

Großräumige Hochwassermodellierung im Einzugsgebiet der bayerischen Donau - Retention, Rückhalt, Ausbreitung

von

Daniel Alexander Skublics

Dr.-Ing. Daniel Alexander Skublics, Lehrstuhl und Versuchsanstalt
für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München



Technische Universität München

Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft

80333 München, Arcisstraße 21
Germany

Tel.: 089 / 289 23161
Fax: 089 / 289 23172
E-Mail: wabau@bgu.tum.de

Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Oskar von Miller - Institut)

82432 Obernach, Walchensee
Germany

Tel.: 08858 / 9203 0
Fax: 08858 / 9203 33

ISSN 1437-3513

ISBN 978-3-943683-07-3

Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für
Wasserbau und Wasserwirtschaft

Herausgegeben von Prof. Peter Rutschmann
Ordinarius für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München

Druck und Einband: Meissner Druck GmbH, Oberaudorf

Großräumige Hochwassermodellierung im Einzugsgebiet der bayerischen Donau

- Retention, Rückhalt, Ausbreitung

„Vorhersagen sind schwierig, besonders wenn sie die Zukunft betreffen“ (nach Karl Valentin u.a.)

Kurzfassung

Das Einzugsgebiet der bayerischen Donau bietet ein komplexes Spektrum an Möglichkeiten wie Hochwasser entstehen und wie Hochwasserwellen sich ausbreiten. Zudem wird die Ausbreitung von Hochwasserwellen durch gesteuerten Hochwasserrückhalt und natürliche Hochwasserretention beeinflusst. Bei der Modellierung dieser Hochwasserprozesse kommen i.d.R. hydrologische oder hydrodynamische Modelle zum Einsatz. Hierbei werden aber entweder die physikalischen Vorgänge stark vereinfacht oder das Gesamtsystem der Abflussbildung und -fortpflanzung im Einzugsgebiet nur ausschnittsweise wiedergegeben.

In der vorliegenden Arbeit wird nach einem Grundlagenteil zunächst die Methodik zweier Untersuchungen zu gesteuertem Hochwasserrückhalt vorgestellt. Zum einen die Wirkung reaktiver Retentionsflächen als gesteuerte Flutpolder. Dafür wurden mithilfe 2d-hydrodynamischer Modelle Berechnungen an der gesamten bayerischen Donau durchgeführt. Zum anderen eine Untersuchung zur überregionalen Wirksamkeit von Hochwasserspeichern im Einzugsgebiet der bayerischen Donau. Hier kamen vorwiegend hydrologische Modelle zum Einsatz. Derartigen Untersuchungen liegen jedoch zahlreiche Vereinfachungen zugrunde, wodurch Unsicherheiten in der Hochwassermodellierung entstehen. Um diesen Unsicherheiten zu begegnen und um die Vorteile beider Modellansätze zu vereinen, wird eine Kopplung hydrologischer und 2d-hydrodynamischer Modelle auf Einzugsgebietsebene vorgestellt. Das Potenzial einer derartigen Modellkette zur Verbesserung der Abbildung der Hochwasserwellenausbreitung wird herausgearbeitet und auf die unterschiedliche Abbildung der natürlichen Hochwasserretention in hydrologischen und hydrodynamischen Modellen zurückgeführt.

Der Einfluss natürlicher Hochwasserretention durch Ausuferungen auf die Dämpfung und Verzögerung von Hochwasserwellen ist nichtlinear und ereignis-

abhängig. Einige Retentionsflächen im Untersuchungsgebiet zeigen dabei großräumige Auswirkungen, insbesondere wenn die Überlagerungen der Hochwasserwelle mit Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet beeinflusst werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Charakteristik natürlicher Hochwasserretention durch systematische Untersuchungen beschrieben. Zusätzlich wird die Veränderung der natürlichen Hochwasserretention durch die anthropogenen Eingriffe der letzten 200 Jahre analysiert. Bei der Gegenüberstellung der Retentionswirkung mit den aktivierten Retentionsvolumina respektive Retentionsflächen konnten keine Korrelationen hergestellt werden. Vielmehr ist die Retentionswirkung von der Art der Aktivierung und Überflutung der jeweiligen Retentionsfläche abhängig.

Abstract

The basin of the bavarian Danube River is characterized by its wide-ranging flood events. The progress of flood waves is heavily influenced by controlled and natural flood retention. To model these flood processes both hydrological and hydrodynamic models are applied. Hydrological models on the one hand strongly simplify the physical flow-processes. Hydrodynamic models on the other hand work in a more deterministic way, but then again often neglect the features of the overall system.

In the present work, the methodology of two investigations concerning controlled flood retention is presented. One study deals with the reactivation of retention space as controlled flood polders. Here 2d-hydrodynamic models were used along the bavarian Danube. The other study analyses the regional effect of flood reservoirs in the bavarian Danube catchment using mainly hydrologic models. Such investigations often underlie various simplifications which creates uncertainties. To face these uncertainties and to combine the advantages of the hydrologic an the hydrodynamic methods, a coupled model is introduced. The potential of a hydrologic-hydrodynamic model-chain is proved and lead back to differences in the modelling of natural retention effects.

The effect of natural flood retention is heavily non-linear and differing from flood event to flood event. There are a couple of retention areas in the investigated area that have regional effects. This is especially the case if the effects of flood retention affect the superposition of flood waves downstream. The present study shows the characteristic of natural flood retention and its evolution over the past 200 years along the bavarian Danube. Therefore systematic investigations of the damping effect of natural flood retention were taken out. The comparison of retention effects and activated retention volume respektive retention area shows no general

correlation. The way of activation of the retention volume is rather responsible for the retention effects.

Vorwort

Diese Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München zwischen 2008 und 2013.

Bereits in meiner Diplomarbeit beschäftigte ich mich mit den Auswirkungen von natürlichen Retentionseffekten auf das Hochwassergeschehen. Mehrere Projekte dieser Thematik begleiteten mich über die Jahre bei der Arbeit am Lehrstuhl.

Zwei Forschungsvorhaben, beauftragt von der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung, wurden in dieser Zeit von mir mit der Unterstützung meines Kollegen Marius Asenkerschbaumer und in Kooperation mit dem Hydrologen Simon Seibert bearbeitet. Das Projekt ‚Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau‘ hatte zum Ziel, potenziell reaktivierbare Rückhalteflächen entlang der bayerischen Donau zu benennen und deren Wirkung bei Hochwasser zu analysieren. Hierfür wurden bestehende 2d-hydrodynamische Modelle angepasst und neue erstellt. Anhand historischer Überschwemmungsgebiete und der heutigen Landnutzung wurden potenzielle Standorte für Flutpolder bestimmt. Die Wirksamkeit dieser Flutpolderstandorte wurde dann in mehreren hydrologischen Szenarien einzeln und auch kombiniert untersucht. Die Hochwasserwellenbeeinflussung durch die Steuerung größerer Staustufen war ebenfalls Thema dieser Untersuchungen.

Mitte 2010 startete dann das Forschungsprojekt ‚Flussgebietsweite operationelle Steuerung der Abflüsse im Extrembereich‘. Die Beauftragung sah eine Zusammenarbeit des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Prof. Peter Rutschmann) und dem Fachgebiet für Hydrologie und Flussgebietsmanagement (Prof. Erwin Zehe) vor. Diese Zusammenarbeit wurde im Rahmen eines Kooperationsvertrages auch nach dem Weggang von Herrn Prof. Zehe an das Karlsruher Institut für Technologie (KIT, Institut für Wasser und Gewässerentwicklung, Bereich Hydrologie) fortgeführt. Ambitioniertes Ziel dieses Forschungsvorhabens war die Hochwassersteuerung von Speichern, Staustufen und Flutpolder im gesamten Einzugsgebiet der bayerischen Donau zu optimieren. Dazu war die Kopplung großräumiger hydrologischer und hydrodynamischer Untersuchungen vorgesehen.

Aus diesen und aus weiteren Untersuchungen am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft zeigte sich, dass zur Abbildung der Ausbreitung von

Hochwasserwellen entlang großer Flüsse bzw. in komplexen Einzugsgebieten 2d-hydrodynamische Modelle basierend auf den 2d-Flachwassergleichungen erforderlich sind. Großräumige oder einzugsgebietsweite Untersuchungen setzten aber nach wie vor i.d.R. auf 1-dimensionale hydrodynamische oder hydrologische Modelle. Dabei ist vor allem die stark nichtlineare Wirkung der natürlichen Hochwasserretention ein großer Unsicherheitsfaktor, der dazu führt, dass die gezielte Hochwasserwellenbeeinflussung durch Hochwasserrückhalt oft hinter ihren Möglichkeiten zurückbleibt.

Dieser Zusammenhang zwischen der Verformung, Dämpfung und zeitlicher Verzögerung von Hochwasserwellen durch natürliche Gegebenheiten (natürliche Hochwasserretention) und der gezielten Beeinflussung der Ausbreitung von Hochwasserwellen durch steuerbaren Hochwasserrückhalt in Stauhaltungen, Flutpolder und Speichern begründet die Untersuchungen dieser Dissertation. Im besseren Verständnis dieser Vorgänge verbirgt sich das Potenzial, Hochwasserschutz durch bessere Prognosen und dadurch angepasste Steuerung von Hochwasserrückhalt zu verbessern.

Inhaltsverzeichnis

I	Einleitung und Gliederung der Arbeit	8
1	Ziel der Arbeit	10
2	Gliederung der Arbeit	10
3	Thematisch relevante Veröffentlichungen	11
3.1	Veröffentlichungen zu gesteuertem Hochwasserrückhalt	12
3.2	Veröffentlichungen zu natürlicher Hochwasserretention	13
3.3	Weitere relevante Veröffentlichungen	15
4	Projektberichte und eigene Veröffentlichungen	16
II	Grundlagen und Methoden	18
1	Hochwasser	18
1.1	Allgemeines und Definitionen	18
1.2	Hochwasserschutz	20
1.3	Auswirkung anthropogener Eingriffe auf Hochwasser	23
2	Modellierung von Hochwasserprozessen	28
2.1	Hydrologische Modelle	29
2.1.1	Hydrologische Modelle für die Hochwassermodellierung im bayerischen Einzugsgebiet der Donau	30
2.2	Hydrodynamische Modelle	32
2.2.1	Physikalische Grundlagen	33
3	Zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modellierung	36
3.1	Modellierungsgrundlagen	37
3.1.1	Modellerstellung	37
3.1.2	Kalibrierung und Validierung	44
3.1.3	Modellhomogenisierung und Ausdünnung von Modellen für überregionale Untersuchungen	48
3.2	Software	49
3.2.1	2d-hydrodynamische Strömungsprogramme	50
3.2.2	Performance-Test	53
4	Das Untersuchungsgebiet	59
4.1	Das Einzugsgebiet der bayerischen Donau	59

4.2	Hochwasserereignisse im Untersuchungsgebiet	61
4.2.1	Hochwasser Juni 2013	62
4.2.2	Hochwasser Januar 2011	64
4.2.3	Hochwasser August 2005	65
4.2.4	Hochwasser August 2002	66
4.2.5	Hochwasser Mai 1999	67
4.2.6	Hochwasser März 1988	68
4.2.7	Historische Hochwasserereignisse an der bayerischen Donau zwischen 1845 und 1965	71
4.3	Hochwasserrückhaltemaßnahmen und Retentionsflächen im Untersuchungsgebiet	75
4.3.1	Steuerbare Hochwasserrückhaltemaßnahmen	75
4.3.2	Hochwasserretention durch Vorlandüberflutung	79
4.4	Hydrodynamische Modelle für die Hochwassermodellierung im bayerischen Einzugsgebiet der Donau	82
4.4.1	Hydrodynamische Modelle an der bayerischen Donau	82
4.4.2	Hydrodynamische Modelle der historischen bayerischen Donau	86
4.4.3	Hydrodynamische Modelle im Einzugsgebiet der bayerischen Donau	87
III	Einfluss von Hochwasserrückhalt auf die Ausbreitung von Hochwasserwellen	90
1	Einflüsse von Hochwasserrückhalt auf den Hochwasserwellenablauf	90
1.1	Standorte und Wirkung von Flutpoldern entlang der bayerischen Donau	90
1.2	Wirkung von Stauhaltungen und unterstützter Hochwasserretention	96
1.3	Überregionale Wirkung von Hochwasserspeichern im Einzugsgebiet der bayerischen Donau	99
1.3.1	Simulationsbasierte Analyse mit hydrologischen Modellen	100
1.3.2	Alternative Analysemethoden	102
1.4	Schwachstellen und Unsicherheiten bei der Abbildung von Hochwasserrückhalt im Untersuchungsgebiet	104
2	Hydrologisch und hydrodynamisch gekoppelte großräumige Modellierung des Hochwasserwellenablaufs	106
2.1	Kopplung bestehender hydrologischer und hydrodynamischer Modelle	106
2.1.1	Methodik der Modellkopplung	107

2.1.2	Ergebnisse der Modellkopplung	109
2.2	Potenzial der Kopplung von hydrologischen und hydrodynamischen Modellen zur Hochwassermodellierung	114
2.2.1	Methodik	114
2.2.2	Ergebnisse	118
2.2.3	Schlussfolgerungen	122
3	Diskussion und Zwischenfazit zu Modellierung von Hochwasserrückhalt	123
IV	Einfluss natürlicher Hochwasserretention auf die Ausbreitung von Hochwasserwellen	126
1	Natürliche Hochwasserretention im Einzugsgebiet der bayerischen Donau	126
1.1	Natürliche Hochwasserretention an den Zuflüssen der Donau	127
1.2	Natürliche Hochwasserretention entlang der bayerischen Donau	131
1.2.1	Ist-Zustand	132
1.2.2	Historischer Zustand an der bayerischen Donau	137
2	Systematische Untersuchung der natürlichen Hochwasserretention entlang der bayerischen Donau	146
2.1	Methodik	147
2.1.1	Retentionseffekte an den Zuflüssen der Donau	147
2.1.2	Retentionseffekte entlang der bayerischen Donau	149
2.2	Ergebnisse	154
2.2.1	Ergebnisse zu Retentionseffekte an den Zuflüssen der Donau	154
2.2.2	Ergebnisse zu Retentionseffekte entlang der bayerischen Donau	157
3	Diskussion und Zwischenfazit zu Modellierung natürlicher Hochwasserretention	170
V	Schlussfolgerungen und Ausblick	179
1	Zusammenfassung und Schlussfolgerungen	179
2	Ausblick	181

I Einleitung und Gliederung der Arbeit

Die jüngsten Hochwasserereignisse und nicht zuletzt das Hochwasser Anfang Juni 2013 haben eindrucksvoll gezeigt, wie komplex der Ablauf eines Hochwasserereignisses in einem Einzugsgebiet wie dem der bayerischen Donau ist. Unterschiedliche natürliche und anthropogene Faktoren beeinflussen die Höhe, Form und das zeitliche Eintreffen von Hochwasserwellen. Das erschwert die Modellierung von Hochwasser, wodurch Vorhersagen sowie die Bewertung und die Optimierung von Hochwasserschutzmaßnahmen mit großen Unsicherheiten behaftet sind.

Abbildung I - 1 stellt die Hochwasserwellenausbreitung und die beeinflussenden Faktoren schematisch dar. Das Einzugsgebiet an sich, die Hydrologie des Einzugsgebietes und die Meteorologie (0) sind für die Entstehung von Abflüssen maßgebend. Aus Niederschlagsvorhersagen werden über hydrologische Modelle Hochwasservorhersagen (1), die je nach Wetterszenarien und Vorhersagezeitraum mehr oder weniger große Varianzen aufweisen. Auf Grundlage dieser Hochwasservorhersagen müssen Hochwasserspeicher in den Kopfeinzugsgebieten (2) bemessen und gesteuert werden, um Hochwasservolumina möglichst wirksam zurückzuhalten. Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet (3) überlagern sich mit dem durch die Speicherabgabe beeinflussten Hauptabfluss. Am Zusammenfluss größerer Flüsse kommt es zur Wellenüberlagerung (4) der beiden Hochwasserganglinien. Hier sind zeitliches Eintreffen und Rückstaueffekte die größten Einflussfaktoren auf den weiteren Hochwasserverlauf. An Flüssen mit geringem Gefälle und breiten Vorländern beeinflussen natürliche Retentionseffekte (5) die Ausbreitung der Hochwasserwelle. Auch Stauhaltungen und die Steuerung von Kraftwerken und Wehren (6) können zu Beschleunigung, Verzögerung oder Dämpfung der Hochwasserganglinie führen. Gesteuerte Hochwasserrückhaltungen im Nebenschluss (Flutpolder) (7) können, abhängig von Vorhersage und Steuerung, Hochwasserspitzen wirksam reduzieren. Um schließlich Hochwasserschäden in besiedelten Gebieten (8) zu verhindern oder mindestens zu verringern, bedarf es neben dem schadlosen Ableiten mithilfe von Deichen oder Mauern auch des möglichst effektiven Einsatzes der oberstromigen Möglichkeiten, Hochwasser zurückzuhalten. Dafür ist eine möglichst exakte Kenntnis aller Vorgänge und Parameter, welche die Ausbreitung von Hochwasserwellen beeinflussen, vorausgesetzt.

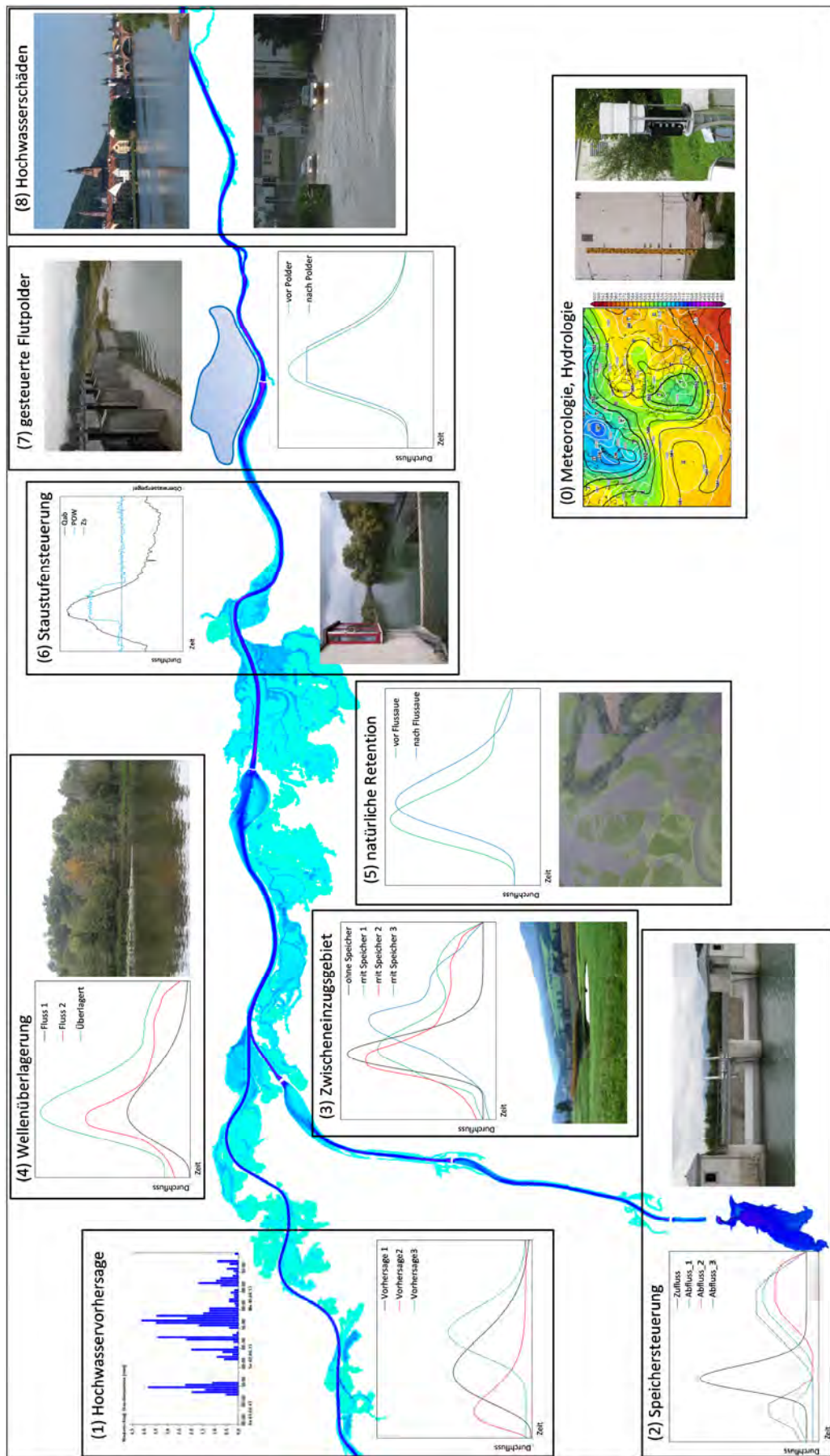


Abbildung I - 1: Schematische Darstellung von Hochwasserwellenausbreitung und beeinflussenden Faktoren.

Das Verständnis dieser Zusammenhänge bedeutet, dass durch eine verbesserte Abbildung der Hochwasserprozesse, insbesondere die der Auswirkung von gezielter Hochwasserwellenbeeinflussung und natürlicher Hochwasserretention, ein besserer Hochwasserschutz durch bestehende oder geplante Maßnahmen erzielt werden kann.

1 Ziel der Arbeit

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, den Einfluss von Hochwasserrückhalt und natürlicher Hochwasserretention auf den Ablauf von Hochwasserwellen in großen Einzugsgebieten zu verbessern. Der Fokus der Untersuchungen liegt auf der bayerischen Donau und dem bayerischen Einzugsgebiet der Donau. Dabei zeigt die Arbeit die aktuellen Schwachstellen der Modellierung von Hochwasserwellenbeeinflussung und der Ausbreitung von Hochwasserwellen in einem komplexen Einzugsgebiet auf. Nach einem Grundlagenteil (Teil II) wird dazu auf die Erfahrungen aus unterschiedlichen Forschungsprojekten und Untersuchungen zurückgegriffen (Teil III). Für eine optimale Ausnutzung des steuerbaren Hochwasserrückhaltes sind aber auch die Prozesse der natürlichen Hochwasserretention im Einzugsgebiet richtig abzubilden. Ziel dieser Arbeit ist es daher auch, ein fundiertes Wissen über die Ausbreitung von Hochwasserwellen - beeinflusst durch Hochwasserrückhalt und natürliche Hochwasserretention - zu generieren und Grundlagen für die Beschreibung der Auswirkung auf Abflusshöhe und Verzögerung bereitzustellen (Teil IV). Dadurch können Modelle in der Abbildung von Hochwasserprozessen verbessert, die Auswirkungen von Hochwasserschutzmaßnahmen besser beurteilt und neue Modellierungswege eingeschlagen werden.

2 Gliederung der Arbeit

Die Arbeit gliedert sich grundsätzlich in mehrere Teile. Im Teil III werden die Erfahrungen, Probleme und Unsicherheiten bei der großräumigen Modellierung des Einflusses von Hochwasserrückhalt auf die Ausbreitung von Hochwasserwellen dargestellt. Im Teil IV liegt der Fokus dann auf dem Einfluss von natürlicher Hochwasserretention auf die Ausbreitung von Hochwasserwellen.

Zuvor werden im Teil II die Grundlagen zur Entstehung von Hochwasser und die Strategie modernen Hochwasserschutzes dargestellt. Anschließend werden die Methoden zur Modellierung von Hochwasserprozessen beschrieben. Dabei wird besonders auf die Abbildung durch 2-dimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle eingegangen. Den physikalischen Grundlagen und den Modellierungsgrundlagen folgt eine Evaluierung unterschiedlicher Simulationssoftware.

Anschließend wird das Einzugsgebiet der bayerischen Donau vorgestellt. Vergangene Hochwasserereignisse zeigen das Zusammenspiel gezielter Hochwasserwellenbeeinflussung und natürlicher Hochwasserretention. Zuletzt werden im Untersuchungsgebiet vorhandene hydrologische und hydrodynamische Modelle vorgestellt. In diesem Abschnitt werden vorwiegend Daten und Informationen aus unterschiedlichen Quellen zusammengetragen und analysiert. Daneben umfasst das Kapitel 3 eigene Erfahrungen bei der Erstellung und Bearbeitung von 2-d hydrodynamischen Modellen. Zusätzlich werden die Ergebnisse einer eigenen Untersuchungen zu der Performance unterschiedlicher hydrodynamischer Strömungsprogramme vorgestellt.

Im Teil III wird zunächst die großräumige Abbildung von Hochwasserrückhaltemaßnahmen und deren Auswirkungen auf den Hochwasserwellenablauf konkret anhand von Ergebnissen zweier Forschungsprojekte aufgezeigt. Daraus werden die Schwachstellen abgeleitet, die bei der großräumigen Abbildung der Wirkung von Speichern und Flutpolder auftreten. Anhand einer einzugsgebietsweiten Kopplung von hydrologischen und hydrodynamischen Modellen wird eine mögliche Lösung vorgestellt. Das Potenzial einer solchen Modellkopplung wird in einer detaillierten Analyse nachgewiesen und auf die unterschiedliche Abbildung natürlicher Hochwasserretention durch hydrologische und hydrodynamische Modelle zurückgeführt. Dabei wird auf Ergebnisse der genannten Forschungsprojekte zurückgegriffen, die in Kooperation mit den jeweiligen Projektpartnern entstanden sind.

Die nichtlineare und ereignisabhängige Wirkung natürlicher Hochwasserretention ist Schwerpunkt in Teil IV. Zunächst werden Retentionsflächen im Einzugsgebiet der bayerischen Donau vorgestellt, die während der vergangenen Hochwasserereignisse einen großräumigen Effekt auf die Ausbreitung der Hochwasserwellen zeigten. Anschließend werden die Flächen entlang der bayerischen Donau systematisch hinsichtlich ihrer Wirkung auf die Hochwasserscheitel analysiert. Dabei wird auch die Veränderung der natürlichen Hochwasserretention durch die flussbaulichen Maßnahmen der letzten 200 Jahre untersucht. Diese Untersuchungen wurden ergänzend zu den vorgestellten Forschungsprojekten durchgeführt.

In Teil V folgt schließlich eine Zusammenfassung der Ergebnisse sowie ein Fazit. Zusätzlich wird ein Ausblick auf mögliche künftige Untersuchungen gegeben.

3 Thematisch relevante Veröffentlichungen

Zu den verschiedenen Teilaspekten dieser Dissertation wurden bereits zahlreiche Untersuchungen durchgeführt. Einige davon sollen an dieser Stelle vorgestellt

werden, um einen Einblick in die Thematik und den derzeitigen Stand der Forschung zu gewährleisten. Es wird unterschieden zwischen Untersuchungen zu gesteuertem Hochwasserrückhalt und Untersuchungen zur Auswirkung natürlicher Hochwasserretention, wobei eine eindeutige Trennung nicht immer möglich ist.

3.1 Veröffentlichungen zu gesteuertem Hochwasserrückhalt

Am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft wurden 2006 und 2008 zwei Studien mit dem Titel ‚Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotenzials und optimierter Steuerstrategien‘ durchgeführt (Fischer et al. 2006, Fischer et al. 2008). Im Untersuchungsraum zwischen Neu-Ulm und Kelheim wurden dabei die Auswirkungen natürlicher Retention, gesteuerter Flutpolder und gesteuerter Staustufen unter mehreren Aspekten analysiert. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Studien werden in dieser Arbeit unter Kapitel 1 im Teil III aufgegriffen. Die von Fischer (2008) verfasste Dissertation ‚Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern‘ befasste sich mit der Wirksamkeit gesteuerter und ungesteuerter Retentionsmaßnahmen. Angewandt wurden 2d-hydrodynamische Berechnungen an einem Flussabschnitt der Donau und an einem akademischen Gerinne. Dabei kommt Fischer (2008) zu dem Schluss, dass bei Hochwasserereignissen mit einer hohen Jährlichkeit die gesteuerte Retention effektiver auf die Reduzierung der Hochwasserscheitel wirkt. Ungesteuerte Retention hat in diesem Abflussspektrum eher eine verzögernde Wirkung auf die Hochwasserwelle. Im Bereich häufiger auftretender Hochwasserereignisse ist die Wirkung von ungesteuerter und gesteuerter Retention vergleichbar. Fischer (2008) gibt allerdings zu bedenken, dass aufgrund der derzeitigen Vorhersagemöglichkeiten eine optimale Steuerung von Retentionsräumen kaum möglich ist.

Der Hochwasserschutz am Oberrhein war Thema der Untersuchungen von Homagk (2007). Durch den Oberrheinausbau sind dort 412 Mio. m³ an Retentionsraum verloren gegangen. Dies führte zu einer Beschleunigung und Aufsteilung der Hochwasserwellen am Rhein, was sich aufgrund der Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet nachteilig auswirkt (Homagk 2010). Durch verschiedene Maßnahmen sollen diese negativen Einflüsse kompensiert werden. Allerdings können nur 255 Mio. m³ an Retentionsraum wiederhergestellt werden. Um die Ziele des Hochwasserschutzes trotzdem zu erreichen, werden vorwiegend gesteuerte Maßnahmen umgesetzt. Insgesamt sind 16 gesteuerte Flutpolder geplant. Zusätzliche Maßnahmen und ökologische Flutungen komplettieren das ‚integrierte Rheinprogramm‘.

Bieri et al. (2010) verknüpften hydrologische Modellierung mit der hydraulischen Betrachtung von Kraftwerkssteuerung größerer Talsperren bei Hochwasser. Durch Vorabsenkung und Hochwasserrückhalt optimierten sie die Hochwassersteuerung von 9 Kraftwerken im Einzugsgebiet der oberen Aare und erzielten eine Verringerung der Scheitelabflüsse unterstrom der Anlagen.

Förster et al. (2005) untersuchten mit einem hydrodynamischen 1d-Modell mit einem integriertem Speichermodul die Wirkung von Notüberlaufräumen an der Havel (Havelpolder). Diese Polder mit einem Speichervolumen von 110 Mio. m³ wurden, aufgrund des Ausbaus der Havel und den damit einhergegangenen Retentionsraumverlust, angelegt. Während des Hochwassers 2002 wurden sie erstmals eingesetzt um die Stadt Wittenberge und weitere Unterlieger vor Hochwasserschäden zu bewahren. Die Berechnungen von Förster et al. (2005) bestätigen die Wirksamkeit und über eine monetäre Betrachtung auch die Wirtschaftlichkeit dieses Systems.

Huang et al. (2007) untersuchten die Wirksamkeit von Flutpoldern an der Elbe. Sie verwendeten einen hydrodynamischen quasi 2-d-Ansatz, da dadurch die Fließvorgänge in den Poldern besser wiedergegeben werden können als mit einem 1-dimensionalen Ansatz. Huang et al. (2007) bescheinigen den Maßnahmen eine hohe Wirksamkeit, geben allerdings auch zu bedenken, dass die Wirkung mit zunehmender Entfernung vom Polder nachlässt.

3.2 Veröffentlichungen zu natürlicher Hochwasserretention

Natürliche Hochwasserretention definierte Marenbach (2002) in ihrer Dissertation als die „Abminderung und Verzögerung einer Abflusswelle infolge der Rückhaltewirkung natürlicher Gegebenheiten oder künstlicher Maßnahmen“. Der Umstand, dass hohe Erwartungen in naturnahe Hochwasserrückhaltmaßnahmen gesetzt werden, es aber hierzu nur wenig quantitative Aussagen gibt, war Motivation für ihre Forschungsarbeit. Anhand hydrologischer und hydrodynamischer Modelle untersuchte Marenbach (2002) die Wirkung verschiedener Parameter auf die Hochwasserdämpfung naturnaher Retentionsmaßnahmen. Dabei erkannte sie einen starken Einfluss von Vorlandrauheit und Sohlgefälle auf die Retentionswirkung. Außerdem stellte sie fest, dass bei den Untersuchungen eine tendenzielle Überschätzung der Retentionswirkung seitens der verwendeten hydrologischen Modelle auftrat.

Auch die Untersuchungen von Bauer (2004) begründeten sich aus der öffentlichen Diskussion zu anthropogenen Veränderungen von Fließgewässern und den damit verbundenen Auswirkungen auf den Hochwasserabfluss. Die Arbeit stellte ein Spektrum von naturnahen Maßnahmen zum Hochwasserrückhalt vor und ermittelte

mit unterschiedlichen (vorwiegend 1-dimensionalen) Methoden abhängig von den Gewässerparametern die jeweilige Wirkung. Ein wichtiges Ergebnis der Untersuchungen war, dass vor allem bei kleinen Hochwasserereignissen (HQ_1 bis HQ_{10}) die größten Effekte erzielt werden konnten. Bei steigenden Wiederkehrintervallen nahm die Wirkung deutlich ab. Potenzial sieht Bauer (2004) vor allem in der Beeinflussung der Wellenüberlagerungen aus unterschiedlichen Teileinzugsgebieten.

Einen aktuellen Überblick über das Thema Retention in unseren Flüssen gibt Haider (2014). In seinem Artikel wurden die Schlussfolgerungen aktueller Veröffentlichungen zu diesem Thema zusammengefasst. Haider (2014) beschrieb Hochwasserretention als einen komplexen nicht-linearen Prozess, dessen Wirkung von etlichen, teils veränderlichen Parametern abhängt. Die Wirkung von Hochwasserretention wird primär durch die Verzögerung der Abflusswelle und die Scheitelabminderung beschrieben. Schon in früheren Veröffentlichungen unterschieden Haider und Vischer (1994) zwischen verschiedenen Retentionstypen (einfacher Querschnitt, gegliederter Querschnitt, abgetrennter Vorlandabfluss und rückgestauter Vorlandabfluss). Laut dieser Publikation ist für die Bestimmung der Retentionswirkung vor allem das Verhältnis von Scheitelabfluss zu bordvollem Abfluss ausschlaggebend. Unter dem bordvollen Abfluss findet demnach nur eine geringe Retentionswirkung im Gerinne statt. Übersteigt der Scheitelabfluss den bordvollen Abfluss, so nimmt die Retentionswirkung zunächst stark zu. Liegen die maximalen Abflüsse weit über dem bordvollen Abfluss, so geht die Wirkung der Retention wieder zurück. Zudem kann festgehalten werden, dass ein rückgestauter Vorlandabfluss vor dem abgetrennten Vorlandabfluss am effektivsten wirkt. Haider (2014) schlussfolgert, dass wirksame Retentionsflächen nicht zu früh gefüllt werden dürfen. Eine Erhöhung der Effektivität kann durch gesteuerte Retentionsmaßnahmen erzielt werden. Hierbei sollte allgemein auf die großräumigen Auswirkungen (Überlagerung mit Zuflüssen) und auf Strategien im Überlastfall geachtet werden.

Habersack et al. (2008) untersuchten in einem Forschungsvorhaben die Reduktion des Hochwasserrisikos durch den Erhalt und die Reaktivierung von Retentionsflächen. Dabei wurde der Effekt von Retentionsflächen unter hydromorphologischen, hydraulischen, ökologischen und soziologischen Gesichtspunkten betrachtet. Hierfür wurde die sogenannte Floodplain Evaluation Matrix FEM entwickelt, die eine Priorisierung unter den oben genannten Gesichtspunkten erlaubt. Angewandte Untersuchungen dazu fanden an der Kamp, der Mach und der österreichischen Donau statt.

Weitere Veröffentlichungen beschäftigen sich speziell mit der großräumigen Wirkung von Retentionsmaßnahmen. Kreiter (2007) untersuchte vorwiegend mit hydrologischen Modellen die Auswirkungen von dezentralen Maßnahmen wie Auwaldaufforstungen und Kleinrückhalte an mesoskaligen Einzugsgebieten in den Mittelgebirgen. Röttcher et al. (2008) ermittelten aus der Differenz des Retentionsvermögens verschiedener Planungszustände das Retentionspotenzial in einer Gewässerstrecke. Durch die großräumige Betrachtung konnten beispielsweise Renaturierungsmaßnahmen bewertet werden.

Auch Salazar et al. (2012) untersuchten mit unterschiedlichen hydrologischen Modellen die Auswirkungen dezentraler Maßnahmen des flächigen Wasserrückhaltes an drei klimatisch sehr unterschiedlichen Einzugsgebieten. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigten, dass diese Maßnahmen vor allem bei kleinen und mittleren Ereignissen Auswirkungen zeigen. Bei starken Niederschlägen geht die Wirkung allerdings wieder zurück.

In der Arbeit von Schwaller und Tölle (2004) wurde die Wirkung von Gewässerentwicklungsmaßnahmen an einem synthetischen Gewässerabschnitt und an der Glonn (Amper) mittels 2d-hydrodynamischer Simulationen untersucht. Dabei wurden lediglich durch intensive Bewaldungsmaßnahmen nennenswerte Effekte auf die Hochwasserscheitel festgestellt.

3.3 Weitere relevante Veröffentlichungen

Einige relevante Veröffentlichungen sind nicht eindeutig zuzuordnen oder widmen sich mehr der Methodik der Hochwasseruntersuchungen, wie beispielsweise Kamrath (2009). Aus der Problematik, dass für Hochwassersimulationen eine immer genauere Prozessabbildung bei immer größeren Untersuchungsgebieten gefordert wird, entwickelte Kamrath (2009) einen 1d- / 2d-hydrodynamisch gekoppelten Modellansatz. Dadurch erzielte er durch die eindimensionale Strömungsabbildung im Flussschlauch geringe Berechnungszeiten und durch die zweidimensionale Modellierung des Vorlandes eine detaillierte Prozessabbildung von Ausuferungen.

Die Untersuchungen von Rieger (2012) beschäftigen sich mit der Wirksamkeit dezentraler Hochwasserschutzanlagen. In einem Teileinzugsgebiet der Windach (65 km²) werden dezentrale Maßnahmen wie Regenbewirtschaftung, Rückhalt und Versickerung auf landwirtschaftlichen Flächen, natürliche Retention und Kleinrückhalte untersucht. Dabei benutzt Rieger (2012) sowohl ein hydrologisches als auch ein 2d-hydrodynamisches Modell. Die Ergebnisse zeigen eine nennenswerte Auswirkung nur bei optimaler Kombination vieler Einzel-

maßnahmen. Bei größeren Ereignissen haben am ehesten die Kleinstrückhalte einen, wenn auch nur kleinräumig begrenzten, Effekt auf die Abflusshöhe.

Salazar et al. (2008) verglichen in ihrer Studie die Wirkung unterschiedlicher Maßnahmen zum Hochwasserschutz. Speziell wurden die Maßnahmen Wasserrückhalt in der Fläche (beispielsweise durch Landnutzungsänderung) und Hochwasserrückhalt durch natürliche und durch gesteuerte Ausuferung untersucht. In drei Einzugsgebieten (Poyo, Spanien; obere Iller, Deutschland; Kamp, Österreich) wurden Analysen sowohl mit hydrologischen Modellen als auch mit 1d- und 2d-hydrodynamischen Modellen vorgenommen. Die Ergebnisse zeigen, dass die Wirkung von Wasserrückhalt in der Fläche bei steigender Ereignisgröße zurückgeht. Hochwasserrückhalt durch Ausuferung zeigt eine signifikante Wirkung nur für gesteuerte Polder bzw. Rückhaltebecken. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, dass in diesem Fall das Rückhaltevolumen während ansteigenden Hochwassers freigehalten werden kann um erst bei größeren Abflüssen aktiviert zu werden. Salazar et al. (2008) fasst zusammen, dass flächige, ungesteuerte Maßnahmen in erster Linie bei häufigen Ereignissen auf die Abflusshöhe wirken, gesteuerte Rückhaltemaßnahmen dagegen bei selteneren Ereignissen.

In der Arbeit von Debene (2006) wurde der Einfluss anthropogener Veränderungen im Einzugsgebiet auf die Höhe der Hochwasserabflüsse untersucht. Am Beispiel der Traisen (Österreich, 900 km²) wurden mithilfe eines hydrologischen Modells die Auswirkungen von flussbaulichen Maßnahmen, Flächenversiegelung und Landnutzungsveränderungen quantifiziert. Im Falle des Hochwasserausbaus zeigten sich unterschiedliche Entwicklungen. Während sich bei mittleren Hochwasserereignissen die Scheitelabflüsse durch die Ausbaumaßnahmen erhöhen, relativiert sich dieser Effekt bei selteneren Ereignissen.

4 Projektberichte und eigene Veröffentlichungen

Im Laufe der Tätigkeit am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft wurden einige Forschungsberichte und Veröffentlichungen verfasst, die inhaltlich in dieser Dissertation aufgegriffen werden.

Berichte abgeschlossener Forschungsprojekte

Asenkerschbaumer, M., **Skublics, D.**, Rutschmann, P. (2012): Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau, Endbericht (unveröffentlicht)

Skublics, D., Seibert, S.P., Ehret, E., Rutschmann, P., Zehe, E. (2013): Flussgebietsweite operationelle Steuerung der Abflüsse im Extrembereich, Endbericht (unveröffentlicht)

Fachbeiträge

Skublics, D., Rutschmann, P. (2014): Progress in Natural Flood Retention at the Bavarian Danube, Natural Hazards, Springer DOI 10.1007/s11069-014-1148-x

Skublics, D., Seibert, S.P., Ehret, U. (2014): Abbildung der Hochwasserretention durch hydrologische und hydrodynamische Modelle unter unterschiedlichen Randbedingungen. Sensitivitätsanalyse am Donauabschnitt zwischen Neu-Ulm und Donauwörth, Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, HW 58. 2014, H. 3, S.: 178-189

Seibert, S.P., **Skublics, D.,** Ehret, U. (2014): The potential of coordinated reservoir operation for flood mitigation in large basins – A case study on the Bavarian Danube using coupled hydrological–hydrodynamic models, Journal of Hydrology 517, 1128-1144. doi: 10.1016/j.jhydrol.2014.06.048

Skublics, D., Rutschmann, P. (2014): Hochwasserrückhalt durch natürliche Hochwasserretention entlang der bayerischen Donau, WasserWirtschaft, Springer, 4/2014, S.:20-27

Konferenzbeiträge

Skublics, D., Fischer, M., Rutschmann, P., (2009): Numerical investigation on natural flood retention at the Bavarian Danube, 33rd International Association of Hydraulic Engineering & Research (IAHR) Congress, 9.-14. August 2009, Vancouver

Rutschmann, P., **Skublics, D.** (2010): Hochwasserdynamik in Auen, Internationales Symposium "Auen und Hochwasser" in Ingolstadt, 10. - 11. Februar 2010

Asenkerschbaumer, M., **Skublics, D.,** Rutschmann, P. (2011): Investigations in the effect of possible controlled retention basins along the Bavarian Danube, XXVth Conference of the Danubian Countries, 16-17 June 2011 - Budapest, Hungary

Skublics, D. (2011): Beeinflussung des Hochwasserwellenablaufs im bayerischen Einzugsgebiet der Donau" 13. JuWi Treffen 2011 Hannover, ISBN: 978-3-933761-97-2

Skublics, D., Rutschmann, P. (2011): Enhanced flood protection by coordinated retention control, UFRIM International Symposium 21.-23. Sep 2011 Graz, Austria, ISBN: 978-3-85125-173-9

Skublics, D. (2012): Unterschiedliche hydrodynamische Modelle zur Abbildung natürlicher Hochwasserretention 14. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten (JuWi), 25. und 26. Juni 2012 in München, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 125, ISBN: 978-3-940476-23-4

Skublics, D., Seibert, S.P. (2012): Einzugsgebietsweite Abbildung der Hochwasserwellenbeeinflussung steuerbarer und nicht steuerbarer Rückhaltemaßnahmen - Im Einzugsgebiet der bayerischen Donau, Tagungsband Wasserbausymposium 2012, 12.-15. September 2012, Graz, Österreich, ISBN:978-3-85125-230-9

Skublics, D. (2013): Hochwasserretention durch natürliche Auenüberflutung - Möglichkeiten der Modellierung im bayerischen Einzugsgebiet der Donau, Ökohydraulik - Leben im, am und mit dem Fluss, Beiträge zur Fachtagung am 27. und 28. Juni 2013 in Oberrach, Berichte des Lehrstuhls für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Nr. 128 2013, S. 143-154, ISBN: 978-3-943683-04-2

II Grundlagen und Methoden

In diesem Abschnitt werden die Grundlagen der Entstehung von Hochwasser und der Modellierung von Hochwasserprozessen erläutert (Kapitel 1). In Kapitel 2 wird die Modellierung von Hochwasserprozessen beschrieben. In Kapitel 3 werden die Grundlagen der 2-dimensionalen hydrodynamischen Modellierung sowie geeignete Software vorgestellt. Darüber hinaus wird das Untersuchungsgebiet, historische Hochwasserereignisse im Untersuchungsgebiet, größere gesteuerte Hochwasserrückhaltemaßnahmen und Auen mit größerem Retentionspotenzial sowie hydrodynamische Modelle im Untersuchungsgebiet vorgestellt (Kapitel 4).

1 Hochwasser

Weltweit entstehen jedes Jahr volkswirtschaftliche Schäden durch extreme Hochwasserereignisse. In Deutschland besteht zwar an etlichen Flüssen bereits ein hoher Hochwasserschutzgrad, dennoch kommt es immer wieder zu Ereignissen, die hohe monetäre Schäden und (glücklicherweise nur selten) auch Menschenleben fordern. Grund dafür ist in vielen Fällen ein nach wie vor steigendes Schadenspotenzial (Münchener Rück 2003).

Zur Abwehr von Hochwasserschäden wird in Bayern seit vielen Jahren Hochwasserschutz in den unterschiedlichsten Facetten betrieben. Neben technischen Maßnahmen und Maßnahmen der Hochwasservorsorge nimmt der natürliche Hochwasserrückhalt dabei einen immer höheren Stellenwert ein.

1.1 Allgemeines und Definitionen

Die Entstehung von Hochwasser ist ein natürlicher Prozess des hydrologischen Wasserkreislaufes. Nach Deutsches Institut für Normung (1992) ist ein Hochwasser der „Zustand in einem oberirdischen Gewässer, bei dem der Wasserstand oder der Durchfluss einen bestimmten Wert erreicht oder überschritten hat“. Allgemein spricht man dann von Hochwasser, wenn der Abfluss oder der Wasserstand in einem Gewässer temporär über den Mittelwasserbereich ansteigt (vgl. Abbildung II - 1). Ausgelöst werden Hochwasserer durch starke Niederschläge oder Schneeschmelze. Aber auch Rückstauinflüsse, die Verlegung des Abflussquerschnittes durch beispielsweise Eis (Eisstau) oder Dammbrüche können zu Hochwasser führen (Maniak 2010).



Abbildung II - 1: Hochwasserereignis August 2005 unterhalb der Maximilianbrücke in München (Fotoarchiv Lehrstuhl für Wasserbau).

Patt und Bechteler (2001) unterteilen Hochwasser in vier verschiedene Arten, wobei sich diese Dissertation ausschließlich mit der im letzten Punkt genannten Hochwasserart beschäftigt.

- Sturzfluten entstehen in kleinen Einzugsgebieten durch lokale Starkregenereignisse.
- Überschwemmungen aus Starkniederschlägen können auch abseits von Fließgewässern entstehen, wenn die Niederschlagsmenge die Aufnahmefähigkeit des Bodens bzw. der Entwässerungssysteme übersteigt.
- Sturmfluten entstehen an Küstengebieten durch windinduzierten Wasseranstieg.
- Flussüberschwemmungen entstehen durch ergiebige Niederschläge in einem Einzugsgebiet und den dadurch bedingten Anstieg des Wasserstandes in den Gewässern.

Die wichtigsten Randbedingungen des Hochwasserprozesses bei Flussüberschwemmungen sind das Einzugsgebiet, die Speichergrößen des Einzugsgebietes und der Niederschlag. Innerhalb eines Einzugsgebietes beeinflussen Verdunstung (V) und unterschiedliche Speichergrößen (ΔS) den Zusammenhang zwischen Niederschlag (N) und Abfluss (A). Dies lässt sich in der allgemeinen Wasserhaushaltsgleichung (Gl. I - 1) darstellen (Patt und Bechteler 2001):

$$A = N - V - \Delta S \quad (\text{Gl. I- 1})$$

Zur Ausbildung einer Hochwasserwelle trägt demnach nur derjenige Niederschlag bei, der nicht durch Verdunstung oder (langfristiger) Speicherung aufgebraucht wird. Dieser Direktabfluss setzt sich zusammen aus dem Oberflächenabfluss (oberflächlich abfließendes Wasser) und dem Zwischenabfluss (Wasser, das zwar in den Boden infiltriert, aber oberflächennah abfließt). Niederschlagswasser, das durch Perkolation in tieferen Bodenschichten dem Grundwasser zufließt, fließt zeitlich verzögert als Basisabfluss dem Gewässer zu (Patt und Bechteler 2001).

Übersteigt der Hochwasserabfluss in einem Gewässer den bordvollen Abfluss, kommt es zu Ausuferungen, Überschwemmungen und unter Umständen zu Hochwasserschäden an landwirtschaftlich genutzten Flächen, Infrastruktur oder Siedlungsflächen. „Die Natur“ allerdings „kennt keine Hochwasserschäden“ (LAWA 1995). Viele Pflanzen und Tiere sind sogar auf regelmäßige Überschwemmungen angewiesen und spezialisiert (Binder und Schaipp 2008).

Schäden entstehen erst durch dichte Besiedlung, landwirtschaftliche und industrielle Nutzung der Talräume und Infrastruktureinrichtungen. Der unmittelbaren Zerstörung und Beschädigung von Gebäuden, Feldfrüchten, Straßen und Gleisen folgen weitere indirekte Schäden, beispielsweise durch Produktionsausfall. Diese volkswirtschaftlichen Schäden entstehen direkt durch die Beeinträchtigung des Produktionspotenzials beispielsweise in Form von Schäden an gewerblichen Gebäuden und Anlagen und indirekt durch Schäden an der öffentlichen Infrastruktur wie Verkehrswegen, Stromversorgung und Telekommunikationsleitungen. So entstand durch die Sommerhochwasser im Jahr 2002 in Deutschland ein volkswirtschaftlicher Schaden von rund 9,2 Mrd. € (Münchener Rück 2003). Der Schaden infolge des Hochwasserereignisses vom Juni 2013 in Bayern wird derzeit auf 1,3 Mrd. € geschätzt (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2013).

1.2 Hochwasserschutz

Die Siedlung des Menschen in Talräumen und entlang von Flüssen erfolgte seit jeher aufgrund strategischer und wirtschaftlicher Gesichtspunkte. Dieser Umstand brachte auch mit sich, dass sich die Menschen mit dem Hochwasser und dem Schutz vor Hochwasser auseinandersetzen mussten.

Hochwasserschutz gibt es, seitdem der Mensch in den Talräumen siedelt. Die ältesten Hochwasserschutzbauten Europas finden sich wohl im antiken Griechenland. Im 2. Jahrtausend vor Christus legten die Minyer das 350 km² große fruchtbare Kopaisbecken trocken (siehe Abb. II - 2 links). Vor diesen antiken wasserbaulichen Maßnahmen füllte sich dieses Becken jährlich in der Regenzeit zu einem ausgedehnten flachen See und konnte daher nicht landwirtschaftlich genutzt werden. Das Wasser des Sees floss dann im Laufe des Jahres auf natürliche Weise

durch Katawothren, das sind Spalten und Höhlen im Karstgebirge, ab. Die Minyer leiteten die Zuflüsse des Kopaisbecken an die Talränder um, hin zu den Katawothren und sie vergrößerten die Abflusskapazitäten. Zusätzlich bauten sie Überleitungen und Poldersysteme, die bei Überlastung des Systems beaufschlagt wurden. Das ermöglichte die landwirtschaftliche Nutzung der fruchtbaren Böden der Kopais und führte zu einem gewissen Wohlstand (Knauss 1984).



Abbildung II - 2: Links: Blick von der Festung Gla über das Kopaisbecken. Rechts: Kanal der Flussumleitung von Thiryns; rechter Bildrand: Damm der Flussumleitung.

Ebenfalls in die mykenische Zeit fällt die Flussumleitung von Tiryns. Ein gewaltiger Damm leitete den Fluss, der ursprünglich direkt auf die Burg von Tiryns zufluss und dort regelmäßig die Unterstadt überschwemmte, über einen Kanal in ein benachbartes Flussbett um (siehe Abb. I – 2 rechts). Dadurch wurden neben den Überschwemmungen ebenso größere Ablagerungen von Sediment und Geschiebe in Thiryns und in der Bucht von Thiryns unterbunden (Knauss 1996).

Im mitteleuropäischen Raum sind nennenswerte Hochwasserschutzmaßnahmen sehr viel jüngeren Datums. In den frühen Zeiten der Besiedelung von Talräumen bestand Hochwasserschutz im Allgemeinen darin, erhöhte Uferräume zu besiedeln (Patt und Bechteler 2001). Durch die zunehmende Nutzung der Niederungen und Flussauen als Weide- und Ackerland ergab sich allerdings vielerorts die Notwendigkeit, Ernte und Vieh vor Hochwasser zu schützen. Dies wurde bereits ab dem frühen Mittelalter durch einfache Erdwälle, später auch durch größere zusammenhängende Deichsysteme, vor allem an Rhein, Maas, Elbe und Oder mit mehr oder weniger großem Erfolg gewährleistet. Eine Hochzeit des wasserbaulichen Hoch-

wasserschutzes wurde im Zeitalter der Aufklärung erreicht. Berühmtestes Beispiel dafür ist die Rheinkorrektur durch Tulla zwischen 1817 und 1861 (Haselsteiner 2007).

Im bayerischen Donaauraum entwickelten sich Hochwasserschutzbauten trotz häufiger verheerender Überschwemmungen erst relativ spät. Als die älteste nachgewiesene Flussbaumaßnahme an der bayerischen Donau zählt der Durchstich einer Flussschleife bei Oberalteich um 1344. Zwischen 1477 und 1480 wurde das Straubinger Bschlacht angelegt, um einen Durchbruch der Straubinger Donauschleife zu verhindern. Diese beiden Maßnahmen sind allerdings seltene Beispiele für den spätmittelalterlichen Hochwasserschutz an der Donau (Kränkl 1986). Erst mit der Flusskorrektur der Donau (1806 - 1867), die neben dem Hochwasserschutz und der Melioration der Flussauen auch die Schiffbarmachung zum Ziel hatte, setzten intensive flussbauliche Maßnahmen ein. Nennenswerte Deichbauten entlang der Donau und ihren Zuflüssen fanden dann ab 1850 statt. Deren Wirkung beschränkte sich aber i.d.R. darauf, landwirtschaftliche Felder vor sommerlichen Überflutungen zu schützen und war örtlich meist stark begrenzt. Winterliche Überschwemmungen waren zu diesem Zeitpunkt wegen ihrer düngenden Wirkung weiterhin gewollt. Erst mit zunehmender Industrialisierung, der Zunahme des Schadenspotenzials in den Auen und dem Aufkommen von Kunstdünger Anfang des 20. Jahrhunderts setzten systematische und vollwertige Hochwasserschutzmaßnahmen ein (Oberste Baubehörde Bayern 1927, Kern 1874, Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008b).

Heute stützen sich Hochwasserschutzstrategien in der Regel auf drei Säulen:

- Natürlicher Hochwasserrückhalt
- Technischer Hochwasserschutz
- Hochwasservorsorge

Der natürliche Hochwasserrückhalt setzt sich zusammen aus dem Wasserrückhalt in der Fläche und dem Wasserrückhalt im Gewässernetz. Rückhalt in der Fläche bezieht sich auf die Aufnahmefähigkeit der Vegetation, der Böden und des Geländes. Rückhalt im Gewässernetz entsteht durch die Überflutung von Vorländern und Auen. Zu den technischen Hochwasserschutzmaßnahmen gehören zum einen bauliche Maßnahmen zur Erhöhung der Abflusskapazität wie Deiche und Mauern, Flussaufweitungen und Ausbaggerungen und zum anderen bauliche Maßnahmen zum Hochwasserrückhalt wie Rückhaltebecken, Flutpolder und Talsperren. Die Hochwasservorsorge umfasst die Flächenvorsorge (Freihaltung der Überschwemmungsgebiete von Bebauung), die Bauvorsorge (Begrenzung des Schadenspotenzials durch angepasste Bauweise), die Verhaltensvorsorge (Warnung

vor Hochwasserereignissen mit dem entsprechenden Handeln) sowie die Risikovorsorge (Bildung von monetären Rücklagen) (LAWA 1995).

Hochwasserschutzmaßnahmen unterliegen heute einer Vielzahl von Richtlinien und Strategien. So wurde nach dem extremen Hochwasserereignis im Mai 1999 in Bayern der Aktionsplan 2020 ins Leben gerufen. Hervorgehobene Ziele sind neben den notwendigen Investitionen in technische Hochwasserschutzeinrichtungen vor allem die Stärkung des natürlichen Hochwasserrückhaltes (StMLU 2002). Die EG-Richtlinie zum Hochwasserrisikomanagement fordert für Europa eine flächendeckende Bewertung des Hochwasserrisikos, die Erstellung von Hochwassergefahren- und -risikokarten und die Erarbeitung von Hochwasserrisikomanagementplänen (Haider et al. 2012). In Bayern ist dies für das Main-Einzugsgebiet bereits fertiggestellt, für weitere Risikogewässer sollte dies bis Ende 2013 geschehen (LfU Bayern 2014).

1.3 Auswirkung anthropogener Eingriffe auf Hochwasser

Die Eingriffe des Menschen in Naturräume und die Veränderung von Flussgebieten zum Nutzen der Menschen beeinflussen das natürliche Hochwassergeschehen nachdrücklich. Blöschl et al. (2013) unterscheidet hierbei drei Hauptfaktoren: Landnutzungsänderung, flussbauliche Eingriffe und Klimaänderung.

Diese Beeinflussungen durch den Menschen sind vielfältig und betreffen sowohl den Niederschlags-Abfluss-Prozess als auch die Hochwasserausbreitung in den Gewässern. Durch Besiedelung und Landnutzungsänderungen wie die Rodung von Wäldern oder die Intensivierung der Nutzung landwirtschaftlicher Flächen ändert sich in erster Linie die Wasseraufnahmefähigkeit und Speicherfähigkeit der Böden. Aber auch der Rückhalt von Regenwasser auf der Pflanzenoberfläche (Interzeption) und die Verdunstungsraten werden dadurch beeinflusst (LAWA 2000). Dies kann durch die Reduzierung der Speicherfähigkeit zu einer Beeinflussung der Abflusshöhe und auch der Laufzeit von Hochwasser führen (LAWA 1995).

Durch Landnutzungsänderungen kann auch die Flussmorphologie und damit indirekt die Hochwassersituation verändert werden. Beispielsweise führten Abholzungen und intensivierte Landwirtschaft im 16. Jhd. am unteren Po in Italien zu einem Anstieg der Sedimentfracht, zu Auflandungen und damit zu einem Anstieg des Hochwasserrisikos (Brazdil et al. 2006).

Extreme Hochwasserereignisse zeichnen sich auf großer Skala allerdings dadurch aus, dass durch hohe Niederschlagsmengen, lang anhaltende Dauerniederschläge oder Vorregegenereignisse die Vegetation- und Bodenspeicher bereits erschöpft sind (Bayerische Landesanstalt für Wald und Forstwirtschaft 2013). Demnach ist

die Abflussbildung großer Hochwasserereignisse weniger stark von diesen anthropogenen Veränderungen betroffen (Patt und Bechteler 2001). Vereinfacht gesagt heißt das, dass die heutigen extremen Hochwasserereignisse keine abnormalen Erscheinungen sind und dass auch in der Vergangenheit, in der der hydrologische Kreislauf kaum vom Menschen beeinflusst war, extreme Hochwasserereignisse aufgetreten sind (Schiller 1985) (Abb. II - 3).



Abbildung II - 3: extreme Hochwasserereignisse in der Vergangenheit. Links: Einsturz der Ludwigsbrücke in München 1813. Rechts: Hochwasserereignis 2002 und historische Hochwassermarken in Passau (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008b).

Neben dem Niederschlags-Abflussprozess beeinflusst der Mensch auch die Abflussfortpflanzung durch Eingriffe unterschiedlichster Art in und an den Gewässern. Mit die stärksten Veränderungen der mitteleuropäischen Gewässer wurden durch die Korrekptions- und Begradigungsmaßnahmen beginnend Ende des 18. Jhd. vorgenommen.

Ein sehr bekanntes Beispiel dafür ist die Korrektur des Rheins zwischen Basel und Karlsruhe. Vor den Ausbaumaßnahmen verzweigte sich der Lauf des Rheins frei in der 2-3 km breiten Furkationsaue. Zwischen 1817 und 1861 wurde der Rhein nach Plänen von Johann-Gottfried Tulla begradigt. Diese sahen vor, den Fluss in ein definiertes eingegengtes Haupt-Flussbett zu zwingen und durch Dammanlagen Ausuferungen während Hochwasser zu verhindern. Des Weiteren wurde durch Durchstiche die Lauflänge verkürzt und somit das Flussgefälle erhöht. Durch diese Maßnahmen setzte eine gewollte Sohlerosion ein, die zum Absinken der Wasserspiegel führte. Die Ziele, Siedelungen besser vor Hochwasser zu schützen, die Melioration der Flussauen sowie die Ausrottung der Malaria wurden dadurch dauerhaft erreicht (Homagk 2010).

Nach dem Ersten Weltkrieg fiel das alleinige Nutzungsrecht der Energiegewinnung am Oberrhein an Frankreich (Versailler Vertrag). Daraufhin wurden der Rheinseitenkanal und Staustufen errichtet. Neben dem Ausbau der Wasserkraft

wurde dadurch auch die weiter fortschreitende Tiefenerosion begrenzt (Geiler und Lange 2006).

1968 wurde die Hochwasser-Studienkommission (HSK) gegründet, um die Auswirkungen der Ausbaumaßnahmen am Rhein auf die Hochwassersituation zu untersuchen. Die Ergebnisse zeigten, dass durch den Verlust von 442 Mio. m³ Retentionsvolumen eine Aufsteilung und Beschleunigung der Rheinhochwasserwelle einhergeht. Das ist insbesondere bedenklich, da dadurch eine ungünstigere Überlagerung der Rheinhochwasserwelle mit den Zuflüssen der Nebenflüsse wahrscheinlicher geworden ist (Homagk 2010). Um diese negativen Effekte zu kompensieren, wurde 1988 das ‚Integrierte Rheinprogramm‘ ins Leben gerufen. Ziel dieses Hochwasserschutzprogramms ist, durch 20 Einzelmaßnahmen mit einem Rückhaltevolumen von insgesamt 258 Mio. m³, den Hochwasserschutz vor den Ausbaumaßnahmen wiederherzustellen. Neben Sonderbetrieb von Wehranlagen und Wasserkraftwerken und Vorlandabgrabungen bilden vor allem Flutpolder das Rückgrat des Integrierten Rheinprogramms. Diese werden größtenteils mit gesteuerten Einlaufbauwerken ausgestattet, um auch bei flacheren Hochwasserwellen einen scheitelabmindernden Effekt zu erzielen (Homagk 2007). Neben dem Hochwasserschutz berücksichtigt das Integrierte Rheinprogramm auch ökologische Belange. So werden die Rückhalteräume durchflossen ausgebildet, eine maximale Einstauhöhe von 2,5 m eingehalten und ökologische Flutungen durchgeführt. Um dadurch die Wirksamkeit der Polder für den Hochwasserschutz nicht zu gefährden, werden die ökologischen Flutungen ab einem bestimmten Abfluss und entsprechender Vorhersage abgebrochen (Homagk 2007). Zwischen Basel und Breisach kann durch Auskiesungen und Tieferlegung des Vorlandes auf einer Fläche von 420 ha wieder ansatzweise eine Furkationsaue entstehen (Geiler und Lange 2006).

Die bayerische Donau war vor ihrer Korrektur: „(...) sehr verwildert und floss in vielen stets sich ändernden Krümmungen und Rinnsalen im kilometerbreiten Flussbette durch die der Zerstörung und der Versumpfung ausgesetzten Niederungen“ (Oberste Baubehörde Bayern 1927). Anfang des 19. Jhd. war die Donau noch weitestgehend unbeeinflusst und natürlich. Der Flusslauf änderte sein Erscheinungsbild mit jedem Hochwasser, wodurch Siedlungen und kultiviertes Land bedroht waren. Nahezu jährlich bedingten Überschwemmungen Ernte- und damit Steuerausfälle. Brücken und Gebäude waren durch Eisstau gefährdet und die Binnenschifffahrt war zeitaufwändig und gefährlich. Ein hoher Grundwasserstand förderte die Ausbreitung von Tierseuchen und Malaria und behinderte die Intensivierung der Landwirtschaft (Kern 1874). Aus diesen Gründen wurde die

Donau zwischen 1806 und 1867 reguliert. Mit Durchstichen, Buhnenbauten (Abb. II - 4) und der Einengung des Hauptgerinnes durch Uferbefestigungen wurden eigendynamische Prozesse unterbunden und eine planmäßige Eintiefung der Donausohle erreicht (Deindl 2013).

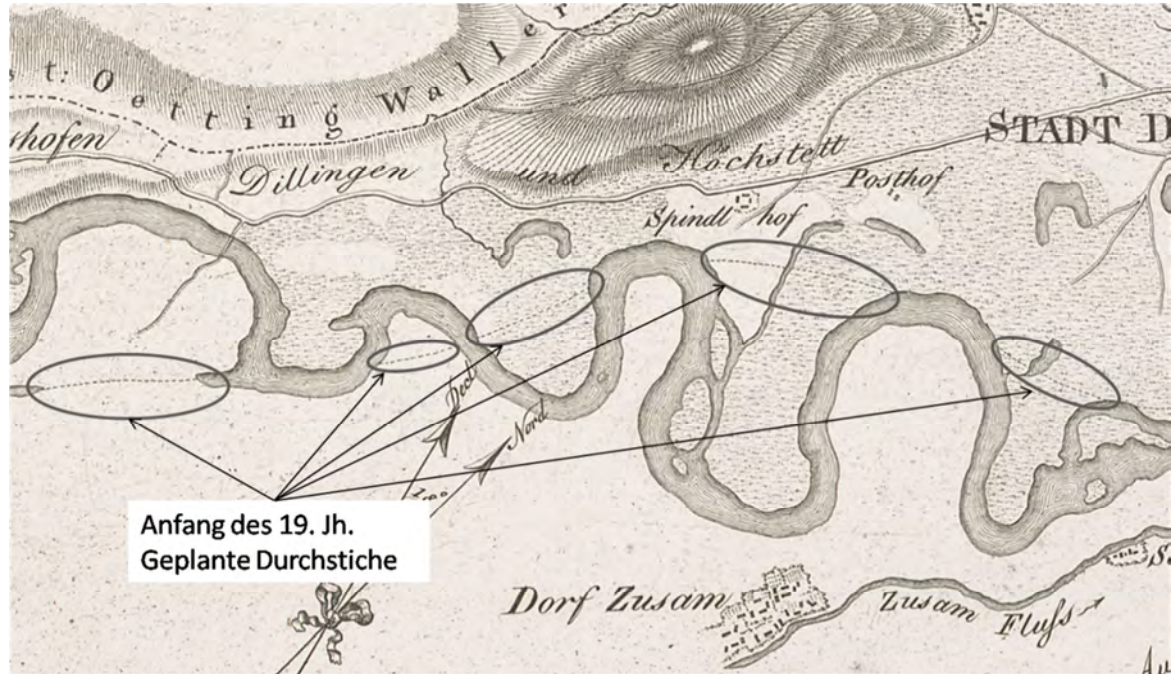


Abbildung II - 4: Geplante Durchstich Anfang des 19. Jhd. an der Donau bei Dillingen (Riedl 1808).

Diese Maßnahmen führten zu einer Verbesserung der Hochwassersituation, zu einer Eliminierung von Eisstau (Strobel 1977) und zum Absinken des Grundwasserspiegels und damit zu einer Melioration der Flussauen. Das wird bei der Betrachtung der Entwicklung der Landpreise deutlich: „(...) im Jahre 1826“ konnte „(...) das Tagwerk zu 50 fl.“ (fl = Fiorino = Gulden) „erworben werden, während jetzt (1874) Grundstücke (...) 250-350 fl. kosten (...)“ (Kern 1874). Durch die Eintiefung der Donau erhöhte sich zudem das Gefälle der seitlichen Zuflüsse zur Donau hin, was zu einer wirksamen Entwässerung des Umlands führte. Weitere Entwässerungsmaßnahmen wurden wegen des Ernährungsnotstandes nach dem Ersten Weltkrieg verwirklicht (Kern 1874, Oberste Baubehörde Bayern 1927).

In der ersten Hälfte des 20. Jhd. wurde der Hochwasserschutz durch großräumige flussbegleitende Deichanlagen weiter ausgebaut. Das hatte zur Folge, dass bei Hochwasserereignissen seltener und weniger ausgedehnte Ausuferungen und Überschwemmungen auftraten (Oberste Baubehörde Bayern 1927). Die durch die Begradigungsmaßnahmen angestoßenen Sohleintiefungen setzten sich bis in die zweite Hälfte des 19. Jhd. fort. Ende des 19. Jhd. setzte in vielen Bereichen der Donau eine leichte Sohlaufhöhung ein, da die alpinen Zuflüsse nun ein höheres Gefälle zur Donau hin aufwiesen. Hinzu kam die Durchführung von Begradigungs-

und Korrektionsmaßnahmen auch an den alpinen Zuflüssen der Donau. Ab Anfang des 20. Jhd. setzten sich die Eintiefungen der Donausohle wiederum fort (RMD 1956-1981).

Um die weiter fortschreitende Eintiefung zu unterbinden, die Grundwasserstände zu stützen und zur Energiegewinnung wurden zwischen 1958 und 1992 entlang der bayerischen Donau 22 Staustufen gebaut. Dabei wurden viele Anlagen so dimensioniert, dass durch Staustufensteuerung und Überlaufstrukturen an den Stauhaltungen sichergestellt werden kann, dass Hochwasserabflüsse ab einer bestimmten Höhe zu Ausuferungen führen (siehe Abb. II - 5). Dies führt dazu, dass Hochwasserereignisse einer gewissen Jährlichkeit nach wie vor zu Überflutungen von Teilen der Donauauen führen (RMD 1956-1981, Klocke 2007).

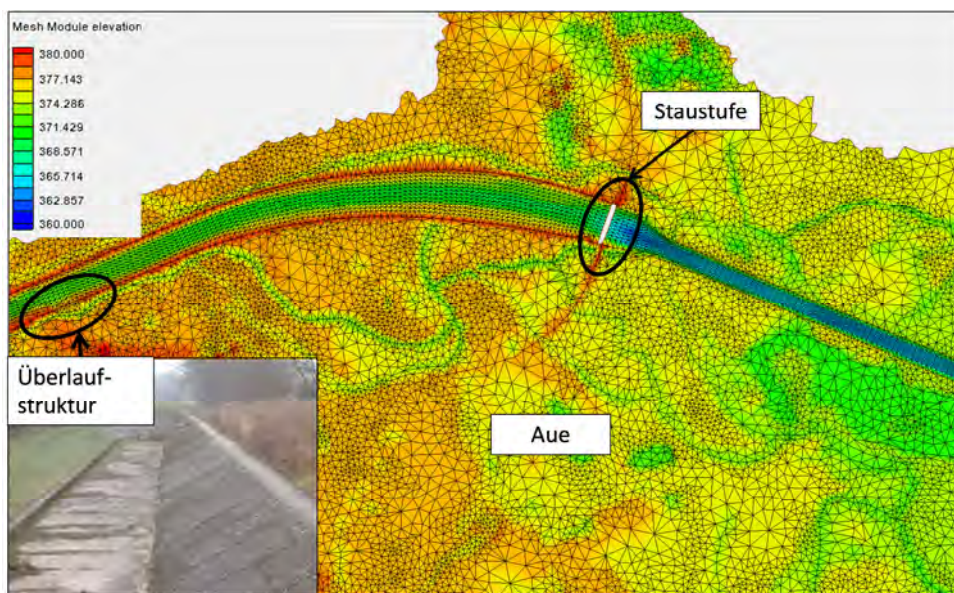


Abbildung II - 5: Donaustaustufe Bergheim im digitalen Geländemodell mit Überlaufstruktur im Stauhaltungsbereich.

Dennoch sind durch die flussbaulichen Maßnahmen der letzten 200 Jahre große Retentionsflächen weggefallen. Für einen stationären 100-jährlichen Abfluss wird der Retentionsraumverlust zwischen Neu-Ulm und Straubing (270 Flusskilometer) von Skublics und Rutschmann (2014b) mit 363 Mio. m³ abgeschätzt, das entspricht einem Wert von 1,34 Mio. m³ pro Flusskilometer. Die noch vorhandenen Rückhalteflächen in den Auen werden später und oft örtlich begrenzt beaufschlagt. Dies führt dazu, dass die Hochwasserwellen heutzutage stark beschleunigt ablaufen. Allerdings können aus statistischen Langzeitanalysen entlang der Donau keine signifikanten Erhöhungen der Scheitelabflüsse abgelesen werden (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2004, LAWA 1995).

Zu diesen direkten Veränderungen im Flussgebiet kommen Veränderungen, die durch den Klimawandel hervorgerufen werden. Die erhöhten CO₂-Emissionen führen zu einer langsamen, aber nicht mehr umkehrbaren Erwärmung des Erdklimas. Das wirkt sich auf die Niederschlagsverhältnisse aus, genaue Entwicklungen sind allerdings schwer abschätzbar. Für Mitteleuropa werden Niederschlagsverschiebungen in die Wintermonate und häufiger auftretende Wetterextreme, also auch Stark- und Dauerniederschläge erwartet. An der bayerischen Donau wird aufgrund von Klimaszenarien-Rechnungen für den Alpenraum eine Zunahme der Niederschlagsextrema prognostiziert. Entlang der Donau selbst ergeben die Untersuchungen keine erhöhten Abflüsse (Mauser und Strasser).

2 Modellierung von Hochwasserprozessen

In den Naturwissenschaften dienen Modelle der vereinfachten Abbildung realer Prozesse. Wie stark diese Vereinfachungen ausfallen und welche Annahmen getroffen werden, hängt sowohl von der Fragestellung als auch von der räumlichen Auflösung ab. Für die Modellierung von Hochwasserprozessen steht daher eine Vielzahl unterschiedlicher Modelle zur Verfügung.

Die Wahl eines Modells zur Abbildung von Hochwasserprozessen basiert daher auf mehreren Kriterien. Zunächst ist die Zielsetzung bzw. die Fragestellung der Untersuchung ausschlaggebend. Soll detailliert die Auswirkung einer bestimmten Maßnahme untersucht werden, oder wird das Modell beispielsweise für die großräumige operationelle Hochwasservorhersage eingesetzt. Damit verbunden ist das Kriterium, welche hydrologischen und hydraulischen Prozesse aufgelöst werden sollen. Entscheidenden Einfluss haben die Ausdehnung des Untersuchungsgebietes und der betrachtete Zeitraum. Darüber hinaus bestimmen häufig die zur Verfügung stehenden Daten und ein angemessener Arbeitsaufwand die Modellwahl (Niehoff 2001).

Hochwasserprozesse können grundsätzlich in Prozesse der Abflussbildung und Prozesse der Abflussfortpflanzung unterteilt werden. Hydrologische Modelle können beide Bereiche (flächige Betrachtung) abdecken, während hydrodynamische Modelle i.d.R. nur die Fließvorgänge im und am Gerinne selbst beschreiben (lineare Betrachtung). In dieser Arbeit liegt der Fokus weitgehend auf den Abflussprozessen im und am Gerinne und deren Abbildung durch hydrodynamische Modelle. Die hydrologischen Prozesse stellen allerdings ein unverzichtbares Bindeglied zwischen dem Niederschlagsereignis und dem Hochwasserereignis dar. Daher sollen an dieser Stelle neben den Grundlagen hydrodynamischer Modelle auch die Grundzüge hydrologischer Modelle vorgestellt werden.

Eine Vielzahl an Aufsätzen beschäftigt sich mit den Grundlagen der hydrologischen bzw. hydrodynamischen Modellierung. In dieser Arbeit wurden diese Grundlagen in erster Linie aus Literaturstellen zitiert, die in thematisch ähnlichen Bereichen anzusiedeln sind. Da dies nur einen Auszug der relevanten Literatur darstellt wurden die Referenzen stellenweise mit z.B. gekennzeichnet.

2.1 Hydrologische Modelle

Die Hydrologie ist laut DIN 4049 (Teil 1) als „Wissenschaft vom Wasser, seinen Eigenschaften und seinen Erscheinungsformen auf und unter der Landoberfläche sowie in den Küstengewässern“ definiert (Deutsches Institut für Normung 1992). Demnach umfassen hydrologische Modelle etliche Teildisziplinen.

Für die Modellierung von Hochwasserprozessen in der Disziplin der Ingenieurhydrologie werden neben statistischen Analysen Niederschlags-Abfluss-Modelle (NA-Modell) verwendet. Statistische Modelle werden vor allem für die Analyse von Zeitreihen zur Niederschlagsgenerierung oder zur Ermittlung von Extremwerten herangezogen (Plate 2009, Rieger 2012). Bei Niederschlag-Abfluss-Modellen bestehen ebenfalls deterministische und stochastische Ansätze. Unter den deterministischen Modellen werden Modelle je nach Modellierungszweck in (i) white box Modelle, (ii) grey box Modelle und (iii) black box Modelle untergliedert. White box Modelle werden auch als physikalisch basierte Modelle bezeichnet und lösen die meisten Prozesse der Abflussbildung detailliert auf. Diesen Modellen werden durch die Komplexität der Prozesse und auch durch die Möglichkeiten der Erfassung von Messgrößen Grenzen gesetzt. Daher weisen auch aktuelle white box Modelle ein gewisses Maß an Empirie auf (Rieger 2012). Der Anwendungsbereich ist daher meist auf kleinräumige Untersuchungsgebiete und zur Überprüfung von Hypothesen anderer Modelle begrenzt. Black box Modelle dagegen beschreiben nur das Verhalten eines Systems, ohne die dafür verantwortlichen Prozesse abzubilden. Diese Modelle finden oft im wasserwirtschaftlichen Bereich für Dimensionierungen Anwendung. Ein Beispiel dafür ist das ‚unit-hydrograph-Verfahren‘. Im Übergang dieser beiden Modellphilosophien liegen die grey box Modelle oder auch Konzeptmodelle. Abflussprozesse werden darin stark vereinfacht abgebildet. Die Parameter und Prozesse bleiben dadurch größtenteils physikalisch interpretierbar, eine umfangreiche Modellkalibrierung ist aber dennoch nötig (Gattke 2006, Niehoff 2001).

Weiterhin können hydrologische Modelle anhand ihrer Modellscale eingeteilt werden. Auf der untersten Skale, der Mikroskale, werden auch die elementaren Prozesse der Abflussbildung aufgelöst. Die Größe des Untersuchungsraums liegt hier zwischen einigen m² bis zu einem km². Modelle auf dieser Skale werden auch

‚hill slope‘ Modelle genannt. Die Mesoskale umfasst Modelle mit einem Untersuchungsraum von einem bis zu einigen km². Hier kommen i.d.R. konzeptionelle Modelle zum Einsatz. Die wichtigsten wasserwirtschaftlichen Bilanzierungsgrößen werden durch vereinfachte aggregierte Modellansätze wiedergegeben. Die Makroskale deckt Untersuchungsräume zwischen 1.000 und mehreren 10.000 km² ab. Auf dieser Untersuchungsskala gewinnen vor allem die hydraulischen Parameter und die Abflussprozesse an Bedeutung (Plate 2009, Plate 1992, Gattke 2006).

Zusätzlich können nach Plate (2009) hydrologische Niederschlags-Abfluss Hochwassermodelle unterteilt werden, je nachdem ob sie für den operationellen Betrieb oder für die Planungsphase eingesetzt werden.

Um die Ausbreitung der Hochwasserwellen in Gerinnen abzubilden, bedienen sich die meisten konzeptionellen hydrologischen Modelle der kinematischen Wellengleichung, Linearspeicherkaskaden oder dem Muskingum-Cunge Verfahren. Seltener werden für das Flood-Routing auch die Saint-Venant Gleichungen verwendet (z.B. Gems 2012).

Zur Abbildung von Hochwasserprozessen auf der Mesoskale werden meist konzeptionelle hydrologische Modelle verwendet. Abflussbildung und Abflussfortpflanzung werden in einem Modell vereinfacht wiedergegeben. Insbesondere der Hochwasserwellenablauf im Gewässer wird stark schematisiert, da für die hydrologische Betrachtung i.d.R. nur die Dämpfung der Welle in den Gewässerteilstrecken von Interesse ist (z.B. Musall 2011). Das führt dazu, dass Hochwasserretentionseffekte nicht richtig wiedergegeben werden, bzw. dass die Ergebnisse hydrologischer Modelle oft nicht extrapolierbar sind. Eine weitere Unsicherheit birgt die Verbindung von Abflussbildung und Abflussfortpflanzung in einem Modell. Durch eine gebietsweise Kalibrierung kann es zu einer Equifinalität der Parameter kommen. Das bedeutet, dass beispielsweise fehlerhafte Parameter in der Niederschlags-Abflussmodellierung mit ebenfalls fehlerhaften Parametern im Flood-Routing zu scheinbar richtigen Ergebnissen führen können. Dieses Problem ist auch in dem mit „Getting the right answers for the right reasons“ betitelten Aufsatz von Kirchner (2006) beschrieben (Plate 2009, Skublics et al. 2014).

2.1.1 Hydrologische Modelle für die Hochwassermodellierung im bayerischen Einzugsgebiet der Donau

Für das bayerische Einzugsgebiet der Donau existieren insgesamt 14 Flussgebietsmodelle (FGMOD). Diese Modelle werden ereignisbasiert für die operationelle Hochwasservorhersage verwendet. Die Flussgebietsmodelle sind aus dem Programmsystem LARSIM (Large Area Runoff Simulation Model). Sie sind

zum einen rasterbasiert mit einer Auflösung von 1 km² und zum anderen teilgebietsbasiert aufgebaut (Skublics et al. 2013).

Die LARSIM FGMODs sind deterministische aber konzeptionelle und flächendetaillierte Niederschlags-Abfluss-Modelle der oberen Mesoskale (Holle 2009, Bremicker 2000, Skublics et al. 2014). LARSIM berücksichtigt für die Niederschlags-Abfluss-Simulation die Interzeption, Evapotranspiration, Schneeaakkumulation und –schmelze sowie die Bodenwasserspeicherung. Die Abflusskonzentration wird mit dem Clark-Verfahren ermittelt (Skublics et al. 2013). Für das Flood-Routing werden aus vereinfachten prismatischen Doppel- oder Trippeltrapezprofilen Gerinneteilstrecken gebildet. Der Wellenablauf wird dann durch Einzellinearspeicher dieser Gerinneteilstrecken beschrieben. Die Wasserstands-Abfluss-Beziehung wird dabei stationär über Manning-Stricker ermittelt. Retentionseffekte können durch eine Speicherkonstante nach Williams (1969) (Vgl. GL I - 3) nachgebildet werden (Bremicker 2000). Der Abfluss aus einem Einzellinearspeicher bzw. einer Gerinneteilstrecke wird nach der folgenden Formel (GL I - 2) ermittelt.

$$QA_i = QZ_i * \left[1 - \frac{RK_i}{TA} * \left(1 - e^{-\frac{TA}{RK_i}} \right) \right] + QZ_{i-1} * \left[\frac{RK_i}{TA} * \left(1 - e^{-\frac{TA}{RK_i}} \right) - e^{-\frac{TA}{RK_i}} \right] + QA_{i-1} * e^{-\frac{TA}{RK_i}} \quad (Gl. I-2)$$

mit:

QA: Abfluss aus der Gewässerteilstrecke [m³/s]

QZ: Zufluss zur Gewässerteilstrecke [m³/s]

TA: Berechnungszeitschritt [h]

RK: Speicherkonstante nach Williams (1969)

wobei:

$$RK_i = \frac{L * A_i}{3600} * \frac{3}{QZ_{i-1} + QZ_i + QA_{i-1}} \quad (Gl. I-3)$$

mit:

L: Länge der Gewässerteilstrecke [m]

A: Durchflussener Querschnitt des Flussprofils [m²] wird stationär gleichförmig nach Manning-Strickler bestimmt.

Bauwerke wie beispielsweise Speicher, Staustufen oder Abflussaufteilungen können vereinfacht eingebunden werden (Bremicker 2000, Holle 2009). Eine Interaktionen mit dem Grundwasser wird nicht berücksichtigt. Der Basisabfluss muss daher aus gemessenen Daten übernommen oder anderweitig abgeschätzt werden (Skublics et al. 2013).

Diese NA-Modelle werden seit dem Jahr 2000 in der operationellen Hochwasservorhersage in Bayern eingesetzt. Zuvor wurden i.d.R. empirische Modelle wie das Pegelbezugslinienverfahren eingesetzt. Die für die Hochwasservorhersage verwendeten Modelle wurden über die Jahre immer wieder angepasst und erweitert. So wurden in einigen Teilstrecken die dV/dQ -Beziehungen mit Ergebnissen aus hydrodynamischen Berechnungen angepasst oder Verzweigungen und Retentionsspeicher eingebaut (Ludwig et al. 2007). Zukünftig sollen die ereignisbasierten FGMODs durch kontinuierlich rechnende Wasserhaushaltsmodelle (WHM) ersetzt werden (Daamen et al. 2004, Vogelbacher 2001, Holle 2009, Skublics et al. 2013).

2.2 Hydrodynamische Modelle

Hydrodynamische Modelle lösen im Gegensatz zu hydrologischen Modellen die Strömungsgrößen im Untersuchungsgebiet detailliert auf.

Die computergestützte Strömungssimulation hat sich in den letzten Jahrzehnten rasant entwickelt. Neben der ständig ansteigenden Rechnerleistung haben sich auch die numerischen Lösungsmethoden weiterentwickelt und verbessert (z.B. Martin 2011, Schindler 2005). Dennoch können aufgrund der Berechnungszeiten gerade große Untersuchungsgebiete meist nur unter Vereinfachungen der Dimensionalität der Fließprozesse betrachtet werden. Hier wird unterschieden zwischen 1-dimensionalen Modellen und 2-dimensionalen Modellen.

