmaße im Validierungszeitraum in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche der Pegel (Analysemessnetz)

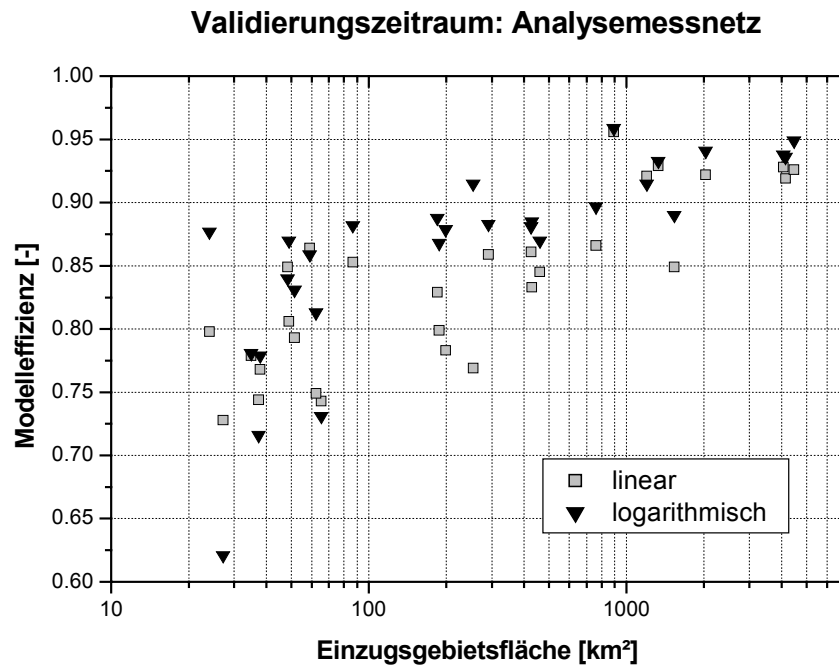


Abbildung 5-16: Modelleffizienzen im Validierungszeitraum in Abhängigkeit der Einzugsgebietsfläche der Pegel (Analysemessnetz)

### 5.7.3 Verifizierung bei reduzierter Messnetzdicke (DFÜ-Messnetz)

Die durchgeführte dritte Phase der Modellanpassung geht über die übliche Validierungspraxis des ‚split-sample-test‘ hinaus und prüft die Vorhersagefähigkeit des Modells auch bei unterschiedlicher räumlicher Auflösung der Niederschlagsbelastung. Hierfür wurde die Simulation des Abflussgeschehens der Wasserwirtschaftsjahre 1992 und 1993 mit der reduzierten räumlichen Auflösung des Niederschlagsmessnetzes, das im Echtzeitbetrieb zur Verfügung steht, durchgeführt. *Abbildung A-3* zeigt das DFÜ-Messnetz mit den zugehörigen Thiessenpolygonen.

Der Vergleich der linearen und der logarithmischen Gütemaße bezogen auf die unterschiedlichen Messnetze (siehe *Abbildung 5-17* und *Abbildung 5-18*) weist zunächst auf keine gravierende Änderung der Abbildungsgüte durch die starke Reduktion der Messnetzdicke hin. Dies bestätigt sich auch, wenn man die Ergebnisse anhand der gemessenen und berechneten Ganglinien an Pegeln der unteren und mittleren Ruhr (siehe *Abbildung 5-19*) oder der Lenne betrachtet. Für die bewirtschaftungsrelevanten Aussagen an den Kontrollpegeln des Systems kann deswegen die Messstellendichte des DFÜ-Messnetzes als ausreichend bezeichnet werden. Dies verifiziert die Anwendbarkeit des Modells für den Echtzeitbetrieb.

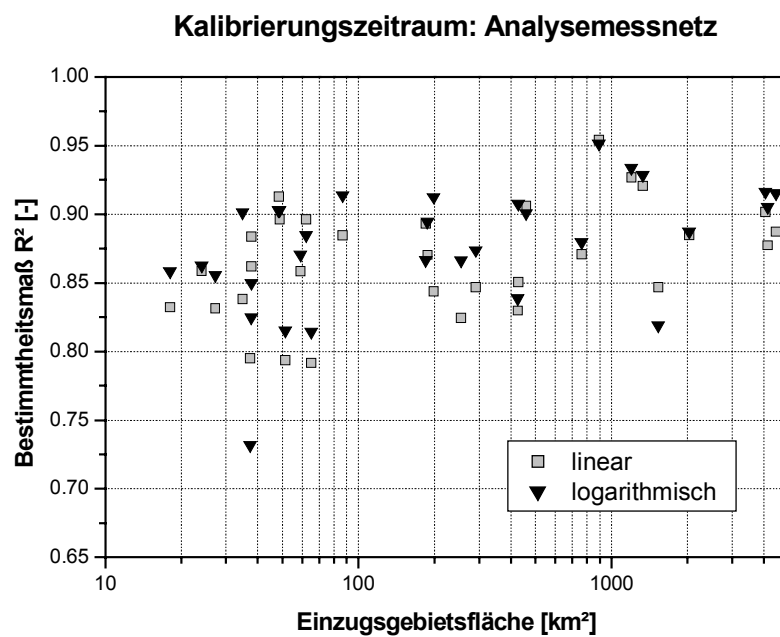
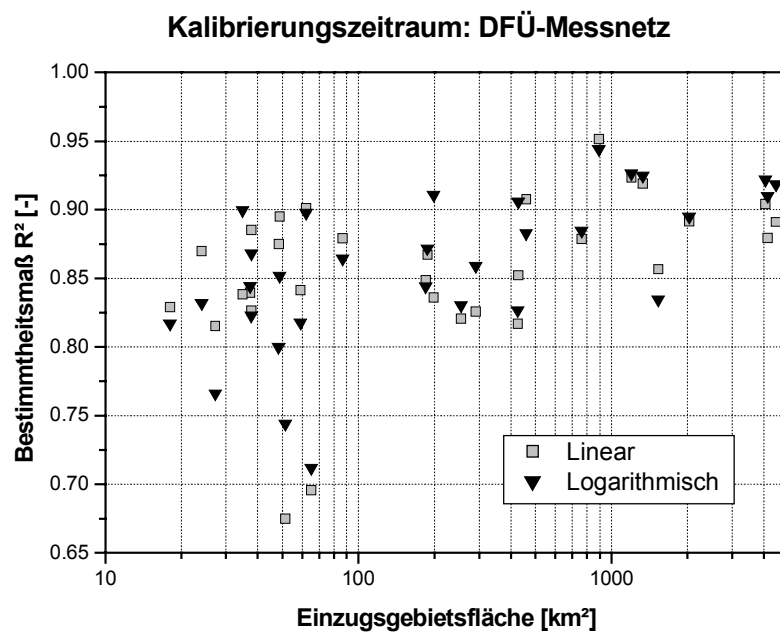


Abbildung 5-17: Gegenüberstellung der Bestimmtheitsmaße im Kalibrierungszeitraum bei Verwendung unterschiedlicher Niederschlagsmessnetze

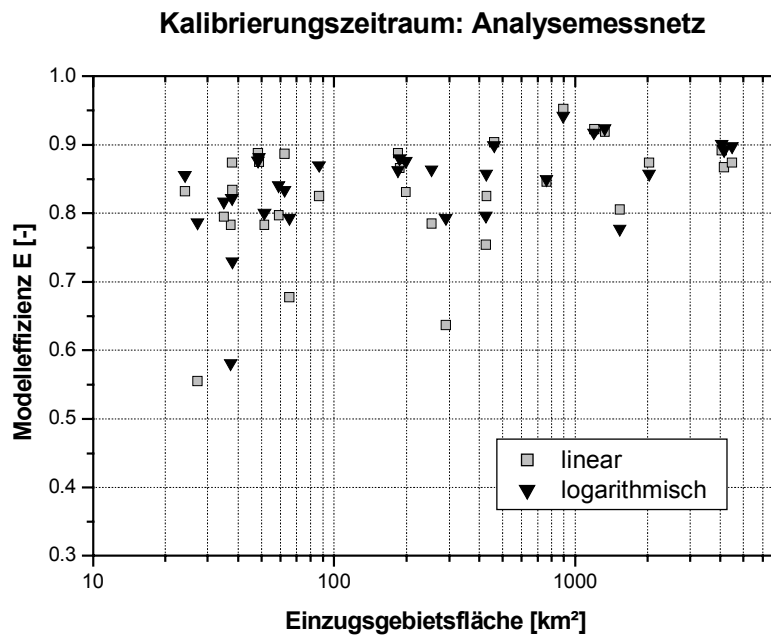
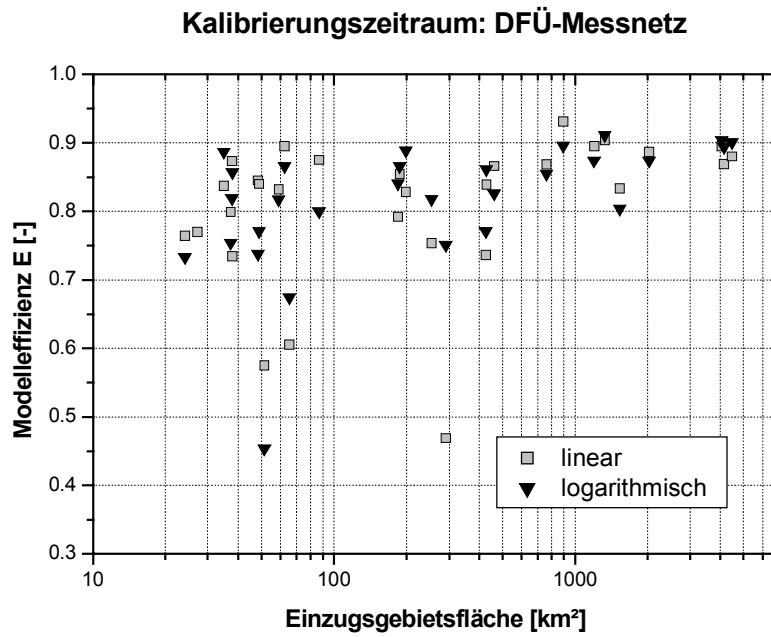


Abbildung 5-18: Gegenüberstellung der Modelleffizienzen im Kalibrierungszeitraum bei Verwendung unterschiedlicher Niederschlagsmessnetze

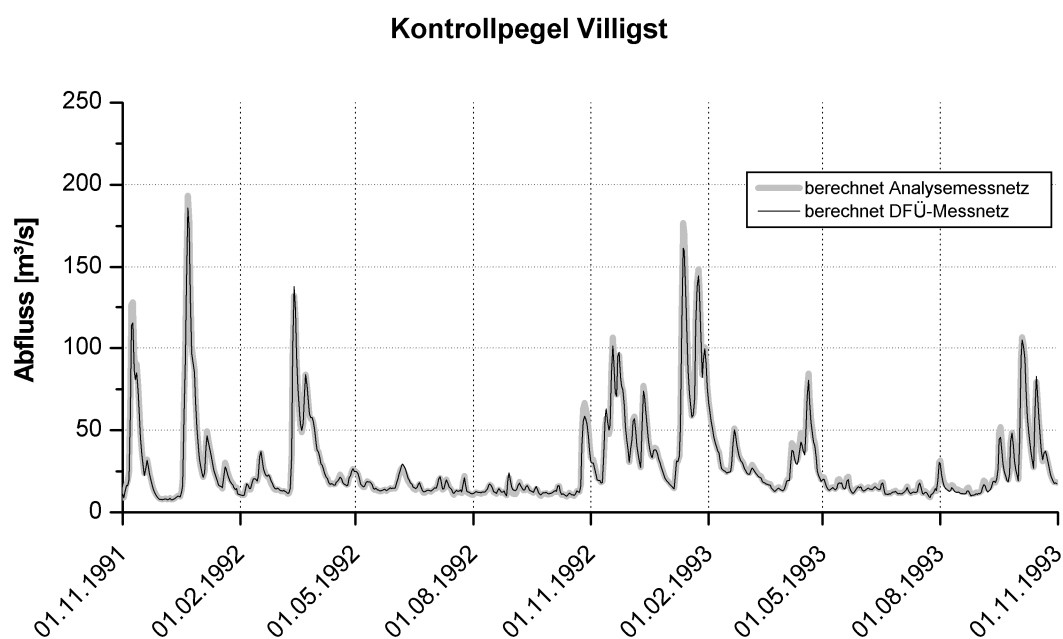
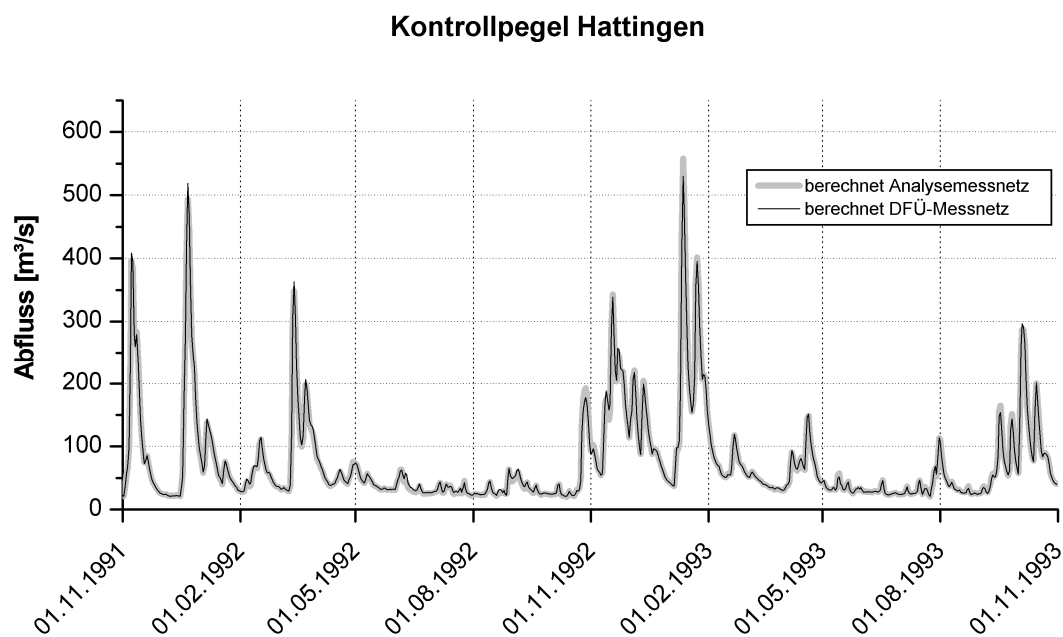
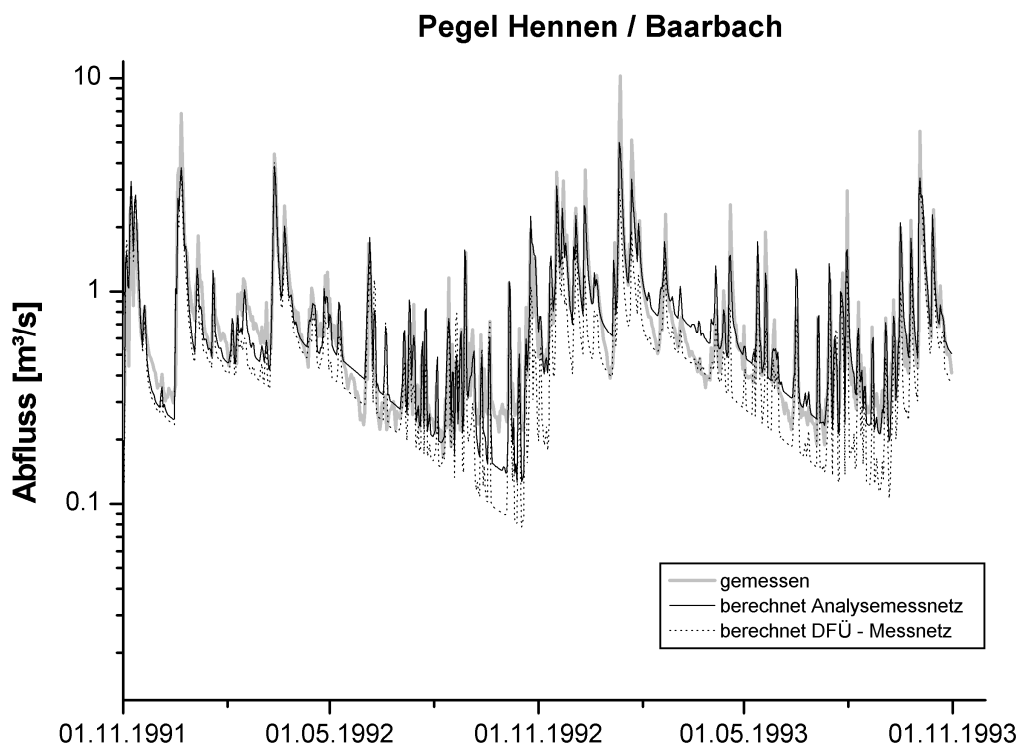


