



# ***Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau***

**Abschlussbericht 2012**

München den

Dipl.-Ing. Marius Asenkerschbaumer  
(Bearbeiter)

Dipl.-Ing. Daniel Skublics  
(Bearbeiter)

Prof. Dr. P. Rutschmann  
(Projektleiter)

G 2013-02

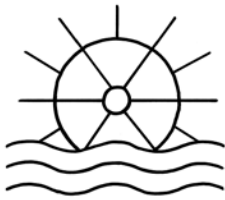


## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung</b> .....	<b>4</b>
1.1	Allgemeines .....	4
1.2	Untersuchungsgebiet.....	4
1.3	Organisation .....	5
<b>2</b>	<b>Hochwasserwellenbeeinflussung durch Hochwasserrückhalt</b> .....	<b>7</b>
2.1	Entstehung von Hochwasser an der bayerischen Donau .....	7
2.1.1	Meteorologie .....	8
2.1.2	Hydrologische Unterteilung der Donau .....	9
2.1.3	Hochwasserereignisse der letzten Jahre.....	10
2.2	Der Istzustand an der Donau.....	14
2.2.1	Natürliche Rückhalteflächen an der heutigen Donau.....	14
2.3	Die historische Donau .....	25
2.3.1	Der Lebensraum historische Donau.....	25
2.3.2	Hochwasser in der Historie .....	26
2.3.3	Anthropogene Veränderungen im Flusssystem.....	27
2.3.4	Hochwasseruntersuchungen an der historischen bayerischen Donau mit Hilfe zweidimensionaler numerischer Simulation .....	28
2.3.5	Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen an der historischen Donau .....	38
2.4	Zukünftige Möglichkeiten des Hochwasserrückhalts .....	38
<b>3</b>	<b>Modellerstellung</b> .....	<b>43</b>
3.1	Erstellung der Geländemodelle .....	43
3.1.1	Datengrundlage .....	43
3.1.2	Datenausdünnung und Modellerstellung .....	45
3.2	Kalibrierung und Validierung der Modelle .....	47
3.2.1	Kalibrierung mit dem HW 1999 .....	48
3.2.2	Validierung.....	61
3.3	Teilmodelle im Überblick .....	70
<b>4</b>	<b>Untersuchungen</b> .....	<b>71</b>



4.1	Einzelwirkungsanalyse Flutpolder .....	71
4.1.1	Hydrologische Szenarien .....	71
4.1.2	Methodik .....	73
4.1.3	Bewertungskriterien .....	76
4.1.4	Ergebnisse Abschnitt NU – DON .....	78
4.1.5	Ergebnisse Abschnitt DON -KEH .....	96
4.1.6	Ergebnisse Abschnitt KEH - SR .....	107
4.2	Hochwasserbeeinflussung durch Staustufensteuerung.....	115
4.2.1	Grundlagen .....	115
4.2.2	Die Staustufen Bertoldsheim, Bergheim und Ingolstadt .....	116
4.2.3	Die Staustufen Geisling und Straubing.....	119
4.2.4	Theoretisch mögliche Wirkung .....	124
4.2.5	Fazit.....	124
4.3	Kombinationswirkung ausgewählter Flutpolder .....	126
4.3.1	Betrachtete Standorte .....	126
4.3.2	Hydrologische Szenarien .....	127
4.3.3	Methodik „Kombinationsvariante A“ .....	128
4.3.4	Methodik „Kombinationsvariante B“ .....	129
4.3.5	Bewertungskriterien .....	132
4.3.6	Ergebnisse Abschnitt NU-DON .....	133
4.3.7	Ergebnisse Abschnitt DON-KEH .....	135
4.3.8	Ergebnisse Abschnitt KEH-SR .....	140
4.3.9	Aspekte zum Abschnitt SR-VI .....	145
4.3.10	Fazit.....	146
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung.....</b>	<b>152</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>155</b>
	<b>Tabellenverzeichnis.....</b>	<b>162</b>
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>163</b>
	<b>Anhang .....</b>	<b>166</b>



## 1 Einführung

### 1.1 Allgemeines

Im Rahmen des Projektes „Verzögerung und Abschätzung von Hochwasserwellen entlang der bayerischen Donau“ sollen größere potentielle Retentionsmaßnahmen entlang der bayerischen Donau ermittelt und deren Wirkung auf den Hochwasserabfluss untersucht werden. Insbesondere wird dabei auf die überregionale Wirkung und die Optimierung der Steuerung dieser Rückhalteräume eingegangen.

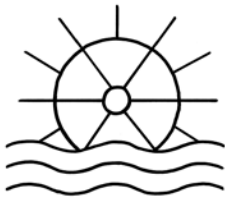
Um den komplexen Hochwasserverhältnissen an der Donau Rechnung zu tragen, werden dabei ausgewählte hydrologische Szenarien berücksichtigt, die exemplarisch verschiedene Hochwassertypen an der Donau nachbilden.

Dazu werden für die Bereiche Donauwörth bis Kelheim, Kelheim bis Straubing und Vilshofen bis Jochenstein zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle (HN-Modelle) erstellt. Für den Flussabschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth besteht bereits ein Modell aus einem früheren Forschungsprojekt der Technischen Universität München (im Folgenden TUM). Für den Bereich Straubing bis Vilshofen verfügt die RMD-Wasserstraßen GmbH über ein detailliertes Modell. Insgesamt wird also der gesamte bayerische Donaulauf abgebildet.

Mit Hilfe dieser Modelle gelingt es, den Ablauf von Hochwasserwellen im Untersuchungsgebiet zu simulieren. Sichtbar wird dabei der Einfluss von Vorland- und Aueüberflutungen, Stauhaltungen und Engstellen auf das Hochwassergeschehen. Somit können auch Veränderungen im Flusssystem untersucht und bewertet werden, beispielsweise die Reaktivierung möglicher Rückhalteflächen oder die Änderung der Betriebsregeln von Staustufen.

### 1.2 Untersuchungsgebiet

Für den Bereich zwischen Straubing und Vilshofen wird bereits im Rahmen der Untersuchungen zum Donauausbau ein Hochwasserschutzkonzept ausgeplant. Unterhalb von Vilshofen ist das Flusstal der Donau wieder sehr eng, so dass es keine geeigneten größeren reaktivierbaren Retentionsflächen gibt. Aus diesen Gründen beschränkt sich der Untersuchungsraum für mögliche Retentionsmaßnahmen auf den Bereich zwischen Neu-Ulm und Straubing. Im Donauabschnitt Straubing bis zur Landesgrenze in Jochenstein werden demnach lediglich die überregionalen Auswirkungen der untersuchten Hochwasserschutzmaßnahmen im Oberwasser analysiert. Abbildung 1 gibt einen Überblick über das



Untersuchungsgebiet und benennt die wichtigsten Orte und Zuflüsse. In Anhang 1 ist die Bayerische Donau nochmals übersichtlich abgebildet.

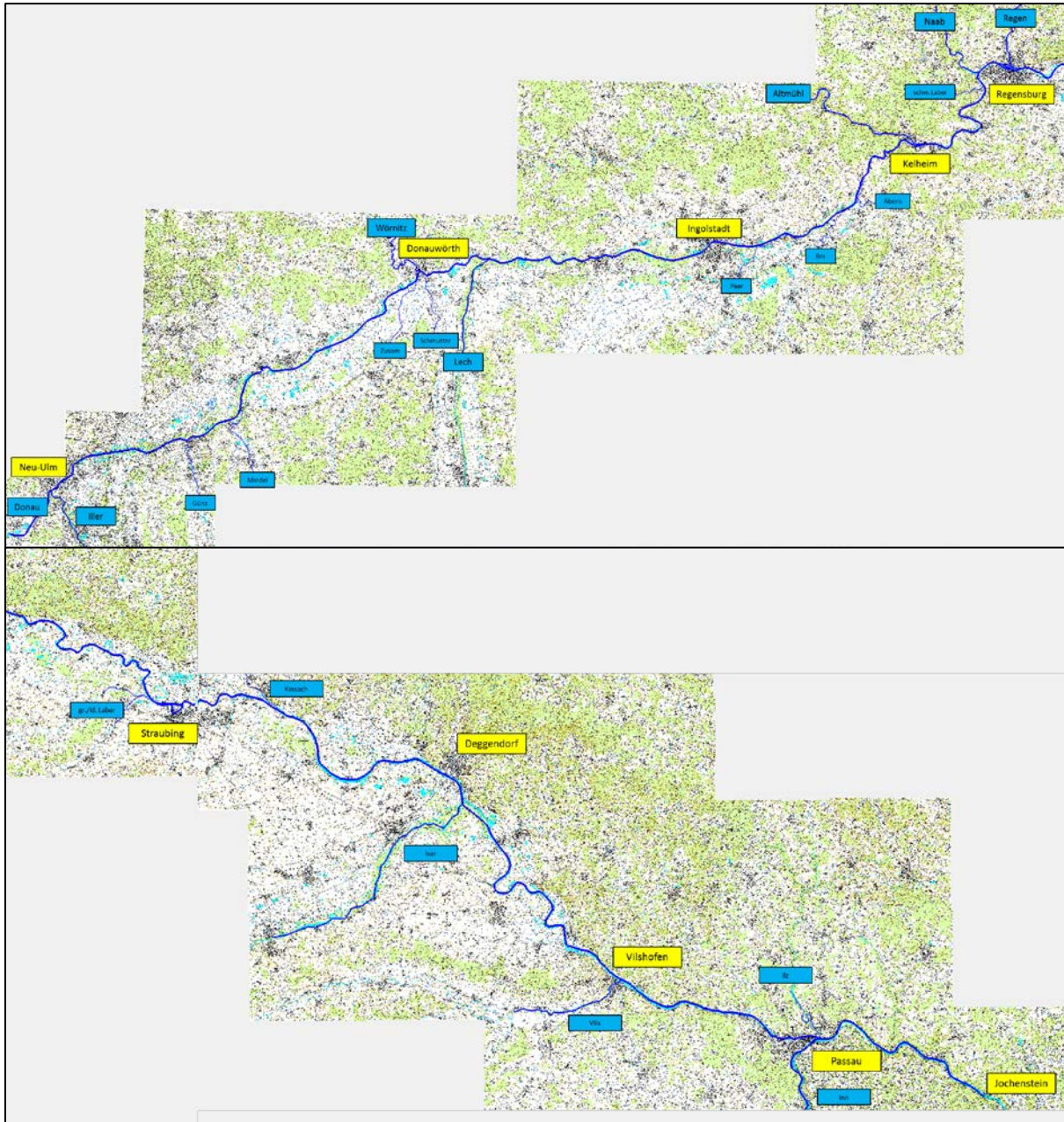


Abbildung 1: Überblick über das Untersuchungsgebiet zwischen Neu-Ulm und Jochenstein

### 1.3 Organisation

Der Auftrag für das Projekt wurde im Frühjahr 2009 erteilt. Bereits im Vorfeld wurden vom Sachbearbeiter Herrn Daniel Skublics Teile der historischen Betrachtungen (Kapitel 2) angestellt. Im Rahmen der Beauftragung wurden zunächst die beiden Donaumodelle Neu-



Ulm bis Donauwörth und Donauwörth bis Kelheim erstellt und kalibriert. Danach wurde das dritte Teilmodell der Donau Kelheim bis Straubing erstellt. Zudem wurden mögliche Flutpolderstandorte eruiert und katalogisiert. Nach der Abfassung des Zwischenberichts, auf dem dieser Schlussbericht aufbaut, wurde die Sachbearbeitung im Herbst 2010 an Herrn Marius Asenkerschbaumer übergeben. In diesem Projektabschnitt wurde das Teilmodell 5 Vilshofen bis Jochenstein erstellt. Im Bereich Straubing Vilshofen Teilmodell 4 wurden die Berechnungen von der RMD Wasserstraßen GmbH übernommen.

Dieser Abschlussbericht zeigt den Einfluss von Veränderungen im Flusssystem der Donau im Allgemeinen und die Wirkung konkreter, möglicher Maßnahmen im Speziellen auf und bewertet diese. Daher gliedert sich der vorliegende Bericht nach der Einführung in die folgenden drei Hauptteile:

- In Kapitel 2 werden bereits gewonnene Erkenntnisse über die Hochwasserwellenbeeinflussung aus Untersuchungen an der TUM zusammengefasst.
- In Kapitel 3 werden die für das Projekt erstellten Modelle und
- in Kapitel 4 schließlich das Vorgehen, die Ergebnisse und Bewertung konkreter Untersuchungen vorgestellt.



## 2 Hochwasserwellenbeeinflussung durch Hochwasserrückhalt

Die Auswirkungen von Veränderungen am Flusssystem auf den Hochwasserabfluss wurden schon in zahlreichen Studien untersucht.

Am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM wurden zwischen 2004 und 2008 im Rahmen des Forschungsprojektes „Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotentials und optimierter Steuerstrategien“ verschiedene Einflussmöglichkeiten auf den Hochwasserwellenablauf untersucht. Zudem sind zahlreiche Gutachten und wissenschaftliche Arbeiten über die Wirkung von Hochwasserrückhalt verfasst worden. 2008 wurde mittels einer Diplomarbeit ein Einblick in das historische Hochwassergeschehen an der bayerischen Donau gegeben. Durch die intensive Beschäftigung mit dieser Thematik ist ein umfassendes Wissen über die Situation an der Donau im Speziellen und über Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhalt im Allgemeinen vorhanden.

### 2.1 Entstehung von Hochwasser an der bayerischen Donau

Die Donau ist der zweitlängste Fluss Europas. Nach dem Einmünden der Iller wird die Donau zum bayerischen Fluss. Am letzten Pegel auf baden-württembergischer Seite hat sie ein Einzugsgebiet von lediglich rund 4.000 km<sup>2</sup> und das 100-jährliche Hochwasser beträgt 513 m<sup>3</sup>/s.

Beim Verlassen Bayerns ist das Einzugsgebiet (siehe Abb. 2) um das 19-fache auf über 77.000 km<sup>2</sup> angestiegen, und das 100-jährliche Hochwasser am Pegel Achleiten hinter Passau beträgt 8800 m<sup>3</sup>/s (HND, 2010).

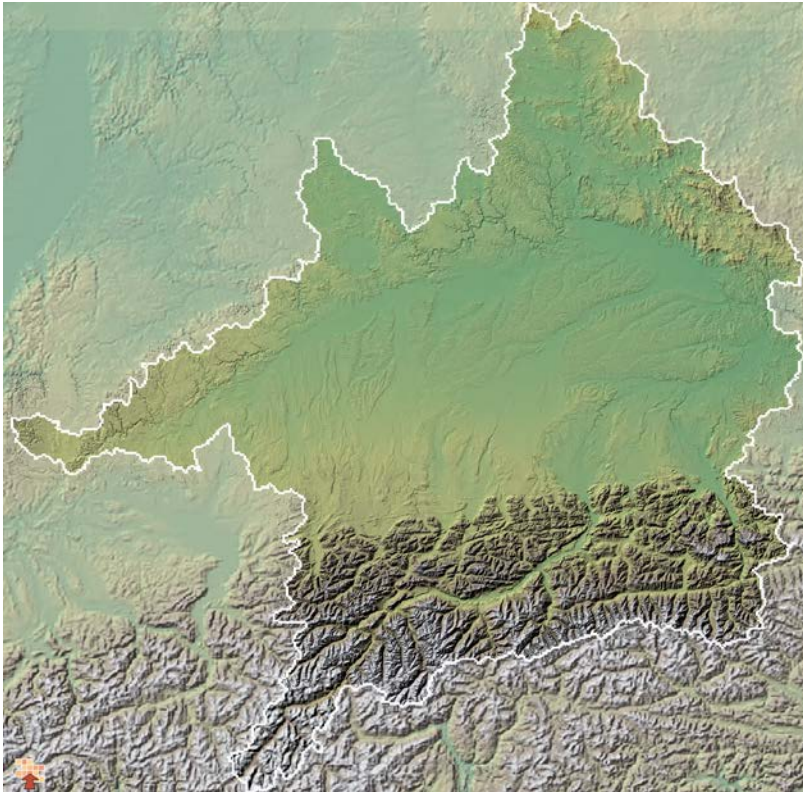


Abbildung 2: Einzugsgebiet bayerische Donau (Geländemodell) aus GLOWA (2010)

Aus diesen Zahlen wird bereits ersichtlich, wie dominant der Einfluss der Donauzubringer ist. Hochwasserereignisse an der bayerischen Donau sind in ihrem Erscheinungsbild sehr vielfältig. Die zahlreichen Nebenflüsse bringen ihre Abflüsse aus hydrologisch und meteorologisch sehr unterschiedlichen Einzugsgebieten. Maßgebenden Einfluss auf den Verlauf eines Hochwassers an der Donau hat das zeitliche Aufeinandertreffen der Hochwasserwellen von Donau und Zubringer.

Die meteorologische Vielfalt im Donaauraum ist Grund dafür, dass katastrophale Hochwasser selten den gesamten Donaulauf in gleicher Weise betreffen (Oberste Baubehörde Bayern, 1927).

### 2.1.1 Meteorologie

An den Nordhängen der Alpen sind die Niederschlagsmengen durch die dort aufsteigenden Luftmassen über das Jahr am größten. Das im Winterhalbjahr als Schnee gespeicherte Wasser kommt erst im Frühjahr, oft überlagert mit Starkregenereignissen, zum Abfluss. Im Böhmerwaldgebirge und im Bayerischen Wald regnen die von Westen kommenden warmen und damit wasserreichen Luftmassen ab. Dies kann im Winter auf gefrorenem Boden bzw. mit Abschmelzen der Schneedecke ebenfalls zu erheblichen Abflüssen führen. Durch kleinere Luftdruckzonen entstehen auch an den Rändern der Schwäbischen und





Fränkischen Alb sowie im Flachland größere Niederschläge (Oberste Baubehörde Bayern, 1927).

Somit kommen während des Sommerhalbjahres große Abflüsse zumeist von den alpinen Zuflüssen wie Iller, Lech, Isar und Inn. Im Winter und Frühjahr sind aber auch Taufloten aus den südlichen Mittelgebirgen mit hohen Abflüssen in Wörnitz, Altmühl, Naab und Regen zu erwarten.

Neben typischen Nord- und Nordweststaulagen ist eine besondere Hochwasserwetterlage die Vb-Wetterlage. Vom Atlantik kommende Tiefdruckgebiete sättigen sich dabei auf ihrem Weg in Richtung Osten über dem warmen Mittelmeer auf und schlagen über der Adria eine nordöstliche Route über die Balkanländer ein (siehe Abb. 3). Die feuchten Luftmassen werden dann gegen die Alpen oder die östlichen Mittelgebirge gedrückt und zum Aufsteigen und Abregnen gezwungen. Dabei kann der Schwerpunkt der Niederschläge mal mehr über den Allgäuer Alpen, den Ostalpen oder dem Erzgebirge liegen.

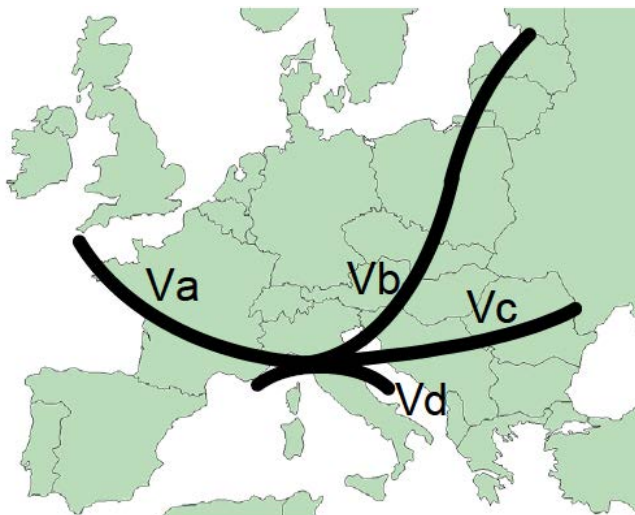


Abbildung 3: Zugrichtung eines Vb-Tiefdruckgebietes (LfU)

### 2.1.2 Hydrologische Unterteilung der Donau

Durch diese meteorologische Vielfalt und die unzähligen Kombinationsmöglichkeiten verschiedener Wetterlagen kommt es im komplexen Hochwassersystem Donau zu Hochwasserereignissen mit sehr unterschiedlichem Erscheinungsbild. Kritische Situationen können je nach Niederschlagsereignis unter Umständen auch nur in einzelnen Donauabschnitten auftreten. Wirksamer Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhalt muss daher in allen Flussabschnitten der Donau einsetzbar sein.

Die Donau lässt sich hydrologisch am besten in Abschnitte unterteilen, indem jeweils die Bereiche zwischen dominierenden Zuflüssen betrachtet werden. Der oberste bayerische Donauabschnitt bis zur Lechmündung ist hydrologisch vor allem vom Abflussgeschehen der Iller beeinflusst. Im nächsten Abschnitt zwischen Lech- und Naabmündung wird das Hochwassergeschehen oft maßgeblich vom Zufluss des Lechs dominiert. Naab und Regen können das Hochwassergeschehen des dritten Donauabschnitts bis zur Isarmündung



bestimmen. Weiter flussabwärts bis zur Inmündung beeinflusst die Isar stark das Abflussgeschehen und im fünften Abschnitt zwischen Passau und Landesgrenze spielt der Inn eine maßgebende Rolle.

Angesichts der in Kap. 1.1 bereits angesprochenen, für diese Untersuchung eingesetzten HN-Teilmodelle beziehen sich die Ergebnisauswertungen in den folgenden Kapiteln z. T. auf Untersuchungsabschnitte, die nach den maßgebenden Pegeln benannt werden:

- Neu-Ulm bis Donauwörth (Iller-dominierter erster Donauabschnitt)
- Donauwörth bis Kelheim (Lech-dominierter zweiter Donauabschnitt)
- Kelheim bis Straubing (oberer Teil des Naab/Regen-dominierten dritten Abschnitts)
- Straubing bis Vilshofen (z. T. Naab/Regen-, z. T. Isar-dominierter Abschnitt, in dem keine potentiellen Retentionsräume untersucht werden, da hierfür eigene Hochwasserschutzkonzeptüberlegungen im Rahmen der Planungen zum Donauausbau erfolgen)
- Vilshofen bis Jochenstein (z. T. noch Isar- sowie Inn-dominierter Abschnitt, in dem aber keine größeren Retentionsräume reaktivierbar sind).

### 2.1.3 Hochwasserereignisse der letzten Jahre

Um die Vorgänge, die zu einem extremen Hochwasserereignis führen können, zu veranschaulichen, soll an dieser Stelle kurz der Ablauf der vergangenen großen Hochwasserereignisse der jüngeren Zeit aufgezeigt werden.

Das Zusammentreffen ostatlantischer feuchtkalter Luftmassen mit einem Adriatief verursachte in der Staulage der Alpen das „**Pfingsthochwasser**“ **im Mai 1999**. Hinzu kam, dass durch ein starkes Vorregenereignis zwischen dem 11. und 17.05.1999 die Schneedecke bis in Höhen von 2000 m+NN abschmolz und die Böden weitestgehend wassergesättigt waren.

Am 20.05.1999 kam es dann zu einer Wetterlage, unter der sich ein Starkregenband zwei bis drei Tage lang über dem süddeutschen Raum halten konnte. Kalte feuchte Luftmassen wurden von einem Atlantikhoch südwestwärts Richtung Alpen gelenkt. Hinzu kamen feuchtwarme Luftmassen eines Adriatiefs, die sich über die kalte Atlantikluft schoben und an den Alpen zum Abregnen gezwungen wurden. Dadurch bildeten sich langandauernde Starkniederschläge, die lokal Tagessummen bis zu 243 mm aufwiesen (Wallgau-Obernach). Abbildung 4 zeigt die Niederschlagssummen zwischen dem 20. und 22. Mai 1999.

Das führte an vielen südbayerischen Flüssen zu Abflüssen hoher Wiederkehrzeit. Im Iller- und Lecheinzugsgebiet wurden an den Oberläufen Abflüsse gemessen, die seltener als alle 200 Jahre (lokal alle 500 Jahre) zu erwarten sind (LfW, 2003).

An der Donau war das Hochwassergeschehen stark vom Zufluss des Lechs geprägt. In Baden-Württemberg führte die Donau kein Hochwasser. Erst durch die Mündung der Iller entstand zwischen Neu-Ulm und Donauwörth ein 10- bis 20-jährliches Ereignis. Durch den



Lech, der mit 1500 m<sup>3</sup>/s Abfluss am Pegel Augsburg u. d. Wertach maßgeblich hochwasserbildend wirkte, entwickelte sich an der Donau bis Ingolstadt mit 2270 m<sup>3</sup>/s ein ca. 200-jährliches Hochwasserereignis (LfW, 2003).

Dies führte zu einem Deichbruch bei Neustadt. Die Hochwasserwelle flachte sich dadurch im weiteren Verlauf wieder etwas ab, auch weil die nördlichen Zuflüsse der Donau bei Regensburg (Naab und Regen) keine extremen Abflüsse aufwiesen. Erst durch den Zufluss der Isar wurde wieder eine Hochwasserwiederkehrzeit von bis zu 50 Jahren erreicht. Donauabwärts entschärfte sich die Hochwasserlage zunehmend, da am Inn bei Eintreffen der Donauwelle die höchsten Wasserstände bereits abgeklungen waren (Fischer, 2008b und LfW, 2003). Die Jährlichkeiten der Abflüsse in Bayern beim Hochwasser 1999 sind ebenfalls in Abbildung 4 dargestellt (LfW, 2003).

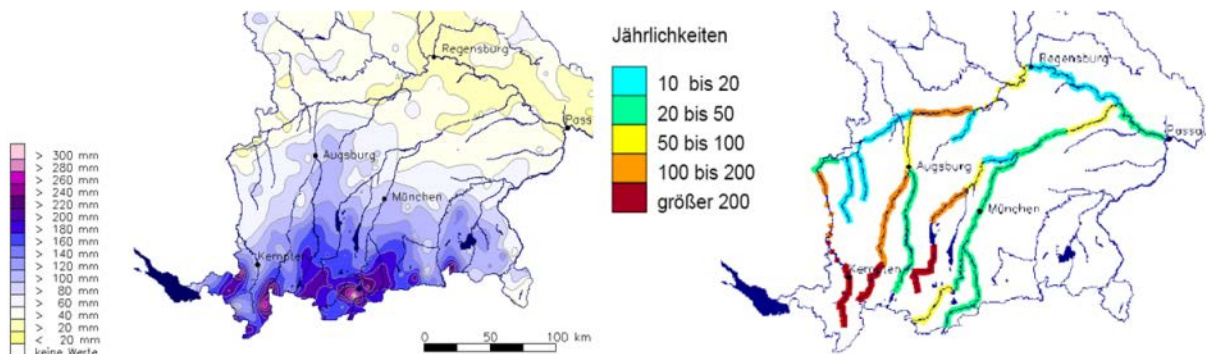


Abbildung 4: Niederschlagssummen und Jährlichkeiten der Abflüsse HW Mai 1999 (LfW)

Die Niederschläge, die zum **Hochwasserereignis im August 2002** führten, hatten ihren Schwerpunkt mehr über dem östlichen Bayern (siehe Abb. 5).

Hier brachte bereits am 6. und 7. August ein Tiefdruckgebiet über Norditalien starke Niederschläge. Ab dem 9. August kam durch ein weiteres Atlantiktief, das bis über das nördliche Mittelmeer abgelenkt wurde, Dauerregen zunächst über die westlichen Teile Bayerns, nach und nach aber auch über gesamt Südbayern. Ein Teil des Tiefdruckgebietes zog weiter über die Adria nach Nordosten (Vb-Route) und brachte wiederum dem Südosten auf die bereits vorgesättigten Böden, später auch im bayerischen Wald, extreme Niederschläge.

An der Donau kam es zwischen Neu-Ulm und Donauwörth zu einem Hochwasserereignis mit einer Wiederkehrzeit zwischen 5 und 10 Jahren. Unterhalb des Lechzuflusses stieg der Abfluss auf ein 10- bis 20-jährliches Ereignis an, was auch durch den extremen Zufluss des Regen, stellenweise mit einer Jährlichkeit über 200, bis Passau blieb. Unterhalb von Passau wurde durch den Zufluss des Inn schließlich ein Hochwasser erreicht, das statistisch nur alle rd. 50 Jahre vorkommt (siehe Abb. 5) (LfW, 2002).

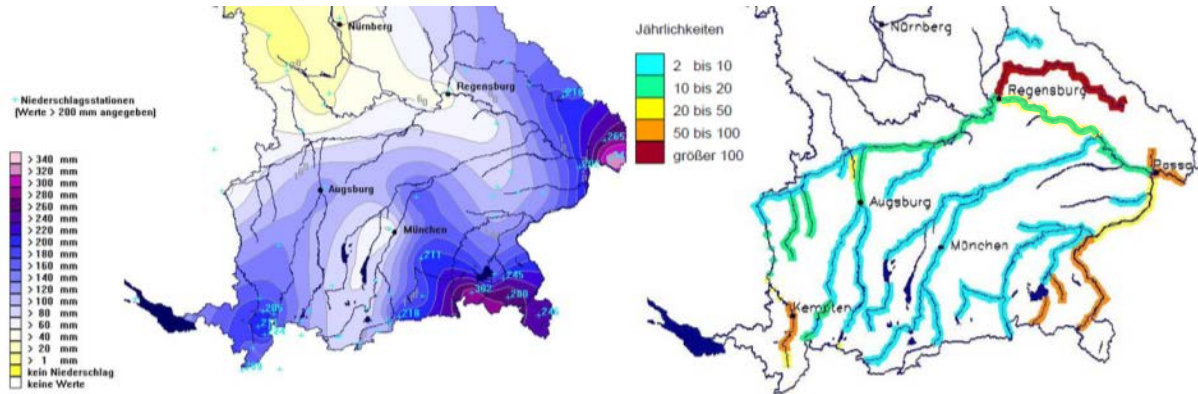
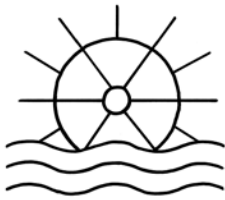


Abbildung 5: Niederschlagssummen und Jährlichkeiten der Abflüsse HW August 2002 (LfW)

Auch im **August 2005** konnte sich ein aus dem Norden heranziehendes Tief über dem Mittelmeerraum aufsättigen und dann auf einer Vb-Route über dem süddeutschen Raum abregnen. Auch hier waren die Bodenschichten durch einen im Allgemeinen verregneten August und durch Dauerniederschläge im Bereich des Chiemgaus weitestgehend gesättigt. Der Niederschlagsschwerpunkt lag dabei aber zentral über dem südlichen Bayern.

An der Donau wurden trotz der extremen Zuflüsse aus dem alpinen Raum nur Abflüsse mittlerer Jährlichkeiten gemessen. So entstand - mit dem Einmünden der Iller - bis Kelheim ein 20- bis 50-jährliches Hochwasserereignis. Dadurch, dass die nördlichen Zubringer Altmühl, Naab und Regen kaum Hochwasser führten, entspannte sich die Hochwassersituation im Bereich Regensburg. Erst mit dem Einmünden der Isar wurde wieder ein Wiederkehrintervall von 10 bis 20 Jahren erreicht. Die Abflüsse des Inn trafen zeitlich vor der Donauwelle in Passau ein, was zu einem lang andauernden, nicht aber zu einem extremen Hochwasserstand führte. Abbildung 6 zeigt für dieses Ereignis die summierten Niederschläge und die Jährlichkeiten der Abflüsse im Donauegebiet (LfU, 2008).

## Ündung

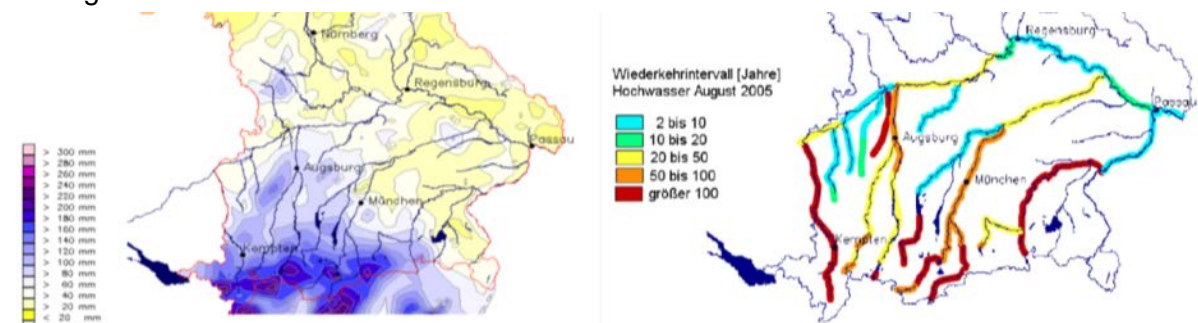
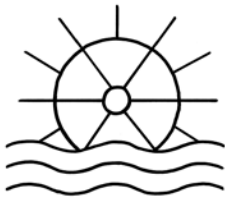


Abbildung 6: Niederschlagssummen und Jährlichkeiten der Abflüsse HW August 2005 (LfU)

Die hier beschriebenen Hochwasserereignisse sind Frühjahrs- und vor allem Sommerhochwasser, die ihre Niederschlagsschwerpunkte im Süden und Osten Bayerns hatten. Bereits die hieraus an der Donau entstandenen verschiedenartigen Hochwasser-



verhältnisse lassen erahnen, wie breit das Hochwasserspektrum an der Donau tatsächlich ist. Ein durch weitläufige Winterniederschläge im Flachland ausgelöstes Hochwasser wie das Märzhochwasser von 1988 (siehe Abb. 7) wurde hier nicht erläutert, kann aber auch zu vielen unterschiedlichen Abläufen führen.



Abbildung 7: HW März 1988 in Regensburg (HND)

Die Erscheinungsform der Hochwasserwellen an der Donau ist also stets sehr unterschiedlich. Schon Herr Oberregierungs- und Baurat J. Völkl bestätigte in seinem Hochwasserbericht 1954: „Es hat (...) wieder einmal aufs neue gezeigt, dass die Zahl der 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.“ (LfW, 2003, S. 30).

Aus diesem Grund muss ein umfassendes Konzept zum Hochwasserrückhalt für dieses komplexe Gewässer in allen hydrologischen Teilgebieten der Donau ausreichende steuerbare Retentionsvolumen vorsehen.



## 2.2 Der Istzustand an der Donau

Die Donau durchfließt in Bayern hauptsächlich ausgedehnte Talniederungen, im Norden gesäumt von dem Juraergebirge der Schwäbischen und Fränkischen Alb bzw. vom Bayerischen Wald, im Süden vom tertiären Hügelland. Diese Talebenen, die nach der letzten Eiszeit noch große Seen waren, werden durch zwei Juradurchbrüche (zwischen Steppberg und Neuburg und zwischen Neustadt und Regensburg) in die obere, mittlere und untere Donauebene untergliedert (Oberste Baubehörde Bayern, 1927). Die Talniederungen beherbergen nur noch wenige (weitestgehend) natürliche Überschwemmungsgebiete<sup>1</sup>.

Zum Teil wurden Flussauen durch die nach der Flussbegradigung einsetzende Eintiefung der Flusssohle von der Überflutungsdynamik abgeschnitten. Weite Bereiche sind aber auch durch Hochwasserschutzdeiche vor Überschwemmung geschützt. Im Bereich der Stauhaltungen wurde stellenweise eine natürliche Aueüberflutung durch Ausuferungsbereiche nachgebildet.

Bei Hochwasser werden also heutzutage sehr viel seltener und sehr viel geringere Flächen überschwemmt.

Der folgende Abschnitt beschreibt den Ist-Zustand an der bayerischen Donau vorwiegend am Beispiel des Pfingsthochwassers 1999. Es wird dabei auf den natürlich auftretenden Hochwasserrückhalt und auf künstlich unterstützten natürlichen Hochwasserrückhalt eingegangen. Außerdem werden bereits untersuchte Möglichkeiten, Hochwasserwellen durch Hochwasserrückhalt zu beeinflussen, beschrieben.

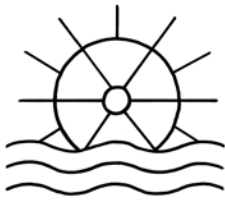
### 2.2.1 Natürliche Rückhalteflächen an der heutigen Donau

Während des Pfingsthochwassers 1999 traten stellenweise große Ausuferungen auf. Abbildung 8 zeigt die von der TUM berechneten Überflutungsflächen und gibt die Art der Ausuferung an. Im Folgenden werden einige Beispiele der heute noch vorhandenen, als Rückhalteflächen dienenden natürlichen Überschwemmungsgebiete ausführlicher diskutiert.

**Der Riedstrom** ist der größte noch vorhandene natürliche Rückhalteraum der bayerischen Donau. Er erstreckt sich über ca. 25 km südlich der Donau **von Faimingen bis Donauwörth**. Gespeist wird der Riedstrom bei kleineren Hochwasserereignissen durch Überstauregelungen an den Donaustaustufen und definierte Ausleitungsstellen. Durch gezielten Überstau wird die Donau bei Abflüssen von über 700-750 m<sup>3</sup>/s vor der Stauhaltung zur Ausuferung gebracht. Bei größeren Hochwasserereignissen kann durch die

---

<sup>1</sup> Der Begriff „*Überschwemmungsgebiet*“ wird im Folgenden für tatsächliche vorliegende Bereiche, die die bei Hochwasser überschwemmt oder durchflossen und z. T. amtlich festgesetzt werden (s. WHG), verwendet. Als „*Überflutungsflächen*“ werden die durch die Simulationen berechneten überfluteten Gebiete bezeichnet.



Staustufensteuerung die natürliche Ausuferung nicht mehr beeinflusst werden (Fischer, 2008a).

Der Abfluss im Riedstrom verläuft dann u. a. durch zahlreiche Grabensysteme parallel und hydraulisch weitgehend getrennt von der Donau (kleinere Interaktionen finden immer wieder über südliche Zuflüsse und die Binnenentwässerungssysteme der Staustufen statt), bis er hauptsächlich mit der Zusam bei Donauwörth wieder in die Donau zurückfließt (siehe Abb. 9).

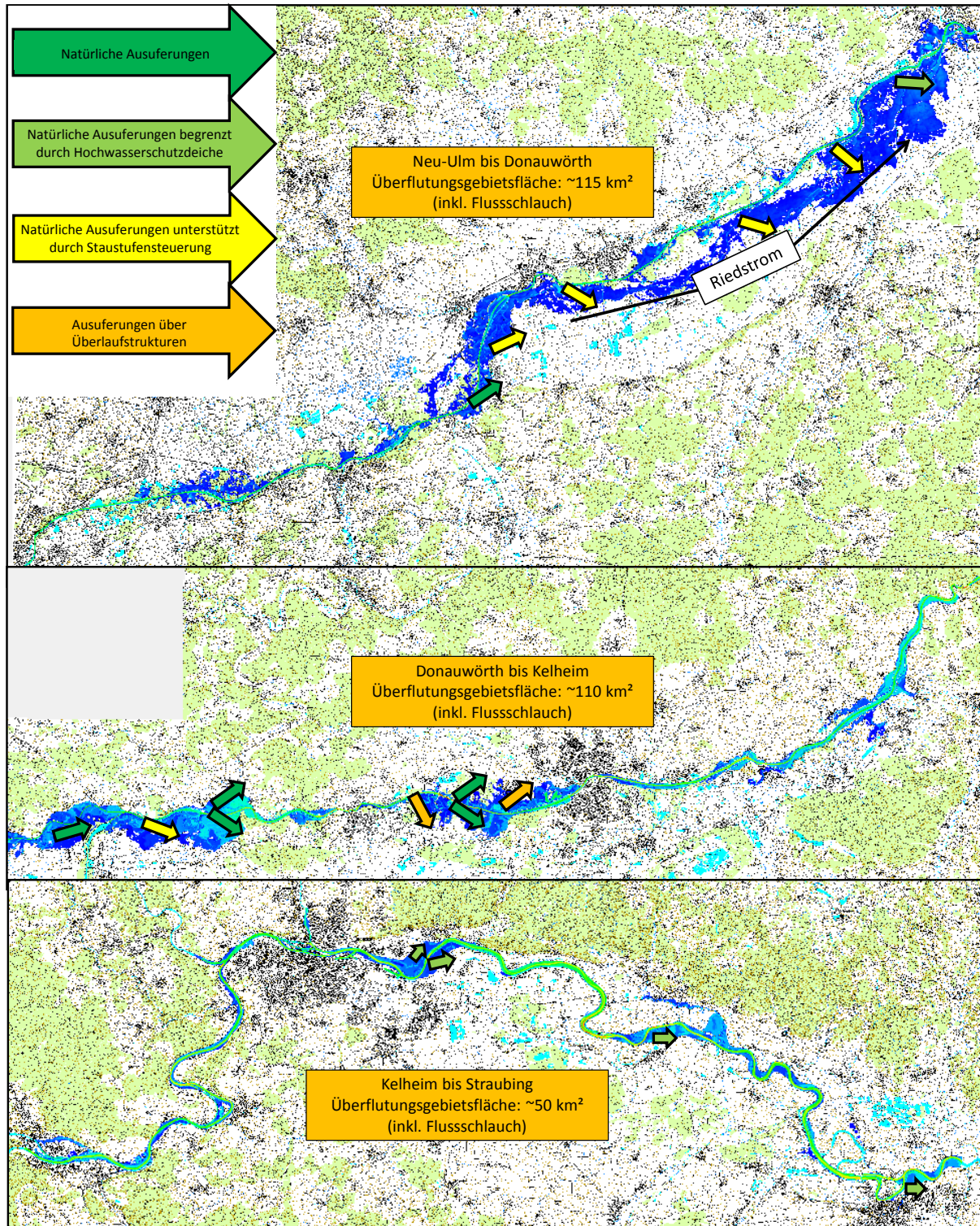


Abbildung 8: Berechnete Überflutungsflächen und Art der Ausuferung im Untersuchungsgebiet (bis einschließlich Straubing) (Basis: Pfingsthochwasser 1999)





Dabei ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit im Riedstrom gegenüber dem Hauptgerinne etwa um das 10-fache verlangsamt. Dies führt zu einer Entzerrung der beiden Teilströme der Hochwasserwelle und zu einer Verzögerung und Abflachung der Hochwasserspitze nach Wiedereinleitung des Riedstroms (Fischer, 2008a).

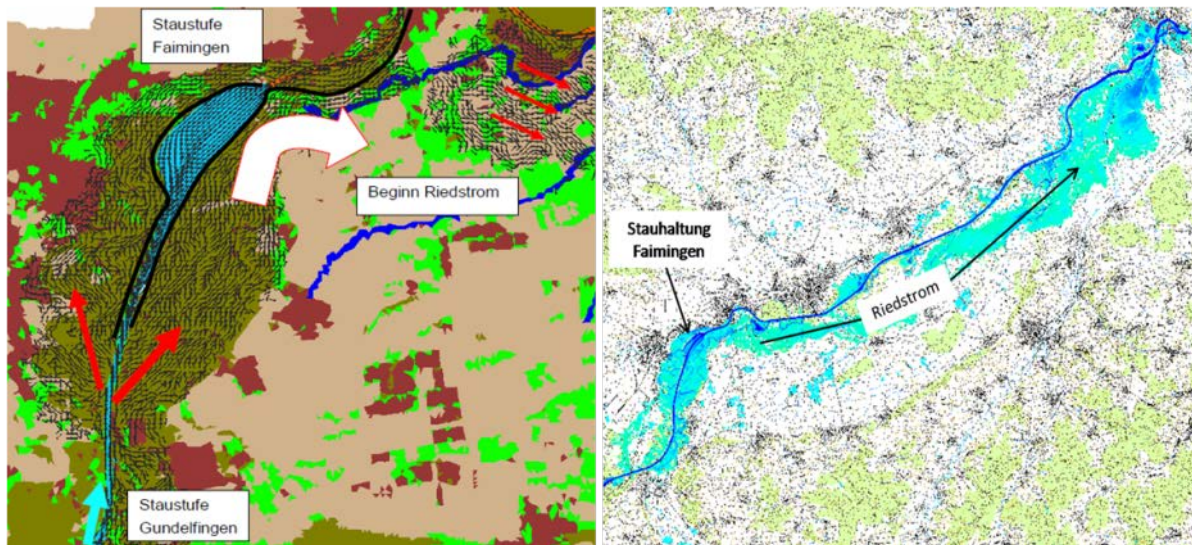


Abbildung 9: Ausuferungen in den Riedstrom (links) und Verlauf des Riedstroms (rechts)

Abbildung 10 zeigt, dass ohne die Aktivierung des Riedstroms die Hochwasserspitze beim Pfingsthochwasser 1999 am Pegel Donauwörth um gut  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  höher und um etwa 16 h beschleunigt wäre. Diese Umstände hätten durch ein ungünstigeres Zusammentreffen mit der Hochwasserwelle des Lechs in Ingolstadt statt einem 200-jährlichen Hochwasserereignis ein über 500-jährliches Hochwasserereignis zur Folge gehabt (Fischer, 2008).

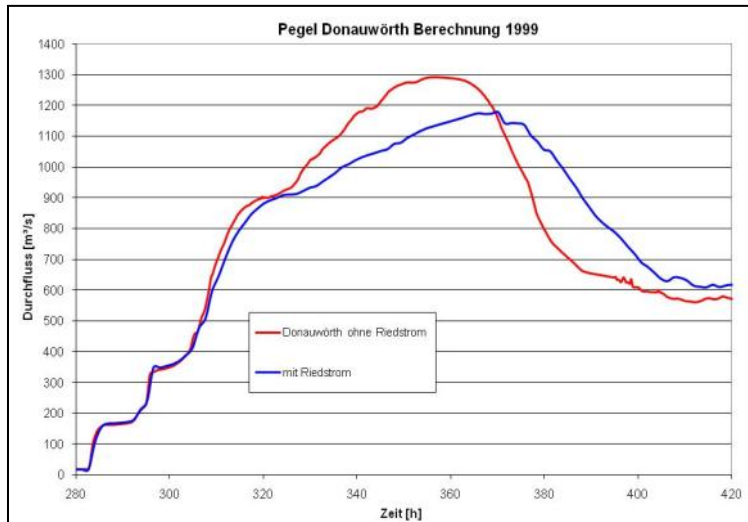


Abbildung 10: Berechnete Durchflüsse Donauwörth mit / ohne Riedstromaktivierung  
(Basis: Pfingsthochwasser 1999)

Eine ähnliche Berechnung mit einer synthetisch erzeugten Ganglinie, die einen 100-jährlichen Spitzenabfluss aufweist, zeigt, dass der Riedstrom auch bei größeren Ereignissen einen sehr deutlichen, positiven Einfluss auf das Hochwassergeschehen hat. Grund dafür ist, dass durch seine fließpolderähnlichen Eigenschaften eine Überlastung des Rückhalteraums kaum möglich ist.

In einigen Abschnitten an der Donau werden die natürlichen Überflutungen durch Überlaufbereiche oberhalb von Staustufen unterstützt. Dies ist i. d. R. in den jeweiligen Bescheiden aufgenommen worden, um die Einwirkung des Staustufenbaus auf die Überflutungsdynamik zu kompensieren.

Ein weiteres natürliches Überschwemmungsgebiet erstreckt sich **zwischen Donauwörth und der Steppberger Enge** (siehe Abb. 12). Unterhalb von Donauwörth treten Überschwemmungsflächen zunächst beidseitig auf. Nach der Lechmündung fließt der Auestrom südlich parallel zur Stauhaltung Bertoldsheim, um dann unterhalb der Staustufe durch die Steppberger Enge wieder in die Donau zurückgeführt zu werden. Unterhalb der Staustufe Bertoldsheim treten auch linksseitig wieder natürliche Ausuferungen auf.

Auch hier gibt es neben den natürlichen Ausuferungen Unterstützung durch künstliche Bauten und Betriebsregeln. Vor der Stauhaltung Bertoldsheim ist auf der orographisch rechten Seite eine Überlaufstrecke angeordnet (siehe Abb. 11). Das Ausuferen bei Hochwasser wird durch einen planmäßigen Überstau entsprechend den Betriebsvorschriften der Staustufe Bertoldsheim unterstützt (Fischer, 2006).



Abbildung 11: Überlaufstrecke vor der Stauhaltung Bertoldsheim

In Abbildung 12 werden die berechneten Überflutungsflächen während des Pfingsthochwassers 1999 im Bereich zwischen Donauwörth und der Steppberger Enge dargestellt.

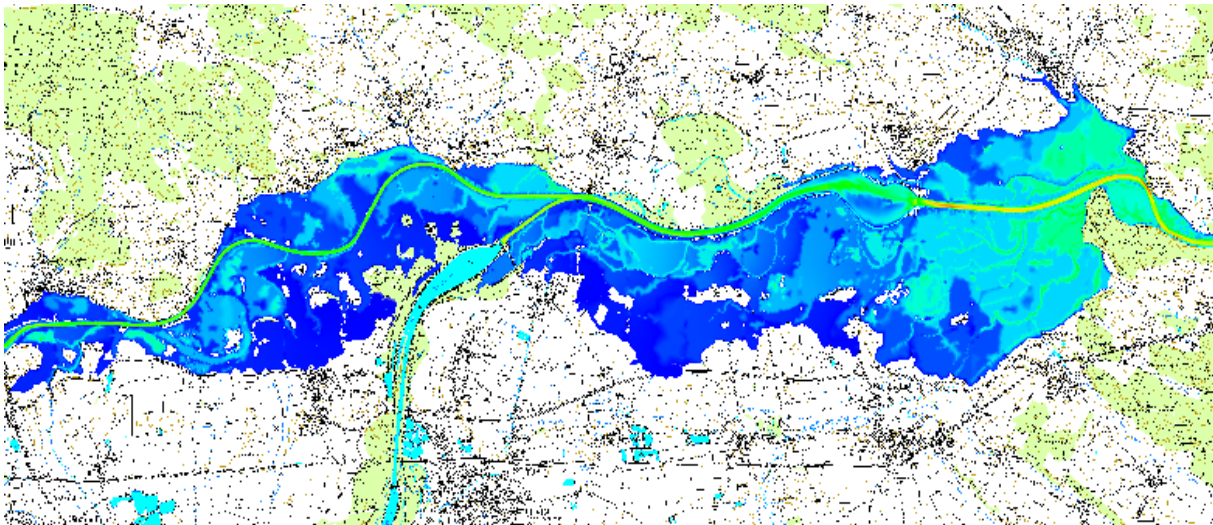


Abbildung 12: Berechnete Überflutungsflächen zwischen Donauwörth und Steppberger Enge  
(Basis: Pfingsthochwasser 1999)

Nimmt man für diesen ganzen Abschnitt die Überflutungsmöglichkeiten heraus, so erhält man am Pegel Neuburg, im Vergleich zum Ist-Zustand, die in Abbildung 13 rot dargestellte Ganglinie. Dadurch wird ersichtlich, dass das genutzte Retentionsvolumen von ca. 65 Mio. m<sup>3</sup> die Hochwasserwelle stark verzögert und auch den Scheiteldurchfluss um knapp 100 m<sup>3</sup>/s absenken kann. Eine nur theoretisch mögliche horizontale Kappung der Hochwasserwelle durch gezielte gesteuerte Retention (z. B. durch Flutpolder mit entsprechendem Retentionsvolumen) könnte eine Scheitelminderung von ca. 600 m<sup>3</sup>/s bewirken (siehe Abb. 13).

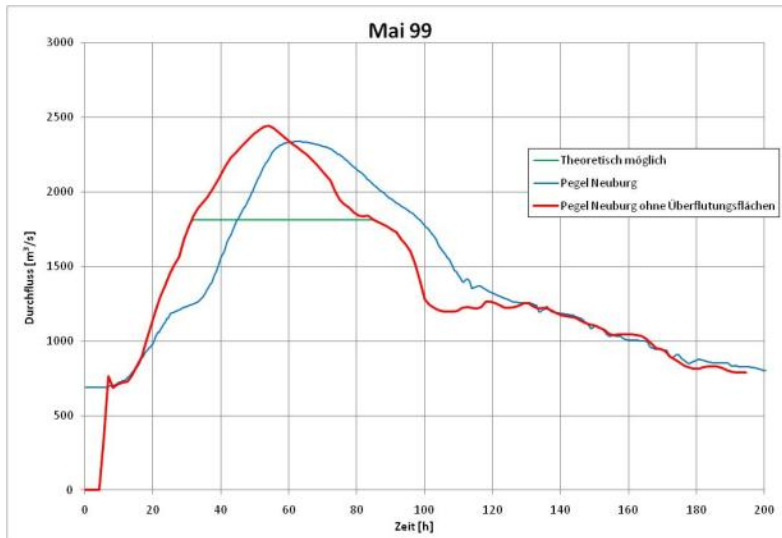
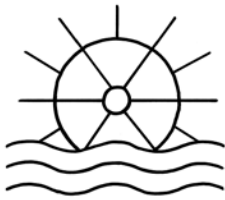


Abbildung 13: Berechnete Durchflüsse Neuburg mit / ohne Aueüberflutung (Basis: Pflingsthochwasser 1999)

Im Bereich der **Stautufen Bergheim und Ingolstadt** sind beidseitig der Donau noch natürliche Überschwemmungsgebiete vorhanden. Ein Teil der Aueüberflutung wird aber auch an Überlaufstrukturen durch Überstauregelungen kontrolliert erzeugt. Insgesamt wurden beim Pflingsthochwasser 1999 hier rd. 30 Mio. m<sup>3</sup> in die Aue geleitet.

Im Staubereich der Stauhaltung Bergheim ist der Stauhaltungsdamm auf einer Länge von ca. 100 m abgesenkt und befestigt (siehe Abb. 14). Der Wasserstand im Stauhaltungsbereich wird entsprechend der Überstauregelung an der Staustufe Bergheim beeinflusst. Ab einem bestimmten Wasserstand wird ein Teil des Abflusses orographisch rechts über Gräben und Flutmulden in den Auwald geleitet und fließt vor der Stauhaltung Ingolstadt wieder der Donau zu (siehe Abb. 15).

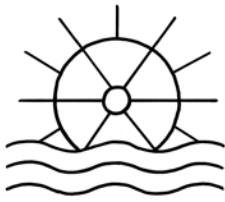


Abbildung 14: Überlauf Stauhaltung Bergheim (links); schwarzer Damm (rechts)

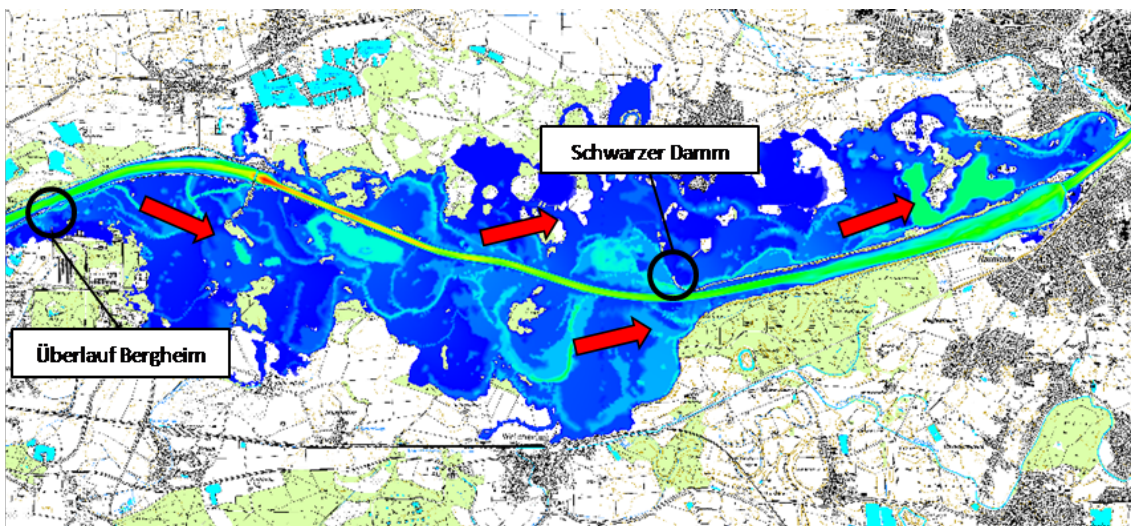


Abbildung 15: Berechnete Überflutungsflächen zwischen Bergheim und Ingolstadt  
(Basis: Pfingsthochwasser 1999)

Im Oberwasser der Staustufe Ingolstadt gibt es auf der orographisch linken Seite ebenfalls eine Überlaufstrecke und eine entsprechende Überstauregelung in den Betriebsvorschriften. Über den sogenannten „Schwarzen Damm“ (siehe Abb. 14) wird der Auebereich nördlich der Stauhaltung Ingolstadt geflutet. Das ausgeleitete Wasser wird dann direkt unterhalb der Staustufe Ingolstadt wieder der Donau zugeführt (siehe Abb. 15) (Fischer, 2006).

Die Wirksamkeit dieser Retentionsflächen wurde ähnlich wie im oberen Abschnitt untersucht, indem bei einem Rechenlauf keine Ausuferungen zugelassen wurden. Abbildung 16 zeigt die Ergebnisse dieser Berechnung. Dadurch, dass die Ausuferungen erst ab einem relativ hohen Wasserstand beginnen und die zur Verfügung stehende Fläche relativ groß ist, kann der Hochwasserscheitel verzögert und um ca. 200 m<sup>3</sup>/s verringert werden. Eine nur theoretisch mögliche horizontale Kappung der Hochwasserwelle durch gezielte gesteuerte Retention (z.



B. durch Flutpolder mit entsprechendem Retentionsvolumen) könnte eine Scheitelminderung von  $350 \text{ m}^3/\text{s}$  bewirken (siehe Abb. 16). Aufgrund der Simulationsdauer wird das Entwässern der gefluteten Auebereiche nicht komplett erfasst, was im geringeren Volumen der Hochwasserwelle des Ist-Zustandes (blau) erkennbar ist.

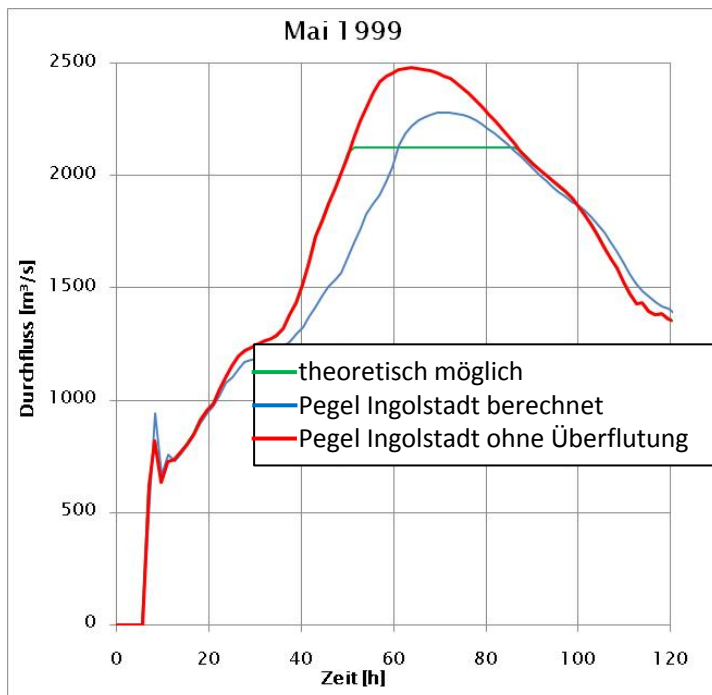


Abbildung 16: Berechnete Durchflüsse Ingolstadt mit / ohne Aueüberflutung  
(Basis: Pfingsthochwasser 1999)

**Zwischen Regensburg und Straubing** gibt es zwischen den Donaudeichen nur noch sehr wenige natürliche Ausuferungsflächen. Auch hat in diesem Bereich die Vorlandretention nur geringe Auswirkungen auf das Hochwassergeschehen. Beim Hochwasserereignis Pfingsten 1999 wurde beispielsweise das Vorland zwischen dem Pegel Schwabelweis und der Staustufe Geisling mit ca. 5 Mio.  $\text{m}^3$  beaufschlagt (Abb. 17). Ähnliche Überflutungen traten auch noch auf Höhe der Ortschaft Pfatter und nach Straubing auf.

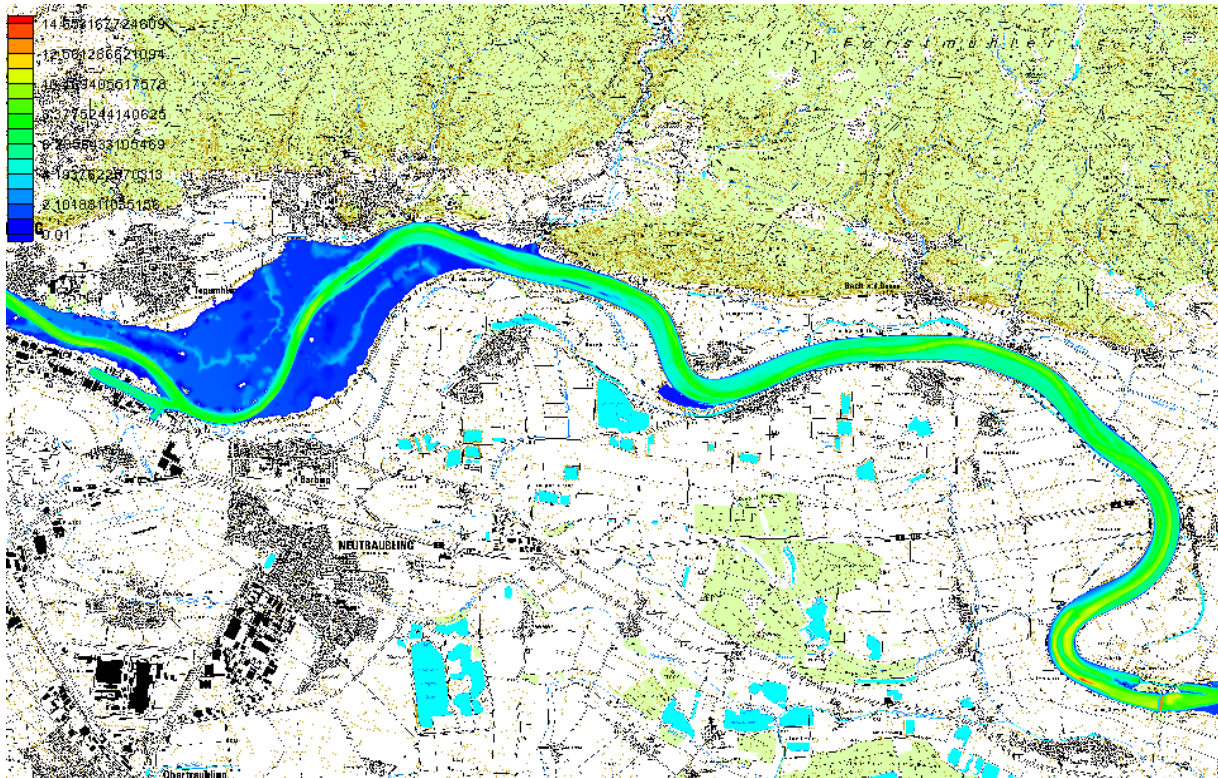
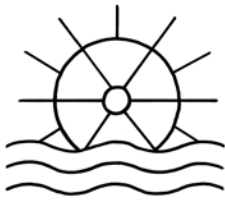
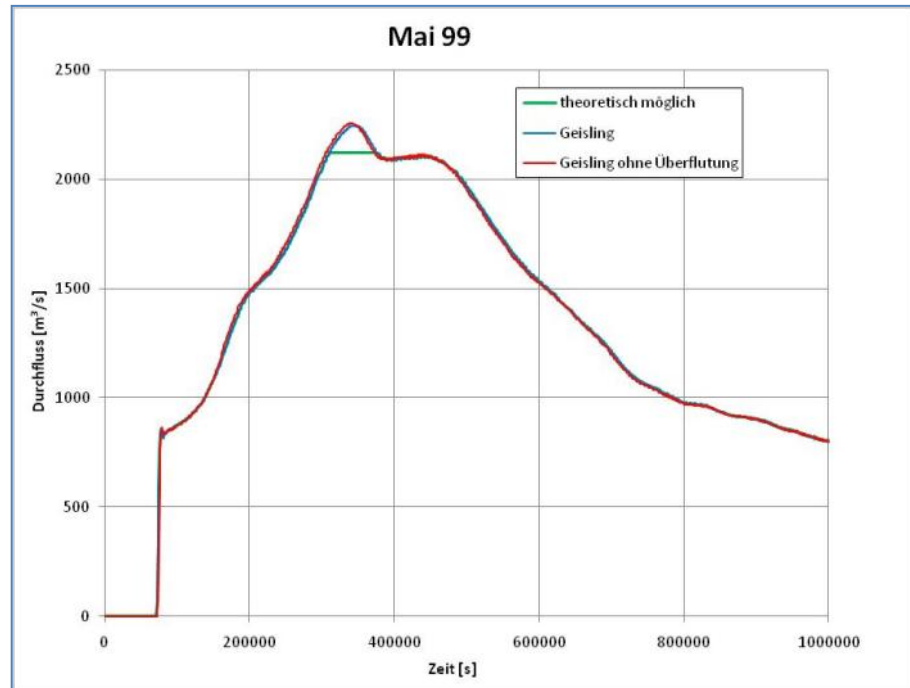


Abbildung 17: Berechnete Ausuferungen unterhalb des Pegels Schwabelweis  
(Basis: Pfingsthochwasser 1999)

Um die Wirkung dieser zwischen den Hochwasserschutzdeichen liegenden Retentionsflächen zu visualisieren, wurde der in Abbildung 17 dargestellte Flussabschnitt ohne Vorlandüberflutung, aber mit gleicher Beaufschlagung numerisch simuliert. Durch den Vergleich der Hochwasserwellen an der Staustufe Geisling (siehe Abb. 18) wird ersichtlich, wie wenig sich die Überflutung dieser Flächen auf die Hochwasserwelle auswirkt. Schon bei Überschreiten des bordvollen Abflusses werden diese Flächen mit Wasser gefüllt, wodurch beim Durchgang des Hochwasserscheitels kaum Retentionseffekte auftreten können. Dies verdeutlicht gleichzeitig auch die Wirkung einer Deichrückverlegung an der Donau. Das theoretisch mögliche Potential<sup>2</sup> dieser Flächen ist ebenfalls in Abbildung 18 dargestellt. Für diese theoretische Untersuchung wird das zur Verfügung stehende Volumen vereinfacht horizontal von der Hochwasserspitze abgeschnitten.

<sup>2</sup> Ohne den Deichbruch in Neustadt, woraus der kleine „Knubbel“ auf der Welle resultiert, wäre das theoretisch mögliche Potential einer Abflussverminderung deutlich geringer.



ist

Abbildung 18: Berechnete Durchflüsse Geisling mit / ohne Überflutungsflächen  
(Basis: Pfingsthochwasser 1999)

**Zwischen Straubing und Vilshofen** wurden bis in die 50iger Jahre über 240 Deichkilometer errichtet. Das bestehende Deichsystem bietet momentan allerdings in weiten Bereichen nur Schutz bis zu einem 30-jährlichen Hochwasser (Quelle RMD, Folien). Bei Überschreiten dieser Bemessungsgröße ist im aktuellen Zustand von einer deutlichen Retentionswirkung und einer Reduktion des Hochwasserscheitels durch ungesteuerte Flutung größerer Polderflächen auszugehen. Vertiefte Untersuchungen zum Hochwasserschutz werden in diesem Bereich aktuell von der RMD Wasserstraßen GmbH im Zuge der Planungen zum Donauausbau durchgeführt und sind nicht Inhalt dieser Studie.

Im untersten bayerischen Donauabschnitt zwischen **Vilshofen und Jochenstein** liegen keine relevanten Retentionsräume vor, da die Donau sich über weite Strecken ins Tal eingeschnitten hat und keine ausgeprägten Flussauen aufweist. In Abbildung 19 sind die Überflutungsflächen der Donau für das Pfingsthochwasser 1999 dargestellt, das in diesem Abschnitt allerdings nur eine Größenordnung von ca.  $HQ_{20}$  erreichte. Ein weiteres fiktives Szenario mit stationärem Abfluss bis  $HQ_{100}$  am Pegel Passau Ilzstadt ( $8800 \text{ m}^3/\text{s}$ ) zeigt, dass sich auch in diesem Abflussspektrum keine nennenswerten Retentionsflächen ergeben.

Aus den vorgenannten Beispielen ist ersichtlich, welche Wirkungen verschiedene an der Donau noch vorhandene natürliche Retentionsräume generell auf den Hochwasserabfluss haben können.



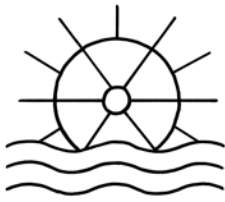


Abbildung 19: Berechnete Überflutungsflächen zwischen Vilshofen und Jochenstein  
(Basis: Pfingsthochwasser 1999)

## 2.3 Die historische Donau

Um die natürliche Retention an Fließgewässern besser verstehen zu können, bedarf es eines Blickes in die Vergangenheit auf ein noch nicht anthropogen beeinflusstes System. So kann beurteilt werden, wie sich die Veränderungen, die der Mensch am Fluss vorgenommen hat, auf den Hochwasserabfluss auswirken. Pauschalisierungen, dass ein historischer Fließgewässerzustand als der beste Zustand bezüglich des Hochwasserabflusses zu sehen ist, sind leider weit verbreitet. Festgehalten werden kann allerdings, dass Hochwasser von Natur aus weniger eine zerstörerische, sondern vielmehr eine umgestaltende, natürliche Gewalt ist. Erst der Mensch, durch den Drang in Flusstälern zu siedeln, hat ein Schadenspotential geschaffen, wodurch größere Hochwasserereignisse für ihn zur Bedrohung geworden sind (Göttle, 2003).

Im Folgenden wird die Situation an der historischen Donau beschrieben, die Bedrohung durch Hochwasser und die Veränderungen, die am Flusssystem vorgenommen wurden. Anschließend werden die Ergebnisse einer hydrodynamischen Simulation der historischen Donau vorgestellt.