Bei 1d-Modellen wird die mittlere Fließgeschwindigkeit nur in Fließrichtung und die Wasserspiegellage querschnittsgemittelt an diskreten Punkten entlang der Strömungsrichtung berechnet. Energieverluste werden über einen Rauigkeitsansatz abgebildet. Um die Überschwemmung von Vorländern vereinfacht zu simulieren, können gegliederte Querprofile oder Verzweigungen verwendet werden. 1d-Modelle eignen sich bei weitgehend homogenen Fließgeschwindigkeiten im Querschnitt und einem im Querschnitt horizontalen Wasserspiegel. Zu untersuchende Flussabschnitte sollten daher wenig gekrümmt sein und der Einfluss von Vorlandretention sollte gering sein (Rieger 2012, Hafner 2008, Fischer 2008).

2d-Modelle basieren auf den tiefengemittelten Flachwassergleichungen. Die Fließgeschwindigkeit wird also in horizontaler x- und y-Richtung aufgelöst.

Fließgeschwindigkeiten in der vertikalen Richtung werden vernachlässigt und das Geschwindigkeitsprofil über die Tiefe als konstant angenommen. Dieser Ansatz eignet sich sehr gut für Untersuchungsgebiete, die im Vergleich zur horizontalen Ausdehnung eine geringe vertikale Ausdehnung besitzen. So können beispielsweise Hochwasserabflüsse mit Ausuferungen und Retentionseffekten mit den tiefengemittelten Ansätzen sehr gut abgebildet werden (Fischer 2008). Die Anwendungsbereiche für 2d-Flachwassergleichungen erstrecken sich aber auch auf weitere Untersuchungsfelder. Beispielsweise die Simulation von Stoßwellen bei stark überkritischen Abflüssen. Krüger (2000) erweitert dafür den Flachwasseransatz um quadratische Druckverteilungen abbilden zu können.

Eine Sonderstellung nehmen hybride 1d/2d-Modelle ein. Diese Modelle betrachten die Abflüsse im Flussschlauch eindimensional und die Abflüsse im Vorland zweidimensional. Der Begriff hybride Modellierung kann allerdings auch für die Verknüpfung von 2d- und 3d-Modellen oder von numerischen und physikalischen Untersuchungen stehen (Rutschmann 2005).

2.2.1 Physikalische Grundlagen

Lässt man Vereinfachungen zunächst beiseite, so können Strömungsprozesse newtonscher Fluide durch die Erhaltungssätze von Masse, Impuls und Energie beschrieben werden.

Aufgrund der weitgehend isothermen Eigenschaften von Wasser kommt der Energieerhaltung eine untergeordnete Rolle zu, sodass sie vernachlässigt werden kann. Die Massenerhaltung oder Kontinuitätsgleichung kann aus der Betrachtung eines Kontrollvolumens hergeleitet werden. Dabei werden die Massenströme über das Volumenelement bilanziert. Unter der Annahme, dass Wasser eine inkompressible Flüssigkeit ist, also die Dichte konstant ist und dass keine Quellen oder Senken im Kontrollvolumen vorhanden sind, werden die Änderungen der Dichte über Zeit und Raum zu Null und man erhält die vereinfachte Form der Kontinuitätsgleichung zu:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (\text{Gl. I- 4})$$

Eine derartige Strömung bezeichnet man als divergenzfrei. Das bedeutet, dass, was auf einer Seite des Kontrollvolumens einströmt, zur gleichen Zeit auf einer anderen Seite wieder ausströmen muss (z.B. Yörük 2008).

Zur Herleitung der Impulsgleichungen können wiederum an ein Volumenelement die Impulsänderungen bilanziert werden. Dabei werden zeitliche Änderungen der ein- und ausströmenden Impulse und die einwirkenden Oberflächen- und

Volumenkräfte berücksichtigt. Wiederum unter der Annahme eines inkompressiblen Fluides erhält man die Navier-Stokes-Gleichungen:

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j^2} + g_i \quad (\text{Gl. I- 5})$$

Die Indizes i und j steht dabei jeweils für die betrachtete Raumrichtung x, y, z . Ausgeschrieben lauten daher die Kontinuitätsgleichung und die Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Fluide:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (\text{Gl. I- 6})$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) + g_x \quad (\text{Gl. I- 7})$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \nu \left(\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} \right) + g_y \quad (\text{Gl. I- 8})$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \nu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) + g_z \quad (\text{Gl. I- 9})$$

u, v und w bezeichnen die Geschwindigkeitskomponenten in x, y und z Richtung, p den Druck und ν die kinematische Viskosität. Der erste Term der Gleichung, $\frac{\partial u_i}{\partial t}$ beschreibt die lokalen Beschleunigungskräfte der Strömung, $u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j}$ umfasst die konvektiven Beschleunigungskräfte, $\frac{\partial p}{\partial x_i}$ die Druckkräfte, $\nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j^2}$ die Reibungskräfte aufgrund der Viskosität des Fluides und g_i die äußeren Volumenkräfte, wie z. B. die Schwer- und Corioliskraft. Dieses Gleichungssystem, bestehend aus vier partiellen Differenzialgleichungen, beschreibt die Strömung eines inkompressiblen newtonschen Fluides mit den vier Unbekannten p, u, v und w .

Diese Gleichungen können numerisch vollständig gelöst werden. Allerdings müssen dann auch die kleinsten energietragenden turbulenten Wirbel räumlich und zeitlich aufgelöst werden, was einen sehr hohen Berechnungsaufwand zur Folge hat. Die direkte numerische Simulation (DNS) wird daher nur in Sonderfällen und in der Regel bei kleinen Reynoldszahlen angewandt (z.B. Yörük 2008, Musall 2011).

In der Praxis bedient man sich daher einer gröberen Diskretisierung und der dann notwendigen Modellierung der Turbulenz. Grundsätzlich bestehen dabei die Möglichkeiten der Large-Eddy-Simulation (LES) und der Reynoldsmittelung (Reynolds-Averaged-Navier-Stokes; RANS). Bei der LES werden die größeren Wirbel der Strömung auf dem Berechnungsnetz aufgelöst, wobei die kleineren oft universellen Wirbel modelliert werden. Bei den RANS Gleichungen werden die

unbekannten Strömungsgrößen zeitlich gemittelt betrachtet, wodurch die Geschwindigkeitsfluktuationen der Strömung in einen Mittelwert und einen turbulenten Schwankungswert aufgeteilt werden. Diese turbulenten Schwankungen verursachen viskose Spannungen, die wiederum über ein Turbulenzmodell modelliert werden müssen (z.B. Yörük 2008, Musall 2011).

Die beschriebenen Gleichungen können für die praktische Anwendung auch weiter vereinfacht werden. Die Integration der Kontinuitäts- und der Reynoldsgemittelten Navier-Stokes-Gleichungen über die Fließtiefe führt zu den 2d tiefengemittelten Flachwassergleichungen (siehe Kapitel 3). Die weitere Vereinfachung auf eine eindimensionale Betrachtungsweise führt schließlich zu den 1d-Flachwassergleichungen (Cunge et al. 1980).

Die Navier-Stokes-Gleichungen können nur für wenige Sonderfälle analytisch gelöst werden. Eine Näherungslösung ist allerdings mit numerischen Methoden möglich. Dazu ist eine Diskretisierung in räumlicher und zeitlicher Ebene nötig (z.B. Martin 2011).

Die Strömungsparameter werden also nicht überall ermittelt, sondern lediglich an diskreten Punkten zu diskreten Zeitschritten abgebildet. Für die numerische Lösung der Strömungsgleichungen bestehen unterschiedliche Ansätze. Allen Ansätzen gemein ist, dass die Lösung der Differenzialgleichungen durch Differenzenbildung approximiert wird und dabei ein mehr oder weniger großer Fehler auftritt.

Die wohl bekannteste Möglichkeit, sich an die Lösung einer Differenzialgleichung anzunähern, ist die Finite Differenzen Methode (FDM). Mit dem Taylor-Reihenansatz können die Differenziale in finite Differenzen überführt werden. Diese Methode erfordert allerdings eine Diskretisierung mittels strukturierter Gitter.

Bei Verwendung der Finiten Elemente Methode (FEM) kann ein Gitter aus unregelmäßigen Dreiecks- bzw. Viereckselementen verwendet werden. Bei der FEM werden die Unbekannten nicht punktuell, sondern über eine Verteilungsfunktion für finite Elemente ermittelt.

Die Finite Volumen Methode (FVM) kann sowohl auf strukturierte als auch auf unstrukturierte Gitter angewandt werden. Bei der FVM werden Kontrollvolumina gebildet, die um die diskreten Knoten die Flüsse von Masse und Impuls bilanzieren. Durch diese Herangehensweise ist die FVM volumentreu und damit gut für Strömungssimulationen geeignet (z.B. Yörük 2008, Musall 2011).

Bei der Zeitdiskretisierung lassen sich zusätzlich explizite und implizite Verfahren unterscheiden. Explizite Verfahren verwenden für die Bestimmung von Variablen eines neuen Zeitschritts ausschließlich bereits bekannte Werte des

Ausgangszeitpunktes. Implizite Verfahren benutzen zur Lösung dagegen auch Werte der Nachbarknoten zum neuen Zeitpunkt. Explizite Verfahren sind daher in der Regel einfacher und stabiler, haben allerdings den Nachteil, dass die Zeitschrittlänge von der Strömungsgeschwindigkeit und der Elementgröße abhängt. Dies ist durch das Stabilitätskriterium festgelegt, das besagt, dass eine Störung in der Strömung in jedem Berechnungselement abgebildet werden muss. Eine hohe Strömungsgeschwindigkeit bzw. eine feine Netzauflösung führt daher zu kleineren Berechnungsschritten und folglich zu einer höheren Berechnungszeit (BMLFUW 2008).

3 Zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modellierung

Die Modellierung von Hochwasserereignissen durch 3d-hydrodynamische Modelle ist vor allem für großräumige Fragestellungen und Untersuchungen nach wie vor aufgrund des hohen Rechenaufwandes kaum möglich. Auf der anderen Seite können Ausuferungsprozesse, Flussverzweigungen und Rückstau an Flussmündungen durch 1d-hydrodynamische und konzeptionelle hydrologische Modelle nur stark vereinfacht wiedergegeben werden (Faber et al. 2012). Solange die Forderung von geringen Fließtiefen im Vergleich zur horizontalen Ausdehnung eingehalten ist, können Hochwasserprozesse durch 2d-hydrodynamische Modelle ausreichend präzise und mit adäquatem zeitlichen Aufwand modelliert werden (Yörük 2008).

Zweidimensionale hydrodynamische Modelle stützen sich auf die 2d-Flachwassergleichungen. Sie leiten sich aus den 3d-Navier-Stokes-Gleichungen ab. Die vertikale Geschwindigkeitskomponente sowie der vertikale Impuls werden vernachlässigt und die beiden horizontalen Geschwindigkeitskomponenten werden über die Fließtiefe h als konstant angenommen. Weiterhin wird von einer hydrostatischen Druckverteilung ausgegangen (z.B. Musall 2011). Damit ergeben sich die Flachwassergleichungen zu:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial uh}{\partial x} + \frac{\partial vh}{\partial y} = 0 \quad (\text{Gl. I- 10})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial uh}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(u^2 h + \frac{gh^2}{2} - vh \frac{\partial u}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(uvh - vh \frac{\partial u}{\partial y} \right) \\ = gh(I_{sx} - I_{Ex}) \end{aligned} \quad (\text{Gl. I- 11})$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial vh}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(uvh - vh \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(v^2 h + \frac{gh^2}{2} - vh \frac{\partial v}{\partial y} \right) \\ = gh(I_{sy} - I_{Ey}) \end{aligned} \quad (\text{Gl. I- 12})$$

Das Sohlgefälle I_{sx} bzw. I_{sy} ergibt sich aus dem Geländegradienten. Für die Bestimmung des Energieliniengefälles (oder auch Reibungsgefälle) I_{Ex} bzw. I_{Ey} wird in der Regel ein Rauigkeitsansatz, beispielsweise Darcy-Weisbach, verwendet. Die Wirbelviskosität ν kann über einen empirischen Ansatz oder über ein Turbulenzmodell bestimmt werden (Nujic 2002).

3.1 Modellierungsgrundlagen

Die Güte 2d-hydrodynamischer Simulationen hängt entscheidend von der Datengrundlage und von der Sorgfalt des Modellierers ab (Wyrwa 2004, Wyrwa 1998). Bei allen Schritten der Modellierung muss daher auf zuverlässige Daten und auf eine sorgfältige Verarbeitung geachtet werden. Im Folgenden werden die Schritte der Erstellung und der Bearbeitung 2d-hydrodynamischer Modelle beschrieben.

3.1.1 Modellerstellung

Für die Erstellung eines 2d-hydrodynamischen Modells sind in erster Linie Geodaten und hydrologische Daten notwendig.

Zunächst wird aus Geländedaten das Digitale Geländemodell (DGM) erstellt. Die Geländeabbildung erfolgt quasi 3-dimensional als Oberflächenmodell mit der Einschränkung, dass zu einer Lage nur jeweils eine Höheninformation wiedergegeben werden kann. Es kann also beispielsweise unter einer Brücke nicht gleichzeitig die Gewässersohle abgebildet werden (Musall 2011). Die Topographie des Vorlandes und des Flussschlauches wird i.d.R. getrennt erfasst. Die Höhenlage des Geländes wird heute meist über Airborne Laser Scanning (ALS) ermittelt. Aber auch terrestrische Vermessungsmethoden, Photogrammetrie und satellitengestützte Verfahren kommen zum Einsatz. Die Gewässersohle wird meist über Echotomessungen oder terrestrische Vermessung erfasst.

Bei der Vermessung der Geländeoberfläche mittels ALS wird das Untersuchungsgebiet überflogen. Dabei werden Laserimpulse ausgesendet, deren Reflexionen von der Erdoberfläche über einen Empfänger registriert werden. Die Position des Flugzeugs wird laufend über GPS bestimmt. Dieses System hat den Vorteil, dass große Gebiete sehr effizient vermessen werden können. Zur Erstellung eines digitalen Geländemodells müssen die Daten aus dem Laserscanning noch gefiltert werden. Die Filterung trennt Bodenpunkte von Nicht-Bodenpunkten, da beispielsweise auch Blätter eine Reflexion des Laserpulses verursachen (Briese und Kraus 2003).

Die erzielbare Genauigkeit ist bei terrestrischer Vermessung nach wie vor am größten. Die Abweichung der Höhenkomponente kann hier mit $\pm 0,02$ m angegeben

werden. Für ALS liegt die Genauigkeit im Bereich $\pm 0,1$ m bis $0,15$ m und für die flugzeuggestützte Photogrammetrie werden Genauigkeiten von $\pm 0,15$ m bis $\pm 0,2$ m angegeben. Die Höhengenaugkeit der beiden letztgenannten Verfahren kann sich zudem bei starker Geländeneigung und Bewuchs weiter verschlechtern (Fischer 2008, Musall 2011, Brockmann 1998). Die flugzeuggestützten Verfahren haben allerdings gegenüber den terrestrischen den Vorteil, dass sie nicht nur lokal, sondern auch flächig für große Gebiete eingesetzt werden können.

Geländedaten aus Laserscans oder Photogrammetrie-Befliegungen weisen meist eine sehr hohe Punktdichte auf (z. B. 1 Mio. Punkte/km²). Für wasserwirtschaftliche Fragestellungen muss daher bei der Erstellung des DGMs eine Datenreduktion bzw. eine Ausdünnung der Geländepunkte stattfinden. Es gibt hierzu unterschiedliche Herangehensweisen.

Liegen zu den Geländedaten detaillierte Aufnahmen von Geländebruchkanten und anderen hydraulisch wirksamen Strukturen vor, so reicht es aus, das Gelände dazwischen vereinfacht wiederzugeben. Eine Möglichkeit ist, ein planes Netz mit den gewünschten Punktabständen zu erstellen und die Höheninformation durch Interpolation von den Rohdaten auf dieses Netz zu übertragen. Dabei können allerdings lokale Hoch- und Tiefpunkte, sowie der Verlauf von Geländekanten verloren gehen (vgl. Abb. II - 6).

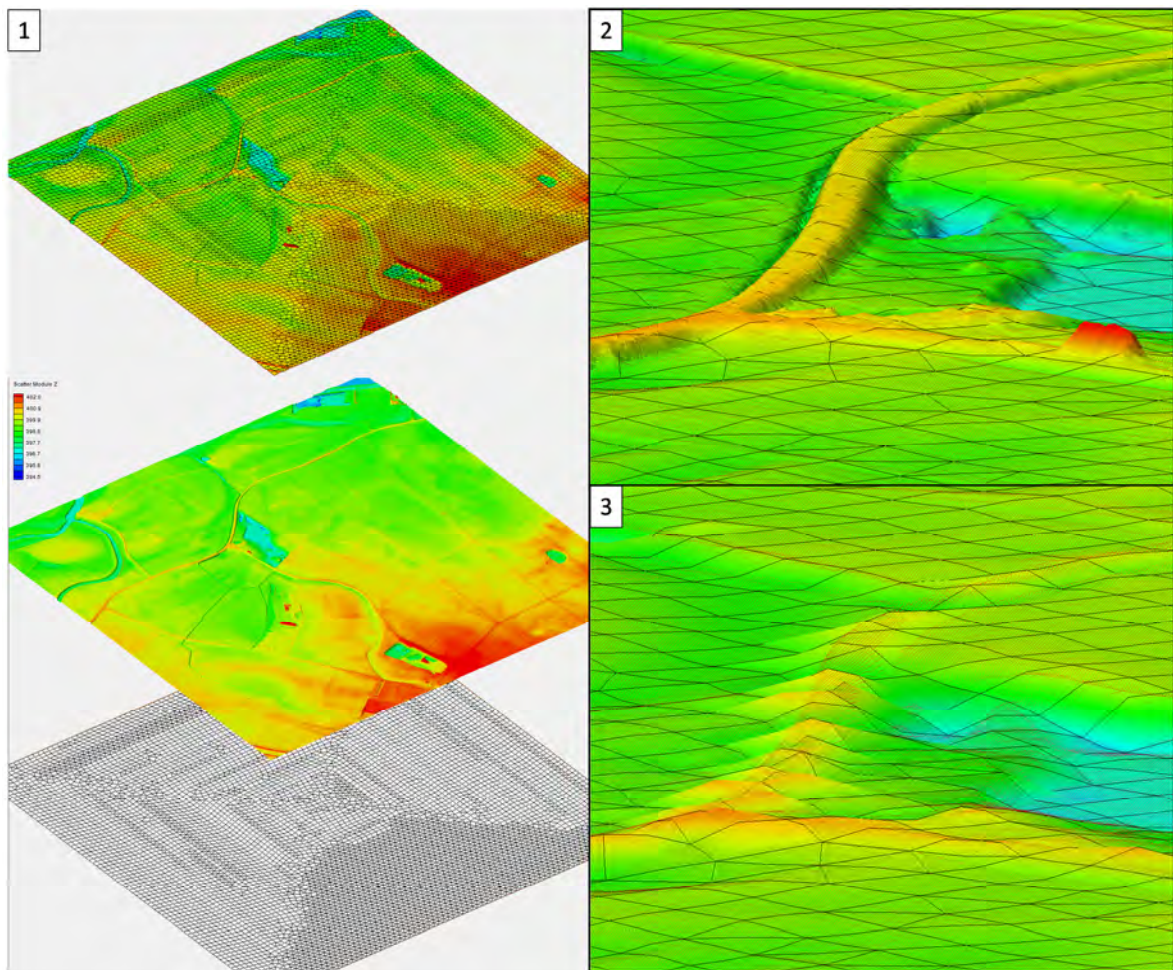


Abbildung II - 6: Erstellung eines ebenen Netzes mit größeren Punktabständen und Interpolation der Höheninformationen der Rohdaten auf das neue Netz (1). Unterschiede in der Abbildung des Geländes zwischen den Rohdaten (2) und dem ausgedünnten Netz (3).

Eine andere einfache Möglichkeit wurde von Asenkerschbaumer et al. (2012) für die Erstellung von großräumigen 2d-hydrodynamischen Modellen an der Donau entwickelt. Aus den Laserscan-Rohdaten wurden in einem gewählten Intervall Höhenlinien ausgelesen. Entlang dieser Höhenlinien wurden Geländepunkte in einem gewählten Abstand platziert und vermascht. Durch diese Methode werden Vorlandstrukturen beliebig detailliert abgebildet. Zudem wird einem höheren Geländegradienten durch eine höhere Punktdichte Rechnung getragen. Das Hauptaugenmerk lag in diesem Fall auf einem hohen Ausdünnungsgrad (ca. 0,1 %), aber einer weiterhin realistischen Abbildung der Ausuferungsprozesse. Daher mussten hydraulisch wirksame Strukturen und Bruchkanten auch bei dieser Form der Ausdünnung nachträglich in das DGM integriert werden.

Soll ein Berechnungsnetz (Dreieckselemente) unabhängig von der Geländestruktur, jedoch mit vorgegebenen Elementgrößen und einer bestimmten Netzqualität (Innenwinkel) erstellt werden, so bietet sich auch das Programm TRIANGLE an (Shewchuk 1996). TRIANGLE führt eine Delaunay-Triangulation durch.

Anschließend kann eine Interpolation von Geländedaten auf das erzeugte Berechnungsnetz erfolgen.

Liegen nur wenige oder keine zusätzlichen Daten zu hydraulisch wirksamen Strukturen im Vorland oder zu Geländekanten vor, so muss bereits bei der Ausdünnung der Rohdaten darauf geachtet werden, dass vor allem die lokalen Extrempunkte erhalten bleiben.

Fischer et al. (2008) selektierte für die DGM-Erstellung in einem Raster jeweils die höchsten Punkte, vermaschte diese und integrierte nachträglich Grabenstrukturen im Vorland. Dadurch wurde ein hoher Ausdünnungsgrad erzielt und gleichzeitig sichergestellt, dass Geländehochpunkte, wie Deichkronen oder Straßen, in Dammlagen richtig abgebildet werden. Nachteil dieser Methode ist allerdings, dass das Rückhaltevolumen im Vorland leicht vermindert dargestellt wird.

Briese und Kraus (2003) haben für die Datenreduktion von Laserscan-Rohdaten einen Algorithmus entwickelt, der für die Beschreibung der Geländeoberfläche mit möglichst wenigen Punkten Geländeneigung und Krümmung berücksichtigt. Dabei wird die Prozedur getrennt nach x- und y-Richtung durchgeführt. Über die ermittelten Neigungswinkel und Krümmungsradien werden maximale Punktabstände bestimmt und ausgehend von einem Grundgitter die notwendigen Geländepunkte bestimmt.

Eine Möglichkeit, Gelände-Rohdaten mithilfe von Open-Source Software auszudünnen, stellte Barbier (2012) vor. Das Programm MeshLab verfügt über unterschiedliche Filter-Algorithmen. Mit dem ‚Quadric Edge Collapse Decimation‘-Filter kann ein Netz von anfänglich 1 Mio. Geländepunkte auf 10.000 Knoten reduziert werden (Ausdünnungsgrad 1 %), ohne zu hohe Einbußen bei der Höhengenaugkeit zu erhalten. Außerdem bleibt die Elementgröße auch bei Geländekrümmungen sehr gleichmäßig erhalten (siehe Abb. II - 7).

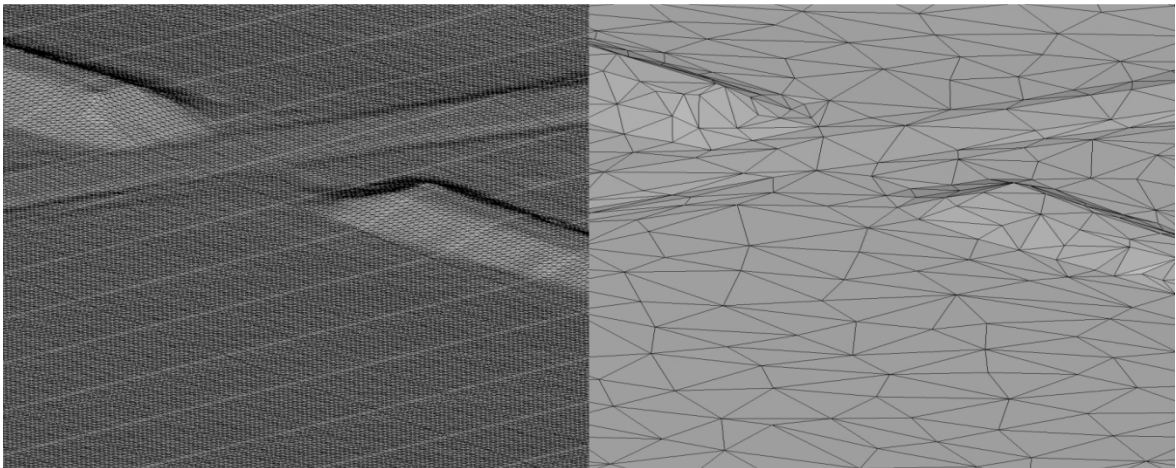


Abbildung II - 7: Netzausdünnung mithilfe von MeshLab (Rohdaten links, neues ausgedünntes Netz rechts) aus Barbier (2012).

Kommerzielle Alternativen zur Datenreduzierung von Roh-Geländedaten bieten beispielsweise SIMP (surface SIMPLification) der Firma Fluvial oder Laser_AS-2d (Nujic 2006). Beide Programme dünnen Geländedaten, die im Rasterformat vorliegen, aus. Der Ausdünnungsgrad wird dabei mit 15 % (SIMP) und 1 % (Laser_AS-2d) angegeben. In Bereichen starker Topographieänderungen wird bei der Ausdünnung die Punktdichte erhöht, um einen möglichst geringen Fehler zuzulassen (Barbier 2012). Das führt allerdings dazu, dass in Geländeknicken viele Datenpunkte erhalten bleiben und sehr kleine Elemente entstehen (siehe Abb. II - 8), was wiederum einen erhöhten Berechnungsaufwand nach sich zieht.

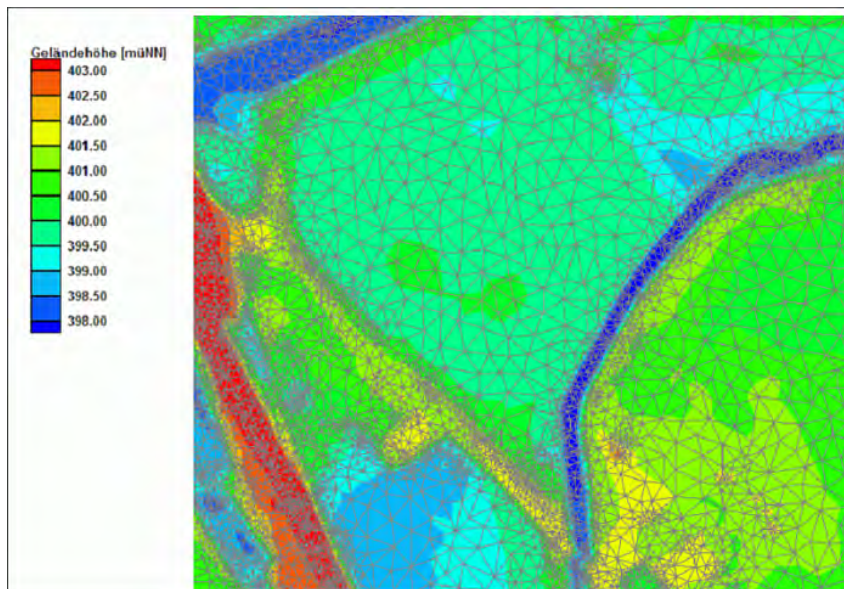


Abbildung II - 8: Netzausdünnung mit dem Programm Laser_AS-2d aus Nujic (2006).

Trotz sehr ausgereifter Algorithmen zu Datenreduzierung in digitalen Geländemodellen, bedingt eine Netzausdünnung auch immer einen Verlust an Lage- bzw. Höheninformationen. Daher ist es unbedingt empfehlenswert, dass

hydraulisch wichtige Strukturen im Vorland, wie beispielsweise Deichoberkanten, Straßendämme oder Gräben, gesondert behandelt werden. Häufig liegen terrestrische Vermessungen oder Pläne aus anderen Quellen vor, die dann zusätzlich in das DGM eingearbeitet werden können. Dies empfiehlt sich auch aus dem Aspekt heraus, dass die Höhengenaugigkeit von terrestrisch aufgenommenen Geländedaten höher ist als Geländedaten aus Laserscanning oder Photogrammetrie. Abschließen sollte das DGM in sensiblen Bereichen genau kontrolliert werden. Dabei ist besonders auf die richtige Orientierung von Elementkanten zu achten, um die hydraulischen Eigenschaften von beispielsweise Bruchkanten zu erhalten.

Zur Erstellung der Flussgeometrie wird auf Querprofilvermessungen zurückgegriffen. Verbreitet sind Messabstände von ca. 200 Metern. Die Querprofilmessungen liegen i.d.R. im Text-Format vor und beinhalten neben der Lage und der Höhenangabe auch einen Code, der die örtlichen Verhältnisse beschreibt. Dabei steht 0 für Wasserspiegel, 1 für linker Flusskilometerstein, 2 für rechter Flusskilometerstein, 3 für befestigte Sohle, 4 für bewegliche Sohle und 5 für bewachsenes Gelände (Fischer et al. 2006). Zur Erstellung eines Flussschlauchnetzes für die hydrodynamische Modellierung wird, begrenzt durch die Uferlinie, ein Netz erstellt, auf das die Höhen der Querprofile interpoliert werden kann (vgl. Abb. II - 9). Bei starken Flusskrümmungen sollten eventuell im Voraus Stützstellen zwischen den Querprofilen erstellt werden.

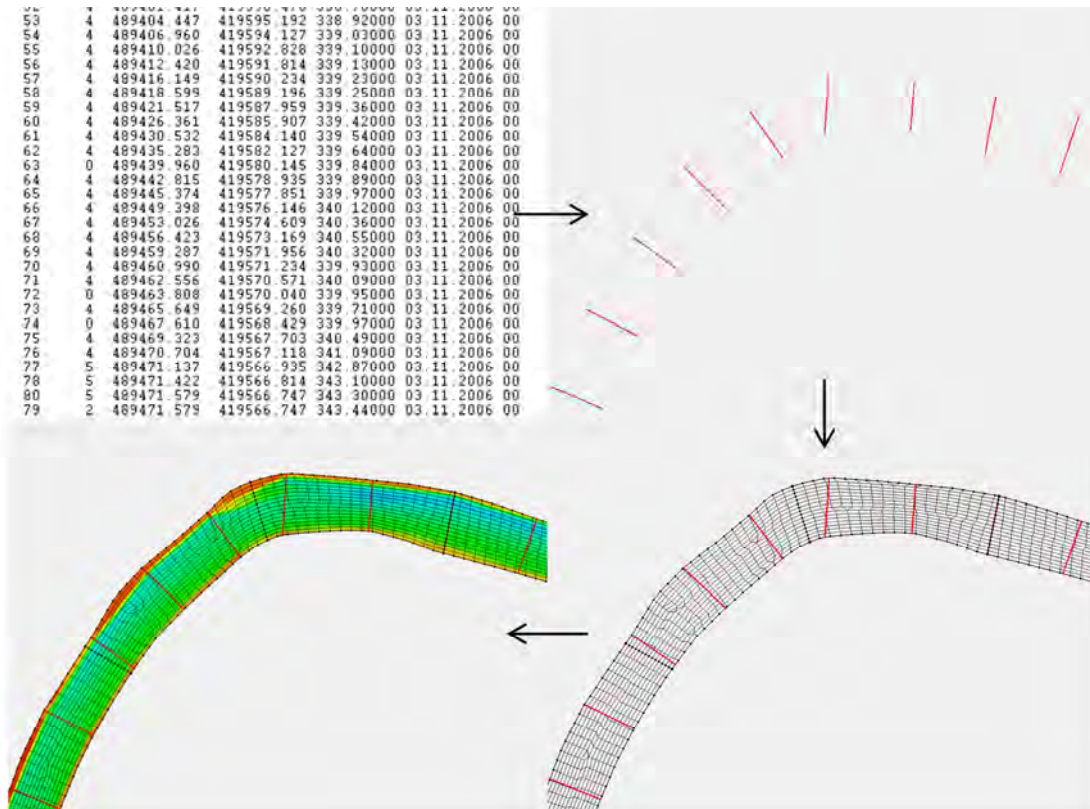


Abbildung II - 9: Erstellung des Flussschlauchnetzes aus Querprofilmessungen. Rohdaten (oben links); graphisch dargestellt (oben rechts); Erstellung des Flussschlauchgitters entlang der Uferlinie (unten rechts); Interpolation der Höhendaten auf das Flussschlauchnetz (unten links).

Anschließend wird das Gelände des Vorlandes mit dem Flussschlauchnetz verschnitten. Nun können noch individuelle Bauwerke wie Wehre, Brücken oder Durchlässe in das Modell integriert werden. Dabei ist zu unterscheiden, ob die Bauwerke geometrisch oder mithilfe interner Randbedingungen modelliert werden.

Zu diesem Zeitpunkt ist die Erstellung des digitalen Geländemodells abgeschlossen. Nun wird aus diesem DGM durch die Zuweisung von Landnutzung und Materialeigenschaften und die Definition von Rand- und Anfangsbedingungen ein 2d-hydrodynamisches Modell.

Die Landnutzungsverteilung kann beispielsweise über die Auswertung von Luftbildern erfolgen. Für große Bereiche in Bayern liegen aber auch Datensätze (z. B. ATKIS) im sogenannten shape-Format vor. Nach Übertragung der Landnutzungsverteilung auf das DGM werden Rauigkeitswerte zugewiesen. Dafür werden zunächst Standardwerte aus Tabellen verwendet. An den Berandungen des Berechnungsnetzes müssen dann Randbedingungen zugeordnet werden. Es können meist große Abschnitte der Netzberandung als undurchlässig definiert werden. Nur am Zufluss und am Ausflussrand wird eine durchlässige Randbedingung definiert. Auch innerhalb des Berechnungsgebietes können Randbedingungen erstellt werden,

die beispielsweise Wehre oder Durchlässe abbilden. Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet werden als interne Zuflussrandbedingungen oder Quellen modelliert.

Abschließend wird das Berechnungsnetz auf die Netzqualität hin überprüft, um numerische Stabilität bei der Simulation zu gewährleisten und um Fehler aus der numerischen Approximation so gering wie möglich zu halten (Nujic 2002). Dabei ist besonders darauf zu achten, dass Berechnungselemente nicht zu spitzwinkelig sind und dass der Größenunterschied zwischen zwei benachbarten Elementen nicht zu groß ist, um den numerischen Fehler so gering wie möglich zu halten. Wird ein explizites Schema verwendet, so sollten zudem besonders kleine Berechnungselemente wenn möglich vermieden werden, um die Zeitschrittlänge nicht zu stark einzuschränken.

3.1.2 Kalibrierung und Validierung

Die Kalibrierung dient der Modelleichung. Parameter, die nicht eindeutig bestimmbar sind, werden in realistischen Bandbreiten variiert, um damit Unsicherheiten beispielsweise in der Rauigkeit der Gewässersohle und Unsicherheiten, die durch der Modellwahl zugrunde liegenden Annahmen und Vereinfachungen entstehen, zu begegnen. Die Gültigkeit des kalibrierten Modells wird anschließend anhand einer Validierung überprüft. Parallel hilft eine Verifizierung, die Richtigkeit und die richtige Verwendung der zugrunde liegenden Simulations- und Modellierungswerkzeuge sicherzustellen (Gabriel 2009).

Einer guten und soliden Kalibrierung müssen in erster Linie belastbare hydrologische Daten vorliegen. Diese können in Messdaten und Bemessungsdaten unterteilt werden (Musall 2011). Für die Erstellung von 2d-hydrodynamischen Modellen zu Hochwassersimulation sind vor allem gemessene Hochwasserabflüsse, Wasserspiegel und Überflutungsgrenzen nötig.

In Bayern steht zur Beobachtung und Aufzeichnung der Wasserstände ein dichtes Pegelnetz an den Flüssen zur Verfügung. Auf der einen Seite können aufgrund langjähriger Aufzeichnungen an diesen Pegeln Bemessungsgrößen abgeleitet werden, auf der anderen Seite werden Ereignisse dokumentiert, die zur Eichung von Modellen herangezogen werden können. Ein Pegel sollte an einem repräsentativen Standort möglichst ungestört (d.h. ununterbrochen und ohne hydrologische Veränderungen) und über einen langen Zeitraum existieren (Wittenberg 2011).

An den Pegeln werden regelmäßig, bei Hochwasserereignissen stündlich, redundante Wasserstandsmessungen durchgeführt. Dabei kommen Messlatten, Schwimmerpegel, Drucksonden, Einperlpegel oder Radarmessungen zum Einsatz.



Abbildung II - 10: Wasserstands und Abflussmessung an Pegeln. Links: Pegel Heitzenhofen an der Naab mit Pegellatte. Rechts: hydrometrischer Flügel zur Messung von Fließgeschwindigkeiten.

Der Abfluss an Pegeln wird indirekt über Abflusskurven bestimmt. In regelmäßigen Abständen und bei unterschiedlichen Abflusszuständen (Niedrigwasser, Hochwasser) werden der Fließquerschnitt am Pegel aufgenommen und mithilfe eines hydrometrischen Flügels Geschwindigkeitsmessungen durchgeführt. Daraus kann dann der Zusammenhang zwischen Wasserstand und vorherrschendem Abfluss ermittelt werden (Wittenberg 2011). In Bereichen extremer Wasserstände werden diese Abflusskurven jedoch häufig extrapoliert, da hier oft nur wenige oder keine Geschwindigkeitsmessungen vorhanden sind (Wittenberg 2011). Daher unterliegen Abflussbestimmungen im Hochwasserfall häufig großen Unsicherheiten.

Zusätzlich dazu werden während Hochwasserereignissen Wasserspiegelfixierungen durch die Markierung des Wasserstandes zu einer bestimmten Zeit vorgenommen. Häufig kann auch nach einem abgelaufenen Hochwasser die Überschwemmungsgrenze anhand von Luftaufnahmen oder Geschwemmsellinien rekonstruiert werden.

Für die Kalibrierung eines Modells zur Hochwassersimulation sollte ein Hochwasserereignis gewählt werden, zu dem möglichst zahlreiche und detaillierte Messwerte vorliegen. Von Vorteil ist es, wenn der Untersuchungsausschnitt so gewählt wird, dass als Zuflussrandbedingung gemessene Pegelganglinien verwendet werden können. Größere seitliche Zuflüsse sind, wenn möglich, auch über

gemessene Werte abzubilden. Der Einfluss des Zwischeneinzugsgebietes sollte mithilfe eines hydrologischen Modells ermittelt werden. Bei der Kalibrierung von großräumigen 2d-hydrodynamischen Modellen für die Simulation der Hochwasserwellenausbreitung sollte eine instationäre Kalibrierung vorgenommen werden und besonderes Augenmerk auf die Übereinstimmung von simulierten und gemessenen Pegelganglinien gelegt werden. Zusätzlich sollten zur Überprüfung auch Überschwemmungsgrenzen und Wasserspiegelfixierungen herangezogen werden. Zur Kalibrierung werden in erster Linie die Rauigkeitsbeiwerte des Flussschlauchs in realistischen Bandbreiten variiert. Außerdem sollte die Auswirkung der Vorlandrauigkeiten auf das Simulationsergebnis mithilfe einer Sensitivitätsanalyse quantifiziert werden. Diese Anpassungen während der Modelleichung werden i.d.R. händisch vorgenommen. Automatisierte Kalibrierungsverfahren, wie sie beispielsweise aus der hydrologischen Modellierung bekannt sind, werden bisher nur selten eingesetzt (Musall 2011). Weitere unsichere Modellparameter können ebenfalls während der Kalibrierung angepasst werden. Beispielsweise kann eine ereignisspezifische Steuerung von Kraftwerken und Staustufen Auswirkungen auf die Ausbreitung der Hochwasserwellen haben, insbesondere dann, wenn dadurch die Ausuferungsverhältnisse beeinflusst werden.

Spätestens zu diesem Zeitpunkt sollte auch die Netzunabhängigkeit des Modells überprüft werden. Es wird überprüft, ob eine Verfeinerung der räumlichen Diskretisierung auch eine Veränderung der Simulationslösung herbeiführt. Die Abbildung der Topographie wird dadurch nicht verändert, lediglich die Stützstellen, an denen die Lösung numerisch berechnet wird, rücken enger zusammen. Dadurch verkleinert sich der Fehler durch die numerische Approximation. Weichen die Simulationsergebnisse erheblich von der Lösung auf dem gröberen Netz ab, so muss eine feinere Netzauflösung gewählt werden und erneut die Netzunabhängigkeit der neuen Simulation überprüft werden (Skublics 2012). Eine ausreichend gute Lösung sollte bei Verfeinerung außerdem konvergente Ergebnisse liefern (Yörük 2008).

Zur Validierung der Modelle sind, wenn möglich, mindestens zwei weitere Hochwasserereignisse heranzuziehen. Dabei ist darauf zu achten, dass die für die Validierung gewählten Ereignisse sich von der Charakteristik vom Kalibrierungsereignis unterscheiden. Dies ist beispielsweise erfüllt, wenn der Spitzenabfluss eine andere Hochwasserjährlichkeit aufweist oder sich die Form der Ganglinien grundlegend unterscheidet. Nur so kann überprüft werden, ob das erstellte und kalibrierte Modell auch auf andere Ereignisse anwendbar bzw.

extrapolierbar ist. Bei der Validierung sollten grundsätzlich alle Parameter des Modells unverändert bleiben. Ausnahmen können hier bei ereignisspezifischen Parametern gemacht werden. Beispielsweise können bei einem Winterhochwasser andere Rauigkeiten im Vorland vorherrschen als bei einem Sommerereignis. Auch die Steuerung von Kraftwerken und Staustufen kann sich von Hochwasser zu Hochwasser unterscheiden.

Trotz sorgfältiger Erstellung des Berechnungsnetzes, belastbaren hydrologischen Daten und einer befriedigenden Kalibrierung und Validierung, sind die Simulationsergebnisse 2d-hydrodynamischer Modelle mit Unsicherheiten behaftet. Dafür können unterschiedliche Fehlerquellen ursächlich sein:

- Modellfehler (i)
- Numerischer Fehler (ii)
- Abbildungsfehler (iii)
- Messfehler (iv)

Modellfehler (i) entstehen, wenn die modelltechnischen Vereinfachungen nicht zutreffend sind. Durch die Modellierung der Turbulenz (auch bei 3d-Modellen) und durch Annahmen wie Tiefenmittelung und hydrostatischer Druckverteilung, können Abweichungen entstehen (Wenka und Schröder 2004, Yörük 2008). Die numerische Lösung (ii) stellt lediglich eine mathematische Näherung dar. Zusätzlich können Diskretisierungsfehler und Rundungsfehler die Ungenauigkeiten erhöhen (Wyrwa 1998, Yörük 2008). Unter Abbildungsfehlern (iii) sind Abweichungen zusammengefasst, die entstehen, wenn Daten aus der Natur in das Modell übertragen werden. Darunter fällt Informationsverlust der Topographie durch Ausdünnung oder der unzureichenden Abbildung von Gelände- und Bruchkanten, aber auch die Abbildung von Bauwerken als interne Randbedingungen (Wyrwa 1998). Messfehler (iv) können sowohl Geodaten als auch hydrologische Daten betreffen. Zum einen können die Daten von Gelände, Querprofilen oder Landnutzung Fehler oder Ungenauigkeiten beinhalten, zum anderen sind hydrologische Messwerte, wie beispielsweise die Abflussmessung an Pegeln, ebenfalls mit Unsicherheiten behaftet (Yörük 2008, Wyrwa 1998). Im Hochwasserfall ist bei der Abflussmessung laut LAWA (2011) mit Unsicherheiten von mehr als 10 % zu rechnen.

Wyrwa (2004) gibt außerdem zu bedenken, dass simulierte Wasserspiegellagen nie genauer sein können als die verwendeten Wasserspiegelmessungen. Grundsätzlich gibt er eine Modellgenauigkeit für 2d-hydrodynamische Modelle von ca. einem Dezimeter an. Hier muss zwischen der absoluten und der relativen Genauigkeit eines Modells unterschieden werden, die, so Wenka und Schröder (2004), höher ausfallen kann.

3.1.3 Modellhomogenisierung und Ausdünnung von Modellen für überregionale Untersuchungen

Im Einzugsgebiet der bayerischen Donau existieren bereits etliche 2d-hydrodynamische Modelle. Diese Modelle stammen aus unterschiedlichen Quellen und wurden für unterschiedliche Fragestellungen erstellt. Eine große Zahl der Modelle stammt aus der Überschwemmungsgebietsermittlung und ist daher sehr detailliert aufgebaut. Für großräumige und überregionale Untersuchungen können bestehende Modelle zusammengefasst und homogenisiert werden. Außerdem müssen die fein aufgelösten Modelle aus der Überschwemmungsgebietsermittlung ausgedünnt werden (Skublics 2011, Skublics et al. 2013).

Die 2d-hydrodynamischen Modelle, die für großräumige Untersuchungen erstellt wurden, weisen eine durchschnittliche Knotendichte von etwa 2.200 Knoten pro Flusskilometer und eine durchschnittliche Elementdichte von etwa 4.000 Elementen pro Flusskilometer auf. Die Knoten- und Elementdichte von Modellen der Überschwemmungsgebietsermittlung im bayerischen Einzugsgebiet der Donau streuen stark. Im Mittel werden ca. 14.000 Knoten und 24.000 Elemente pro Flusskilometer erreicht. Des Weiteren existieren sehr grobe oder auch 1d-hydrodynamische Modelle, deren Auflösung lediglich 200 Knoten pro Flusskilometer bzw. 400 Elementen pro Flusskilometer erreicht.

Ziel einer Modellhomogenisierung für großräumige und überregionale Untersuchungen muss daher sein, eine einheitliche Auflösung zu erreichen und gleichzeitig alle hydraulisch maßgebenden Strukturen weitgehend zu erhalten. Dazu empfiehlt es sich, ein neues Berechnungsnetz zu erstellen, das die Lage des Flussschlauches und hydraulisch wichtiger Gelände- und Bruchkanten enthält (Skublics et al. 2013). Die Bereiche zwischen den erhaltenswerten Geländepunkten können dann gröber vernetzt werden als das Originalnetz. Die folgende Bilderfolge (Abb. II - 11 oben) soll das Vorgehen verdeutlichen. Bild (i) zeigt das Originalnetz mit einer sehr hohen Netzauflösung und einer detaillierten Abbildung des Geländes. In Bild (ii) sind die Geländekanten mithilfe von Konturen und Shading verdeutlicht. Entlang dieser Konturen sollen Knoten des neuen, ausgedünnten Netzes zu liegen kommen (iii). Das derart erstellte Netz hat eine gröbere Auflösung (iv), die Lage der wichtigsten Bruchkanten ist allerdings noch exakt vorhanden. Nach Interpolation der originalen Höhendaten auf das neue, vereinfachte Berechnungsnetz sind die Knotenanzahl und die Anzahl der Berechnungselemente drastisch reduziert, wichtige Geländeinformationen wie Deichoberkanten, die Höhenlage von Stauhaltungsdammen und Gräben sind jedoch weiterhin vorhanden (v). Der Schnitt durch das Gelände (Abb. II - 11 unten) verdeutlicht, dass trotz der Reduzierung der Datenpunkte um knapp zwei Drittel eine gute Abbildung des Geländes erhalten

bleibt. Wichtige Geländepunkte wie die Oberkanten von Deichen oder Stauhaltungsdämmen bleiben erhalten. Details, die für eine großräumige Betrachtung weniger wichtig sind, wie die Darstellung der Deichkronen mit zwei Punkten, werden weggelassen.

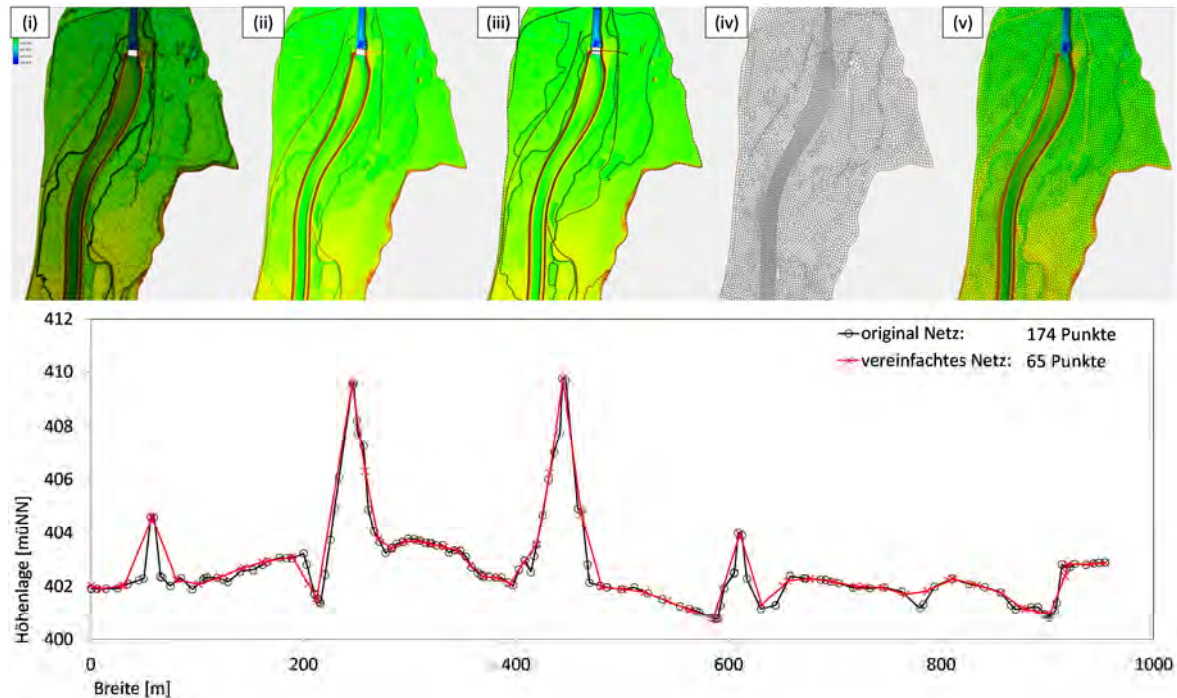


Abbildung II - 11: Ausdünnung eines detaillierten Berechnungsnetzes für die großräumige hydrodynamische Modellierung. Oben: (i) detailliertes Originalnetz mit hoher Diskretisierung; (ii) Darstellung der Geländekanten; (iii) Erstellung des neuen Netzes entlang der Geländekanten; (iv) neues Berechnungsnetz; (v) Interpolation der Höheninformationen auf das neue Netz. Unten: Querschnitt durch das Originalnetz (schwarz) und das neue, ausgedünnte Netz (rot).

Nach einer solchen Netzvergrößerung müssen weitere Informationen, wie die Landnutzungsverteilung und Randbedingungen, in das neue Modell übernommen werden. Zur Überprüfung der Güte der vereinfachten Modelle können Vergleichsberechnungen mit denselben hydrologischen Randbedingungen durchgeführt werden. Die Form der resultierenden Hochwasserganglinie gibt Aufschluss darüber, ob das neue, vereinfachte Modell die Hochwasserwellenausbreitung adäquat abbildet (Skublics et al. 2013).

3.2 Software

Für 2d-hydrodynamische Simulationen steht mittlerweile eine Vielzahl an kommerziellen und auch nicht-kommerziellen Softwarepaketen zur Verfügung. Im bayerischen Raum ist das Programm Hydro_AS-2d (Nujic 2002) weit verbreitet, da es für die Ermittlung von Überschwemmungsgebieten eingesetzt wird. Im Rahmen der Forschungstätigkeiten wurden neben Hydro-AS-2d auch Basement BASEplane

(Fäh et al. 2010), Telemac-2d (EDF-DRD 2010a), CCHE2D (Zhang 2008, Zhang 2006) und Mike 21 (DHI 2011b) getestet. Diese Auswahl ist bei Weitem nicht vollständig. An dieser Stelle sei zusätzlich verwiesen auf: FAST-2D (Bui et al. 1994), SOBEK (Deltares 2014) und FLUMEN (Beffa 2004). Es ist jedoch unter vertretbarem Aufwand kaum möglich, alle verfügbaren 2d-Programme zu testen.

Untersucht wurde die Programmpformance hinsichtlich der benötigten Rechenzeit, des durch Parallelisierung erzielbaren ‚Speedups‘ und der Einstellungsmöglichkeiten, sowie Kompatibilität und Pre- und Postprocessing Möglichkeiten.

3.2.1 2d-hydrodynamische Strömungsprogramme

Hydro_AS-2d wurde von Dr.-Ing. M. Nujic entwickelt und wird in der bayerischen Wasserwirtschaft für einen breiten Anwendungsbereich eingesetzt (Skublics 2012). Für das Pre- und Postprocessing wird standardmäßig das Programm SMS (Surface Water Modeling System) der Firma aquaveo verwendet. Es gibt aber auch Möglichkeiten, Berechnungsdateien für Hydro_AS-2d mithilfe von GIS-Software zu erstellen (Schäffler 2009). Die Software basiert auf den tiefengemittelten Flachwassergleichungen. Die räumliche Diskretisierung erfolgt über einen finite-Volumen Ansatz mit einem unstrukturierten Gitter aus Dreiecks- und Viereckselementen. Für die zeitliche Diskretisierung wird ein explizites Runge-Kutta-Verfahren (zweiter oder wahlweise erster Ordnung) angewendet. Die Berechnungen mit Hydro_AS-2d laufen grundsätzlich instationär. Die für die Berechnung notwendigen Daten werden in der *.2dm-Datei (2-dimensional mesh) im ASCII-Format gespeichert. Die Ränder des Berechnungsnetzes werden, wenn nichts anderes definiert ist, als undurchströmbar und ohne Reibung angesetzt. Es können unterschiedliche Randbedingungen (Zufluss, Ausfluss, Wehr, Durchlass etc.) sowohl am Rand des Berechnungsgebietes als auch intern definiert werden. Jedes Berechnungselement enthält einen Rauigkeitsbeiwert nach Manning-Strickler und einen Wirbelviskositätsbeiwert ν_0 . Die Wirbelviskosität ergibt sich insgesamt zu $\nu = \nu_0 + c_\mu \nu^* h$, wobei ν^* für die Schubspannungsgeschwindigkeit steht und c_μ für einen globalen Wirbelviskositätskoeffizienten. Für den Start einer Berechnung kann sowohl von einem trockenen Berechnungsgebiet ausgegangen werden, als auch das Ergebnis einer vorangegangenen Berechnung oder ein Anfangswasserstand angesetzt werden. Für Nass-Trocken-Zellen und Geschwindigkeitsspitzen werden Abbruchkriterien ($h_{\min}$ und $Vel_{\max}$) gesetzt. Der Einfluss sehr kleiner Elemente auf den Berechnungszeitschritt kann über den Wert $A_{\min}$ reduziert werden. Die Anzahl der Berechnungselemente ist softwareseitig auf 2 Millionen begrenzt. Hydro_AS-2d ist auf Basis einer shared-memory-Architektur parallelisiert (Nujic 2002).

Das Programm **Basement BASEplane** wurde an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich entwickelt und ist kostenlos verfügbar. Die Flachwassergleichungen werden ebenfalls über eine Finite-Volumen-Methode auf einem unstrukturierten Gitter aus Dreiecks- und Viereckselementen gelöst. Die zeitliche Diskretisierung erfolgt nach dem expliziten Euler-Verfahren erster Ordnung. Auch in BASEplane können zusätzlich zu Zu- und Ausflussrandbedingungen an den Berandungen des Berechnungsgebietes interne Randbedingungen zur Modellierung von Brücken oder Wehren etc. definiert werden. Die Anfangsbedingungen können sowohl trocken als auch mit einem vordefinierten Wasserstand gesetzt werden. Umfangreicher sind die Möglichkeiten bei der Festlegung der Berechnungsparameter. So kann beispielsweise die CFL-Zahl (Courant-Friedrichs-Lewy number) reduziert werden, um eine stabilere Lösung zu erhalten. Zudem kann die Art und die Abweichungstoleranz des Riemann Solvers bestimmt werden. Für die Sohlrauigkeit stehen in BASEplane mit ‚Strickler‘, ‚Chezy‘ oder ‚Darcy‘ unterschiedliche Gesetze zu Verfügung. Der Einfluss der Turbulenz wird über ein algebraisches ‚eddy-viscosity‘-Modell berücksichtigt. Die Parallelisierung erfolgt über shared-memory, wobei die Anzahl der zu benutzenden Rechenkerne ausgewählt werden kann. BASEplane nutzt ebenso wie Hydro_AS-2d Geländemodelle, die mit der Software SMS erstellt wurden. Die Definition von Randbedingungen und Simulationsparametern erfolgt dann aber in einer eigenen grafischen Benutzeroberfläche. BASEplane bietet neben der 2d-hydrodynamischen Simulation auch die Modellierung von Geschiebetransport an. Außerdem kann eine Kopplung mit dem 1-dimensionalen BASEchain erfolgen (Fäh et al. 2010, Hinkelammert 2010).

Mike 21 der Firma DHI-Wasy ist ein weltweit anerkanntes 2d-hydrodynamisches Programm. Das Mike Softwarepaket umfasst eine umfangreiche Benutzeroberfläche, in die alle Mike-Produkte integriert und in der auch das Pre- und Postprocessing durchgeführt wird. Mike 21 löst die tiefengemittelten Flachwassergleichungen mit einem Finite-Volumen-Schema auf unstrukturiertem Netz (Mike 21 FM). Für die zeitliche Diskretisierung wird ein explizites Verfahren verwendet. Für eine zeitliche und räumliche Diskretisierung kann zwischen erster und zweiter Ordnung gewählt werden. Berandungen werden als offene oder als geschlossene Ränder (ohne Reibung) definiert. Offene Ränder können mit Zufluss- oder Ausflussrandbedingungen belegt werden. Für die Definition innerer Randbedingungen stehen Quellen, Wehre, Durchlässe und Turbinen zur Verfügung. Als Anfangsbedingungen können entweder nur Wasserstände oder Wasserstände und Geschwindigkeiten vorgegeben werden. Mike 21 bietet ein wählbares Kriterium für die Behandlung von Nass-Trocken-Zellen und die Definition der Rauigkeit sowohl nach Manning-Strickler als auch nach Chezy. Die Turbulenz kann

mithilfe eines Wirbelviskositätsansatzes (konstant oder variable über das Untersuchungsgebiet) oder über ein Smagorinsky-Modell berücksichtigt werden. Mike 21 bietet neben den klassischen hydraulischen Untersuchungsmöglichkeiten auch die Berücksichtigung von Temperaturgradienten, Salzkonzentrationen, Niederschlag und Verdunstung sowie Wind-, Eis-, Coriolis- und Tideeinfluss. Zusätzlich können weitere Module, beispielsweise das ‚Particle Tracking‘ Modul, ausgewählt werden. Mike 21 unterstützt eine Parallelisierung, sowohl shared memory basierend als auch distributed memory basierend. Die Anzahl der Berechnungskerne bzw. die Anzahl der Teilgebiete können vor der Simulation festgelegt werden (DHI 2011a).

Die Software **Telemac-2d** wurde vom Laboratoire Nationale d’Hydraulique der Electricite de France (EDF) entwickelt. Der Einsatz von Telemac-2d ist in der französischen Wasserwirtschaft weit verbreitet. Aber auch in Deutschland, beispielsweise von der Bundesanstalt für Wasserbau, wird Telemac-2d verwendet. Telemac-2d verwendet standardmäßig zur Lösung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen eine Finite-Element-Methode. Weitere numerische Schemata sind wählbar. Die Berechnungsgitter bestehen aus unstrukturierten Dreiecken und werden in einem binären Format (*.selafin) eingelesen. Für die Netzerstellung und für das Postprocessing kann die kostenlose Software BLUE KENUE des National Research Councils von Canada verwendet werden. Der ‚fudaa‘-Preprocessor hilft bei der Erstellung der Berechnungsdateien. Die Software Telemac-2d ist Open Source, das heißt, dass Modifikationen direkt am Quellcode vorgenommen werden können. Somit können gewünschte Randbedingungen hinzu programmiert werden. Auch für die Definition der Reibung können unterschiedliche Ansätze gewählt werden. Zusätzlich kann Vegetation in Form von nicht durchströmten Elementen definiert werden. Für die Modellierung der Turbulenz stehen ein konstanter Wirbelviskositätsansatz, ein Elder-Modell und ein $k-\varepsilon$ -Modell zur Verfügung. Die zusätzlichen Einstellungsmöglichkeiten sind enorm und reichen von Windeinfluss über Corioliskraft bis hin zu unterschiedlichen Gleichungslösern. Telemac-2d unterstützt eine distributed-memory-Parallelisierung. Dadurch können große Rechengebiete auf eine beliebige Anzahl von Rechenkernen verteilt werden (EDF-DRD 2010b).

CCHE2D wurde vom National Center for Computational Hydroscience and Engineering der Universität Mississippi entwickelt und war zum Zeitpunkt der Untersuchungen kostenlos verfügbar. CCHE2D löst die tiefengemittelten Flachwassergleichungen auf einem strukturierten, nicht orthogonalen Gitter mit einem Finite-Elemente-Verfahren. Die zeitliche Diskretisierung erfolgt nach einem impliziten Euler-Verfahren erster Ordnung. Es können unterschiedliche Randbedingungen gewählt werden. Die Anfangsbedingungen müssen einen

Wasserspiegel vorgeben. Alternativ können die Berechnungsergebnisse einer vorherigen Simulation verwendet werden. Pre- und Postprocessor sowie Netzgenerator sind im Programmpaket enthalten. CCHE2D bietet zusätzlich die Simulation von Sedimenttransport (Jia und Wang 2001).

3.2.2 Performance-Test

Zunächst wurden mit Hydro_AS-2d (Version 2.1) Berechnungen an zwei unterschiedlichen Berechnungsnetzen auf zwei unterschiedlichen Simulations-Computern durchgeführt. Es wurde ein gröberes Netz 1 und ein feineres Netz 2 verwendet. Netz 1 erstreckt sich über 11,5 Flusskilometer mit einem Gefälle von durchschnittlich 0,3 Promille und enthält etwa 23.000 Knoten und 46.000 Elemente mit einer mittleren Elementgröße von 450 m² (siehe Abb. II - 12 links). Netz 2 erstreckt sich über 15 Flusskilometer bei einem durchschnittlichen Gefälle von 1,2 Promille und enthält etwa 600.000 Knoten und 1.200.000 Elemente bei einer mittleren Elementgröße von 30 m² (siehe Abb. II - 12 rechts) (Skublics 2012).

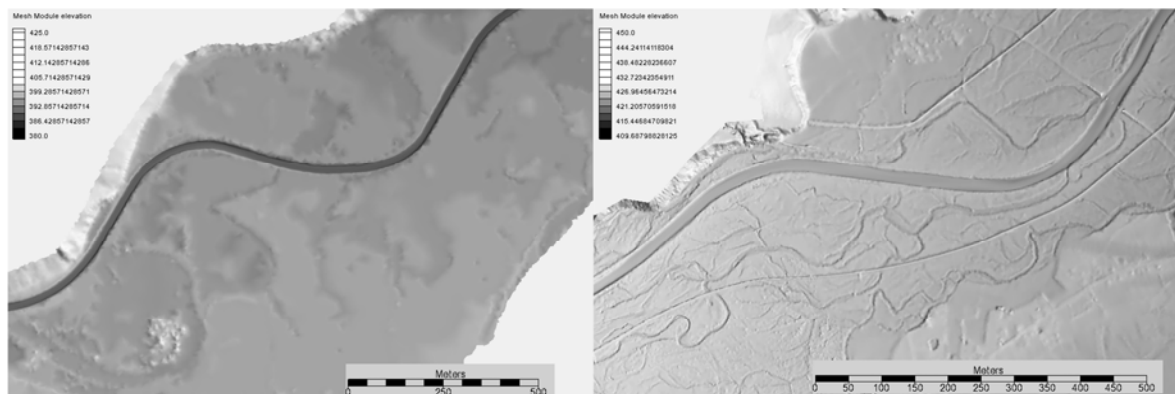


Abbildung II - 12: Für die Performance-Tests verwendete Berechnungsnetze aus Skublics (2012). Links: Netz 1 11,5 Flusskilometer, 45.000 Elemente. Rechts: 15 Flusskilometer, 1.200.000 Elemente.

Die Größe der Berechnungselemente hat bei expliziten Zeitschrittverfahren aufgrund des Courant-Friedrichs-Lewy Stabilitätskriteriums einen direkten Einfluss auf den Berechnungszeitschritt. Das Programm Hydro_AS-2d bestimmt die Zeitschrittlänge nach folgender Formel (Gl. I - 13):

$$\Delta t \leq \min \frac{\Delta L}{|v| + \sqrt{gh}} \quad (\text{Gl. I-13})$$

In dieser Formel steht ΔL für die charakteristische Länge der Elementkanten und $|v|$ für den Komponentenvektor der Geschwindigkeit in Richtung der Elementkante (Nujic 2002). Für die benötigte Berechnungsdauer sind also neben der Gebietsgröße (Elementanzahl) auch die Größe der Berechnungselemente sowie die auftretenden Fließgeschwindigkeiten maßgebend. Außerdem spielt es eine Rolle, wie viele Berechnungselemente während der Simulation benetzt sind. Beide

Berechnungsnetzze wurden mit einer synthetischen Hochwasserganglinie beaufschlagt, wobei im Netz 1 60% der Elemente benetzt wurden, im Netz 2 dagegen nur 33%.

Die Berechnungen wurden zum einen auf einer 6-kernigen Numerik Workstation mit i7 (980x) Prozessor hochgetaktet auf 3,99 GHz und zum anderen auf einer 4-kernigen Numerik Workstation mit i7 (2600k) Prozessor hochgetaktet auf 4,9 GHz durchgeführt. Die Performance der Parallelisierung wurde untersucht, indem die Berechnungen jeweils auf einem, zwei, drei und vier Prozessorkernen durchgeführt wurden (Skublics 2012).

Die Ergebnisse der Berechnungsdauer zeigen, dass mit Hydro_AS-2d Berechnungen an Netz 1 in recht kurzer Zeit (1 bis 3 h) durchgeführt werden können (siehe Abb. II - 13 links). Bei dem detaillierteren Netz 2 liegt die Berechnungsdauer dagegen bei 40 bis 100 Stunden (siehe Abb. II - 13 Mitte). Im Mittel dauert eine Berechnung mit dem Netz 2 40-mal länger als mit Netz 1. Durch den Einsatz eines um ca. 25 % schneller getakteten Prozessors kann eine Reduzierung der Berechnungsdauer um durchschnittlich 20 % erzielt werden. Die Parallelisierung zeigt vor allem zwischen einem und zwei Kernen eine deutliche Wirkung. Die Berechnungsdauer reduziert sich um etwa 40 % für das Netz 1 und um ca. 30 % für das Netz 2, wenn statt einem Berechnungskern zwei Berechnungskerne genutzt werden können. Darüber hinaus lässt die Wirkung der Parallelisierung nach. Dieser Zusammenhang spiegelt sich auch in der Darstellung des ‚Speedups‘ wieder (siehe Abb. II - 13 rechts). Der ‚Speedup‘ ist die Berechnungszeit mit einem Kern bezogen auf die jeweilige Berechnungszeit mit mehreren Prozessorkernen. Bei einer Halbierung der Berechnungsdauer durch eine Verdopplung der Prozessorkerne würden die Datenpunkte auf der Winkelhalbierenden zu liegen kommen. Von diesem Idealfall ist der durch die Parallelisierung von Hydro_AS-2d erreichte ‚Speedup‘ weit entfernt. Auf dem i7 980x wird ab drei Prozessorkernen keine Beschleunigung mehr erreicht. Der i7 2600k erreicht unter 3 Kernen einen geringeren ‚Speedup‘, kann dagegen aber zwischen drei und vier Kernen nochmals beschleunigen (Skublics 2012).

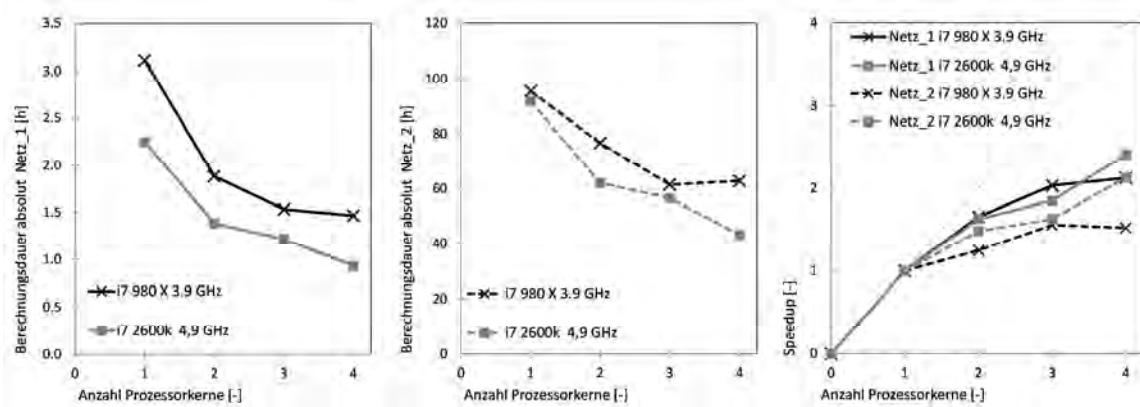


Abbildung II - 13: Modellperformance von Hydro_AS-2d auf zwei unterschiedlichen Numerik Computern hinsichtlich der Berechnungsdauer (links Netz 1, Mitte Netz 2) und des ‚Speedup‘ durch (shared-memory) Parallelisierung (rechts) aus Skublics (2012).

Für einen Vergleich der Berechnungsdauer zwischen Hydro_AS-2d, BASEplane und Mike 21 wurde nur das größere Netz 1 verwendet. Der Grund dafür war, dass sowohl für BASEplane als auch für Mike 21 die Netzqualität von Netz 2 zu gering war, sodass größere Überarbeitungen an dem detaillierten Berechnungsnetz hätten vorgenommen werden müssen. Bei der Aufbereitung des Modells für BASEplane und Mike 21 wurde darauf geachtet, dass möglichst alle Einstellungen äquivalent gewählt wurden. Da dies nicht bis ins Letzte möglich ist, sind die erzielten Ergebnisse als Größenordnungen zu sehen. Grundsätzlich wurde darauf geachtet, dass eine möglichst geringe Berechnungsdauer erzielt wurde. Es wurden also beispielsweise Diskretisierungsverfahren erster Ordnung gewählt. Die CFL-Zahl kann in BASEplane und in Mike 21 vorgegeben werden. Sie wurde so hoch wie möglich gewählt, ohne die Stabilität der Simulation zu gefährden. Die folgende Tabelle (Tab. II - 1) gibt einen Überblick über die jeweils gewählten Berechnungsparameter.

Tabelle II - 1: Gewählte Berechnungsparameter für die Performance Vergleichsberechnungen von BASEplane, Hydro_AS-2d und Mike 21.

	BASEplane	Hydro_AS-2d	Mike 21
CFL [-]	0.9	k.a.	0.8
min time step [s]	0.001	k.a.	0.01
max time step [s]	100	k.a.	30
min water depth [m]	0.05	0.01	0.005; 0.05; 0.1 *
output time step [s]	5000	3600	2000
Amin [m²]	k.a.	0	k.a.

*drying depth; flooding depth; wetting depth

Zur besseren Vergleichbarkeit wurde zunächst auch mit Mike 21 nur eine shared-memory-Parallelisierung vorgenommen. Die Simulationen wurden alle auf der 6-kernigen Numerik Workstation mit i7 (980x) Prozessor hochgetaktet auf 3,99 GHz

durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass Hydro_AS-2d hinsichtlich der Berechnungsdauer am besten abschneidet. BASEplane benötigt bei dieser Untersuchung die höchsten Berechnungszeiten, Mike 21 liegt dazwischen (siehe Abb. II - 14 links). Allen Simulationen gemein ist, dass die Beschleunigung durch Parallelisierung oberhalb von 3 Berechnungskernen stark nachlässt. Der erzielte ‚Speedup‘ ist bei 4 Prozessorkernen für BASEplane und Mike 21 etwas höher als für Hydro_AS-2d (siehe Abb. II - 14 rechts).

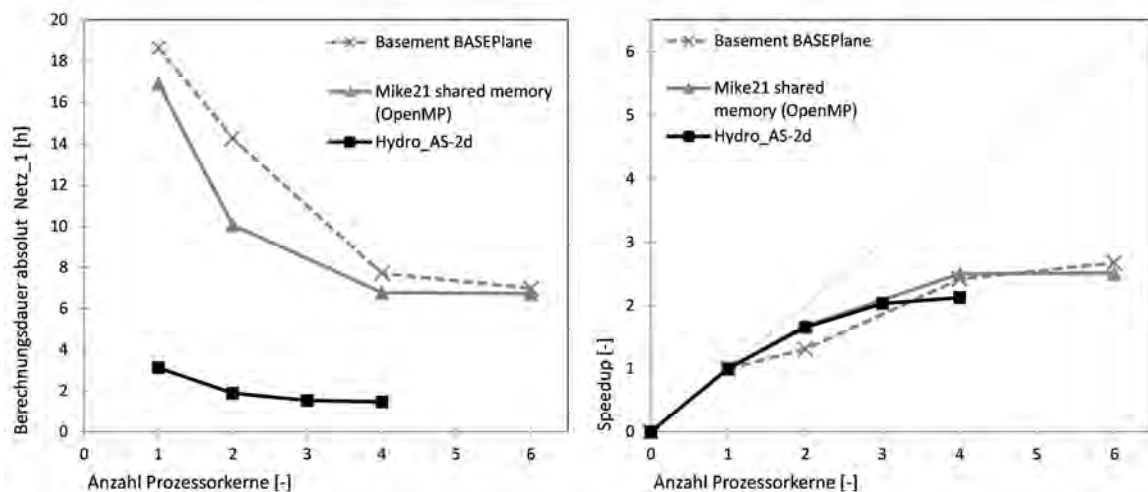


Abbildung II - 14: Ergebnisse der Performance Vergleichsberechnungen hinsichtlich Berechnungsdauer (links) und ‚Speedup‘ (rechts). Dargestellt sind die Ergebnisse für BASEplane, Hydro_AS-2d und Mike 21 unter den beschriebenen Berechnungseinstellungen.

Mike 21 bietet zusätzlich die Möglichkeit einer distributed-memory Parallelisierung. Dafür wird vor dem Simulationsstart das Berechnungsgebiet in mehrere Teilgebiete (sub-domains) zerlegt, um einen getrennten Speicherzugriff zu ermöglichen. Bei den vorliegenden Untersuchungen war die Anzahl der möglichen sub-domains lizenzseitig auf 4 (PHD-Lizenz) und die Anzahl der möglichen Prozessorkerne hardwareseitig auf 6 begrenzt. Somit ergaben sich die Parallelisierungs-Szenarien: 2 sub-domains auf gesamt 2 Prozessorkernen, 2 sub-domains auf gesamt 4 Prozessorkernen, 2 sub-domains auf gesamt 6 Prozessorkernen, 4 sub-domains auf gesamt 4 Prozessorkernen und 4 sub-domains auf gesamt 6 Prozessorkernen. Die Ergebnisse aus diesen Simulationen sind als einzelne Datenpunkte in die folgende Abbildung (Abb. II - 15) integriert. Durch die Zerlegung der Berechnung in mehrere Teilgebiete kann eine zusätzliche Beschleunigung erreicht werden. Die Verwendung mehrerer Prozessorkerne für eine sub-domain bringt dagegen nur geringe Verbesserungen der Berechnungsdauer. Bei einer Verteilung auf 4 sub-domains dauert eine Berechnung mit Mike 21 gut 5 Stunden.

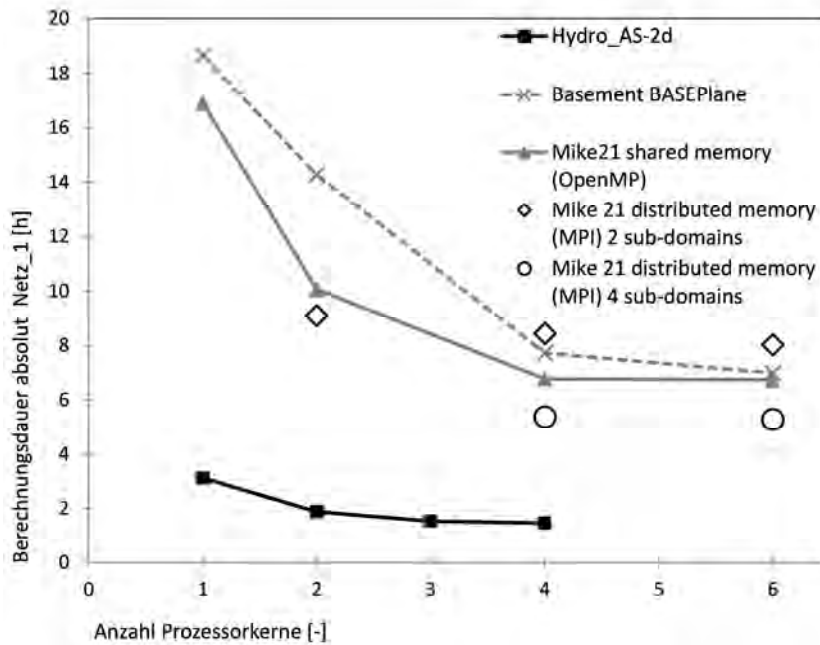


Abbildung II - 15: Einfluss der Verwendung einer distributed-memory Parallelisierung auf die Berechnungsdauer von Mike 21.

Diese Ergebnisse lassen darüber hinaus vermuten, dass durch die distributed-memory-Architektur bei einer weiteren Zerlegung und zusätzlichen Prozessoren (Rechen-Cluster) noch geringere Berechnungsdauern erzielt werden können. Dies könnte vor allem bei größeren Untersuchungsgebieten auch noch deutlicher ausfallen. Demnach kann zur Beschleunigung von Simulationen großer Untersuchungsgebiete eine derartige Parallelisierung auf einem Rechen-Cluster von Vorteil sein.

Auch mit Telemac-2d und CCHE2D wurden Testberechnungen durchgeführt. Jedoch ist die Vergleichbarkeit der erzielten Ergebnisse stark eingeschränkt. Telemac-2d bietet ebenso wie Mike 21 die Möglichkeit, durch Partitionierung in Teilgebiete, die Berechnungslast auf beliebig viele Prozessorkerne zu verteilen. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurde eine vorkompilierte Version von Telemac-2d verwendet, mit der es aufgrund der MPI-Implementierung nicht gelungen ist, Telemac-2d parallel zu betreiben. Auf einem Prozessorkern benötigte Telemac-2d zur Simulation mit dem Netz 1 etwa 13 Stunden. Eine Simulation des Netzes 2 ist bei knapp der Hälfte der Simulationszeit nach einer Berechnungsdauer von 452 Stunden abgebrochen.

CCHE2D verwendet für die räumliche Diskretisierung strukturierte, nicht orthogonale Gitter. Eine äquivalente Abbildung der Topographie des Untersuchungsgebietes erfordert mit einem solchen Gitter eine weitaus höhere Auflösung. Daher wurden für die Untersuchung mit CCHE2D basierend auf dem

Netz 1 zwei unterschiedliche Berechnungsnetze erzeugt. Das Netz 1a enthält ebenso viele Berechnungselemente wie das Netz 1, die Abbildung des Geländes fällt daher allerdings ungenauer aus. Das Netz 1b besitzt etwa eine fünfmal höhere Auflösung, um die Topographie des Geländes äquivalent abzubilden. Die Berechnungen mit CCHE2D können nicht parallelisiert werden. CCHE2D benötigt für die Simulation von Netz 1a lediglich 4,2 Stunden, die Simulation von Netz 2 jedoch benötigt 194 Stunden. Die folgende Tabelle (Tab. II - 2) fasst die Ergebnisse der durchgeführten Performance-Tests hinsichtlich der Berechnungsdauer zusammen.

Tabelle II - 1: Überblick über die Ergebnisse aller Performance Tests hinsichtlich Berechnungsdauer.

Berechnungsdauer i7 980x Netz 1										
	nicht parallelisiert	shared- memory (Anzahl Prozessorkerne)				distributed-memory (sub-domains/Prozessorkerne)				
		2	3	4	6	2/2	2/4	2/6	4/4	4/6
Hydro_AS-2d	3,1	1,9	1,5	1,5	_*	_**	_**	_**	_**	_**
BASEplane	18,7	14,3	_*	7,7	7,0	_**	_**	_**	_**	_**
Mike 21	16,9	10,1	_*	6,8	6,7	9,1	8,4	8,0	5,4	5,3
Telemac-2d	12,8	_*	_*	_*	_*	_*	_*	_*	_*	_*
CCHE2D										
Netz 1a	4,2	_**	_**	_**	_**	_**	_**	_**	_**	_**
Netz 1b	194,4	_**	_**	_**	_**	_**	_**	_**	_**	_**

* Berechnung nicht durchgeführt

** Berechnung nicht möglich

Die Untersuchten 2d-hydrodynamischen Modelle decken unterschiedliche Einsatzbereiche ab. Für wissenschaftliche Fragestellung bietet sich Telemac-2d aufgrund der Flexibilität und der unbegrenzten Möglichkeiten für Erweiterungen oder Modifikationen an. Telemac-2d, CCHE2D und BASEplane bieten zusätzlich zur Hydraulik die Berechnung von Sedimenttransport an. Die distributed-memory-Architektur für die Parallelisierung von Telemac-2d und Mike 21 ist für entweder sehr detaillierte Untersuchungen oder für großräumige Untersuchungen zukunftsweisend, da dadurch nahezu beliebig große Modelle auf Rechen-Clustern simuliert werden können. BASEplane kann kostenlos bezogen werden, CCHE2D war bis Mitte 2013 ebenso kostenlos verfügbar und Telemac-2d ist sogar Open-Source, das heißt, dass auch der Quellcode zugänglich ist. Hydro_AS-2d und Mike 21 werden dagegen kommerziell vertrieben. Mike 21 bietet neben dem Simulationskern das komplette Pre- und Postprocessing sowie etliche Einstellungs- und Austauschmöglichkeiten an. Hydro_AS-2d benutzt für das Pre- und Postprocessing das wiederum kommerzielle Programm SMS und bietet verglichen mit anderen Programmen weniger Einstellungsmöglichkeiten. Hydro_AS-2d rechnet bei guter Netzqualität sehr schnell und robust. Zudem ist Hydro_AS-2d in

der bayerischen Wasserwirtschaft weit verbreitet und akzeptiert, sodass vorhandene 2d-hydrodynamische Modelle häufig im entsprechenden Format vorliegen. Das Umsatteln auf eine andere Berechnungssoftware fällt daher gerade bei großräumigen Untersuchungen schwer (Skublics et al. 2013).

4 Das Untersuchungsgebiet

Die Untersuchungen dieser Dissertation bewegen sich entlang der bayerischen Donau bzw. im gesamten Einzugsgebiet der bayerischen Donau. In den folgenden Abschnitten wird zunächst das Einzugsgebiet vorgestellt, der anschließende Abschnitt gibt einen Überblick über die Charakteristik der jüngsten Hochwasserereignisse im Untersuchungsgebiet. Darauf folgt eine Beschreibung von Hochwasserrückhaltemaßnahmen und Retentionsflächen, die den Hochwasserwellenablauf im Einzugsgebiet beeinflussen, zuletzt werden die im Untersuchungsgebiet vorhandenen und verwendeten hydrodynamischen Modelle beschrieben.

4.1 Das Einzugsgebiet der bayerischen Donau

Die Donau entspringt im Schwarzwald in Baden-Württemberg am Zusammenfluss von Breg und Brigach. Bis zu ihrer Mündung in das Schwarze Meer durchquert die Donau auf einer Fließlänge von 2.780 Kilometern 18 Staaten und entwässert über 800.000 km² (Kircher 2000).

Zum bayerischen Fluss wird die Donau bei Neu-Ulm mit dem Einmünden der Iller. An dieser Stelle beträgt das Einzugsgebiet der Donau 7.588 km², wobei die Iller allein über 2.000 km² beisteuert. Unterhalb der Stadt Passau wird die Donau zum Grenzfluss zwischen Österreich und Bayern, bevor die Donau nach dem Kraftwerk Jochenstein Deutschland verlässt. Das Einzugsgebiet der Donau ist nun auf über 77.000 km² angewachsen, wobei das bayerische Einzugsgebiet der Donau etwa 50.000 km² beträgt (HND 2013). Daraus wird deutlich, dass der hydrologische Einfluss der Donauzubringer sehr hoch ist. Die folgende Tabelle (Tabelle II - 3) fasst die hydrologischen Daten der wichtigsten Flüsse des bayerischen Donaueinzugsgebietes zusammen. In den anschließenden Untersuchungen werden für die Identifikation der Pegelstationen häufig die sogenannte GMD-Kennungen verwendet. Diese sind ebenfalls in der Tabelle aufgeführt.

Tabelle II - 2: Auflistung der wichtigsten Pegelstationen im Untersuchungsgebiet und deren wichtigsten hydrologischen Daten.