Abbildung 5-19: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflussganglinien an den Kontrollpegel Hattingen und Villigst im Validierungszeitraum

Lenkt man jedoch das Augenmerk auf die Pegel mit kleineren Einzugsgebieten, treten zum Teil größere Abweichungen auf. Ein Beispiel hierfür bildet das Einzugsgebiet des Baarbachs bis zum Pegel Hennen (Teilgebiet 560, *Abbildung A-9*). Vergleicht man die berechneten, logarithmierten Abflussganglinien bezüglich beider Messnetze (siehe *Abbildung 5-20*), zeigt sich innerhalb der beiden simulierten Wasserwirtschaftsjahre eine systematische Unterschätzung des Abflusses bei Berücksichtigung des DFÜ-Messnetzes. Betrachtet man in *Abbildung A-3* die zugehörige Niederschlagsstation (DFÜ-Station Hagen-Hohenlimburg), stellt man fest, dass die mittlere Einzugsgebietshöhe des Baarbachs von 236,6 m+NN einer Messstellenhöhe von 107,5 m+NN gegenübersteht. Sowohl diese Tatsache als auch die geografisch nicht repräsentative Lage der Niederschlagsstation (unteres Lennetal gegenüber Südseite des Ruhrtals), können Ursache für den systematisch auftretenden Modellfehler am Pegel Hennen sein.



*Abbildung 5-20: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflüsse am Pegel Hennen/Baarbach (logarithmierte Darstellung)*

Ein weiteres Beispiel zeigt der Pegel Nichtinghausen im Einzugsgebiet der Henne (Teilgebiet 115, *Abbildung A-9*). *Abbildung 5-21* verdeutlicht, dass das Modell in der Niedrigwasserperiode zwischen Juli und September 1992 bei Verwendung des DFÜ-Messnetzes zwei signifikante Abflussanstiege simuliert, die bei Verwendung des Analysemessnetzes nicht berechnet werden. Dies zeigt, dass die verminderte Messstellendichte besonders in den Sommermonaten stärkere Abweichungen bewirken



kann. Die sommerlichen Starkregenereignisse treten häufig nur sehr lokal auf und können durch ein dünneres Messnetz nur unzureichend erfasst werden.

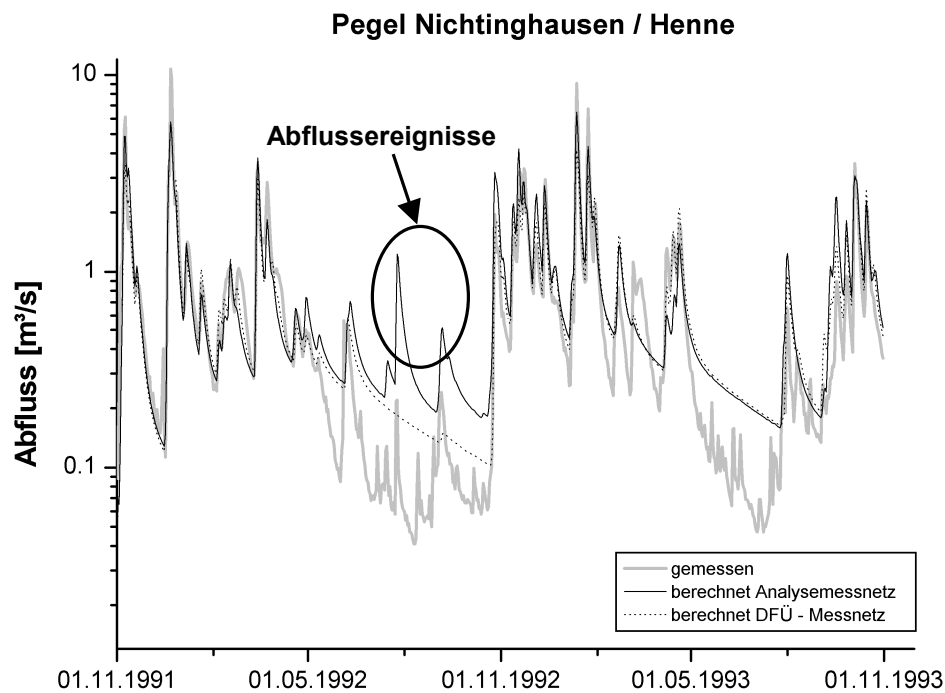


Abbildung 5-21: Vergleich der gemessenen und berechneten Abflüsse am Pegel Nichtinghausen/Henne (logarithmierte Darstellung)

## 5.8 Modellanwendung im Echtzeitbetrieb

### 5.8.1 Ablaufstruktur und Ergebnisse des kontinuierlichen Echtzeitbetriebs

Nach der Anpassung des Gesamtmodells anhand der Wasserwirtschaftsjahre 1992 bis 1995 wurde das Modell zum operationellen Echtzeitbetrieb in der Leitzentrale des Ruhrverbands in Essen im Juli 2002 installiert. Für den praktischen Einsatz wurde eine grafische Benutzeroberfläche entwickelt, die den Anwender bei der Bearbeitung des täglichen Betriebsablaufs unterstützt. Ein Visualisierungstool ermöglicht die grafische Ausgabe unterschiedlicher Messgrößen des Systems mit den korrespondierenden simulierten und vorhergesagten Systemgrößen.

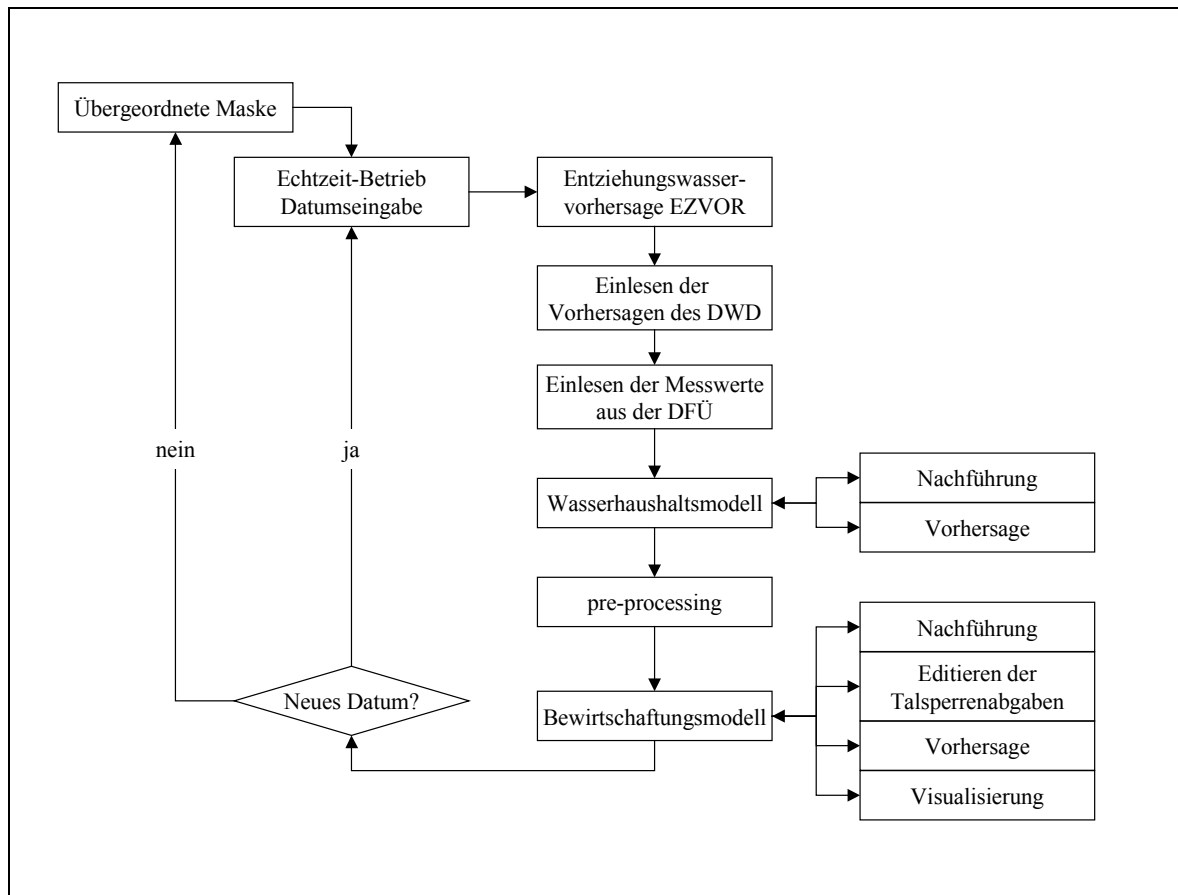


Abbildung 5-22: Ablaufstruktur der graphischen Benutzeroberfläche des kontinuierlichen Echtzeitbetriebs in der Leitzentrale des Ruhrverbands

Abbildung 5-22 zeigt das Ablaufdiagramm für den täglichen Echtzeitbetrieb zur Bewirtschaftung des Ruhreinzugsgebiets. Bezüglich der Modellnachführung ist die Benutzerführung streng sequentiell aufgebaut. Die Berechnung der Vorhersagen der Zuflüsse aus den Teileinzugsgebieten mit dem Wasserhaushaltsmodell lassen sich ebenso wie die Vorhersageberechnungen mit dem Bewirtschaftungsmodell wiederholt durchführen. Dies erlaubt dem Anwender die Untersuchung verschiedener Niederschlagsszenarien (z.B. Nullvariante: kein weiterer Niederschlag im Vorhersageintervall) in Kombination mit verschiedenen Abgabeszenarien (Talsperrenverbundsystem). Dies erleichtert die Analyse der Auswirkungen von Steuerungseingriffen auf das Abflussgeschehen im Gesamtsystem. *Abbildung 5-23* zeigt eine mögliche Visualisierung von Berechnungsergebnissen, wie sie dem Anwender des Modellsystems bei der Bearbeitung am 08.07.2002 zur Verfügung stand. Die simulierten (Modellnachführung) und die gemessenen Abflüsse an den Kontrollpegeln Hagen-Hohenlimburg/Lenne und Hattingen/Ruhr werden bis zum 07.07.2002 dargestellt. Ab dem 08.07.2002 sind die auf der Grundlage der meteorologischen Vorhersagen des DWD

vorhergesagten Abflüsse in das Diagramm eingetragen. Die Länge des Vorhersageintervalls beträgt sechs Tage.

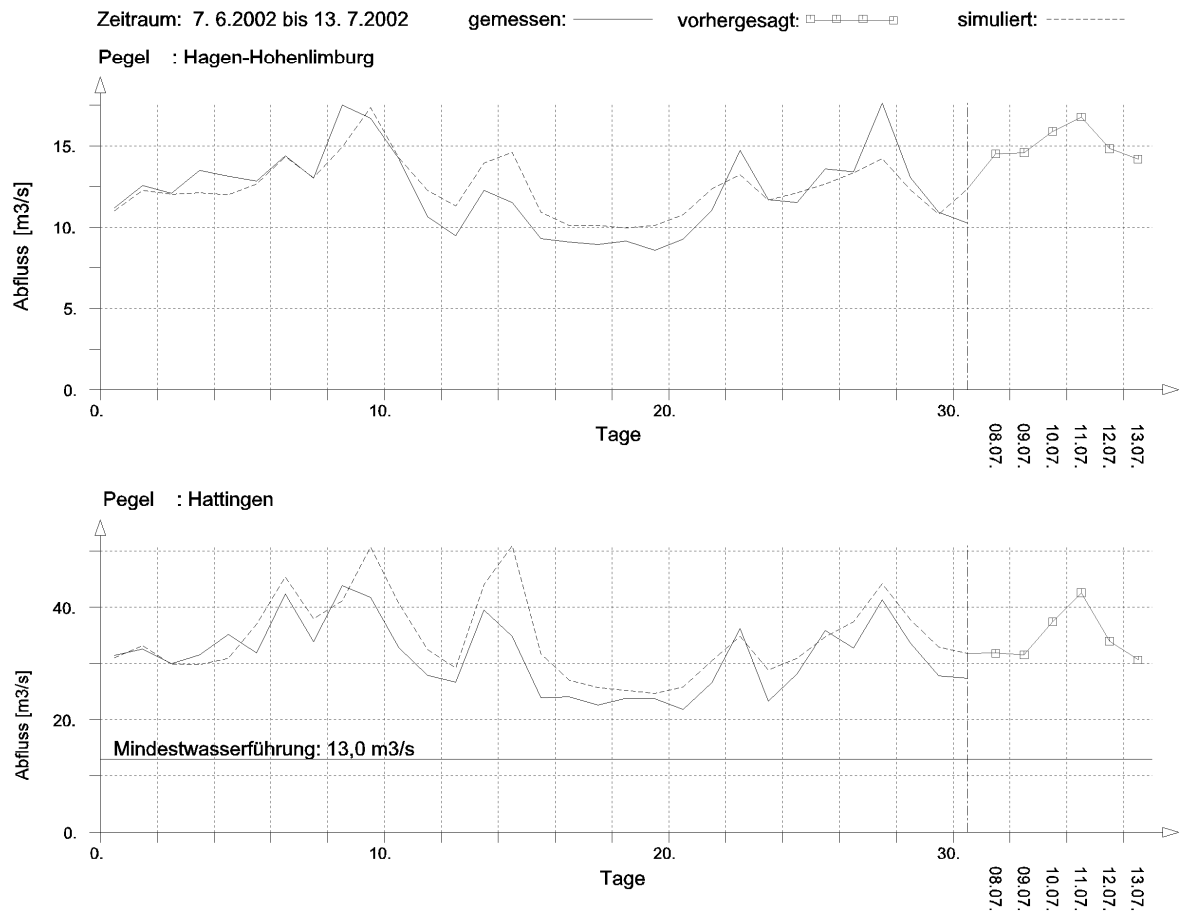


Abbildung 5-23: Visualisierung der Vorhersageberechnungen vom 08.07.2002 für die Kontrollpegel Hattingen/Ruhr und Hagen-Hohenlimburg/Lenne

Zur Beurteilung der ersten Ergebnisse im Vorhersagebetrieb sind in *Abbildung 5-24* die 2-Tagesvorhersagen und in *Abbildung 5-25* die 6-Tagesvorhersagen für den bisher verfügbaren Zeitraum den gemessenen und den simulierten Abflüssen gegenübergestellt. Obwohl der relativ kurze Zeitraum keine statistisch abgesicherten Aussagen über die Vorhersagegüte erlaubt, hat sich gezeigt, dass die Güte bei einem kürzeren Vorhersageintervall der Simulationsgüte des Modells nahe kommt. Das Modellsystem kann somit in diesem Vorhersagebereich als Entscheidungsgrundlage zur Bewirtschaftung des Talsperrensystems erfolgreich genutzt werden. Erfolgt die Vorhersage über einen längeres Vorhersageintervall, nimmt die Güte der Berechnungen stark ab. Die Ursache für die resultierende Vorhersagegüte ist jedoch maßgeblich in der Qualität der meteorologischen Vorhersagedaten zu suchen. Eine genauere Untersuchung der Vorhersagegüte der meteorologischen Eingangsdaten ist für die Zukunft bereits geplant.