### 2.3.1 Der Lebensraum historische Donau

Der Zivilisationsprozess in Europa wurde von der Donau als Ost-West-Achse maßgebend beeinflusst. Schon zur Keltenzeit ist die Nutzung des Stromes als Schifffahrtsstraße belegt. Auch für die Römer war die Donau Grenz-, Verbindungs- und Handelsweg (Danišovič P; Vršanský, P., 1993). Die Donau verband alle Güter der Regionen. Über die Alpenflüsse Iller, Lech und Isar kam Holz, der Inn, die Salzach und die Traun brachten Salz an die Donau. Eisen kam zum einen aus der Oberpfalz über die Naab und zum anderen über die Enns aus der Steiermark. Altmühl und Naab verbanden die Güter aus dem Nürnberger Raum mit den



Waren des Ostens (Verband obere Donau, 1961). Das führte zu Wohlstand und wirtschaftlicher Bedeutung der Donaustädte (siehe Abb. 20).

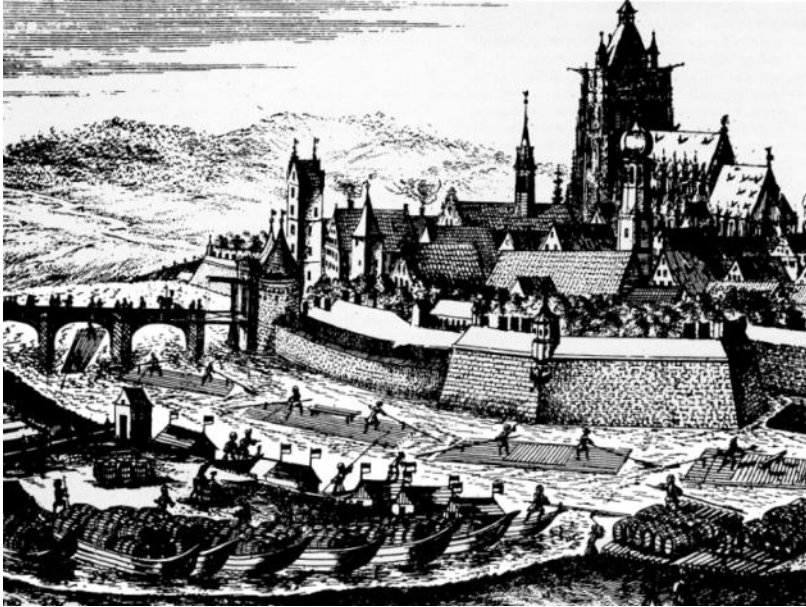


Abbildung 20: Lebensraum Donau

Aber auch die Donauniederungen waren aufgrund der fruchtbaren Böden schon früh bedeutungsvoll für den Menschen. Intensivere landwirtschaftliche Nutzung war allerdings erst nach der Flusskorrektur möglich.

### 2.3.2 Hochwasser in der Historie

Früher verursachten Hochwasserereignisse hauptsächlich große Schäden am Kulturland. Vernichtung der Saat, Ausfaulen der Grasnarbe, Vermurung und Bodenversauerung waren die Schäden, die üblicherweise und regelmäßig durch Hochwasser hervorgerufen wurden. Folgen davon waren Tierseuchen, Verteuerungen und die Beantragung von Steuernachlässen (Kern-Kernried, 1874).

Schäden an der Infrastruktur, den Brücken und Häusern wurden meist durch Taufuten in Verbindung mit Eisstößen verursacht. Uferabbrisse bedrohten niedergelegene Orte, aber auch die Hochufer waren zeitweise von Abriss gefährdet. Bis 1840 war die Malaria im Donautal weit verbreitet und Seuchen verbreiteten sich rasch (Kern-Kernried, 1874).

Aber auch abseits von Hochwasserereignissen war die Donau „(...) 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, S. 15).



### 2.3.3 Anthropogene Veränderungen im Flusssystem

Noch bis 1800 war die Donau ein weitestgehend natürliches Fließgewässer. Kleinere Schutzbauten und Wälle konnten nicht verhindern, dass der Flusslauf der Donau sich fortlaufend verlagerte und bei Hochwasser das gesamte Donautal überflutet werden konnte. Anfang des 19. Jh. wurde deshalb eine Reihe von Durchstichen an der oberen und mittleren Donau vorgenommen (siehe Abb. 21).



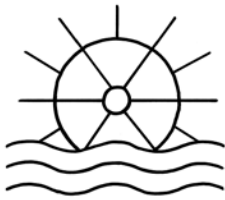
Abbildung 21: Anfang des 19. Jh. geplante Durchstiche oberhalb Donauwörth (zwischen Erlingshofen und Riedlingen) (Riedl)

Die Korrektur der Donau dauerte von 1806 bis 1867. Durch die Verkürzung der Fließstrecken, das Einengen des Fließquerschnitts und die Befestigung der Ufer wurde eine erhöhte Schleppspannung erzeugt und der Fluss tiefte sich planmäßig ein. Unterstützt durch Entwässerungsgräben und den sinkenden Grundwasserspiegel wurden die Auenbereiche wirkungsvoll entwässert und landwirtschaftlich besser nutzbar gemacht.

Die ersten zusammenhängenden und vollwertigen Deichsysteme wurden aber erst ab 1912 errichtet (Oberste Baubehörde Bayern, 1927).

Zur Verhinderung einer weiteren unkontrollierten Eintiefung der Donau und zur Stützung des immer weiter absinkenden Grundwasserspiegels wurden ab 1950 Staustufen errichtet. Das aufgestaute Potential wird bis heute in Wasserkraftwerken zur Energieerzeugung genutzt.

Die Vertiefung der Flusssohle durch die Begradigung und das Anlegen von Hochwasserschutzdeichen führte zunächst zu einer lokalen Verbesserung der Hochwassersituation. Da dadurch die Hochwasserwelle beschleunigt wird und weniger Wasser in der Flussaue zurückgehalten werden kann, hat dies aber möglicherweise auch eine Problemverlagerung nach Unterstrom zur Folge.



Ob der ungesteuerte und natürliche Hochwasserrückhalt in der Aue, wie er vor der Flusskorrektur möglich war, bei extremen Hochwasserereignissen noch Einfluss auf den Maximalabfluss hatte, ist allerdings fraglich und wird in den anschließenden Kapiteln untersucht.

### 2.3.4 Hochwasseruntersuchungen an der historischen bayerischen Donau mit Hilfe zweidimensionaler numerischer Simulation

Um die historische Hochwassersituation an der Donau zu analysieren, wurden die im Rahmen der Forschungsprojekte erstellte Geländemodelle (Neu-Ulm bis Donauwörth, Donauwörth bis Kelheim, Kelheim bis Straubing) entsprechend verändert, angepasst und für eine numerische Simulation eines Hochwasserereignisses verwendet.

Für die Modellierung des Flussschlauches wurden historische Karten von Adrian von Riedl verwendet, die zwischen 1806 und 1808 angefertigt wurden (siehe Abb. 22). Die Karten zeigen somit den Zustand an der bayerischen Donau vor der Flussregulierung. Das Kartenwerk mit dem Titel: „Donau-Strom von der Schwäbischen Gränze durch Baiern bis an die Oesterreichische“ wurde allerdings nie vollendet, da Adrian von Riedl im Februar 1809 verstarb.



Abbildung 22: Historischer Flusslauf bei Dillingen. Karte von Adrian von Riedl

Aus den Modellen wurden sämtliche Stauhaltungsdämme und Hochwasserschutzdeiche sowie die meisten Straßen und Bahnlinien eliminiert (siehe Abb. 23). Die Landnutzung beschränkte sich zu dieser Zeit hauptsächlich auf extensive Grünlandnutzung und wurde entsprechend abgebildet. Über die Eintiefung der Donausohle gab es wenige konkrete Angaben. So war beispielsweise die Sohllage am Pegel Dillingen bis 1840 im Gleichgewicht. Infolge der Korrektur tiefte sich die Sohle bis 1870 aber dann um ca. einen Meter ein. Dadurch stieg das Gefälle der Iller zur Donau hin und es kam in den folgenden 10 Jahren wegen erhöhten Geschiebetransports der Iller zu einer leichten Auflandung der Sohle. Seitdem setzte sich die Eintiefung aber kontinuierlich fort (RMD, 1956 bis 1981).

Aus diesem Grund wurden für die historischen Sohllagen der Donau mehrere Zustände modelltechnisch untersucht.

Beaufschlagt wurden die so erstellten historischen Modelle mit dem Hydrographen des Pfingsthochwassers 1999. Dabei wurde für jedes Teilgebiet (Neu-Ulm bis Donauwörth,



Donauwörth bis Kelheim, Kelheim bis Straubing) die Zuflussrandbedingung entsprechend diesem Hochwasserereignis gewählt. Somit erhält man für jeden Abschnitt ein mit dem Ist-Zustand vergleichbares Ergebnis.

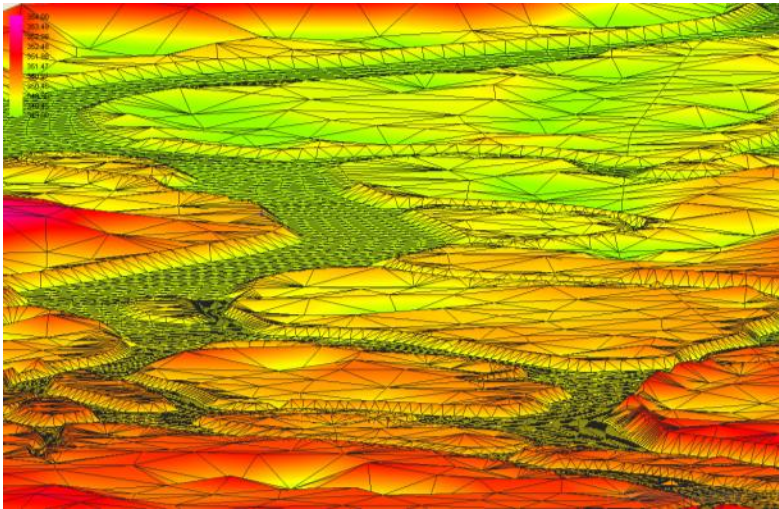


Abbildung 23: Geländemodell historisch

### Neu-Ulm bis Donauwörth

Im historischen Szenario erstreckt sich die berechnete Überflutungsfläche nahezu über das gesamte Donautal (siehe Abb. 24).

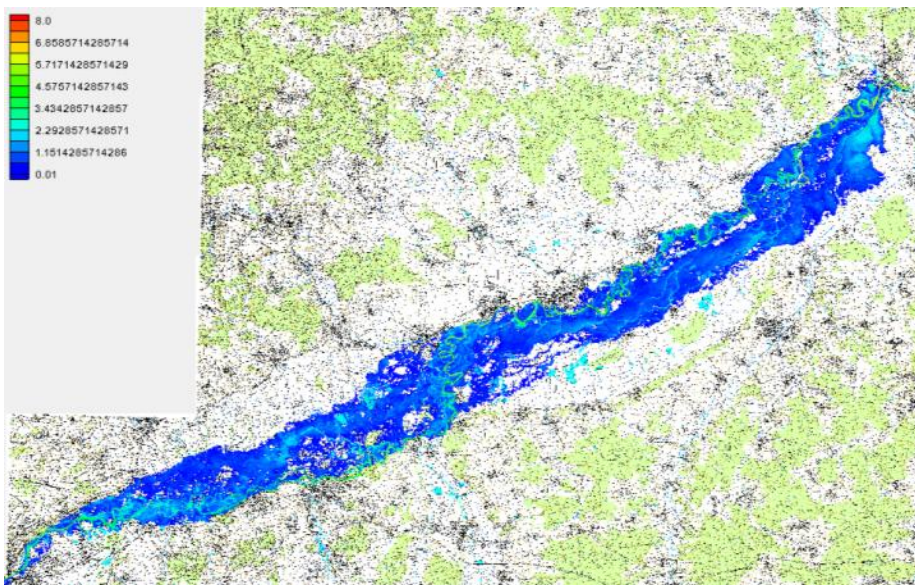


Abbildung 24: Berechnete Überflutungsflächen Neu-Ulm bis Donauwörth historisch  
(Basis: Pfingsthochwasser 1999)



Verglichen mit dem Ist-Zustand stehen in diesem Bereich bei einem Hochwasser in der Größenordnung des Pfingsthochwassers 1999 ca. 100 Mio. m<sup>3</sup> mehr an Retentionsvolumen zur Verfügung. Ein Großteil dieses Retentionsvolumens wird im schwäbischen Donaumoos und zusätzlich im Riedstrom aktiviert.

Im Ist-Zustand liegt das schwäbische Donaumoos nahezu trocken (siehe Abb. 25). Der Riedstrom ist aber auch heutzutage noch weitgehend wirksam (vgl. Kap. 2.2.1).

Im Unterschied zum historischen Zustand erfolgt die Überflutung des heutigen Donauriedes erst bei einem Abfluss von 700 bis 750 m<sup>3</sup>/s, lokal oberhalb der Stauhaltung Faimingen. Der weitere Verlauf des Riedstroms ist hydraulisch in weiten Teilen von der Donau abgetrennt. Dadurch wirkt der Riedstrom heute wie ein riesiger Fließpolder mit einem festen Überlaufniveau. Die Hochwasserwellen im Riedstrom und Flussschlauch werden durch die unterschiedlichen Laufzeiten entzerrt und damit der Maximaldurchfluss nach Wiedereinleitung verringert (vgl. Kap. 2.2.1).

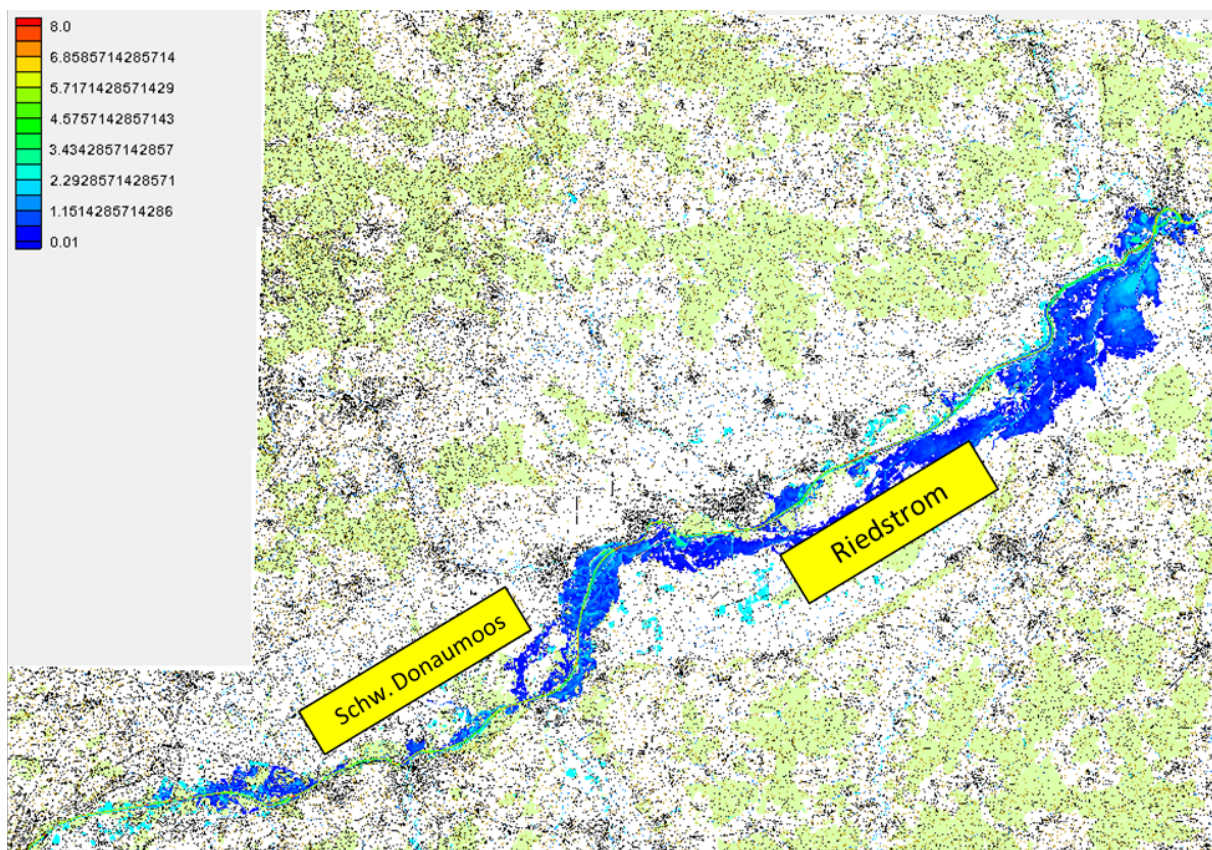


Abbildung 25: Berechnete Überflutungsflächen Neu-Ulm bis Donauwörth Ist-Zustand  
(Basis: Pfingsthochwasser 1999)

Im historischen Zustand dagegen werden die natürlichen Retentionsräume frühzeitig und flächig sukzessive mit der anlaufenden Hochwasserwelle gefüllt. Dadurch wird die Hochwasserwelle zwar extrem verzögert, beim Durchgang des Hochwasserscheitels ist aber



dann kaum mehr Retentionsraum vorhanden. Die maximalen Abflüsse können somit kaum abgemindert werden. Abbildung 26 zeigt, dass die Hochwasserwelle im historischen Szenario zwar stark verzögert, aber nicht abgeschwächt, sondern sogar erhöht wird.

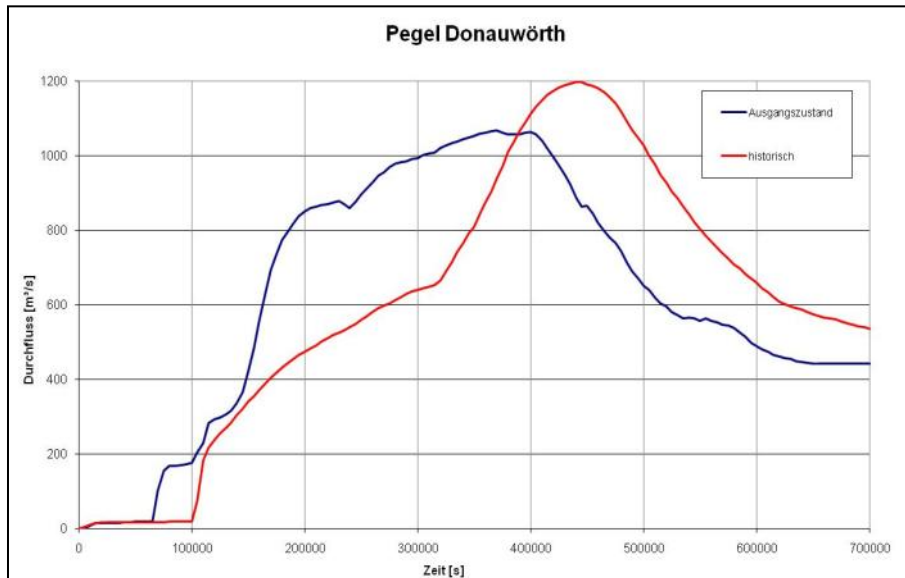


Abbildung 26: Vergleich der Hochwasserwellen am Pegel Donauwörth: Ist-Zustand und historisches Szenario (Basis: Pfingsthochwasser 1999)

Da der Zeitpunkt der Ausuferung auf die Verhältnisse im historischen Szenario einen maßgebenden Einfluss hat, wurde die Auswirkung der Sohlage auf das Ergebnis zusätzlich untersucht. Dazu wurden zwei weitere Szenarien erstellt, bei denen die Höhenlage der Flusssohle zwischen dem historischen und dem heutigen Zustand liegt (Flusssohle B und C). Das Ergebnis der Berechnungen in Abbildung 27 zeigt, dass sich der Einfluss auf den ansteigenden Ast der Hochwasserwelle beschränkt. Die Form und die Höhe des Wellenscheitels bleiben davon weitestgehend unbeeinflusst.

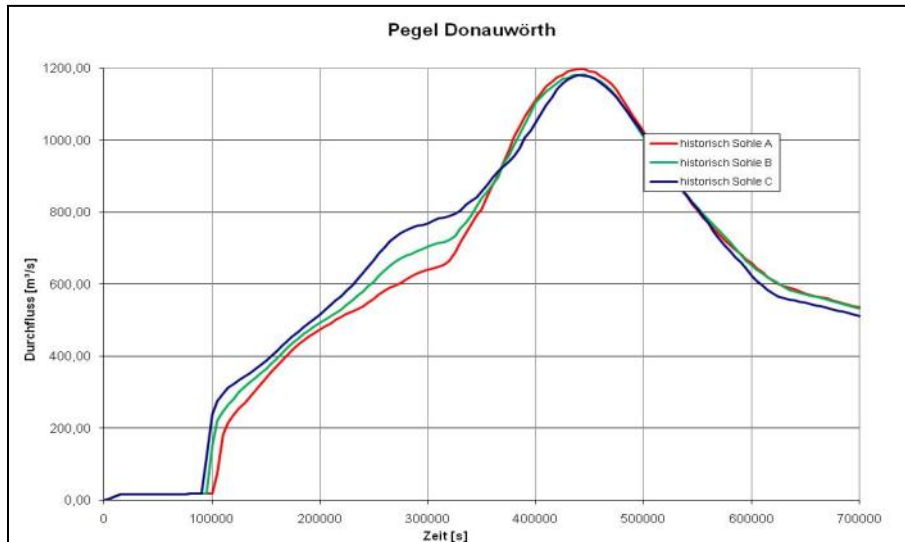


Abbildung 27: Einfluss unterschiedlicher Sohlagen

### Donauwörth bis Kelheim

Im Bereich zwischen Donauwörth und Kelheim wurden zwei Szenarien mit unterschiedlichen Zuflussrandbedingungen berechnet. Zunächst wurde die Hochwasserwelle, die im ersten Teilbereich (Neu-Ulm bis Donauwörth) im historischen Zustand ermittelt wurde, als Zulaufbedingung verwendet (Donauwörth historisch?). Als zweites Szenario wurde die Hochwasserwelle, die im Mai 1999 am Pegel Donauwörth gemessen wurde, verwendet. In beiden Szenarien trifft die Donauwelle auf dieselbe im Mai 1999 gemessene Hochwasserwelle des Lechs. In Abbildung 28 sind diese Zuflussszenarien veranschaulicht.



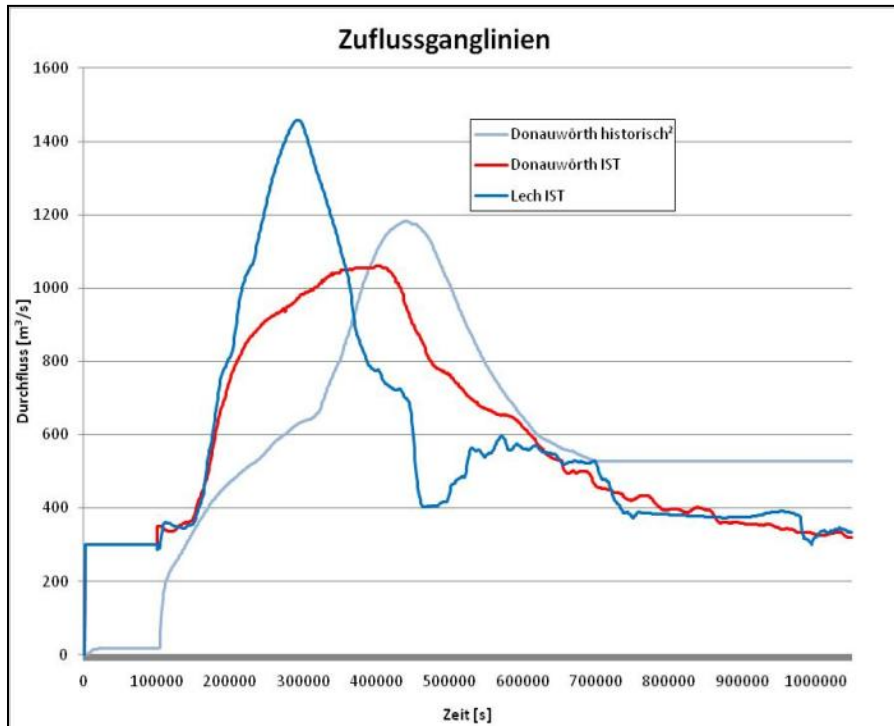


Abbildung 28: Zuflussganglinien Pegel Donauwörth und Lech (Basis: Pfingsthochwasser 1999)

Durch die immense Verzögerung der historischen Donauwelle bis Donauwörth ist die Überlagerung im Szenario historisch<sup>2</sup> mit der Hochwasserwelle des Lechs stark entzerrt. Dadurch verringert sich der Scheiteldurchfluss in der Donau unterhalb der Lechmündung extrem. Diese Scheitelminderung ist in Abbildung 29 (Kurve historisch<sup>2</sup>) am Pegel Kelheim abgebildet.

Dieses Ergebnis ist nur hypothetisch zu sehen. Es zeigt auf, wie wirkungsvoll eine Entzerrung zweier aufeinandertreffender Hochwasserwellen sein kann. Um eine Aussage darüber treffen zu können, wie das Hochwasser 1999 in einem historischen Zustand abgelaufen wäre, müsste aber auch das Hochwasser im Lech, das vor der Lechregulierung sicherlich auch deutlich verzögert ablief, historisch modelliert werden. Da dies nicht möglich war, wird jeder Donauabschnitt einzeln betrachtet und am Pegel Donauwörth wieder die gemessene Ist-Hochwasserwelle vom Mai 1999 als Zulaufbedingung verwendet.

Hierbei zeigt sich erneut, dass die zusätzlich aktivierten Retentionsvolumina beim historischen Szenario kaum Einfluss auf den Hochwasserscheitel haben. Abbildung 29 zeigt die wiederum verzögerte, aber nicht abgeminderte historische Hochwasserwelle bei Kelheim.

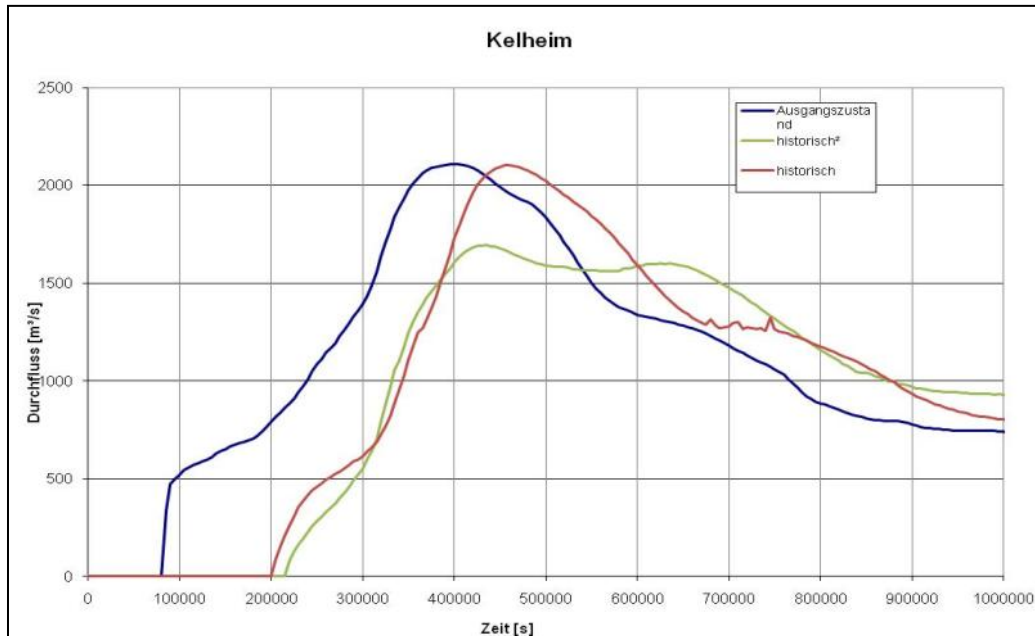


Abbildung 29: Vergleich der Hochwasserwellen am Pegel Kelheim: Ist-Zustand und historisches Szenario (Basis: Pfingsthochwasser 1999)

Bei einem Hochwasser in der Größenordnung des Pfingsthochwassers 1999 sind rd. 130 Mio. m<sup>3</sup> natürlicher Retentionsraum im historischen Zustand zwischen Donauwörth und Kelheim zusätzlich nutzbar (siehe Abb. 30 unten). Trotzdem kann dadurch nicht der Maximaldurchfluss verringert werden. Auch hier werden die zusätzlichen Rückhalteflächen zu einem ungünstigen Zeitpunkt gefüllt. Die „historischen“ Retentionsräume laufen schon im anlaufenden Hochwasser voll und haben dann kaum Kapazitäten mehr, wenn die größten Durchflüsse erreicht werden.

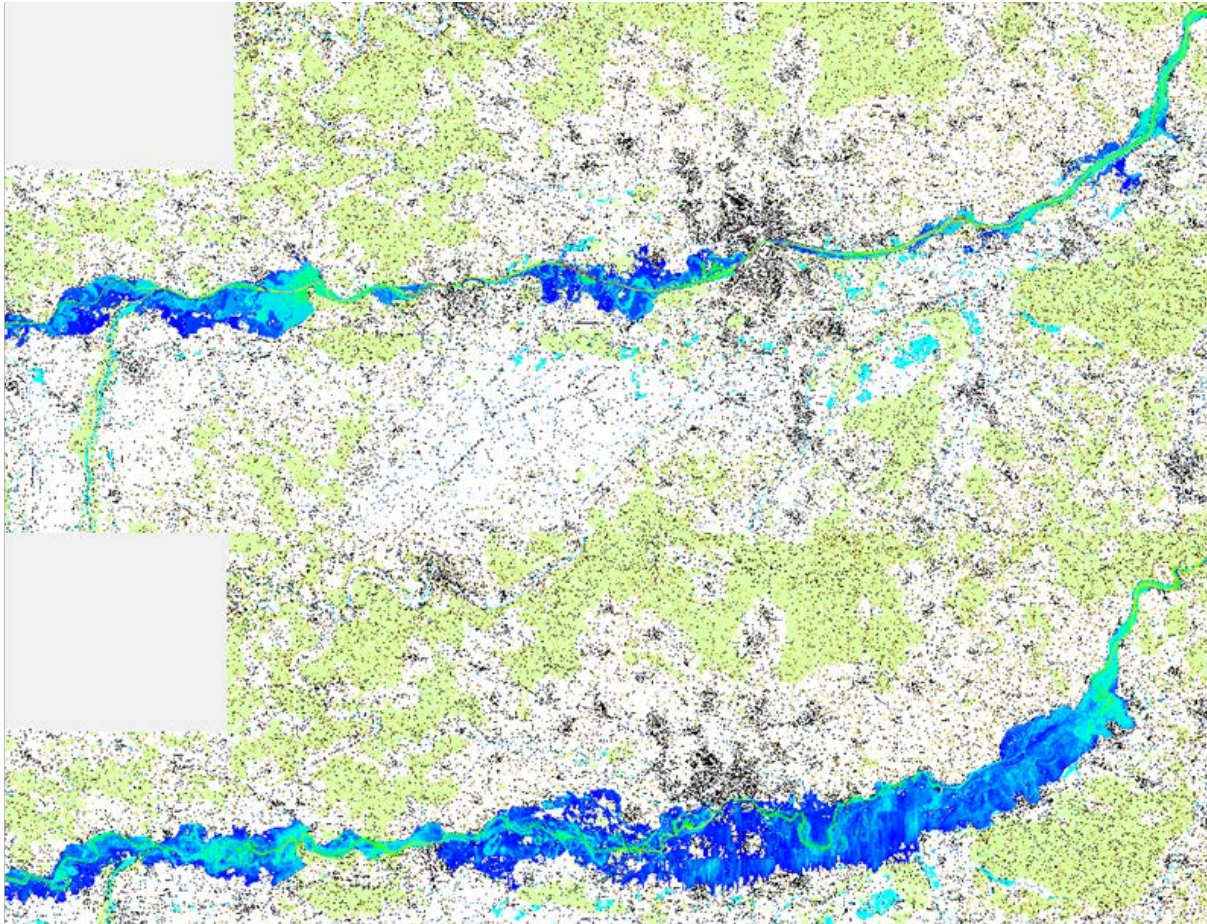


Abbildung 30: Berechnete Überflutungsflächen Donauwörth bis Kelheim Ist-Zustand (oben) / historisch (unten) (Basis: Pfingsthochwasser 1999)

### Kelheim bis Straubing

Vor Regensburg sind kaum Retentionsräume vorhanden, da die Donau die Juraausläufer der Fränkischen Alb durchquert. Aber auch zwischen Regensburg und Straubing sind im Ist-Zustand nur geringe Flächen überflutet (siehe Abb. 31 oben). Im historischen Zustand werden in diesem Abschnitt bei einem Hochwasser in der Größenordnung des Pfingsthochwassers 1999 ca. 100 Mio. m<sup>3</sup> mehr in der Aue zurückgehalten. Dadurch entstehen zwar Verzögerungseffekte, aber kaum eine Verringerung des Scheitelabflusses (siehe Abb. 32). Auch die historischen Retentionsflächen östlich von Regensburg füllen sich schon mit dem Ansteigen der Hochwasserwelle und können somit im Bereich des Scheiteldurchflusses kaum mehr Volumen aufnehmen.

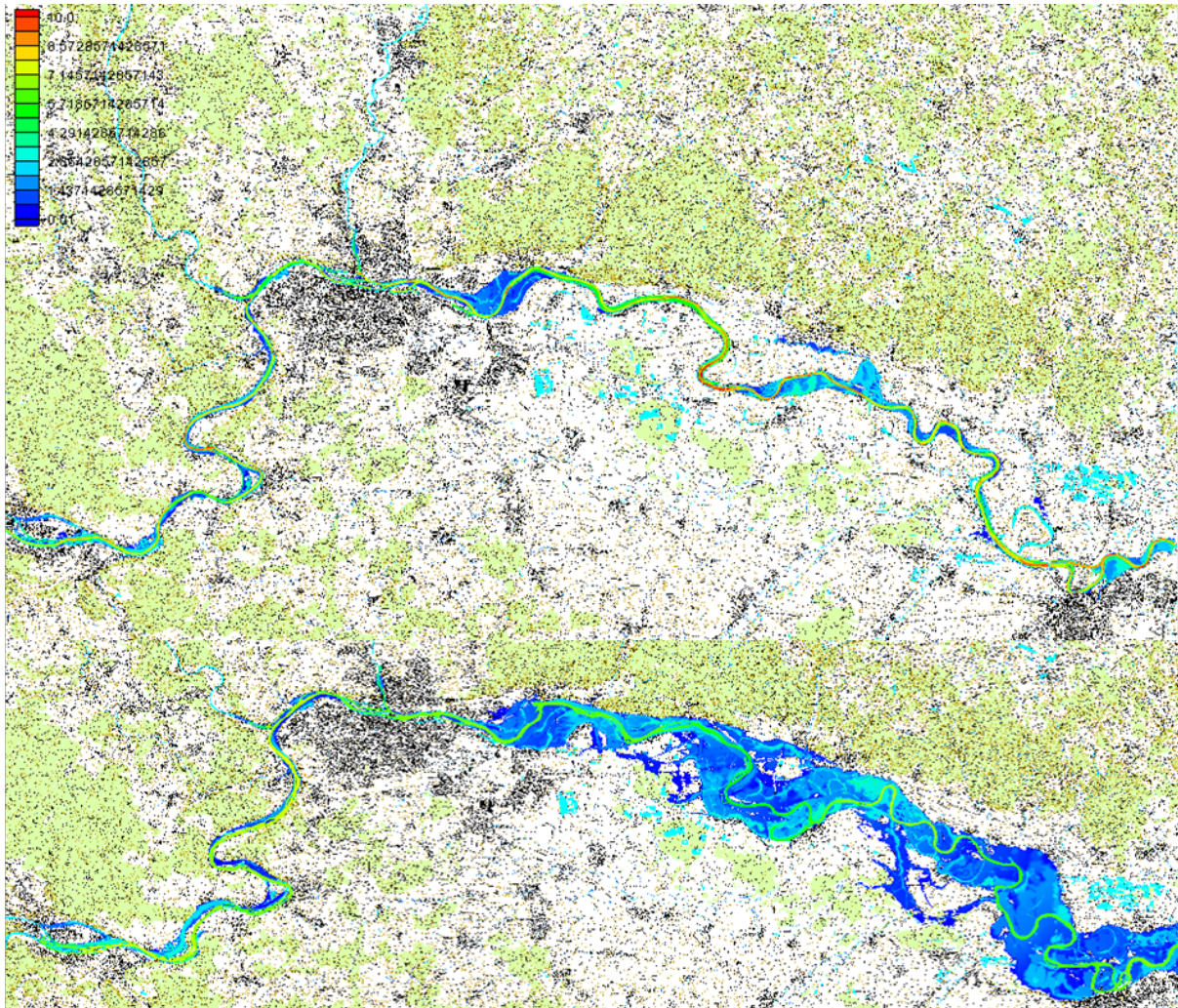


Abbildung 31: Berechnete Überflutungsflächen Kelheim bis Straubing Ist-Zustand (oben) / historisch (unten) (Basis: Pfingsthochwasser 1999)

Im Gegensatz zu den vorangegangenen Untersuchungsabschnitten stehen zwischen Regensburg und Straubing im Ist-Zustand kaum mehr natürliche Retentionsräume zur Verfügung. Darauf ist der in diesem Bereich etwas größere Effekt auf den Maximaldurchfluss beim Vergleich des historischen Szenarios mit dem Ist-Zustand zurückzuführen.

Für diesen Flussabschnitt wurden ebenfalls zusätzliche Sohllagen untersucht, um die Auswirkungen dieses Parameters zu bestimmen. Auch die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in Abbildung 32 dargestellt. Ähnlich wie im Bereich Neu-Ulm bis Donauwörth ist lediglich ein Einfluss auf den ansteigenden Ast der Hochwasserwelle erkennbar. Der Zeitpunkt und die Höhe des Scheitelabflusses bleiben nahezu unbeeinflusst.

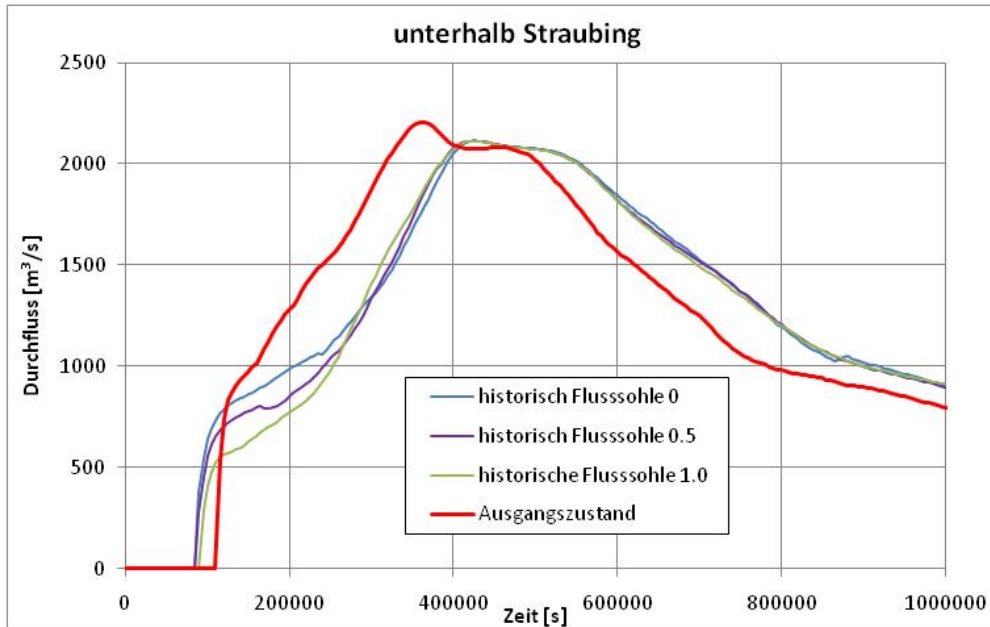
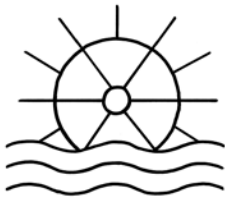


Abbildung 32: Ganglinien HW 1999 unterhalb Straubing Ist-Zustand / historisch

Die folgende Abbildung 33 zeigt die Entwicklung des Retentionsraums seit 1800 für das untersuchte Pfingsthochwasser 1999. Dabei ist das Volumen des Flussschlauches nicht abgezogen.

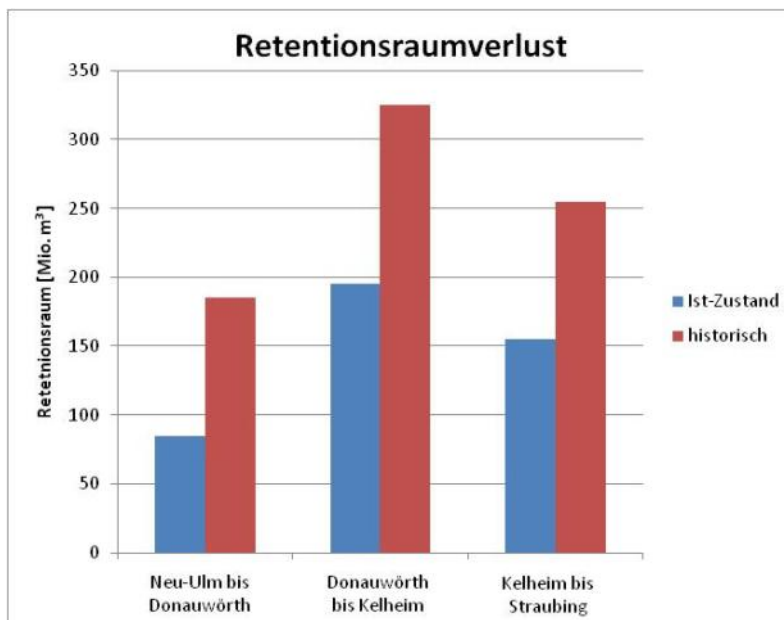


Abbildung 33: Retentionsraumverlust seit 1800 (Basis: Pfingsthochwasser 1999)



### 2.3.5 Schlussfolgerungen aus den Untersuchungen an der historischen Donau

Durch die Korrektur der Donau wurde massiv in das Gewässersystem und das Hochwassergeschehen eingegriffen. Das Flusssystem Donau reagiert sehr sensibel auf die Eingriffe des Menschen. Die Einflussparameter auf das Hochwassergeschehen sind zahlreich und ihr Zusammenhang ist komplex.

So hat sich beispielsweise herausgestellt, dass sich, entgegen der weitverbreiteten Meinung, die großen ungesteuerte Rückhaltevolumen in den Flussauen, wie sie im historischen Flusssystem Donau noch vorhanden waren, nicht per se positiv auf den Hochwasserabfluss auswirken. Bei dem untersuchten Hochwasserereignis Mai 1999 zeigt sich zwar, dass die Hochwasserwellen heute deutlich beschleunigt ablaufen, nicht aber, dass die Scheiteldurchflüsse sich erhöht haben. Die Wellenbeschleunigung kann durch ungünstigere Überlagerungen mit seitlichen Zuflüssen zu einer Erhöhung der Hochwassergefahr der Unterlieger führen, das Ausmaß dieses Einflusses auf die Hochwassersituation an der Donau bleibt aber letztlich unklar, da auch die Wellenlaufzeiten der Nebenflüsse früher unter Umständen verzögert ankamen.

Es bleibt festzuhalten, dass auch in einem historischen Flusssystem ein extremes Hochwasserereignis wie das Pfingsthochwasser 1999 zu erheblichen Wasserständen und Abflüssen geführt hätte.

Zudem zeigt sich, dass durch die Eindeichungen oftmals Rückhalteräume geschaffen wurden, die weitgehend vom Abflussgeschehen entkoppelt und zu einem günstigeren Zeitpunkt geflutet (z. T. auch durch gezielte Staustufensteuerung) eine positive Wirkung auf den Hochwasserscheitel haben. Das eindrucksvollste Beispiel dafür ist der Riedstrom.

Diese Aussagen treffen nur bei größeren Hochwasserereignissen zu. Bei den häufigeren Hochwasserereignissen mit einer geringeren Jährlichkeit haben die beim historischen Szenario verfügbaren Retentionsräume vor allem bei kürzeren steileren Wellen wohl auch einen größeren Einfluss auf die Hochwasserspitze.

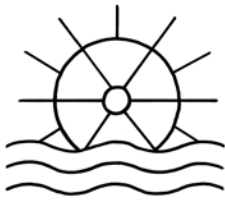
## 2.4 Zukünftige Möglichkeiten des Hochwasserrückhalts

Im Rahmen des Projektes „Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotentials und optimierter Steuerstrategien“ (im Folgenden: Studie Fischer) wurden für die Flussabschnitte Neu-Ulm bis Donauwörth und Donauwörth bis Kelheim Maßnahmen zur Hochwasserwellenbeeinflussung untersucht.

Dabei wurden mehrere mögliche Retentionsräume, Überlaufstrecken und die Steuerung von Staustufen während eines Hochwasserereignisses untersucht. Die Wirkung gesteuerter und ungesteuerter Rückhaltmaßnahmen wurde verglichen und die Optimierung von Steuerungen vorgenommen.

Ergebnisse dieser Arbeiten sind:

- Der Riedstrom hat einen maßgebenden Einfluss auf den Hochwasserabfluss der Donau. Durch die Verzögerung der Fließgeschwindigkeiten bewirkt er zum einen



direkt eine Reduzierung der maximalen Durchflüsse. Zum anderen kann der Verzögerungseffekt indirekt, durch die entzerrte Überlagerung mit der Hochwasserwelle des Lechs, zu einer Verringerung der Durchflüsse stromab führen.

- Überstauregelungen und Vorabsenkungen an den untersuchten Staustufen können bei Hochwasserereignissen in der Größenordnung eines  $HQ_{100}$  keine signifikante, direkte Scheitelreduktion im Unterlauf ermöglichen, da sich der vorab entleerte Stauraum bereits mit der anlaufenden Hochwasserwelle wieder füllt und die verbleibenden Volumina im Vergleich zur Fülle größerer Hochwasserereignisse der Donau gering sind.
- Die untersuchten reaktivierbaren und gesteuerten Hochwasserrückhalteräume (Leipheim, Dillingen, Höchstädt und Schwenningen) können bei einem synthetisch erzeugten  $HQ_{100}$  eine Reduzierung des Scheitelabflusses um bis zu 15 % vor Donauwörth bewirken.
- Die Wirkung der Flutpolder Riedensheim und Katzau liegt summiert, bei optimaler Steuerung, im Bereich von etwa 200 bis 240  $m^3/s$  Scheitelreduktion für das Hochwasser Mai 1999.
- Ungesteuerte Retention hat eine deutlich geringere Wirkung als gesteuerte Retention.
- Die Wirkung gesteuerter Retentionsmaßnahmen ist stark abhängig von der Abflusshöhe, der Hochwasserwellenform und der Güte der Hochwasservorhersage.

Aus diesen Untersuchungen geht klar hervor, dass für die Reaktivierung von Rückhalteflächen an der Donau der Einsatz steuerbarer Rückhalteräume im Nebenschluss bezüglich der Beeinflussung von Hochwasserwellen die wirksamste Methode ist.

Deshalb sollen im Rahmen dieses Forschungsprojektes größere steuerbare Rückhaltemöglichkeiten (potentielle Flutpolderstandorte) an der bayerischen Donau identifiziert und in ihrer Wirkung, auch zusammenhängend, untersucht werden.

Die Priorität liegt dabei auf den reaktivierbaren Rückhalteräumen. Die Identifizierung dieser potentiellen Rückhalteräume erfolgt über die historischen Retentionsflächen und die derzeitigen Nutzungen dieser Flächen. Die im Bereich Neu-Ulm bis Straubing zu untersuchenden Flächen sind in Abbildung 34 dargestellt.

Einige dieser Rückhalteflächen wurden bereits im Rahmen der Studie Fischer untersucht. Wie in Kap. 1.2 bereits erwähnt, werden mögliche Flutpolderstandorte im Bereich Straubing-Vilshofen nicht betrachtet, da für diesen Bereich derzeit ein Hochwasserschutzkonzept im Rahmen der Untersuchungen zum Donauausbau ausgeplant wird. Unterhalb Vilshofen bestehen aufgrund des engen Donautals keine potentiellen größeren Flutpolderstandorte.

Mittels einer groben technischen Überprüfung der in Abbildung 34 enthaltenen möglichen Rückhalteräume hinsichtlich Füllungs- und Entleerungsvorgängen wird eine Einteilung



vorgenommen, die zwischen technisch realisierbar (Kategorie 1), realisierbar mit evtl. auftretenden Schwierigkeiten (Kategorie 2) und technisch nur schwierig realisierbar (Kategorie 3) unterscheidet.

Die Retentionsflächen der Kategorie 1 und 2 werden zunächst einer Einzelwirkungsanalyse unterzogen (vgl. Kap. 4.1). Weiterführende Untersuchungen werden für eine engere Auswahl dieser Polder vorgenommen (siehe Kap. 4.3). Für die Retentionsflächen der Kategorie 3 wird keine Wirkungsanalyse vorgenommen. Die nachfolgende Tabelle 1 gibt einen Überblick über die vorhandenen möglichen Retentionsflächen, über deren Rückhaltevolumina und über deren technische Realisierbarkeit.

Die Einzelwirkungsanalyse der möglichen Flutpolder wurde mit den in Tabelle 1 dargestellten Volumina durchgeführt. Während der Projektarbeit ergaben sich auf Grund fortgeschrittener Planungen in wenigen Fällen (Riedensheim, Katzau und Öberauer Schleife) leicht abweichende Poldervolumina, mit denen dann die weiteren Simulationen, die ab Kapitel 4.3 beschrieben sind, gerechnet wurden. Die bei diesen Berechnungen verwendeten Volumina sind in Tabelle 8 zusammengefasst.



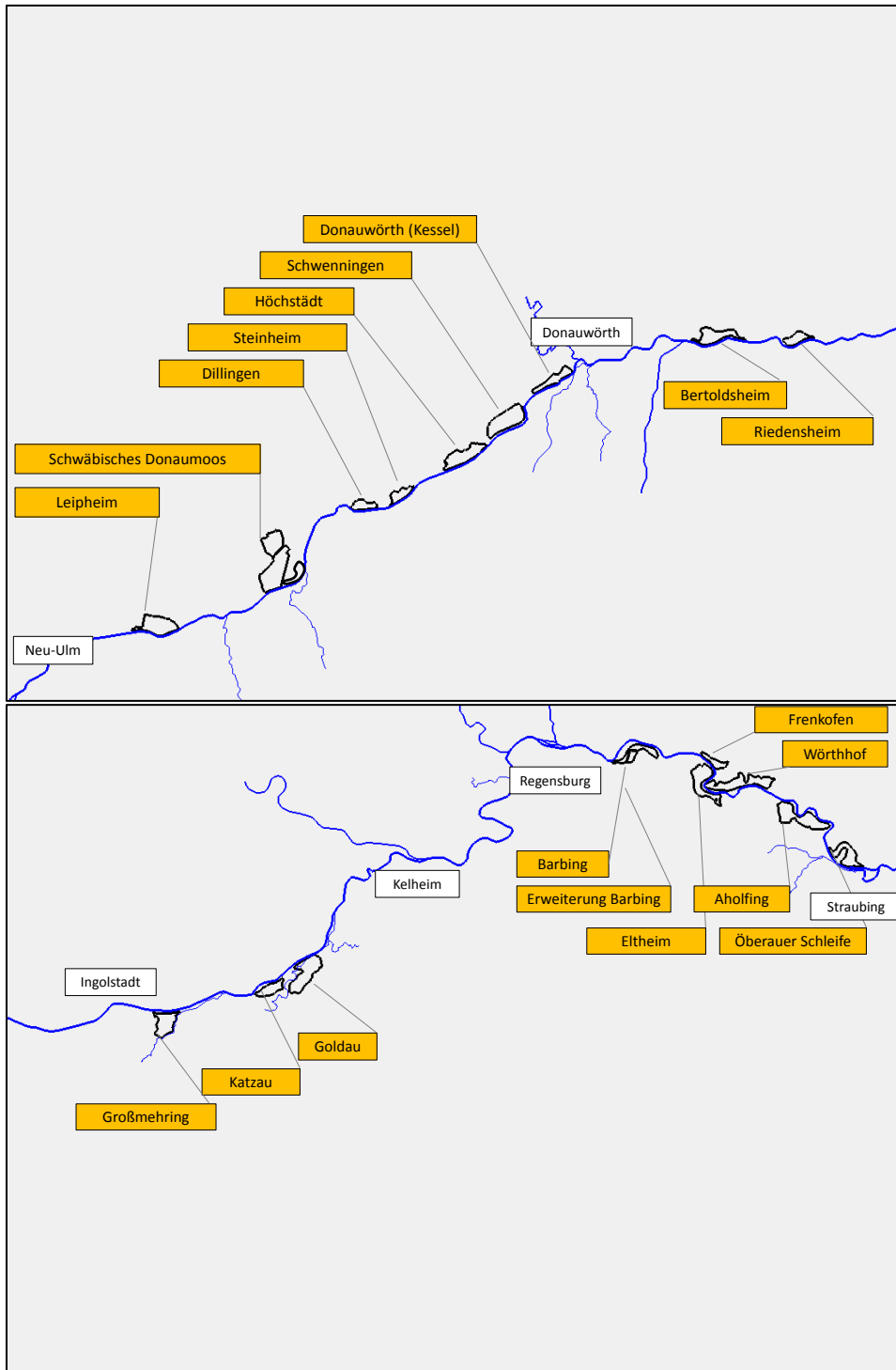


Abbildung 34: Überblick über die noch vorhandenen reaktivierbaren Rückhalteräume

In Kapitel 4 sind die aufgelisteten möglichen Polderstandorte der Kategorie 1 und 2 zusammen mit den erzielten Ergebnissen ausführlich beschrieben. Die Standorte Barbing,



Frenkofen und Aholfing, die aufgrund einer technisch schwierig realisierbaren Entleerung der Kategorie 3 zugeordnet wurden, werden keinen weiteren Betrachtungen unterzogen.

Tabelle 1: Übersicht mögliche Flutpolderstandorte

### Größere reaktivierbare Retentionsflächen im Untersuchungsgebiet

Nr.	Name der Rückhaltefläche	Rückhaltevolumen [Mio. m <sup>3</sup> ]	Technische Realisierbarkeit <sup>(1)</sup>	
				Bemerkungen
1	Leipheim <sup>(2)</sup>	11.5	■	-
2	schwäbisches Donaumoos	ca. 40*	■	Eignung noch unklar
3	Dillingen <sup>(2)</sup>	5.3	■	-
4	Steinheim	ca. 5	■	-
5	Höchstädt <sup>(2)</sup>	12	■	-
6	Schwenningen <sup>(2)</sup>	14	■	-
7	Donauwörth (Kessel)	6	■	aufwendige Realisierbarkeit
8	Bertoldsheim	ca. 18*	■	-
9	Riedensheim <sup>(2)</sup>	8.3	■	-
10	Großmehring	11	■	-
11	Katzau <sup>(2)</sup>	8.7	■	-
12	Goldau	27	■	aufwendige Realisierbarkeit
13	Barbing	7	■	aufwendige Polderentleerung
14	Frenkofen	5.5	■	aufwendige Polderentleerung
15	Eltheim	16	■	-
16	Wörthhof	15.5	■	-
17	Aholfing	ca. 14*	■	aufwendige Polderentleerung
18	Öberauer Schleife	11	■	-

<sup>(1)</sup> grobe Überprüfung hinsichtlich technischer Realisierbarkeit

<sup>(2)</sup> Rückhaltefläche wurde bereits in der Studie Fischer untersucht

\* überschlägig mit maximal möglicher Einstauhöhe ermittelt



■ technisch realisierbar => Wirkungsanalyse

■ evtl. auftretende Schwierigkeiten => zunächst nur Einzel-Wirkungsanalyse

■ technisch nur schwierig realisierbar => keine Wirkungsanalyse



### 3 Modellerstellung

Für die in Kapitel 2 dargestellten historischen Betrachtungen und die in Kapitel 4 folgenden Untersuchungen der Auswirkungen größerer Rückhalteräume auf den Hochwasserabfluss, wurden zweidimensionale, hydrodynamische Simulationen durchgeführt. In diesem Kapitel werden die Erstellung der drei neuen erforderlichen Modelle sowie deren Kalibrierung und Validierung behandelt. Zusammen mit zwei bestehenden Modellen kommen in der vorliegenden Studie insgesamt fünf Abschnittsmodelle der bayerischen Donau zur Verwendung. Ein zusammenfassender Überblick über die jeweiligen Modelle mit deren wichtigsten Eckdaten befindet sich in Abschnitt 3.3.

#### 3.1 Erstellung der Geländemodelle

Die folgenden Abschnitte befassen sich mit der Erstellung der Geländemodelle und der drei hydrodynamischen Modelle Donauwörth bis Kelheim, Kelheim bis Straubing und Vilshofen bis Jochenstein. Dabei wird auf die Datengrundlage und auf die Bearbeitungsschritte eingegangen.

##### 3.1.1 Datengrundlage

###### Flussquerprofile:

Für die Modellierung des Flussschlauches standen georeferenzierte Flussquerprofilaten im Abstand von ca. 200 m zur Verfügung. Diese Querprofile wurden von den jeweiligen Wasserwirtschaftsämtern bzw. der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung zur Verfügung gestellt:

- Im Amtsbereich Wasserwirtschaftsamt Donauwörth aus dem detaillierten Modell zur Überschwemmungsgebietsermittlung.
- Im Amtsbereich Wasserwirtschaftsamt Ingolstadt: Georeferenzierte Querprofilaten im Abstand von 200 m (2008).
- Im Amtsbereich Wasserwirtschaftsamt Landshut: Georeferenzierte Querprofilaten im Abstand von 200 m (1999-2006).
- Im Amtsbereich Wasserwirtschaftsamt Regensburg und Wasserwirtschaftsamt Deggendorf: Georeferenzierte Querprofile im Abstand von 200 m (2004-2008)
- Ab Kelheim bis zur Landesgrenze: Abschnittsweise georeferenzierte Querprofilaten der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung.

Für die Topographie im Vorland- und Auebereich wurden Rohdaten einer Laserscanbefliegung (Datenstand 2009) mit einer überwiegenden Auflösung von 1x1 m (stellenweise auch 2x2 bzw. 5x5 m) verwendet. Zusätzliche Geländeinformationen wie Bruchkanten wurden aus unterschiedlichen Quellen gewonnen:



#### Stauhaltungsdämme:

- Aktuelle Daten über die Höhenlage der Stauhaltungsdämme der Stauhaltungen Bertoldsheim, Bittenbrunn, Bergheim, Ingolstadt und Vohburg wurden von der E.ON Wasserkraft GmbH zur Verfügung gestellt.
- Für die Stauhaltungen Bad Abbach, Regensburg, Geisling, Straubing, Kachlet und Jochenstein sind die teilweise lückenhaften Daten der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung zu den Oberkanten der Stauhaltungsdämme durch nochmalige Verwendung der Laserscanrohdaten ergänzt worden.

#### Hochwasserschutzdeiche:

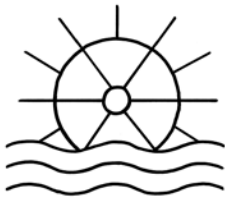
- Höhe und Lage der Hochwasserschutzdeiche sind im Bereich Donauwörth aus dem für die Überschwemmungsgebietsberechnung erstellten detaillierten Modell entnommen worden.
- Im Bereich Ingolstadt wurden Daten vorhandener Freiborde an den Hochwasserschutzdeichen bei einem fixierten Wasserstand für die linke und rechte Deichlinie verwendet.
- Für den Bereich Landshut lagen Plandaten im AutoCAD Format vor.
- Im Raum Regensburg wurden diese Informationen aus dem für die Überschwemmungsgebietsberechnung erstellten detaillierten Modell entnommen.
- Die teilweise lückenhaften Daten der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung wurden wiederum durch nochmalige Verwendung der Laserscanrohdaten ergänzt.
- Teils fehlende Angaben über mobile Hochwasserschutzsysteme, neu umgesetzte Hochwasserschutzmaßnahmen und manche Rücklaufdeiche der Donauzubringer mussten auf Basis mehrerer Vorsimulationen manuell korrigiert werden.

#### Zusätzliche Bruchkanten (Gräben, Straßen, Wälle...):

- Zusätzliche Informationen über hydraulisch wirksame Strukturen im Vorland und in der Aue wurden, wo vorhanden, aus den detaillierten Modellen der Wasserwirtschaftsämter entnommen.
- In Bereichen, wo keine detaillierten Modelle vorhanden waren, wurden aus den Laserscanrohdaten Höhenminima und Höhenmaxima selektiert und in das Geländemodell eingearbeitet.
- Im Bereich Vilshofen bis Jochenstein lag als zusätzliche Datengrundlage für die Bruchkanten ein digitales Höhenmodell vor.

#### Landnutzungsdaten:

- ATKIS-Daten mit Benennung, Material-ID und Rauigkeitsbeiwert ( $k_{St}$ ) wurden vom LfU bereitgestellt.



- Im untersten Modellabschnitt wurde die auf österreichischer Seite fehlende Landnutzung anhand von Orthofotos abgeschätzt und mit den äquivalenten ATKIS-Daten belegt.

#### Staustufensteuerung:

An einigen Staustufen gibt es für den Hochwasserfall Vorabsenkungs- bzw. Überstauregelungen. Um die Stauregelungen im Hochwasserfall abzubilden, standen folgende Daten zur Verfügung:

- Betriebssystem der Staustufen von der E.ON Wasserkraft GmbH
- Verwaltungsvorschrift der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd
- Tatsächliche gemessene Steuerung während der Hochwasser 2002, 2005 und teilweise 2011

#### Hydrologische Daten:

- Abflüsse und Wasserstände an der Donau der Hochwasser 1988, 1999, 2002, 2005 und 2011 (LfU).
- Abflüsse der Donauzuflüsse am letzten Pegel vor der Mündung in die Donau der Hochwasser 1988, 1999, 2002, 2005 und 2011 (LfU).
- Hochwasserfixierungen und ermittelte bzw. festgesetzte Überschwemmungsgebiete von den jeweiligen Wasserwirtschaftsämtern.

### **3.1.2 Datenausdünnung und Modellerstellung**

Um die Berechnungszeiten gering zu halten und dennoch gute Ergebnisse zu erzielen, werden Berechnungsnetze benötigt, die das Gelände mit einer möglichst geringen Elementanzahl möglichst genau abbilden. Hierzu müssen die im 1x1 m Raster vorliegenden Geländedaten ausgedünnt werden.

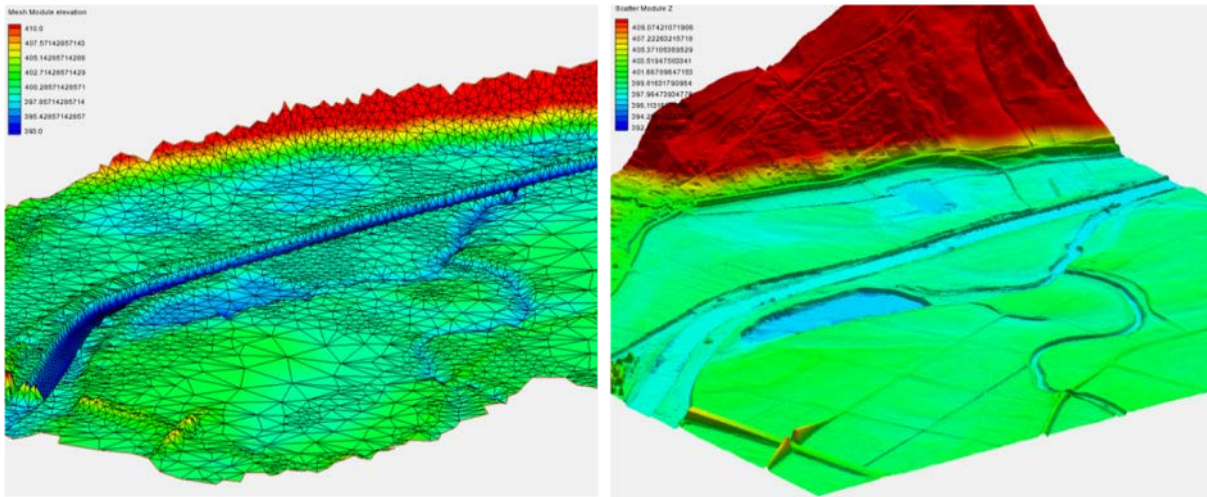


Abbildung 35: Ausdünnung der Geländedaten (links: nach der Ausdünnung; rechts: davor)

Um einen möglichst hohen Ausdünnungsgrad zu erhalten und dennoch das Gelände gut abzubilden, wurden abschnittsweise Höhenlinien im 1 bis 1.5 m Abstand aus den Rohdaten selektiert. Entlang dieser Höhenlinien wurde dann alle 30 bis 40 m ein Geländepunkt in das Modell übernommen. Somit erhält man eine um das Tausendfache verringerte Punktedichte (siehe Abb. 35).

Die Flussquerprofilaten werden auf ein gleichmäßiges Flussschlauchraster interpoliert. Anschließend wird der so erstellte Flussschlauch mit dem Gelände verschnitten.

Für die Oberkanten der Stauhaltungsdämme und der Hochwasserschutzdeiche ist eine größere Genauigkeit nötig. Daher werden sie aus den oben genannten Quellen hinzugefügt. Auch hydraulisch wirksame Strukturen in den Überschwemmungsgebieten werden zusätzlich ermittelt und dem Geländemodell hinzugefügt.

Für qualitativ gute Ergebnisse bei der numerischen Simulation ist es nötig, die Netzqualität zu verbessern. Das heißt, dass zu kleine und zu spitzwinklige Netzelemente eliminiert werden müssen, da der bei der Simulation entstehende Fehler sonst zu groß würde. Auch die Orientierung der Bruchkanten und der Uferlinie muss überprüft werden.

Zuletzt wurde noch ein maximal möglicher Überflutungsbereich<sup>3</sup> ermittelt, um die außerhalb liegenden Netzknoten löschen zu können.

So sind drei Geländemodelle entstanden, die trotz geringer Elementanzahl die topographischen Verhältnisse gut wiedergeben (exemplarischer Ausschnitt siehe Abb. 36).

<sup>3</sup> Grundlage dieser vereinfachten Abschätzung sind stationäre Simulationen unter großem Abfluss (> HQ<sub>100</sub>)

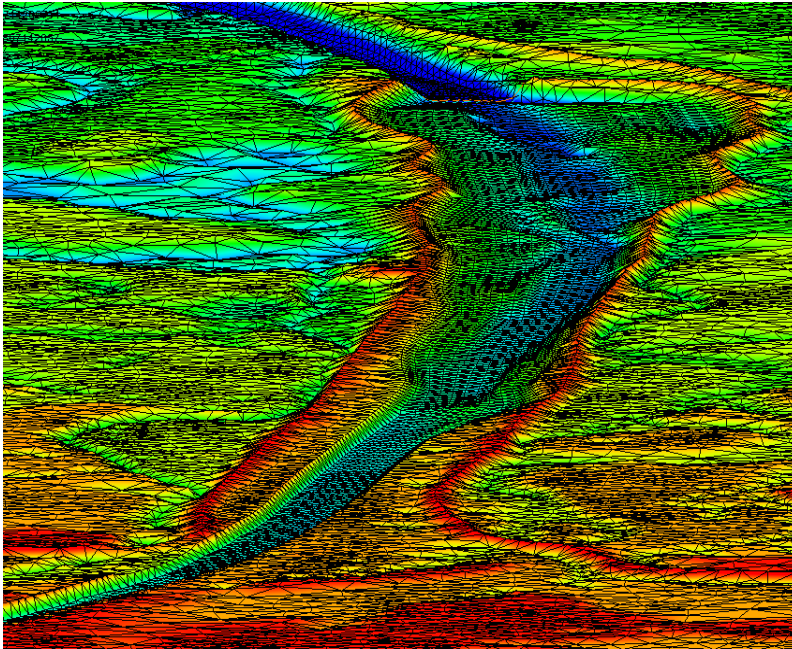


Abbildung 36: Geländemodell im Bereich der Stauhaltung Ingolstadt

Um aus diesen Geländemodellen hydrodynamische Modelle zu erstellen, müssen noch Elementeigenschaften und Randbedingungen definiert werden.

Die Landnutzungsverteilung wird aus den ATKIS-Daten im shp-Format auf die Modelle übertragen. Anschließend wird jeder Landnutzung eine Elementrauigkeit (Stricklerwert) zugewiesen. Die Rauigkeitsbeiwerte werden zunächst aus einer vom LfU erstellten Tabelle übernommen.

An den oberstromigen und unterstromigen Modellrändern werden Zulauf- bzw. Auslaufrandbedingungen gesetzt. An der Zulaufrandbedingung kann der Hydrograph des jeweiligen Hochwasserereignisses zugegeben werden. An der Auslaufrandbedingung wird das Energieliniengefälle vorgegeben. Außerdem können innerhalb des Modells Zulaufrandbedingungen definiert werden, die die seitlichen Zuflüsse abbilden.

Die Staustufen werden durch „Auslauf“- (W-Q-Beziehungen) und „Zulauf gebunden an Auslauf“-Randbedingungen modelliert. Dabei können Überstau- und Vorabsenkungs-Regelungen berücksichtigt werden.

### 3.2 Kalibrierung und Validierung der Modelle

Über die Modellkalibrierung werden Parameter in einer natürlichen Bandbreite variiert, um das Kalibrierungsereignis bestmöglich nachzubilden. Die Validierung dient dazu, die Güte des so erzeugten Modells an anderen Hochwasserereignissen zu überprüfen. Zudem erfolgt laufend eine Verifizierung der erzielten Berechnungsergebnisse auf ihre Plausibilität.



### 3.2.1 Kalibrierung mit dem HW 1999

Für die Kalibrierung der Modelle wurde das Hochwasserereignis Pfingsten 1999 verwendet. Das Modell Donauwörth bis Kelheim wurde dazu in drei Teilmodelle zwischen den Pegeln Donauwörth, Neuburg, Ingolstadt und Kelheim unterteilt. Im Modell Kelheim bis Straubing wurde für die Untersuchung der Abflussaufteilung oberhalb des Pegels in Straubing ebenfalls ein Teilmodell erstellt. Der Abschnitt Vilshofen bis Jochenstein konnte als zusammenhängendes Modell kalibriert werden.