Fluss	Pegel	GMD-Kennung	Flusskilometer [km]	EZG [km ²]	MQ [m ³ /s]	MHQ [m ³ /s]	HQ100 [m ³ /s]
Donau	Neu-Ulm, Bad Held	NEUL	2.586,7	7.578,9	124	582	1.250
	Donauwörth	DONW	2.508,1	15.093,0	191	757	1.450
	Ingolstadt	INGP	2.457,8	20.001,0	285	920	2.100
	Kelheim	KELH	2.414,8	23.019,2	331	1.170	2.200
	Schwabelweis	SWWE	2.376,5	35.449,6	444	1.510	3.400
	Staubing	STRA	2.321,3	37.026,4	k. A.	k. A.	k. A.
	Pfelling	PFEL	2.305,5	37.757,2	458	1.510	3.400
	Hofkirchen	HOFK	2.256,9	47.609,6	639	1.860	4.100
	Passau Ilzstadt	PILZ	2.225,3	76.643,2	1.510	4.670	8.800
Iller	Wiblingen	WIBL	2,1	2.040,2	55	426	k. A.
Lech	Augsburg u. d. W.	AUGW	38,6	3.802,9	114	591	1.350
Isar	Plattling	PLAT	9,1	8.435,0	174	553	1.250
Inn	Passau Ingling	PING	3,1	26.063,7	738	2.950	6.800
Altmühl	Beilngries o. d. S.	BEIL	42,3	2.251,2	17	85	k. A.
Naab	Heitzenhofen	HEIT	17,0	5.431,6	50	306	920
Regen	Marienthal	MARI	29,5	2.590,4	38	304	750

MQ = mittlerer Abfluss

MHQ = mittlerer Hochwasserabfluss

HQ100 = 100-jährlicher Hochwasserabfluss

Das Einzugsgebiet der bayerischen Donau erstreckt sich von den Alpen im Süden, über das Molassebecken hin zum Schichtstufenland der Schwäbischen und Fränkischen Alp im Norden und Nord-Westen und dem Grundgebirge des Bayerischen Waldes im Nord-Osten. Die Verteilung der durchschnittlichen jährlichen Niederschläge reicht von bis zu 2.000 mm/a im Alpenraum bis zu 600 mm/a im Raum Regensburg. Im Durchschnitt liegt der mittlere jährliche Niederschlag bei 1.000 mm/a (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2011b). Während des Winterhalbjahres fallen die Niederschläge im alpinen Raum größtenteils als Schnee und kommen somit erst zu Beginn des Sommerhalbjahres zum Abfluss. Nach den Corine Landnutzungsdaten 2006 werden 58 % der Fläche des Untersuchungsgebiets landwirtschaftlich genutzt, 35 % sind naturnah oder bewaldet und 5 % sind bebaut (Skublics et al. 2013).

Abbildung II - 16 gibt einen Überblick über das Flussnetz des Donau-einzugsgebietes in Bayern.

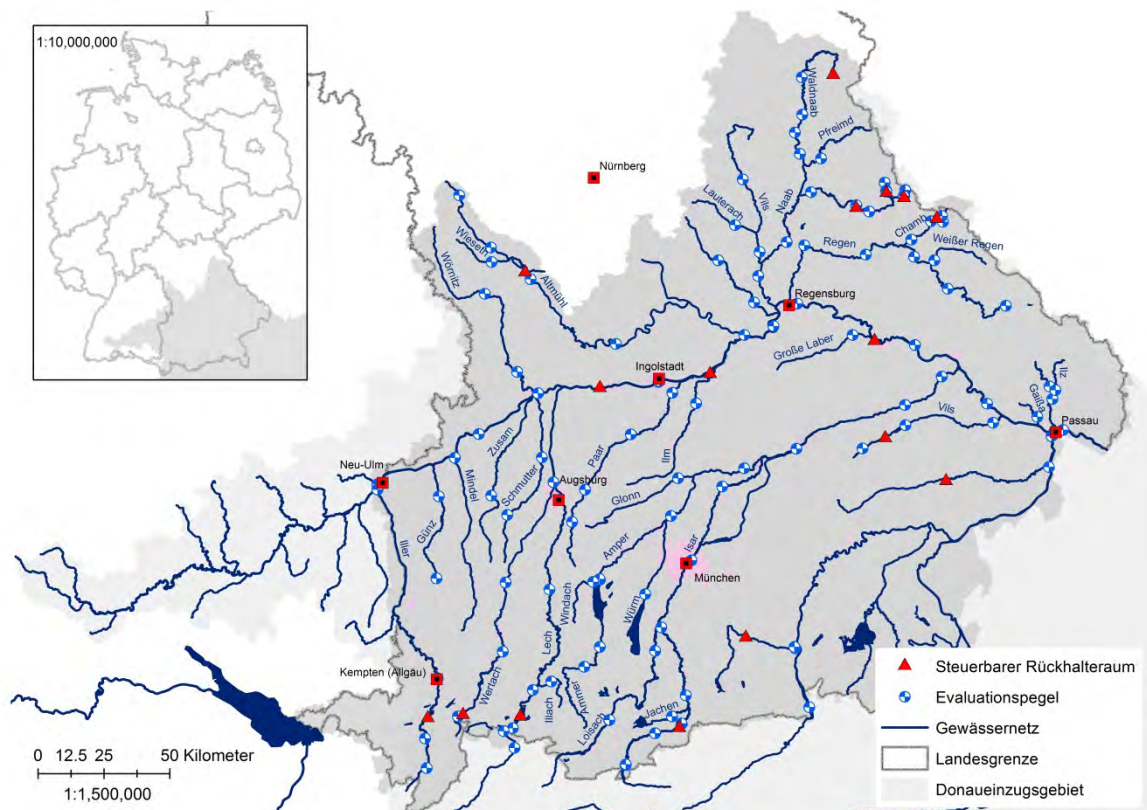


Abbildung II - 16: Übersicht über das bayerische Einzugsgebiet der Donau. Abgebildet sind die größeren Gewässer steuerbare Rückhalteräume, die wichtigsten Pegelstationen und größere Städte.

4.2 Hochwasserereignisse im Untersuchungsgebiet

In der jüngeren Vergangenheit sind an der Donau und im Einzugsgebiet der bayerischen Donau einige Hochwasserereignisse aufgetreten, die größere Schäden verursacht haben. Das Hochwasser im Juni 2013 betraf nicht nur Bayern, sondern auch große Teile von Sachsen, Thüringen, Sachsen-Anhalt und Niedersachsen sowie Österreich, Tschechien und Ungarn. Weitere alpin geprägte Sommerhochwasser traten im August 2005, August 2002 und Mai 1999 auf. Durch Schneeschmelze hervorgerufene größere Winterhochwasser wurden zuletzt 2011 und 1988 dokumentiert. Darüber hinaus wurden Hochwasserereignisse entlang der bayerischen Donau zwischen den Jahren 1845 bis 1965 von Unbehauen (1971) aufgearbeitet. Schließlich wird von Hochwasserereignissen auch in alten Chroniken, wie den Quelltexten zur Witterungsgeschichte von Weikinn berichtet (hier zitiert nach (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008a)). Dokumentiert sind größere Hochwasserereignisse an der Donau in den Jahren 1012, 1061, 1235/36, 1342, 1501, 1709 und 1784.

Das Auftreten von Hochwasserereignissen an der bayerischen Donau und ihrem Einzugsgebiet ist sehr vielschichtig. In der Regel treten im Sommerhalbjahr

Hochwasser auf, die vor allem alpin geprägt sind. Nordstau an den Alpen und stabile Balkan-Tiefdruckgebiete können im Sommer zu katastrophalen Niederschlagsereignissen führen. Feuchte warme Luftmassen aus Westen führen vor allem im Bayerischen Wald und Böhmerwald zu erheblichen Niederschlagsmengen und im Winter zu Schneeschmelze und damit zu Hochwasser. Die genaue Lage der Niederschläge ist dabei entscheidend für den Ablauf des Hochwasserereignisses. Somit sind die Kombinationsmöglichkeiten, die zu großräumigen Hochwasserereignissen führen können, nahezu unbegrenzt. Des Weiteren wird die Ausbreitung von Hochwasserwellen heute in vielen Flussgebieten stark durch den Einsatz von Hochwasserrückhalteräumen beeinflusst.

Nach dem Hochwasser 1954 schrieb Oberregierungs- und baurat J. Völkl in seinem Bericht: „Es hat (...) wieder einmal aufs Neue gezeigt, dass die Zahl von Hochwassermöglichkeiten an der Donau unbeschränkt groß ist. (...) Jetzt gewinnen auf einmal Hochwassermarken am Rathaus in Passau und manch anderen Orten aus vergangenen Jahrhunderten, zu denen man bisher staunend und ungläubig hinaufgesehen hat, an Glaubwürdigkeit“ (Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft 2003), S. 30.)

Im Folgenden werden die Hydrologie, der Ablauf und die Jährlichkeiten der Hochwasserereignisse Juni 2013, Januar 2011, August 2005, August 2002 und Mai 1999 aufgearbeitet. Im Anschluss daran werden diese jüngeren Ereignisse mit den von Unbehauen (1971) untersuchten Hochwassern verglichen.

4.2.1 Hochwasser Juni 2013

Zu dem Hochwasserereignis Juni 2013 existiert seit August 2013 der gewässerkundliche Bericht des Landesamtes für Umwelt Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2013). Die vorliegende Darstellung basiert zudem auf Medienberichten (Süddeutsche Zeitung ‚Die kleine Sintflut‘ vom 12.07.2013; ‚Damm in Rosenheim bricht‘ vom 02.06.2013; ‚Nach der Katastrophe ist vor der Katastrophe‘ vom 03.06.2013; RP-online ‚Juni Hochwasser teuerste Naturkatastrophe‘ vom 09.07.2013), vorläufigen Rohdaten des Hochwassernachrichtendienstes Bayern (HND 2013) und eigenen Beobachtungen und Interpretationen.

Der Mai 2013 war sehr trüb und nass, was zu einer erhöhten Bodenfeuchte führte. Konkret wurden in großen Teilen Deutschlands die höchsten Bodenfeuchten seit Aufzeichnungsbeginn gemessen (BfG 2013). Zudem waren die Temperaturen niedriger als zu dieser Jahreszeit üblich. Dies hatte geringe Verdunstungsraten aber auch eine Verringerung des Hochwasservolumens durch eine relativ niedrige Schneefallgrenze während des Ereignisses zur Folge (Blöschl et al. 2013). Ende Mai etablierte sich ein stabiles Tiefdruckgebiet über Mitteleuropa (Trog

Mitteleuropa), das von Nordwesten langsam Richtung Südosten zog und zu anhaltenden Niederschlägen führte. Diese Niederschläge traten sehr flächig über dem gesamten Einzugsgebiet der bayerischen Donau auf, wobei die intensivsten Niederschläge im Südosten registriert wurden (siehe Abb. II - 17) (Einzugsgebiet von Mangfall, Inn und Salzach).

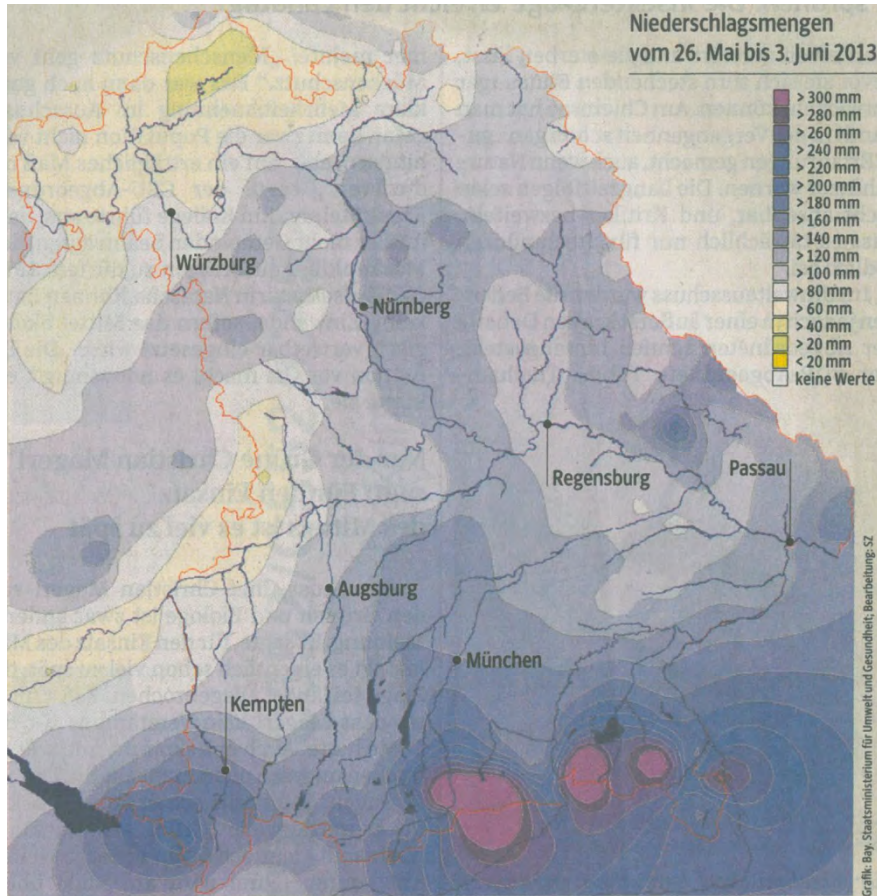


Abbildung II - 17: Niederschlagssummen in Bayern zwischen dem 26.05. und dem 03.06.13 aus Süddeutsche Zeitung „Die kleine Sintflut“ vom 12.07.2013 Teil Bayern (Grafik: Bay. Staatsministerium für Umwelt und Gesundheit, Bearbeitung: SZ).

Diese Niederschlagssituation, kombiniert mit den hohen Bodenfeuchten und hohen Grundwasserständen, führte zu einer ungewöhnlichen Hochwassersituation an der Donau. Sowohl nördliche als auch südliche Zuflüsse der Donau führten Hochwasser. An der Iller wurde maximal ein 50-jährliches Ereignis erreicht, der Lech entwickelte ein etwa 5-jährliches Hochwasser und an der Isar wurde im unteren Abschnitt ein 100-jährliches Hochwasserereignis erreicht. Im Südosten Bayerns wurden durch den Niederschlagsschwerpunkt extreme Abflüsse beobachtet. Mangfall und Traun führten jeweils ca. 50- bis 100-jährliche Abflüsse und an Salzach und Tiroler Aachen lagen die Abflüsse jenseits HQ_{100} . Dadurch bildete sich am unteren Inn ein etwa 100-jährlicher Hochwasserabfluss. Naab und Regen führten ebenfalls Hochwasser. An der Naab wurden Jährlichkeiten von etwa 5 bis 10 und am Regen von etwa 10 erreicht. Aber auch die Flüsse Vils (ca. 20-jährlich),

Abens (50- bis 100-jährlich), Paar (ca. 100- jährlich), Mindel (ca. 20-jährlich) und Günz (10- bis 20-jährlich) trugen zum Hochwassergeschehen an der Donau bei. Dies führte zu einer sehr breiten Hochwasserwelle entlang der Donau, wobei die Hochwasserjährlichkeit von West nach Ost stetig zunahm. Zwischen Neu-Ulm und Donauwörth entwickelte sich ein 5- bis 10-jährliches Hochwasser, ab der Mündung des Lechs in die Donau verstärkte sich das Ereignis auf ein 10- bis 20-jährliches Ereignis. Unterhalb von Regensburg wurde ein 20- bis 50-jährliches Ereignis erreicht, wobei dieser Wert durch die ebenfalls hohen Zuflüsse der Isar bis Passau aufrecht erhalten wurde. In Passau überlagerte sich der Abflussscheitel des Inn mit dem ansteigenden Ast der Donau-Hochwasserwelle und verursachte Wasserstände wie sie statistisch gesehen nur einmal in etwa 500 Jahren auftreten.

Die extremen Abflüsse führten an vielen Orten in Bayern zu Überschwemmungen und Hochwasserschäden. An der Mangfall führten Deichbrüche zu Überschwemmungen und zu Evakuierungen in Rosenheim. Im Chiemgau wurden große Flächen überschwemmt und die A8 bei Grabenstätt gesperrt. Auch im Berchtesgadener Land führten Überschwemmungen der Saalach und Salzach zu Behinderungen. An der Donau kam es im Laufe des Hochwasserereignisses im Raum Straubing bis Vilshofen zu mehreren Deichbrüchen und Überschwemmung von bebauten Gebieten. Bei Deggendorf wurde der Ortsteil Fischerdorf nahezu komplett überschwemmt. Am Zusammenfluss von Donau und Inn erlebte Passau die höchsten Wasserstände seit etwa 500 Jahren. Die Schäden dieses Hochwassers werden insgesamt auf über 12 Mrd. € geschätzt, wobei ein Großteil davon in Deutschland entstanden ist.

4.2.2 Hochwasser Januar 2011

Milde subtropische Meeresluft sorgte vom 6. bis 11. Januar und vom 12. bis 15. Januar zu einer raschen Schneeschmelze der vor allem in Nordbayern mächtigen Schneedecke. Zusätzlich zogen atlantische Tiefdruckgebiete über Mitteleuropa und brachten zwischen dem 6. und dem 8. Januar vor allem dem Norden und Nordwesten Bayerns sowie ab dem 13. Januar auch dem Osten und Südosten Bayerns ergiebige Regenfälle (siehe Abb. II - 18) (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2011a).

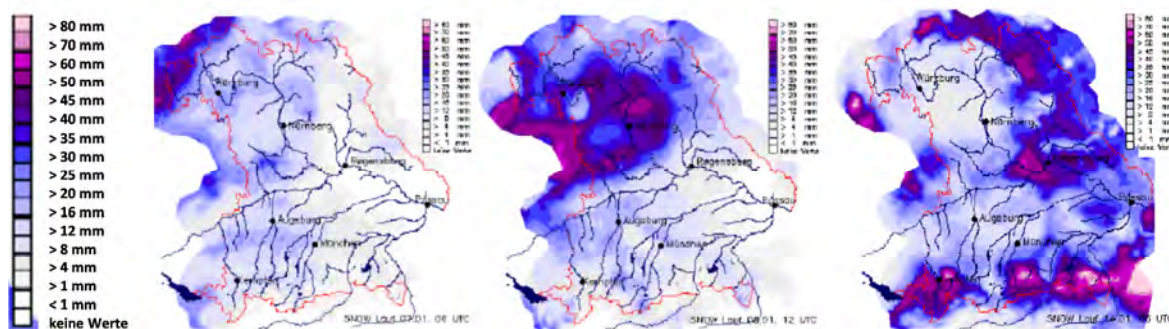


Abbildung II - 18: Niederschlagssummen vom 6. bis 7. Januar (links), 7. bis 8. Januar (Mitte) und 13. bis 14. Januar 2011 aus Bayerisches Landesamt für Umwelt (2011a).

Diese Kombination aus Niederschlägen auf teilweise noch gefrorene Böden und Tauwetter führte zu einer ersten Hochwasserphase der nordwestlichen Donauzuflüsse ab dem 6. Januar und ab dem 13. Januar zu einer zweiten Hochwasserphase der nord- und südöstlichen Zuflüsse. An der Wörnitz wurde ein 2- bis 5-jährliches Ereignis erreicht. Entlang des Regens trat ein etwa 5-jährliches Ereignis auf, während an der Naab ein 10- bis 20-jährlicher Abfluss beobachtet wurde. An Salzach und unterem Inn trat ein 1- bis 5-jährliches Ereignis auf. An der oberen Donau war das Hochwasserereignis als gering einzustufen, erst unterhalb Kelheims entwickelte sich ein 5- bis 10-jährliches Ereignis. In Regensburg und unterhalb Regensburg wurde durch die Zuflüsse von Naab und Regen ein 10-jährliches Ereignis erreicht. In Passau traf der Inn-Scheitel auf die ansteigenden Abflüsse der Donau und verursachte ein rasches Ansteigen der Wasserstände auf ein 5- bis 10-jährliches Ereignis (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2011a).

4.2.3 Hochwasser August 2005

Bereits in der ersten Augushälfte 2005 traten immer wieder Niederschläge im bayerischen Raum auf. Intensiver Vorregegen fiel vor allem im Chiemgau und an den Chiemgauer Alpen und führte dort zu einer Wassersättigung der Böden. Ab dem 20.08. lenkte ein Höhentrog Kaltluft von Norden nach Bayern. Gleichzeitig zog ein Tiefdruckgebiet auf einer Vb-Route über Oberitalien und die Adria Richtung Nord-Osten. Dieses Tief lenkte feuchtwarme Luftmassen von Osten gegen die Nordseite der Alpen, wo sie auf die von Norden einfließende Kaltluft trafen. Dadurch entwickelten sich zwischen dem 21. und 24.08. intensive Niederschläge, die ihren Schwerpunkt langsam vom Allgäu (22.08.) über das Mangfallgebirge (23.08.) verlagerten (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008a). Die Abbildung II - 19 zeigt die summierten Niederschlagswerte über 3 Tage (21.-24.08.2005) in Bayern.

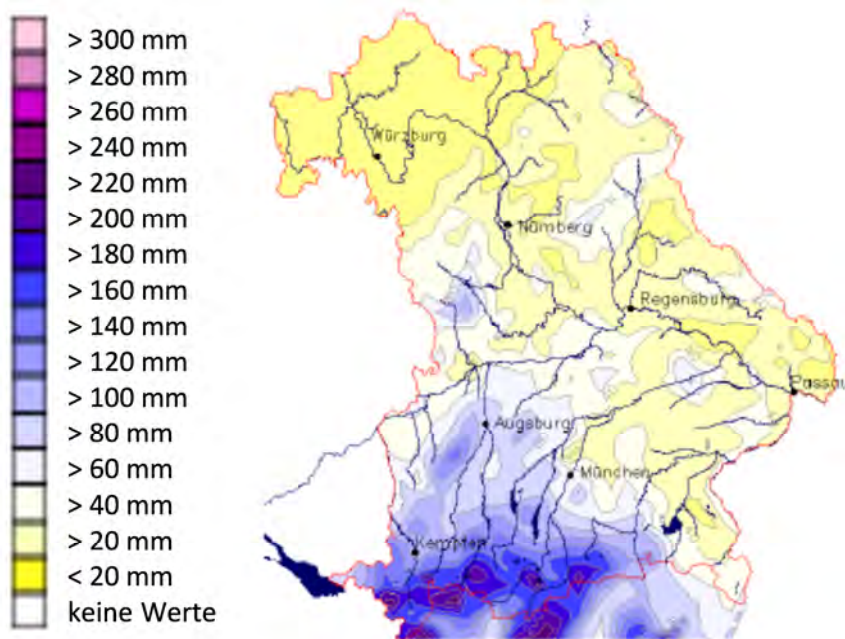


Abbildung II - 19: Niederschlagssumme des Hochwasserereignisses 2005 über 3 Tage (21.-24.08.2013) in Bayern aus Bayerisches Landesamt für Umwelt (2008a).

An den Oberläufen der alpinen Donauzuflüsse führten diese Niederschläge zu extremen Abflüssen. An Iller, oberem Lech, oberer Isar und Inn bis hin zur Salzachmündung wurden Abflüsse jenseits des 100-jährlichen Hochwassers erreicht. Der Anstieg der Hochwasserwellen war vielerorts sehr steil und das Abflussvolumen fiel vergleichsweise gering aus. Die Hochwasserwellen schwächten sich in den Unterläufen bereits deutlich ab. Entlang der Donau wurde verbreitet nur noch ein 5- bis 20-jährliches Ereignis erreicht, lediglich zwischen Lechmündung und Kelheim wurden ein 20- bis 50-jährliches Ereignis erreicht (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008a). Die nördlichen Zuflüsse Altmühl, Naab und Regen führten im August 2005 kein Hochwasser. Daher ist das Donauhochwasser 2005 als typisches Sommerhochwasserereignis einzustufen.

4.2.4 Hochwasser August 2002

Bereits am 6. und 7. August kam es, ausgelöst durch einen Höhentrog über den Beneluxländern und einem Bodentief über Norditalien, zu einem Vorregenereignis mit Schwerpunkt über dem Chiemgau und dem Berchtesgadener Land. Das nächste Bodentief wurde weit nach Süden abgelenkt und brachte am 9. und am 10. August von Westen her gewittrige Niederschläge nach Südbayern, die in Dauerregen übergingen. In der Folge spaltete sich ein Teiltief ab und zog auf einer Vb-Route über die Adria nach Nordosten. Dadurch wurde feuchte Luft zunächst an die Nordseite der Alpen und später an den Bayerischen und Oberpfälzer Wald gelenkt (Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft 2002). Folgende Abbildung zeigt die summierten Niederschlagshöhen des gesamten Ereignisses (Abb. II - 20).

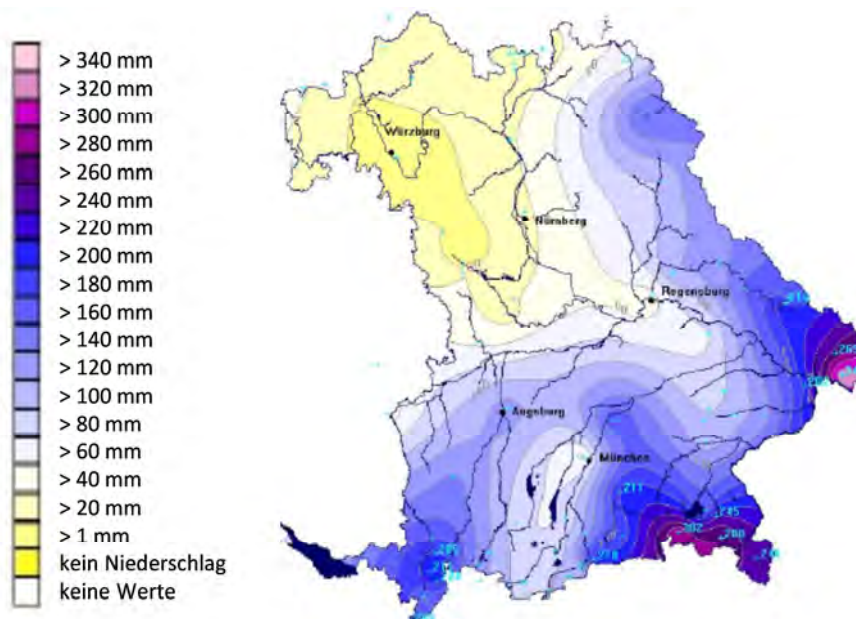


Abbildung II - 20: Niederschlagssummen vom 6. Bis 12. August 2002 aus Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2002).

Aus diesen Niederschlägen entwickelte sich ein Hochwasserereignis, das einen Schwerpunkt im Osten Bayern aufwies. An Salzach (HQ₅₀), am unteren Inn (HQ₂₀₋₅₀) und an der Ilz (HQ₂₀₋₅₀) wurden hohe Abflüsse erreicht. Entlang des Regens traten teilweise neue Pegelhöchststände auf. Die Abflüsse lagen im Bereich eines 200- bis 300-jährlichen Ereignisses. Auch an der oberen Iller wurden Abflüsse größer HQ₅₀ gemessen. Im Verlauf der Donau steigerte sich die Hochwasserjährlichkeit von 2 bis 10 zwischen Neu-Ulm und Donauwörth und auf 10 bis 20 bis Regensburg. Durch die Einmündung des Hochwasserabflusses des Regen verschärfte sich die Situation unterhalb Regensburg lokal auf ein 20- bis 50-jährliches Ereignis. In Passau wurden dann durch das Zusammentreffen von Donau, Inn und Ilz Wasserstände erreicht, wie sie statistisch gesehen nur alle 50 Jahre einmal auftreten (Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft 2002).

4.2.5 Hochwasser Mai 1999

Eine feuchte Vorperiode zwischen dem 11. und dem 17. Mai mit einer intensiven Schneeschmelze in den Alpen waren die Voraussetzungen für das Pfingsthochwasserereignis 1999. Ab dem 20. Mai traten aufgrund ostatlantischer kalter Luftmassen über Mitteleuropa und eines stabilen Adriatiefs flächige Niederschläge auf, die sich ab dem 21. Mai intensivierten und bis zum 22. Mai anhielten (Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft 2003). Der Niederschlagsschwerpunkt lag zu Anfang des Ereignisses über dem Osten Bayerns und verschob sich dann in westlicher Richtung über das Isar-, Lech- und Iller-Einzugsgebiet (siehe Abb. II - 21).

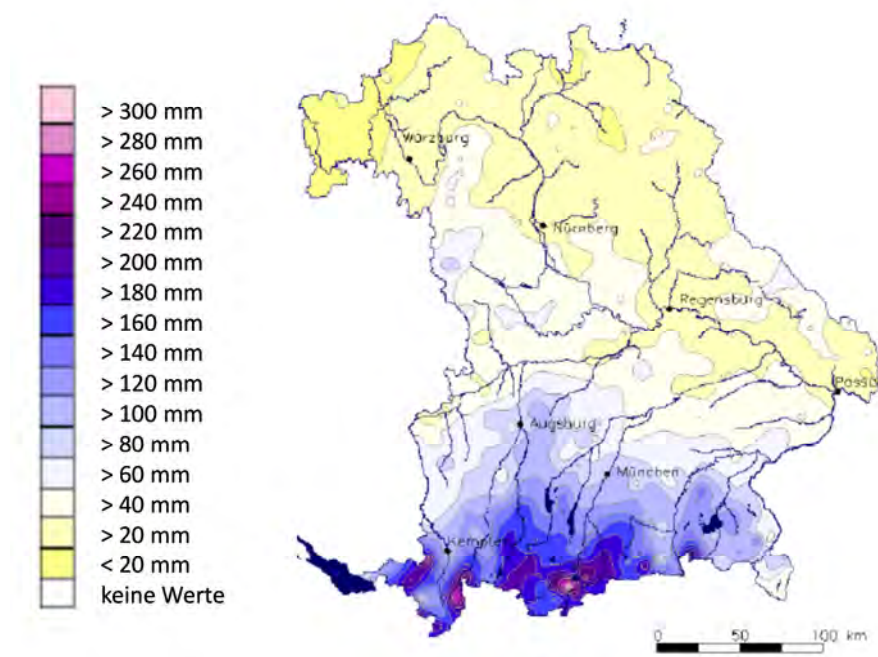


Abbildung II - 21: Niederschlagssummen vom 20. Bis 22. Mai 1999 aus Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2003).

Vor allem an den Oberläufen von Isar, Lech und Iller traten daraufhin extreme Abflüsse, stellenweise über HQ_{200} , auf. Auch an anderen Flüssen wie Ammer, Amper und Wertach erreichten die Abflüsse stellenweise ein 100-jährliches Niveau. An der Donau entwickelte sich durch das Einmünden der Iller ein zunächst 20- bis 50-jährliches, später ein 10- bis 20-jährliches Ereignis. Durch die Zuflüsse des Lech entwickelte sich dann bis zum Pegel Ingolstadt ein 200-jährliches Ereignis. Die nördlichen Zuflüsse Altmühl, Naab und Regen führten kein Hochwasser, wodurch sich das Hochwasser bis Regensburg und unterhalb Regensburg wieder auf ein 10- bis 20-jährliches Ereignis abschwächte. Mit dem Einmünden der Hochwasserabflüsse der Isar entwickelte sich abermals ein 20- bis 50-jährliches Ereignis, das sich, da der Inn kein Hochwasser führte, stromabwärts abschwächte.

4.2.6 Hochwasser März 1988

Im März 1988 war vor allem die Donau zwischen Regensburg und Passau stark von Hochwasser betroffen. In den beiden Städten wurde Katastrophen-Alarm ausgerufen und es gab mehrere Todesopfer zu beklagen (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008b). Das Hochwasser 1988 war aber weniger von der Höhe der Abflüsse als vom Volumen her extrem. Nahezu einen Monat hielten die hohen Wasserstände in Regensburg an (HND 2013).

In der folgenden Grafik (Abb. II - 22) ist die Hochwasserjährlichkeit der jüngeren Hochwasserereignisse (1988 bis 2013) entlang der bayerischen Donau dargestellt. Es fällt besonders auf, dass Hochwasserereignisse entlang der bayerischen Donau nie homogen verlaufen. Größere seitliche Zuflüsse bestimmen maßgeblich die

Hochwasserintensität im unterstromigen Flussabschnitt der Donau. Je nachdem ob ein seitlicher Zufluss Hochwasser führt, verstärkt sich das Hochwasser in der Donau oder es schwächt sich wieder ab. Dadurch ergeben sich auch generelle Unterschiede zwischen Sommer- und Winter-Hochwasserereignissen. Sommerereignisse betreffen i.d.R. stärker die Iller und Lech beeinflussten Bereiche der oberen Donau (bis Kelheim) bzw. die Isar und Inn beeinflussten Bereiche der unteren Donau. Winterereignisse betreffen stärker den mittleren Donauabschnitt zwischen Kelheim und der Isarmündung durch die Zuflüsse Altmühl, Naab und Regen. Eine Ausnahme bildet das jüngste Ereignis (August 2013), das durch flächige Niederschläge eine kontinuierliche Steigerung der Hochwasserjährlichkeit entlang der bayerischen Donau aufweist (Abb. II - 22).

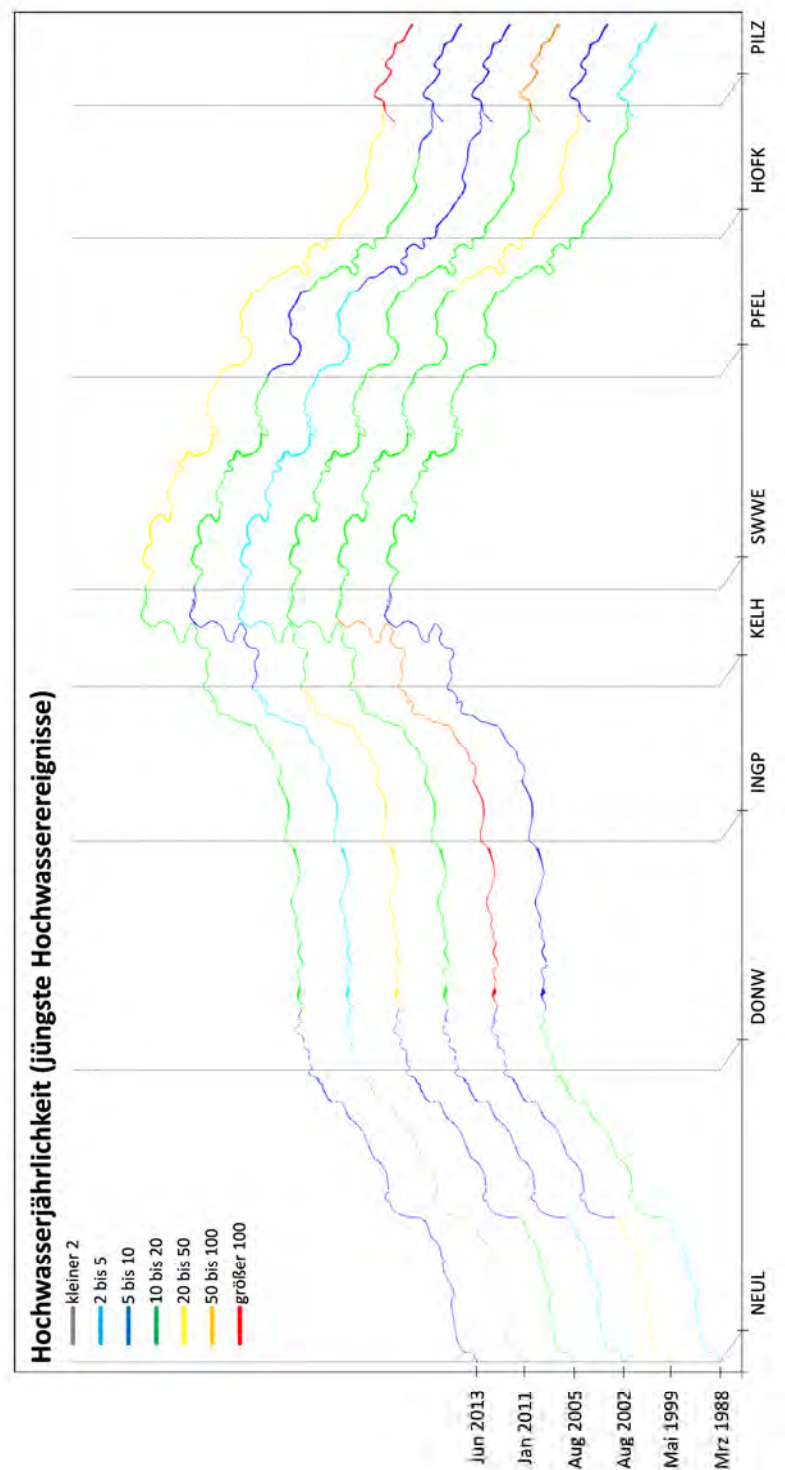


Abbildung II - 22: Hochwasserjährlichkeit der jüngsten Hochwasserereignisse (1988 bis 2013) entlang der bayerischen Donau. Der Flussverlauf der bayerischen Donau ist eingefärbt je nach Hochwasserjährlichkeit im jeweiligen Flussabschnitt für mehrere Hochwasserereignisse (y-Achse) aufgetragen. Auf der x-Achse sind die GMD-Kennungen der Pegelstandorte vermerkt (NEUL = Neu-Ulm Bad Held, DONW = Donauwörth, INGP = Ingolstadt, KELH = Kelheim, SWWE = Schwabelweis, PFEL = Pfelling, HOFK = Hofkirchen, PILZ = Passau Ilzstadt).

4.2.7 Historische Hochwasserereignisse an der bayerischen Donau zwischen 1845 und 1965

Für die Zeitreihe von 1845 bis 1965 wurden von Unbehauen (1971) Hochwasserereignisse mithilfe des graphischen Abflussganglinien-Vergleichs rekonstruiert. Dadurch sind an der bayerischen Donau Hochwasserganglinien für 20 Ereignisse dieser Jahresreihe an verschiedenen Pegeln vorhanden. Unbehauen (1971) sieht ebenso, dass Sommer- bzw. Winterhochwasser in unterschiedlichen Flussabschnitten unterschiedliche Auswirkungen zeigen. Die Gefahr katastrophaler Hochwasser sieht er, wenn beispielsweise zu einem Winterhochwasser zusätzlich außergewöhnlich große Abflüsse auch von den alpinen Zuflüssen kommen, oder während eines Sommerereignisses auch die nördlichen Flüsse Hochwasser führen.

Aus den Abflussscheiteln dieser Ganglinien wurden mithilfe der heutigen Pegelstatistik (HND 2013) die Hochwasserjährlichkeit abgeschätzt und diese getrennt nach Sommer- (Frühjahr und Sommer) und Winterereignissen (Herbst und Winter) ebenso wie die jüngeren Hochwasserereignisse dargestellt (Abb. II - 23 und Abb I - 24). Daten, die sich auf historische Pegel beziehen, wurden auf den jeweiligen Nachbarpegel übertragen (Schäfstall -> Donauwörth; Vilshofen -> Hofkirchen; Obernzell -> Passau Ilzstadt).

Das Hochwasserereignis März / April 1845 ist lediglich aufgrund des Datums als Sommerhochwasser aufgeführt. Von der Charakteristik ist dieses Extremereignis ein Winterereignis, zumal es stark durch Eisstau beeinflusst war. Ebenfalls stark eisbeeinflusst war das Hochwasser im März 1956, mäßig durch Eisstau beeinflusst waren die Hochwasser Februar 1850 und Februar 1862, schwach durch Eisstau beeinflusst waren die Ereignisse Februar 1879, Januar 1903 und Dezember 1925 (Unbehauen 1971).

Das Hochwasser 1845 brachte in dieser Jahresreihe die höchsten Scheitelabflüsse im Donauabschnitt zwischen Regensburg und Passau (oberhalb der Innmündung). Auch im Bereich Ingolstadt war der Scheitelabfluss dieses Ereignis am größten. Nimmt man die jüngeren Ereignisse hinzu, so wurde nur vom Pfingsthochwasser 1999 dort eine höhere Abflussspitze erreicht. Am Pegel Donauwörth bzw. Schäfstall kommt das Hochwasser 1862 auf den höchsten Abflussscheitel und im Bereich Neu-Ulm das Hochwasser 1882/83. Unterhalb der Innmündung wurden für diese Jahresreihe 1954 die höchsten Abflüsse ermittelt. Durch das jüngste Ereignis 2013 ist für diesen Bereich ein neuer Höchstwert erreicht worden.

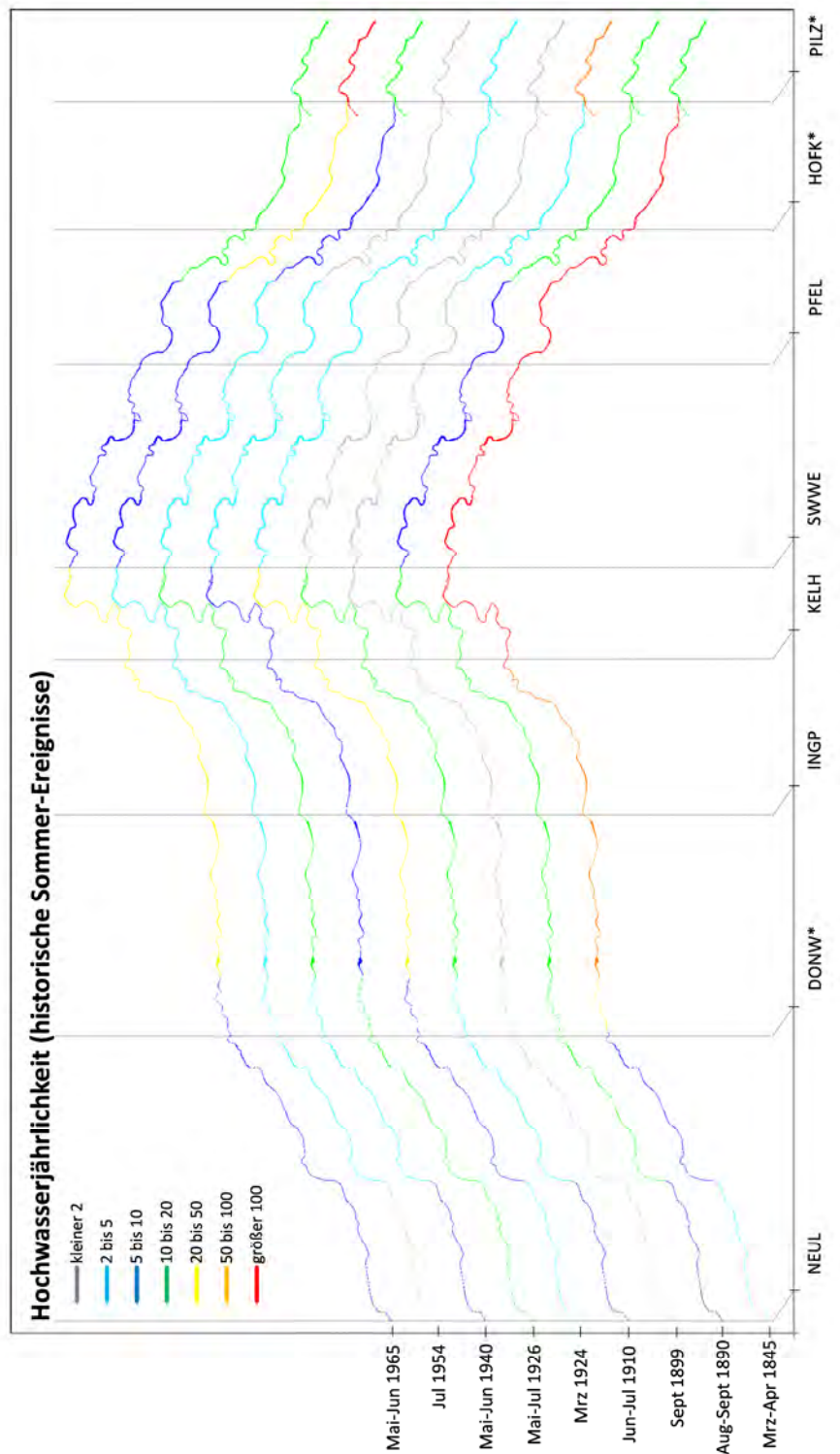


Abbildung II - 23: Hochwasserjährlichkeit historischer Hochwasserereignisse (1845 bis 1965 Sommerereignisse) entlang der bayerischen Donau. Der Flussverlauf der bayerischen Donau ist eingefärbt je nach Hochwasserjährlichkeit im jeweiligen Flussabschnitt für mehrere Hochwasserereignisse (y-Achse) aufgetragen. Auf der x-Achse sind die GMD-Kennungen der Pegelstandorte vermerkt (NEUL = Neu-Ulm Bad Held, DONW = Donauwörth (bzw. Schäfstall), INGP = Ingolstadt, KELH = Kelheim, SWWE = Schwabelweis, PFEL = Pfelling, HOFK = Hofkirchen (bzw. Vilshofen), PILZ = Passau Ilzstadt (bzw. Obernzell)).

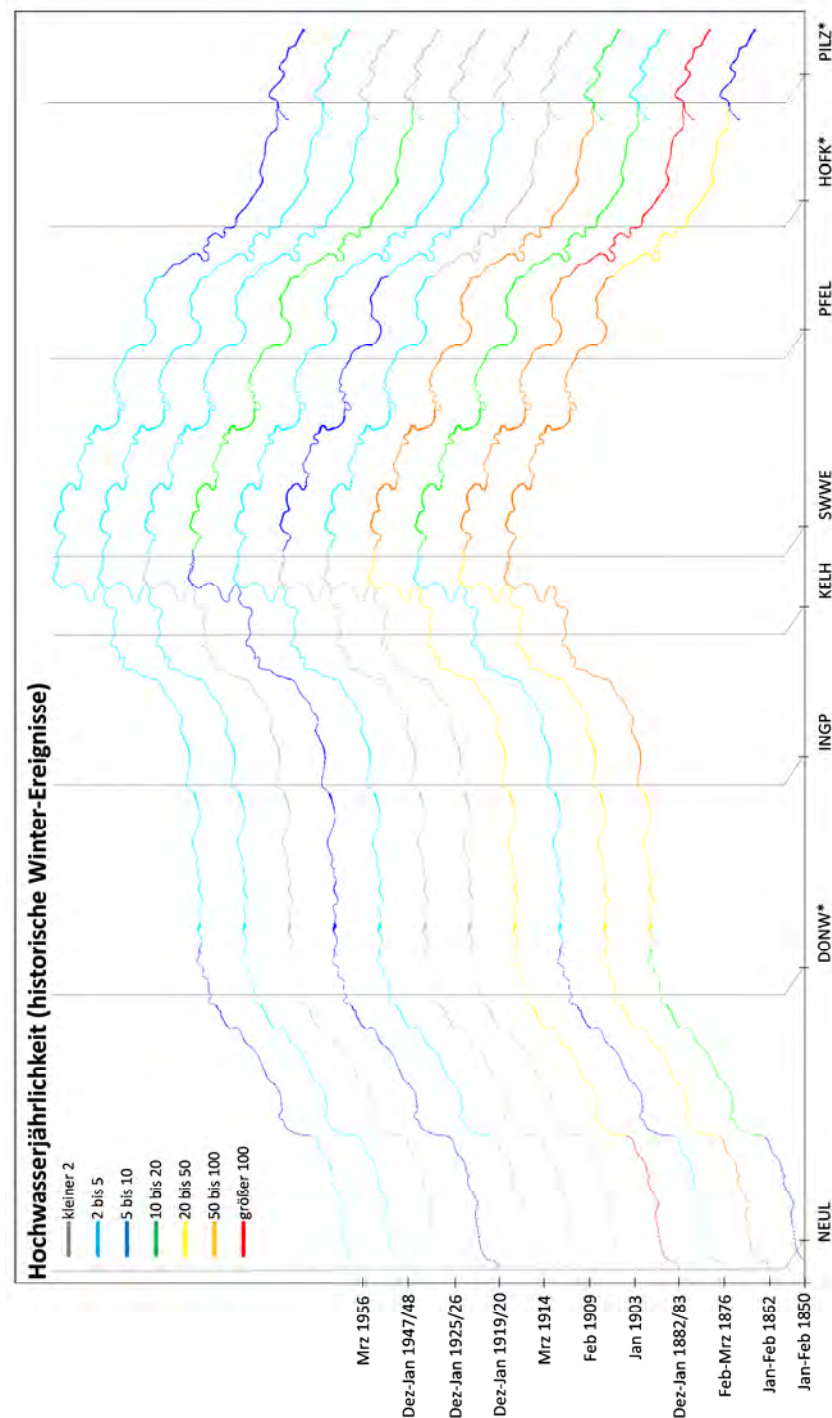


Abbildung II - 24: Hochwasserjährlichkeit historischer Hochwasserereignisse (1845 bis 1965 Winterereignisse) entlang der bayerischen Donau. Der Flussverlauf der bayerischen Donau ist eingefärbt je nach Hochwasserjährlichkeit im jeweiligen Flussabschnitt für mehrere Hochwasserereignisse (y-Achse) aufgetragen. Auf der x-Achse sind die GMD-Kennungen der Pegelstandorte vermerkt (NEUL = Neu-Ulm Bad Held, DONW = Donauwörth (bzw. Schäftstall), INGP = Ingolstadt, KELH = Kelheim, SWWE = Schwabelweis, PFEL = Pfelling, HOFK = Hofkirchen (bzw. Vilshofen), PILZ = Passau Ilzstadt (bzw. Obernzell)).

Aus diesen Grafiken ist ersichtlich, dass auch in der Vergangenheit große Hochwasserereignisse aufgetreten sind. Jedoch ist es schwierig, allgemeine Trends aus den vorliegenden Daten abzuleiten. Die Jahresreihe von Unbehauen (1971) umfasst nur die größten Hochwasserereignisse in diesem Zeitraum und auch die aufgenommenen jüngeren Ereignisse sind nicht vollständig. Zudem lagen zwischen 1965 und 1988 keine Daten vor.

Trägt man die Hochwasserjährlichkeit der vorhandenen Ereignisse über die Jahre auf (Abb. II - 25), so scheint es, dass zwischen Ende des 19. Jhd. und Mitte des 20. Jhd. eine Zeitspanne mit weniger großen Hochwassern vorherrschte. Diese Zeitspanne wird beendet durch das Hochwasserereignis 1954, das besonders im Osten Bayerns extrem ausgefallen ist (Wasserwirtschaftsamt Passau 2004). Sowohl in den Jahren 1845 bis 1883 als auch in den letzten 15 Jahren scheint eine Häufung extremer Ereignisse vorzuherrschen. Deutlich zu erkennen ist, dass im Bereich Regensburg (Pegel SWWE) bis Hofkirchen (Pegel HOFK) in den letzten gut 100 Jahren kein Hochwasserereignis größer HQ_{50} aufgetreten ist. Auch das diesjährige Ereignis (Juni 2013) erreichte lediglich eine Jährlichkeit von 50.

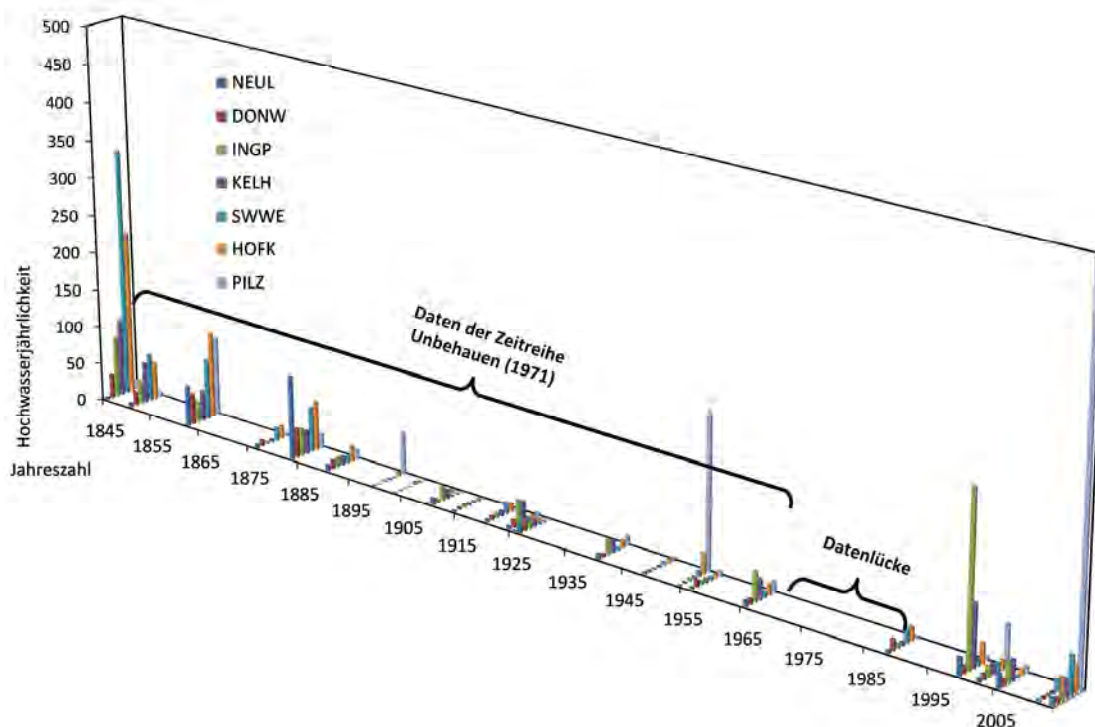


Abbildung II - 25: Hochwasserjährlichkeiten der vorhandenen Hochwasserereignisse zwischen 1845 und 2013. Der Verlauf entlang der bayerischen Donau ist in Form farbiger Balken für die wichtigsten Pegel wiedergegeben.

Des Weiteren liefern die Untersuchungen von Unbehauen (1971) auch Informationen über die Laufzeiten der Hochwasserwellen und deren Veränderung über die Jahresreihe. Die Laufzeit des Hochwasserscheitels ist in der Regel

abhängig von der Scheitelhöhe, also von der Hochwasserjährlichkeit des Ereignisses, von der Wellenform bzw. dem Wellenvolumen und von morphologischen (teilweise anthropogenen) Veränderungen des Flusssystems. Zusätzlich kann durch die Hochwasserwellenüberlagerung von Donau und seitlichen Zuflüssen eine zeitliche Verschiebung auftreten, wobei dieser Einfluss aus den Daten von Unbehauen (1971) herausgerechnet ist. Im Donauabschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth hat sich in der westlichen Hälfte die Wellenlaufzeit im Zeitraum 1845 bis 1965 drastisch verkürzt, in der östlichen Hälfte treten zwar starke Streuungen auf, allerdings haben sich die Laufzeiten im Mittel kaum verändert. Für den Flussabschnitt Ingolstadt bis Regensburg ergibt sich eine Laufzeitverringerung von etwa 50% und für den Abschnitt Regensburg bis unterhalb Passau eine Laufzeitverringerung von etwa 30% über die Jahresreihe (Unbehauen 1971).

Ein detaillierterer Vergleich der Laufzeiten der Hochwasserscheitel sowie deren Veränderungen über die Abflusshöhe mit eigenen Simulationsergebnissen folgt im Teil IV Kapitel 2.

4.3 Hochwasserrückhaltmaßnahmen und Retentionsflächen im Untersuchungsgebiet

Die Ausbreitung von Hochwasserwellen im Untersuchungsgebiet wird durch zahlreiche natürliche, aber auch anthropogene Faktoren beeinflusst. Durch Ausuferung und Vorlandretention werden Hochwasserwellen verlangsamt und gedämpft, seitliche Zuflüsse und die Überlagerung von Hochwasserwellen können aber auch zu Aufbau und Beschleunigung führen. Zusätzlich können durch Speicher und Flutpolder gezielt Hochwasservolumina zurückgehalten werden. Im Folgenden werden die steuerbaren Anlagen beschrieben, die einen größeren Einfluss auf den Hochwasserwellenablauf im bayerischen Einzugsgebiet haben. Anschließend sind ebenso Vorländer und Auen im Untersuchungsgebiet aufgeführt, die durch Hochwasserretention einen größeren Effekt auf die Ausbreitung von Hochwasserwellen haben.

4.3.1 Steuerbare Hochwasserrückhaltmaßnahmen

Die meisten Speicher, die einen größeren Hochwasserrückhalteraum aufweisen, sind staatlich. Eine Ausnahme dabei bildet der von der E.ON Wasserkraft GmbH betriebene Forggensee. Wirksamen Beitrag zum gesteuerten Hochwasserrückhalt leisten auch steuerbare Flutpolder. Im Untersuchungsgebiet ist als gesteuerter Flutpolder allerdings erst der Polder Wiedachwiesen in Betrieb, vier weitere sind in Planung. Auch Staustufen können durch entsprechenden Wehr- und Kraftwerksbetrieb Hochwasser zurückhalten oder Ausuferungen gezielt unterstützen.

Derzeit können im Untersuchungsgebiet knapp 150 Mio. m³ im Falle von Hochwasser gesteuert zurückgehalten werden. Nach Umsetzung der geplanten Flutpolder erhöht sich diese Zahl auf knapp 180 Mio. m³. Einen Überblick über steuerbare Hochwasserrückhaltmaßnahmen im Untersuchungsgebiet sowie deren Kennzahlen und Lage gibt die folgende Tabelle (Tab. II - 4) und die Abbildung II - 26.

*Tabelle II - 3: Größere steuerbare Hochwasserrückhaltmaßnahmen im Untersuchungsgebiet mit gewöhnlichem Hochwasserrückhalteraum und Einzugsgebietsgröße. * Bei Flutpoldern ist statt des gewöhnlichen Hochwasserrückhalterauts das verfügbare Rückhaltevolumen im Polder aufgeführt (** bei geplanten Anlagen, dass nach derzeitigen Planungen verfügbare Rückhaltevolumen).*

Speicher/ Talsperre	Fluss- gebiet	gew. HW-Rück- halteraum [Mio. m³]	Einzugsgebietsgröße EZG [km²]
Altmühlsee	Altmühl	2.31	558
Sylvensteinspeicher	Isar	59.42	1102.5
Forggensee	Lech	22.06	1596.7
Silbersee	Naab	3.6	70.5
Perlsee	Naab	3.23	72
Liebensteinspeicher	Naab	2.97	74.7
Eixendorfer See	Naab	12.07	400
Drachensee	Regen	3.87	178
Rottauensee	Rott	9.65	575.9
Surspeicher	Salzach	4.12	54.7
Vilstalsee	Vils	8.14	622.5
Grüntensee	Wertach	11.07	83.2
Flutpolder (** geplant)			ca.
Weidachwiesen	Iller	6.3*	725
Riedensheim**	Donau	8.1*	19000
Katzau**	Donau	7.2*	21500
Öberauer Schleife**	Donau	10.8*	37000
Feldolling**	Mangfall	4.6*	755



Abbildung II - 26: Lagekarte steuerbarer Hochwasserrückhaltmaßnahmen im Untersuchungsgebiet. Dargestellt sind größere Speicher (rote Dreiecke), Flutpolder (zum Teil geplant, grüne Vierecke) und größere Staustufen (gelbe Fünfecke).

Hochwasserspeicher verfügen über eine Speicherlamelle, die für den Rückhalt von Hochwasserabflüssen vorgesehen ist. Dieser Rückhalteraum wird gewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum genannt. Die Abgabe nach Unterstrom kann über Auslassorgane gesteuert werden. Wie groß dieser Rückhalteraum ist, hängt vom Hochwasserschutzbedürfnis der Unterlieger ab (Hochwasserbemessungsfall 3). Wird der Vollstau überschritten, so erfolgt eine unkontrollierte Abgabe über die Hochwasserentlastung. Bis zum Hochwasserstauziel kann zusätzlich Volumen im außergewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum gespeichert werden, allerdings geht die Schutzwirkung dabei immer weiter zurück (Deutsches Institut für Normung 2004). In diesem Bereich kann nicht mehr von einem gesteuerten Hochwasserrückhalt gesprochen werden. Unter Umständen besteht die Möglichkeit, zusätzlichen Hochwasserrückhalteraum durch eine Vorabsenkung des Wasserspiegels im Speicher freizumachen.

Einige dieser Speicher haben aufgrund kleiner Hochwasserrückhalteräume nur einen geringen Wirkungsradius. Die Hochwasserschutzwirkung ist oft auf ein lokales Schutzziel direkt unterhalb des Speichers beschränkt. Auch in der Einzugsgebietsgröße offenbaren sich die Möglichkeiten zur effektiven Hochwasserrückhaltung. Ist das Einzugsgebiet oberhalb des Speichers klein im

Vergleich zum Zwischeneinzugsgebiet bis zum Schutzziel, so fällt auch die Schutzwirkung eher gering aus (Skublics et al. 2013).

Eine großräumige Wirkung auf die Hochwasserprozesse haben vor allem die größeren Speicher Grüntensee, Forggensee und Sylvensteinspeicher. Beispielsweise wurden während des Hochwasserereignisses 2005, 52 Mio. m³ im Stauraum des Sylvensteinspeichers zurückgehalten und damit der maximale Abfluss von etwa 1.000 m³/s auf 350 m³/s reduziert (siehe Abb. II - 27). Dadurch wurde für die Unterlieger die Hochwassersituation deutlich entspannt. Auch während der Hochwasserereignisse 1999, 2002 und 2005 wurden durch die Rückhaltewirkung des Sylvensteinspeichers und des Forggensees große Hochwasserschäden entlang der Unterläufe von Isar und Lech verhindert bzw. reduziert (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008a).

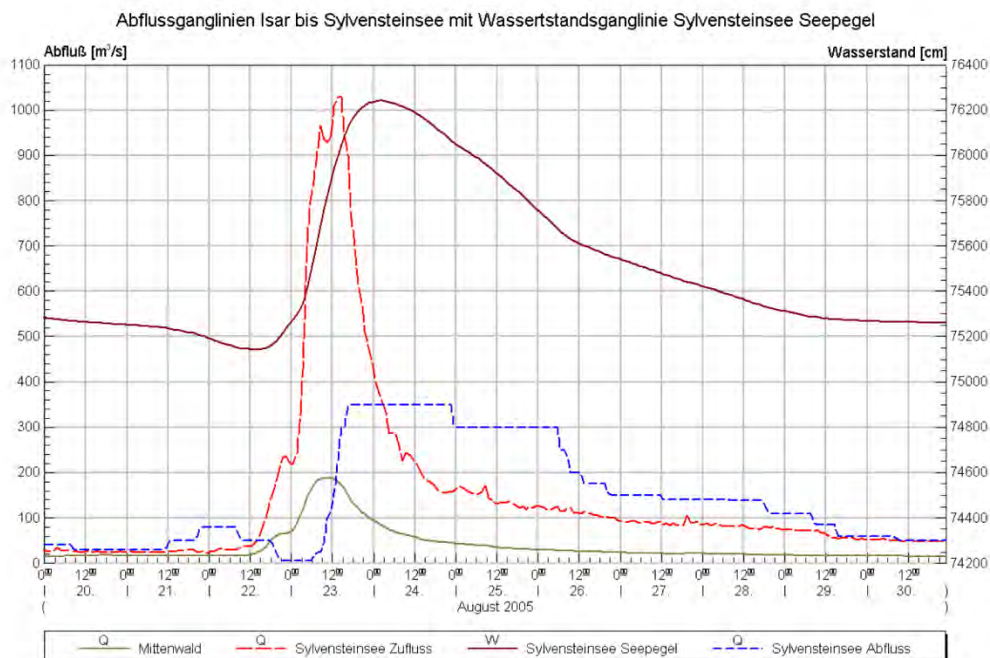


Abbildung II - 27: Hochwasserrückhalt durch den Sylvensteinspeicher während des Hochwassers 2005 aus Bayerisches Landesamt für Umwelt (2008a).

Flutpolder können im Nebenschluss entlang der Flussläufe eine effektive Reduzierung der Hochwasserabflüsse bewirken. Zwar sind die Volumina, die aufgenommen werden können, meist kleiner als bei Hochwasserspeichern, allerdings ist durch die Lage i.d.R. an den Flussmittelläufen eine genauere Prognose der Hochwasserwelle möglich (Fischer 2008). Theoretisch wäre bei exakter Kenntnis der Hochwasserganglinie durch gesteuerte Flutpolder eine horizontale Kappung der Hochwasserwelle möglich. Über ein Einlaufbauwerk kann ein Teil des Hochwasserabflusses ab einem bestimmten Wasserstand in den Polder abgeschlagen werden und damit der Abfluss im Hauptgerinne über eine Zeit

möglichst konstant gehalten werden. Dafür müssen die Polderkapazität und die Abflusskapazität des Einlaufbauwerkes entsprechend bemessen sein. Nach dem Durchgang der Hochwasserwelle wird der Polder über ein Auslassbauwerk wieder entleert.



Abbildung II - 28: Einlaufbauwerk (links) und Auslassbauwerk (rechts) des Flutpolders Weidachwiesen an der Iller.

Auch mithilfe von Staustufen ist eine Beeinflussung der Hochwasserabflüsse möglich. Durch eine Vorabsenkung des Stauspiegels oder einen betrieblichen Überstau kann Rückhaltevolumen geschaffen werden, das im Bereich des Hochwasserscheitels gefüllt wird. Auch dieser gesteuerte Hochwasserrückhalt erfordert eine möglichst exakte Prognose der Hochwasserwelle. Zudem kann sich das Rückhaltevolumen verringern, wenn ein hoher Unterwasserstand die Stauspiegelabsenkung behindert oder durch ein frühzeitiges Auffüllen des Rückhalterums im ansteigenden Ast der Hochwasserwelle. Ein weiterer Unsicherheitsfaktor ergibt sich aus der Vorabsenkung, da die Hochwasserwelle dadurch beschleunigt und aufgesteilt werden kann (Fischer 2008).

Gesteuerte Rückhaltemaßnahmen sind ein wichtiger Baustein des modernen Hochwasserschutzes. Durch den Rückhalt von Hochwasserabflüssen in Speichern und Flutpoldern werden Hochwasserschäden verhindert oder gemildert. Die Optimierung des Einsatzes dieser Rückhaltevolumen, beispielsweise über die lokalen Schutzziele hinaus, birgt ein großes Potenzial, das allerdings an eine verbesserte Hochwasserprognose geknüpft ist (Skublics und Seibert 2012).

4.3.2 Hochwasserretention durch Vorlandüberflutung

Hochwasserretention lässt sich definieren als die Abminderung und Verzögerung einer Hochwasserwelle durch natürliche Gegebenheiten oder künstliche Maßnahmen (Marenbach 2002, Skublics 2012). Natürliche Hochwasserretention

umfasst also die Verformung von Hochwasserwellen durch Ausuferung und Vorlandüberflutung. Zwischen Vorland und Flussschlauch entstehen dann große Unterschiede in der Fließgeschwindigkeit, was zu einer Entzerrung der Hochwasserwelle führt (siehe Abb. II - 29).

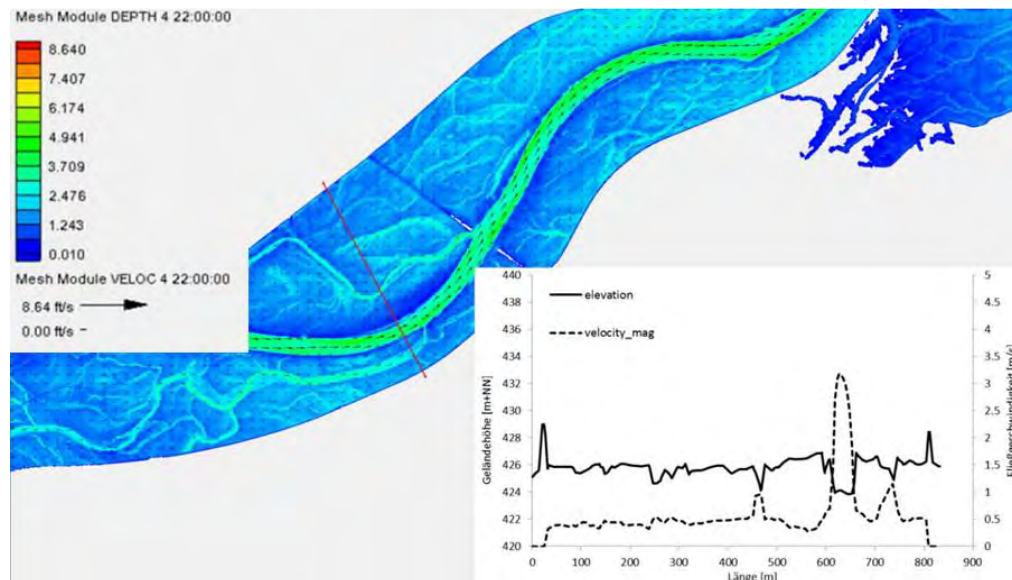


Abbildung II - 29: Beispielhafter Flussabschnitt mit Vorlandüberflutung. Darstellung der Fließgeschwindigkeiten in Flussschlauch und Vorland in einem Querschnitt aus Skublics (2012).

Wie stark eine Verzögerung oder eine Dämpfung des Hochwasserscheitels ausfällt, hängt von mehreren Faktoren ab. Großen Einfluss zeigen die Ausdehnung und Rauigkeit des Vorlandes, das Längsgefälle und das Verhältnis von Hochwasserabfluss zu bordvollem Abfluss (Marenbach 2002, Bauer 2004, Haider und Vischer 1994).

Retentionseffekte sind stark ereignisabhängig und sehr komplex, dadurch werden Prognosen über den Ablauf von Hochwasserwellen erschwert. Dabei tritt sowohl eine direkte Beeinflussung durch die Dämpfung der Hochwasserscheitel als auch eine indirekte Beeinflussung durch Verformung und Verzögerung der Welle und damit einer veränderten Überlagerung mit Zuflüssen auf. Größere Retentionsflächen, die großräumig die Hochwassersituation beeinflussen können, existieren vor allem an der oberen Donau. Zwischen Neu-Ulm und Donauwörth gibt es noch größere weitgehend natürliche Retentionsflächen. Im westlichen Abschnitt befindet sich nördlich der Donau das schwäbische Donaumoos. Überschwemmungen treten in diesem Bereich nur bei Abflüssen hoher Jährlichkeiten auf. Ausuferungen in den sogenannten Riedstrom (östlicher Abschnitt, südlich der Donau) werden ab etwa HQ_1 bis HQ_2 durch die Steuerung der Staustufen unterstützt. Auch zwischen Donauwörth und Ingolstadt entstehen bei größeren Abflüssen Ausuferungen im Bereich der Lechmündung, der Staustufe

Bertoldsheim und den Stauhaltungen Bergheim und Ingolstadt (siehe Abb. II - 30). Hier sorgen Überlaufstrukturen und Überstauregelungen dafür, dass natürliche Ausuferungsverhältnisse auch nach dem Staustufenbau weitgehend erhalten blieben.

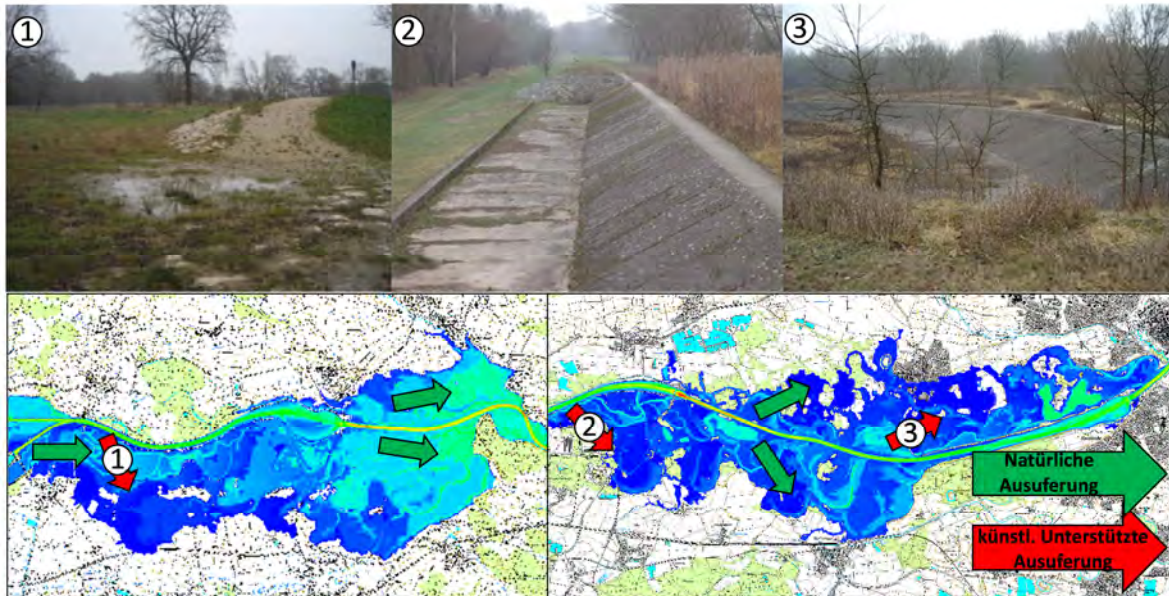


Abbildung II - 30: Ausuferungen an den Stauhaltungen Bertoldsheim (1), Bergheim (2) und Ingolstadt (3) unterstützt durch Überlaufstrukturen und Überstauregelungen der Wehre. Teilweise aus Fischer et al. (2006).

Unterhalb von Ingolstadt werden größere Ausuferungen bis zum jeweiligen Bemessungswasserstand durch Bedeichung verhindert. Zwischen Kelheim und Regensburg und ab Vilshofen wird der Donaulauf durch Hochufer flankiert, wodurch keine größeren Retentionseffekte vorhanden sind. Auch an den größeren Donauzuflüssen treten durch Ausuferungen Retentionseffekte auf. Großräumiger Einfluss ist an den folgenden Flussabschnitten zu beobachten: untere Iller, unterer Lech ab Augsburg, Isar im Raum Freising und Regen unterhalb Cham (siehe Abb. II - 31).

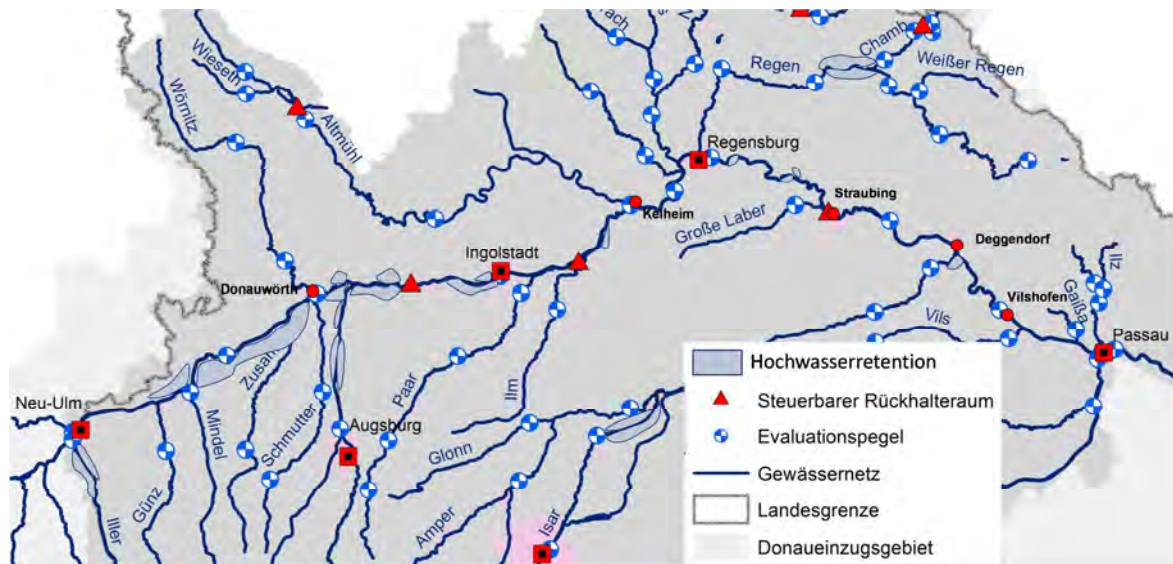


Abbildung II - 31: Übersicht über Retentionsflächen im Untersuchungsgebiet die einen großräumigen Einfluss auf das Hochwassergeschehen ausüben.

Zu der Hochwasserretention durch Vorlandüberflutung kommt es in manchen Abschnitten (Beispiel Isar Raum Freising) zu erheblichen Versickerungen in das Grundwasser. Die Abbildung dieser Effekte ist in der Modellierung sehr aufwendig. Im Rahmen dieser Untersuchungen werden sie daher nicht berücksichtigt.

Die Beschreibung von Hochwasserretentionseffekten ist, da von zahlreichen Faktoren abhängig, sehr komplex. Für die Güte der Abbildung von Hochwasserereignissen und der Hochwasserprognose ist deren richtige Modellierung allerdings entscheidend. Nur dadurch können Hochwasserschutzmaßnahmen effektiv gestaltet, oder die Steuerung von Hochwasserrückhaltvolumen optimiert werden.

4.4 Hydrodynamische Modelle für die Hochwassermodellierung im bayerischen Einzugsgebiet der Donau

4.4.1 Hydrodynamische Modelle an der bayerischen Donau

Entlang der bayerischen Donau sind zum Teil schon aus früheren Forschungsvorhaben 2d-hydrodynamische Modelle vorhanden. Diese Modelle sind für die Beurteilung von Hochwasserrückhalt entlang der bayerischen Donau erstellt worden und sind daher auf großräumige Untersuchungen ausgelegt. Zwischen Neu-Ulm und Donauwörth (Abb. II - 32 (1a)) wurde im Rahmen der Studie von Fischer et al. (2008) ein Modell erstellt, das durch neue Daten einer Vermessung der Deichoberkanten während der Studie Asenkerschbaumer et al. (2012) aktualisiert wurde. Zwischen Donauwörth und Kelheim (Abb. II - 32 (1b)) bestand ebenfalls aus Fischer et al. (2008) ein Modell. In diesem Bereich wurde allerdings aufgrund aktuellerer Daten im Rahmen der Studie Asenkerschbaumer et al. (2012) ein neues

Modell erstellt. In den Abschnitten Kelheim bis Straubing (Abb. II - 32 (1c)) und Vilshofen bis zur Landesgrenze (Abb. II - 32 (1e)) wurden ebenfalls im Rahmen der Studie Asenkerschbaumer et al. (2012) 2d-hydrodynamische Modelle erstellt. Im Bereich zwischen Straubing und Vilshofen (Abb. II - 32 (1d)) führt die RMD Wasserstraßen GmbH im Rahmen der Untersuchungen zum Donauausbau auch die Untersuchungen zum Hochwasserschutz durch und unterhält daher ein eigenes detailliertes Modell.

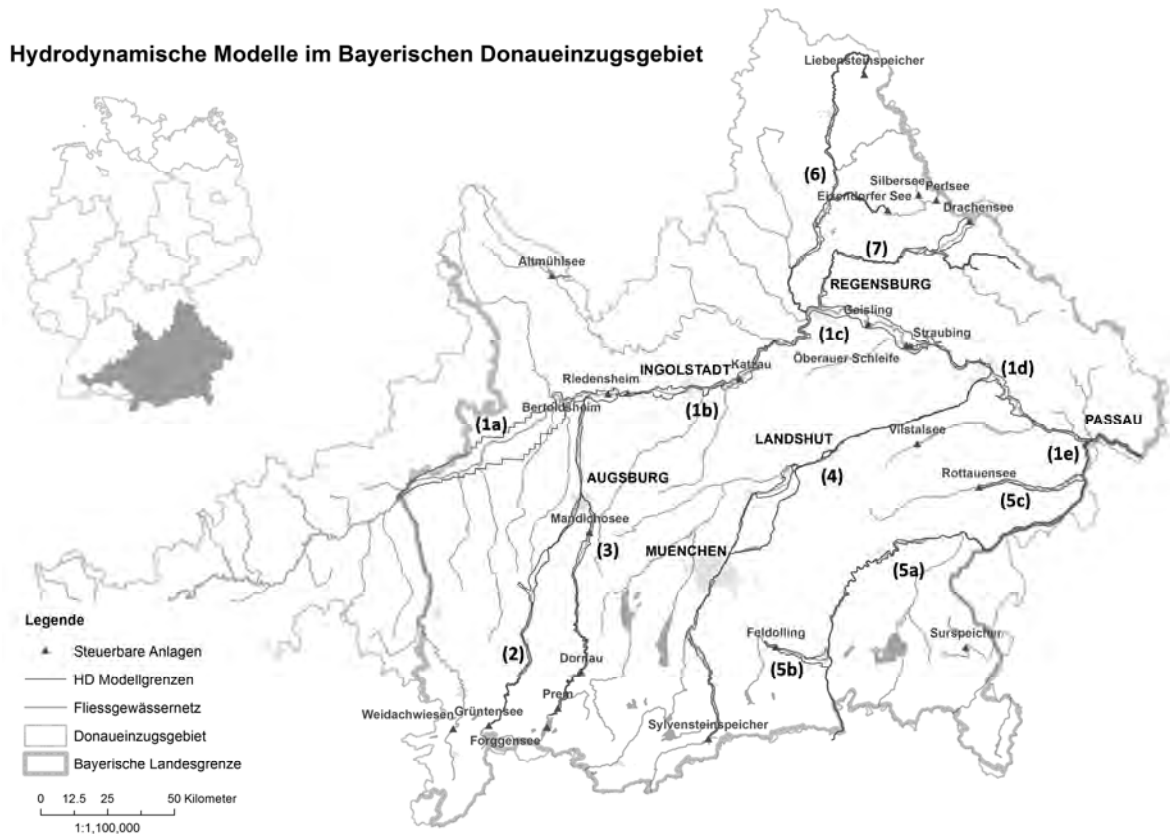


Abbildung II - 32: Überblick über die im Untersuchungsgebiet verwendeten 2d-hydrodynamischen Modelle.

Die Modelle an der bayerischen Donau wurden mit der Software SMS für die Berechnung mit Hydro_AS-2d erstellt (siehe Kapitel 3.2). Diese 2d-hydrodynamischen Modelle basieren alle auf hochaufgelösten Geländedaten aus Laserscanbefliegungen bzw. photogrammetrischen Befliegungsdaten. Flussquerprofile lagen für die Erstellung i.d.R. im Abstand von 200 Metern vor. Zusätzlich wurden terrestrisch vermessene Bruchkanten, Bauwerksdaten und Daten zur Steuerung von Staustufen und Kraftwerken berücksichtigt.

Für die Kalibrierung der im Rahmen der Studie Asenkerschbaumer et al. (2012) erstellten 2d-Modelle wurde das Hochwasserereignis vom Mai 1999 verwendet. Der Fokus der Kalibrierung lag auf der exakten Abbildung von Hochwasserganglinien an den Pegelstationen. Dieser Aspekt stand im Vordergrund, da die Modelle für die Bewertung von Hochwasserschutzkonzepten (Flutpolder, Kraftwerkssteuerung,

Vorlandretention etc.) und deren Auswirkung auf die Hochwasserwellen erstellt wurden. Neben den Ganglinien an Pegelstandorten wurden auch gemessene Überschwemmungsgrenzen und Wasserspiegelfixierungen herangezogen. Zur Kalibrierung wurden in erster Linie die Rauigkeitsbeiwerte des Flussschlauchs abschnittsweise in realistischen Bandbreiten angepasst. Zusätzlich wurde eine Sensitivitätsanalyse der Vorlandrauigkeiten durchgeführt. Für die Validierung wurden zumindest zwei weitere Hochwasserereignisse herangezogen. Abbildung II-33 zeigt exemplarisch Ergebnisse der Kalibrierungssimulation (schwarze Linie) und der Validierungssimulationen (graue Linien) für den Pegel Kelheim an der Donau. Die durchgezogenen Linien beschreiben die am Pegel ermittelten Abflusswerte, gestrichelte Linien die simulierten.

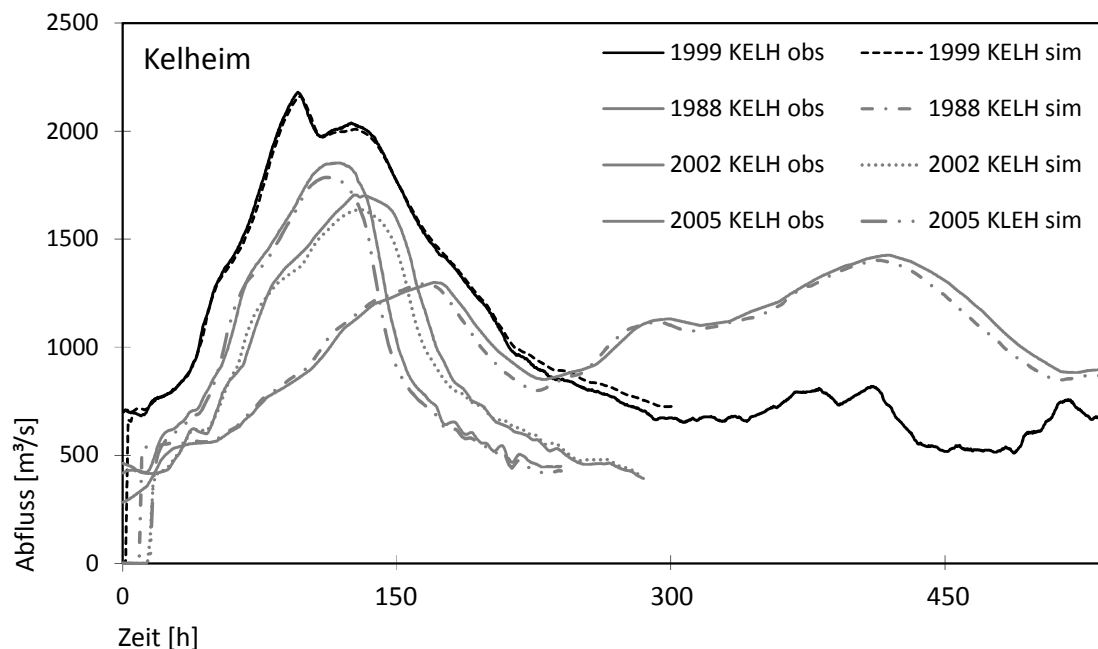


Abbildung II - 33: Simulierte (sim) und gemessene (obs) Hochwasserganglinien am Pegel Kelheim für die Kalibrierungsberechnung (HW 1999) und die Validierungsberechnungen (HW 1988, HW 2002 und HW 2005).

Neben der Rauigkeit der Gewässersohle, die vor allem Einfluss auf den Zeitpunkt von Ausuferungen in freien Fließstrecken hat, beeinflusst ebenso die Steuerung einiger Staustufen an der bayerischen Donau die Ausbreitung der Hochwasserwelle. Diese teilweise ereignisabhängige Steuerung kann durch die hydrodynamischen Modelle nur vereinfacht und ereignisunabhängig als interne Randbedingung abgebildet werden. So ist es beispielsweise nicht direkt möglich, einen fallenden Oberwasserspiegel bei steigenden Abflüssen (Vorabsenkung) oder unterschiedliche Regeln für ansteigenden bzw. fallenden Ast der Hochwasserwelle zu definieren (siehe Abb. II - 34). Es entsteht daher ein weiterer Faktor, der mit Unsicherheiten

behaftet ist und der bei der Kalibrierung und Validierung der Modelle angepasst werden muss.