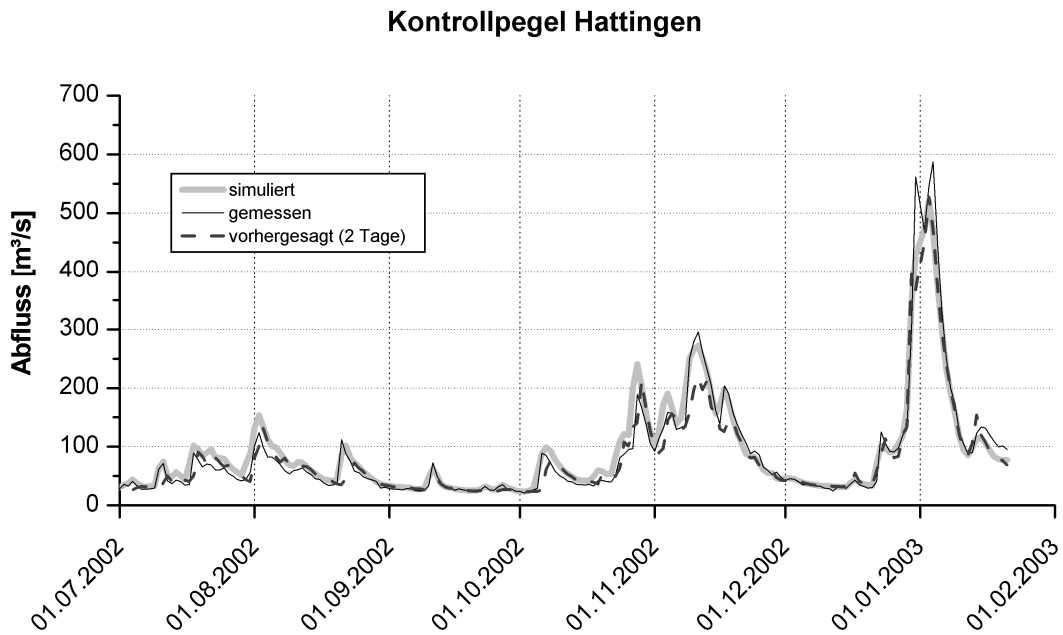


Abbildung 5-24: Vergleich der 2-Tagesvorhersagen mit den gemessenen und simulierten Abflüssen am Pegel Hattingen/Ruhr

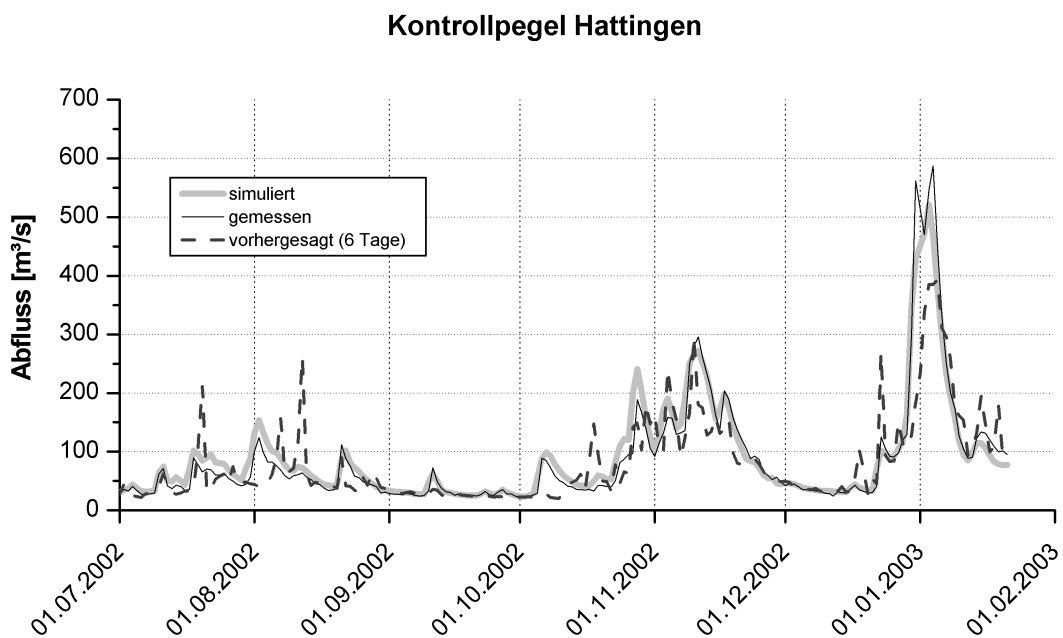


Abbildung 5-25: Vergleich der 6-Tagesvorhersagen mit den gemessenen und simulierten Abflüssen am Pegel Hattingen/Ruhr

### 5.8.2 Sensitivität des Vorhersagebetriebs

Um die Sensitivität des Modells bei der Erstellung von Vorhersagen zu untersuchen, wurden verschiedene Vorhersagevarianten mit den Daten der Wasserwirtschaftsjahre 1992 und 1993 berechnet. Für die beiden Wasserwirtschaftsjahre liegen leider keine Vorhersagedaten für die meteorologischen Eingangsgrößen des Modells vor, so dass lediglich Szenarien untersucht werden konnten. *Tabelle 5.3* listet die analysierten Varianten auf. Zwei Eingangsgrößen des Systems wurden in der Variantenstudie näher untersucht: Die Entziehungen aus der Ruhr wurden im Vorhersageintervall einerseits mit ihren gemessenen Größen und andererseits mit den vorhergesagten Größen angesetzt. Der Niederschlagsverlauf im Vorhersageintervall wurde entweder als gemessen angesetzt oder es wurde angenommen, dass kein weiterer Niederschlag fällt. Als weitere Niederschlagsvariante wurde ein persistenter Verlauf angesetzt. Zu Kontrollzwecken wurde auch die Variante 0 – gemessene Entziehungen und gemessener Niederschlag – berechnet. Diese Variante entspricht der Simulation des Abflussgeschehens.

*Tabelle 5.3: Varianten der Sensitivitätsuntersuchung des Vorhersagemodells*

		Niederschlagsverlauf im Vorhersageintervall		
		Gemessen	Kein weiterer Niederschlag	Persistent
Entziehungen im Vorhersageintervall	Gemessen	Variante 0 (Simulation)	Variante 1	Variante 2
	Vorhergesagt	Variante 3	Variante 4	Variante 5

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der Ansatz von vorhergesagten Entziehungen nur zu unbedeutenden Veränderungen der Anpassungsgüte der Modellrechnungen führt. Es sollte jedoch beachtet werden, dass die untersuchten Wasserwirtschaftsjahre 1992 und 1993 keine extremen Niedrigwasserphasen aufweisen, in denen der Einfluss der Entziehungswassermengen bedeutend größer werden kann. In die weiteren Erläuterungen werden nur die Varianten 1 bis 3 einbezogen, da die Varianten 4 und 5 nur unerheblich von den Varianten 1 und 2 abweichen. Um einen Vergleich der Vorhersagegüte mit der Simulationsgüte zu ermöglichen, wird die Entwicklung der Bestimmtheitsmaße der

linearen und der logarithmierten Abflüsse über die Länge des Vorhersageintervalls dargestellt.

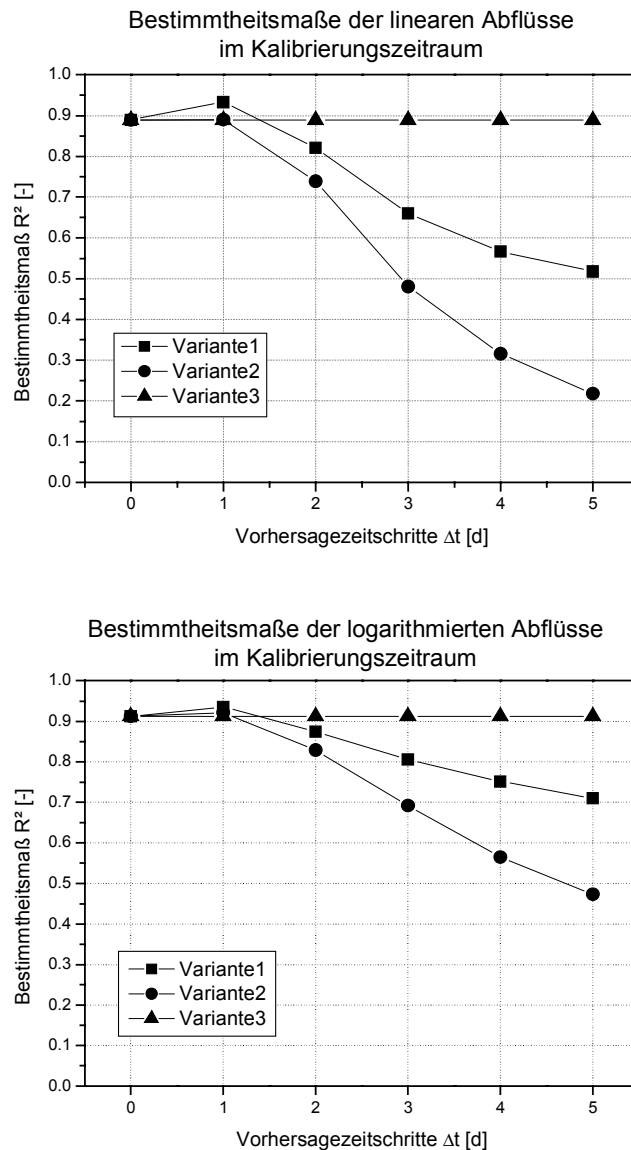


Abbildung 5-26: Bestimmtheitsmaße der lineare und der logarithmierten Abflüsse über das Vorhersageintervall am Pegel Hattingen für unterschiedliche Vorhersagevarianten

Abbildung 5-26 zeigt die Gütemaße exemplarisch am Kontrollpegel Hattingen. Das Gütemaß zum Vorhersagezeitschritt  $i \cdot \Delta t = 0$  Tage entspricht dem Gütemaß für die reine Simulation des Abflussgeschehens. Es lässt sich sofort erkennen, dass das Gütemaß für die Variante 3 über das gesamte Vorhersageintervall (5 Tage) nahezu konstant bleibt. Die Vorhersagen der Entziehungswassermengen aus der Ruhr haben also nur einen unbedeutenden Einfluss auf die Vorhersagegüte für die Abflüsse an den Kontrollpegeln

des Einzugsgebiets. Erwartungsgemäß ist bei der Variante 2 mit der Vorgabe eines persistenten Niederschlagsverlaufs ein stärkeres Abfallen der Vorhersagegüte mit zunehmender Vorhersagedauer zu verzeichnen als bei der Annahme, dass kein weiterer Niederschlag mehr fällt. Die relativ geringe Veränderung des Gütemaßes über das Vorhersageintervall bei der Variante 1 zeigt, dass diese Variante für Vorhersagen im Niedrigwasserbereich bereits eine akzeptable Näherung darstellt, die auf der sicheren Seite liegt. Zumindest beim Ausbleiben einer Niederschlagsvorhersage im Echtzeitbetrieb kann die Annahme, dass kein weiterer Niederschlag fällt, zur Erstellung einer Vorhersage herangezogen werden. Aus dem Vergleich der linearen mit den logarithmischen Bestimmtheitsmaßen kann ersehen werden, dass das Modell bei der Vorhersage im Niedrigwasserbereich eine bessere Abbildungsgüte erzielen kann als in den höheren Abflussbereichen.

Bemerkenswert ist, dass bei den Untersuchungen die Vorhersage über einen Zeitschritt jeweils eine geringfügig bessere Anpassungsgüte ergab, als die Simulation selbst (siehe *Abbildung 5-26*). Für dieses Phänomen sind verschiedene Ursachen vorstellbar. Zunächst besteht die Möglichkeit, dass eine fehlerhafte Parametrisierung des Flood-Routing-Verfahrens (Doppelspeicherkaskade) zu einer falschen Abbildung der Translationswirkung im Gerinne führt. Da in den Untersuchungen der Vorhersageergebnisse dieses Phänomen systematisch für alle Pegel in den Hauptgewässern Lenne, Volme und Ruhr angetroffen wurde, ist diese Ursache sehr unwahrscheinlich.

Weiterhin kann als Ursache die Verwendung der Tagessummen des Niederschlags als Belastungsgrößen in Betracht gezogen werden. Diese beziehen sich auf die Zeit 7:30 Uhr eines Tages. Die Tagesmittelwerte der gemessenen Abflüsse, welche zur Ermittlung der Gütemaße herangezogen werden, beziehen sich dagegen auf die Zeit 0:00 Uhr. Es entsteht somit bei der Nachführung des Modells ein zeitlicher Versatz von 7,5 Stunden. Dies kann ebenfalls eine Verschiebung des Zeitpunkts mit der höchsten Anpassungsgüte bewirken.