Zur Kalibrierung der Modelle wurden vornehmlich die Rauigkeitsbeiwerte des Flussschlauches in realistischen Bandbreiten variiert. In den überfluteten Vorland- und Auebereichen wurde zudem eine Sensitivitätsanalyse der Geländerauigkeiten vorgenommen. Der Einfluss weiterer Parameter, wie die Überstauvorgaben der Staustufen, wurde anschließend untersucht.

Die Zuflussrandbedingungen wurden entsprechend der gemessenen Durchflüsse an den Donaupegeln gewählt. Von den seitlichen Zuflüssen wurde im Modell Donauwörth bis Kelheim nur der Lech abgebildet. Die Hochwasserwellen der anderen seitlichen Zuflüsse in diesem Abschnitt laufen beim Hochwasser 1999 der Donauhochwasserwelle so weit voraus, dass sie keinen Einfluss auf das Hochwassergeschehen mehr ausüben. Für das Hochwasserereignis 1999 standen für die Lechwelle Berechnungsergebnisse zur Verfügung, die den Verlauf der Hochwasserwelle zwischen dem letzten Pegel vor der Mündung (Augsburg u. d. Wertach) und der Mündung in die Donau abbilden.

Somit konnte die damit errechnete Ganglinie des Lechs direkt am Modellrand zugegeben werden. Im Bereich zwischen Kelheim und Straubing wurden die Zuflüsse der Altmühl, der Naab und des Regen berücksichtigt. Die Ganglinien dieser Zuflüsse konnten allerdings nur überschlägig zeitlich verschoben im Modell zugegeben werden, da keine Abflusssimulationen dieses Hochwassers zwischen dem jeweiligen letzten Pegel vor der Mündung und der Mündung in die Donau selbst vorlagen. Die Zuflüsse der Schwarzen, Kleinen und der Großen Laber wurden auf Grund sehr geringer Abflüsse vernachlässigt.

Im Modell Vilshofen bis Jochenstein wurden neben der Einmündung des Inns in Passau die Abflüsse der Vils, Wolfach und Ilz berücksichtigt. Bei der Eichung des Ereignisses zeigte sich vorab, dass der Innabfluss am Pegel Passau Ingling fehlerhaft berechnet wurde. Als Ursache für den Fehler kommen Rückstaueffekte aus der Donau in Frage, die bei einer Berechnung mit fester  $W/Q$ -Beziehung nicht berücksichtigt werden können. Da die Donauabflüsse durch jeweils zwei Pegel ober- sowie unterstrom der Inneinmündung als korrekt angenommen werden können, konnten die Messwerte des Inn für die Kalibrierung seitens des LFU entsprechend angepasst und korrigiert werden.

In Abbildung 37 sind die Rauigkeitsbeiwerte, die im Vorland und in der Aue durchgehend in allen Modellen verwendet wurden, abgebildet.





Material	Kst
Abbauflächen	30
Ackerland	15
Bebauung	10
Böschung	30
Gartenland	14
Gehölz	6
Gewerbegebiet	12
Grünland	20
Heide / Moor	18
Siedlungsfreiflächen	16
Sonderkultur	15
Sonstige Siedlungsflächen	12
Staßen	40
Stehendes Gewässer	30
Sumpf Ried	11
Verkehrsflächen	40
Wald	10

Abbildung 37: Verwendete Rauigkeitsbeiwerte für verschiedene Flächennutzungen

Im Folgenden wird die Kalibrierung der einzelnen Teilmodelle im Detail vorgestellt:

#### Donauwörth bis Neuburg:

Die Rauigkeitsbeiwerte für den Flussschlauch der Donau ergaben sich für den Bereich vor der Lechmündung zu  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , nach der Mündung des Lechs bis zur Staustufe Bertoldsheim zu  $38 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , nach der Staustufe Bertoldsheim zu  $37 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und bis zur Stauhaltung Bergheim zu  $39 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ .

Als Zuflussrandbedingungen wurden für die Donau die während des Pfingsthochwassers 1999 am Pegel Donauwörth gemessene Ganglinie und für den Lech die mittels einer numerischen Simulation vom Pegel Augsburg (u. d. Wertach) ermittelte Hochwasserwelle zugegeben (siehe Abb. 38).

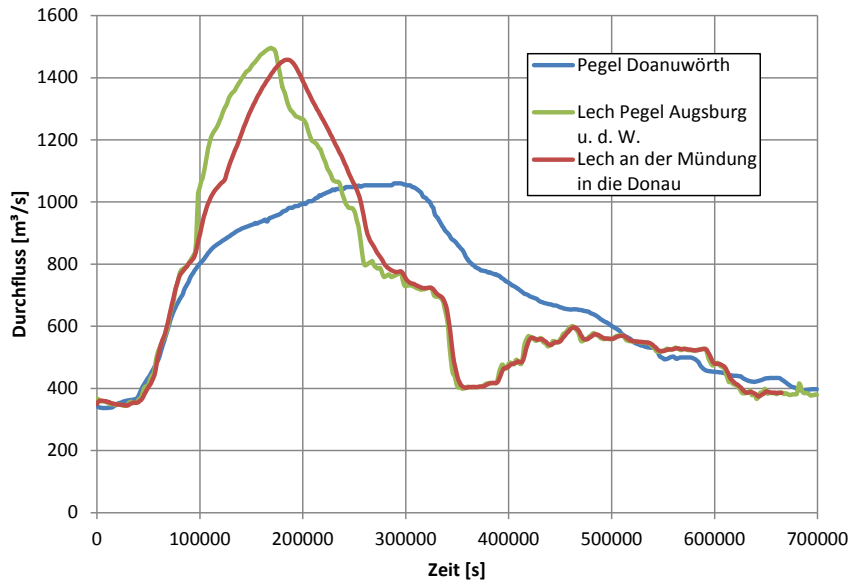


Abbildung 38: Gemessene Lechwelle am Pegel Augsburg u. d. W. und durch numerische Simulation ermittelte Lechwelle an der Mündung in die Donau

Als Ausflussrandbedingung wurde das Energieliniengefälle am Pegel Neuburg auf 0.04 % gesetzt. Die Randbedingungen an den Staustufen bilden eine bescheidsgemäße Steuerung ab.

Am Pegel Neuburg wurde die berechnete Hochwasserwelle ausgewertet und mit der gemessenen Ganglinie verglichen (siehe Abb. 38). Das Ergebnis der Kalibrierung passt sehr gut mit den gemessenen Werten überein. Lediglich der absteigende Ast der berechneten Hochwasserganglinie ist zunächst etwas steiler, was auf ein geringfügig verlangsamtes Entwässern der Auebereiche hinweist.

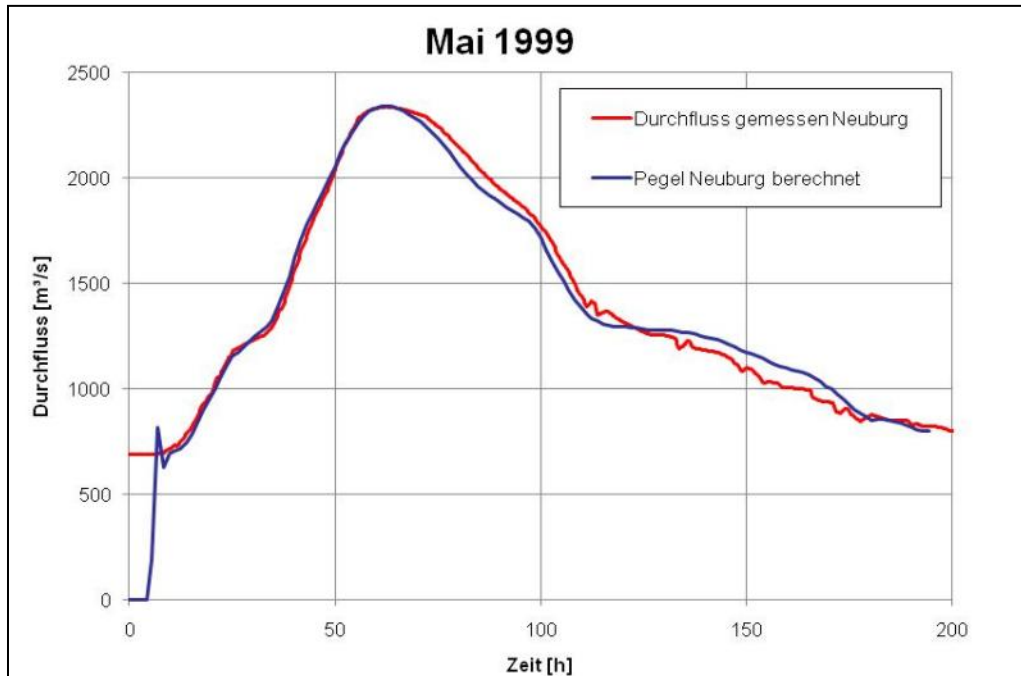


Abbildung 39: Ergebnis der Kalibrierungsberechnung am Pegel Neuburg

Die berechneten Überflutungsflächen wurden mit Ergebnissen aus den detaillierten Modellen der Wasserwirtschaftsämter verglichen. In Abbildung 40 sind die berechneten Überflutungsflächen farbig in Blaustufen, die Ergebnisse der detaillierten Modelle als Überflutungsgrenzen schwarz und blau abgebildet. Auch hier stimmen die Ergebnisse sehr gut überein. Geringfügige Abweichungen ergeben sich unter anderem daraus, dass die für diese Untersuchung verwendeten gröberen Modelle mit einer angesichts der Modellgrößen stärker ausgedünnten Elementezahl nicht die exakte Ermittlung der überfluteten Flächen zum Ziel haben, sondern die möglichst gute Abbildung der Wellenverformung im Fließverlauf.

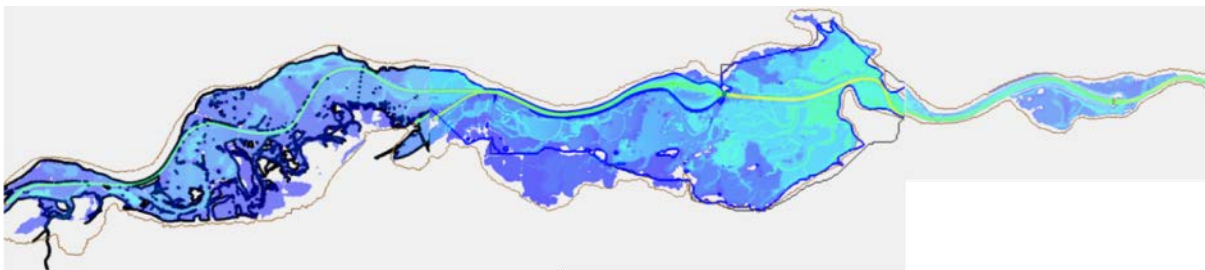
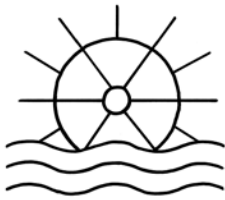


Abbildung 40: Überflutungsflächen der Kalibrierungsberechnung zwischen Donauwörth und Neuburg

#### Neuburg bis Ingolstadt:

Im Bereich der Stauhaltung Bergheim ergab sich aus der Kalibrierung ein Stricklerwert von  $37 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , nach der Staustufe Bergheim von  $35.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und im Weiteren von  $37 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Als Zulaufbedingung wurde die am Pegel Neuburg gemessene Ganglinie gewählt. Zuflüsse



von Nebenflüssen wurden nicht berücksichtigt. Als Ausflussrandbedingung wurde das Energieliniengefälle am Pegel Ingolstadt auf 0.03 % gesetzt. Die Randbedingungen an den Staustufen bilden eine bescheidsgemäße Steuerung ab.

In diesem Abschnitt gibt es großräumige Ausuferungen, die teilweise durch die Überstauregelungen an den Staustufen Bergheim und Ingolstadt beeinflusst werden (vgl. Kap. 2.2.1). Zudem spielt der Zeitpunkt des Rückflusses aus den Auebereichen in die Donau unterhalb der Staustufe Ingolstadt eine große Rolle. Dieser ist aber auf Grund der groben Auflösung der Auegräben und einer eventuellen Interaktion mit dem Grundwasser schwer abzubilden. Daher ist die Abbildung der Hochwasserwelle im Bereich der Spitzenabflüsse am Pegel Ingolstadt schwierig. Die Ergebnisse der Kalibrierungsberechnung (siehe Abb. 41) zeigen aber, dass dies dennoch gut gelingt.

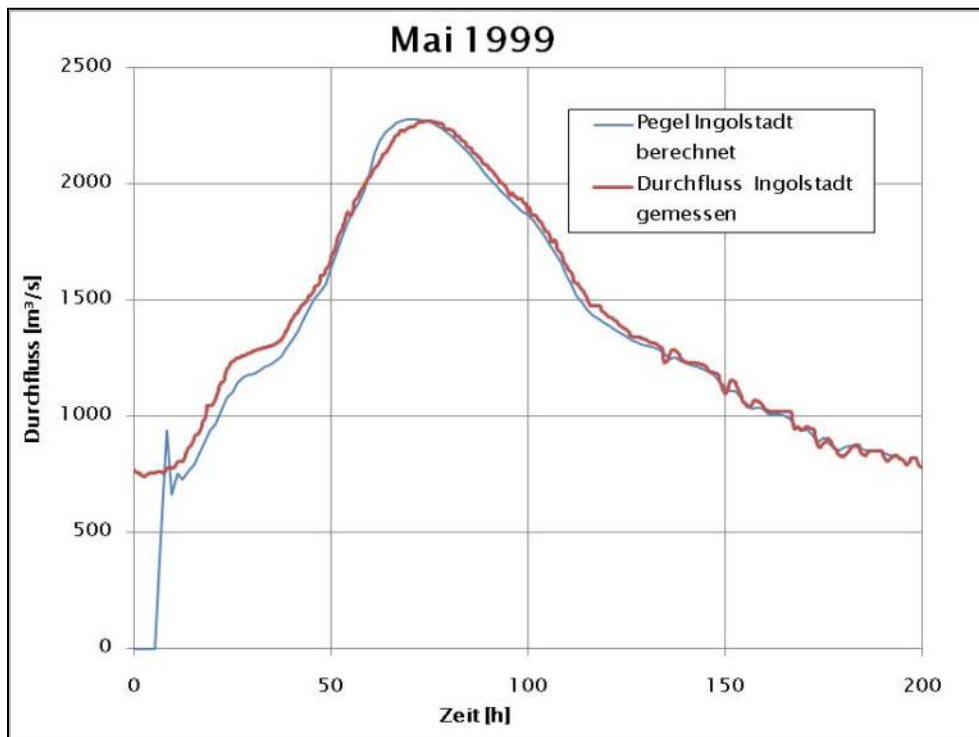


Abbildung 41: Ergebnis der Kalibrierungsberechnung am Pegel Ingolstadt

Lediglich im Bereich des Hochwasserscheitels, wenn die Rückströmung aus den Auebereichen beginnt, gibt es geringfügige Abweichungen zwischen den berechneten und den gemessenen Werten. Zusätzliche Untersuchungen, bei denen der Rückfluss unterhalb der Staustufe Ingolstadt aus den Auebereichen gezielt beeinflusst wurde, bestätigen den Zusammenhang zwischen der Form des Hochwasserscheitels und diesem Parameter (siehe Abb. 42).

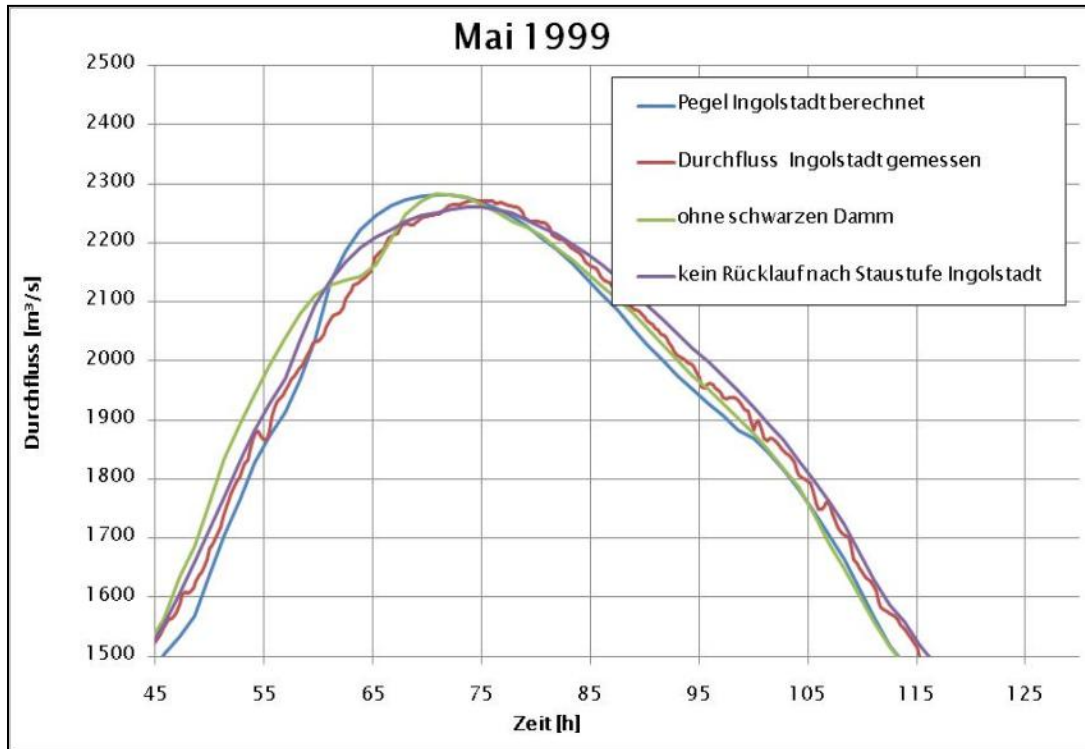


Abbildung 42: Einfluss verschiedener Parameter auf die Kalibrierungsergebnisse am Pegel Ingolstadt

Die berechneten Überflutungsflächen (in Abbildung 43 farblich in Blautönen dargestellt) stimmen mit den Ergebnissen aus einer Berechnung mit dem Detailmodell (in Abbildung 43 Überflutungsgrenze schwarz) gut überein. Abweichungen entstehen wiederum aus dem unterschiedlichen Detaillierungsgrad der Modelle sowie aus Unterschieden bei den Modellgebietsgrenzen.

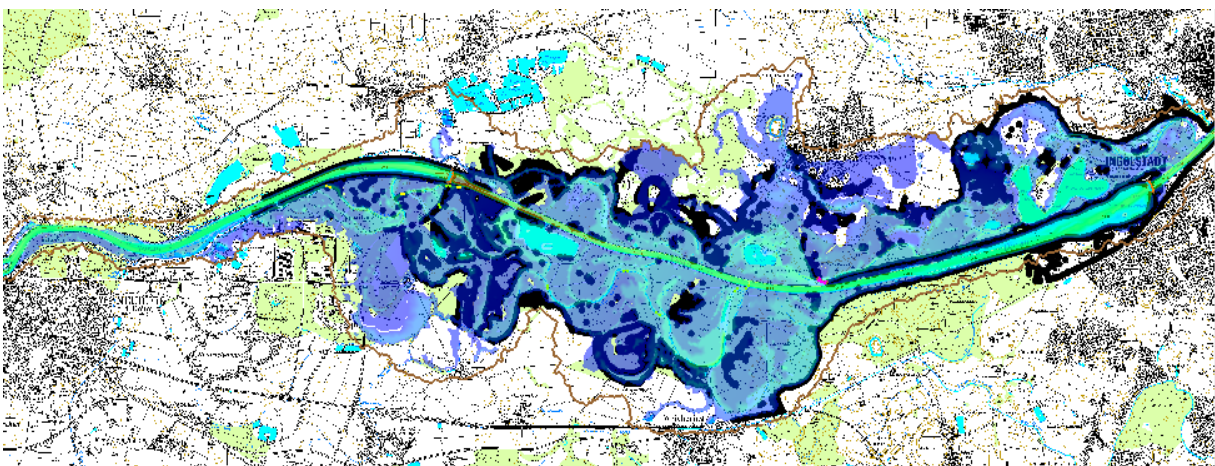


Abbildung 43: Überflutungsflächen der Kalibrierungsberechnung zwischen Bergheim und Ingolstadt



### Ingolstadt bis Kelheim:

Die Rauigkeitsbeiwerte des Flussschlauches ergaben sich für den Abschnitt bis zur Staustufe Vohburg zu  $39 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , bis zur Weltenburger Enge zu  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  und in der Weltenburger Enge zu  $41 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ . Als Zulaufbedingung wurde die am Pegel Ingolstadt gemessene Ganglinie gewählt. Zuflüsse von Nebenflüssen wurden nicht berücksichtigt. Als Ausflussrandbedingung wurde das Energieliniengefälle am Pegel Kelheim auf 0.035 % gesetzt. Die Randbedingung an der Staustufe Vohburg bildet eine bescheidsgemäße Steuerung ab.

Während des Hochwasserereignisses Pfingsten 1999 fand im Bereich Neustadt ein Deichbruch statt. Dieser Deichbruch wurde auch für die Simulation modelliert. Dazu wurde die Berechnung vor dem Deichbruch gestoppt, der Deich aus dem Geländemodell entfernt und die Berechnung fortgesetzt. In Abbildung 44 sind die berechneten Ganglinien am Pegel Kelheim mit und ohne Deichbruch in blau dargestellt. Im Vergleich mit den gemessenen Werten am Pegel Kelheim (rot) wird eine gute Abbildung des ansteigenden Astes und auch des Scheitels der Hochwasserwelle erreicht. Das zu abrupte und etwas zu starke Abfallen der Abflusswerte im Bereich des Deichbruches ist auf die Modellierungsweise zurückzuführen. Das fehlende Abflussvolumen im abfallenden Ast der berechneten Ganglinie liegt in der unvollständigen Entwässerung der Auebereiche begründet.

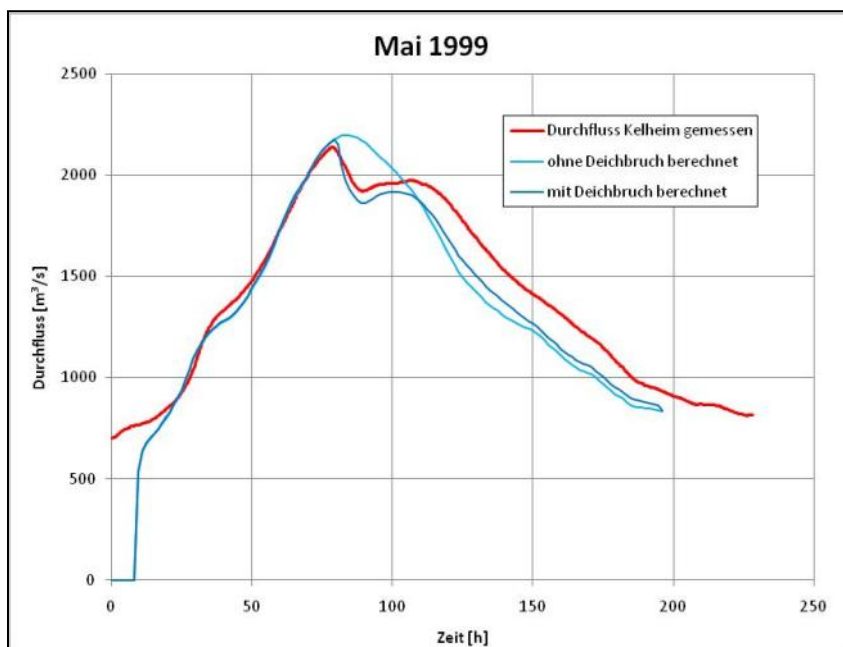


Abbildung 44: Ergebnis der Kalibrierungsberechnung am Pegel Kelheim

Im gesamten Untersuchungsgebiet Donauwörth bis Kelheim wurden die berechneten maximalen Wasserspiegellagen (blau) mit der Wasserspiegelfixierung (rot) verglichen (siehe Abb. 45).

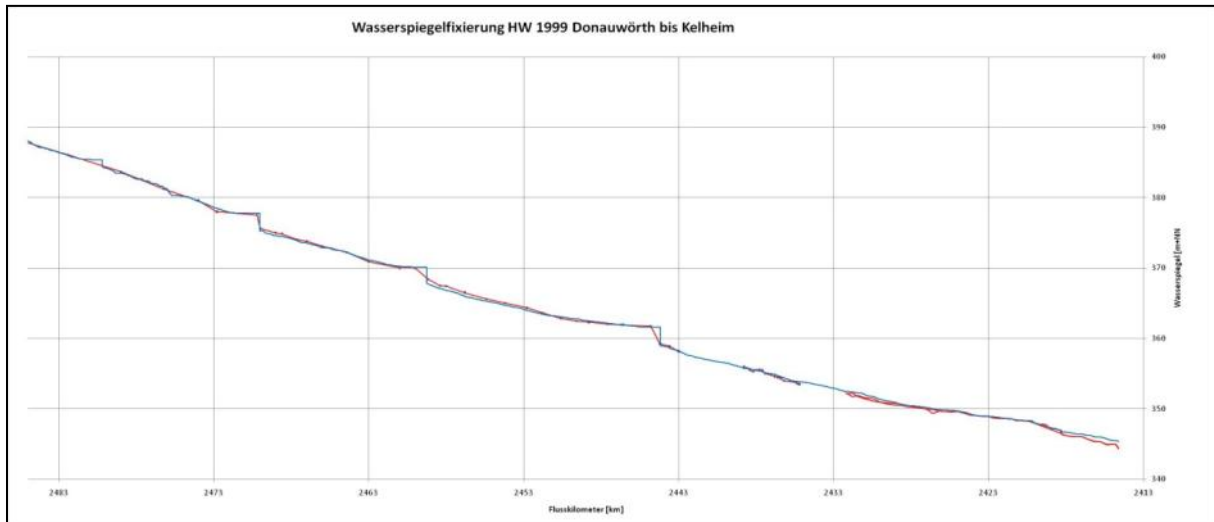
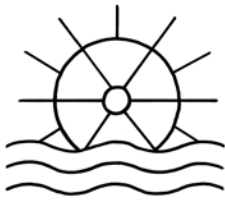


Abbildung 45: Vergleich der Wasserspiegelfixierung mit den Kalibrierungsergebnissen

Auch der Vergleich der gemessenen Wasserspiegel mit den Kalibrierungsergebnissen zeigt eine gute Übereinstimmung.

#### Kelheim bis Straubing:

Die Rauigkeitsbeiwerte im Bereich Kelheim bis Straubing ergaben sich durch die Kalibrierung zu  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  bis Bad Abbach,  $38.5 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  bis nach Regensburg,  $39 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  bis zur Staustufe Geisling,  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  bis zur Staustufe Straubing und  $39 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  nach der Staustufe Straubing.

Als Zulauftrandbedingung wurde die am Pegel Kelheim gemessene Ganglinie gewählt. Zuflüsse von Nebenflüssen wurden überschlägig zeitlich verschoben zugegeben. Die Randbedingungen an den Staustufen bilden eine bescheidsgemäße Steuerung ab.

Im Bereich des Pegels Straubing (letzter Wasserstandspegel im Untersuchungsgebiet) teilt sich der Abfluss der Donau auf. Außerdem wird der Wasserstand in der Straubinger Donauschleife von der Unterwasserrandbedingung des Modells beeinflusst. Da von Auftraggeberseite keinerlei Daten zu dieser Problematik vorlagen, mussten diese anhand eines Teilmodells gesondert untersucht werden.

Sowohl die Abflussaufteilung zwischen nördlichem Donauarm und Straubinger Donauschleife als auch die Schlüsselkurven im Bereich Straubing wurden anhand eines physikalischen Modellversuches in der Versuchsanstalt Obernach im Jahre 1984 untersucht. Diese Versuchsergebnisse wurden verwendet, um das Teilmodell Straubing zu kalibrieren.

Durch ein vorgegebenes Energieliniengefälle von 0.015 % an der Unterwasserrandbedingung konnten die gemessenen Schlüsselkurven gut abgebildet werden. Beispielhaft ist in Abbildung 46 am Flusskilometer 2319 die gemessene Schlüsselkurve rot und die im Teilmodell berechnete Schlüsselkurve blau dargestellt. Lila sind die ermittelten Werte vor der Veränderung der Unterwasserrandbedingung im Gesamtmodell und grün die ermittelten Werte nach der Anpassung der Unterwasserrandbedingung im Gesamtmodell.

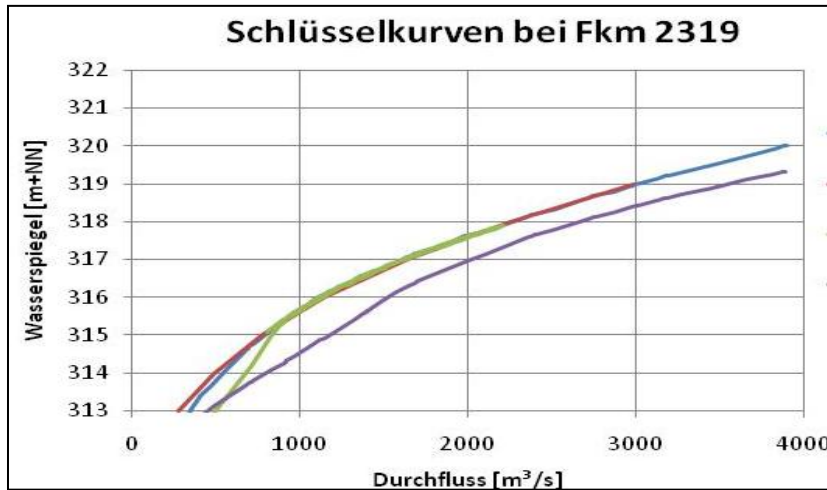


Abbildung 46: Berechnung der Schlüsselkurven bei Fk. 2319

Die Abflussaufteilung wurde ebenfalls im Teilmodell Straubing entsprechend den Messergebnissen nachgebildet. In Abbildung 47 sind die im Modell ermittelten Werte in Blau und die im physikalischen Versuch gemessenen Werte in Rot dargestellt. Ein rein rechnerisch ermittelter Wert aus dem Gutachten ist in grün dargestellt. Es wird ersichtlich, dass das Modell den Zeitpunkt des Beginns und die Charakteristik der Abflussaufteilung gut abbildet. Jedoch wird in Abflussbereichen zwischen 900 m<sup>3</sup>/s und 1500 m<sup>3</sup>/s und ab einem Abfluss von 2000 m<sup>3</sup>/s die Abflussleistung über den nördlichen Donauarm überschätzt. Dadurch sind in diesen Abflussbereichen die ermittelten Wasserstände am Pegel Straubing etwas zu gering.



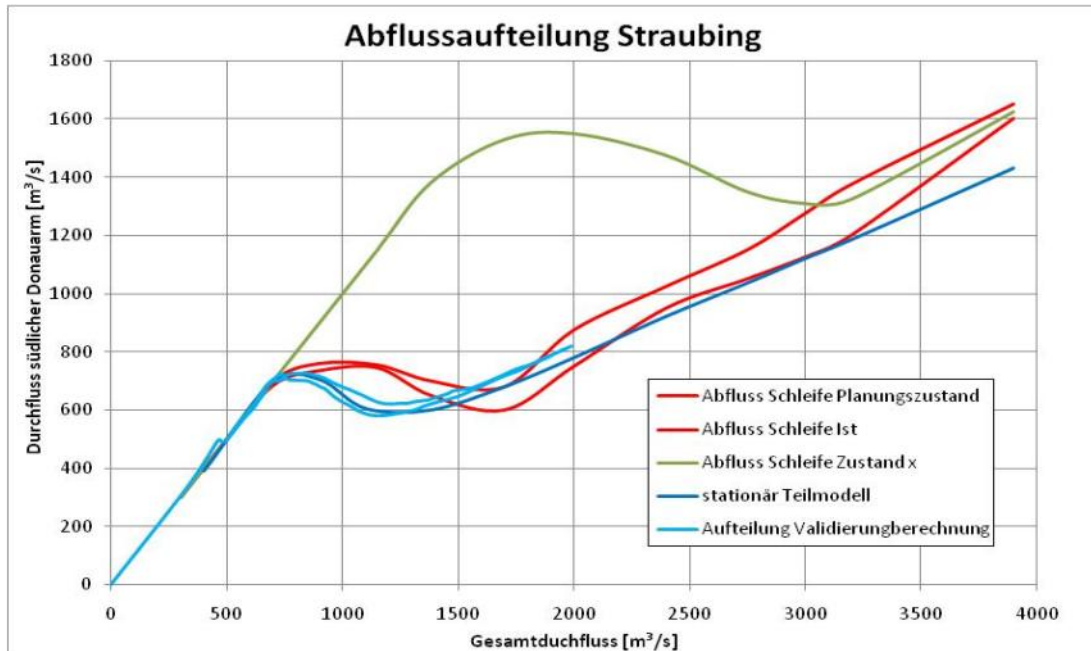


Abbildung 47: Abflussaufteilung Straubing

Die Kalibrierungsergebnisse im Bereich Kelheim bis Straubing wurden an den Pegeln Oberndorf, Regensburg, Schwabelweis und Straubing ausgewertet. In Abbildung 48 ist die gute Übereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Ganglinien an den Pegeln Oberndorf und Schwabelweis dargestellt.

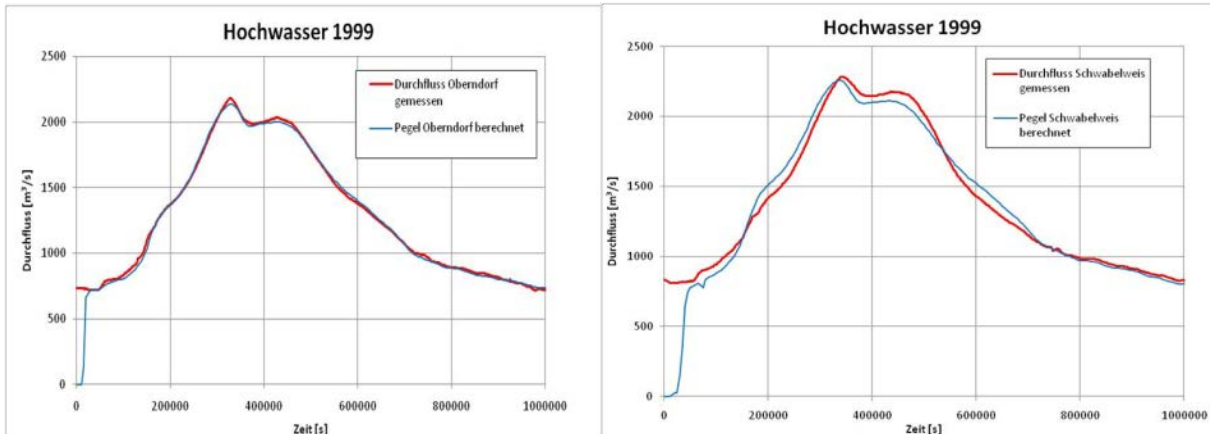


Abbildung 48: Ergebnis der Kalibrierung an den Pegeln Oberndorf und Schwabelweis (Durchfluss)

Auch die Wasserstandspegel im Modellgebiet liefern eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und berechneten Werten (siehe Abb. 49).

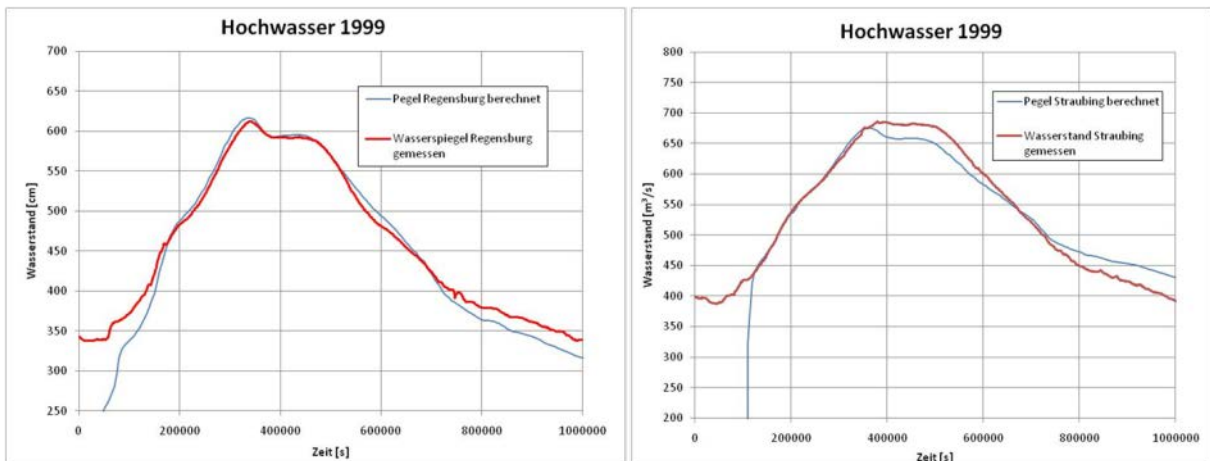


Abbildung 49: Ergebnis der Kalibrierung an den Pegeln Regensburg und Straubing (Wasserstand)

Die berechneten Überflutungsflächen wurden mit Ergebnissen aus dem für Überschwemmungsgebietsberechnungen erstellten detaillierten Modell Regensburg verglichen. Auch hier ist eine gute Übereinstimmung zu erkennen (siehe Abb. 50).

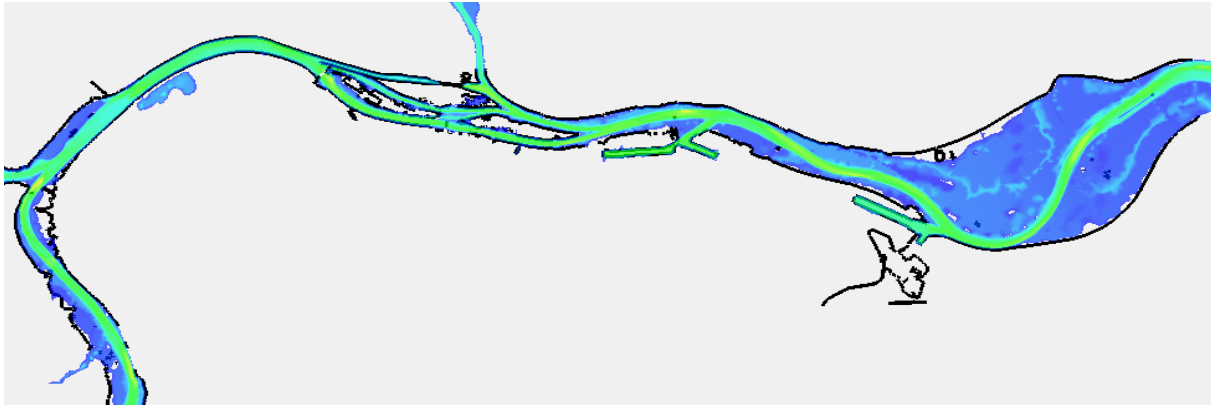


Abbildung 50: Vergleich der Überflutungsflächen bei Regensburg

Auch die ermittelten Wasserspiegellagen (rot) weisen im gesamten Modellgebiet eine gute Übereinstimmung mit gemessenen Wasserspiegelfixierungen (blau) auf (siehe Abb. 51).

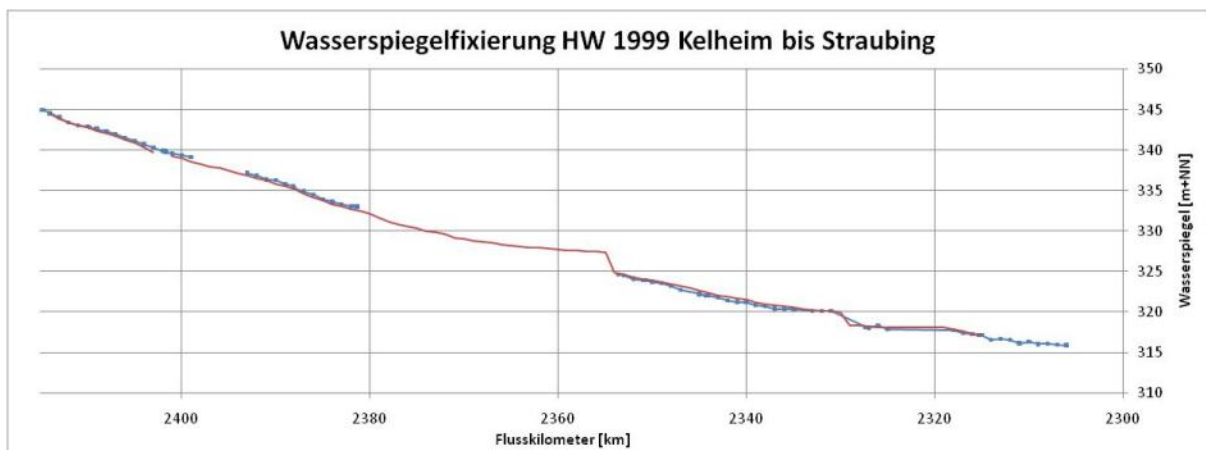


Abbildung 51: Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Wasserspiegelfixierungen

### Vilshofen bis Jochenstein

Aus der Kalibrierung ergab sich durchgehend ein Stricklerwert von  $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ , nur zwischen der Staustufe Kachlet und der Mündung des Inn wurde die Sohle mit  $39 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  etwas rauer definiert. Als Zulauftrandbedingung wurde die für den Pegel Vilshofen simulierte Ganglinie gewählt (auf Basis des Flussgebietsmodells). Für die Ganglinie des Inn wurden die korrigierten Messdaten am Pegel Passau Ingling verwendet (vgl. Abb. 52). Zusätzlich wurden die gemessenen Abflüsse der Vils, Wolfach und Ilz integriert. Die untere Randbedingung stellt der Auslauf über die Staustufe Jochenstein dar. Die Randbedingungen an den Staustufen Kachlet und Jochenstein bilden eine bescheidsgemäße Steuerung ab. Eine Besonderheit stellen die Steuerungsvorgaben am Kraftwerk Jochenstein dar. Hier werden die Wehre in Abhängigkeit vom ca. 11 km oberstrom liegenden Pegel Erlau gesteuert. Ab einem Abfluss von etwa  $4200 \text{ m}^3/\text{s}$  soll dort ein Wasserstand von NN + 291.10 m gehalten werden.

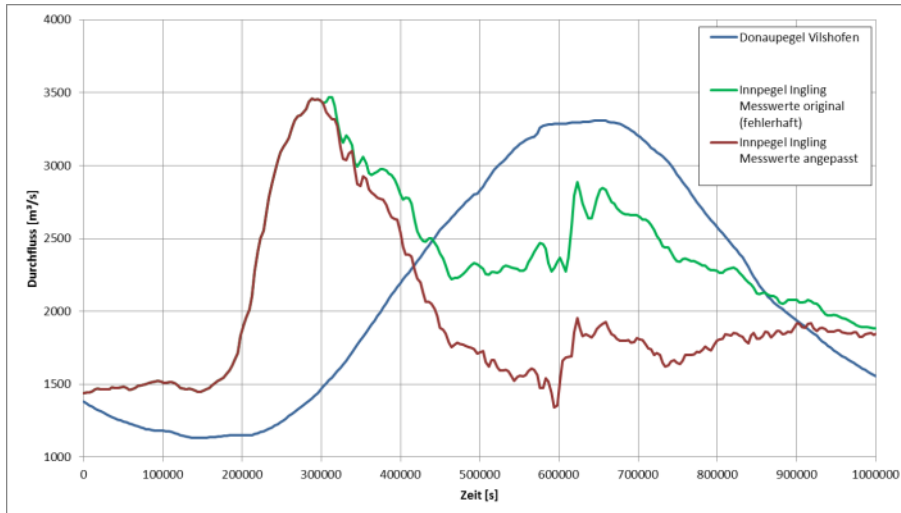


Abbildung 52: Zuflussrandbedingungen für die Kalibrierungsläufe Modell Vilshofen bis Jochenstein

Am Pegel Passau Ilzstadt wurde die berechnete Hochwasserwelle ausgewertet und mit der gemessenen (1) sowie mit der durch das Flussgebietsmodell simulierte Ganglinie (2) verglichen (siehe Abb. 53). Das Ergebnis der Kalibrierung passt gut mit den simulierten Werten (2) überein. Die Abweichungen zu den tatsächlichen Messwerten (1) im ansteigenden Ast und vor allem in der Spitze lassen sich durch die unsicheren, angepassten Abflusswerte des Inn erklären.

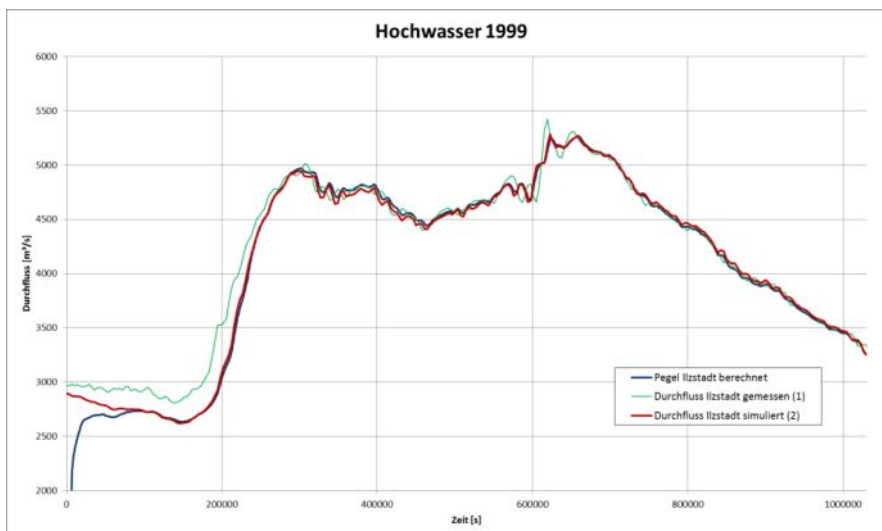


Abbildung 53: Ergebnis der Kalibrierung am Pegel Passau Ilzstadt

Der Vergleich der berechneten mit der gemessenen Wasserspiegellage am Pegel Passau Ilzstadt zeigt ähnliche Tendenzen (vgl. Abb. 54). Insgesamt kann die Wasserspiegellage am Pegel Passau Ilzstadt in Anbetracht der unsicheren Randbedingungen mit dem Modell jedoch relativ gut abgebildet werden.

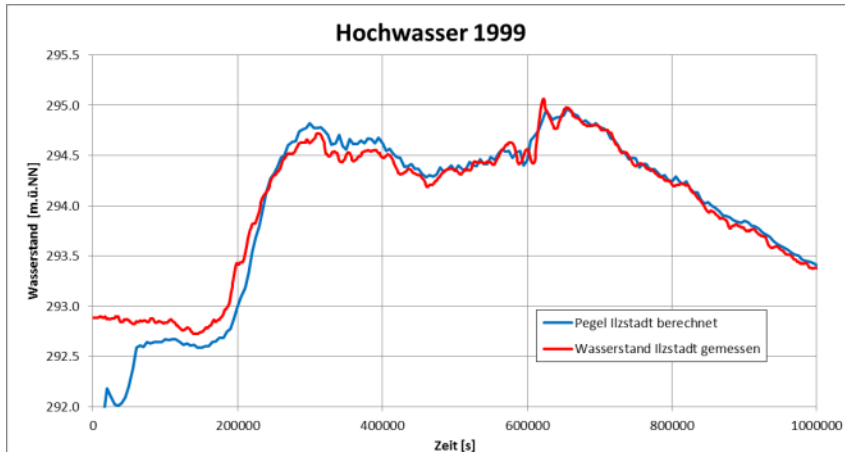


Abbildung 54: Verlauf des Wasserspiegels am Pegel Passau Ilzstadt

### 3.2.2 Validierung

Für die Validierung der Modelle wurden die Hochwasserereignisse 1988, 2002 und 2005 verwendet.

Ein durchgehendes Problem der Validierungsberechnungen war, dass für die genannten Hochwasserereignisse keine Daten über die Verschiebung und Verzerrung der Hochwasserwellen der größeren Nebenflüsse vom letzten Pegel vor der Mündung bis zur Mündung in die Donau vorhanden waren. Die Ganglinien der Zuflüsse wurden nur überschlägig zeitlich zur Mündung hin verschoben. Das ist vor allem dann problematisch, wenn am jeweiligen Nebenfluss selbst ein größeres Hochwasserereignis abläuft. Zum einen vergrößert sich dann die Unsicherheit in der Form der Hochwasserwelle, da Ausuferungen sich darauf stark auswirken, zum anderen wird auch der Einfluss des Zuflusses auf das Hochwassergeschehen in der Donau größer. Aus diesen Gründen wurde im Bereich Donauwörth bis Kelheim das Hochwasserereignis 1994 hinzugenommen, da bei diesem Hochwasserereignis der Lech nur einen relativ geringen Abfluss führte und somit auch einen geringen Einfluss auf das Hochwassergeschehen der Donau hatte.

Im Folgenden werden die Validierungsergebnisse der untersuchten Hochwasserereignisse aufgeführt. Die Validierungsergebnisse des dritten Teilmodells Vilshofen-Jochenstein werden in einem eigenen Unterkapitel beschrieben und sind daher in der folgenden chronologischen Beschreibung nicht enthalten.

#### Hochwasserereignis 1988:

Das Hochwasserereignis 1988 wurde durch flächige Winterniederschläge ausgelöst und ist dadurch wenig von den alpinen Zuflüssen beeinflusst. Deshalb passen die in der Validierungsberechnung ermittelten Werte sehr gut mit den an den Pegeln gemessenen Ganglinien überein. Die Abbildungen 55 und 56 zeigen die Zulaufganglinien, die Ergebnisse am Pegel Neuburg, am Pegel Ingolstadt und am Pegel Kelheim. Bei diesem Hochwasserereignis wurden zudem die Zuflüsse der kleineren Nebenflüsse berücksichtigt.

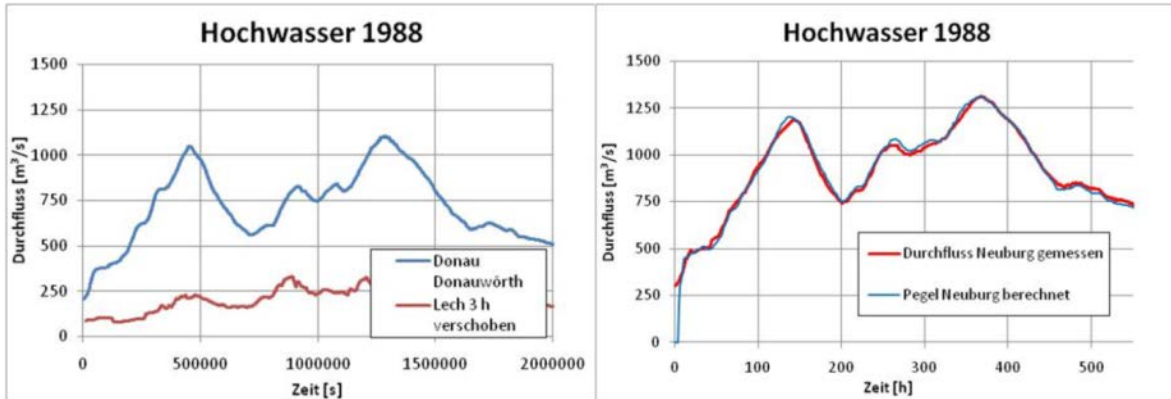


Abbildung 55: Zulaufbedingungen und Berechnungsergebnisse am Pegel Neuburg

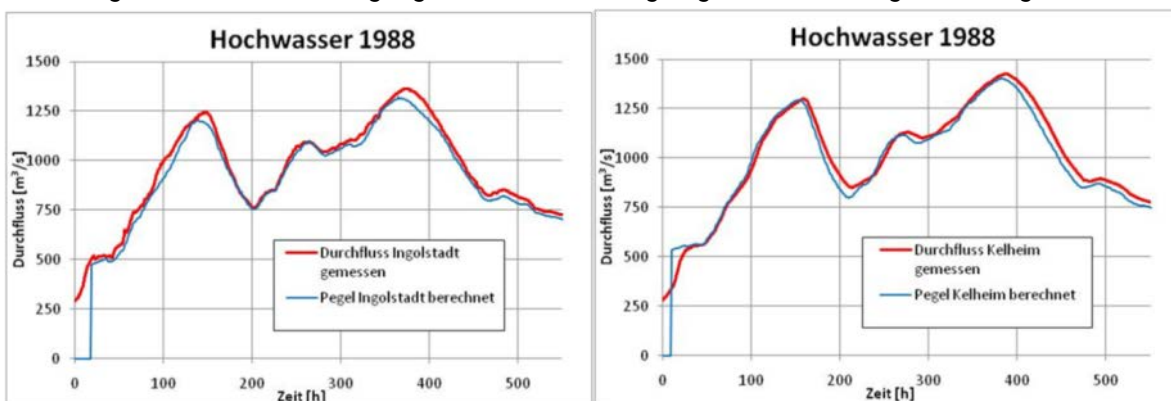


Abbildung 56: Berechnungsergebnisse an den Pegeln Ingolstadt und Kelheim

### Hochwasserereignis 1994:

Für dieses Hochwasser waren gemessene Werte nur für die Zuflussganglinien und für den Pegel Ingolstadt vorhanden. Auf Grund des geringen Einflusses des Lechs werden trotzdem Simulationsergebnisse für dieses Ereignis in Abbildung 57 vorgestellt.

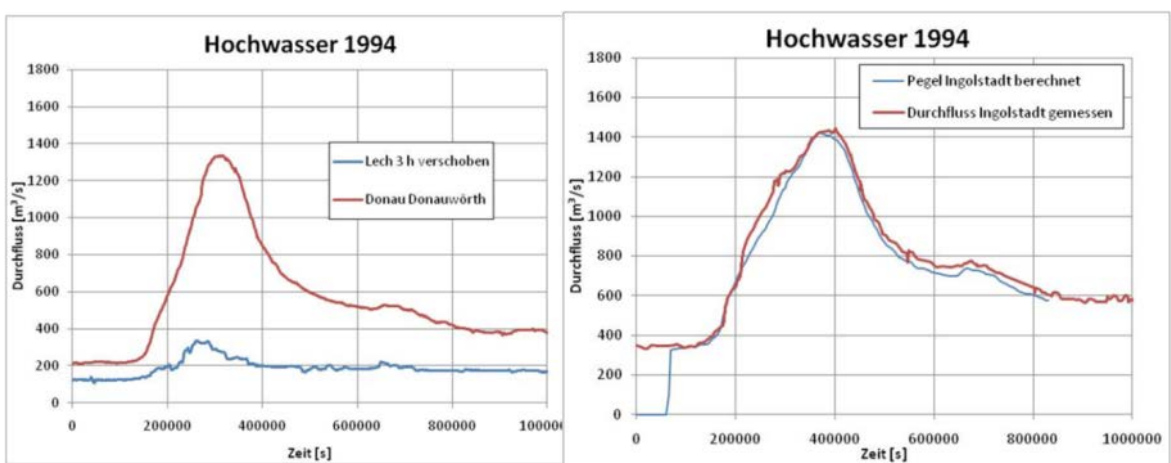


Abbildung 57: Zuflussganglinien und Simulationsergebnisse am Pegel Ingolstadt



Auch bei dieser Validierungsberechnung wurden gute Übereinstimmungen erzielt.

#### Hochwasserereignis 2002:

Durch den Einfluss des Lechs auf dieses Hochwasserereignis gelingt es am Pegel Neuburg nicht, die Hochwasserverhältnisse gut abzubilden (siehe Abb. 58).

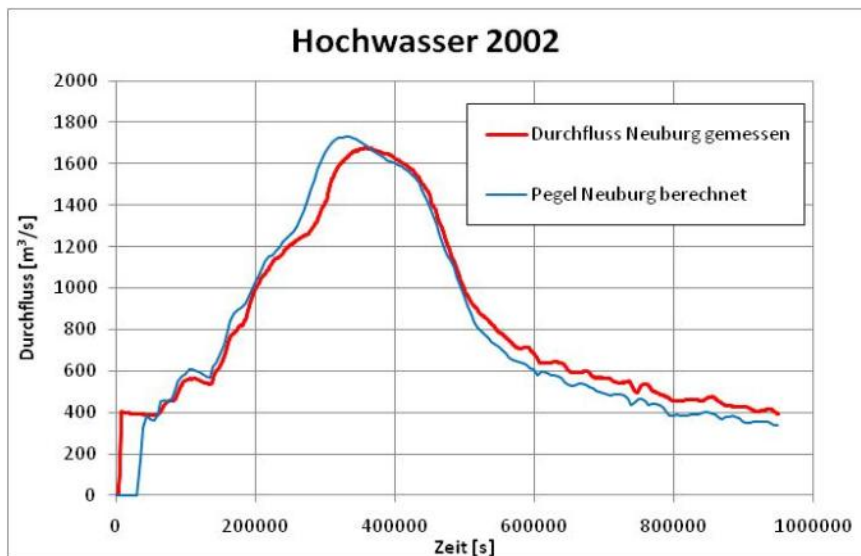


Abbildung 58: Ergebnis der Validierungsberechnung am Pegel Neuburg

Setzt man die Berechnungen mit gemessenen Werten als Zulauftrandbedingung fort, so verbessert sich die Güte der Ergebnisse an den Pegeln Ingolstadt und Kelheim maßgebend (siehe Abb. 59). Im Abschnitt Ingolstadt bis Kelheim wurden einige seitliche Zuflüsse nicht erfasst, deswegen ist die berechnete Ganglinie am Pegel Kelheim im Scheitelpunktbereich etwas zu niedrig.

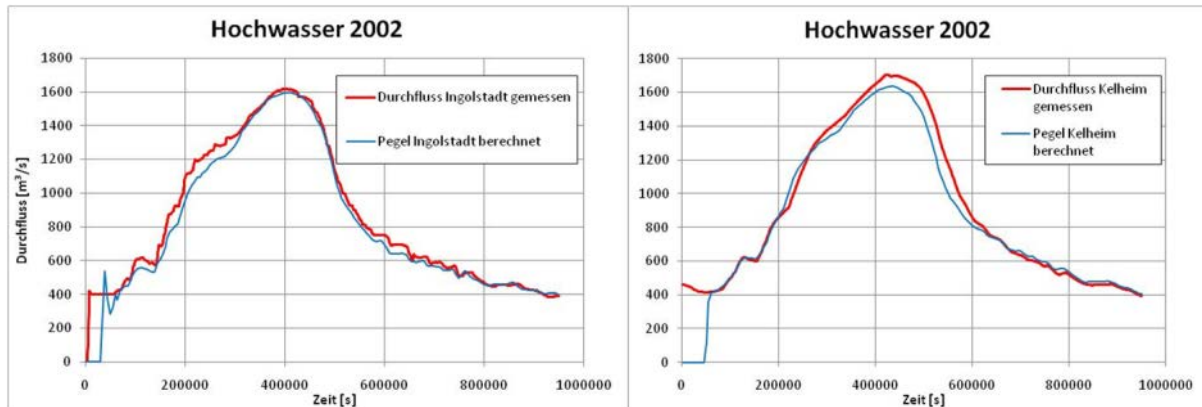


Abbildung 59: Ergebnis der Validierungsberechnung an den Pegeln Ingolstadt (links) und Kelheim (rechts)

Im Modellabschnitt Kelheim bis Straubing wird das Hochwassergeschehen vor der Mündung des Regen gut wiedergegeben. Am Pegel Oberndorf (Abb. 60 links) stimmt die berechnete Durchflussganglinie mit der gemessenen überein. Der Regen führte 2002 allerdings im unteren Abschnitt mit knapp 680 m<sup>3</sup>/s ein 50- bis 100-jährliches Hochwasser, was zu großflächigen Ausuferungen zwischen dem letzten Pegel vor der Mündung (Pegel Marienthal) und der Mündung in die Donau führte. Daher ist die überschlägige, ausschließlich zeitliche Verschiebung der Hochwasserwelle des Regen vom letzten Pegel zur Mündung hin mit Unsicherheiten behaftet. In Abbildung 60 (rechts) ist die berechnete Hochwasserwelle am Pegel Schwabelweis dargestellt, die den Einfluss des Regen erkennen lässt.

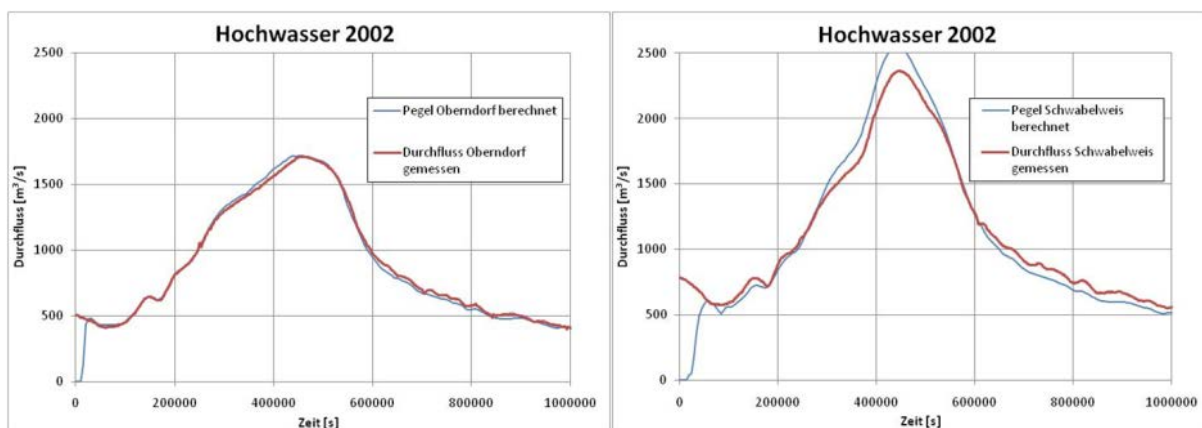


Abbildung 60: Ergebnis der Validierungsberechnung an den Pegeln Oberndorf (links) und Schwabelweis (rechts)

Für zukünftige Berechnungen des Hochwassers 2002 wird in diesem Bereich empfohlen, die Verschiebung der Hochwasserwelle des Regen vom Pegel Marienthal bis zur Mündung in die Donau durch eine numerische Simulation zu bestimmen.





### Hochwasserereignis 2005:

Das Hochwasserereignis 2005 war am Lech das größte Hochwasser der vergangenen Jahre. Mit einem Abfluss von 1540 m<sup>3</sup>/s am Pegel Augsburg u. d. Wertachmündung erreicht es nahezu eine Jährlichkeit von 100. Dadurch ist die Verschiebung der Hochwasserwelle vom o.g. Pegel zur Mündung in die Donau hin mit überschlägigen ausschließlich zeitlichen Verfahren nicht möglich. Ausuferungen, Vorland- und Aueströme und Rückströmungen beeinflussen sowohl die Ausbreitungsgeschwindigkeit als auch die Form der Hochwasserwelle massiv. Deshalb ist es nicht zielführend, mit diesem Hochwasserereignis eine Validierungsberechnung im Bereich Donauwörth bis Kelheim durchzuführen, wenn über die tatsächliche Form und Höhe der Lechganglinie an der Mündung in die Donau keine Daten vorliegen. Die Berechnung mit einer nur überschlägig zeitlich verschobenen Lechganglinie führt – wie in Abbildung 61 zu sehen – zu einem unbrauchbaren Ergebnis.

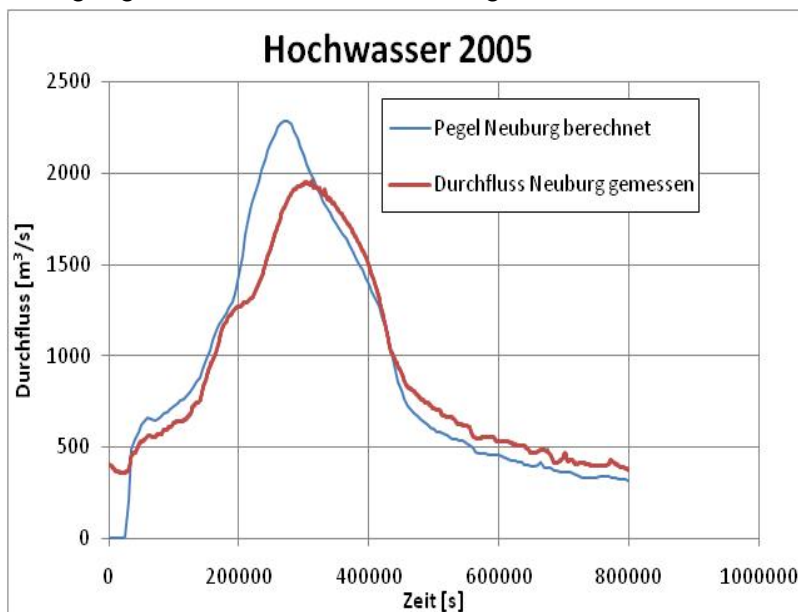


Abbildung 61: Validierungsergebnis für das HW 2005 am Pegel Neuburg



Im Bereich Kelheim bis Straubing ist die Beeinflussung des Donauhochwassers durch die Nebenflüsse geringer. Aber auch hier wird erneut ersichtlich, dass die überschlägige und ausschließlich zeitliche Verschiebung der seitlichen Zuflüsse zu Fehlern in den Simulationen führt. In Abbildung 62 ist links das Validierungsergebnis am Pegel Oberndorf dargestellt. Hier ist der Einfluss der Zuflüsse Naab und Regen noch nicht vorhanden und die Berechnungsergebnisse passen gut mit der gemessenen Ganglinie überein. In derselben Abbildung ist auf der rechten Seite das Validierungsergebnis am Pegel Schwabelweis, nach Mündung von Naab und Regen, dargestellt. Hier wird wieder der angesprochene Einfluss der seitlichen Zuflüsse ersichtlich.

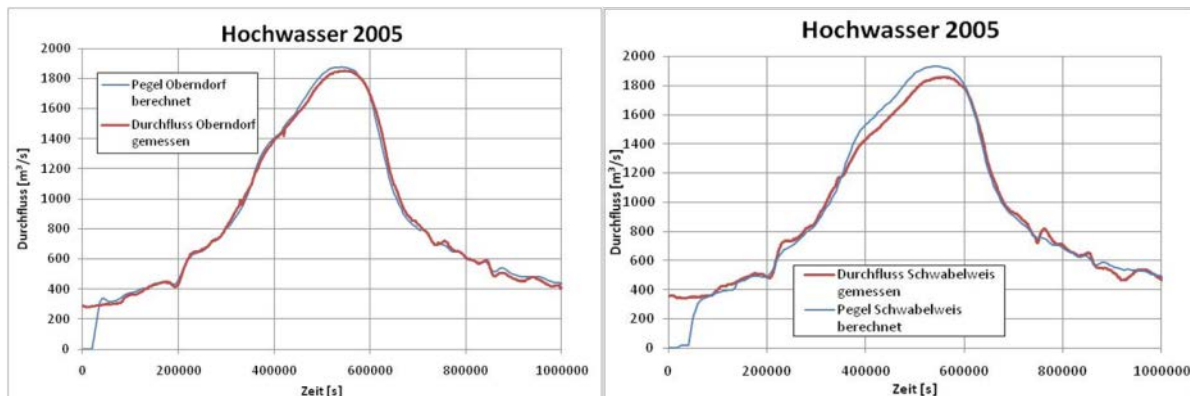


Abbildung 62: Ergebnis der Validierung; Pegel Oberndorf (links), Pegel Schwabelweis (rechts)

Auch die berechneten Wasserstände an den Pegeln Regensburg, Pfatter und Straubing weisen eine gute Abbildung der gemessenen Werte auf (siehe Abb. 63).

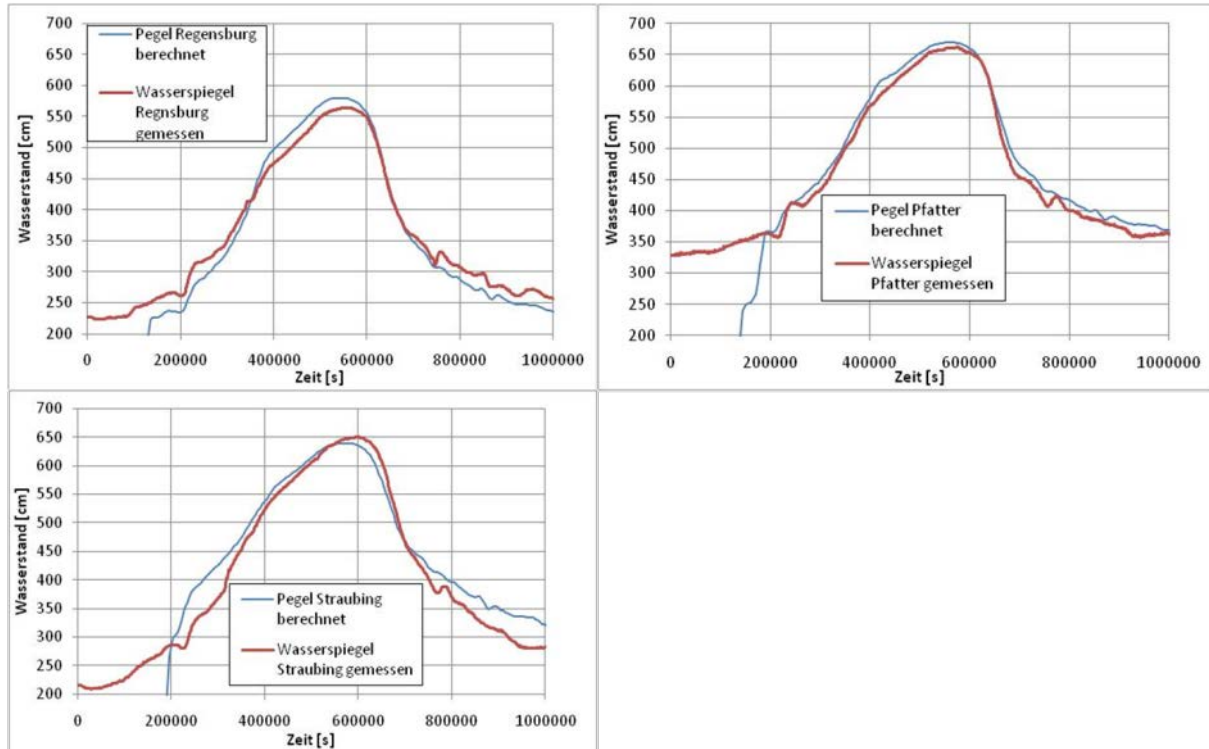


Abbildung 63: Ergebnis der Validierung: Pegel Regensburg, Pfatter und Straubing (Wasserstand)

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass für das Untersuchungsgebiet Donauwörth bis Straubing zwei hydrodynamische Modelle erstellt wurden, die die natürlichen Vorgänge im Hochwasserfall gut abbilden können und somit für die weiteren geplanten Untersuchungen herangezogen werden können. Allerdings wurde auch festgestellt, dass die Güte der Berechnungsergebnisse stark von der Güte der Zuflussrandbedingungen abhängig ist. Es müssen also für Berechnungen mit realen Hochwasserereignissen zunächst die Randbedingungen der seitlichen Zuflüsse für den Modellrand genau definiert werden.