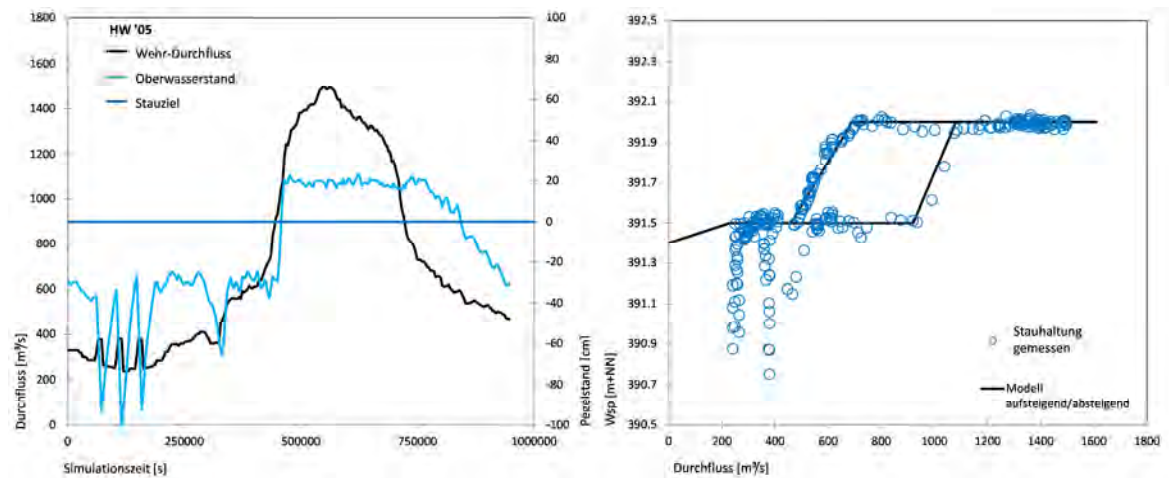


Abbildung II - 34: Gemessener Oberwasserstand und Abfluss über die Dauer eines Hochwasserereignisses (links); Oberwasserstand bezogen auf den Abfluss (rechts). Blaue Kreise stellen die gemessenen Werte dar, schwarze Linie zeigt die Umsetzung als Randbedingung im HD-Modell.

Die beschriebenen Modelle an der Donau wurden für großräumige Untersuchungen erstellt. Die räumliche Diskretisierung wurde daher so grob wie möglich gewählt, ohne zu große Ungenauigkeiten der Abbildung der Topographie zu erhalten. Im Flussschlauch wurden Knotenabstände von etwa 20 bis 25 m in Fließrichtung und etwa 10 m quer zur Fließrichtung gewählt und im Vorland erreichten die Knotenabstände ca. 50 m. Um die Netzunabhängigkeit einer Hochwassersimulation zu überprüfen, wurde ein Teilabschnitt verfeinert und mit identischen Randbedingungen berechnet. Das Ergebnis zeigt, dass eine vollständige Netzunabhängigkeit nicht erreicht ist (Abb. II - 35). Die Abweichungen von etwa $\pm 2\%$ bezogen auf den Abflussscheitel bewegen sich allerdings in einem für großräumige Untersuchungen vernachlässigbaren Bereich.

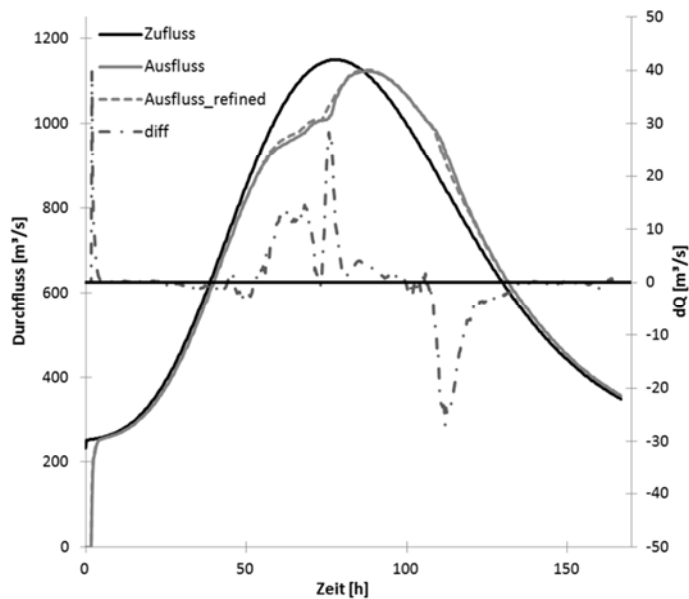


Abbildung II - 35: Überprüfung der Netzunabhängigkeit mithilfe eines verfeinerten Netzes aus Skublics (2012).

4.4.2 Hydrodynamische Modelle der historischen bayerischen Donau

Basierend auf den vorgestellten Modellen, auf historischen Karten (Riedl 1808) und auf historischen Aufzeichnungen, wurden für die Modellbereiche Neu-Ulm bis Donauwörth, Donauwörth bis Kelheim und Kelheim bis Straubing Geländemodelle erstellt, welche die Donau vor den Flusskorrekturen um das Jahr 1800 abbilden (Skublics 2008, Skublics et al. 2009, Skublics und Rutschmann 2014b). Die historischen Karten von Riedl (1808) sind auf diesen Modellbereich begrenzt, da Adrian von Riedl vor der Fertigstellung des Kartenmaterials verstarb.

Um die historischen Geländemodelle zu erstellen, wurden die bestehenden Modelle des Ist-Zustandes angepasst und verändert. Zunächst wurden Deiche, Stauhaltungsdamme und Stauhaltungen sowie größere Verkehrsverbindungen im Bereich der Flussniederungen eliminiert. Die Landnutzung wurde entsprechend angepasst. Die Auwaldbestände sind an der bayerischen Donau schon seit dem Mittelalter stark reduziert (Kränkl 1986), sodass um 1800 die vorherrschende Landnutzung Grünland 84% der Vorlandfläche bedeckte. Intensive Landwirtschaft und Ackerbau wurden nur auf 12% der Vorlandfläche betrieben (Bayerisches Landesamt für Umwelt 1999). Der historische Flusslauf wurde aus den historischen Karten übernommen. Dazu wurden diese zunächst händisch anhand von markanten Punkten, wie beispielsweise Kirchen, georeferenziert. Das Flussquerprofil wurde vereinfachend trapezförmig angenommen und die Höhenlage der Flusssohle an einzelnen Orten aus historischen Aufzeichnungen festgelegt. Die durch die Flussregulierungen hervorgerufenen Eintiefungen betrugen im Westen des Untersuchungsgebietes bis zu 4 m und im Osten des Untersuchungsgebietes bis zu

1,5 m (Oberste Baubehörde Bayern 1927, RMD 1956-1981). In dem so erstellten Modell verringerte sich aufgrund des mäandrierenden historischen Flusslaufs das Sohlgefälle im Abschnitt Neu-Ulm bis Kelheim von 0,75 auf 0,55 Promille und im Abschnitt Kelheim bis Straubing von 0,4 auf 0,3 Promille. Diese Gefälleangaben decken sich von der Größenordnung auch mit Angaben aus Bauer (1965) (Skublics und Rutschmann 2014b).

Die erstellten hydrodynamischen Modelle bilden also einen nahezu unbeeinflussten Zustand der bayerischen Donau um das Jahr 1800 ab (siehe Abb. II - 36). Hochwasserabflüsse ufernten schon bei geringer Jährlichkeit aus und führten zu großräumigen Überschwemmungen (Kern 1874). Der Ausuferungsbeginn liegt in einigen Bereichen nur wenig über dem heutigen Mittelwasserabfluss. Derartige Verhältnisse sind auch durch Hohensinner et al. (2004) für die österreichische Donau bei Machland im unregulierten Zustand nachgewiesen worden.

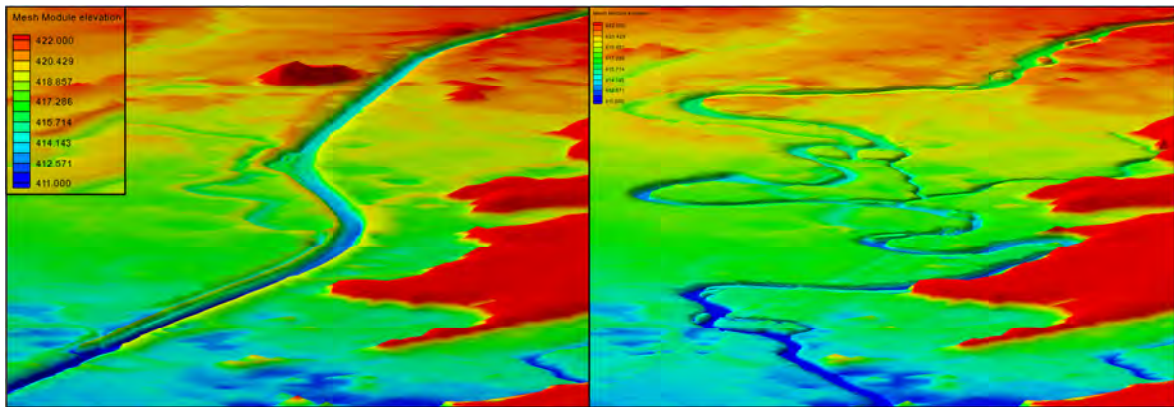


Abbildung II - 36: Geländemodelle an der oberen Donau (oberstrom von Donauwörth) im heutigen Zustand (links) und im historischen Zustand (rechts).

4.4.3 Hydrodynamische Modelle im Einzugsgebiet der bayerischen Donau

Neben den Modellen an der bayerischen Donau gibt es seitens der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung eine Vielzahl an hydrodynamischen Modellen im Untersuchungsgebiet. Die meisten dieser Modelle wurden für die Ermittlung von Überschwemmungsgebieten erstellt und sind sehr detailliert. Aber auch Modelle aus den Sonderuntersuchungen staatlicher Wasserspeicher und aus anderen Hochwasseruntersuchungen sind vorhanden. Die Güte der Modelle ist daher sehr inhomogen. Auch bei der Modellkalibrierung werden häufig unterschiedliche Maßstäbe angesetzt. Modelle, die für die Überschwemmungsgebietsermittlung erstellt werden, sind meist nicht länger als 15 bis 20 km und werden i.d.R. stationär kalibriert. Die Topographie dagegen ist in diesen Modellen sehr genau und detailliert wiedergegeben, was eine lange Berechnungszeit zur Folge hat (Skublics et al. 2013).

Für die großräumigen Untersuchungen wurden die Modelle zusammengefasst, homogenisiert und ausgedünnt. Dabei wurden die unter Kapitel 3.1.3 beschriebenen Methoden angewandt. Aus knapp 40 Einzelmodellen wurden durchgehende Modelle mit einer Gesamtlänge von ca. 1.500 Flusskilometern an der Wertach ab Grüntensee (Abb. II - 32 (2)), am Lech ab Forggensee (Abb. II - 32 (3)), an der Isar ab Sylvensteinspeicher (Abb. II - 32 (4)), am Inn ab Oberaudorf (Abb. II - 32 (5a)), an der Mangfall ab Feldolling (Abb. II - 32 (5b)), an der Rott ab Rottauensee (Abb. II - 32 (5c)), an der Naab am Liebensteinspeicher mit Schwarzach ab Eixendorfer See (Abb. II - 32 (6)) und am Regen mit Chamb ab Drachensee (Abb. II - 32 (7)) erstellt. Die Diskretisierung der Modelle wurde dabei vergrößert, sodass sie für großräumige Untersuchungen einsetzbar sind. Dadurch konnte die Anzahl an Berechnungselementen aller Modelle von etwa 14 Mio. auf 4 Mio. reduziert werden. Dabei wurde die Elementdichte pro Flusskilometer der 2d-Modelle an der Donau als Orientierung herangezogen (siehe Abb. II - 37).

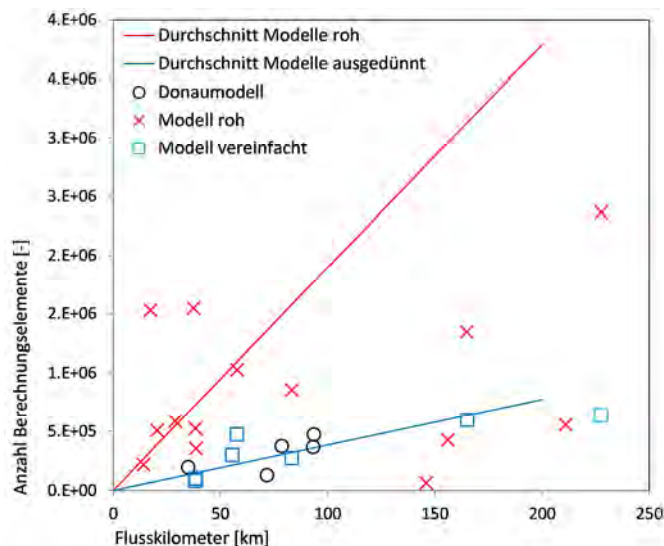


Abbildung II - 37: Berechnungselemente auf Flusskilometer der rohen Modelle (rote Kreuze), der vereinfachten Modelle (blaue Vierecke) und der Donaumodelle (schwarze Kreise).

Die Berechnungsdauer der Simulation eines Hochwasserereignisses über 10 Tage reduziert sich durch diese Modellvereinfachungen von 2040 Stunden (85 Tage) auf 450 Stunden (ca. 19 Tage). Das verdeutlicht die Notwendigkeit dieser aufwendigen Maßnahmen (Skublics et al. 2013).

Um sicherzustellen, dass sich die Güte der Ergebnisse durch die Vereinfachung und Vergrößerung der Modelle nicht verringert, wurden an jedem Modell Vergleichsberechnungen durchgeführt. Es wurden die maximalen Überschwemmungsgebiete und die Ganglinien am Auslauf der Modelle miteinander verglichen und bei etwaigen Abweichungen das vereinfachte Modell erneut überarbeitet.

Die Prozesse des Ablaufs von Hochwasserereignissen sind sehr vielschichtig. Die großräumige Modellierung erfordert ein entsprechendes Wissen über die theoretischen Grundlagen. Aber auch die Eigenschaften des Untersuchungsgebietes sowie die Charakteristik abgelaufener Hochwasserereignisse sind zu berücksichtigen. Im bayerischen Einzugsgebiet der Donau stehen etliche Modelle zur Verfügung. Durch die vorgenommenen Anpassungen können großräumige Untersuchungen zur Ausbreitung von Hochwasserwellen sowie zu Hochwasserrückhalt und Hochwasserretention durchgeführt werden.

III Einfluss von Hochwasserrückhalt auf die Ausbreitung von Hochwasserwellen

Im zweiten Abschnitt dieser Arbeit werden Erfahrungen mit der großräumigen Modellierung von Hochwasserprozessen, die durch die Bearbeitung zweier Forschungsvorhaben gemacht wurden, aufgezeigt. Es wird zunächst der Einfluss von Hochwasserrückhalt getrennt mit hydrodynamischen, hydrologischen und alternativen Methoden beschrieben (Kapitel 1). Eine derartige getrennte Modellierung weist einige Schwachstellen auf. Mit der einzugsgebietsweiten Kopplung von hydrologischen und hydrodynamischen Modellen wird ein neuer Ansatz in der großräumigen Hochwassermodellierung vorgestellt (Kapitel 2). Bei der Verwendung vorhandener eigenständiger hydrologischer und hydrodynamischer Modelle für die Modellkopplung treten Unsicherheiten auf. Die Auswirkungen dieser Unsicherheiten auf die Abbildung natürlicher Hochwasserretention werden unter Kapitel 2.2 untersucht. Das Zwischenfazit (Kapitel 3) führt zu den Untersuchungen aus Teil IV und begründet diese.

1 Einflüsse von Hochwasserrückhalt auf den Hochwasserwellenablauf

Im Rahmen des Forschungsvorhabens ‚Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau‘ (Asenkerschbaumer et al. 2012) wurden potenzielle Flutpolderstandorte und deren Wirkung auf das Hochwassergeschehen untersucht. Zusätzlich wurden die Auswirkungen von Staustufensteuerung und unterstützter Hochwasserretention betrachtet. Für diese Untersuchungen wurden ausschließlich 2d-hydrodynamische Modelle verwendet.

Die Studie ‚Flussgebietsweite operationelle Steuerung der Abflüsse im Extrembereich‘ (Skublics et al. 2013) beschäftigte sich zu einem großen Teil mit der Fragestellung, ob eine Steuerung der in den Kopfeinzugsgebieten des bayerischen Donaueinzugsgebietes gelegenen größeren Hochwasserspeicher auf überregionale Ziele, das heißt über die regionalen Schutzziele hinaus bis in die bayerische Donau hinein, möglich ist. Für diese Untersuchungen wurden hauptsächlich hydrologische Modelle aber auch alternative Methoden angewandt.

1.1 Standorte und Wirkung von Flutpoldern entlang der bayerischen Donau

Ziel der Untersuchungen von Asenkerschbaumer et al. (2012) war es, größere potenzielle Retentionsmaßnahmen entlang der bayerischen Donau zu detektieren und deren Wirkung zu quantifizieren. Das Untersuchungsgebiet erstreckte sich grundsätzlich über die gesamte bayerische Donau, wobei der Bereich zwischen

Straubing und Vilshofen wegen der Untersuchungen der RMD Wasserstraßen GmbH zum Hochwasserschutz und Donauausbau ausgenommen war. Unterhalb von Vilshofen verläuft die Donau in einer Schluchtstrecke, nah begleitet von den Flusshochufern und bietet somit wenig Möglichkeit für gesteuerte Hochwasserrückhaltungen. Die Untersuchungen fokussieren sich daher auf den westlichen Abschnitt zwischen Neu-Ulm und Straubing, wobei die Auswirkungen der Maßnahmen bis an die Landesgrenze zu Österreich betrachtet werden. Für die 2d-hydrodynamischen Simulationen wurden die unter Teil II Kapitel 4.4.1 vorgestellten Modelle verwendet.

Um zu ermitteln, wo es entlang der bayerischen Donau Potenzial zur Reaktivierung von Hochwasserrückhalteräumen gibt, wurden zunächst die unter Teil II Kapitel 4.4.2 vorgestellten Modelle der historischen Donau verwendet. Es wurden Berechnungen mit den hydrologischen Randbedingungen des Hochwasserereignisses Mai 1999 durchgeführt und die historischen Überschwemmungsflächen mit der heutigen Landnutzung und besiedelten Gebieten verschnitten (siehe Abb. III - 1).

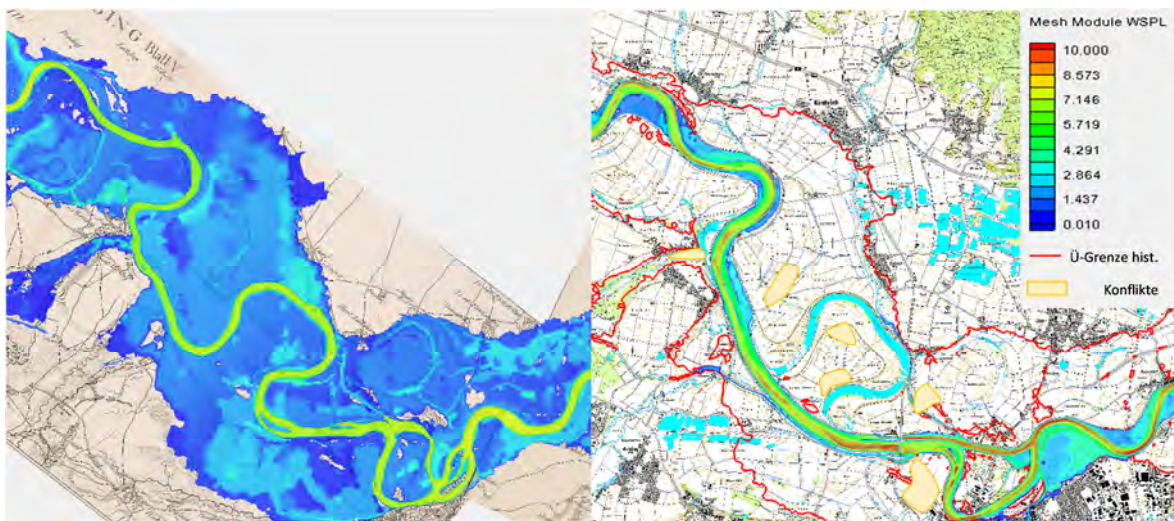


Abbildung III - 1: Übertragung der Grenzen des historischen Überschwemmungsgebietes (links) auf den heutigen Zustand (rechts). Flächen ohne Landnutzungskonflikte durch Bebauung eignen sich prinzipiell für die Reaktivierung von Hochwasserrückhalteräumen.

Unter Zugrundelegung einer Mindestgröße und einer Abschätzung der technischen Realisierbarkeit (Befüllung/Entleerung) wurden 15 reaktivierbare Retentionsräume zwischen Neu-Ulm und Straubing detektiert (Asenkerschbaumer et al. 2012). Zur Untersuchung der Wirksamkeit der reaktivierbaren Retentionsräume wurde eine Einzelwirksamkeitsuntersuchung vorgenommen. Dabei wurde eine horizontale Kappung der Hochwasserwelle als theoretisch mögliche optimale Steuerung angenommen. Für eine engere Auswahl an möglichen Rückhalteräumen wurde

anschließend auch der kombinierte Einsatz mehrerer Polder untersucht. Zusätzlich wurden alternative Steuerungen angewandt.

Für die Untersuchungen wurden drei hydrologische Szenarien entworfen, da die Donau in diesem Bereich in drei hydrologische Teilgebiete eingeteilt werden kann. Das Teilgebiet 1 zwischen Neu-Ulm und Donauwörth wird hauptsächlich durch Hochwasserabflüsse der Iller beeinflusst. Der Abschnitt 2 zwischen Donauwörth und Kelheim ist geprägt durch Hochwasserzuflüsse aus dem Lech und der Donauabschnitt 3 zwischen Kelheim und Straubing durch Zuflüsse aus Altmühl Naab und Regen. Jedes Szenario basiert auf einem realen Hochwasserereignis (Abschnitt 1 HW 1994, Abschnitt 2 HW 1999 und Abschnitt 3 HW 2011). Die hydrologischen Randbedingungen wurden allerdings so skaliert, dass im jeweiligen Donauabschnitt das jeweilige Ereignis ein HQ_{100} übersteigt.

Aus unterschiedlichen Untersuchungen, beispielsweise von Fischer (2008), Homagk (2007) und (Tauer et al. 2007), geht deutlich hervor, dass durch den gesteuerten Einsatz von Hochwasserrückhaltevolumina eine höhere Effizienz erreicht werden kann. Ungesteuerte Maßnahmen haben vor allem bei lang anhaltenden breiten Hochwasserwellen eine deutlich geringere Wirkung. Zudem steht ein Teil der Flächen heute nicht mehr für den Hochwasserrückhalt zur Verfügung bzw. kann aufgrund von Bebauung und anderen Nutzungen nicht mehr reaktiviert werden. Daher sollten Rückhalteräume an der Donau prinzipiell gesteuert ausgeführt werden (Asenkerschbaumer et al. 2012).

Die Modellierung der möglichen reaktivierbaren Rückhalteflächen als gesteuerte Flutpolder im 2d-hydrodynamischen Modell erfolgte über interne Randbedingungen. Die Berandungselemente der Polderfläche wurden durch die Elementeigenschaft ‚disabled elements‘ als undurchströmbar definiert. Der Polderzulauf wurde über eine Ausflussrandbedingung, gesteuert über einen Kontrollpegel, modelliert. An diesen Ausfluss ist eine Zulauftrandbedingung gekoppelt, die das Wasser in die Polderfläche leitet (siehe Abb. III - 2).

Eine Simulation ohne Polderaktivierung (Ist-Zustand) lieferte die Wasserstands-Abfluss-Beziehung am Poldereinlauf. Über mehrere Optimierungsläufe wurden dann die Parameter der Randbedingung angepasst, bis das festgelegte Poldervolumen ausgenutzt wurde und eine optimale horizontale Kappung der Hochwasserwelle vorlag (Asenkerschbaumer et al. 2012).

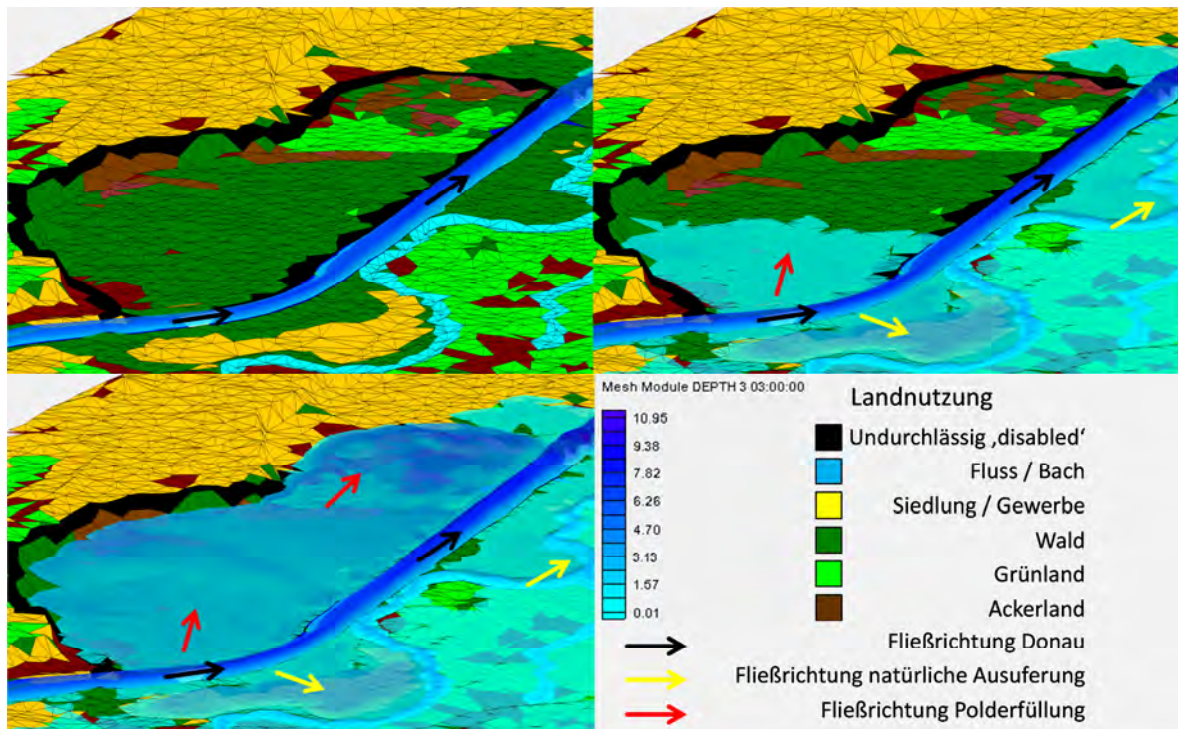


Abbildung III - 2: Modellierung eines gesteuerten Flutpolders über interne Randbedingungen. Die Aktivierung des Flutpolders wird chronologisch dargestellt (Darstellung 3-fach überhöht).

Die Wirkungsanalyse zeigte die Auswirkungen der Poldersteuerung auf den jeweiligen Hochwasserscheitel. Als Auswertekriterien wurde die absolute Scheitelreduktion ΔQ_{abs} , die relative Scheitelreduktion ΔQ_{rel} sowie die spezifische Scheitelreduktion ΔQ_{spez} herangezogen (Asenkerschbaumer et al. 2012).

$$\Delta Q_{abs} \left[\frac{m^3}{s} \right] = Q_{max,IST} - Q_{max,PLAN} \quad (Gl. II- 1)$$

$$\Delta Q_{rel} [\%] = \frac{\Delta Q_{abs}}{Q_{max,IST}} \quad (Gl. II- 2)$$

$$\Delta Q_{spez} \left[\frac{\%}{Mio. m^3} \right] = \frac{\Delta Q_{rel}}{V_{Polder}} \quad (Gl. II- 3)$$

Die Auswertung der Polderwirkung erfolgte zunächst direkt unterhalb des Flutpolders und an allen Pegelstationen sowie allen Staustufen der Donau unterstrom des Flutpolders bis an die österreichische Landesgrenze. Die so gewonnenen Ergebnisse konnten anhand von (Wirkungs-) Längsschnitten übersichtlich dargestellt werden (siehe Abb. III - 3).

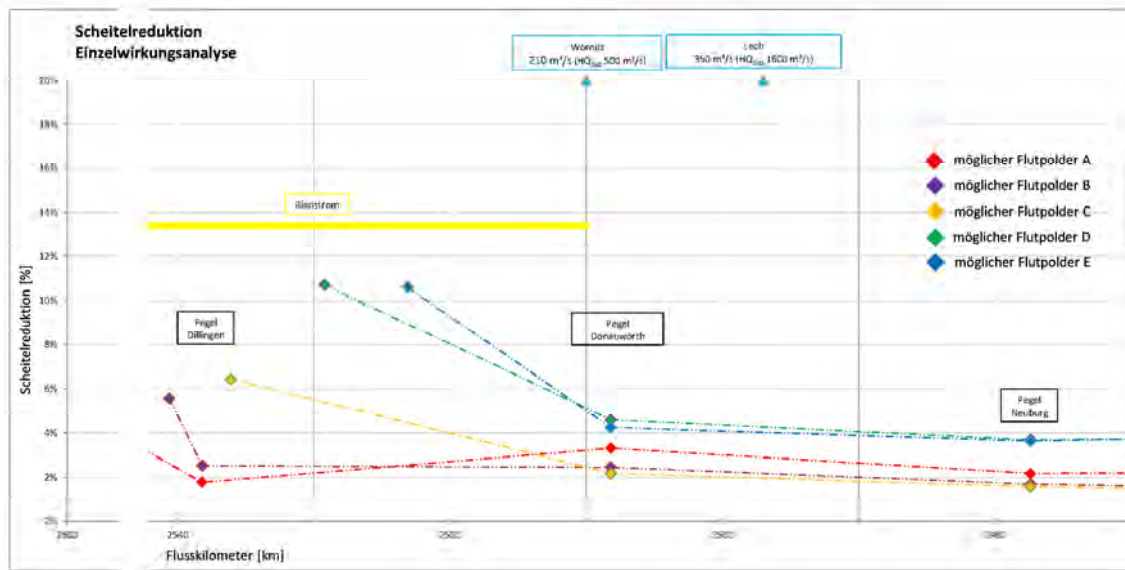


Abbildung III - 3: Darstellung der relativen Scheitelreduktion der Einzelwirkungsanalyse als Längsschnitt an einem beispielhaften Modellabschnitt. Gekennzeichnet sind zusätzlich die Pegelstationen, größere seitliche Zuflüsse und weitere Besonderheiten (hier: die natürliche Retentionsfläche Riedstrom) aus Asenkerschbaumer et al. (2012) (abgeändert).

Basierend auf der Einzelwirkungsanalyse wurden pro hydrologischen Donauabschnitt je zwei mögliche Flutpolder für Untersuchungen im kombinierten Betrieb herangezogen. Die hydrologischen Szenarien wurden dafür auf einen Überlastfall ($HQ_{100+15} \%$) skaliert, um einen möglichen Einfluss des Klimawandels zu berücksichtigen. Bei den Kombinationsuntersuchungen wurde zunächst die Steuerung des oberstrom liegenden Polders optimiert und anschließend die Steuerung des unterstrom liegenden Polders auf die bereits beeinflusste Hochwasserwelle angepasst. Zusätzlich wurde als Variante untersucht, wie sich die Hinzunahme eines dritten Flutpolders im oberhalb gelegenen hydrologischen Abschnitt auswirkt. Dabei wurde dieser Polder auf die zu erwartenden seitlichen Zuflüsse gesteuert. Das heißt, dass durch den Polderbetrieb keine horizontale Kappung der Hochwasserwelle erzeugt wurde, sondern im Bereich der zu erwartenden seitlichen Zuflüsse ein ‚Loch‘ in der Hochwasserwelle erzeugt wurde (Asenkerschbaumer et al. 2012). Die folgende Abbildung (Abb. III - 4) verdeutlicht diese Strategie.

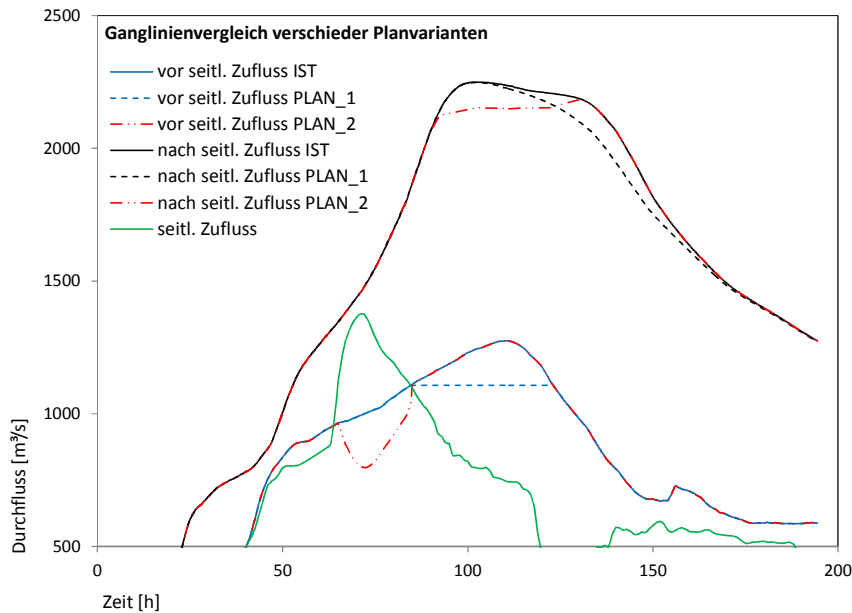


Abbildung III - 4: Zusätzlich vorgeschalteter Flutpolder. Vergleich der Wirksamkeit bei horizontaler Kappung (PLAN_1) und bei Steuerung auf seitlichen Zufluss (PLAN_2) aus Asenkerschbaumer et al. (2012) (abgeändert).

Die vielseitige Hydrologie entlang der bayerischen Donau erfordert ein Hochwasserschutzkonzept, das in allen Abschnitten des Flusses die Reaktivierung von Rückhalteräumen vorsieht. Zur Reduktion von Scheitelabflüssen stellen sich gesteuerte Flutpolder am effektivsten dar. Die Wirkung möglicher reaktivierbarer Rückhalteflächen als gesteuerte Flutpolder lässt sich präzise über 2d-hydrodynamische Modelle beschreiben. Um die Auswirkungen auch für weit unterstrom liegende Pegel und angrenzende hydrologische Flussabschnitte auszuwerten, ist es nötig, den kompletten Flusslauf abzubilden. Die optimale Poldersteuerung ist in den meisten Fällen die horizontale Kappung der Hochwasserwelle. Oberhalb hochwasserbildender Zuflüsse kann eine Poldersteuerung auf den Scheitel des seitlichen Zuflusses effektiver sein als die horizontale Kappung. Auch hier müssen die Form und das zeitliche Eintreffen der Hochwasserwelle des seitlichen Zuflusses genau prognostiziert werden. Besonders wirksam zeigt sich der kombinierte Betrieb von Flutpoldern. Eine abgestimmte, optimierte Betriebsweise aller Anlagen ist daher anzustreben. Um dies zu erreichen, sind allerdings drei hydrologische Szenarien nicht ausreichend. Gesondert zu untersuchen sind außerdem die Wechselwirkung zwischen Poldersteuerungen und der Beaufschlagung natürlicher Retentionsflächen sowie Fehlsteuerungen und Entleerungsvorgänge.

1.2 Wirkung von Stauhaltungen und unterstützter Hochwasserretention

An Staustufen besteht im Hochwasserfall häufig die Möglichkeit, durch Vorabsenkung (Freigabe des Stauvolumens k_1 durch Öffnung der Verschlussorgane zwischen den Zeitschritten t_1 und t_2 ; Anschließend - t_2 bis t_3 - Rückhalt von Hochwasservolumen im Bereich k_1) oder Überstau des Oberwasserspiegels ein gewisses Rückhaltevolumen bereitzustellen (siehe Abb. III - 5). Zusätzlich werden an einigen Staustufen durch entsprechende Wehrsteuerungen und Überlaufstrukturen Ausuferungen in das Vorland unterstützt, was zu einer zeitlichen Entzerrung der Hochwasserwelle führen kann.

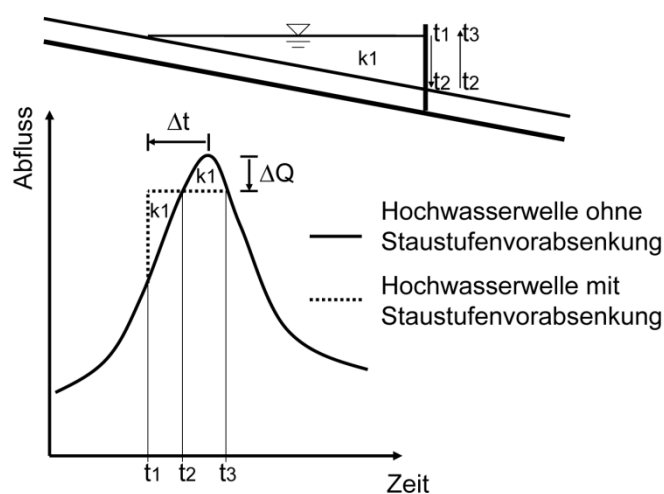


Abbildung III - 5: Theoretisch möglicher Hochwasserrückhalt einer Staustufe mit Vorabsenkung aus Fischer (2008).

Entlang der bayerischen Donau befinden sich 22 Staustufen, wovon vier Stauhaltungen ein größeres Speichervolumen aufweisen und daher für eine gesteuerte Hochwasserrückhaltung in Betracht gezogen werden können. Zusätzlich wird an einigen Staustufen die Vorlandbeaufschlagung aktiv durch Überstau sowie Überlaufbereiche und -strukturen unterstützt (Asenkerschbaumer et al. 2012) (Fischer et al. 2008).

Für die Modellierung des Hochwasserrückhaltes in Stauhaltungen kann zunächst eine theoretische Abschätzung des möglichen Rückhaltevolumens erfolgen. Dazu wird das mögliche Volumen, das durch Vorabsenkung bzw. Überstau bereitgestellt werden kann berechnet und dem Volumen des Hochwasserscheitels gegenübergestellt (siehe Abb. III - 5). Die Modellierung von Hochwasserrückhalt in Stauhaltungen mit 2d-hydrodynamischen Modellen zeigt allerdings, dass diese theoretischen Werte selten erreicht werden können. Die Gründe dafür sind:

- Der durch eine Vorabsenkung zur Verfügung gestellte Rückhalteraum füllt sich bereits wieder im ansteigenden Ast der Hochwasserwelle.

Dieser Fall tritt ein, wenn die Abflusskapazität des Wehrs bei (vor-)abgesenkten Wasserspiegel zu gering ist (Asenkerschbaumer et al. 2012).

- Wegen einem hohen Unterwasserstand ist die Vorabsenkung nicht im theoretisch möglichen Maße durchführbar (Fischer 2008).
- Durch Anlagenteile, die Binnenschifffahrt und die Unterlieger sind oft Grenzen bezüglich Steuergeschwindigkeit und Magnitude gesetzt.

Der reale Beitrag der Steuerung von Staustufen zur Hochwasserrückhaltung ist daher i.d.R. gering. Gerade bei größeren Hochwasserereignissen geht die Wirkung weiter zurück (LAWA 2000).

An einigen Staustufen entlang der bayerischen Donau werden mithilfe von Überstauregelungen und Überlaufbereichen / -strukturen im Hochwasserfall Abflüsse zum Ausufern gebracht. Dies dient der Erhaltung natürlicher Ausuferungs- und Retentionsverhältnisse. Bei einer veränderten Steuerung der Wehre im Hochwasserfall wird bei diesen Anlagen auch die Vorlandbeaufschlagung verändert. Die Trennung der Effekte aus reinem Rückhalt in der Stauhaltung und geänderter Vorlandbeaufschlagung ist daher kaum möglich (Asenkerschbaumer et al. 2012).

Durch die unterstützte Hochwasserretention im Bereich von Stauhaltungen können demnach Hochwasserwellen verzögert und gedämpft werden. Im Vergleich zu rein natürlichen Retentionseffekten durch Ausuferung treten diese Ausuferungen bei etwas höheren Jährlichkeiten auf. Dadurch ist die Wirkung i.d.R. bei mittleren Ereignissen am deutlichsten (Skublics und Rutschmann 2011). Positiv wirkt sich die hydraulische Trennung von Vorland und Hauptgerinne aus, die häufig durch die Stauhaltungsdämme gegeben ist. Das Vorland wirkt dann wie eine Art Parallelgerinne (siehe Abb. III - 6) und die Abflüsse werden wirksam entzerrt (Haider und Vischer 1994).

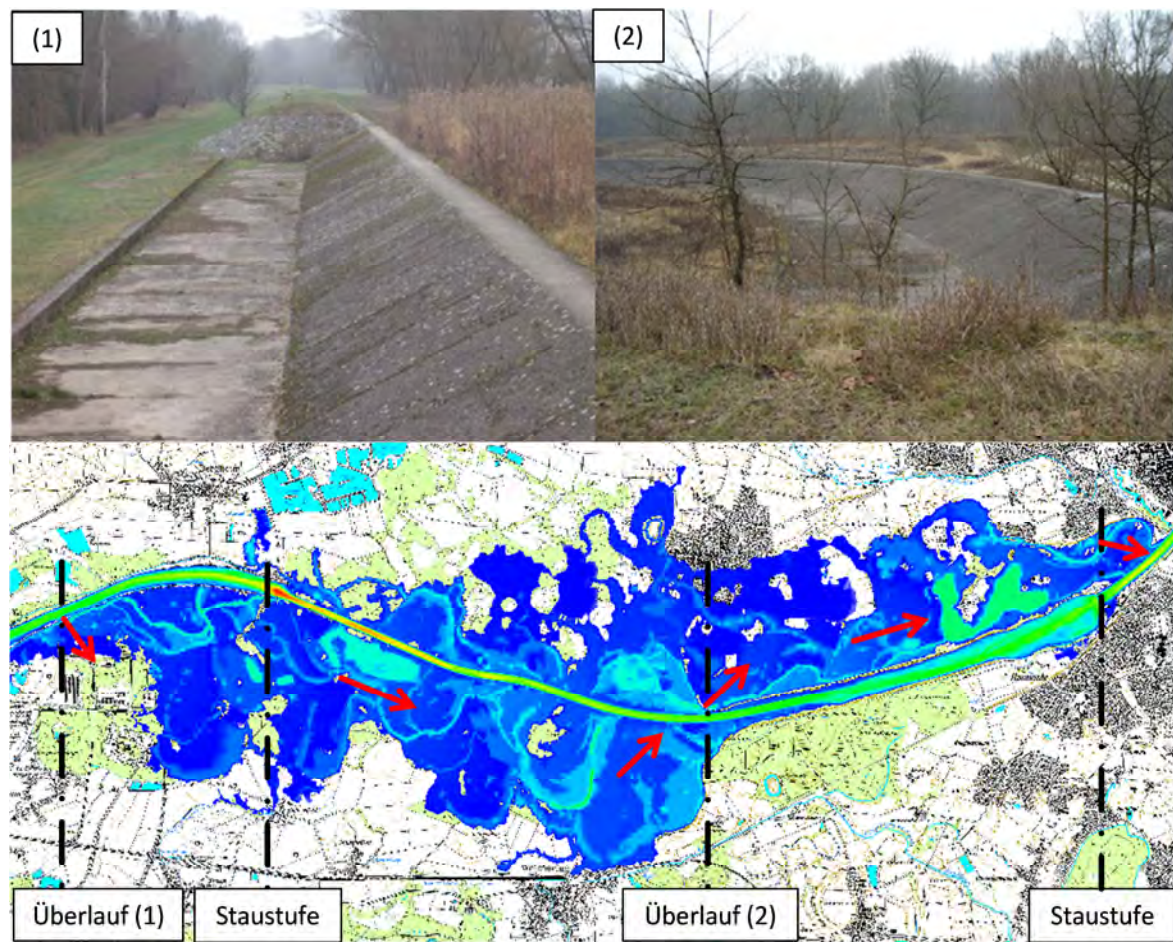


Abbildung III - 6: Unterstützte Ausuferung im Bereich von Stauhaltungen an der bayerischen Donau.

Über eine 2d-hydrodynamische Modellierung wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens von Asenkerschbaumer et al. (2012) die Wirkung dieser unterstützten Retention an den Stauhaltung Bertoldsheim, Bergheim und Ingolstadt quantifiziert. Zusätzlich wurde die Wirkung des Riedstroms untersucht. Dazu wurden Referenzberechnungen durchgeführt, in denen Ausuferungen in den entsprechenden Bereichen unterbunden wurden. Die Ergebnisse wurden mit dem Ist-Zustand für das Hochwasser im Mai 1999 verglichen. Es wird also die Wirkung aus natürlicher Vorlandretention und unterstützter Ausuferung kombiniert bewertet. Zusätzlich wurde jeweils die theoretisch optimale Wirkung der Fläche über das ausgeuferte Hochwasservolumen bestimmt. Im Bereich Riedstrom wurde eine Scheitelreduktion von 9,5 % und eine Scheitelverzögerung von 16 h durch die Ausuferungen erreicht. An der Stauhaltung Bertoldsheim reduziert sich der Spitzenabfluss um etwa 4 % und der Hochwasserscheitel wird um etwa 10 h verzögert. An den Stauhaltungen Bergheim und Ingolstadt wird der Hochwasserscheitel um insgesamt 7,5 % gedämpft und um 8 h verzögert. Gegenüber einem optimal bewirtschafteten Flutpolder mit dem entsprechenden Rückhaltevolumen (Vol. theoretischer Polder = nat. Rückhaltevolumen Riedstrom)

konnte durch den Riedstrom allerdings nur 25 % der maximal möglichen Scheitelreduzierung erreicht werden. Im Bereich Bertoldsheim sind nur 20 % und im Bereich Bergheim mit Ingolstadt 60 % der optimalen Wirkung erreicht worden (Asenkerschbaumer et al. 2012).

Mittels 2d-hydrodynamischer Simulation lässt sich der Einfluss von steuerbaren Stauhaltungen und unterstützter Hochwasserretention realistisch abbilden. Um das Verständnis über die Wechselwirkungen von natürlicher Ausuferung, unterstützter Ausuferung und gesteuerten Rückhaltes sowie die Ereignisabhängigkeit dieser Prozesse eindeutig beschreiben zu können, sind allerdings systematische und aufwendige Szenariensimulationen nötig.

1.3 Überregionale Wirkung von Hochwasserspeichern im Einzugsgebiet der bayerischen Donau

Gesteuerter Rückhalt von Hochwasservolumina in Hochwasserspeichern erfolgt i.d.R. auf ein definiertes Schutzziel unterstrom der Anlage. Eine ereignisbezogene Optimierung der Speicherabgabe über dieses regionale Schutzziel hinaus erfolgt nicht. Die Betrachtung der überregionalen Wirkung, also der Anlagenwirkung bis in ein übergeordnetes Flusssystem hinein, birgt daher zusätzliches Potenzial zur Verbesserung des Hochwasserschutzes. Dies gilt insbesondere, wenn Hochwasserereignisse inhomogen auftreten und in Bereichen mit geringer Hochwasserintensität Retentionsvolumina ungenutzt bleiben.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens ‚Flussgebietsweite operationelle Steuerung der Abflüsse im Extrembereich‘ (Skublics et al. 2013) wurde die überregionale Wirkung von Hochwasserspeichern im Einzugsgebiet der bayerischen Donau untersucht (vgl. Tab. II - 4). Ziel der Untersuchungen war, herauszufinden, ob durch den optimierten Einsatz bestehender Retentionsvolumen die Wirkung von Hochwasserspeichern über ihr regionales Schutzziel hinaus bis in das übergeordnete Flusssystem (bayerische Donau) erweitert werden kann. Zudem sollten die Wirkungsradien aller Speicher quantifiziert werden. Dafür wurden sowohl eine simulationsbasierte Analyse mit hydrologischen Modellen als auch alternative Analysemethoden angewandt. Für die Optimierung der Speicherabgabe der regionalen und überregionalen Szenarien ist in einem großräumigen Untersuchungsgebiet eine große Anzahl an Rechenläufen notwendig. Daher wurde von hydrodynamischen Simulationen abgesehen und hydrologische Simulationen auch nur für eine begrenzte Anzahl von Hochwasserspeichern durchgeführt. Über alternative Analysemethoden konnten die Erfahrungen auf die anderen im Untersuchungsgebiet befindlichen Speicher ausgeweitet werden.

1.3.1 Simulationsbasierte Analyse mit hydrologischen Modellen

Für die simulationsbasierte Analyse der Wirkung optimierter Speichersteuerungen wurden die im Teil II unter 2.2.1 vorgestellten hydrologischen Flussgebietsmodelle (LARSIM) verwendet. Die simulationsbasierte Analyse wurde für den Sylvensteinspeicher, Forggensee, Grüntensee und den Polder Weidachwiesen, also für die größeren steuerbaren Speicher im Untersuchungsgebiet, durchgeführt.

Der simulationsbasierten Wirkungsanalyse lagen einige Annahmen zu Grunde, die darauf abzielten, die physikalisch größtmögliche Wirkung zu erzielen. So wurde eine maximal mögliche Vorabsenkung über zwei Tage und die Kenntnis der exakten Niederschlagsverteilung vorausgesetzt. Das somit verfügbare Rückhaltevolumen zwischen dem Vorabsenkungsniveau und der Kote der Hochwasserentlastung wurde eingesetzt, um jeweils eine regionale Optimierung sowie eine überregionale Optimierung der Speicherabgabe durchzuführen. Für die regionale Optimierung wurde der maximale Wasserstand am regionalen Zielpegel minimiert. Für die überregionale Optimierung wurde dies für einen überregionalen Zielpegel im übergeordneten Flusssystem durchgeführt. Dabei wurde darauf geachtet, dass gleichzeitig am regionalen Zielpegel die Meldestufe 3 laut HND (2013) nicht überschritten wurde. Die Ergebnisse wurden mit den Werten eines Referenzszenarios verglichen, das von einer möglichst geringen Speicherwirkung ausging (Seibert et al. 2014, Skublics et al. 2013).

Die Optimierung der Speicherabgabe wurde manuell und einzeln für jeden Speicher durchgeführt. Es wurden Ganglinien und Niederschlagsmessungen von drei verschiedenen Hochwasserereignissen verwendet (HW 1999, HW 2002 und HW 2005). Die Wirkung der Speichersteuerung wurde dann nicht nur an den Zielpegeln, sondern auch für dazwischenliegende und darüber hinausreichende Pegel ausgewertet.

Die Ergebnisse der simulationsbasierten Wirkungsanalyse zeigen, dass durch eine Optimierung der Speicherabgabe auf Steuerpegel in einem übergeordneten Flusssystem generell eine positive Wirkung erzielt werden kann. Allerdings ist für kleine Speicher die Wirkung oft sehr gering bzw. die Unsicherheiten der Vorhersagemodelle zu groß, als dass eine solche Steuerung empfohlen werden kann. Speicher mit einem großen Rückhaltevolumen, die auf den oberen Abschnitt der bayerischen Donau Einfluss nehmen können, zeigen auch im übergeordneten Flusssystem eine große Wirkung. Grund dafür ist vor allem, dass die Hochwasserwellen im oberen Abschnitt der bayerischen Donau ein wesentlich geringeres Wellenvolumen aufweisen als nahe der österreichischen Grenze.

An dieser Stelle wird beispielhaft die Optimierung der Speicherabgabe für den Forggensee für die drei genannten Hochwasserereignisse dargestellt. Abbildung III

- 7 zeigt in der oberen Reihe die Speicherabgaben und in der unteren Reihe die resultierenden Wasserspiegel dieser Hochwasserereignisse im Referenzszenario (ref; grün), im regional optimierten Szenario (regopt; blau) und im überregional optimierten Szenario (uebopt; rot). Die resultierenden Steuerungen unterscheiden sich dabei deutlich. Das Hochwasser 1999 lässt nur geringen Spielraum für eine weiter angepasste Steuerung zu. Die regional optimierte und die überregional optimierte Steuerung liegen sehr nah beieinander. Eine optimierte Steuerung des Hochwassers 2002 gelingt, ohne dass das Speichervolumen vollständig ausgenutzt werden muss. Beim Hochwasserereignis 2005 liegen die Steuerzeiträume der regionalen und der überregionalen Steuerung zeitlich deutlich auseinander und es ergeben sich dadurch Möglichkeiten der Differenzierung (Skublics et al. 2013, Seibert et al. 2014).

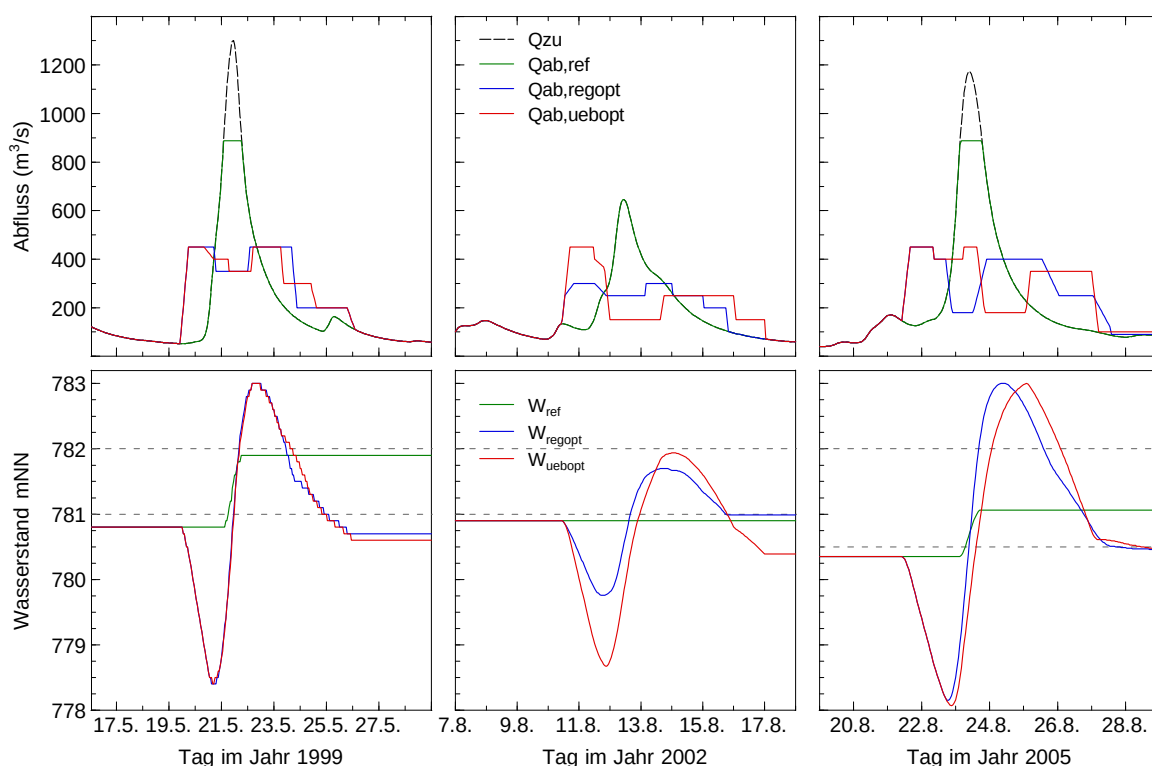


Abbildung III - 7: Speichersteuerungen (oben) und resultierende Speicherwasserstände (unten) der Optimierungsberechnungen. Dargestellt sind die Hochwasserereignisse 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts) sowie die Werte des Referenzszenarios (grün), der regionalen Optimierung (blau) und der überregionalen Optimierung (rot) aus Skublics et al. (2013).

Die Wirkung der optimierten Steuerszenarien wurde als Längsschnitt ab dem Speicherauslass ausgewertet. Dabei wurde für jede Pegelstation entlang der Fließstrecke sowohl die Wasserstands- als auch die Abflussdifferenz für das regional optimierte Szenario sowie für das überregional optimierte Szenario verglichen mit dem Referenzszenario ermittelt. Diese Auswertung ist in Abbildung III - 8 dargestellt. Deutlich sind die Unterschiede zwischen regionaler und

überregionaler Optimierung zu erkennen. Vor der Mündung in die Donau (senkrechte gestrichelte Linie) liefert das regional optimierte Szenario höhere Wasserstandsreduzierungen, danach das überregional optimierte. Die Auswirkungen unterscheiden sich von Hochwasserereignis zu Hochwasserereignis teilweise stark. Bei zunehmender Entfernung vom Hochwasserspeicher sind auch leichte negative Auswirkungen möglich (Skublics et al. 2013, Seibert et al. 2014).

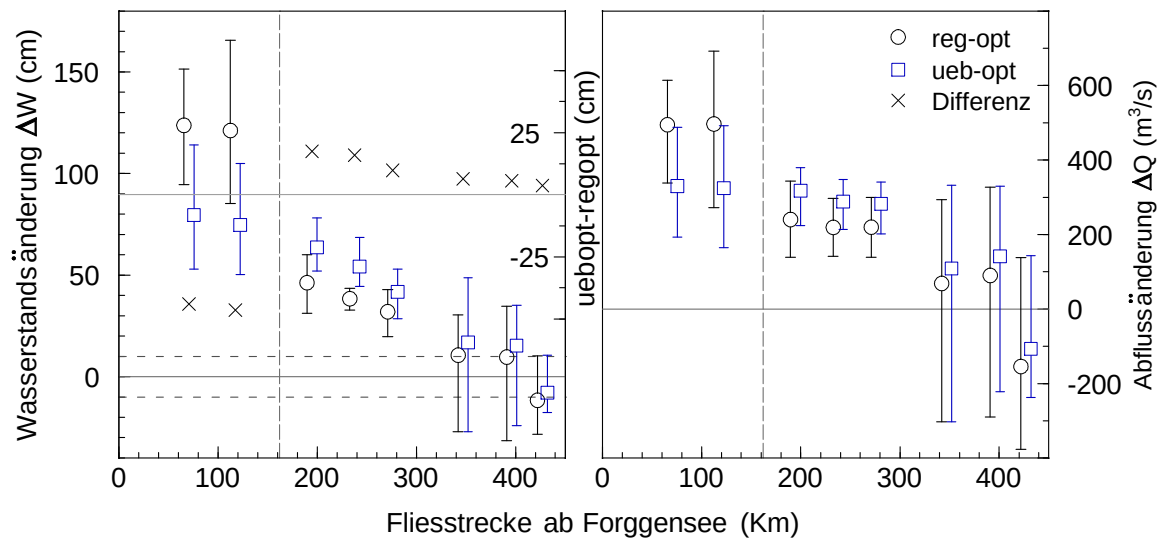


Abbildung III - 8: Wasserstands- (links) und Abflussreduktion (rechts) des Wellenscheitels für die Fließstrecke unterhalb des Hochwasserspeichers. Mittelwerte und Abweichungen des regional optimierten Szenarios (schwarz) sowie des überregional optimierten Szenarios (blau). Zusätzlich ist die Differenz der Wasserstandsänderung eingetragen aus Skublics et al. (2013).

Für den Forggensee ergibt sich demnach ereignisabhängig ein mehr oder weniger großes Potenzial zur überregionalen Speichersteuerung. Die anderen, ebenfalls simulationsbasiert untersuchten Speicher, weisen überregional ein weitaus geringeres Potenzial auf, sodass aufgrund der Vereinfachungen und der Modellunsicherheiten ein optimierter Einsatz derzeit kaum möglich ist (Skublics et al. 2013).

1.3.2 Alternative Analysemethoden

Eine vereinfachte Aussage über die überregionale Wirksamkeit ist auch über alternative Methoden basierend auf Kennzahlen der Speicher möglich. Das Verhältnis von Rückhaltevolumen und Hochwasserzufluss zu einem Speicher spielt eine entscheidende Rolle für dessen Wirksamkeit (IKSR 2006).

Bedeutend sind daher die Größe und die hydrologischen Eigenschaften des Einzugsgebietes oberhalb eines Speichers. Für eine Beurteilung des Radius der Rückhaltewirkung ist dann die Abflussfülle aus dem Zwischeneinzugsgebiet ausschlaggebend. Somit kann als Parameter für die Rückhaltewirkung eines

Hochwasserspeichers das Verhältnis zwischen Einzugsgebietsgröße oberhalb des Speichers zur Einzugsgebietsgröße bis zum Zielpegel angesetzt werden. Um räumliche Unterschiede der Abflussspende zu berücksichtigen, können die Einzugsgebietsgrößen noch über den mittleren jährlichen Niederschlag gewichtet werden. Dadurch bekommen Flächen in Bereichen mit hohen jährlichen Niederschlägen, beispielsweise der Alpenraum, ein größeres Gewicht.

Nach LAWA (2000) sind die Auswirkungen technischer Rückhaltemaßnahmen „im nächstübergeordneten Flusssystem zwar vorhanden, aber entsprechend dem im Verhältnis zur Fülle der Hochwasserwellen kleinen Rückhaltevolumen gering“. Zur Abschätzung großräumiger Speicherwirksamkeit kann somit auch das mögliche Rückhaltevolumen Hochwasserwellen im übergeordneten Flusssystem gegenübergestellt werden. Anschaulich darstellbar ist die horizontale Kappung des Hochwasserscheitels durch das Rückhaltevolumen, wobei Hochwasserwellen an unterschiedlichen Zielpegeln verwendet werden können.

Eine Kombination dieser Auswertungen ist durch das spezifische Rückhaltevolumen gegeben. Das spezifische Rückhaltevolumen ist definiert als der Quotient aus dem Hochwasserrückhaltevolumen und der Einzugsgebietsgröße (Fischer 2008). Für die Ermittlung des spezifischen Rückhaltevolumens können ebenfalls die über den mittleren jährlichen Niederschlag gewichteten Einzugsgebietsgrößen herangezogen werden. Somit findet auch hier die räumliche Niederschlagsverteilung Berücksichtigung. Das gewichtete spezifische Rückhaltevolumen kann dann sowohl am Speicher selbst als auch über die Fließstrecke unterhalb des Speichers ausgewertet werden. Dadurch wird wiederum der Wirkungsradius und der Einfluss des Zwischeneinzugsgebietes bewertbar (Skublics et al. 2013).

Die Bewertung der regionalen und überregionalen Wirksamkeit sowie des Wirkungsradius wurde anhand der vorgestellten Methoden mit allen relevanten Speichern und deren maximal aktivierbaren Rückhaltevolumina (siehe Tab. II - 4) im Einzugsgebiet der bayerischen Donau durchgeführt. Für eine realistische Quantifizierung wurden die Ergebnisse mit Werten aus der simulationsbasierten Wirkungsanalyse kombiniert. Auf diese Weise wurde für das gewichtete spezifische Rückhaltevolumen eine Grenze von 1 [Mio. m³/Tkm²] festgelegt, unter der keine gesonderte überregionale Steuerung mehr möglich ist. Die Darstellung des gewichteten spezifischen Rückhaltevolumens als Längsschnitt ab dem Speicher verdeutlicht vor allem den Einfluss größerer seitlicher Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet (siehe Abb. III - 9 links). Durch die Grenze der überregionalen Wirksamkeit kann für jeden Speicher der Wirkungsradius abgeschätzt werden (siehe Abb. III - 9 rechts).

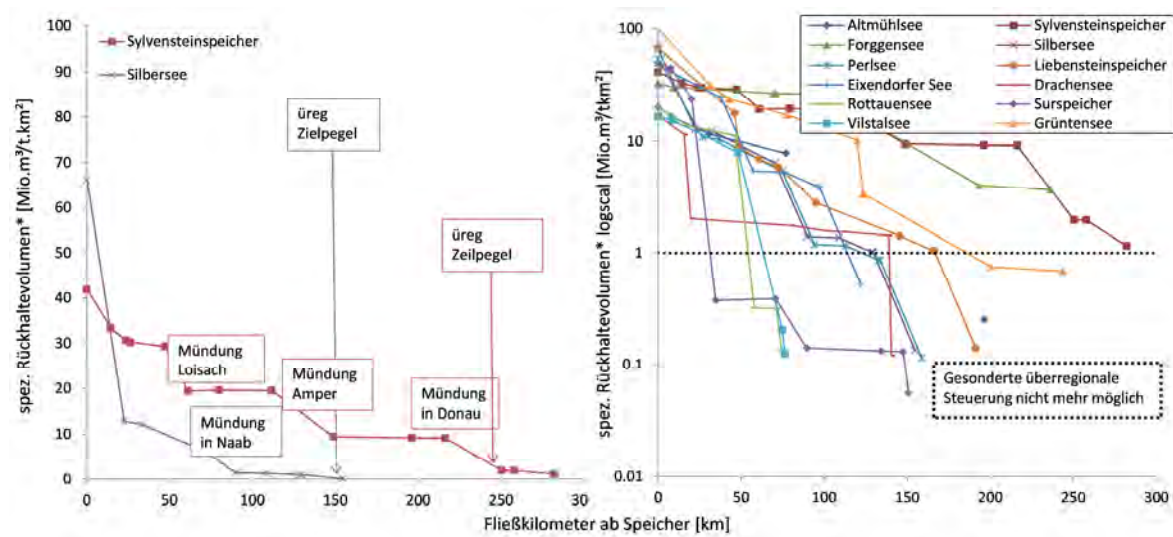


Abbildung III - 9: Längsschnitt des gewichteten spezifischen Rückhaltevolumens über die Fließkilometer ab dem Speicher; links: der Speicher Sylvensteinspeicher und Silbersee mit überregionalen (üreg.) Zielpegeln und größeren Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet; rechts: alle Speicher mit Wirkungsgrenze (y-Achse logarithmisch) aus Skublics et al. (2013).

Eine überregionale Steuerung der so untersuchten Speicher bis in das Flusssystem der bayerischen Donau ergibt sich als wenig wirksam. Bis zur Mündung in die Donau ist die Wirkung allerdings oft beträchtlich und lässt Spielraum für weitere Optimierung.

1.4 Schwachstellen und Unsicherheiten bei der Abbildung von Hochwasserrückhalt im Untersuchungsgebiet

Die vorgestellten Untersuchungen zum Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhalt wurden zum einen in Teilgebieten mit 2d-hydrodynamischen Methoden und zum anderen großräumig mit hydrologischen oder alternativen Methoden durchgeführt. Durch diese Herangehensweise werden sowohl systematische als auch modelltechnische Vereinfachungen mit entsprechenden Unsicherheiten hingenommen. Im einen Fall werden zwar die Prozesse von Abflussfortpflanzung, Retention und Hochwasserrückhalt ausreichend genau aufgelöst, es müssen allerdings Abstriche bei der Systembetrachtung hingenommen werden. Durch die hohen Berechnungszeiten 2d-hydrodynamischer Modelle können die Auswirkungen der untersuchten Hochwasserschutzmaßnahmen nicht in der vollen Breite hydrologischer Randbedingungen betrachtet werden. Gerade großräumige Aus- und Wechselwirkungen können damit nur unzureichend erfasst werden. Im anderen Fall werden umgekehrt für die makroskalige Betrachtung Vereinfachungen bei der Abbildung der einzelnen Prozesse hingenommen. Somit

kann das Potenzial gesteuerter Rückhaltemaßnahmen häufig nicht komplett ausgeschöpft werden.

Bei den Untersuchungen von Flutpoldern entlang der Donau waren allein für die Wirkungsanalyse der einzelnen Maßnahmen unter drei verschiedenen Hochwasserszenarien über hundert 2d-hydrodynamische Simulationen nötig. Bei einer Simulationszeit von ca. 24 Stunden pro Berechnung entspricht das über 2400 Simulationsstunden (100 Tage) (Asenkerschbaumer et al. 2012). Um den Simulationsaufwand nicht weiter zu erhöhen, wurden vereinfachende Annahmen getroffen. So wurde stets mit einer nur theoretisch möglichen optimalen Poldersteuerung (horizontale Scheitelkappung) gerechnet, Fehlsteuerungen und die Entleerung von Polderräumen wurden nicht betrachtet. Die Begrenzung der Untersuchungen auf drei hydrologische Szenarien war ebenfalls zur Reduzierung des Simulationsaufwandes nötig. Durch die hydrologische Vielfalt der Donauhochwasser (vgl. Kap. 4.2 Teil II) stellt dies aber auch eine starke Vereinfachung der Situation dar. Ein vorgeschaltetes meteorologisch-hydrologisches Modell zur Erstellung synthetischer Hochwasserszenarien oder ein stochastischer Generator für Hochwasserereignisse würden dem besser entsprechen (Nijssen et al. 2009). Ebenso wird der gegenseitige Einfluss gesteuerter Hochwasserrückhaltemaßnahmen ausgeblendet. So müsste beispielsweise ein auf die Lechhochwasserwelle gesteuerter Donaupolder auf die jeweilige Speicherabgabe des Forggensees reagieren.

Natürliche Hochwasserretention ist stark ereignisabhängig. Daher sollten für die Quantifizierung natürlicher Hochwasserretention und unterstützter Retention Ensemble-Rechnungen mit einer ausreichenden Bandbreite an Szenarien durchgeführt werden. Auch die Wechselwirkung von Staustufen- bzw. Poldersteuerung und der Beaufschlagung von Vorländern erfordert umfassendere Betrachtungen.

Auf der anderen Seite stehen die Untersuchungen der einzugsgebietsweiten Wirkung von Hochwasserspeichern im bayerischen Donaugebiet. Etliche Prozesse, insbesondere die der Abflussfortpflanzung, werden stark vereinfacht wiedergegeben. Aufgrund dieser größeren Modellunsicherheiten kann das Potenzial der Maßnahmen nicht komplett ausgeschöpft werden. Eine Gegenüberstellung von Maßnahmenwirkung und Modellunsicherheit wäre hierfür erforderlich. Auch für diese großräumigen Untersuchungen mit hydrologischen Modellen wurden die Simulationsläufe begrenzt. Nur Speicher mit größerem Potenzial wurden auf diese Weise untersucht. Außerdem wurde die Wirkung der Speicher nur einzeln analysiert, eine Kombinationswirkung wurde nicht betrachtet. Mithilfe der vorgestellten alternativen Analysemethoden können Speicherwirkungen lediglich

grob abgeschätzt werden. Eine Anpassung und Optimierung der Speichersteuerung ist damit nicht möglich.

Allen Untersuchungen ist gemein, dass die Unsicherheiten aus der Prognose vernachlässigt wurden. Die hydrodynamischen Modelle wurden mit gemessenen Pegeldaten und die hydrologischen Modelle mit gemessenen Niederschlagswerten gespeist.

Die beschriebene Problematik der fehlenden Modellgenauigkeit bei großräumigen Betrachtungen bzw. der Vernachlässigung des Gesamtsystems bei der detaillierten Betrachtung kann nach Auffassung des Autors nur durch eine großräumige Modellkopplung hydrologischer und hydrodynamischer Modelle gelöst werden. Wenn zusätzlich auch das Problem der benötigten Rechenzeit gelöst werden kann, sind großräumige einzugsgebietsweite Untersuchungen, die das gesamte Hochwasserspektrum abbilden, zur Beurteilung von Hochwasserschutzmaßnahmen, insbesondere gesteuerten Rückhaltmaßnahmen, möglich.

2 Hydrologisch und hydrodynamisch gekoppelte großräumige Modellierung des Hochwasserwellenablaufs

Die Kopplung bestehender hydrologischer und hydrodynamischer Modelle im Einzugsgebiet der bayerischen Donau war ebenfalls Bestandteil der Untersuchungen des Forschungsvorhabens ‚Flussgebietsweite operationelle Steuerung von Abflüssen im Extrembereich‘ (Skublics et al. 2013). Ziel dieser Untersuchungen war, die Simulationsgüte einer solchen Modellkette anhand dreier aufgezeichneter Hochwasserereignisse zu quantifizieren und festzustellen, ob durch die Hinzunahme von hydrodynamischen Modellen die Hochwassermodellierung verbessert werden kann. Aber auch die Aufdeckung von Schwachstellen der einzelnen verwendeten Modelle war Bestandteil dieses Forschungsvorhabens.

2.1 Kopplung bestehender hydrologischer und hydrodynamischer Modelle

Im Untersuchungsgebiet werden ereignisbasierte Flussgebietsmodelle (FGMOD) der LARSIM-Programmfamilie (Bremicker 2000) für die operationelle Hochwasservorhersage verwendet (vgl. Kap. 2.1.1 in Teil II). Außerdem gibt es etliche 2d-hydrodynamische Modelle entlang der größeren Flüsse (vgl. Kap. 4.4 in Teil II). Diese Modelle sollten für die Modellkopplung mit möglichst geringen Anpassungen verwendet werden.

2.1.1 Methodik der Modellkopplung

Das Untersuchungsgebiet ist das gesamte bayerische Einzugsgebiet der Donau ohne Inn (siehe Abb. III - 10). Die dort vorhandenen hydrologischen Modelle wurden weitgehend ohne Anpassung verwendet. Um den Einfluss des Bedieners so gering wie möglich zu halten und um keine unrealistisch angepassten Ergebnisse zu erzeugen, erfolgte die Bestimmung der Abflussbeiwertfaktoren statisch über eine Tabelle. Dafür wurden, abhängig von der zu erwartenden Hochwasserjährlichkeit, pegelabschnittsweise Werte festgelegt. Basisabflüsse wurden ebenfalls vereinfacht angenommen. Unterhalb größerer steuerbarer Anlagen (rote Dreiecke in Abb. III - 10) wurden, ebenso wie an der Grenze zu Baden-Württemberg (Donau) und für den Inn, gemessene Ganglinien verwendet (Skublics et al. 2013).

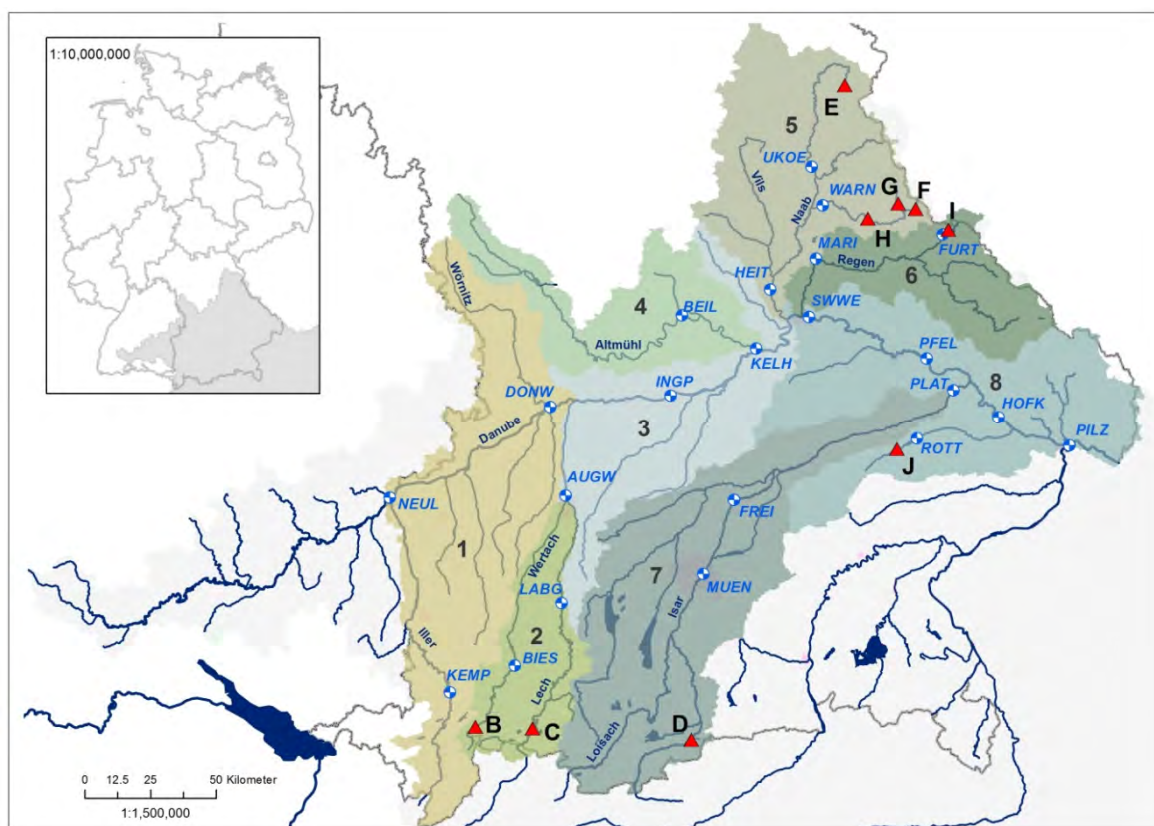


Abbildung III - 10: Untersuchungsgebiet mit hydrologischen Modellen (farblich abgehoben). Außerdem dargestellt sind größere steuerbare Anlagen (rote Dreiecke) sowie die wichtigsten Evaluationspegel (blauweiße Kreise) aus Seibert et al. (2014).

Für die 2d-hydrodynamische Modellierung wurden 45 seitens der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung vorhandene Modelle verwendet. Diese Modelle wurden vereinheitlicht, ausgedünnt und zu insgesamt neun Modellen zusammengefügt (vgl. Kap. 4.4 Teil II). Es wurden etwa 1.300 Flusskilometer (gesamte bayerische Donau, Wertach ab Grüntensee, Lech ab Forggensee, Isar ab Sylvensteinspeicher, Naab ab Liebensteinspeicher mit Schwarzach ab Eixendorfer

See, Regen ab Zusammenfluss von Schwarzem und Weißem Regen mit Chamb ab Drachensee) 2d-hydrodynamisch abgebildet (Vgl. Abb. III - 32).

Die Kopplung an die hydrologischen Modelle erfolgte dateibasiert. An den Modellgrenzen wurden die Ganglinien von über 900 hydrologischen Modellknoten übergeben und in etwa 200 Zuflussganglinien für die hydrodynamischen Modelle zusammengefasst. Das Zusammenfassen und Einlesen der Zuflussrandbedingungen in die Simulationsdateien wurde mithilfe eines R-Skriptes (R Development Core Team 2011) automatisiert (Skublics et al. 2013).

Zur Quantifizierung der Modellgüte wurden drei aufgezeichnete Hochwasserereignisse (HW Mai 1999, HW August 2002, HW August 2005) nachgerechnet. Die Simulationen erfolgten zunächst rein mit den hydrologischen Modellen und anschließend hydrologisch-hydrodynamisch gekoppelt. Ausgangsdaten waren gemessene Niederschlagshöhen in stündlicher Auflösung. Die Datenhaltung und das Datenhandling erfolgte über eine MySQL Datenbank. Die Auswertung der Simulationsergebnisse erfolgte über R, Matlab und GIS. Ausgewertet wurden Abflussganglinien an über 85 repräsentativen Evaluationspegeln (Skublics et al. 2013).

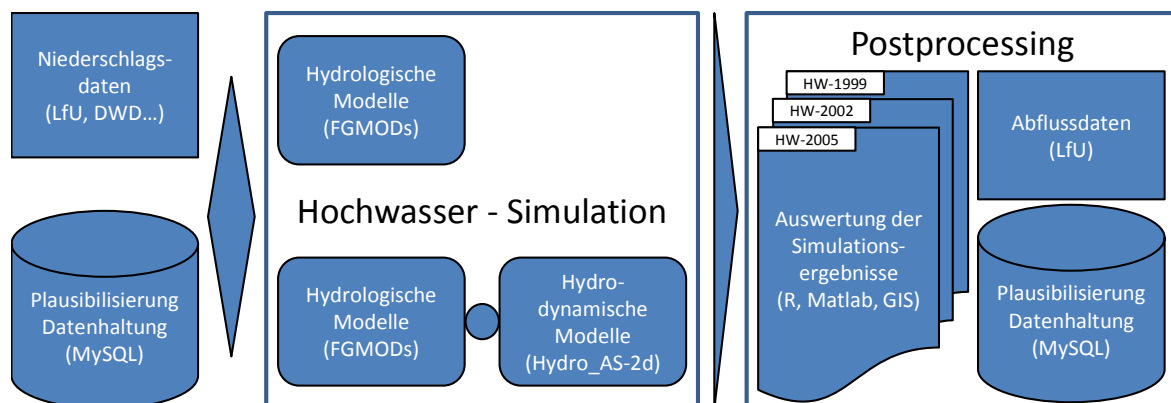


Abbildung III - 11: Flussdiagramm der Systemarchitektur der Modellkopplung.

Die Modellgüte wurde durch einen visuellen Ganglinienvergleich und durch mehrere Gütekriterien, darunter Root-Mean-Squared-Error (RMSE), Volumenfehler (VERR), Peak-Time_Difference (PTDF), Peak-Level-Ratio (PLRT) und Nash-Sutcliffe-Efficiency (NASH) quantifiziert.

Zuletzt wurden die Werte der Gütekriterien in eine verbale Bewertung überführt. Dazu wurden aus der Literatur Bewertungsskalen analysiert und in einer Bewertungstabelle zusammengefasst (siehe Tab. II - 1).

Tabelle III - 1: Bewertungstabelle der Gütekriterien NASH, PTDF und PLRT aus Skublics et al. (2013).

	NASH [-]	PTDF [h]	PLRT [%]
Bewertung	Wertebereich	Wertebereich	Wertebereich
sehr gut	> 0.85	< 3	< 15
gut	]0.75 - 0.85]	[3 - 6[	[15 - 20[
zufriedenstellend	]0.7 - 0.75]	[6 - 9[	[20 - 25[
mäßig	]0.5 - 0.7]	[9 - 12[	[25 - 35[
ungeeignet	≤ 0.5	≥ 12	≥ 35

Zusätzlich wurde im Rahmen der Untersuchungen ein neues Gütemaß entwickelt, das den Simulationsfehler etwaig auftretenden Schäden bzw. Überschwemmungen gegenüberstellen soll. Dafür wurde für die betrachtenden Pegel jeweils der Abstand zwischen den beiden Meldestufen 3 und 4 bestimmt. Der bestimmte Fehler zwischen simulierten und gemessenen Werten wurde dann zu diesem Abstand in Relation gesetzt. Das bedeutet, dass auch eine geringe Abweichung zwischen simulierten und gemessenen Werten in einem Pegelbereich, in dem die Wasserstände der Meldestufe 3 und 4 nahe zusammenliegen einen großen Fehlerwert bedingt. Dieses Gütekriterium aus Anwendersicht wurde Peak-Level-Certainty (PLCY) genannt (Skublics et al. 2013, Seibert et al. 2014).

2.1.2 Ergebnisse der Modellkopplung

Die Simulation der drei historischen Hochwasserereignisse erfolgte zunächst allein mit den bestehenden hydrologischen Modellen.

Die Auswertung der Simulationsgüte der drei Ereignisse an allen Evaluationspegeln über die Hochwasserintensität zeigt eine breite Streuung. Die Datenpunkte des normierten RMSE (Abb. III - 12 links) zeigen zwei Gruppen. Die eine Gruppe repräsentiert Flussabschnitte, in denen kein ausgeprägter Hochwasserabfluss aufgetreten ist. Die Fehlerwerte und auch die Streuung in diesem Bereich sind gering. Im Bereich größerer Hochwasserabflüsse existiert eine größere Streuung der normierten RMSE und der Fehlerwert steigt mit zunehmender Hochwasserjährlichkeit an. Ursächlich dafür ist aber auch die Sensibilität des RMSE gegenüber großen Abflüssen (Skublics et al. 2013).

Der Zeitfehler der simulierten Ganglinien ist bei kleinen Ereignissen im Mittel gering. Für größere Ereignisse tendieren die hydrologisch simulierten Ganglinien dazu, den gemessenen etwas voranzulaufen. Im Mittel beträgt die Abweichung lediglich eine Stunde, die Standardabweichung liegt allerdings je nach Ereignis zwischen 8 und 14 Stunden (siehe Abb. III - 12 rechts) (Skublics et al. 2013).

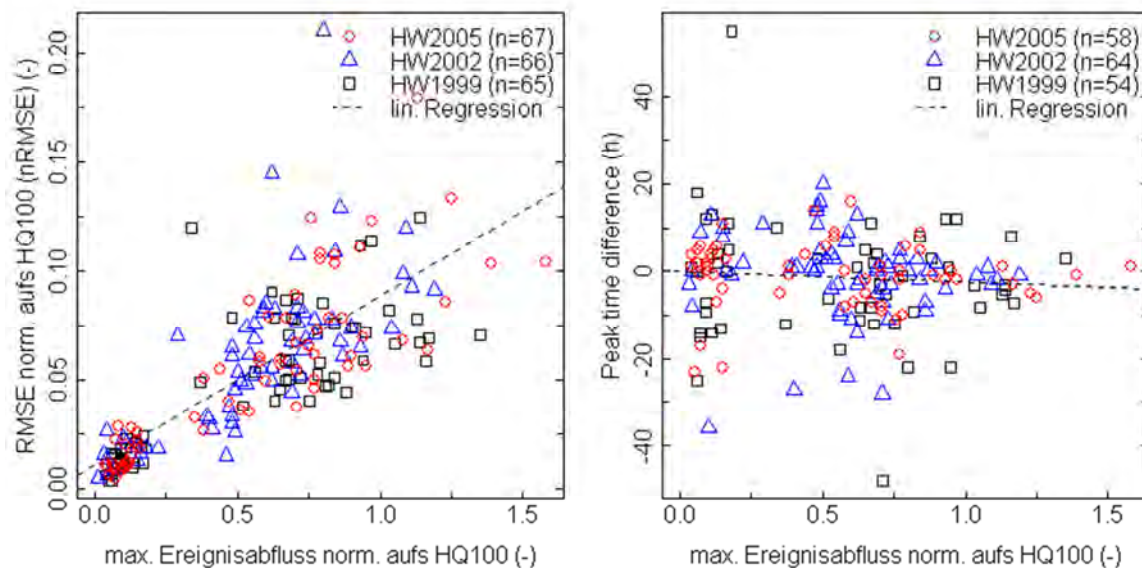


Abbildung III - 12: Auswertung der Simulationsgüte anhand RMSE und PTDF. Links: normierter RMSE; rechts: PTDF jeweils über die Ereignisgröße (normiert auf HQ100). Darstellung der Werte aller Evaluationspegel der drei Hochwasserereignisse aus Skublics et al. (2013).

Die Auswertung des Volumenfehlers (VERR) und des Fehlers in der Abbildung der Scheitelabflüsse (PLRT) zeigen eine allgemeine Überschätzung seitens der Simulationen um ca. 10 %. Flussabschnitte, in denen eine geringe Hochwasserjährlichkeit auftrat, sind davon stärker betroffen als Abschnitte mit höheren Abflüssen. Insgesamt ist festzustellen, dass Ereignisse mit einer geringeren Jährlichkeit vergleichsweise schlechter abgebildet werden. Grund dafür ist die Eichung der hydrologischen Modelle an Hochwassersituationen mit kleineren Wahrscheinlichkeiten (Skublics et al. 2013).