Eine weitere mögliche Ursache kann auch aus einer allgemeinen Betrachtung der Fehler von Vorhersagemodellen abgeleitet werden:

Der auftretende Gesamtfehler bei hydrologischen Vorhersagen setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Zunächst resultiert eine Fehlerkomponente aus der ungenauen Schätzung des aktuellen Systemzustands, d.h. die Vorgeschichte des Ereignisses ist nicht hinreichend genau bestimmt und führt zu einem Fehler dessen Verlauf durch die Form der Kurve A in *Abbildung 5-27* beschrieben werden kann. Nach dem Erreichen des Maximums der Auswirkungen der fehlerhaften Einschätzung des aktuellen Zustands, kommt es zu einer stetigen Abnahme des Fehlers aufgrund des vorangehenden Systemzustands. Der zweite Fehleranteil entsteht durch die fehlerbehafteten, vorhergesagten Eingangs- bzw. Belastungsgrößen des Modells (Niederschlag, Temperatur etc.). Dieser Fehler steigt mit zunehmendem Vorhersagezeitraum kontinuierlich an und weist einen qualitativen Verlauf

gemäß Kurve B auf. Sicherlich hängt der quantitative und der zeitliche Verlauf der Kurven A und B von unterschiedlichen Faktoren wie z.B. der hydrologischen Charakteristik des Einzugsgebiets ab. Eine Überlagerung der beiden Fehleranteile kann jedoch dazu führen, dass der Gesamtfehler ein Minimum gemäß Kurve C durchläuft. Erst wenn der Fehleranteil aufgrund der fehlerhaften Vorhersagen dominant wird, kommt es wieder zu einem Ansteigen des Gesamtfehlers der Vorhersage (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1991).

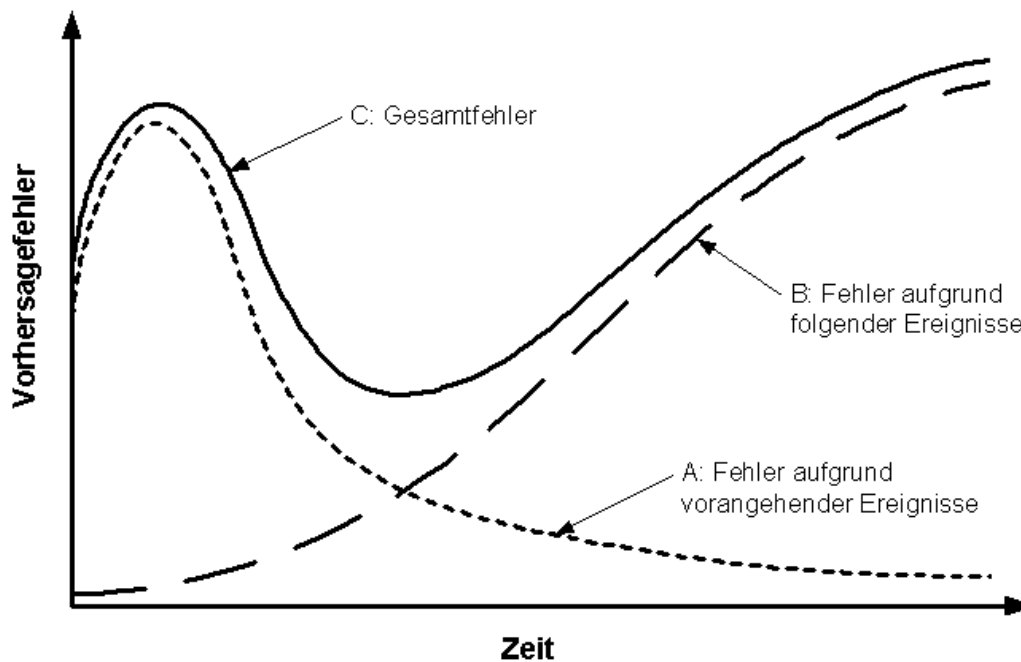


Abbildung 5-27: Qualitative Fehlerbetrachtung bei der hydrologischen Abflussvorhersage (nach U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1991).

Eine abschließende Aussage über die maßgebliche Fehlerursache kann an dieser Stelle nicht getroffen werden. Es müssen weitere Untersuchungen dieses Phänomens im tatsächlichen Echtzeitbetrieb angestellt werden, da in diesem Fall der zeitlichen Versatz durch die Bildung der Tagessummen des Niederschlags als mögliche Fehlerursache wegfällt.



## 6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Forderungen von Forschung und Politik setzen eine ganzheitliche Betrachtung der zukünftigen Aufgabenstellungen im Bereich der Wasserwirtschaft voraus. Eine Integration der ökologischen, ökonomischen und soziologischen Gesichtspunkte in wasserwirtschaftliche Untersuchungen und Planungen wird angestrebt, um eine nachhaltige Entwicklung der Hydrosphäre zu gewährleisten.

Die vorliegende Arbeit liefert hierzu einen Beitrag in Form des Modellsystems BEWASYS zur Wassermengenbewirtschaftung, das als Werkzeug zur Entscheidungshilfe genutzt werden kann. Die Wassermengenbewirtschaftung und damit die Kenntnis der Verfügbarkeit und des Bedarfs der Ressource Wasser innerhalb eines Systems stellt den Grundbaustein aller interdisziplinären Projekte im wasserwirtschaftlichen Bereich dar. Der modulare Aufbau ermöglicht eine einfache Kopplung mit den Modellen anderer Fachdisziplinen, welche die Information der Wasserverteilung im System benötigen. Es wird ein Softwaretool zur Verfügung gestellt, das durch die strikte Trennung von systemspezifischen Daten, Systembelastung, Berechnungskern und Datenbereitstellung auf verschieden strukturierte, wasserwirtschaftliche Systeme übertragbar ist. Die einzelnen Bausteine des Modells, die in einem Baukastensystem aus Knoten und Streckenfunktionen vorliegen, sind frei miteinander kombinierbar, so dass unterschiedliche Systeme durch ein Netzwerkmodell abgebildet werden können.

Die Entwicklung einer modularen Modellstruktur garantiert die Übertragbarkeit des Modellsystems. Sowohl durch eine streng hierarchische Struktur geprägte Fließgewässer und Talsperren als auch steuerbare und staugeregelte Kanäle und Flusstauhaltungen, geprägt durch ein mildes Gefälle und starke Rückkopplungen zwischen den Systemelementen, werden durch die geschaffenen Modellbausteine repräsentiert.

Durch ein geeignetes Modellkonzept wird die Erfassung grundlegend verschiedener Aufgabenstellungen ermöglicht: der prognostizierende und planende Einsatz sowie der operative Einsatz. Das Modellsystem kann also für Langfristsimulationen ebenso wie für Echtzeitvorhersagen eingesetzt werden (BRUDY-ZIPPELIUS et al., 2002).

Eine zeitliche Diskretisierung in Tagesschritten wird gewählt, um die für die Wassermengenbewirtschaftung maßgeblichen Prozesse zu erfassen. Dies hat zur Folge, dass die Wellenverformung in Gewässerstrecken durch ein Flood-Routing-Verfahren erfasst werden muss, da die Retentions- und Translationseigenschaften der Fließgewässer bei dieser zeitlichen Diskretisierung eine entscheidende Rolle spielen. Eine Modifikation der linearen Doppelspeicherkaskade wird eingesetzt, um den im Niedrig- und Mittelwasserbereich stark veränderlichen Fließzeiten in der Gewässerstrecke Rechnung zu tragen. Durch die mathematische Formulierung des Modellbausteins Fließgewässer im

Zustandsraum, wird gleichzeitig die Möglichkeit geschaffen, das Kalman-Filter-Verfahren für eine effiziente Modellnachführung im Echtzeitbetrieb zu verwenden.

Die Anwendung des Modells wird am Beispiel der Wassermengenbewirtschaftung des Ruhreinzugsgebiets aufgezeigt. Ziel der Modellanwendung ist eine entscheidende Verbesserung der einzugsgebietsbezogenen Bewirtschaftung durch eine operative Echtzeitsteuerung der vorhandenen Talsperren. Zur Anpassung des Modells an das wasserwirtschaftliche System des Ruhreinzugsgebiets werden Simulationsrechnungen auf der Grundlage von historischen Datensätzen durchgeführt. Bei der Kalibrierung und der Validierung des Modells zeigt sich, dass gute Ergebnisse erzielt werden und speziell im Mittel- und Niedrigwasserbereich eine hohe Anpassungsgüte vorliegt. Dies verdeutlicht die Leistungsfähigkeit des entwickelten Modellbausteins "Fließgewässer", der im Einzugsgebiet der Ruhr von zentraler Bedeutung ist. Seit Juli 2002 befindet sich das Modellsystem in der Leitzentrale des Ruhrverbands im täglichen Echtzeitbetrieb. Auf der Grundlage von meteorologischen Vorhersagen des Deutschen Wetterdienstes werden täglich Vorhersagen für die Abflusssituation des Gesamtgebiets erstellt. Erste Erfahrungen zeigen, dass das Modellsystem aufgrund seines robusten Simulationsverhaltens für den operativen Einsatz bestens geeignet ist.

Ein komplexes Modellsystem bedarf einerseits einer intensiven Pflege, aber andererseits auch einer ständigen Weiterentwicklung durch den sachverständigen Entwickler. Trotz dem Streben nach einem möglichst hohen Grad an Flexibilität, ergeben sich durch neue Anwendungen zwangsläufig Problemstellungen, die durch den vorliegenden Modellumfang nicht erfasst werden. Diese Vorgaben sind zwar mit einem enormen Aufwand verbunden, aber nur so lässt sich ein Modellsystem einem breiten Anwenderkreis zugänglich machen. Aufgrund dessen soll an dieser Stelle ein kurzer Abriss des möglichen Entwicklungsbedarfs für die Zukunft gegeben werden:

- Um die Vorhersagegüte des Modellsystems zu verbessern ist ein geeignetes Update-Verfahren zu implementieren. Wie in Kapitel 3.4 gezeigt wird, ist das Kalman-Filter-Verfahren für die vorliegende Aufgabenstellung erfolgversprechend. Die verfahrensspezifischen Voraussetzungen sind durch eine geeignete mathematische Formulierung bereits geschaffen.
- Der Einsatz von Optimierungsverfahren zur Festlegung der steuerbaren Größen eines wasserwirtschaftlichen Systems (z.B. Talsperrenabgaben, Pumpwassermengen, Schleusungen) kann sowohl im planenden als auch im operativen Einsatz zu einer entscheidenden Verbesserung des Modellsystems führen. Indirekte Optimierungsverfahren, wie beispielsweise die Anwendung der Evolutionsstrategie, versprechen in komplexen Systemen gute Resultate (LOHR, 2000). Besonders hilfreich sind solche Verfahren, um Betriebsregeln für mittlere wasserwirtschaftliche

Verhältnisse abzuleiten, die auch im operativen Betrieb als übergeordnetes Steuerungsziel genutzt werden können. Die aktuelle Steuerung eines Systems kann zwar von diesen Betriebsregeln abweichen, um auf kurzfristig auftretende Störgrößen zu reagieren, langfristig sollen jedoch die Betriebsregeln für mittlere wasserwirtschaftliche Verhältnisse angewandt werden.

- Der modulare Aufbau des Gesamtsystems ermöglicht nicht nur die Kopplung mit anderen Modellen zur Wassermengenbewirtschaftung (siehe Kapitel 5.3), sondern auch mit Modellen aus anderen Fachdisziplinen der (Ingenieur-) Wissenschaften, wie zum Beispiel Wasserqualitätsmodelle oder sozio-ökonomische Modelle. Durch die Schaffung geeigneter Schnittstellen zu diesen Modellen, insbesondere zur Gewässergütemodellierung, wird eine 'integrative Bewirtschaftung' von Flusseinzugsgebieten, wie sie in den Richtlinien von Politik (WRRL) und Forschung (GLOWA) gefordert wird, ermöglicht (TARBOTON & OBEYSEKERA, 2001; BILALET DIN & FRISK, 2001).
- Die Einbindung des Modellsystems in ein Geografisches Informationssystem (GIS) ist anzustreben. Sie erleichtert die Anwendung des Modellsystems und verschafft dem Bearbeiter eine bessere räumliche Vorstellung der aktuellen wasserwirtschaftlichen Situation. Verbesserungen und Erweiterungen im Bereich der Visualisierung und der statistischen Analyse der Modellergebnisse sind vorzunehmen, um die Anwenderfreundlichkeit des Modellsystems zu erhöhen.
- Hinsichtlich der Anwendung des Modellsystems im Ruhreinzugsgebiet könnte in Zukunft der Forderung einer besseren Beteiligung der Öffentlichkeit und der Medien zur nachhaltigen Bewirtschaftung eines Flusseinzugsgebiets entsprochen werden (WRRL), indem ausgewählte Ergebnisse der Modellanwendung über Internetpräsenzen anderen Beteiligten zur Verfügung gestellt werden. Im Bereich der Hochwassermodellierung wird dies in der Leitzentrale des Ruhrverbands in Essen bereits praktiziert. Aber auch im Bereich der Niedrig- und Mittelwasserbewirtschaftung der Ruhr können Daten und Modellergebnisse für andere Beteiligte von Interesse sein (HAMEED & PODGER, 2001). Zum Personenkreis der Beteiligten gehören zum Beispiel Kraftwerks- und Wasserwerksbetreiber, Landwirte und Ökologen. Die Kenntnis der wasserwirtschaftlichen Situation der nächsten Tage kann für die Genannten von entscheidendem Nutzen sein.

## 7 Literaturverzeichnis

- Aitken, A.P. (1973):** Assessing systematic errors in rainfall-runoff models. In: Journal of Hydrology, 20 (1973), pp. 121-136.
- Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaften (2000):** Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik.
- Becker, A., Glos, E. (1969):** Grundlagen der Systemhydrologie. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Heft 32, Berlin.
- Becker, A. (1992):** Methodische Aspekte der Regionalisierung. In: Regionalisierung in der Hydrologie, hrsg. Von H.-B. Kleeberg. – Weinheim: VCH, 1992. – (Senatskommission f. Wasserforschung / Deutsche Forschungsgemeinschaft, DFG; Mitteilung 11), S. 16 - 32.
- Beven, K.J., Kirkby, M.J. (1979):** A physically based variable contributing area model of basin hydrology. In: Hydrol. Sci. Bull., 24(1), pp. 43-69.
- Bilaledin Ä., Frisk T. (2001):** A management modelling system which includes dynamic drainage basin and lake water quality models: the Lake Vortsjärv, Estonia, case study. In: Integrated Water Resources Management (Proceedings of a symposium held at Davis, California, April 2001). IAHS Publ. no. 272, pp.25-30.
- Blöschl, G. (1996):** Scale and Scaling in Hydrology. Habil.schr., Wiener Mitteilungen, Bd. 132.
- Bossel, H. (1992):** Simulation dynamischer Systeme: Grundwissen, Methoden und Programme. 2., verb. Aufl. – Braunschweig, Wiesbaden.
- Box, G.E.P. & Jenkins, G.M. (1970):** Time series analysis, forecasting and control. Holden Bay Inc., San Francisco.
- Braun, H.G. (1983):** Planungen zur Optimierung der Wasserbewirtschaftung für den Mittelland- und Elbe-Seitenkanal – eine nicht nur verkehrswasserwirtschaftliche Aufgabe –. In: DVWK Schriften, Heft 59: Wasserbewirtschaftung: Vorträge der Fachtagung 1982 in Goslar.
- Bremicker, M. (2000):** Das Wasserhaushaltsmodell LARSIM – Modellgrundlagen und Anwendungsbeispiele –. Freiburger Schriften zur Hydrologie, Band 11, Freiburg.
- Brudy-Zippelius, T., Ihringer, J. (1999):** Methodik der langfristig optimalen Wasserbewirtschaftung von Bundeswasserstraßen. In: Wasserbewirtschaftung an den Bundeswasserstraßen - Probleme, Methoden, Lösungen -, Kolloquium, Berlin, 14./15.Sept. 1999, Bundesanstalt f. Gewässerkunde, Koblenz, BfG-Veranstaltungen 2/2000, S. 145-155.