#### Validierung Modell Vilshofen bis Jochenstein

Für die Validierung des unteren Teilmodells wurde neben den Ereignissen 1988 und 2002 das während der Projektbearbeitung abgelaufene Hochwasser vom Januar 2011 hinzugenommen. Die am Pegel Passau Ilzstadt berechneten Durchflüsse zeigen ein analoges Verhalten wie die berechneten Wasserstände und weisen im Peak zu geringe, sowie im abklingenden Ast zu hohe Werte auf (Abb. 64). Der Grund dafür lässt sich wiederum in der bei Rückstau einfluss nicht gültigen Abflussberechnungen am Pegel Passau Ingling begründen. In den Bereichen, in denen die berechneten Abflüsse mit den Messwerten übereinstimmen, werden auch die Wasserstände im Modell korrekt abgebildet. Zur weiteren Modellabsicherung wurden auch die Ereignisse 1988 und 2002 simuliert. Wie bei den vorangegangenen Simulationen in diesem Modellabschnitt war der Vergleich



zwischen Modell und Natur durch die Schwierigkeiten mit dem Innzufluss mit großen Unsicherheiten belegt.

Da für diese Ereignisse der Innzufluss noch nicht in modifizierter Form vorlag, wurden die Messwerte für den Inn am Pegel Passau Ingling so verändert, dass die Summe der Modellzuflüsse (Donau, Vils, Ilz und Inn) genau den Messwerten in Achleiten entsprachen (Abb. 65 und 66 jeweils links). Anschließend wurden die berechneten Wasserspiegellagen am Pegel Passau mit den Messwerten verglichen (Abb. 65 und 66 rechts).

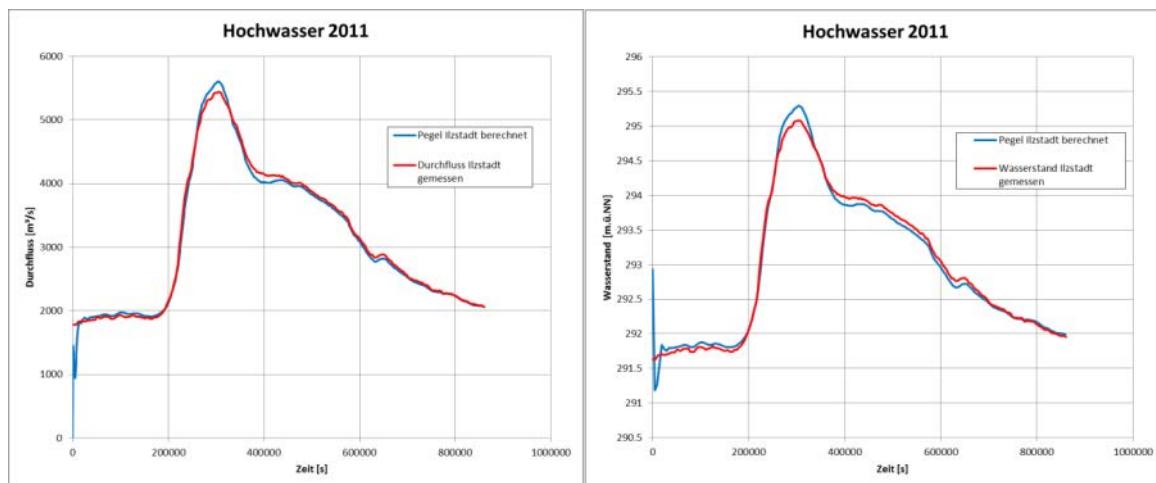


Abbildung 64: Abfluss- und Wasserstandsganglinien am Pegel Passau Ilzstadt beim Hochwasser 2011

Es ist zu erkennen, dass die gemessenen Wasserstände am Pegel Passau mit den angepassten Zuflusswerten des Inn sehr gut abgebildet werden können. Dies stützt zum einen die vorliegende Modellkalibrierung, zum anderen aber auch die Theorie, dass die Abflusserfassung am Pegel Achleiten korrekt funktioniert, am Pegel Passau Ingling bei Rückstau der Donau allerdings deutlich zu hohe Werte für den Innabfluss berechnet werden.

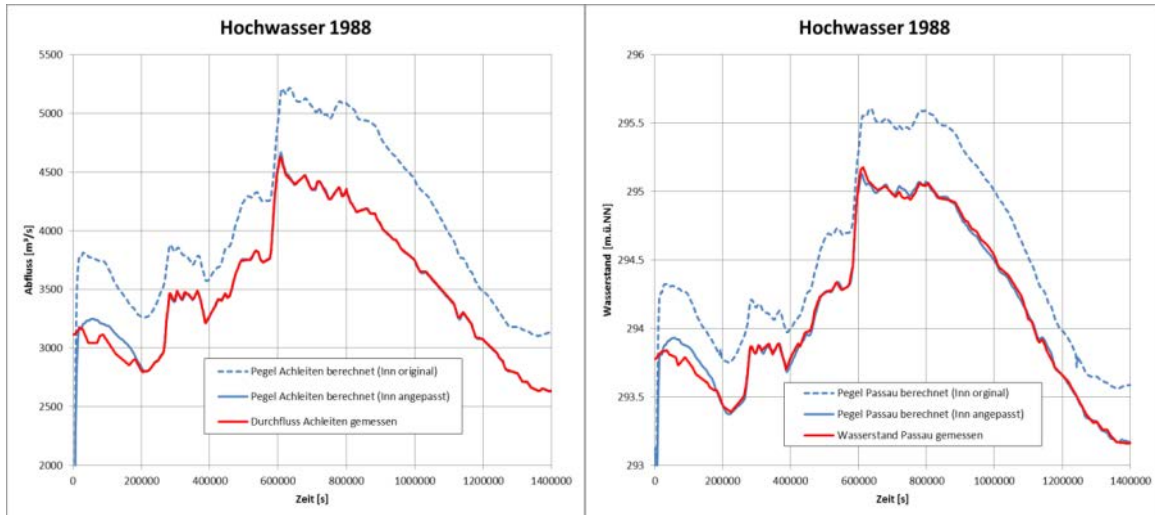


Abbildung 65: Abflussganglinie am Pegel Achleiten (l.) und Wasserstand am Pegel Passau (r.) beim Hochwasser 1988

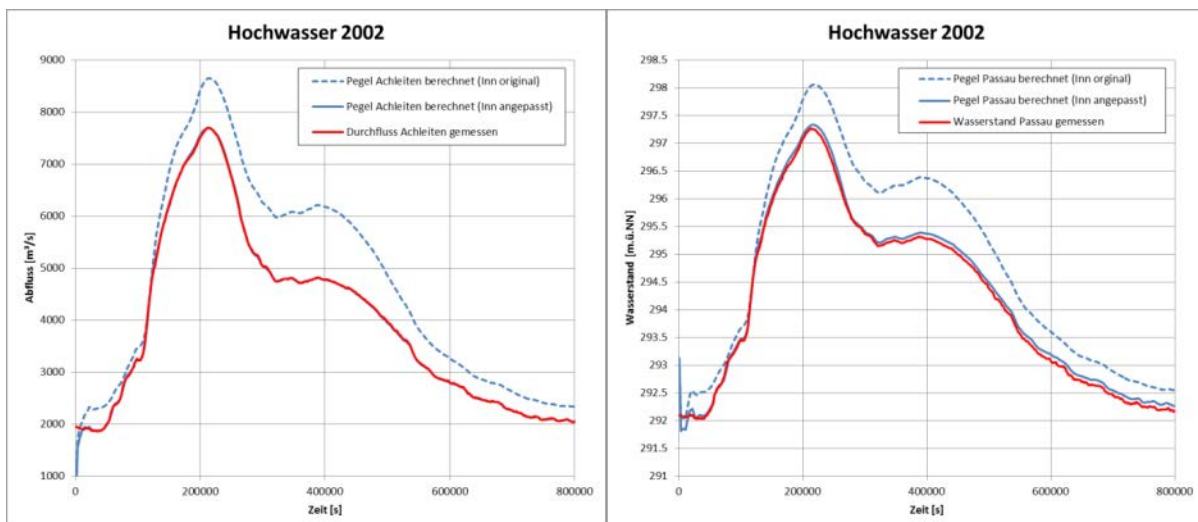


Abbildung 66: Abflussganglinie am Pegel Achleiten (l.) und Wasserstand am Pegel Passau (r.) beim Hochwasser 2002

Zusammenfassend lässt sich für den Modellabschnitt Vilshofen bis Jochenstein feststellen, dass auf Grund der unsicheren Zuflussrandbedingungen eine Kalibrierung und Validierung wie in den o.g. Modellen nicht möglich war. Eine aufwändige Differenzierung der Sohlrauheiten war auf Grund der fehlenden Vergleichsbasis nicht zielführend bzw. machbar. Da es in dem Modellabschnitt allerdings zu keinen größeren Vorlandüberflutungen und entsprechend auch zu keinen nennenswerten Retentionseffekten kommt und die Rauheiten der Flusssohle kaum Einfluss auf die Abflusshöhe nehmen, kann davon ausgegangen werden, dass das Modell das Abflussgeschehen ausreichend genau abbildet.



Für die Ermittlung von Wasserspiegellagen und Überschwemmungsgebieten sind die vorliegenden Modelle generell nicht vorgesehen und sollten für diesen Zweck auch nicht verwendet werden.

Vor der Erstellung von neuen detaillierten Modellen, die die genannte Zielsetzung erfüllen können, sollten vorab vor allem im Donauabschnitt Vilshofen bis Jochenstein die Pegelmessstellen eingehend überprüft werden.

### 3.3 Teilmodelle im Überblick

In Tabelle 2 ist ein Überblick über die im Rahmen des Projekts verwendeten HN-Modelle gegeben. Die dargestellten Abkürzungen der Donauabschnitte werden im weiteren Verlauf des Berichts durchgehend verwendet.

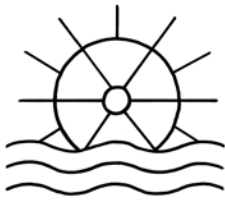
Unter „Hauptzubringer“ sind nur die jeweils dominanten Donauzuflüsse des jeweiligen Abschnitts zu verstehen. Kleinere Zuflüsse wurden in den Simulationen ebenfalls berücksichtigt.

Tabelle 2: Überblick über die verwendeten HN-Modelle

Modellabschnitt	Neu-Ulm Donauwörth	Donauwörth Kelheim	Kelheim Straubing (KW)	Straubing (KW) Vilshofen	Vilshofen Jochenstein (KW)
<i>HW maßgebend beeinflusst durch</i>	<i>Iller</i>	<i>Lech</i>	<i>Naab, Regen</i>	<i>Naab, Regen ab Deggendorf: Isar</i>	<i>bis Passau: Isar ab Passau: Inn</i>
Abkürzung	NU_DON	DON_KEH	KEH_SR	SR_VI	VI_JO
Ersteller	Fischer (TUM)	Skublics (TUM)	Skublics (TUM)	RMD	Asenkersch- baumer (TUM)
Sachstand	2006 <sup>4</sup>	Okt 2010	Okt 2010	2009 <sup>5</sup>	Juli 2011
Länge (km)	~ 80	~ 94	~ 85	~ 90	~ 45
Kalibrierung	HW 99	HW 99	HW 99	HW 2005	HW 99
Hauptzubringer	Wörnitz	Lech	Naab, Regen	Isar	Inn
Staufstufen	11	5	4	0	2

<sup>4</sup> 2010: Integration neuer terrestrischer Geländeaufnahmen von FKM 2554 bis 2512

<sup>5</sup> Verwendetes Modell der RMD: IST\_Zustand; Sommerzustand der Vegetation



## 4 Untersuchungen

### 4.1 Einzelwirkungsanalyse Flutpolder

Die unter Kapitel 2 dargestellten möglichen Flutpolderstandorte der Kategorien 1 und 2 wurden zunächst einer Einzelwirkungsanalyse unterzogen. Die Wirkungsanalyse erfolgt für die ausgewählten Polder einzeln anhand dreier verschiedener Hochwasserszenarien, die jeweils in einem hydrologischen Flussabschnitt der Donau ein  $HQ_{100}$  leicht übertreffen.

Es wurde von einer Steuerung der Flutpolder ausgegangen, die unter voller Ausnutzung des vorhandenen Poldervolumens die Donauwelle horizontal kappt und somit lokal zur maximalen Scheitelminderung führt.

Entleerungsvorgänge der Rückhalteräume, die die Donau im abklingenden Ast beeinflussen würden, waren nicht Inhalt der Untersuchungen. Nicht optimale Steuerungsvorgänge, die in der Praxis z.B. auf Grund fehlerhafter bzw. ungenauer Hochwasserprognosen bei der Polderflutung eher dem Normalfall entsprechen, wurden ebenfalls nicht untersucht. Die folgende Analyse beruht dementsprechend auf einem akademischen Optimalfall, dessen einheitliche und eindeutige Randbedingungen eine nachvollziehbare Vergleichsbasis bilden. Die Einzelwirkungsanalyse zielt darauf, das Potenzial einzelner Standorte herauszustellen und deren Wirkungsreichweite abzuschätzen. Ein Vergleich der möglichen Flutpolderstandorte kann demnach in dieser Untersuchung nur rein aus technisch/hydrologischer Sicht erfolgen.

#### 4.1.1 Hydrologische Szenarien

Die bei den Wirkungsanalysen verwendeten Hochwasserszenarien sollten die hydrologischen Eigenschaften der Donau widerspiegeln. Dazu wurden reale Hochwasserereignisse so verändert, dass jeweils in einem hydrologischen Teilgebiet ein Hochwasserereignis entsteht, das geringfügig seltener als einmal in 100 Jahren zu erwarten ist. Gründe für die Szenarienwahl in dieser Größenordnung waren zum einen das 100-jährliche Ereignis im Wasserbau als klassische Bemessungsgrundlage, das somit eine geeignete Referenz für den Wirkungsvergleich darstellt, und zum anderen die von der bayerischen Wasserwirtschaftsverwaltung den Flutpoldern zugesprochene Funktion einer zusätzlichen Sicherheit, die auch über den i. d. R. durch örtliche Maßnahmen angestrebten Grundschutz  $HQ_{100}$  hinausgeht und damit die gesamte systemische Sicherheit des unterhalb liegenden Donauabschnittes erhöht. Darüber hinaus bilden gesteuerte Flutpolder auch eine Reserve für klimabedingte Änderungen der Abflussverhältnisse und schaffen weitere Handlungsoptionen für Extremereignisse (vgl. Kapitel 4.3).

Die Anpassung der Ganglinien für die im Folgenden beschriebenen Szenarien erfolgte teilweise iterativ. So wurden die HN-Modelle mit den im hydrologischen Modell (LfU) erzeugten Ganglinien beschickt, die berechneten Wellen an den Durchflusspegeln mit den Zielgrößen verglichen und die Zuflussganglinien falls erforderlich nochmals modifiziert. Auf



diese Weise konnte für jeden hydrologischen Teilabschnitt ein geeignetes Szenario in der Größenordnung  $HQ_{100}$  generiert werden.

Um im Abschnitt zwischen Neu-Ulm und Donauwörth ein 100-jährliches Ereignis zu simulieren, wurde das Hochwasser von 1994 verwendet (Szenario 1A). Mit den modifizierten Zuflüssen der Donau und deren Zubringer (v.a. Günz, Mindel, Wörnitz, Abb. 67 links) wird im Wellenscheitel der Zielwert des  $HQ_{100}$  gut abgebildet (Abb. 67 rechts).

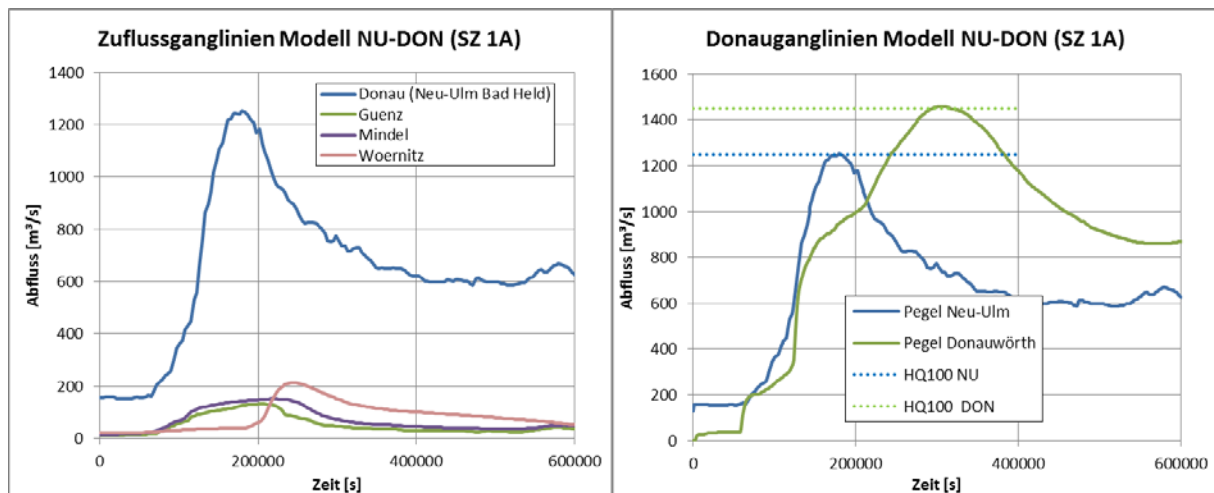


Abbildung 67: Ganglinien der Donau und einiger Zubringer unter Szenario 1A

Für den Abschnitt zwischen Donauwörth und Kelheim wurde das stark vom Lech geprägte Hochwasserereignis vom Mai 1999 verwendet (Szenario 2A). Da das Hochwasser in dieser Strecke eine Wiederkehrzeit deutlich größer 100 Jahre aufweist, wurden die Ganglinien im Vergleich zu den Messwerten etwas reduziert. Am Pegel Kelheim wird die  $HQ_{100}$ -Marke schließlich nur leicht überschritten (Abb. 68 rechts).

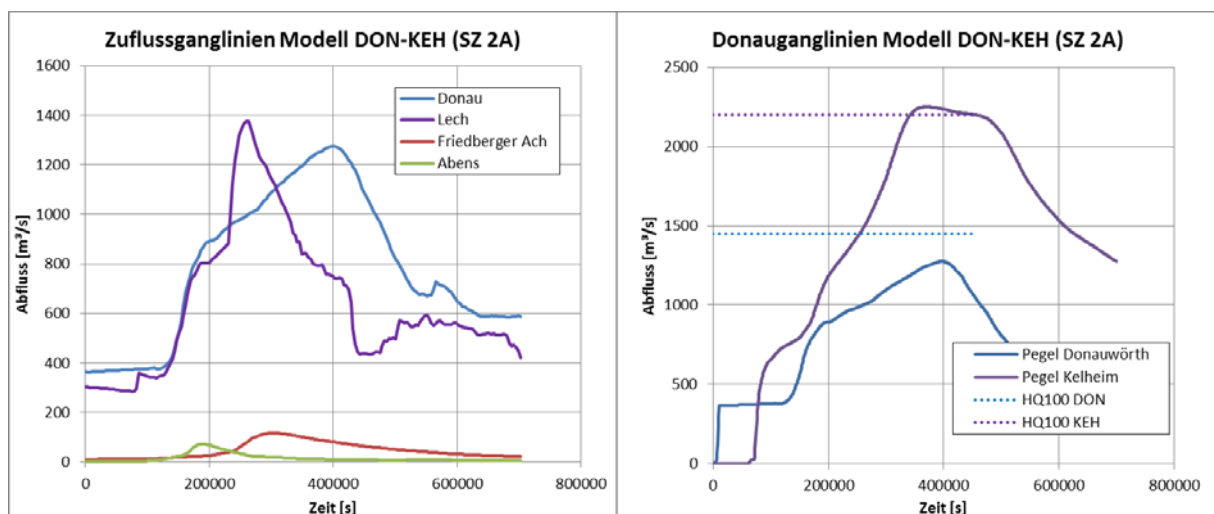


Abbildung 68: Ganglinien der Donau und einiger Zubringer unter Szenario 2A





Für die Untersuchungen an den Polderstandorten im Abschnitt Kelheim bis Straubing wurde das Hochwasser 2011 so verändert, dass im Raum Regensburg bzw. Straubing das  $HQ_{100}$  überschritten wird (Szenario 3A).

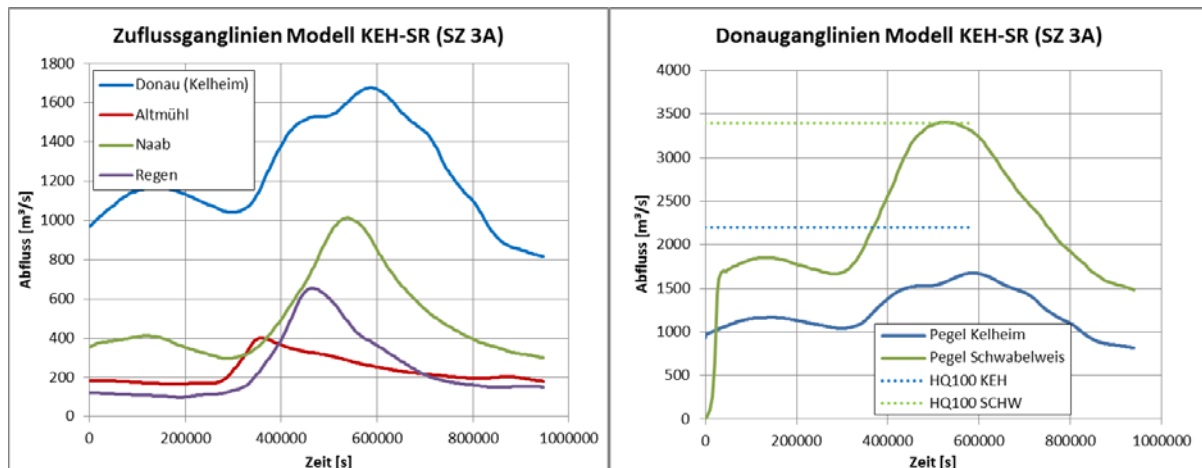


Abbildung 69: Ganglinien der Donau und einiger Zubringer unter Szenario 3A

#### 4.1.2 Methodik

Als erster Schritt wird die Abflussganglinie unter dem entsprechenden Szenario auf Höhe des Einlaufbauwerks des betrachteten Flutpolders ermittelt (blaue Linie, Abb. 70). Übertragen auf die Praxis kann dieser Schritt mit einer 100 Prozent korrekten Prognose der Hochwasserganglinie verglichen werden. Aus dem bekannten Nutzvolumen des Polders kann der optimale Zeitpunkt für die Polderflutung berechnet werden. Die durch die Polderflutung erzeugte Ganglinie wird dadurch horizontal gekappt und der Scheitelabfluss wird unter dem vorhandenen Retentionsvolumen maximal reduziert (vgl. rote Linie, Abb. 70).

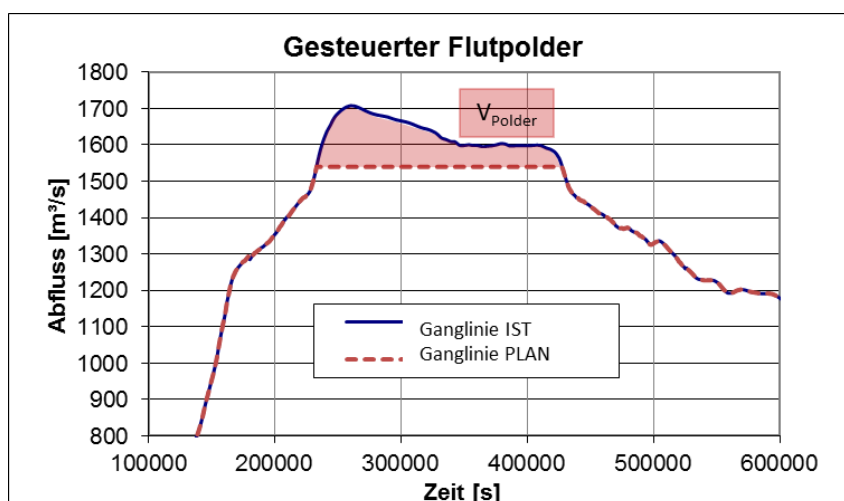


Abbildung 70: Schematischer Ablauf einer optimalen Polderflutung (Asenkerschbaumer, 2011)



Als nächstes wird der Umfang des Flutpolders im Modell markiert und über die Elementtraueheit als „undurchströmbar“ definiert (Abb. 71, rote Elemente). Dies hat zum Zweck, dass ein definiertes Füllvolumen vorliegt und unkontrolliertes Zu-, Aus- oder Durchfließen des Polders ausgeschlossen werden kann. Der Vorgang kann mit dem Eindeichen der Polderfläche verglichen werden.

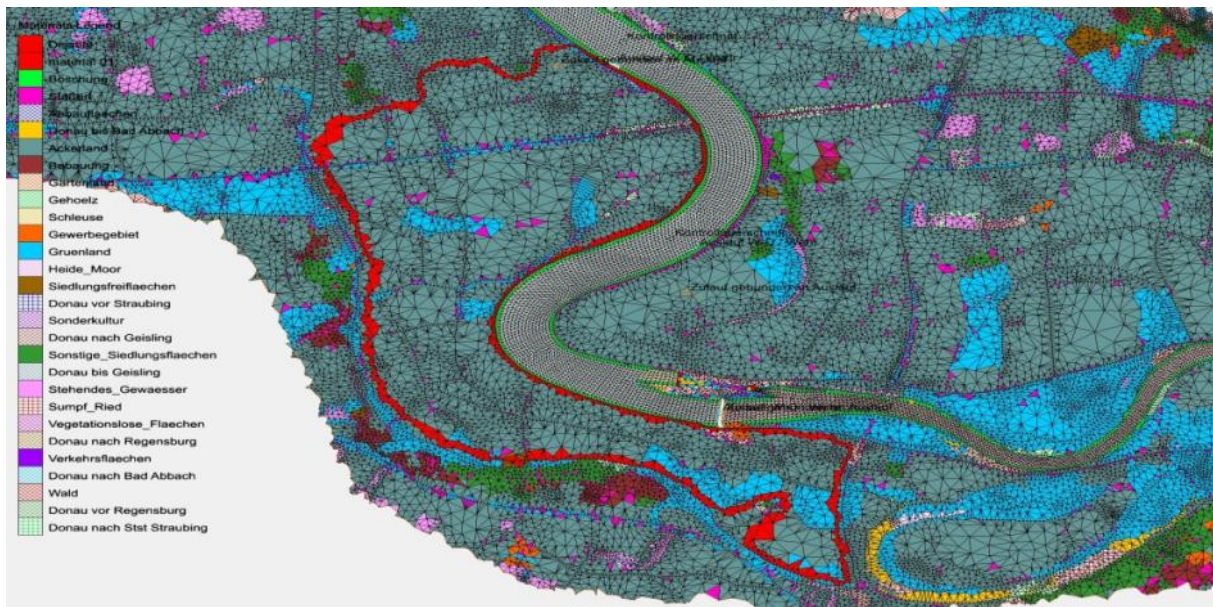


Abbildung 71: Abgrenzung der Polderfläche durch „disabled elements“

Als dritter Schritt wird das Einlaufbauwerk als innere Randbedingungen in das Modell integriert. Das Vorgehen ist in Abbildung 72 schematisch dargestellt. Die Randbedingung besteht aus zwei korrespondierenden „Nodestrings“, wobei über den einen der Wasserentzug aus der Donau (C) und über den zweiten die Wasserzuführung in den Polder erfolgt (D). Die Öffnung bzw. Steuerung des Abflusses in den Polder erfolgt dabei über einen Kontrollpegel in unmittelbarer Nähe des Einlaufbauwerks (B). Da eine abflussabhängige Einlaufsteuerung mit der verwendeten Software noch nicht möglich ist, wird der Zielabfluss in einen Zielwasserstand umgerechnet. Wird in der folgenden Simulation dieser Wasserstand erreicht, wird dem Abfluss in der Donau kontinuierlich so viel Wasser entzogen, dass der Kontrollpegel durchgehend horizontal auf dem Zielniveau gehalten wird. Fällt der Pegel wieder unter den berechneten Zielwasserstand, wird das Einlaufbauwerk geschlossen. Der Wasserkörper ist im Flutpolder eingeschlossen und nimmt nicht mehr am weiteren Abflussgeschehen teil.

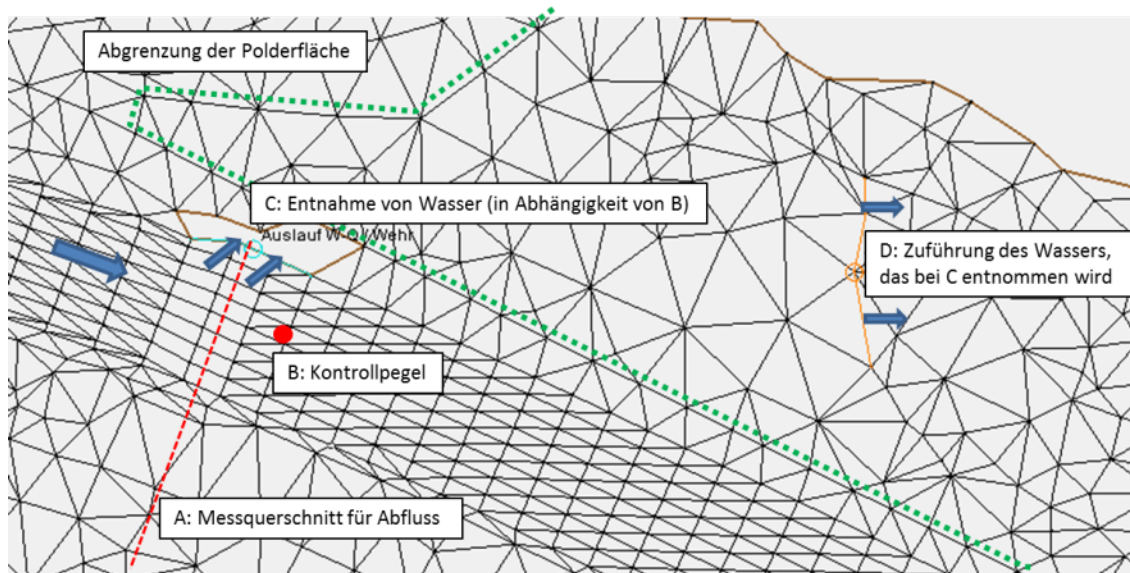


Abbildung 72: Schematische Darstellung der inneren Randbedingungen eines steuerbaren Flutpolders (Asenkerschbaumer, 2011)

Sind alle Randbedingungen gesetzt, folgen Optimierungsläufe, mit denen das korrekte Setup für den jeweiligen PLAN-Zustand bestimmt wird. Nach jedem Berechnungslauf wird kontrolliert, ob das vorhandene Nutzvolumen des Polders mit der tatsächlichen Beaufschlagung übereinstimmt (Integration der Polderzuflüsse über die Nodestings). Bereits Fischer stellt in seinen Untersuchungen fest, dass sich die für den IST-Zustand berechnete Ganglinie durch den Füllvorgang des Polders verformt bzw. aufsteilt (vgl. Abb. 73).

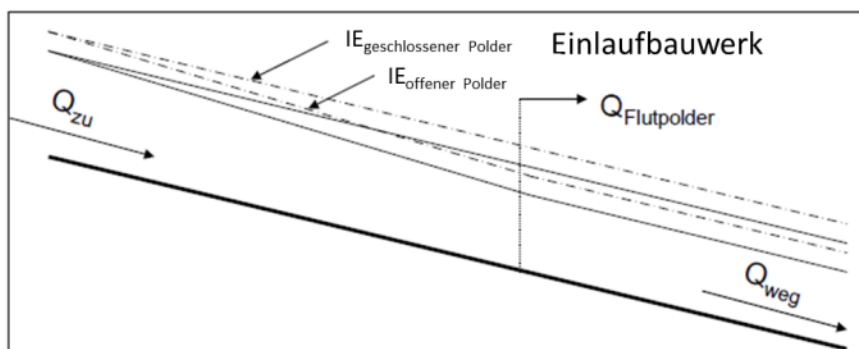
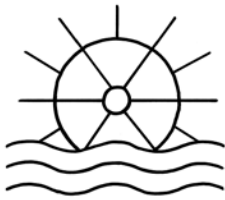


Abbildung 73: Verändertes Energieliniengefälle bei Polderbetrieb, verändert (Fischer, 2006)

Je nach der Geometrie der Flusssohle, örtlichen Besonderheiten (z.B. Kurven, Einengungen) oder Einflüssen aus benachbarten Vorland- und Aueflutungen tritt dieser Effekt mehr oder weniger stark auf. Durch iterative Anpassung des Zielpegels konnten in allen Fällen Genauigkeiten von ca. +/- 1 % (bezogen auf das tatsächliche Nutzvolumen) erreicht werden. Im Durchschnitt waren dafür drei bis vier Simulationen erforderlich (Unterschreitung, Überschreitung, lineare Interpolation, ggf. weitere Anpassungen).



### Lage des Kontrollpegels

Auch die räumliche Lage des Kontrollpegels hat großen Einfluss auf die resultierende Donauganglinie. Im Vorfeld wurde dazu im Rahmen einer Masterarbeit eine Reihe von Untersuchungen durchgeführt. Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die Anordnung kurz unterhalb des Einlaufbauwerks in den meisten Fällen zu einer horizontalen Kappung führt. Wird der Kontrollpegel zu weit nach Oberstrom bzw. auf gleicher Höhe mit dem Einlaufbauwerk gelegt, wird die Ganglinie nicht horizontal gekappt (vgl. Abb. 74).

Neben den erzielten Volumina wurde demnach auch kontrolliert, ob eine horizontale Kappung der Donauwelle vorgenommen wurde. In einzelnen Fällen musste die Lage des Kontrollpegels nochmals neu gewählt werden.

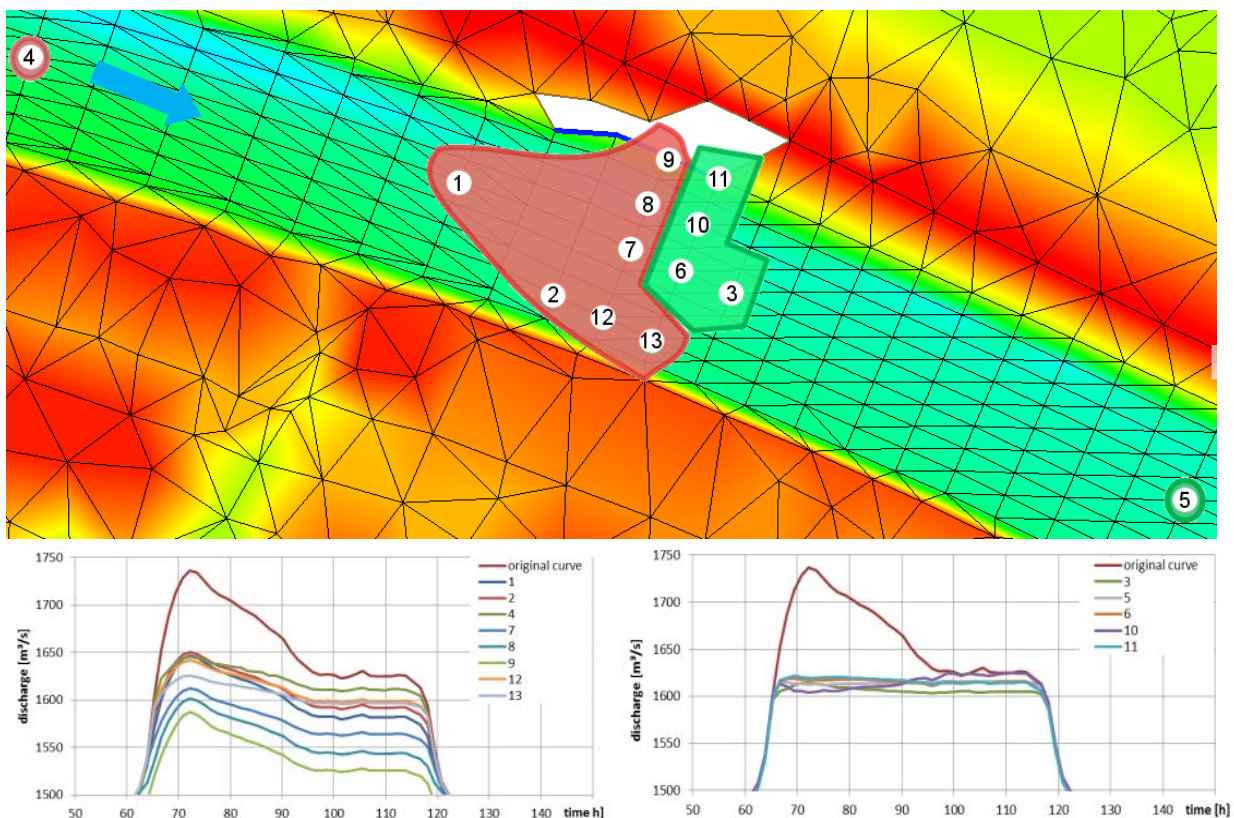
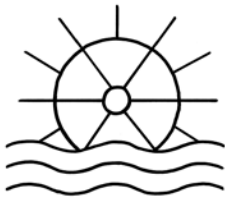


Abbildung 74: Systematische Untersuchungen zur optimalen Lage des Kontrollpegels (Hötzl, 2011)

Es ist unklar, ob sich bei den beschriebenen Effekten nur um ein Artefakt der numerischen Simulation handelt, oder ob sich aus den Untersuchungen Empfehlungen für die Lage des Steuerpegels in der Praxis ableiten lassen können. Erfahrungsberichte von bereits umgesetzten Flutpolderprojekten sind bislang nicht bekannt.

### 4.1.3 Bewertungskriterien

Um die Flutpolderwirkung entlang der bayerischen Donau aufzuzeigen, werden verschiedene Bewertungskriterien herangezogen.



Zum einen wird die absolute und relative Scheitelreduktion der Donauganglinien an verschiedenen Auswertequerschnitten verglichen. Die absolute Scheitelreduktion  $\Delta Q$  wird für die vorliegende Untersuchung folgendermaßen definiert:

$$\Delta Q_{\text{abs}} = Q_{\text{max, IST}} - Q_{\text{max, PLAN}} \text{ [m}^3\text{/s]}$$

Unter der relativen Scheitelreduktion  $\Delta Q_{\text{rel}}$  [%] ist demnach das Verhältnis  $\Delta Q/Q_{\text{max, IST}}$  zu verstehen. Als Auswertequerschnitte zur Abflussfassung wurden allgemein die folgenden Standorte gewählt:

- 1) Am Polderstandort ca. 1000 m unterhalb des jeweiligen Einlaufbauwerks
- 2) An allen Abflusspegeln
- 3) An allen Staustufen

An den Auswertequerschnitten 1) und 2) wird jeweils der gesamte Abfluss ggf. inklusive Vorland- und Aueabfluss erfasst. Eine Ausnahme stellt der Bereich des Riedstromes im Modell NU – DON dar: Da der Riedstrom als eigenständiges Fließsystem betrachtet werden kann, wurden die Abflussanteile in diesem Donauabschnitt in der Erfassung ausgeschlossen. Bei der Abflussmessung an den Staustufen wird ausschließlich der Abflussanteil erfasst, der über die Wehrfelder (und ggf. das Kraftwerk) abgeführt wird. Abfluss im Auebereich (z.B. schwarzer Damm, Ingolstadt) wird hierbei bewusst nicht berücksichtigt.

Als weiteres Kriterium wird die spezifische Scheitelreduktion  $\Delta Q_{\text{spez}}$  jedes Polders analysiert, indem die relative Scheitelreduktion auf das Poldervolumen [Mio. m<sup>3</sup>] normiert wird:

$$\Delta Q_{\text{spez}} = \Delta Q_{\text{rel}} / V_{\text{Polder}} \text{ [% / Mio. m}^3\text{]}$$

Der Quotient bildet einen guten Indikator für die Effektivität des jeweiligen Standortes ab und wurde jeweils für die Auswertequerschnitte 1) und 2) ermittelt.

In den folgenden Kapiteln werden die Ergebnisse getrennt nach den betrachteten Abschnitten und in der Zusammenschau dargestellt. Dabei wird auf die wesentlichen Merkmale der Standorte der Kategorie 1 und 2 eingegangen.

Übersichtliche Kollektiv-Darstellungen der relativen und spezifischen Scheitelreduktionen sowie der Reduktion der maximalen Wasserspiegellagen wurden zu den Polderstandorten der Kategorie 1 über die gesamte Untersuchungsstrecke im Längsschnitt angefertigt und befinden sich in den Anhängen 2a bis 4c. Wie exemplarisch in Abbildung 75 zu erkennen ist, sind die ermittelten Werte an den jeweiligen Stützstellen zur besseren Übersicht durch Strichlinien verbunden. Eine Interpolation zwischen den Stützstellen kann allerdings nicht vorgenommen werden, da zwischen den dargestellten Stützstellen z.B. auf Grund weiterer Zuflüsse oder durch die Interaktion mit den Auebereichen (nicht dargestellte) Sprünge auftreten können.



Neben den Namen der Auswertequerschnitte sind die wichtigsten Zuflüsse mit deren  $HQ_{100}$ -Werten in den Diagrammen angegeben. Der jeweils erste Punkt (nicht beschriftet) der einzelnen Längsschnitte stellt den Auswertequerschnitt 1000 m unter dem jeweiligen Flutpolder dar.

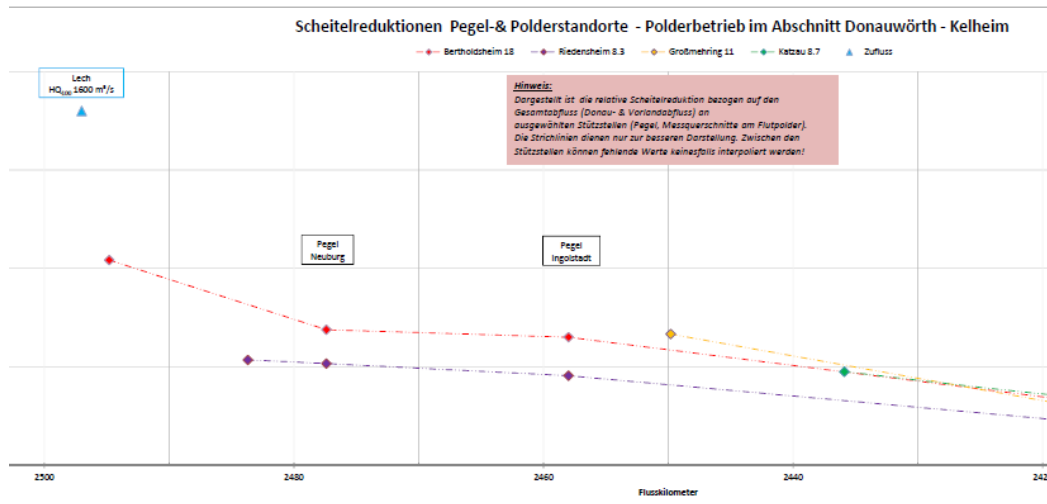


Abbildung 75: Längsschnitt der relativen Scheitelreduktionen - Exemplarischer Ausschnitt

#### 4.1.4 Ergebnisse Abschnitt NU – DON

##### Standort Leipheim

Der potentielle Flutpolderstandort Leipheim ist der erste Standort nach dem Zufluss der Iller. Um das mögliche Nutzvolumen von ca. 11.5 Mio. m<sup>3</sup> optimal auszunutzen, ist den Simulationen zufolge eine Abflussleistung von etwa 160 m<sup>3</sup>/s am Einlaufbauwerk vorzusehen.

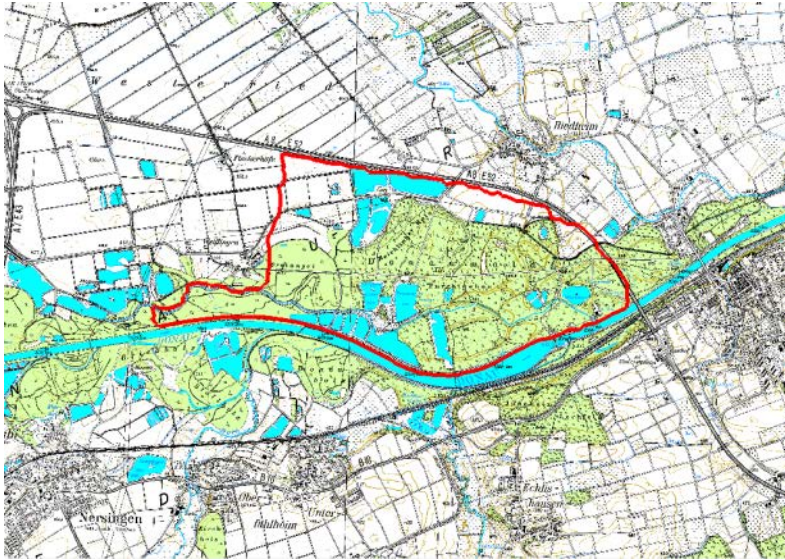
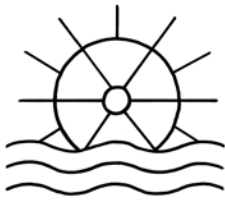


Abbildung 76: Steckbrief Polder Leipzig

Kategorie: 1

Leistungsfähigkeit durch  
Studie Fischer nachgewiesen

Planungsstand

Vorüberlegungen

Randbedingungen

A = 630 ha

V = 11.5 Mio. m<sup>3</sup>

Max. Einstauhöhe = 4 m

Standort: Fkm 2572

Simulation

Optimierungsläufe: 3

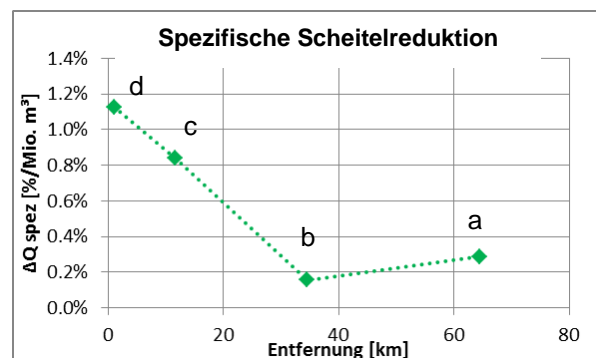
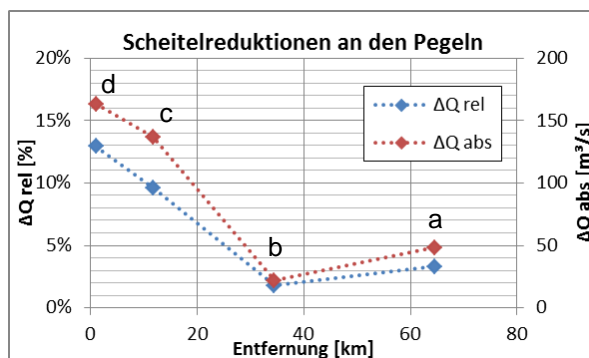
Zielpegel: 454.81 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 160 m<sup>3</sup>/s

Die Leistungsfähigkeit des Polders wurde durch die Studie Fischer nachgewiesen, darum wird die Fläche der Kategorie 1 zugewiesen.

Am ersten Auswertequerschnitt nach dem Einlaufbauwerk kann mit dem Polder eine Reduktion von ca. 13 % (160 m<sup>3</sup>/s) erzielt werden. Bis zur Staustufe Offingen sind dadurch durchschnittliche Minderungen des maximalen Wasserstandes von ca. 30 cm möglich (vgl. Anhang 2c). Der Hochwasserscheitel beträgt an dieser Stelle im IST-Zustand etwa 1260 m<sup>3</sup>/s. Die spezifische Reduktion liegt mit knapp 1.2 % pro Mio. m<sup>3</sup> verhältnismäßig hoch und spricht für eine hohe (lokale) Effektivität des Polders.

Am Pegel Donauwörth (ca. 65 km zurückgelegte Fließstrecke) ist die Dämpfung auf Grund weiterer Zuflüsse und der Einflüsse durch den Riedstrom bereits deutlich reduziert und liegt bei ca. 3 % bzw. 50 m<sup>3</sup>/s. Dies entspricht dies einer Minderung des maximalen Wasserstandes von ca. 8 cm. Die Belastung der Staustufen ändert sich ab der Staustufe Gundelfingen im Vergleich zum IST-Zustand verhältnismäßig wenig.



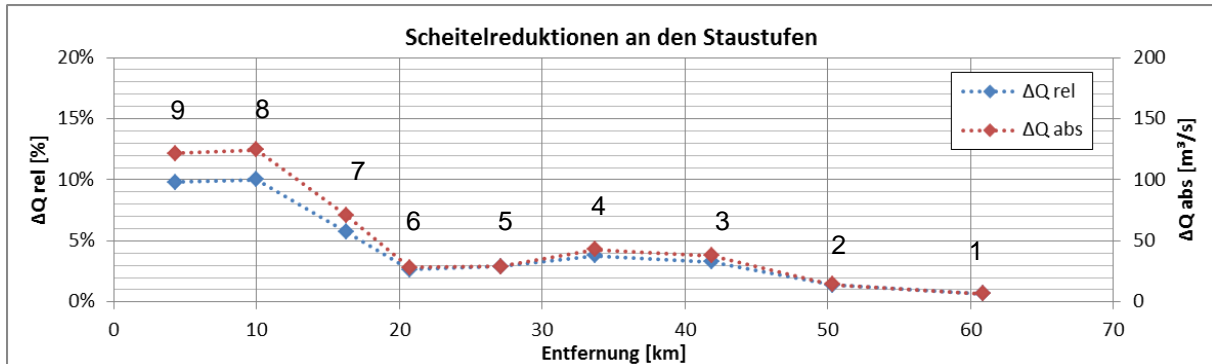


Abbildung 77: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Leipheim<sup>6</sup>

Der deutliche Knick am Pegel Dillingen bzw. die geringen Reduktionen ab der Staustufe Gundelfingen sind durch die Dämpfungswirkung des Riedstroms zu erklären, die den Hochwasserscheitel in diesem Bereich bereits im IST-Zustand abflacht.

Wie in Abbildung 78 deutlich zu erkennen, werden jedoch die Abschläge in den Riedstrom durch den Polderbetrieb in Leipheim deutlich reduziert (Abb. 78, durchgezogene Linien).

Vor der Staustufe Faimingen fließen im PLAN-Zustand in der Spitze ca. 50 m³/s (ca. 3 % bezogen auf den Donauabfluss) weniger in den Riedstrom ab.

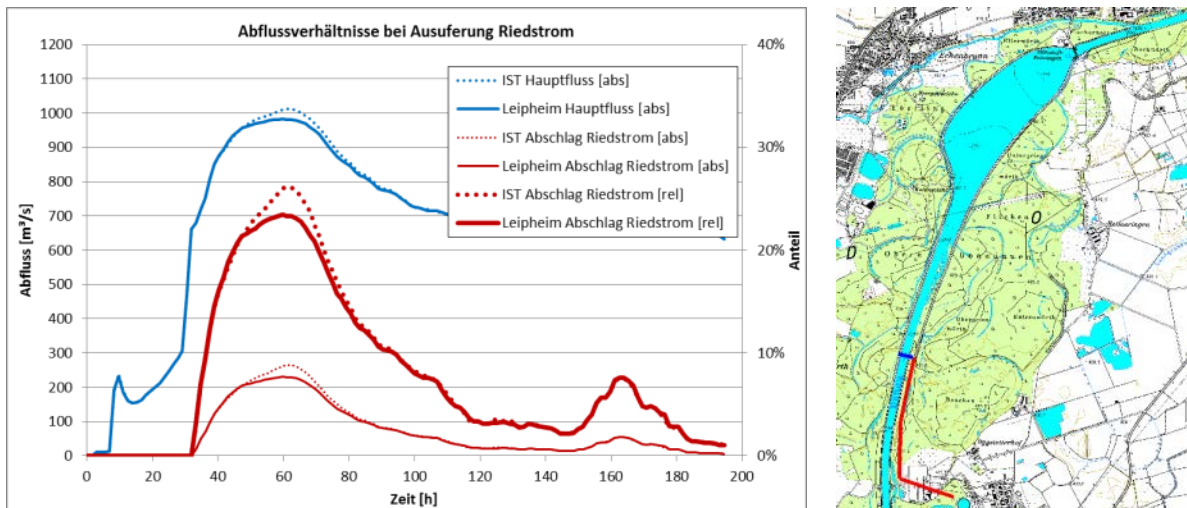


Abbildung 78: Abflussverhältnisse auf Höhe des KW Gundelfingen im IST- und PLAN-Zustand

Um die Retentionswirkung des Riedstroms auch bei Polderbetrieb weiterhin optimal nutzen zu können, wäre demnach eine Anpassungen an den Steuervorgaben an der Staustufe Faimingen empfehlenswert.

<sup>6</sup> Pegelnamen von d-a: Standort Polder, Günzburg, Dillingen, Donauwörth  
Staustufen von 9-1: Leipheim, Günzburg, Offingen, Gundelfingen, Faimingen, Dillingen, Höchstädt, Schwenningen, Donauwörth





Exemplarisch wurden dafür Vergleichssimulationen durchgeführt, in denen das Stauziel im Hochwasserscheitel im Vergleich zum aktuellen Bescheid gezielt angehoben wurde, um die Abschlüge auf das Niveau des IST-Zustands zu heben. Dabei zeigte sich allerdings, dass das Stauziel auf Grund der deutlich flacher ankommenden Ganglinie erheblich angehoben werden müsste, um in etwa die gleichen Abschlüge in den Riedstrom zu erzielen. Bei zusätzlichen 50 cm über der momentanen Steuervorgabe fließt bezogen auf das Volumen in etwa die gleiche Wassermenge in den Riedstrom ab. In der Folge wird der Abfluss an der Staustufe Faimingen im Vergleich zum PLAN-Zustand nochmals um ca. 90 m<sup>3</sup>/s reduziert. Wie in Abbildung 79 oben deutlich zu erkennen, ist der Effekt durch höheren Rückfluss aus dem Riedstrom in die Donau (negative Werte) bzw. weniger weitere Abschlüge aus der Donau in den Riedstrom (positive Werte) nach dem Kraftwerk Faimingen allerdings bereits am folgenden Kraftwerk in Dillingen nahezu aufgehoben. Die Rückströmungen (negative Werte) treten auf, da Ausuferungen oberstrom bereits früher auftreten und in diesem Bereich zur Donau zurückströmen (siehe Abbildung 79 unten).

Am Pegel Donauwörth stellt sich die Situation im Vergleich zum ursprünglich PLAN-Zustand schließlich unverändert dar. Die Untersuchungen zeigen eindrücklich, wie komplex sich die Wechselwirkung Donau und Riedstrom darstellt und dass für die optimierte Beaufschlagung des Riedstromes bei Polderbetrieb vertiefte Betrachtungen notwendig wären.

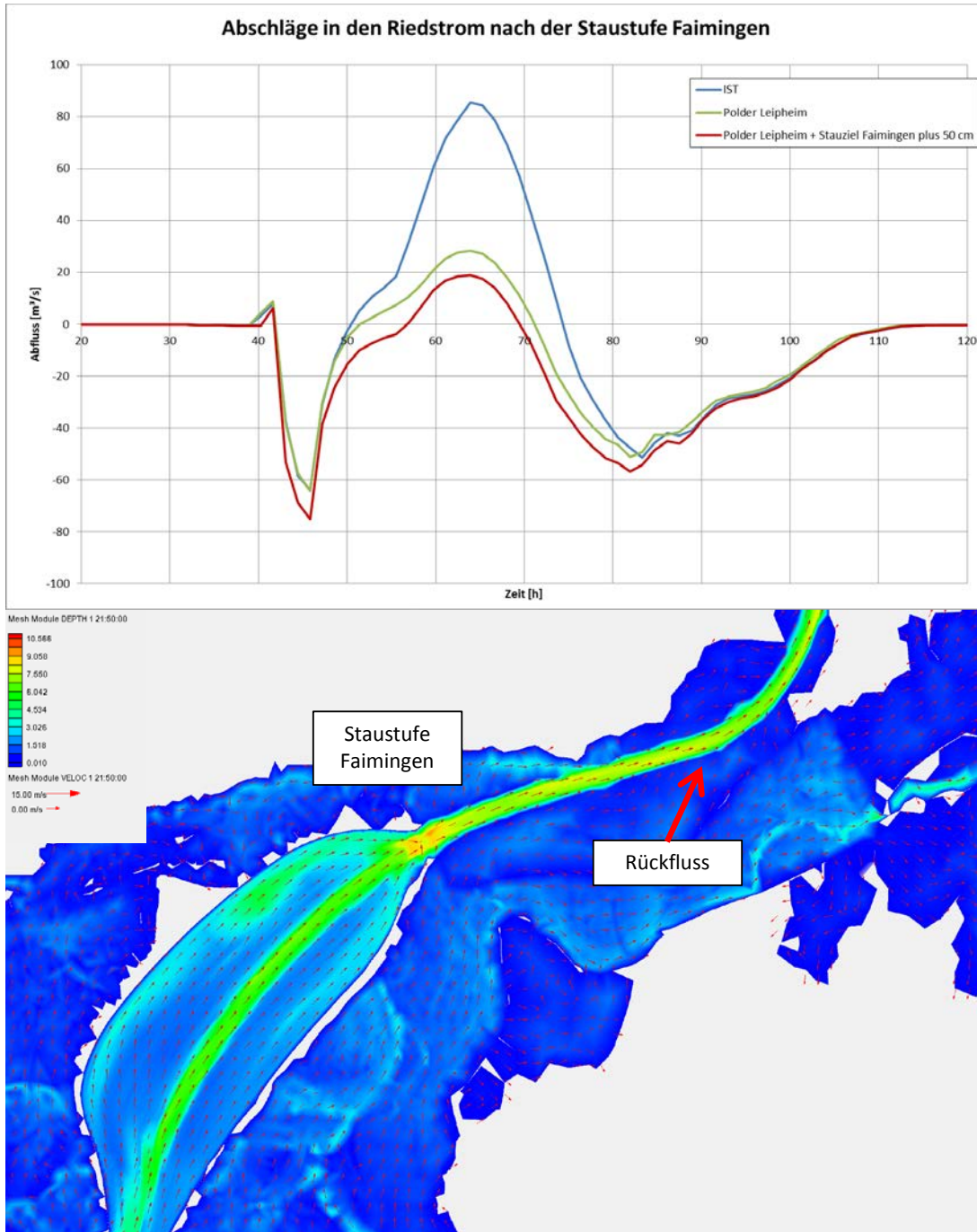


Abbildung 79: Durch Polderbetrieb und Steuervorgaben veränderte Abflussverhältnisse nach dem KW Faimingen (negative Werte: Rückströmungen aus frühzeitigeren oberstromigen Ausuferungen (unten))

### Standort Schwäbisches Donaumoos

Durch den Zusammenschluss von zwei großen Teilflächen wäre am Standort Schwäbisches Donaumoos ein theoretisches Nutzvolumen von ca. 40 Mio. m<sup>3</sup> möglich (Einstau auf 439.5 m+NN im vorderen Teil und 439 m+NN im hinteren Teil des Polders). Die Füllung des

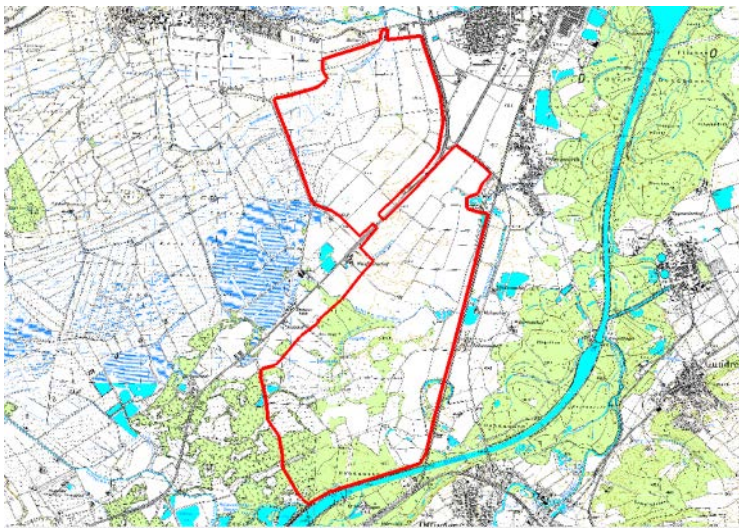


Polders könnte im Staubereich der Staustufe Offingen realisiert werden. Für die Entleerung wären mit dem Unterwasser der Staustufe Offingen, der Entwässerung in die Brenz und einer Entwässerung über Grabenstrukturen in das Unterwasser der Staustufe Faimingen mehrere Möglichkeiten gegeben. Allerdings ist die Abflussleistung der Brenz begrenzt, wodurch die Entwässerung des hinteren Polderteils mehrere Tage in Anspruch nehmen würde. Auch für die anderen Möglichkeiten der Entleerung des Polders bedarf es noch weiterer Untersuchungen. Die Errichtung eines Querbauwerks an der Bundesstraße 16 wäre nötig, um die nördliche Polderfläche aktivieren zu können. Eine weitere Erweiterungsmöglichkeit befindet sich östlich, orographisch links der Stauhaltung Gundremmingen. Die Fläche wird in die Kategorie 2 eingeteilt, da ihre Eignung als Flutpolder unklar ist.

Die enormen Ausmaße würden für eine optimale Bewirtschaftung ca. 380 m<sup>3</sup>/s Abflussleistung am Einlaufbauwerk erfordern. Am Auswertequerschnitt nach dem Einlaufbauwerk wird mit dem Polder eine erhebliche Reduktion von knapp 30 % (375 m<sup>3</sup>/s) möglich.

Die spezifische Reduktion liegt mit etwas unter 0.8 % pro Mio. m<sup>3</sup> an dieser Stelle jedoch relativ niedrig.

Am Pegel Donauwörth (ca. 50 km zurückgelegte Fließstrecke) ist die Dämpfung auf Grund des enormen Nutzvolumens mit ca. 13 % bzw. knapp 200 m<sup>3</sup>/s noch deutlich spürbar.



Kategorie: 2  
Schwierigkeiten bei Entleerung  
Planungsstand  
Vorüberlegungen  
Randbedingungen  
A = 1290 ha  
V = 40 Mio. m<sup>3</sup>  
Standort: Fkm 2556  
Simulation  
Optimierungsläufe: 4  
Zielpegel: 437.14 m+NN  
Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 380 m<sup>3</sup>/s

Abbildung 80: Steckbrief Polder Schwäbisches Donaumoos

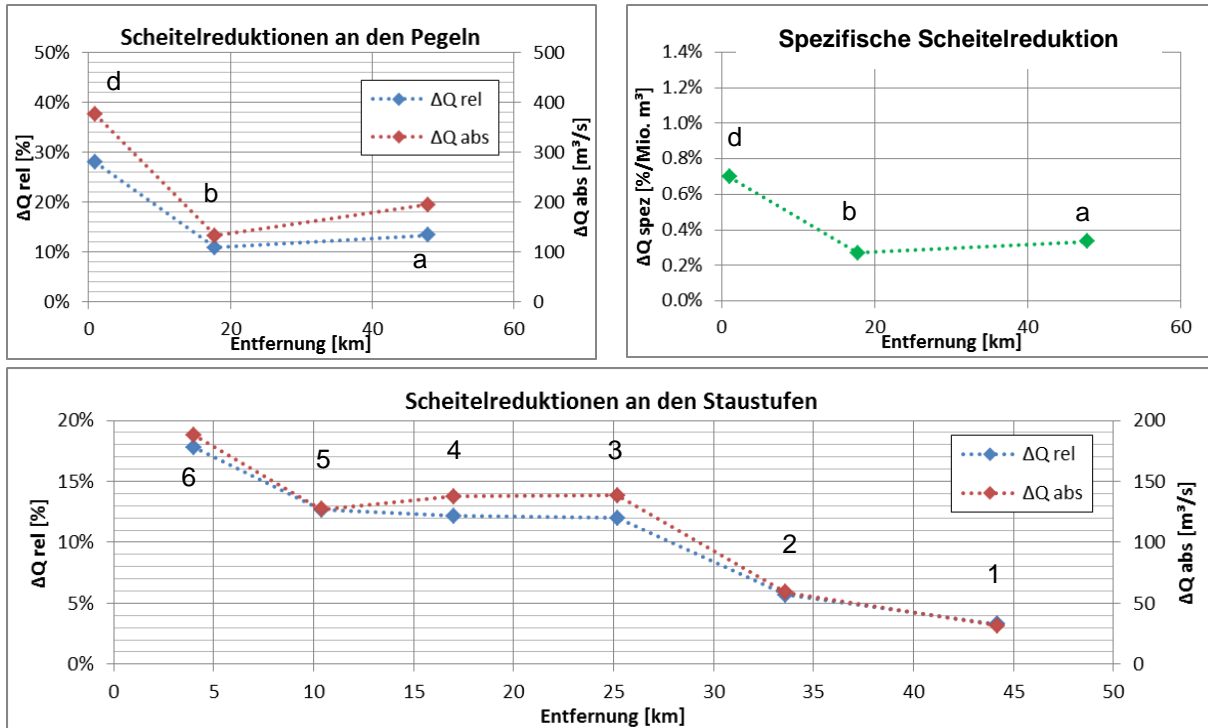


Abbildung 81: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Schwäbisches Donaumoos<sup>6</sup>

Der Einfluss auf bzw. durch den Riedstrom wirkt sich auf Grund der deutlich höheren Scheitelreduktion noch deutlicher aus (vgl. Polder Leipheim). Vor der Staustufe Faimingen fließen im PLAN-Zustand in der Spitze demnach über 100  $m^3/s$  (ca. 10 % bezogen auf den Donauabfluss) weniger in den Riedstrom ab.

### Standort Dillingen

Am Standort Dillingen wäre bei einer Fläche von ca. 220 ha ein Rückhaltevolumen von ca. 5.3 Mio.  $m^3$  theoretisch möglich. Die Leistungsfähigkeit des Polders ist ebenfalls durch die Studie Fischer nachgewiesen, darum wird die Fläche der Kategorie 1 zugewiesen. Das Gebiet ist bereits als wasserwirtschaftliches Vorranggebiet ausgewiesen.

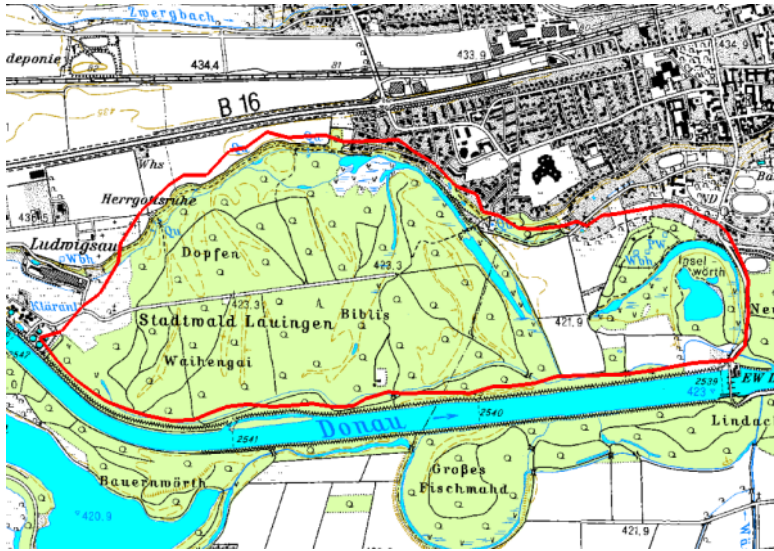
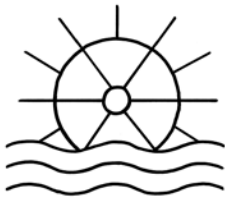


Abbildung 82: Steckbrief Polder Dillingen

Kategorie: 1

Leistungsfähigkeit durch Studie  
Fischer nachgewiesen

Planungsstand

Vorüberlegungen, als wasserwirt-  
schaftliches Vorranggebiet aus-  
gewiesen

Randbedingungen

A = 220 ha

V = 5.3 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2542

Simulation

Optimierungsläufe: 3

Zielpiegel: 424.52m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 70 m<sup>3</sup>/s

Unterhalb des Einlaufbauwerks kann mit dem Polder eine Reduktion von ca. 6 % (65 m<sup>3</sup>/s) erzielt werden. Mit diesen Werten liegt der Polder bezogen auf den Untersuchungsabschnitt an letzter Stelle (vgl. Tab. 3). Der Hochwasserscheitel beträgt an dieser Stelle im IST-Zustand etwa 1160 m<sup>3</sup>/s, die spezifische Reduktion erreicht einen Wert von ca. 1 % pro Mio. m<sup>3</sup>. Im Bereich vor den Stauwurzeln der Staustufen Dillingen und Höchstädt sind geringe durchschnittliche Minderungen des maximalen Wasserstandes von ca. 10 cm möglich.

Am Pegel Donauwörth (ca. 30 km zurückgelegte Fließstrecke) ist die Dämpfung auf etwa die Hälfte reduziert (ca. 2.5 % bzw. 36 m<sup>3</sup>/s und etwa 5 cm niedrigerer maximaler Wasserspiegel).

Die relativ geringen Reduktionseffekte zeigen sich auch in der kaum veränderten Belastung der Staustufen. Auf eine nähere Betrachtung der Wirkung des PLAN-Zustandes auf den Riedstrom wurde auf Grund der ohnehin vergleichbar geringen Reduktionen verzichtet.

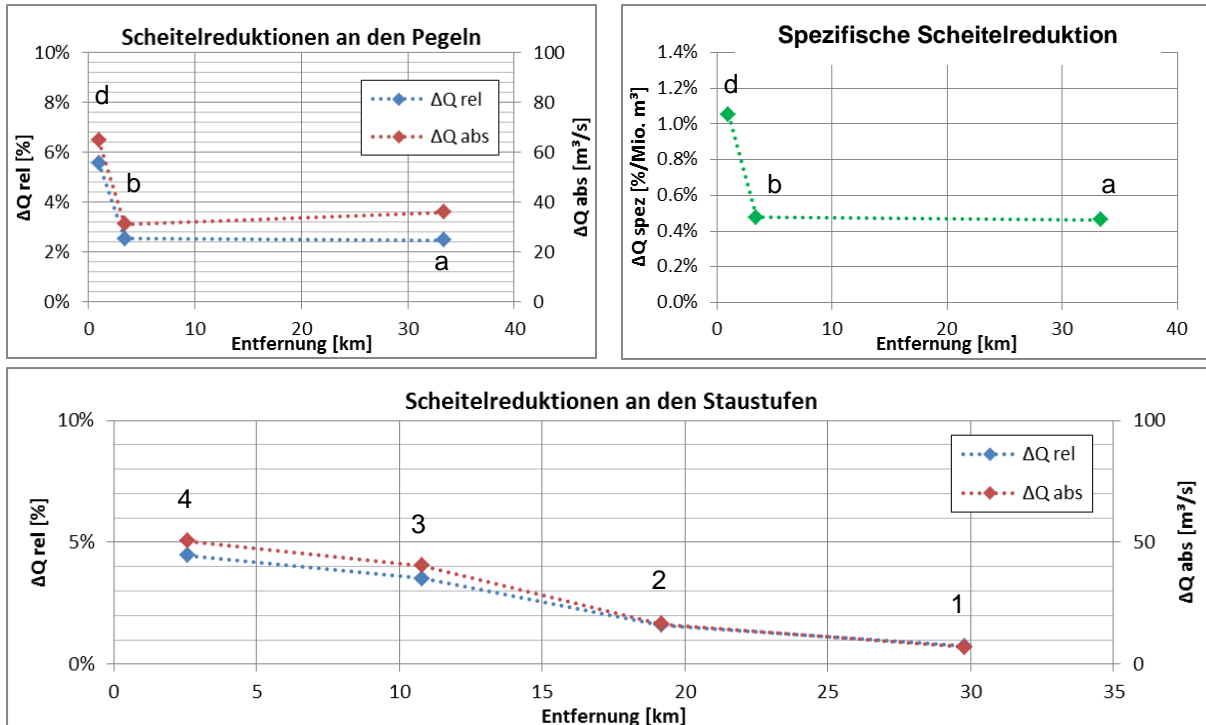
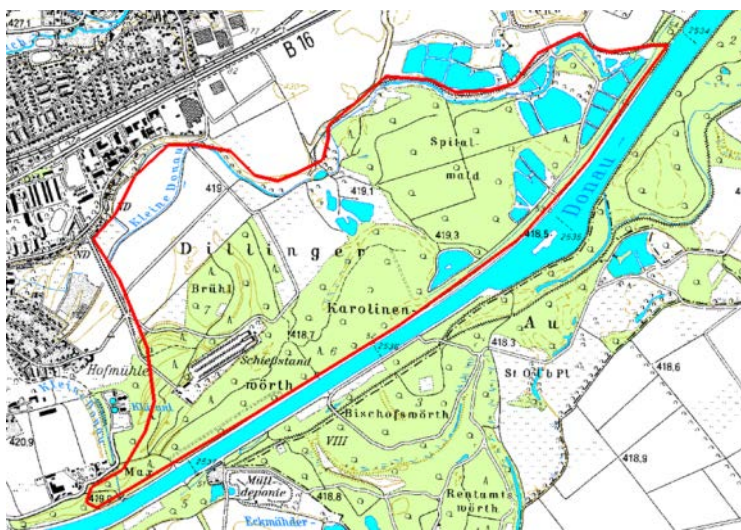


Abbildung 83: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Dillingen<sup>6</sup>

### Standort Steinheim

Unmittelbar unterhalb des Polderstandorts Dillingen gelegen, stellt der Standort Steinheim im Unterwasser der Staustufe Dillingen mit einem möglichen Rückhaltevolumen von ca. 5 Mio.  $m^3$  den kleinsten Polder in der Untersuchungsstrecke dar. Es handelt sich um eine theoretisch mögliche Polderfläche, deren Wirksamkeit aber noch nicht untersucht wurde.



#### Kategorie: 1

Entwässerung über kleine Donau  
realisierbar

#### Planungsstand

Vorüberlegungen

#### Randbedingungen

A = 230 ha

V = 5 Mio.  $m^3$

Einstauhöhe ~ 2.5 m

Standort: Fkm 2537

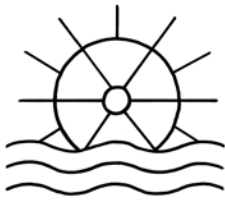
#### Simulation

Optimierungsläufe: 4

Zielpiegel: 420.59m+NN

$Q_{max, Einlauf}$ : ca. 80  $m^3/s$

Abbildung 84: Steckbrief Polder Steinheim



Die Entwässerung des Polders könnte über die kleine Donau erfolgen. Der Standort wird zunächst in die Kategorie 1 eingeteilt.

Für den optimalen Betrieb wäre im betrachteten hydrologischen Szenario eine Abflussleistung von ca. 80 m<sup>3</sup>/s am Einlaufbauwerk notwendig.

Am ersten Auswertequerschnitt reduziert der Polder den Abflussscheitel, der im IST-Zustand etwa 1150 m<sup>3</sup>/s beträgt, um ca. 6 % (74 m<sup>3</sup>/s). Durch das kleine Nutzvolumen erzielt der Standort mit einer spezifischen Reduktion von knapp 1.3 % pro Mio. m<sup>3</sup> lokal aber die höchste Effektivität im Untersuchungsabschnitt.

Nach knapp 30 km zurückgelegter Fließstrecke werden am Pegel Donauwörth mit ca. 2 % bzw. 30 m<sup>3</sup>/s und unter 4 cm Wasserspiegeldifferenz die geringsten Werte erzielt.

Analog zum Standort Dillingen gibt es nur geringe Veränderungen in der Belastung der folgenden drei Stauhaltungen.

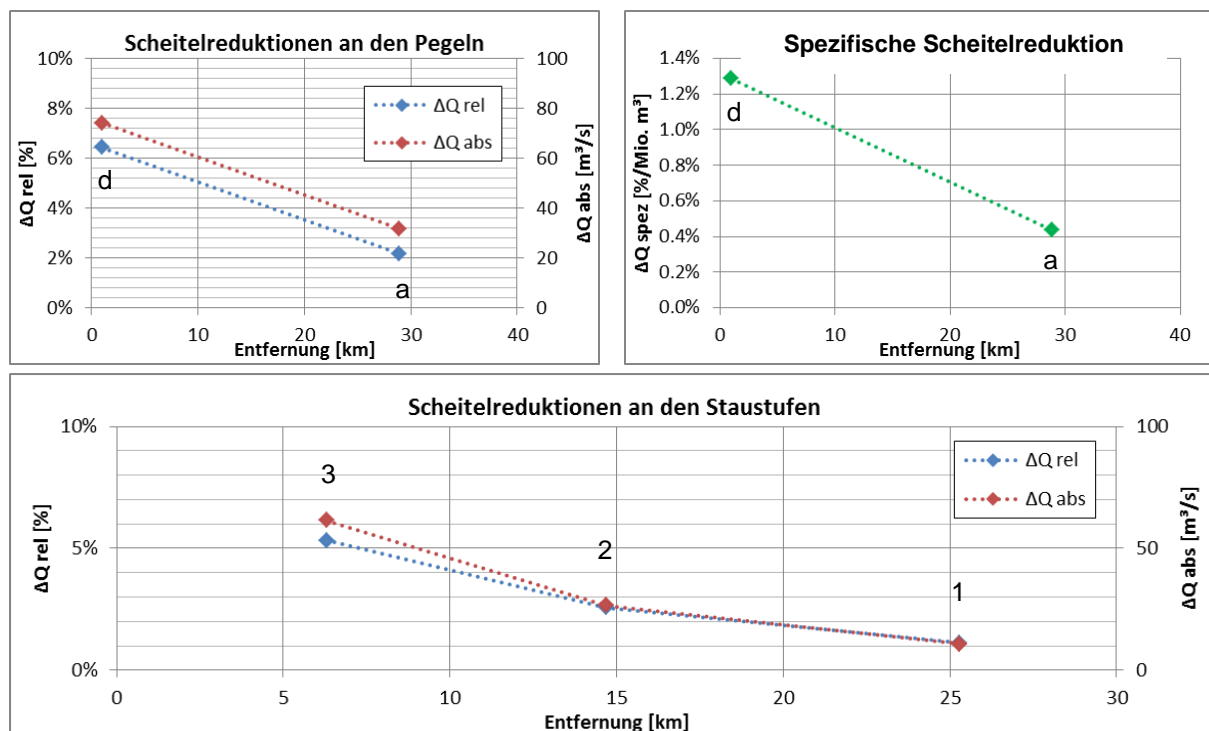


Abbildung 85: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Steinheim<sup>6</sup>

### Standort Höchstädt

Der Standort Höchstädt mit einem möglichen Rückhaltevolumen von ca. 12 Mio. m<sup>3</sup> wurde ebenfalls bereits in der Studie Fischer untersucht. Die Fläche im Unterwasser der Staustufe Höchstädt wird daher der Kategorie 1 zugewiesen.

Um das mögliche Potenzial optimal auszunutzen, ist den Simulationen zufolge eine Abflussleistung von etwa 125 m<sup>3</sup>/s am Einlaufbauwerk notwendig. Im Vergleich zum Standort Leipheim mit vergleichbarem bzw. geringerem Volumen ist die erforderliche Abflussleistung deutlich geringer.



Der Grund dafür ist eine Abflachung der Ganglinie, die zwischen den beiden Standorten durch die Wechselwirkung mit dem Riedstrom stattfindet.

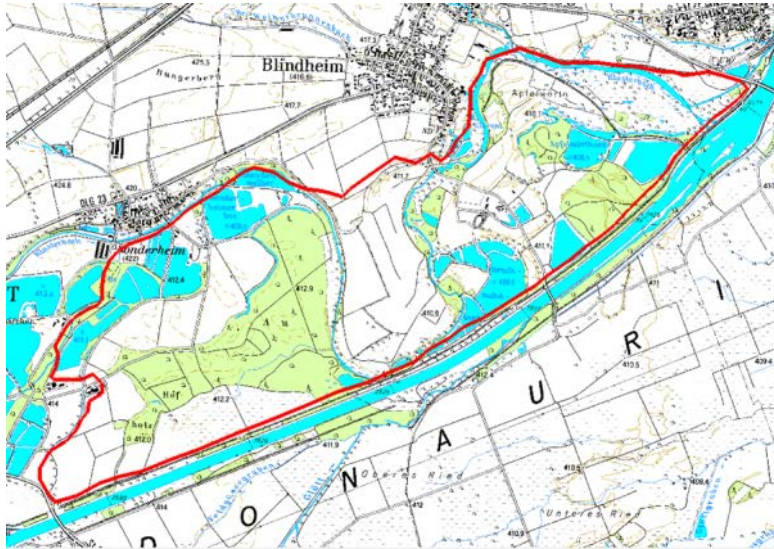


Abbildung 86: Steckbrief Polder Höchstädt

Kategorie: 1

Leistungsfähigkeit durch Studie  
Fischer nachgewiesen

Planungsstand

Vorüberlegungen; als wasser-  
wirtschaftliches Vorranggebiet  
ausgewiesen

Randbedingungen

A = 560 ha

V = 12 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2530

Simulation

Optimierungsläufe: 4

Zielpiegel: 414.75 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 125 m<sup>3</sup>/s

Am ersten Auswertequerschnitt nach dem Einlaufbauwerk kann mit dem Polder eine Reduktion von ca. 10 % (120 m<sup>3</sup>/s) und eine spezifische Scheitelreduktion von knapp 0.9 % erzielt werden. Der Hochwasserscheitel beträgt an dieser Stelle im IST-Zustand etwa 1180 m<sup>3</sup>/s. Betrachtet man die Minderungen des maximalen Wasserstandes, wirkt der Polder vor allem im Abschnitt zwischen den Stauhaltungen Höchstädt und Schwenningen, wo durchschnittlich 15 cm geringere maximale Wasserspiegellagen erreicht werden.

In diesem Abschnitt gibt es auch eine weitere Verbindung zwischen Donau und Riedstrom. Ähnlich wie beim Polder Leipheim wird der Riedstrom durch den Polderbetrieb deutlich geringer beaufschlagt. Nahezu unverändert bleibt die Beaufschlagung beim Betrieb des folgenden Polders Schwenningen (Abb. 87, dunkelblaue Linie).

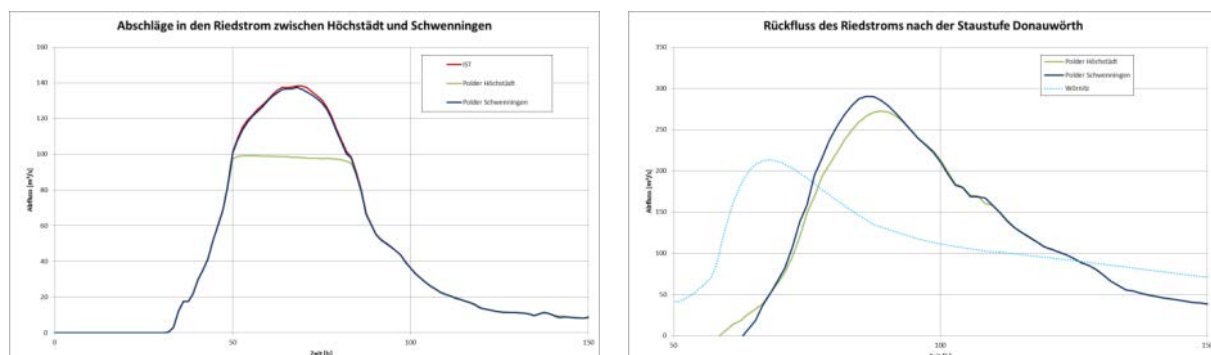


Abbildung 87: Vergleich der Riedstrombeaufschlagung bei Polderbetrieb Höchstädt (hellgrün) bzw. Schwenningen (dunkelblau)





Interessanterweise wirkt sich die geringere Beaufschlagung des Riedstroms durch den Polder Höchstädt am Pegel Donauwörth nicht negativ aus. Im Gegenteil – der Polder Höchstädt erzielt trotz zusätzlich noch geringeren Volumens eine leicht höhere Reduktion als der Polder Schwenningen. Dies könnte daran liegen, dass der Abfluss im Riedstrom durch die geringere Beaufschlagung stärker verzögert wird (Scheiteldurchgang ca. 3 h später). Das wirkt sich z.B. wiederum etwas günstiger auf den Zusammenfluss mit der Wörnitz aus (siehe Abbildung 87).

Klammert man den der Kategorie 2 zugeordneten Polder „Schwäbisches Donaumoos“ aus, so erreicht der Polder Höchstädt am Pegel Donauwörth (ca. 22 km zurückgelegte Fließstrecke) mit knapp 5 % und etwa 70 m<sup>3</sup>/s die größte Scheitelreduktion. Dies entspricht einer Minderung des maximalen Wasserstandes von ca. 10 cm.

Die Belastung der Staustufen ändert sich ab der Staustufe Gundelfingen im Vergleich zum IST-Zustand verhältnismäßig wenig.

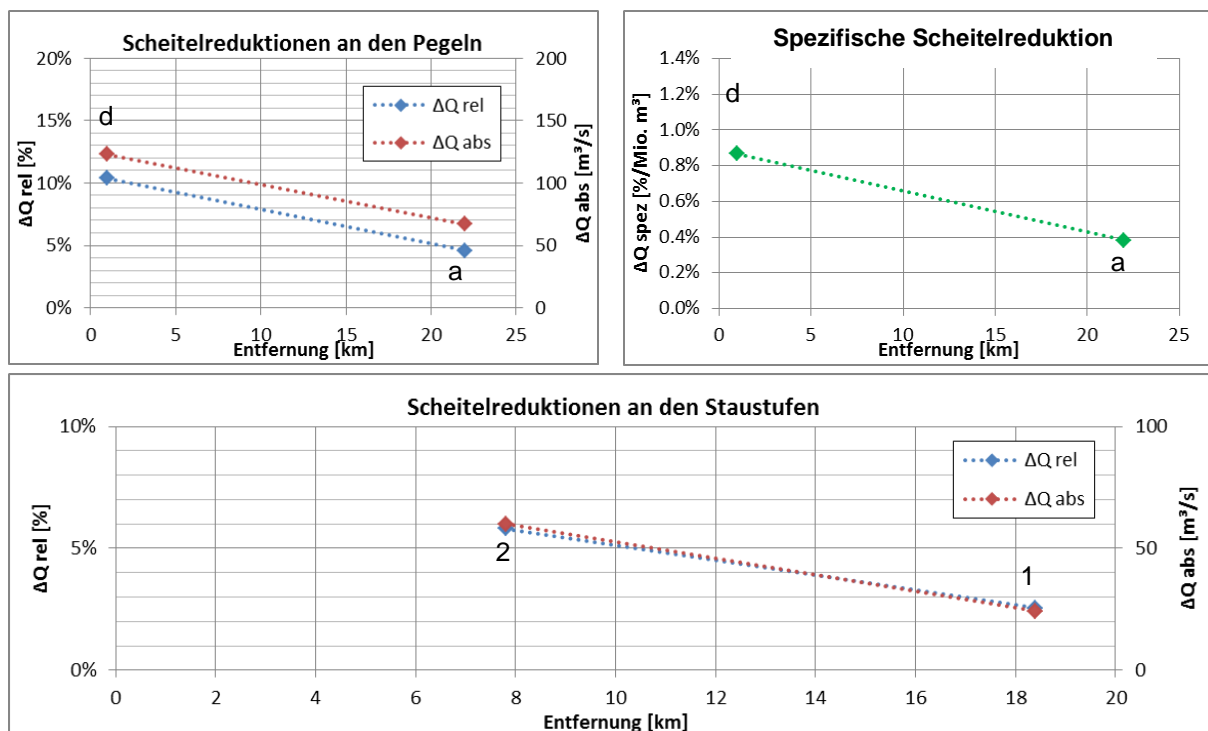
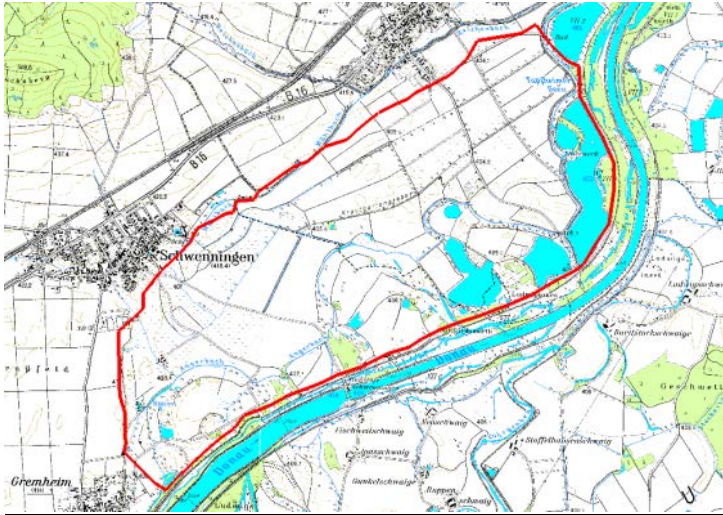


Abbildung 88: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Höchstädt<sup>6</sup>

### Standort Schwenningen

Der Standort Schwenningen ist bei einer Fläche von ca. 720 ha und einem Rückhaltevolumen von ca. 14 Mio. m<sup>3</sup> der größte Kategorie-1-Polder im ersten Untersuchungsabschnitt. Der Standort ist ebenfalls durch die Studie Fischer bekannt. Der Polder folgt unmittelbar nach dem Standort Höchstädt. Die Einlaufbauwerke würden in beiden Fällen in der Stauhaltung Schwenningen realisiert werden. Für den optimalen Betrieb müssten im Scheitelbereich ca. 115 m<sup>3</sup>/s in die Polderfläche abgeführt werden.



Kategorie: 1

Leistungsfähigkeit durch Studie

Fischer nachgewiesen

Planungsstand

Vorüberlegungen

Randbedingungen

A = 720 ha

V = 14 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2524

Simulation

Optimierungsläufe: 4

Zielpegel: 410.29 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 115 m<sup>3</sup>/s

Abbildung 89: Steckbrief Polder Schwenningen

1000 m stromabwärts des Einlaufbauwerks wird der IST-Scheitel (1030 m<sup>3</sup>/s) um ca. 10 % bzw. 110 m<sup>3</sup>/s reduziert. Die spezifische Reduktion stellt mit 0.7 % pro Mio. m<sup>3</sup> den kleinsten Wert dar. Die Strecke zwischen den Staustufen Schwenningen und Donauwörth wird durchschnittlich 10 cm geringere maximale Wasserstände am meisten entlastet. Am Pegel Donauwörth (ca. 16 km zurückgelegte Fließstrecke) ist die Dämpfung auf etwa ca. 4 % bzw. 60 m<sup>3</sup>/s reduziert. Dies entspricht einem in etwa 10 cm niedrigeren maximalen Wasserspiegel.

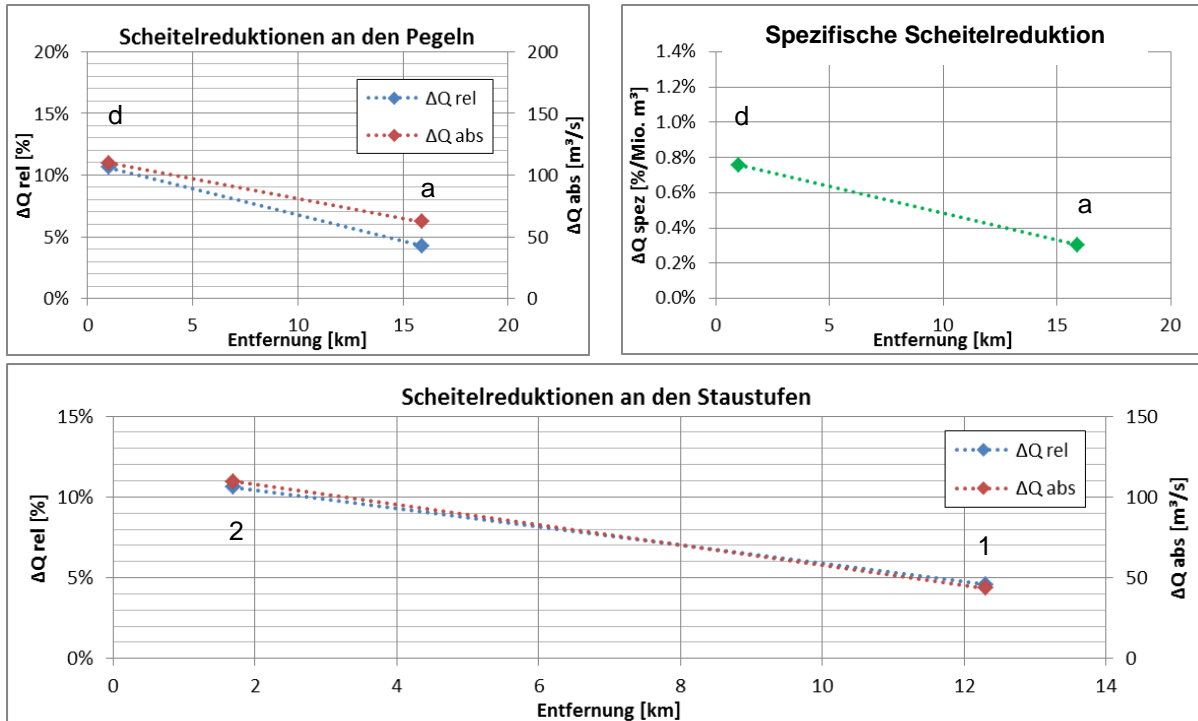
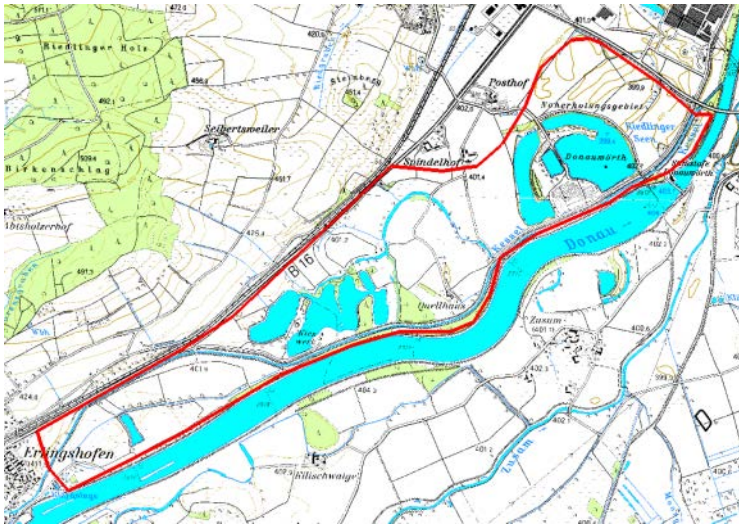


Abbildung 90: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Schwenningen<sup>6</sup>

### Standort Donauwörth (Kessel)

Der letzte mögliche Flutpolder im ersten Abschnitt mit einem theoretischen Rückhaltevolumen von ca. 6 Mio.  $m^3$  befindet sich unmittelbar vor der Stadt Donauwörth. Teilbereiche dieser Polderfläche werden von der Kessel bereits als Überschwemmungsfläche genutzt. Der Ausbau als Donaupolder wäre zudem technisch aufwendig, da die Kessel dazu in diesem Bereich verlegt werden müsste. Aus diesen Gründen wird die Fläche in die Kategorie 2 eingeteilt.



Kategorie: 2

Technisch schwierig wegen Verlegung der Kessel

Planungsstand

Vorüberlegungen

Randbedingungen

A = 330 ha

V = 6 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2512

Simulation

Optimierungsläufe: 1

Zielpiegel: 403.86 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 60 m<sup>3</sup>/s

Abbildung 91: Steckbrief Polder Donauwörth (Kessel)

Der Simulation zufolge wäre eine Abflussleistung von nur ca. 60 m<sup>3</sup>/s für die Polderbewirtschaftung ausreichend. Als erster Auswertequerschnitt nach dem Einlaufbauwerk wurde in diesem Fall die Staustufe Donauwörth verwendet (ca. 400 m stromabwärts). Dort wird der Scheitel (960 m<sup>3</sup>/s) um ca. 55 m<sup>3</sup>/s bzw. knapp 6 % gekappt, dies entspricht einer spezifischen Reduktion von knapp 1 %. Durch den Rückfluss des Riedstroms reduziert sich der Effekt über die geringe Entfernung von ca. 4 km bis zum Pegel Donauwörth auf knapp über 1 % relative bzw. 20 m<sup>3</sup>/s absolute Reduktion und ist kaum mehr spürbar.

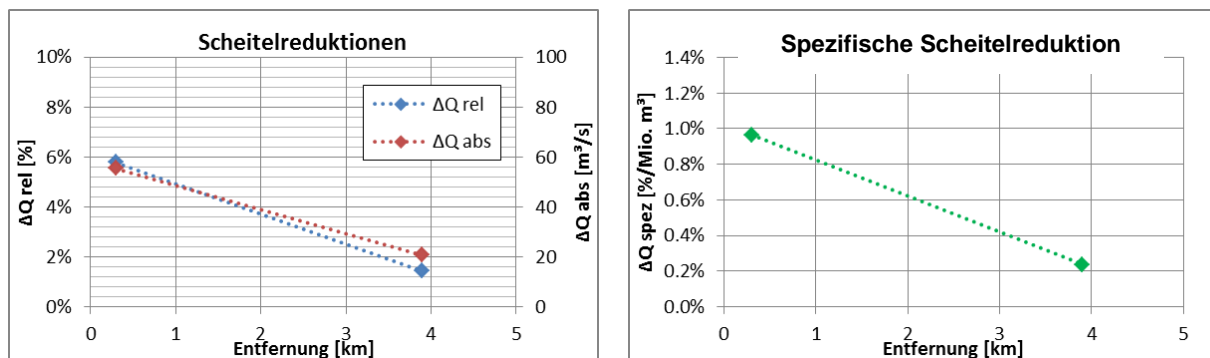
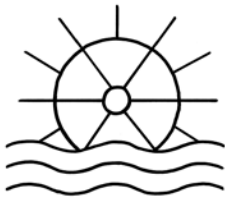


Abbildung 92: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Donauwörth (Kessel)

Zusammenfassung

Betrachtet man die untersuchten Standorte im Abschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth im Kollektiv, so lässt sich festhalten, dass der Flutpolder **Leipheim** die einzige Möglichkeit für eine Entlastung des Abschnitts zwischen den Staustufen Oberelchingen und Offingen darstellt. Klammert man den der Kategorie 2 zugeordneten Standort „Schwäbisches Donaumoos“ zudem noch aus, so erweitert sich dieser Abschnitt sogar bis zur Staustufe



Faimingen (vgl. Anhang 2a). Bei der Auswahl der Standorte muss demnach allgemein auch der Frage nachgegangen werden, in welchen Abschnitten mit der Maßnahme welches **Schutzziel** erreicht werden soll.

Die Wechselwirkung mit dem **Riedstrom** gestaltet sich durchaus komplex und wird abgesehen von den beiden letzten Standorten Schwenningen und Donauwörth Kessel durch den Polderbetrieb teilweise erheblich beeinflusst. Untersuchungen am Standort Leipheim zeigen, dass eine Kompensation der Riedstrombeaufschlagung zum einen nur mit einer drastischen Anhebung der derzeitigen Überstauregelung in Faimingen möglich wäre und am Pegel Donauwörth dennoch zu der gleichen Abflussganglinie führen würde, da sich die Auswirkungen stark lokal begrenzen. Vergleichende Untersuchungen an den Standorten Höchstädt und Schwenningen zeigen, dass sich eine geringere Beaufschlagung des Riedstroms zwischen den Staustufen Höchstädt und Schwenningen auf den Abfluss in Donauwörth sogar positiv auswirken können. Grund dafür ist eventuell eine stärkere Verzögerung des Abflusses im Riedstrom bei geringerer Beaufschlagung. Als Resultat zeigt der Polder Höchstädt mit etwas geringerem Nutzvolumen und größerer Entfernung in Donauwörth leicht bessere Ergebnisse als der Polder Schwenningen.

Betrachtet man die Ganglinien der einzelnen PLAN-Varianten am **Pegel Donauwörth** (Abb. 93), so lässt sich folgendes festhalten:

- Mit dem Polder Schwäbisches Donaumoos könnte die Ganglinie erheblich beeinflusst werden. Neben der größten Scheitelreduktion von knapp 200 m<sup>3</sup>/s (Reduktion auf eine Jährlichkeit < HQ<sub>50</sub>) wird auch der größte Verzögerungseffekt erreicht (Scheiteldurchgang ca. 5 h später). Der Anstieg der Ganglinie im fallenden Ast lässt sich durch die hydraulische Abtrennung der Polderfläche erklären, die im IST-Zustand (auch bei kleineren) Abflüssen durchströmt wird.
- Nach einer weit zurückgelegten Fließstrecke wird auch mit dem Polder Leipheim der Scheitel noch spürbar reduziert. Die Welle wird allerdings leicht beschleunigt und trifft ca. 1 h früher ein.
- Die besten Ergebnisse der Kategorie-1-Polder lassen sich durch die Polder Höchstädt und Schwenningen erzielen. Das im Vergleich zum IST-Zustand fehlende Volumen im ansteigenden Ast lässt sich dadurch erklären, dass sich die Standorte relativ nah am Rückfluss des Riedstroms in die Donau befinden und die Ganglinien horizontal auf den rückströmenden Riedstrom und den Zufluss der Wörnitz treffen.

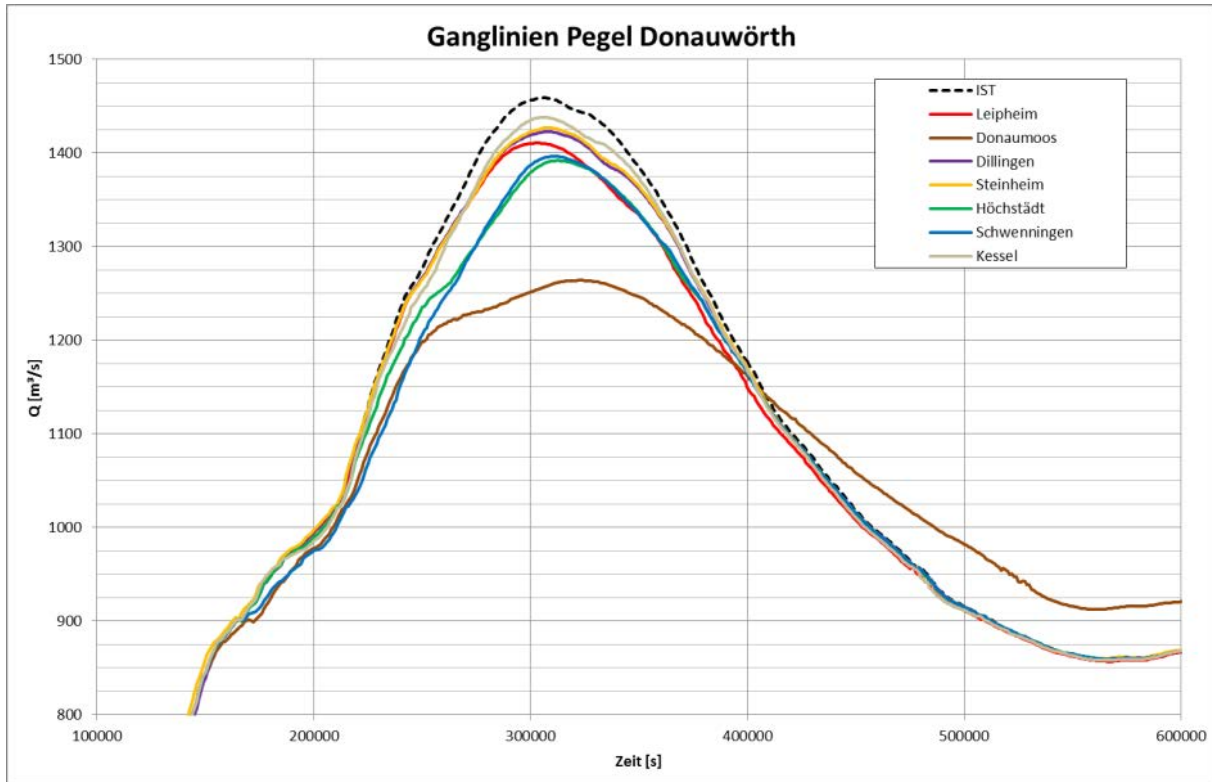


Abbildung 93: Ganglinien des IST-Zustands im Vergleich mit den PLAN-Varianten am Pegel Donauwörth

Die Polder der Kategorie 1 wurden auch bezüglich ihrer überregionalen Wirkung untersucht. Die Varianten wurden dafür bis zur Staustufe in Straubing simuliert. Die im Folgenden aufgeführten Erklärungen beziehen sich hauptsächlich auf die in Anhang 2a-c beigefügten Längsschnitte. In Tabelle 3 sind die teilweise bereits in der Beschreibung der einzelnen Standorte erwähnten Ergebnisse nochmals übersichtlich aufgeführt und um die Ergebnisse an den Pegeln Kelheim und Schwabelweis ergänzt. Grün markiert ist hierbei das jeweils beste Resultat, rot das schlechteste. Es wird deutlich, dass über den Pegel in Donauwörth hinaus der Polder Höchstädt bezüglich der spezifischen Scheitelreduktion die günstigste Variante darstellt und bezüglich der relativen bzw. absoluten Reduktion der Polder Schwenningen den günstigsten Standort im Untersuchungsabschnitt darstellt.

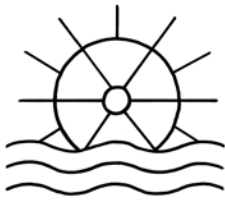


Tabelle 3: Vergleich der Reduktionen durch die möglichen Flutpolder im Abschnitt NU-DON

	Leipheim	Dillingen	Steinheim	Höchstädt	Schwenningen
<b>Spezifische Scheitelreduktion [%/Mio m<sup>3</sup>]</b>					
am Polder	1.13	1.05	1.29	0.89	0.76
in Donauwörth	0.29	0.46	0.43	0.38	0.31
in Kelheim	0.17	0.26	0.26	0.29	0.27
in Schwabelweis	0.15	0.23	0.22	0.25	0.23
<b>relative Scheitelreduktion [%]</b>					
am Polder	12.9	5.6	6.4	10.3	10.6
in Donauwörth	3.3	2.5	2.2	4.6	4.3
in Kelheim	2	1.4	1.3	3.5	3.8
in Schwabelweis	1.7	1.2	1.1	3	3.3
<b>absolute Scheitelreduktion [m<sup>3</sup>/s]</b>					
am Polder	163	65	74	122	110
in Donauwörth	48	36	32	67	62
in Kelheim	36	26	24	64	69
in Schwabelweis	37	27	24	65	70

Anhang 2a-c: Nach dem Pegel Donauwörth nehmen die relativen Scheitelreduktionen bis zum Pegel Neuburg auf Grund weiterer Zuflüsse konstant ab und verharren schließlich bei allen PLAN-Zuständen bis zum letzten Pegel in Schwabelweis jeweils auf dem annähernd gleichen Niveau. Der Grund dafür, dass sich die Wirkung der Polder auf ein konstantes Level einspielt bzw. überhaupt so weit spürbar ist, liegt in der Wahl des hydrologischen Szenarios. Da die Zuflüsse im weiteren Verlauf vergleichsweise moderate Spitzen aufweisen (Lech 350 m<sup>3</sup>/s, Naab 140 m<sup>3</sup>/s und Regen 90 m<sup>3</sup>/s), bleibt die Wirkung, wenn auch nur auf geringem Niveau, erhalten.

Einige Auffälligkeiten in den Längsschnitten seien an dieser Stelle noch kurz erläutert:

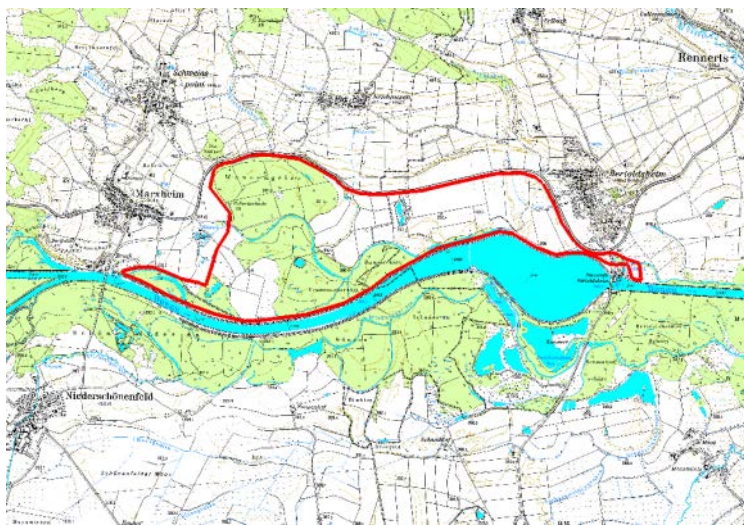
- Der Standort Dillingen erzielt im Vergleich zum Polder Leipheim in der Strecke, während der Riedstrom parallel fließt, bessere Ergebnisse, da die Kappung bezogen auf den Hauptabfluss in der Donau effektiver verläuft. Nach dem Zusammenfluss mit dem Riedstrom liegt allerdings wiederum Leipheim vorne (günstigere Wellenüberlagerung bzw. weniger Gesamtabfluss im PLAN-Zustand)
- Die zuvor angesprochene günstigere Wirkung des Polders Höchstädt im Vergleich zu Schwenningen pflanzt sich bis zur Staustufe Bertoldsheim fort. Danach dreht sich das Verhältnis wieder um und Schwenningen erzielt ab dem Pegel Ingolstadt die besseren Reduktionen (weitere Zuflüsse, Retentionseffekte). Die Unterschiede sind allerdings marginal und unterhalb der Messgenauigkeiten.
- Der gemeinsame Knick an der Staustufe Bertoldsheim ist durch (im Verhältnis zum IST-Zustand) geringere Auebeaufschlagung und dementsprechend größerem Abflussanteil über das Kraftwerk begründet.



#### 4.1.5 Ergebnisse Abschnitt DON -KEH

##### Standort Bertoldsheim

Der potentielle Flutpolderstandort Bertoldsheim befindet sich unmittelbar nach dem Zufluss des Lechs und stellt im vorliegenden Untersuchungsabschnitt den ersten und zugleich größten Standort (bezogen auf die Kategorie 1) dar. Um das mögliche Nutzvolumen von ca. 18 Mio. m<sup>3</sup> optimal auszunutzen, ist den Simulationen zufolge eine Abflussleistung von etwa 250 m<sup>3</sup>/s am Einlaufbauwerk vorzusehen. Der Zulauf des Polders könnte im Staubereich der Staustufe Bertoldsheim erfolgen und der Auslauf im Unterwasser der Staustufe. Die Retentionsfläche wird der Kategorie 1 zugewiesen.



##### Kategorie: 1

Entwässerung im Unterwasser der  
Staustufe Bertoldsheim denkbar

##### Planungsstand

Vorüberlegungen

##### Randbedingungen

A = 470 ha

V = 18 Mio. m<sup>3</sup>

Max. Einstauhöhe = 4 m

Standort: Fkm 2496

##### Simulation

Optimierungsläufe: 4

Zielpiegel: 394.61 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 250 m<sup>3</sup>/s

Abbildung 94: Steckbrief Polder Bertoldsheim

Am ersten Auswertequerschnitt nach dem Einlaufbauwerk kann mit dem Polder eine Reduktion von ca. 240 m<sup>3</sup>/s erreicht werden, was bezogen auf den IST-Scheitel von knapp 2300 m<sup>3</sup>/s in etwa 10.5 % entspricht. Auf diesen Querschnitt bezogen, erzielt der Polder damit im Vergleich die größten Reduktionen (vgl. Tabelle 4). Die spezifische Reduktion liegt mit knapp 0.6 % pro Mio. m<sup>3</sup> im Durchschnitt. Bezogen auf die maximalen Wasserspiegellagen treten mit dem Flutpolder im Variantenvergleich bis zum Standort Katzau die größten Reduktionen ein. Lokal sind dadurch über 30 cm reduzierte maximale Wasserstände möglich, gesamt-durchschnittlich<sup>7</sup> ist der maximale Wasserspiegel bis zum Pegel Kelheim ca. 15 cm tiefer (Anhang 3c).

Am Pegel Kelheim (ca. 80 km zurückgelegte Fließstrecke) liegt die Dämpfung noch bei ca. 3 % bzw. 70 m<sup>3</sup>/s. Dies entspricht einer Minderung des maximalen Wasserstandes von ca. 15 cm.

<sup>7</sup> Durchschnittlicher Wert über den Abschnitt Donauwörth bis Kelheim





Die Belastung der Staustufen ändert sich im Vergleich zum Abschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth teilweise erheblich. So werden bei allen fünf Kraftwerken die Scheitelabflüsse zwischen  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $160 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert.

Relativ betrachtet, entspricht das durchgehend einer Scheitelreduktion von ca. 6 %. Das „Einknicken“ an der Staustufe Ingolstadt ist durch die etwas geringere Auebeaufschlagung im PLAN-Zustand zu erklären (z.B. schwarzer Damm). Der Effekt ist aber lokal begrenzt und an der folgenden Staustufe in Vohburg wieder aufgehoben. Auf nähere Betrachtungen wird an dieser Stelle daher verzichtet.

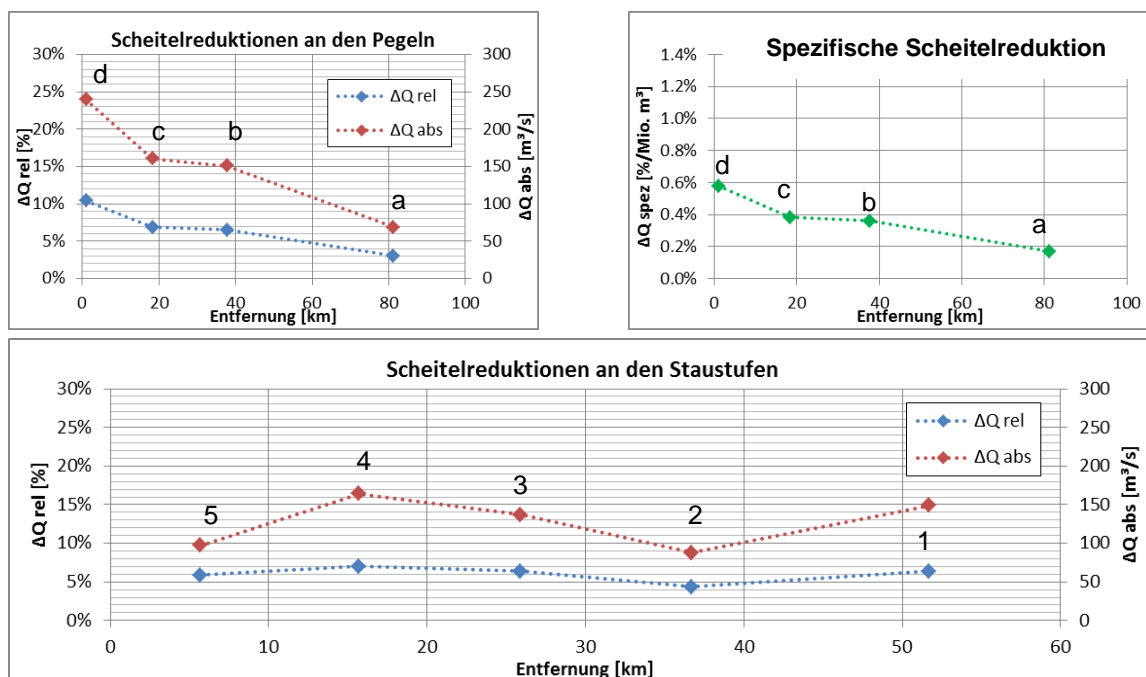


Abbildung 95: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Bertoldsheim<sup>8</sup>

### Standort Riedensheim

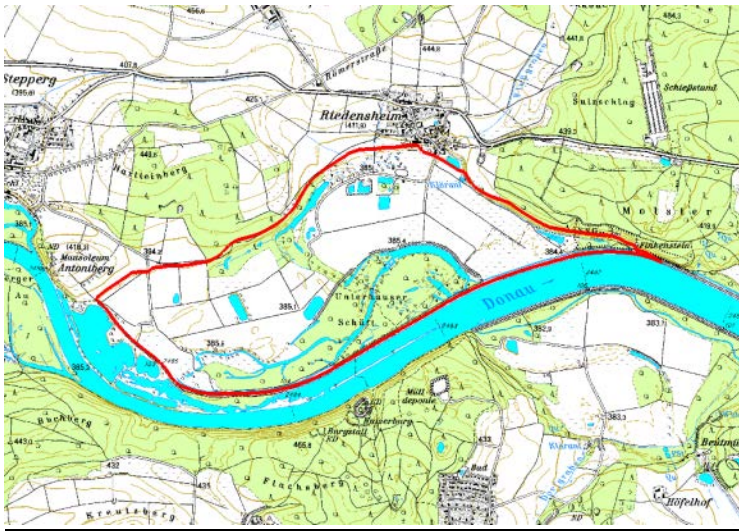
Der Polder Riedensheim weist ein mögliches Rückhaltevolumen von ca. 8.3 Mio.  $\text{m}^3$  auf und liegt unmittelbar nach der Steppberger Enge. Da die Leistungsfähigkeit des Polders durch die Studie Fischer nachgewiesen ist und er sich bereits im Planfeststellungsverfahren befindet, wird die Fläche der Kategorie 1 zugewiesen.

Für den optimalen Betrieb wären unter dem Betrachtungsszenario ca.  $130 \text{ m}^3/\text{s}$  Abflussleistung am Einlaufbauwerk erforderlich. Am Auswertequerschnitt 1 km nach dem Einlaufbauwerk wird mit dem Polder bei einem IST-Scheitel von ca.  $2330 \text{ m}^3/\text{s}$  eine Reduktion von etwa 5 % ( $125 \text{ m}^3/\text{s}$ ) möglich. Die spezifische Reduktion spricht mit ca. 0.65 % pro Mio.  $\text{m}^3$  für die (lokal) höchste Effektivität des Polders.

<sup>8</sup> Pegelnamen von d-a: Standort Polder, Neuburg, Ingolstadt, Kelheim  
Staustufen von 5-1: Bertoldsheim, Bittenbrunn, Bergheim, Ingolstadt, Vohburg



Am Pegel Kelheim (ca. 70 km zurückgelegte Fließstrecke) liegt die Dämpfung mit ca. 2 % bzw. knapp 50 m<sup>3</sup>/s im Vergleich auf dem letzten Platz. Das Ergebnis überrascht nicht, da der Polder das kleinste Volumen im Untersuchungsabschnitt darstellt. Bei der spezifischen Scheitelreduktion liegt der Standort mit 0.25 % pro Mio. m<sup>3</sup> im guten Mittelfeld.



Kategorie: 1

Leistungsfähigkeit durch Studie

Fischer nachgewiesen

Planungsstand

Planfeststellungsverfahren

Randbedingungen

A = 220 ha

V = 8.3 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2485

Simulation

Optimierungsläufe: 3

Zielpiegel: 387.35 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 130 m<sup>3</sup>/s

Abbildung 96: Steckbrief Polder Riedensheim

Hinsichtlich der maximalen Wasserspiegellagen bleibt der Polder auf Grund des enormen Größenunterschieds stets unter den Werten des Polders Bertoldsheim (abgesehen von einem lokalen Maximum am Poldereinlauf). Lokal sind durch den Polder aber über 20 cm Abminderung möglich (nach KW Bittenbrunn), gesamt durchschnittlich ist der maximale Wasserspiegel bis zum Pegel Kelheim ca. 10 cm tiefer (Anhang 3c).

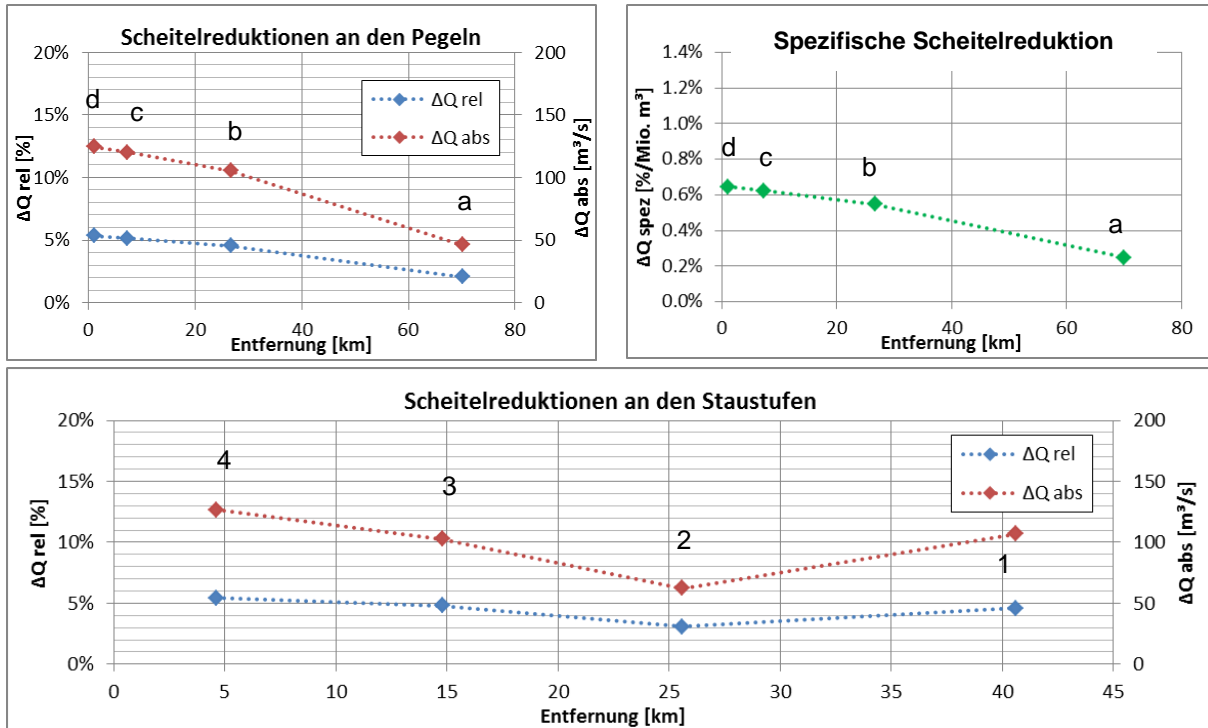


Abbildung 97: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Riedensheim<sup>8</sup>

Die Belastung der Staustufen fällt tendenziell ähnlich wie beim Standort Bertoldsheim aus. So werden bei den vier Kraftwerken die Scheitelabflüsse zwischen  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $130 \text{ m}^3/\text{s}$  reduziert. Relativ betrachtet, entspricht das durchgehend einer Scheitelreduktion von knapp 5 %. Das „Einknicken“ an der Staustufe Ingolstadt ist auch hier wiederum erkennbar.

### Standort Großmehring

Am Standort Großmehring wäre bei einer Fläche von ca. 480 ha ein Rückhaltevolumen von ca. 11 Mio.  $m^3$  theoretisch möglich. Die Füllung des Polders könnte im Staubereich der Staustufe Vohburg realisiert werden. Die Entleerung des Polders könnte über die Paar ins Unterwasser der Staustufe Vohburg erfolgen. Die Retentionsfläche wird der Kategorie 1 zugewiesen. Den Simulationen zufolge ist das Einlaufbauwerk auf ca.  $155 \text{ m}^3/\text{s}$  zu dimensionieren.

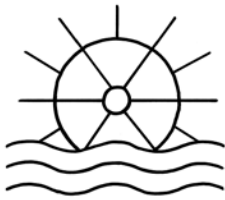


Abbildung 98: Steckbrief Polder Großmehring

Kategorie: 1

Entleerung über die Paar in das Unterwasser der Staustufe Vohburg denkbar

Planungsstand

Vorüberlegungen

Randbedingungen

A = 480 ha

V = 11 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2451

Simulation

Optimierungsläufe: 4

Zielpiegel: 362.68 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 155 m<sup>3</sup>/s

Unterhalb des Einlaufbauwerks kann mit dem Polder eine Reduktion von knapp 7 % (150 m<sup>3</sup>/s) erzielt werden. Der Hochwasserscheitel beträgt an dieser Stelle im IST-Zustand etwa 2310 m<sup>3</sup>/s, die spezifische Reduktion erreicht einen Wert von ca. 0.6 % pro Mio. m<sup>3</sup>. Nahezu identische Werte stellen sich an der einzigen durch den Polder betroffenen Staustufe Vohburg ein.

Am Pegel Kelheim (ca. 36 km zurückgelegte Fließstrecke) ist die Dämpfung bereits um über 50 % reduziert (ca. 2.7 % bzw. 60 m<sup>3</sup>/s).

Mit den dargelegten Werten liegt der Polder Großmehring im Untersuchungsabschnitt in allen Belangen im Mittelfeld (vgl. Tabelle 4).

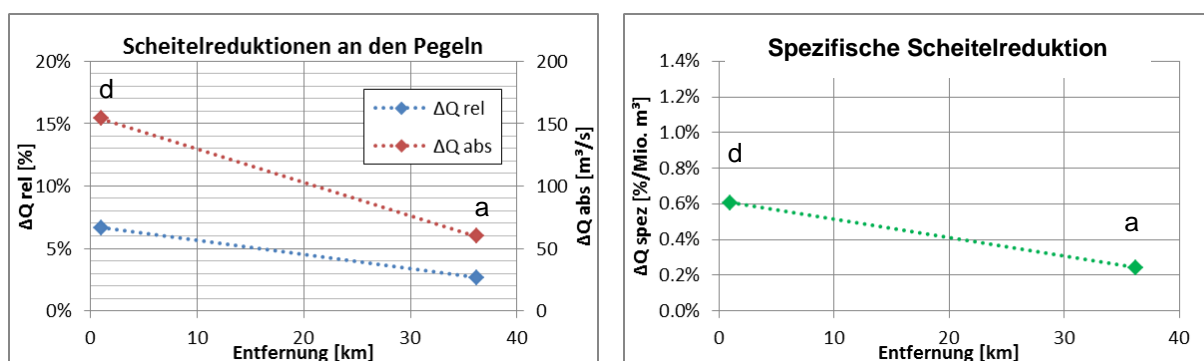
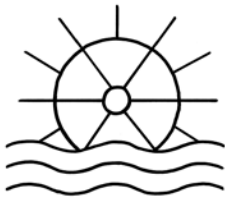


Abbildung 99: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Großmehring<sup>8</sup>

Standort Katzau

Der Flutpolder Katzau wurde mit einem möglichen Rückhaltevolumen von ca. 8.7 Mio. m<sup>3</sup> untersucht. Das Raumordnungsverfahren ist in diesem Fall bereits abgeschlossen. Die Leistungsfähigkeit des Polders ist durch die Studie Fischer nachgewiesen, darum wird die Fläche der Kategorie 1 zugewiesen.



Für den optimalen Betrieb wäre im betrachteten hydrologischen Szenario eine Abflussleistung von ca. 100 m<sup>3</sup>/s am Einlaufbauwerk notwendig.

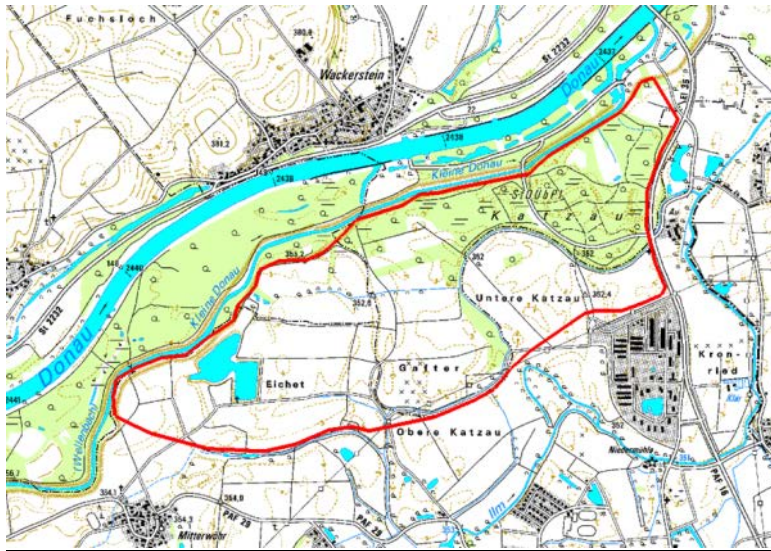


Abbildung 100: Steckbrief Polder Katzau

Kategorie: 1

Leistungsfähigkeit durch Studie

Fischer nachgewiesen

Planungsstand

Raumordnungsverfahren

abgeschlossen

Randbedingungen (zum Zeitpunkt der Untersuchung)

A = 385 ha

V = 8.7 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2437

Simulation

Optimierungsläufe: 3

Zielpiegel: 354.90 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 100 m<sup>3</sup>/s

Am ersten Auswertequerschnitt reduziert der Polder den Abflussscheitel, der im IST-Zustand etwa 2290 m<sup>3</sup>/s beträgt, um ca. 4 % (96 m<sup>3</sup>/s). Der Standort erzielt mit einer spezifischen Reduktion von 0.5 % pro Mio. m<sup>3</sup> lokal die geringste Effektivität im Untersuchungsabschnitt. Nach etwas mehr als 20 km zurückgelegter Fließstrecke werden am Pegel Kelheim mit ca. 3 % bzw. 75 m<sup>3</sup>/s und einer spezifischen Reduktion von 0.38 % pro Mio. m<sup>3</sup> durchweg die besten Ergebnisse erzielt (Kategorie-2-Polder Goldau ausgeklammert). Das spiegelt sich auch in der Reduktion der maximalen Wasserspiegellagen wider. Ab dem Zulauf werden mit dem Polder mit gesamt durchschnittlich 15 cm bis Kelheim die größten Abminderungen erreicht.

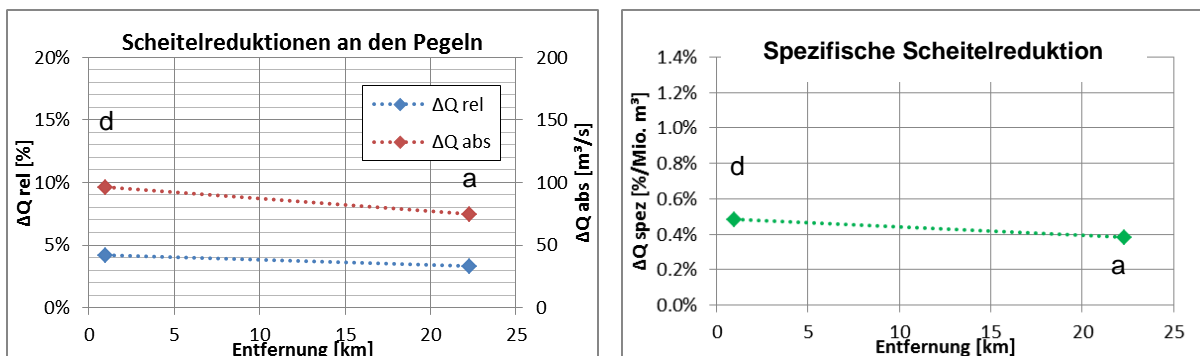
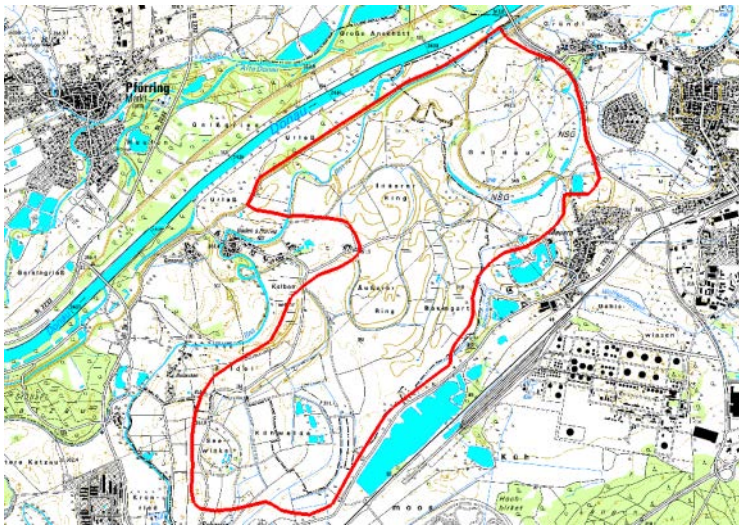


Abbildung 101: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Katzau<sup>8</sup>

Standort Goldau



Der potentielle Polderstandort Goldau besitzt ein mögliches Rückhaltevolumen von ca. 27 Mio. m<sup>3</sup> und bietet in der Gesamtschau das größte Potenzial zwischen Donauwörth und Kelheim. Da die Polderfläche allerdings relativ weit von der Donau entfernt liegt und zwischen dem Polder und der Donau die Ilm verläuft, wäre eine Realisierung technisch äußerst schwierig. Deshalb wird der Polder in die Kategorie 2 eingeteilt.



Kategorie: 2

Schwierig realisierbar, da Zulauf über die Ilm hinweg verlaufen müsste

Planungsstand

Vorüberlegungen

Randbedingungen

A = 750 ha

V = 27 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2432

Simulation

Optimierungsläufe: 4

Zielpegel: 352.29 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 210 m<sup>3</sup>/s

Abbildung 102: Steckbrief Polder Goldau

Am ersten Auswertequerschnitt nach dem Einlaufbauwerk kann mit dem Polder eine Reduktion von ca. 9 % (200 m<sup>3</sup>/s) und eine spezifische Scheitelreduktion von 0.33 % erzielt werden. Der Hochwasserscheitel entspricht an dieser Stelle im IST-Zustand in etwa dem auf Höhe des Polders Katzau (2290 m<sup>3</sup>/s).

Nach 18 km zurückgelegter Fließstrecke werden am Pegel Kelheim mit ca. 7 % bzw. 155 m<sup>3</sup>/s und einer spezifischen Reduktion von 0.26 % pro Mio. m<sup>3</sup> nur leicht geringere Werte als am Einlaufbauwerk erzielt. Die Werte stellen im Gesamtvergleich die besten Ergebnisse für den Abschnitt dar.

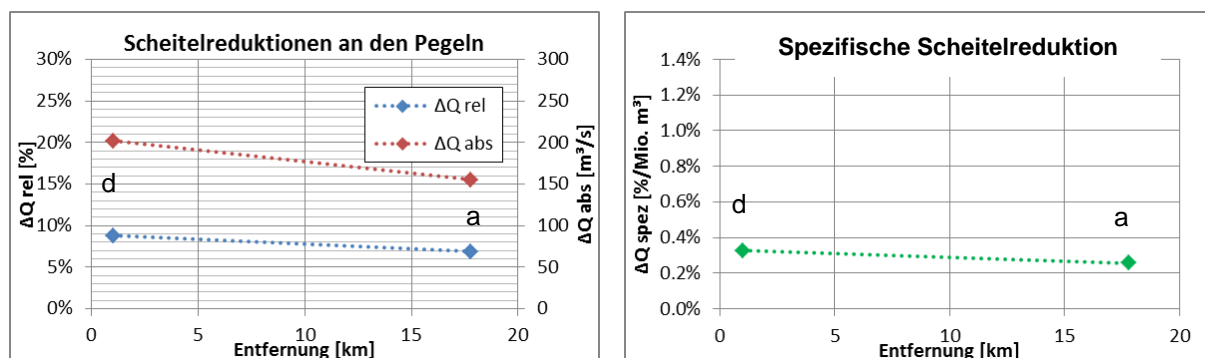


Abbildung 103: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Goldau<sup>8</sup>



### Zusatzbetrachtung – Vorgeschalteter Polder

In einer zusätzlichen Betrachtung wurde untersucht, wie sich unter dem betrachteten Szenario ein **vorgeschalteter Einsatz eines Polders** im Abschnitt NU-DON auf die Situation zwischen Donauwörth und Kelheim auswirken würde.

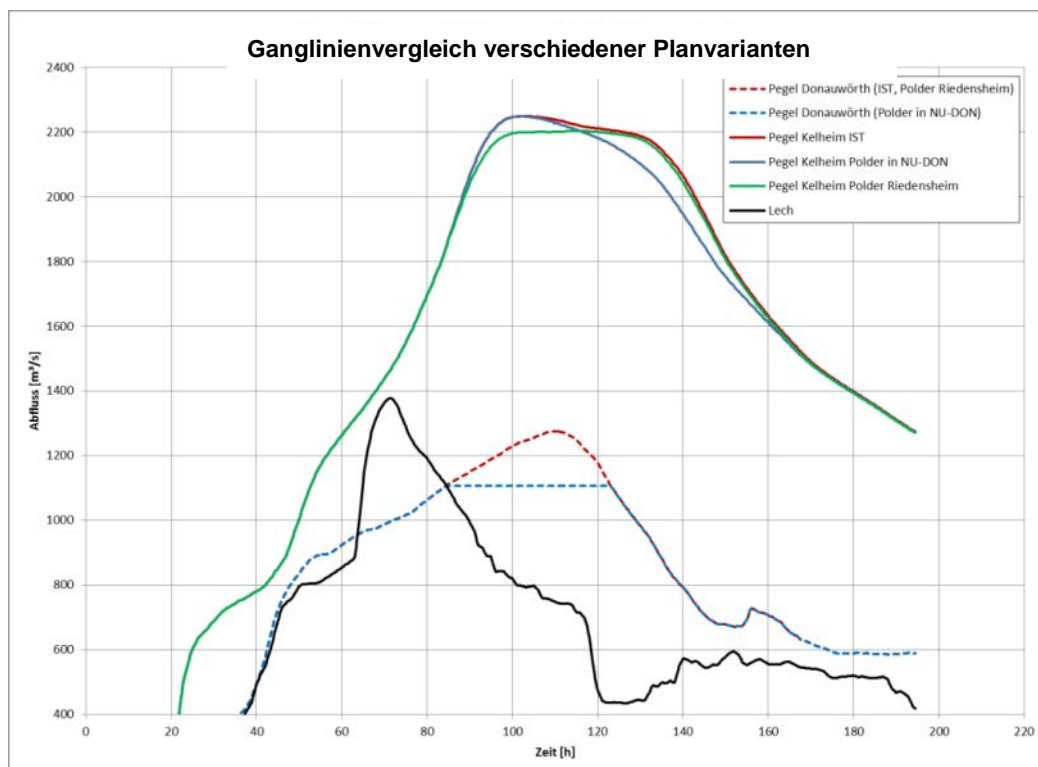


Abbildung 104: Ganglinienvergleich verschiedener Planvarianten im Abschnitt DON-KEH

Es wurde dabei vereinfacht von einer horizontalen Kappung der Donauwelle am Pegel Donauwörth durch einen Polder mit 14 Mio. m<sup>3</sup> Nutzvolumen ausgegangen (gesamtdurchschnittliches Volumen der betrachteten Standorte). Die Ganglinie, die im Scheitel am Pegel Donauwörth in etwa einem HQ<sub>50</sub> entspricht (1270 m<sup>3</sup>/s) wird somit um ca. 170 m<sup>3</sup>/s reduziert.

Die Ganglinien am Pegel Kelheim zeigen eindrucksvoll, dass die Wellenkappung durch das zeitlich ungünstige Zusammentreffen der Donauwelle mit dem vorauslaufenden Lech zu keiner Veränderung im Scheitelpunkt führt. Die Wirkung der „vorgesicherten Kappung“ kommt erst im abklingenden Ast zum Tragen. Zum Vergleich ist die Ganglinie bei Betrieb des Polders Riedensheim eingetragen, der mit 8.3 Mio. m<sup>3</sup> Nutzvolumen zwar erheblich kleiner, für den Betrachtungsabschnitt allerdings deutlich wirkungsvoller ist, da durch den Betrieb auf die Abflussanteile der Lechwelle reagiert werden kann. Diese vereinfachende Betrachtung beinhaltet aber nicht, dass eine Poldersteuerung auch auf den ansteigenden Ast der Hochwasserwelle einwirken kann. Die Einzelbetrachtung der Polder Höchstädt und



Schwenningen zeigen bereits eine Auswirkung auf den ansteigenden Ast der Hochwasserwelle. Daher könnte unter realen Bedingungen eine Wirkung des vorgeschalteten Polders bis über die Lechmündung hinaus nachweisbar sein. Weitere Betrachtungen zur (optimierten) Vorschaltung von Flutpoldern werden in Kapitel 4.3 vorgestellt.

### Zusammenfassung

Ein **Vergleich** mit den erzielten Ergebnissen aus dem **Abschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth** ist schwierig und kann aus den folgenden Gründen nur bedingt angestellt werden:

- Auch im vorliegenden Abschnitt gibt es mehrere Stellen mit Wechselwirkung zwischen Fluss und Auebereichen. Allerdings sind die Effekte bei Weitem nicht so stark ausgeprägt wie auf den Strecken parallel zum Riedstrom.
- Das hydrologische Szenario beinhaltet auf Grund des Lechs und weiterer Zuflüsse deutlich höhere Abflüsse im Abschnitt Donauwörth bis Kelheim.
- Dadurch fallen die beiden relativen Parameter (relative Scheitelreduktion und spezifische Scheitelreduktion) deutlich kleiner aus.

Die Punkte verdeutlichen ein weiteres Mal, dass jeder Abschnitt als Einheit und getrennt von den anderen hydrologischen Abschnitten betrachtet werden muss. Ein direkter Vergleich von Polderstandorten aus unterschiedlichen Bereichen ist nicht möglich. Bezogen auf das vorhandene Wellenvolumen wären im vorliegenden Abschnitt größere Flächen bzw. mehr Standorte als im Abschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth gerechtfertigt.

Begrenzt auf die Standorte im Abschnitt Donauwörth bis Kelheim stellt **Bertoldsheim** den obersten Flutpolder dar. Der nächste Polder folgt ca. 10 km flussabwärts mit dem Standort Riedensheim. Die „Alleinstellung“ zeichnet sich hier also im Vergleich zum Standort Leipheim nicht so drastisch ab. Lediglich die Stauhaltung Bertoldsheim und Teile der Stauhaltung Bittenbrunn können allein durch den Polder Bertoldsheim entlastet werden. Als durchaus günstig erweisen sich allerdings die unmittelbare Nähe zum Lechzufluss und das größte Nutzvolumen (unter den Kategorie-1-Standorten).

Betrachtet man die Ganglinien der einzelnen PLAN-Varianten am **Pegel Kelheim** (Abb. 105), so lässt sich folgendes festhalten:

- Mit dem Polder Goldau könnte der Wellenscheitel erheblich reduziert werden. Der Scheitelabfluss wird um ca. 150 m<sup>3</sup>/s gekappt. Der nicht ganz horizontale Verlauf der Ganglinie ist durch die Zuflüsse von Abens (~70 m<sup>3</sup>/s) und Ilm (~50 m<sup>3</sup>/s) nach dem Polderstandort zu erklären (gilt auch für den Standort Katzau).
- Mit geringfügig größerer Scheitelreduktion als Bertoldsheim stellt der Polder Katzau an diesem Pegel unter den „Kategorie-1-Poldern“ die beste Variante dar.
- Im Hinblick auf die weit zurückgelegte Fließstrecke wird auch mit dem Polder Bertoldsheim der Scheitel noch spürbar reduziert. Der Polder erzielt für den Abschnitt





Donauwörth bis Kelheim also durchweg sehr gute Ergebnisse. Der Wellenscheitel kommt leicht verzögert ca. 2 h später an. Das im ansteigenden Ast im Vergleich zu den anderen Varianten fehlende Volumen ist auf die bei relativ niedrigem Donauabfluss stattfindende Polderöffnung zurückzuführen. Der Polder befindet sich unmittelbar im Einmündungsbereich des Lechs, wo relativ viel Abfluss in der Aue stattfindet. Die Aueabflussanteile fließen allerdings weitgehend unbeeinflusst vom Polderbetrieb weiter bzw. werden bei der Polderflutung nicht erfasst. Demnach wird nur der Hauptabfluss in der Donau gekappt.

- Vor allem bei der Ganglinie der Polders Großmehring werden Rückstauereffekte im Kelsbach (orografisch links) und in der Abens (rechts) zwischen Fkm 2429 und 2427 ersichtlich. Auf beiden Seiten werden die Rücklaufdeiche zunächst beaufschlagt bzw. eingestaut, bis die Retentionsflächen erschöpft werden. Im weiteren Verlauf fließen die Volumina wieder in die Donau zurück. Das führt in der PLAN-Variante Großmehring zum einem leichten „Aufsatteln“ der Ganglinie nach hinten raus.

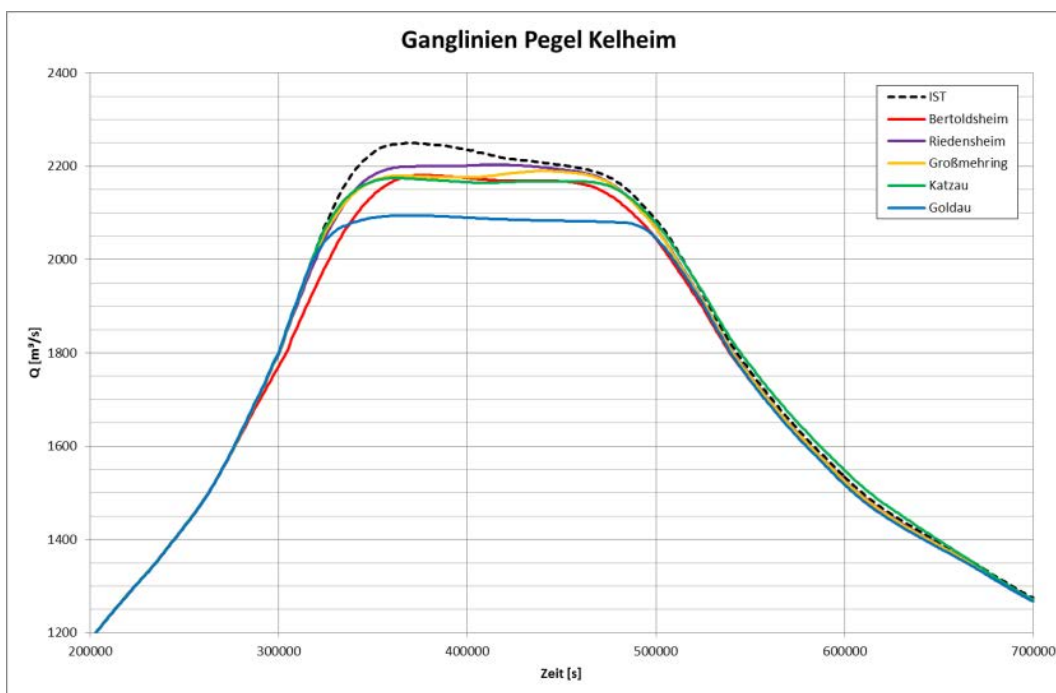


Abbildung 105: Ganglinien des IST-Zustands im Vergleich mit den PLAN-Varianten am Pegel Kelheim

Die Polder der Kategorie 1 wurden wiederum bezüglich ihrer überregionalen Wirkung untersucht. Die Varianten wurden dafür ebenfalls bis zur Staustufe in Straubing simuliert. Die im Folgenden aufgeführten Erklärungen beziehen sich hauptsächlich auf die in Anhang 3a-c beigefügten Längsschnitte.

In Tabelle 4 ist wiederum das jeweils beste Resultat grün markiert ist, rot das schlechteste. Die spezifische Reduktion liegt am Pegel Schwabelweis bei allen vier Varianten auf ähnlichem Niveau. Interessant ist allerdings die Tatsache, dass der Polder Bertoldsheim am



weitesten wirkt, obwohl der Polder Katzau am Pegel Kelheim zunächst die etwas größere Scheitelreduktion erzielen kann.

Tabelle 4: Vergleich der Reduktionen durch die möglichen Flutpolder im Abschnitt DON-KEH

	Bertoldsheim	Riedensheim	Großmehring	Katzau
<b>Scheitelreduktion/Nutzvolumen [%/Mio m<sup>3</sup>]</b>				
am Polder	0.58	0.64	0.61	0.50
in Kelheim	0.17	0.25	0.24	0.38
in Schwabelweis	0.12	0.12	0.10	0.12
<b>relative Scheitelreduktion [%]</b>				
am Polder	10.4	5.3	6.7	3.8
in Kelheim	3.0	2.1	2.7	3.3
in Schwabelweis	2.2	1.0	1.1	1.0
<b>absolute Scheitelreduktion [m<sup>3</sup>/s]</b>				
am Polder	239	125	154	96
in Kelheim	68	46	60	75
in Schwabelweis	77	35	39	35

Verantwortlich für die Unterschiede (absolute Kappung mehr als doppelt so groß) ist das im Verhältnis günstigere Zusammentreffen der PLAN-Welle Bertoldsheim mit den Zuflüssen Naab und Regen. Die beiden Wellen laufen der Donau voraus, und treffen somit etwas ungünstiger auf die Donauganglinie des Polders Katzau (sowie die der übrigen beiden Varianten). Das führt am Pegel Schwabelweis zu höheren Scheitelabflüssen (Abb. 106).

Anhang 3a-c: Nach dem Pegel Kelheim bleiben die relativen Scheitelreduktionen bis zum Pegel Oberndorf zunächst auf konstantem Niveau und nehmen anschließend durch die Zuflüsse Naab und Regen bis zum Pegel Regensburg bzw. Schwabelweis deutlich ab. Eine Ausnahme hiervon stellt hier der Polder Bertoldsheim dar. Aus den bereits erwähnten Gründen bleibt die relative Scheitelreduktion bis zum Pegel Schwabelweis auf konstantem Niveau. Ein identisches Verhalten zeigt sich bei der Beaufschlagung der Staustufen bis einschließlich Straubing.

Der Verlauf der spezifischen Scheitelreduktion des Polders Riedensheim spricht für eine durchgehend gute Effektivität des kleinsten Standorts (beste Effektivität am ersten und letzten Auswertequerschnitt).

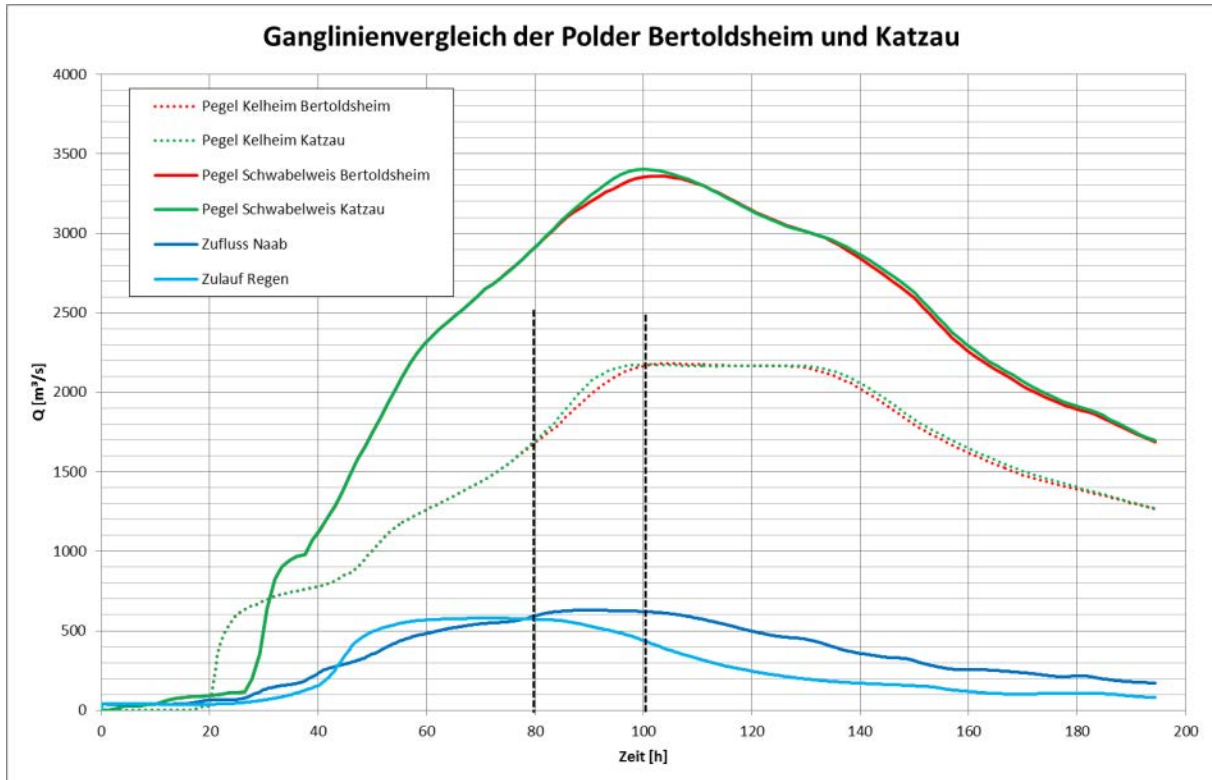


Abbildung 106: Ganglinienvergleich der Polder Bertoldsheim und Katzau

#### 4.1.6 Ergebnisse Abschnitt KEH - SR

##### Standorte Eltheim und Wörthhof

Der potentielle Flutpolderstandort Eltheim stellt den ersten möglichen Standort zwischen Kelheim und Straubing dar und befindet sich orografisch rechts auf Höhe der Stauhaltung Geisling.



Kategorie: 1

Wirksamkeit qualitativ  
nachgewiesen (Prof. Strobl)

Planungsstand

Vorüberlegungen

Randbedingungen

A = 590 ha

V = 16 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2359

Simulation

Optimierungsläufe: 2

Zielpegel: 327.98 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 165 m<sup>3</sup>/s

Abbildung 107: Steckbrief Polder Eltheim

Auf gleicher Höhe befindet sich der Polder Wörthhof. Die potenziellen Standorte sind sich nicht nur bezüglich ihrer Lage, sondern auch hinsichtlich des möglichen Nutzvolumens (Eltheim ~ 16 Mio. m<sup>3</sup>; Wörthhof ~ 15.5 Mio. m<sup>3</sup>) und folglich deren Wirkung sehr ähnlich und werden deshalb gemeinsam dargestellt. Die Unterschiede sind so gering, dass sie bei der vorliegenden Mess- bzw. Modellgenauigkeit nicht mehr als solche bezeichnet werden können. Bei der Übergabe der Teilresultate in das Folgemodell (ab KW Straubing) wurde daher auch stellvertretend für beide Standorte mit nur einer gemeinsamen Ganglinie weitergerechnet.

Um die mögliche Nutzvolumina optimal auszunutzen, ist den Simulationen zufolge eine Abflussleistung von etwa 165 m<sup>3</sup>/s am jeweiligen Einlaufbauwerk vorzusehen. Der Zulauf des Polders könnte jeweils im Staubereich der Staustufe Geisling erfolgen und der Auslauf im Unterwasser der Staustufe. Die Wirksamkeit der beiden Polder wurde in einer Vorstudie qualitativ nachgewiesen, darum werden die Flächen der Kategorie 1 zugewiesen.

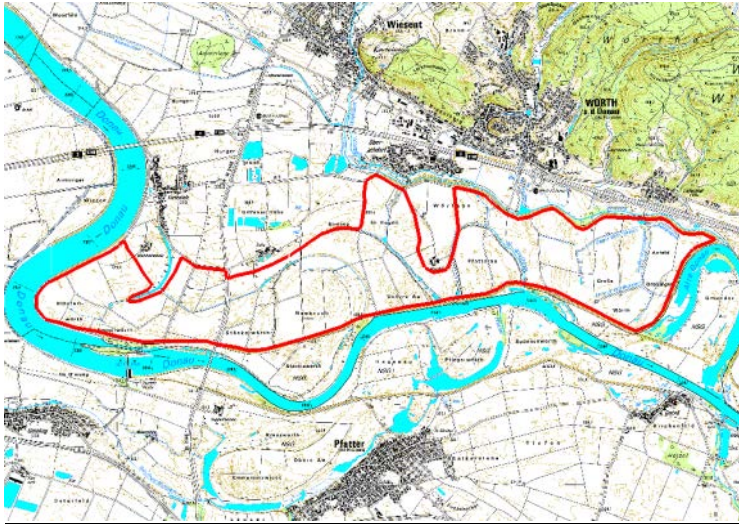
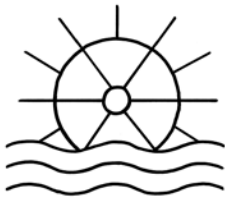


Abbildung 108: Steckbrief Polder Wörththof

Kategorie: 1

Wirksamkeit qualitativ  
nachgewiesen (Prof. Strobl)

Planungsstand

Vorüberlegungen

Randbedingungen

A = 700 ha

V = 15.5 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2357

Simulation

Optimierungsläufe: 3

Zielpiegel: 327.73 m+NN

Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 165 m<sup>3</sup>/s

Am ersten Auswertequerschnitt nach dem Einlaufbauwerk kann mit beiden Poldern eine Reduktion von rund 155 m<sup>3</sup>/s erreicht werden, was bezogen auf den IST-Scheitel von ca. 3400 m<sup>3</sup>/s in etwa 4.5 % entspricht. Damit werden lokal leicht bessere Ergebnisse als mit dem folgenden Polder Öberauer Schleife erzielt. Die spezifische Reduktion liegt in beiden Fällen knapp unter 0.3 % pro Mio. m<sup>3</sup> und entspricht einer leicht geringeren Effektivität als der Polder Öberauer Schleife.

Die maximalen Wasserspiegellagen werden bis zum Pegel Straubing in beiden Fällen gesamt durchschnittlich um ca. 14 cm reduziert (Anhang 4c).

Am Pegel Straubing (ca. 30 km zurückgelegte Fließstrecke) liegt die Dämpfung mit ca. 4 % bzw. knapp unter 150 m<sup>3</sup>/s noch relativ hoch. Die Werte nehmen bis zum Pegel in Vilshofen jedoch konsekutiv ab. Gründe dafür sind in Retentionseffekten durch Deichüberströmung im PLAN- sowie im IST-Zustand und im Zufluss der Isar zu suchen.

An der Staustufe Geisling wird der Abfluss um ca. 150 m<sup>3</sup>/s reduziert. Am Kraftwerk Straubing liegen die Werte mit ca. 160 m<sup>3</sup>/s sogar noch leicht höher. Der Grund dafür sind die dazwischen liegenden Abflüsse der Pfatter (30 m<sup>3</sup>/s) und der Wiesent (50 m<sup>3</sup>/s), die zeitlich so auf die Donau treffen, dass der Wellenscheitel im IST-Zustand leicht erhöht wird. Da die PLAN-Ganglinien der beiden Polder nicht 100 % horizontal verlaufen, sondern in der Mitte leicht „durchhängen“, wird durch die Zuläufe lediglich dieses kleine Tal aufgefüllt. Dadurch wird die Differenz der Scheitelabflüsse im IST- und PLAN-Zustand am KW Straubing etwas größer.

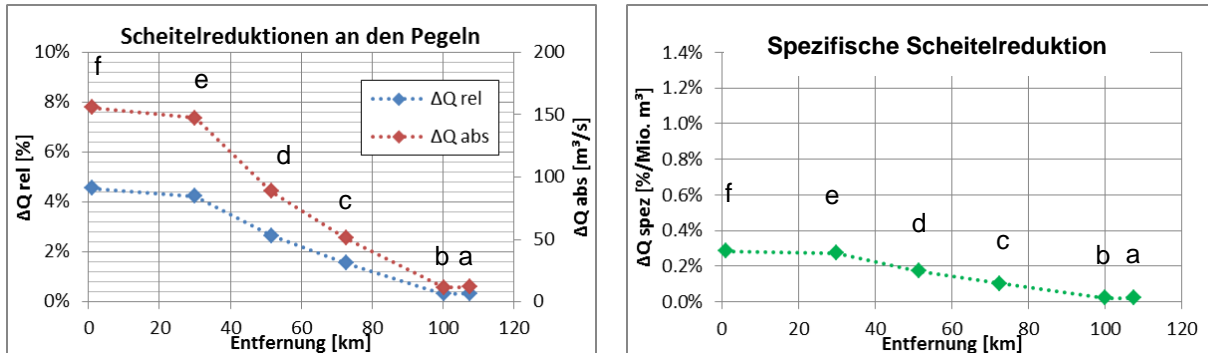
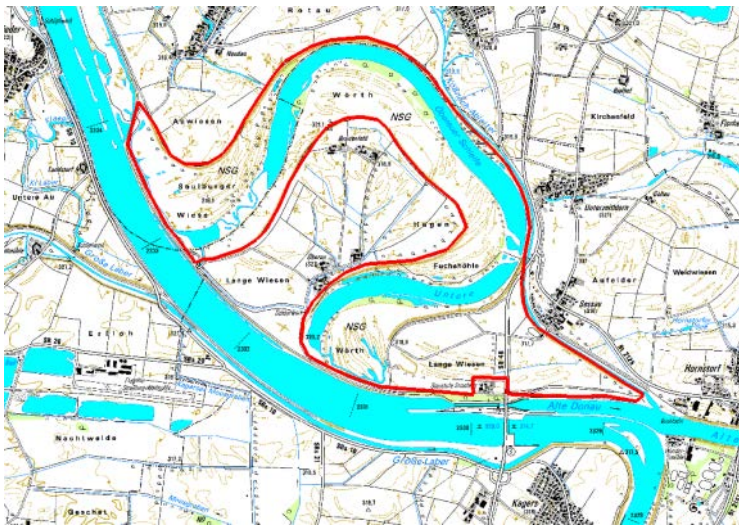


Abbildung 109: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Eltheim bzw. Polder Wörthhof<sup>9</sup>

### Standort Öberauer Schleife

Die Öberauer Schleife wurde in der Einzelbetrachtung mit einem möglichen Rückhaltevolumen von ca. 11 Mio. m<sup>3</sup> untersucht.



#### Kategorie: 1

Entleerung über Kößnach in das Unterwasser der Staustufe Straubing  
Planungsstand

Vor Einleitung des Raumordnungsverfahrens  
Randbedingungen

A = 440 ha

V = 11 Mio. m<sup>3</sup>

Standort: Fkm 2334

#### Simulation

Optimierungsläufe: 3

Zielpegel: 320.59 m+NN

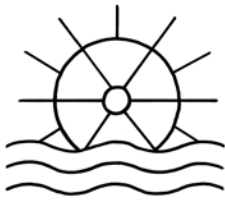
Q<sub>max, Einlauf</sub>: ca. 135 m<sup>3</sup>/s

Abbildung 110: Steckbrief Polder Öberauer Donauschleife

Die Füllung des Polders kann im Staubereich der Staustufe Straubing realisiert werden. Die Entleerung kann über die Kößnach ins Unterwasser der Staustufe Straubing geschehen. Die Retentionsfläche wird der Kategorie 1 zugewiesen.

Für den optimalen Betrieb wären unter dem Betrachtungsszenario ca. 135 m<sup>3</sup>/s Abflussleistung am Einlaufbauwerk erforderlich. Der Auswertequerschnitt 1 km nach dem Einlaufbauwerk wurde durch die Staustufe Straubing ersetzt (ca. 4 km unterstrom). Bei einem IST-Scheitel von ca. 3420 m<sup>3</sup>/s ist eine Reduktion von knapp 4 % (130 m<sup>3</sup>/s) möglich. Die spezifische Reduktion spricht mit ca. 0.34 % pro Mio. m<sup>3</sup> für die (lokal) höchste Effektivität des Polders.

<sup>9</sup> Pegelnamen von f-a: Standort Polder, Straubing, Pfelling, Deggendorf, Hofkirchen, Vilshofen



Am Pegel Straubing (ca. 7 km zurückgelegte Fließstrecke) liegt die Dämpfung mit knapp 4 % bzw. 125 m<sup>3</sup>/s erwartungsgemäß noch relativ hoch. Auch hier nehmen die Werte bis zum Pegel in Vilshofen aus o.g. Gründen deutlich ab. In Vilshofen kann wie bei den anderen beiden Poldern von keiner Reduzierung mehr gesprochen werden (7 m<sup>3</sup>/s bzw. 0.2 %).

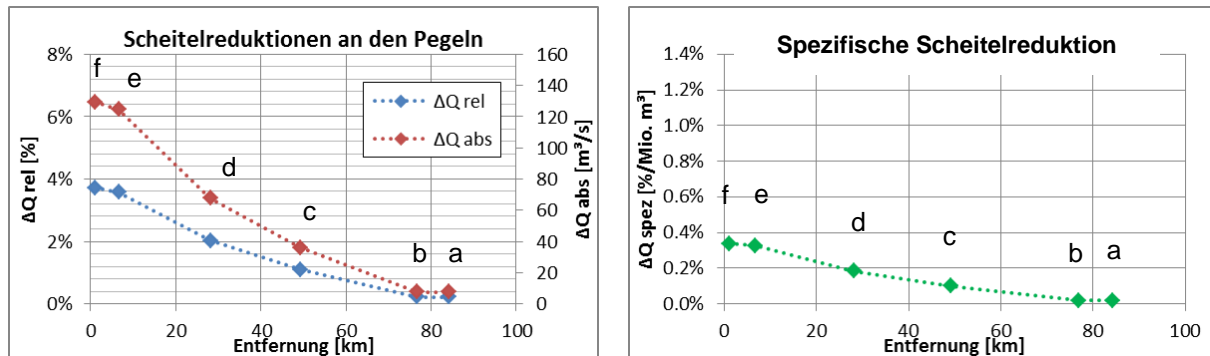


Abbildung 111: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Öberauer Donauschleife<sup>9</sup>

#### Zusatzbetrachtung – Vorgeschalteter Polder

Auch im Abschnitt zwischen Kelheim und Straubing wurde untersucht, wie sich unter dem betrachteten Szenario ein **vorgeschalteter Einsatz eines Polders** im Abschnitt DON-KEH auf die Situation auswirken würde. Es wurde dabei wieder vereinfacht von einer horizontalen Kappung der Donauwelle am Pegel Kelheim durch einen Polder mit 14 Mio. m<sup>3</sup> Nutzvolumen ausgegangen (gesamtdurchschnittliches Volumen der betrachteten Standorte). Die Ganglinie, die im Scheitel am Pegel Kelheim zwischen einem HQ<sub>10</sub> und HQ<sub>20</sub> liegt (1670 m<sup>3</sup>/s) wird somit um ca. 140 m<sup>3</sup>/s reduziert. Die Ganglinien werden schließlich am Modellende, am Kraftwerk Straubing miteinander verglichen.

Die Ergebnisse des Vergleichs sind denen aus dem Abschnitt Donauwörth bis Kelheim sehr ähnlich (vgl. Abb. 112). Wiederum kommt die Wirkung der „vorgeschalteten Kappung“ erst im abklingenden Ast zum Tragen. Zum Vergleich ist die Ganglinie bei Betrieb des Polders Wörthhof eingetragen, der mit 15.5 Mio. m<sup>3</sup> annähernd das gleiche Nutzvolumen wie der fiktive Polder oberstrom aufweist.

Da durch die vorgezogene Kappung im akademischen Beispiel keine optimale Reaktion auf die Zuflüsse von Naab und Regen möglich ist, bleibt eine Reduktion des Scheitelabflusses an der Staustufe Straubing aus. Die Steuerung eines vorgeschalteten Polders, die auf die Zuflüsse Naab und Regen ansatzweise optimiert wurde, wird in Abschnitt 4.3 vorgestellt.

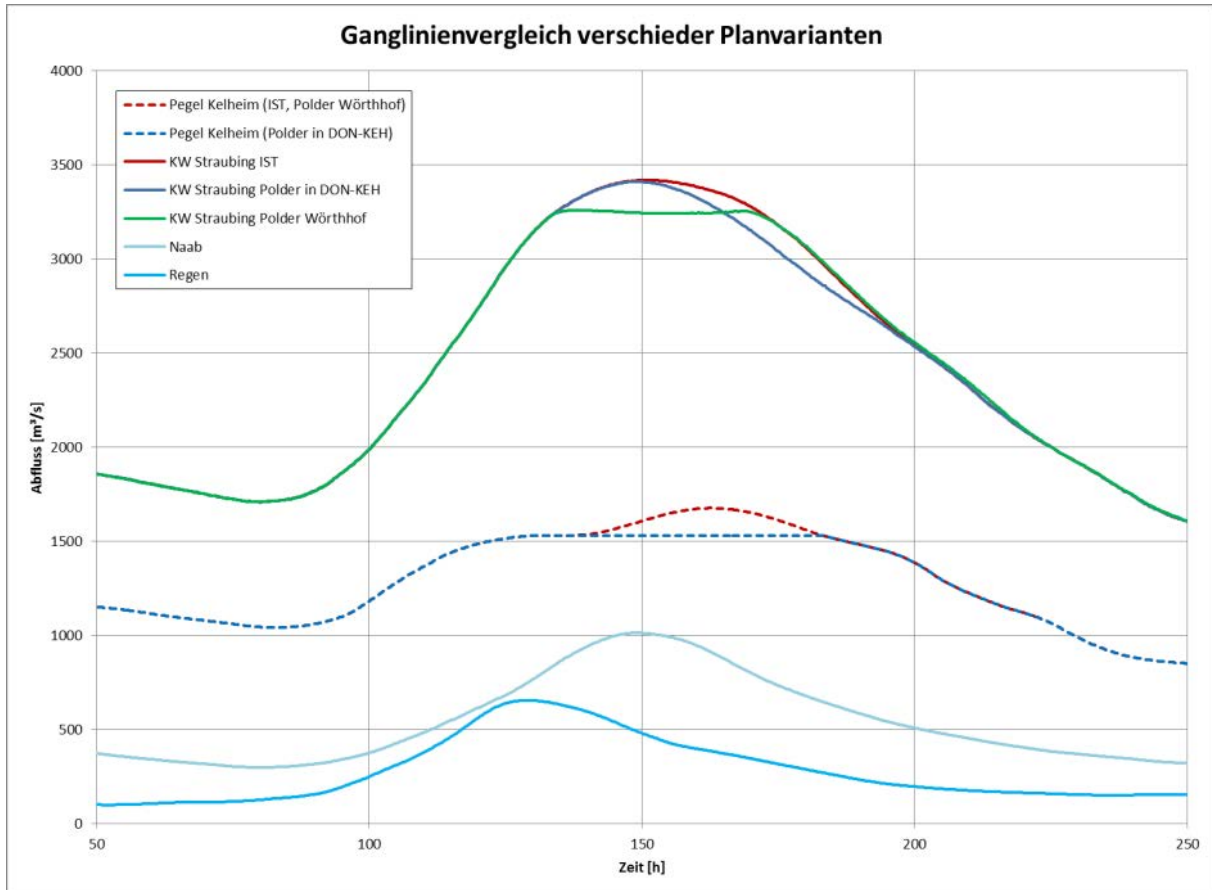


Abbildung 112: Ganglinienvergleich verschiedener Planvarianten im Abschnitt KEH-SR

### Zusammenfassung

Ein **Vergleich** mit den erzielten Ergebnissen aus den beiden vorangegangenen **Abschnitten** ist wiederum schwierig. Wechselwirkungen mit dem Vorland treten im vorliegenden Abschnitt kaum auf. Die Gesamtabflüsse sind im Vergleich von den vorherigen Abschnitten nochmals deutlich angestiegen und vor allem durch die beiden vorauslaufenden Ganglinien der Naab und des Regen geprägt. Bezogen auf das größere Wellenvolumen wären im vorliegenden Abschnitt die größten Flächen bzw. meisten Standorte gerechtfertigt. Nähere Ausführungen zu diesem Thema sind in Kapitel 4.3 zu finden.

Die Standorte **Eltheim** und **Wörthhof** sind bezüglich deren Randbedingungen und Wirkung als **gleichwertig** zu betrachten. Mit den Poldern können ein Teil der Stauhaltung Geisling sowie die ganze Stauhaltung Straubing entlastet werden. Der oberhalb liegende Abschnitt zwischen Kelheim und dem Standort der zwei Polder weist keine weiteren Retentionsmöglichkeiten auf. Die Hochwassergefahr in der Stadt Regensburg bleibt durch den Einfluss von Naab und Regen demnach unverändert.





Betrachtet man die Ganglinien der einzelnen PLAN-Varianten am **Pegel Deggendorf** (Abb. 113), so lässt sich folgendes festhalten:

- Im Vergleich zu den anderen beiden hydrologischen Abschnitten hebt sich der horizontale Verlauf der PLAN-Ganglinie relativ schnell auf und ist am Pegel Deggendorf nicht mehr zu erkennen. Grund dafür sind Deichüberströmungen, die im Bereich Straubing-Vilshofen bereits deutlich unterhalb eines  $HQ_{100}$  stattfinden.
- Der Wellenscheitel wird mit allen drei PLAN-Varianten in der gleichen Größenordnung reduziert (ca. 40 bis 50  $m^3/s$ ). Die besten Ergebnisse werden mit Eltheim bzw. Wörthhof erzielt.
- Der Durchgang des Wellenscheitels wird in den drei PLAN-Varianten deutlich nach hinten verlagert (ca. 8 h später).

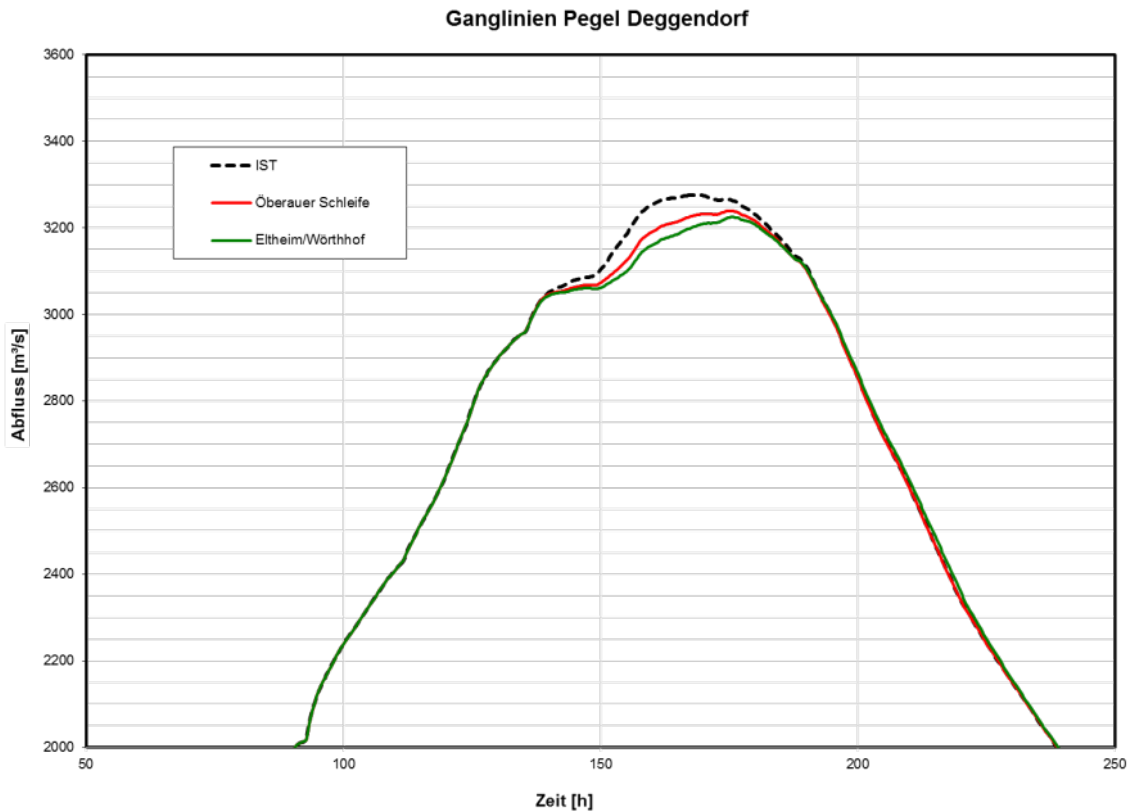


Abbildung 113: Ganglinien des IST-Zustands im Vergleich mit den PLAN-Varianten am Pegel Deggendorf

In Tabelle 5 ist die Wirkung der vorgestellten Polder bis zum Pegel Vilshofen aufgelistet. Auf Grund der größeren Nutzvolumina erzielen die Polder Eltheim bzw. Wörthhof bei der relativen und absoluten Scheitelreduktion durchweg die besseren Ergebnisse. Bei der spezifischen Reduktion liegt jedoch der Polder Öberauer Schleife zumindest bis zum Pegel Deggendorf leicht vorne.



Tabelle 5: Vergleich der Reduktionen durch die möglichen Flutpolder im Abschnitt KEH-SR

	Eltheim	Wörthhof	Überauer Schleife
<b>Scheitelreduktion/Nutzvolumen [%/Mio m<sup>3</sup>]</b>			
am Polder	0.28	0.29	0.34
in Straubing	0.27	0.27	0.32
in Deggendorf	0.1	0.1	0.1
in Vilshofen	0.02	0.02	0.02
<b>relative Scheitelreduktion [%]</b>			
am Polder	4.5	4.5	3.7
in Straubing	4.2	4.2	3.6
in Deggendorf	1.6	1.6	1.1
in Vilshofen	0.3	0.3	0.2
<b>absolute Scheitelreduktion [m<sup>3</sup>/s]</b>			
am Polder	156	153	129
in Straubing	147	147	125
in Deggendorf	51	51	36
in Vilshofen	12	12	8

Die Auswirkungen der vorgestellten PLAN-Varianten wurden bis zur Landesgrenze am Kraftwerk Jochenstein simuliert und sind in Anhang 4a-c dargestellt. Nach dem Pegel Straubing sinken die relativen Scheitelreduktionen bis zum Pegel Vilshofen konstant ab. Nach der Staustufe Kachlet sind die IST- und PLAN-Ganglinien schließlich identisch und die Reduktionen bei Null.



## 4.2 Hochwasserbeeinflussung durch Staustufensteuerung

Im Anschluss an die Einzelwirkungsanalyse der Flutpolder wurden weitere denkbare Möglichkeiten zur Verbesserung der Hochwassersituation an der Donau betrachtet. Dazu gehörten die Untersuchung veränderter Steuerstrategien an bestimmten Ausleitungsstrecken und die Beeinflussung der Hochwasserwellen durch die optimierte Steuerung großer Staustufen (u.a. Straubing und Geisling).

### 4.2.1 Grundlagen

Für die folgenden Untersuchungen wurden die gleichen hydrologischen Szenarien wie für die Einzelwirkungsanalyse der Polderstandorte verwendet (vgl. Kap. 4.1.1). Prinzipiell wurde die folgende (theoretische) Steuerstrategie verfolgt:

- Auf dem ansteigenden Ast des Hochwassers werden die Wehre bei der „Vorabsenkung“ komplett geöffnet, sodass bei Eintreffen des Wellenscheitels im Stauraum das maximal bewirtschaftbare Retentionsvolumen erreicht wird.
- In Optimierungsläufen wird ein Zielabfluss ermittelt, ab dem dann die Wehre wieder etwas zugefahren werden, wodurch ein definierter Überstau entsteht.
- Durch diesen Vorgang wird das aus der Vorabsenkung noch vorhandene bzw. durch den Überstau zusätzlich zur Verfügung stehende Retentionsvolumen in Anspruch genommen und der Abfluss kann etwas gedrosselt bzw. verzögert abgegeben werden.

Im Idealfall füllt sich der zwischen „Vorabsenkung“ und „Überstau“ entstandene Retentionsraum exakt mit dem Wellenvolumen im Scheitelsbereich (vgl. Abb. 114, grüne Fläche).

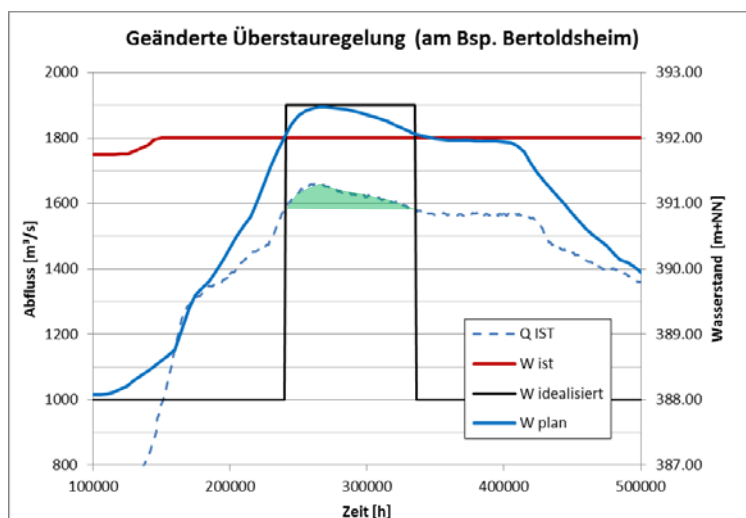
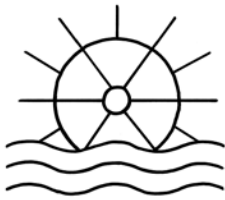


Abbildung 114: Beispielhafte Wasserstandsganglinien im Oberwasser KW Bertoldsheim



Dieser theoretische Idealfall (schwarze Linie) ist durch die sich einstellende W/Q-Beziehung bzw. Stauraumfüllung beim Anlaufen der Welle allerdings nicht möglich, wodurch sich die tatsächlich mögliche Wasserstandsganglinie anders darstellt (blaue Linie). Zudem ist es softwareseitig nicht möglich im Bereich fallender Abflüsse an der zu steuernden Randbedingung, gleich bleibende oder sogar steigende Wasserspiegel zu modellieren. Aus diesem Grund ist die Simulation einer optimierten horizontalen Kappung der Hochwasserwelle durch das nutzbare Stauraumvolumen nicht möglich.

Um die Phase der Vorabsenkung durch die inneren Randbedingungen bei der Simulation richtig abbilden zu können, war eine Abschätzung der W/Q-Beziehungen bei offener Wehrstellung erforderlich. Auf Basis von Konstruktionsplänen und simulierten Unterwasserständen wurden geometrische und hydraulische Verlustbeiwerte berechnet und die Oberwasserstände für verschiedene Abflussstufen abgeschätzt.

#### 4.2.2 Die Staustufen Bertoldsheim, Bergheim und Ingolstadt

Die mögliche Wirkung dieser Staustufen im Donauabschnitt Donauwörth bis Kelheim wurde bereits in der Studie Fischer untersucht. Im Rahmen dieser Studie wurde zu diesen Standorten daher nur ergänzend die folgende Zusatzbetrachtung angestellt.

Für die Ereignisse „Pfingsthochwasser 1999“ und „Augusthochwasser 2005“ wurden in der Studie Fischer an der **Staustufe Bertoldsheim** die beiden folgenden Steuerungsvarianten untersucht:

- (1) Wehre durchgehend vollständig geöffnet
- (2) Vorabsenkung + Rückkehr zur Betriebsvorschrift ab Zielabfluss

Bei beiden Varianten zeigten sich keine nennenswerten Scheitelreduktionen bzw. Verzögerungseffekte, da sich das gewonnene Retentionsvolumen im Stauraum als zu gering darstellt und die Beaufschlagung der Auebereiche durch die oberstromige Ausuferungsstrecke unter den o.g. Randbedingungen kaum beeinflusst wird.

Um die Auebeaufschlagung stärker zu beeinflussen und den verfügbaren Retentionsraum noch leicht zu vergrößern, wurde in der vorliegenden Studie zusätzlich die Variante (3) „Vorabsenkung + Einstellen eines erhöhten Überstaus“ untersucht. Der bescheidsgemäße Überstau von 392.00 m+NN wurde dafür zusätzlich um 0.5 m auf 392.50 m+NN erhöht und deutlich später eingestellt. Der optimale Zeitpunkt zum Einstellen des Überstaus wurde in mehreren Optimierungsläufen ermittelt. Das Ziel der Optimierung lag dabei auf möglichst geringem Spitzenabfluss über die Staustufe.

Wie in Tabelle 6 zusammengefasst, kann durch den erhöhten Überstau ab 1620 m<sup>3</sup>/s der Abfluss an der Staustufe selbst um ca. 35 m<sup>3</sup>/s reduziert werden. Der Effekt ist allerdings stark lokal begrenzt und führt am Pegel Kelheim zu keinen nennenswerten Veränderungen. Wie erwartet wird der Haupteffekt durch eine erhöhte Auebeaufschlagung über die Ausuferungsstrecke im Oberwasser der Staustufe erzielt (vgl. Abb. 115). Auch bedingt durch



die großen Abflussanteile des Lechs, die kurz nach der Staustufe in die Donau münden, kompensieren sich die Effekte relativ schnell wieder. Wie bereits in der Studie Fischer gezeigt, bewirkt das durch Vorabsenkung vergrößerte Stauraumvolumen selbst keine nennenswerten Änderungen, da es sich bereits beim Anlaufen der Welle komplett verfüllt.

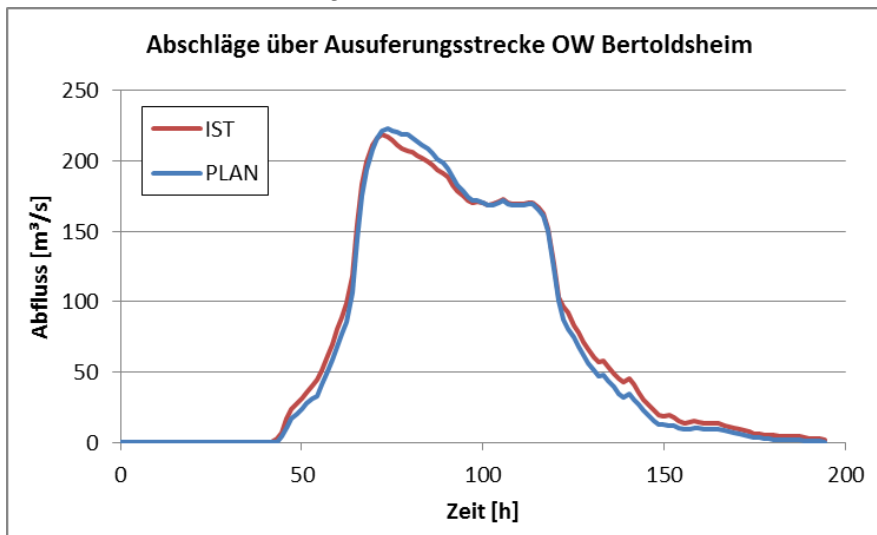


Abbildung 115: Vergleich der Abflussanteile in die Auebereiche im Oberwasser von KW Bertoldsheim

An der **Staustufe Bergheim** wurde analog vorgegangen und der Überstau ebenfalls um 0.5 m erhöht. Die Ergebnisse fallen sehr ähnlich zu den Betrachtungen in Bertoldsheim aus. Eine Scheitelreduktion ist in Kelheim mit knapp 10 m<sup>3</sup>/s eventuell noch leicht spürbar. Wie in Abbildung 116 links zu erkennen, wird die dämpfende Wirkung durch eine erhöhte und vor allem durch eine deutlich besser dosierte Auebeaufschlagung über die rechtsseitige Überlaufstrecke erzielt. Die Funktion des Stauraumvolumens als möglicher Retentionsraum steht auch hier im Hintergrund.

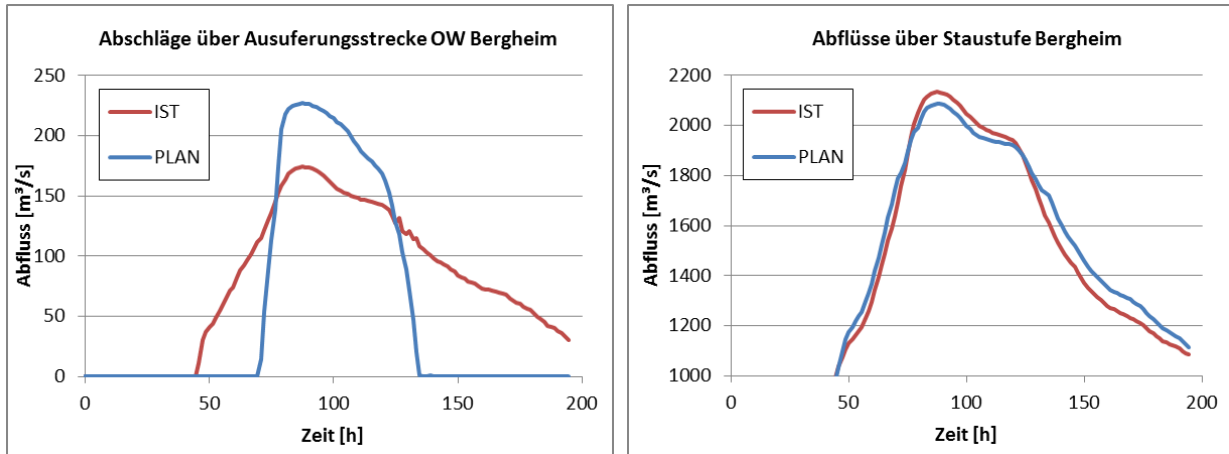


Abbildung 116: Vergleich der Abflussanteile in die Auebereiche (links) und über die Staustufe am KW Bergheim

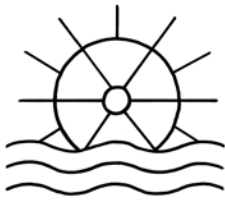
Sehr ähnliche Ergebnisse wurden bei analogem Vorgehen an der **Staustufe Ingolstadt** erzielt (vgl. Tab. 6). Die lokale Scheitelreduktion wird auch hier durch eine erhöhte und verbesserte Beaufschlagung der Aue über den „schwarzen Damm“ auf der linken Donauseite erzielt. Auffällig ist die im Vergleich zu den beiden anderen Staustufen größere Scheitelverzögerung am Pegel Kelheim (ca. 2.5 h). In Tabelle 6 sind die vorgestellten Ergebnisse nochmals übersichtlich nebeneinandergestellt.

Tabelle 6: Überblick über die Auswirkung geänderter Steuerungsvorgaben im Abschnitt DON-KEH

	Bertoldsheim	Bergheim	Ingolstadt
Zielabfluss für Überstau	1620 m <sup>3</sup> /s	1970 m <sup>3</sup> /s	1970 m <sup>3</sup> /s
Reduktion lokal <sup>10</sup> (abs/rel)	35 m <sup>3</sup> /s; 2.1 %	52 m <sup>3</sup> /s; 2.4 %	44 m <sup>3</sup> /s; 2.2 %
Reduktion am Pegel Kelheim (abs/rel)	2 m <sup>3</sup> /s; 0.1 %	9 m <sup>3</sup> /s; 0.4 %	10 m <sup>3</sup> /s; 0.4 %
Scheitelverzögerung am Pegel Kelheim	~ 1h	~ 1h	~ 2.5h

Zusätzlich zu den Betrachtungen an einzelnen Staustufen wurde die **kombinierte Wirkung** der drei untersuchten Standorte ermittelt. Die maximale Scheitelreduktion wird dabei im Abschnitt Donauwörth bis Kelheim an der Staustufe Bergheim mit knapp 60 m<sup>3</sup>/s erzielt. Am Pegel Kelheim addiert sich die Wirkung der einzelnen Staustufen nahezu, wodurch sich eine Reduktion von 22 m<sup>3</sup>/s (1 %) ergibt. Bemerkenswert ist die deutliche Scheitelverzögerung von ca. 4.5 Stunden. Wie in Abbildung 117 zu erkennen ist, kann sich diese Scheitelverzögerung günstig auf das zeitliche Zusammentreffen mit den Zuflüssen Naab und Regen auswirken (grau gestrichelt und überhöht dargestellt, Bezugsachse rechts). Am

<sup>10</sup> Bezogen auf die Abflussanteile, die über die Staustufe abfließen (ohne Auenabflüsse)



Folgepegel in Schwabelweis werden dadurch immerhin eine Scheitelreduktion von  $70 \text{ m}^3/\text{s}$  (ca. 2 %) und eine Verzögerung des Scheiteldurchgangs von ca. 5 Stunden erzielt.

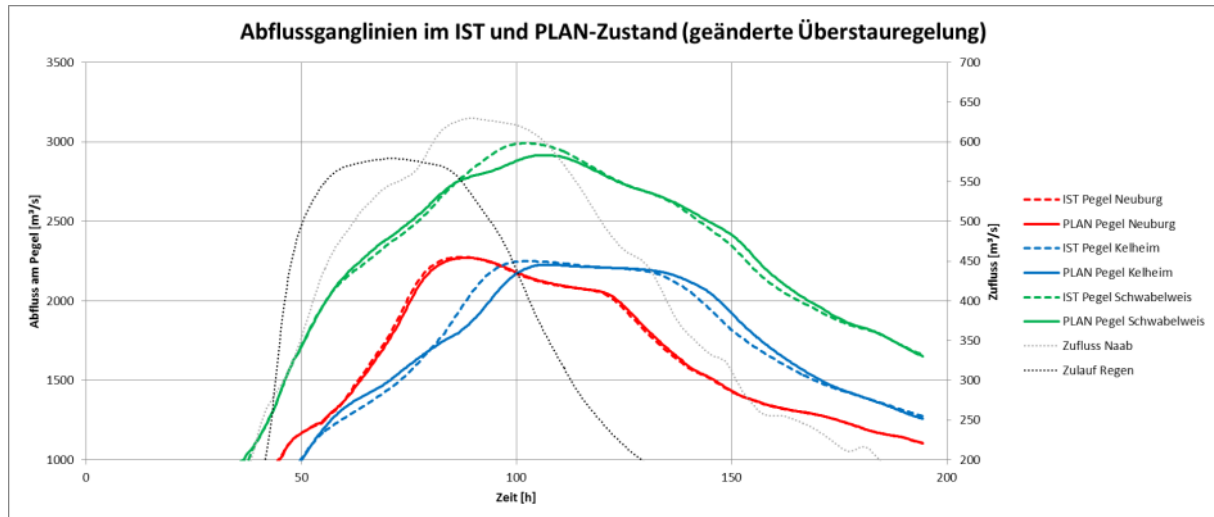


Abbildung 117: Vergleich der Abflussganglinien im IST-Zustand und bei geänderten Steuervorgaben

#### 4.2.3 Die Staustufen Geisling und Straubing

Zu einer möglichen Retentionswirkung der beiden großen Staustufen Geisling und Straubing gibt es bislang noch keinerlei Untersuchungen. In der vorliegenden Studie wurden daher die Möglichkeiten und Grenzen der beiden Staustufen aus dem Donauabschnitt Kelheim bis Straubing etwas näher beleuchtet.

Prinzipiell wurde an den beiden Staustufen die gleiche Steuerstrategie wie in Abschnitt 4.2.1 beschrieben verfolgt. In Rücksprache mit der E.ON-Wasserkraft GmbH ergaben sich allerdings zusätzliche Randbedingungen, die in den Simulationen berücksichtigt werden mussten (vgl. Tab. 7). Demnach darf durch eine mögliche Vorabsenkung das minimale Stauziel nicht unterschritten werden, da die Turbinen ansonsten Luft ziehen würden. Der durchlaufende Betrieb der Turbinen bei Hochwasser wird vom Betreiber beabsichtigt und ist nach eigenen Angaben für den ordnungsgemäßen Wehrbetrieb erforderlich. Eine weitere Begrenzung nach unten stellt die Schifffahrt in diesem Donauabschnitt dar: Eine Vorabsenkung ist erst ab dem Zeitpunkt möglich, an dem der höchste schiffbare Wasserstand überschritten wurde und die Schifffahrt offiziell eingestellt werden musste. Da die Schifffahrt allerdings bereits ab einem Abfluss von ca.  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$  und somit schon beim Anlaufen der simulierten Hochwasserwelle eingestellt wird, stellt dieses Kriterium im Gegensatz zum minimalen Stauziel keine nennenswerte Begrenzung dar.

Zusammengefasst wurde die folgende Steuerstrategie (Fall A) simuliert:



- Sobald der höchste schiffbare Wasserstand bzw. Abfluss erreicht wurde, wurde das minimale Stauziel eingestellt bzw. falls größer derjenige Wasserstand, der sich bei entsprechendem Abfluss bei geöffneten Wehren (n-Fall) einstellen würde.
- Wie zuvor wurde in Optimierungsläufen der optimale Zeitpunkt für ein Zufahren der Verschlüsse ermittelt, wodurch der Höchststau (plus 30 cm zum Stauziel) eingestellt wird und der Abfluss gedrosselt abgegeben wird.

Tabelle 7: Randbedingungen an den Staustufen Geisling und Straubing

	Geisling	Straubing
Stauziel [m+NN]	327.30	320.00
Höchststau [m+NN]	327.60	320.30
Minimales Stauziel [m+NN]	326.30	319.00
Höchster schiffbarer Wasserstand (Pegel Schwabelweis)	520 cm ~ ca. 1500 m <sup>3</sup> /s	

Auch in diesem Fall war die Ermittlung einer W/Q-Beziehung erforderlich. Verwendet wurden dafür Konstruktionspläne, Ergebnisse von physikalischen Modellversuchen sowie simulierte Unterwasserstände und Fließgeschwindigkeiten, wodurch sich wiederum Verlustbeiwerte und Oberwasserstände für bestimmte Abflussstützstellen ableiten ließen.

Die Werte stellen sehr grobe Anhaltspunkte dar und können Detailuntersuchungen zur Leistungsfähigkeiten der Wehranlage in keinem Fall ersetzen.

Vorliegende hydrotechnische Berichte zu den Staustufen konnten nicht verwendet werden, da sich die Berechnungen der Oberwasserstände bei  $HQ_{100}$  ausschließlich auf den n-1 Fall beziehen, der in dieser Analyse als nicht maßgebend betrachtet wurde.

Zusätzlich zu der dargestellten Steuerstrategie wurde die Wirkung einer durchgehend geöffneten Wehrstellung betrachtet (Fall B). Dabei wurde auf die Berücksichtigung der unteren (technischen) Randbedingungen verzichtet. Die sich einstellenden Wasserspiegellagen wurden demnach durchgehend nach der W/Q-Beziehung bei geöffneten Wehren berechnet.

Beiden Steuervarianten liegt zugrunde, dass in Hydro\_AS-2d bei steigenden Abflüssen an der zu steuernden Randbedingung nur steigende Wasserstände und umgekehrt am zugehörigen Pegelpunkt realisiert werden können. Das Schließen der Wehrelemente mit Wiederhochfahren zum Stauziel bzw. die Einstellung eines Überstaus kann folglich nur im noch ansteigenden Scheitelpunktbereich simuliert werden. Beim Durchlaufen des Hochwasserscheitels wären damit alle zur Verfügung stehenden Volumina bereits eingesetzt. Demnach ist eine optimale Ausnutzung des verbleibenden Stauraums im Bereich des Hochwasserscheitels nicht ohne Weiteres möglich. Die folgenden Simulationen zeigen die unter diesen modelltechnischen Einschränkungen mögliche Wirkung der Staustufensteuerung. Im anschließenden Abschnitt werden zusätzlich theoretische





Überlegungen angestellt, die die maximal mögliche Wirkung der Staustufensteuerung aufzeigen sollen.

Vor der eigentlichen Wirkungsanalyse der beiden Steuerstrategien wurde zusätzlich eine theoretische Betrachtung zum bewirtschaftbaren Volumen bei verschiedenen Abflussstufen durchgeführt.

Dazu wurden zunächst die Wasserspiegellagen in der Stauhaltung Geisling bei verschiedenen Abflussstufen für Fall A, Fall B und den IST-Zustand ermittelt (vgl. Abb. 118). Unter der Annahme einer mittleren Gewässerbreite von 300 m und einer Länge des Stauraumes von 12 km wurde das (zusätzlich) nutzbare Volumen, das sich bezogen auf den IST-Zustand ergibt, für jede Abflussstufe ermittelt.

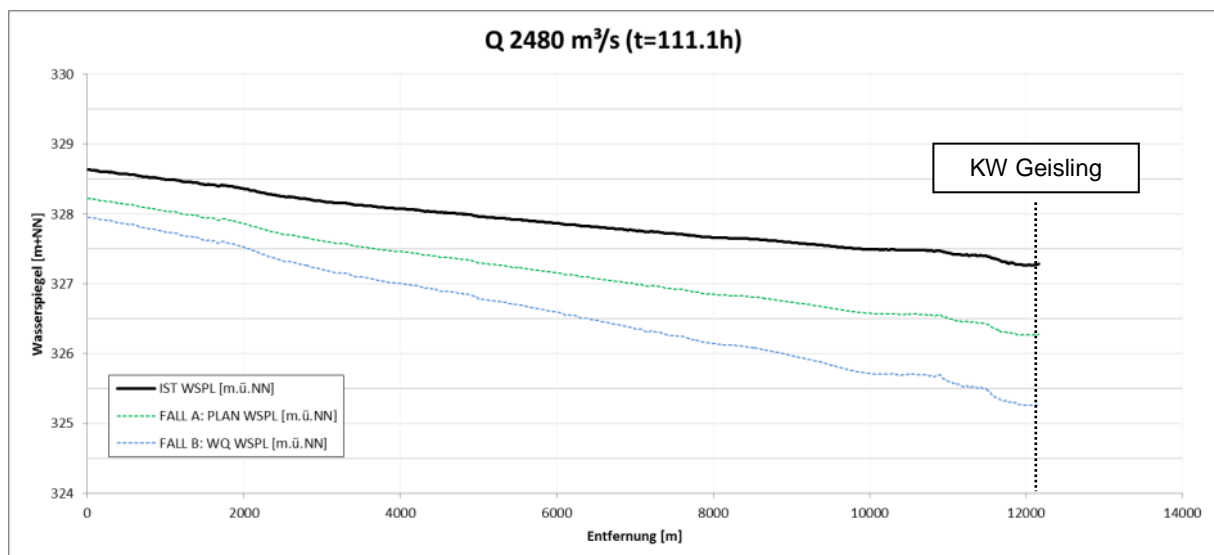


Abbildung 118: Exemplarische Darstellung zur Ermittlung der verschiedenen Wasserspiegellagen im Stauraum KW Geisling (Abflussstufe  $2480 \text{ m}^3/\text{s}$ )

Wie in Abbildung 119 links und rechts ersichtlich, verhält sich das verfügbare Retentionsvolumen antiproportional zum Abfluss. Fall B (blaue Linie) stellt in dieser Betrachtung das durch Vorabsenkung theoretisch maximal mögliche Volumen dar. Die rote Linie hingegen stellt den Verlauf des nach Vorgaben möglichen Retentionsvolumens dar (Fall A).

Aus dem Diagramm lässt sich ableiten, dass zwischen maximal möglicher Absenkung (bei geöffneten Wehrfeldern) und dem Normalstau (Ist-Zustand) bei  $HQ_{20}$  ( $2600 \text{ m}^3/\text{s}$ ) rd. 4,5 Mio.  $\text{m}^3$ , bei  $HQ_{50}$  ( $3050 \text{ m}^3/\text{s}$ ) rd. 3 Mio.  $\text{m}^3$  bzw. bei  $HQ_{100}$  ( $3400 \text{ m}^3/\text{s}$ ) nur noch rd. 2 Mio.  $\text{m}^3$  Retentionsvolumen zur Verfügung stehen würden. Das im Fall A angesetzte minimale Stauziel 326,30 m+NN wird auch bei ganz geöffneten Wehrfelder (Fall B) bereits bei einem Abfluss von rd.  $3300 \text{ m}^3/\text{s}$  wieder erreicht (siehe Abb. 120 rechts). Dies bedeutet, dass bei



großen Hochwasserereignissen, bei denen der verbleibende Rückhalteraum für eine Spitzenkappung erst bei Abflüssen über  $3300 \text{ m}^3/\text{s}$  eingesetzt wird, eine Vorabsenkung unter das minimale Stauziel unnötig ist.

Es ist zu erkennen, dass beim Beginn des Wiederhochfahrens (Knick in der roten Kurve bei ca.  $2800 \text{ m}^3/\text{s}$ ) im Vergleich zum Ist-Zustand knapp  $1.9 \text{ Mio. m}^3$  Zusatzvolumen vorhanden sind. Durch Einstellen des Höchststaus wird bis zum  $HQ_{100}$ -Abfluss noch ein zusätzliches Volumen von ca.  $0.75 \text{ Mio. m}^3$  aktiviert (negativer Bereich).

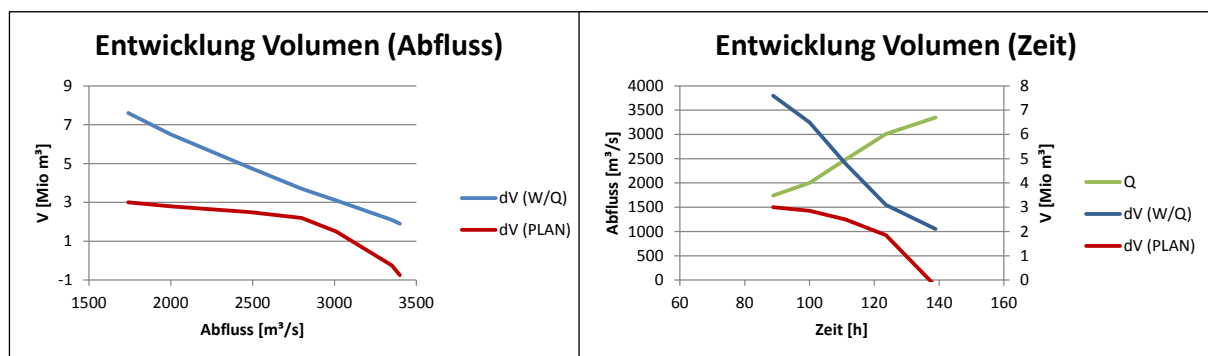


Abbildung 119: Entwicklung des Stauraumvolumens an der Staustufe Geisling

Aus dieser Betrachtung geht ein weiteres Mal hervor, dass sich ein theoretisch nutzbares Retentionsvolumen beim Anlaufen einer großen Hochwasserwelle bereits weitgehend verfüllt und in der entscheidenden Phase, im Wellenpeak, nur noch in begrenztem Umfang zur Verfügung steht.

Durch die Steuervariante „Fall A“ am KW Geisling (vgl. Abb. 120, links) wird der Scheitel am Kraftwerk Straubing zwar kaum reduziert (ca.  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ ), jedoch um ca. 4 Stunden verzögert. Dies könnte sich im weiteren Donauverlauf positiv bei der Donauwelle vorauslaufenden Zuflüssen auswirken. Anders als bei den Ergebnissen aus Abschnitt 4.2.2 führt die Scheitelverzögerung im anschließenden Abschnitt SR-VI u.a. bedingt durch auftretende Deichüberströmungen und andere Beaufschlagung durch die Donauzubringer zu vergleichsweise geringen Auswirkungen (siehe auch Kap. 4.3.9).

Durchgehend geöffnete Wehre (Fall B, Abb. 120, rechts) führen zu keinen nennenswerten Effekten. Zusätzlich zu den beiden dargestellten Varianten wurde in der Staustufe Geisling noch eine theoretische Kombination aus den beiden Fällen (Fall C) betrachtet, mit dem die maximal mögliche Absenkung (Fall B) mit anschließendem Höchststau (Fall A) simuliert wurde. Die Scheitelreduktion konnte sich hierbei in Straubing auf insgesamt ca.  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , die Verzögerung auf ca. 5 Stunden erhöhen.

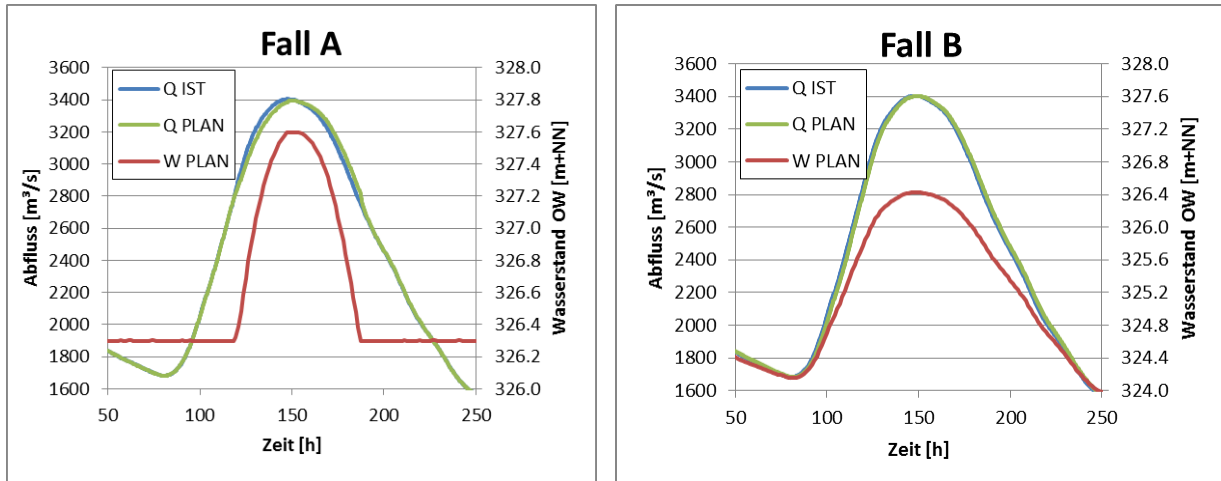


Abbildung 120: Abfluss- und Wasserstandsganglinien am KW Geisling in Fall A (links) und Fall B (rechts)

Die Betrachtung zur Entwicklung des Stauraumvolumens wurde für die **Staustufe Straubing** nach den gleichen Aspekten wie am KW Geisling durchgeführt. Die Länge des nutzbaren Staubereichs wurde zu 24 km angenommen. Wie in Abbildung 121 zu erkennen, verhält sich das theoretisch nutzbare Retentionsvolumen im Vergleich zu Geisling ungünstiger. Das mögliche Retentionsvolumen beträgt zwischen maximal möglicher Absenkung (bei geöffneten Wehrfeldern) und dem Normalstau (Ist-Zustand) bei  $HQ_{20}$  (2600  $m^3/s$ ) knapp 3 Mio.  $m^3$ , bei  $HQ_{50}$  (3050  $m^3/s$ ) nur noch gut 1 Mio.  $m^3$  und bei  $HQ_{100}$  (3400  $m^3/s$ ) hat sich der vorabgesenkte Retentionsraum wieder nahezu gefüllt. Bereits bei einem Abfluss von rd. 3000  $m^3/s$  wird das im Fall A angesetzte minimale Stauziel 319,00 m+NN auch bei ganz geöffneten Wehrfelder (Fall B) wieder erreicht. Dies bedeutet, dass bei großen Hochwasserereignissen, bei denen der verbleibende Rückhalteraum für eine Spitzenkappung erst bei Abflüssen über 3000  $m^3/s$  eingesetzt wird, eine Vorabsenkung unter das minimale Stauziel unnötig ist.

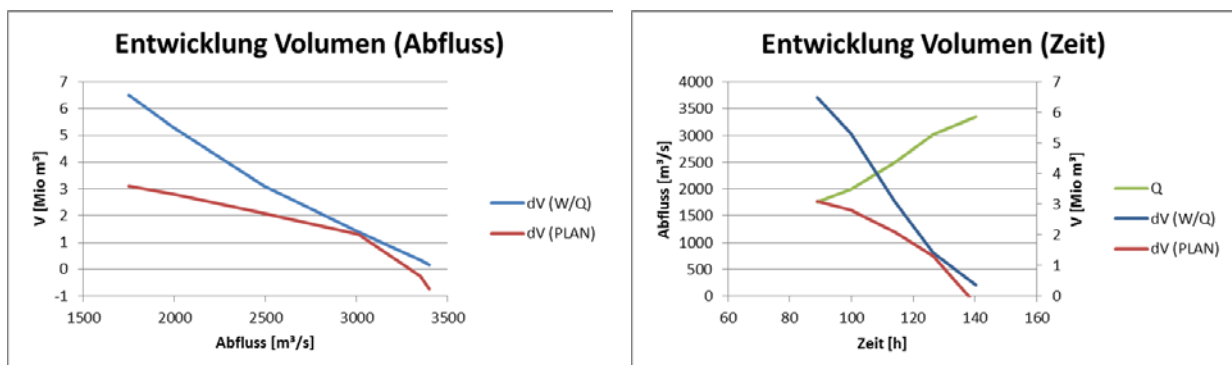
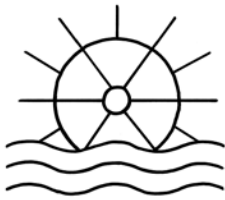


Abbildung 121: Entwicklung des Stauraumvolumens an der Staustufe Straubing



Die zu erzielenden Effekte sind unter Fall A demnach erwartungsgemäß klein bzw. liegen unterhalb der Rechengenauigkeiten. Eine leichte Verzögerung der Welle um etwa 2 Stunden ist zu vernehmen. Sogar die Auswirkungen im Extremfall C entsprechen in Straubing denen unter Fall A und können vernachlässigt werden.

Wie bereits Fischer für einige Staustufen in den oberen Donauabschnitten feststellte, steht das theoretisch nutzbare Stauvolumen auch im Falle von Geisling und Straubing in keinem Verhältnis zum Wellenvolumen eines hundertjährigen Donauhochwassers. Verschiedene Wellenvolumina im Untersuchungsabschnitt und -szenario sind beispielhaft in Tabelle 8 zusammengefasst.

Tabelle 8: Wellenvolumina und -dauer des simulierten Hochwasserszenarios „SZ 3A“

Beschreibung	Dauer	Volumen
gesamte Hochwasserwelle ( $Q_{\max} \sim 3400 \text{ m}^3/\text{s}$ )	~ 11 Tage	2000 Mio. $\text{m}^3$
Scheitelbereich über Schwellwert $3000 \text{ m}^3/\text{s}$	~ 56 Stunden	60 Mio. $\text{m}^3$
Scheitelbereich über Schwellwert $3300 \text{ m}^3/\text{s}$	~ 30 Stunden	9 Mio. $\text{m}^3$

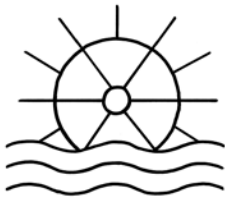
#### 4.2.4 Theoretisch mögliche Wirkung

Wegen der softwareseitigen Einschränkungen der Staustufensteuerung sollen an dieser Stelle noch theoretische Überlegungen zur optimalen Wirkung des nutzbaren Volumens der Staustufen Geisling und Straubing angestellt werden. Bei dem untersuchten 100-jährlichen Ereignis ( $Q_{\max} \sim 3400 \text{ m}^3/\text{s}$ ) wären laut Abbildung 119 und 121 in den Stauhaltungen von Geisling und Straubing kurz vor Eintreffen des Scheitelabflusses (ca.  $3300 \text{ m}^3/\text{s}$ ) bei geöffneten Wehrfeldern noch gut 2 Mio.  $\text{m}^3$  bzw. rd. 0,5 Mio.  $\text{m}^3$  Stauraum bis zum Stauziel verfügbar, unter Berücksichtigung eines zusätzlichen Höherstaus insgesamt etwa 3 bzw. 1,5 Mio.  $\text{m}^3$ . Bei einer theoretisch möglichen horizontalen Kappung der Hochwasserwelle durch eine entsprechende Steuerung würde das unter Einbeziehung des Höherstaus um 30 cm einer Scheitelreduzierung von etwa  $55 \text{ m}^3/\text{s}$  an der Staustufe Geisling (ca. 1,6 %) bzw. etwa  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  an der Staustufe Straubing (ca. 1 %) entsprechen. Bei einem gleichzeitigen Einsatz beider Staustufen ist die Wirkung nicht vereinfacht ermittelbar. Sie liegt in jedem Falle unter der Summe der Einzelwirkungen, da durch die Kappung an der Staustufe Geisling in Straubing eine breitere HW-Welle eintrifft.

Liegt der Scheitelabfluss der Hochwasserwelle unter dem des hier betrachtenden  $HQ_{100}$  können auch entsprechend größere Rückhaltevolumen genutzt werden.

#### 4.2.5 Fazit

Es lässt sich zusammenfassen, dass die modelltechnischen Simulationen der verschiedenen Steuerungsvarianten an den Staustufen Geisling und Straubing beim untersuchten Hochwasserszenario in der Größenordnung eines  $HQ_{100}$  keine bedeutenden Auswirkungen beobachten ließen. Dies hängt aber mit dem modelltechnisch nur suboptimal abzubildenden Einsatz der durch Vorabsenkung und Höherstau zur Verfügung stehenden



Retentionsvolumina zusammen. Unbestritten ist, dass sich ein durch Vorabsenkung zusätzlich geschaffenes Stauvolumen bei sehr großen Hochwasserereignissen bereits beim Anlaufen der Donauwelle wieder weitgehend auffüllen kann. Die theoretischen Überlegungen zeigen aber, dass im Bereich des Hochwasserscheitels eines  $HQ_{100}$  an den Staustufen Geisling und Straubing unter Berücksichtigung eines zusätzlichen Höherstaus von 30 cm immer noch ca. 3 bzw. 1,5 Mio.  $m^3$  Rückhalteraum zur Verfügung stehen. Theoretisch können diese Volumen bei einer optimalen Steuerung im Falle eine  $HQ_{100}$  zu einer Scheitelreduzierung von einzeln 55 bzw. 35  $m^3/s$  führen. Eine derartige optimierte Feinstuerung der Wehranlagen bei einem Durchfluss von über 3300  $m^3/s$  ist allerdings ambitioniert und setzt zudem eine Stauraumentleerung (Vorabsenkung) im ansteigenden Hochwasser voraus. Inwieweit sich die dadurch erzeugte Abflusserhöhung unterstrom negativ in der Überlagerung mit seitlichen Zuflüssen (z.B. Inn in Passau) auswirken kann, wäre gesondert zu untersuchen. Gezielt steuerbare Flutpolder, die dem Hochwasserereignis die zurückgehaltene Wassermenge tatsächlich entziehen und nicht nur innerhalb des Ereignisses verlagern, können durch eine Vorabsenkung/Höherstau an den Staustufen daher nicht ersetzt werden. Die vorgestellten angepassten Steuerstrategien an den Staustufen können aber unterstützend eingesetzt werden und sind insbesondere deshalb interessant, da sie praktisch ohne Kosten und bauliche Maßnahmen umgesetzt werden können.

Die Haupteffekte, die sich durch die Steuerungsvarianten an den Staustufen Bertoldsheim, Bergheim und Ingolstadt einstellen, liegen in einer veränderten Wechselwirkung mit den Überlaufstrecken begründet. Die vorgestellten Möglichkeiten werden somit der Kategorie „verbesserte Auebeaufschlagung“ und nicht der Nutzung des Stauraumvolumens zu Retentionszwecken zugeschrieben. Wäre die theoretisch betrachtete Erhöhung der aktuellen Überstauregelungen um 50 cm in der Praxis durchsetzbar, könnten bei kombinierter Anwendung ohne weitere (Bau)Kosten durchaus auch überregional spürbare Effekte erzielt werden.



### 4.3 Kombinationswirkung ausgewählter Flutpolder

Nach der Einzelwirkungsanalyse der Flutpolder und der Untersuchung zu möglichen unterstützenden Steuerstrategien an ausgewählten Staustufen unter der „Bemessungslast“ ( $\sim HQ_{100}$ ) wurde abschließend die Wirkung von kombiniert betriebenen Flutpoldern unter dem „Überlastfall“ ( $\sim HQ_{100} + \sim 15\%$ ) untersucht. Sämtliche Simulationen verschiedener IST- und PLAN-Zustände wurden hierbei über das gesamte Donaumodell bis hin zur Landesgrenze am Kraftwerk Jochenstein durchgeführt. Die für die vorangegangenen Untersuchungen verwendeten hydrologischen Szenarien wurden dafür nochmals modifiziert und werden in Abschnitt 4.3.2 näher erläutert.

Für die Betrachtung der kombinierten Wirkung der Flutpolder wurden in jedem der drei oberen Teilabschnitte der Donau jeweils zwei potenzielle Standorte berücksichtigt. Eine größere Auswahl hätte einen zu hohen Simulationsaufwand generiert und wäre, was die mittelfristigen Umsetzungsmöglichkeiten betrifft, auch ohnehin eher unrealistisch.

Die Auswahl der Flutpolder für die Untersuchung der Kombinationswirkung trafen die zuständigen Wasserwirtschaftsämter, jeweils abgestimmt mit der zuständigen Regierung anhand der Ergebnisse zu der hydraulischen/hydrologischen Wirksamkeit einzelner Standorte (vgl. Abschnitt 4.1) als Entscheidungshilfe aus technischer Sicht. Die erfolgte Auswahl von Standorten, die noch nicht in einem fortgeschrittenen Planungsstadium stehen, soll dabei noch keiner endgültigen Entscheidung vorgreifen, die schlussendlich in Anbetracht sämtlicher Rahmenbedingungen (u. a. unterhalb vorhandenes Schadenspotential, Kosten, Auswirkungen auf Umwelt, Landwirtschaft, Grundwasser, etc.) zu treffen wäre.

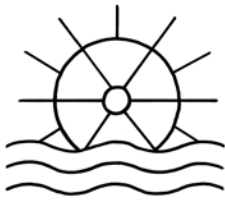
#### 4.3.1 Betrachtete Standorte

In Tabelle 9 sind die sechs gewählten Standorte aufgeführt. Auf Grund fortgeschrittener bzw. geänderter Planungszustände während der Projektbearbeitung weichen die angesetzten Nutzvolumina der Flutpolder in den Fällen Riedensheim, Katzau und der Öberauer Schleife von den Nutzvolumina, die in den Einzelbetrachtungen angesetzt wurden, ab (rote Markierungen). Gerade auch auf Grund der fortgeschrittenen Planungen waren diese drei Standorte für die weiterführenden Untersuchungen von Seiten der Wasserwirtschaft gesetzt.

Tabelle 9: Für die Kombinationsbetrachtung ausgewählte Flutpolder

Abschnitt	Polder	V Einzelwirkung [Mio. m <sup>3</sup> ]	V Kombination [Mio. m <sup>3</sup> ]
NU-DON	Leipheim	11.5	<b>11.5</b>
	Höchstädt	12.0	<b>12.0</b>
DON-KEH	Riedensheim*	8.3	<b>8.1</b>
	Katzau*	8.7	<b>7.2</b>
KEH-SR	Wörthhof	15.5	<b>15.5</b>
	Öberauer Schleife*	11.0	<b>10.8</b>

\* auf Grund bereits fortgeschrittener Planung gesetzt



### 4.3.2 Hydrologische Szenarien

Für die Untersuchung der kombinierten Wirkung der ausgewählten Polderstandorte wurden drei Szenarien generiert, die sich im Bereich etwa eines  $HQ_{200-300}$ , also rund 15 % über den zuvor verwendeten  $\sim HQ_{100}$ -Ereignissen bewegen. Der fünfzehnprozentige Zuschlag entspricht dem in Bayern eingeführten Klimaänderungsfaktor von 1,15 bei örtlichen Neubaumaßnahmen zum Hochwasserschutz. Indirekt kann demnach mit den Szenarien auch abgeschätzt werden, inwieweit mit der Kombination von Flutpoldern mögliche Folgen des Klimawandels gemildert bzw. kompensiert werden könnten.

Die Anpassung der Ganglinien der im Folgenden beschriebenen Szenarien erfolgte wie zuvor zum Teil iterativ. Die Zuflüsse der Basisszenarien (SZ 1A, 2A, 3A) wurden im hydrologischen Modell (LfU) so modifiziert, dass die im HN-Modell berechneten Wellen an den Durchflusspegeln mit der gewünschten Zielgröße in etwa übereinstimmten.

Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 122 bis 124 dargestellt.

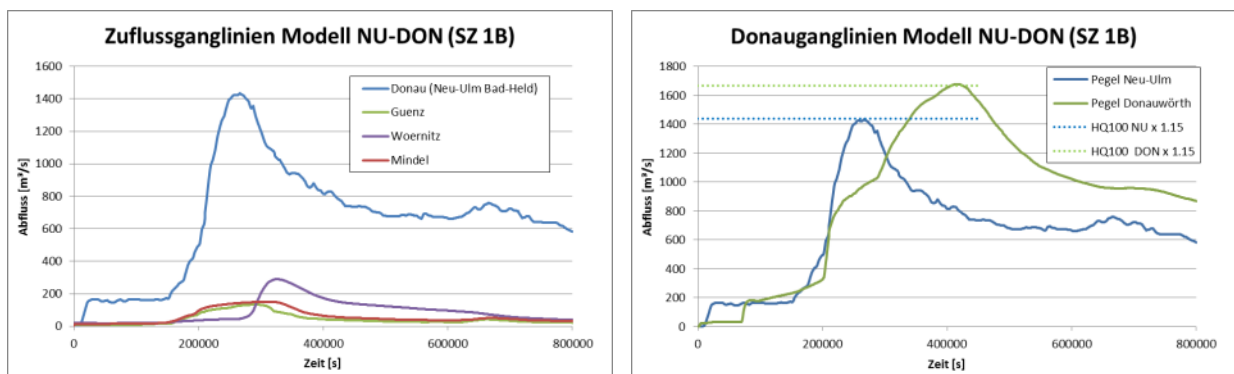


Abbildung 122: Zufluss- und Donauganglinien bei Szenario 1B

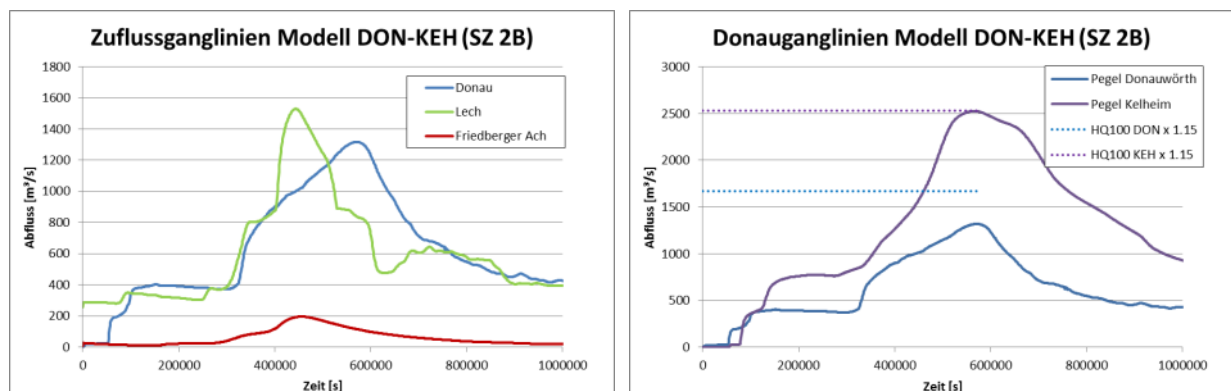


Abbildung 123: Zufluss- und Donauganglinien bei Szenario 2B

Die angestrebte Magnitude der Ereignisse wird bereits am jeweiligen „Ausgangspegel“ der hydrologischen Abschnitte erreicht, beim Szenario 1B also am Pegel Neu-Ulm unterhalb der Illermündung und beim Szenario 2B nach Einmündung des Lechs. Bei Szenario 3B wird das



Ziel unterhalb der Mündung des Regen am Pegel Schwabelweis bereits leicht überschritten, am Pegel Straubing liegt der Spitzenabfluss ca. 20 % über dem  $HQ_{100}$  und reduziert sich bis zum Pegel Deggendorf auf ein  $HQ_{100}$ . Zu den Besonderheiten in diesem Abschnitt wird auf Kap. 4.3.9 verwiesen.

Werden die drei B-Szenarien miteinander verglichen, kann demnach festgehalten werden, dass der Abschnitt KEH-SR mit seinem maßgebenden Szenario 3B etwas stärker beaufschlagt wird (siehe auch Kap. 4.3.8).

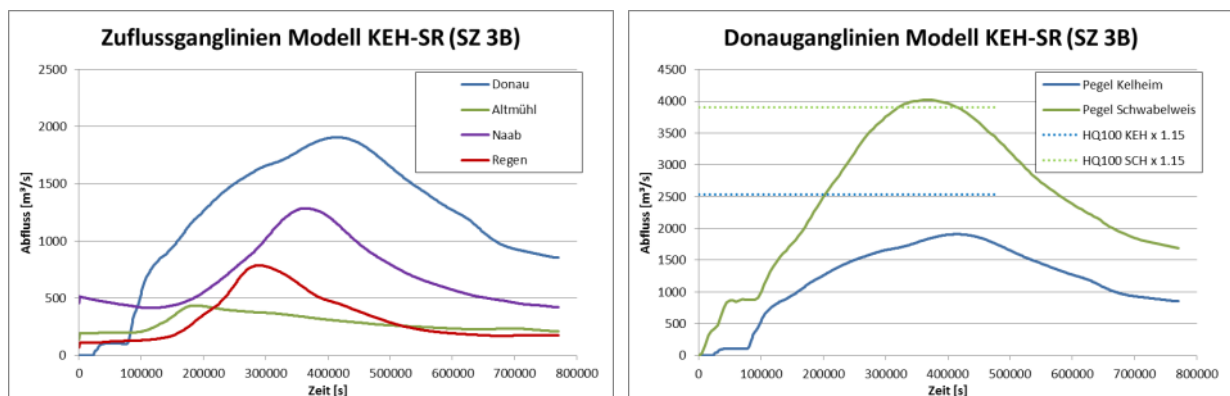


Abbildung 124: Zufluss- und Donauganglinien bei Szenario 3B

### 4.3.3 Methodik „Kombinationsvariante A“

Im Prinzip wurde zunächst nach einem erweiterten Schema analog zur Einzelwirkungsanalyse der Polder vorgegangen (siehe auch Kap. 4.1.2):

- 1) Der IST-Zustand wurde berechnet (Hochwasserprognose).
- 2) Der jeweils weiter oberstrom liegende Flutpolder wurde auf Basis mehrerer Optimierungsläufe für das vorgesehene Nutzvolumen optimiert (horizontale Kappung).
- 3) Der unterstrom liegende Flutpolder wurde auf die aus dem Betrieb des oberstrom liegenden Polders resultierende Ganglinie optimiert (horizontale Kappung).

Als Resultat wurden unter dieser Steuervariante „Kombinationsvariante A“

- unter dem Einsatz zweier gleichzeitig betriebener,
- optimal gesteuerter Flutpolder,
- für den vom jeweiligen Extremereignis hauptsächlich betroffenen hydrologischen Abschnitt

die maximal mögliche Scheitelminderungen abgeschätzt. Die erzielten Genauigkeiten hinsichtlich der Nutzvolumina entsprechen ebenfalls denen der Einzelwirkungsanalyse.





#### 4.3.4 Methodik „Kombinationsvariante B“

Mit einer Zusatzvariante wurde untersucht, inwiefern die Hochwassersituation durch die Hinzunahme eines dritten Flutpolders verbessert werden könnte. Als dritter Polder wurde der jeweils nächste Standort des oberstrom liegenden hydrologischen Abschnitts gewählt. Anders als bei den bisherigen Betrachtungen werden diese Flutpolder also bei deutlich geringeren Abflüssen als  $HQ_{100}$  geflutet, da deren zugehörige hydrologische Abschnitte unter den verwendeten Szenarien im Vergleich zum Betrachtungsabschnitt deutlich geringer beaufschlagt sind. Zudem wurden die Flutpolder nicht wie bisher auf die lokal maximale Scheitelreduktion (horizontale Kappung) gesteuert, sondern auf den Zufluss des maßgebenden Zubringers im Folgeabschnitt (Lech bzw. Naab und Regen) optimiert. Die Idee dahinter ist die Erzeugung einer möglichst horizontalen Ganglinie nach dem Zusammentreffen der Donau mit dem jeweiligen Zubringer und demnach das Erwirken einer überregional höheren Effektivität.

Auf die, durch den vorgeschalteten Polder resultierenden neuen Donauganglinie wurden dann anschließend die beiden Polder wie unter Abschnitt 4.3.3 beschrieben optimiert und die Auswirkungen analysiert.

Da der Abschnitt NU-DON im Vergleich zu den beiden folgenden Strecken keine so prägnanten Zuflüsse hat und zudem oberhalb keine steuerbaren Elemente zur Verfügung stehen, beschränkt sich die Kombinationsvariante B auf die Abschnitte DON-KEH und KEH-STR.

Die Kappung der Donauganglinie durch den vorgeschalteten Polderbetrieb wurde theoretisch ohne numerische Simulation durchgeführt und die so errechnete resultierende Donauganglinie oberhalb der Mündung von Lech bzw. Naab als Randbedingung für die Simulation ab dem Folgemodell verwendet.

#### Abschnitt DON-KEH

Als vorgeschalteter dritter Polder wurde der Standort Höchstädt mit 12 Mio. m<sup>3</sup> gewählt. Die verwendete Optimierung der Donauganglinie ist in Abbildung 125 dargestellt. Das erzeugte Loch in der Donauganglinie am Pegel Donauwörth ist deutlich zu erkennen, führt lokal zumindest bezogen auf den Wellenscheitel zu keinen Veränderungen.

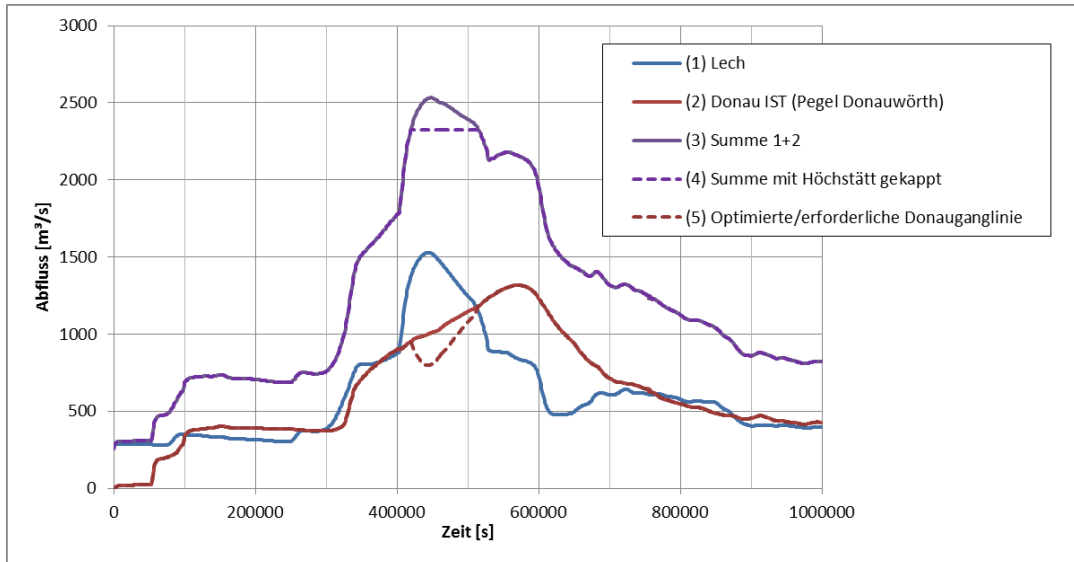


Abbildung 125: Generierung des auf den Lechzufluss optimierten Polderbetriebs Höchststädt

Für den vorgeschalteten Betrieb des Polders Höchststädt ergeben sich die in Tabelle 10 zusammengefassten Rahmenbedingungen. Der maximal abzuführende Polderzufluss beträgt ca. 200 m<sup>3</sup>/s, die Fülldauer würde sich auf etwa 24 Stunden belaufen.

Tabelle 10: Situation auf Höhe des Polders Höchststädt

	Bei Öffnung	Im Peak	Beim Schließen
Donauabfluss ohne Riedstrom [m <sup>3</sup> /s]	925	1005	1075
Jährlichkeit (am Pegel Dillingen)	HQ <sub>10</sub> -HQ <sub>20</sub>	HQ <sub>20</sub>	HQ <sub>20</sub> -HQ <sub>50</sub>
Wasserspiegel [m+NN]	414.62	414.77	414.96

Unter den gegebenen Randbedingungen wäre einer groben Dimensionierung zufolge die vorgestellte Bewirtschaftung mit einem ca. 80 m breiten Einlaufwerk zumindest technisch möglich (vgl. Tab. 11).

Dieser Einsatz des Flutpolders würde lokal und direkt unterstrom keine Verbesserung der Hochwassersituation mit sich bringen (Abb. 125, Linie 5). Ein positiver Effekt auf den Spitzendurchfluss wäre erst ab dem Lechzufluss vorhanden. Hinzu kommt, dass der Polder in diesem Fall bereits bei einem Hochwasserereignis kleiner HQ<sub>100</sub> (am Polder) aktiviert werden würde. Das ist unter Umständen dann zu rechtfertigen, wenn unterhalb (im darauffolgenden hydrologischen Abschnitt) ein extremes Hochwasserereignis droht.

Tabelle 11: Grobdimensionierung Einlaufbauwerk/Polder Höchststädt

Flusssohle Einlaufbereich	406.50	m+NN
Gewählte Einlaufbreite	80.00	m
Spitzenabfluss	206.08	m <sup>3</sup> /s



Überfallbeiwert	0.65	
Maximale Überfallhöhe $h_u$	1.22	m
Gewählte Kote Einlaufschwelle	413.56	m+NN
Mittlere Höhe Polderfläche	411.40	m+NN
Fläche	566	ha
Tatsächliches Nutzvolumen	12.21	Mio. m <sup>3</sup>

\* grün = Messwert, rot = Berechnung, blau = Annahme

### Abschnitt KEH-SR

Als dritter vorgeschalteter Polder wurde hier der Standort Katzau mit 7.2 Mio. m<sup>3</sup> gewählt. Die verwendete Optimierung der Donauganglinie auf die Zuflüsse Naab und Regen ist wiederum in Abbildung 126 dargestellt.

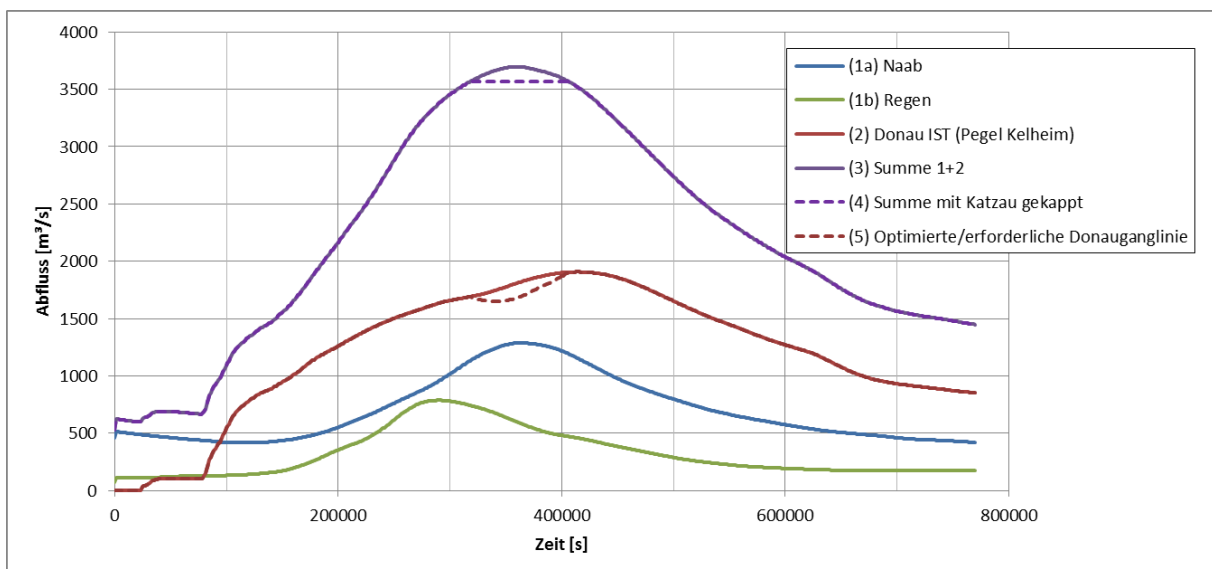


Abbildung 126: Generierung des auf den Naab- und Regenfluss optimierten Polderbetriebs Katzau

Für den vorgeschalteten Betrieb des Polders Katzau ergeben sich die in Tabelle 12 zusammengefassten Rahmenbedingungen. Der maximal abzuführende Polderzufluss beträgt ca. 130 m<sup>3</sup>/s, die Fülldauer würde sich auf etwa 12 Stunden belaufen.

Tabelle 12: Situation auf Höhe des Polders Katzau

	Bei Öffnung	Im Peak	Beim Schließen
Donauabfluss [m <sup>3</sup> /s]	1675	1822	1867
Jährlichkeit (am Pegel Kelheim)	HQ <sub>10</sub> -HQ <sub>20</sub>	HQ <sub>20</sub>	HQ <sub>20</sub>
Wasserspiegel [m+NN]	354.20	354.42	354.49

Technisch wäre die Bewirtschaftung unter den gewählten Annahmen nur schwierig machbar (vgl. Tab. 13). Sogar unter der Annahme eines ca. 100 m breiten Einlaufbauwerks wird das



tatsächliche Nutzvolumen noch deutlich unterschritten. Maßgebend ist bei dieser Betrachtung die erforderliche Höhenlage der Einlaufschwelle, die bezüglich des Nutzvolumens mit der Höhenlage innerhalb des Polders „in Konkurrenz“ steht. Für eine optimierte Nutzung des Polders Katzau im oben beschriebenen Rahmen wären demnach Eintiefungen oder eine Vergrößerung der Polderfläche notwendig.

Tabelle 13: Grobdimensionierung Einlaufbauwerk/Polder Katzau

Flusssohle Einlaufbereich	348.00	m+NN
Gewählte Einlaufbreite	100.00	m
Spitzenabfluss	128.97	m <sup>3</sup> /s
Überfallbeiwert	0.65	
Maximale Überfallhöhe hü	0.77	m
Gewählte Kote Einlaufschwelle	353.43	m+NN
Mittlere Höhe Polderfläche	352.00	m+NN
Fläche	300	ha
Tatsächliches Nutzvolumen	4.29	Mio. m <sup>3</sup>

\* grün = Messwert, rot = Berechnung, blau = Annahme

#### 4.3.5 Bewertungskriterien

Als Bewertungskriterien wurden die gleichen Faktoren wie bei den Einzelwirkungsanalysen herangezogen (absolute und relative Scheitelreduktion). Die Darstellung der Ergebnisse entspricht weitgehend der bereits erläuterten Vorgehensweise.

In den Anhängen 5 bis 7 sind die relativen Scheitelreduktionen der vorgestellten Kombinationen für jeden hydrologischen Abschnitt im Kollektiv dargestellt. Wie zuvor sind dabei getrennte Darstellungen für die Reduktionen an den Pegelstandorten und an den Staustufen vorzufinden. Bei den Scheitelreduktionen an den Pegelstandorten sind zusätzliche Auswertungen an den jeweiligen Polderstandorten (1000m stromabwärts des Einlaufs) dargestellt.

In diese Längsschnitte sind am oberen Rand zudem die Position und der Spitzenabfluss der größeren Donauzubringer eingetragen. Der Spitzenabfluss des jeweils dargestellten Szenarios ist hierbei blau dargestellt, zu besseren Vergleichbarkeit sind in den Boxen die Werte der beiden anderen Szenarien ebenfalls dargestellt. Am unteren Rand des Längsschnitts sind die Position und die Retentionsvolumina der jeweiligen Flutpolder dargestellt.

In Anhang 8 (oben) sind die erzielten absoluten Scheitelreduktionen an den Pegelstandorten und jeweils 1 km unterstrom der Einlaufbauwerke für alle drei Szenarien und Polderkombinationen im Kollektiv dargestellt. Der Vollständigkeit halber sind dort zusätzlich die spezifischen Scheitelreduktionen im Kollektiv dargestellt (Anhang 8, unten). Das angesetzte Poldervolumen zur Ermittlung der spezifischen Scheitelreduktion ergab sich hierbei durch die Addition der kombiniert betriebenen Polder. Im Längsschnitt der



spezifischen Scheitelreduktion können dadurch Sprünge an den Stellen auftauchen, wo das Volumen durch „Hinzuschalten“ des weiteren Polders erhöht wird. Die Darstellung der spezifischen Reduktion besitzt im Vergleich zur Einzelpolderanalyse bei der kombinierten Betrachtung eine eher untergeordnete Rolle und sollte nicht missinterpretiert werden.

Die Längsschnitte sind wie in Kapitel 4.1 im Großformat im Anhang dargestellt und werden in Kapitel 4.3.10 zusammenfassend diskutiert (Anhang 5 bis 8).

#### 4.3.6 Ergebnisse Abschnitt NU-DON

In Abbildung 127 ist der Verlauf des simulierten Szenarios 1B (HQ<sub>100</sub>+15 % auf Basis HW1994) bis zum Pegel Passau Ilzstadt dargestellt. Daraus lässt sich zunächst gut erkennen, dass die Intensität des Szenarios nach dem maßgebenden Betrachtungsabschnitt wie beabsichtigt ab dem Pegel Donauwörth stetig abnimmt. Am Pegel Kelheim wird die HQ<sub>100</sub>-Marke beispielsweise wieder leicht unterschritten, am Pegel Schwabelweis bereits wieder sehr deutlich (HQ<sub>100</sub> ~ 3400 m<sup>3</sup>/s).

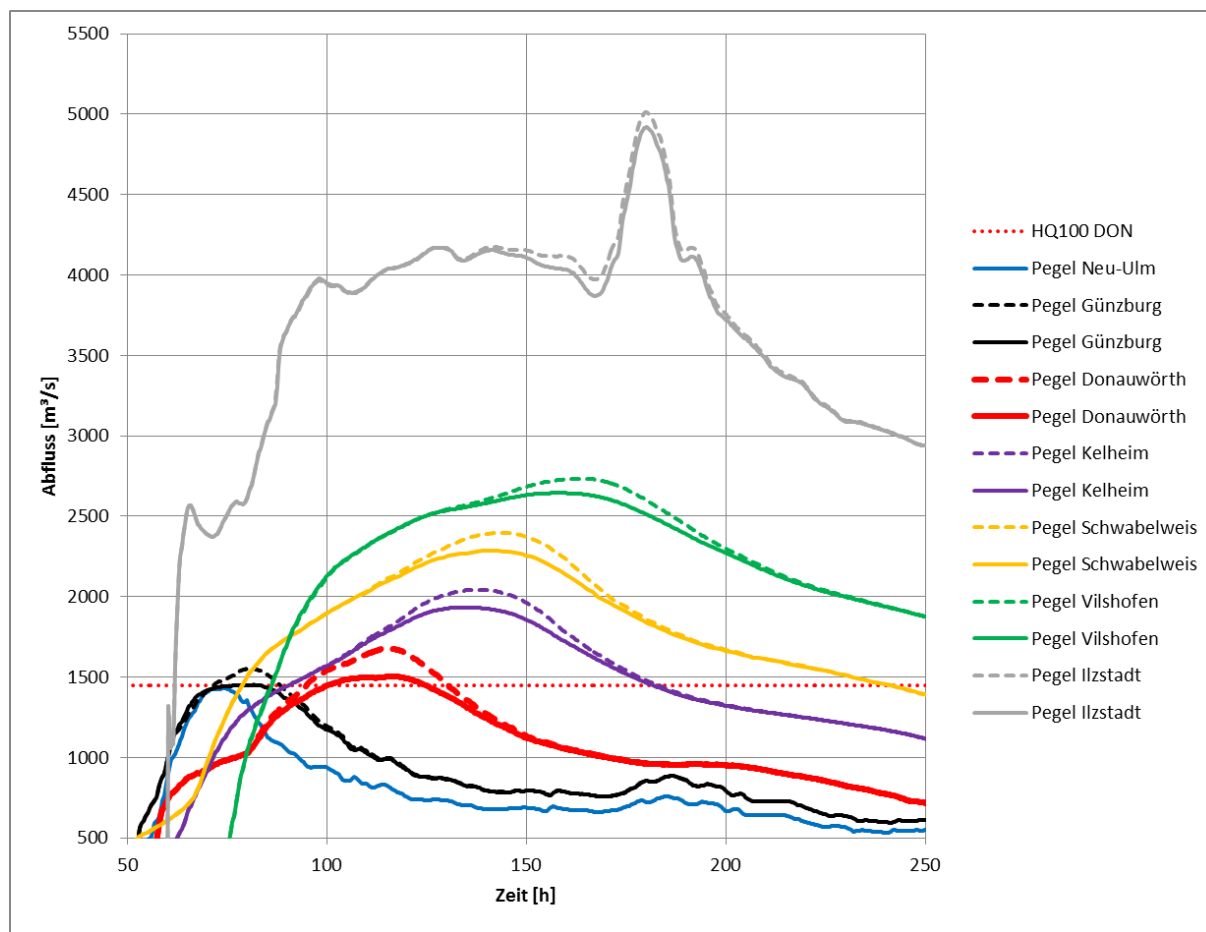


Abbildung 127: Donauganglinien im IST- (gestrichelt) und PLAN-Zustand (durchgezogen) unter Szenario 1B



Durch den gleichzeitigen Betrieb der zwei Polder wird der Scheitel an den Pegeln Günzburg und Donauwörth erheblich reduziert (vgl. Abb. 128). Wie in Abbildung 127 auch zu erkennen, wird die  $HQ_{100}$ -Marke in Donauwörth nur noch leicht überschritten (ca. 4 %). Die um rd. 15 % erhöhte Abflussganglinie (entsprechend dem in Bayern vorsorglich bei Neuplanungen zu berücksichtigenden Klimaänderungsfaktor von 1,15) kann damit bis zum Ende des maßgebenden Donauabschnittes nahezu wieder auf ein  $HQ_{100}$  abgepuffert werden.

Ab dem Pegel Kelheim bleibt die absolute Scheitelreduktion auf einem relativ konstanten Niveau von ca. 100  $m^3/s$  bis zum Pegel Achleiten. Da der Scheitelabfluss konsekutiv zunimmt, reduziert sich die relative Scheitelreduktion antiproportional auf ca. 2 % am Pegel Achleiten.

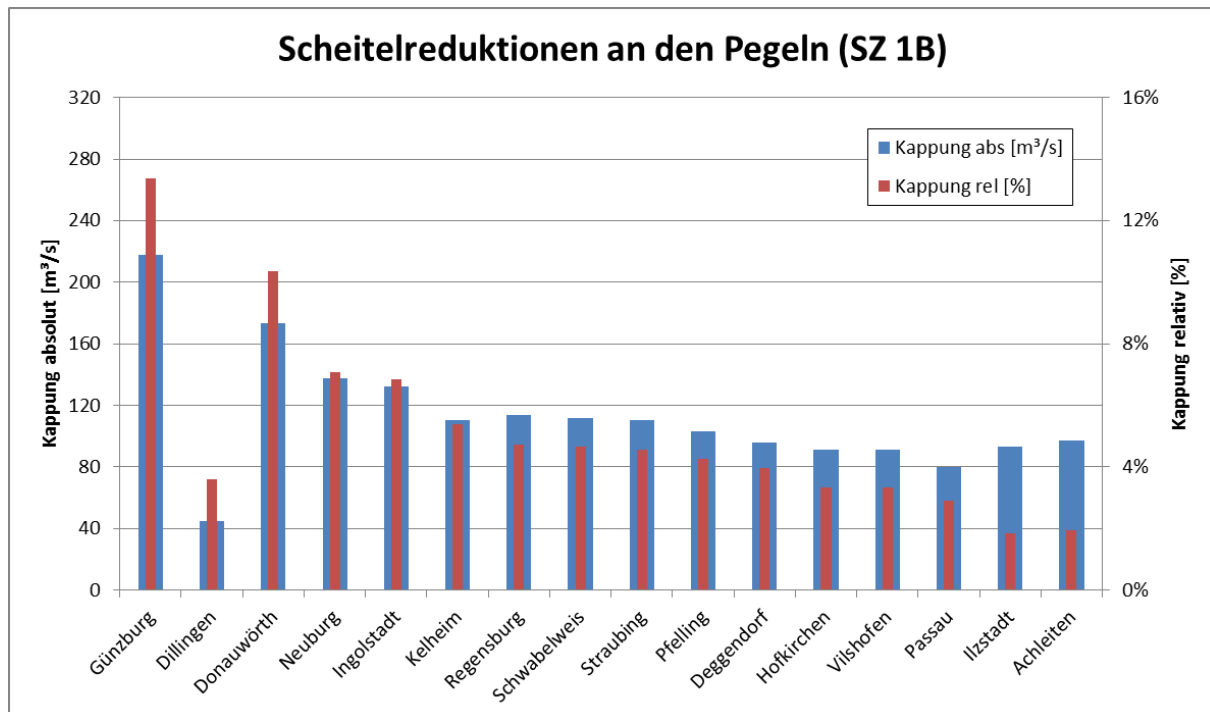
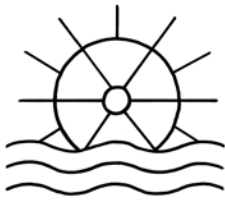


Abbildung 128: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 1B

Betrachtet man das theoretisch zur Dämpfung auf  $HQ_{100}$  (Pegel Donauwörth) mindestens notwendige Retentionsvolumen, so erhält man einen Wert von ca. 18 Mio.  $m^3$  (vgl. Abb. 129). Durch die beiden Flutpolder Leipheim und Höchstädt steht für den Abschnitt NU-DON insgesamt ein Volumen von 23.5 Mio.  $m^3$  zur Verfügung. Daraus lassen sich die folgenden Schlussfolgerungen ziehen:

- Auf Grund vielseitiger Einflüsse wird das theoretisch mögliche Potenzial der beiden Flutpolder in den durchgeführten Simulationen deutlich unterschritten. Im vorliegenden Abschnitt liegen die Hauptursachen in der geänderten Wechselwirkung mit dem Riedstrom und der Ganglinienüberlagerung mit weiteren Zuflüssen.



- Durch den „Potentialüberschuss“ (faktisch vorhanden - theoretisch erforderlich) von 5.5 Mio. m<sup>3</sup> (ca. 30 %) wird eine Scheitelreduktion auf ~ HQ<sub>100</sub> knapp erreicht. Das vorhandene Gesamtvolumen der Polder ist für eine diesbezügliche Betrachtung demnach erforderlich und gerechtfertigt.

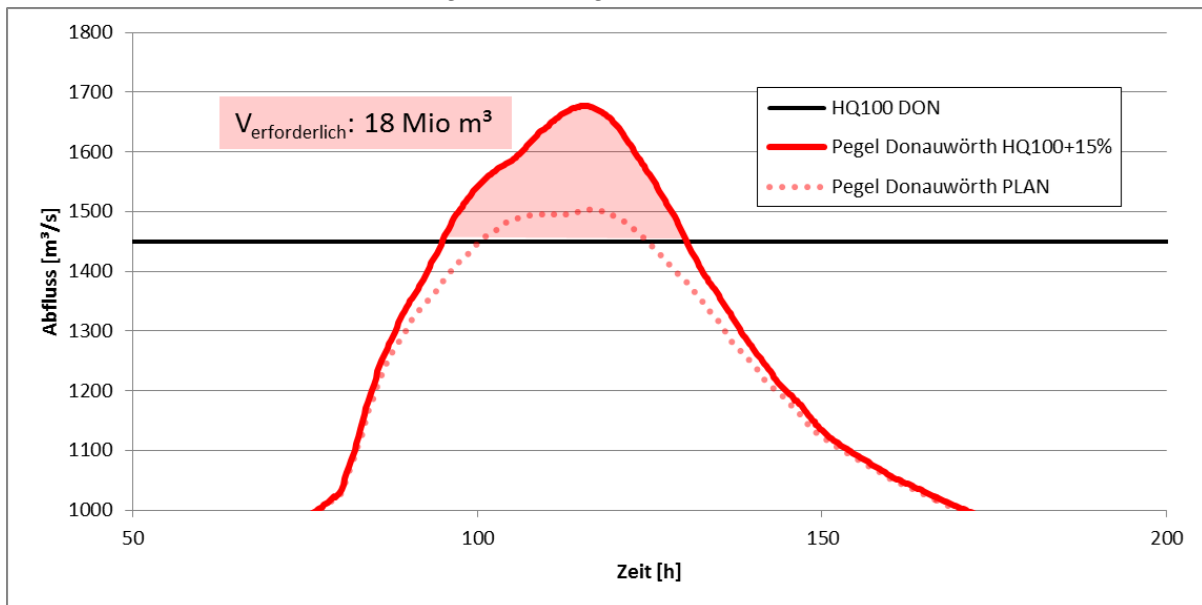


Abbildung 129: Ableitung des theoretisch für eine Reduzierung auf HQ<sub>100</sub> (Pegel Donauwörth) erforderlichen Retentionsvolumens im Abschnitt NU-DON

Lokal betrachtet fällt zudem auf, dass der Polder Leipheim unter dem höheren Szenario 1B besser funktioniert als unter Szenario 1A in der Einzelwirkungsanalyse. Der Grund dafür ist, dass durch den deutlich höheren Donauabfluss der Riedstrom besser beaufschlagt werden kann. Die durch den Polderbetrieb Leipheim bei Szenario 1B generierte Donauganglinie entspricht auf Höhe der Staustufe Faimingen in etwa der IST-Ganglinie unter Szenario 1A.

Auf die im Anhang dargestellten Längsschnitte, die veränderten Abflussverhältnisse an den Staustufen und die spezifischen Scheitelreduktionen wird zusammenfassend für die drei Donauabschnitte in Kapitel 4.3.10 eingegangen.

#### 4.3.7 Ergebnisse Abschnitt DON-KEH

##### Kombinationsvariante A

In Abbildung 130 ist der Verlauf des Szenarios 2B (HQ<sub>100</sub>+15 % auf Basis HW1999) wiederum bis zum Pegel Passau Ilzstadt dargestellt. Die Intensitätszunahme bis zum Pegel Neuburg und die Abnahme nach dem Pegel Kelheim ist deutlich zu erkennen. Am Pegel Schwabelweis wird die HQ<sub>100</sub>-Marke wiederum deutlich unterschritten. Sehr auffällig sind die nahezu identischen Ganglinien im IST- und PLAN-Zustand ab dem Pegel Vilshofen. Die Ursachen, die dazu führen, auch im Vergleich zu den beiden anderen Szenarien SZ 1B und SZ 3B, werden im Abschnitt 4.3.9 näher beleuchtet.



Durch den kombinierten Betrieb der zwei Polder Riedensheim und Katzau kann der Scheitel am „Zielpegel“ Kelheim spürbar reduziert werden (vgl. Abb. 132). Wie in Abbildung 130 zu erkennen, wird die HQ<sub>100</sub>-Marke in Kelheim allerdings immer noch deutlich überschritten (ca. 8 %). Mögliche Folgen des Klimawandels können in diesem Abschnitt mit Hilfe der beiden simulierten Polder nur bedingt gepuffert werden.

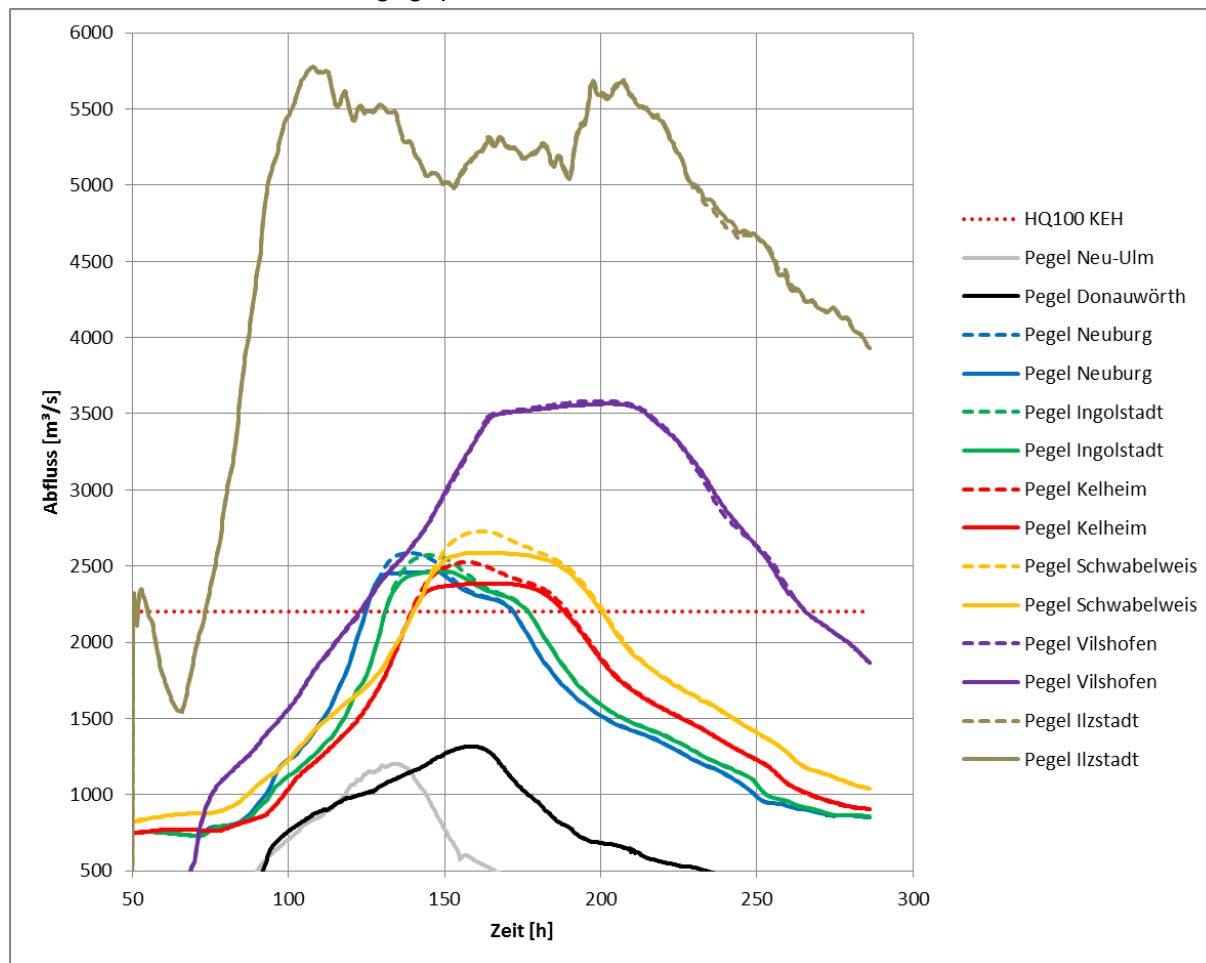


Abbildung 130: Donauganglinien im IST- (gestrichelt) und PLAN-Zustand (durchgezogen) unter Szenario 2B und Kombinationsvariante A

Betrachtet man wiederum das theoretisch zur Dämpfung auf HQ<sub>100</sub> (Pegel Kelheim) mindestens notwendige Retentionsvolumen, so erhält man in diesem Abschnitt mit ca. 39 Mio. m<sup>3</sup> fast den doppelten Wert wie im vorangehenden hydrologischen Abschnitt (vgl. Abb. 131). Durch die beiden kombiniert betriebenen Flutpolder steht für den Abschnitt DON-KEH insgesamt ein vergleichsweise geringes Volumen von nur 15.3 Mio. m<sup>3</sup> zur Verfügung. Setzt man einen (in der Praxis nicht möglichen) optimalen Betrieb voraus, wird das für die Kompensation erforderliche Retentionsvolumen damit um über 60 % unterschritten. Eine Erweiterung des Rückhaltevolumens im Abschnitt DON-KEH durch Umsetzung eines





weiteren Standorts wäre für eine Kompensation der angesetzten rd. 15%igen Erhöhung der Abflussganglinie durchaus erforderlich und gerechtfertigt.

Bis zum Pegel Deggendorf bleibt die absolute und relative Scheitelreduktion auf nahezu konstantem Niveau (Abb. 132). Mit ca. 120 m<sup>3</sup>/s liegt die durchschnittliche Reduktion im Vergleich zu SZ 1B dort etwas höher.

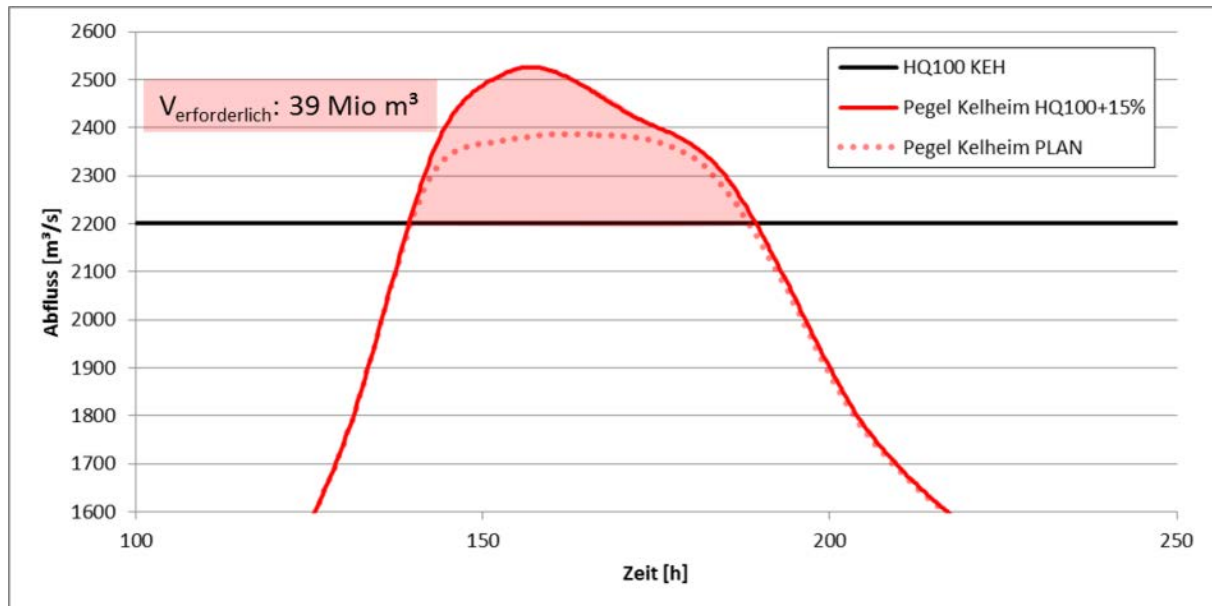


Abbildung 131: Ableitung des theoretisch für eine Reduzierung auf HQ<sub>100</sub> (Pegel Kelheim) erforderlichen Retentionsvolumens im Abschnitt DON-KEH

Die durchschnittlichen relativen Werte zwischen Kelheim und Deggendorf sind mit ca. 5 % in den Szenarien 1B und 2B nahezu deckungsgleich. Auffällig ist der deutliche Einbruch ab dem Pegel Hofkirchen, auf den in Abschnitt 4.3.9 etwas näher eingegangen wird. Nach dem Innzufluss ist jegliche Auswirkung des kombinierten Polderbetriebs aufgehoben. Wie in Abbildung 130 zu erkennen, ist der Durchgang des maximalen Abflusses unterhalb der Innmündung in diesem Szenario deutlich durch die vorlaufende Innwelle geprägt.

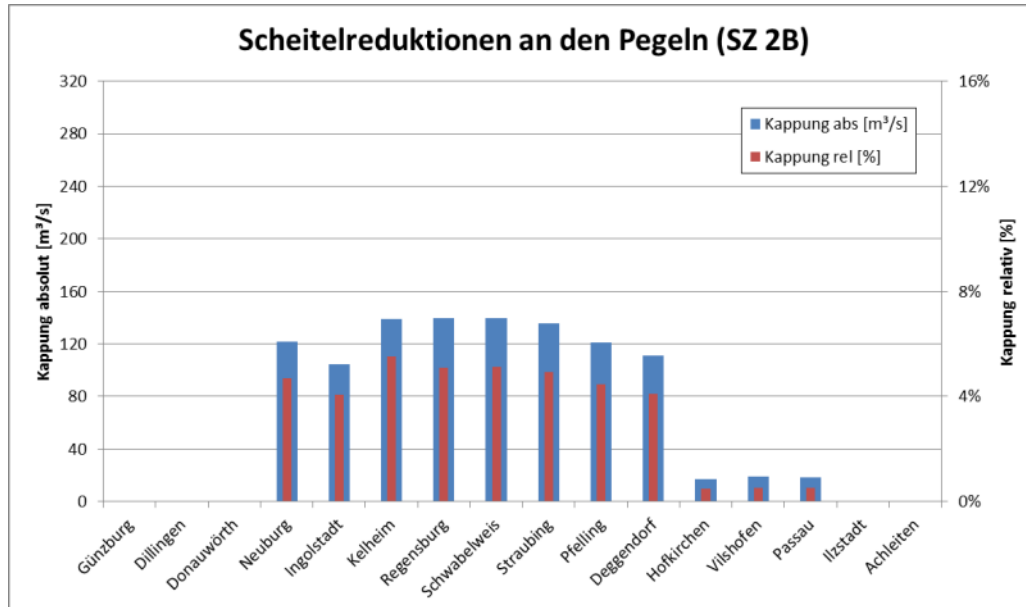


Abbildung 132: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 2B und Kombinationsvariante A

### Kombinationsvariante B

Durch die Vorschaltung des Polders Höchstädt wurde nun untersucht, inwiefern die Scheitelreduktion im Abschnitt DON-KEH im Szenario 2B theoretisch noch erhöht werden könnte. Wie in Abbildung 133 bereits zu erkennen ist, kann der Scheitel im Vergleich zur Kombinationsvariante A bis Straubing nochmals reduziert werden. Wie zuvor ist die Wirkung ab dem Pegel Deggendorf bzw. Vilshofen wie zuvor vernachlässigbar klein. Die Ganglinie am Pegel Passau Ilzstadt ist mit der unter Variante A berechneten identisch (daher nicht dargestellt).

Durch die Vorschaltung des Polders Höchstädt, der optimal auf den dominanten Lechzufluss gesteuert wird, und die anschließende Kombination „Riedensheim und Katzau“ kann der Scheitel in Kelheim um über 200 m³/s (ca. 8 %) reduziert werden (vgl. Abb. 134). Die HQ<sub>100</sub>-Marke wird dadurch nur noch um ca. 5 % überschritten.

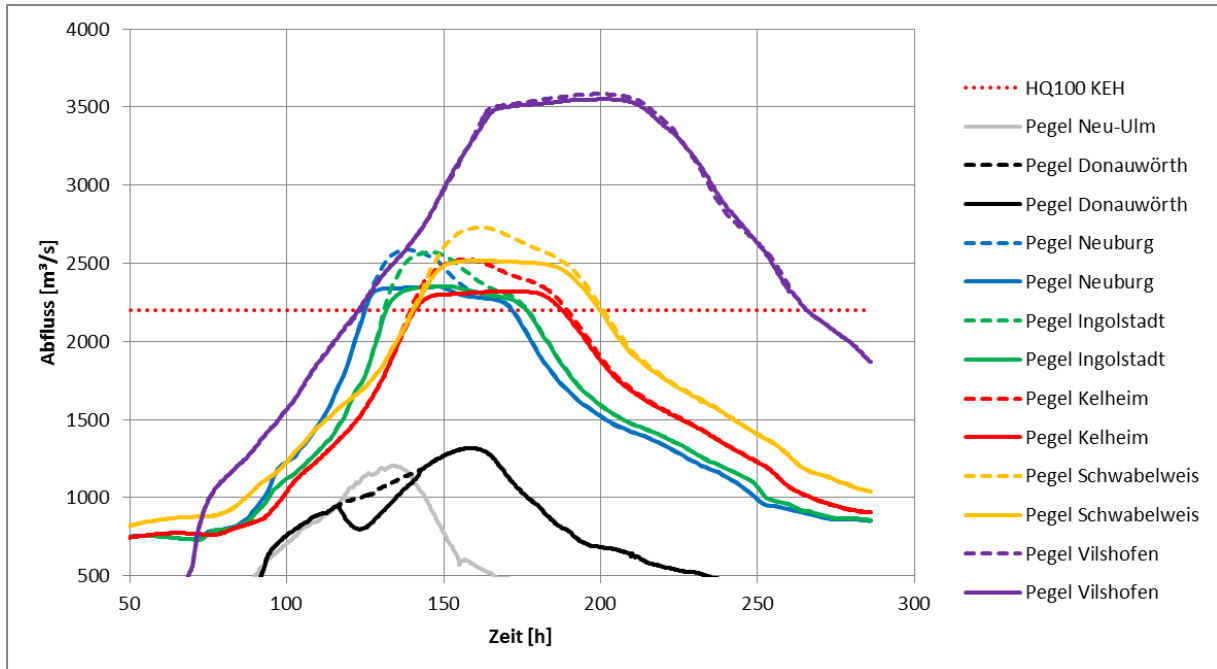


Abbildung 133: Donauganglinien im IST- (gestrichelt) und PLAN-Zustand (durchgezogen) unter Szenario 2B und Kombinationsvariante B

Bezüglich des theoretisch zur Abminderung auf  $HQ_{100}$  erforderlichen Volumens stellt der folgende Vergleich einen interessanten Aspekt dar: Die drei kombinierten Polder stellen ein Gesamtvolumen von 27.3 Mio.  $m^3$ . Damit ergibt sich ein Defizit zum theoretischen Soll (39 Mio.  $m^3$ ) von ca. 30 %. Dennoch erfolgt eine Minderung des Scheitelabflusses auf ca.  $HQ_{100+5\%}$  - annähernd der gleiche Wert wie zuvor im Abschnitt NU-DON unter Szenario 1B. Dort liegt allerdings ein „Potentialüberschuss“ von ca. 30 % zu Grunde.

Der kombinierte Betrieb der beiden Polder Riedensheim und Katzau, mit einem auf den Lech abgestimmten Polderbetrieb Höchstädt, sprechen demnach für eine vergleichsweise hohe Effektivität.

Die überregionale Wirkung bei Kombinationsvariante B verhält sich ähnlich wie unter Variante A, allerdings auf deutlich höherem Niveau. Zwischen Neuburg und Deggendorf beträgt die absolute Scheitelreduktion durchschnittlich ca. 200  $m^3/s$ , relativ betrachtet entspricht das durchschnittlich ca. 8 %. Vor dem Innzufluss können zwischen Hofkirchen und Passau immerhin noch ca. 30  $m^3/s$  (ca. 1 %) niedrigere Spitzenabflüsse vermerkt werden.

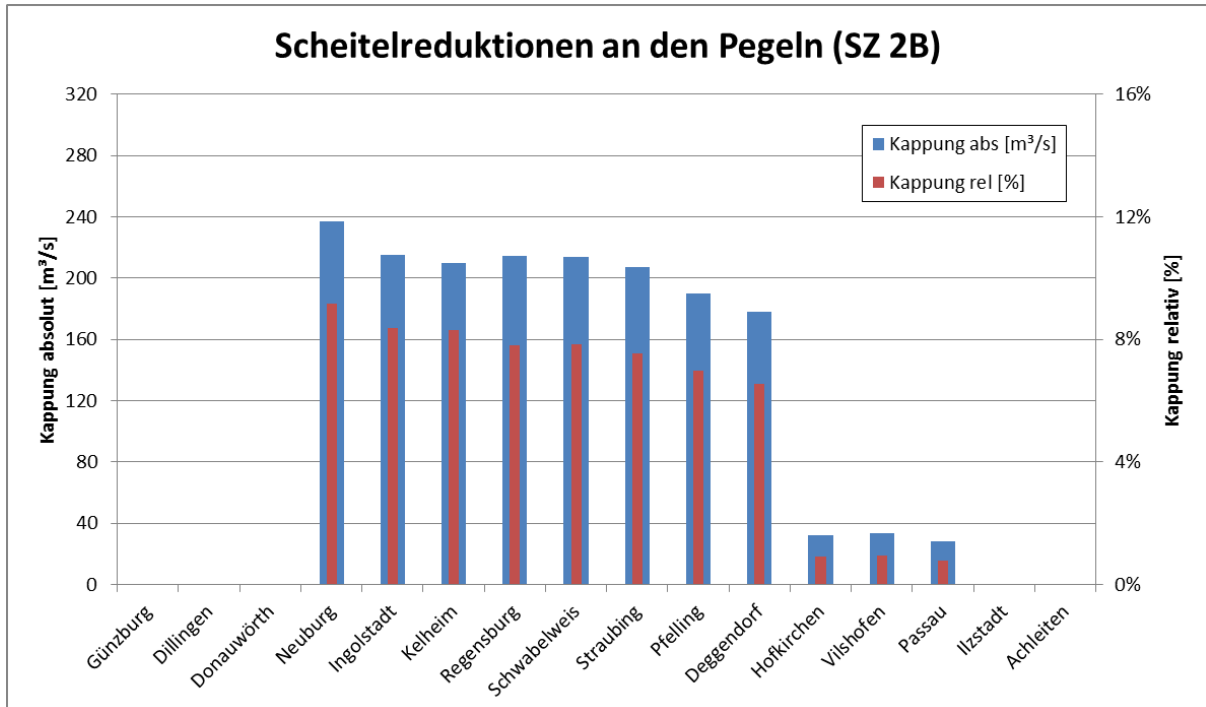
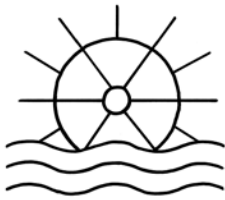


Abbildung 134: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 2B und Kombinationsvariante B

#### 4.3.8 Ergebnisse Abschnitt KEH-SR

##### Kombinationsvariante A

In Abbildung 135 ist der Verlauf des Szenarios 3B bis zum Pegel Passau Ilzstadt dargestellt. Die Intensität in den Abschnitten NU-DON und DON-KEH ist verhältnismäßig gering. Am Pegel Schwabelweis wird dann die  $HQ_{100}$ -Marke durch extreme Zuflüsse aus Naab und Regen um ca. 18 % überschritten. Bezogen auf den Scheiteldurchfluss wird das Zielszenario „ $HQ_{100}+15\%$ “ demnach bereits am Pegel Schwabelweis leicht überschritten. In Straubing, dem ersten Pegel nach den beiden Flutpoldern Wörthhof und Öberauer Schleife, wird der  $HQ_{100}$ -Abfluss um ca. 20 % überschritten. Im Vergleich zu den Szenarien 1B und 2B fällt das generierte Szenario 3B damit etwas größer aus.

Im weiteren Verlauf des dritten Naab/Regen-betonten hydrologischen Donauabschnittes reduziert sich der maximale Scheiteldurchfluss bis zum Pegel Deggendorf auf ein  $HQ_{100}$ . Am Pegel Vilshofen liegt der Spitzenabfluss wieder deutlich unter  $HQ_{100}$  (4100 m³/s). Durch den extremen Abfluss des Inns (Spitze knapp 5400 m³/s) liegt der resultierende Donauabfluss am Pegel Passau Ilzstadt wieder über  $HQ_{100}$ .

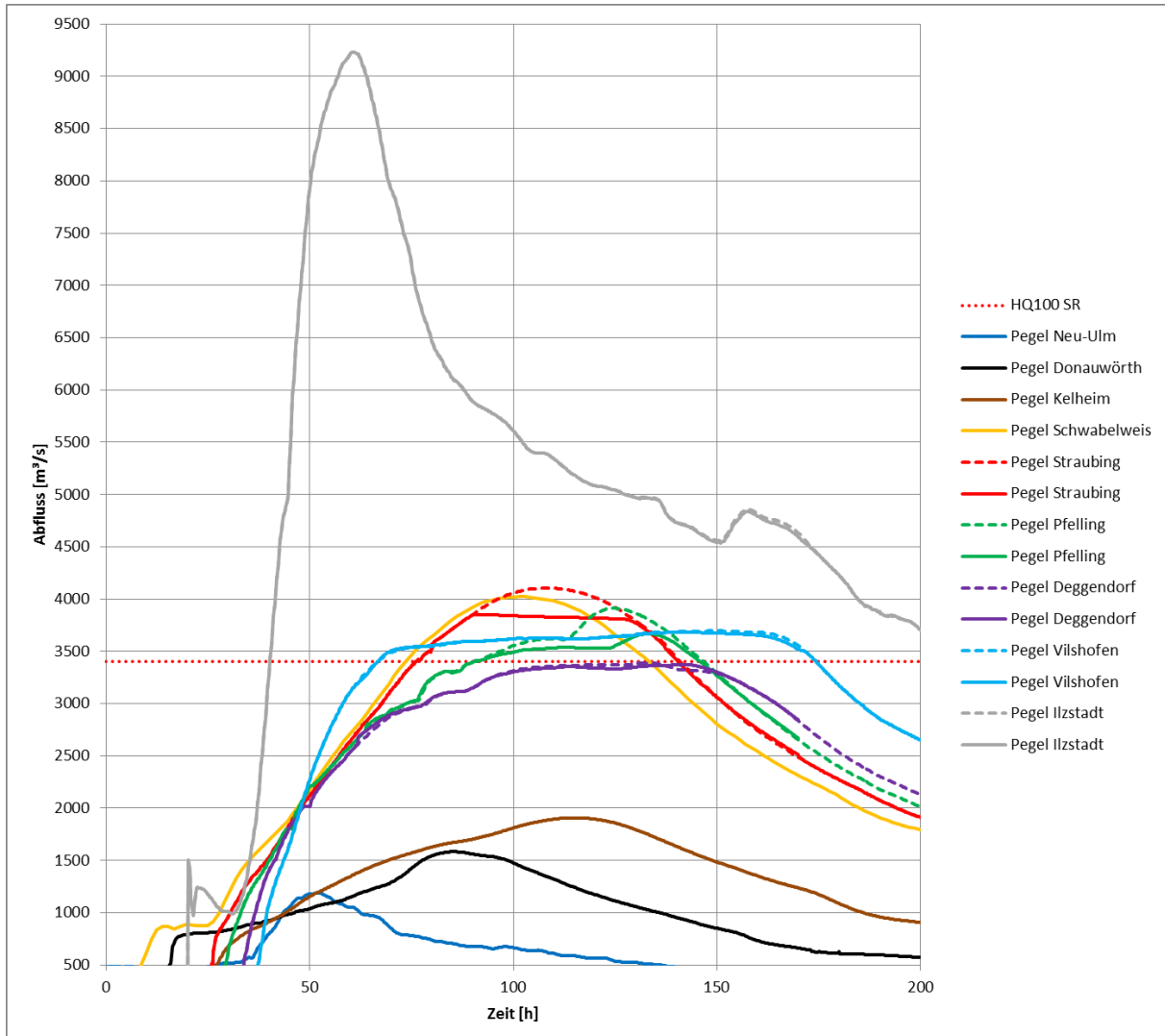
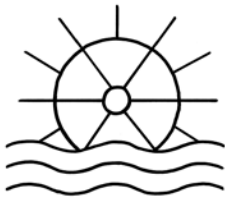


Abbildung 135: Donauganglinien im IST- (gestrichelt) und PLAN-Zustand (durchgezogen) unter Szenario 3B und Kombinationsvariante A

Wird der in der Mitte des dritten hydrologischen Donauabschnittes gelegene Pegel Straubing als Referenzpegel für den vorliegenden Abschnitt herangezogen, so kann der Scheiteldurchfluss dort um ca. 250 m<sup>3</sup>/s bzw. 6 % reduziert werden. Die HQ<sub>100</sub>-Marke kann in Straubing dadurch allerdings nicht annähernd erreicht werden (Überschreitung um über 13 %). Großen Einfluss nimmt bei dieser Betrachtung selbstverständlich, wie eingangs erwähnt, das etwas größere hydrologische Szenario.

Das theoretisch zur Dämpfung auf HQ<sub>100</sub> (Pegel Straubing) mindestens notwendige Retentionsvolumen beträgt für das Szenario 3B ca. 109 Mio. m<sup>3</sup> (vgl. Abb. 136).

Demgegenüber stehen tatsächliche 26.3 Mio. m<sup>3</sup> Volumen durch die beiden Flutpolder zur Verfügung.



Um eine gewisse Vergleichbarkeit zu den beiden anderen Donauabschnitten NU-DON und DON-KEH herzustellen, wurde die berechnete IST-Ganglinie am Pegel Straubing für die hier vorgestellte Volumenbetrachtung vereinfachend so herunterskaliert, dass der Spitzenabfluss exakt 15 % über dem  $HQ_{100}$ -Wert liegt.

Wie ebenfalls in Abbildung 136 dargestellt, wäre unter dieser theoretischen Betrachtung im Abschnitt KEH-SR nunmehr ein Retentionsvolumen von mindestens 69 Mio.  $m^3$  erforderlich, um den Scheiteldurchfluss auf  $HQ_{100}$ -Niveau abzdämpfen.

Auch bei dieser Betrachtung klafft jedoch eine große Lücke zwischen verfügbarem und erforderlichem Retentionspotenzial. Für eine Kompensation der angesetzten rd. 15%igen Erhöhung der Abflussganglinie bereits am Pegel Straubing wäre demnach eine erhebliche Erweiterung des Rückhaltevolumens im Abschnitt KEH-SR zu empfehlen.

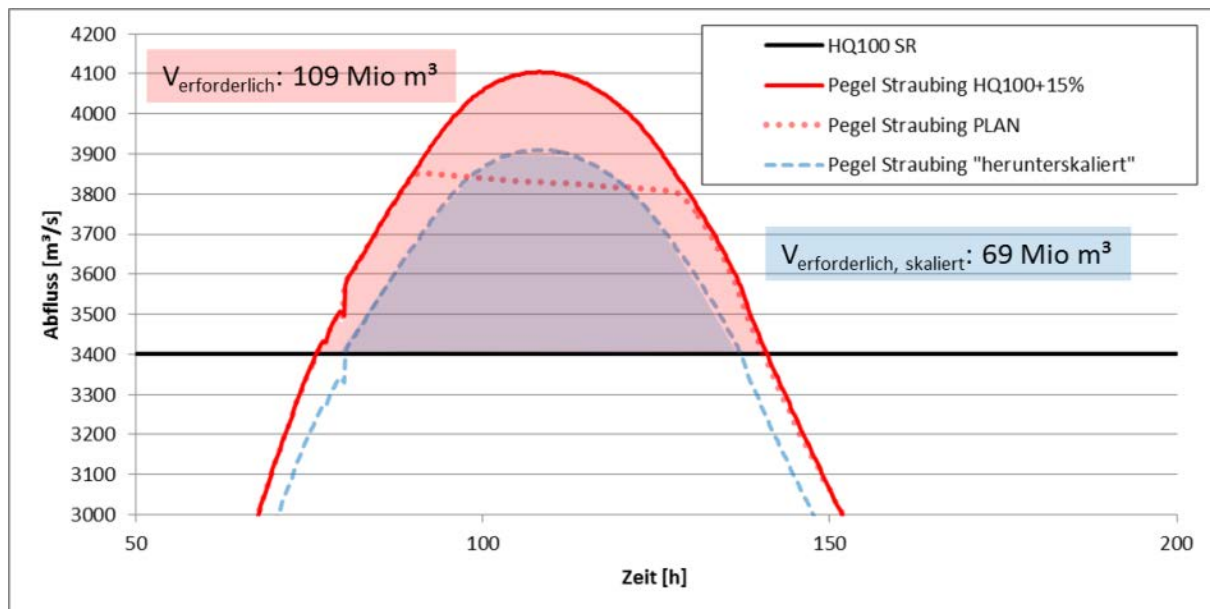


Abbildung 136: Ableitung des theoretisch erforderlichen Retentionsvolumens im Abschnitt KEH-SR

Sofern als Referenzpegel bei den hydrologischen Donauabschnitten der jeweils unterste (hier: Pegel Deggendorf) herangezogen wird, sieht hier die Situation anders aus. Durch ungesteuerte Retention zwischen Straubing und Deggendorf wird die Welle sowohl im IST- als auch im PLAN-Zustand auf ein  $HQ_{100}$  verringert (s. Abb. 135). Die im unteren Bereich auch im IST-Zustand vorhandenen Volumina der überfluteten Bereiche zwischen Straubing und Deggendorf reichen bereits für eine Reduzierung auf  $HQ_{100}$  am Pegel Deggendorf aus. Auf diese Besonderheit wird in Kap. 4.3.9 näher eingegangen.

Wie in Abb. 137 zu erkennen, ist die absolute Scheitelreduktion an den Pegeln Straubing und Pfelling mit ca.  $240 m^3/s$  vergleichsweise hoch. Wie zuvor bei Szenario 2B ist die Wirkung ab dem Pegel Deggendorf jedoch wieder drastisch reduziert und ab dem Pegel Passau nicht mehr vorhanden. Gründe hierfür sind in Kapitel 4.3.9 aufgeführt.

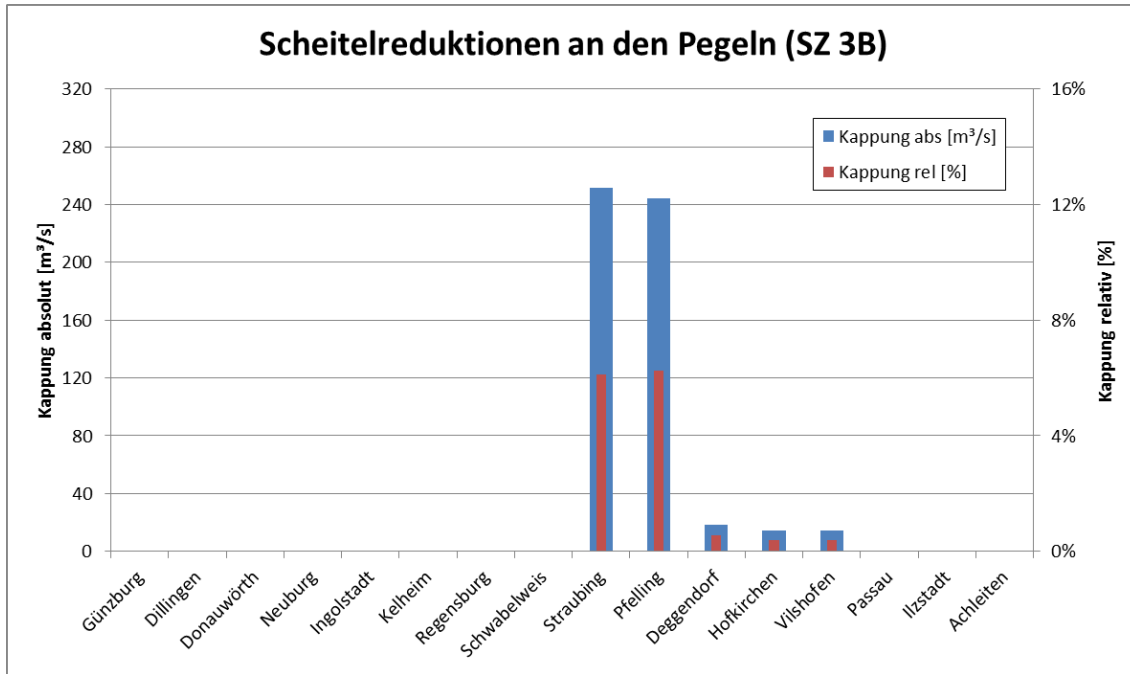


Abbildung 137: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 3B und Kombinationsvariante A

### Kombinationsvariante B

Im Abschnitt KEH-SR wurde in der Variante B der Flutpolder Katzau vorgeschaltet und auf den Abfluss von Naab und Regen gesteuert. In Abbildung 138 ist zu erkennen, dass die Wirkung von Katzau bereits am Pegel Schwabelweis spürbar ist. Es ist auch ersichtlich, dass bezogen auf den Pegel Schwabelweis bei der Steuerung des Polders Katzau durch Optimierung noch eine etwas höhere Reduktion erzielt werden könnte (keine horizontale Kappung vorhanden).

Durch den kombinierten Betrieb der drei Flutpolder kann der Scheitel am Pegel Straubing um knapp 300 m³/s (ca. 7 %) reduziert werden (vgl. Abb. 139). Die HQ<sub>100</sub>-Marke wird jedoch auch hier erheblich überschritten (ca. 12 %).

Überregional betrachtet ist die Wirkung ab dem Pegel Deggendorf bzw. Vilshofen wie zuvor vernachlässigbar klein. Die Ganglinie am Pegel Passau Ilzstadt ist mit der unter Variante A berechneten identisch und deshalb nicht dargestellt. Zudem fällt bei der Kombinationsvariante B auf, dass das Maximum der absoluten Scheitelreduktion erst am Pegel Pfelling und nicht wie unter Variante A am Pegel Straubing erzielt wird. Ab dem Pegel Deggendorf zeigen sich die Auswirkungen ähnlich gering wie unter Variante A.

Das theoretisch zur Abminderung auf HQ<sub>100</sub> (Pegel Straubing) erforderliche Volumen wird auch durch die Vorschaltung des Polders Katzau noch deutlich unterschritten (Gesamtpotenzial 33.5 Mio. m³). Im Vergleich zum Abschnitt DON-KEH stellt sich der vorgeschaltete Polderbetrieb hier auf Grund mehrerer großer Zubringer (Altmühl, Naab,



Regen) und geringerem Zusatzvolumen (Katzau ~ 7.2 Mio. m<sup>3</sup>) als schwieriger und weniger effektiv dar.

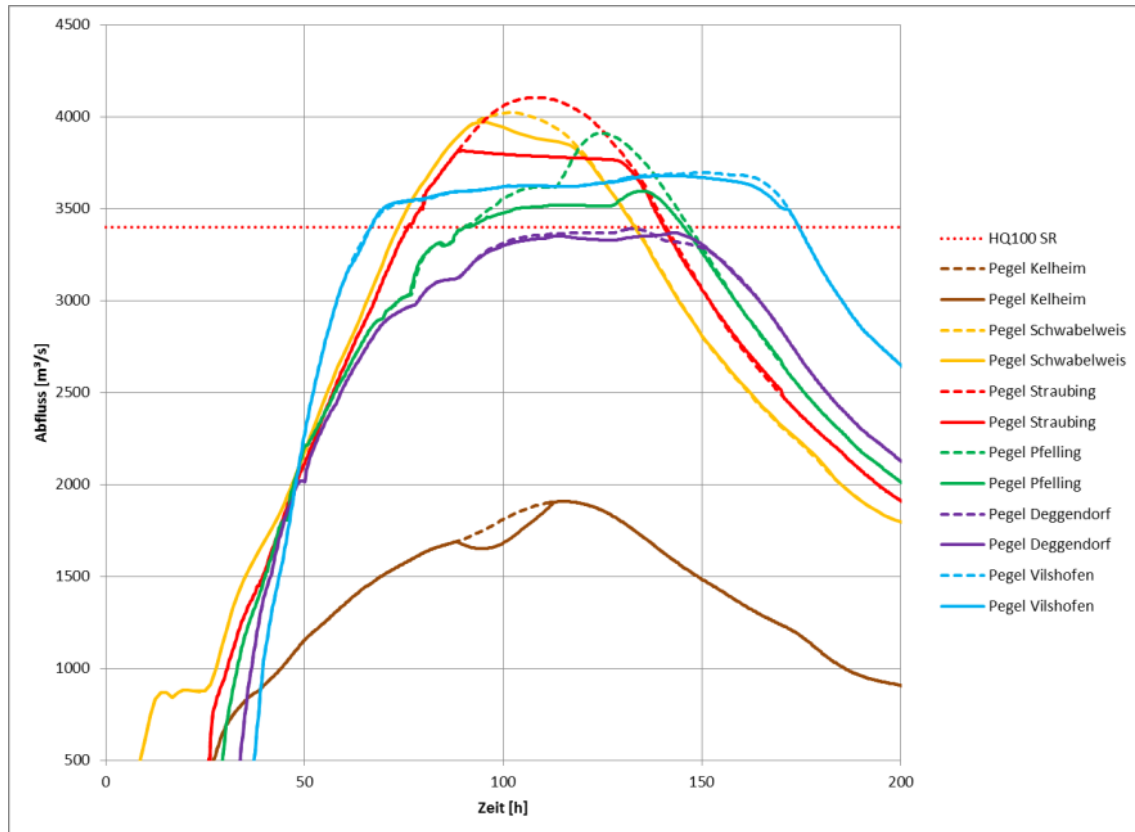


Abbildung 138: Donauganglinien im IST- (gestrichelt) und PLAN-Zustand (durchgezogen) unter Szenario 3B und Kombinationsvariante B



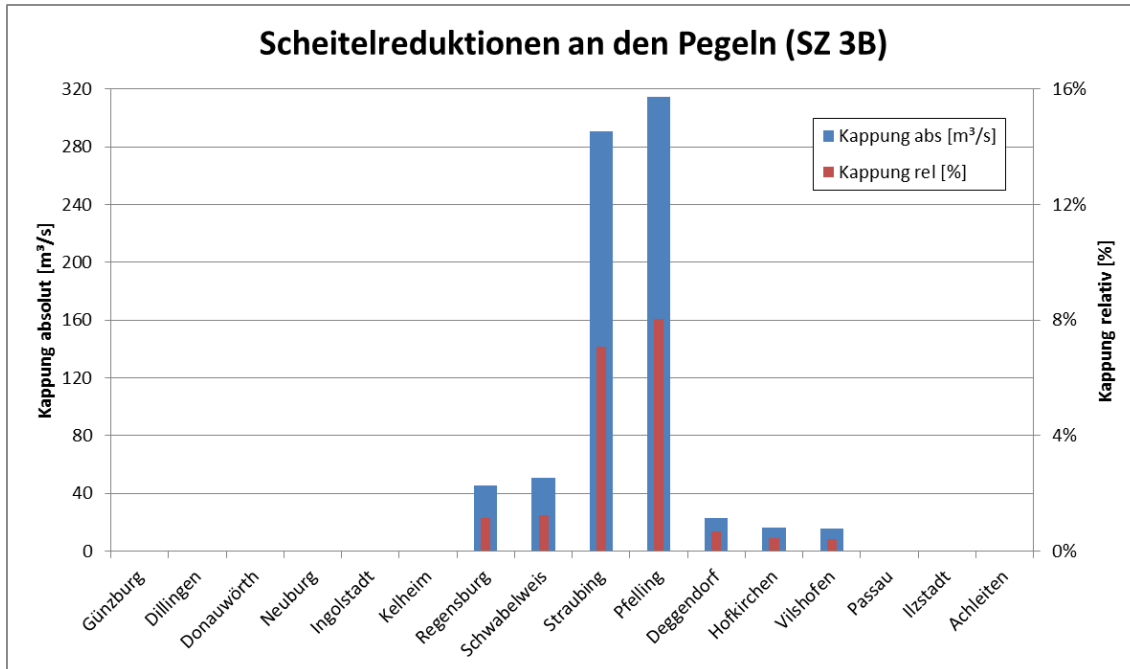


Abbildung 139: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 3B und Kombinationsvariante B

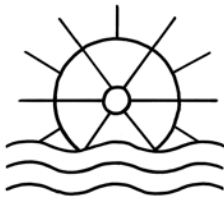
#### 4.3.9 Aspekte zum Abschnitt SR-VI

Die mit den Modellen der TU München berechneten Ganglinien am Kraftwerk Straubing wurden an das anschließende Donaumodell der RMD Wasserstraßen GmbH weitergegeben. Um bis zur Landesgrenze weiter zu rechnen, wurden die in der Simulation der RMD erzeugten Ganglinien am Pegel Vilshofen wiederum in das TU-Modell Vilshofen-Jochenstein eingespeist. Aus diesem Grund war es im Rahmen dieses Projekts nicht möglich, eigene Detailuntersuchungen zur Veränderung der verschiedenen Donauganglinien im Abschnitt Straubing bis Vilshofen durchzuführen. Die folgenden Aspekte beruhen demnach sowohl auf Expertenaussagen der zuständigen Sachbearbeiter der RMD, als auch auf eigenen Interpretationen von übergebenen Animationen zu verschiedenen Überflutungsberechnungen.

#### IST-Zustand

Über weite Strecken liegen die Deichkronen im Abschnitt Straubing-Vilshofen etwa in Höhe des Wasserstandes bei einem  $HQ_{50}$ . Mit Berücksichtigung eines Freibordes wird der Schutzgrad des bestehenden Hochwasserschutzsystems dort auf etwa  $HQ_{30}$  eingeschätzt. Da das Donautal gerade in diesem Bereich recht breit ist, kommt es bei Überflutung der Deiche zu einer deutlichen Retentionswirkung.

Untersuchungen der RMD zeigen, dass diese Retentionswirkung sowohl bei isar- als auch bei donaubetonen Hochwasserereignissen in der Größenordnung eines  $HQ_{100}$ , die den bestehenden Schutzgrad also z. T. deutlich übersteigen, am Pegel Hofkirchen



- eine deutliche Kappung,
- tendenziell die gleiche Form der Ganglinie und
- annähernd die gleiche Größenordnung des Wellenscheitels hervorruft.

#### Wirkung auf die in vorliegender Studie untersuchten Ganglinien

Die Abflüsse unter **Szenario 1B** sind im Abschnitt SR-VI relativ gering. Der Donauabfluss beläuft sich am Pegel Pfelling lediglich auf eine Jährlichkeit von  $\sim HQ_{15}$ . Auch die Isar bringt in einer Größenordnung von  $\sim HQ_{10}$  (gemessen am Pegel Plattling) wenig Abfluss. Dementsprechend werden die Retentionsräume hinter den Deichen nicht aktiviert und die Ganglinien werden weitgehend unverändert bis zum Pegel Vilshofen „durchgereicht“. Diese These wird durch den stetigen Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktion über diesen Bereich hinweg unterstrichen (vgl. Abb. 128).

Bei **Szenario 2B** ist der Donauabfluss am Pegel Straubing ebenfalls relativ gering ( $\sim HQ_{25}$ ). Westlich der Isarmündung, also bis einschließlich Pegel Deggendorf, sind dadurch keine Deichüberströmungen und keine Retentionswirkungen zu erwarten. Diese Vermutung deckt sich mit der annähernd gleichen Scheitelreduktion an den Pegeln Pfelling und Deggendorf (Abb. 132).

Nach dem Pegel Deggendorf trifft bei diesem Szenario die Isar mit sehr hohen Abflüssen ( $\sim HQ_{100}$ ) auf die Donau, die Deiche im Bereich der Einmündung werden überströmt und die Welle wird auf Grund der Retentionseffekte verformt. Auch dieser Aspekt deckt sich mit dem Einbruch der Scheitelreduktion ab dem Pegel Hofkirchen (Abb. 132).

Die Donauwelle erreicht bei **Szenario 3B** am Pegel Straubing nahezu die  $HQ_{500}$ -Marke, wodurch sich im Ist- und im Planungszustand weitläufige Flutungen des Hinterlandes bereits am Pegel Pfelling bemerkbar machen (siehe Abbildung 138, Vergleich der Ganglinien der Pegel Pfelling und Straubing). Der Isarzufluss ( $\sim HQ_{15}$ ) spielt bei diesem Szenario eine eher untergeordnete Rolle. Diese Konstellation führt dazu, dass der Retentionsraum hinter den Deichen in großem Umfang genutzt und der Scheitel dadurch stark gedämpft wird. Die Beobachtungen decken sich wiederum mit den berechneten Ergebnissen (deutliches Einknicken der Scheitelreduktionen zwischen den Pegeln Pfelling und Hofkirchen, siehe Abb. 137).

#### 4.3.10 Fazit

Da im **Abschnitt NU-DON** keine Variante mit vorgeschaltetem Flutpolder untersucht wurde, beschränkt sich der Längsschnitt in Anhang 5 auf die Kombinationsvariante A.

Im Längsschnitt ist gut zu erkennen, dass die große Scheitelreduktion am Poldereinlauf (15 %) durch die Interaktion mit dem Riedstrom bis zum Pegel Dillingen stark abbaut (ca. 3,5 %). Durch die Flutung des Polders Höchstädt parallel zum Riedstrom wird die relative Reduktion erneut auf ca. 10 % angehoben. Bis zum Pegel Passau (ca. 3 %) nimmt die Reduktion über knapp 300 Donaukilometer nun stetig ab. Ein deutlicher Knick ist am Pegel



Passau Ilzstadt durch den Innzufluss zu erkennen, der die Reduktion nochmals auf ca. 2 % dämpft.

An den Kraftwerken Leipheim und Günzburg stellt sich mit ca. 8.5 % die gleiche relative Reduktion ein. Bis einschließlich KW Höchstädt wird die Wirkung durch die Interaktion mit dem Riedstrom deutlich reduziert (~2.5 %). Am Kraftwerk Schwenningen werden durch das Hinzuschalten des Polders Höchstädt wiederum knapp 6 % erreicht. Durch große Abflussanteile in der Aue ist die Wirkung an den Staustufen Donauwörth und Bertoldsheim auf ca. 3 % beschränkt. Nach dem Rückfluss des Aueabflusses steigt die relative Reduktion am KW Bittenbrunn schließlich wieder deutlich an (ca. 7 %) und baut sich bis zum KW Jochenstein relativ stetig auf ca. 2 % ab. Lokale Minima liegen in Ingolstadt (Auebeaufschlagung über schwarzen Damm) und in Regensburg (Abflussaufteilung) vor. Die Spitzenabflüsse über die Staustufen sind zur Veranschaulichung zusammenfassend in Tabelle 14 aufgeführt.

Die Darstellung der absoluten Scheitelreduktion im Donaulängsschnitt zeigt nochmals, wie weit sich die Wirkung des kombinierten Polderbetriebs auch im Vergleich zu den restlichen Polderkombinationen fortpflanzt (blaue Linie, Anhang 8, oben). Die Maxima werden analog zur relativen Reduktion im Abschnitt NU-DON erreicht. In der Grafik lässt sich ebenfalls erkennen, dass die Maxima im Vergleich zu den anderen beiden Szenarien am kleinsten ausfallen. Dies verdeutlicht gleichzeitig auch das „Anwachsen“ der Donauganglinie bzw. des Einzugsgebietes mit jedem Flusskilometer bzw. Donauzubringer.

Im Unterschied zu den anderen beiden Szenarien verläuft sowohl die spezifische als auch die relative und absolute Reduktion (siehe Anhang 5 und 8) bis zum Pegel Passau wegen der im weiteren Donauverlauf geringen seitlichen Zuflüsse auf relativ stetigem Niveau. Auch die teils geringe Jährlichkeit des Hochwasserszenarios in den Abschnitten 2 und 3 und die Tatsache, dass wegen des vergleichsweise kleinen Hochwassers im Abschnitt Straubing-Vilshofen bei Szenario 1 B die in Abschnitt 4.3.9 beschriebenen Effekte nicht auftreten, tragen hierzu bei. Erheblichen Einfluss auf die aufgeführten Beobachtungen hat folglich das Ausmaß der hydrologischen Szenarien. Ein direkter Vergleich der Polderkombinationen untereinander ist demnach nur bedingt möglich bzw. sinnvoll und kann zu erheblichen Fehlinterpretationen führen.

Die relativen Scheitelreduktionen der Varianten A und B im **Abschnitt DON-KEH** sind in Anhang 6 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass die maximale Reduktion mit knapp 11 % (B) bzw. ca. 7 % (A) bei beiden Varianten direkt unterhalb des (zweiten bzw. dritten) Polders Katzau erreicht wird. Zwischen Pegel Ingolstadt und Polder Katzau wird der Abstand zwischen Variante A und B etwas geringer (von ca. 4.5 auf 3 Prozentpunkte). Das heißt, dass die zusätzliche positive Wirkung des vorgeschalteten Flutpolders Höchstädt (vermutlich durch den schwarzen Damm) leicht abnimmt. Der Verlauf der Reduktionen gleicht zwischen dem Polder Katzau und dem Pegel Deggendorf einer Parallelverschiebung, wobei die Werte



der Variante A um ca. 3 Prozentpunkte unter Variante B liegen. Der dominante Isarzufluss und die unter Punkt 4.3.9 beschriebenen Effekte führen bei beiden Varianten am Pegel Hofkirchen zum deutlichen Einbruch auf unter 1 %, bis der Effekt nach dem Innzufluss schließlich in beiden Fällen komplett aufgehoben wird.

Der Einfluss des vorgeschalteten Polders Höchstädt (Variante B) ist bereits am KW Bertoldsheim leicht spürbar (ca. 2 %). Bis zum KW Bittenbrunn baut sich die Reduktion hier auf knapp 10 % aus und liegt im Vergleich zu Variante A (~5 %) knapp doppelt so hoch. Ab dem Kraftwerk Kachlet sind keine nennenswerten Retentionseffekte mehr zu vernehmen (unter 1 %). Die zugehörigen Spitzenabflüsse sind ebenfalls in Tabelle 14 aufgeführt.

Die Darstellung der absoluten Scheitelreduktion im Donaulängsschnitt bzw. Anhang 8 (oben) zeigt, dass der kombinierte Betrieb der beiden Polder Riedensheim und Katzau hinsichtlich der absoluten Scheitelreduktion jeweils 1000 m unter den Einlaufbauwerken zu den beiden (lokalen) Maxima führt (250 m<sup>3</sup>/s bzw. 130 m<sup>3</sup>/s am Standort Riedensheim und 270 m<sup>3</sup>/s bzw. 190 m<sup>3</sup>/s am Standort Katzau). Zudem sind die insgesamt größten Scheitelreduktionen für den Abschnitt Polder Riedensheim bis einschließlich Pegel Schwabelweis in der Kombinationsvariante B ersichtlich.

Auf Grund des deutlich geringeren Gesamtvolumens weist die Variante A im Vergleich zu Variante B im Szenario 2B die höhere spezifische Scheitelreduktion je Kubikmeter Poldervolumen auf. Von geringerer Effektivität der Variante B darf hier allerdings keineswegs ausgegangen werden (vgl. dargestellte Ergebnisse Abschnitt 4.3.7)

In Anhang 7 sind die relativen Scheitelreduktionen der Varianten A und B im **Abschnitt KEH-SR** im Längsschnitt abgebildet. Durch die Vorschaltung des Polders Katzau steigt die relative Scheitelreduktion unter Variante B bereits weit vor dem Polder Wörthhof stetig an. Am Pegel Schwabelweis wird nach dem Zufluss von Naab und Regen der Scheitel geringfügig reduziert (ca. 1 %). Dieser Reduktionswert (ein Prozentpunkt) entspricht bis zum Pegel Straubing der Differenz zwischen Variante B (7 %) und A (6 %). Das Maximum liegt bei Variante A mit knapp 7 % auf Höhe des zweiten Polders (Oberauer Schleife). Unter Variante B wird die größte Scheitelreduktion erst am Pegel Pfelling erreicht (8 %). Der Grund hierfür liegt vermutlich im etwas günstigeren Zusammentreffen der Donauganglinie mit den Zuflüssen aus Aiterach und Kinsach und in der erheblichen Verformung der Hochwasserwelle durch die unter Ziffer 4.3.9 beschriebenen Effekte (siehe Abbildung 138, Vergleich der Ganglinien der Pegel Pfelling und Straubing). Ab dem Pegel Deggendorf ist aus o.g. Gründen die Reduktion in beiden Fällen kaum mehr spürbar.

Der Einfluss des vorgeschalteten Polders Katzau (Variante B) ist bereits an den Staustufen Bad Abbach und Regensburg zu verzeichnen. Wie erwartet liegt das Maximum der durch die Polder erzeugten relativen Scheitelreduktion in beiden Varianten schließlich am KW Straubing (~8 % bzw. 7 %). Ab dem KW Kachlet ist jegliche Reduktionswirkung aufgehoben. Grund dafür sind die in Kap. 4.3.9 beschriebenen Retentionseffekte zwischen Straubing und



Vilshofen sowie auch der Zufluss der Vils, der der Donauwelle voraus läuft und den Peak der flachen Welle insgesamt zeitlich nach vorne schiebt. Die zugehörigen Spitzenabflüsse sind in Tabelle 14 zu finden.

Tabelle 14: Spitzenabflüsse über die Staustufen in den IST- und PLAN-Zuständen [ $m^3/s$ ]

Szenario	1B		2B			3B		
Variante	IST	A	IST	A	B	IST	A	B
Leipheim	1375	1259	Nicht relevant			Nicht relevant		
Günzburg	1339	1226						
Offingen	1285	1227						
Gundelfingen	1085	1057						
Faimingen	1032	1003						
Dillingen	1167	1136						
Höchstädt	1185	1156						
Schwenningen	1044	985						
Donauwörth	964	939						
Bertoldsheim	1545	1500	1708	1708	1676			
Bittenbrunn	1937	1797	2600	2466	2351			
Bergheim	1801	1678	2368	2262	2163			
Ingolstadt	1790	1690	2177	2119	2059			
Vohburg	1944	1816	2572	2467	2358			
Bad Abbach*	1847	1756	2586	2446	2367			
Regensburg**	1765	1690	2009	1920	1859			
Geisling	2394	2285	2719	2582	2510	4016	3832	3779
Straubing	2397	2289	2720	2587	2515	4028	3758	3714
Kachlet	2769	2693	3604	3584	3572	3853	3853	3853
Jochenstein	5067	4968	5827	5806	5802	9165	9165	9165

\* Abfluss inkl. Schleusenkanal

\*\* Abfluss ohne Schleusenkanal

Das Maximum der absoluten Scheitelreduktion wird im Abschnitt KEH-SR unterhalb des letzten Polders bzw. Standort Öberauer Schleife mit ca.  $320 m^3/s$  (Maximalwert aller Varianten) bzw.  $280 m^3/s$  erzielt (Anhang 8, oben).

Die geringen spezifischen Reduktionen resultieren aus dem für den dritten Donauabschnitt größeren maßgeblichen hydrologischen Szenario mit leicht größerer Streckung auf ein  $HQ_{100}+20\%$  am Pegel Straubing und dem im Vergleich dazu geringen Gesamtvolumen der Polder.

Am Pegel Straubing liegt die Reduktion unter Variante A ( $\sim 0.25\%$ ) noch leicht über Variante B ( $\sim 0.2\%$ ), ab dem Pegel Pfelling nehmen die Werte jedoch die gleiche Größenordnung an.



Zusammenfassend enthält Tabelle 15 nochmals eine Gegenüberstellung der in den drei hydrologischen Abschnitten bei den Simulationen angesetzten Retentionsvolumina und den zusätzlichen Abflussvolumina, die bei den betrachteten  $HQ_{100}+15\%$ -Ganglinien jeweils über dem Schwellenwert  $HQ_{100}$  liegen. Dies gibt Hinweise, inwieweit mit den untersuchten Flutpoldern auch auf mögliche Folgen des Klimawandels (in Anbetracht des in Bayern eingeführten Klimaänderungsfaktors von 1,15 auf Bemessungsabflüsse bei neu zu bauenden Hochwasserschutzmaßnahmen) reagiert werden könnte.

Demnach kann festgehalten werden, dass im Abschnitt NU-DON mit den beiden Flutpoldern Leipheim und Höchstädt in Kombination die  $HQ_{100}$ -Marke am Pegel Donauwörth um weniger als 4 % überschritten wird.

Im Abschnitt DON-KEH würde durch den kombinierten Betrieb der beiden Polder Riedensheim und Katzau mit vorgeschaltetem Polder Höchstädt das  $HQ_{100}$  am Pegel Kelheim nur noch um 5 % überstiegen werden.

Im Abschnitt KEH-SR reicht das momentan geplante Poldervolumen mit den Standorten Wörthhof und Oberauer Schleife auch unter zusätzlicher Vorschaltung des Polders Katzau nicht aus, um den Spitzenabfluss des  $HQ_{100}+15\%$  am Pegel Straubing auf die Größenordnung eines  $HQ_{100}$  abzupuffern.

Setzt man die Referenz bzw. das Ende des hydrologischen Abschnitts an den Pegel Deggendorf kurz vor die Isarmündung, so lassen sich in Bezug auf die Ausführungen in Abschnitt 4.3.9 folgende Punkte festhalten:

- Durch die Deichüberströmungen bei größeren Hochwasserereignissen zwischen Straubing und Deggendorf gibt es in diesem Abschnitt zusätzliches ungesteuertes Retentionspotenzial, dessen Volumen dem in Abschnitt 4.3.8 dargestellten erforderlichen Retentionsraum zugerechnet werden könnte.
- Bei der Einbeziehung des zusätzlichen Retentionspotenzials gilt es aber vor allem auch die PLAN-Zustände des kommenden Hochwasserschutzkonzepts im Abschnitt SR-VI zu berücksichtigen, die im Rahmen dieser Untersuchung noch nicht abschließend abgestimmt vorlagen.

Zudem muss nochmals betont werden, dass am Pegel Straubing die Jährlichkeit des verwendeten hydrologischen Szenarios im Vergleich zu den beiden vorderen Donauabschnitten etwas zu groß ausfällt. Sofern unter Berücksichtigung der o. g. Punkte noch Bedarf für eine Erweiterung des bestehenden Retentionspotenzials im vorliegenden Abschnitt zwischen Naab/Regen- und Isarmündung gesehen wird, bestehen Möglichkeiten dafür z.B. durch die zusätzliche Umsetzung des Polders Eltheim oder eine Erweiterung der beiden untersuchten Standorte. Ebenfalls untersucht werden könnte eine Ausweitung und weitere Optimierung des Kombinationsbetriebs, bei der z.B. zusätzlich der Polder Riedensheim geflutet wird und die beiden Staustufen Straubing und Geisling wie unter Abschnitt 4.2 dargestellt betrieben werden.



Tabelle 15: Erforderliche bzw. bei der Simulation angesetzte Retentionsvolumina und erreichte Schutzziele auf Basis möglicher Auswirkungen des Klimawandels

Abschnitt	NU-DON	DON-KEH		KEH-SR	
Szenario	1B	2B		3B	
$V_{\text{Retention, SOLL}}$ [Mio. m <sup>3</sup> ]	18	39		109 (69)*	
Kombinationsvariante	A	A	B	A	B
$V_{\text{Retention, PLAN}}$ [Mio. m <sup>3</sup> ]	23.5	15.3	27.3	26.3	33.5
Retentionsvolumen Überschuss	5.7; 33 %	-23.7; -61 %	-11.7; -30 %	-82.4; -76 % (-42.3; 62 %)	-75.3; -69 % (-35.1; 51 %)
Zielpegel	DON	KEH		SR**	
$Q_{\text{MAX, IST}}$ [m <sup>3</sup> /s]	1677	2526		4104	
$Q_{\text{MAX, PLAN}}$ [m <sup>3</sup> /s]	1503	2387	2316	3852	3813
Reduktion	173; 10%	139; 5.5 %	210; 8 %	252; 6 %	291; 7 %
Überschreitung HQ <sub>100</sub>	4 %	8.5 %	5 %	13 %	12 %

\* Werte in Klammern bezogen auf skalierte Donauganglinie (vgl. Abschnitt 4.3.8)

\*\* Für Zielpegel DEG Einrechnung der ungesteuerten Retentionsräume uh. Straubing erforderlich



## 5 Zusammenfassung

Die meteorologischen Eigenschaften des Einzugsgebietes der Donau sind komplex und die daraus resultierenden Hochwasserereignisse sind sehr vielseitig. Auf Basis der einflussreichsten seitlichen Zuflüsse wurde die bayerische Donau für das vorliegende Projekt in insgesamt fünf hydrologische Abschnitte eingeteilt. Mit dieser Einteilung wurden Untersuchungen zum historischen Zustand und zu verschiedenen Ansätzen der Hochwasserwellenbeeinflussung angestellt. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag dabei auf zweidimensionalen, hydrodynamischen Simulationen.

Die Untersuchungen an der historischen Donau zeigten zunächst, dass vor der Korrektur nahezu das gesamte Donautal als Retentionsraum zur Verfügung stand. Die Ergebnisse der Berechnungen (Basis: Pfingsthochwasser 1999) zeigten allerdings auch, dass diese zusätzlichen Rückhaltevolumen von insgesamt ca. 330 Mio. m<sup>3</sup> (zwischen Neu-Ulm und Straubing), die im historischen Szenario zusätzlich aktiviert wurden, kaum Einfluss auf die Höhe der Hochwasserspitze haben. Teilweise verschlechtert sich die Situation im historischen Szenario sogar, da einige noch vorhandene Rückhalteflächen heute auf eine günstigere Art und Weise aktiviert werden als vor der Flussregulierung. Die in allen historischen Szenarien auftretende immense Verzögerung der Donauhochwasserwelle könnte bezüglich der Überlagerung mit den Hochwasserwellen ihrer Zubringer positive Auswirkungen haben. Über eine veränderte zeitliche Abfolge der seitlichen Zuflüsse in einem historischen Szenario kann jedoch im Rahmen dieser Untersuchung keine Aussage gemacht werden. Die quantitativen Aussagen gelten nur für das untersuchte Hochwasserereignis Mai 1999.

Die Analyse der noch an der bayerischen Donau vorhandenen natürlichen Rückhalteräume zeigte, dass Retentionsflächen, die aus Deichrückverlegungen entstehen, bei den größeren Hochwasserereignissen kaum wirksam auf den Hochwasserwellenablauf sind, bestenfalls eine gewisse Verzögerung der Abflusswelle bewirken. Natürliche Aueretention hat bei derartigen Abflüssen an der Donau auch bei großen Retentionsvolumen nur relativ geringen Einfluss auf eine Verminderung der Abflussspitze. Bei Deichrückverlegungen stehen auch meist ökologische Aspekte bzw. die lokale Absenkung des Wasserspiegels im Vordergrund. Erst wenn durch Überlaufstrukturen, Überstauregelungen und Stauhaltungsdämme die Ausuferungen nicht bereits bei anlaufender Hochwasserwelle, sondern erst zu einem späteren Zeitpunkt erzwungen werden (ungesteuerte Retention), steigt die Effektivität dieser sogenannten natürlichen Überflutungsflächen in Bezug auf eine Verminderung der Abflussspitze.

Das komplexe Abschlussgeschehen an der Donau erfordert ein Hochwasserschutzkonzept, das alle Möglichkeiten ausschöpft. Hochwasserschutz durch Hochwasserrückhalt muss





neben örtlichen technischen Hochwasserschutzmaßnahmen und der Hochwasservorsorge Anwendung finden.

Auf Grund der o.g. Aspekte und der Ergebnisse vorangegangener Studien werden steuerbare Rückhalteräume in Form von Flutpoldern als die dafür wirksamste Methode betrachtet. Der Schwerpunkt dieser Studie lag dementsprechend auf der Wirkungsanalyse von einzeln und kombiniert betriebenen Flutpoldern.

Die Einzelwirkungsanalyse von insgesamt 15 möglichen Flutpolderstandorten zeigte, dass jeder Standort einen wichtigen Beitrag zum Hochwasserschutz leisten könnte. Bei einigen Standorten konnten positive Auswirkungen sehr weitreichend bzw. auf überregionaler Ebene nachgewiesen werden. Das Ausmaß und die Reichweite der jeweiligen Scheitelreduzierung sind allgemein von mehreren Randbedingungen, unter anderen dem nutzbaren Retentionsvolumen, der Lage des Standorts, den Wechselwirkungen zwischen Fluss und Auebereichen und ganz entscheidend dem hydrologischen Szenario abhängig.

Begleitende Untersuchungen zur Hochwasserbeeinflussung durch Staustufensteuerung zeigten, dass durch eine Erhöhung und Optimierung der Überstauregelung an den Kraftwerken Bertoldsheim, Bergheim und Ingolstadt die Hochwassersituation durch eine Verzögerung des Scheiteldurchgangs verbessert werden könnte. Die Wirkung basiert jedoch nicht auf der Nutzung des Stauraumvolumens als Retentionsraum, sondern auf einer verbesserten Auebeaufschlagung über die zugehörigen Überlaufstrecken.

Betrachtungen zur Vorabsenkung mit anschließendem Höherstau an den Staustufen Geisling und Straubing zeigten, dass sich ein durch Vorabsenkung geschaffenes zusätzliches Stauvolumen bereits beim Anlaufen der HQ<sub>100</sub>-Donauwelle wieder weitgehend auffüllen kann. Theoretisch ist es aber möglich, im Bereich des Hochwasserscheitels bei HQ<sub>100</sub> ein zusätzliches Retentionspotential von rd. 3,0 Mio. m<sup>3</sup> (Staustufe Geisling) bzw. 1,5 Mio. m<sup>3</sup> (Staustufe Straubing) zu aktivieren. Zu beachten ist jedoch, dass sich die bei einer Stauraumentleerung (Vorabsenkung) im ansteigenden Hochwasser erzeugte Abflusserhöhung unterstrom negativ in der Überlagerung mit seitlichen Zuflüssen (z.B. Inn, Passau) auswirken kann. Angepasste Steuerungsstrategien an verschiedenen Donaustaufen könnten im Hochwasserfall allgemein unterstützend eingesetzt werden. Sie können steuerbare Flutpolder allerdings nicht ersetzen.

Um flexibel auf die jeweilige Hochwassersituation reagieren zu können, sollten in jedem zusammenhängenden hydrologischen Flussabschnitt, also zwischen den Mündungen auf das Abflussgeschehen wirksamer Zuflüsse, größere steuerbare Retentionsräume vorhanden sein.

Der kombinierte Betrieb von Flutpoldern in einem Abschnitt zeigte sich als besonders wirkungsvoll. Falls umsetzbar, sollten demnach je Abschnitt möglichst zwei Flutpolder realisiert werden. Basierend auf den Untersuchungen werden für den Abschnitt Neu-Ulm bis



Donauwörth die Planung von zwei neuen Standorten empfohlen. Die Auswahl wie im untersuchten Szenario (Leipheim und Höchstädt) mit einem Flutpolder am Beginn des Donauabschnittes und einem näher am nächsten Teilabschnitt gelegenen (der bei Bedarf auf den Lechzufluss gesteuert werden könnte) hat sich als günstig erwiesen. Im Abschnitt Donauwörth bis Kelheim zeigten sich die bereits in der Planung fortgeschrittenen Standorte Riedensheim und Katzau als weitreichend wirksam und sinnvoll. Im Abschnitt Kelheim bis Straubing bzw. Deggendorf wird neben dem geplanten Standort Öberauer Schleife zusätzlich die Umsetzung mindestens eines der beiden Standorte unterhalb Regensburg empfohlen.

Durch die Vorschaltung eines Polders aus dem jeweils oberhalb liegenden hydrologischen Abschnitt könnte die Hochwassersituation im Betrachtungsabschnitt nochmals erheblich verbessert werden. In den Untersuchungen wurden hier zum einen im Abschnitt Donauwörth bis Kelheim der Polder Höchstädt auf den Lechzufluss optimiert gesteuert, im Abschnitt Kelheim bis Straubing wurde zusätzlich der Polder Katzau auf die Zuflüsse Naab und Regen betrieben.

In den drei untersuchten Donauabschnitten wurde eine theoretische Betrachtung des erforderlichen Retentionspotenzials, das jeweils notwendig wäre, um den Wellenscheitel eines  $HQ_{100+15\%}$  bis zum letzten Pegel des betrachteten Abschnittes auf die Größe eines  $HQ_{100}$  zu reduzieren, durchgeführt. Mit dieser Betrachtung konnte eine Größenordnung für das Verhältnis zwischen erforderlichem Retentionspotenzial und dem mit jedem Donauzubringer zunehmenden Wellenvolumen bzw. das durch mögliche Folgen des Klimawandels allgemein zunehmende Wellenvolumen abgeleitet werden.

Auf Basis dieser Betrachtungen würden die beiden Polder Leipheim und Höchstädt in Kombination im Abschnitt Neu-Ulm bis Donauwörth das dafür erforderliche Retentionspotenzial aufweisen. Durch Zuschaltung des Polders Höchstädt könnte auch im Abschnitt Donauwörth bis Kelheim mit den beiden Poldern Riedensheim und Katzau das  $HQ_{100+15\%}$  bis Kelheim in etwa auf  $HQ_{100}$  gedämpft werden. Der Abschnitt bzw. die Analyse von Kelheim bis Straubing sollte für eine endgültige Betrachtung bis zum Pegel Deggendorf ausgeweitet werden. Unter der Berücksichtigung des dort geplanten Hochwasserschutzkonzepts sollte erneut geprüft werden, ob das Retentionsvolumen der beiden betrachteten Standorte Öberauer Schleife und Wörthhof (ggf. mit Vorschaltung des Polders Katzau) ausreicht, um das  $HQ_{100+15\%}$  in der Spitze auf ein  $HQ_{100}$  abzupuffern, oder ob das Rückhaltevolumen langfristig betrachtet erhöht werden sollte (z.B. durch Umsetzung eines dritten Flutpolders).



## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Überblick über das Untersuchungsgebiet zwischen Neu-Ulm und Jochenstein	5
Abbildung 2: Einzugsgebiet bayerische Donau.....	8
Abbildung 3: Zugrichtung eines Vb-Tiefdruckgebietes (LfU) .....	9
Abbildung 4: Niederschlagssumme und Jährlichkeiten der Abflüsse HW Mai 1999 (LfW) ....	11
Abbildung 5: Niederschlagssumme und Jährlichkeiten der Abflüsse HW 2002 (LfW) .....	12
Abbildung 6: Niederschlagssumme und Jährlichkeiten der Abflüsse HW 2005 (LfU) .....	12
Abbildung 7: HW 1988 in Regensburg (HND).....	13
Abbildung 8: Berechnete Überflutungsflächen und Art der Ausuferung im Untersuchungsgebiet (bis einschließlich Straubing) (Basis Pfingsthochwasser 1999) .....	16
Abbildung 9: Ausuferungen in den Riedstrom (links) und Verlauf des Riedstroms (rechts)...	17
Abbildung 10: Berechnete Durchflüsse Donauwörth mit / ohne Riedstromaktivierung . (Basis: Pfingsthochwasser 1999) .....	18
Abbildung 11: Überlaufstrecke vor der Stauhaltung Bergheim.....	19
Abbildung 12: Berechnete Überflutungsflächen zwischen Donauwörth und Steppberger Enge (Basis: Pfingsthochwasser 1999) .....	19
Abbildung 13: Berechnete Durchflüsse Neuburg mit / ohne Vorlandüberflutung .....(Basis: Pfingsthochwasser 1999) .....	20
Abbildung 14: Überlauf Stauhaltung Bergheim (links); schwarzer Damm (rechts) .....	21
Abbildung 15: Berechnete Überflutungsflächen zwischen Bergheim und Ingolstadt (Basis: Pfingsthochwasser 1999) .....	21
Abbildung 16: Berechnete Durchflüsse Ingolstadt mit / ohne Vorlandüberflutung ..... (Basis: Pfingsthochwasser 1999) .....	22
Abbildung 17: Berechnete Ausuferungen unterhalb des Pegels Schwabelweis .....	23
Abbildung 18: Berechnete Durchflüsse Geisling mit / ohne Überflutungsflächen ..... (Basis: Pfingsthochwasser 1999) .....	24
Abbildung 19: Berechnete Überflutungsfläche zwischen Vilshofen und Jochenstein .....	25
Abbildung 20: Lebensraum Donau .....	26
Abbildung 21: Anfang des 19. Jh. geplante Durchstiche bei Höchstädt (Riedl) .....	27
Abbildung 22: Historischer Flusslauf bei Dillingen. Karte von Adrian von Riedl .....	28
Abbildung 23: Geländemodell historisch.....	29



Abbildung 24: Berechnete Überflutungsflächen Neu-Ulm bis Donauwörth historisch.... (Basis: Pflingsthochwasser 1999) .....	29
Abbildung 25: Berechnete Überflutungsflächen Neu-Ulm bis Donauwörth Ist-Zustand (Basis: Pflingsthochwasser 1999) .....	30
Abbildung 26: Vergleich der Hochwasserwellen am Pegel Donauwörth: Ist-Zustand und historisches Szenario (Basis: Pflingsthochwasser 1999) .....	31
Abbildung 27: Einfluss unterschiedlicher Sohllagen.....	32
Abbildung 28: Zuflussganglinien Pegel Donauwörth und Lech (Basis: Pflingsthochwasser 1999) .....	33
Abbildung 29: Vergleich der Hochwasserwellen am Pegel Kelheim: Ist-Zustand und historisches Szenario (Basis: Pflingsthochwasser 1999) .....	34
Abbildung 30: Berechnete Überflutungsflächen Donauwörth bis Kelheim Ist-Zustand (oben) / historisch (unten) (Basis: Pflingsthochwasser 1999) .....	35
Abbildung 31: Berechnete Überflutungsflächen Kelheim bis Straubing Ist-Zustand (oben) / historisch (unten) (Basis: Pflingsthochwasser 1999) .....	36
Abbildung 32: Ganglinien HW 1999 unterhalb Straubing Ist-Zustand / historisch.....	37
Abbildung 33: Retentionsraumverlust seit 1800 (Basis: Pflingsthochwasser 1999) .....	37
Abbildung 34: Überblick über die noch vorhandenen reaktivierbaren Rückhalteräume.....	41
Abbildung 35: Ausdünnung der Vorlanddaten (links: nach der Ausdünnung; rechts: davor) .	46
Abbildung 36: Geländemodell im Bereich der Stauhaltung Ingolstadt.....	47
Abbildung 37: Verwendete Rauigkeitsbeiwerte im Vorland.....	49
Abbildung 38: Gemessene Lechwelle am letzten Pegel und verschobene Lechwelle durch numerische Simulation .....	50
Abbildung 39: Ergebnis der Kalibrierungsberechnung am Pegel Neuburg.....	51
Abbildung 40: Überflutungsflächen der Kalibrierungsberechnung zwischen Donauwörth und Neuburg .....	51
Abbildung 41: Ergebnis der Kalibrierungsberechnung am Pegel Ingolstadt.....	52
Abbildung 42: Einfluss verschiedener Parameter auf die Kalibrierungsergebnisse am Pegel Ingolstadt.....	53
Abbildung 43: Überflutungsflächen der Kalibrierungsberechnung zwischen Bergheim und Ingolstadt.....	53
Abbildung 44: Ergebnis der Kalibrierungsberechnung am Pegel Kelheim.....	54
Abbildung 45: Vergleich der Wasserspiegelfixierung mit den Kalibrierungsergebnissen.....	55



Abbildung 46: Berechnung der Schlüsselkurven bei Fkm. 2319 .....	56
Abbildung 47: Abflussaufteilung Straubing .....	57
Abbildung 48: Ergebnis der Kalibrierung an den Pegeln Oberndorf und Schwabelweis (Durchfluss).....	58
Abbildung 49: Ergebnis der Kalibrierung an den Pegeln Regensburg und Straubing (Wasserstand).....	58
Abbildung 50: Vergleich der Überflutungsflächen bei Regensburg .....	59
Abbildung 51: Vergleich der Berechnungsergebnisse mit Wasserspiegelfixierungen .....	59
Abbildung 52: Zuflussrandbedingungen für die Kalibrierungsläufe Modell Vilshofen bis Jochenstein .....	60
Abbildung 53: Ergebnis der Kalibrierung am Pegel Ilzstadt .....	60
Abbildung 54: Verlauf des Wasserspiegels am Pegel Ilzstadt (rot: gemessen, blau: simuliert) .....	61
Abbildung 55: Zulauftrandbedingungen und Berechnungsergebnisse am Pegel Neuburg.....	62
Abbildung 56: Berechnungsergebnisse am Pegel Ingolstadt und Kelheim.....	62
Abbildung 57: Zuflussganglinien und Simulationsergebnisse am Pegel Ingolstadt .....	62
Abbildung 58: Ergebnis der Validierungsberechnung am Pegel Neuburg .....	63
Abbildung 59: Ergebnis der Validierungsberechnung am Pegel Ingolstadt (links) und Kelheim (rechts).....	64
Abbildung 60: Ergebnis der Validierungsberechnung am Pegel Oberndorf (links) und Schwabelweis (rechts).....	64
Abbildung 61: Validierungsergebnis für das HW 2005 am Pegel Neuburg.....	65
Abbildung 62: Ergebnis der Validierung; Pegel Oberndorf (links), Pegel Schwabelweis (rechts).....	66
Abbildung 63: Ergebnis der Validierung: Pegel Regensburg, Pfatter und Straubing (Wasserstand).....	67
Abbildung 64: Abfluss- und Wasserstandsganglinien in Ilzstadt beim Hochwasser 2011.....	68
Abbildung 65: Abflussganglinie am Pegel Achleiten (l.) und Wasserstand am Pegel Passau (r.) beim Hochwasser 1988 .....	69
Abbildung 66: Abflussganglinie am Pegel Achleiten (l.) und Wasserstand am Pegel Passau (r.) beim Hochwasser 2002 .....	69
Abbildung 67: Ganglinien der Donau und einiger Zubringer unter Szenario 1A .....	72
Abbildung 68: Ganglinien der Donau und einiger Zubringer unter Szenario 2A .....	72



Abbildung 69: Ganglinien der Donau und einiger Zubringer unter Szenario 2A .....	73
Abbildung 70: Schematischer Ablauf einer optimalen Polderflutung (Asenkerschbaumer, 2011).....	73
Abbildung 71: Abgrenzung der Polderfläche durch „disabled elements“ .....	74
Abbildung 72: Schematische Darstellung der inneren Randbedingungen eines steuerbaren Flutpolders (Asenkerschbaumer, 2011).....	75
Abbildung 73: Verändertes Energieliniengefälle bei Polderbetrieb, verändert (Fischer, 2006) .....	75
Abbildung 74: Systematische Untersuchungen zur optimalen Lage des Kontrollpegels (Hötzl, 2011).....	76
Abbildung 75: Längsschnitt der relativen Scheitelreduktionen - Exemplarischer Ausschnitt .	78
Abbildung 76: Steckbrief Polder Leipheim .....	79
Abbildung 77: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Leipheim.....	80
Abbildung 78: Abflussverhältnisse auf Höhe des KW Gundelfingen im IST- und PLAN-Zustand .....	80
Abbildung 79: Durch Polderbetrieb und Steuervorgaben veränderte Abflussverhältnisse nach dem KW Faimingen.....	82
Abbildung 80: Steckbrief Polder Schwäbisches Donaumoos .....	83
Abbildung 81: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Schwäbisches Donaumoos .....	84
Abbildung 82: Steckbrief Polder Dillingen .....	85
Abbildung 83: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Dillingen .....	86
Abbildung 84: Steckbrief Polder Steinheim.....	86
Abbildung 85: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Steinheim .....	87
Abbildung 86: Steckbrief Polder Höchstädt.....	88
Abbildung 87: Vergleich der Riedstrombeaufschlagung bei Polderbetrieb Höchstädt (dunkelblau) bzw. Schwenningen (hellgrün) .....	88
Abbildung 88: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Höchstädt.....	89
Abbildung 89: Steckbrief Polder Schwenningen .....	90



Abbildung 90: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Schwenningen.....	91
Abbildung 91: Steckbrief Polder Donauwörth (Kessel).....	92
Abbildung 92: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Donauwörth (Kessel).....	92
Abbildung 93: Ganglinien des IST-Zustands im Vergleich mit den PLAN-Varianten am Pegel Donauwörth.....	94
Abbildung 94: Steckbrief Polder Bertoldsheim.....	96
Abbildung 95: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Bertoldsheim.....	97
Abbildung 96: Steckbrief Polder Riedensheim.....	98
Abbildung 97: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Riedensheim.....	99
Abbildung 98: Steckbrief Polder Großmehring.....	100
Abbildung 99: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Großmehring.....	100
Abbildung 100: Steckbrief Polder Katzau.....	101
Abbildung 101: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Katzau.....	101
Abbildung 102: Steckbrief Polder Goldau.....	102
Abbildung 103: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Goldau.....	102
Abbildung 104: Ganglinienvergleich verschiedener Planvarianten im Abschnitt DON-KEH	103
Abbildung 105: Ganglinien des IST-Zustands im Vergleich mit den PLAN-Varianten am Pegel Kelheim.....	105
Abbildung 106: Ganglinienvergleich der Polder Bertoldsheim und Katzau.....	107
Abbildung 107: Steckbrief Polder Eltheim.....	108
Abbildung 108: Steckbrief Polder Wörthhof.....	109
Abbildung 109: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Eltheim bzw. Polder Wörthhof.....	110
Abbildung 110: Steckbrief Polder Öberauer Donauschleife.....	110
Abbildung 111: Relative, absolute und spezifische Scheitelreduktion durch den Polder Öberauer Donauschleife.....	111



Abbildung 112: Ganglinienvergleich verschiedener Planvarianten im Abschnitt KEH-SR ...	112
Abbildung 113: Ganglinien des IST-Zustands im Vergleich mit den PLAN-Varianten am Pegel Deggendorf .....	113
Abbildung 114: Beispielhafte Wasserstandsganglinien im Oberwasser KW Bertoldsheim..	115
Abbildung 115: Vergleich der Abflussanteile in die Vorländer im Oberwasser von KW Bertoldsheim .....	117
Abbildung 116: Vergleich der Abflussanteile in die Vorländer (links) und über die Staustufe am KW Bergheim .....	118
Abbildung 117: Vergleich der Abflussganglinien im IST-Zustand und bei geänderten Steuervorgaben.....	119
Abbildung 118: Exemplarische Darstellung zur Ermittlung der verschiedenen Wasserspiegellagen im Stauraum KW Geisling (Abflussstufe 2480 m <sup>3</sup> /s).....	121
Abbildung 119: Entwicklung des Stauraumvolumens an der Staustufe Geisling.....	122
Abbildung 120: Abfluss- und Wasserstandsganglinien am KW Geisling in Fall A (links) und Fall B (rechts).....	123
Abbildung 121: Entwicklung des Stauraumvolumens an der Staustufe Straubing.....	123
Abbildung 122: Zufluss- und Donauganglinien bei Szenario 1B.....	127
Abbildung 123: Zufluss- und Donauganglinien bei Szenario 2B.....	127
Abbildung 124: Zufluss- und Donauganglinien bei Szenario 3B.....	128
Abbildung 125: Generierung des auf den Lechzufluss optimierten Polderbetrieb Höchstädt .....	130
Abbildung 126: Generierung des auf den Naab- und Regenzufluss optimierten Polderbetriebs Katzau .....	131
Abbildung 127: Donauganglinien im IST- und PLAN-Zustand unter Szenario 1B .....	133
Abbildung 128: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 1B .....	134
Abbildung 129: Ableitung des theoretisch erforderlichen Retentionsvolumens im Abschnitt NU-DON.....	135
Abbildung 130: Donauganglinien im IST- und PLAN-Zustand unter Szenario 2B und Kombinationsvariante A.....	136
Abbildung 131: Ableitung des theoretisch erforderlichen Retentionsvolumens im Abschnitt DON-KEH.....	137





Abbildung 132: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 2B und Kombinationsvariante A.....	138
Abbildung 133: Donauganglinien im IST- und PLAN-Zustand unter Szenario 2B und Kombinationsvariante B.....	139
Abbildung 134: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 2B und Kombinationsvariante B.....	140
Abbildung 135: Donauganglinien im IST- und PLAN-Zustand unter Szenario 3B und Kombinationsvariante A.....	141
Abbildung 136: Ableitung des theoretisch erforderlichen Retentionsvolumens im Abschnitt KEH-SR.....	142
Abbildung 137: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 3B und Kombinationsvariante A.....	143
Abbildung 138: Donauganglinien im IST- und PLAN-Zustand unter Szenario 3B und Kombinationsvariante B.....	144
Abbildung 139: Verlauf der absoluten und relativen Scheitelreduktionen unter Szenario 3B und Kombinationsvariante B.....	145



## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Übersicht mögliche Flutpolderstandorte .....	42
Tabelle 2: Überblick über die verwendeten HN-Modelle .....	70
Tabelle 3: Vergleich der Reduktionen durch die Flutpolder im Abschnitt NU-DON .....	95
Tabelle 4: Vergleich der Reduktionen durch die Flutpolder im Abschnitt DON-KEH .....	106
Tabelle 5: Vergleich der Reduktionen durch die Flutpolder im Abschnitt KEH-SR .....	114
Tabelle 6: Überblick über die Auswirkung geänderter Steuerungsvorgaben im Abschnitt DON-KEH.....	118
Tabelle 7: Randbedingungen an den Staustufen Geisling und Straubing .....	120
Tabelle 8: Wellenvolumina und dauer des simulierten Hochwasserszenarios „SZ 3A“ .....	124
Tabelle 9: Für die Kombinationsbetrachtung ausgewählte Flutpolder .....	126
Tabelle 10: Situation auf Höhe des Polders Höchstädt.....	130
Tabelle 11: Grobdimensionierung Einlaufbauwerk/Polder Höchstädt.....	130
Tabelle 12: Situation auf Höhe des Polders Katzau.....	131
Tabelle 13: Grobdimensionierung Einlaufbauwerk/Polder Katzau .....	132
Tabelle 14: Spitzenabflüsse über die Staustufen in den IST- und PLAN-Zuständen [m <sup>3</sup> /s].	149
Tabelle 15: Erforderliche bzw. vorhandene Retentionsvolumina und erreichte Schutzziele auf Basis möglicher Auswirkungen des Klimawandels .....	151



## Literaturverzeichnis

**Asenkerschbaumer, Skublics, Rutschmann (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

**Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2002):** Hochwasser im August 2002, Gewässerkundlicher Dienst Bayern, München 2002

**Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft (2003):** Hochwasser Mai 1999, Gewässerkundliche Beschreibung, Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, München 2003

**Bayerisches Landesamt für Umwelt (2008):** Gewässerkundlicher Bericht Hochwasser August 2005, München 2008

**Danišovič P; Vršanský, P. (1993):** Die Donau ein europäischer Strom, Probleme und Perspektiven, Bratislava 1993

**Fischer, M. (2006):** Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotentials und optimierter Steuerstrategien, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München

**Fischer, M. (2007):** Hydrologische Bemessung von Flutpoldern, Steuerung und Wirkungsweise unter Berücksichtigung der Vorhersage, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder: Hochwasserrückhalt im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

**Fischer, M. (2008a):** Anschlussvorhaben zu: Prognose der Hochwassersituation an der bayerischen Donau bei Berücksichtigung des Retentionspotentials und optimierter Steuerstrategien, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München

**Fischer, M. (2008b):** Ungesteuerte und gesteuerte Retention entlang von Fließgewässern – Beurteilung der Wirksamkeit möglicher Maßnahmen unter Verwendung hydrodynamisch-numerischer Modellierung, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 119

**Fischer, M. (2010):** Wirkung von Hochwasserschutzmaßnahmen in Auenbereichen, Internationales Symposium "Auen und Hochwasser" in Ingolstadt 10. - 11. Februar 2010



**GLOWA (2010):** Global Change Atlas. Einzugsgebiet Obere Donau LMU München

**Göttle, A. (2003):** Hochwasser als volkswirtschaftliches Schadenpotential, Berichte aus der Bayerischen Landesanstalt für Wald und Forstwirtschaft (LFW), Nr. 40, Freising 2003

**Hartung, F., Ertl, W., Herbrand, K. (1984):** das Donaumodell Straubing – als Hilfe für die Planung und Bauausführung der Staustufe Straubing, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 51

**HND Bayern (Hochwassernachrichtendienst) (2010):** Internetauftritt des bayerischen Hochwassernachrichtendienst, <http://www.hnd.bayern.de> (Abgerufen am August 2010)

**Hötzl, S. (2011):** Examinations regarding simulations of controlled flood polders, Masterarbeit am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, München 2011

**Kern-Kernried, R. (1874):** Die Correktion der Donau im Regierungs-Bezirke Schwaben & Neuburg, Königreich Bayern, Dillingen 1874

**Klocke, R. (2007):** Retentionspotential an der Donau zwischen Neu-Ulm und Donauwörth aus der Sicht eines Wasserkraftanlagenbetreibers, Beiträge zur Fachtagung Flutpolder: Hochwasserrückhalt im Nebenschluss, Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Heft Nr. 113

**LfU Bayern (Bayerisches Landesamt für Umwelt) (1999):** Gesamtökologische Gutachten Donauried, Schwäbisches Donautal zwischen Neu-Ulm und Donauwörth, München 1999

**Oberste Baubehörde Bayern (1927):** Der Hochwasserschutz an der Donau in Bayern, Staatsministerium des Innern, München 1927

**Rhein-Main-Donau A.G. (RMD) (1956 bis 1981):**

Ausbau der Oberen Donau, Kraftwerk Oberelchingen, Erläuterungsbericht für das wasserrechtliche Verfahren, Nürnberg 1956

Erläuterungsbericht für die Donaustufe Leipheim, München 1959

Erläuterungsbericht Staustufe Offingen, München 1960

Erläuterungsbericht für die Donaustufe Günzburg, München 1960

Erläuterungsbericht Staustufe Gundelfingen, München 1961

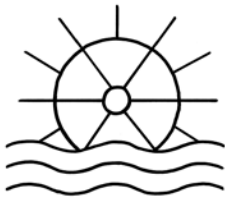
Donaustufe Faimingen, Erläuterungsbericht, München 1962

Donaustufe Dillingen, Erläuterungsbericht zum Bauentwurf, München 1967

Staustufe Höchstädt, Erläuterungsbericht zum Bauentwurf, München 1979

Staustufe Schwenningen, Erläuterungsbericht zum Bauentwurf, München 1980

Staustufe Donauwörth, Erläuterungsbericht zum Bauentwurf, München 1981



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

**Skublics, D. (2008):** Numerische Simulation des Retentionsverhaltens an der historischen bayerischen Donau, Diplomarbeit am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, München 2008

**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 in Vancouver, Canada

**StMUGV Bayern (Bayerisches Staatsministerium für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz); Ministerium für Umwelt und Verkehr Baden-Württemberg (2005):** Bericht zur Bestandsaufnahme für das Deutsche Donauebiet, Umsetzung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie 200/60/EG (WRRL), Landesamt für Wasserwirtschaft, München 2005

**Verband Obere Donau e.V. Ulm (1961):** Ausbau der Oberen Donau, Ulm 1961



## Anhang

### Überblick

- Anhang 1: Donau Übersicht (unmaßstäblich)
- Anhang 2a: Relative Scheitelreduktionen Szenario 1A
- Anhang 2b: Spezifische Scheitelreduktionen Szenario 1A
- Anhang 2c: Reduktion der maximalen Wasserspiegellagen Szenario 1A
- Anhang 3a: Relative Scheitelreduktionen Szenario 2A
- Anhang 3b: Spezifische Scheitelreduktionen Szenario 2A
- Anhang 3c: Reduktion der maximalen Wasserspiegellagen Szenario 2A
- Anhang 4a: Relative Scheitelreduktionen Szenario 3A
- Anhang 4b: Spezifische Scheitelreduktionen Szenario 3A
- Anhang 4c: Reduktion der maximalen Wasserspiegellagen Szenario 3A
- Anhang 5: Relative Scheitelreduktionen Szenario 1B
- Anhang 6: Relative Scheitelreduktionen Szenario 2B
- Anhang 7: Relative Scheitelreduktionen Szenario 3B
- Anhang 8: Absolute und spezifische Scheitelreduktionen Szenarien 1B, 2B, 3B