Die Bewertung der hydrologischen Simulationsergebnisse der drei historischen Hochwasserereignisse zeigt, dass etwa 40 % als gut bis sehr gut, 20 % als zufriedenstellend und 40 % als mäßig bis ungeeignet gewertet werden können (Seibert et al. 2014). Die Oberläufe der alpinen Zuflüsse liefern generell schlechtere Ergebnisse als die Unterläufe. An den nördlichen Zubringern Altmühl, Naab und Regen wird nur eine zufriedenstellende bis mäßige Simulationsgüte erzielt. Die Güte der Abbildung kleinerer Donauzuflüsse ist sehr heterogen und im Mittel zufriedenstellen. Die Qualität der Simulationsergebnisse entlang der Donau ist insgesamt zufriedenstellend. Für eine pegelscharfe Darstellung der Simulationsgüte wurden die Bewertungen der Gütemaße NASH, PTDF und PLCY zusammengefasst (Abb. III - 13) (Skublics et al. 2013, Seibert et al. 2014).

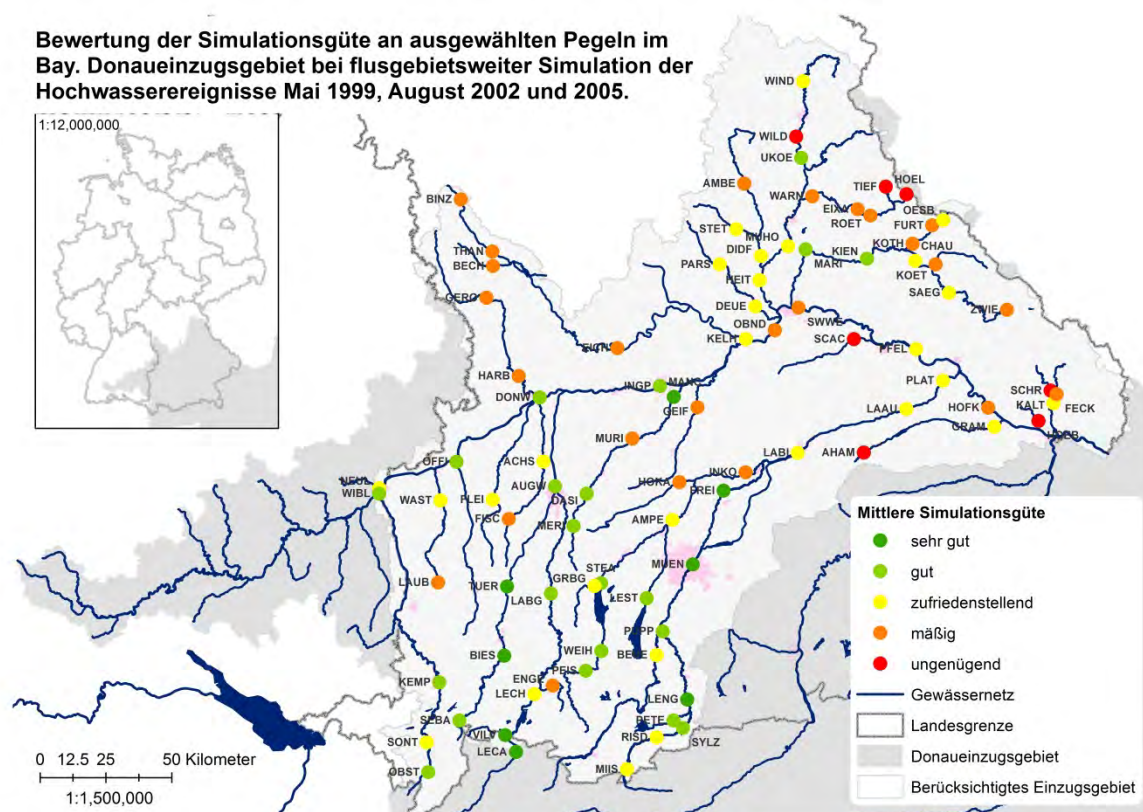


Abbildung III - 13: Darstellung der Bewertung der mittleren Simulationsgüte (aus NASH, PTDF und PLCY) an ausgewählten Pegeln des Untersuchungsgebietes über drei Hochwasserereignisse aus Skublics et al. (2013).

Die Auswertung der hydrologischen sowie der hydrologisch-hydrodynamisch gekoppelten Simulationen erfolgte auch rein visuell durch die Darstellung der Ganglinien an den Evaluationspegeln. Einige Beobachtungen aus der Auswertung der Gütekriterien bestätigen sich hier. In der folgenden Abbildung (Abb. III - 14) sind gemessene (schwarz), hydrologisch simulierte (blau) und gekoppelt simulierte (rot) Ganglinien an Pegeln der Donau für das Hochwasserereignis 2002 aufgetragen. Deutlich erkennbar ist die Überschätzung des Wellenvolumens sowie der Scheitelwerte, aber auch das leichte Vorrauseilen der simulierten Ganglinien.

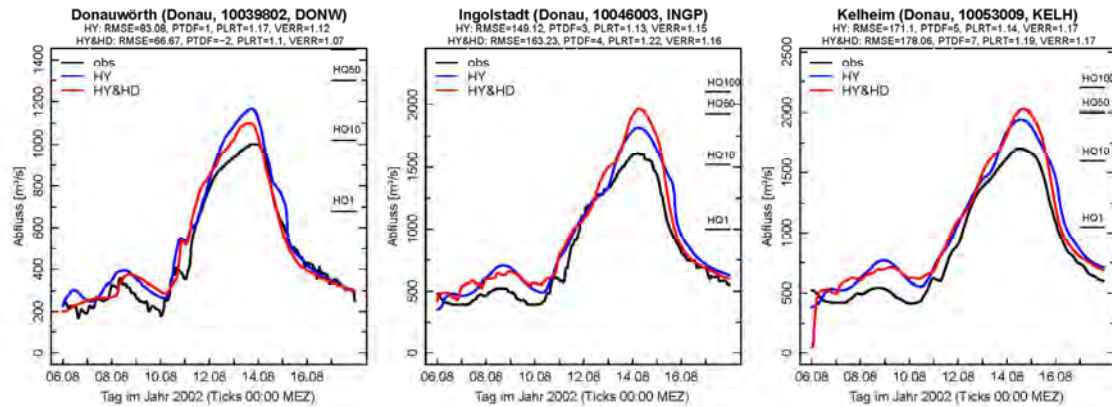


Abbildung III - 14: Ganglinienplot des Hochwasserereignisses 2002 an Pegeln der Donau. Gemessene Werte schwarz, hydrologisch simulierte Werte blau und gekoppelt simulierte Werte rot aus Skublics et al. (2013).

Es zeigt sich aber auch, dass die gekoppelt simulierte Werte nicht substantiell von den hydrologisch simulierten Werten abweichen. Eine zu erwartende pauschale Verbesserung der Abbildung von Hochwasserwellenausbreitung durch die Hinzunahme hydrodynamischer Modelle ist hier nicht eingetreten.

Durch die Gegenüberstellung der Gütemaße der hydrologischen Simulationen mit den Gütemaßen der gekoppelten Simulationen könnte eine pauschale Verbesserung durch die hydrodynamischen Modelle über alle Ereignisse und Pegel ausgewertet werden. Die derartige Betrachtung des RMSE und des PDTF (Abb. III - 15) zeigen aber kein entsprechendes Muster. Die meisten Werte liegen auf oder nahe der Winkelhalbierenden und bedeuten somit einen gleich großen Fehlerwert sowohl für die hydrologische als auch für die gekoppelte Simulation. Bei den RMSE schneiden die hydrologischen Werte sogar etwas besser ab (Skublics et al. 2013).

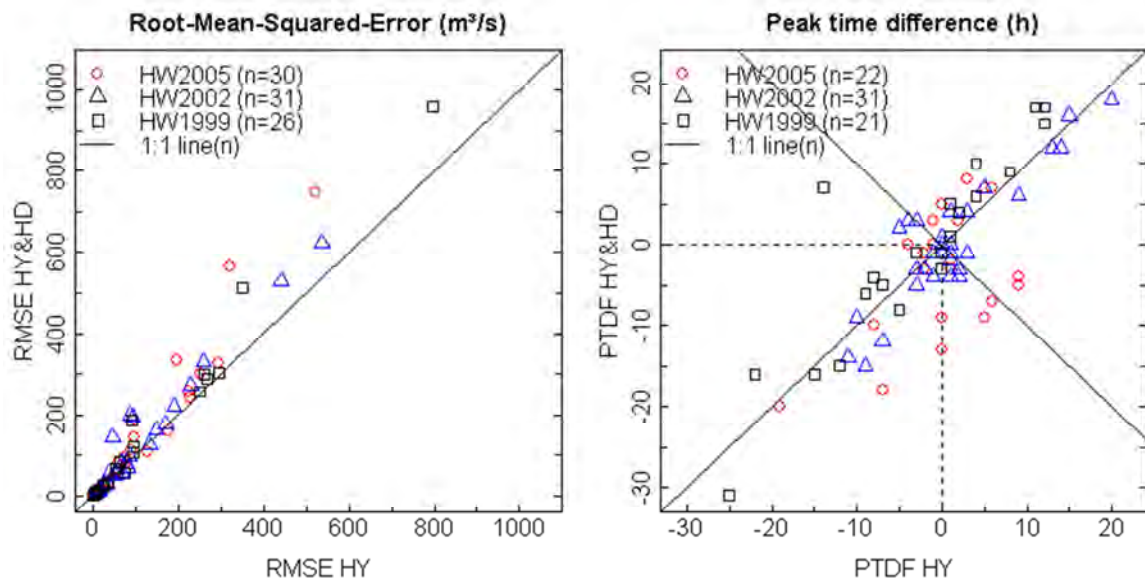


Abbildung III - 15. Simulationsgütemaße RMSE und PTDF der gekoppelten Berechnungen gegen die hydrologischen Berechnungen. Darstellung der Werte aller Evaluationspegel der drei Hochwasserereignisse aus Skublics et al. (2013).

Somit ist für diese Untersuchungen widerlegt, dass durch die Hinzunahme hydrodynamischer Modelle die Simulationsergebnisse eine pauschale Verbesserung gegenüber der rein hydrologischen Simulation erfahren. Die Kopplung der bestehenden Modelle hat also nicht zu dem erwarteten und gewünschten Effekt geführt.

Im Untersuchungsgebiet gibt es zahlreiche Gewässerabschnitte, an denen größere Verformungen der Hochwasserwellen stattfinden. Diese Vorgänge können durch die verwendeten hydrologischen Modelle oft nicht zufriedenstellend abgebildet werden. Das Ersetzen des hydrologischen Flood-Routings in diesen Bereichen durch vorhandene 2d-hydrodynamische Modelle führt allerdings, wie gezeigt, nicht zwangsläufig zu einer Verbesserung der Simulationsgüte. Die Überlegenheit der hydrodynamischen Modelle Hochwasserprozesse abzubilden, konnten im Rahmen der Untersuchungen nicht ausgeschöpft werden. Um diese unerwarteten Eigenschaften näher zu beleuchten, wurden detailliertere Untersuchungen durchgeführt, die aufzeigen, wie das Potenzial der hydrologisch-hydrodynamischen Modellkopplung genutzt werden kann (Skublics et al. 2013, Seibert et al. 2014).

2.2 Potenzial der Kopplung von hydrologischen und hydrodynamischen Modellen zur Hochwassermodellierung

Für die einzugsgebietsweite Kopplung von hydrologischen und hydrodynamischen Modellen wurden bereits bestehende Modelle ohne größere Anpassungen verwendet. Die Modellkopplung führte nicht zu der erwarteten pauschalen Verbesserung durch den Ersatz des hydrologischen Flood-Routings durch 2d-hydrodynamische Modelle. Es wird daher ein entscheidender Einfluss in den Unsicherheiten der jeweiligen Modellkalibrierung vermutet.

In den hydrologischen Modellen sind die Prozesse der Abflussbildung (Niederschlag-Abfluss-Prozess) und der Abflussfortpflanzung (Flood-Routing) verknüpft. Die Kalibrierung erfolgt über zahlreiche Parameter und gebietsweise für jeweils einen bestimmten Pegelabschnitt. Durch den zwar deterministischen aber konzeptionellen Aufbau der Modelle kann kaum ausgeschlossen werden, dass einzelne Prozesse über falsche Parameter kalibriert werden. Kirchner (2006) beschreibt diesen Umstand in seinem Aufsatz ‚Getting the right answers for the right reasons‘ und betont, dass durch den konzeptionellen Aufbau vieler hydrologischer Modelle und deren Fülle an Freiheitsgraden und Parameter richtige Lösungen mit fehlerhaften Parametern möglich sind. Es besteht also für die hydrologischen Modelle die Möglichkeit, dass Unsicherheiten aus der Niederschlags-Abfluss-Modellierung durch Parameter des Flood-Routings ausgeglichen werden. Wird nun das Flood-Routing durch ein 2d-hydrodynamisches Modell ersetzt, so führen die fehlerhaften hydrologischen Randbedingungen auch im hydrodynamischen Modell zu Unsicherheiten (Skublics et al. 2014).

Ob diese Hypothese auf die durchgeführten gekoppelten Berechnungen zutrifft, wurde an einem Gewässerabschnitt überprüft. Zudem wurde untersucht, wie sich fehlerhafte bzw. variierende Zuflussrandbedingungen auf die Wellenausbreitung in hydrologischen bzw. hydrodynamischen Modellen auswirken. Dazu wurde eine Sensitivitätsanalyse mit unterschiedlich konfigurierten Zuflussrandbedingungen an einem Teilabschnitt der bayerischen Donau durchgeführt. Diese Untersuchungen wurden zum Teil im Rahmen des Forschungsvorhabens Skublics et al. (2013) durchgeführt und unter Skublics et al. (2014) veröffentlicht.

2.2.1 Methodik

Für diese Untersuchungen wurde der Gewässerabschnitt der Donau zwischen den Pegeln Neu-Ulm (NEUL) und Donauwörth (DONW) gewählt. Die Länge dieses Flussabschnittes beträgt ca. 80 km und das mittlere Gefälle ist 0,9 ‰. Der Gewässerabschnitt ist geprägt durch großflächige Ausuferungen bei Hochwasser. Im Falle eines 100-jährlichen Ereignisses werden ca. 120 Mio. m³ Wasser in den Überflutungsflächen zurückgehalten (Skublics und Rutschmann 2014b). Für die

Untersuchungen der Abbildung der Wellenausbreitung eignet sich dieses Gebiet besonders, da größere Retentionseffekte auftreten. Die hydrologischen und gekoppelten Berechnungen historischer Hochwasserereignisse zeigen, dass die simulierten Ganglinien am Pegel Donauwörth teils erheblich von den gemessenen abweichen (siehe Abb. III - 18 oben). Dies lässt den Schluss zu, dass die Abbildung der Hochwasserwellenausbreitung im Untersuchungsgebiet weder durch das hydrologische Modell noch durch den gekoppelten Ansatz befriedigend ist. Allerdings weisen die hydrologischen Randbedingungen bereits am Beginn des Untersuchungsabschnittes am Pegel Neu-Ulm Abweichungen auf. Der Hochwasserscheitel wurde um 10 bis 17 % überschätzt und 10 bis 14 Stunden zu früh prognostiziert (Skublics et al. 2014, Skublics et al. 2013).

Zunächst soll überprüft werden, ob die aufgestellte Hypothese zutrifft. Dazu wurden die Zuflussrandbedingungen für das hydrologische und das hydrodynamische Modell in diesem Abschnitt soweit vorhanden durch gemessene Ganglinien definiert. Dadurch konnten 74 % (HW 2002) bzw. 83 % (HW 2005) der Einzugsgebietsfläche durch gemessene Abflussganglinien repräsentiert werden. Das Hochwasserereignis 1999 wurde bereits für die Kalibrierung des hydrodynamischen Modells verwendet und schied daher für die Untersuchungen in diesem Teilgebiet aus.

Anschließend wurden die grundsätzlichen Unterschiede der Abbildung von Hochwasserwellenausbreitung zwischen hydrologischem und hydrodynamischem Modell herausgearbeitet. Um die nichtlinearen Eigenschaften der Hochwasserwellenausbreitung zu beleuchten, müssen Ereignisse mit unterschiedlicher Jährlichkeit untersucht werden (Reszler et al. 2008). Es wurden für den oberstromigen Modellrand in Neu-Ulm, basierend auf den Hochwasserereignissen 2002 und 2005, Gangliniensets unterschiedlicher Jährlichkeiten (siehe Abb. III - 16 unten) erstellt (HQ_1 bis $HQ_{1.000}$), die als Zuflussrandbedingungen für drei unterschiedliche Modelle dienen:

- Vereinfachtes hydrologisches Routing (HY_vereinfacht): Basierend auf den Formeln in Gl. I - 2 und Gl. I - 3 wurde das Flood-Routing als Einzellinearspeicherkaskade mit neun Gerinnestrecken vereinfachend abgebildet. Es wurden Doppeltrapezprofile verwendet; Retentionseffekte wurden durch die Speicherkonstante nach Williams (1969) berücksichtigt.
- Operationelles Hydrologisches Modell (HY): Hydrologisches Modell, das für die einzugsgebietsweiten Untersuchungen verwendet wurde (vgl. Kap. 2.1 in Teil III)
- Hydrodynamisches Modell (HD): Hydrodynamisches Modell im Donauabschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth (vgl. Kap. 4.4.1 in Teil II)

Das Zwischeneinzugsgebiet wurde vernachlässigt, um die reine Retentionswirkung des untersuchten Flussabschnittes ohne Überlagerungseffekte analysieren zu können. Am Pegel Donauwörth (unterstromiger Modellrand) wurden die Ergebnisganglinien hinsichtlich Höhe und Zeitpunkt des Hochwasserscheitels ausgewertet. Aus diesen Werten wurde die absolute Laufzeit $dt(Q_{\max})$ und die Dämpfung $Q_{\max}^*$ der Hochwasserwellen bestimmt. Zur Quantifizierung der Dämpfung wurde der Quotient aus Hochwasserscheitel am Auslauf zu Hochwasserscheitel am Zulauf bestimmt (Skublics et al. 2014).

Zuletzt wurden die Auswirkungen fehlerhafter bzw. variierender Zuflussrandbedingungen auf das hydrologische bzw. das hydrodynamische Modell durch eine Sensitivitätsanalyse untersucht. Die hydrologisch simulierten Zuflüsse am Pegel Neu-Ulm wichen von den gemessenen in der Scheitelhöhe und im zeitlichen Eintreffen des Scheitels ab. Daher wurde untersucht, wie sich diese Variationen der oberstromigen Zuflussrandbedingung auswirken. Es wurden, basierend auf den gemessenen Ganglinien der Hochwasserereignisse 2002 und 2005 am Pegel Neu-Ulm, zwei Gangliniensets erstellt. Sie variierten zum einen in der Scheitelhöhe (HQ_1 bis HQ_{100}) und zum anderen in der Peak-Zeit ($dt = -20$ h bis $+5$ h) (siehe Abb. III - 16). Diese Untersuchungen wurden mit dem operationellen hydrologischen Modell HY und mit dem hydrodynamischen Modell HD durchgeführt (Skublics et al. 2014).

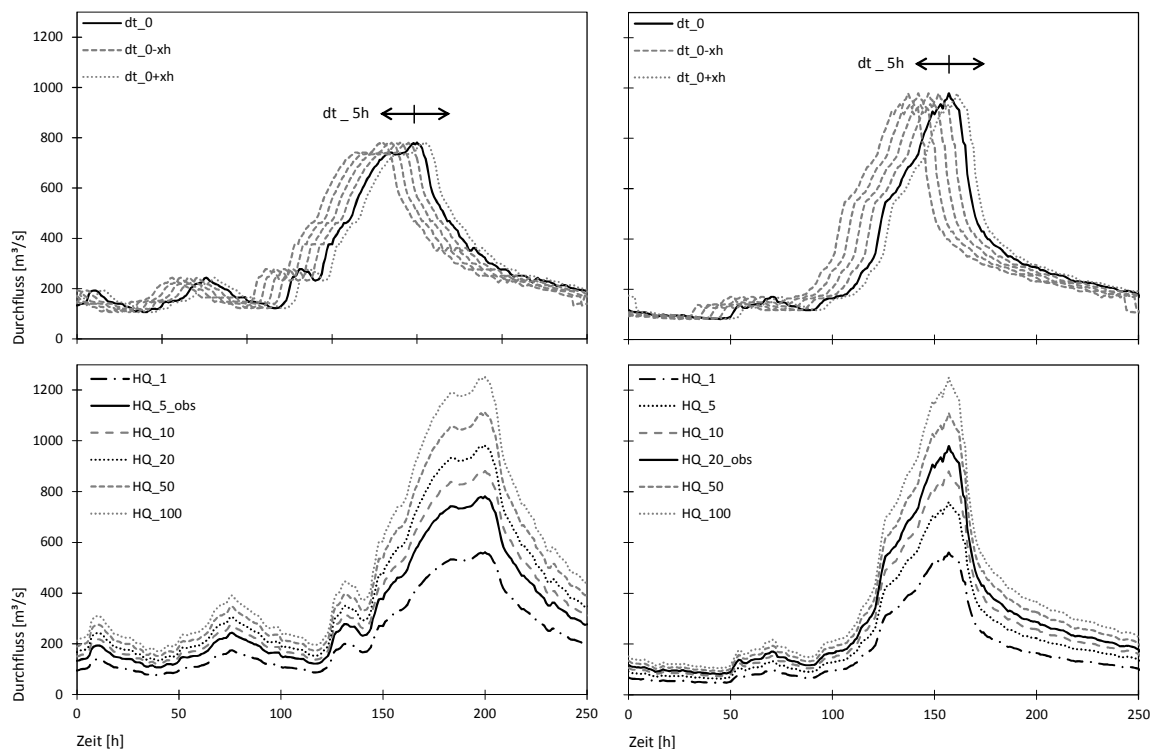


Abbildung III - 16: Gangliniensets der oberstromigen Zuflussrandbedingung für die Sensitivitätsanalyse fehlerhafter bzw. variierender Zuflussrandbedingungen. Oben: Ganglinienset zur Untersuchung von Variationen der Peak-Zeit; Unten Ganglinienset zur

Untersuchung von Variationen der Scheitelhöhe; Basierend auf dem Hochwasserereignis 2002 links und 2005 rechts; aus (Skublics et al. 2014).

Dabei war von Interesse, wie sich diese Zuflussvariationen auf Laufzeit und Dämpfung unter dem Einfluss des Zwischeneinzugsgebietes auswirken würden. Die Überlagerung der Hochwasserwelle mit Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet wird entscheidend vom zeitlichen Aufeinandertreffen der Ganglinien beeinflusst (vgl. Abb. III - 17). Das zeitliche Eintreffen der Donauhochwasserwelle wird aber sowohl von der zeitlichen Variation der Zuflussganglinie als auch von den Retentionseffekten im Untersuchungsgebiet beeinflusst.

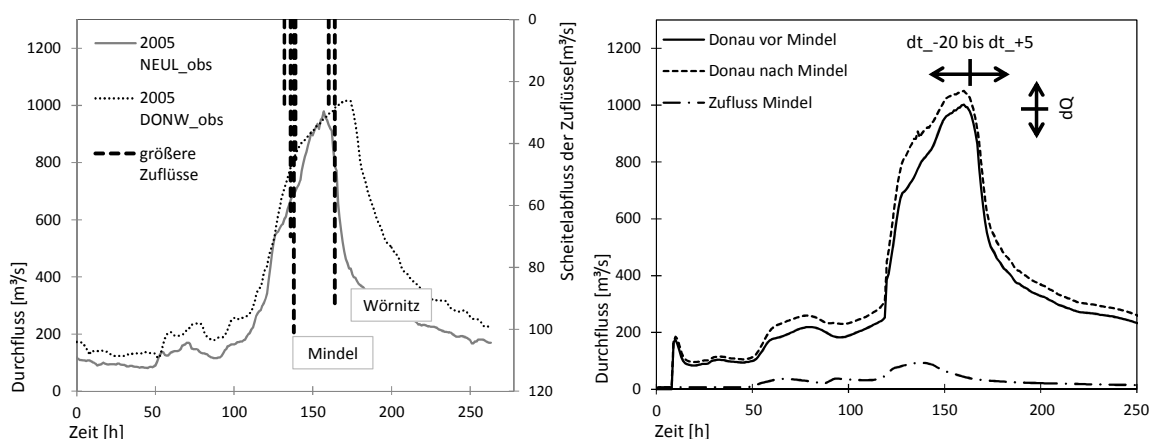


Abbildung III - 17: Einfluss der Überlagerung der Hochwasserwelle der Donau mit seitlichen Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet. Links: gemessene Ganglinie der Donau am Anfang und am Ende des untersuchten Abschnittes mit den größeren Zuflüssen des Zwischeneinzugsgebietes (HW 2005, Höhe und zeitliches Eintreffen). Rechts: Überlagerung der Donauhochwasserwelle mit der Zuflussganglinie der Mindel (HW 2005) aus (Skublics et al. 2014).

Für diese Berechnungen wurden die seitlichen Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet konstant gehalten. Die Auswertung bezog sich wieder auf die Scheitelhöhe und Peak-Zeit der Abflussganglinien am unterstromigen Modellrand (Pegel DONW). Für die Bewertung der Variation in der Scheitelhöhe wurde die absolute Laufzeit $dt(Q_{\max})$ sowie die Dämpfung $Q_{\max}^*$ bestimmt. Für die Bewertung der Variation der Peak-Zeit wurden, bezogen auf einen Referenzzustand, die Laufzeitveränderungen und die Veränderungen der Scheitelhöhe ermittelt. Den Referenzzustand bildete das jeweils hydrologische bzw. hydrodynamische Berechnungsergebnis am Modellauslauf (Pegel Donauwörth) ohne Zeitverschiebung. Dadurch wurde nicht mehr die Laufzeit, sondern die durch die zeitlich verschobenen Zuflussganglinien Veränderung der Laufzeit $dt^*(Q_{\max})$ quantifiziert. Aus den ermittelten Scheitelwerten wurde nicht mehr die Dämpfung durch das Modellgebiet, sondern die Veränderung der Scheiteldämpfung $Q_{\max}^{**}$ durch die zeitlich verschobenen Zuflussganglinien ermittelt. Diese Auswertung geht

direkter auf den Einfluss des Zwischeneinzugsgebietes ein, vernachlässigt allerdings absolute Unterschiede zwischen hydrologischer und hydrodynamischer Simulation (Skublics et al. 2014, Skublics et al. 2013).

2.2.2 Ergebnisse

Die Verwendung von gemessenen Ganglinien als Zuflussrandbedingungen zeigen für die hydrodynamische Simulation am Pegel Donauwörth sehr gute Übereinstimmungen mit den beobachteten Werten. Die hydrologisch ermittelten Werte weichen weiterhin erheblich ab, im Scheitelbereich um etwa 100 bis 200 m³/s (siehe Abb. III - 18 unten). Auch die Form der hydrologisch simulierten Ganglinie weist größere Unterschiede gegenüber den gemessenen Werten auf.

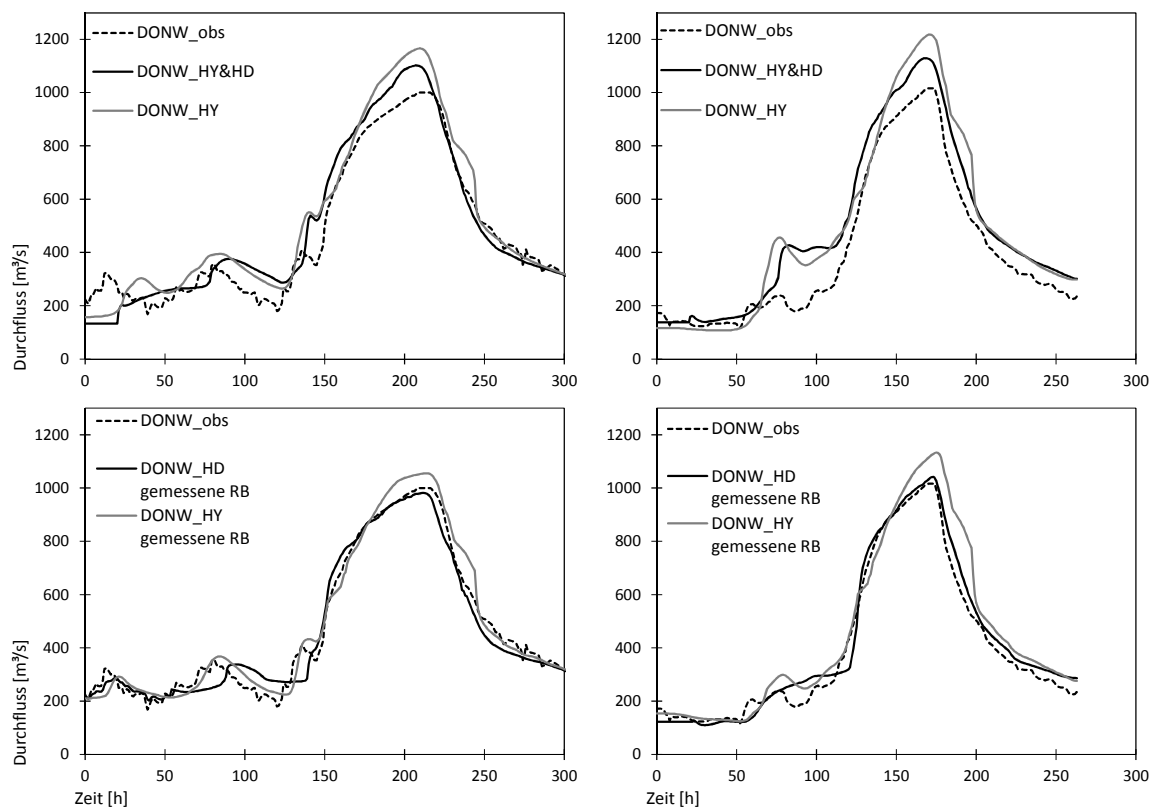


Abbildung III - 18: Simulationsergebnisse im Flussabschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth (HW 2002 links, HW 2005 rechts). Oben: hydrologische und gekoppelte Berechnungen mit hydrologisch simulierten Eingangswerten. Unten: hydrologische und hydrodynamische Berechnungen mit gemessenen Zuflussrandbedingungen aus (Skublics et al. 2014).

Bei weitgehend gemessenem, fehlerfreiem Modellinput bildet das hydrodynamische Modell die Ausbreitung von Hochwasserwellen und die Verformung durch Retentionseffekte richtig ab. Die erwartete Verbesserung der Hochwassersimulationen durch ein gekoppeltes Modell kann also nur eintreten, wenn Unsicherheiten der hydrologischen Modelle nicht über die Zuflussrandbedingungen in das hydrodynamische Modell übertragen werden. Die oben aufgestellte Hypothese ist dadurch bestätigt (Skublics et al. 2014).

Des Weiteren wurden die Unterschiede der Abbildung der Hochwasserretention durch hydrologische und hydrodynamische Modelle untersucht. Das Zwischeneinzugsgebiet wurde für diese Untersuchungen vernachlässigt und die Retentionswirkung des Untersuchungsgebietes wurde in Form der Scheiteldämpfung und der Laufzeit des Hochwasserscheitels ausgewertet. Das vereinfachte hydrologische Modell (HY_vereinfacht) wurde vor den Untersuchungen auf den gemessenen Scheitelwert des Hochwasserereignisses 2005 (HQ_{20}^*) kalibriert.

Generell zeigt die Auswertung der Hochwasserdämpfung eine zunehmende Wirkung bei steigender Jährlichkeit. Die Dämpfung zeigt dabei für die breiteren Hochwasserganglinien (basierend auf dem HW 2002) eine geringere Wirkung. Das vereinfachte hydrologische Modell (HY_vereinfacht) bildet die Scheiteldämpfung nahezu linear über die Hochwasserjährlichkeit ab (Abb. III - 19 links). Im hydrodynamischen Modell (HD) nimmt die Scheiteldämpfung zunächst stark zu und flacht dann zwischen HQ_5 und HQ_{20} etwas ab. Darüber hinaus zeigt sich für die Ganglinien basierend auf dem HW 2002 ein flacher Verlauf (zwischen HQ_{100} und $HQ_{1.000}$ sogar stagnierend). Die Ganglinien basierend auf dem schmäleren HW 2005 werden bei seltenen Ereignissen dagegen sehr stark gedämpft (Abb. III - 19 links). Das operationelle hydrologische Modell (HY) gibt den Retentionseffekt auf die Scheitelhöhe, vor allem bei selteneren Ereignissen, schwächer wieder. Für beide Hochwassertypen ergibt sich hydrologisch simuliert ein negativer Verlauf der Hochwasserdämpfung zwischen HQ_{10} und HQ_{20} (Abb. III - 19 links).

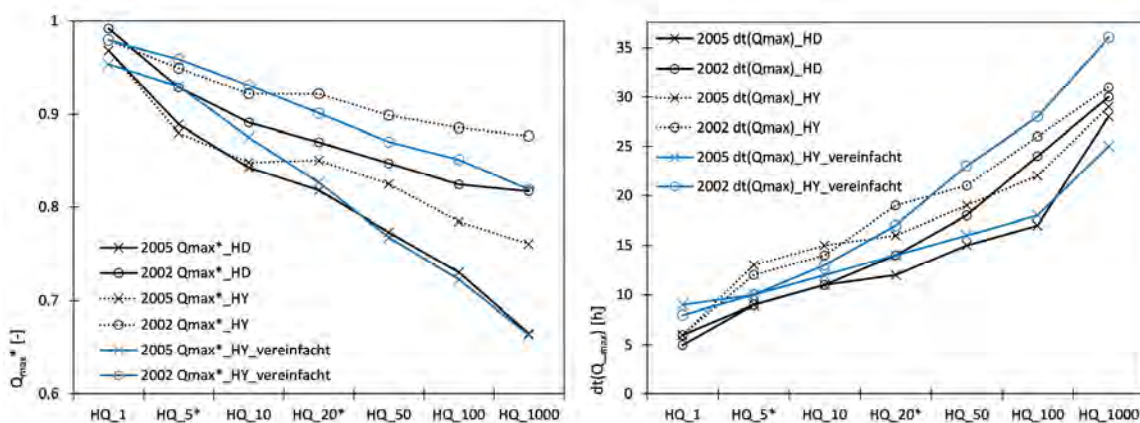


Abbildung III - 19: Abbildung der Hochwasserretention im Untersuchungsgebiet durch das vereinfachte hydrologische Modell (HY_vereinfacht), das operationelle hydrologische Modell (HY) und das hydrodynamische Modelle (HD). Auswirkungen auf die Scheiteldämpfung (links) und auf die Laufzeit des Hochwasserscheitels (rechts).

Die Laufzeit der Hochwasserwellen steigt zwischen HQ_1 und $HQ_{1.000}$, beeinflusst durch Hochwasserretention, um das 5- bis 6-fache an. Das hydrodynamische Modell (HD) stellt die Verzögerung der Hochwasserwelle für die HW 2002 basierten Ganglinien eher kontinuierlich dar. Für die Ganglinien, die auf dem HW

2005 basieren, nimmt die Verzögerung bei geringen Jährlichkeiten langsamer zu als bei hohen Jährlichkeiten (Abb. III - 19 rechts). Das operationelle hydrologische Modell (HY) liefert relativ indifferente Werte. Vor allem für Ereignisse geringer Jährlichkeit wird die Verzögerung der Hochwasserwellen durch Retentionseffekte überschätzt (Abb. III - 19 rechts). Das vereinfachte hydrologische Modell (HY_vereinfacht) gibt die unterschiedliche Charakteristik der Hochwasserwellenverzögerung über die Jährlichkeit für beide Ereignistypen gut wieder. Für die breiteren Ganglinien (HW 2002-basierend) werden die Laufzeiten allerdings teilweise erheblich überschätzt (Abb. III - 19 rechts).

Die Sensitivitätsanalyse über fehlerhafte bzw. variierende Zuflussrandbedingungen zeigt die Auswirkungen im speziellen auf die Überlagerung der Hochwasserwelle mit Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet.

Die Gangliniensets mit variierendem Scheitelabfluss rufen sowohl in der Dämpfung als auch in der Laufzeit der Hochwasserspitze sowohl für das operationelle hydrologische Modell (HY) als auch für das hydrodynamische Modell (HD) unterschiedliche Reaktionen hervor. Die Wellendämpfung wird durch das hydrologische Modell weiterhin unterschätzt (Abb. III - 20 links). Der Verlauf der Wellendämpfung über die Hochwasserjährlichkeit (HD) unterscheidet sich zwischen den Ganglinien, die auf dem HW 2002 basieren und den Ganglinien, die auf dem HW 2005 basieren stark. Während bei Letzteren die Dämpfung kontinuierlich zunimmt, werden Ganglinien basierend auf dem HW 2002 zwischen einem HQ_5 und einem HQ_{10} kaum und zwischen einem HQ_{10} und einem HQ_{20} gar nicht zusätzlich gedämpft. Diesen Verlauf kann das hydrologische Modell nicht nachbilden (siehe Abb. III - 20 links).

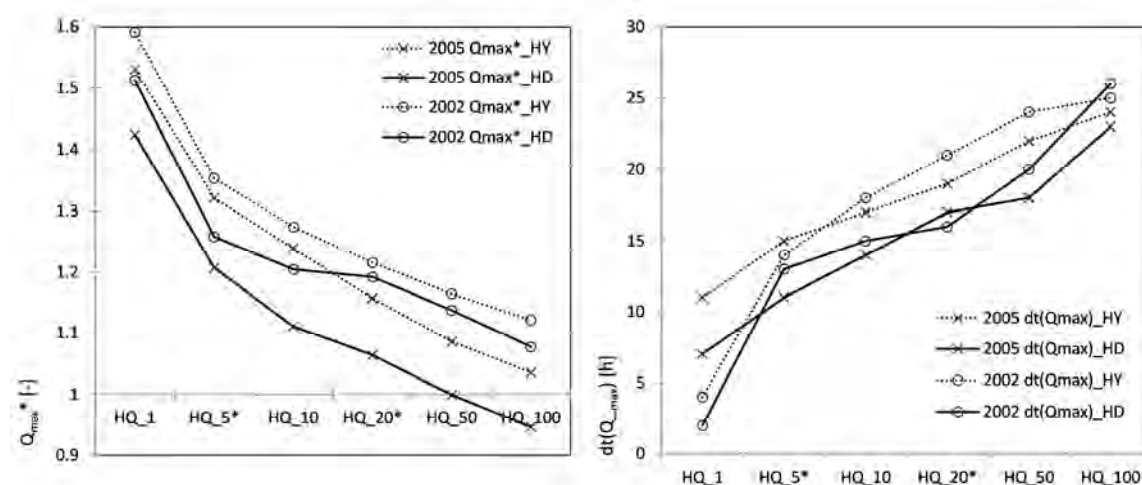


Abbildung III - 20: Auswirkungen der Gangliniensets mit variierendem Scheitelabfluss auf die Scheiteldämpfung (links) und auf die Laufzeit des Hochwasserscheitels (rechts) aus (Skublics et al. 2014).

Auch die Laufzeiten der Hochwasserwellen werden durch das Zwischeneinzugsgebiet verändert. Generell gibt das hydrologische Modell (HY) höhere Laufzeiten für die untersuchten Hochwasserwellen an (Abb. III - 20 rechts). Der hydrodynamisch ermittelte Verlauf der Laufzeiten über die Hochwasserjährlichkeit zeigt für die HW 2002 basierenden Ganglinien zwischen dem HQ_5 und dem HQ_{20} einen Vor-Aufbau der Hochwasserwelle durch Zuflüsse des Zwischeneinzugsgebietes. Diese Eigenschaft wird durch das hydrologische Modell nicht wiedergegeben (Abb. III - 20 rechts) (Skublics et al. 2014).

Die Gangliniensets mit variierender Peak-Zeit rufen ebenfalls Veränderungen in der Überlagerung mit Abflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet und damit auch in der resultierenden Scheitelhöhe und -zeit hervor. Da die Abweichungen geringer sind, wurden sie relativ ausgewertet. Der Referenzzustand waren jeweils die hydrologischen bzw. hydrodynamischen Simulationsergebnisse des zeitlich nicht verschobenen Zustandes. Die absolute Abweichung der Ergebnisse ist dadurch allerdings nicht mehr sichtbar. Ganglinien, die auf dem HW 2002 basieren, erfahren durch eine negative zeitliche Verschiebung eine Erhöhung der Scheitelabflüsse und durch eine positive zeitliche Verschiebung auch eine Verringerung. Dies wird sowohl durch das hydrologische als auch durch das hydrodynamische Modell abgebildet (Abb. III - 21 links). Ganglinien die auf dem HW 2005 basieren verhalten sich ab einer negativen Verschiebung von über fünf Stunden umgekehrt. Dies wird durch das hydrologische Modell nicht wiedergegeben (Abb. III - 21 links).

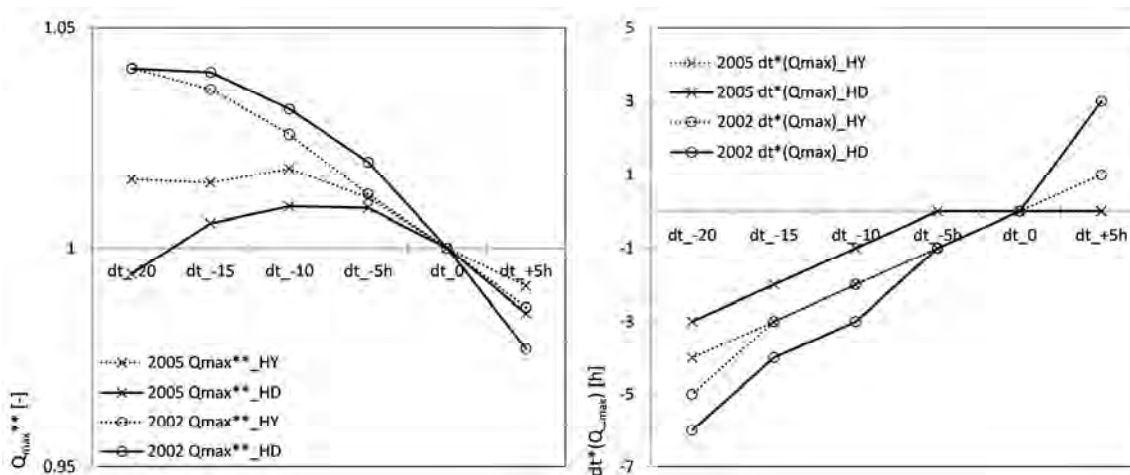


Abbildung III - 21: Auswirkung der Gangliniensets mit variierender Peak-Zeit auf die Änderung der Scheiteldämpfung (links) und auf die Änderung der Laufzeit (rechts) aus (Skublics et al. 2014).

Die resultierenden Laufzeitveränderungen durch zeitlich verschobene Zuflussganglinien weisen hydrologisch simuliert einen nahezu linearen Verlauf über die Hochwasserjährlichkeit auf. Das hydrodynamische Modell liefert für die

zwei unterschiedlichen Hochwassertypen auch einen unterschiedlichen Verlauf der Laufzeitveränderungen (Abb. III - 21 rechts). Die ermittelten Laufzeitveränderungen liegen trotz einer Verschiebung der Zuflussganglinien um 20 Stunden nur in einem Bereich zwischen 3 und 6 Stunden (Abb. III - 21 rechts) (Skublics et al. 2014).

Der Einfluss des Zwischeneinzugsgebietes wird in der Auswertung der Sensitivitätsanalyse deutlich. Je nach Hochwassertyp können durch Variationen der Randbedingungen kompensatorische oder verstärkende Effekte auftreten. Demnach kann sich durch einen Zeitfehler von minus 20 Stunden der Einfluss eines seitlichen Zuflusses auf die Hochwasserspitze verdoppeln oder aber er ist kaum erkennbar (siehe Abb. III - 22).

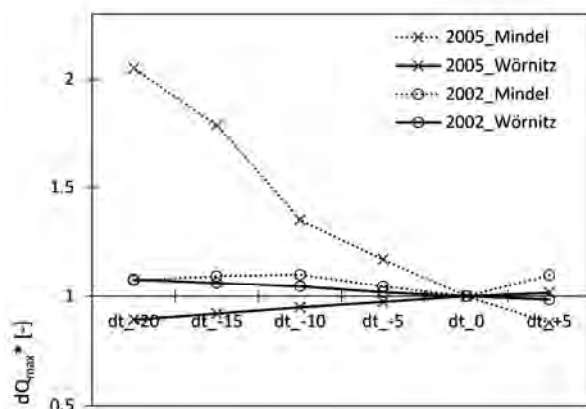


Abbildung III - 22: Auswirkungen einer zeitlich verschobenen Zuflussganglinie auf die Überlagerung mit Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet. Hier am Beispiel von Mindel und Wörnitz (HW 2002 und HW 2005) aus (Skublics et al. 2014).

2.2.3 Schlussfolgerungen

Die Verwendung gemessener Zuflussrandbedingungen im untersuchten Flussabschnitt hat zur Folge, dass die durch Hochwasserretentionseffekte beeinflusste Hochwasserwellenausbreitung durch das hydrodynamische Modell genau abgebildet werden kann. Demnach sind möglichst fehlerfreie hydrologisch ermittelte Zuflussrandbedingungen für eine gekoppelte Modellierung essenziell.

Auf fehlerhafte bzw. variierende Randbedingungen reagieren hydrologische und hydrodynamische Modelle nicht auf die gleiche Art. Wird also beispielsweise die Hochwasserspitze der Zulauftrandbedingung überschätzt, reagieren die untersuchten Modelle auf die äquivalente Veränderung unterschiedlich. Dies ist auf die Abbildung natürlicher Hochwasserretention durch die Modelle zu erklären. Dabei kann durch Variationen der Peak-Zeit aufgrund der Überlagerung mit Abflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet die Scheithöhe beeinflusst werden, die wiederum den Umfang von Ausuferungen und Retentionseffekten beeinflusst. Anders herum

haben Variationen der Scheitelhöhe direkten Einfluss auf die Hochwasserretention und damit auf die Wellenlaufzeit. Diese Effekte können sich kompensieren oder verstärken und sind von Hochwasserereignis zu Hochwasserereignis unterschiedlich. Eine fehlerhafte Abbildung der zugrundeliegenden Effekte kann also auch zu Lösungen führen, die nicht dem Zustand in der Natur entsprechen. Die Abbildung natürlicher Hochwasserretentionseffekte sollten daher durch ein Modell erfolgen, das möglichst zuverlässig und extrapolierbar dieses komplexe und nichtlineare Verhalten wiedergeben kann (Skublics et al. 2014, Skublics et al. 2013).

Die Untersuchungen zeigen, dass dieses Verhalten durch hydrologische Modelle kaum abgebildet werden kann. Eine Modellanpassung an entsprechende Hochwasserereignisse beschreibt das Verhalten nur in einem Punkt und wird bei einer Veränderung der Charakteristik versagen.

Daher bietet eine Kopplung von hydrologischen und hydrodynamischen Modellen das Potenzial, die Abbildung der Hochwasserwellenausbreitung, die Hochwasservorhersage oder allgemein, den Hochwasserschutz zu verbessern. Dazu muss allerdings dafür gesorgt werden, dass die Prozesse der Abflussbildung (Niederschlag-Abfluss-Prozess) und der Abflussfortpflanzung (Flood-Routing) im hydrologischen Modell strikter getrennt sind und somit keine oder möglichst geringe Unsicherheiten aus dem hydrologischen Modell in das hydrodynamische Modell übergeben werden. Dies kann dann erreicht werden, wenn die Modellkette aus hydrologischen und hydrodynamischen Modell zusammenhängend kalibriert und validiert wird.

3 Diskussion und Zwischenfazit zu Modellierung von Hochwasserrückhalt

Es existieren zahlreiche Möglichkeiten, die Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen in begrenzten Untersuchungsgebieten oder auch großskalig zu quantifizieren. Für die Untersuchung potenzieller reaktivierbarer Rückhalteräume, Stauhaltungen und natürlicher Retentionsflächen entlang der bayerischen Donau wurden in der Studie Asenkerschbaumer et al. (2012) 2d-hydrodynamische Modelle verwendet. Aufgrund des großen Untersuchungsgebietes (ca. 370 Flusskilometer) und der großen Anzahl an zu untersuchenden Maßnahmen wurden die Berechnungen auf drei hydrologische Szenarien in der Einzelwirkungsanalyse und Kombinationsuntersuchung von je zwei Rückhalteflächen je hydrologischen Abschnitt begrenzt. Trotz weiterer Vereinfachungen, wie der Vernachlässigung von Polderentleerungen oder der Annahme optimaler Poldersteuerungen, war ein sehr hoher Simulationsaufwand nötig. Die Komplexität der großräumigen Auswirkungen

solcher Maßnahmen, die gegenseitigen Beeinflussungen von gesteuertem Rückhalt und natürlichen Ausuferungen, das Zusammenspiel unterschiedlicher Rückhaltmaßnahmen während eines Hochwasserereignisses und die Unsicherheiten im operationellen Betrieb (Prognose) fordern allerdings eine umfassendere Betrachtung.

Auf der anderen Seite wird bei großräumigen Optimierungsaufgaben (überregionale Wirkung von Hochwasserspeichern) auf einfachere (oft hydrologische) Modelle zurückgegriffen. Dadurch vergrößern sich wiederum die Unsicherheiten bei der Abbildung der Ausbreitung von Hochwasserwellen. Auch für diese Untersuchungen aus Skublics et al. (2013) wurden die Unsicherheiten aus der Niederschlagsprognose vernachlässigt. Werden vereinfachte statistische Analysen zur Wirkungsanalyse von Speichern herangezogen, so kann nur noch von einer Abschätzung der Wirkungsradien gesprochen werden.

Die Kopplung dieser Ansätze, mit dem Ziel, Vorteile aus hydrologischer und hydrodynamischer Modellierung zu verbinden, hat mit bestehenden Modellen nicht die gewünschte Wirkung gezeigt. Weiterführende Untersuchungen zeigen allerdings, dass ein Potenzial zur Verbesserung der Hochwassermodellierung durch eine Kopplung durchaus vorhanden ist. Dieses Potenzial wird sich aber nur dann entfalten können, wenn die Modelle bestmöglich aufeinander abgestimmt werden. Das bedeutet schlussendlich, dass eine hydrologisch-hydrodynamische Modellkette gemeinsam kalibriert werden muss, wobei eine möglichst scharfe Trennung der Niederschlags-Abflussprozesse von den Flood-Routing-Prozessen erreicht werden muss. Ein solches gekoppeltes Modell könnte eine sehr belastbare Hochwassermodellierung für ein großes Einzugsgebiet wie dem der bayerischen Donau bieten.

Für Optimierungsaufgaben oder den operationellen Betrieb wird dieses Modell allerdings trotz steigender Rechnerleistung nicht einsetzbar sein. Dennoch könnte es die Grundlage für schnellere Modelle darstellen. Der Grundgedanke dahinter ist, dass durch ein langsames, aber möglichst detailliertes und genaues Modell eine Wissensgrundlage über die Ausbreitung von Hochwasserwellen im Untersuchungsgebiet geschaffen werden kann. Diese wäre dann auf andere Modellierungsmethoden übertragbar. Denkbar ist hier eine Erweiterung der hydrologischen Modelle, der Aufbau eines künstlichen neuronalen Netzes oder die Übertragung auf ein 1d-hydrodynamisches Modell.

Die Ausbreitung von Hochwasserwellen wird maßgebend von den Effekten der natürlichen Hochwasserretention beeinflusst. Für die großräumige Modellierung von Hochwasserereignissen bleibt daher einer der wichtigsten Aspekte die Abbildung von Hochwasserretentionseffekten durch Ausuferungen. Dieses

weitgehend natürliche Phänomen hat großen Einfluss auf den Ablauf von Hochwasserereignissen und wirkt sich von Ereignis zu Ereignis unterschiedlich aus. Durch das Wirken des Menschen im Einzugsgebiet und am Fluss wird die natürliche Hochwasserretention zudem ständig beeinflusst und deren Wirkung verändert. Im letzten Teil dieser Arbeit werden daher die Abbildung natürlicher Hochwasserretention und deren Veränderung an der bayerischen Donau vertieft betrachtet.

IV Einfluss natürlicher Hochwasserretention auf die Ausbreitung von Hochwasserwellen

Eine verbesserte Modellierung von Hochwasserprozessen im Allgemeinen und der Ausbreitung von Hochwasserwellen im Speziellen birgt das Potenzial, den Hochwasserschutz in etlichen Bereichen zu verbessern. Die komplexe nichtlineare Wirkung natürlicher Hochwasserretention macht dies vor allem in Gebieten mit geringen Gefällen und weitläufigen Vorländern schwierig. Grundlage für Verbesserungen ist zunächst eine möglichst genaue Kenntnis der zugrunde liegenden Prozesse.

Der Einfluss des Menschen hat die natürliche Hochwasserretention stark verändert. Retentionsräume sind weggefallen oder werden erst bei sehr viel größeren Abflüssen aktiviert. Heutige Hochwasserschutzmaßnahmen zielen häufig darauf ab, diesen Retentionsraumverlust durch gesteuerte Hochwasserrückhaltung zu kompensieren. Dabei wird allerdings i.d.R. eine rein volumetrische Betrachtung vorgenommen. Die eigentliche Wirkungsweise natürlicher Hochwasserretention, die zudem von Standort zu Standort und von Ereignis zu Ereignis unterschiedlich ausfällt, wird nur selten berücksichtigt. Eine detailliertere Kenntnis über die Vorgänge natürlicher Hochwasserretention und über die Veränderung natürlicher Hochwasserretention durch den Menschen ist daher auch aus dieser Sicht nötig. In diesem Teil werden daher die Prozesse natürlicher Hochwasserretention analysiert.

Das erste Kapitel gibt einen Überblick über die natürliche Hochwasserretention im Einzugsgebiet der bayerischen Donau. Insbesondere wird die bayerische Donau in ihrem heutigen Zustand und im Zustand vor den Flussbegradigungsmaßnahmen betrachtet. Im zweiten Kapitel wird dann die Wirkung natürlicher Hochwasserretention entlang der bayerischen Donau systematisch untersucht. Dabei wird sowohl die Scheiteldämpfung als auch die Verzögerung der Hochwasserscheitel betrachtet und den aktivierten Retentionsvolumina gegenübergestellt.

1 Natürliche Hochwasserretention im Einzugsgebiet der bayerischen Donau

Im Untersuchungsgebiet kann es bei Hochwasser an etlichen Bereichen zu Ausuferungen kommen. Retentionseffekte, die sich großräumig auswirken, treten allerdings nur an einigen Stellen auf. In diesem Kapitel wird die Wirkung dieser Retentionsflächen während der letzten Hochwasserereignisse (HW 1999, HW 2002 und HW 2005) dargestellt. Zusätzlich werden die historischen Verhältnisse an der

bayerischen Donau beschrieben. Dabei werden auf Untersuchungsergebnisse aus Skublics et al. (2009) und Skublics und Rutschmann (2014b) zurückgegriffen.

1.1 Natürliche Hochwasserretention an den Zuflüssen der Donau

Hochwasserretention durch Ausuferung wirkt sich dort am stärksten aus, wo ein relativ flaches Längsgefälle auf ausgedehnte Auen trifft (Bauer 2004, Haider und Vischer 1994). Diese Verhältnisse sind an den Donauzubringern i.d.R. an den Unterläufen anzutreffen.

Bis zum Pegel Kempten sind an den Ganglinien der **Iller** während der untersuchten Hochwasserereignisse keine Retentionseffekte ablesbar. Zwischen Sonthofen und Kempten wird das Hochwasser durch dominante seitliche Zuflüsse charakterisiert und aufgebaut. Bis hin zur Mündung in die Donau sind jedoch deutliche Retentionseffekte zu erkennen. Obwohl der Scheitelabfluss des Hochwasserereignisses 1999 am Pegel Wiblingen höher ausfällt als am Pegel Kempten, ist ein Retentionseinfluss im ansteigenden Ast der Ganglinie (bei ca. 500 m³/s) durch ein Abknicken derselben nachzuvollziehen (Abb. IV - 1 links). Während des Hochwassers 2002 wird der Ausuferungswert nur wenig überschritten. Die Wirkung ist dennoch deutlich an der gemessenen Ganglinie des Pegels Wiblingen zu erkennen (Abb. IV - 1 Mitte). Am deutlichsten ist die Wirkung der Vorlandretention bei den Hochwasserwellen des Ereignisses 2005 erkennbar. Die Ganglinie am Pegel Wiblingen knickt im Bereich von etwa 500 m³/s ein, der Scheitelabfluss wird gedämpft und verzögert (Abb. IV - 1 rechts).

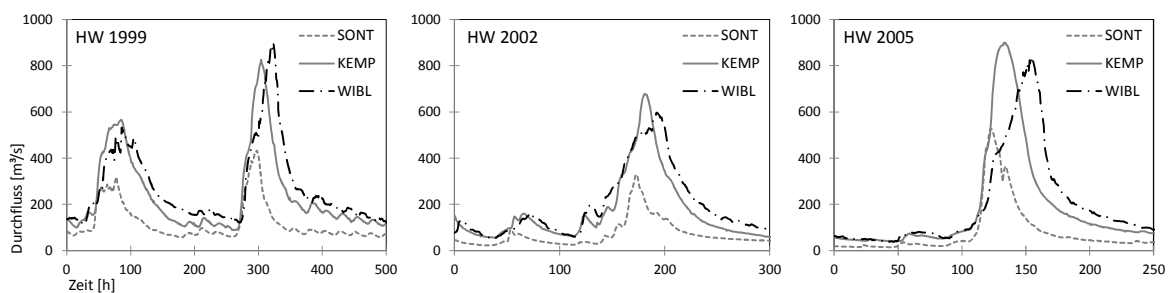


Abbildung IV - 1: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Iller für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Sonthofen (SONT), Kempten (KEMP) und Wiblingen (WIBL).

Der Beginn großflächigerer Ausuferungen bei ca. 500 m³/s liegt im Bereich eines HQ₅ bis HQ₁₀ am Pegel Kempten. Die Hochwasserereignisse 1999 und 2005 waren am Pegel Kempten größer als HQ₁₀₀ und das Ereignis 2002 lag im Bereich eines HQ₅₀.

Die Auswertungen hydrodynamischer Berechnungen zeigen, dass großflächige Ausuferungen an der Iller im untersten Flussabschnitt (25 Fkm) vor der Mündung

auftreten. Auf insgesamt etwa 9 km² wird Wasser in den Flussauen zurückgehalten (siehe Abb. IV - 2). Das Längsgefälle der Iller beträgt in diesem Abschnitt im Mittel 1,8 ‰. Neben der Vorlandretention ist auch eine Beeinflussung durch Versickerungen in das Grundwasser nicht ausgeschlossen (Skublics et al. 2013).

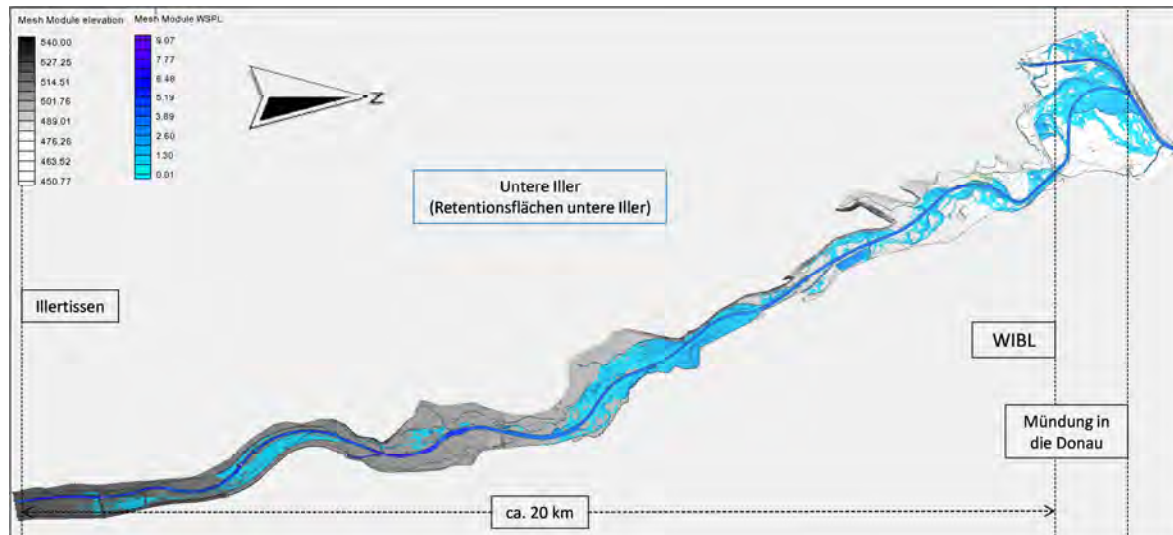


Abbildung IV - 2: Retentionsfläche untere Iller an der Iller zwischen Illertissen und dem Pegel Wiblingen (WIBL).

An der **Wertach** sind an den Ganglinien der Hochwasserereignisse 1999, 2002 und 2005 an den Pegeln Biessenhofen, Türkheim und Augsburg Oberhausen kaum Retentionswirkungen ablesbar (siehe Abb. IV - 3).

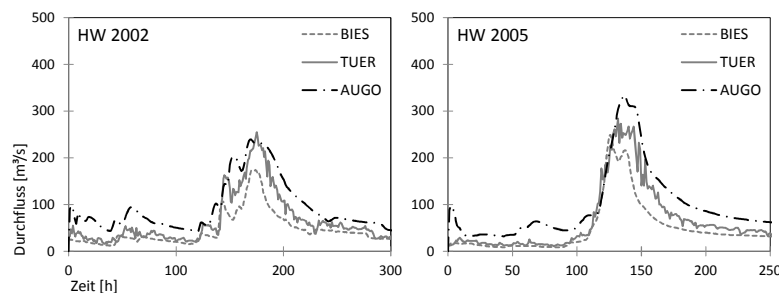


Abbildung IV - 3: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Wertach für die Hochwasserereignisse 2002 (links) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Biessenhofen (BIES), Türkheim (TUER) und Augsburg Oberhausen (AUGO).

Die Hochwasserereignisse lagen im Bereich eines HQ₁₀₀ (1999), HQ₁₀ (2002) bzw. zwischen HQ₂₀ und HQ₅₀ (2005) (Pegel Türkheim). Ausuferungen traten im Verlauf der Wertach nur partiell auf. Einzig vor dem Pegel Biessenhofen kam es auf einer Länge von ca. 18 Flusskilometern zu großflächigen Ausuferungen. Die Ausuferungen beginnen hier bei einem etwa 2-jährlichen Abfluss. Das Längsgefälle der Wertach beträgt in diesem Abschnitt im Mittel 2,7 ‰.

Der **Lech** ist unterhalb des Forggensees in großen Abschnitten staugeregt. Ausuferungen treten im Bereich dieser Stauhaltungen bis zu sehr hohen Abflüssen

nicht auf. Daher ist auch eine Verformung der Hochwasserganglinie eher auf die Wirkung des Forggensees bzw. auf die Steuerung der Staustufen zurückzuführen (siehe Abb. IV - 5 links). Zwischen Augsburg und der Mündung in die Donau tritt der Lech allerdings auf einer Länge von gut 20 km ab etwa $1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ ($1.350 \text{ m}^3/\text{s} \triangleq \text{HQ}_{100}$; $730 \text{ m}^3/\text{s} \triangleq \text{HQ}_5$) über die Ufer und nutzt eine Retentionsfläche von ca. 8 km^2 (siehe Abb. IV - 4). Das Längsgefälle beträgt in diesem Bereich rund 1,77 ‰.

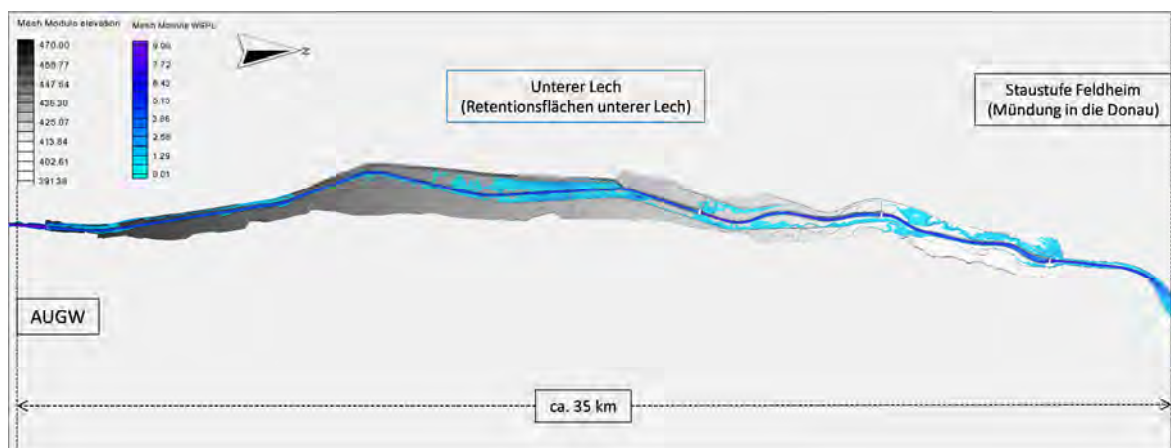


Abbildung IV - 4: Retentionsfläche unterer Lech am Lech zwischen dem Pegel Augsburg u.d. Wertachmündung (AUGW) und der Mündung in die Donau.

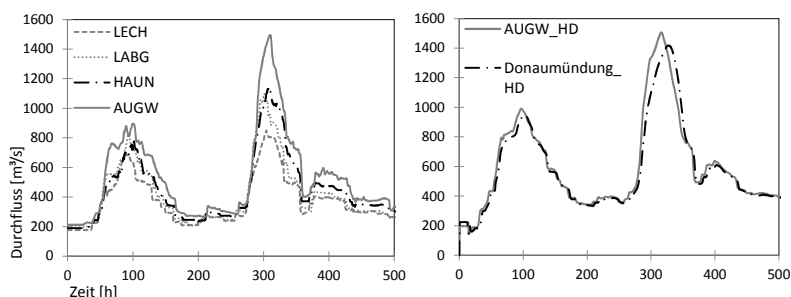


Abbildung IV - 5: Links: gemessene Hochwasserganglinien entlang des Lech für das Hochwasserereignis 1999. Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Lechbruck (LECH), Landsberg (LABG), Haunstetten (HAUN) und Augsburg u. d. Wertachmündung (AUGW). Rechts: hydrodynamisch simulierte Ganglinien (HW 1999) am Pegel AUGW und kurz vor der Mündung des Lech in die Donau.

Der Effekt dieser Vorlandretention am unteren Lech kann deutlich durch die Dämpfung und die zeitliche Verzögerung der Hochwasserwelle beobachtet werden (siehe Abb. IV - 5 rechts).

An der **Isar** unterhalb des Sylvensteinspeichers kann das Hochwasser oberhalb von München noch an einigen Stellen über die Ufer treten. Auf ca. 35 km Länge zwischen Lenggries und München treten Ausuferungen schon bei Hochwasserabflüssen kleiner HQ_1 auf. Dies zeigt sich allerdings kaum in der Betrachtung der Hochwasserganglinien zwischen den Pegeln Lenggries und München (siehe Abb. IV - 6). Das Längsgefälle der Isar liegt in diesem Bereich im

Mittel bei 2,5 %. Nördlich von München zweigt der Mittlere-Isar-Kanal ab, über den bei Hochwasser ereignisspezifisch Hochwasserabflüsse ausgeleitet werden. Demnach ist die Hochwasserganglinie am Pegel Freising i.d.R. gedämpft (Abb. III - 6).

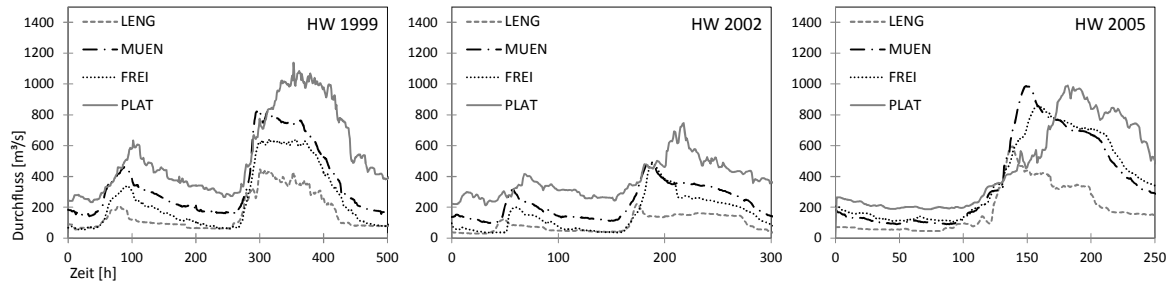


Abbildung IV - 6: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Isar für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Lenggries (LENG), München (MUEN), Freising (FREI) und Plattling (PLAT).

Zwischen Freising und Landshut beträgt das Längsgefälle der Isar nur noch etwa 1,5 %. Zudem stehen hier über 25 Flusskilometer ca. $8,5 \text{ km}^2$ Retentionsfläche zur Verfügung. Die Hochwasserwelle wird vor allem im ansteigenden Ast davon beeinflusst. Zudem entsteht eine zeitliche Verschiebung des Hochwasserscheitels (siehe Abb. IV - 6). Im Gebiet nördlich von München kommt zusätzlich ein starker Grundwassereinfluss hinzu. Im Falle von Ausuferungen können je nach Grundwasserstand während des Ereignisses größere Versickerungsmengen in den Schotterkörper auftreten (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008a).

Die drei betrachteten Hochwasserereignisse verursachten entlang der **Naab** keine Hochwasserabflüsse. Während des Ereignisses 2002 wurden am Pegel Münchshofen an der Naab mit über $150 \text{ m}^3/\text{s}$ Scheitelabfluss der einjährige Hochwasserabfluss unterschritten. Retentionseffekte konnten daher bei der Analyse der Ganglinien nicht festgestellt werden (Abb. IV - 7 links).

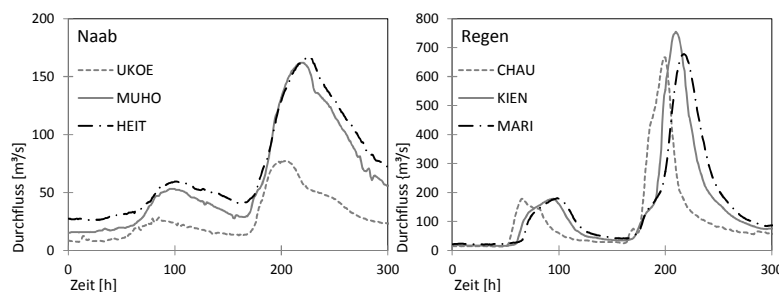


Abbildung IV - 7: Gemessene Hochwasserganglinien für das Hochwasserereignis 2002 an der Naab (links) und am Regen (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln; Naab: Unterköblitz (UKOE), Münchshofen (MUHO) und Heitzenhofen (HEIT); Regen: Chamerau (CHAU), Kienhof (KIEN) und Mareinthal (MARI).

Am **Regen** führten die Niederschläge vom August 2005 und vom Mai 1999 ebenfalls nicht zu Hochwasserabflüssen. Während des Hochwasserereignisses 2002 dagegen traten nahezu am gesamten Regen Abflüsse jenseits HQ₁₀₀ auf. Großflächige Ausuferungen traten vor allem in der sogenannten Regentalau auf. Zwischen dem Pegel Chamerau und Kienhof füllten sich entlang von über 35 Flusskilometern ab einem Abfluss von ca. 100 m³/s (kleiner HQ₁) die Vorländer (siehe Abb. IV - 8). Das Längsgefälle beträgt in diesem Bereich ca. 0,37 ‰.

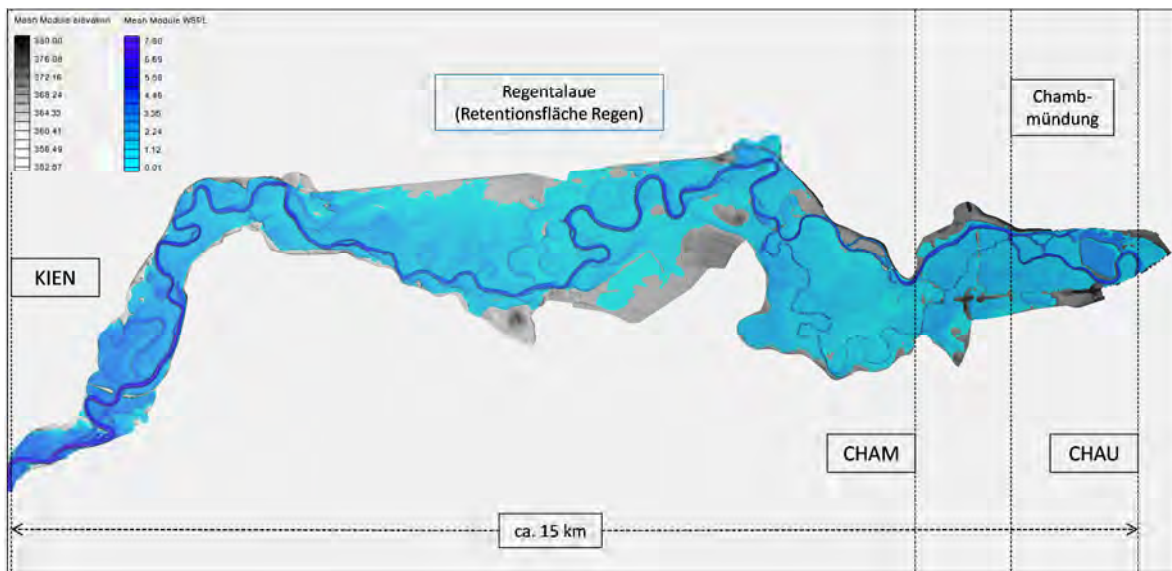


Abbildung IV - 8: Retentionsfläche Regentalae am Regen zwischen den Pegeln Chamerau (CHAU) und Kienhof (KIEN).

Dies führt zu einem starken Retentionseffekt, der sich allerdings in den Ganglinien des Hochwassers 2002 sehr früh und hauptsächlich im ansteigenden Ast der Hochwasserwelle bemerkbar macht (siehe Abb. IV - 7 rechts). Ein eventueller Einfluss auf die Höhe des Scheitelabflusses wird durch die Zuflüsse des Chamb überlagert.

1.2 Natürliche Hochwasserretention entlang der bayerischen Donau

Entlang der bayerischen Donau treten bei Hochwasser vor allem im westlichen Abschnitt größere natürliche Ausuferungen auf. Zwischen Straubing und Vilshofen wird im Rahmen des Donauausbaus das Hochwasserschutzkonzept seitens der RMD Wasserstraßen GmbH beplant. Im Rahmen dieser Arbeit werden keine Aussagen über Retentionseffekte in diesem Gebiet gemacht. Unterhalb von Vilshofen, bis hin zur österreichischen Landesgrenze verläuft die Donau in einem relativ engen Tal. Retentionseffekte durch Ausuferungen nehmen hier einen untergeordneten Stellenwert ein. Aus diesen Gründen beschränken sich die Betrachtungen auf den Donauabschnitt zwischen Neu-Ulm und Straubing.

Der Einfluss natürlicher Hochwasserretention wird zunächst im heutigen anthropogen veränderten Zustand dargestellt. Anschließend wird untersucht, wie sich aktuelle hydrologische Randbedingungen auf einen noch kaum veränderten Flusslauf (historische Donau) auswirken würden.

1.2.1 Ist-Zustand

Im westlichsten Teil des Untersuchungsgebietes zwischen **Neu-Ulm** und **Donauwörth** verläuft die Donau durch eine sehr breite Talniederung. Zunächst verläuft der Donau-Flussschlauch entlang des südlichen Hochufers, sodass sich Ausuferungen auf das nördlich gelegene ‚schwäbische Donaumoos‘ begrenzen. Zwischen den Stauhaltungen Gundelfingen und Faimingen schwenkt die Donau an das nördliche Hochufer. Ab hier erstreckt sich südlich des Flussschlauches der sogenannte Riedstrom (siehe Abb. IV - 9).

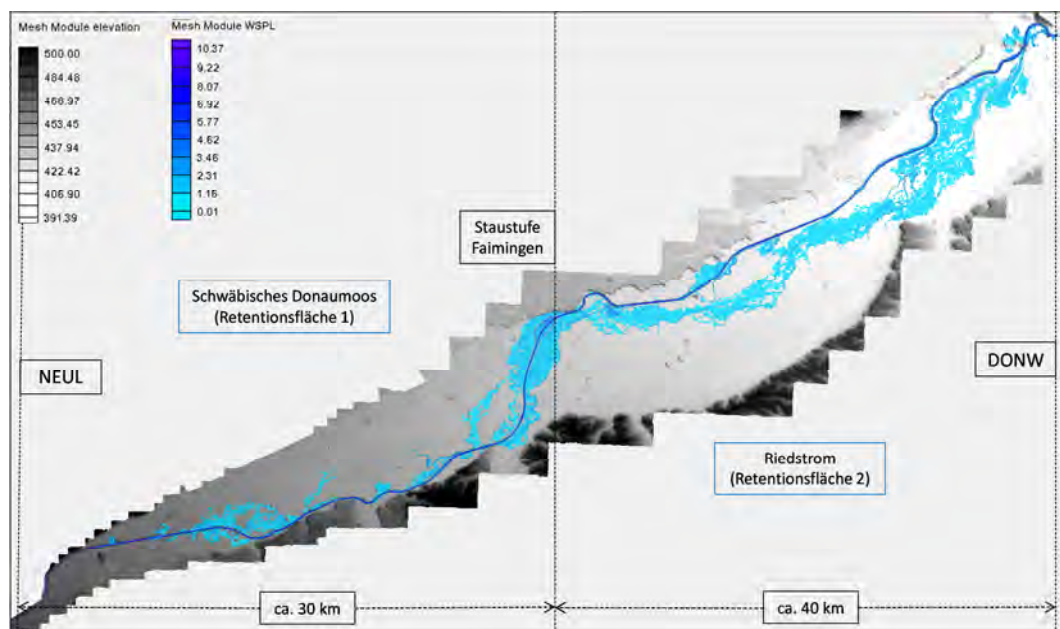


Abbildung IV - 9: Retentionsflächen an der Donau zwischen Neu-Ulm (NEUL) und Donauwörth (DONW).

Hochwasserabflüsse, die im Bereich des Riedstroms zur Ausuferung kommen, fließen weitgehend parallel zur Donau über etwa 40 Kilometer, bis sie sich vor dem Pegel Donauwörth wieder mit der Donau vereinen. Ausuferungen in den Riedstrom beginnen bereits ab HQ_2 an mehreren Stellen, teilweise unterstützt durch Überstauregelungen der Staustufen. Großflächigere Überschwemmungen treten dann ab ca. HQ_5 auf.

Durch die massive Eintiefung der Donau unterhalb Neu-Ulms beginnen Ausuferungen in das schwäbische Donaumoos erst ab ca. HQ_{10} . Großflächigere Überschwemmungen sind in diesem Bereich erst zwischen HQ_{20} und HQ_{50} zu beobachten.

Daher sind Retentionswirkungen zwischen Neu-Ulm und Donauwörth während der letzten Hochwasserereignisse hauptsächlich auf den Riedstrom zurückzuführen. In diesem Donauabschnitt treffen die Hochwasserwellen kleinerer seitlicher Zuflüsse häufig gleichzeitig mit der Hochwasserwelle der Donau ein. Dadurch kann es zu einem Aufbau des Hochwasserscheitels kommen. Dennoch sind die Retentionseffekte anhand der Ganglinien deutlich zu erkennen (siehe Abb. IV - 10).

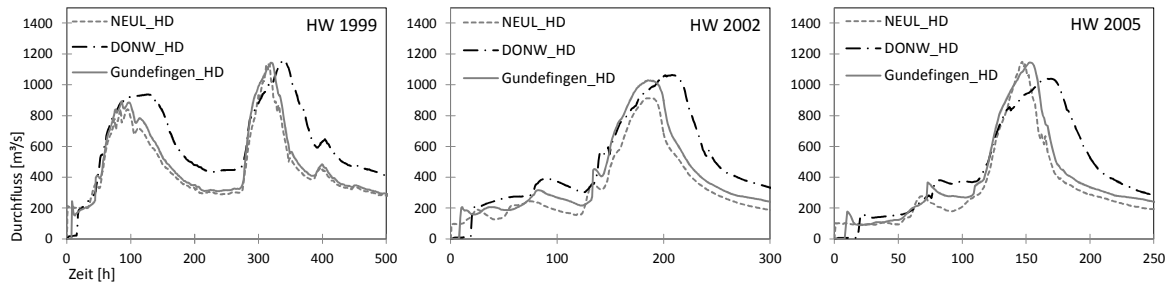


Abbildung IV - 10: Hochwasserganglinien aus dem hydrodynamischen Modell entlang der Donau im Abschnitt Neu-Ulm (NEUL) bis Donauwörth (DONW) für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts).

Besonders wirkungsvoll zeigt sich die verzögernde Wirkung des Riedstroms in der Überlagerung der Hochwasserwelle der Donau mit den Zuflüssen des Lech. Da die Hochwasserwelle des Lech i.d.R. der Hochwasserwelle der Donau vorausläuft, bedingt die Retentionswirkung des Riedstroms eine entscheidende Verbesserung der Hochwassersituation unterhalb der Lechmündung. Ohne die verzögernde Wirkung des Riedstroms wäre das Hochwasserereignis 1999 am Pegel Ingolstadt mit einer Jährlichkeit von über 500 anstatt 200 weit höher ausgefallen (Fischer et al. 2008).

Die Flussstrecke zwischen **Donauwörth** und **Ingolstadt** wird durch die Donauenge zwischen Steppberg und Neuburg unterteilt. Im oberstromigen Abschnitt mündet der Lech in die Donau (siehe Abb. IV - 11).

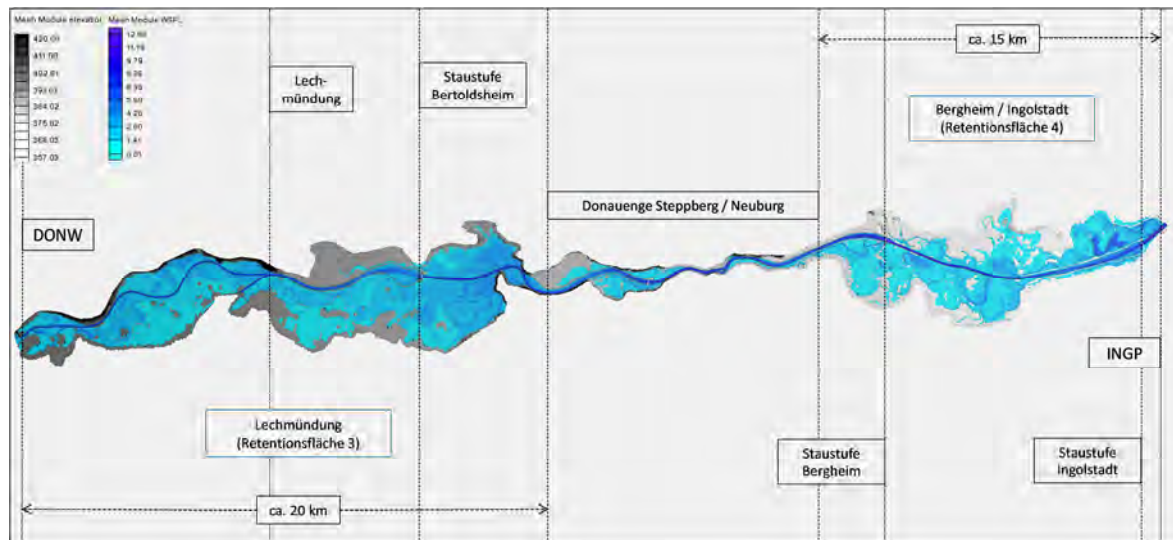


Abbildung IV - 11: Retentionsflächen an der Donau zwischen Donauwörth (DONW) und Ingolstadt (INGP).

Oberhalb der Lechmündung treten natürliche Ausuferungen bereits bei relativ geringen Hochwasserabflüssen auf (ca. HQ_1). Direkt unterhalb der Lechmündung werden die Ausuferungen teilweise durch die Wehrsteuerung der Staustufe Bertoldsheim unterstützt. Die Ausuferungen beginnen in diesem Bereich zwischen einem HQ_1 und einem HQ_2 . Die Ganglinien aller Hochwasserereignisse zeigen deutlich den Einfluss der Hochwasserretention im Bereich der Lechmündung. Es findet sowohl eine zeitliche Verzögerung als auch eine Dämpfung der Hochwasserwellen statt, wobei der Einfluss des Zwischeneinzugsgebietes diese teilweise wieder überlagert (siehe Abb. IV - 12). Ebenfalls wird der relativ frühe Beginn der Ausuferungen deutlich, da die Ganglinien hauptsächlich im ansteigenden Ast einknicken (Abb. IV - 12).

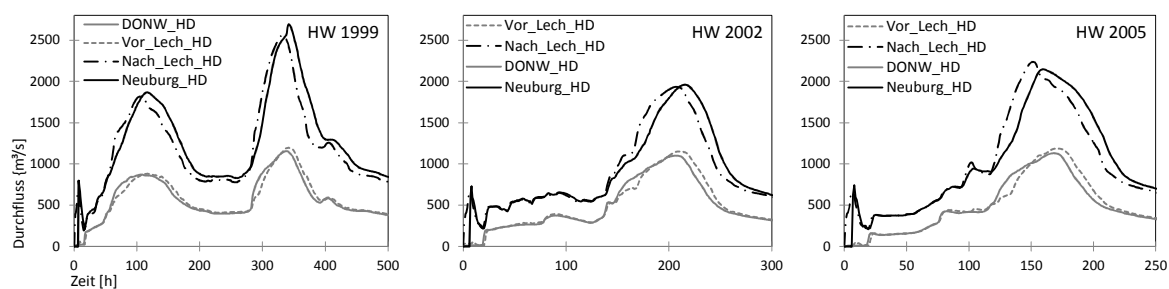


Abbildung IV - 12: Hochwasserganglinien aus dem hydrodynamischen Modell entlang der Donau im Abschnitt Donauwörth (DONW) bis Neuburg für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts).