- Brudy-Zippelius, T., Morgenschweis, G., Ihringer, J. (2002):** Water Quantity Management in River Basins: Methodical Developments. Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Hydroscience and –Engineering, September 18-21, 2002; Warsaw, Poland.
- Bundesanstalt für Gewässerkunde (2000):** Integrierte Wasserbewirtschaftung nach Menge und Güte im Großraum Berlin und Havel unter den Bedingungen des globalen Wandels. Zwischenbericht Forschungsverbund GLOWA-ELBE.
- Bundesanstalt für Wasserbau (1993):** Bewirtschaftung ostdeutscher Wasserstraßen. Bericht zur hydraulischen Untersuchung der vorhandenen Kontrollbauwerke im Elbe-Havel-Kanal. BAW-Nr. 93-65-0030.
- Bundesministerium f. Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (2000):** Hydrologischer Atlas von Deutschland.
- BWK (2002):** Wasserbilanzmodelle in der Wasserwirtschaft – kontinuierliche Niederschlagsabflussmodelle – ; Merkblatt 2.
- Chen, P. P. (1999):** Conceptual modeling : current issues and future directions ; [collection of selected papers presented at the Symposium on Conceptual Modeling which was held in Los Angeles, California, on December 2, 1997] / Peter P. Chen ... (ed.). - Berlin ; Heidelberg : Springer, 1999.
- Camacho, L.A. & Less, M.J. (1999):** Multilinear discrete lag-cascade model for channel routing. In: Journal of Hydrology, 226 (1999), pp. 30-47.
- Dai, T. & Labadie, J.W. (2001):** River Basin Network Model For Integrated Water Quantity/Quality Management. In: Journal of Water Resources Planning and Management, Vol. 127, No. 5, pp. 295-305.
- Dammann, J. (1995):** Die Wasserbewirtschaftung des Main-Donau-Kanals im praktischen Betrieb. In: Wasserbewirtschaftung an den Bundeswasserstraßen - Probleme, Methoden, Lösungen -, Kolloquium, Berlin, 14./15.Sept. 1999, Bundesanstalt f. Gewässerkunde, Koblenz, BfG-Veranstaltungen 2/2000, S. 83-109.
- Danish Hydraulic Institute (2001):** MIKE BASIN, GIS-based water resources modeling. <http://www.dhisoftware.com/mikebasin/>
- Deutsche Forschungsgemeinschaft (1987):** Anwendungsmöglichkeiten des Kalman-Filter-Verfahrens in der Wasserwirtschaft. Hrsg. W. Schilling – Weinheim; New York: VCH.
- DIN 19 226:** Leittechnik, Regelungstechnik und Steuerungstechnik. Teil 1 bis 6.
- DIN 19 700:** Stauanlagen, Teil 10 bis 12.
- Dommermuth, H. & Trampf, W. (1990):** Die Verdunstung in der Bundesrepublik Deutschland, Zeitraum 1951-1989. Deutscher Wetterdienst, Offenbach am Main.
- Dyck, S. & Peschke G. (1995):** Grundlagen der Hydrologie. – 3., stark bearb. Aufl. – Berlin: Verlag für Bauwesen.

- Finke, W., Dornblut I., Oppermann R. & Richter K. (1993):** Untersuchungen zur langfristigen Bewirtschaftung der Wasserressourcen der Bundeswasserstraßen des Projekts 17. BFG-Bericht 0790, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Berlin.
- Fread, D.L. (1985):** Channel routing. In: Hydrological forecasting, edited by M.G. Anderson and T.P. Burt, John Wiley and Sons, pp. 437-503.
- Gitschel, C. (2000):** Computergestützte Generierung hydrologischer Simulationsmodelle. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Heft 123.
- Göppert, H.G. (1995):** Operationelle Hochwasservorhersage zur Steuerung von Talsperrren. Mitteilungen des Institutes für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe (TH), Heft 49.
- Gutknecht, D.K. (1991):** On the Development of Applicable Models for Flood Forecasting. In: Hydrology for the Water Management of Large River Basins (Proceedings of the Vienna Symposium, August 1991). IAHS Publ. No. 201, 1991.
- Green, W.H. & Ampt, G.A. (1911):** Studies on Soil Physics: I. The flow of air and water through soils. Journal of Agricultural Sciences, 4, pp. 1-24.
- Grünewald, U. (1998):** Ansatzpunkte zur Entwicklung eines nachhaltigen Niedrigwassermanagement in der Bundesrepublik Deutschland. In: Zukunft der Hydrologie, Koblenz, 19.-21. Jan. 1998, Bundesanstalt f. Gewässerkunde, Koblenz, BfG-Mitteilung Nr.16, S. 132-140.
- Hameed T., Podger G. (2001):** Use of the IQQM simulation model for planning and management of a regulated river system. In: Integrated Water Resources Management (Proceedings of a symposium held at Davis, California, April 2001). IAHS Publ. no. 272, pp. 83-89.
- Harboe, R. (1985):** Optimaler Betrieb wasserwirtschaftlicher Verbundsysteme mit Speichern und anderen Anlagen. Schriftenreihe des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Ruhr-Universität Bochum, Heft 4.
- Haude, W. (1958):** Über die Verwendung verschiedener Klimafaktoren zur Berechnung der potentiellen Evaporation und Evapotranspiration. Met. Rundschau 11, S. 96-99.
- Ihringer, J. (1985):** Vorhersage von Hochwasserabflüssen aus Niederschlägen mit dem Kalman-Filter. Mitteilungen des Institutes für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe (TH), Heft 25.
- Ihringer, J. & Brudy-Zippelius, T. (1999):** Methodik der langfristig optimalen Wasserbewirtschaftung von Bundeswasserstraßen. Arbeitsbericht des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH), unveröffentlicht.
- Imhoff, R. & Rißler P. (1997):** Die Ruhrwasserwirtschaft in den Trockenjahren 1959, 1976, 1996. GWF-Wasser/Abwasser 138 (1997) Nr.5, S.237.
- Jamieson, D.G. & Fedra, K. (1996):** The 'Water Ware' decision-support system for river-basin planning. 1. Conceptual design. In: Journal of Hydrology 177, pp 163-175.

- Kaden, S. & Redetzky, M. (1999):** Simulation von Bewirtschaftungsprozessen. In: Wasserbewirtschaftung an den Bundeswasserstraßen - Probleme, Methoden, Lösungen -, Kolloquium, Berlin, 14./15.Sept. 1999, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz, BfG-Veranstaltungen 2/2000, S. 121-143.
- Kaltofen, M. (2000):** Mehrdimensionale Simulation des Durchflussprozesses in Tagesmittelwerten unter Beachtung seiner Eigenschaften auf höheren Zeitschrittebenen und bei Niedrigwasser. Aktuelle Reihe BTU Cottbus 1/2000, Cottbus.
- Kleeberg, H.-B. (1995):** Die Rolle von Prognosen für die Hydrologie und Wasserbewirtschaftung. In: Perspektiven der Wasserforschung, Hrsg.: H. Kobus et al., Mitteilung 14, Deutsche Forschungsgemeinschaft.
- Kleeberg, H.-B. (1995):** Modellierung der Bewirtschaftung des Überleitungssystems Main-Donau-Kanal. In: Wasserbewirtschaftung an Bundeswasserstraßen, Berlin, 2. Feb. 1994, Bundesanstalt f. Gewässerkunde, Koblenz, BfG-Mitteilung Nr.8, S. 45-53.
- Klemeš, V. (2000):** The Essence of Mathematical Models of Reservoir Storage. In: Common Sense and Other Heresies. Selected Papers on Hydrology and Water Resources Engineering, ed. by C. David Sellars, pp. 247-265, Cambridge, Ontario.
- Klemeš, V. (1986):** Operational testing of hydrological simulation models. In: Hydrol. Sci. J., 31, pp 13-24.
- Kobus, H. & de Haar, U. (1995):** Perspektiven der Wasserforschung. Senatskommission f. Wasserforschung / Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG, Mitteilung 14. Weinheim.
- Kozerski, D. (1981):** Rechenprogrammsystem GRM als verallgemeinertes Langfristbewirtschaftungsmodell. Wasserwirtschaft-Wassertechnik 31 (1981) H. 11/12, S. 390-394, 415-419.
- Kuhn, R. (1985):** Binnenverkehrswasserbau. Ernst, Verlag für Architektur u. techn. Wissen, Berlin.
- Leavesley, G. H. & Stannard L. G. (1995):** The Precipitation-Runoff-Modeling System - PRMS. Water Resources Publications: 'Computer Models of Watershed Hydrology', ed. by V.P.Singh.
- Leavesley, G. H. et al. (1996):** The Modular Modeling System (MMS): User's Manual. U.S.Geological Survey, Denver.
- Lohr, H. & Leichtfuss, A. (1997):** TALSIM – Simulation von Talsperren. <http://www.ihwb.tu-darmstadt.de/ihwb/ForPro/Software/talsim/talsim.htm>
- Lohr, H. (2001):** Simulation, Bewertung und Optimierung von Betriebsregeln für wasserwirtschaftliche Speichersysteme. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität Darmstadt, Heft 118.
- Maniak, U. (1993):** Das Talsperrensystem der Ruhr. Arbeitsbericht des Lichtweiß-Instituts der TU Braunschweig im Auftrag des RV, unveröffentlicht.

- Maniak, U. (1997):** Hydrologie und Wasserwirtschaft: eine Einführung für Ingenieure. 4., überarb. und erw. Aufl., Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York.
- Marcinek, J. & Rosenkranz, E. (1996):** Das Wasser der Erde: eine geographische Meeres- und Gewässerkunde. 2. überarb. und erw. Auflage. – Gotha: Perthes.
- Maurer, T. (1997):** Physikalisch begründete, zeitkontinuierliche Modellierung des Wassertransports in kleinen ländlichen Einzugsgebieten. Mitteilungen des Institutes für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe (TH), Heft 61.
- Moore, R.J. & Weiss, G. (1980):** Real-Time Parameter Estimation of a Nonlinear Catchment model using Extended Kalman Filters. In: Wood, E.F. (Ed.): Real-Time Forecasting/Control of Water Resource Systems, selected papers from an IASA workshop, October 18-21. 1976, pp. 83-92.
- Morgenschweis, G. (1985):** On the Estimation of Lake Evaporation Losses for the Operation of the Ruhr Reservoir System. Beiträge zur Hydrologie, Sonderheft 5.1, Kirchzarten 1985, S. 93-109.
- Morgenschweis, G. (1995):** Kurzfristige Vorhersage der Wasserentnahme aus einem Flussgebiet. 8. Wissenschaftliche Tagung Hydrologie und Wasserwirtschaft zum Thema "Verfügbarkeit von Wasser" vom 22.-23. März 1995 an der Ruhr-Universität Bochum, DVWK.
- Morgenschweis, G. (1998):** Einsatz eines Monitoringsystems zur Steuerung von Verbundspeichern. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TU Darmstadt 103, 1998, S. 73-95.
- Morgenschweis, G. (2001):** Echtzeitbewirtschaftung eines Flussgebiets am Beispiel der Ruhr. In: Wasserwirtschaft 91 (2001) 12, S. 575-581.
- Muster, H. et al. (1993):** Kurzfristige Vorhersage der täglichen Entziehungswassermengen. Proj. Nr. HY 91/10, Institut f. Wasserwirtschaft und Hydrologie, Universität Karlsruhe (TH).
- Muster, H. et al. (1994):** Adaptive neuro-fuzzy modeling of a non-stationary hydrologic variable. In: Water Resources Planning in a Changing World (Proceedings of the International UNESCO Symposium: Karlsruhe, Germany, June 1994; International Hydrological Programme of UNESCO), pp 221-230.
- Nestmann, F. & Theobald, S. (1994):** Numerisches Modell zur Steuerung und Regelung einer Staustufenkette am Beispiel von Rhein und Neckar. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr.71.
- Nash, J.E. & Sutcliffe, J.V. (1970):** River flow forecasting through conceptual models, A discussion of principles. In: Journal of Hydrology, 10, pp. 282-290.
- Oppermann, R. (1999):** Arbeiten zur Wasserbewirtschaftung in der Bundesanstalt für Gewässerkunde. . In: Wasserbewirtschaftung an den Bundeswasserstraßen - Probleme, Methoden, Lösungen -, Kolloquium, Berlin, 14./15.Sept. 1999, Bundesanstalt f. Gewässerkunde, Koblenz, BfG-Veranstaltungen 2/2000, S. 3-13.
- Plate, E. J. et al. (1976):** Ablauf von Hochwasserwellen in Gerinnen. In: KWK-Schriftenreihe, Heft 27, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin, S. 1 – 114



- Plate, E. J. (1992):** Skalen in der Hydrologie. Zur Definition von Begriffen. In: Regionalisierung in der Hydrologie. Hrsg.: H.-B. Kleeberg. Weinheim: VCH 1992 (DFG Mitteilung XI, Senatskommission f. Wasserforschung) pp. 33 – 44.
- Plate, E. J. (1995):** Wasserforschung und internationale Zusammenarbeit. In: Perspektiven der Wasserforschung. Weinheim: VCH 1995. Deutsche Forschungsgemeinschaft / Senatskommission f. Wasserforschung, Mitteilung 14, S. 71 - 86.
- Plate, E. J., Ihringer, J., Schmitt-Heiderich, P. (1996a):** Studie zu einer Methodik der langfristig optimalen Wasserbewirtschaftung von Bundeswasserstraßen. Arbeitsbericht des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe (TH), unveröffentlicht.
- Plate, E. J., Ihringer, J., Schmitt-Heiderich, P. (1996b):** Analyse der wasserwirtschaftlichen Situation der Bundeswasserstraßen im Bereich der WSD Ost. Arbeitsbericht des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe (TH), unveröffentlicht.
- Plate, E. J., Ihringer, J., Brudy-Zippelius, T. (1997):** Echtzeitbewirtschaftung der Talsperren im Einzugsgebiet der Ruhr. Arbeitsbericht des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe (TH), unveröffentlicht.
- Press, H. (1956):** Wasserstraßen und Häfen: I. Teil Binnenwasserstraßen und Binnenhäfen. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Rademacher, O. (1980):** Kombinierte Anwendung von adaptiven Korrekturmethode auf die Abflussvorhersage und die Speichersteuerung. Mitteilungen des Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Heft 48.
- Rademacher, O. (1981):** Optimale Bewirtschaftung verschieden strukturierter Mehrzweckspeicher - Verbundsysteme. Mitteilungen des Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und landwirtschaftlichen Wasserbau der Universität Hannover, Heft 50.
- Refsgaard, J.C. (1997):** Validation and Intercomparison of Different Updating Procedures for Real-Time Forecasting. In: Nordic Hydrology, Vol.28, No.2, 1997, pp. 65-84.
- Refsgaard, J.C. (1997):** Parameterization, calibration and validation of distributed hydrological models. In: Journal of Hydrology, 198, pp. 69-97.
- RuhrVG (1990):** Gesetz zur Änderung wasserverbandsrechtlicher Vorschriften für das Einzugsgebiet der Ruhr: Gesetz über den Ruhrverband (RuhrVG), 7. Feb. 1990, Gesetz und Verordnungsblatt für das Land Nordrhein-Westfalen, Düsseldorf (44), Nr. 21.
- Rosemann, H.-J., Vedral, J., (1970):** Das Kalinin-Miljukov-Verfahren zur Berechnung des Ablaufs von Hochwasserwellen. Schriftenreihe der Bayerischen Landesstelle für Gewässerkunde, München, Heft 6.