Unterhalb dieser Donauenge treten im Bereich der Stauhaltungen Bergheim und Ingolstadt Ausuferungen auf. Teilweise werden sie durch Überlaufstrukturen im Bereich der Stauhaltungen und Überstauregelungen der Staustufen unterstützt (siehe Kapitel 4.3.2 in Teil II), teilweise sind sie allerdings auch natürlich. Die

Ausuferungen beginnen im Bereich der Stauhaltung Bergheim im Bereich eines HQ₂ bis HQ₅ und im Bereich der Stauhaltung Ingolstadt ab einem HQ₅. Wieder ist die Wirkung der Hochwasserretention in den Ganglinien erkennbar (siehe Abb. IV - 13). Auch die etwas spätere Aktivierung der Rückhalteflächen wird deutlich (Abb. IV - 13).

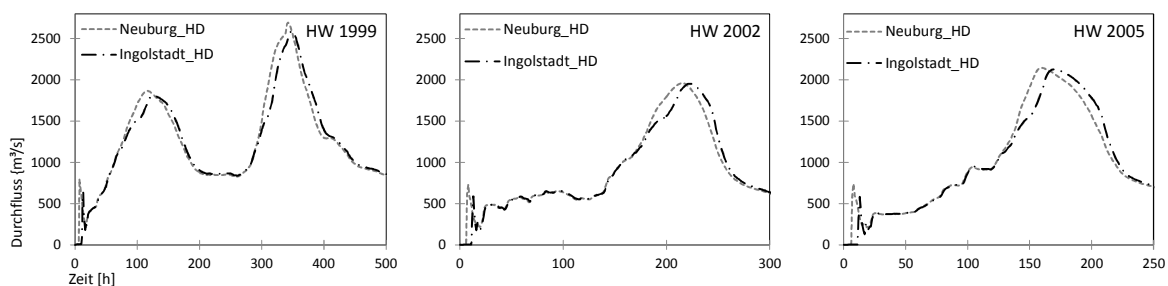


Abbildung IV - 13: Hochwasserganglinien aus dem hydrodynamischen Modell entlang der Donau im Abschnitt Neuburg bis Ingolstadt (INGO) für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts).

Zwischen **Ingolstadt** und **Kelheim** verläuft die Donau zunächst durch eine breite Niederung. Größere Ausuferungen werden allerdings durch Stauhaltungsdämme und Hochwasserschutzdeiche weitgehend verhindert. Im unteren Drittel dieses Flussabschnittes fließt die Donau durch die Weltenburger Enge (siehe Abb. IV - 14).

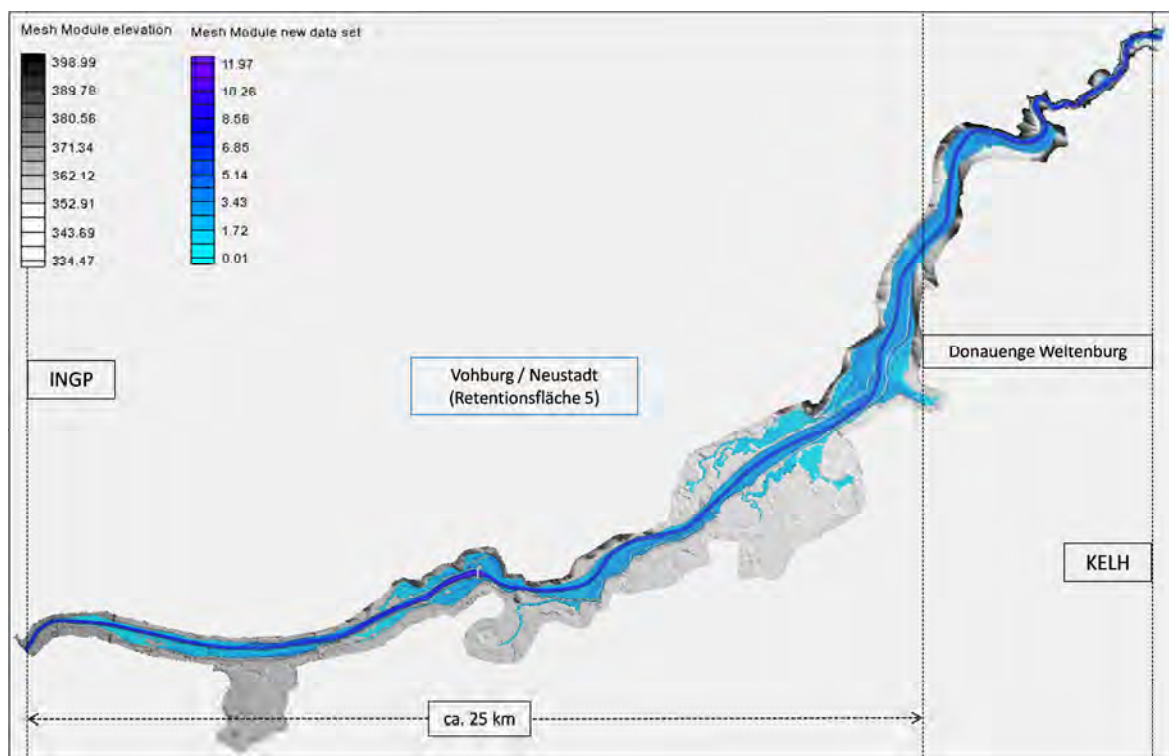


Abbildung IV - 14: Retentionsflächen an der Donau zwischen Ingolstadt (INGP) und Kelheim (KELH).

Die Wirkung der durch Stauhaltungsdämme und Hochwasserschutzdeiche begrenzten Ausuferungen auf die Hochwasserwellen ist eher gering. Eventuell vorhandene Retentionseffekte werden durch das Zwischeneinzugsgebiet komplett überlagert (siehe Abb. IV - 15).

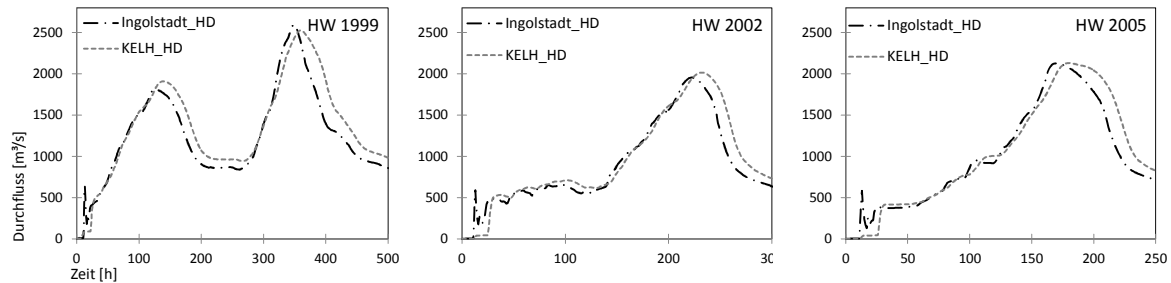


Abbildung IV - 15: Hochwasserganglinien aus dem hydrodynamischen Modell entlang der Donau im Abschnitt Ingolstadt (INGP) bis Kelheim (KELH) für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts).

Im Donauabschnitt **Kelheim** bis **Straubing** verläuft die Donau bis Regensburg in einer Schluchtstrecke, wodurch nur geringfügige Ausuferungen und Retentionseffekte bei Hochwasser auftreten. Unterhalb des Pegels Schwabelweis bis hin zum Pegel Straubing durchfließt die Donau ein weites Tal. Größere Ausuferungen werden jedoch weitgehend verhindert. Während die Stauhaltungsdämme der Staustufen Geisling und Straubing nah am Flussschlauch liegen, lassen die Hochwasserschutzdeiche an einigen Stellen Ausuferungen im begrenzten Maße zu (siehe Abb. IV - 16).

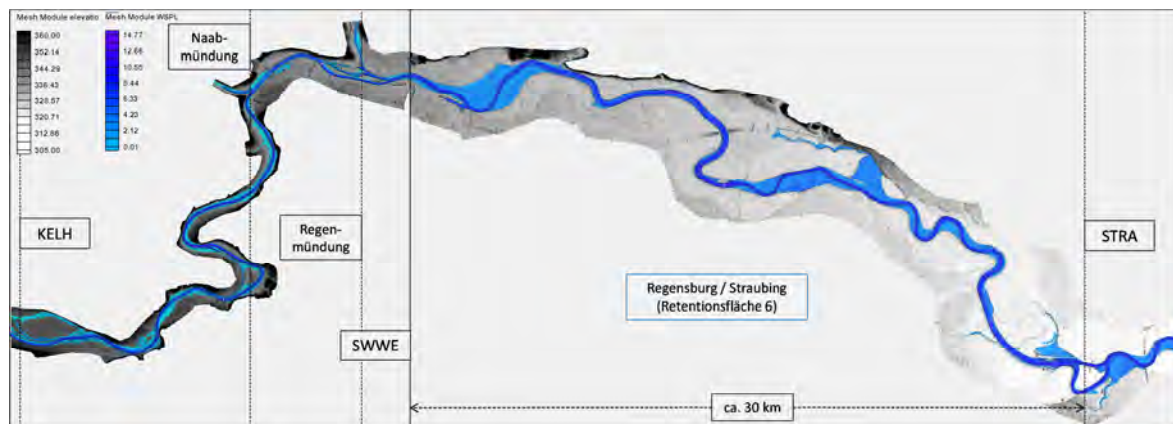


Abbildung IV - 16: Retentionsflächen an der Donau zwischen Kelheim (KELH) und Straubing (STRA).

Bis zum Pegel Schwabelweis sind so gut wie keine Retentionseffekte feststellbar. Die nördlichen Zuflüsse Naab und Regen münden vor dem Pegel Schwabelweis in die Donau. Vor allem während des Hochwassers 2002 brachte der Regen beträchtliche Abflussmengen (siehe Abb. IV - 17). Die Auswirkungen der wenigen Retentionsflächen zwischen Schwabelweis und Straubing sind gering. Für die

Darstellung der Ganglinien wurde der etwa 15 km unterstrom des Pegels Straubing liegende Pegel Pfelling verwendet (Abb. IV - 17).

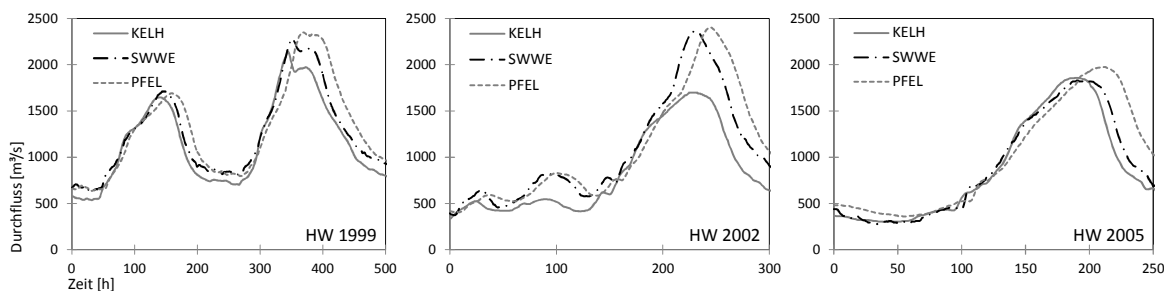


Abbildung IV - 17: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Donau für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Kelheim (KELH), Schwabelweis (SWWE) und Pfelling (PFEL).

Zwischen **Straubing** und **Vilshofen** können bei Hochwasser größere Ausuferungen auftreten. Dieser Donauabschnitt ist allerdings nicht mehr Teil der Untersuchungen. Die Ganglinie am Pegel Hochkirchen zeigt diese Effekte nicht mehr, da die Zuflüsse der Isar diese überlagern (siehe Abb. IV - 18). Unterhalb von **Vilshofen** bis zu **Landesgrenze** zu Österreich verläuft die Donau wieder in einer Schluchtstrecke, sodass kaum Retentionseffekte auftreten. Die Abflüsse des in Passau in die Donau mündenden Inn überprägen die Hochwassersituation an der Donau nahezu komplett (Abb. IV - 18).

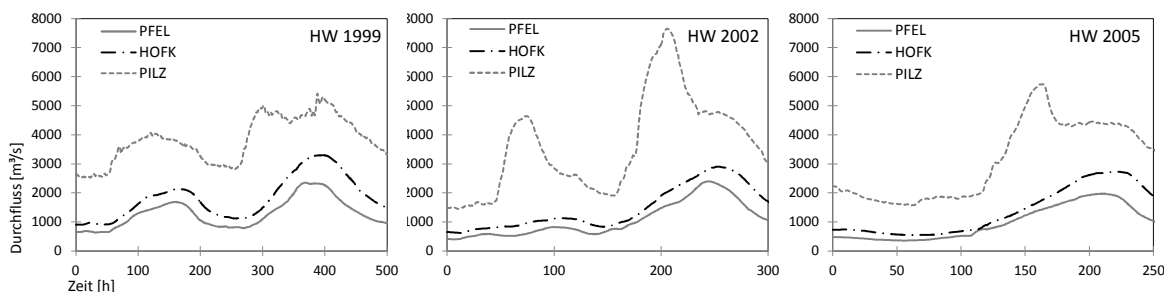


Abbildung IV - 18: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Donau für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Pfelling (PFEL), Hofkirchen (HOFK) und Passau Ilzstadt (PILZ).

1.2.2 Historischer Zustand an der bayerischen Donau

Die natürliche Hochwasserretention entlang der bayerischen Donau hat sich im Laufe der letzten 200 Jahre stark verändert. Anthropogene Eingriffe wie die Begradigungsmaßnahmen Anfang des 19. Jhd. führten dazu, dass Ausuferungen erst bei größeren Abflüssen und i.d.R. nur stark begrenzt stattfinden.

Um den Zustand der Donau vor den Korrekturmaßnahmen (etwa um das Jahr 1800) abzubilden, wurden die unter Kapitel 4.4.2 in Teil II vorgestellten

hydrodynamischen Modelle der Donau zwischen Neu-Ulm und Straubing erstellt. Diese Modelle wurden bereits verwendet, um anhand der historischen Überschwemmungsgrenzen potenzielle reaktivierbare Standorte für steuerbare Flutpolder zu ermitteln (siehe Kap. 1.1 Teil III). Dabei wurden die Modelle der historischen Donau mit dem Hochwasserereignis Mai 1999 beaufschlagt und das historische Überschwemmungsgebiet ausgewertet.

Um die Wirkung des historischen Retentionsvolumens mit der heutigen Situation vergleichen zu können, wurden Hochwasserberechnungen durchgeführt und diese hinsichtlich der Hochwasserwellenausbreitung ausgewertet. Teile dieser Untersuchungen wurden in Skublics et al. (2009) und Skublics und Rutschmann (2014b) veröffentlicht.

Für diese Untersuchungen natürlicher Hochwasserretention an der historischen bayerischen Donau wurden die hydrologischen Randbedingungen der Hochwasserereignisse Mai 1999 (HW 1999) und August 2005 (HW 2005) verwendet. Es wurden jeweils die gemessenen Ganglinien als Zuflussrandbedingungen der Teilabschnitte Neu-Ulm bis Donauwörth, Donauwörth bis Kelheim und Kelheim bis Straubing verwendet. Dieses Vorgehen wurde gewählt, da durch die zeitliche Verzögerung der Donauhochwasserwelle gegenüber ihren seitlichen Zuflüssen (beispielsweise dem Lech) die Charakteristik des jeweiligen Hochwasserereignisses verändert worden wäre. Durch die Zurücksetzung auf einen gemessenen Input für den entsprechenden Teilabschnitt wird also direkt die Retentionswirkung der historischen Donau zwischen den ausgewerteten Pegeln betrachtet (Skublics und Rutschmann 2014b).

An den Pegel Donauwörth, Kelheim und Straubing wurden die ermittelten Hochwasserganglinien ausgewertet. Um eine bessere Vergleichbarkeit zu erreichen, wurden die ermittelten Abflüsse des Ist-Zustandes und des historischen Zustandes mit dem 100-jährlichen Abflusswert des jeweiligen Pegels normiert.

Zusätzlich wurden drei unterschiedliche Höhenlagen der historischen Donausohle untersucht. Die Höhenlage der Flusssohle ist für die Untersuchung natürlicher Hochwasserretention ein sensibler Parameter, da sie für den Beginn von Ausuferungen maßgebend ist. Hinzu kommt, dass die Höhenlage der historischen Gewässersohle nur an wenigen Stellen dokumentiert ist und somit einen unsicheren Parameter der historischen Modellierung darstellt. Um die Auswirkungen dieser Unsicherheit abzuschätzen, wurden zwischen der Höhenlage der Sohle im Ist-Zustand und der Sohle im historischen Zustand zwei zusätzliche Flusssohlen generiert. Die Lage der historischen Flusssohle wird mit ‚Flussbett A‘ bezeichnet. ‚Flussbett B‘ liegt in der Mitte zwischen ‚Flussbett A‘ und der Flusssohle des Ist-Zustandes. ‚Flussbett C‘ liegt wiederum zwischen ‚Flussbett A‘ und ‚Flussbett B‘.

Die Auswirkungen wurden mit dem HW 1999 am den Pegeln Donauwörth und Straubing ausgewertet (Skublics und Rutschmann 2014b).

Schließlich wurde der Retentionsraumverlust durch die flussbaulichen Maßnahmen der letzten gut 200 Jahre an der bayerischen Donau quantifiziert. Dazu wurde ein Hochwasserlängsschnitt der Donau auf der Grundlage der frei verfügbaren Pegeldata des Hochwassernachrichtendienstes Bayern (HND 2013) erstellt (siehe Tab. IV - 1).

Tabelle IV - 1: Hochwasserlängsschnitt entlang der Pegel im Untersuchungsgebiet. Der Pegel Straubing ist ein reiner Wasserstandpegel, daher wurde der Längsschnitt bis zum Pegel Pfelling verlängert.

Flusskilometer [km]	Pegel	HQ ₁ [m ³ /s]	HQ ₂	HQ ₅	HQ ₁₀	HQ ₂₀	HQ ₅₀	HQ ₁₀₀	HQ ₁₀₀₀
2586,70	Neu Ulm	560	660	760	880	980	1110	1250	1600
2538,30	Dillingen	630	740	840	960	1080	1220	1350	1700
2508,10	Donauwörth	680	800	900	1020	1150	1300	1450	1800
2457,80	Ingolstadt	1000	1150	1320	1520	1700	1930	2100	2600
2414,80	Kelheim	1050	1200	1380	1600	1800	2000	2200	2800
2397,40	Oberndorf	1100	1260	1450	1680	1900	2150	2350	3000
2376,50	Schwabelweis	1400	1620	1900	2250	2600	3050	3400	4500
2321,25	Straubing	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.	k.A.
2305,50	Pfelling	1400	1620	1900	2250	2600	3050	3400	4500

Darauf basierend wurden quasi-stationäre Simulationen mit 1-jährlichen bis 1.000-jährlichen Abflüssen durchgeführt. Neben dem Retentionsraumverlust zwischen dem historischen Zustand und dem Ist-Zustand wurde auch die unterschiedliche Aktivierung des vorhandenen Volumens über die Hochwasserjährlichkeit dargestellt (Skublics und Rutschmann 2014b).

Die Simulationsergebnisse zeigen zunächst für beide Hochwasserereignisse sehr weitläufige Überschwemmungsgebiete im historischen Zustand (siehe Abb. IV - 19 bis Abb. IV - 22). In einigen Bereichen wird nahezu der gesamte Talraum überschwemmt. Im Bereich des Schwäbischen Donaumooses (Retentionsfläche 1) kommt es entlang des mäandrierenden Flussschlauches fast auf der gesamten Strecke zu Ausuferungen. Auch im Bereich des Riedstroms (Retentionsfläche 2) sind die Ausuferungen im historischen Zustand flächig und weitläufig. Zudem besteht eine enge Verknüpfung zwischen Hauptgewässer und Vorländer. Die Ausuferungen finden nicht wie im Ist-Zustand nur an einigen Stellen, sondern über die gesamte Länge des Flussschlauches statt (Abb. IV - 19). Zwischen Donauwörth und der Donauenge bei Steppberg und Neuburg wird die Retentionsfläche 3 fast

komplett beaufschlagt. Deutlich zeichnet sich ein rückstauender Effekt der Donauenge in den Wasserspiegellagen ab. Vor Ingolstadt (Retentionsfläche 4) finden ebenfalls größere Überschwemmungen statt (Abb. IV - 20). Im Unterschied zum Ist-Zustand werden diese Ausuferungen nicht auf kurze Abschnitte, wie die Überlaufbereiche der Stauhaltungen Bertoldsheim, Bergheim und Ingolstadt begrenzt, sondern finden örtlich wie auch zeitlich unbeeinflusst statt. Im Bereich zwischen Ingolstadt und Kelheim wird besonders deutlich, wie stark die Ausuferungen im Ist-Zustand durch Stauhaltungsdeiche und Hochwasserschutzdämme begrenzt werden. Im historischen Zustand treten hier sehr großflächige Überschwemmungen auf (Retentionsfläche 5). Vorland und Hauptgewässer sind kaum mehr voneinander zu unterscheiden. Zudem übt die Weltenburger Donauenge einen starken Rückstau aus (Abb. IV - 21). Zwischen Kelheim und Regensburg verläuft die Donau in einer Schluchtstrecke, wodurch auch im historischen Zustand kaum größere Ausuferungen auftreten. Unterhalb von Regensburg bis Straubing (Retentionsfläche 6) zeigt sich erneut, dass die natürlichen Retentionsflächen der Donau sehr weitläufig waren (Abb. IV - 22).

Insgesamt kann auch beobachtet werden, dass die Ausuferungen im historischen Zustand sehr viel früher begannen. An allen Retentionsflächen setzten die Ausuferungen bereits unter dem Abfluss eines heutigen HQ_1 ein.

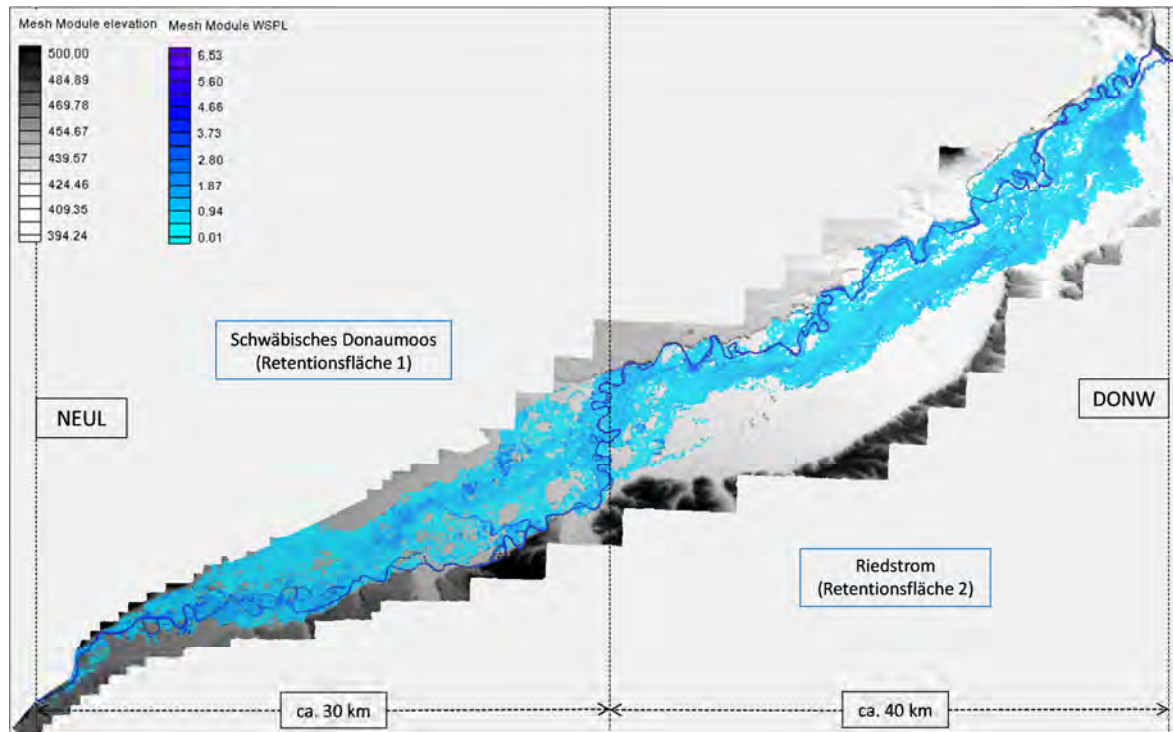


Abbildung IV - 19: Retentionsflächen an der historischen Donau zwischen Neu-Ulm (NEUL) und Donauwörth (DONW).

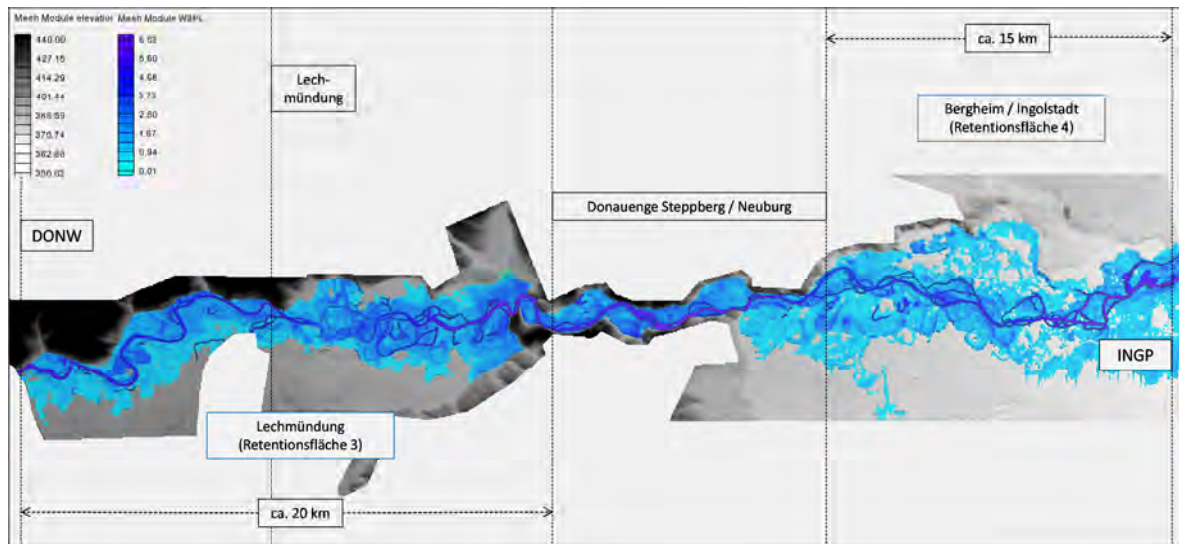


Abbildung IV - 20: Retentionsflächen an der historischen Donau zwischen Donauwörth (DONW) und Ingolstadt (INGP).

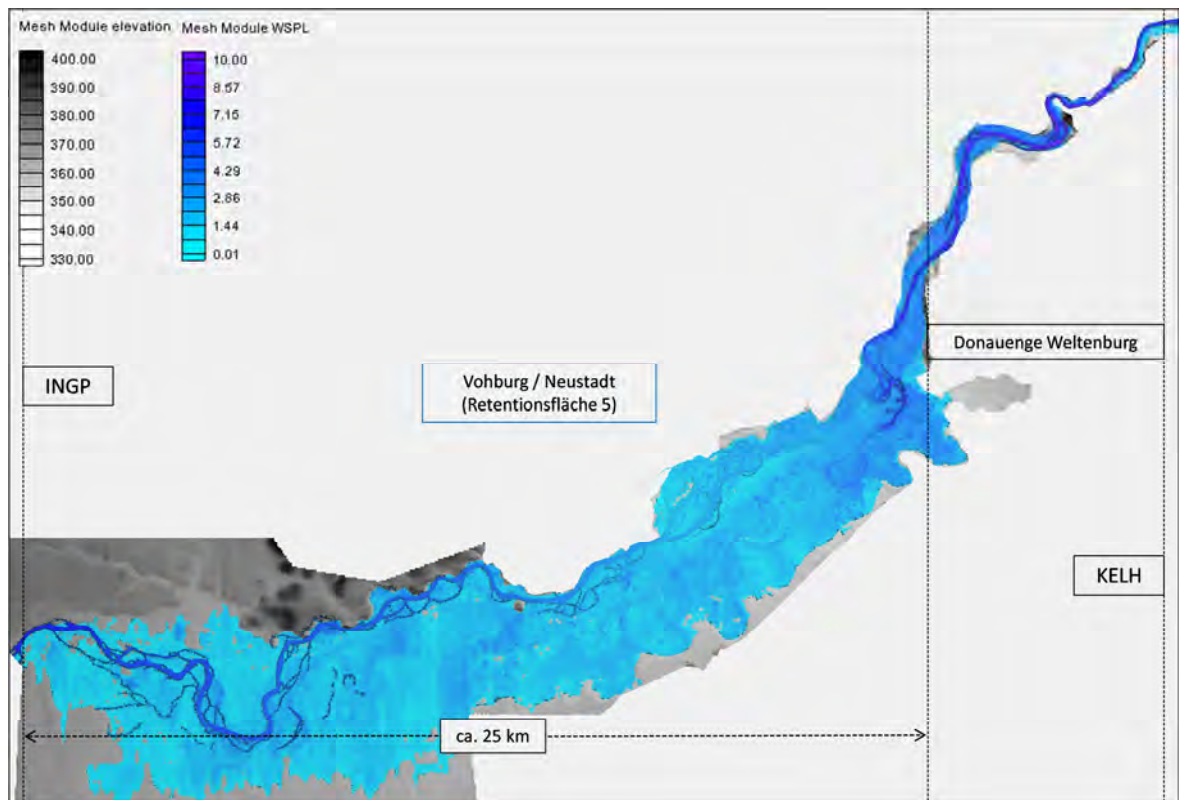


Abbildung IV - 21: Retentionsflächen an der historischen Donau zwischen Ingolstadt (INGP) und Kelheim (KELH).

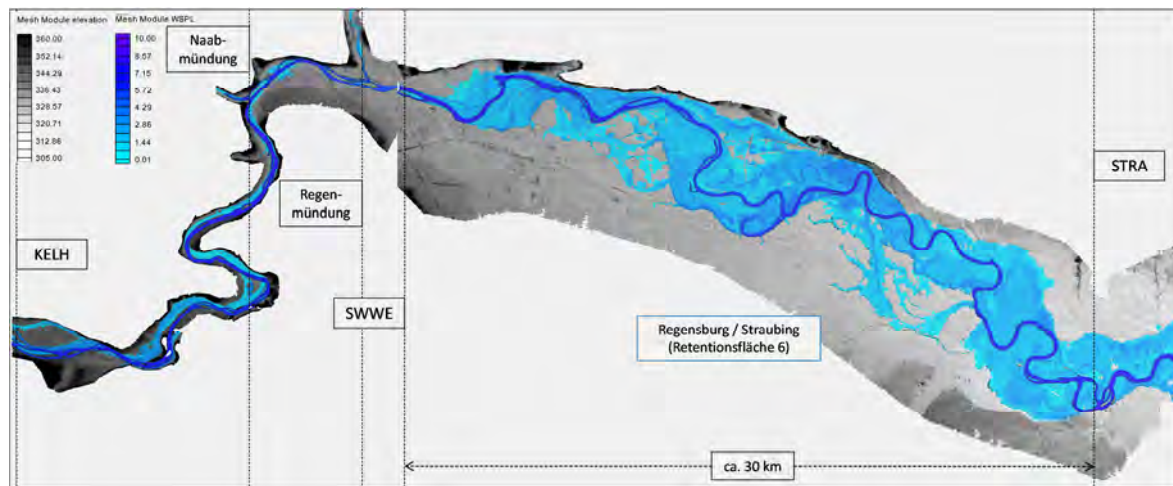


Abbildung IV - 22: Retentionsflächen an der historischen Donau zwischen Kelheim (KELH) und Straubing (STRA).

Die simulierten Ganglinien im historischen Zustand zeigen für beide Hochwasserereignisse und an allen untersuchten Pegeln eine starke Verzögerung der Hochwasserwelle gegenüber dem Ist-Zustand (siehe Abb. IV - 23 und IV - 24). Durch die extensiven Ausuferungen wird die Laufzeit der Hochwasserscheitel im historischen Zustand auf der gesamten Strecke um ca. 45 h (HW 1999) bzw. ca. 60 h (HW 2005) gegenüber dem Ist-Zustand verlängert. Am drastischsten fällt dies im vordersten Abschnitt zwischen Neu-Ulm und Donauwörth aus. Die folgende Tabelle (Tab. IV - 2) schlüsselt die ermittelten Laufzeitverlängerungen für die einzelnen Flussabschnitte auf.

Tabelle IV - 2: Laufzeitverlängerung im historischen Zustand gegenüber dem Ist-Zustand; aufgeschlüsselt nach Flussabschnitt und Hochwasserereignis.

Laufzeitverlängerung [h]	NEUL-DONW	DONW-KELH	KELH-STRA
HW 1999	20	15	10
HW 2005	25	20	15
Flusskilometer (Ist-Zustand) [km]	78,6	93,3	93,6

Dieser stark verzögernde Retentionseffekt wirkt sich allerdings nicht auf die Höhe der Scheitelabflüsse aus. An den ausgewerteten Pegel sind die ermittelten Scheitelabflüsse im historischen Zustand verglichen mit dem Ist-Zustand gleich hoch. Am Pegel Donauwörth (HW 1999) wird im historischen Zustand sogar ein höherer Spitzenabfluss erreicht (siehe Abb. IV - 23).

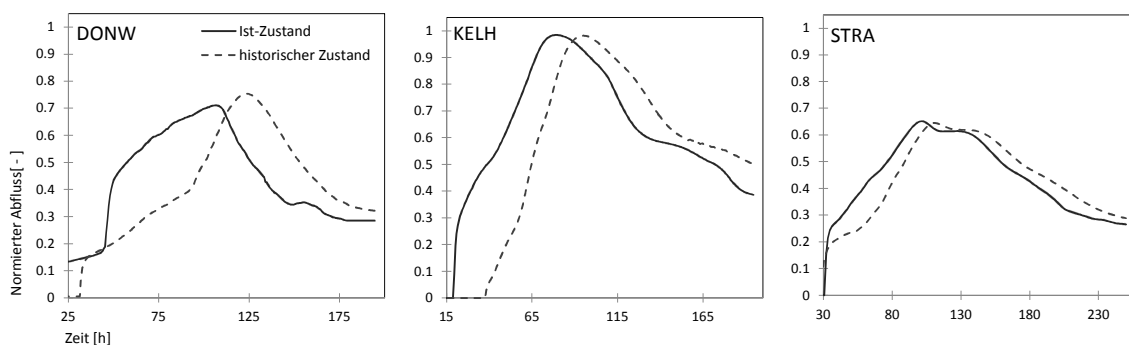


Abbildung IV - 23: Simulierte Ganglinien des Ist-Zustandes und des historischen Zustandes für das Hochwasserereignis 1999 normiert auf das jeweilige HQ_{100} . Dargestellt sind die Pegel Donauwörth (DONW), Kelheim (KELH) und Straubing (STRA) aus Skublics und Rutschmann (2014b).

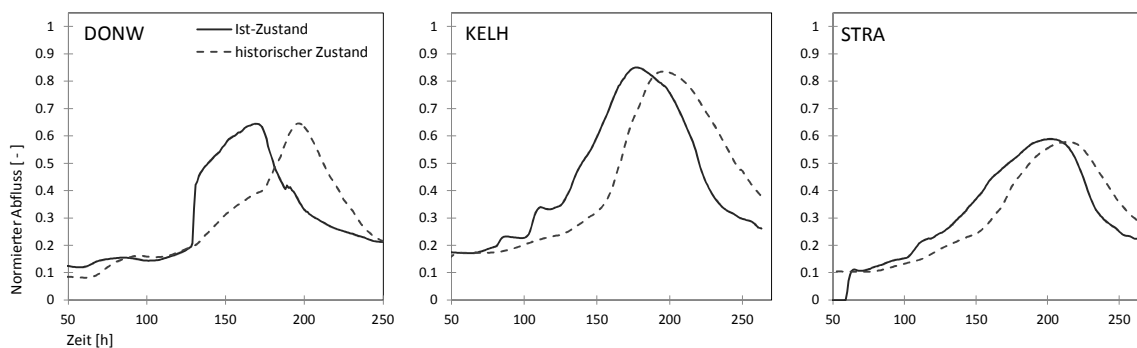


Abbildung IV - 24: Simulierte Ganglinien des Ist-Zustandes und des historischen Zustandes für das Hochwasserereignis 2005 normiert auf das jeweilige HQ_{100} . Dargestellt sind die Pegel Donauwörth (DONW), Kelheim (KELH) und Straubing (STRA) aus Skublics und Rutschmann (2014b).

Hinsichtlich der Höhe des Scheitelabflusses zeigen die immensen zusätzlichen Retentionsvolumina für die untersuchten Hochwasserereignisse keine dämpfende Wirkung. Inwieweit sich die Verzögerung der Hochwasserwelle positiv auf die Hochwasserwellenüberlagerung auswirken könnte, bleibt schwierig zu beantworten. Eine gesicherte Aussage darüber ist, ohne das gesamte Einzugsgebiet historisch modellieren zu können, nicht möglich (Skublics und Rutschmann 2014b).

Die Höhenlage der Flusssohle stellt bei der historischen Modellierung eine Unsicherheit dar. Um die Auswirkungen dieser Unsicherheit abzuschätzen, wurden Berechnungen mit zusätzlichen Sohllagen angestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Auswirkungen auf den Hochwasserscheitel gering sind. Größere Abweichungen sind lediglich im ansteigenden Ast der simulierten Ganglinien zu beobachten (siehe Abb. IV - 25) (Skublics und Rutschmann 2014b).

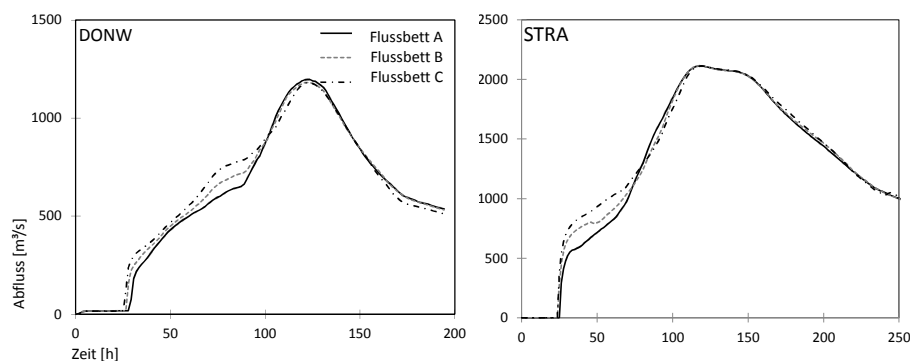
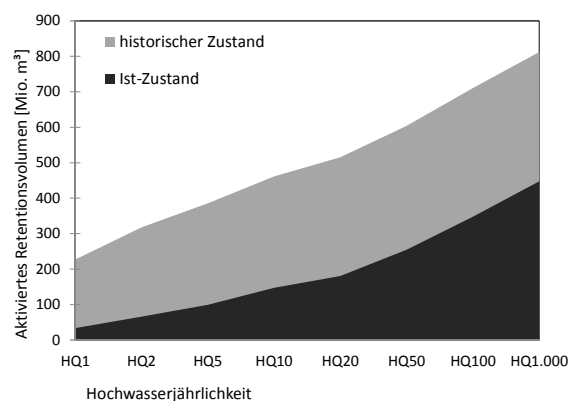


Abbildung IV - 25: Auswirkungen unterschiedlicher Sohlagen auf die Ergebnisse der historischen Simulationen; dargestellt für das HW 199 an den Pegeln Donauwörth (DONW) und Straubing (STRA) aus Skublics und Rutschmann (2014b).

Über quasi-stationäre Berechnungen wurde das aktivierte Retentionsvolumen im gesamten Untersuchungsgebiet für unterschiedliche Hochwasserjährlichkeiten bestimmt (siehe Abb. IV - 26). Bereits bei kleinen Hochwasserereignissen treten im historischen Zustand erhebliche Volumina über die Ufer. Im Falle eines HQ_{100} wird im Ist-Zustand mit rund 350 Mio. m^3 nur etwa die Hälfte der Menge im Vorland zurückgehalten als noch vor den Korrektionsmaßnahmen (siehe Tab. In Abb. IV - 26). Somit sind pro Flusskilometer fast 1,4 Mio. m^3 natürlicher Retentionsraum verloren gegangen.



Hochwasser- jährlichkeit	Aktiviertes Retentionsvolumen [Mio. m^3]		Differenz [Mio. m^3]
	Ist-Zustand	hist. Zustand	
HQ_1	33.52	226.24	193
HQ_2	66.14	317.62	251
HQ_5	99.51	385.24	286
HQ_{10}	147.40	461.39	314
HQ_{20}	180.66	515.63	335
HQ_{50}	254.53	603.59	349
HQ_{100}	347.79	710.37	363
$HQ_{1.000}$	447.99	812.17	364

Abbildung IV - 26: Aktiviertes Retentionsvolumen und Retentionsraumverlust über die Hochwasserjährlichkeit; graphisch (links) und als Tabelle (rechts) aus Skublics und Rutschmann (2014b).

Neben dem Absolutwert des aktivierten Retentionsraumes und des Retentionsraumverlustes ist auch der Verlauf der Aktivierung über die Hochwasserjährlichkeit von Interesse. Daraus kann abgelesen werden, in welchen Hochwasserbereichen zusätzliche Retentionsvolumina im größeren Maße erschlossen werden. Die größten Unterschiede dieses Parameters sind im Bereich Neu-Ulm bis Donauwörth zu messen (siehe Abb. IV - 27). Im Falle eines 2-jährlichen Hochwasserereignisses sind im historischen Zustand bereits 40 % des (bei $HQ_{1.000}$) maximal verfügbaren Retentionsvolumens gefüllt, während es im Ist-

Zustand nur knapp 10 % sind. Zwischen HQ_5 und HQ_{20} verlaufen die Kurven fast parallel. Jenseits eines HQ_{20} steigt das relativ aktivierte Retentionsvolumen im Ist-Zustand steiler an als im historischen Zustand (Abb. IV - 27). Diese Entwicklung ist durch die Gradienten besonders deutlich darstellbar (Skublics und Rutschmann 2014b).

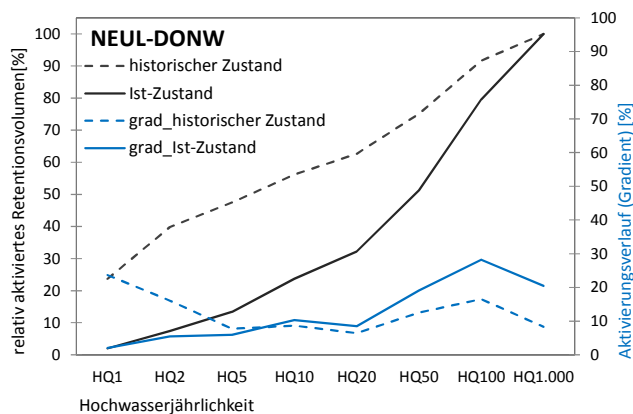


Abbildung IV - 27: relativ aktiviertes Retentionsvolumen im Bereich Neu-Ulm bis Donauwörth (NEUL-DONW); Gradient der Aktivierung auf der sekundären y-Achse.

Die verfügbaren Retentionsflächen im historischen Zustand füllen sich also schon bei geringen Abflüssen. Während höherer Abflüsse ist dann das zusätzlich aktivierte Retentionsvolumen vergleichsweise gering. Im Ist-Zustand verhält sich dies umgekehrt, woraus die größere Effektivität aus geringerem Retentionsraum auf die Dämpfung von Hochwasserereignissen mit höherer Jährlichkeit abgeleitet werden kann.

Die Charakteristik der Retentionsflächen hat sich in den vergangenen 200 Jahren ebenfalls verändert. Der Riedstrom (Retentionsfläche 2) wird im historischen Zustand nicht mehr nur an einzelnen Stellen gespeist, sondern entlang des gesamten Flussabschnittes. Zudem verändert sich die Abflussaufteilung stark. Flossen im Ist-Zustand im Bereich des Scheitelabflusses lediglich 6 % über den Riedstrom, sind es im historischen Zustand fast 35 %. Es treten im Vorland höhere Wasserstände auf, wodurch auch die Fließgeschwindigkeiten stark ansteigen (siehe Abb. IV - 28). Die Unterschiede der Fließzeiten zwischen Flussschlauch und Vorland sind dadurch geringer und die ‚Entzerrung‘ der Hochwasserwelle weniger wirkungsvoll (Skublics und Rutschmann 2014b).

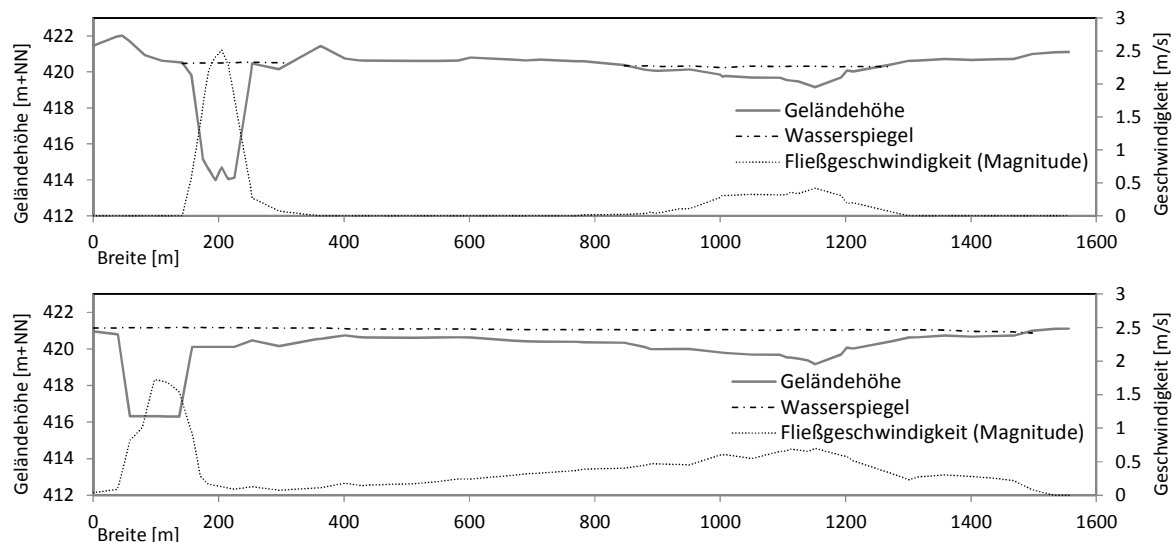


Abbildung IV - 28: Querschnitt im Bereich des Riedstroms mit Wasserspiegel sowie der Magnitude der Fließgeschwindigkeit im Ist-Zustand (oben) und im historischen Zustand (unten) aus Skublics und Rutschmann (2014b).

Natürliche Hochwasserretention beeinflusst die Ausbreitung von Hochwasserwellen im gesamten Einzugsgebiet der bayerischen Donau. Starke Retentionseffekte treten vor allem an den Unterläufen der Flüsse beziehungsweise an der Donau selbst auf. Durch die Korrektionsmaßnahmen und weitere flussbauliche Eingriffe entlang der bayerischen Donau unterscheidet sich die natürliche Hochwasserretention heute grundlegend von den historischen Verhältnissen. Die Auswirkungen natürlicher Hochwasserretention sind von etlichen Faktoren abhängig und zudem von Ereignis zu Ereignis unterschiedlich. Demnach sind systematische Untersuchungen über unterschiedliche Hochwassermagnituden notwendig, um die Charakteristik natürlicher Hochwasserretention aufzuschlüsseln.

2 Systematische Untersuchung der natürlichen Hochwasserretention entlang der bayerischen Donau

Die nichtlineare Wirkung und die Ereignisabhängigkeit natürlicher Hochwasserretention erfordert eine systematische Untersuchung. Dabei ist die umfassende Ermittlung der Retentionseigenschaften nur anhand einer Bandbreite an Ereignissen möglich. Es müssen daher Hochwasserereignisse unterschiedlicher Jährlichkeiten verwendet werden.

Die maßgebenden Wirkungsparameter natürlicher Hochwasserretention sind die Dämpfung des Hochwasserscheitels $dQ_{\max}$ und die Laufzeitverzögerung des Hochwasserscheitels $dt(Q_{\max})$ (Haider 2014). Um diese unverfälscht quantifizieren zu können, muss der Einfluss des Zwischeneinzugsgebietes bei den Untersuchungen

ausgeklammert werden. Zudem müssen die Retentionsflächen möglichst unabhängig voneinander betrachtet werden.

In diesem Kapitel erfolgt eine systematische Untersuchung der Retentionseigenschaften für die einzelnen Retentionsflächen an der bayerischen Donau zwischen Neu-Ulm und Straubing. Dies erfolgt sowohl für den Ist-Zustand als auch für den historischen Zustand, um die Veränderung der Retentionseigenschaften durch anthropogene Eingriffe darzustellen. Teile dieser Untersuchungen wurden unter (Skublics und Rutschmann 2014a) veröffentlicht.

Zuvor werden potenziell wirkungsvolle Retentionsflächen an den Donauzuläufen (untere Iller, unterer Lech und Regen Regentaläue) untersucht. Dadurch kann der anhand gemessener Ganglinien beobachtete Retentionseffekt unabhängig von Einflüssen des Zwischeneinzugsgebietes oder des Grundwassers bewertet werden.

2.1 Methodik

2.1.1 Retentionseffekte an den Zuflüssen der Donau

Aus den aufgezeichneten Ganglinien der letzten Hochwasserereignisse lassen sich an einigen Gewässerabschnitten der Zuflüsse zur Donau überregionale Retentionseffekte ablesen. Dies ist besonders an der unteren Iller, am unteren Lech, an der unteren Isar und am Regen im Bereich der Regentaläue der Fall. An der unteren Isar ist die Hochwassersituation durch den Mittlere Isar Kanal und durch die Staustufenkette sehr komplex (Skublics et al. 2013). Die untere Isar wird daher von diesen Untersuchungen ausgenommen. Zudem ist bekannt, dass die Ganglinien zwischen München und Landshut stark durch Versickerungen in das Grundwasser beeinflusst sind (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008a). Dieser Effekt ist von den Anfangsgrundwasserständen, der Dauer des Ereignisses und der Intensität der Ausuferungen abhängig. Ohne Modellierung des Grundwasserkörpers ist die Wirkung der Versickerungen daher schwer abbildbar.

An den Gewässerabschnitten untere Iller, unterer Lech und Regentaläue wurden ausgehend von den gemessenen Ereignissen synthetische Gangliniensets erstellt, um ein Hochwasserspektrum zwischen HQ_1 und $HQ_{1.000}$ (bzw. $HQ_{0,5}$ und HQ_{100} am Regen) abzudecken. Die Abflusswerte zu den bestimmten Hochwasserjährlichkeiten wurden der Internetseite des bayerischen Hochwassernachrichtendienstes (HND 2013) entnommen (fehlende Werte am Pegel Augsburg u. d. Wertachmündung wurden polynomisch interpoliert). Zur Erstellung der synthetischen Ganglinien wurde die Maxwell-Verteilung verwendet (Gl. IV - 1):

$$Q(t) = \left(\frac{t}{t_A} e^{1-\frac{t}{t_A}} \right)^r Q_S + Q_B \quad (\text{Gl. IV- 1})$$

Mit: $Q(t)$ Abfluss über die Zeit [m^3/s] Laufvariable t [s]

Q_S Differenz zwischen Basisabfluss Q_B und Scheitelabfluss [m^3/s]

t_A Anlaufzeit der Hochwasserwelle bis zum Scheitelabfluss [s]

r Formbeiwert [-]

Mithilfe dieser Verteilungsfunktion können Hochwasserwellen erzeugt und gemessene Ganglinien approximiert werden (Fischer 2008).

Zur Erstellung der Ganglinien für die Untersuchung der unteren Iller wurden gemessene Hochwasserwellen (HW 1999, 2002 und 2005) des Pegels Kempten (Abb. IV - 29 links), für den unteren Lech gemessene Hochwasserwellen (HW 1999, 2002 und 2005) des Pegels Augsburg unterhalb der Wertachmündung (Abb. IV - 29 Mitte) und für den Regen die gemessene Hochwasserwelle (HW 2002) des Pegels Kienhof (Abb. IV - 29 rechts) verwendet. Bei der Anpassung der synthetischen Kurven wurden die gemessenen Ganglinien zeitlich übereinander geschoben und auf eine möglichst gute Übereinstimmung, vor allem im Bereich des ansteigenden Astes und des Hochwasserscheitels, geachtet.

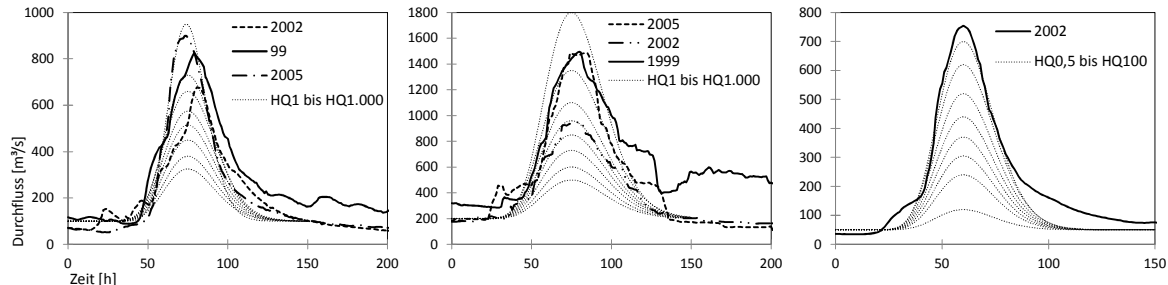


Abbildung IV - 29: Erzeugung der synthetischen Gangliniensets basierend auf gemessenen Hochwasserwellen für Untersuchungen an der unteren Iller, am unteren Lech und am Regen im Bereich Regentalae.

Mit diesen Randbedingungen als oberstromiger Zufluss und unter Vernachlässigung der Abflüsse aus den jeweiligen Zwischeneinzugsgebieten wurden Berechnungen durchgeführt. An der Iller wurde der unterste Flussabschnitt zwischen Illertissen und der Mündung in die Donau betrachtet, am Lech der Abschnitt zwischen dem Pegel Augsburg u. d. Wertachmündung und der Mündung in die Donau und am Regen die Strecke zwischen den Pegeln Chamerau und Kienhof.

Aus den ermittelten Ganglinien am Ende des jeweiligen Berechnungsgebietes wurden Scheiteldämpfung ($Q_{\max, \text{zu}}/Q_{\max, \text{ab}}$) und Laufzeit des Hochwasserscheitels ($dt(Q_{\max})$) bestimmt. Vergleichend wurden die aus den Pegeln bei realen HW-Ereignissen ermittelten Werte ergänzt.

2.1.2 Retentionseffekte entlang der bayerischen Donau

Entlang der bayerischen Donau treten in großen Bereichen Retentionseffekte auf. Grund dafür ist neben den weitläufigen Retentionsflächen auch das geringe Längsgefälle. Dank den Untersuchungen von Unbehauen (1971) besteht eine größere Datenbasis an historischen Hochwasserereignissen. Zwischen 1845 und 1965 sind 20 Ereignisse und deren Ganglinien an den wichtigsten Pegeln reproduziert. Hinzu kommen die gemessenen Ganglinien der letzten Hochwasserereignisse 1999, 2002 und 2005.

Basierend auf diesen 23 Ereignissen wurden synthetische Gangliniensets für die Pegel Neu-Ulm (NEUL), Donauwörth (DONW), Ingolstadt (INGP), Kelheim (KELH) und Schwabelweis (SWWE) mit Hochwasserjährlichkeiten von 1, 2, 5, 10, 20, 50, 100 und 1.000 erzeugt. Für die Erstellung synthetischer Hochwasserganglinien kommt der korrekten Abbildung der Hochwasserfülle eine große Bedeutung zu (Bender und Jensen 2012).

Aus den Ganglinien der historischen Ereignisse wurde ein Zusammenhang zwischen Hochwasserfülle und Hochwasserjährlichkeit hergestellt. Dafür wurde jeweils das Hochwasservolumen, das über dem 1-jährlichen Hochwasserabfluss des entsprechenden Pegels liegt, ermittelt (Vol'_i). Dieser Wert wurde gewählt, da das Hochwasservolumen über dem HQ_1 als potenziell ausuferungswirksam bezeichnet werden kann. Um die Werte über das Untersuchungsgebiet vergleichbar zu machen, wurde dieses Volumen auf die jeweilige Einzugsgebietsfläche bezogen. Diese wurde zuvor mit der Verteilung der mittleren jährlichen Niederschläge gewichtet (EZG_i^*).

Dadurch erhält man die Wassersäule über der gewichteten Einzugsgebietsfläche, die potenziell durch natürliche Hochwasserretention beeinflusst wird $W_{ret.}[mm]$ (siehe Gl. IV - 2 und Gl. IV - 3).

$$W_{ret.}[mm] = \frac{Vol'_i [m^3]}{EZG_i^* [m^2]} * 1000 \left[\frac{mm}{m} \right] \quad (Gl. IV- 2)$$

$$EZG_i^* [m^2] = EZG_i [m^2] * \frac{N_{Jahr,i}[mm/a]}{N_{Jahr,ges}[mm/a]} \quad (Gl. III- 3)$$

Mit: $W_{ret.}$: Wassersäule über der gewichteten Einzugsgebietsfläche, die potentiell durch natürliche Hochwasserretention beeinflusst wird [mm]

Vol'_i : Volumen der Hochwasserwelle am Pegel i über HQ_1 [m^3]

EZG_i : Einzugsgebietsgröße am Pegel i [m^2]

$N_{Jahr,ges}$: mittlerer jährlicher Niederschlag im Einzugsgebiet der bayerischen Donau [mm/a] und

$N_{Jahr,i}$: mittlerer jährlicher Niederschlag im Einzugsgebiet bis zum Pegel i [mm/a]

Es ergibt sich ein pegelunabhängiges Verhältnis der Hochwasserjährlichkeit zur Hochwasserfülle. Durch eine jahreszeitliche Einteilung der Ereignisse werden drei Hochwassertypen generalisierbar (siehe Abb. IV -30). Ein Hochwassertyp mit breiten Ganglinien (typische Winterereignisse), ein Hochwassertyp mit schmalen Ganglinien (typische Sommerereignisse) und ein Hochwassertyp mit mittel breiten Ganglinien. Unter Ausschluss einiger Hochwasserereignisse (z. B. wegen sehr geringer Jährlichkeit) ergeben sich für die logarithmischen Korrelationskurven Bestimmtheitsmaße um 0,9.

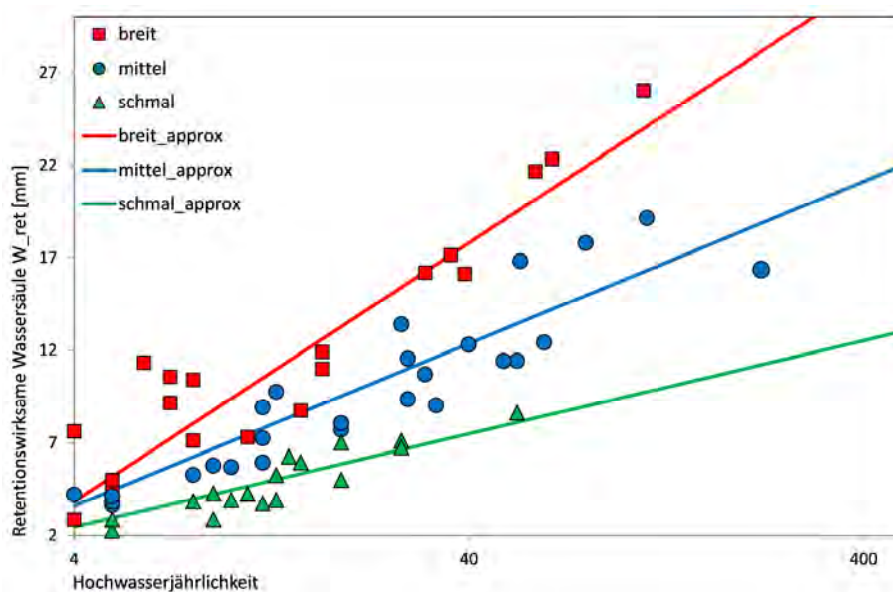


Abbildung IV - 30: Retentionswirksame Wassersäule W_{ret} . Über die Hochwasserjährlichkeit (logscal). Eingeteilt in breite (Winter-), schmale (Sommer-) und mittlere Hochwasserereignisse. Mit logarithmischen Korrelationskurven.

Aus diesem Zusammenhang wurden synthetische Gangliniensets dieser drei Hochwassertypen für die Pegel im Untersuchungsgebiet und für Hochwasserjährlichkeiten von HQ_1 bis $HQ_{1.000}$ gebildet. Dazu wurde erneut die Maxwell-Verteilung herangezogen (vgl. Gl. IV - 1). Der jeweilige Scheitelabfluss wurde den Hochwasserstatistiken des HND (2013) entnommen. Die Anlaufzeit wurde grafisch aus den historischen Ganglinien bestimmt und der Formbeiwert so lange angepasst, bis das entsprechende Volumen über HQ_1 erreicht wurde.

Zur Untersuchung der Wirkung der Retentionsflächen wurden dann abschnittsweise Berechnungen mit diesen Randbedingungen durchgeführt. Es wurden jeweils Gewässerabschnitte zwischen zwei Auswerte-Pegeln sowohl im Ist-Zustand als auch im historischen Zustand betrachtet. Dabei wurde die Wirkung der einzelnen

Retentionsflächen (Retentionsfläche 1 bis 6) bezogen auf Referenzszenarien (ohne Ausuferungen) quantifiziert. Es wurden demnach folgende Szenarien berechnet:

In allen fünf Untersuchungsabschnitten wurden drei Hochwassertypen mit je acht Hochwasserjährlichkeiten im Ist-Zustand und im historischen Zustand berechnet. Dabei wurde die Wirkung der sechs großen Retentionsflächen im Untersuchungsgebiet einzeln untersucht und mit dem jeweiligen Referenzszenario (ohne Ausuferungen) verglichen. In den Abschnitten NEUL bis DONW und DONW bis INGP liegen jeweils zwei große Retentionsflächen, die zusätzlich kombiniert untersucht wurden. Daraus ergaben sich insgesamt 672 Rechenläufe. Folgende Begriffe dienen zur eindeutigen Beschreibung der berechneten Szenarien:

- Untersuchungsgebiet: bayerische Donau zwischen Neu-Ulm und Straubing.
- Untersuchungsabschnitt: Donauabschnitte NEUL bis DONW, DONW bis INGP, INGP bis KELH, KELH bis SWWE und SWWE bis STRA.
- Auswertepiegel: jeweils unterstromiger Pegel eines Untersuchungsabschnittes; also beispielsweise: DONW für den Abschnitt NEUL bis DONW.
- Hochwassertyp: Einteilung der synthetisch erzeugten Ganglinien in breit, mittel oder schmal.
- Hochwasserjährlichkeit: synthetisch erzeugte Ganglinien mit den Jährlichkeiten HQ_1 , HQ_2 , HQ_5 , HQ_{10} , HQ_{20} , HQ_{50} , HQ_{100} , $HQ_{1.000}$.
- Ausbauzustand: Ist-Zustand, historischer Zustand
- Retentionsflächen: größere Retentionsflächen im Untersuchungsgebiet; Retentionsfläche 1 (schwäbisches Donaumoos) und 2 (Riedstrom) im Untersuchungsabschnitt NEUL bis DONW. Retentionsfläche 3 (Lechmündung) und 4 (Bergheim / Ingolstadt) im Untersuchungsabschnitt DONW bis INGP. Retentionsfläche 5 (Vohburg / Neustadt) im Untersuchungsabschnitt INGP bis KELH. Retentionsfläche 6 (Regensburg / Straubing) im Untersuchungsabschnitt SWWE bis STRA.
- Referenzszenario (ohne Ausuferungen): Ausuferungen durch undurchströmbare Elemente (disabled elements) entlang des Flussschlauches unterbunden.
- Szenario (beispielsweise): Untersuchungsabschnitt NEUL bis DONW, breites HQ_{20} , Retentionsfläche 2 (Riedstrom) im Ist-Zustand.

Die Untersuchungen wurden unter Vernachlässigung des Zwischeneinzugsgebietes durchgeführt. Der seitliche Zufluss des Lechs bildete hierbei eine Ausnahme, er wurde vereinfacht mithilfe einer trapezförmigen Ganglinie abgebildet. Dabei wurde der Scheitelabfluss so gewählt, dass er der Differenz zwischen den

Hochwasserabflüssen am Pegel DONW und INGP bei jeweils gleicher Jährlichkeit entsprach. Die Trapezform wurde derart gewählt, dass das Wellenvolumen in der Größenordnung realer Hochwasserereignisse am Pegel Augsburg u. d. Wertachmündung lag.

Ausgewertet wurden jeweils die Höhe und der Zeitpunkt des Abflussscheitels ($Q_{\max}$ und $t(Q_{\max})$) am unterstromigen Auswertepegel des Untersuchungsabschnittes. Daraus wurde die Dämpfung $D(Q_{\max})$ und die Verzögerung $Verz.(Q_{\max})$ des Hochwasserscheitels durch die jeweilige Retentionsfläche ermittelt. Dazu wurden die ermittelten Werte auf die Ergebnisse des jeweiligen Referenzszenarios bezogen (Gl. IV - 4 und Gl. IV - 5).

$$D(Q_{\max}) [-] = \frac{Q_{\max,i} \left[\frac{m^3}{s} \right]}{Q_{\max,ref,i} \left[\frac{m^3}{s} \right]} \quad (Gl. IV- 4)$$

$$Verz.(Q_{\max}) [-] = \frac{t(Q_{\max,i}) [h]}{t(Q_{\max,ref,i}) [h]} \quad (Gl. IV- 5)$$

Dämpfungswerte < 1 bezeichnen daher eine Reduktion des Scheitelabflusses und Verzögerungswerte > 1 eine Verzögerung des Scheitelabflusses durch die untersuchte Retentionsfläche.

Zusätzlich wurde für jede Berechnung sowohl das aktivierte Retentionsvolumen als auch die Überschwemmungsfläche im Vorland bestimmt. Die Werte wurden über die Hochwasserjährlichkeit ausgewertet und der ermittelten Retentionswirkung gegenübergestellt.

Zur Ermittlung des aktivierten Retentionsvolumens sind, da es sich um instationäre Untersuchungen handelt, Vereinfachungen nötig. Zunächst muss unterschieden werden, ob das ausufernde Abflussvolumen über das gesamte Ereignis aufsummiert wird, oder ob nur ein Zeitpunkt (während des maximalen Abflusses) und das zu diesem Zeitpunkt auftretende Überflutungsgebiet maßgebend sein sollen. Die zweitgenannte Variante zeigt Schwächen bei lang gezogenen Überschwemmungsflächen, bei denen der Zeitpunkt der maximalen Überflutung nicht eindeutig festzulegen ist. Daher wird das maximale Retentionsvolumen mithilfe der Hydro_AS-2d Ergebnisdatei WSPL_max verwendet. In dieser Datei werden die maximalen Wasserstände, die im Laufe der gesamten Berechnungen auftreten, zusammengefasst. So erhält man in jedem Fall das größtmögliche Überflutungsgebiet sowie das größtmögliche Retentionsvolumen. Allerdings beinhaltet diese Methode dadurch eine Überschätzung des ermittelten Retentionsvolumens.

Bei der Auswertung der Überflutungsflächen gibt es keine weiteren Unsicherheiten. Durch die Verschneidung von maximalem Wasserspiegel und Geländeoberfläche können die Grenzen des Überflutungsgebietes eindeutig festgelegt werden. Abzüglich der Ausdehnung des Flussschlauches kann dadurch die maximale während eines Hochwasserereignisses von Wasser benetzte Fläche bestimmt werden.

Die Bestimmung des Retentionsvolumens gestaltet sich dagegen komplexer. Grund dafür ist die Verschneidung des berechneten Wasserspiegels (WSPL_max) mit den Elementen des Berechnungsnetzes. Um eine exakte Verschneidungslinie zu erhalten, definiert Hydro_AS-2d den Wasserstand für den ersten nicht-benetzten Berechnungsknoten unter der Geländeoberkante (elevation). Erst beim nächsten Knoten werden die Wasserstände gleich null gesetzt. Dies ist bei den berechneten Fließtiefen (depth) nicht der Fall (siehe Abb. IV - 31 links). Bei der Auswertung des Retentionsvolumens (Volumen zwischen Wasserspiegel und Geländeoberkante) kommt es daher zu Unsicherheiten. Bei der Verwendung der Wasserspiegel zur Ermittlung des Retentionsvolumens wird für die teilbenetzten Randelemente das über dem Gelände liegende Volumen (+) und das unter dem Gelände liegende Volumen (-) aufsummiert, wodurch es zu einer leichten Unterschätzung des Retentionsvolumens kommt (siehe Abb. IV - 31 rechts). Wird die Fließtiefe zur Ermittlung des Retentionsvolumens herangezogen, so wird das Volumen aufgrund der teilbenetzten Randelemente überschätzt (Abb. IV - 31 rechts).

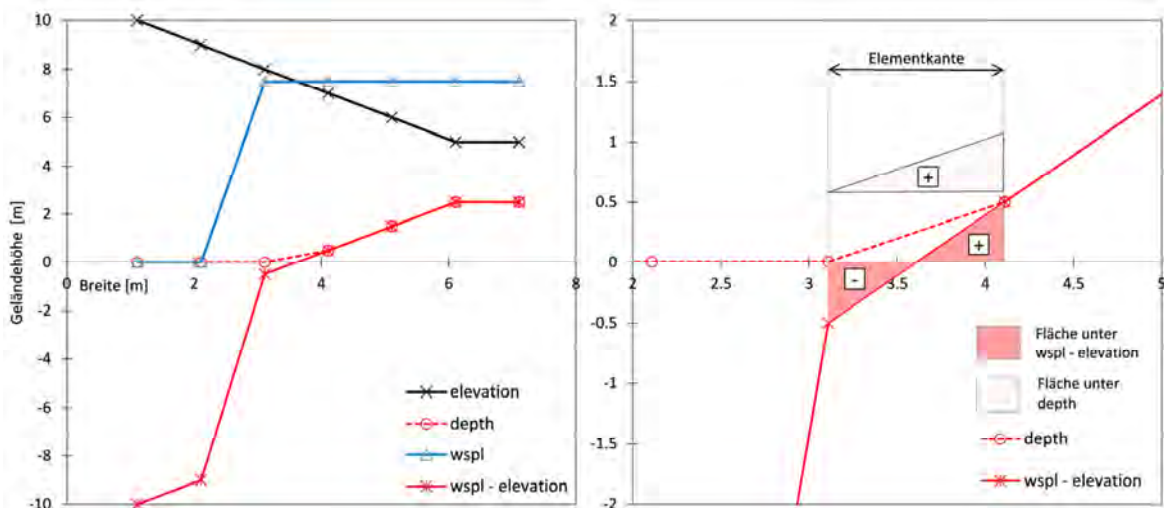


Abbildung IV - 31: Links: Unterschiede zwischen Fließtiefe (depth) und Wasserspiegel (wspl) an teilbenetzten Radelementen. Rechts: Über- bzw. Unterschätzung des ermittelten Retentionsvolumens in teilbenetzten Radelementen.

Um die Größenordnung dieses Fehlers abzuschätzen, wurden diese Abweichungen an einem exemplarischen Beispiel untersucht. Die Untersuchungen wurden an einem 10 m breiten und 10 m langen trapezförmigen Kanal durchgeführt. Die

Neigung der Böschung wurde zu 1:1 gewählt und der Wasserstand mit 2,5 m. Das Wasservolumen in diesem Kanalstück beträgt demnach 312,5 m³. Die Auswertung über die maximalen Wasserspiegel ergibt ein Volumen von 310,11 m³. Bei der Auswertung über die Fließtiefen wurde ein Volumen von 315,13 m³ ermittelt. Die Abweichungen liegen in beiden Fällen unter 1 %. Die Größe der Abweichungen hängt zusätzlich von dem Geländegradienten und von der Größe der betreffenden Berechnungselemente ab. Es kommt daher der Genauigkeit zugute, dass große Berechnungselemente nur in Bereichen mit geringen Geländegradienten auftreten. Die Auswertungen dieser Untersuchungen zur Ermittlung des Retentionsvolumens basieren auf den maximalen Wasserspiegellagen (WSPL_max).

Um die Retentionswirkung aus Verzögerung und Dämpfung der Hochwasserscheitel gebündelt zu betrachten, wurden deren Absolutwerte multipliziert. Dadurch ergibt sich das effektive Retentionsvolumen ($Ret_{Vol,eff}$), also das Volumen, das eine effektive Wirkung im Bereich des Hochwasserscheitels darstellt (Gl. IV - 6).

$$Ret_{Vol,eff} = (Q_{max,ref,i} - Q_{max,i}) * (t(Q_{max,i}) - t(Q_{max,ref,i})) \quad (Gl. IV- 6)$$

Dieses effektive Retentionsvolumen wurde dem aktivierten Retentionsvolumen (Ret_{Vol}) gegenübergestellt. Dadurch erhält man eine Darstellung der Wirksamkeit des aktivierten Retentionsvolumens.

2.2 Ergebnisse

2.2.1 Ergebnisse zu Retentionseffekte an den Zuflüssen der Donau

Die Auswirkungen der Ausuferungen am **Lech** zwischen Augsburg und der Mündung in die Donau auf die Höhe der Scheitelabflüsse sind gering. Ab einem 20-jährlichen Hochwasserereignis sind Scheiteldämpfungen von etwa 3 % zu erwarten (siehe Abb. IV - 32). Dagegen sind die Auswirkungen der Vorlandretention auf die Wellenlaufzeit deutlicher. Während die Peaks häufiger Hochwasserereignisse (HQ₁ bis HQ₅) eine Laufzeit von 3 bis 4 Stunden für den 20 km langen Flussabschnitt benötigen, werden seltenere Ereignisse durch Ausuferungen verzögert. Die Laufzeit des Hochwasserscheitels des synthetischen HQ_{1.000} beträgt 10 Stunden (Abb. IV - 32).

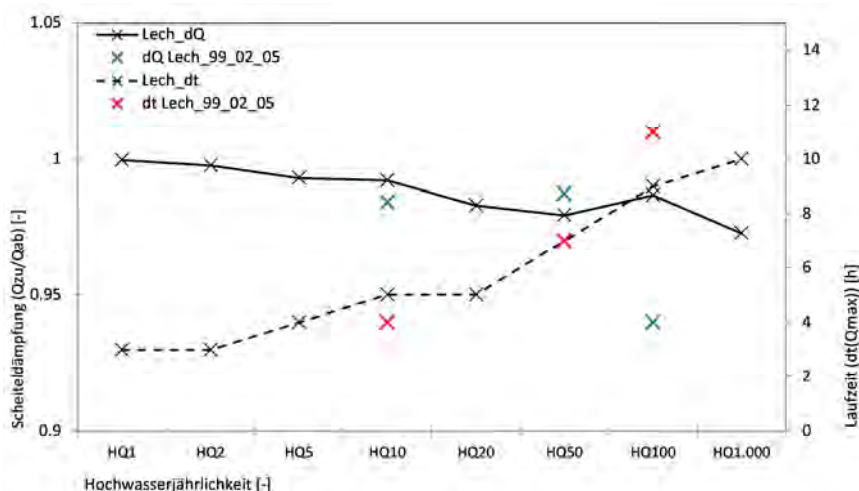


Abbildung IV - 32: Scheiteldämpfungen und Laufzeiten des synthetischen Gangliniensets am unteren Lech (Gewässerstrecke Augsburg u. d. Wertachmündung bis Donaumündung) über die Hochwasserjährllichkeit. Zudem sind die Dämpfungen und Laufzeiten der realen Hochwasserereignisse eingetragen (farbige Kreuze; HW 2002 ca. HQ₁₀, HW 2005 ca. HQ₅₀; HW 1999 ca. HQ₁₀₀).

Zum Vergleich sind die Werte der realen Hochwasserereignisse herangezogen (siehe Abb. IV - 32). Für das Hochwasserereignis 2002 (ca. HQ₁₀) und das Hochwasserereignis 2005 (ca. HQ₅₀) stimmen sowohl die Laufzeiten als auch die Scheiteldämpfungen gut mit den synthetischen Daten überein. 1999 traten allerdings größere Retentionseffekte auf (6 % Scheiteldämpfung und 11 h Laufzeit). Dies könnte an der sehr spitzen Form der Hochwasserwelle Mai 1999 im Bereich des Hochwasserscheitels liegen (siehe auch Abb. IV - 5). Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet spielen hier nur eine sehr untergeordnete Rolle.

An der unteren **Iller** zwischen Illertissen und der Mündung in die Donau treten ab ca. 500 m³/s größere Ausuferungen auf. Die gemessenen Ganglinien am Pegel Wiblingen (Abb. IV - 1) zeigen zwar recht unterschiedliche aber dennoch deutliche Retentionseffekte. Die Ermittlung des Retentionseffektes mithilfe des synthetischen Gangliniensets ergibt allerdings so gut wie keine Scheitelabminderung über sämtliche Hochwasserjährllichkeiten (< 2 %) (siehe Abb. IV - 33). Die Laufzeit des Hochwasserpeaks verdoppelt sich im Bereich zwischen HQ₅ und HQ₁₀₀ (6 Stunden) gegenüber häufigeren Ereignissen (3 Stunden), geht dann aber wieder zurück (HQ_{1.000}, 4 Stunden) (Abb. IV - 33).

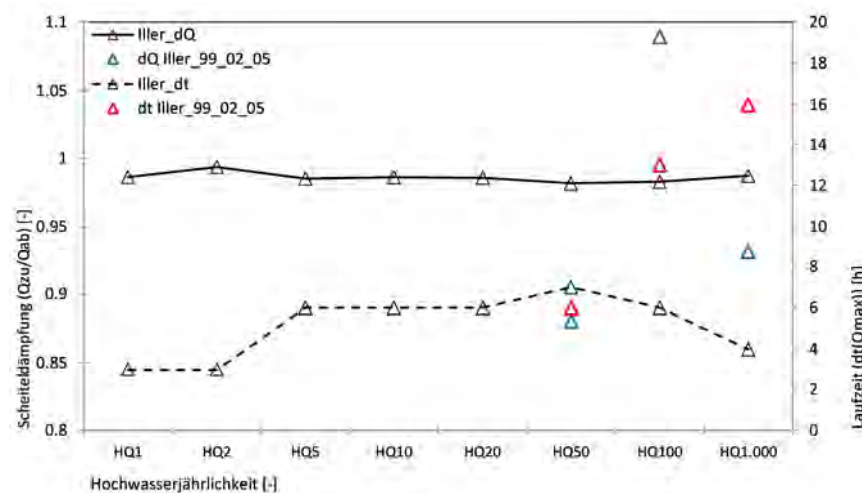


Abbildung IV - 33: Scheiteldämpfungen und Laufzeiten des synthetischen Gangliniensets an der unteren Iller (Gewässerstrecke Illertissen bis Donaumündung) über die Hochwasserjährllichkeit. Zudem sind die Dämpfungen und Laufzeiten der realen Hochwasserereignisse eingetragen (farbige Dreiecke; HW 2002 ca. HQ₅₀, HW 1999 ca. HQ₁₀₀; HW 2005 ca. HQ_{1.000}).

Verglichen mit den gemessenen Werten der realen Ereignisse ist die Übereinstimmung nicht gut (Abb. IV - 33). Bei den Hochwasserereignissen 2002 (ca. HQ₅₀) und 2005 (ca. HQ_{1.000}) traten Scheitelreduktionen im Bereich von 10 % auf; 1999 (ca. HQ₁₀₀) erhöhte sich der Hochwasserscheitel um knapp 10 %. Zudem traten ab HQ₁₀₀ stärkere Verzögerungen des Hochwasserscheitels (2005, 16 Stunden) auf. Bei den realen Ereignissen spielen auch Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet (siehe Scheitelerhöhung HW 1999) eine Rolle. Allerdings muss noch ein weiterer Effekt eine Rolle spielen. Vermutet wird ein erheblicher Einfluss von Versickerungen in das Grundwasser. Die schwächere Retentionswirkung während des Hochwassers 1999 könnte dann auch durch das Vorereignis und die damit erhöhten Grundwasserstände erklärt werden.

Großflächige Ausuferungen treten am **Regen** vor allem im Bereich der Regentalau (zwischen den Pegeln Chamerau und Kienhof) schon bei geringen Hochwasserabflüssen auf. Die Untersuchung der Retentionswirkung ohne Zwischeneinzugsgebiet zeigt relativ konstante Scheitelabminderungen zwischen 5 und 7 % (siehe Abb. IV - 34). Die Laufzeit der Hochwasserwelle zeigt einen ungewöhnlichen Verlauf über die Hochwasserjährllichkeit. Mit zunehmenden Abflüssen wird die Wellenlaufzeit kürzer (Abb. IV - 34).

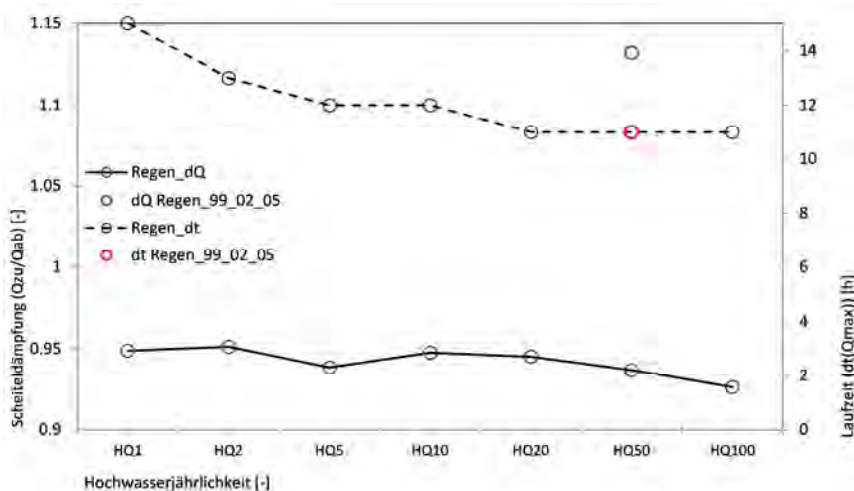


Abbildung IV - 34: Scheiteldämpfungen und Laufzeiten des synthetischen Gangliniensets am Regen (Gewässerstrecke Regentalae) über die Hochwasserjährllichkeit. Zudem ist die Dämpfung und die Laufzeit gemessenen Hochwasserereignisses 2002 eingetragen (farbige Kreise).

Die Laufzeit der Hochwasserwelle wird durch die Messungen des Hochwasserereignisses 2002 bestätigt (Abb. IV - 34). Der Scheitelabfluss wurde allerdings während dieses realen Ereignisses vor allem durch den seitlichen Zufluss des Chamb erhöht.

2.2.2 Ergebnisse zu Retentionseffekte entlang der bayerischen Donau

Im Ist-Zustand bestehen die größten Retentionsflächen im westlichsten Untersuchungsabschnitt (**NEUL** bis **DONW**). In diesem Flussabschnitt liegen zwei größere Retentionsflächen (Retentionsfläche 1: schwäbisches Donaumoos und Retentionsfläche 2: Riedstrom). Die Retentionswirkung dieser Flächen wurde sowohl einzeln als auch kombiniert untersucht. Am unterstromigen Pegel des Untersuchungsabschnittes wurden die Höhe des Abflussscheitels und die Peak-Zeit ermittelt. Aus der Peak-Zeit wurden die Laufzeiten der Wellen bestimmt. Um letztendlich die durch die Vorlandretention hervorgerufene Laufzeitverzögerung und Scheiteldämpfung auszuwerten, wurden diese Werte auf das jeweilige Referenzszenario (ohne Ausuferungen) bezogen.

Im Referenzszenario treten nur geringe Dämpfungen der Wellenscheitel auf. Breite Hochwasserwellen werden im Ist-Zustand um maximal 0,1 % und im historischen Zustand um 0,5 % gedämpft. Schmale Ganglinien erfahren auch ohne Ausuferungen Dämpfungen von 0,4 % im Ist-Zustand und 3 % im historischen Zustand. Die Unterschiede der Wellenlaufzeit ohne Ausuferungen zwischen Ist-Zustand und historischen Zustand sind dagegen gravierender. Während die synthetischen Wellen im Referenzszenario des Ist-Zustandes nur 4 bis 5 Stunden für

die Strecke zwischen Neu-Ulm und Donauwörth benötigen, sind es im Referenzszenario des historischen Zustandes 10 bis 13 Stunden.

Beide Retentionsflächen dämpfen sowohl im Ist-Zustand als auch im historischen Zustand schmale Hochwasserwellen stärker als breite. Im Ist-Zustand treten bei häufigeren Ereignissen nur geringe Scheiteldämpfungen auf, während diese im historischen Zustand aufgrund der sehr früh beginnenden Ausuferungen bereits sehr stark gedämpft wurden (siehe Abb. IV - 35 links).

Ausuferungen im Bereich der Retentionsfläche 1 beginnen im Ist-Zustand erst ab etwa HQ_{10} . Zwischen HQ_{10} und HQ_{50} zeigen die Ausuferungen einen mittleren Einfluss auf die Dämpfung der Ganglinie (5 - 10 %). Ab HQ_{50} nimmt die Dämpfung dann stark zu und liegt bei einem $HQ_{1.000}$ im Mittel bei ca. 20 %. Im historischen Zustand treten bereits bei HQ_1 Scheiteldämpfungen von im Mittel 10 % auf. Darüber hinaus stagnieren die Werte für schmale Ganglinien, wohingegen mittlere und breite Ganglinien seltenerer Ereignisse weniger stark gedämpft werden (Abb. IV - 35 links oben).

Die Retentionsfläche 2 zeigt einen sehr viel stärkeren Einfluss auf die Höhe der Scheitelabflüsse. Bereits 10-jährliche Ereignisse werden im Ist-Zustand im Mittel um 10 % gedämpft. Bei selteneren Ereignissen nimmt die Scheiteldämpfung weiter zu, wobei breite Ganglinien zwischen HQ_{50} und $HQ_{1.000}$ kaum eine zusätzliche Dämpfung erfahren. Schmale Ganglinien werden dagegen auch in diesem Bereich noch zusätzlich gedämpft. Im historischen Zustand werden bereits Abflüsse im Bereich eines 1- bis 2-jährlichen Hochwasserereignisses um knapp 10 % (breite Wellen) bzw. um fast 20 % (schmale Wellen) reduziert. Ab HQ_5 sind unterschiedliche Entwicklungen zu beobachten. Während schmale Ereignisse eine weitere Dämpfung erfahren und diese erst ab etwa HQ_{20} stagniert, geht die Dämpfung mittlerer und breiter Wellen in diesem Bereich bereits zurück. Erst ab HQ_{50} kann für mittlere und breite Wellen wieder eine leichte Zunahme der Scheiteldämpfung verzeichnet werden (Abb. IV - 35 links Mitte).

Die Kombination beider Retentionsflächen zeigt, dass die Charakteristik der Retentionswirkung auf die Höhe der Wellenscheitel erhalten bleibt. Die Wirkung der Vorlandretention kann aber nicht einfach superponiert werden. Ausuferungen in die Retentionsfläche 1 beeinflussen die Art und den Zeitpunkt der Ausuferungen in Retentionsfläche 2. Dieses Konkurrieren der Retentionsflächen ist im Ist-Zustand ausgeprägter als im historischen Zustand (Abb. IV - 35 links unten).

Häufigere Hochwasserereignisse werden zwischen NEUL und DONW im historischen Zustand stärker gedämpft als im Ist-Zustand. Dies kehrt sich allerdings für breite Wellen bei etwa HQ_{10} , für mittlere Wellen bei etwa HQ_{20} und bei schmalen Wellen zwischen HQ_{100} und $HQ_{1.000}$ um.

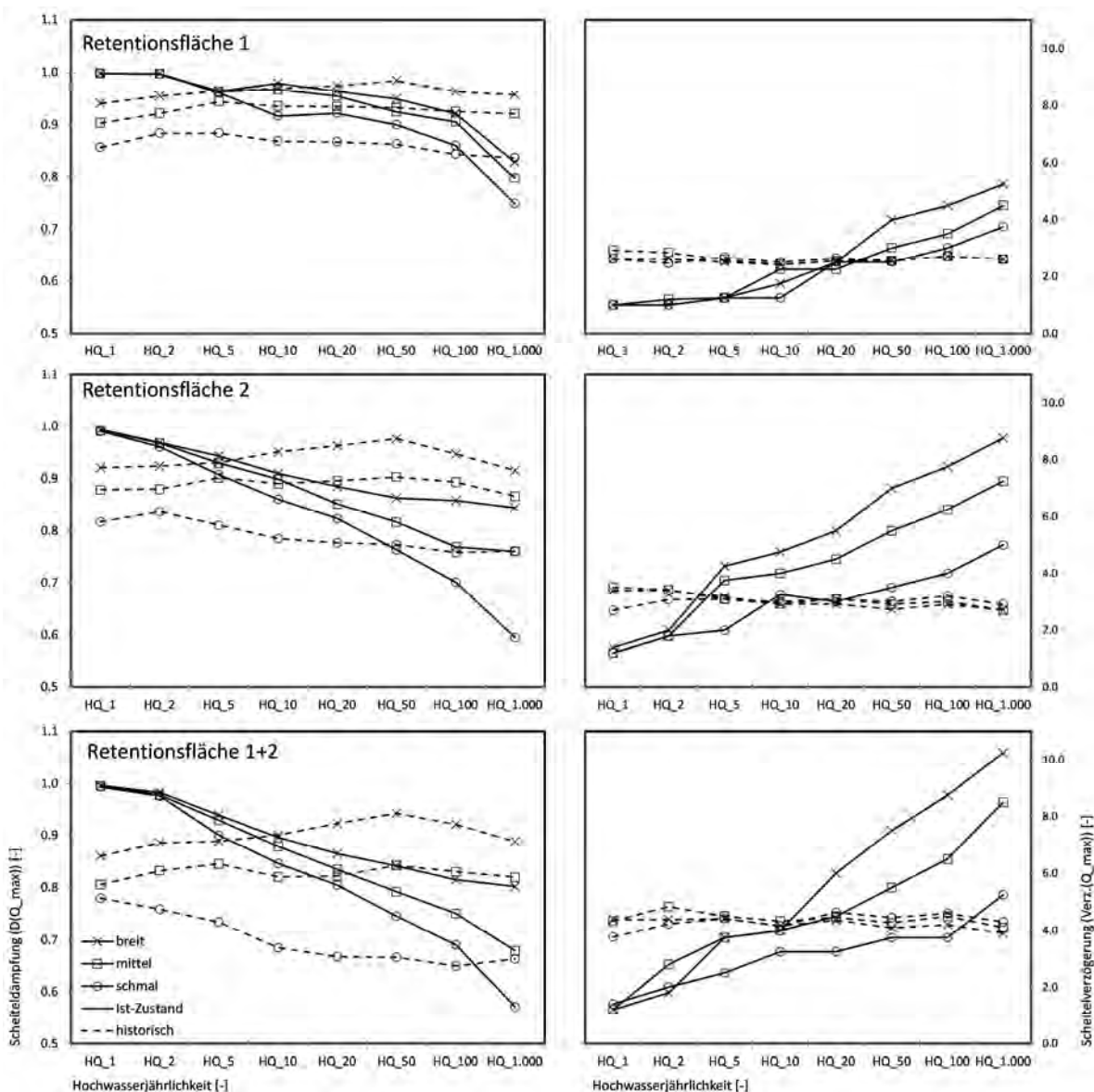


Abbildung IV - 35: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels durch die Retentionswirkung der Retentionsfläche 1 (schwäbisches Donaumoos, oben), der Retentionsfläche 2 (Riedstrom, Mitte) sowie beider Retentionsflächen kombiniert (unten). Aufgetragen über die Hochwasserjährllichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien auch in Skublics und Rutschmann (2014a).

Die Auswertung der Verzögerung der Wellenscheitel zeigt ähnlich der Dämpfung, dass die Retentionswirkung im Ist-Zustand später einsetzt als im historischen Zustand. Im Ist-Zustand werden zudem breite Ganglinien am stärksten verzögert. Laufzeitunterschiede zwischen breiten, mittleren und schmalen Ganglinien sind im historischen Zustand weniger ausgeprägt (siehe Abb. IV - 35 rechts). Zu beachten ist, dass sich die absoluten Laufzeiten ca. um den Faktor 2,5 unterscheiden, was aus der normierten Betrachtung nicht mehr hervorgeht.

Im Bereich der Retentionsfläche 1 beginnt im Ist-Zustand die Scheitelverzögerung erst ab HQ₅. Bei einem 20-jährlichen Ereignis verdoppelt sich die Laufzeit der Welle durch Ausuferungen in die Retentionsfläche 1. Bei selteneren Ereignissen steigt die Scheitelverzögerung stark an. Der historische Zustand zeigt einen grundlegend unterschiedlichen Verlauf. Bereits bei häufigen Ereignissen wird die Laufzeit der Wellen durch Ausuferungen verdreifacht. Darüber hinaus nimmt die Scheitelverzögerung allerdings leicht ab. Dies ist dadurch zu erklären, dass sich die Fließwege aufgrund der mäandrierenden Charakteristik der historischen Donau durch die Ausuferungen teilweise verkürzen. Außerdem treten im Vorland bei größeren Ereignissen höhere Wassertiefen auf, wodurch sich die Fließgeschwindigkeiten im Vorland erhöhen. Dadurch verringert sich der Unterschied der Fließgeschwindigkeiten zwischen Flussschlauch und Vorland (Abb. IV - 35 rechts oben).

Die Scheitelverzögerungen durch die Retentionsfläche 2 zeigen, verglichen mit Retentionsfläche 1, im historischen Zustand leicht höhere Werte, aber einen vergleichbaren Verlauf. Im Ist-Zustand treten dagegen mit der Hochwasserjährlichkeit steigende und sehr starke Verzögerungen des Scheitels auf. Der Wellenscheitel eines 1.000-jährlichen Ereignisses wird durch die Retentionsfläche 2 um das 5- bis 9-fache (schmal bzw. breit) gegenüber dem Referenzszenario verzögert (Abb. IV - 35 rechts Mitte).

Die kombinierte Wirkung der Retentionsflächen 1 und 2 zeigt abermals, dass die Wirkung der Ausuferungen auf die Scheitelverzögerung nicht aufaddiert werden kann. Die Verformung und zeitliche Verzögerung der Welle beeinflussen die Ausuferungsprozesse im Bereich der folgenden Retentionsfläche. Der Verlauf und damit die Charakteristik der Wirkung bleibt aber weitgehend erhalten (Abb. IV - 35 rechts unten).

Im Untersuchungsabschnitt **DONW** bis **INGP** liegen im Bereich der Lechmündung und der Stauhaltungen Bergheim und Ingolstadt ausgedehnte Retentionsflächen. Die Auswirkungen sind allerdings weitaus geringer als im vorangegangenen Untersuchungsabschnitt. Die Dämpfungen der Hochwasserscheitel liegen in beiden Zuständen im einstelligen Prozentbereich. Dabei beträgt die Dämpfung der Wellenscheitel ohne Ausuferungen (Referenzszenario) in diesen Abschnitt im Ist-Zustand unter 0,1 % und im historischen Zustand zwischen 0,1 und 0,5 %. Die gemittelten absoluten Laufzeiten zwischen dem Pegel DONW und dem Pegel INGP betragen im Referenzszenario im Ist-Zustand 4 Stunden bzw. im historischen Zustand 8,75 Stunden.

Im Bereich der Lechmündung (Retentionsfläche 3) treten Ausuferungen auch im Ist-Zustand bereits bei Abflüssen im Bereich des 1-jährlichen Hochwasserer-

eignisses auf. In diesem Abflussspektrum zeigt sich auch eine Abminderung des Wellenscheitels durch Ausuferungen. Darüber hinaus geht die Scheiteldämpfung zurück und stagniert im Bereich sehr geringer Werte. Lediglich schmale Ganglinien erfahren ab HQ_{10} bis HQ_{20} einen erneuten Anstieg der Scheiteldämpfung. Im historischen Zustand ist bei häufigen Ereignissen die Scheiteldämpfung vernachlässigbar klein. Ab etwa HQ_{20} steigt sie leicht an, wobei schmale Ereignisse bei extremen Abflüssen am stärksten gedämpft werden (5 %) (siehe Abb. IV - 36 links oben).

Zwischen den Stauhaltungen Bergheim (Retentionsfläche 4) und Ingolstadt wird im Ist-Zustand der Zeitpunkt der Ausuferungen beeinflusst. Demnach treten bei 1- bis 5-jährlichen Ereignissen so gut wie keine Scheiteldämpfungen auf. Bei selteneren Ereignissen sind geringfügige Dämpfungen zu verzeichnen, wobei schmale Wellen wiederum am stärksten beeinflusst werden. Im historischen Zustand treten ebenfalls nur sehr geringe Effekte auf. Die Scheiteldämpfung ist bei häufigeren Ereignissen etwas höher als bei selteneren Ereignissen (Abb. IV - 36 links Mitte).

Aus der kombinierten Wirkung lassen sich im Ist-Zustand die Eigenschaften beider Retentionsflächen ablesen, da die jeweils größte Wirkung auf unterschiedliche Abflussbereiche fällt. Im historischen Zustand können die Effekte der beiden Retentionsflächen nicht voneinander getrennt werden (Abb. IV - 36 links unten).

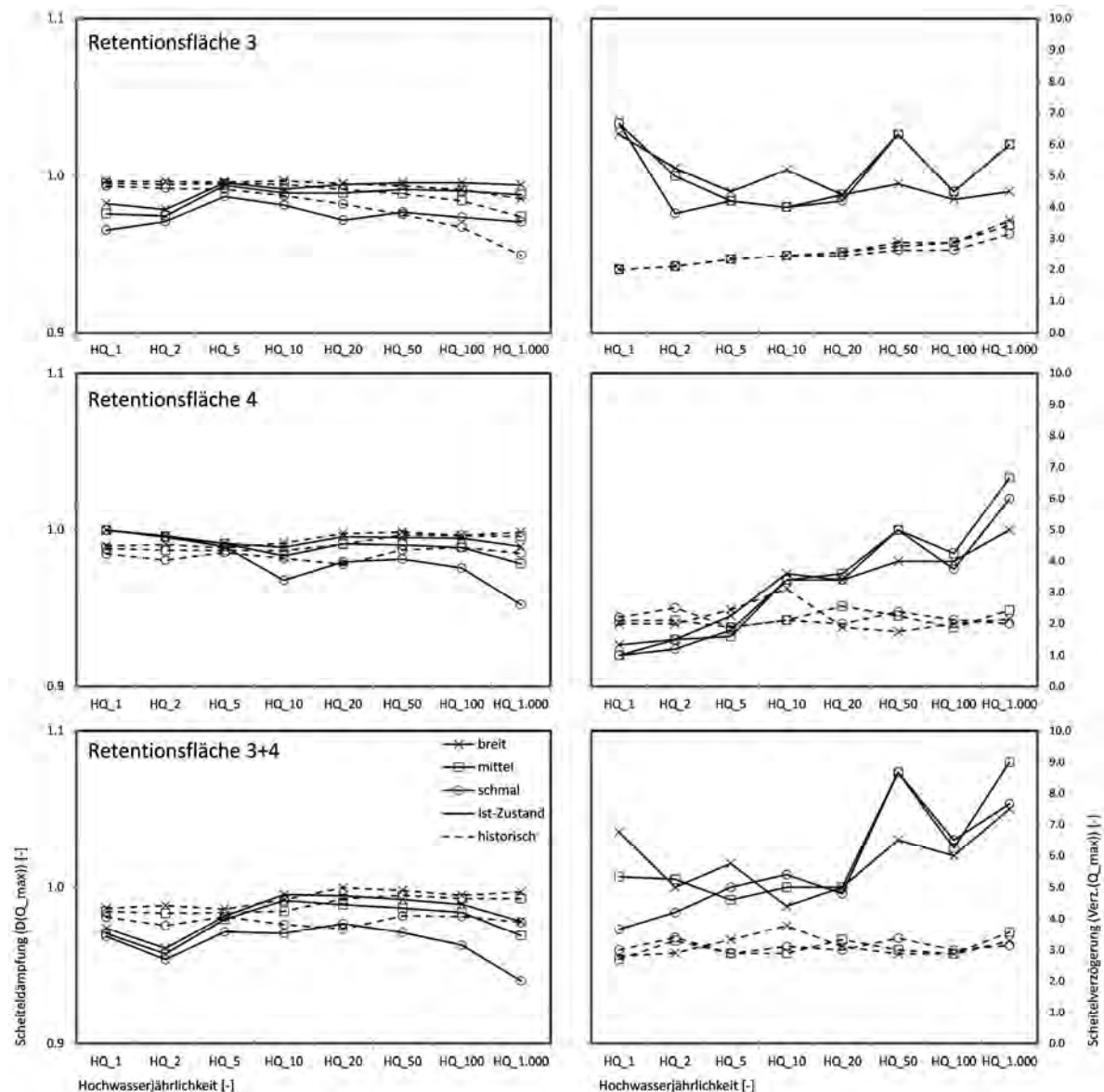


Abbildung IV - 36: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels durch die Retentionswirkung der Retentionsfläche 3 (Lechmündung, oben), der Retentionsfläche 4 (Bergheim / Ingolstadt, Mitte) sowie beider Retentionsflächen kombiniert (unten). Aufgetragen über die Hochwasserjährlichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien.

Die sehr frühzeitigen Ausuferungen im Bereich der Retentionsfläche 3 haben einen starken verzögernden Einfluss auf die Wellenlaufzeiten im Ist-Zustand. Die Hochwasserscheitel werden um das 4- bis 6-fache verzögert, wobei der Effekt bei kleineren Ereignissen am höchsten ist. Im historischen Zustand werden die Wellen um das 2- bis 3,5 fache ihrer Referenz-Laufzeit verzögert. Dabei steigt der Einfluss mit steigender Hochwasserjährlichkeit an. Dieser Effekt steht im Gegensatz zu den im Abschnitt NEUL bis DONW erzielten Werten, kann aber durch den Rückstauereffekt der Donauenge zwischen Steppberg und Neuburg erklärt werden (siehe Abb. IV - 36 rechts oben).

Die verzögernde Wirkung der Retentionsfläche 4 setzt im Ist-Zustand erst oberhalb HQ_2 ein. Mit steigender Jährlichkeit steigt dann auch die Scheitelverzögerung an. Im historischen Zustand werden bereits Wellen mit geringer Jährlichkeit um das 2-fache verzögert. Die Auswertung zeigt aber im historischen Zustand kaum Einflüsse der Ereignisgröße auf die Scheitelverzögerung (Abb. IV - 36 rechts Mitte).

Bei der kombinierten Betrachtung beider Retentionsflächen zeigt sich vor allem im Ist-Zustand die gegenseitige Beeinflussung der Ausuferungsprozesse beider Retentionsflächen. Im historischen Zustand werden Ganglinien unterschiedlicher Jährlichkeit nahezu gleichermaßen verzögert (Abb. IV - 36 rechts unten).

Im Abschnitt zwischen **INGP** und **KELH** (Retentionsfläche 5) treten im Referenzszenario Scheiteldämpfungen von maximal 0,1 % im Ist-Zustand und 0,6 % im historischen Zustand auf. Die mittleren Laufzeiten liegen ohne Ausuferungen bei 3 Stunden im Ist-Zustand und bei 7,5 Stunden im historischen Zustand. Im Ist-Zustand existieren kaum großflächige Ausuferungen. Daher bleiben die Effekte der Vorlandretention auf die Höhe der Abflussscheitel gering. Bis zum HQ_{100} steigt die Wirkung dann schlagartig auf 4 bis 8 % an, da Rückstaueffekte in die seitlichen Zuflüsse der Donau auftreten. Im historischen Zustand werden sehr große Flächen bei Hochwasser überschwemmt. Die Dämpfung der Hochwasserscheitel nimmt zwar mit steigender Jährlichkeit zu, bleibt aber mit maximal 5 % (schmale Ganglinie) gering (siehe Abb. IV - 37 links).

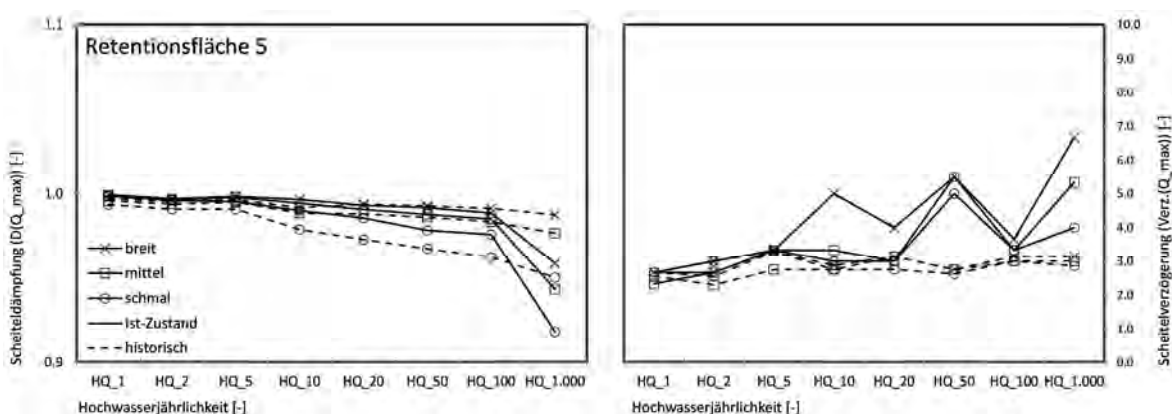


Abbildung IV - 37: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels durch die Retentionswirkung der Retentionsfläche 5 (Vohburg / Neustadt). Aufgetragen über die Hochwasserjährlichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien.

Die Scheitelverzögerung liegt in beiden Ausbauszuständen bei häufigen Ereignissen bei etwa 3. Ab ca. HQ_5 steigt sie im Ist-Zustand auf Werte zwischen 4 und 7 an. Im

historischen Zustand werden die Scheitelabflüsse um das 2,5- bis 3-fache verzögert. Auch hier zeigt sich die rückstauende Wirkung der Weltenburger Donauenge, da die Verzögerung mit zunehmender Jährlichkeit ebenfalls leicht zunimmt (Abb. IV - 37 rechts).

Der Donauabschnitt **KELH** bis **SWWE** liegt in einer Schluchtstrecke, wodurch keine großflächigen Ausuferungen auftreten können. Die Scheiteldämpfungen im Referenzszenario liegen für beide Zustände unter 0,1 %. Die mittleren Wellenlaufzeiten ohne Ausuferungen betragen im Ist-Zustand 4 Stunden und im historischen Zustand 5,75 Stunden.

Die geringfügigen Ausuferungen in beiden Zuständen zeigen in diesem Abschnitt kaum Retentionswirkung auf Scheiteldämpfung und Scheitelverzögerung (siehe Abb. IV - 38).

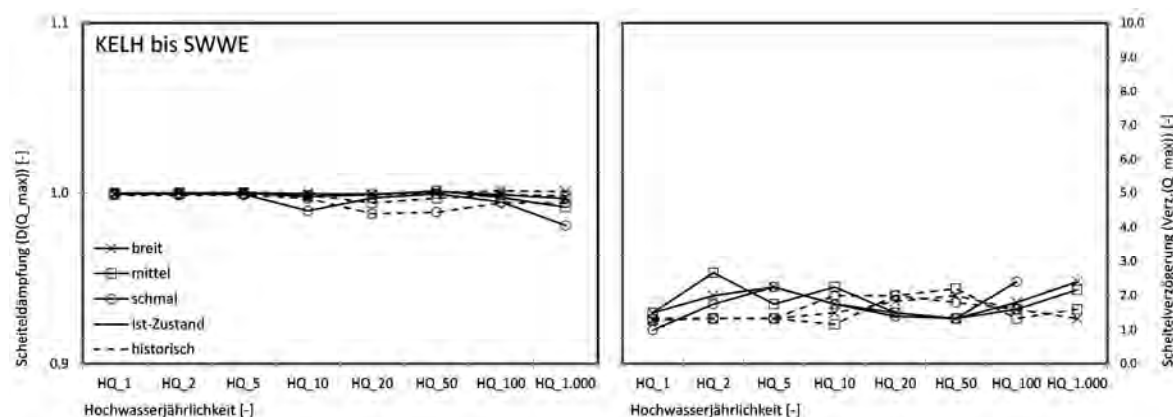


Abbildung IV - 38: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels im Donauabschnitt KELH bis SWWE. Aufgetragen über die Hochwasserjährlichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien.

Im östlichsten Untersuchungsabschnitt **SWWE** bis **STRA** werden Ausuferungen im Ist-Zustand durch Hochwasserschutzdeiche und Stauhaltungsdämme begrenzt. Im historischen Zustand kann dagegen die Donau ein weites Tal überschwemmen. Ohne Ausuferungen (Referenzszenario) liegen die Scheiteldämpfungen bei maximal 0,3 % im Ist-Zustand und 1 % im historischen Zustand. Die mittleren Laufzeiten der Hochwasserwellen ohne Ausuferungen betragen 3,6 (Ist-Zustand) bzw. 8,6 Stunden (historischer Zustand).

Die im Ist-Zustand durch die Hochwasserschutzdeiche stark begrenzten Ausuferungen wirken sich bis zu einem HQ_{100} kaum auf die Höhe der Hochwasserscheitel aus. Bei extremen Abflussereignissen ($HQ_{1.000}$) treten dann an mehreren Stellen im Modell Überströmungen der Deiche auf, was zu einer schlagartigen Dämpfung der Hochwasserscheitel um 12 bis 19 % führt. Im

historischen Zustand führen die immensen Ausuferungen kaum zu nachweisbaren Scheiteldämpfungen. Lediglich schmale Ganglinien werden um 2 % gedämpft (siehe Abb. IV - 39 links).

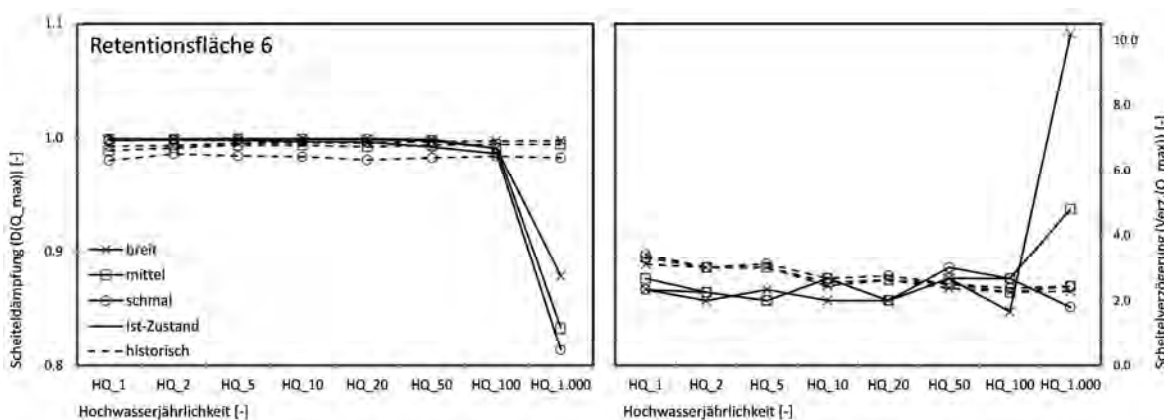


Abbildung IV - 39: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels durch die Retentionswirkung der Retentionsfläche 6 (Regensburg / Staubing). Aufgetragen über die Hochwasserjährllichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien.

Im Ist-Zustand werden die Hochwasserscheitel bis zu einem HQ_{100} um das 2- bis 2,5-fache verzögert. Durch die Deichüberströmungen im Modell ergibt sich bei extremen Ereignissen für breite und mittlere Ganglinien ein starker Anstieg der Scheitelverzögerung. Bereits bei häufigen Hochwasserereignissen treten im historischen Zustand Scheitelverzögerungen um das ca. 3-fache der Laufzeit im Referenzszenario auf. Bei steigender Hochwasserjährllichkeit nimmt die Scheitelverzögerung wiederum leicht ab (siehe Abb. IV - 39 rechts).

Neben den Auswirkungen auf die Höhe und das zeitliche Eintreffen der Scheitelabflüsse wurden für jede Berechnung das aktivierte Retentionsvolumen und die aktivierte Retentionsfläche ausgewertet. Diese Werte konnten somit auch abschnittsweise über die Hochwasserjährllichkeit ausgewertet und der Dämpfung sowie der Verzögerung durch Hochwasserretention gegenübergestellt werden. Für eine verbesserte Übersichtlichkeit der Diagramme wurden dazu die jeweiligen Werte über die drei Hochwassertypen gemittelt (siehe Abb. IV - 40).

Sowohl die aktivierte Retentionsfläche als auch das aktivierte Retentionsvolumen weisen im historischen Zustand höhere Werte auf als im Ist-Zustand. Einzige Ausnahme bildet dabei der Fall Retentionsfläche 6 bei einem $HQ_{1.000}$ (Abb. IV - 40 unten links). Im Berechnungsmodell kommt es hier zu Überströmungen an den Deichen, wodurch nahezu die Ausmaße der historischen Retentionsflächen erreicht werden. Durch die Stauhaltungen im Ist-Zustand können zudem höhere

Wasserspiegellagen entstehen. Zusätzlich ist zu beobachten, dass im historischen Zustand große Anteile des Retentionsvolumens bereits im Bereich häufiger Hochwasserereignisse gefüllt werden. Deutlich wird durch diese Auswertung vor allem, dass der Betrag des aktivierten Retentionsvolumens nicht mit der Dämpfung des Hochwasserscheitels korreliert. Am ehesten kann die Änderung der Steigung in der Aktivierung von Retentionsvolumen respektive Retentionsfläche einen Hinweis auf eine erhöhte Retentionswirkung geben. Das heißt, immer wenn durch eine Erhöhung der Abflüsse neue Retentionsflächen aktiviert werden, spiegelt sich das auch in der Dämpfung der Hochwasserspitze wieder. Im Untersuchungsabschnitt NEUL bis DONW nimmt im Ist-Zustand die Steigung des aktivierten Retentionsvolumens und der aktivierten Retentionsfläche über das gesamte Abflussspektrum zu, während im historischen Zustand die Steigung des aktivierten Retentionsvolumens weitgehend konstant bleibt und die Steigung der aktivierten Retentionsfläche sogar größtenteils rückläufig ist (Abb. IV - 40 oben links und rechts). Auch im Bereich der Retentionsfläche 5 sowie der Retentionsfläche 6 verursacht im Ist-Zustand der schlagartige Anstieg der aktivierten Retentionsfläche zwischen HQ_{100} und $HQ_{1.000}$ eine Dämpfung der Scheitelabflüsse. Ein kontinuierlicher Anstieg wie im historischen Zustand zeigt dagegen kaum Auswirkungen auf die Spitzenabflüsse (Abb. IV - 40 unten links und rechts). Es kann daraus allerdings nicht direkt auf die Größe und Art der Retentionswirkung geschlossen werden.

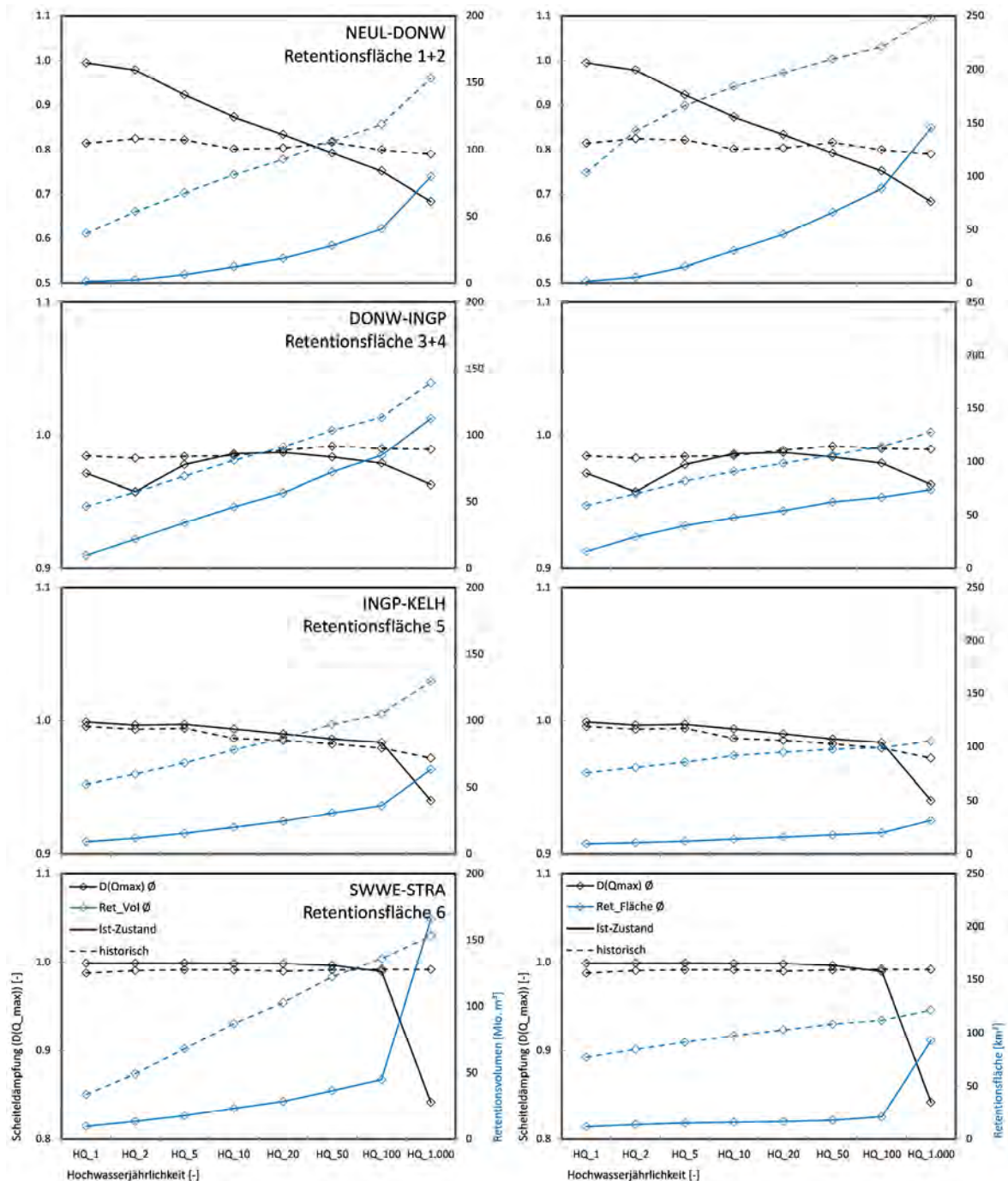


Abbildung IV - 40: Aktiviertes Retentionsvolumen und aktivierte Retentionsfläche über die Hochwasserjährlichkeit (jeweils auf sekundärer y-Achse) inklusive der jeweiligen Scheiteldämpfungen. Dargestellt sind die Mittelwerte der drei Hochwassertypen.

Aus der Gegenüberstellung des aktivierten Retentionsvolumens und der aktivierten Retentionsfläche mit der entsprechenden Scheitelverzögerung ist es ebenfalls schwierig, Zusammenhänge festzustellen. Aus dem Betrag des Retentionsvolumens lässt sich nicht auf die Hochwasserwellenverzögerung schließen (siehe Abb. IV - 41). Lediglich das Zusammenspiel von Retentionsvolumen und Retentionsfläche kann ein Hinweis auf verzögernde Retentionseffekte darstellen. Steigt die Retentionsfläche stärker an als das Retentionsvolumen, so sinkt der mittlere

Wasserstand im Vorland. Damit ist eine zusätzliche Verzögerung des Hochwasserscheitels wahrscheinlich. Die Auswertung von Retentionsfläche 1 und 2 zeigt für den historischen Zustand einen stärkeren Abstieg des Retentionsvolumen als der Retentionsfläche. Die steigenden Wasserstände im Vorland führen dazu, dass die Scheitelverzögerung stagniert, bzw. leicht rückläufig ist (Abb. IV - 41 oben links und rechts).

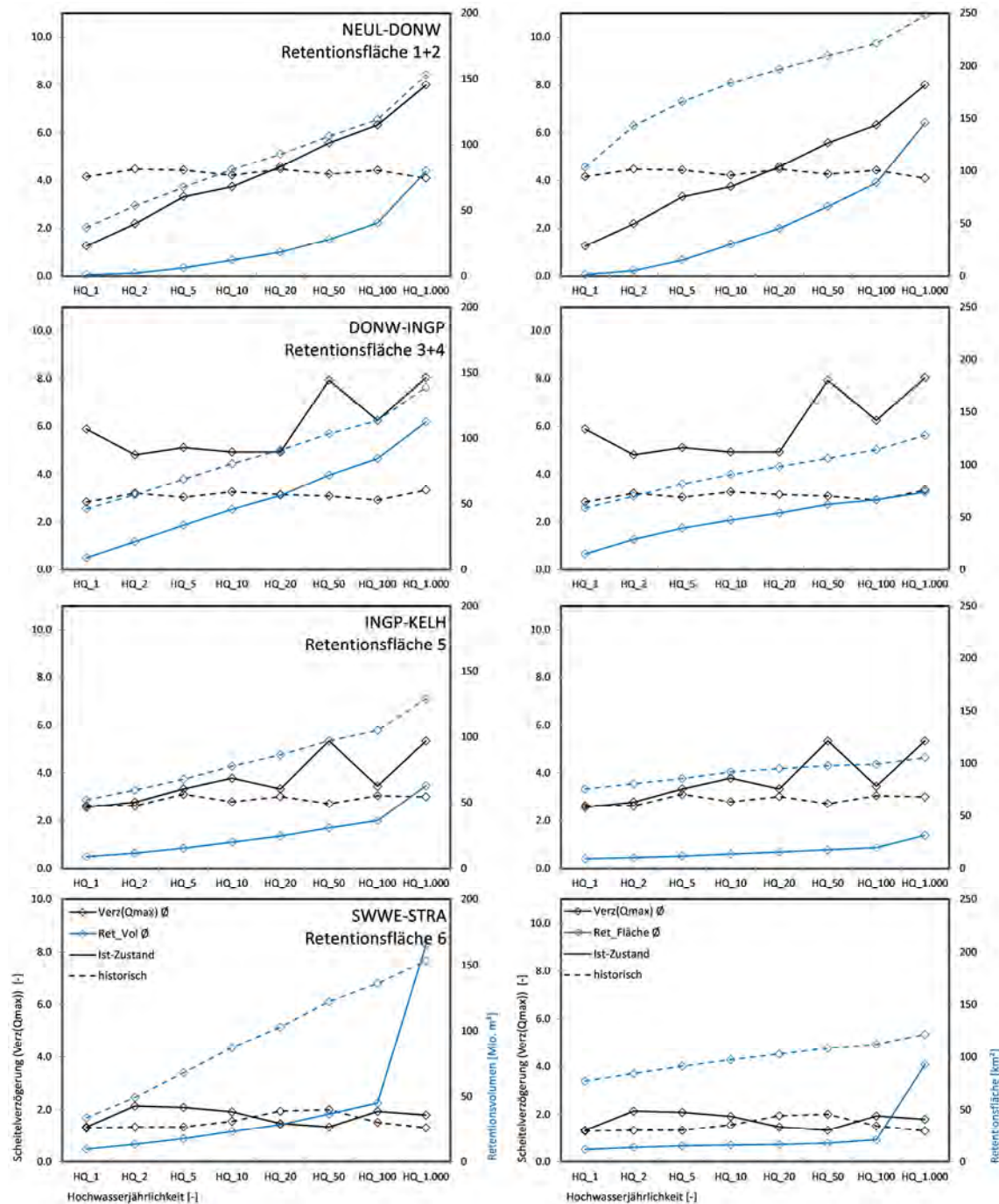


Abbildung IV - 41: Aktiviertes Retentionsvolumen und aktivierte Retentionsfläche über die Hochwasserjährlichkeit (jeweils auf sekundärer y-Achse) inklusive der jeweiligen Scheitelverzögerungen. Dargestellt sind die Mittelwerte der drei Hochwassertypen.

Das Produkt aus der absoluten Scheitelreduktion [m^3/s] und der absoluten Scheitelverzögerung [h] ergibt das effektive Retentionsvolumen. Die Wirksamkeit einer Retentionsfläche zeigt sich, wenn das effektive Retentionsvolumen dem aktivierten Retentionsvolumen gegenübergestellt wird. Demnach weist eine Retentionsfläche, die aus einem geringen aktivierten Retentionsvolumen eine starke Scheiteldämpfung und/oder eine starke Scheitelverzögerung generiert, eine hohe Wirksamkeit auf. Für diese Auswertung wurden wiederum die Werte der Scheiteldämpfung und der Scheitelverzögerung über die Hochwassertypen gemittelt.

Die Retentionsflächen im Abschnitt NEUL bis DONW weisen sowohl im historischen als auch im Ist-Zustand eine hohe Wirksamkeit auf (siehe Abb. IV - 42 oben links). Für ein äquivalentes effektives Retentionsvolumen muss im historischen Zustand allerdings ein weitaus größeres Retentionsvolumen aktiviert werden. In den anderen Untersuchungsabschnitten ist die Wirksamkeit der natürlichen Hochwasserretention um ein Vielfaches kleiner. Auch hier zeigen die historischen Retentionsflächen eine geringere Wirksamkeit. Deutlich zeigt sich die erhöhte Wirksamkeit von schlagartig aktivierten Retentionsflächen im Ist-Zustand, durch Rückstau bzw. Deichüberströmungen (Abb. IV - 42 unten).

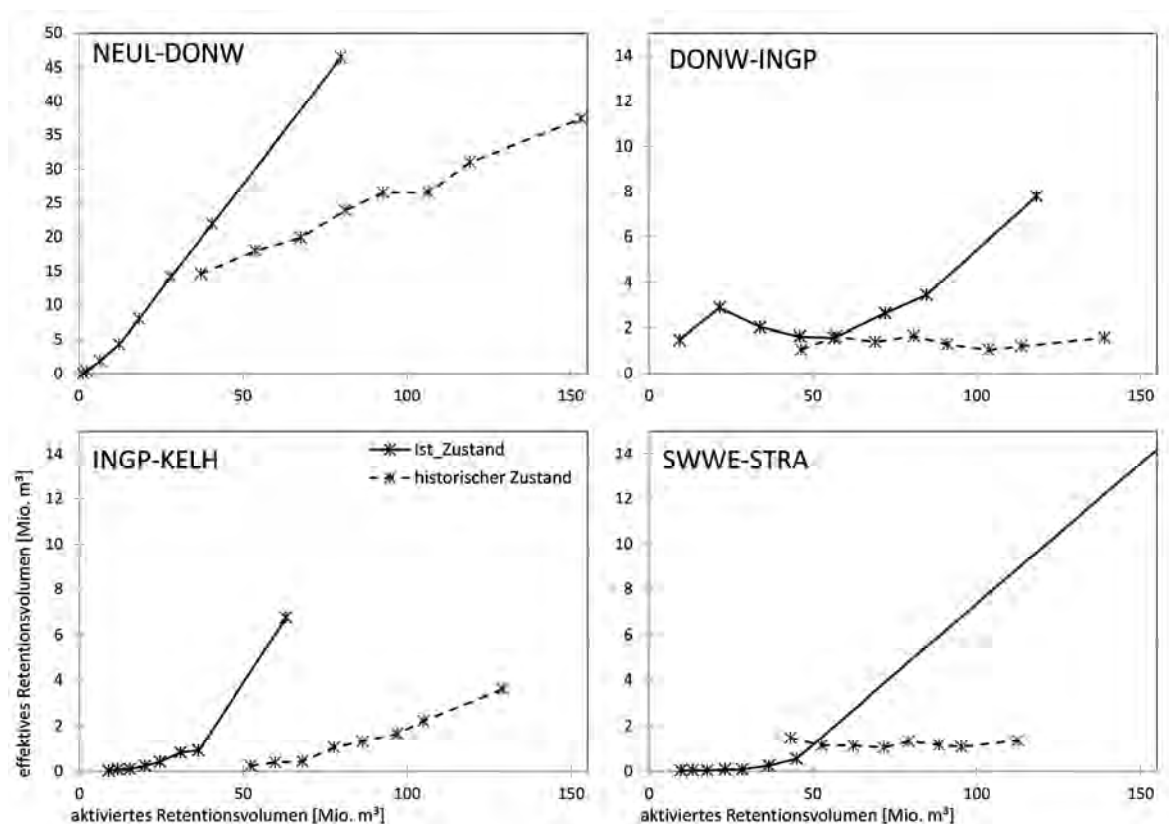


Abbildung IV - 42: Wirksamkeit natürlicher Hochwasserretention. Effektives Retentionsvolumen über aktiviertes Retentionsvolumen für 4 Untersuchungsabschnitte im Ist-Zustand sowie im historischen Zustand.

3 Diskussion und Zwischenfazit zu Modellierung natürlicher Hochwasserretention

Während der vergangenen Hochwasserereignisse waren an den Flüssen im Einzugsgebiet der bayerischen Donau an einigen Stellen Retentionseffekte aufgrund von Ausuferungen erkennbar, die großräumig den Ablauf von Hochwasserereignissen beeinflussen. Die Wirkung der Retentionsflächen zeigen dabei von Hochwasserereignis zu Hochwasserereignis unterschiedliche Eigenschaften. Retentionseffekte durch Ausuferungen sind häufig durch Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet überlagert oder werden durch Grundwasser-einflüsse oder Staustufen verändert.

Die Eingriffe des Menschen haben die Prozesse der natürlichen Hochwasserretention an der Donau nachhaltig verändert. Ausuferungen beginnen heute später und treten nicht mehr so großflächig auf wie noch von 200 Jahren. Fast 1,4 Mio. m³ pro Flusskilometer treten bei einem 100-jährlichen Ereignis heute weniger über die Ufer. Dieser Verlust an Retentionsfläche spiegelt sich allerdings nicht direkt in der Höhe der Hochwasserscheitel wieder.

An den Unterläufen der Donauzubringer treten nur geringe Scheitelreduktionen durch Hochwasserretention auf. An der unteren Iller und an der unteren Isar werden die an den Pegelmessungen beobachteten Dämpfungen hauptsächlich durch einen Einfluss des Grundwassers hervorgerufen. Treten bei höheren Abflüssen Ausuferungen auf, so versickert ein Teil davon in den mächtigen Schotterkörpern im Untergrund. Die Ausuferungen an Iller und Lech verursachen eine ansteigende Wellenlaufzeit mit steigender Hochwasserjährlichkeit. Am Lech ist dies, bezüglich der Überlagerung mit der Hochwasserwelle der Donau, als kritisch zu werten.

In der Regentaläue treten großflächige Ausuferungen schon bei Ereignissen mit geringer Jährlichkeit auf. Bei selteneren Ereignissen werden kaum zusätzliche Scheiteldämpfungen erzielt. Am Regen beschleunigt die Hochwasserwelle bei steigender Jährlichkeit. Diese Beschleunigung und auch die relativ geringen Scheiteldämpfungen können in dem teils stark mäandrierenden Verlauf des Regens begründet sein. Durch Ausuferungen können sich die Fließwege effektiv verkürzen, wobei die Fließgeschwindigkeiten im Vorland wegen hoher Wasserstände und relativ geringer Rauigkeiten (Landnutzung Grünland) vergleichsweise hoch sind. In der Abbildung IV - 43 ist dies an einem Ausschnitt für ein 10-jährliches Ereignis dargestellt. Durch die Ausuferungen in der mäandrierenden Flussstrecke verkürzen sich die Fließwege um den Faktor 0,5 bis 0,3. Die mittleren Fließgeschwindigkeiten im Vorland sind mit 0,43 m/s (linkes Vorland) und 0,22 m/s (rechtes Vorland)

relativ hoch, verglichen mit den mittleren Fließgeschwindigkeiten von 1,17 m/s im Flussschlauch (siehe Abb. IV - 43).

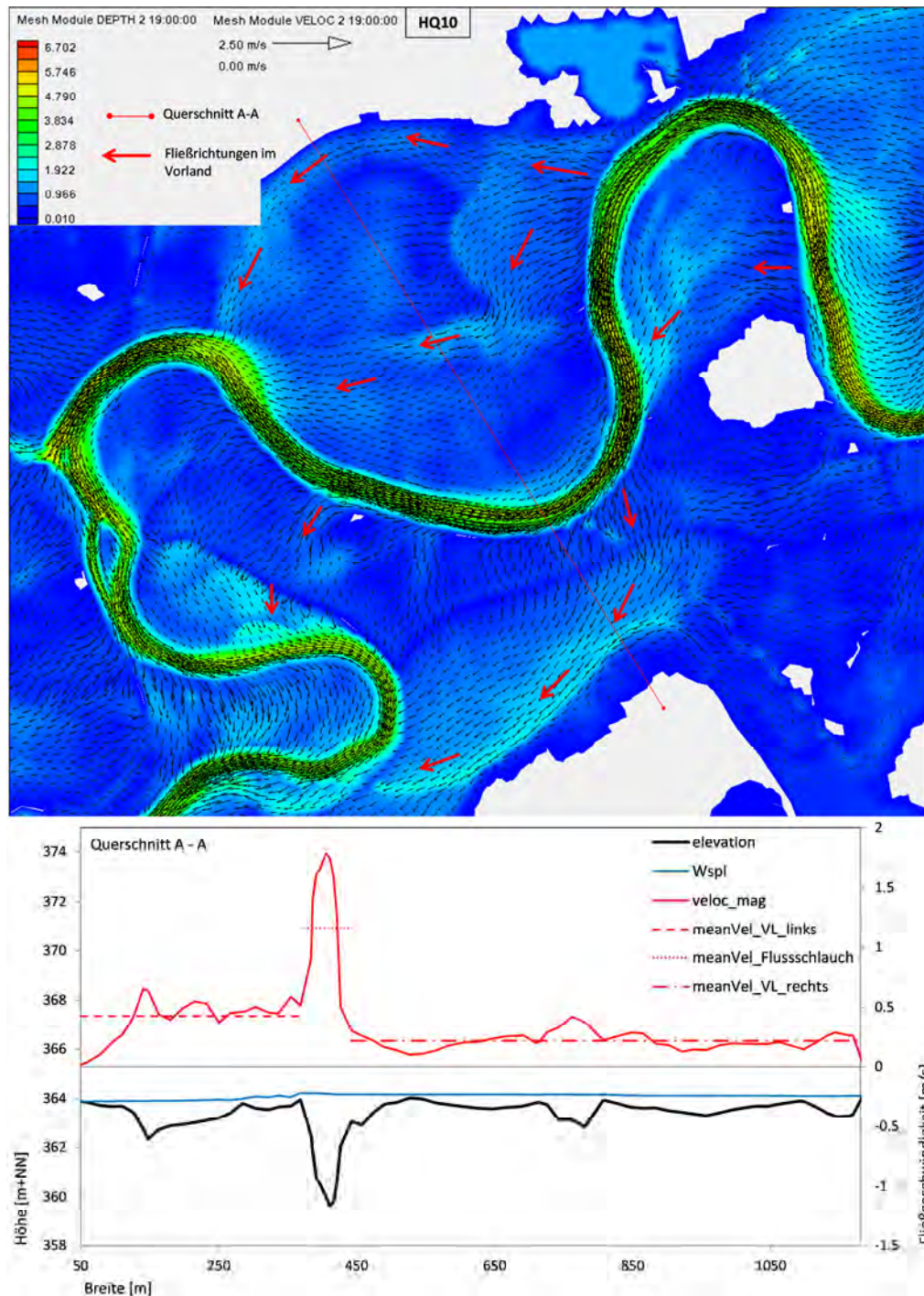


Abbildung IV - 43: Ausuferungssituation in einer mäandrierenden Flussstrecke am Regen. Darstellung der Fließwegverkürzung über den Vorlandabfluss (oben) und der Verteilung der Fließgeschwindigkeiten zwischen Vorland und Flussschlauch im Querschnitt (unten).

Entlang der bayerischen Donau treten die größten Scheiteldämpfungen im Untersuchungsabschnitt zwischen NEUL und DONW auf. Hochwasserereignisse mit geringer Jährlichkeit werden hier im historischen Zustand am stärksten

gedämpft. Die Scheiteldämpfung bleibt allerdings bei steigender Jährlichkeit konstant. Im Ist-Zustand steigt die Scheiteldämpfung kontinuierlich mit der Hochwasserjährlichkeit. Im Mittel sind die ermittelten Scheiteldämpfungen oberhalb von HQ_{20} bis HQ_{50} größer als im historischen Zustand. Im Abschnitt zwischen DONW und INGP sind im Ist-Zustand die unterschiedlichen Dämpfungseigenschaften der beiden Retentionsflächen voneinander differenzierbar. Die Retentionsfläche 3 an der Lechmündung wird schon sehr früh gefüllt, sodass hier die stärksten Dämpfungen bei Ereignissen mit geringer Jährlichkeit auftreten. Die Retentionsfläche 4 (Bergheim / Ingolstadt) wird erst zwischen HQ_5 und HQ_{10} aktiviert. Die stärksten Scheiteldämpfungen treten dann im Bereich extremer Hochwasserereignisse auf. Zwischen INGP und KELH werden großflächige Ausuferungen im Ist-Zustand durch Hochwasserschutzdeiche verhindert. Es treten somit bis zu einem HQ_{100} nur geringe Scheiteldämpfungen auf. Im historischen Zustand stehen zwar große Retentionsflächen zur Verfügung, die Scheiteldämpfungen liegen allerdings ebenfalls in einem geringen Bereich. Innerhalb der Schluchtstrecke KELH bis SWWE sind kaum Retentionseffekte nachweisbar. Zwischen SWWE und STRA sind im Ist-Zustand großflächige Überschwemmungen aufgrund von Stauhaltungsdämmen und Hochwasserschutzdeichen wiederum kaum möglich. Erst zwischen HQ_{100} und $HQ_{1.000}$ treten im Modell Deichüberströmungen auf, die zu Scheiteldämpfungen führen. Im historischen Szenario führen die weitläufigen Überschwemmungen in diesem Abschnitt nicht zu nennenswerten Scheiteldämpfungen.

Auffällig ist der starke Rückgang der Scheiteldämpfungen unterhalb des Untersuchungsabschnittes NEUL-DONW in beiden Zuständen. Mit der Einzugsgebietsgröße steigt auch das Hochwasservolumen. Ab der Lechmündung beträgt das Volumen (über HQ_1) der synthetischen Hochwasserwellen das 4-fache der Wellen am Pegel NEUL. Durch die Zuflüsse aus Naab und Regen steigt dieser Faktor dann auf 8,5. Da die verfügbaren Retentionsflächen nicht äquivalent ansteigen, ändert sich das Verhältnis von Hochwasserfülle über HQ_1 zum aktivierten Retentionsvolumen (siehe Abb. IV - 44). Es ist sowohl für den Ist-Zustand als auch für den historischen Zustand ein überproportionaler Zuwachs des Hochwasservolumens zum aktivierten Retentionsvolumen feststellbar.

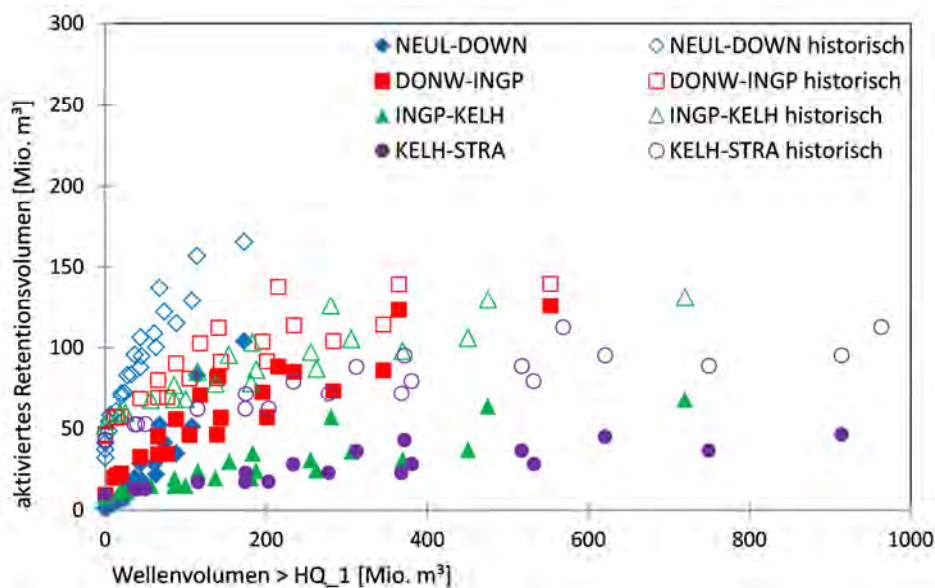


Abbildung IV - 44: Verhältnis der Hochwasserfülle > HQ₁ zum aktivierten Retentionsvolumen für die unterschiedlichen Untersuchungsabschnitte für den Ist-Zustand und den historischen Zustand.

Das bedeutet, dass auch im historischen unverbauten Zustand die Bedeutung natürlicher Hochwasserretention im Donauverlauf abnimmt. Besonders deutlich wird dies durch die Darstellung des Hochwasserwellenvolumens (> HQ₁) sowie des Retentionsvolumens pro Flusskilometer des mittel breiten synthetischen HQ₁₀₀ über die Fließstrecke der Donau (siehe Abb. IV - 45). Während sich das Hochwasservolumen über das Untersuchungsgebiet mehr als verachtfacht, steigt das aktivierte Retentionsvolumen im historischen Zustand schwächer an (NEUL-DONW: 1,5 Mio. m³/Fkm; SWWE-STRA: 2,5 Mio. m³/Fkm). Im Ist-Zustand zeigt das aktivierte Retentionsvolumen pro Flusskilometer die anthropogene Veränderung der natürlichen Ausuferungen. Im Abschnitt NEUL-DONW (0,5 Mio. m³/Fkm) verhindert die starke Eintiefung der Donausohle in der westlichen Hälfte, dass größere Mengen über die Ufer treten. Zwischen DONW und INGP (1,7 Mio. m³/Fkm) werden, teilweise durch die Staustufen unterstützt, nahezu die ursprünglichen Retentionsflächen genutzt. In den Abschnitten INGP-KELH und SWWE bis STRA (0,8 Mio. m³/Fkm) lässt der intensive Ausbau der Donau nur Ausuferungen innerhalb der Hochwasserschutzdeiche zu (Abb. IV - 45).

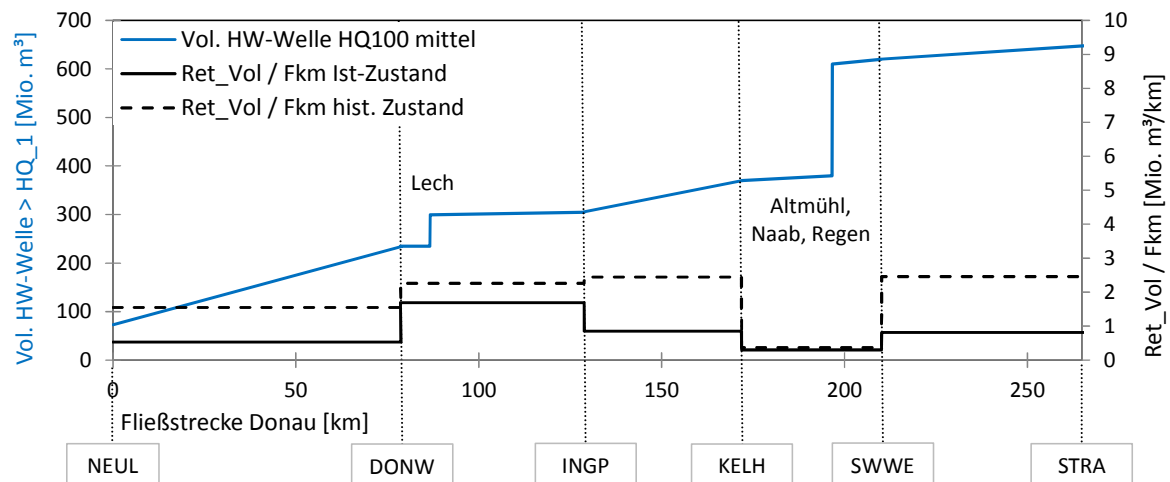


Abbildung IV - 45: Hochwasservolumen $> HQ_1$ und Retentionsvolumen pro Flusskilometer bei einem mittel breiten HQ_{100} über die Fließstrecke der Donau im Untersuchungsgebiet.

Die untersuchten Retentionsflächen haben teilweise eine sehr starke Wirkung auf die Laufzeit der Hochwasserscheitel. Die (relative) Verzögerung der Hochwasserscheitel durch Ausuferung ist im Ist-Zustand nahezu in allen Szenarien größer als im historischen Zustand. Das liegt aber auch daran, dass die Laufzeiten des historischen Zustandes bereits ohne Ausuferungen im Mittel etwa doppelt so hoch sind, wie im Referenzszenario des Ist-Zustandes. Absolut betrachtet bedingen daher die historischen Retentionsflächen eine höhere Verzögerung der Hochwasserscheitel. Im Ist-Zustand ergeben sich bei steigenden Hochwasserjährlichkeiten i.d.R. auch steigende Laufzeiten. Eine Ausnahme bildet hier nur die Retentionsfläche 3 (Lechmündung), wo Ausuferungen bereits bei häufigen Ereignissen auftreten. Der historische Zustand zeigt dagegen häufig fallende Laufzeiten bei steigenden Hochwasserjährlichkeiten. Durch eine stärkere Beaufschlagung der Vorländer verringert sich der Fließgeschwindigkeitsunterschied zwischen Aue und Flussschlauch. Außerdem ergibt sich aufgrund des mäandrierenden historischen Gewässerverlaufs oftmals eine Verkürzung der Fließwege durch Ausuferung. Dieser Effekt kehrt sich an Stellen, an denen große Rückstauereffekte auftreten, um (siehe Retentionsfläche 3 und 5). Die nachfolgende Tabelle fasst beispielhaft die Laufzeiten für das mittel-breite HQ_{100} über das gesamte Untersuchungsgebiet zusammen (Tab. IV - 3).

Tabelle IV - 3: Laufzeiten des Hochwasserscheitels für das mittel-breite HQ₁₀₀ über das Untersuchungsgebiet.

HQ ₁₀₀ mittel	Laufzeit des Hochwasserscheitels [h]			
	Ist-Zustand		hist. Zustand	
	Ref.-Szenario	gesamt	Ref.-Szenario	gesamt
NEUL-DONW	4	26	10	45
DONW-INGP	4	25	8	23
INGP-KELH	3	10	7	21
KELH-SWWE	5	8	6	8
SWWE-STRA	3	8	8	18

Die Beobachtungen zu den durch Hochwasserretention beeinflussten Wellenlaufzeiten passen mit der qualitativen Darstellung aus Unbehauen (1971) überein (siehe. Abb. IV - 46). Treten keine Ausuferungen in das Vorland auf, so fallen die Laufzeiten bei steigenden Abflüssen. Dies tritt in den Untersuchungen im Falle des Referenzszenarios auf. Ab dem Ausuferungsbeginn erfahren Hochwasserwellen bei steigender Hochwasserjährlichkeit eine Verzögerung. Das gilt nahezu ausnahmslos für alle Untersuchungen im Ist-Zustand. Steigen die Wasserstände im Vorland durch wachsenden Abfluss weiter an, ergibt sich wieder ein Rückgang der Wellenverzögerung durch Ausuferung. Dieses Phänomen wurde vor allem im historischen Zustand beobachtet, da die ausufernden Wassermengen größer sind.

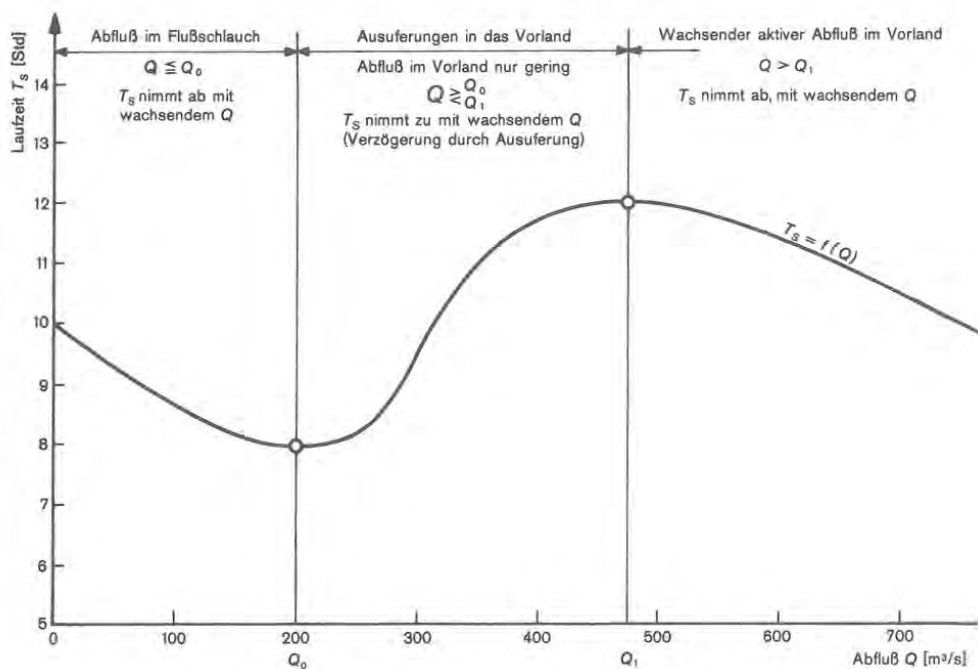


Abbildung IV - 46: Laufzeit einer Hochwasserwelle beeinflusst durch Hochwasserretention als Funktion des Abflusses aus Unbehauen (1971).

Die Veränderung von Wellenlaufzeiten kann bei Hochwasser durch die Überlagerung mit seitlichen Zuflüssen ein sehr sensibler Parameter sein. Dabei ist es kaum zu pauschalisieren, ob sich eine Verzögerung der Hochwasserwelle als positiv oder negativ auswirkt. In der nachfolgenden Tabelle (Tab. IV - 4) ist das zeitliche Verhältnis von Donauscheitel zu den Peaks größerer Zuflüsse während der Hochwasserereignisse 1999, 2002 und 2005 zusammengefasst. Dabei bedeuten negative Werte, dass der Hochwasserscheitel des jeweiligen Zuflusses dem der Donau vorausläuft und somit eine Verzögerung der Hochwasserwelle einen positiven Effekt hätte. Zudem ist das Verhältnis des Spitzenabflusses der Zuläufe zu dem Spitzenabfluss der Donau angegeben.

Tabelle IV - 4: Zeitliches Eintreffen der Scheitelabflüsse größerer Donauzuflüsse gegenüber dem Hochwasserscheitel der Donau für die Hochwasserereignisse 1999, 2002 und 2005. Zusätzlich Angegeben ist das Verhältnis des jeweiligen Spitzenabfluss zum Donauscheitel.

Zuflüsse aus dem Zwischeneinzugsgebiet		t(Q _{max})- t(Q _{max} ,Donau) [h]	Q _{max} / Q _{max} ,Donau [%]	Läuft der Donau HW-Welle voraus?	
				ja	nein
Günz	HW 1999	-20	6.8		
	HW 2002	-9	11.5		
	HW 2005	-15	6.4		
Mindel	HW 1999	-11	9.3		
	HW 2002	4	12.1		
	HW 2005	-15	9.0		
Wörnitz	HW 1999	8	6.4		
	HW 2002	-15	3.1		
	HW 2005	-6	7.5		
Lech	HW 1999	-15	121.0		
	HW 2002	-13	70.4		
	HW 2005	-22	103.9		
Paar	HW 1999	12	2.9		
	HW 2002	10	2.6		
	HW 2005	22	2.1		
Ilm & Abens	HW 1999	-58	4.0		
	HW 2002	-39	4.9		
	HW 2005	-25	2.8		
Altmühl	HW 1999	9	1.8		
	HW 2002	-29	2.2		
	HW 2005	55	2.8		
Naab	HW 1999	-54	3.3		
	HW 2002	-12	8.3		
	HW 2005	-15	4.4		
Regen	HW 1999	-65	3.7		
	HW 2002	-18	25.8		
	HW 2005	-38	2.8		
Isar	HW 1999	-76	51.4		
	HW 2002	-32	34.5		
	HW 2005	-39	52.6		
Vils	HW 1999	-98	1.5		
	HW 2002	-58	2.4		
	HW 2005	-64	1.8		
Inn	HW 1999	-83	83.0		
	HW 2002	-40	161.4		
	HW 2005	-44	125.2		

Die Auswertungen der aktivierten Retentionsvolumina und der aktivierten Retentionsflächen über die Hochwasserjährlichkeit zeigen, dass keine Korrelation zwischen dem Betrag des Retentionsvolumens bzw. der Retentionsfläche und der Retentionswirkung auf die Scheitelabflüsse (Dämpfung und Verzögerung) hergestellt werden kann. Vielmehr sind der Zeitpunkt und die Art der Aktivierung ausschlaggebend. Zudem spielen die Eigenschaften der Retentionsfläche eine wichtige Rolle. Werden schlagartig zusätzliche Retentionsvolumina bzw. Retentionsflächen aktiviert, so ist auch eine Retentionswirkung zu erwarten. Auf die Höhe der Wirkung kann daraus allerdings nicht geschlossen werden. Steigendes Retentionsvolumen kann bei hohen Wasserständen im Vorland auch einen Rückgang der Retentionswirkung auslösen, wie beispielsweise die Beschleunigung der Hochwasserscheitel im historischen Zustand.

Das effektive Retentionsvolumen als Produkt von absoluter Scheiteldämpfung und absoluter Scheitelverzögerung gibt im Zusammenhang mit dem aktivierten Retentionsvolumen die Wirksamkeit natürlicher Hochwasserretention an. Dabei zeigen sich die Verhältnisse im historischen Zustand als weniger wirksam vergleichen mit dem Ist-Zustand. Im Verlauf der Donau nimmt die Wirksamkeit natürlicher Hochwasserretention ab und erreicht nur noch durch Rückstau oder Deichüberströmungen hohe Werte.

V Schlussfolgerungen und Ausblick

Diese Arbeit hatte zum Ziel, ein verbessertes Verständnis der Einflüsse aus technischem Hochwasserschutz und natürlicher Retention für Hochwasseruntersuchungen in großen und komplexen Einzugsgebieten zu schaffen. Dazu wurden Möglichkeiten der großräumigen Modellierung von Hochwasserrückhaltemaßnahmen und die Probleme und Unsicherheiten hierbei, sowie der Einfluss natürlicher Retentionsprozesse detailliert dargestellt. Eine Verbesserung der Hochwassermodellierung birgt das Potenzial, Hochwasserrückhaltemaßnahmen effizienter zu planen, deren Einsatz zu optimieren und Verbesserungen in der Vorhersage zu erzielen.

1 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

Aus den vorliegenden Untersuchungen können für die großräumige Hochwassermodellierung etliche Folgerungen zusammengefasst werden.

Fragestellungen zu gesteuerten Hochwasserrückhaltemaßnahmen können sowohl mithilfe hydrodynamischer als auch hydrologischer Ansätze bearbeitet werden. Dabei werden aber in der Regel Vereinfachungen hinsichtlich der Systemabbildung bzw. hinsichtlich der Prozessabbildung in Kauf genommen:

- Die 2d-hydrodynamische Modellierung von Hochwasserprozessen ist nach wie vor aufwändig. Aus diesem Grund werden bei großräumigen Untersuchungen Annahmen getroffen, die zu einer Vereinfachung des Gesamtsystems führen. Dazu gehört beispielsweise die Festlegung auf eine bestimmte Anzahl hydrologischer Szenarien für die jeweilige Untersuchung.
- Mithilfe konzeptioneller hydrologischer Modelle können Hochwasserereignisse auch in großen Untersuchungsgebieten von der Niederschlagsmessung bzw. -prognose bis zum Pegelabfluss innerhalb von Minuten berechnet werden. Allerdings steht dem eine starke Vereinfachung der Prozessabläufe gegenüber. Insbesondere die Hochwasserausbreitung im Gerinne sowie Retentionseffekte werden nur stark vereinfacht abgebildet.
- Es ist daher wichtig, die Schwachstellen und Vereinfachungen der jeweiligen Modellansätze zu kennen und vor der Anwendung abzuwägen. Nur dadurch können Ergebnisse aus entsprechenden Untersuchungen richtig bewertet und interpretiert werden.

Eine großräumige Kopplung von hydrologischen mit 2d-hydrodynamischen Modellen kann die Vorteile aus beiden Ansätzen vereinen und dadurch die Unsicherheiten in der Hochwassermodellierung verringern. Aus den

Untersuchungen im Rahmen dieser Dissertation können diesbezüglich folgende Schlussfolgerungen gezogen werden:

- Eine großräumige Kopplung hydrologischer und 2d-hydrodynamischer Modelle zur einzugsgebietsweiten Hochwassermodellierung ist möglich. Werden allerdings vorhandene Modelle mit geringen Anpassungen übernommen, so kann dies dazu führen, dass das Potenzial der hydrodynamischen Modelle nicht ausgeschöpft werden kann.
- Durch das Ersetzen des hydrologischen Flood-Routings durch ein 2d-hydrodynamisches Modell wird eine konzeptionelle Abbildung der Wellenausbreitung (Speichererkaskaden) durch ein physikalisch basiertes Modell abgelöst.
- Eine Kopplung von hydrologischen und hydrodynamischen Modellen ist daher nur sinnvoll, wenn die Abflussbildung und die Abflussfortpflanzung modelltechnisch klar getrennt sind. Ansonsten besteht die Gefahr, dass Fehler aus dem einem in das andere Modell übertragen werden. Praktisch gesehen sollte daher direkt die Modellkette hydrologisch / hydrodynamisch kalibriert werden.
- Auf fehlerhafte Zuflussrandbedingungen reagieren hydrologische und 2d-hydrodynamische Modelle unterschiedlich. Das liegt in erster Linie an der unterschiedlichen Abbildung der natürlichen Hochwasserretention. Durch die gegenseitigen Beeinflussungen von Scheitelhöhe, Hochwasserretention, Wellenlaufzeit und der Überlagerung mit Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet können hydrologische Modelle zu Ergebnissen kommen, die zwar mit Messwerten übereinstimmen, allerdings nicht die natürlichen Prozesse abbilden.

Die Ausbreitung von Hochwasserwellen ist den Einflüssen der natürlichen Hochwasserretention unterworfen. Die Wirkung natürlicher Hochwasserretention ist komplex, nichtlinear und ereignisabhängig. Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit helfen, Auswirkungen und Veränderung der natürlichen Hochwasserretention im Einzugsgebiet der bayerischen Donau einzuschätzen:

- Im Einzugsgebiet der bayerischen Donau tritt großräumig wirksame Hochwasserretention an mehreren Stellen auf. Dabei sind an den Donauzubringern die Auswirkungen auf die Höhe des Scheitelabflusses eher gering und von weiteren Einflüssen überprägt (Grundwasser, Anlagensteuerung etc.).
- Entlang der Donau hat sich die natürliche Hochwasserretention durch die flussbaulichen Maßnahmen während der letzten 200 Jahre stark verändert. Die starke Begrenzung der Überflutungsflächen hat jedoch für seltene

Hochwasserereignisse nicht zu einer direkten Erhöhung der Hochwasserscheitel geführt. Dies liegt insbesondere an der veränderten Beaufschlagung der heute noch verfügbaren Retentionsräume.

- Die Wirkung natürlicher Hochwasserretention über die Hochwasserjährlichkeit zeigt eine für jede Retentionsfläche eigene Charakteristik. Scheiteldämpfung und Scheitelverzögerung durch Hochwasserretention können dabei weder aus dem Betrag des Retentionsvolumens noch aus dem Betrag der Retentionsfläche allgemeingültig hergeleitet werden.
- Die Abbildung natürlicher Retentionsprozesse in einem prognosefähigen Modell erfordert daher die Übertragung dieser Charakteristik aus umfangreichen 2d-hydrodynamischen Simulationen.

Hochwasseruntersuchungen erfordern einen großräumigen, wenn nicht sogar einzugsgebietsweiten Blickwinkel. Das bedeutet i.d.R. großflächige Untersuchungsgebiete und ein breites Untersuchungsspektrum. Die möglichst naturgetreue Wiedergabe der Auswirkungen von Rückhalt und Retention auf die Ausbreitung von Hochwasserwellen erfordert ein adäquates Modell. Der Autor ist daher der Meinung, dass Prozessvereinfachungen in diesem Bereich nur dann zulässig sind, wenn zuvor eine ausreichende Wissensgrundlage geschaffen wurde.

2 Ausblick

„Hochwassersolidarität entlang der Flüsse“ bzw. im gesamten Einzugsgebiet ist nach dem letzten Extremereignis im Juni 2013 ein häufig genutztes Schlagwort gewesen. Diese „Hochwassersolidarität“ meint, dass Rückhaltevolumina entlang der gesamten Gewässerstrecke bereitgestellt werden, dass die Auswirkungen von Schutzmaßnahmen objektiv und großräumig untersucht werden, dass Maßnahmen optimiert eingesetzt werden und dass Hochwasserschutz nicht an den Landes- oder Verwaltungsgrenzen endet. Dies erfordert eine immer genauere Modellierung von Hochwasserereignissen und bedingt einen höheren Modellierungs- und Simulationsaufwand. Bei gleichzeitig möglichst exakter Prozessabbildung, wie in dieser Arbeit gefordert, ist ein operationeller Betrieb eines solchen Modells kaum möglich.

Die Übertragung von Wissen, das aus 2d-hydrodynamischen Modellen gewonnenem wurde, auf andere Modellansätze kann diesbezüglich eine Lösung darstellen. Dazu werden hier konkret drei Möglichkeiten aufgeführt.

Naheliegend ist es, das Wissen über die Wirkung von Retentionsflächen in hydrologische Modelle zu integrieren. Dies wird in Form von angepassten Abfluss-

Volumen-Beziehungen (dv/dQ -Beziehungen) in vielen Bereichen bereits umgesetzt (Voll 2005). Auch in anderen Untersuchungen wird das hydrologische Flood-Routing durch Ergebnisse aus hydrodynamischen Simulationen angepasst (Reszler et al. 2008). In Bezug auf natürliche Hochwasserretention ist diese Methode aber weiter ausbaubar. Ein parallel zum Hauptgerinne geschaltetes Speicherelement (siehe Abb. V - 1) kann die Retentionswirkung vereinfacht abbilden (Haider 2014). Die Parameter des Speicherelements (Überfallkoten, Überfall- und Abflussbeiwerte, Volumen etc.) könnten anhand der Ergebnisse hydrodynamischer Untersuchungen festgelegt werden.

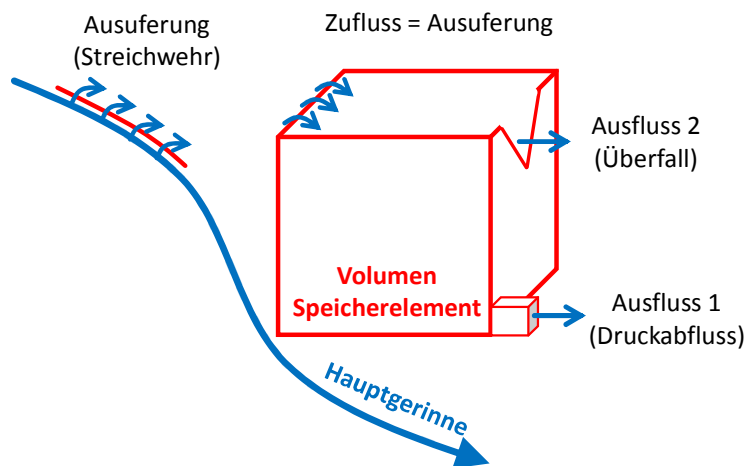


Abbildung V - 1: Schematische Darstellung eines hydrologischen Speicherelements neben dem Hauptgerinne.

Eine weitere Möglichkeit besteht über die Anpassung von 1-d hydrodynamischen Modellen. Die Art wie Retentionsflächen im 2d-Modell aktiviert werden, ist zumindest ansatzweise auf 1d-Modelle übertragbar. In der Strömungssoftware BASEchain (Basement) (Fäh et al. 2010) besteht beispielsweise die Möglichkeit, für jedes Querprofil eine „Water-Flow-Range“ zu definieren. Dadurch kann zwischen einem durchflossenen Querschnittsbereich und einem Bereich, der zwar gefüllt werden kann, in dem aber keine Fließgeschwindigkeiten auftreten, unterschieden werden (siehe Abb. V - 2 rechts). Informationen über die Fließgeschwindigkeiten im Vorland aus dem 2d-Modell können dann zur Festlegung dieser „Water-Flow-Range“ verwendet werden (Abb. IV -2 links).

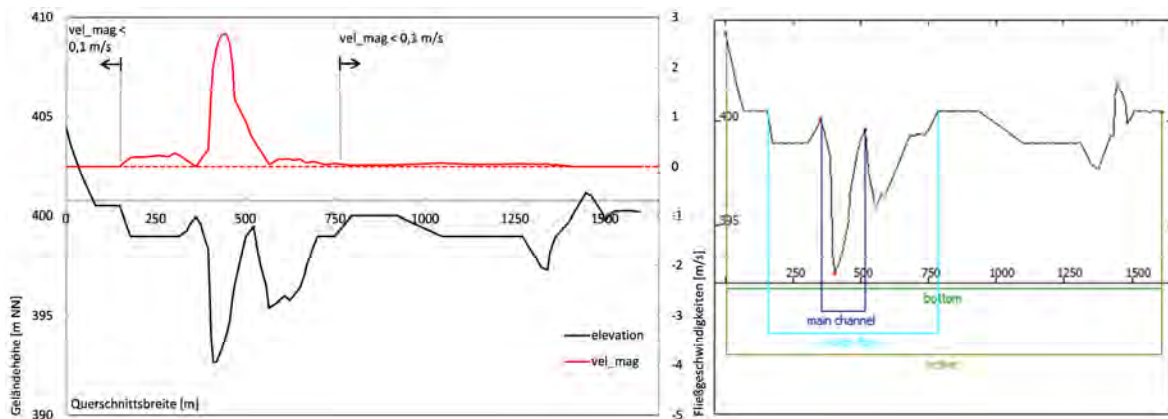


Abbildung V - 2: Definition der „Water-Flow-Range in BASEchain (rechts) auf Grundlage der Strömungsgeschwindigkeiten im Vorland aus der 2d-Modellierung (links) aus Skublics (2013).

Gegenüber einer Kalibrierung allein über Rauigkeitsparameter kann so die Überschwemmungscharakteristik zumindest in Ansätzen berücksichtigt werden. Dadurch wird die Abbildung natürlicher Retentioneffekte mit einem 1d-hydrodynamischen Modell erheblich verbessert (Skublics 2013). Komplexere Ausuferungsverhältnisse können zudem über künstliche Gerinneverzweigungen modelliert werden.

Als dritte Möglichkeit wird ein „Black-Box-Ansatz“ vorgestellt. Durch ein künstliches neuronales Netz kann die Ausbreitung von Hochwasserwellen zwischen zwei definierten Stützstellen bestimmt werden (siehe Abb. V - 3). Dabei fließt 2d-hydrodynamisch gewonnenes Wissen in Form der Trainingsdaten ein.

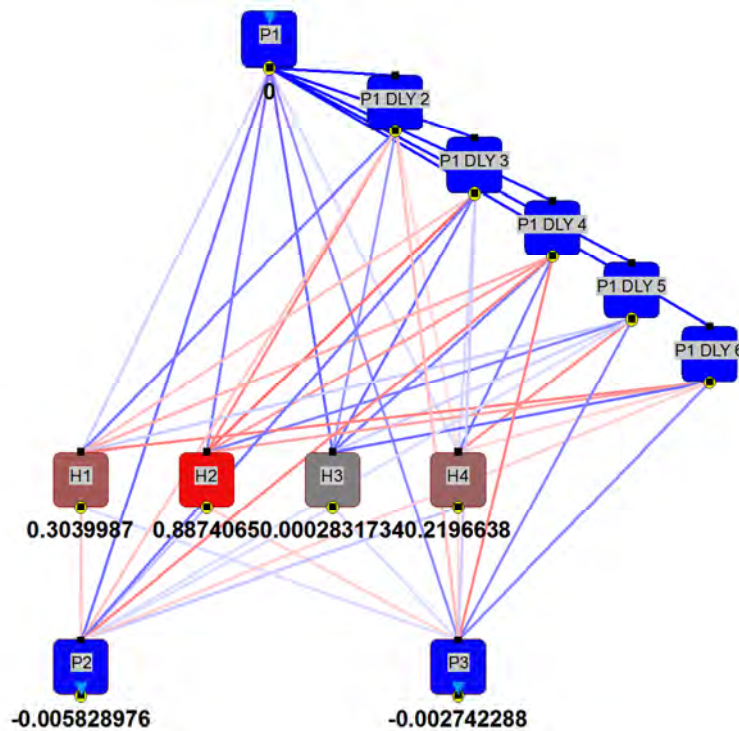


Abbildung V - 3: Künstliches neuronales Netz mit Input-Neuron (P1), zwei Output-Neuronen (P2, P3) einem Hidden-Layer und 5 Time-Delay Neuronen aus Schraa (2012).

Durch ein 2d-hydrodynamisches Modell im Hintergrund kann ausreichende Datenbasis durch synthetisch erzeugte Hochwasserereignisse erzeugt werden und man ist nicht von wenigen gemessenen Hochwasserdatensätzen abhängig. Die Modellierung mithilfe künstlicher neuronaler Netze ist ein weites Feld. Untersuchungen wie beispielsweise Peters (2008), Theiner (2005) oder Hügel (2000) zeigen aber eine grundsätzliche Eignung für die Abbildung von Hochwasserprozessen.

Mit einem Modell, das die Prozesse der Hochwasserwellenausbreitung detailliert auflöst (2d-hydrodynamischer Ansatz) und einem darauf aufbauenden operationell betriebenen Modell könnte ein auf zwei Ebenen verbesserter Hochwasserschutz geschaffen werden. Auf der einen Ebene können die Auswirkungen technischer Hochwasserschutzmaßnahmen großräumig beschrieben und deren Wirksamkeit optimiert werden. Auf der anderen Ebene ist eine Verbesserung der Hochwasservorhersage und damit auch der Betrieb von steuerbaren Anlagen, möglich. Ein derartiges Modell könnte dabei helfen, erforderliche Rückhaltevolumina für das Erreichen der entsprechenden Schutzgrade einzugsgebietsweit festzulegen. Zudem könnte es für die notwendige Betrachtung von Überlastfällen als Grundlage dienen.

Danksagung

Ich möchte mich herzlich dafür bedanken, dass ich mich so ausführlich mit diesem interessanten Thema am Lehrstuhl beschäftigen durfte. Ich hatte die Möglichkeit sehr selbstbestimmt und frei zu arbeiten und viele meiner Ideen in den Forschungsprojekten zu verwirklichen. Gleichzeitig waren Rückhalt und wissenschaftliches Feedback jederzeit verfügbar. Daher gilt großer Dank meinem Doktorvater Prof. Rutschmann. Vielen dank Peter!

Ebenfalls danken möchte ich Herrn Prof. Günter Blöschl sowie Herrn Prof. Karl Deindl für die Übernahme der Korreferate. Vielen Dank für die konstruktiven Anmerkungen und das Interesse an meiner Arbeit. Für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes möchte ich mich bei Herr Prof. Markus Disse bedanken.

Besonders bedanken möchte ich mich bei meinen „Mitstreitern“ in den Forschungsprojekten Marius Asenkerschbaumer, Simon Seibert und Uwe Ehret. Marius, Simon, Uwe durch euch ist vieles möglich geworden.

Zudem wurden wir jederzeit seitens unserer Auftraggeber am Bayerischen Landesamt für Umwelt und an den Wasserwirtschaftsämtern unterstützt. Zahlreiche Sitzungen, Besprechungen und Telefonate führten zu einer gelungenen Zusammenarbeit. Ein besonderer Dank gilt hier Herrn Franz-Klemens Holle und Herrn Martin Schmid.

Ein gutes Arbeitsumfeld legt den Grundstein für Freude und Motivation am Forschen. Daher möchte ich mich bei allen Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft für dieses angenehme und anregende Arbeitsumfeld bedanken. Besonders bedanken möchte ich mich bei meinen jungen Kollegen und Freunden: Markus, Kordula, Michi, Marius, Julien, Tobi, Flo, Anna, Stephan, Sebastian, Stefan, Franz, Mathilde, Stefan, Weiwei, Shokry, Michi, Nikos, Valli und Markus. Allen Studentinnen und Studenten die mir als HiWi viel Arbeit abgenommen haben, oder die in Form einer Diplom-, Master- oder Bachelorarbeit Teilaspekte untersucht haben vielen Dank.

Ich möchte mich bei meinen Verwandten und Freunden bedanken für Verständnis und Unterstützung.

Zuletzt aber gilt mein Dank meiner Frau Lena und meinen Kindern Julian, Oskar und Valentin dafür, dass an Tagen, an denen man erst nach Sonnenuntergang heimkommt, die Sonne nochmals aufgeht.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung I - 1: Schematische Darstellung von Hochwasserwellenausbreitung und beeinflussenden Faktoren.	9
Abbildung II - 1: Hochwasserereignis August 2005 unterhalb der Maximilianbrücke in München (Fotoarchiv Lehrstuhl für Wasserbau).	19
Abbildung II - 2: Links: Blick von der Festung Gla über das Kopaisbecken. Rechts: Kanal der Flussumleitung von Thiryns; rechter Bildrand: Damm der Flussumleitung.	21
Abbildung II - 3: extreme Hochwasserereignisse in der Vergangenheit. Links: Einsturz der Ludwigsbrücke in München 1813. Rechts: Hochwasserereignis 2002 und historische Hochwassermarken in Passau (Bayerisches Landesamt für Umwelt 2008b).	24
Abbildung II - 4: Geplante Durchstich Anfang des 19. Jhd. an der Donau bei Dillingen (Riedl 1808).	26
Abbildung II - 5: Donaustaustufe Bergheim im digitalen Geländemodell mit Überlaufstruktur im Stauhaltungsbereich.	27
Abbildung II - 6: Erstellung eines ebenen Netzes mit größeren Punktabständen und Interpolation der Höheninformationen der Rohdaten auf das neue Netz (1). Unterschiede in der Abbildung des Geländes zwischen den Rohdaten (2) und dem ausgedünnten Netz (3).	39
Abbildung II - 7: Netzausdünnung mithilfe von MeshLab (Rohdaten links, neues ausgedünntes Netz rechts) aus Barbier (2012).	41
Abbildung II - 8: Netzausdünnung mit dem Programm Laser_AS-2d aus Nujic (2006).	41
Abbildung II - 9: Erstellung des Flussschlauchnetzes aus Querprofilmessungen. Rohdaten (oben links); graphisch dargestellt (oben rechts); Erstellung des Flussschlauchgitters entlang der Uferlinie (unten rechts); Interpolation der Höhendaten auf das Flussschlauchnetz (unten links).	43
Abbildung II - 10: Wasserstands und Abflussmessung an Pegeln. Links: Pegel Heitzenhofen an der Naab mit Pegellatte. Rechts: hydrometrischer Flügel zur Messung von Fließgeschwindigkeiten.	45
Abbildung II - 11: Ausdünnung eines detaillierten Berechnungsnetzes für die großräumige hydrodynamische Modellierung. Oben: (i) detailliertes Originalnetz mit hoher Diskretisierung; (ii) Darstellung der Geländekanten; (iii) Erstellung des neuen Netzes entlang der Geländekanten; (iv) neues Berechnungsnetz; (v) Interpolation der Höheninformationen auf das neue Netz. Unten: Querschnitt durch das Originalnetz (schwarz) und das neue, ausgedünnte Netz (rot).	49
Abbildung II - 12: Für die Performance-Tests verwendete Berechnungsnetze aus Skublics (2012). Links: Netz 1 11,5 Flusskilometer, 45.000 Elemente. Rechts: 15 Flusskilometer, 1.200.000 Elemente.	53
Abbildung II - 13: Modellperformance von Hydro_AS-2d auf zwei unterschiedlichen Numerik Computern hinsichtlich der Berechnungsdauer (links Netz 1, Mitte Netz 2) und des ‚Speedup‘ durch (shared-memory) Parallelisierung (rechts) aus Skublics (2012).	55
Abbildung II - 14: Ergebnisse der Performance Vergleichsberechnungen hinsichtlich Berechnungsdauer (links) und ‚Speedup‘ (rechts). Dargestellt sind die Ergebnisse für BASEplane, Hydro_AS-2d und Mike 21 unter den beschriebenen Berechnungseinstellungen.	56
Abbildung II - 15: Einfluss der Verwendung einer distributed-memory Parallelisierung auf die Berechnungsdauer von Mike 21.	57

Abbildung II - 16: Übersicht über das bayerische Einzugsgebiet der Donau. Abgebildet sind die größeren Gewässer steuerbare Rückhalteräume, die wichtigsten Pegelstationen und größere Städte.	61
Abbildung II - 17: Niederschlagssummen in Bayern zwischen dem 26.05. und dem 03.06.13 aus Süddeutsche Zeitung ‚Die kleine Sintflut‘ vom 12.07.2013 Teil Bayern (Grafik: Bay. Staatsministerium für Umwelt und Gesundheit, Bearbeitung: SZ).....	63
Abbildung II - 18: Niederschlagssummen vom 6. bis 7. Januar (links), 7. bis 8. Januar (Mitte) und 13. bis 14. Januar 2011 aus Bayerisches Landesamt für Umwelt (2011a).....	65
Abbildung II - 19: Niederschlagssumme des Hochwasserereignisses 2005 über 3 Tage (21.-24.08.2013) in Bayern aus Bayerisches Landesamt für Umwelt (2008a).....	66
Abbildung II - 20: Niederschlagssummen vom 6. Bis 12. August 2002 aus Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2002).....	67
Abbildung II - 21: Niederschlagssummen vom 20. Bis 22. Mai 1999 aus Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2003).....	68
Abbildung II - 22: Hochwasserjährlichkeit der jüngsten Hochwasserereignisse (1988 bis 2013) entlang der bayerischen Donau. Der Flussverlauf der bayerischen Donau ist eingefärbt je nach Hochwasserjährlichkeit im jeweiligen Flussabschnitt für mehrere Hochwasserereignisse (y-Achse) aufgetragen. Auf der x-Achse sind die GMD-Kennungen der Pegelstandorte vermerkt (NEUL = Neu-Ulm Bad Held, DONW = Donauwörth, INGP = Ingolstadt, KELH = Kelheim, SWWE = Schwabelweis, PFEL = Pfelling, HOFK = Hofkirchen, PILZ = Passau Ilzstadt).	70
Abbildung II - 23: Hochwasserjährlichkeit historischer Hochwasserereignisse (1845 bis 1965 Sommerereignisse) entlang der bayerischen Donau. Der Flussverlauf der bayerischen Donau ist eingefärbt je nach Hochwasserjährlichkeit im jeweiligen Flussabschnitt für mehrere Hochwasserereignisse (y-Achse) aufgetragen. Auf der x-Achse sind die GMD-Kennungen der Pegelstandorte vermerkt (NEUL = Neu-Ulm Bad Held, DONW = Donauwörth (bzw. Schäfstall), INGP = Ingolstadt, KELH = Kelheim, SWWE = Schwabelweis, PFEL = Pfelling, HOFK = Hofkirchen (bzw. Vilshofen), PILZ = Passau Ilzstadt (bzw. Obernzell)).	72
Abbildung II - 24: Hochwasserjährlichkeit historischer Hochwasserereignisse (1845 bis 1965 Winterereignisse) entlang der bayerischen Donau. Der Flussverlauf der bayerischen Donau ist eingefärbt je nach Hochwasserjährlichkeit im jeweiligen Flussabschnitt für mehrere Hochwasserereignisse (y-Achse) aufgetragen. Auf der x-Achse sind die GMD-Kennungen der Pegelstandorte vermerkt (NEUL = Neu-Ulm Bad Held, DONW = Donauwörth (bzw. Schäfstall), INGP = Ingolstadt, KELH = Kelheim, SWWE = Schwabelweis, PFEL = Pfelling, HOFK = Hofkirchen (bzw. Vilshofen), PILZ = Passau Ilzstadt (bzw. Obernzell)).	73
Abbildung II - 25: Hochwasserjährlichekeiten der vorhandenen Hochwasserereignisse zwischen 1845 und 2013. Der Verlauf entlang der bayerischen Donau ist in Form farbiger Balken für die wichtigsten Pegel wiedergegeben.	74
Abbildung II - 26: Lagekarte steuerbarer Hochwasserrückhaltmaßnahmen im Untersuchungsgebiet. Dargestellt sind größere Speicher (rote Dreiecke), Flutpolder (zum Teil geplant, grüne Vierecke) und größere Staustufen (gelbe Fünfecke).	77
Abbildung II - 27: Hochwasserrückhalt durch den Sylvensteinspeicher während des Hochwassers 2005 aus Bayerisches Landesamt für Umwelt (2008a).....	78
Abbildung II - 28: Einlaufbauwerk (links) und Auslassbauwerk (rechts) des Flutpolders Weidachwiesen an der Iller.....	79

Abbildung II - 29: Beispielhafter Flussabschnitt mit Vorlandüberflutung. Darstellung der Fließgeschwindigkeiten in Flussschlauch und Vorland in einem Querschnitt aus Skublics (2012).....	80
Abbildung II - 30: Ausuferungen an den Stauhaltungen Bertoldsheim (1), Bergheim (2) und Ingolstadt (3) unterstützt durch Überlaufstrukturen und Überstauregelungen der Wehre. Teilweise aus Fischer et al. (2006).....	81
Abbildung II - 31: Übersicht über Retentionsflächen im Untersuchungsgebiet die einen großräumigen Einfluss auf das Hochwassergeschehen ausüben.....	82
Abbildung II - 32: Überblick über die im Untersuchungsgebiet verwendeten 2d-hydrodynamischen Modelle.	83
Abbildung II - 33: Simulierte (sim) und gemessene (obs) Hochwasserganglinien am Pegel Kelheim für die Kalibrierungsberechnung (HW 1999) und die Validierungsberechnungen (HW 1988, HW 2002 und HW 2005).	84
Abbildung II - 34: Gemessener Oberwasserstand und Abfluss über die Dauer eines Hochwasserereignisses (links); Oberwasserstand bezogen auf den Abfluss (rechts). Blaue Kreise stellen die gemessenen Werte dar, schwarze Linie zeigt die Umsetzung als Randbedingung im HD-Modell.....	85
Abbildung II - 35: Überprüfung der Netzunabhängigkeit mithilfe eines verfeinerten Netzes aus Skublics (2012).	86
Abbildung II - 36: Geländemodelle an der oberen Donau (oberstrom von Donauwörth) im heutigen Zustand (links) und im historischen Zustand (rechts).....	87
Abbildung II - 37: Berechnungselemente auf Flusskilometer der rohen Modelle (rote Kreuze), der vereinfachten Modelle (blaue Vierecke) und der Donaumodelle (schwarze Kreise).....	88
Abbildung III - 1: Übertragung der Grenzen des historischen Überschwemmungsgebietes (links) auf den heutigen Zustand (rechts). Flächen ohne Landnutzungskonflikte durch Bebauung eignen sich prinzipiell für die Reaktivierung von Hochwasserrückhalteräumen.....	91
Abbildung III - 2: Modellierung eines gesteuerten Flutpolders über interne Randbedingungen. Die Aktivierung des Flutpolders wird chronologisch dargestellt (Darstellung 3-fach überhöht). 93	
Abbildung III - 3: Darstellung der relativen Scheitelreduktion der Einzelwirkungsanalyse als Längsschnitt an einem beispielhaften Modellabschnitt. Gekennzeichnet sind zusätzlich die Pegelstationen, größere seitliche Zuflüsse und weitere Besonderheiten (hier: die natürliche Retentionsfläche Riedstrom) aus Asenkerschbaumer et al. (2012) (abgeändert).....	94
Abbildung III - 4: Zusätzlich vorgeschalteter Flutpolder. Vergleich der Wirksamkeit bei horizontaler Kappung (PLAN_1) und bei Steuerung auf seitlichen Zufluss (PLAN_2) aus Asenkerschbaumer et al. (2012) (abgeändert).....	95
Abbildung III - 5: Theoretisch möglicher Hochwasserrückhalt einer Staustufe mit Vorabsenkung aus Fischer (2008).	96
Abbildung III - 6: Unterstützte Ausuferung im Bereich von Stauhaltungen an der bayerischen Donau.	98
Abbildung III - 7: Speichersteuerungen (oben) und resultierende Speicherwasserstände (unten) der Optimierungsberechnungen. Dargestellt sind die Hochwasserereignisse 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts) sowie die Werte des Referenzszenarios (grün), der regionalen Optimierung (blau) und der überregionalen Optimierung (rot) aus Skublics et al. (2013)..	101
Abbildung III - 8: Wasserstands- (links) und Abflussreduktion (rechts) des Wellenscheitels für die Fließstrecke unterhalb des Hochwasserspeichers. Mittelwerte und Abweichungen des regional optimierten Szenarios (schwarz) sowie des überregional optimierten Szenarios	

(blau). Zusätzlich ist die Differenz der Wasserstandsänderung eingetragen aus Skublics et al. (2013).....	102
Abbildung III - 9: Längsschnitt des gewichteten spezifischen Rückhaltevolumens über die Fließkilometer ab dem Speicher; links: der Speicher Sylvensteinspeicher und Silbersee mit überregionalen (üreg.) Zielpegeln und größeren Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet; rechts: alle Speicher mit Wirkungsgrenze (y-Achse logarithmisch) aus Skublics et al. (2013).	104
Abbildung III - 10: Untersuchungsgebiet mit hydrologischen Modellen (farblich abgehoben). Außerdem dargestellt sind größere steuerbare Anlagen (rote Dreiecke) sowie die wichtigsten Evaluationspegel (blauweiße Kreise) aus Seibert et al. (2014).....	107
Abbildung III - 11: Flussdiagramm der Systemarchitektur der Modellkopplung.	108
Abbildung III - 12: Auswertung der Simulationsgüte anhand RMSE und PTDF. Links: normierter RMSE; rechts: PTDF jeweils über die Ereignisgröße (normiert auf HQ100). Darstellung der Werte aller Evaluationspegel der drei Hochwasserereignisse aus Skublics et al. (2013). ...	110
Abbildung III - 13: Darstellung der Bewertung der mittleren Simulationsgüte (aus NASH, PTDF und PLCY) an ausgewählten Pegeln des Untersuchungsgebietes über drei Hochwasserereignisse aus Skublics et al. (2013).....	111
Abbildung III - 14: Ganglinienplot des Hochwasserereignisses 2002 an Pegeln der Donau. Gemessene Werte schwarz, hydrologisch simulierte Werte blau und gekoppelt simulierte Werte rot aus Skublics et al. (2013).	112
Abbildung III - 15. Simulationsgütemaße RMSE und PTDF der gekoppelten Berechnungen gegen die hydrologischen Berechnungen. Darstellung der Werte aller Evaluationspegel der drei Hochwasserereignisse aus Skublics et al. (2013).....	113
Abbildung III - 16: Gangliniensets der oberstromigen Zuflussrandbedingung für die Sensitivitätsanalyse fehlerhafter bzw. variierender Zuflussrandbedingungen. Oben: Ganglinienset zur Untersuchung von Variationen der Peak-Zeit; Unten Ganglinienset zur Untersuchung von Variationen der Scheitelhöhe; Basierend auf dem Hochwasserereignis 2002 links und 2005 rechts; aus (Skublics et al. 2014).....	116
Abbildung III - 17: Einfluss der Überlagerung der Hochwasserwelle der Donau mit seitlichen Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet. Links: gemessene Ganglinie der Donau am Anfang und am Ende des untersuchten Abschnittes mit den größeren Zuflüssen des Zwischeneinzugsgebietes (HW 2005, Höhe und zeitliches Eintreffen). Rechts Überlagerung der Donauhochwasserwelle mit der Zuflussganglinie der Mindel (HW 2005) aus (Skublics et al. 2014).	117
Abbildung III - 18: Simulationsergebnisse im Flussabschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth (HW 2002 links, HW 2005 rechts). Oben: hydrologische und gekoppelte Berechnungen mit hydrologisch simulierten Eingangswerten. Unten: hydrologische und hydrodynamische Berechnungen mit gemessenen Zuflussrandbedingungen aus (Skublics et al. 2014).....	118
Abbildung III - 19: Abbildung der Hochwasserretention im Untersuchungsgebiet durch das vereinfachte hydrologische Modell (HY vereinfacht), das operationelle hydrologische Modell (HY) und das hydrodynamische Modelle (HD). Auswirkungen auf die Scheiteldämpfung (links) und auf die Laufzeit des Hochwasserscheitels (rechts).	119
Abbildung III - 20: Auswirkungen der Gangliniensets mit variierendem Scheitelabfluss auf die Scheiteldämpfung (links) und auf die Laufzeit des Hochwasserscheitels (rechts) aus (Skublics et al. 2014).	120

Abbildung III - 21: Auswirkung der Gangliniensets mitvariierender Peak-Zeit auf die Änderung der Scheiteldämpfung (links) und auf die Änderung der Laufzeit (rechts) aus (Skublics et al. 2014).	121
Abbildung III - 22: Auswirkungen einer zeitlich verschobenen Zuflussganglinie auf die Überlagerung mit Zuflüssen aus dem Zwischeneinzugsgebiet. Hier am Beispiel von Mindel und Wörnitz (HW 2002 und HW 2005) aus (Skublics et al. 2014).	122
Abbildung IV - 1: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Iller für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Sonthofen (SONT), Kempten (KEMP) und Wiblingen (WIBL).	127
Abbildung IV - 2: Retentionsfläche untere Iller an der Iller zwischen Illertissen und dem Pegel Wiblingen (WIBL).	128
Abbildung IV - 3: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Wertach für die Hochwasserereignisse 2002 (links) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Biessenhofen (BIES), Türkheim (TUER) und Augsburg Oberhausen (AUGO).	128
Abbildung IV - 4: Retentionsfläche unterer Lech am Lech zwischen dem Pegel Augsburg u.d. Wertachmündung (AUGW) und der Mündung in die Donau.	129
Abbildung IV - 5: Links: gemessene Hochwasserganglinien entlang des Lech für das Hochwasserereignis 1999. Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Lechbruck (LECH), Landsberg (LABG), Haunstetten (HAUN) und Augsburg u. d. Wertachmündung (AUGW). Rechts: hydrodynamisch simulierte Ganglinien (HW 1999) am Pegel AUGW und kurz vor der Mündung des Lech in die Donau.	129
Abbildung IV - 6: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Isar für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Lenggries (LENG), München (MUEN), Freising (FREI) und Plattling (PLAT).	130
Abbildung IV - 7: Gemessene Hochwasserganglinien für das Hochwasserereignis 2002 an der Naab (links) und am Regen (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln; Naab: Unterköblitz (UKOE), Münchshofen (MUHO) und Heitzenhofen (HEIT); Regen: Chamerau (CHAU), Kienhof (KIEN) und Mareinthal (MARI).	130
Abbildung IV - 8: Retentionsfläche Regentalau am Regen zwischen den Pegeln Chamerau (CHAU) und Kienhof (KIEN).	131
Abbildung IV - 9: Retentionsflächen an der Donau zwischen Neu-Ulm (NEUL) und Donauwörth (DONW).	132
Abbildung IV - 10: Hochwasserganglinien aus dem hydrodynamischen Modell entlang der Donau im Abschnitt Neu-Ulm (NEUL) bis Donauwörth (DONW) für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts).	133
Abbildung IV - 11: Retentionsflächen an der Donau zwischen Donauwörth (DONW) und Ingolstadt (INGP).	134
Abbildung IV - 12: Hochwasserganglinien aus dem hydrodynamischen Modell entlang der Donau im Abschnitt Donauwörth (DONW) bis Neuburg für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts).	134
Abbildung IV - 13: Hochwasserganglinien aus dem hydrodynamischen Modell entlang der Donau im Abschnitt Neuburg bis Ingolstadt (INGO) für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts).	135
Abbildung IV - 14: Retentionsflächen an der Donau zwischen Ingolstadt (INGP) und Kelheim (KELH).	135

Abbildung IV - 15: Hochwasserganglinien aus dem hydrodynamischen Modell entlang der Donau im Abschnitt Ingolstadt (INGP) bis Kelheim (KELH) für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts).....	136
Abbildung IV - 16: Retentionsflächen an der Donau zwischen Kelheim (KELH) und Straubing (STRA).....	136
Abbildung IV - 17: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Donau für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Kelheim (KELH), Schwabelweis (SWWE) und Pfelling (PFEL).	137
Abbildung IV - 18: Gemessene Hochwasserganglinien entlang der Donau für das Hochwasserereignis 1999 (links), 2002 (Mitte) und 2005 (rechts). Dargestellt sind Ganglinien an den Pegeln Pfelling (PFEL), Hofkirchen (HOFK) und Passau Ilzstadt (PILZ).	137
Abbildung IV - 19: Retentionsflächen an der historischen Donau zwischen Neu-Ulm (NEUL) und Donauwörth (DONW).	140
Abbildung IV - 20: Retentionsflächen an der historischen Donau zwischen Donauwörth (DONW) und Ingolstadt (INGP).....	141
Abbildung IV - 21: Retentionsflächen an der historischen Donau zwischen Ingolstadt (INGP) und Kelheim (KELH).	141
Abbildung IV - 22: Retentionsflächen an der historischen Donau zwischen Kelheim (KELH) und Straubing (STRA).	142
Abbildung IV - 23: Simulierte Ganglinien des Ist-Zustandes und des historischen Zustandes für das Hochwasserereignis 1999 normiert auf das jeweilige HQ100. Dargestellt sind die Pegel Donauwörth (DONW), Kelheim (KELH) und Straubing (STRA) aus Skublics und Rutschmann (2014b).....	143
Abbildung IV - 24: Simulierte Ganglinien des Ist-Zustandes und des historischen Zustandes für das Hochwasserereignis 2005 normiert auf das jeweilige HQ100. Dargestellt sind die Pegel Donauwörth (DONW), Kelheim (KELH) und Straubing (STRA) aus Skublics und Rutschmann (2014b).....	143
Abbildung IV - 25: Auswirkungen unterschiedlicher Sohlagen auf die Ergebnisse der historischen Simulationen; dargestellt für das HW 199 an den Pegeln Donauwörth (DONW) und Straubing (STRA) aus Skublics und Rutschmann (2014b).....	144
Abbildung IV - 26: Aktiviertes Retentionsvolumen und Retentionsraumverlust über die Hochwasserjährlichkeit; graphisch (links) und als Tabelle (rechts) aus Skublics und Rutschmann (2014b).....	144
Abbildung IV - 27: relativ aktiviertes Retentionsvolumen im Bereich Neu-Ulm bis Donauwörth (NEUL-DONW); Gradient der Aktivierung auf der sekundären y-Achse.	145
Abbildung IV - 28: Querschnitt im Bereich des Riedstroms mit Wasserspiegel sowie der Magnitude der Fließgeschwindigkeit im Ist-Zustand (oben) und im historischen Zustand (unten) aus Skublics und Rutschmann (2014b).	146
Abbildung IV - 29: Erzeugung der synthetischen Gangliniensets basierend auf gemessenen Hochwasserwellen für Untersuchungen an der unteren Iller, am unteren Lech und am Regen im Bereich Regentalau.	148
Abbildung IV - 30: Retentionswirksame Wassersäule Wret. Über die Hochwasserjährlichkeit (logscal). Eingeteilt in breite (Winter-), schmale (Sommer-) und mittlere Hochwasserereignisse. Mit logarithmischen Korrelationskurven.....	150

Abbildung IV - 31: Links: Unterschiede zwischen Fließtiefe (depth) und Wasserspiegel (wspl) an teilbenetzten Radelementen. Rechts: Über- bzw. Unterschätzung des ermittelten Retentionsvolumens in teilbenetzten Radelementen.....	153
Abbildung IV - 32: Scheiteldämpfungen und Laufzeiten des synthetischen Gangliniensets am unteren Lech (Gewässerstrecke Augsburg u. d. Wertachmündung bis Donaumündung) über die Hochwasserjährlichkeit. Zudem sind die Dämpfungen und Laufzeiten der realen Hochwasserereignisse eingetragen (farbige Kreuze; HW 2002 ca. HQ10, HW 2005 ca. HQ50; HW 1999 ca. HQ100).....	155
Abbildung IV - 33: Scheiteldämpfungen und Laufzeiten des synthetischen Gangliniensets an der unteren Iller (Gewässerstrecke Illertissen bis Donaumündung) über die Hochwasserjährlichkeit. Zudem sind die Dämpfungen und Laufzeiten der realen Hochwasserereignisse eingetragen (farbige Dreiecke; HW 2002 ca. HQ50, HW 1999 ca. HQ100; HW 2005 ca. HQ1.000).....	156
Abbildung IV - 34: Scheiteldämpfungen und Laufzeiten des synthetischen Gangliniensets am Regen (Gewässerstrecke Regentalae) über die Hochwasserjährlichkeit. Zudem ist die Dämpfung und die Laufzeit gemessenen Hochwasserereignisses 2002 eingetragen (farbige Kreise).....	157
Abbildung IV - 35: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels durch die Retentionswirkung der Retentionsfläche 1 (schwäbisches Donaumoos, oben), der Retentionsfläche 2 (Riedstrom, Mitte) sowie beider Retentionsflächen kombiniert (unten). Aufgetragen über die Hochwasserjährlichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien auch in Skublics und Rutschmann (2014a).	159
Abbildung IV - 36: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels durch die Retentionswirkung der Retentionsfläche 3 (Lechmündung, oben), der Retentionsfläche 4 (Bergheim / Ingolstadt, Mitte) sowie beider Retentionsflächen kombiniert (unten). Aufgetragen über die Hochwasserjährlichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien.....	162
Abbildung IV - 37: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels durch die Retentionswirkung der Retentionsfläche 5 (Vohburg / Neustadt). Aufgetragen über die Hochwasserjährlichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien.	163
Abbildung IV - 38: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels im Donauabschnitt KELH bis SWWE. Aufgetragen über die Hochwasserjährlichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien.	164
Abbildung IV - 39: Dämpfung (links) und Verzögerung (rechts) des jeweiligen Wellenscheitels durch die Retentionswirkung der Retentionsfläche 6 (Regensburg / Staubing). Aufgetragen über die Hochwasserjährlichkeit der synthetischen Ganglinien. Dargestellt sind die Werte des Ist-Zustandes (solid) und des historischen Zustandes (dashed) für breite (Kreuz), mittlere (Quadrat) und schmale (Kreis) Ganglinien.	165

Abbildung IV - 40: Aktiviertes Retentionsvolumen und aktivierte Retentionsfläche über die Hochwasserjährlichkeit (jeweils auf sekundärer y-Achse) inklusive der jeweiligen Scheiteldämpfungen. Dargestellt sind die Mittelwerte der drei Hochwassertypen.....	167
Abbildung IV - 41: Aktiviertes Retentionsvolumen und aktivierte Retentionsfläche über die Hochwasserjährlichkeit (jeweils auf sekundärer y-Achse) inklusive der jeweiligen Scheitelverzögerungen. Dargestellt sind die Mittelwerte der drei Hochwassertypen.....	168
Abbildung IV - 42: Wirksamkeit natürlicher Hochwasserretention. Effektives Retentionsvolumen über aktiviertes Retentionsvolumen für 4 Untersuchungsabschnitte im Ist-Zustand sowie im historischen Zustand.	169
Abbildung IV - 43: Ausuferungssituation in einer mäandrierenden Flussstrecke am Regen. Darstellung der Fließwegverkürzung über den Vorlandabfluss (oben) und der Verteilung der Fließgeschwindigkeiten zwischen Vorland und Flussschlauch im Querschnitt (unten).....	171
Abbildung IV - 44: Verhältnis der Hochwasserfülle > HQ1 zum aktivierten Retentionsvolumen für die unterschiedlichen Untersuchungsabschnitte für den Ist-Zustand und den historischen Zustand.....	173
Abbildung IV - 45: Hochwasservolumen > HQ1 und Retentionsvolumen pro Flusskilometer bei einem mittel breiten HQ100 über die Fließstrecke der Donau im Untersuchungsgebiet.....	174
Abbildung IV - 46: Laufzeit einer Hochwasserwelle beeinflusst durch Hochwasserretention als Funktion des Abflusses aus Unbehauen (1971).....	175
Abbildung V - 1: Schematische Darstellung eines hydrologischen Speicherelements neben dem Hauptgerinne.....	182
Abbildung V - 2: Definition der „Water-Flow-Range in BASEchain (rechts) auf Grundlage der Strömungsgeschwindigkeiten im Vorland aus der 2d-Modellierung (links) aus Skublics (2013).....	183
Abbildung V - 3: Künstliches neuronales Netz mit Input-Neuron (P1), zwei Output-Neuronen (P2, P3) einem Hidden-Layer und 5 Time-Delay Neuronen aus Schraa (2012).....	184

Tabellenverzeichnis

Tabelle II - 1: Gewählte Berechnungsparameter für die Performance Vergleichsberechnungen von BASEplane, Hydro_AS-2d und Mike 21.....	55
Tabelle II - 2: Überblick über die Ergebnisse aller Performance Tests hinsichtlich Berechnungsdauer.....	58
Tabelle II - 3: Auflistung der wichtigsten Pegelstationen im Untersuchungsgebiet und deren wichtigsten hydrologischen Daten.....	60
Tabelle II - 4: Größere steuerbare Hochwasserrückhaltemaßnahmen im Untersuchungsgebiet mit gewöhnlichem Hochwasserrückhalteraum und Einzugsgebietsgröße. * Bei Flutpoldern ist statt des gewöhnlichen Hochwasserrückhalterausms das verfügbare Rückhaltevolumen im Polder aufgeführt (** bei geplanten Anlagen, dass nach derzeitigen Planungen verfügbare Rückhaltevolumen).....	76
Tabelle III - 1: Bewertungstabelle der Gütekriterien NASH, PTDF und PLRT aus Skublics et al. (2013).....	109
Tabelle IV - 1: Hochwasserlängsschnitt entlang der Pegel im Untersuchungsgebiet. Der Pegel Straubing ist ein reiner Wasserstandpegel, daher wurde der Längsschnitt bis zum Pegel Pfelling verlängert.....	139

Tabelle IV - 2: Laufzeitverlängerung im historischen Zustand gegenüber dem Ist-Zustand; aufgeschlüsselt nach Flussabschnitt und Hochwasserereignis.....	142
Tabelle IV - 3: Laufzeiten des Hochwasserscheitels für das mittel-breite HQ100 über das Untersuchungsgebiet.....	175
Tabelle IV - 4: Zeitliches Eintreffen der Scheitelabflüsse größerer Donauzuflüsse gegenüber dem Hochwasserscheitel der Donau für die Hochwasserereignisse 1999, 2002 und 2005. Zusätzlich Angegeben ist das Verhältnis des jeweiligen Spitzenabfluss zum Donauscheitel.	177

Literaturverzeichnis

- Asenkerschbaumer, M, Skublics, D und Rutschmann, P (2012): Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau. München: TUM.
- Barbier, J (2012): Netzerstellung und -Bearbeitung mit Open-Source-Werkzeugen. 14. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten, München.
- Bauer, C (2004): Bestimmung der Retentionspotenziale naturnaher Maßnahmen in Gewässer und Aue mit hydraulischen Methoden, Kassel, Herkules-Verl.
- Bauer, F (1965): Der Geschiebehaushalt der bayerischen Donau im Wandel wasserbaulicher Maßnahmen. Die Wasserwirtschaft, 55, S. 108-112, 145-154.
- Bayerische Landesanstalt für Wald und Forstwirtschaft (2013): Das Juni-Hochwasser 2013 im alpinen Bergwald. In: Landwirtschaft und Forsten Bayerisches Staatsministerium für Ernährung (Hrsg.).
- Bayerisches Landesamt für Umwelt (1999): Gesamtökologisches Gutachten Donauried: Schwäbisches Donautal zwischen Neu-Ulm und Donauwörth. München.
- Bayerisches Landesamt für Umwelt (2004): Hochwasser – Naturereignis und Gefahr. Spektrum Wasser, München.
- Bayerisches Landesamt für Umwelt (2008a): Gewässerkundlicher Bericht Hochwasser August 2005. München.
- Bayerisches Landesamt für Umwelt (2008b): Leben mit dem Fluss Hochwasser im Spiegel der Zeit, Augsburg, Bayerisches Landesamt für Umwelt.
- Bayerisches Landesamt für Umwelt (2011a): Gewässerkundlicher Monatsbericht Januar 2011 - Hochwasser.
- Bayerisches Landesamt für Umwelt. (2011b): Mittlerer jährlicher Niederschlag in Bayern, Periode 1971-2000.
- Bayerisches Landesamt für Umwelt (2013): Junihochwasser 2013 Wasserwirtschaftlicher Bericht. Augsburg.
- Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2002): Hochwasser im August 2002. In: Gewässerkundlicher Dienst Bayern (Hrsg.).
- Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2003): Hochwasser Mai 1999, Gewässerkundliche Beschreibung. In: Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (Hrsg.), München.
- Beffa, C (2004): 2D-Strömungssimulation mit FLUMEN. In: FLUVIAL.CH (Hrsg.).
- Bender, J und Jensen, J (2012): Ein erweitertes Verfahren zur Generierung synthetischer Bemessungshochwasserganglinien. WasserWirtschaft, 102, S. 35-39.
- BfG (2013): Das Juni-Hochwasser des Jahres 2013 in Deutschland. In: Bundesanstalt für Gewässerkunde (Hrsg.), Koblenz.
- Bieri, M, Schleiss, A, Jordan, F, Fankhauser, A und Ursind, M. H (2010): Flood retention in alpine catchments equipped with complex hydropower schemes - A case study of the upper Aare catchment in Switzerland. In: A Schleiss und R Boes (Hrsg.): International Symposium on Dams and Reservoirs under Changing Challenges, Lucerne.

- Binder, W und Schaipp, B (2008): Ökologische Effizienz von hydromorphologischen Prozessen. In: Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Hrsg.): Beiträge zur Fachtagung Gewässermorphologie und EU-WRRL, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 122, Wallgau.
- Blöschl, G, Nester, T, Komma, J, Parajka, J und Perdigo, P (2013): The June 2013 flood in the Upper Danube Basin, and comparisons with the 2002, 1954 and 1899 floods. *Hydrology and Earth System Sciences*, 17, S. 5197-5212.
- BMLFUW (2008): Fließgewässermodellierung - Arbeitsheft Hydrodynamik: Grundlagen, Anwendungen und Modelle für die Praxis. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.
- Brazdil, R., Kundzewicz, Z. W. und Benito, G. (2006): Historical hydrology for studying flood risk in Europe. *Hydrological Sciences Journal-Journal Des Sciences Hydrologiques*, 51, S. 739-764.
- Bremicker, M (2000): Das Wasserhaushaltsmodell LARSIM - Modellgrundlagen und Anwendungsbeispiele. Freiburger Schriften zur Hydrologie: Institut für Hydrologie der Universität Freiburg i. Br.
- Briese, Ch und Kraus, K (2003): Laser-Geländemodelle: Zusammenspiel von Filterung und Datenreduktion. 23. Wissenschaftlich-Technischen Jahrestagung der DGPF, Bochum.
- Brockmann, H (1998): Einsatzmöglichkeiten der fluggestützten Laser-Scanner-Technik zur Erfassung räumlich-hydrologischer Informationen an Fließgewässern. *Dt. Gewässerkundliche Mitteilungen*, Jg. 42, S. S. 68-75.
- Bui, M.D, Breuer, M und Rodi, W (1994): Erweiterung des tiefengemittelten FAST-2D Codes für instationäre Strömungen In: Univ. Inst. für Hydromechanik, Karlsruhe (Hrsg.): Bericht // Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe Karlsruhe.
- Cunge, J, Holly, F und Verwey, A (1980): *Practical Aspects of Computational River Hydraulics*, London, Pitman Advanced Publishing Program.
- Daamen, K, Holle, F und Vogelbacher, A (2004): Hochwasservorhersage in Bayern. In: Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG) (Hrsg.): Wasserstands- und Abflussvorhersagen in grenzüberschreitenden Flussgebieten, Koblenz.
- Debene, A. (2006): Modellierung anthropogener Eingriffe auf das Hochwasserabflussgeschehen in der Mesoskala. Dr.-Ing., Universität für Bodenkultur Wien.
- Deindl, K (2013): Einfach - Kostengünstig - Wirksam, ÖkoMorphologische Maßnahmen an der Donau. In: TUM Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Hrsg.): Ökohydraulik- Leben im, am und mit dem Fluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 128, Obernach.
- Deltares (2014): Sobek User Manual. In: Deltares (Hrsg.), Delft.
- Deutsches Institut für Normung (1992): Gewässerkunde DIN 4049; Fachausdrücke und Begriffsbestimmungen, Berlin u.a., Beuth.
- Deutsches Institut für Normung (2004): DIN 19700 Stauanlagen, Berlin, Beuth.
- DHI (2011a): Mike 21 & Mike 3 Flow Model FM, Hydrodynamic and Transport Module, Scientific Documentation. In: Danish Hydraulic Institute (DHI) (Hrsg.).

- DHI (2011b): Mike 21 Flow Model FM, Hydrodynamic Module, User Guide. In: Danish Hydraulic Institute (DHI) (Hrsg.).
- EDF-DRD (2010a): Telemac Modelling System, Reference Manual, Version 6.0. In: EDF-DRD (Hrsg.).
- EDF-DRD (2010b): Telemac Modelling System, User Manual , Version 6.0. In: EDF-DRD (Hrsg.).
- Faber, R, Fuchs, M und Puchner, G (2012): Numerische Simulation von Hochwässern: Von 1D zu 3D aus Anwendersicht im Ingenieurbereich. Österreichische Abfall- und Wasserwirtschaft, 65, S. 307-313.
- Fäh, R, Müller, R, Rousselot, P, Vetsch, D, Volz, C, Vonwiller, L, Veprek, R und Farshi, D (2010): System Manuals of BASEMENT, Version 2.1. In: Hydrologie und Glaziologie (VAW) Versuchsanstalt für Wasserbau (Hrsg.): EHT Zürich.
- Fischer, M (2008): Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern. Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung, München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 119.
- Fischer, M, Schindler, M und Strobl, T (2006): Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotentials und optimierter Steuerstrategien. In: Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München (Hrsg.).
- Fischer, M, Schindler, M und Strobl, T (2008): Anschlussvorhaben zu: Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotentials und optimierter Steuerstrategien. In: Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München (Hrsg.).
- Förster, S, Kneis, D, Gocht, M und Bronster, A (2005): Flood risk reduction by the use of retention areas at the Elbe River. Int. J. River Basin Management, 3, S. 21-29.
- Gabriel, H (2009): Hydrodynamische Modellierung von Oberflächengewässern. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 61, S. 99-104.
- Gattke, Ch. (2006): Modellvergleiche zur Untersuchung struktureller Unsicherheiten - Anwendung objektorientierter Methoden in der hydrologischen Modellierung. Ruhr Universität Bochum.
- Geiler, N und Lange, J (2006): Von der Furkationsaue zum "Restrhein" und zurück. Wasserwirtschaft, 96, S. 45-47.
- Gems, B (2012): Entwicklung eines integrativen Konzeptes zur Modellierung hochwasserrelevanter Prozesse und Bewertung der Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen in alpinen Talschaften Modellanwendung auf Basis einer regionalen Betrachtungsebene am Beispiel des Ötztals in den Tiroler Alpen, Innsbruck, Innsbruck Univ. Press.
- Habersack, H, Hauer, C, Schober, B, Dister, E, Quick, I, Harms, O, Döpke, M, Wintz, M und Piquette, E (2008): Flood risk reduction by PReserving and restOring river FLOODPLAINS - PRO_FLOODPLAIN. In: EU Eranet CRUE (Hrsg.).
- Hafner, T. (2008): Uferrückbau und eigendynamische Gewässerentwicklung, Aspekte der Modellierung und Abschätzungsmöglichkeiten in der Praxis. Phd, Technische Universität

- München, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 117.
- Haider, S (2014): Retention in unseren Flüssen Prozessbeschreibung und aktuelle Fragen. Österreichische Abfall- und Wasserwirtschaft, 1/2.
- Haider, S und Vischer, D. (1994): Der Beitrag von Vorlandüberflutungen zur Verformung von Hochwasserwellen. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- Haider, S, Winkler, B und Heidrich, R (2012): Erstellung von Hochwassergefahrenkarten für grenzüberschreitende Fließgewässer. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 64, S. 314-320.
- Haselsteiner, R (2007): Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft im Inst. für Wasserwesen Versuchsanst. für Wasserbau und Wasserwirtschaft Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 111.
- Hinkelammert, F (2010): Vergleich der hydraulischen Modelle BASEplane und Hydro_AS-2d. Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), ETH Zürich.
- HND. (2013): Internetauftritt des Hochwassernachrichtendienstes Bayern, www.hnd.bayern.de [Online]. 2013].
- Hohensinner, S., Habersack, H., Jungwirth, M. und Zauner, G. (2004): Reconstruction of the characteristics of a natural alluvial river-floodplain system and hydromorphological changes following human modifications: The Danube River (1812-1991). River Research and Applications, 20, S. 25-41.
- Holle, F. (2009): Hochwasservorhersage in Bayern, Modellumgebung und DV-Vernetzung. Wiener Mitteilungen, Unveröffentlichtes Manuskript, Wien.
- Homagk, P (2007): Hochwasserschutzkonzepte mit gesteuerten und ungesteuerten Retentionsmaßnahmen am Oberrhein. Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss: Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft TUM.
- Homagk, P (2010): Hochwasserschutz am Oberrhein bis Worms im Wandel der letzten 200 Jahre. WasserWirtschaft, 1-2/2010.
- Huang, S, Rauberg, J, Apel, H, Disse, M und Lindenschmidt, K E (2007): The effectiveness of polder systems on peak discharge capping of floods along the middle reaches of the Elbe River in Germany. Hydrol. Earth Syst. Sci., 11, S. 1391-1401.
- Hügel, T (2000): Abflussberechnung mit Hilfe neuronaler Netze, Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München, Mitteilungen - Institut für Wasserwesen, Heft Nr. 71.
- IKSR (2006): Abschlussbericht, Nachweis der Wirksamkeit von Maßnahmen zur Minderung der Hochwasserstände im Rhein infolge Umsetzung des Aktionsplans Hochwasser bis 2005. In: Internationale Kommission zum Schutz des Rheins (Hrsg.).
- Jia, Y und Wang, S.S.Y (2001): CCHE2D: Two-dimensional Hydrodynamic and Sediment Transport Model For Unsteady Open Channel Flows Over Loose Bed. In: National Center for Computational Hydroscience and Engineering (Hrsg.).
- Kamrath, P. (2009): Über die gekoppelte 1D- und 2D-Modellierung von Fließgewässern und Überflutungsflächen. Dr.-Ing., Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen.

- Kern, R (1874): Die Korrektur der Donau im Regierungs-Bezirk Schwaben und Neuburg, Königreich Bayern Mit 10 Flußkarten, Dillingen, Kolb.
- Kircher, W (2000): Die Donau Lebensader, Kulturräume, Erkundungen, Stuttgart.
- Kirchner, J. W. (2006): Getting the right answers for the right reasons: Linking measurements, analyses, and models to advance the science of hydrology. *Water Resources Research*, 42.
- Klocke, R (2007): Retentionspotenzial an der Donau zwischen Neu-Ulm und Donauwörth aus der Sicht eines Wasserkraftbetreibers. Flutpolder - Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss: Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft TUM.
- Knauss, J (1984): Die Wasserbauten der Minyer in der Kopais die älteste Flußregulierung Europas; Untersuchungsergebnisse 1984, München, Lehrstuhl für Wasserbau u. Wassermengenwirtschaft Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 50.
- Knauss, J (1996): Argolische Studien alte Straßen - alte Wasserbauten ; Talsperre von Mykene, Flußumleitung von Tiryns, Hydra von Lerna, Küstenpaar Anigraia, Oberrach, Oskar-v.-Miller-Inst Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 77.
- Kräml, G (1986): Historische Schutzmaßnahmen an der Donau zwischen Regensburg und Passau. In: Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau e.V. (Hrsg.): Historische Wasserwirtschaft, Stuttgart.
- Kreiter, T (2007): Dezentrale und naturnahe Retentionsmaßnahmen als Beitrag zum Hochwasserschutz in mesoskaligen Einzugsgebieten. In: Fachbereich Geographie/Geowissenschaften (Hrsg.): Universität Trier.
- Krüger, S. (2000): Computational Contribution to Highly Supercritical Flows. Phd.
- LAWA (1995): Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz, Hochwasser- Ursachen und Konsequenzen. In: Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (Hrsg.).
- LAWA (2000): Wirksamkeit von Hochwasservorsorge- und Hochwasserschutzmaßnahmen. In: Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA) (Hrsg.), Schwerin.
- LAWA (2011): Grundsätze zur "Qualitätssicherung in der Gewässerkunde". In: Bund/Länder-Arbeitsgemeinschaft Wasser (Hrsg.).
- LfU Bayern. (2014): Internetauftritt des Bayerischen Landesamtes für Umwelt, <http://www.lfu.bayern.de> [Online].
- Ludwig, K, Elpers, Ch, Heß, M, Krauter, G und Schmidt, J (2007): Verbesserung des Hochwasservorhersagemodells an der Donau zwischen Donauwörth und Kelheim.
- Maniak, U (2010): Hydrologie und Wasserwirtschaft eine Einführung für Ingenieure, Berlin u.a., Springer.
- Marenbach, B (2002): Der Beitrag naturnaher Retentionsmaßnahmen in den Talauen zur Hochwasserdämpfung, Kaiserslautern, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Univ. Kaiserslautern.
- Martin, H (2011): Numerische Strömungssimulation in der Hydrodynamik, Springer, Heidelberg.
- Mausser, W und Strasser, U (2010): Global change atlas Einzugsgebiet obere Donau, München.

- Münchener Rück (2003): topics Jahresrückblick Naturkatastrophen 2002. topics, München.
- Musall, M. (2011): Mehrdimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle im praxisorientierten und operationellen Einsatz. Karlsruher Institut für Technologie.
- Niehoff, D (2001): Modellierung des Einflusses der Landnutzung auf die Hochwasserentstehung in der Mesoskala.
- Nijssen, D., Schumann, A., Pahlow, M. und Klein, B. (2009): Planning of technical flood retention measures in large river basins under consideration of imprecise probabilities of multivariate hydrological loads. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 9, S. 1349-1363.
- Nujic, M (2002): Hydro_As-2d: Ein zweidimensionales Strömungsmodell für die wasserwirtschaftliche Praxis.
- Nujic, M (2006): Laser_AS-2d - Ausdünnung und Aufbereitung von Laserdaten für die 2d-Modellierung. Rosenheim: Ingenieurbüro Dr. Nujic.
- Oberste Baubehörde Bayern (1927): Der Hochwasserschutz an der Donau in Bayern. In: Staatsministerium des Innern Bayern (Hrsg.), München.
- Patt, H und Bechteler, W (2001): Hochwasser-Handbuch Auswirkungen und Schutz, Berlin u.a., Springer.
- Peters, R (2008): Künstliche neuronale Netze zur Beschreibung der hydrodynamischen Prozesse für den Hochwasserfall unter Berücksichtigung der Niederschlags-Abfluss-Prozesse im Zwischeneinzugsgebiet, Dresden.
- Plate, E. J. (1992): Skalen in der Hydrologie, Zu Definition von Begriffen, Regionalisierung hydrologischer Parameter. Beitragssammlung Deutsche Forschungsgemeinschaft, Unveröffentlichtes Manuskript, Bonn.
- Plate, E. J. (2009): HESS Opinions "Classification of hydrological models for flood management". *Hydrology and Earth System Sciences*, 13, S. 1939-1951.
- R Development Core Team (2011): R: A Language and Environment for Statistical Computing. Vienna, Austria: <http://www.R-project.org>.
- Reszler, C., Blöschl, G. und Komma, J. (2008): Identifying runoff routing parameters for operational flood forecasting in small to medium sized catchments. *Hydrological Sciences, Journal-Journal des Sciences Hydrologiques*, 53, S. 112-129.
- Riedl, A. (1808): Donaustrom von der Schwäbischen Gränze durch Baiern bis an die Oesterreichische. Stromatlas von Baiern: München 1808 (Bayerische Staatsbibliothek München, Signatur: 2 Mapp. 152 qe-I).
- Rieger, Wolfgang (2012): Prozessorientierte Modellierung dezentraler Hochwasserschutzmaßnahmen, Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München, Mitteilungen - Institut für Wasserwesen, Heft Nr. 116.
- RMD, Rhein-Main-Donau A.G. (1956-1981): Erläuterungsbericht für die Donaustufen. München.
- Röttcher, K, Anders, C, Franke, H, Honecker, U, Kirchhoffer, E, Riedel, G und Weiß, A (2008): Abschätzung der Retentionsfähigkeit von Gewässernetzen im Hinblick auf einen Beitrag zur Hochwasserminderung. *Hydrologie und Wasserbewirtschaftung*, 52, S. 179-186.

- Rutschmann, P (2005): Hybride Modelle im Wasserbau. In: TUM Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Hrsg.): Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau.
- Salazar, S, Francés, F, Komma, J, Blöschl, G, Blume, T, Francke, T und Bronstert, A (2008): Efficiency of non-structural flood mitigation measures: "room for the river" and "retaining water in the landscape". *Flood Risk Management*, S. 723–73.
- Salazar, S., Frances, F., Komma, J., Blume, T., Francke, T., Bronstert, A. und Blöschl, G. (2012): A comparative analysis of the effectiveness of flood management measures based on the concept of "retaining water in the landscape" in different European hydro-climatic regions. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 12, S. 3287-3306.
- Schäffler, U. (2009): Serviceorientierte Kopplungen eines hydrodynamischen Modells mit GIS zur Ausweisung von Hochwassergefährdungsbereichen. Diplomarbeit.
- Schiller, H (1985): Entwicklung und Ursachen der Hochwasserkatastrophen in jüngster Zeit. *Laufener Seminarbeiträge*, 8/85.
- Schindler, M (2005): Hydraulische Modellierung im Überblick. In: TUM Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft (Hrsg.): Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 104.
- Schraa, A. (2012): Hochwassermodellierung mithilfe künstlicher neuronaler Netzwerke. Masters Thesis, TUM.
- Schwaller, G und Tölle, U (2004): Einfluss von Maßnahmen der Gewässerentwicklung auf den Hochwasserabfluss. In: Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (Hrsg.), Materialien d. Bayer. Landesamts für Wasserwirtschaft Nr. 122.
- Seibert, S.P., Skublics, D., Ehret, U. (2014): The potential of coordinated reservoir operation for flood mitigation in large basins – A case study on the Bavarian Danube using coupled hydrological–hydrodynamic models, *Journal of Hydrology* 517, 1128-1144. doi: 10.1016/j.jhydrol.2014.06.048.
- Shewchuk, J (1996): Triangle: Engineering a 2D quality mesh generator and Delaunay triangulator. In: *Lecture Notes in Computer Science* (Hrsg.): Applied Computational Geometry Towards Geometric Engineering.
- Skublics, D. (2008): Numerische Simulation des historischen Retentionsverhaltens an der Bayerischen Donau. Diplomarbeit, Technische Universität München.
- Skublics, D (2011): Beeinflussung des Hochwasserwellenablaufs im Bayerischen Einzugsgebiet der Donau. 13. JuWi Treffen, Hannover.
- Skublics, D (2012): Unterschiedliche hydrodynamische Modelle zur Abbildung natürlicher Hochwasserretention. 14. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten, München.
- Skublics, D (2013): Hochwasserretention durch natürliche Auenüberflutung - Möglichkeiten der Modellierung im bayerischen Einzugsgebiet der Donau. *Ökohydraulik - Leben im, am und mit dem Fluss*, Obernach: Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft TUM, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft Nr. 128.

- Skublics, D, Fischer, M und Rutschmann, P (2009): Numerical investigation on natural flood retention at the Bavarian Danube. 33rd International Association of Hydraulic Engineering & Research (IAHR) Congress, Vancouver.
- Skublics, D und Rutschmann, P (2011): Enhanced flood protection by coordinated retention control. UFRIM International Symposium, Graz.
- Skublics, D und Rutschmann, P (2014a): Hochwasserrückhalt durch natürliche Hochwasserretention entlang der Bayerischen Donau. WasserWirtschaft, 4/2014, S. 20-27.
- Skublics, D und Rutschmann, P (2014b): Progress in Natural Flood Retention at the Bavarian Danube. Natural Hazards, Springer DOI 10.1007/s11069-014-1148-x.
- Skublics, D und Seibert, S P (2012): Einzugsgebietsweite Abbildung der Hochwasserwellenbeeinflussung steuerbarer und nicht steuerbarer Rückhaltmaßnahmen: Im Einzugsgebiet der bayerischen Donau. Wasserbausymposium 2012, Graz.
- Skublics, D, Seibert, S P, Ehret, U, Rutschmann, P und Zehe, E (2013): Forschungsvorhaben: Flussgebietsweite operationelle Steuerung der Abflüsse im Extrembereich. TUM, KIT.
- Skublics, D, Seibert, S.P und Ehret, U (2014): Abbildung der Hochwasserretention durch hydrologische und hydrodynamische Modelle unter unterschiedlichen Randbedingungen. Sensitivitätsanalyse am Donauabschnitt zwischen Neu-Ulm und Donauwörth. Hydrologie und Wasserbewirtschaftung, HW 58. 2014, S. 178-189.
- StMLU (2002): Hochwasserschutz in Bayern Aktionsprogramm 2020. In: Bayerisches Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen (StMLU) (Hrsg.): Daten + Fakten + Ziele, München.
- Strobel, L (1977): Die Abflussverhältnisse der bayerischen Gewässer unter besonderer Berücksichtigung des Donaugebietes. Mitteilungen, München: Hydraulik und Gewässerkunde Technische Universität München.
- Tauer, W, Deindl, K, Koch, W und Stopsack, H (2007): Vorbeugender Hochwasserschutz in den drei großen Flusssystemen Rhein, Donau und Elbe. In: Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik Technische Universität Dresden – Fakultät Bauingenieurwesen (Hrsg.): Wasserbaukolloquium 2007: „Fünf Jahre nach der Flut“, Hochwasserschutzkonzepte – Planung, Berechnung, Realisierung, Dresden.
- Theiner, D. (2005): Rainfall-Runoff modelling in small and medium-sized alpine catchments, Development of components for an operational runoff forecasting model Phd, Universität Innsbruck.
- Unbehauen, W (1971): Die Hochwasserabflußverhältnisse der bayerischen Donau Hochwasser der Jahresreihe 1845/1965, München, Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde.
- Vogelbacher, A (2001): Modellgestützte Hochwasservorhersage in Bayern.
- Voll, J. (2005): Bestimmung des Einflusses von veränderten hydrologischen Wellenablaufberechnungen auf die Simulationsergebnisse des NA-Modells Fränkische Saale. Diplomarbeit, Universität der Bundeswehr München.
- Wasserwirtschaftsamt Passau (2004): Das Hochwasser im Jahre 1954.
- Wenka, T und Schröder, M. (2004): Unsicherheiten bei der Abbildung von 3D-Effekten in der Hochwasserabschätzung mit 2D-tiefengemittelten Berechnungsverfahren. Wasserbauliche Mitteilungen TU Dresden, Unveröffentlichtes Manuskript, Dresden.

- Williams, J R (1969): Flood routing with variable travel time or variable storage coefficients. Transactions of the ASAE, S. 100.
- Wittenberg, H (2011): Praktische Hydrologie Grundlagen und Übungen, Wiesbaden, Vieweg + Teubner.
- Wyrwa, J (1998): Qualitätssicherung beim praktischen Einsatz von zweidimensionalen Strömungssimulationen. Deutsche Gewässerkundliche Mitteilungen.
- Wyrwa, J (2004): Aspekte zur Berechnungsgenauigkeit von Hochwassersimulationen mit mehrdimensionalen Strömungsmodellen, Institut für Wasserbau und THM der TU Dresden.
- Yörük, A (2008): Unsicherheiten bei der hydrodynamischen Modellierung von Überschwemmungsgebieten, Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München, Mitteilungen - Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München, Heft Nr. 99.
- Zhang, Y (2006): CCHE User's Manual – Version 3.0. In: National Center for Computational Hydroscience and Engineering (Hrsg.): The University of Mississippi.
- Zhang, Y (2008): CCHE-GUI – Graphical Users Interface for NCCHE Model User's Manual – Version 3.20. In: The Univ. of Mississippi (Hrsg.).

Bisher erschienene Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München

- Nr. 1 **Häusler Erich:** Energieumwandlung bei einem frei fallenden, kreisrunden Strahl in einem Wasserpolster, 1962, *vergriffen*
- Nr. 2 **Spiekermann, Günter:** Instabile Formen des Schußstrahles beim Abfluß unter Schützen und seine Kraftwirkungen auf die Schützenkonstruktion, 1962, *vergriffen*
- Nr. 3 **Linder Gaspar:** Über die Gestaltung von Durchlaßausläufen, 1963, *vergriffen*
- Nr. 4 **Knauss Jost:** Modellversuche über die Hochwasserentlastungsanlagen an kleinen Rückhaltespeichern in Südbayern, 1963, *vergriffen*
- Nr. 5 **Mahida Vijaysinh:** Mechanismus der Schnellsandfiltration, 1964, *vergriffen*
- Nr. 6 **Rothmund, Hermann:** Energieumwandlung durch Strahlumlenkung in einer Toskammer, 1966, *vergriffen*
- Nr. 7 **Häusler Erich:** Luftsiphons für den pneumatischen Verschluß von Wassereinläufoöffnungen, 1966, *vergriffen*
- Nr. 8 **Seus Günther J.:** Die Anfangskavitation, 1966, *vergriffen*
- Nr. 9 **Knauss Jost:** Schießender Abfluß in offenen Gerinnen mit fächerförmiger Verengung, 1967, *vergriffen*
- Nr. 10 **Häusler Erich; Bormann Klaus:** Schießender bzw.strömender Abfluß in Bächen
Schultz Gert A.: Die Anwendung von Computer-Programmen für das Unit-Hydrograph-Verfahren am Beispiel der Iller
Bauch Wolfram: Untersuchungen über Wasserstandsvorhersagen an einem 600 m langen Modell der Donautrecke Regensburg-Straubing, 1967, *vergriffen*
- Nr. 11 **Schultz Gert A.:** Bestimmung theoretischer Abflußganglinien durch elektronische Berechnung von Niederschlagskonzentration und Retention (Hyreun-Verfahren), 1968, *vergriffen*
- Nr. 12 **Raumer Friedrich von:** Verteilung von Bewässerungswasser in Kanälen - Eine Systematik großer Kanalsysteme zur Verteilung von Bewässerungswasser unter besonderer Berücksichtigung von Regulier- und Meßvorgängen, 1968, *vergriffen*
- Nr. 13 **Bormann Klaus:** Der Abfluß in Schußrinnen unter Berücksichtigung der Luftaufnahme, 1968
- Nr. 14 **Scheuerlein Helmut:** Der Rauherinneabfluß, 1968, *vergriffen*
- Nr. 15 **Koch Kurt:** Die gegenseitige Strahlablenkung auf horizontaler Sohle, 1968
- Nr. 16 **Bauch Wolfram:** Die Hochwasserwelle im ungestauten und gestauten Fluß, 1968
- Nr. 17 **Marr Gerhard:** Vergleich zweier Differenzenverfahren in einem mathematischen Modell zur Berechnung von instationären Abflußvorgängen in Flüssen, 1970, *vergriffen*
- Nr. 18 **Herbrand Karl:** Der räumliche Wechselsprung, 1970, *vergriffen*
- Nr. 19 **Seus Günther J.:** Betrachtungen zur Kontinuitätsbedingung der Hydromechanik;
Zielke Werner: Zur linearen Theorie langer Wellen in Freispiegelgerinnen, 1971
- Nr. 20 **Häusler Erich:** Entnahmetürme mit Luftsiphons, 1971, *vergriffen*
- Nr. 21 **Herbrand Karl:** Das Tosbecken mit seitlicher Aufweitung, 1971
- Nr. 22 **Knauss Jost:** Hydraulische Probleme beim Entwurf von Hochwasserentlastungsanlagen an großen und kleinen Staudämmen, 1971, *vergriffen*
- Nr. 23 **Zielke Werner:** Brechnung der Frequenzganglinien und Eigenschwingungen von Rohrleitungssystemen
Zielke Werner; Wylie E. Benjamin: Zwei Verfahren zur Berechnung instationärer Strömungen in Gasfernleitungen und Gasrohrnetzen, 1971
- Nr. 24 **Knauss Jost:** Wirbel an Einläufen zu Wasserkraftanlagen, 1972, *vergriffen*
- Nr. 25 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 1, 1972, *vergriffen*
- Nr. 26 **Keller Andreas:** Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Problem der modellmäßigen Behandlung von Strömungskavitation, 1973, *vergriffen*
- Nr. 27 **Horn Heinrich:** Hochwasserabfluß in automatisch geregelten Staustufen, 1973
- Nr. 28 **Bonasoundas Markos:** Strömungsvorgang und Kolkproblem am runden Brückenpfeiler, 1973

- Nr. 29 **Horn Heinrich; Zielke Werner:** Das dynamische Verhalten von Flußstauhaltungen, 1973
- Nr. 30 **Uslu Orhan:** Dynamische Optimierung der Fließbeiwerte in mathematischen Flußmodellen und Berücksichtigung der Vorlandüberströmung - Eine Anwendung des Operations Research im theoretischen Flußbau, 1974
- Nr. 31 **Kotoulas Dimitrios:** Die Wildbäche Süddeutschlands und Griechenlands, Teil 2, 1975, *vergriffen*
- Nr. 32 **50 Jahre Versuchsanstalt Oberrach**
Hartung Fritz: Einführung: Was treiben eigentlich die Oberracher?
Knauss Jost: Strategien und Entscheidungshilfen beim Hochwasserschutz in Städten, dargestellt am Beispiel der Hochwasserfreilegung der Stadt Harburg an der Wörnitz
Häusler Erich: Abstürze und Stützschnellen in hydraulischer und konstruktiver Betrachtung (Mindestfallhöhen zur Erzielung einer genügenden hydraulischen Wirksamkeit)
Seus Günther J.; Hack Hans-Peter: Erster Vergleich der Ergebnisse des physikalischen Modells in Oberrach mit denen des neuen mathematischen Modells
Uslu Orhan; Schmitz Gerd: Parameteridentifikation und Sensitivitätsanalyse bei mathematischen Modellen in der Hydrologie
Keller Andreas; Zielke Werner: Veränderung des freien Gasgehaltes in turbulenten Rohrströmungen bei plötzlichen Druckabsenkungen
Herbrand Karl: Zusammenführung von Schußstrahlen. Zwei praktische Beispiele konstruktiver Lösungen aus Modellversuchen
Zielke Werner: Grenzen der deterministischen Betrachtungsweise in der Strömungsmechanik, 1976
- Nr. 33 **Probleme der Arbeit des beratenden Ingenieurs in der Wasserwirtschaft der Entwicklungsländer.** Symposium am 13.10.1976 in Wallgau, 1977
- Nr. 34 **50 Jahre Versuchsanstalt Oberrach,** Feierstunde am 14.10.1976 in Wallgau
Hartung Fritz: Die Wasserbauversuchsanstalt Oberrach im Strom der Zeit
Bischofsberger Wolfgang: Laudatio für Professor Dr.-Ing. E. Mosonyi
Mosonyi Emil: Wasserbau, Technik oder Kunst? 1977
- Nr. 35 **50 Jahre Versuchsanstalt Oberrach,**
Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, Seminar am 15.10.1976 in Oberrach
Cecen Kazim: Die Verhinderung des Geschiebeeinlaufes zu Wasserfassungsanlagen
Midgley D.C.: Abstraction of water from sediment-laden rivers in Southern Africa
Jacobsen J.C.: Geschiebefreie Triebwasserfassungen - Modellversuche am Beispiel des sogenannten Geschiebeabzuges
Scheuerlein Helmut: Die Bedeutung des wasserbaulichen Modellversuchs für die Gestaltung von Ausleitungen aus geschiebeführenden Flüssen, 1977
- Nr. 36 **Hack Hans-Peter:** Lufteinzug in Fallschächten mit ringförmiger Strömung durch turbulente Diffusion, 1977
- Nr. 37 **Csallner Klausotto:** Strömungstechnische und konstruktive Kriterien für die Wahl zwischen Druck- und Zugsegment als Wehrverschluß, 1978
- Nr. 38 **Kanzow Dietz:** Ein Finites Element Modell zur Berechnung instationärer Abflüsse in Gerinnen und seine numerischen Eigenschaften, 1978
- Nr. 39 **Keller Andreas; Prasad Rama:** Der Einfluß der Vorgeschichte des Testwassers auf den Kavitationsbeginn an umströmten Körpern - Ein Beitrag zur Frage der Rolle der Kavitationskeime bei Strömungskavitation, 1978
- Nr. 40 **Hartung Fritz:** 75 Jahre Nilstau bei Assuan - Entwicklung und Fehlentwicklung, 1979, *vergriffen*
- Nr. 41 **Knauss Jost:** Flachgeneigte Abstürze, glatte und rauhe Sohlrampen
Scheuerlein Helmut: Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen
Häusler Erich: Unkonventionelle neuere Stauhaltungswehre an bayerischen Flüssen als gleichzeitige Sohlsicherungsbauwerke, 1979, *vergriffen*
- Nr. 42 **Seus Günther J.; Joeres Erhard P.; Engelmann Herbert M.:** Lineare Entscheidungsregeln und stochastische Restriktionen bei Bemessung und Betrieb von Speichern, 1979, *vergriffen*
- Nr. 43 **Meier Rupert C.:** Analyse und Vorhersage von Trockenwetterabflüssen - Eine Anwendung der Systemhydrologie, 1980, *vergriffen*
- Nr. 44 **Treske Arnold:** Experimentelle Überprüfung numerischer Berechnungsverfahren von Hochwasserwellen, 1980, *vergriffen*

- Nr. 45 **Csallner Klausotto; Häusler Erich:** Abflußinduzierte Schwingungen an Zugsegmenten - Ursachen, Sanierung und allgemeine Folgerungen
Herbrand Karl; Renner Dietrich: Aufnahme und Wiedergabe der Bewegung von Schwimmkörpern mit einem Video-Meßsystem
Keller Andreas: Messungen des Kavitationskeimspektrums im Nachstrom eines Schiffes - die ersten Großausführungsmessungen mit der Laser-Streulichtmethode
Knauss Jost: Neuere Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen
Scheuerlein Helmut: Der gelbe Fluß - nach wie vor Chinas Sorge oder die Unerbittlichkeit der Natur gegenüber 4000 Jahren menschlicher Bemühungen
Seus Günther J.: Nochmals: Das Muskingum-Verfahren. Fingerübungen zu einem bekannten Thema als "gradus ad parnassum" sowie neue Gedanken zur Interpretation des Anwendungsbereiches und eine Lösung des Problems der Nebenflüsse
Treske Arnold: Hochwasserentlastung an Dämmen. Zwei konstruktiv ähnliche Lösungen im Modellversuch, 1981, *vergriffen*
- Nr. 46 **Schmitz Gerd:** Instationäre Eichung mathematischer Hochwasserablauf-Modelle auf der Grundlage eines neuen Lösungsprinzips für hyperbolische Differentialgleichungs-Systeme, 1981, *vergriffen*
- Nr. 47 **Scheuerlein Helmut:** Der wasserbauliche Modellversuch als Hilfsmittel bei der Bewältigung von Verlandungsproblemen in Flüssen
Knauss Jost: Rundkronige und breitre Kronige Wehre, hydraulischer Entwurf und bauliche Gestaltung
Keller Andreas: Maßstabseffekte bei der Anfangskavitation, 1983, *vergriffen*
- Nr. 48 **Renner Dietrich:** Schifffahrtstechnische Modellversuche für Binnenwasserstraßen - Ein neues System und neue Auswertungsmöglichkeiten, 1984, *vergriffen*
- Nr. 49 **Sonderheft: Erhaltung und Umbau alter Wehre** (Wasserbau im historischen Ensemble, drei Beispiele aus dem Hochwasserschutz bayerischer Städte), 1984, *vergriffen*
- Nr. 50 **Knauss Jost; Heinrich B.; Kalczyk H.:** Die Wasserbauten der Minyer in der Kopais - die älteste Flußregulierung Europas, 1984, *vergriffen*
- Nr. 51 **Hartung Fritz; Ertl Walter; Herbrand Karl:** Das Donaumodell Straubing als Hilfe für die Planung und Bauausführung der Staustufe Straubing, 1984
- Nr. 52 **Hahn Ulrich:** Lufteintrag, Lufttransport und Entmischungsvorgang nach einem Wechselsprung in flachgeneigten, geschlossenen Rechteckgerinnen, 1985
- Nr. 53 **Bergmann Norbert:** Entwicklung eines Verfahrens zur Messung und Auswertung von Strömungsfeldern am wasserbaulichen Modell, 1985
- Nr. 54 **Schwarz Jürgen:** Druckstollen und Druckschächte - Bemessung und Konstruktion, 1985, *vergriffen*
- Nr. 55 **Schwarz Jürgen:** Berechnung von Druckstollen - Entwicklung und Anwendung eines mathematischen Modells und Ermittlung der felsmechanischen Parameter, 1987
- Nr. 56 **Seus Günther J.; Edenhofer Johann; Cziritzky Hans-Joachim; Kiefer Ernst-Martin; Schmitz Gerd; Zunic Franz:** Ein HN-Modellsystem für zweidimensionale, stationäre und instationäre Strömungen beim Hochwasserschutz von Städten und Siedlungen, 1987
- Nr. 57 **Knauss Jost:** Die Melioration des Kopaisbeckens durch die Minyer im 2. Jt.v.Chr.; Kopais 2 - Wasserbau und Siedlungsbedingungen im Altertum, 1987
- Nr. 58 **Mtalo Felix:** Geschiebeabzug aus Kanälen mit Hilfe von Wirbelröhren, 1988
- Nr. 59 **Yalin M. Selim; Scheuerlein Helmut:** Friction factors in alluvial rivers
Yalin M. Selim: On the formation mechanism of dunes and ripples
Keller Andreas: Cavitation investigations at one family of NACA-hydrofoils at different angles of attack, as a contribution to the clarification of scale effects at cavitation inception, 1988
- Nr. 60 **Schmitz Gerd H.:** Strömungsvorgänge auf der Oberfläche und im Bodeninneren beim Bewässerungslandbau. Grundlagen, Kritik der herkömmlichen Praxis und neue hydrodynamisch-analytische Modelle zur Oberflächenbewässerung, 1989
- Nr. 61 **Muckenthaler Peter:** Hydraulische Sicherheit von Staudämmen, 1989, *vergriffen*
- Nr. 62 **Kalenda Reinhard:** Zur Quantifizierung der hydraulischen Versagenswahrscheinlichkeit beweglicher Wehre, 1990
- Nr. 63 **Knauss Jost:** Kopais 3, Wasserbau und Geschichte, Minysche Epoche - Bayerische Zeit (vier Jahrhunderte - ein Jahrzehnt), 1990

- Nr. 64 **Kiefer Ernst-Martin, Liedl Rudolf, Schmitz Gerd H. und Seus Günther J.:** Konservative Strömungsmodelle auf der Basis krummliniger Koordinaten unter besonderer Berücksichtigung von Wasserbewegungen im ungesättigt-gesättigten Boden, 1990
- Nr. 65 **Hartung Fritz:** Der ägyptische Nil 190 Jahre im Spiel der Politik (1798-1988)
Hartung Fritz: Gedanken zur Problematik der Nilwehre
Döscher Hans-Dieter und Hartung Fritz: Kritische Betrachtungen zum Stützwehr im Toschka-Entlastungsgerinne des Assuan-Hochdammes, 1991
- Nr. 66 **Schmitz Gerd H., Seus Günther J. und Liedl Rudolf:** Ein semi-analytisches Infiltrationsmodell für Füllung und Entleerung von Erdkanälen
Keller Andreas P.: Chinese-German comparative cavitation tests in different test facilities on models of interest for hydraulic civil engineering, 1991
- Nr. 67 **Liedl Rudolf:** Funktionaldifferentialgleichungen zur Beschreibung von Wasserbewegungen in Böden natürlicher Variabilität - Beiträge zur Theorie und Entwicklung eines numerischen Lösungsverfahrens, 1991
- Nr. 68 **Zunic Franz:** Gezielte Vermaschung bestehender Kanalisationssysteme - Methodische Studien zur Aktivierung freier Rückhalteräume unter besonderer Berücksichtigung der Abflusssteuerung, 1991
- Nr. 69 **Eickmann Gerhard:** Maßstabeffekte bei der beginnenden Kavitation - Ihre gesetzmäßige Erfassung unter Berücksichtigung der wesentlichen Einflußgrößen, 1991
- Nr. 70 **Schmid Reinhard:** Das Tragverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen mit Asphaltbeton-Kerndichtungen, 1991
- Nr. 71 **Kiefer Ernst-Martin:** Hydrodynamisch-numerische Simulation der Wasserbewegung im ungesättigten und gesättigten Boden unter besonderer Berücksichtigung seiner natürlichen Variabilität, 1991
- Nr. 72 **Strobl Th., Steffen H., Haug W. und Geiseler W.-D.:** Kerndichtungen aus Asphaltbeton für Erd- und Steinschüttdämme, 1992
- Nr. 73 **Symposium: Betrieb, Unterhalt und Modernisierung von Wasserbauten**
Garmisch-Partenkirchen, 29. - 31. Oktober 1992
- Nr. 74 **Heilmair Thomas und Strobl Theodor:** Erfassung der sohnnahen Strömungen in Ausleitungsstrecken mit FST-Halbkuugeln und Mikro-Flowmeter - ein Vergleich der Methoden, 1994
- Nr. 75 **Godde Dominik:** Experimentelle Untersuchungen zur Anströmung von Rohrturbinen. Ein Beitrag zur Optimierung des Turbineneinlaufs, 1994
- Nr. 76 **Knauss Jost:** Von der Oberen zur Unteren Isar: Alte und neue Wasserbauten rund um die Benediktenwand. Sohlensicherung an der Unteren Isar., 1995
- Nr. 77 **Knauss Jost:** Argolische Studien: Alte Straßen - alte Wasserbauten. Talsperre von Mykene; Flußumleitung von Tiryns; Hydra von Lerna; Küstenpass Anigraia, 1996
- Nr. 78 **Aufleger Markus:** Ein Beitrag zur Auswertung von Erddruckmessungen in Staudämmen, 1996
- Nr. 79 **Heilmair Thomas:** Hydraulische und morphologische Kriterien bei der Beurteilung von Mindestabflüssen unter besonderer Berücksichtigung der sohnnahen Strömungsverhältnisse, 1997
- Nr. 80 **Maile Willibald:** Bewertung von Fließgewässer-Biozönosen im Bereich von Ausleitungskraftwerken (Schwerpunkt Makrozoobenthos), 1997
- Nr. 81 **Knauss Jost:** Olympische Studien: Herakles und der Stall des Augias. Kladeosmauer und Alpheiosdamm, die Hochwasserfreilegung von Alt-Olympia, 1998
- Nr. 82 **Symposium: Planung und Realisierung im Wasserbau - Vergleich von Zielvorstellungen mit den Ergebnissen,** Garmisch-Partenkirchen 15. - 17. Oktober 1998
- Nr. 83 **Hauger Stefan:** Verkehrssteuerung auf Binnenwasserstraßen – Ein Beitrag zur Optimierung der Schleusungsreihenfolge in Stillwasserkanälen und staugeregelten Flüssen, 1998
- Nr. 84 **Herbrand Karl:** Schifffahrtstechnische Untersuchungen der Versuchsanstalt Obernach; Ein Rückblick auf ein traditionelles Untersuchungsgebiet der VAO, 1998
- Nr. 85 **Hartlieb Arnd:** Offene Deckwerke – Eine naturnahe Methode zur Sohlstabilisierung eintiefungsgefährdeter Flußabschnitte, 1999
- Nr. 86 **Spannring Michael:** Die Wirkung von Buhnen auf Strömung und Sohle eines Fließgewässers: Parameterstudie an einem numerischen Modell, 1999
- Nr. 87 **Kleist Frank:** Die Systemdurchlässigkeit von Schmalwänden. Ein Beitrag zur Herstellung von Schmalwänden und zur Prognose der Systemdurchlässigkeit, 1999

- Nr. 88 **Lang Tobias:** Geometrische Kriterien zur Gestaltung von Kraftwerkseinläufen. Experimentelle Untersuchungen an Rohr-S-Turbine und Durchströmturbine, 1999
- Nr. 89 **Aufleger Markus:** Verteilte faseroptische Temperaturmessungen im Wasserbau, 2000
- Nr. 90 **Knauss Jost:** Späthelladische Wasserbauten. Erkundungen zu wasserwirtschaftlichen Infrastrukturen der mykenischen Welt, 2001
- Nr. 91 **Festschrift** aus Anlass des 75-jährigen Bestehens der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München in Obernach; Oskar v. Miller-Institut, 2001
- Nr. 92 **Wildner Harald:** Injektion von porösem Massenbeton mit hydraulischen Bindemitteln, 2002
- Nr. 93 **Wildbach Naturversuche**
Loipersberger Anton und Sadgorski Constantin: Schwemmholz in Wildbächen: Problematik und Abhilfemaßnahmen; Geschiebeuntersuchungen; 1D und 2D Abflussmodelle in einem Wildbach
Rimböck Andreas: Naturversuch Seilnetzsperrern zum Schwemmholzurückhalt in Wildbächen: Planung, Aufbau, Versuchsdurchführung und Ergebnisse
Hübl Johannes und Pichler Andreas: Zur berührungslosen Erfassung der Fließtiefe und Fließgeschwindigkeit in einem Wildbachgerinne zum Zeitpunkt des Durchganges der Hochwasserwelle, 2002
- Nr. 94 **Rimböck Andreas:** Schwemmholzurückhalt in Wildbächen – Grundlagen zu Planung und Berechnung von Seilnetzsperrern, 2003
- Nr. 95 **Nothhaft Sabine:** Die hydrodynamische Belastung von Störkörpern, 2003
- Nr. 96 **Schmautz Markus:** Eigendynamische Aufweitung in einer geraden Gewässerstrecke: Entwicklung und Untersuchungen an einem numerischen Modell, 2003
- Nr. 97 **Neuner Johann:** Ein Beitrag zur Bestimmung der horizontalen Sicherheitsabstände und Fahrrinnenbreiten für Wasserstraßen, 2004
- Nr. 98 **Göhl Christian:** Bypasseinrichtungen zum Abstieg von Aalen an Wasserkraftanlagen, 2004
- Nr. 99 **Haimerl Gerhard:** Groundwater Recharge in Wadi Channels Downstream of Dams: Efficiency and Management Strategies, 2004
- Nr. 100 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 1;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 101 **Symposium: Lebensraum Fluss – Hochwasserschutz, Wasserkraft, Ökologie. Band 2;** Wallgau, Oberbayern, 16. bis 19. Juni 2004
- Nr. 102 **Huber Richard:** Geschwindigkeitsmaßstabseffekte bei der Kavitationserosion in der Scherschicht nach prismatischen Kavitatoren, 2004
- Nr. 103 **Exposed Thermoplastic Geomembranes for Sealing of Water Conveyance Canals,** Guidelines for Design, Supply, Installation, 2005
- Nr. 104 **Workshop „Anwendung und Grenzen physikalischer und numerischer Modelle im Wasserbau“.** Wallgau, Oberbayern, 29. und 30. September 2005
- Nr. 105 **Conrad Marco:** A contribution to the thermal stress behaviour of Roller-Compacted-Concrete (RCC) gravity dams – Field and numerical investigations, 2006
- Nr. 106 **Schäfer Patrick:** Basic Research on Rehabilitation of Aged Free Flow Canals with Geomembranes, 2006
- Nr. 107 **Deichertüchtigung und Deichverteidigung in Bayern.** Beiträge zur Fachtagung am 13. und 14. Juli 2006 in Wallgau, Oberbayern, 2006
- Nr. 108 **Porras Pablo:** Fiber optic temperature measurements – Further Development of the Gradient Method for Leakage Detection and Localization in Earthen Structures, 2007
- Nr. 109 **Perzmaier Sebastian:** Verteilte Filtergeschwindigkeitsmessung in Staudämmen, 2007
- Nr. 110 **Wasserbau an der TU München – Symposium zu Ehren von Prof. Theodor Strobl** am 16. März 2007 in Wallgau, Oberbayern, 2007
- Nr. 111 **Haselsteiner Ronald:** Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung, 2007
- Nr. 112 **Schwarz Peter und Strobl Theodor:** Wasserbaukunst - Oskar von Miller und die bewegte Geschichte des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft in Obernach am Walchensee (1926-1951). 120 Seiten, Preis: 9,80 €, 2007

- Nr. 113 **Flutpolder: Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss.** Beiträge zur Fachtagung am 19. und 20. Juli 2007 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-03-6, 240 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2007
- Nr. 114 **Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees.** Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD. ISBN 978-3-940476-04-3, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2007
- Nr. 115 **14. Deutsches Talsperrensymposium (14th German Dam Symposium) and 7th ICOLD European Club Dam Symposium.** Beiträge zur Tagung am 17. bis 19. September 2007 in Freising (Contributions to the Symposium on 17 - 19 September 2007 in Freising, Germany). ISBN 978-3-940476-05-0, 570 Seiten, Preis: 49,80 €, 2007
- Nr. 116 **Niedermayr Andreas:** V-Rampen – Ökologisch weitgehend durchgängige Querbauwerke. ISBN 978-3-940476-06-7, 240 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 117 **Hafner Tobias:** Uferrückbau und eigendynamische Gewässerentwicklung – Aspekte der Modellierung und Abschätzungsmöglichkeiten in der Praxis. ISBN 978-3-940476-07-4, 206 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 118 **Wang Ruey-wen:** Aspects of Design and Monitoring of Nature-Like Fish Passes and Bottom Ramps. ISBN 978-3-940476-10-4, 280 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 119 **Fischer Markus:** Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern: Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung. ISBN 978-3-940476-11-1, 220 Seiten, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 120 **Fiedler Katharina:** Erfassung hydromorphologischer Vorgänge in Fließgewässern mit Hilfe von ADCP-Messungen. ISBN 978-3-940476-12-8, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 121 **Hoepffner Roland:** Distributed Fiber Optic Strain Sensing in Hydraulic Engineering. ISBN 978-3-940476-13-5, Preis: 29,80 €, 2008
- Nr. 122 **Gewässermorphologie und EU-WRRL:** Beiträge zur Fachtagung am 24. und 25. Juli 2008 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-15-9, 230 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 34,80 €, 2008
- Nr. 123 **Zukunftsfähiger(s) Wasserbau und Flussgebietsmanagement – Wasser- und Feststofftransport in Fläche und Fluss.** Beiträge zur Fachtagung am 30. und 31. Juli 2009 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-19-7, 104 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 9,80 €, 2009
- Nr. 124 **Rutschmann Peter (Hrsg.): Wasserbau in Bewegung ... von der Statik zur Dynamik.** Beiträge zum 15. Gemeinschafts-Symposium der Wasserbau-Institute TU München, TU Graz und ETH Zürich vom 1. bis 3. Juli 2010 in Wallgau, Oberbayern. ISBN 978-3-940476-22-7, 624 Seiten, teils farbige Abbildungen, Preis: 59,00 €, 2010
- Nr. 125 **14. Treffen junger WissenschaftlerInnen an Wasserbauinstituten.** Beiträge zum JuWi-Treffen am 25. und 26. Juni 2012 an der Technischen Universität München. ISBN 978-3-940476-23-4, 220 Seiten, Preis: 14,80 €, 2012
- Nr. 126 **Efthymiou Nikolaos:** Transient Bedload Transport of Sediment Mixtures under Disequilibrium Conditions - An Experimental Study and the Development of a New Dynamic Hiding Function. ISBN 978-3-940476-24-1, 300 Seiten, Preis: 29,80 €, 2012
- Nr. 127 **Contributions on Sediment Transport**
Hutter Kolumban: Tutorial on Prograding and Retrograding Hypo- and Hyper-pycnal Deltaic Formations into Quiescent Ambients
Hutter Kolumban and Luca Ioana: A Global View of Sediment Transport in Alluvial Systems
Vetsch David: Force-coupled Lagrangian Approach for Numerical Modelling of Bed-load Transport, ISBN 978-3-940476-25-8, 202 Seiten, Preis: 19,80 €, 2013
- Nr. 128 **Ökohydraulik - Leben im, am und mit dem Fluss.** Beiträge zur Fachtagung am 27. und 28. Juni 2013 in Oberrach. ISBN 978-3-943683-04-2, 300 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 29,80 €, 2013, *vergriffen*
- Nr. 129 **Shokry Mohamed Ahmed Abdelaziz:** Numerical Simulation of Fish Behaviour and Fish Movement Through Passages. ISBN 978-3-943683-05-9, 130 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 24,80 €, 2013

- Nr. 130 **Hochwasser und kein Ende! Statusberichte, aktuelle Vorhaben, neue Planungswerkzeuge.** Beiträge zur Fachtagung am 3. und 4. Juli 2014 in Obernach. 978-3-943683-06-6, 200 Seiten, durchgehend farbige Abbildungen, Preis: 29,80 €, 2013
- Nr. 131 **Skublics Daniel Alexander:** Großräumige Hochwassermodellierung im Einzugsgebiet der bayerischen Donau. Retention, Rückhalt, Ausbreitung. ISBN 978-3-940476-07-3, 200 Seiten, Preis: 19,80 €, 2014
- Nr. 132 **Cuchet Mathilde:** Fish Protection and Downstream Migration at Hydropower Intakes: Investigation of Fish Behavior under Laboratory Conditions ISBN 978-3-940476-08-0, 145 Seiten, Preis: 19,80 €, 2014

Die Berichtsbände können beim Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft bestellt werden:
E-Mail: sigrid.machauer@tum.de - Telefon: +49.89.289.23174

Eine PDF-Fassung der Berichtsbände seit 2007 mit teils farbigen Abbildungen und Grafiken kann auf der Homepage des Lehrstuhls kostenlos heruntergeladen werden:

<http://www.wb.bgu.tum.de/publikationen/berichtshefte/>