- Schramm, M. (1995):** Die Bewirtschaftungsmodelle LBM und GRM und ihre Anwendung auf das Spreegebiet. In: Wasserbewirtschaftung an Bundeswasserstraßen, Kolloquium, Berlin, 2. Feb. 1994, Bundesanstalt f. Gewässerkunde, Koblenz, BfG-Mitteilung Nr.8, S. 7-19.
- Schulla, J. (1997):** Hydrologische Modellierung von Flussgebieten zur Abschätzung der Folgen von Klimaänderungen. Zürcher Geographische Schriften Bd. 69, Geographisches Institut, ETH Zürich.
- Schulla, J. & Jasper, K.(1999):** Modellbeschreibung WaSiM-ETH. Institut für Hydromechanik und Wasserwirtschaft, ETH Zürich, unveröffentlicht.
- Serban, P., Askew, A.J. (1991):** Hydrological Forecasting and Updating Procedures. In: Hydrology for the Water Management of Large River Basins (Proceedings of the Vienna Symposium, August 1991). IAHS Publ. No. 201, pp 357-369.
- Siegfried, A. (1999):** Modellierung und Untersuchung des Wasserhaushalts des Pegelinzugsgebiets Bamenohl am Oberlauf der Lenne, Ruhreinzugsgebiet. Vertieferarbeit am Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe (TH).
- Singh, V.P. (1995):** Computer Models of Watershed Hydrology. Water Resources Publ., Highlands Ranch, USA.
- Statistisches Bundesamt (1997):** Daten zur Bodenbedeckung. CORINE-Bodenkarte für Deutschland aus LANDSAT-Daten. CD-ROM.
- Szöllösi-Nagy, A., Wood, E.F. (1980):** Bayesian Strategies for Controlling Dynamic Water Resources. In: Wood, E.F. (Ed.): Real-Time Forecasting/Control of Water Resource Systems, selected papers from an IIASA workshop, October 18-21. 1976, pp. 203-214.
- Teegavarapu R.S.V., Simonovic S.P. (2001):** Optimal operation of water resource systems: trade-offs between modelling and practical solutions. In: Integrated Water Resources Management (Proceedings of a symposium held at Davis, California, April 2001). IAHS Publ. no. 272, pp.257-262.
- Tarboton K.C., Obeysekera J. (2001):** Integrated modelling to manage south Florida's water resources. In: Integrated Water Resources Management (Proceedings of a symposium held at Davis, California, April 2001). IAHS Publ. no. 272, pp.25-30.
- Theobald, S. (1999):** Numerische Simulation von Staustufenketten mit automatisiertem Betrieb. Mitteilungen des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (TH), Heft 201.
- US Army Corps of Engineers (1998):** HEC 5, Simulation of Flood Control and Conservation Systems. User Manual, Version 8.0. Hydrologic Engineering Centre, Davis.
- US Army Corps of Engineers (1991):** SSARR Model, Streamflow Synthesis and Reservoir Regulation. User Manual. North Pacific Division, Portland.

- Wilke, K. & Barth, F. (1991):** Operational River-Flood Forecasting by Wiener and Kalman Filtering. In: Hydrology for the Water Management of Large River Basins (Proceedings of the Vienna Symposium, August 1991). IAHS Publ. No. 201, pp 391-400.
- WBGU (2001):** Antworten zum Fragenkatalog zum Thema "Wasser – ein weltweit immer knapper werdendes Gut". Wissenschaftlicher Beirat der Bundesregierung Globale Umweltveränderungen, Berlin.  
[http://www.bundestag.de/gremien/welt/weltto/weltto122\\_stell008.pdf](http://www.bundestag.de/gremien/welt/weltto/weltto122_stell008.pdf)
- WMO (1992):** Simulated real-time intercomparison of hydrological models, WMO operational hydrology report no. 38, WMO no. 779, World Meteorological Organisation, Geneva.
- Wood, E.F., O'Connell P.E. (1985):** Real-time forecasting. In: Hydrological forecasting, edited by M.G. Anderson and T.P. Burt, John Wiley and Sons, pp. 505-558.
- Yeh, W. (1985):** Reservoir Management and Operations Models: A State-of-the-Art Review. Water Resources Research, Vol.21, No. 12, pp. 1797-1818.
- Zagona, E.A. (2001):** RiverWare. In: Journal of the American Water Resources Association, Vol. 37, No. 4, pp. 913-929.

**Anhang: Kartendarstellungen**

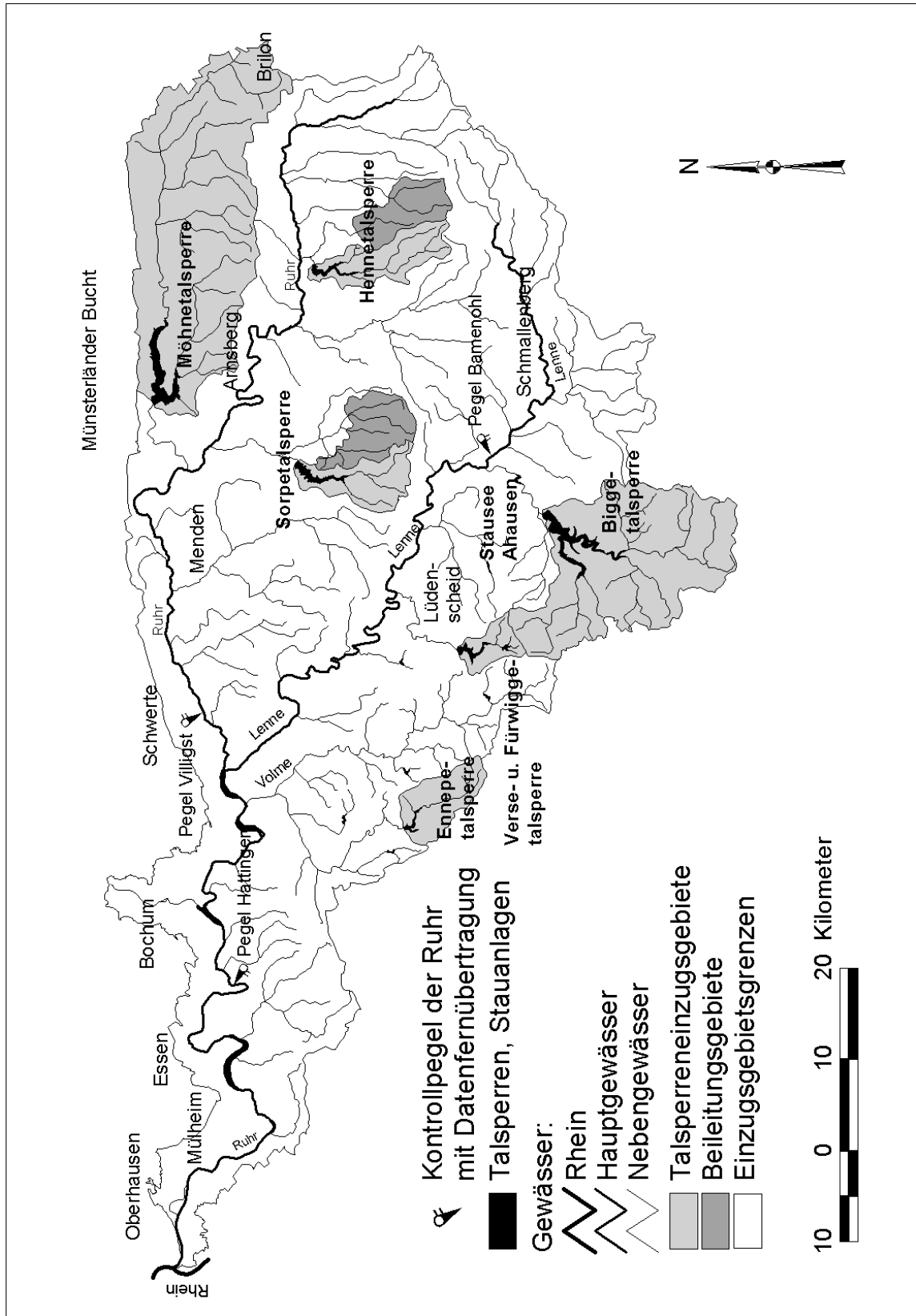


Abbildung A-1: Einzugsgebiet der Ruhr

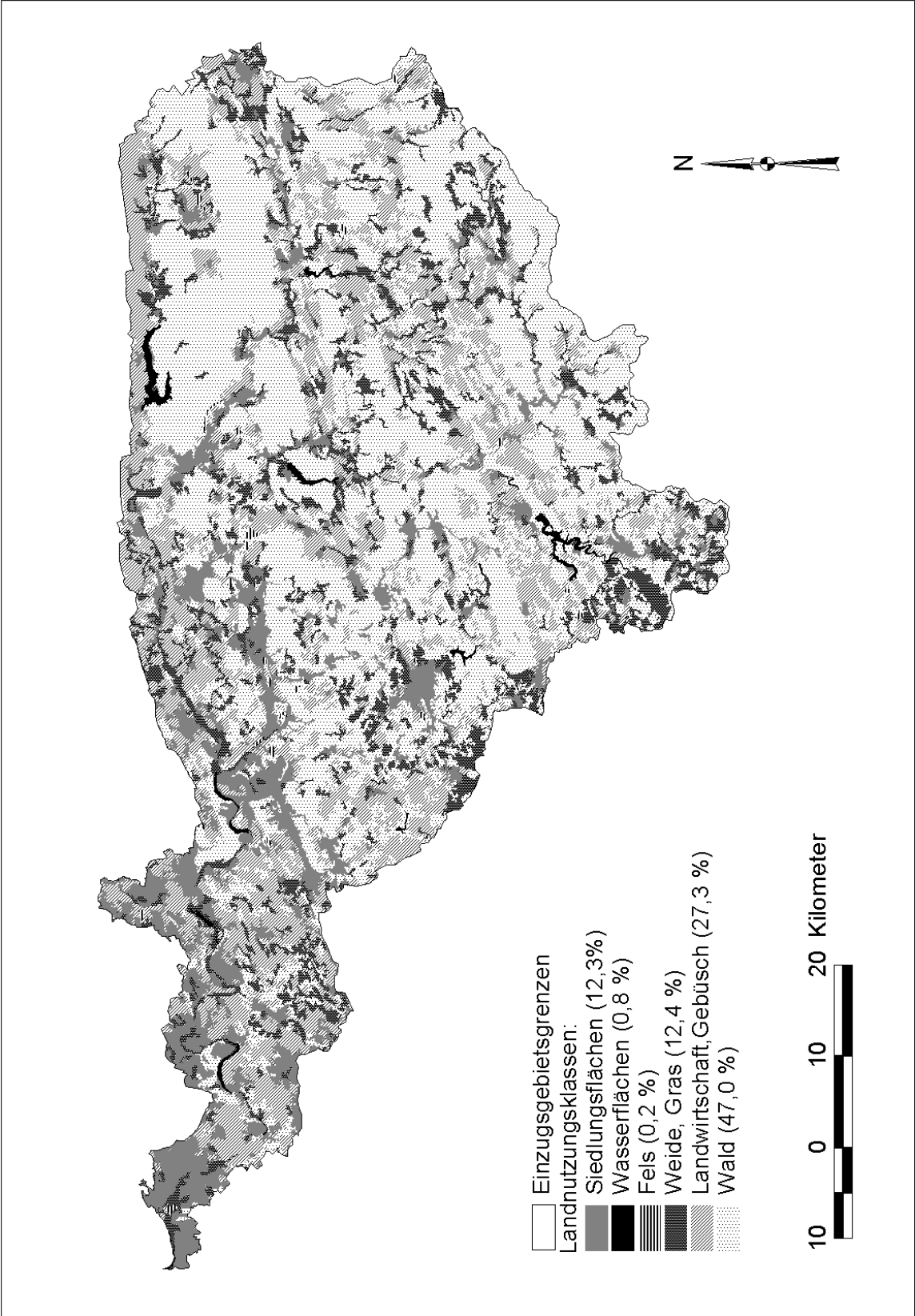


Abbildung A-2: Landnutzung im Einzugsgebiet der Ruhr

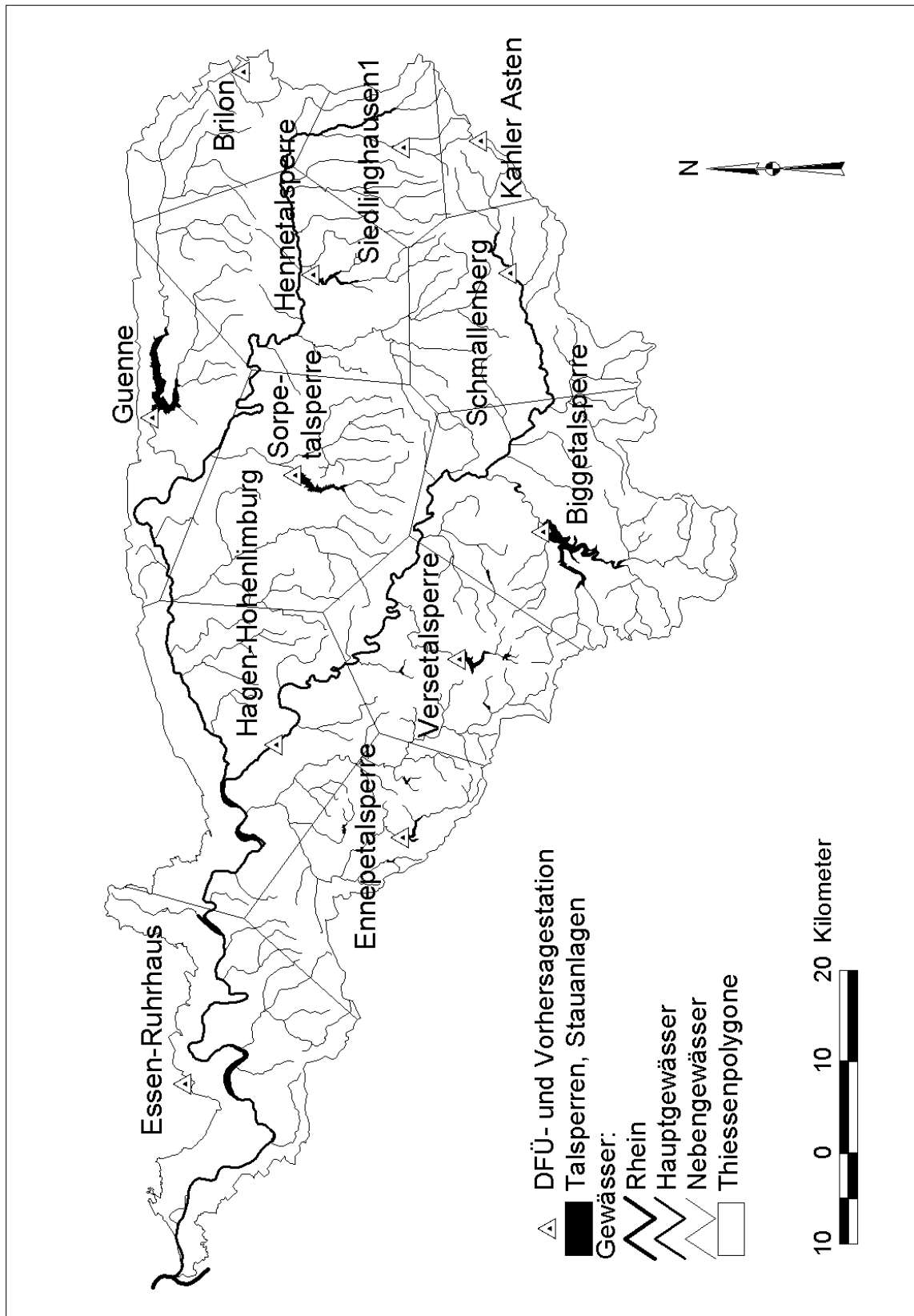


Abbildung A-3: Meteorologisches Messnetz im Ruhreinzugsgebiet: DFÜ-Stationen und Vorhersagestationen mit zugehörigen Thiessenpolygonen

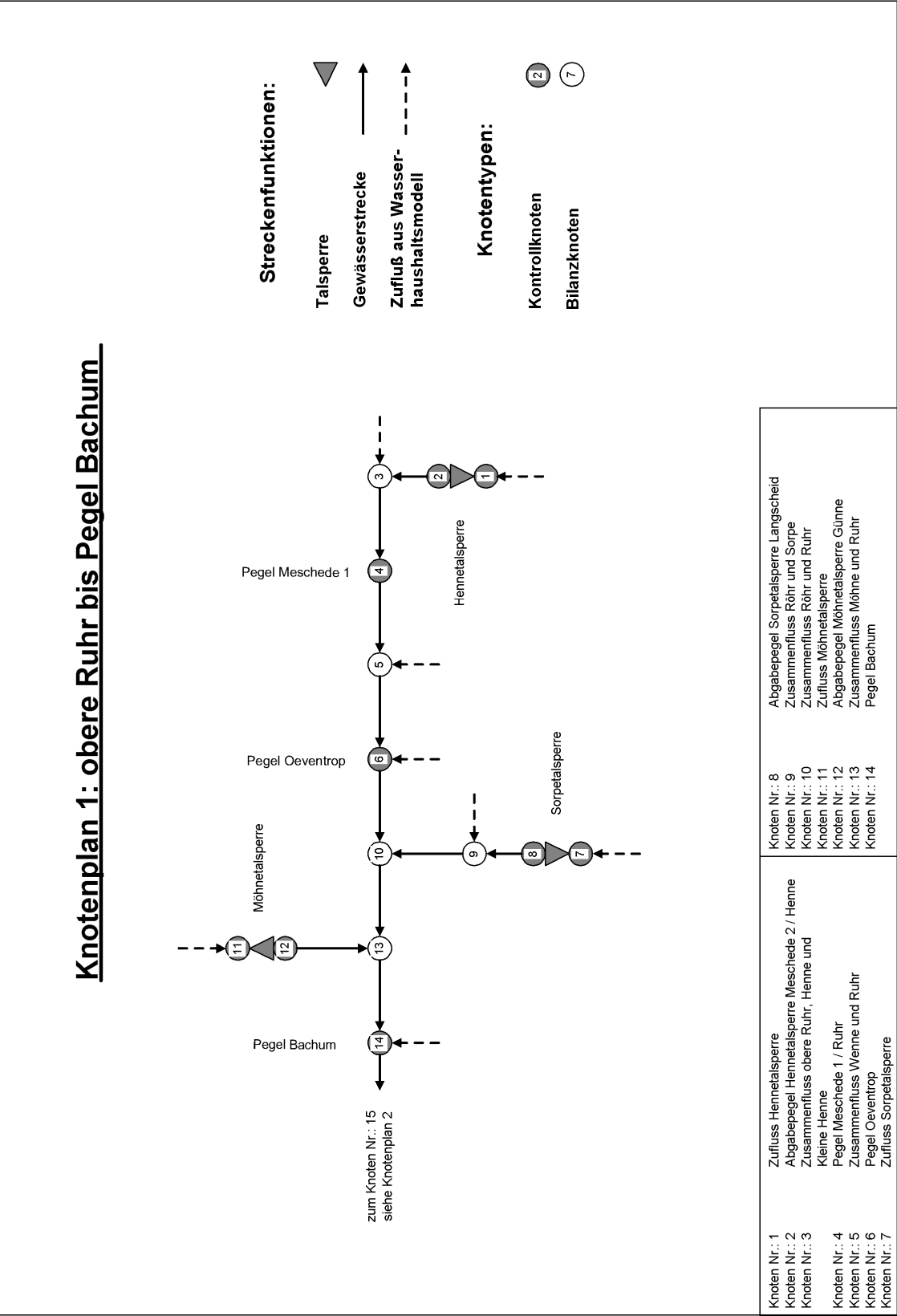


Abbildung A-4: Systemskizze des Bewirtschaftungsmodells für das Ruhreinzugsgebiet: Knotenplan 1



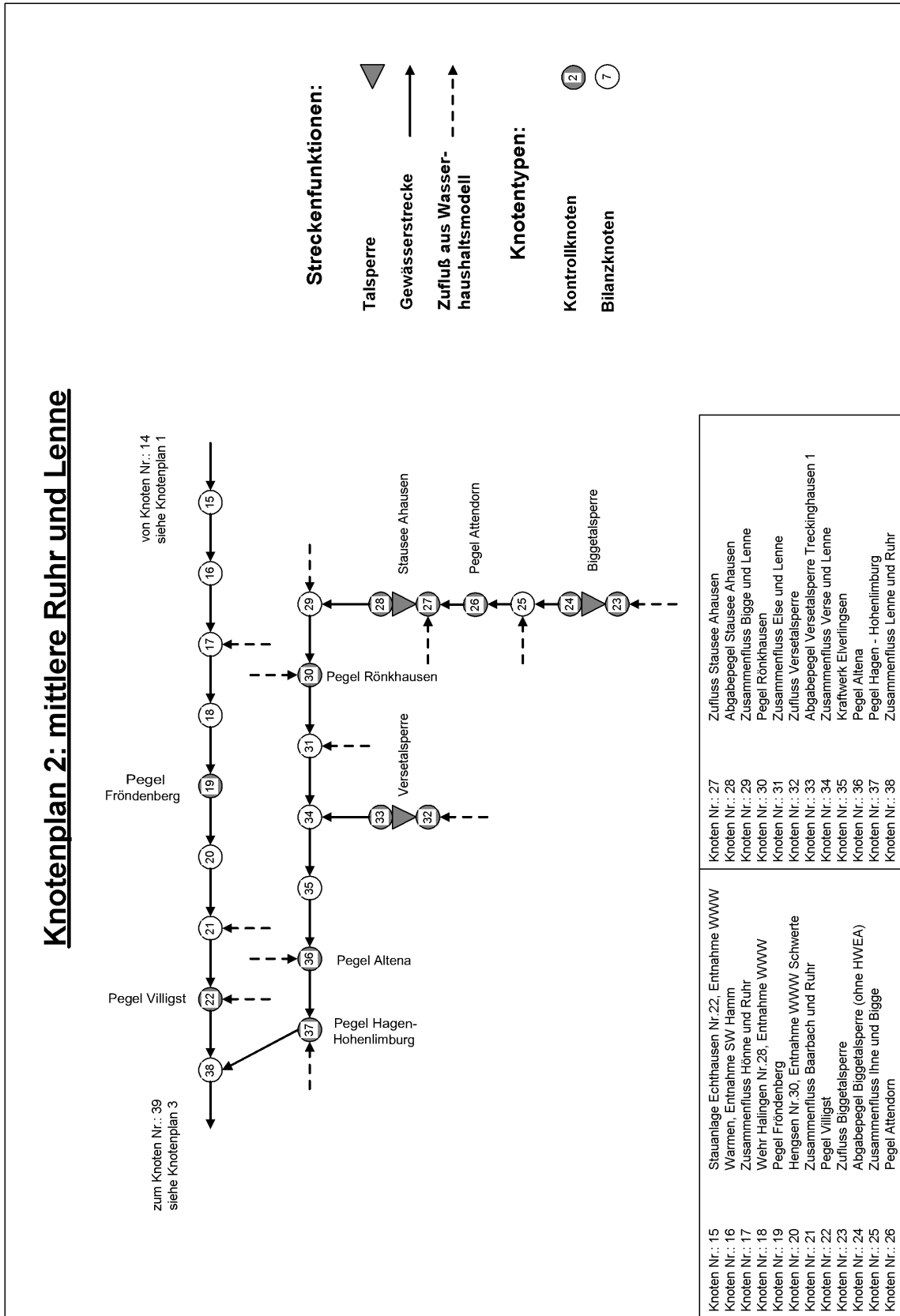


Abbildung A-5: Systemskizze des Bewirtschaftungsmodells für das Ruhreinzugsgebiet: Knotenplan 2

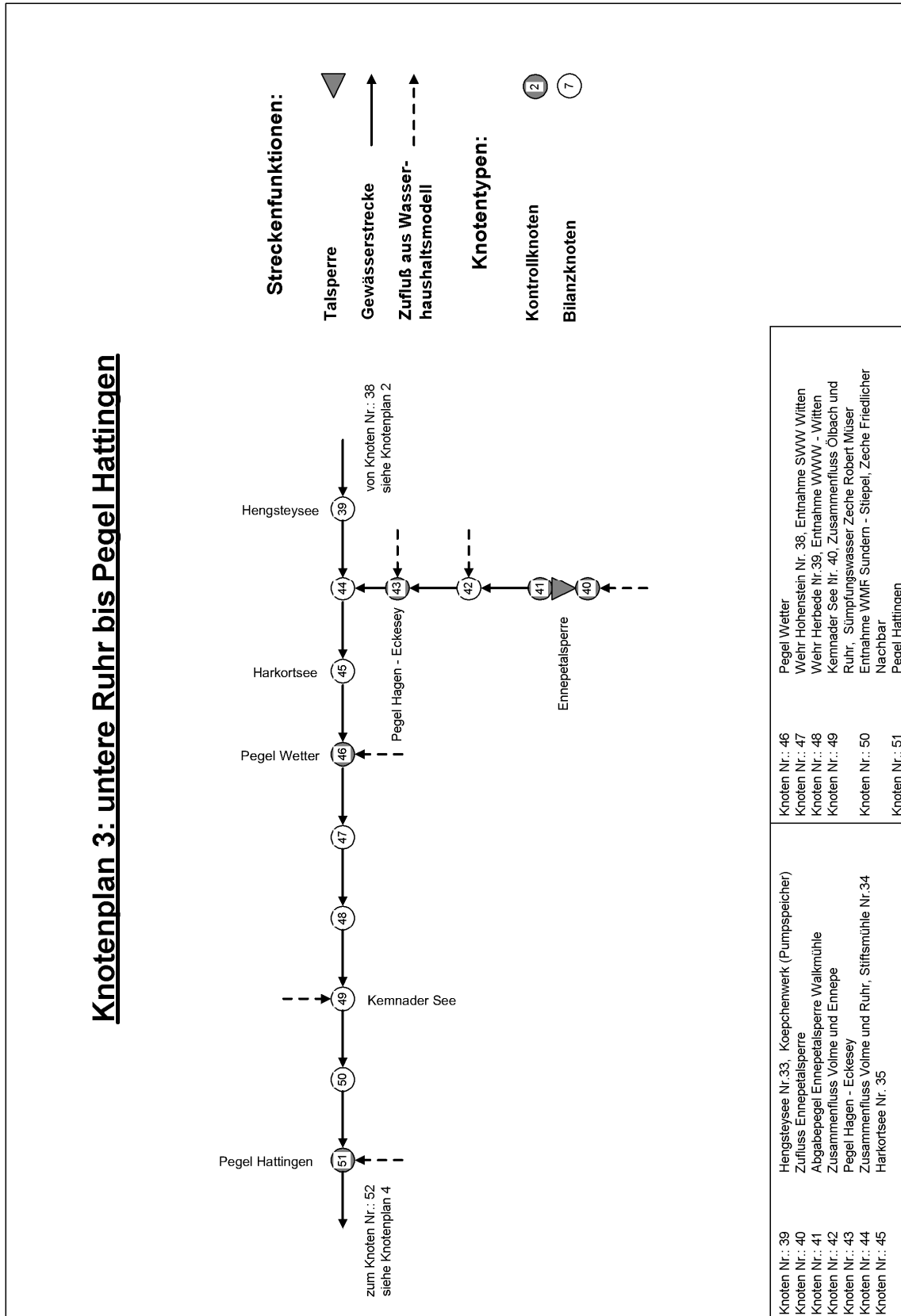


Abbildung A-6: Systemskizze des Bewirtschaftungsmodells für das Ruhreinzugsgebiet: Knotenplan 3

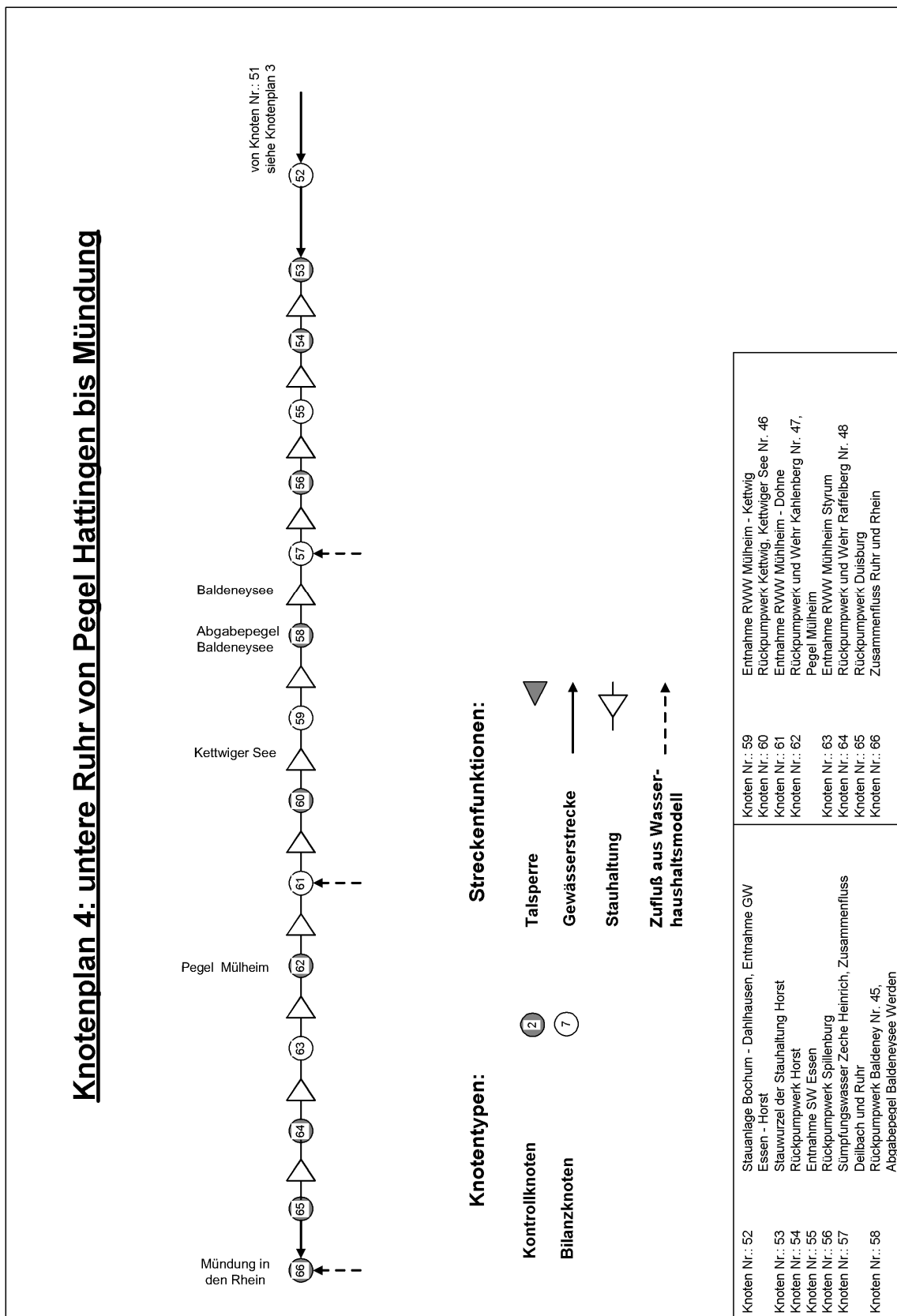


Abbildung A-7: Systemskizze des Bewirtschaftungsmodells für das Ruhreinzugsgebiet: Knotenplan 4

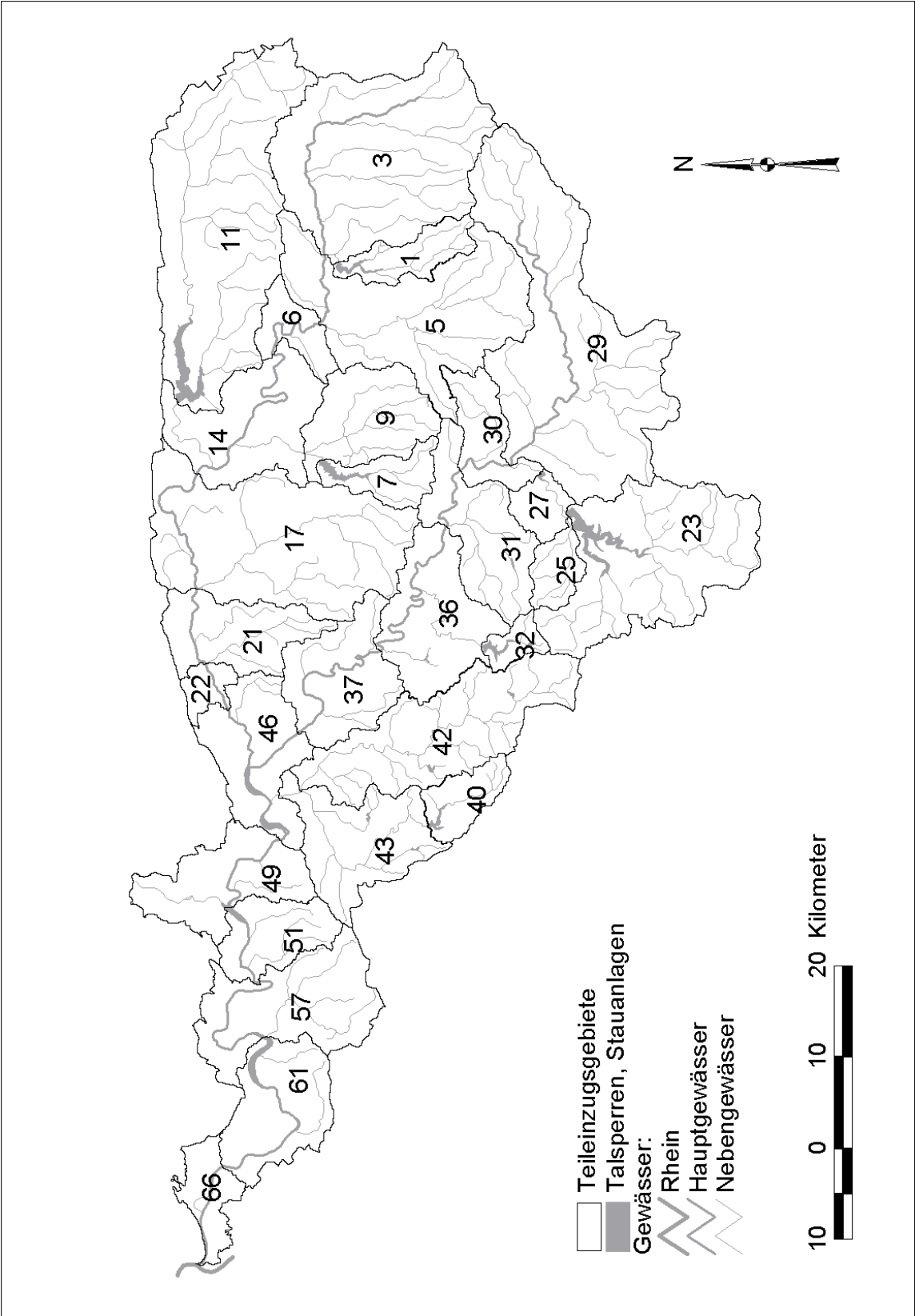


Abbildung A-8: Teileinzugsgebiete für die Wasserhaushaltsmodellierung im Ruhreinzugsgebiet

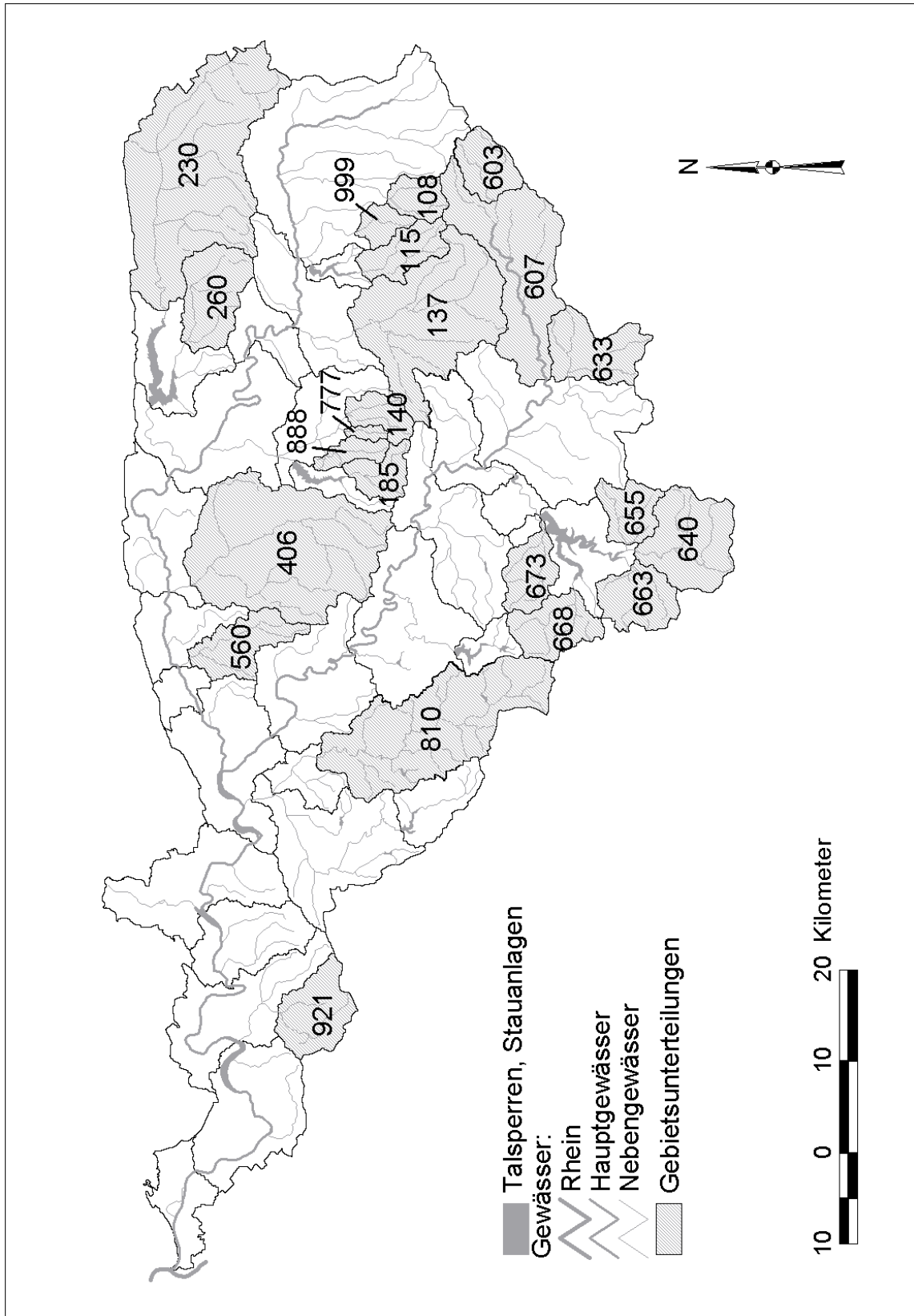


Abbildung A-9: Feinere Gebietsunterteilung der Teileinzugsgebiete für die Wasserhaushaltsmodellierung im Ruhreinzugsgebiet

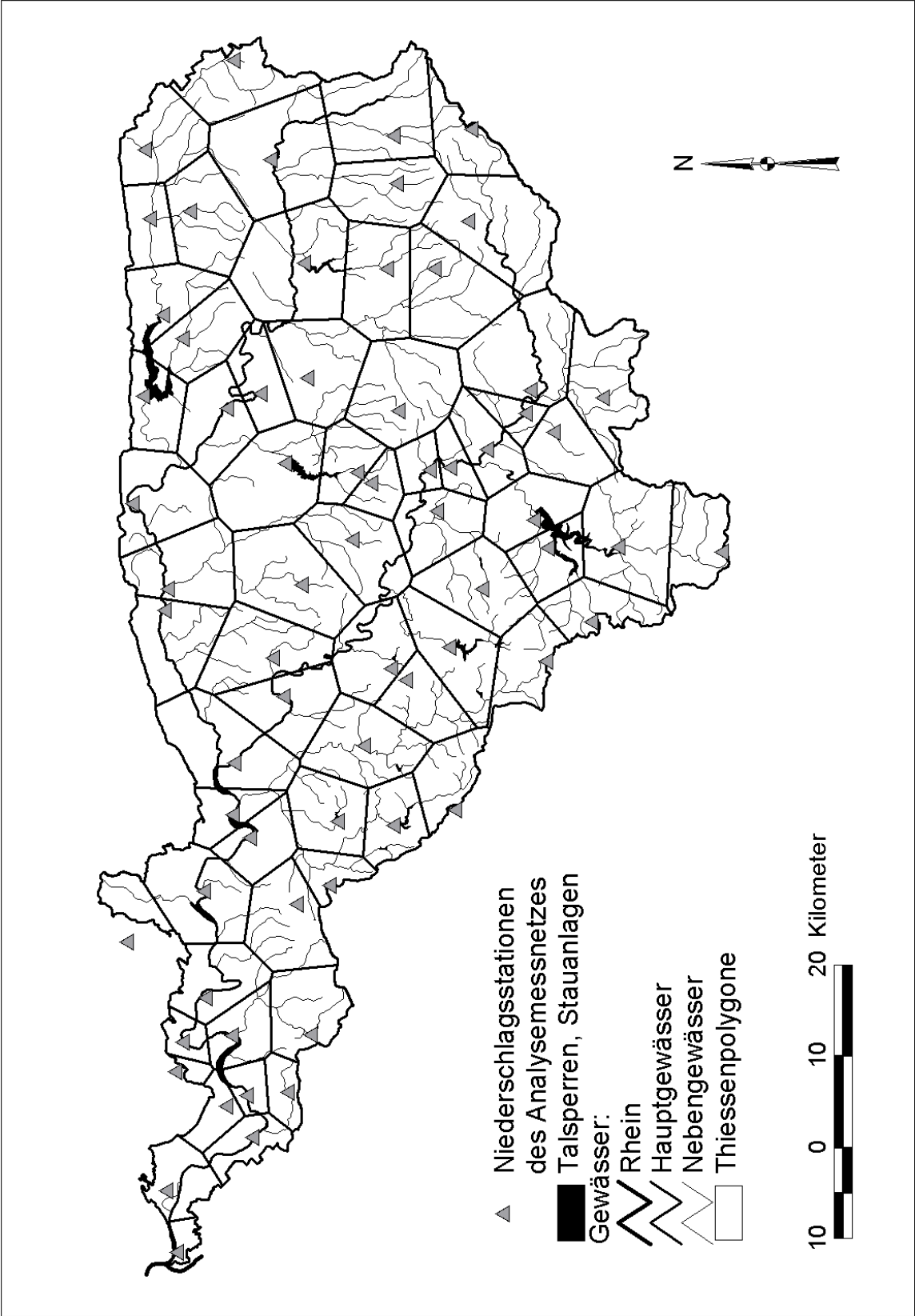


Abbildung A-10: Analysemessnetz: Räumliche Verteilung der Niederschlagsstationen und zugehörige Thiessenpolygone im Rheineinzugsgebiet

# Thomas Brudy-Zippelius

## **PERSÖNLICHE ANGABEN**

---

Geboren am 14.05.1968 in Karlsruhe

Ehefrau: Andrea Zippelius

Kinder: Zita und Leo Zippelius

## **SCHULBILDUNG**

---

1974 – 1978	Grundschule in Karlsruhe-Durlach
1978 – 1987	Gymnasium in Karlsruhe-Durlach und Pfinztal-Berghausen
14. Mai 1987	Abitur

## **STUDIUM**

---

1988 – 1996	Studium des Bauingenieurwesens, Vertieferrichtung Wasserbau, Universität Karlsruhe (TH)
Sept. 1996	Diplom mit Auszeichnung

## **BERUFSERFAHRUNG**

---

1996 – 1997	Freier Mitarbeiter, Geldner Ingenieurberatung, Karlsruhe
1997 – 2003	Wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Wasser- wirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe, Abt. Hydrologie
seit Sept. 2003	Wissenschaftlicher Angestellter an der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe