

# Retentionspotentialstudie am Inn

## Synthesebericht

- Teilprojekt A: Stochastische Niederschlag-Abflussmodellierung zur Ermittlung des räumlichen Zusammenwirkens der Zubringerwellen
- Teilprojekt B: Wellenstatistik mittels Copula-Verfahren
- Teilprojekt C: Potentialermittlung bezüglich Hochwasserrückhaltung bei den Wehrbetriebsordnungen für den Ist-Zustand
- Teilprojekt D: Identifizierung, Wirkungsanalyse und Priorisierung potentieller Rückhalteräume, Wellenbeeinflussung und Steuerungsoptimierung
- Teilprojekt E: Feststoffe am Inn und der Salzach
- Teilprojekt F: Transportvorgänge in Stauräumen

München, im Januar 2022

**Auftraggeber:**

Bayerisches Landesamt für Umwelt (LfU)  
Bürgermeister-Ulrich-Straße 160  
86179 Augsburg

**Federführung / Projektkoordination:**

Technische Universität München  
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft  
Arcisstraße 21  
80333 München

## **Projektbearbeitung:**

### Teilprojekt A:

TU Wien, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie, Karlsplatz 13/222, A-1040 Wien

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Günter Blöschl

Univ.Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. Jürgen Komma

Dipl.-Ing. Dr.techn. Thomas Nester

### Teilprojekt B:

TU München, Lehrstuhl für Hydrologie und Flussgebietsmanagement, Arcisstraße 21, 80333 München

Prof. Dr.-Ing. Markus Disse

Dr.-Ing. Giorgia Marcolini

unter Mitarbeit von:

Ingenieurhydrologie, Angewandte Wasserwirtschaft und Geoinformatik IAWG, Alte Landstraße 12-14, 85521 Ottonbrunn

Dr. Winfried Willems

### Teilprojekt C:

Universität Kassel, Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft, Kurt-Wolters-Straße 3, 34125 Kassel

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stephan Theobald

Sarah Dickel, M. Sc.

### Teilprojekt D – F:

TU München, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Arcisstraße 21, 80333 München

Prof. Dr.sc.tech. Peter Rutschmann

Dr.-Ing. Minh Duc Bui

Stefan Giehl, M.Sc. (Teilprojekt D)

Mathias Schlagenhauser, M. Sc. (Teilprojekt E)

Yannic Fuchs, M. Sc. (Teilprojekt E)

Diego Vladimir Aguirre Iniguez, M. Sc. (Teilprojekt E)

Stefan Schäfer, M. Sc. (Teilprojekt F)

### Projektkoordination:

TU München, Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Arcisstraße 21, 80333 München

Dr.-Ing. Richard Huber

# Inhaltsverzeichnis

1.	Kurzzusammenfassung .....	1
1.1.	Motivation .....	1
1.2.	Aufgabenstellung .....	2
1.3.	Ergebnisse .....	2
1.3.1.	Teilprojekt A: Stochastische Niederschlag-Abflussmodellierung zur Ermittlung des räumlichen Zusammenwirkens der Zubringerwellen .....	2
1.3.2.	Teilprojekt B: Wellenstatistik mittels Copula-Verfahren .....	3
1.3.3.	Teilprojekt C: Potentialermittlung bezüglich Hochwasserrückhaltung bei den Wehrbetriebsordnungen für den Ist-Zustand .....	3
1.3.4.	Teilprojekt D: Identifizierung, Wirkungsanalyse und Priorisierung potentieller Rückhalteräume, Wellenbeeinflussung und Steuerungsoptimierung .....	5
1.3.5.	Teilprojekt E: Feststoffe am Inn und der Salzach .....	6
1.3.6.	Teilprojekt F: Transportvorgänge in Stauräumen .....	8
1.4.	Fazit / Ausblick .....	9
2.	Teilprojekt A: Stochastische Niederschlag-Abflussmodellierung zur Ermittlung des räumlichen Zusammenwirkens der Zubringerwellen .....	11
2.1.	Einführung .....	11
2.2.	Modellgebiet und Daten .....	11
2.2.1.	Modellgebiet .....	11
2.2.2.	Datengrundlage für die Kalibrierung des stochastischen Niederschlagsmodells und des hydrologischen Modells .....	12
2.3.	Parameterbestimmung für ein räumliches stochastisches Niederschlagsmodell... ..	14
2.4.	Stochastische Generierung von räumlichen Niederschlagszeitreihen .....	17
2.5.	Niederschlag-Abflussmodellierung zur Umlegung der Niederschläge auf den Hochwasserabfluss in den Teilgebieten .....	18
2.5.1.	Kalibrierung des hydrologischen Modells .....	19
2.5.2.	Generierung von langen Zeitreihen mittels Monte-Carlo-Simulationen....	22
2.6.	Testen der simulierten Hochwasserzeitreihen mittels Pegelstatistik .....	22
2.7.	Generieren repräsentativer Hochwasserwellen für die Zubringer des Inn .....	24
2.7.1.	Jahreshöchsthochwasser in Wasserburg, Burghausen und Passau-Ingling .....	25
2.7.2.	Auswahl repräsentativer Wellen .....	27
2.7.3.	Umfang des Datenaustausches mit den Projektpartnern .....	35
2.8.	Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick .....	37
3.	Teilprojekt B: Wellenstatistik mittels Copula-Verfahren .....	38
3.1.	Einführung .....	38
3.2.	Datenübernahme und Prüfung .....	39
3.2.1.	Beschreibung der Daten .....	39

---

3.2.2. Test auf Trendfreiheit und Homogenität .....	40
3.3. Allgemeine Einführung in Abhängigkeitsmodelle (Copulas) .....	40
3.4. Variablenauswahl und Parametrisierung von Wahrscheinlichkeitsmodellen .....	43
3.5. Anwendung von pegelspezifischen Abhängigkeitsmodellen (Copulas) .....	44
3.5.1. Anwendung der Copula: QV-Modellierung .....	44
3.5.2. Anwendung der Copula: QVTB- und QVTS-Modellierung .....	47
3.5.3. Erzeugung von Wellen und Rückhaltewirkungslinien .....	49
3.6. Pegelübergreifende Abhängigkeitsmodelle .....	51
3.7. Vergleich mit den Ergebnissen von Teilprojekt A .....	55
3.7.1. Vergleich der pegelbezogenen Copulas mit der N-A-Modellierung .....	55
3.7.2. Vergleich räumlicher Abhängigkeiten bei pegelübergreifender Copula und N-A-Modellierung .....	56
3.8. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick .....	58
4. Teilprojekt C: Potentialermittlung bezüglich Hochwasserrückhaltung bei den Wehrbetriebsordnungen für den Ist-Zustand .....	60
4.1. Einführung .....	60
4.2. Modellerstellung .....	61
4.2.1. Modellgebiet und Erstellung des 1D-HN-Modells .....	61
4.2.2. Kalibrierung und Validierung des Kettenmodells .....	65
4.2.3. Analysen zu WBO und Sohltopographien .....	68
4.3. Untersuchungen zur Ableitung von Steuerungsvorgaben für Stauraummanagement .....	70
4.3.1. Allgemeines zum Stauraummanagement .....	70
4.3.2. Auswertung von Vorhersagedaten .....	72
4.3.3. Entwurf der Steuerung zum Stauraummanagement .....	75
4.3.4. Fazit zur Scheitelminderung durch Stauraummanagement .....	84
4.3.5. Umsetzungsaspekte des Stauraummanagements .....	85
4.4. Untersuchungen zum Flutpolderbetrieb .....	86
4.4.1. Allgemeines zum Flutpolderbetrieb .....	86
4.4.2. Wirkungsanalysen zum Flutpolderbetrieb Feldkirchen und Ering .....	86
4.4.3. Weitergehende Untersuchungen zu Flutpolderbetrieb Feldkirchen .....	87
4.5. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick .....	95
5. Teilprojekt D: Identifizierung, Wirkungsanalyse und Priorisierung potentieller Rückhalteräume, Wellenbeeinflussung und Steuerungsoptimierung .....	99
5.1. Einführung .....	99
5.2. Beschreibung und Modellierung des Untersuchungsgebiets .....	101
5.3. Hydrologische Situation und verwendete Hochwasserwellen für die Wirkungsanalysen .....	103
5.4. Modellierung eines Zustands um das Jahr 1800 .....	105

5.5. Standortsuche und grundsätzliche Machbarkeit von Rückhalteräumen und Erstpriorisierung potentieller Flutpolderstandorte.....	106
5.6. Einzelwirkungsanalyse von Flutpoldern.....	110
5.7. Priorisierung der potentiellen Standorte für gesteuerten Rückhalt an Inn und Salzach .....	120
5.8. Zusätzliche Untersuchungen .....	128
5.9. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick.....	128
6. Teilprojekt E: Feststoffe am Inn und der Salzach.....	134
6.1. Einführung.....	134
6.2. Datengrundlage und Methoden .....	135
6.3. Sensitivitätsanalyse und Modellkalibrierung .....	136
6.4. Hydro-morphodynamische Berechnungen und Transportlängsschnitt .....	139
6.5. Auswirkungen von Feststofftransport und Stauraummanagement.....	141
6.5.1. Abgelagertes Feinsedimentvolumen in Überflutungsgebieten.....	141
6.5.2. Sind die Feinsedimentablagerungen natürlich oder durch die Staustufen maßgeblich verstärkt?.....	143
6.5.3. Möglichkeiten zur Beeinflussung der Feinsedimentablagerungen in überfluteten Bereichen.....	146
6.5.4. Auswirkungen auf die Sedimentmobilisierung durch die Vorabsenkung des Stauziels zur Kappung des Hochwasserscheitels.....	154
6.5.5. Sedimentverhalten in Flutpoldern.....	157
6.6. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick.....	160
7. Teilprojekt F: Transportvorgänge in Stauräumen.....	164
7.1. Einführung.....	164
7.2. Erstellung des physikalischen Versuchsstands.....	165
7.3. Entwicklung von Mess- und Steuertechnik .....	172
7.4. Durchführung des physikalischen Laborversuchs.....	174
7.5. Vergleichsberechnungen mit den numerischen Modellen .....	182
7.6. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick.....	187
8. Literatur.....	190



## Vorbemerkung

Um alle für den Hochwasserrückhalt am Inn und der Salzach maßgeblichen Aspekte zu erfassen, wurden von den Kooperationspartnern insgesamt sechs Teilprojekte A bis F bearbeitet. Für jedes Teilprojekt wurde vom bearbeitenden Institut ein Endbericht und ein zusammenfassender Kurzbericht erstellt. Dieser Synthesebericht basiert auf den jeweiligen Kurzberichten (ab Kapitel 2).

In der Kurzzusammenfassung der Studie in Kapitel 1 sind Motivation, Aufgabenstellung und die wichtigsten Ergebnisse der Studie vorab komprimiert dargestellt.

## 1. Kurzzusammenfassung

### 1.1. Motivation

Ausgelöst durch das Hochwasser vom Juni 2013 haben Bayern und Österreich nach einem längerem Abstimmungsprozess Mitte 2015 beschlossen, die Möglichkeiten der Hochwasserrückhaltung am außeralpinen Inn ab Oberaudorf (rund 210 km) und an der Salzach ab der Saalachmündung (rund 60 km) in einem gemeinsamen Projekt systematisch untersuchen zu lassen. Dieses Vorgehen steht im Einklang mit der EU-Hochwasserrichtlinie (Richtlinie 2007/60/EG), welche u. a. die länderübergreifende Bewertung bzw. das länderübergreifende Management von Hochwasserrisiken vorsieht, sowie den deutschen und österreichischen Wassergesetzen, die dem Erhalt und der Wiederherstellung von Retentionsräumen eine hohe Bedeutung einräumen. Betrachtet werden sollten in diesem Projekt insbesondere die Retentionspotentiale möglicher Flutpolder, größerer Deichrückverlegungen sowie das Potential eines gezielten Staustufenmanagements im Hochwasserfall. Mit den Untersuchungen beauftragt wurde die Technische Universität München, die im Rahmen einer Kooperation die Technische Universität Wien und die Universität Kassel für die Bearbeitung einzelner Fragestellungen hinzugezogen hat.

Grundsätzlich wurden in dieser Retentionspotentialuntersuchung die Verhältnisse auf beiden Seiten von Inn und Salzach betrachtet, also sowohl bayerische als auch österreichische Bereiche an Flussstrecken, die die gemeinsame Grenze von Österreich und Deutschland bilden. Zur Abschätzung der Auswirkungen auf die Donau wurde noch der Donauabschnitt von Passau bis Jochenstein mit dem Pegel Achleiten berücksichtigt. Weitergehende

Untersuchungen unterhalb der Landesgrenze bei Jochenstein können unabhängig von dieser Retentionspotentialstudie aufbauend auf deren Ergebnissen durchgeführt werden.

## 1.2. Aufgabenstellung

In einem ersten Schritt in den Teilprojekten A und B wurden verschiedene typische synthetisch generierte Hochwasserszenarien als hydrologische Eingangsdaten für die numerischen Simulationen und die Laborversuche in den nachfolgenden Teilprojekten entwickelt, definiert und abgesichert.

In Teilprojekt C waren die Möglichkeiten einer positiven Beeinflussung von Hochwasserwellen durch ein gezieltes Staustufenmanagement am Inn zu untersuchen.

Die Identifizierung und Priorisierung potentieller Standorte für gesteuerten Rückhalt und Deichrückverlegungen sowie deren positiver Einfluss auf Hochwasserwellen erfolgte in Teilprojekt D.

Aufgrund des alpinen Einzugsgebiets waren in Teilprojekt E auch morphologische Aspekte wie z. B. die Mobilisierung und Ablagerung von Geschiebe und Feinmaterial im Flusslauf, auf den Überflutungsflächen und in potentiellen Rückhalteräumen zu bearbeiten.

In Teilprojekt F wurde abschließend der Feststofftransport in Stauräumen mittels eines großmaßstäblichen physikalischen Laborversuchs untersucht und anhand der gewonnenen Versuchsdaten die Leistungsfähigkeit hydromorphologischer Software bei der Simulation dieser Vorgänge überprüft.

## 1.3. Ergebnisse

### 1.3.1. Teilprojekt A: Stochastische Niederschlag-Abflussmodellierung zur Ermittlung des räumlichen Zusammenwirkens der Zubringerwellen

Mit einer Modellkette aus einem stochastischen Niederschlagsmodell und einem hydrologischen Niederschlag-Abfluss-Modell wurden 10.000 Jahre an stündlichen Abflüssen für Pegel im gesamten Innggebiet und auch an der Donau bis Passau generiert und so das Zusammenwirken der Zuflüsse des Inns numerisch simuliert. Damit ist es möglich, auch das raum-zeitliche Verhalten der Zubringerwellen und deren Wahrscheinlichkeiten in realistischer Weise zu beschreiben.

Aus den 10.000 Jahren Abflusssimulation wurden nach einem Vergleich mit den Ergebnissen des Teilprojekts B charakteristische Hochwasserereignisse an den Pegeln Wasserburg/Inn,



Burghausen/Salzach und Passau-Ingling/Inn jeweils in der Größenordnung eines 30-jährlichen Hochwassers (HQ<sub>30</sub>), eines HQ<sub>100</sub>, eines HQ<sub>300</sub> und eines HQ<sub>1.000</sub> ausgewählt. Die generierten Abflüsse dieser zwölf Ereignisse wurden in den Teilprojekten C bis F als hydrologische Eingangsgrößen verwendet. Aus dem Modell konnten dabei sowohl Zuflüsse an Pegeln der Zubringer als auch aus Zwischeneinzugsgebieten im Projektgebiet verwendet werden.

### **1.3.2. Teilprojekt B: Wellenstatistik mittels Copula-Verfahren**

Ziel dieses Teilprojekts war wie auch in Teilprojekt A die Ermittlung von synthetisch generierten Ganglinien für mehrere ausgewählte Pegel, hier allerdings mittels eines Copula-Verfahrens statistisch basiert.

Vergleiche mit den Ergebnissen der Niederschlag-Abfluss-Modellierungen aus Teilprojekt A zeigen dabei, dass die unmittelbar aus den Messdaten extremwertstatistisch ermittelten Kennwerte (Jährlichkeiten von Scheitelabflüssen, Hochwasserwellenfällen) ebenso gut bestimmt werden und auch die räumlichen Abhängigkeiten an den Pegeln im betrachteten Gebiet zutreffend erfasst werden.

Grundsätzlich sind auch eigenständige, Niederschlag-Abfluss-Modellierungen ersetzende Anwendungen des Copula-Ansatzes denkbar. Die Vorteile bestünden in einem deutlich reduzierten Aufwand bei der Modellerstellung.

### **1.3.3. Teilprojekt C: Potentialermittlung bezüglich Hochwasserrückhaltung bei den Wehrbetriebsordnungen für den Ist-Zustand**

Anhand von drei abgelaufenen Hochwassern 2002, 2005 und 2013 sowie den aus dem Teilprojekt A ausgewählten zwölf stochastisch generierten Hochwasserereignissen wurde untersucht, ob es durch einen angepassten Betrieb der Stauanlagen am Inn oder durch modifizierte Wehrbetriebsordnungen Potentiale gibt, den Hochwasserscheitelabfluss des Inns zu verringern. Grundlage bildet ein eindimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell des Inns vom Kraftwerk Oberaudorf bis Passau-Ingling mit 15 Staustufen und einer Länge von rund 210 km, zuzüglich des Innkanals und der Stauhaltung Jochenstein an der Donau.

Für das Stauraummanagement wurden praxisnahe Steuerungsregeln entwickelt. Als Ergebnis zeigt sich, dass bei Berücksichtigung von insgesamt acht Stauanlagen durch Vorabsenkung und Wiederaufstau bis maximal auf das bescheidgemäße Hochwasserstauziel im untersuchten Abflussspektrum (HQ<sub>10</sub> bis HQ<sub>1.000</sub>) am Pegel Passau-Ingling prozentuale Abflussminderungen von 9 % bis 1 % erreicht werden. Dabei ist das Potential zur Abminderung des Wel-

lenscheitels im Abflussbereich  $HQ_{10}$  bis  $HQ_{30}$  größer als im Bereich des  $HQ_{50}$  (5 bis 9 % gegenüber 4 %), sowie deutlich größer als bei  $HQ_{100}$  und darüber hinaus (1 bis 2,5 %). Auch die absolute Scheitelabminderung, die zwischen  $\Delta Q = 100$  bis  $380 \text{ m}^3/\text{s}$  liegt, nimmt dabei mit steigendem Maximalabfluss tendenziell ab. Dies ist insofern ein wichtiges Ergebnis, als der Inn erheblich zum Hochwassergeschehen in der Donau und in Passau beiträgt und es bereits bei Hochwasserereignissen mit niedrigeren Jährlichkeiten in der Stadt Passau zu Überschwemmungen kommt.

Eine Analyse von Vorhersagedaten zeigt, dass der Abstauvorgang rechtzeitig eingeleitet werden kann, sodass die damit verbundenen temporären Abflusserhöhungen keine negativen Auswirkungen unterstrom hervorrufen. Der Aufstauvorgang wird messwertbasiert in Abhängigkeit vom Wasserstand an Inn und Salzach eingeleitet. Nach Angabe des Betreibers ist keine Freigabe des gesamten Abflussquerschnittes im Betrieb nach Wehrbetriebsordnung (WBO) der fünf Anlagen unterhalb der Salzachmündung (Ausnahme Passau-Ingling) bis zu einem Abfluss von  $7.800$  beziehungsweise  $9.900 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $HQ_{300}$  bis über  $HQ_{1.000}$ ) notwendig. Da im Rahmen der durchgeführten Simulationen Maximalabflüsse von rund  $4.000$  bis  $8.000 \text{ m}^3/\text{s}$  in diesem Bereich auftreten, ist die Annahme einer Steuerbarkeit als hydraulische Voraussetzung zulässig. Der Einfluss der Unterwasserstände an allen betrachteten Staustufen und somit mögliche Rückstaueffekte sind in den Simulationen berücksichtigt.

Zusätzlich wurde die Wechselwirkung von Flutpolderbetrieb und Stauraummanagement untersucht. Es wurde sowohl der Einzelbetrieb jeweils eines exemplarisch ausgewählten Flutpolders am Inn oberhalb und unterhalb der Salzachmündung als auch der gemeinsame Betrieb beider Flutpolder mit und ohne Stauraummanagement bei sechs Hochwasserereignissen betrachtet. Die Auswertung der Simulationsergebnisse für die unterschiedlichen Hochwasserereignisse zeigt, dass sich bei gemeinsamem Betrieb von Flutpoldern und Stauraummanagement am Inn die Einzelwirkungen nahezu additiv überlagern und die positive Wirkung des Stauraummanagements auch bei Flutpolderbetrieb erhalten bleibt.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass das Stauraummanagement im Bereich des Hochwasserschutzes beziehungsweise Hochwasserrückhaltes eine additive Maßnahme zu Rückhalteräumen und Flutpoldern darstellt.

Für eine Umsetzung in der Praxis sind insbesondere aufgrund der Vorabsenkungen weitere Detailuntersuchungen z. B. zur Standsicherheit der Dämme und natürlichen Ufer, zur Mobilisierung von in den Stauräumen abgelagerten Sedimenten und zu ökologischen Aspekten (wie etwa Verringerung bzw. Trockenfallen von Flachwasserbereichen) notwendig. Deren Ergebnis kann gegebenenfalls das tatsächlich umsetzbare Potential reduzieren.

#### **1.3.4. Teilprojekt D: Identifizierung, Wirkungsanalyse und Priorisierung potentieller Rückhalteräume, Wellenbeeinflussung und Steuerungsoptimierung**

Mit Hilfe eines zweidimensionalen hydrodynamischen Modells wurden die Abflussverhältnisse und Überschwemmungsflächen an Inn und Salzach sowohl im historischen Zustand vor der Flusskorrektur als auch im Ist-Zustand ermittelt. Durch den Vergleich der beiden Zustände konnten die Auswirkungen der anthropogenen Veränderung sowie mögliche reaktivierbare Standorte insbesondere für gesteuerten Hochwasserrückhalt aufgezeigt werden. Insgesamt wurden mehr als hundert mögliche Rückhalteräume identifiziert, die in einer ersten Grobbewertung vor allem hinsichtlich technischer Machbarkeit und Mindestgröße des reaktivierbaren Volumens sowie der reaktivierbaren Fläche auf 32 potentielle Flutpolderstandorte und drei Standorte für Deichrückverlegungen reduziert werden konnten.

Für diese Standorte erfolgte unter Verwendung eines  $HQ_{100}$ -Ereignisses eine erste Einzelwirkungsanalyse, die Basis für eine Erstpriorisierung der potentiellen Flutpolderstandorte war (bezogen auf die vier hydrologischen Abschnitte Inn/Oberaudorf-Wasserburg, Inn/Wasserburg-Salzachmündung, Inn/Salzachmündung-Passau und Salzach/Saalachmündung bis Inn). Hierbei flossen auch weitere Kriterien zu Planungsherausforderungen (Bautechnik, Siedlung-Infrastruktur-Mensch) mit ein.

Diese Erstpriorisierung diente dazu, die vor allem hinsichtlich ihrer Wirkung vielversprechendsten Standorte zu identifizieren, welche anschließend detaillierter untersucht wurden. Für die jeweils drei bestplatzierten Standorte in den vier Abschnitten (insgesamt zehn Standorte, da im Abschnitt Wasserburg-Salzachmündung nur ein Standort verblieb) wurden detaillierte hydraulische Wirkungsanalysen mit den zwölf synthetisch generierten Hochwasserereignissen aus Teilprojekt A durchgeführt. Für die abschnittsbezogen jeweils sechs bestplatzierten Standorte (insg. 19 Standorte, siehe obige Anmerkung zum Abschnitt Wasserburg-Salzachmündung) erfolgte zudem eine grobe naturschutzfachliche Übersichtsbewertung auf Basis bereits vorliegender Daten. Hier zeigte sich, dass vor allem die Standorte an der Salzach ein hohes naturschutzfachliches Konfliktpotential aufweisen.

Bei den Einzelwirkungsanalysen konnten für den Pegel Wasserburg mögliche Scheitelabminderungen bis über etwa  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  beziehungsweise 15 % (Standort a\_08 Feldkirchen) und für Passau-Ingling bis über etwa  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  beziehungsweise 18 % (Standort c\_13 Inzing) auch mit einer Wirkung auf das Abflussgeschehen an der österreichischen Donau ermittelt werden. Die umfangreichen Ergebnisse der Wirkungsanalysen, die durch die Ergebnisse der naturschutzfachlichen Übersichtsbewertung ergänzten Kriterien zu den Planungsherausforderungen sowie – auf Basis der Simulationen – eine grobe monetäre Abschätzung der durch Flutpolder-einsatz verhinderten potentiellen Schäden aus Überflutungen flossen in eine abschließende

Priorisierung der zehn detaillierter untersuchten Standorte ein. Die mit Abstand beste Bewertung insgesamt erzielt dabei der Standort Feldkirchen zwischen Rosenheim und Wasserburg bei Fkm 176.

Zusätzlich wurden mit den jeweils bestbewerteten Standorten je Abschnitt noch Kombinationswirkungsanalysen durchgeführt. Aufgrund unterschiedlicher Hochwassergenese (Schwerpunkt Inn- oder Salzachgebiet) und damit möglichen unterschiedlichen kritischen Bereichen wird aus hydraulisch/hydrologischer Sicht empfohlen, Rückhalteräume am Inn sowohl oberhalb von Wasserburg als auch im unteren Abschnitt, welcher auch von der Salzach dominiert werden kann, vorzusehen.

Ergänzend wurden noch Wirkungsanalysen für drei Standorte mit einer möglichen Deichrückverlegung durchgeführt. Die Deichrückverlegungen zeigen meist eine geringe Auswirkung auf die Hochwasserscheitelabflüsse im weiteren Verlauf des Inns, haben ihre hydraulische Wirkung eher in der lokalen Wasserspiegelabsenkung und ihre Vorteile vor allem aus ökologischer Sicht.

Mit den vorgelegten Ergebnissen steht ein umfangreicher Datensatz zur Erarbeitung von möglichen Maßnahmen und zur vertieften Systemanalyse zur Verfügung. Die potentiellen, am besten priorisierten Flutpolderstandorte können darauf aufbauend hinsichtlich ihrer Ausgestaltung und Wirkung auf An- und Unterlieger optimiert werden. Bei Umsetzung von mehreren Standorten als gesteuerte Flutpolder, eventuell auch von Deichrückverlegungen, sind deren (Wechsel-) Wirkungen vertieft zu untersuchen und Steuerungsmöglichkeiten im kombinierten Betrieb der Flutpolder zu erarbeiten. Auch ungesteuerte Varianten, wie beispielsweise die Flutung der Rückhalteräume über feste Überlaufschwelle oder sogenannte erodierbare Deiche, können dazu in Betracht gezogen werden. Forschungsbedarf besteht zudem hinsichtlich der Auswirkungen der Hochwasservorhersage auf die tatsächlich erzielbare Wirkung des steuerbaren Rückhalts, zu den Entleerungsvorgängen aus den Rückhalteräumen und allgemein zu weiteren Aspekten wie Sedimentation und der Wirkung auf weiter entfernte Unterlieger entlang der österreichischen Donau.

### **1.3.5. Teilprojekt E: Feststoffe am Inn und der Salzach**

Es wurden 15 zweidimensionale hydromorphologische Einzelmodelle erstellt und für das Hochwasserereignis 2013 kalibriert. Die Einzelmodelle erfassen im Regelfall den Bereich einer Stauhaltung.

Durch die Verbindung dieser Einzelmodelle wurde ein Längsprofil des Feststofftransports erstellt. Dieses zeigte, dass jeweils die Abschnitte unterstrom der Stauanlagen bis zu den Stauwurzeln des jeweiligen Unterliegers anfällig für Erosionsprozesse sind, während es in den Stauräumen durch die Geschwindigkeitsabnahme zur Ablagerung von Material kommt.

Die Stauräume mit den höchsten Materialablagerungen in den Auenbereichen sind Feldkirchen, Perach, Ering-Frauenstein, Eggfing-Obernberg, Schärding-Neuhaus und Passau-Ingling. Die dort abgelagerten Volumina lagen zwischen 20.000 und 50.000 m<sup>3</sup>/Jahr.

Die morphodynamischen Auswirkungen der Errichtung einer Stauanlage (am Beispiel Perach) wurden anhand eines historischen Modells zwischen den Kraftwerken Neuötting und Stammham analysiert. Die Ergebnisse zeigten, dass die Ablagerung von Sedimenten in den Auen sowohl oberstrom der neuen Anlage (durch neue Stauhaltungsdämme) als auch unterstrom (durch Sohleintiefung infolge des im Stauraum zurückgehaltenen Sediments) deutlich reduziert wurde.

Der durch Ausuferungen verursachten Ablagerung von Feststoffen in den Auen kann prinzipiell durch eine Eintiefung der Sohle begegnet werden. Hierfür wurde auch die Wirksamkeit von Buhnen und verschiedener Spülszenarien verglichen. Im Beispiel des Stauraums Feldkirchen führten Buhnen zwar zu einer signifikanten lokalen Erosion, jedoch gab es keine markanten Auswirkungen auf das Gesamtvolumen des im Stauraum transportierten Sediments. Darüber hinaus stiegen die Wasserstände stromaufwärts der Buhnen infolge des Rückstaueffekts um bis zu 0,2 m an, was dort wiederum zu einer leichten Erhöhung der in den Auen abgelagerten Sedimentfrachten führte.

Zusätzlich wurde der Einfluss des Absenkziels bei Spülungen des Stauraums analysiert. So konnte für den Stauraum Nußdorf gezeigt werden, dass durch eine um 0,5 m über die aktuelle Wehrbetriebsordnung hinausgehende Absenkung die Spülfracht um bis zu 42 % erhöht werden konnte, wobei die daraus resultierenden Ablagerungen am Beginn des unterhalb liegenden Stauraums Rosenheim maximal 0,5 m betragen. Das ausgespülte Material verursacht dort keinen nennenswerten Anstieg der Wasserspiegel (0,05 – 0,20 m in den obersten 0,5 km des Stauraums). Darüber hinaus reduzierten sich die maximalen Wasserstände im gespülten Stauraum Nußdorf um bis zu 0,30 m.

Schließlich zeigte sich für die in Teilprojekt C zur Scheitelreduzierung bei Hochwasser untersuchte Vorabsenkung des Stauraums Ering-Frauenstein, dass sich die daraus resultierende Sedimentmobilisierung hauptsächlich auf das Hauptgerinne des Flusses auswirkt. Die seitlichen Auen erfahren keine zusätzliche Sedimentation.

In den Flutpoldern treten im Einsatzfall bei einer Füllung Ablagerungen von Feinsedimenten auf. Die über die Ablagerungsfläche gemittelte Höhe der Sedimentablagerungen in den untersuchten Poldern bei Feldkirchen, Wasserburg und Ering-Frauenstein lag für einen Füllungsvorgang zwischen 10 und 20 mm, wobei im Großteil des Poldergebietes die Ablagerungen lediglich Höhen von 1 bis 2 mm aufwiesen. Stromabwärts der Poldereinlaufbauwerke ergab sich im Hauptgerinne des Inns durch die verringerte Fließgeschwindigkeit eine Erhöhung der Sohlagen.

### **1.3.6. Teilprojekt F: Transportvorgänge in Stauräumen**

Es wurde ein neuer hybrider Ansatz verfolgt, um den Herausforderungen der physikalischen und numerischen Modellierung von Flusstauräumen mit Feinsandablagerungen zu begegnen. Der feine Sand am bayerischen Inn ist hochmobil, Informationen über die Sohlagen in den Stauräumen während Hochwasser liegen nicht vor.

In Laborversuchen wurde je Versuchsszenario ein umfassendes Datenpaket mit zeitlich und räumlich hochaufgelösten Messungen von Sohltopografie, Sedimenttransport, Wasserspiegelverlauf und Fließgeschwindigkeiten erzeugt. In diesen Versuchen konnte keine vollständige Modellähnlichkeit erreicht und deshalb keine quantitative Übertragbarkeit der Ergebnisse auf den Inn gewährleistet werden. Die auf diese Weise durchgeführten Versuche dienten vielmehr dem Erkenntnisgewinn über dynamische Sohlumlagerungsprozesse während Hochwasser in Flusstauräumen mit hochmobilem Sohlmaterial.

Mit Hilfe der erzeugten Versuchsdaten wurden die Ergebnisse der hydronumerischen Software TELEMAC-2D mit dem Sedimentmodul SISYPHE verglichen und analysiert. Fehlende vertikale Geschwindigkeitsanteile führten in TELEMAC-2D zu einer Glättungstendenz und damit zur Vergleichmäßigung lokaler Sohlunebenheiten in Modellabschnitten mit wenig Querströmungseinfluss. Zeitlich variable Sohlstrukturen entstanden im Gegensatz zum Laborversuch nicht.

Weiterhin wurde das Potential und der damit verbundene Aufwand von 3D-numerischer Sedimentmodellierung aufgezeigt. Anders als in TELEMAC-2D konnten mit TELEMAC-3D zeitlich und räumlich zufällig entstehende Sohlstrukturen unter ansonsten konstanten Randbedingungen modelliert werden. Die 3D-Modellierung stellt wesentlich höhere Anforderungen an die Rechenleistung und ist gleichzeitig mit einer im Vergleich zum 2D-Modell aufwendigeren Kalibrierung, insbesondere der Hydrodynamik, verbunden.

Der verwendete Ansatz einer hybrid-numerischen Modellierung mit Kalibrierung und Validierung am Laborversuch war geeignet, die Leistungsfähigkeit der verwendeten numerischen

Programme zu überprüfen. Erkenntnisse für die Kalibrierung und über die Reaktion der Modelle auf verschiedene Modelleinstellungen können aus der Modellierung des Laborversuchs heraus auf Modelle der Naturstandorte übertragen werden und so die Ergebnisqualität dieser Modelle erhöhen.

Von Interesse wäre eine detaillierte Untersuchung der Umlagerungsvorgänge in einem der Innstauräume im Rahmen eines engmaschigen Sohlmonitorings eines ausgewählten Stauraumabschnitts.

## 1.4. Fazit / Ausblick

In der vorliegenden Studie wurden die Möglichkeiten und Potentiale zum Hochwasserrückhalt am außeralpinen Inn und der Salzach ab der Saalachmündung ermittelt. Untersucht wurden dabei insbesondere Staustufenmanagement sowie Flutpolder und Deichrückverlegungen. Die Ergebnisse zeigen jeweils nur das mögliche Potential verschiedener Maßnahmen auf und können als Basis für vertiefte Systemanalysen beziehungsweise im Falle zukünftiger konkreter Planungen als Entscheidungshilfe dienen. Die Studie selbst impliziert dabei noch keine Detailplanung konkreter Maßnahmen. Die tatsächlich erzielbare Wirkung des steuerbaren Rückhalts kann stark von der Güte der Hochwasservorhersage abhängen, wenn eine ereignisbezogen optimierte Steuerung darauf aufbaut.

### Staufstufenmanagement

Unter Berücksichtigung von insgesamt acht Stauanlagen und praxisnaher Steuerungsregeln können durch ein geeignetes Staustufenmanagement bei Hochwasserereignissen zwischen  $HQ_{10}$  und  $HQ_{1.000}$  am Pegel Passau-Ingling prozentuale Abflussminderungen bis zu etwa 9 % erreicht werden. Dabei ist das Potential zur prozentualen Abminderung des Wellenscheitels bei kleineren Ereignissen größer als bei Ereignissen mit höherer Jährlichkeit (5 bis 9 % bei  $HQ_{10}$  bis  $HQ_{30}$  gegenüber 1 bis 2,5 % bei  $HQ_{100}$  und darüber hinaus).

Das Staustufenmanagement im Hochwasserfall stellt dabei eine additive Maßnahme zu Rückhaltebecken und Flutpoldern dar. Für eine Umsetzung in der Praxis sind insbesondere aufgrund der Vorabsenkungen weitere Detailuntersuchungen z. B. zur Standsicherheit der Dämme und natürlichen Ufer, zur Mobilisierung von in den Stauräumen abgelagerten Sedimenten und zu ökologischen Aspekten notwendig. Deren Ergebnis kann gegebenenfalls das tatsächlich umsetzbare Potential reduzieren.

### Flutpolder und Deichrückverlegungen

Deichrückverlegungen zeigen meist eine geringe Auswirkung auf die Hochwasserscheitelabflüsse im weiteren Verlauf des Inns, haben ihre hydraulische Wirkung eher in der lokalen Wasserspiegelabsenkung und ihre Vorteile vor allem aus ökologischer Sicht.

Beim Einsatz einzelner Flutpolder konnten für den Pegel Wasserburg mögliche Scheitelabminderungen bis etwa 15 % und für Passau-Ingling bis etwa 18 % ermittelt werden. Auch hier ist das Potential zur prozentualen Abminderung des Wellenscheitels bei kleineren Ereignissen größer als bei Ereignissen mit höherer Jährlichkeit (z. B. für den Pegel Wasserburg 12 bis 15 % bei  $HQ_{10}$  bis  $HQ_{30}$  gegenüber 8 bis 12 % bei  $HQ_{100}$  und darüber hinaus). Die Wirksamkeit möglicher Flutpolder fällt im Vergleich zum Staustufenmanagement jedoch nicht so stark ab und ist daher bei hohen Abflüssen um ein Vielfaches höher.

Aus hydraulisch/hydrologischer Sicht wird empfohlen, Rückhalteräume am Inn sowohl oberhalb von Wasserburg als auch im unteren Abschnitt, der von der Salzach dominiert werden kann, vorzusehen.

Die potentiellen Flutpolderstandorte können aufbauend auf dieser Studie hinsichtlich ihrer Ausgestaltung und Wirkung auf An- und Unterlieger optimiert werden. (Wechsel-) Wirkungen im kombinierten Betrieb sowie Entleerungsvorgänge sind vertieft zu untersuchen und Steuerungsmöglichkeiten zu erarbeiten.



## 2. Teilprojekt A: Stochastische Niederschlag- Abflussmodellierung zur Ermittlung des räumlichen Zusammenwirkens der Zubringerwellen

### 2.1. Einführung

Das räumliche Zusammenwirken der Zubringer zum Inn wurde mittels stochastischer Niederschlag-Abflussmodellierung numerisch simuliert. Damit war es möglich, auch das raum-zeitliche Verhalten der Zubringerwellen und deren Wahrscheinlichkeiten in realistischer Weise zu beschreiben, um als Eingangsgrößen für die anderen Teilprojekte der Studie Retentionspotential Inn zu dienen.

Die räumliche Verteilung der Zubringerwellen ist bestimmt durch die räumliche Verteilung des Niederschlages. So kann sich z. B. ein  $HQ_{100}$  am Inn aus dem Zusammenwirken der Abflüsse aus den Teileinzugsgebieten ergeben, die sich je nach Ereignis in Hinblick auf Größe und zeitlichen Versatz unterscheiden. Um diese komplexe Fragestellung methodisch sauber zu lösen, sind in diesem Teilprojekt Monte-Carlo-Simulationen mit einer Modellkette durchgeführt worden.

### 2.2. Modellgebiet und Daten

#### 2.2.1. Modellgebiet

Die Größe des gesamten Einzugsgebietes des Inns und der Donau in Passau beträgt rund 75.000 km<sup>2</sup>. Das Einzugsgebiet wurde in rund 570 Teileinzugsgebiete unterteilt, wobei die Größe der Einzugsgebiete zwischen 1 km<sup>2</sup> und 9.713 km<sup>2</sup> beträgt. Die Teileinzugsgebiete orientieren sich an Pegeln, die für die Kalibrierung des Modells verwendet wurden, sowie internen Berechnungsknoten (z. B. Zusammenfluss von mehreren Flüssen). Zwischen den Berechnungsknoten wurden insgesamt 520 Wellenablaufmodelle definiert, die mit einer Nash-Kaskade (Szolgay, 2004) abgebildet wurden.

Abbildung 1 gibt einen Überblick über das Modellgebiet. Die im Modell verwendeten Pegel sind als blaue Dreiecke dargestellt, interne Berechnungsknoten mit grünen Punkten, Überleitungen (sofern Informationen vorhanden) mit hellblauen Punkten und meteorologische Stationen mit roten Punkten.

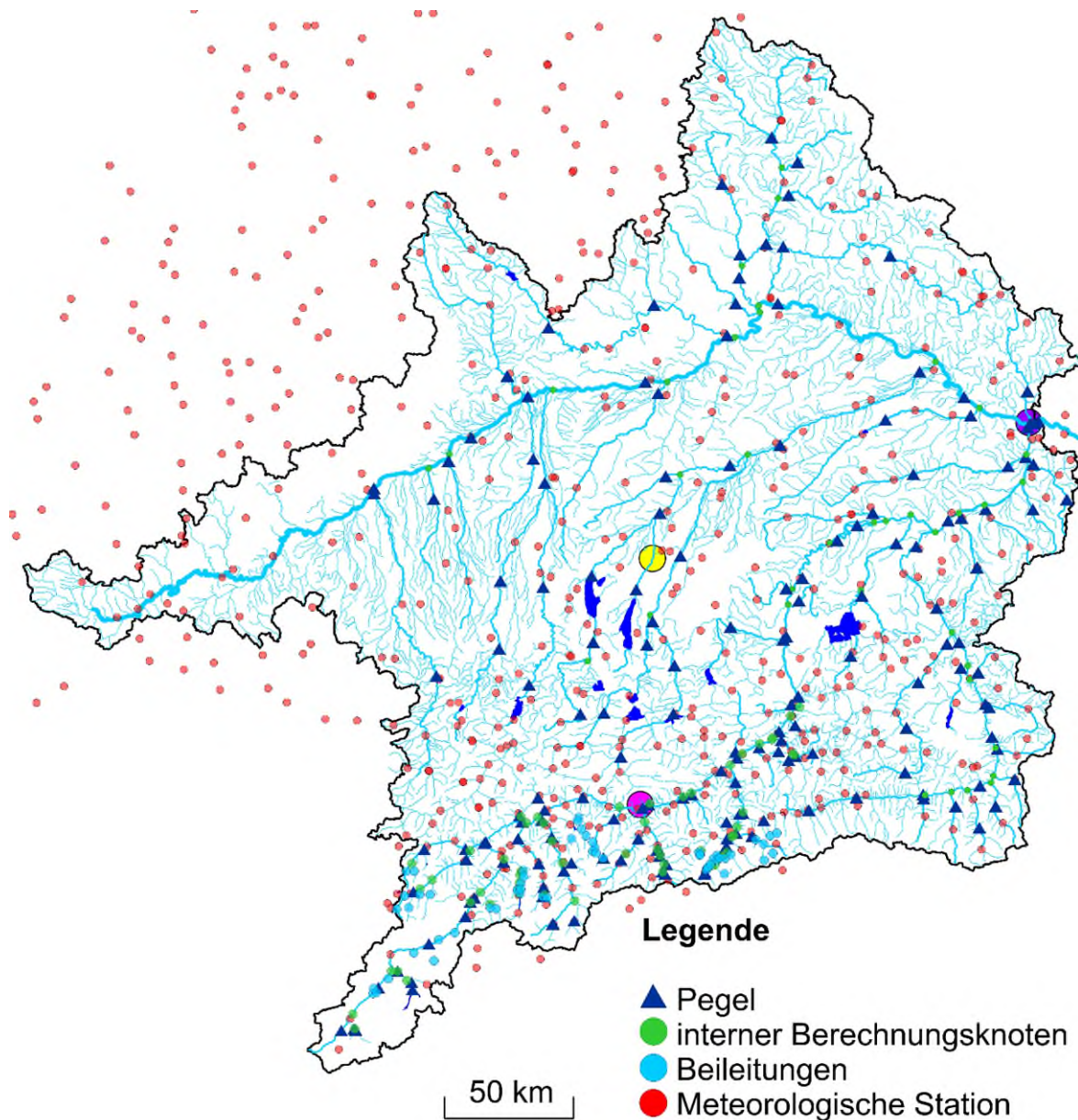


Abbildung 1: Überblick über das Modellgebiet. Der gelbe Kreis kennzeichnet München, der rosa Kreis Innsbruck und der violette Kreis Passau

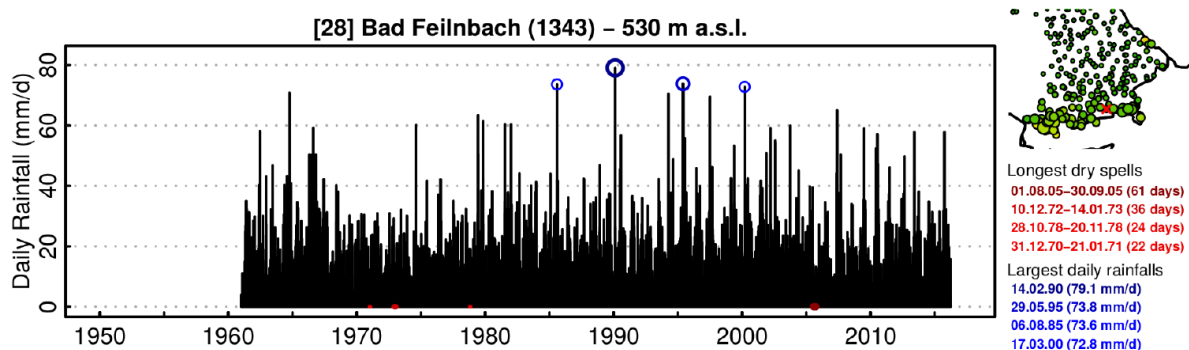
### 2.2.2. Datengrundlage für die Kalibrierung des stochastischen Niederschlagsmodells und des hydrologischen Modells

Insgesamt wurden im Einzugsgebiet Abflussdaten  $Q$  von 170 Pegeln aus Bayern, Baden-Württemberg, Tirol, Salzburg, Oberösterreich und der Schweiz verwendet. Für rund 800 Stationen lagen meteorologische Daten (Niederschlag  $N$  und Lufttemperatur  $LT$ ) in unterschiedlichen zeitlichen Auflösungen (stündlich, täglich) vor. Um für die Modellkalibrierung einen möglichst homogenen Datensatz zur Verfügung zu haben, wurden die Daten der Jahre 1980 bis 2015 für die Kalibrierung des hydrologischen Modells herangezogen.

Die für das Projekt notwendigen hydrologischen und meteorologischen Daten wurden von den verschiedenen Datenlieferanten (Landesamt für Umwelt Bayern (LfU), Hydrographische Dienste Salzburg, Oberösterreich, Tirol; Download aus dem Internet über [www.gkd.bayern.de](http://www.gkd.bayern.de)) übernommen. Aufgrund der unterschiedlichen Datenquellen lagen die Datenreihen in unterschiedlichen Formaten vor (unterschiedliche Zeitintervalle, unterschiedliches Datumsformat).

In einem ersten Bearbeitungsschritt wurden alle Daten (LT, N und Q) in ein einheitliches (Datums-) Format überführt, wobei als zeitliche Auflösung eine Stunde für hochaufgelöste Datenreihen (LT, N, Q) gewählt wurde und ein Tag für die Niederschlagsstationen auf Tagesbasis.

In einem zweiten Arbeitsschritt wurden die Daten auf Plausibilität überprüft. Für die Niederschlagsstationen wurden Anzahl sowie die Niederschlagssumme der größten Ereignisse identifiziert; Perioden ohne Niederschlag wurden identifiziert (Abbildung 2).



**Abbildung 2: Plausibilitätsanalyse der Niederschlagsdaten am Beispiel der Station Bad Feilnbach in Bayern**

In einem dritten Arbeitsschritt wurde die Qualität der Stundenwerte analysiert. Dazu wurden Stunden- und Tageswerte der Niederschlagsstationen verglichen (Abbildung 3). Die Tage mit den größten Abweichungen wurden identifiziert. Es zeigt sich, dass bei extremen Niederschlagsereignissen nur kleine relative Fehler auftreten; große relative Fehler treten dagegen bei kleinen und mittleren Ereignissen auf. Alle Stationen weisen einen sehr geringen systematischen Fehler auf, die Niederschlagssummen aus den täglichen und stündlichen Werten sind konsistent.

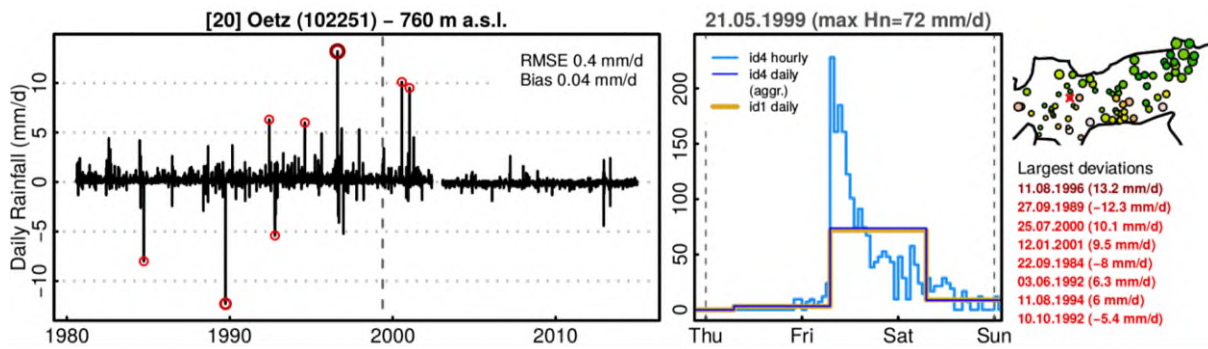


Abbildung 3: Qualitätsanalyse von Stundenwerten am Beispiel der Station Ötz in Tirol

In einem vierten Arbeitsschritt wurden Niederschlagsdaten auf Tagesbasis auf Stundenwerte disaggregiert, um ein dichteres Stationsnetz für die Kalibrierung des hydrologischen Modelles zur Verfügung zu haben.

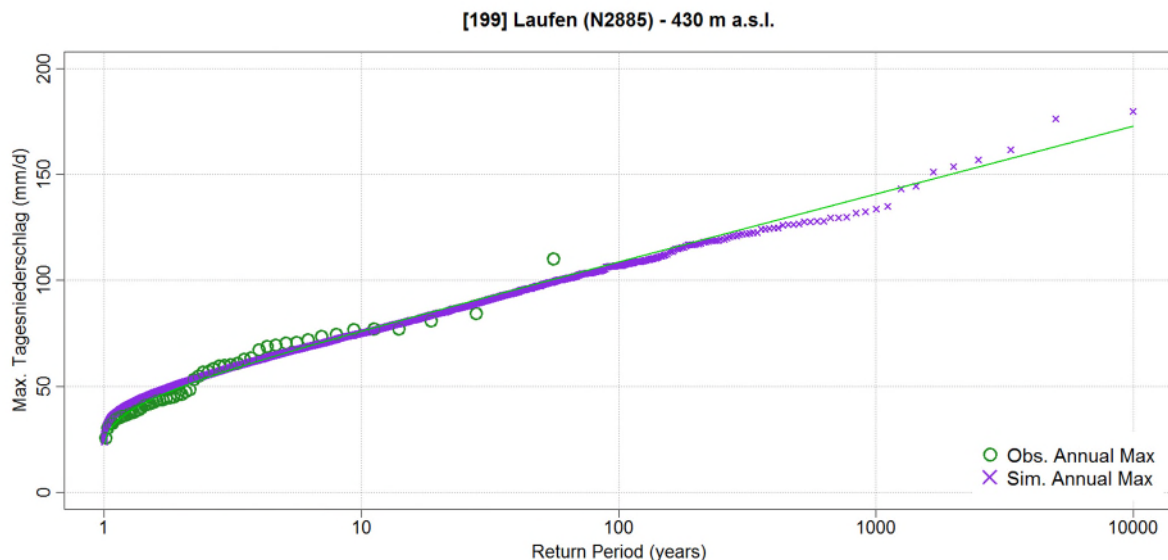
### 2.3. Parameterbestimmung für ein räumliches stochastisches Niederschlagsmodell

Es wurden lange Niederschlagszeitreihen (10.000 Jahre) mittels stochastischer Niederschlagsmodellierung generiert. Das Ziel war es, synthetische kontinuierliche Niederschlagszeitreihen zu erzeugen, so dass die jährlichen Niederschläge, die Saisonalität der Niederschläge sowie die Extremniederschläge, die an Stationen im Einzugsgebiet gemessen wurden, wiedergegeben werden.

Dazu wurde ein modifiziertes Modell von Bardossy und Plate (1992) verwendet, in dem der Niederschlag auf Stationsbasis als multivariater autoregressiver Prozess (mAr) im Normalraum modelliert wurde und anschließend in einen Gamma-verteilten Raum transformiert wurde. Im Gegensatz zum Modell von Bardossy und Plate (1992), mit dem die Niederschläge auf Tagesbasis modelliert werden, wurde für das Projekt Retentionspotentialstudie am Inn eine zeitliche Auflösung von sechs Stunden verwendet. Der Vorteil des geringeren Zeitschrittes ist, dass auch in kleinen Einzugsgebieten die Charakteristik von hochwasserbildenden Niederschlägen besser abgebildet werden kann.

Das Niederschlagsmodell wurde durch zwei Parameter der Gamma-Verteilung beschrieben, die anhand der täglichen Niederschlagsmenge und der Beziehung zwischen 6-Stunden- und 24-Stunden-Niederschlagssummen für eine gegebene zeitliche Korrelation an jeder Station definiert wurden. Die Parameter variierten monatlich über das Jahr, wobei die Variation durch eine Sinus-Funktion beschrieben wurde.

Abbildung 4 bis Abbildung 7 zeigen Kalibrierungsergebnisse des Niederschlagsmodells für die Station Laufen. In grüner Farbe werden jeweils die Auswertungen für die beobachteten Niederschläge dargestellt, in lila die Auswertungen der simulierten Niederschläge. Abbildung 4 zeigt die Jährlichkeiten des 24-Stunden-Niederschlags für die beobachteten sowie die simulierten Tagesniederschläge. Abbildung 5 links zeigt die mittleren täglichen Niederschläge für jeden Monat, sowohl für die beobachteten Tagesniederschläge als auch die simulierten Tagesniederschläge. Der rechte Teil der Abbildung 5 zeigt die Standardabweichungen für die täglichen Niederschlagssummen. Abbildung 6 zeigt monatliche sowie jährliche Niederschlagssummen. Abbildung 7 zeigt schließlich die Saisonalität der Niederschläge. Jeder Punkt in dieser Abbildung repräsentiert einen extremen Niederschlag, die Farbe kennzeichnet den Tag des Jahres, an dem dieser Extremniederschlag fällt. Die Größe der Punkte ist proportional zur Niederschlagssumme, der Pfeil zeigt die mittlere Saisonalität. Aus allen Abbildungen ist ersichtlich, dass das Niederschlagsmodell die jährlichen Niederschläge, die Saisonalität der Niederschläge sowie die Extremniederschläge, die an den Stationen im Einzugsgebiet gemessen wurden, wiedergeben kann.



**Abbildung 4: Beispiel für eine Jährlichkeitskurve für Niederschlagsdauer 24 Stunden. Grün – beobachtet, lila – simuliert. Die grüne Linie repräsentiert eine Gumbel-Verteilung an die beobachteten Daten**

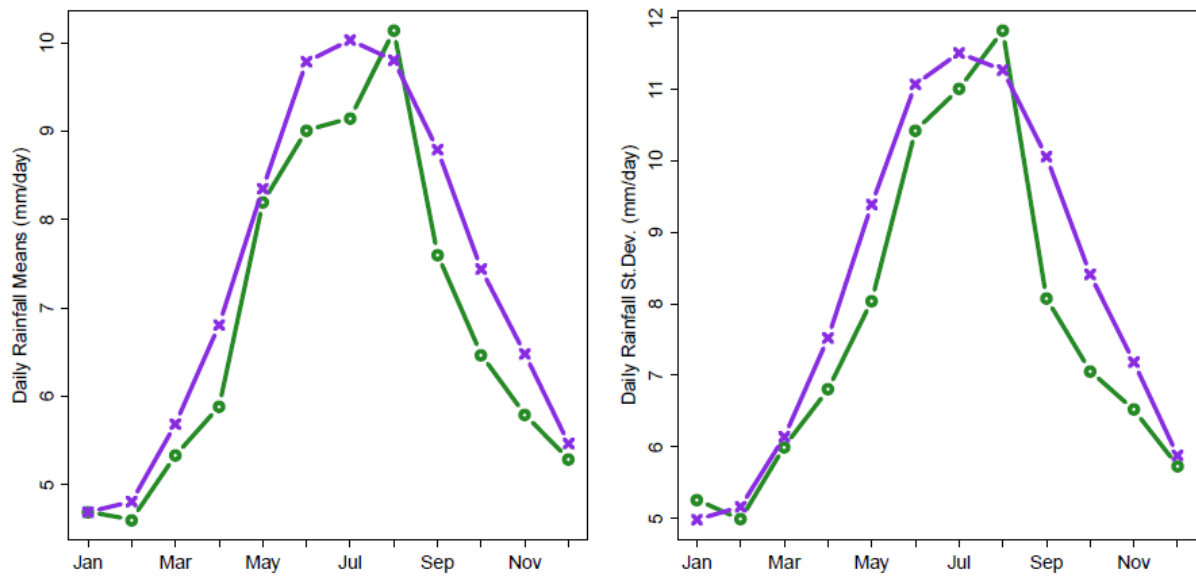


Abbildung 5: Beispiel für mittlere Tagesniederschläge (links) und Standardabweichung der Tagesniederschläge (rechts). Grün – beobachtet, lila – simuliert

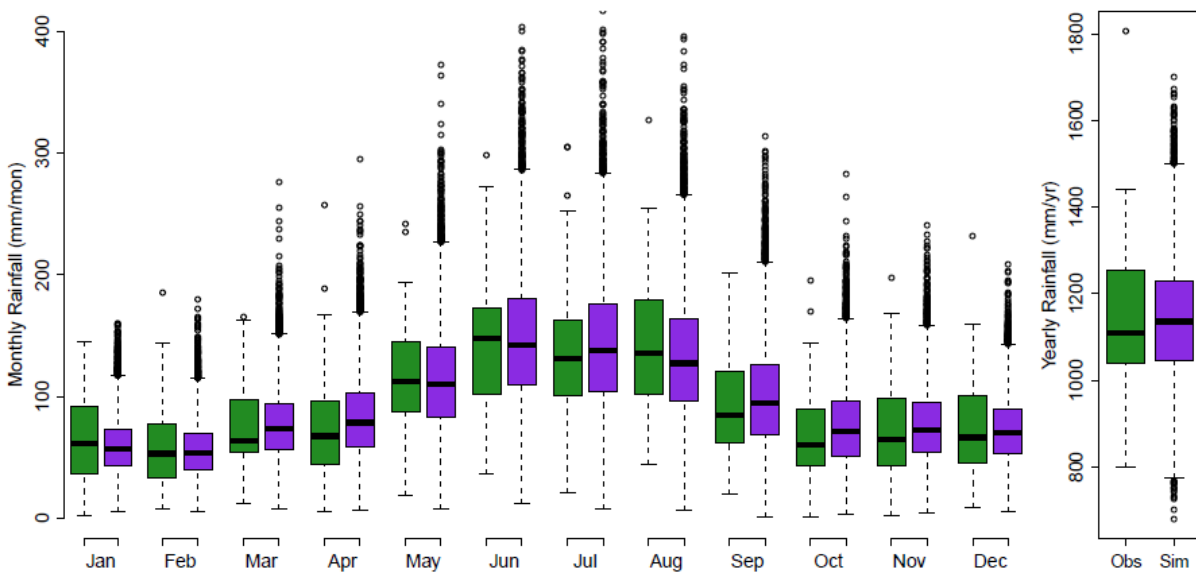


Abbildung 6: Beispiel für Monatssummen und Jahressummen der Niederschläge. Grün – beobachtet, lila – simuliert

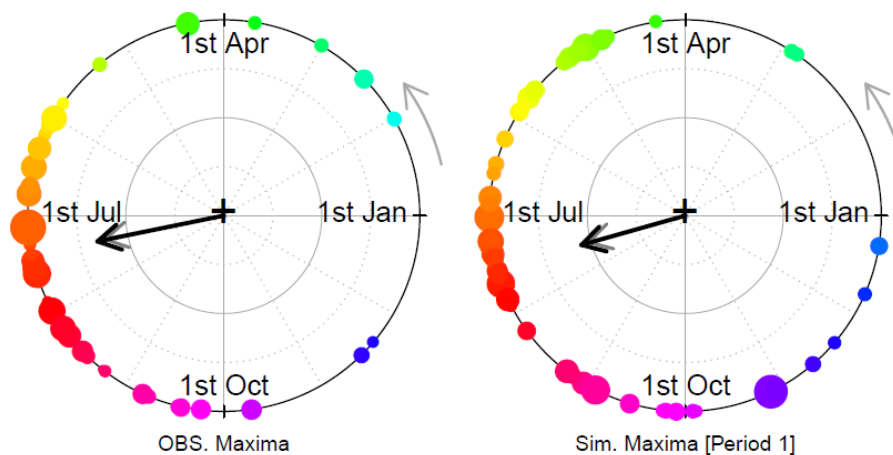


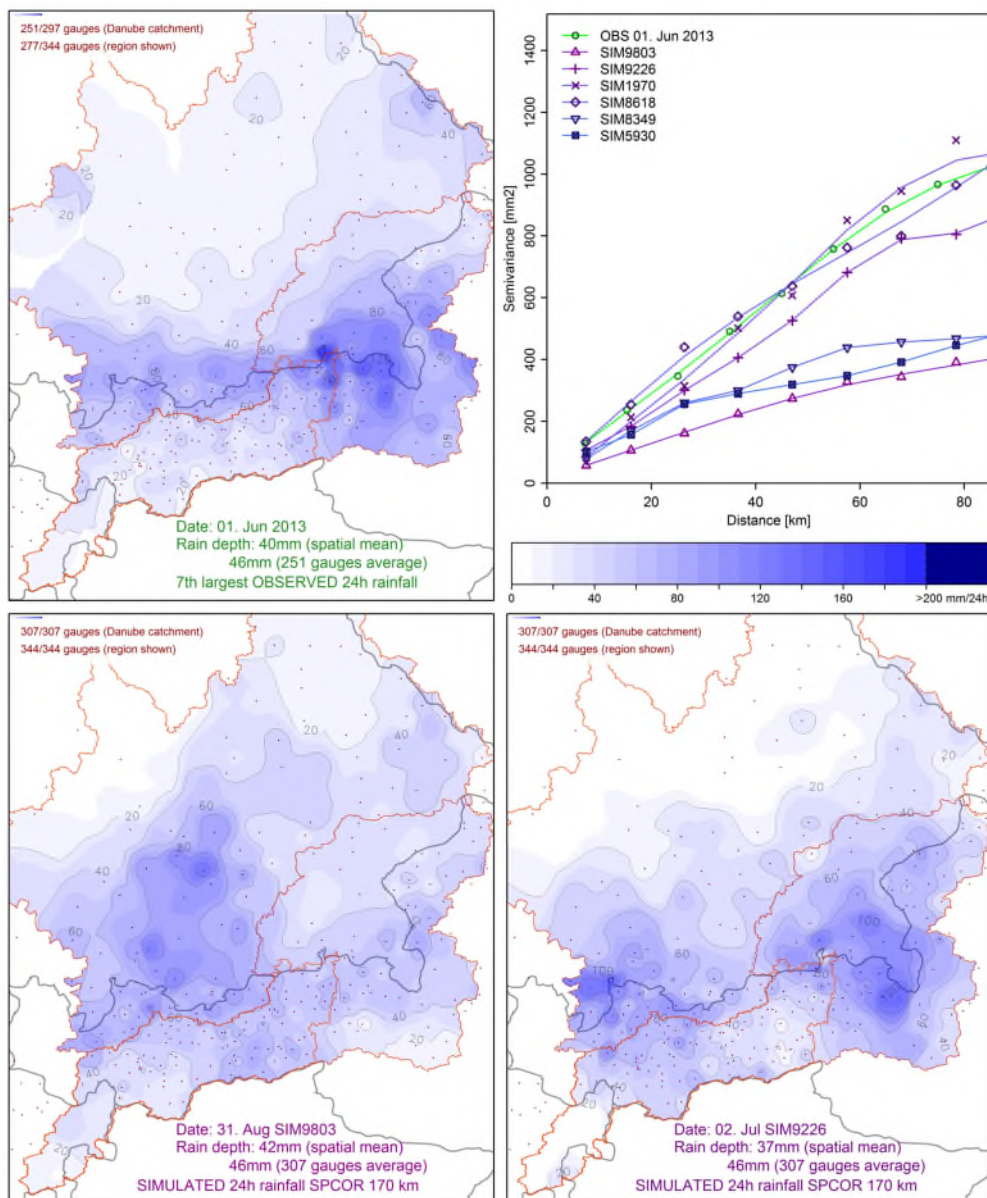
Abbildung 7: Beispiel für die Saisonalität der Extremniederschläge. Erklärung siehe Text

## 2.4. Stochastische Generierung von räumlichen Niederschlagszeitreihen

Für die hydrologische Simulation war neben der korrekten Abbildung der Niederschläge an den einzelnen Stationen auch die plausible Abbildung der räumlichen Muster des Niederschlags notwendig. Dazu wurde eine Analyse der raum-zeitlichen Verteilungen von relevanten Niederschlagsereignissen im Modellgebiet durchgeführt und die Variogramme verglichen.

Abbildung 8 zeigt die räumliche Verteilung eines beobachteten Niederschlagsereignisses (oben links), in diesem Fall der Niederschlag am 1. Juni 2013, im Vergleich zu simulierten Niederschlagsereignissen (unten links und rechts) mit einer ähnlichen Niederschlagssumme. Die Graphik oben rechts zeigt die Variogramme, die die räumliche Struktur des beobachteten Ereignisses beschreiben (grün), sowie die Variogramme der simulierten Ereignisse (blau und lila). Die Abbildung zeigt, dass das Niederschlagsmodell die räumliche Struktur (Variogramme) für Extremereignisse in der Größenordnung des Hochwassers 2013 plausibel wiedergeben kann.

Nach der Validierung des Niederschlagsmodells wurden mit dem stochastischen Niederschlagsmodell 10.000 Jahre stündliche Daten generiert, die anschließend im hydrologischen Modell als Eingangsdaten verwendet wurden.



**Abbildung 8: Beispiel der räumlichen Verteilung eines beobachteten Niederschlagsereignisses (oben links) im Vergleich zu simulierten Niederschlagsereignissen (unten links und rechts) mit einer ähnlichen Niederschlagssumme. Die Graphik oben rechts zeigt die Variogramme, die die räumliche Struktur des beobachteten Ereignisses beschreiben (grün) sowie die Variogramme der simulierten Ereignisse (blau und lila)**

## 2.5. Niederschlag-Abflussmodellierung zur Umlegung der Niederschläge auf den Hochwasserabfluss in den Teilgebieten

Für das gesamte Einzugsgebiet wurde ein Niederschlag-Abflussmodell an die jeweiligen Verhältnisse angepasst. Das Modell basierte auf dem weit verbreiteten HBV-Modell (Bergström, 1995), das an der TU Wien adaptiert wurde (z. B. Blöschl, 2008). Für das Gebiet wurde ein flächendetailliertes kontinuierlich rechnendes Niederschlag-Abflussmodell erstellt. Die zeitliche Auflösung des Modells betrug eine Stunde, die räumliche Auflösung 1x1 km.



Das Untersuchungsgebiet wurde in kleinere Teileinzugsgebiete aufgeteilt, um in diesen dann die Ist-Situation möglichst genau abzubilden. Während das Inneinzugsgebiet im Detail abgebildet wurde, wurde für das Donaueinzugsgebiet eine vereinfachte Darstellung gewählt. Die Parameter in den Teileinzugsgebieten wurden so gewählt, dass das Modell sowohl die jährlichen und saisonalen Abflüsse als auch große Einzelereignisse korrekt abbildete.

Anhand des Corine Land Cover Datensatzes wurde in jedem 1x1 km Rasterelement die dominierende Landnutzung bestimmt; für jede der verwendeten Landnutzungsklassen wurden zunächst A-priori-Parameter als Ausgangspunkt für die Kalibrierung des hydrologischen Modells angesetzt. Diese A-priori-Parameter wurden analog zu bestehenden operationellen Modellen gewählt.

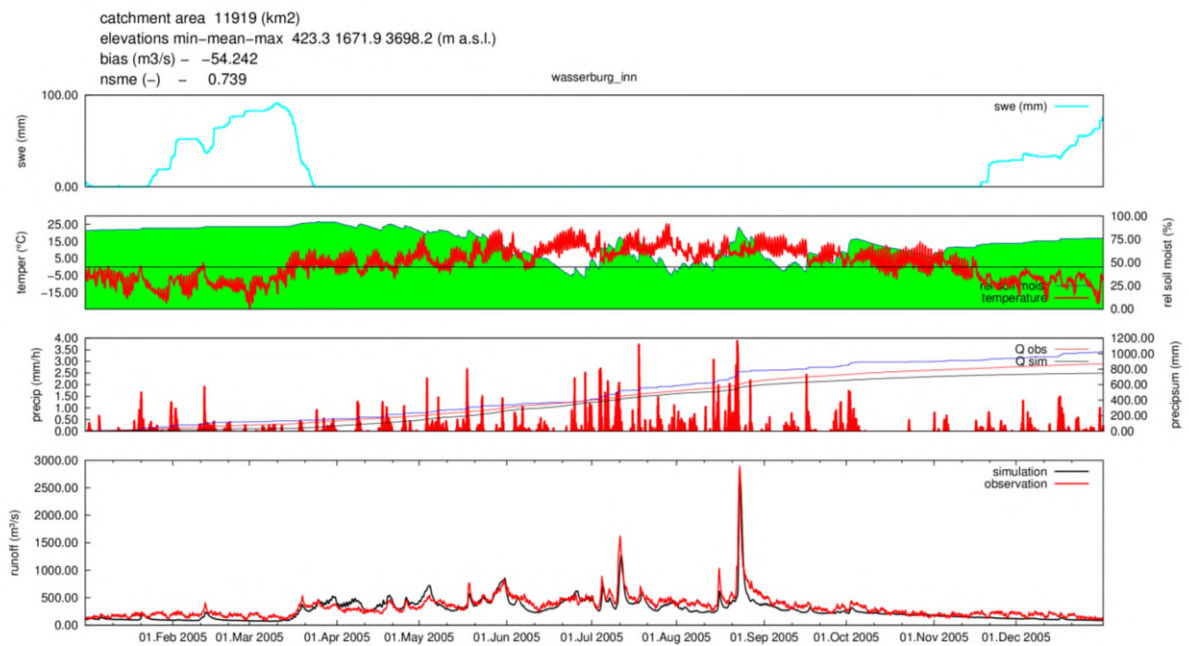
### **2.5.1. Kalibrierung des hydrologischen Modells**

In einem ersten Schritt wurden die Wellenablaufparameter kalibriert. Dazu wurden – wo vorhanden – die beobachteten Abflüsse im Wellenablaufmodell eingesetzt und eine Simulation gestartet. Fällt im Zwischeneinzugsgebiet kein oder nur wenig Niederschlag, so können die Parameter der im Wellenablaufmodell verwendeten Nash-Kaskade gut bestimmt werden.

Für die Kalibrierung des hydrologischen Modells war es notwendig, die meteorologischen Stationsdaten räumlich zu interpolieren. Dazu wurden verschiedene Interpolationsmethoden im Modell implementiert: Inverse Distance, Nearest Neighbour, Regionale Regression mit Höhenabhängigkeit, Lokale Regression mit Höhenabhängigkeit.

In einem zweiten Schritt wurden anschließend die Parameter des hydrologischen Modells kalibriert. Ausgehend von den A-priori-Parametern wurden Simulationsläufe mit geänderten Parametern gestartet und die Ergebnisse der Modellsimulation graphisch dargestellt und beurteilt. Dabei wurde darauf geachtet, dass das Modell sowohl die jährlichen und saisonalen Abflüsse als auch große Einzelereignisse korrekt abbildet. Bei der Kalibrierung zeigte sich, dass für die räumliche Interpolation der Niederschlagsdaten die Inverse Distance Methode am besten geeignet ist, bei der räumlichen Interpolation der Temperaturdaten hingegen die Lokale Regression mit Höhenabhängigkeit.

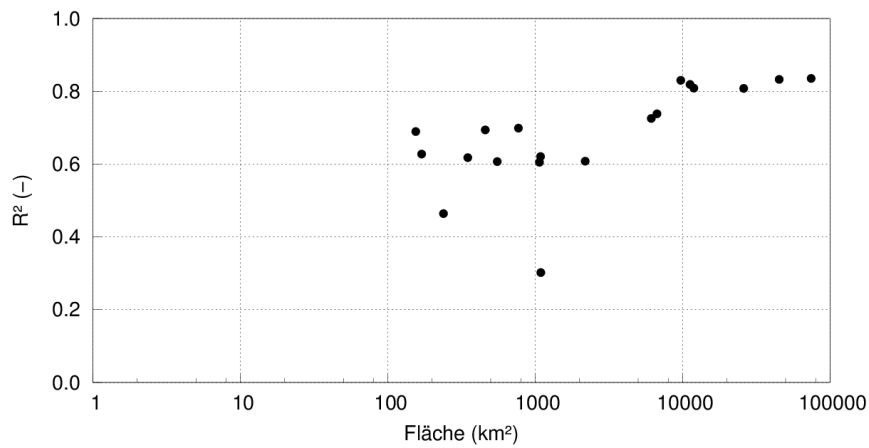
Abbildung 9 zeigt ein Simulationsergebnis am Pegel Wasserburg am Inn für das Jahr 2005. In der untersten Teilgraphik ist die simulierte (schwarz) und beobachtete (rot) Ganglinie dargestellt, in den oberen drei Teilgraphiken sind von oben nach unten Schneewasserwert (cyan), Bodenfeuchte (grün) und Temperatur (rot), sowie der Niederschlag, Niederschlagssumme und Abflusshöhe dargestellt.



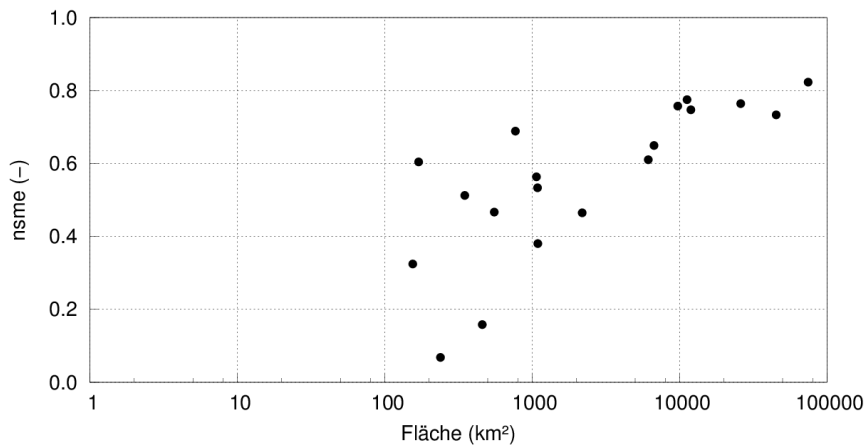
**Abbildung 9: Modellsimulation am Pegel Wasserburg/Inn, 2005**

Die Abbildung 10 bis Abbildung 12 zeigen für jene Pegel, für die Daten aus der Monte-Carlo-Simulation an die Projektpartner geliefert wurden, eine Auswertung der statistischen Gütemaße  $R^2$ , Nash-Sutcliffe-Koeffizient (nsme, für ein perfektes Modell ist der Wert 1), sowie als Maß für den systematischen Fehler den normierten mittleren Fehler nme (für ein perfektes Modell ist der Wert 0). Zusätzlich sind die Werte in Tabelle 1 angeführt. Aufgrund lückenhafter Abflusszeitreihen in den Jahren 1980-1989 wurde nur der Zeitraum 1990-2014 ausgewertet. Auf der x-Achse ist die Größe des Einzugsgebietes dargestellt, auf der y-Achse das jeweilige Gütemaß.

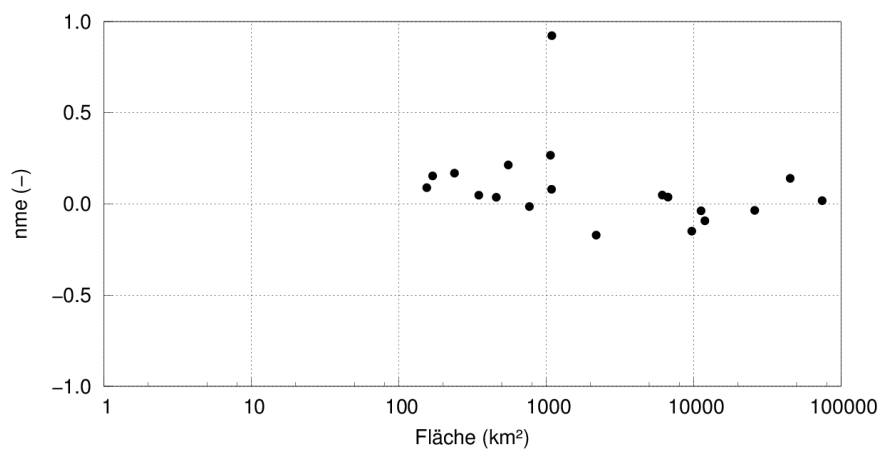
Es zeigt sich auch, dass das Modell in größeren Gebieten, in denen eine höhere Dichte an Niederschlagsstationen zu finden ist, bessere Ergebnisse liefert. Gebiete, die nicht oder nur wenig durch Seen, Speicher und Wasserkraftwerke beeinflusst sind, können besser modelliert werden als Gebiete, in denen die Beeinflussung höher ist. Alle Auswertungen basieren auf den in stündlichen Zeitschritten simulierten Abflüssen.



**Abbildung 10: Auswertung des hydrologischen Modells ( $R^2$ ) für die in Tabelle 1 angeführten Knoten mit beobachteten Abflussdaten**



**Abbildung 11: Auswertung des hydrologischen Modells (Nash-Sutcliffe-Koeffizient) für die in Tabelle 1 angeführten Knoten mit beobachteten Abflussdaten**



**Abbildung 12: Auswertung des hydrologischen Modells (normierter mittlerer Fehler als Maß für den systematischen Fehler) für die in Tabelle 1 angeführten Knoten mit beobachteten Abflussdaten**

**Tabelle 1: Statistische Gütemaße – R<sup>2</sup>, Nash-Sutcliffe-Koeffizient nsme und nme (normierter mittlerer Fehler) als Maß für den systematischen Fehler**

<b>Pegel</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>Nsme</b>	<b>nme</b>
Weichselbaum	0.69	0.32	0.09
Haging	0.63	0.60	0.15
Attel	0.46	0.07	0.17
Mamling	0.62	0.51	0.05
Jahrsdorf	0.69	0.16	0.04
Engfurt	0.61	0.47	0.21
Kalteneck	0.70	0.69	-0.01
Ruhstorf	0.61	0.56	0.27
Siezenheim	0.62	0.53	0.08
Rosenheim/Mangfall	0.30	0.38	0.92
Burgkirchen+Gufflham	0.61	0.46	-0.01
Oberndorf	0.73	0.61	0.05
Burghausen	0.74	0.65	0.04
Oberaudorf	0.83	0.76	-0.15
Rosenheim	0.82	0.78	-0.04
Wasserburg	0.81	0.75	-0.09
Passau	0.81	0.76	-0.04
Hofkirchen	0.83	0.73	0.14
Passau-Ilzstadt	0.84	0.82	0.02

### 2.5.2. Generierung von langen Zeitreihen mittels Monte-Carlo-Simulationen

Die stochastischen Niederschlagszeitreihen wurden im kalibrierten hydrologischen Modell als Eingangsdaten für die Generierung von langen Durchflusszeitreihen (10.000 Jahre) verwendet. Dazu wurden drei Rechner verwendet, wobei auf jedem Rechner mehrere Modellläufe parallel gerechnet wurden. Je nach verfügbarem Arbeitsspeicher wurden bis zu zehn Modellläufe parallel gerechnet, wobei die Simulation eines Jahres aufgrund der Größe des Einzugsgebietes etwa eine halbe Stunde dauerte.

### 2.6. Testen der simulierten Hochwasserzeitreihen mittels Pegelstatistik

Üblicherweise werden bei der Kalibrierung und Validierung des hydrologischen Modells Einzelereignisse und/oder mehrjährige Abflussganglinien herangezogen (siehe Abbildung 9). In diesem Projekt war es zusätzlich erforderlich, dass das Modell auch die hochwasserstatistischen Kenngrößen gut abbildete. Deswegen wurden in diesem Schritt die simulierten Hochwasserkenngößen der Hochwasserstatistik an vielen Pegeln gegenübergestellt.

Abbildung 13 bis Abbildung 15 zeigen einen Vergleich der Hochwasserstatistik an den Pegeln Wasserburg/Inn, Burghausen/Salzach und Passau-Ingling/Inn (blaue Punkte; Hochwasserstatistik gemäß [www.hnd.bayern.de](http://www.hnd.bayern.de)) sowie der Auswertung der Monte-Carlo-Simulation über 10.000 Jahre (rote Kreise). Für die Ergebnisse der Monte-Carlo-Simulationen wurde für jedes Ereignis die empirische Jährlichkeit ermittelt.

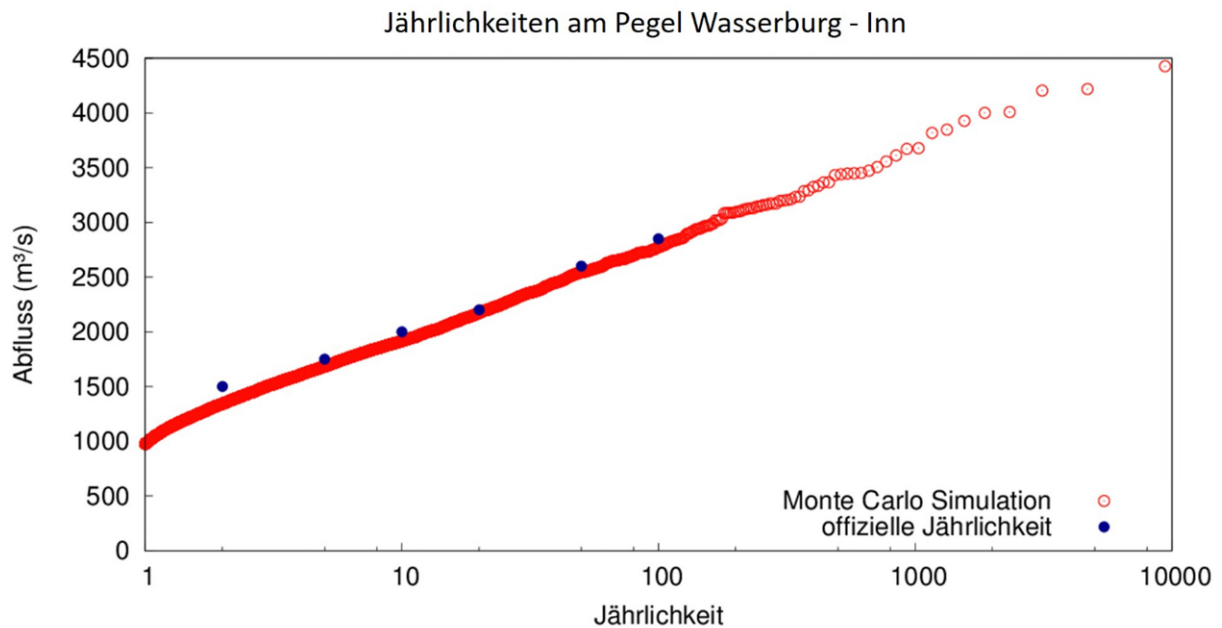


Abbildung 13: Testen der simulierten Hochwasserstatistik. Vergleich Monte-Carlo-Simulation und offizielle Werte des HND Bayern, Pegel Wasserburg/Inn

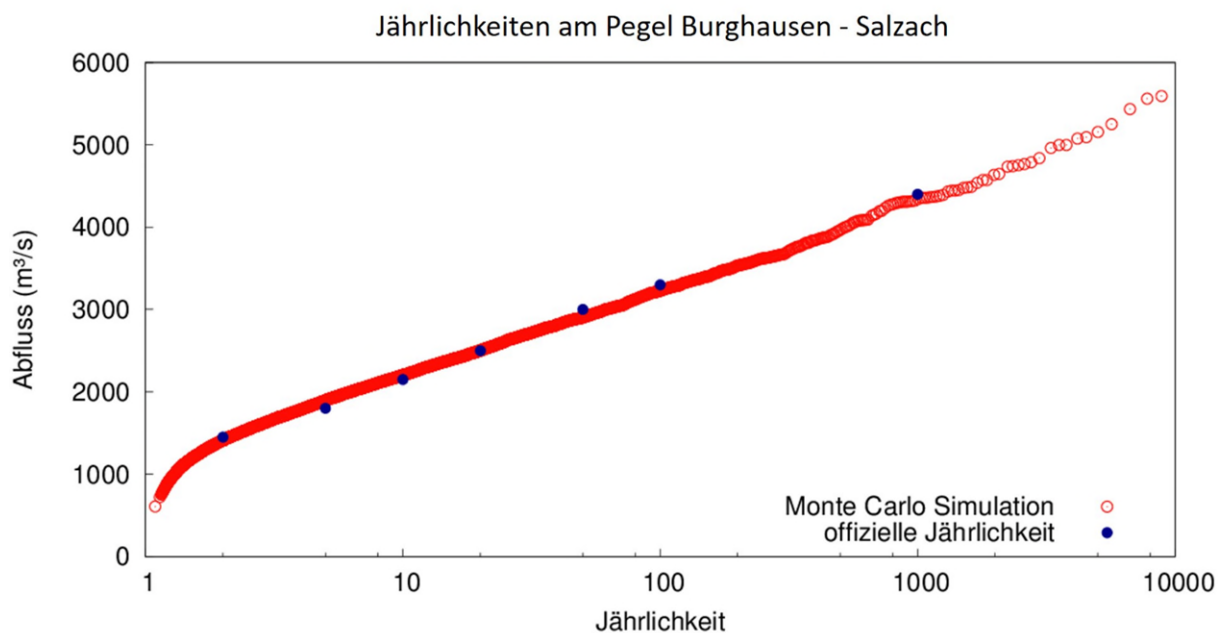
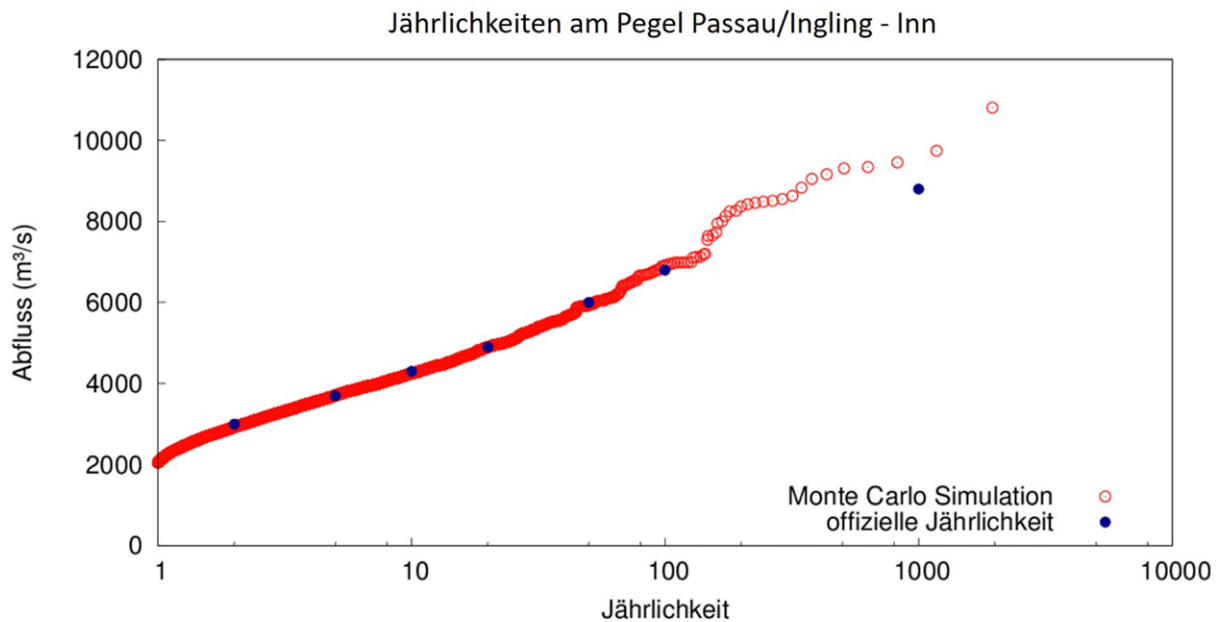


Abbildung 14: Testen der simulierten Hochwasserstatistik. Vergleich Monte-Carlo-Simulation und offizielle Werte des HND Bayern, Pegel Burghausen/Salzach



**Abbildung 15: Testen der simulierten Hochwasserstatistik. Vergleich Monte-Carlo-Simulation und offizielle Werte des HND Bayern, Pegel Passau-Ingling/Inn**

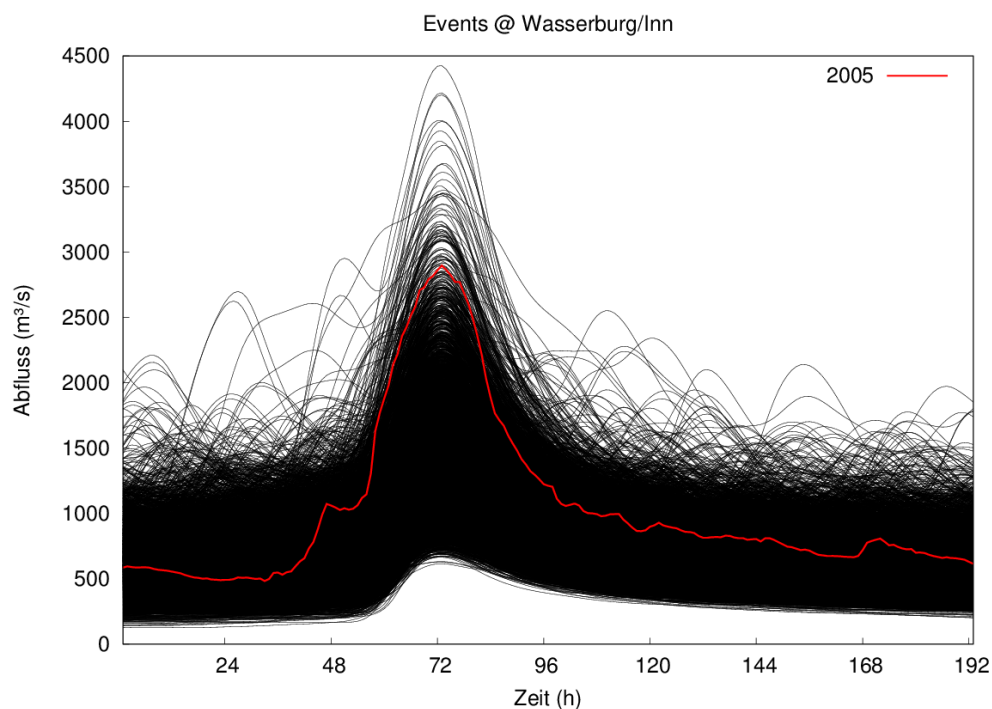
Es zeigt sich, dass die mit dem hydrologischen Niederschlag-Abfluss-Modell generierten Abflüsse gut mit den offiziellen Jährlichkeiten übereinstimmen. Bei sehr großen Jährlichkeiten zeigen die Simulationen mehr Struktur als die angepassten statistischen Verteilungen, da die Prozesse des Ausufers im Modell durch einen vereinfachten hydrologischen Ansatz berücksichtigt werden.

## 2.7. Generieren repräsentativer Hochwasserwellen für die Zubringer des Inn

Hierzu wurden alle zuvor entwickelten Informationen und Modellteile zusammengeführt. Die grundsätzliche Vorgangsweise besteht darin, Monte-Carlo-Simulationen durchzuführen, um einen Satz von Hochwasserwellen zu erzeugen, die im Hinblick auf ihr räumliches Zusammenwirken realistisch sind. Mittels der stochastischen räumlichen Niederschlagszeitreihen und dem Niederschlag-Abflussmodell (einschließlich Wellenablaufmodell) wurden die Hochwasserwahrscheinlichkeiten für die wesentlichen Zubringer sowie für den Inn selbst und die Donau bei Passau berechnet. Es wurden HQ<sub>100</sub> und Durchflüsse mit anderen Jährlichkeiten ausgewiesen. Diese Durchflüsse setzten sich aus dem kombinierten Einfluss vieler Ereignisse zusammen, sowohl kleiner Ereignisse, als auch Ereignisse, die Durchflüsse größer als ein HQ<sub>100</sub> besitzen. Sämtliche Ergebnisse wurden in Hinblick auf das Gesamtprojekt interpretiert.

### 2.7.1. Jahreshöchsthochwasser in Wasserburg, Burghausen und Passau-Ingling

Abbildung 16 bis Abbildung 18 zeigen für die Pegel Wasserburg/Inn, Burghausen/Salzach und Passau-Ingling/Inn die mit den Monte-Carlo-Simulationen erstellten Jahresmaxima des Abflusses sowie das an den Pegeln höchste beobachtete Ereignis im Simulationszeitraum von 1980 bis 2015 (Pegel Wasserburg 2005, Pegel Burghausen und Passau-Ingling 2013). Der Zeitraum ist jeweils so skaliert, dass der Scheitel bei 72 h auftritt, und 3 Tage vor dem Scheitel sowie fünf Tage nach dem Scheitel dargestellt sind.



**Abbildung 16: Jahresmaxima von 10.000 Jahren aus der Monte-Carlo-Simulation am Pegel Wasserburg/Inn. Farblich dargestellt ist das höchste beobachtete Hochwasserereignis 2005**

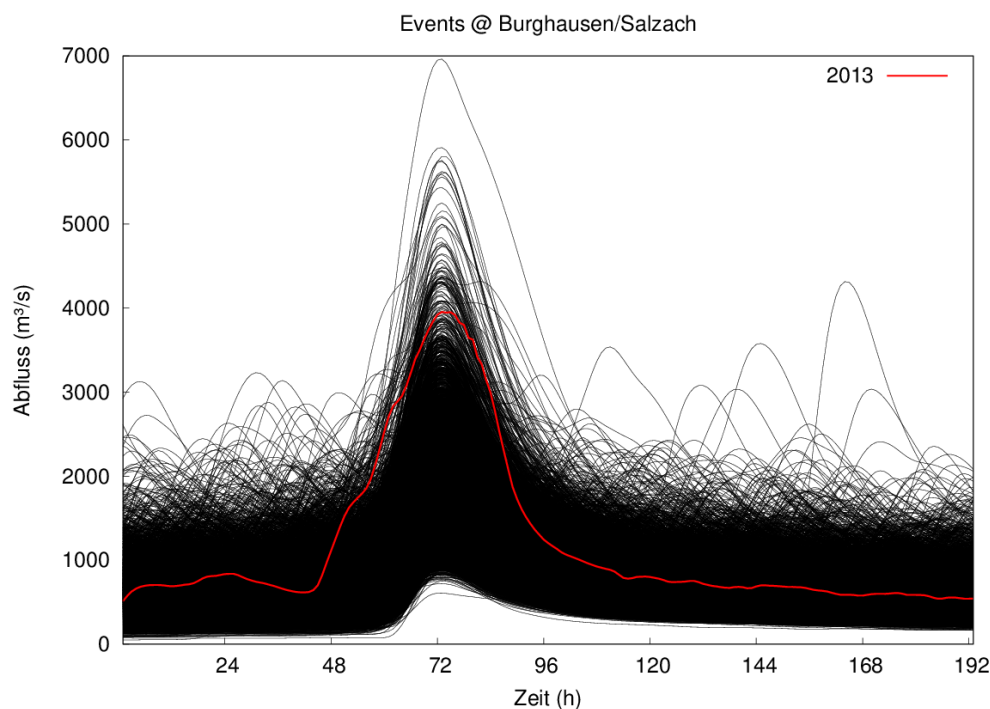


Abbildung 17: Jahresmaxima von 10.000 Jahren aus der Monte-Carlo-Simulation am Pegel Burghausen/Salzach. Farblich dargestellt ist das höchste beobachtete Hochwasserereignis 2013

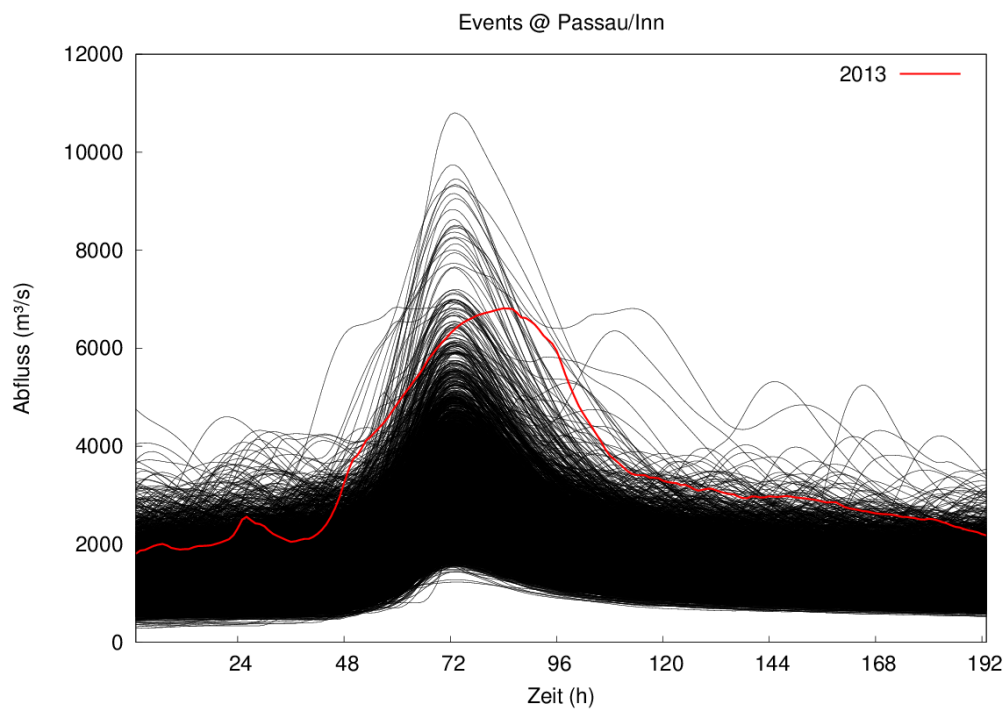


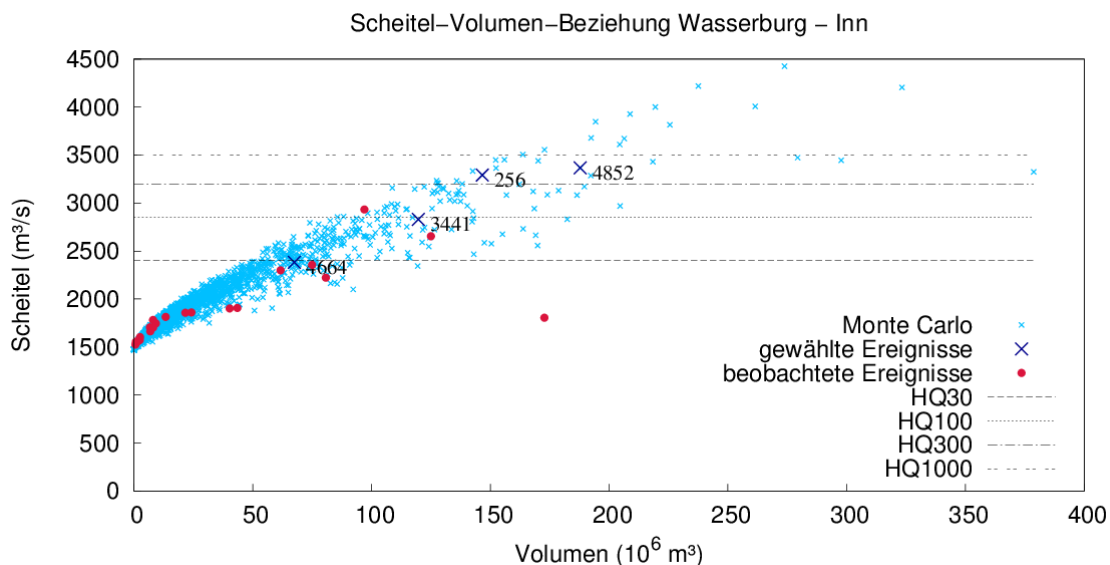
Abbildung 18: Jahresmaxima von 10.000 Jahren aus der Monte-Carlo-Simulation am Pegel Passau-Ingling/Inn (Fkm 3,1). Farblich dargestellt ist das höchste beobachtete Hochwasserereignis 2013 am Pegel Passau-Ingling KW (Fkm 4,2), für den Pegel Passau-Ingling/Inn sind im Bereich des Abflussscheitels keine beobachteten Abflussdaten vorhanden



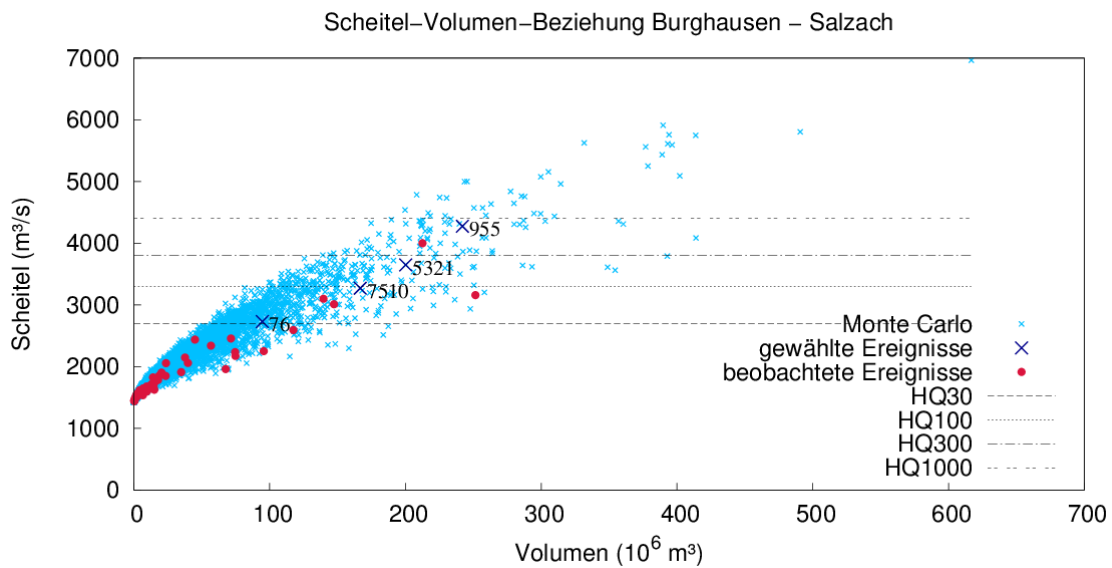
## 2.7.2. Auswahl repräsentativer Wellen

Aus dem Kollektiv von 10.000 Jahren Abflusszeitreihen wurden für die Pegel Wasserburg/Inn, Burghausen/Salzach sowie Passau-Ingling/Inn repräsentative Wellen ausgewählt. Dabei sollen für jeden Pegel Abflüsse mit den Jährlichkeiten 30, 100, 300 und 1000 bestimmt werden. Tritt z. B. am Pegel Wasserburg/Inn ein  $HQ_{30}$  auf, so kann der Abfluss an einem der anderen Pegel durchaus eine andere Jährlichkeit aufweisen und beispielsweise ein  $HQ_{10}$  oder aber auch ein  $HQ_{50}$  sein.

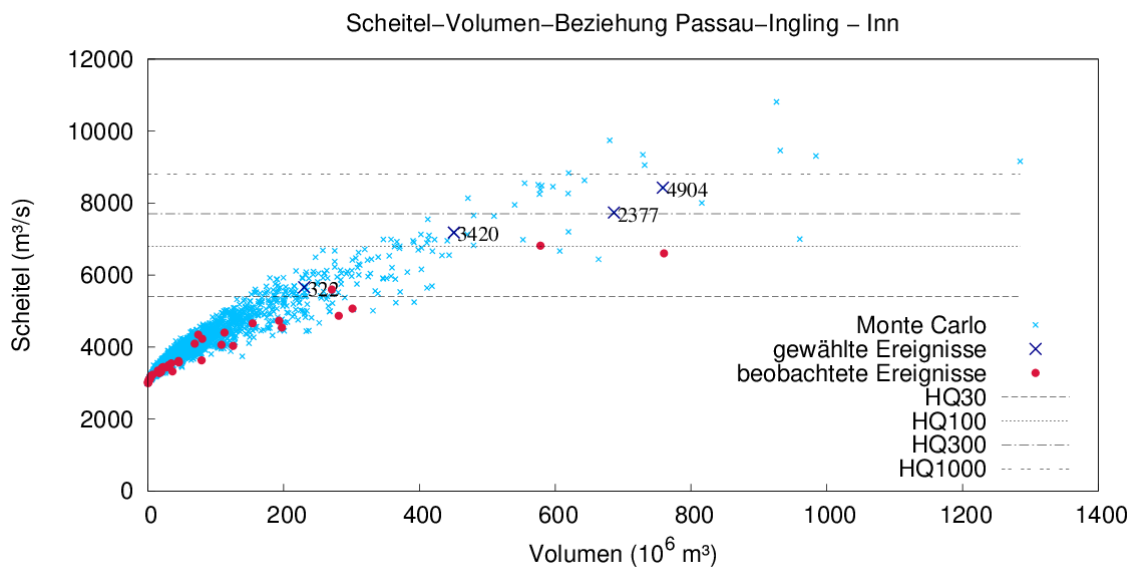
Abbildung 19 bis Abbildung 21 zeigen die Scheitel-Volumen-Beziehung an den drei Pegeln. Als Volumen der Wellen wurde das Volumen über dem MHQ definiert. Mit roten Punkten sind beobachtete Ereignisse für ausgewählte Jahre dargestellt, mit blauen X sind die simulierten Ereignisse der Monte-Carlo-Simulation dargestellt. Bei der Auswahl der repräsentativen Wellen wurden aus den 10.000 Jahren Wellen mit einer mittleren Fülle gewählt. Diese sind mit etwas größeren und beschrifteten X gekennzeichnet. Die Auswahl der Wellen erfolgte in Abstimmung mit dem Lenkungsgrremium. Als Kriterien waren neben den mittleren Füllen auch die Abdeckung eines möglichst breiten Spektrums an Jährlichkeiten an den drei Pegeln für alle zwölf Szenarien und die Einbeziehung unterschiedlicher charakteristischer inn- und salzachtbetonter Hochwasserereignisse maßgebend.



**Abbildung 19: Scheitel-Volumen-Beziehung am Pegel Wasserburg/Inn. Rote Punkte kennzeichnen ausgewählte beobachtete Ereignisse, blaue Kreuze die Ereignisse aus der Monte-Carlo-Simulation**



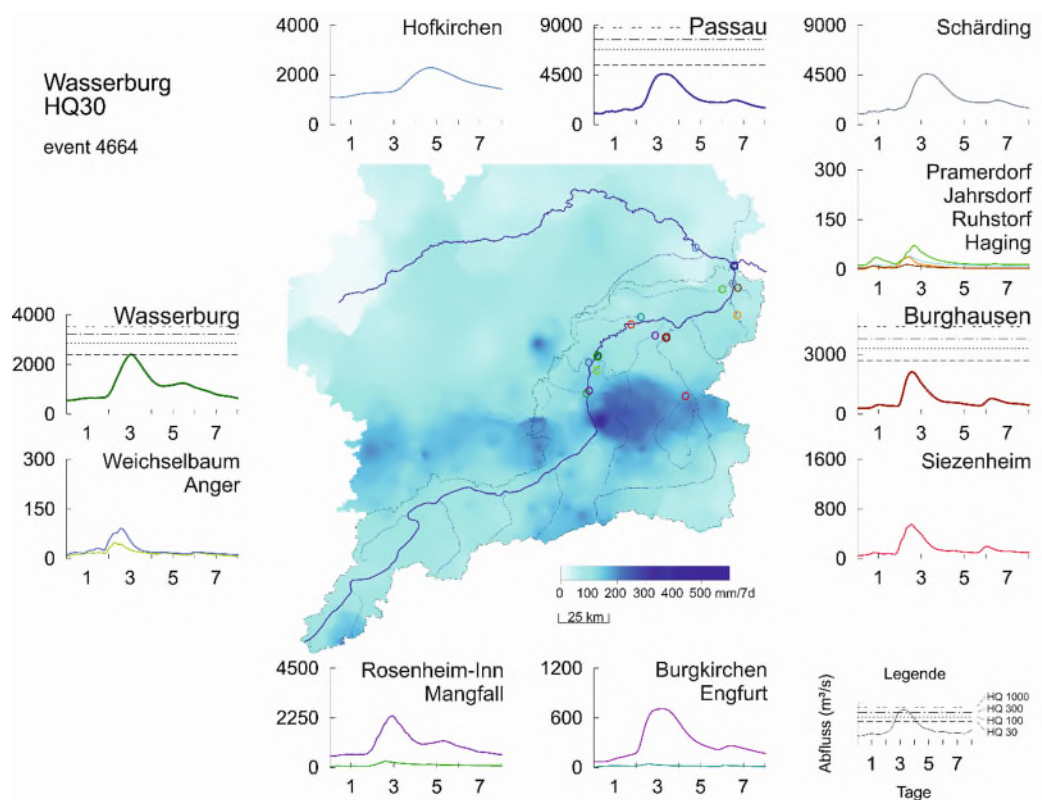
**Abbildung 20: Scheitel-Volumen-Beziehung am Pegel Burghausen/Salzach. Rote Punkte kennzeichnen ausgewählte beobachtete Ereignisse, blaue Kreuze die Ereignisse aus der Monte-Carlo-Simulation**



**Abbildung 21: Scheitel-Volumen-Beziehung am Pegel Passau-Ingling/Inn. Rote Punkte kennzeichnen ausgewählte beobachtete Ereignisse, blaue Kreuze die Ereignisse aus der Monte-Carlo-Simulation**

In Abbildung 22 bis Abbildung 33 sind schließlich jeweils die für die Pegel Wasserburg, Burghausen und Passau ausgewählten Hochwasserwellen für die Jährlichkeiten 30, 100, 300 und 1000 dargestellt. Dazu wurden die ausgewählten Wellen so skaliert, dass an den jeweiligen Pegeln die Hochwasserscheitel die Werte der Jährlichkeiten genau erreichen; die Wellen aller anderen Pegel wurden für dieses Ereignis mit demselben Faktor skaliert. In den Graphiken sind jeweils die Ganglinien der Pegel Hofkirchen/Donau, Passau-Ingling/Inn, Schärding/Inn

(oberste Reihe von links nach rechts), Jahrsdorf/Mattig, Ruhstorf/Rott, Haging/Antiesen sowie Pramerdorf/Pram (zweite Reihe), Wasserburg/Inn und Burghausen/Salzach (dritte Reihe von links nach rechts), Attel/Anger und Weichselbaum/Murn sowie Siezenheim/Saalach (vierte Reihe von links nach rechts) und in der fünften Reihe die Pegel Rosenheim/Inn und Rosenheim/Mangfall sowie Burgkirchen/Alz und Engfurt/Isen dargestellt. In der Mitte der Graphiken sind die 7-Tage-Niederschlagssummen während des Ereignisses dargestellt. Für die drei Pegel Wasserburg (dunkelgrün), Burghausen (dunkelrot) und Passau-Ingling (dunkelblau) sind jeweils die Jährlichkeiten 30, 100, 300 und 1000 mit verschiedenen gestrichelten Linien dargestellt.



**Abbildung 22: HQ<sub>30</sub> Pegel Wasserburg und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet**

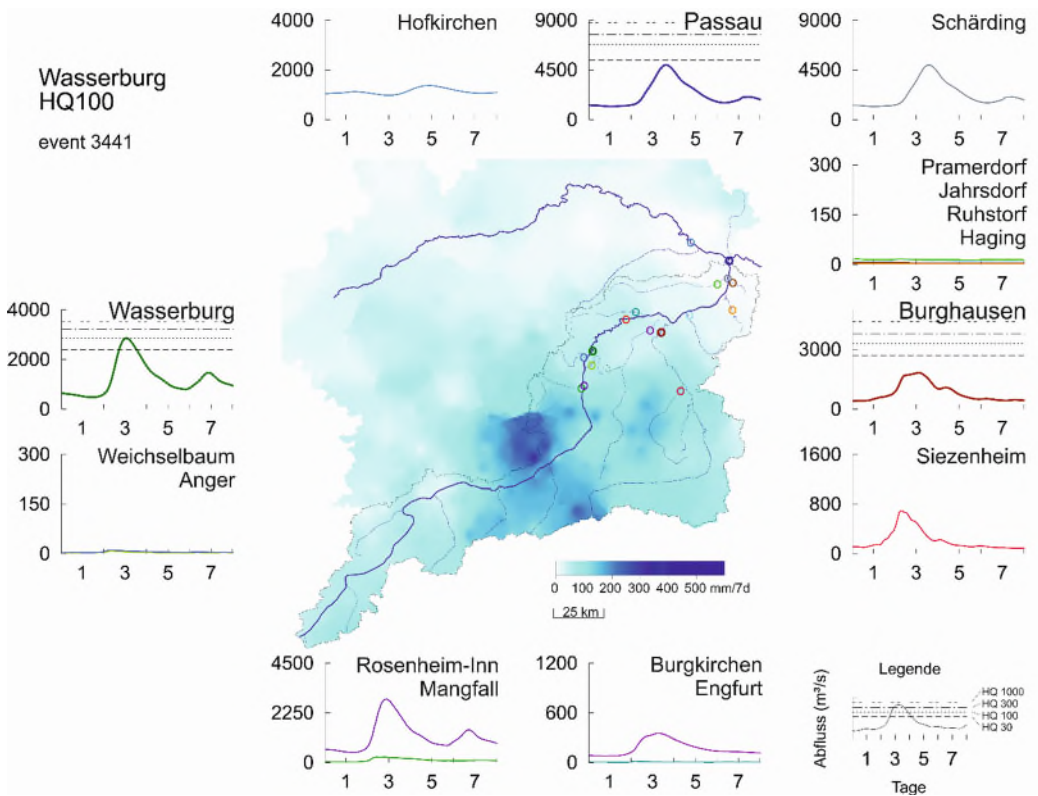


Abbildung 23: HQ<sub>100</sub> Pegel Wasserburg und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet

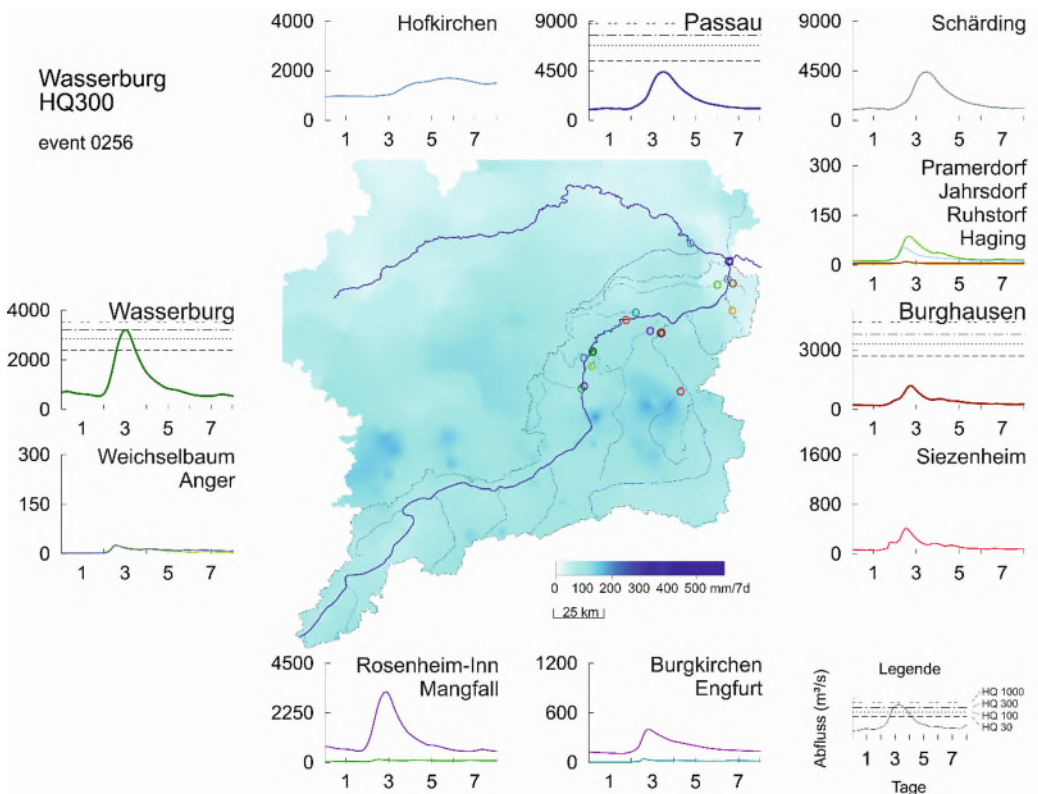


Abbildung 24: HQ<sub>300</sub> Pegel Wasserburg und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet

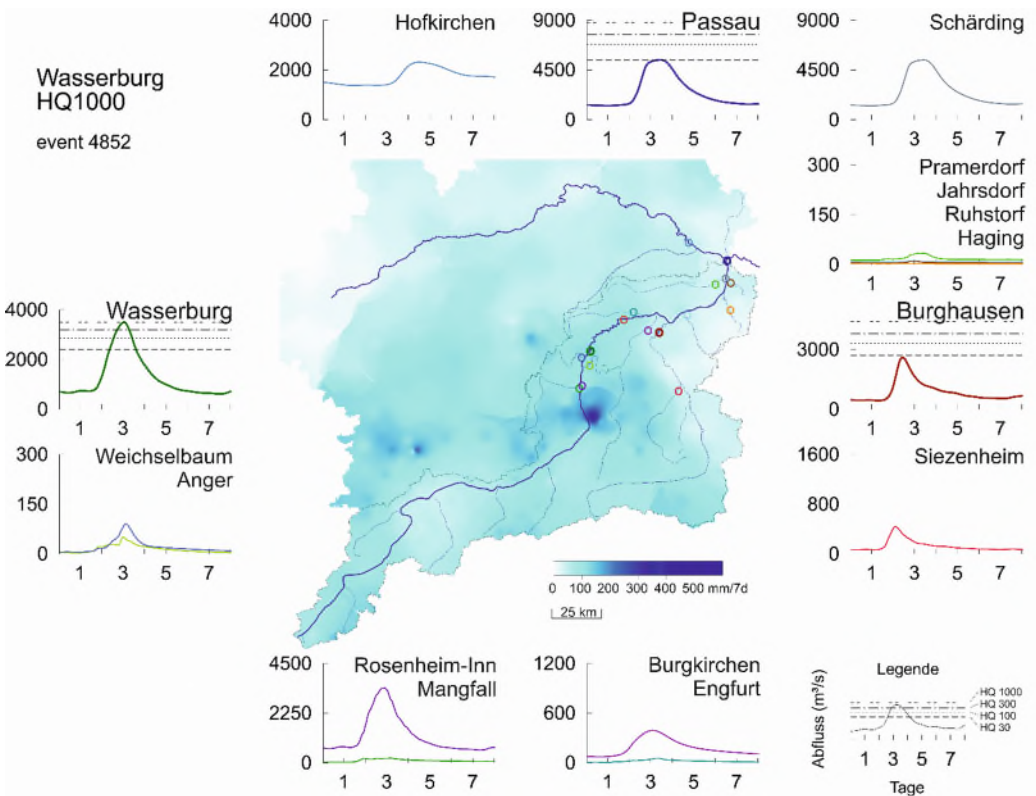


Abbildung 25: HQ<sub>1,000</sub> Pegel Wasserburg und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet

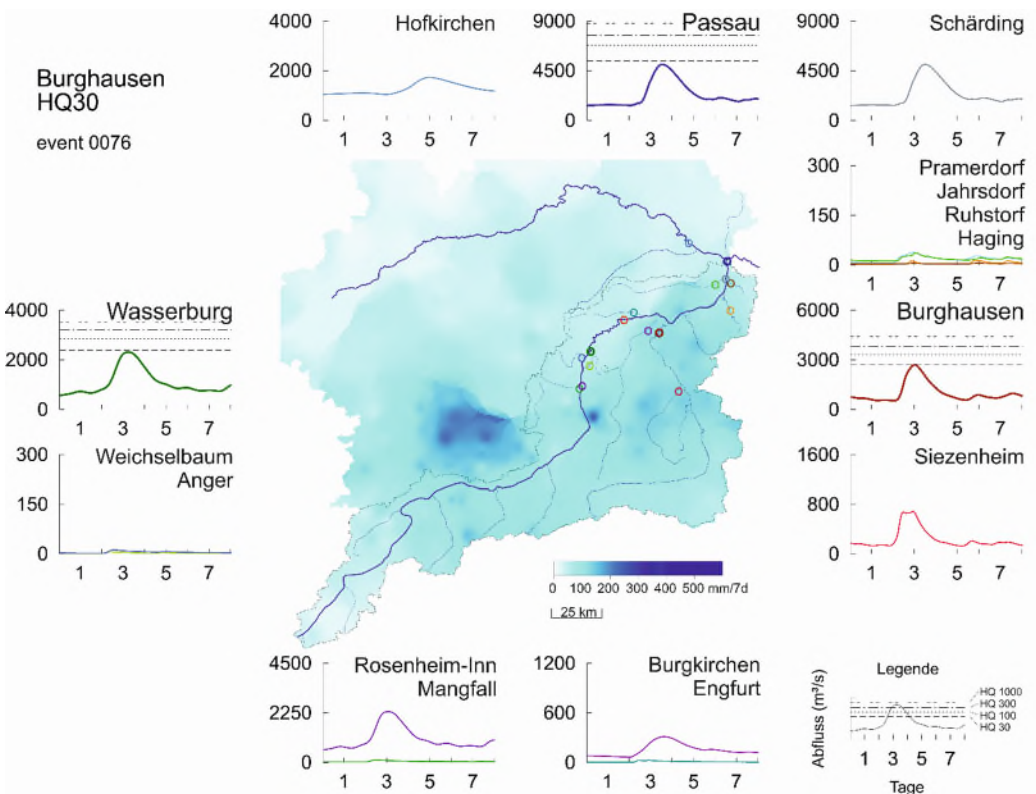


Abbildung 26: HQ<sub>30</sub> Pegel Burghausen und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet

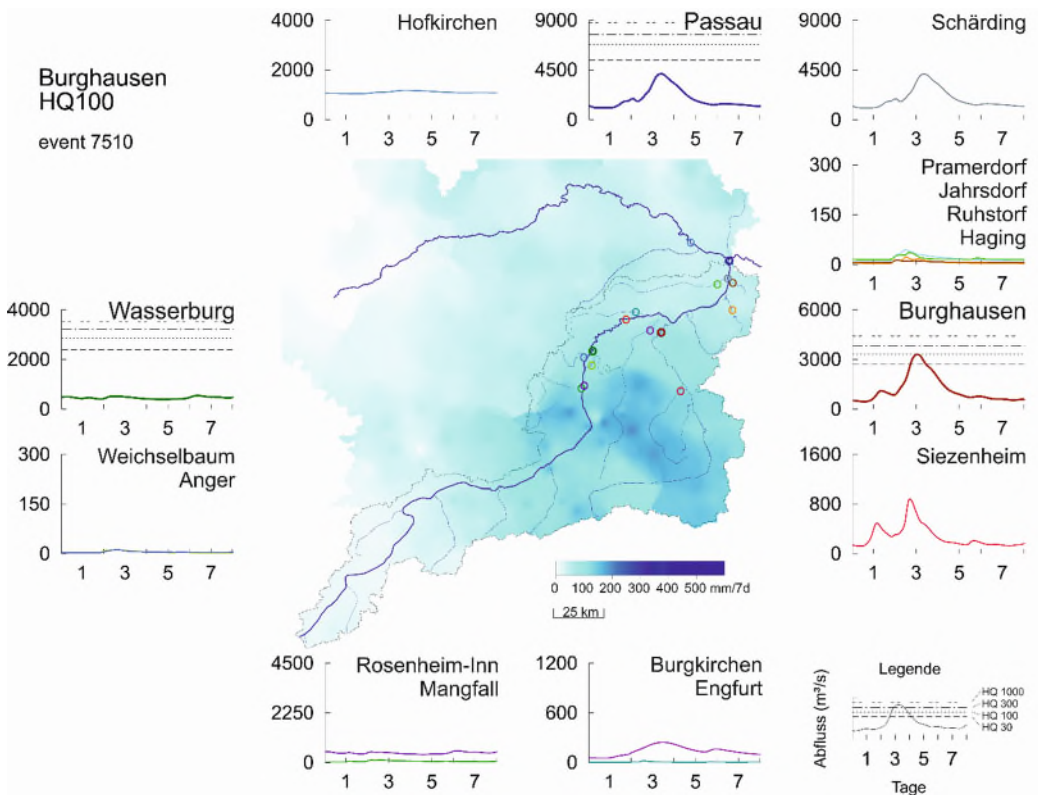


Abbildung 27: HQ<sub>100</sub> Pegel Burghausen und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet

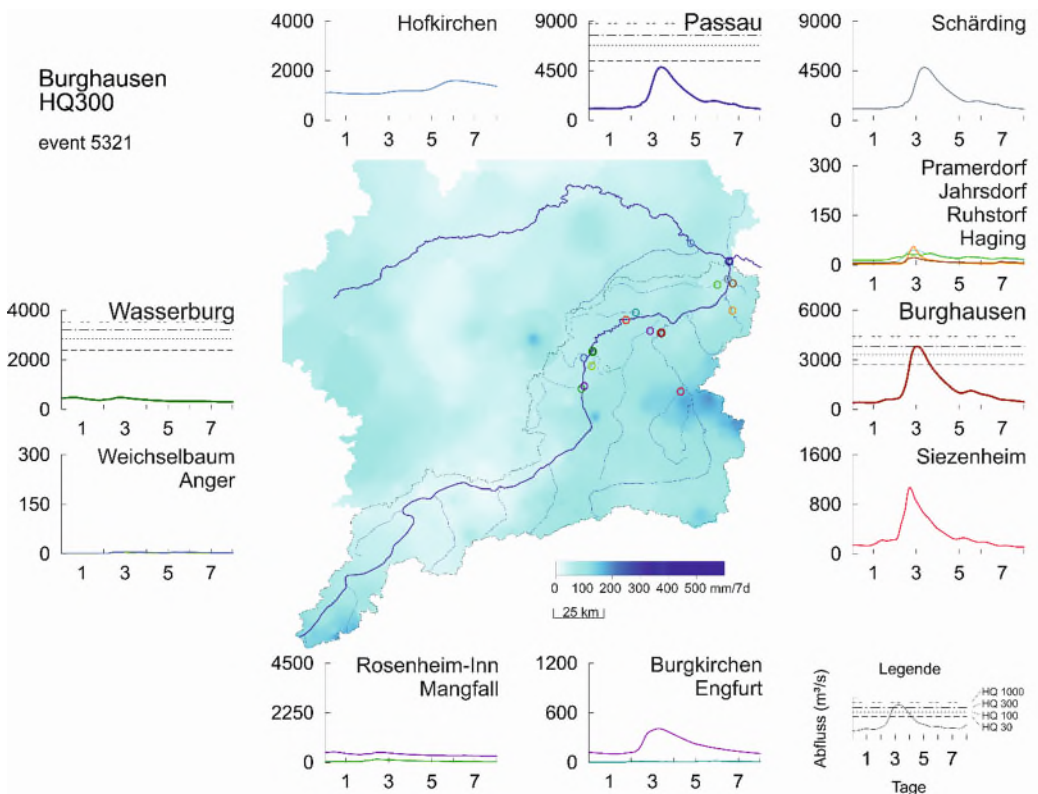


Abbildung 28: HQ<sub>300</sub> Pegel Burghausen und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet

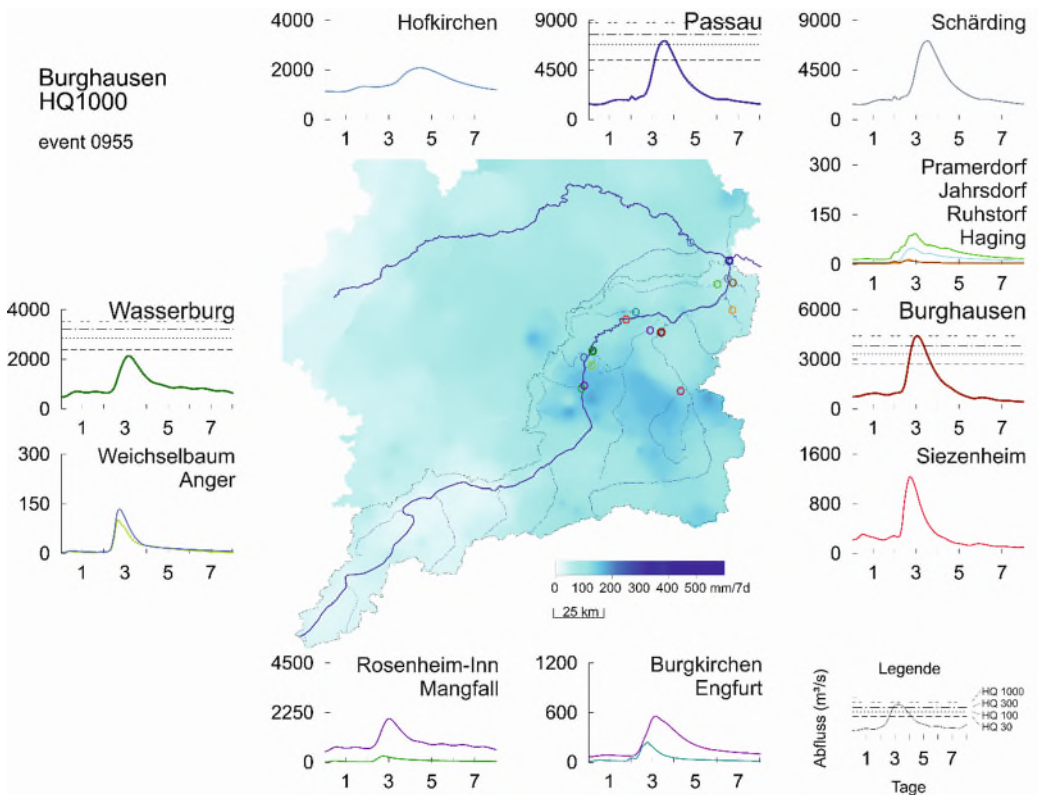


Abbildung 29: HQ<sub>1.000</sub> Pegel Burghausen und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet

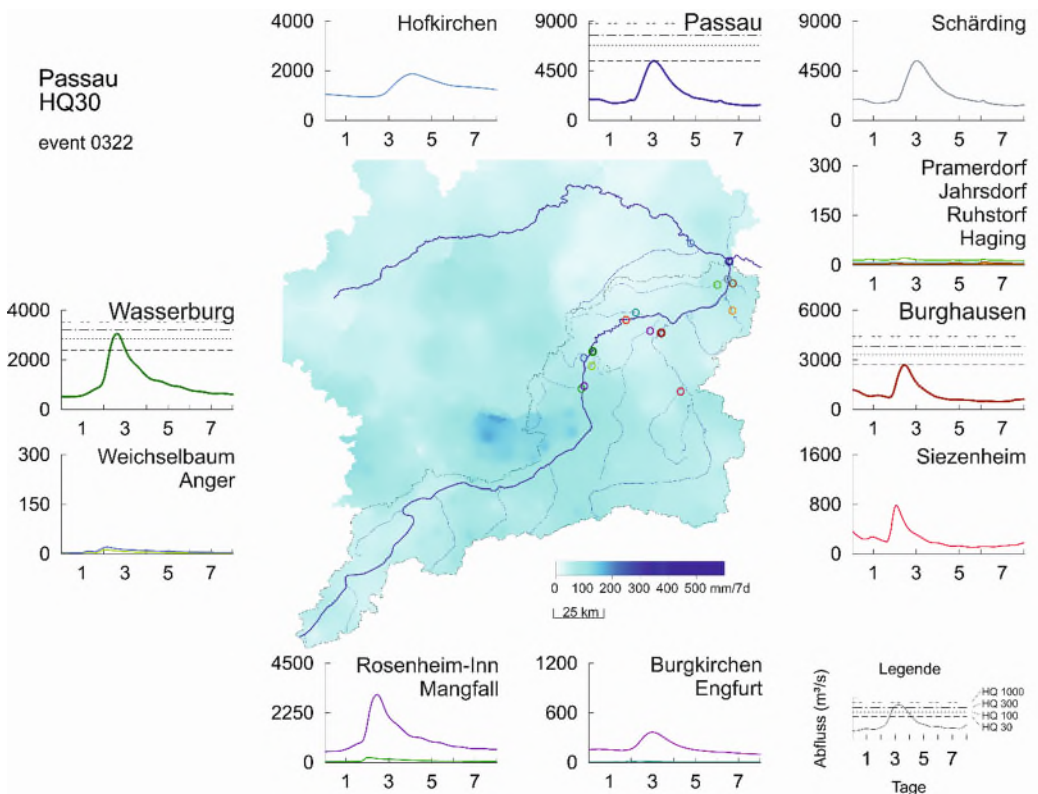


Abbildung 30: HQ<sub>30</sub> Pegel Passau-Ingling und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet

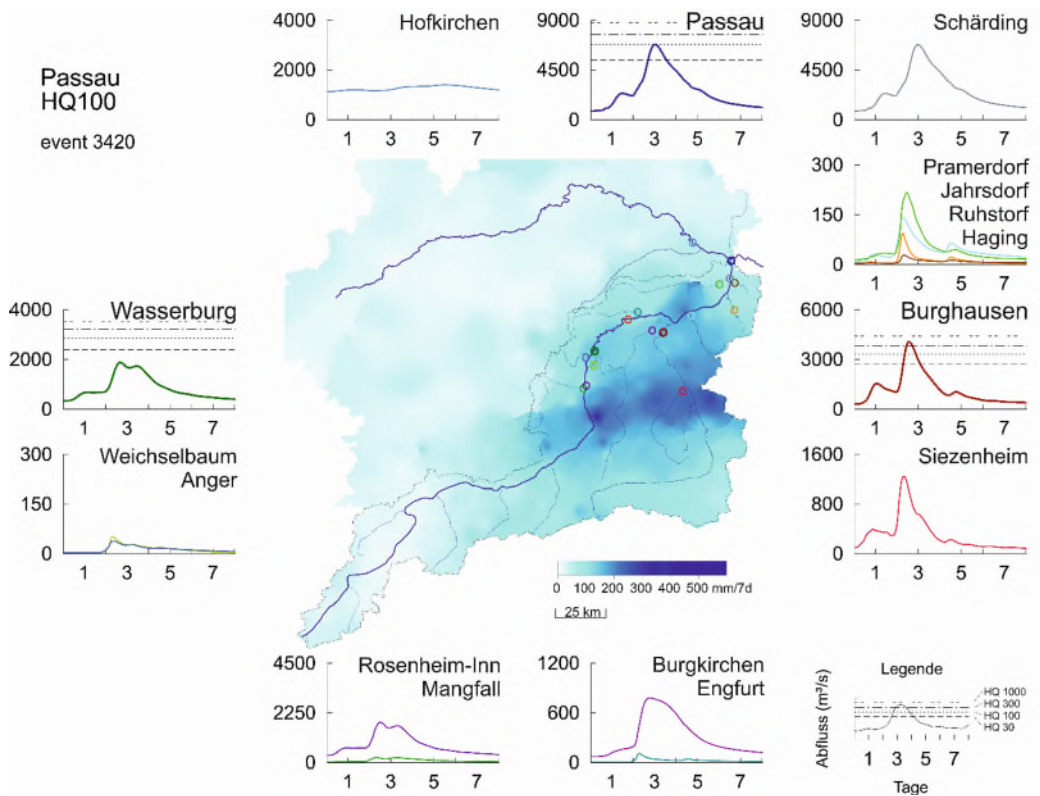


Abbildung 31: HQ<sub>100</sub> Pegel Passau-Ingling und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet

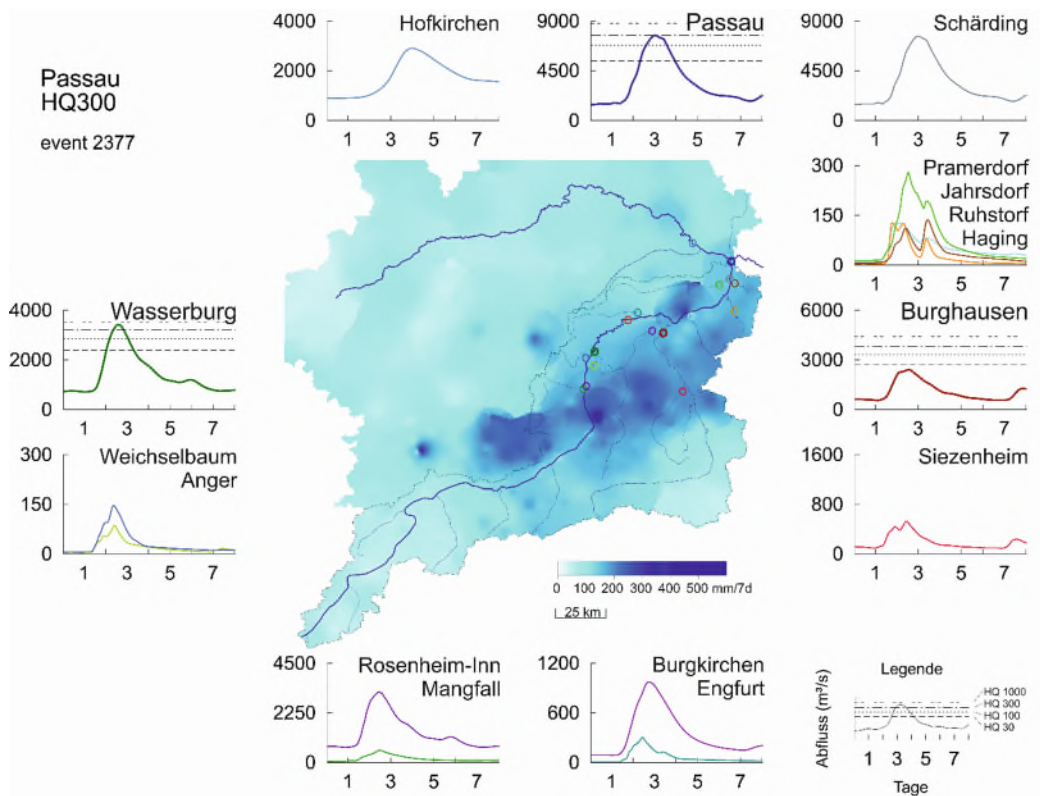
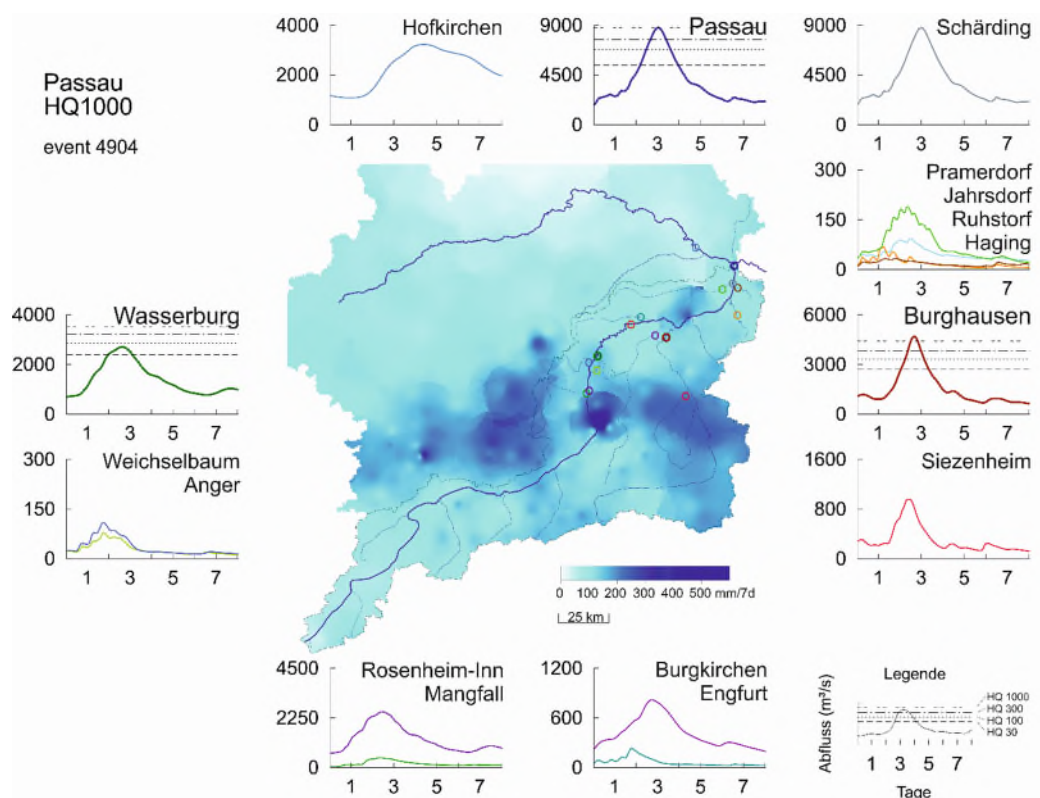


Abbildung 32: HQ<sub>300</sub> Pegel Passau-Ingling und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet





**Abbildung 33: HQ<sub>1.000</sub> Pegel Passau-Ingling und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet**

### 2.7.3. Umfang des Datenaustausches mit den Projektpartnern

Grundsätzlich können für alle Berechnungsknoten des hydrologischen Modells Stundenwerte für 10.000 Jahre bereitgestellt werden. Aufgrund der Datenmenge und der Anforderungen in den Teilprojekten wurde mit den jeweiligen Projektpartnern der Teilprojekte B, C und D abgestimmt, welche Daten geliefert werden sollten.

An die Projektpartner in den Teilprojekten C und D (Universität Kassel, Technische Universität München) wurden für die in den Abbildung 22 bis Abbildung 33 dargestellten Ereignisse Abflusszeitreihen übermittelt. Dabei wurde für die Pegel Wasserburg/Inn, Burghausen/Salzach und Passau-Ingling/Inn für Wiederkehrwahrscheinlichkeiten von 30, 100, 300 und 1000 Jahren repräsentative Ereignisse gewählt. Für die repräsentativen Ereignisse wurden Abflusszeitreihen mit einer Reihenlänge von 193 Stunden (drei Tage vor und fünf Tage nach dem Scheitel) für 24 Pegel an die Projektpartner übermittelt. Zuflüsse aus 15 Zwischeneinzugsgebieten (vom Pegel des Zubringers bis zum Inn) sowie Zubringer, die nicht direkt an den Modellknoten im hydrologischen Modell erfasst sind, wurden als Zwischeneinzugsgebietsabfluss übermittelt.

An die Projektpartner im Teilprojekt B (Technische Universität München, IAWG) wurden Scheitel-Volumen-Beziehungen für die 10.000 Jahreshöchsthochwasser an 17 Pegeln aus der

Monte-Carlo-Simulation übermittelt, wobei bei der Berechnung des Volumens der Abfluss über MHQ herangezogen worden ist. Für die Analyse der Gleichzeitigkeit der Hochwasser wurden Abflusszeitreihen mit einer Länge von acht Tagen für 10.000 Jahreshöchsthochwasser bezogen auf die Pegel Wasserburg/Inn, Burghausen/Salzach und Passau-Ingling/Inn für die Pegel Wasserburg/Inn, Rosenheim/Mangfall, Anger/Attel, Passau-Ingling/Inn, Burghausen/Salzach, Ruhstorf/Rott und Engfurt/Isen übermittelt.

Tabelle 2 gibt einen Überblick über die an die Projektpartner übermittelten Daten. ZR bedeutet, dass Zeitreihen für zwölf Ereignisse übermittelt worden sind, QV Scheitel-Volumen-Beziehung für 17 Pegel und GL 10.000 Zeitreihen für sieben Pegel.

**Tabelle 2: Überblick über die an die Projektpartner übermittelten Daten**

<b>Pegel</b>	<b>Teil- projekt B</b>	<b>Teil- projekt C</b>	<b>Teil- projekt D</b>
Oberaudorf/Inn		ZR	ZR
Wasserburg/Inn	QV, GL	ZR	ZR
Rosenheim/Inn	QV	ZR	ZR
Zusammenfluss Inn+Innwerkskanal		ZR	ZR
Mühldorf/Inn	QV		
Braunau/Inn		ZR	ZR
Schärding/Inn	QV	ZR	ZR
Passau-Ingling/Inn	QV, GL	ZR	ZR
Rosenheim/Mangfall	QV, GL	ZR	ZR
Weichselbaum/Murn	QV	ZR	ZR
Anger/Attel	QV, GL	ZR	ZR
Engfurt/Isen	QV, GL	ZR	ZR
Burgkirchen/Alz (inklusive Alzkanal)	QV	ZR	ZR
Siezenheim/Saalach	QV	ZR	ZR
Salzburg/Salzach		ZR	ZR
Oberndorf/Salzach		ZR	ZR
Burghausen/Salzach	QV, GL	ZR	ZR
Jahrsdorf/Mattig	QV	ZR	ZR
Mamling/Ach		ZR	ZR
Haging/Antiesen	QV	ZR	ZR
Ruhstorf/Rott	QV, GL	ZR	ZR
Pramerdorf/Pram	QV	ZR	ZR
Kalteneck/Ilz		ZR	ZR
Hofkirchen/Donau	QV	ZR	ZR
Passau-Ilzstadt/Donau		ZR	ZR

## 2.8. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick

Mit einer Modellkette aus einem stochastischem Niederschlagsmodell und einem hydrologischen Niederschlag-Abfluss-Modell wurden 10.000 Jahre an stündlichen Abflüssen generiert und so das Zusammenwirken der Zubringer des Inns numerisch simuliert. Damit war es möglich, auch das raum-zeitliche Verhalten der Zubringerwellen und deren Wahrscheinlichkeiten in realistischer Weise zu beschreiben.

Für die Wirkungsanalyse der Flutpolder am Inn wurden in Absprache mit dem Auftraggeber aus den 10.000 Jahren für die Pegel Wasserburg/Inn, Burghausen/Salzach und Passau-Ingling/Inn Ereignisse in der Größenordnung eines  $HQ_{30}$ ,  $HQ_{100}$ ,  $HQ_{300}$  und  $HQ_{1000}$  ausgewählt.

## 3. Teilprojekt B: Wellenstatistik mittels Copula-Verfahren

### 3.1. Einführung

Dieses Teilprojekt verfolgte das Ziel der Erzeugung von synthetischen Hochwasserbemesungs-Ganglinien mit Hilfe von statistischen, copulabasierten Methoden, wobei sowohl pegelspezifische als auch pegelübergreifende Ansätze umgesetzt wurden.

Bei den pegelbasierten Ansätzen wurden Hochwasserwellen erzeugt, die sowohl im Hinblick auf die Abflussscheitel als auch im Hinblick auf die Füllen Eigenschaften aufwiesen, die den anhand von Messdaten abgeleiteten Charakteristika in Ausmaß, Auftretenswahrscheinlichkeit und Korrelation entsprachen. Bei den pegelübergreifenden Ansätzen wurden darüber hinaus auch die räumlichen Korrelationen zwischen den betrachteten Pegeln erhalten. Damit stellten die Methoden Alternativen zu den innerhalb von Teilprojekt A umgesetzten Niederschlag-Abflussmodellierungen dar. Sie wurden hier insbesondere zur Validierung des N-A-Modells eingesetzt.

Zunächst wurden im Rahmen der Studie die hydrologischen Datengrundlagen aufbereitet und im Hinblick auf Konsistenz und Homogenität überprüft. Es wurden dann zunächst zweidimensionale Copula-Modelle zur gleichzeitigen synthetischen Erzeugung von Abflussscheitel und Volumen sowie vierdimensionale Modelle zur Erzeugung von Abflussscheitel, Volumen, Anstiegszeit und Basisabfluss erstellt. Die im Zuge der vierdimensionalen Modelle erzeugten Variablen dienten dabei als Eingangsdaten für Koceny-Ansätze zur Erzeugung synthetischer Hochwasserganglinien. Bei der pegelübergreifenden Modellierung wurden die genannten Variablen gleichzeitig für mehrere Inn-Pegel und Nebengewässerpegel generiert und der Wellenablauf entlang des Inns durch zusätzliche Einbindung eines hydrologischen Wellenablaufmodells miterfasst, so dass physikalisch mögliche Hochwasserwellen für das Gewässersystem abgeleitet werden konnten. Die Ergebnisse der pegelspezifischen und der pegelübergreifenden Copula-Modelle wurden schließlich mit den Ergebnissen der Niederschlag-Abflussmodellierung verglichen.

Die Arbeiten zu den pegelspezifischen Copulas wurden am Lehrstuhl für Hydrologie und Flussgebietsmanagement der Technischen Universität München umgesetzt, während die Arbeiten zur Mehrgipfligkeit und den pegelübergreifenden Copulas am IAWG durchgeführt wurden.

## 3.2. Datenübernahme und Prüfung

### 3.2.1. Beschreibung der Daten

Um Hochwasserscheitel und -volumina an unterschiedlichen Pegeln des Inns und seiner Nebenflüsse für ausgewählte Jährlichkeiten mit Hilfe des Copula-Verfahrens bestimmen zu können, wurden zunächst 18 Abflusszeitreihen von Pegeln aus Bayern und Österreich betrachtet. Davon befinden sich sechs Pegel am Inn, elf an Zuflüssen des Inns, sowie der Pegel Hofkirchen an der Donau (siehe Abbildung 34). Die Messreihen beginnen frühestens im Jahr 1900, meisten jedoch nach 1950. Die österreichischen Zeitreihen beginnen ausschließlich in den Jahren 1976 und 1977 und enthalten Daten bis Ende 2013, während die bayerischen Zeitreihen mit dem Jahr 2014 enden. Die zeitliche Auflösung der Daten aus Bayern variiert: Bis zum 31.10.1970 bestehen sie meist aus Tageswerten. Es folgen bis zum 31.12.2006 diskrete Werte und anschließend 15-Minuten-Werte. In einer Zeitreihe mit diskreten Werten sind nur die Werte enthalten, bei denen der Abfluss sich signifikant vom vorherigen Wert unterscheidet. Um eine komplette Zeitreihe bestehend aus 15-Minuten-Werten zu erhalten, wurden die diskreten Werte linear interpoliert. Die Tageswerte wurden nach dem in Wagner (2012) beschriebenen Disaggregationsverfahren auf 15 Minutenschrittweite disaggregiert. Dieses Verfahren ist bilanztreu und basiert auf der Erzeugung eines Polynoms dritten Grades für die Beschreibung des Abflusses an einem bestimmten Tag.

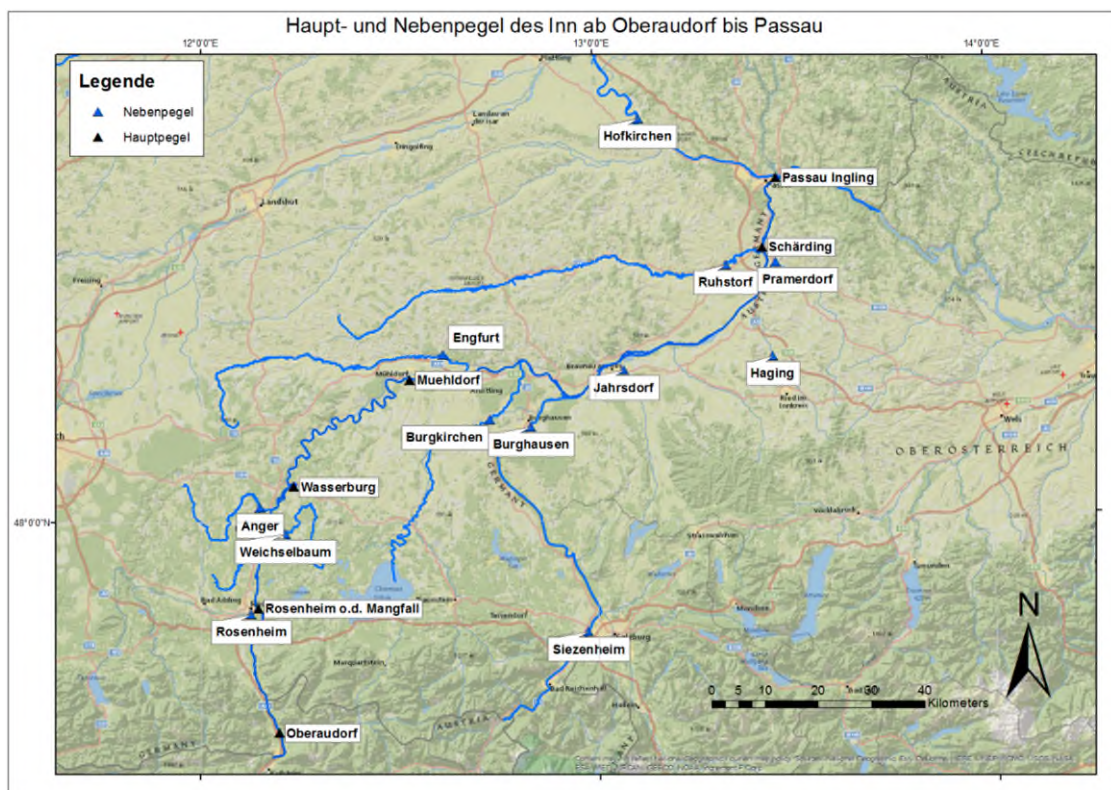


Abbildung 34: Karte der betrachteten Pegel

### 3.2.2. Test auf Trendfreiheit und Homogenität

Aus den Zeitreihen jedes Pegels wurden Zeitreihen der Jahreshöchstwerte erzeugt. Die Jahreshöchstwerte werden dann auf Homogenität, Trendfreiheit und Sprungpunkte getestet. Hierzu wurde die Statistiksoftware HyStat, Version 4.0.8 (Willems et al. 2014) verwendet. Für die Homogenitätsanalyse wurden der Ausreißertest (AUSR), der Cox-Stuart-Test auf Unterschiede in der Lokation (COXLO) sowie der Dispersion (COXDI), der Noether-Test (NOETH), der Kolmogoroff-Smirnoff-Test (KS), der Chi2-Test (CHI), der Kruskal-Wallis-Test für zwei Stichproben (KW2SP) und drei Stichproben (KW3SP), der t-Test (TTST) sowie der F-test (FTST) angewandt. Die Trendanalysen erfolgten auf der Grundlage des Mann-Kendall-Tests (MK), des t-Tests des Steigungskoeffizienten (TTST) und des Trend-Rausch-Verhältnis (TR), wobei für letzteres die Schätzung des Steigungsparameters anhand der Verfahren „Minimierung der Fehlerquadratsumme (FQS)“, „Minimierung der Fehlerabsolutsumme (FAS)“ und „Resistente Geradenschätzung (RES)“ erfolgt. Die Ergebnisse der Tests sind im Gesamtbericht zu Teilprojekt B ausführlich dargestellt. Letztlich wurden auf der Grundlage der Ergebnisse die Daten des Pegels Oberaudorf ausgeschlossen, da bei dieser Messreihe viele Tests auf Inhomogenitäten schließen ließen.

### 3.3. Allgemeine Einführung in Abhängigkeitsmodelle (Copulas)

Es erfolgte eine synthetische Erzeugung der Hochwasserscheitel-Abflussvolumen-Beziehung (Q-V) sowie von Hochwasserwellen für die betrachteten Pegel auf statistischer Grundlage. Für die Beschreibung des Direktabflusses der Hochwasserwelle wurde die Kozeny-Funktion angewendet, die den Direktabfluss  $Q_D(t)$  zum Zeitschritt  $t$  als Funktion vom Direktabflussscheitel  $Q_{SD}$ , der Anstiegszeit  $t_A$  und einem Formfaktor  $m$  beschreibt.

Um dabei die Abhängigkeiten zwischen Direktabflussscheitel, Anstiegszeit, Direktabflussvolumen und Basisabfluss zu modellieren, wurden hier Copulas verwendet. Diese sind besonders geeignet, weil sie es erlauben, die Randverteilungen der Variablen (durch Anpassung einer jeweils geeigneten univariaten Verteilungsfunktion) und ihre wechselseitigen Abhängigkeiten zwischen den Variablen separat zu modellieren. Copulas sind dabei als multivariate Verteilungsfunktionen definiert, deren Randverteilungen gleichverteilt über dem Intervall  $[0,1]$ , also  $U(0,1)$ , sind. Eine Copula hat jeweils so viele Dimensionen wie Eingangsgrößen. Um beispielsweise die Beziehung zwischen Direktabflussscheitel, Direktabflussvolumen, Anstiegszeit und Basisabfluss zu modellieren, ist eine 4-dimensionale Copula zu verwenden. Copulas erlauben dabei die Darstellung nicht-linearer und asymmetrischer Abhängigkeitsstrukturen. Da Abhängigkeitsstrukturen sehr unterschiedliche Formen annehmen können, gibt es auch eine Vielzahl von Copula-Familien. Man unterscheidet insbesondere elliptische Copulas und archimedische

Copulas. Elliptische Copulas, wie z. B. die Normal-Copula und die t-Copula, können auch hochdimensional definiert werden, haben allerdings den Nachteil, dass sie symmetrisch sind. Archimedische sind demgegenüber überwiegend asymmetrisch, allerdings gibt es starke Einschränkungen bei der Behandlung von Abhängigkeiten zwischen mehr als zwei Variablen. Vine-Copulas erlauben es, mehrdimensionale Copulas als eine schrittweise Kombination von bivariaten Copulas zu erzeugen, wobei in jedem einzelnen Schritt sowohl elliptische als auch archimedische Copulas eingesetzt werden können. Wegen dieser großen Flexibilität wurden hier Vine-Copulas zur Erfassung der Abhängigkeiten eingesetzt. Zu weiteren Hintergründen zu den Copulas sei auf den Gesamtbericht zu Teilprojekt B verwiesen. In Abbildung 35 wird das grundsätzliche Vorgehen bei der Generierung von synthetischen multivariaten Daten gezeigt, deren Abhängigkeiten mit Hilfe von Copulas bestimmt werden.

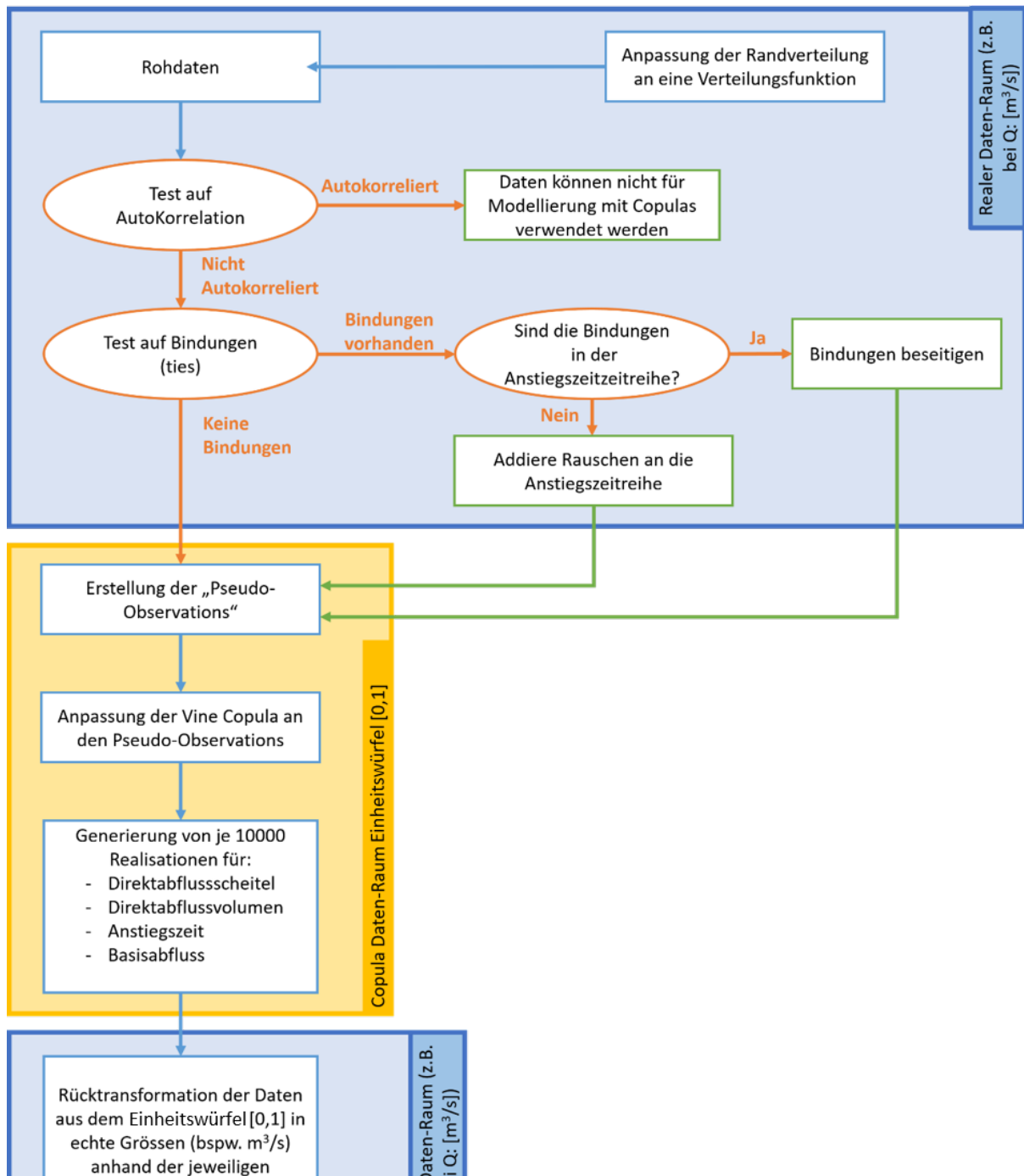


Abbildung 35: Schematischer Arbeitsablauf bei der Anwendung von Copulas

In den nächsten Abschnitten wurden zur Quantifizierung der Abhängigkeit von zwei Variablen die Korrelationsmaße Kendall's Tau und die Spearman's Rho angewendet, die – anders als der bekanntere Pearson-Korrelationskoeffizient – Abhängigkeitsmaße für die Ränge der Daten darstellen. Für bivariate Stichproben oder die in Unterschreitungswahrscheinlichkeiten umgewandelten Stichproben („pseudo observations“) liefern sie identische Maßzahlen.



### 3.4. Variablenauswahl und Parametrisierung von Wahrscheinlichkeitsmodellen

In diesem Teilprojekt wurden drei verschiedene pegelspezifische Modelle mit einer zwei- und einer vierdimensionalen Copula modelliert:

- **QV - Modell:** Direktabflussscheitel  $Q_{MHQ}$  und Direktabflussvolumen  $V_{MHQ}$  (Abbildung 36)
- **QVTB - Modell:** Direktabflussscheitel  $Q_{SD}$ , Direktabflussvolumen  $V_D$ , Anstiegszeit  $T_S$  und Basisabfluss  $Q_B$  (Abbildung 37)
- **QVTS - Modell:** Direktabflussscheitel  $Q_{SD}$ , Direktabflussvolumen  $V_D$ , Anstiegszeit  $T_S$  und bewegliche Schwelle  $Q_s$  (Abbildung 38)

Für die Beschreibung des Direktabflusses der Hochwasserwelle wurde dabei die Kozeny-Funktion angewendet:

$$Q_D(t) = Q_{SD} \left( \frac{t}{T_S} \right)^m \exp \left( m \left( 1 - \frac{t}{T_S} \right) \right)$$

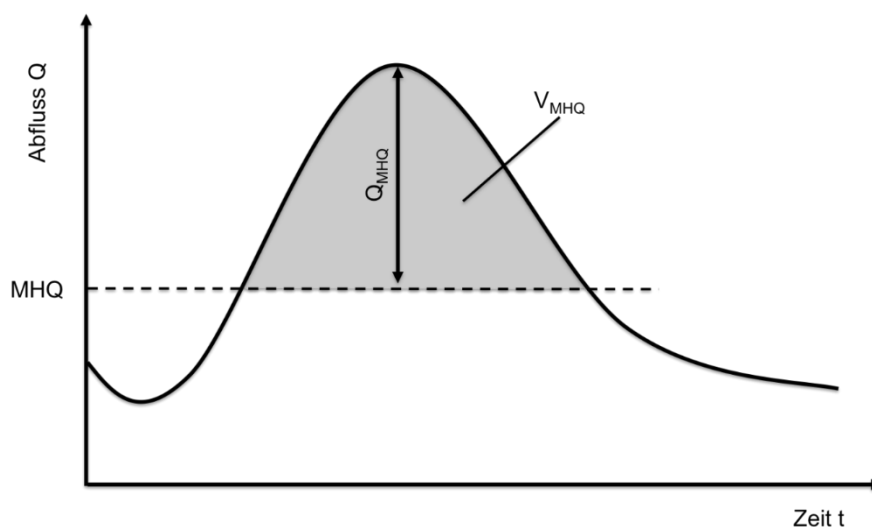


Abbildung 36: Schema der Variablen für das QV-Modell

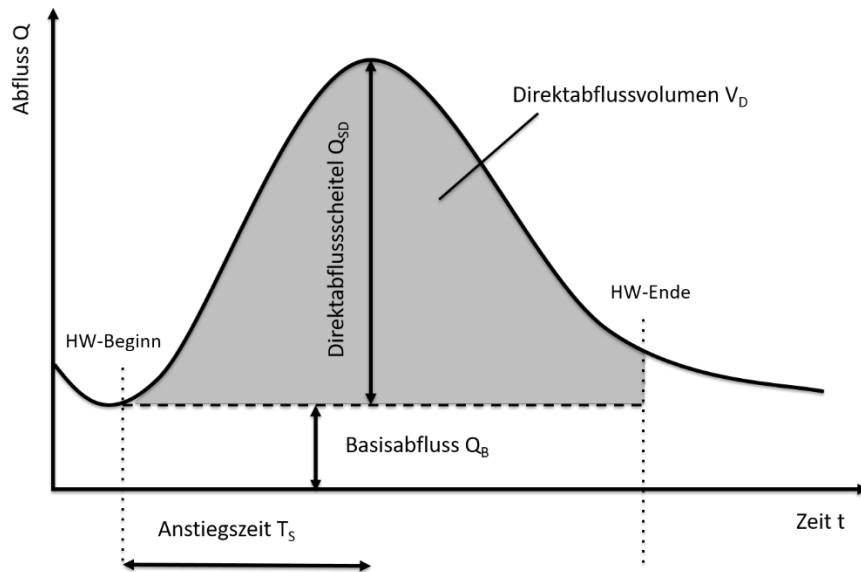


Abbildung 37: Schema der Variablen für das QVTB-Modell

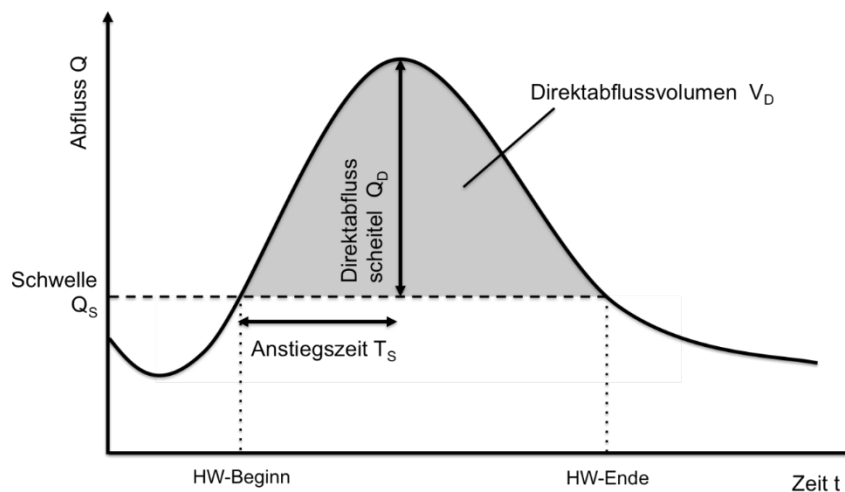


Abbildung 38: Schema der Variablen für das QVTS-Modell

### 3.5. Anwendung von pegelspezifischen Abhängigkeitsmodellen (Copulas)

#### 3.5.1. Anwendung der Copula: QV-Modellierung

Die QV-Modellierung wurde für alle Pegel durchgeführt. Die für die Pegel Burghausen/Salzach und Passau-Ingling/Inn schließlich gewählte QV-Copula wird in Tabelle 3 gezeigt. Die Auswahl der Copula aus einer größeren Zahl von möglichen Modellen basierte auf dem Bayesschen Informationskriterium. In Tabelle 3 werden auch Kendall's Tau und Spearman's Rho der beobachteten und der simulierten Daten aufgeführt. Man erkennt, dass sich die Korrelationskoeffizienten der simulierten Daten sehr gut denjenigen der beobachteten Daten annähern. Dies

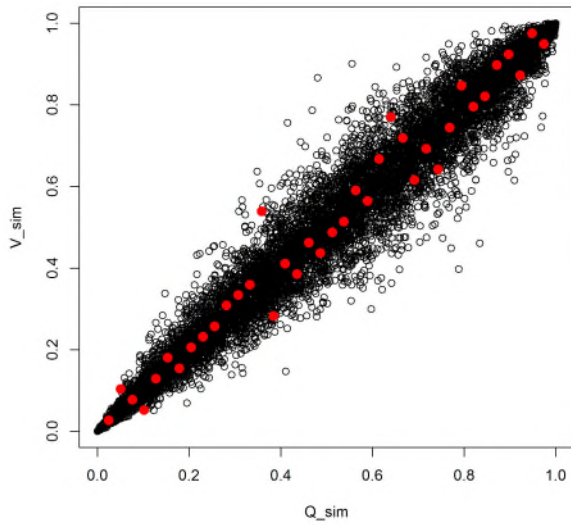
zeigt, dass die Abhängigkeitsstruktur der simulierten Daten die Abhängigkeitsstruktur der beobachteten Daten gut approximiert.

**Tabelle 3: Für die Modellierung der QV-Beziehung angewendete Copulas inklusive der Korrelationskoeffizienten von beobachteten und simulierten Daten, hier beispielhaft dargestellt für die beiden Pegel Burghausen und Passau-Ingling**

Pegel	QV-Copula	Korrelation der beobachteten Daten		Korrelation der simulierten Daten	
		$\tau_K$	$\rho_S$	$\tau_K$	$\rho_S$
Burghausen	Gaussian (0.98)	0.89	0.98	0.87	0.98
Passau Ingling	Survival Gumbel (8.38)	0.91	0.98	0.88	0.98

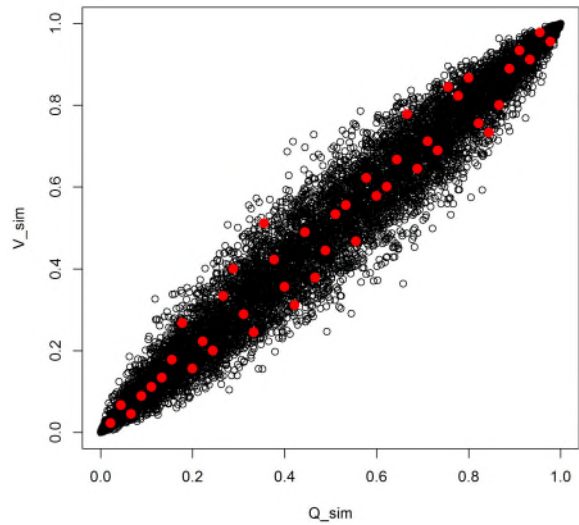
In Abbildung 39 und Abbildung 40 wird für die beiden genannten Pegel eine Grafik gezeigt, in der die gemessenen Pseudobeobachtungen (rote Punkte) und die simulierten Pseudobeobachtungen (schwarze Kreise) verglichen werden. Die Abbildungen zeigen eine sehr gute Übereinstimmung im Hinblick auf die Abhängigkeitsstrukturen zwischen den beobachteten und den gemessenen Daten. Interessant sind dabei die Asymmetrien in den Abhängigkeitsstrukturen, meist mit stärkeren Abhängigkeiten, wenn Q und V klein (hier zu erkennen beim Pegel Passau-Ingling). Bezogen auf Passau-Ingling und Burghausen zeigen Abbildung 41 und Abbildung 42 die Abhängigkeitsstruktur nach Rücktransformation der Daten in die originären Wertebereiche. Die simulierten Werte werden als blaue Pluszeichen dargestellt. Die  $Q_{MHQ}$ -Werte sind dabei um MHQ nach rechts verschoben. Die x-Achse zeigt also den simulierten Wert von  $Q_{MHQ}$  plus MHQ. Wiederum erkennt man plausible Strukturen.

**Passau-Ingling**



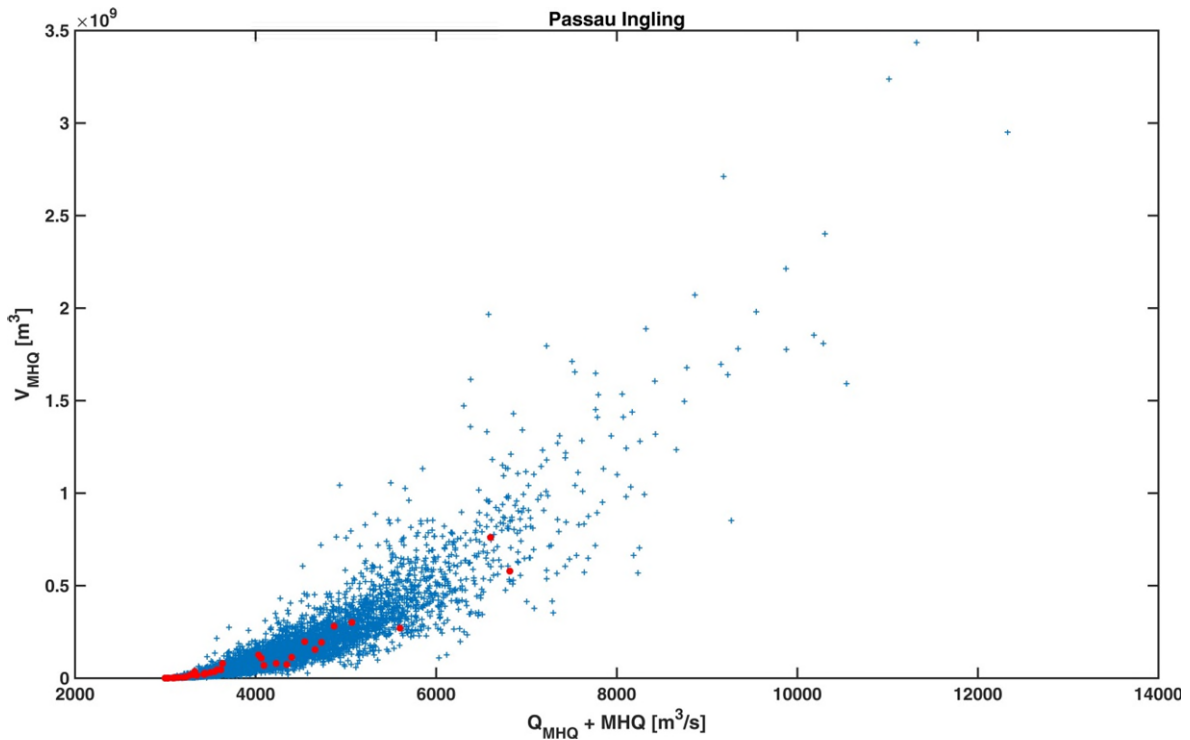
**Abbildung 39: Streudiagramm der beobachteten (rote Punkte) und der simulierten (schwarze Kreise) Pseudobeobachtungen von Passau-Ingling**

**Burghausen**



**Abbildung 40: Streudiagramm der beobachteten (rote Punkte) und der simulierten (schwarze Kreise) Pseudobeobachtungen von Burghausen**

**Passau-Ingling**



**Abbildung 41: Streudiagramm der beobachteten (rote Punkte) und der simulierten (blaue Pluszeichen) Daten von Passau-Ingling**

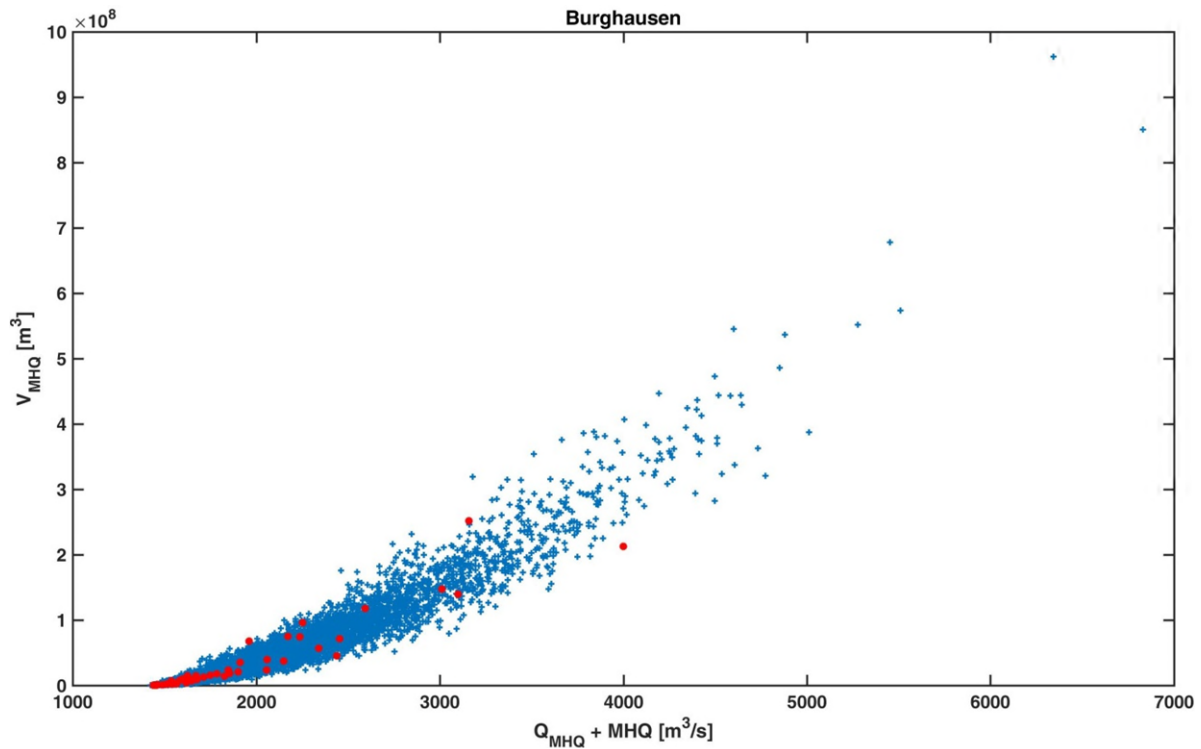


Abbildung 42: Streudiagramm der beobachteten (rote Punkte) und der simulierten (blaue Pluszeichen) Daten von Burghausen

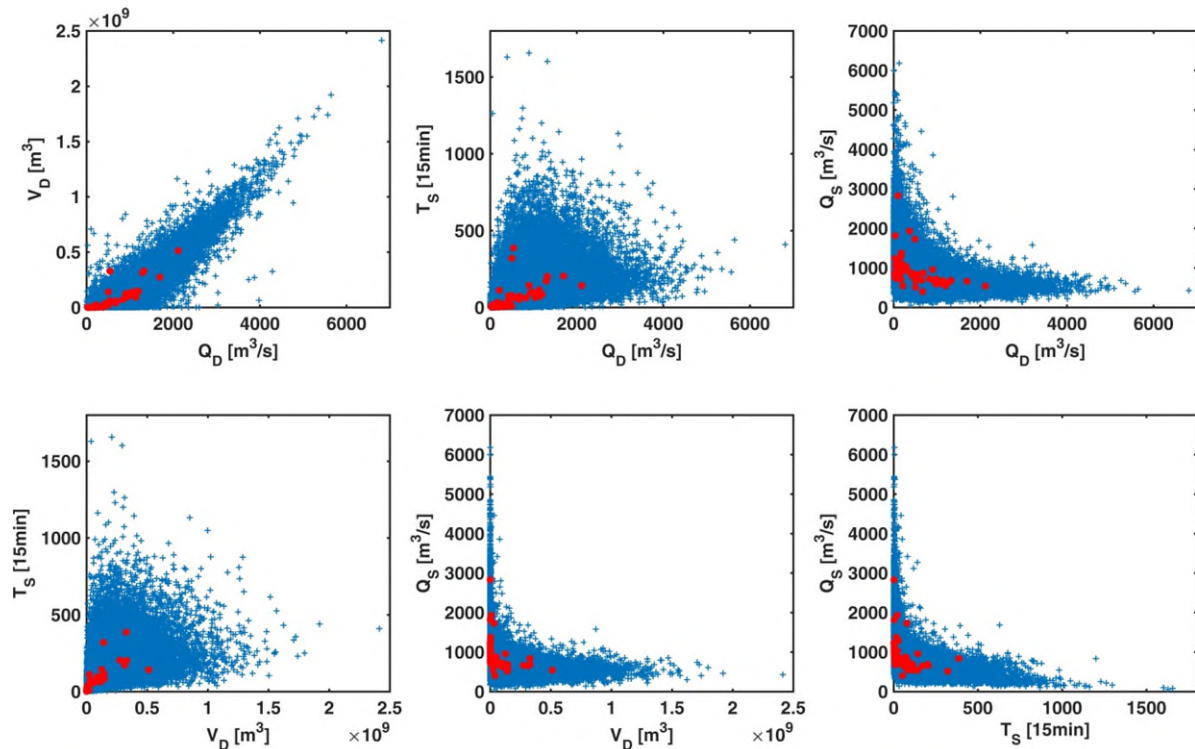
### 3.5.2. Anwendung der Copula: QVTB- und QVTS-Modellierung

Beim QVTB-Modell korrelierte insbesondere der Basisabfluss  $Q_B$  in der Regel nur sehr schwach mit den anderen Variablen. Aus diesem Grund wurde das QVTS-Modell bevorzugt. Die QVTS-Modellierung wurde für die Pegel Burghausen, Passau-Ingling und Wasserburg durchgeführt. In Tabelle 4 werden die Korrelationskoeffizienten der beobachteten und der simulierten Werte verglichen. Die hohe Ähnlichkeit der Korrelationskoeffizienten zeigt, dass die simulierten Werte die Abhängigkeitsstruktur der beobachteten Werte gut widerspiegeln.

Tabelle 4: Korrelationskoeffizienten (Kendall's Tau  $\tau_K$  und Spearmans Rho  $\rho_S$ ) der beobachteten und der simulierten Werte

Pegel	Paar	Korrelation der beobachteten Daten		Korrelation der simulierten Daten	
		$\tau_K$	$\rho_S$	$\tau_K$	$\rho_S$
Burghausen	Q <sub>D</sub> -V <sub>D</sub>	0.64	0.83	0.65	0.84
	Q <sub>D</sub> -T <sub>S</sub>	0.27	0.39	0.26	0.38
	Q <sub>D</sub> -Q <sub>S</sub>	-0.20	-0.29	-0.21	-0.30
	V <sub>D</sub> -T <sub>S</sub>	0.50	0.70	0.48	0.66
	V <sub>D</sub> -Q <sub>S</sub>	-0.31	-0.46	-0.33	-0.47
	T <sub>S</sub> -Q <sub>S</sub>	-0.22	-0.34	-0.19	-0.27
Passau Ingling	Q <sub>D</sub> -V <sub>D</sub>	0.75	0.92	0.76	0.92
	Q <sub>D</sub> -T <sub>S</sub>	0.43	0.59	0.42	0.59
	Q <sub>D</sub> -Q <sub>S</sub>	-0.20	-0.28	-0.17	-0.25
	V <sub>D</sub> -T <sub>S</sub>	0.58	0.77	0.57	0.75
	V <sub>D</sub> -Q <sub>S</sub>	-0.23	-0.33	-0.19	-0.27
	T <sub>S</sub> -Q <sub>S</sub>	-0.14	-0.20	-0.14	-0.21
Wasserburg	Q <sub>D</sub> -V <sub>D</sub>	0.82	0.94	0.80	0.94
	Q <sub>D</sub> -T <sub>S</sub>	0.61	0.81	0.59	0.80
	Q <sub>D</sub> -Q <sub>S</sub>	-0.46	-0.66	-0.45	-0.64
	V <sub>D</sub> -T <sub>S</sub>	0.76	0.93	0.75	0.92
	V <sub>D</sub> -Q <sub>S</sub>	-0.50	-0.69	-0.52	-0.72
	T <sub>S</sub> -Q <sub>S</sub>	-0.49	-0.66	-0.54	-0.74

In Abbildung 43 werden die simulierten und die beobachteten Werte am Beispiel des Pegels Wasserburg verglichen. Dabei ist bereits die Rücktransformation der Variablenwerte in den originären Werteraum erfolgt. Man erkennt, dass die simulierten Daten die Verteilungsstrukturen der beobachteten gut widerspiegeln, auch nach Rücktransformation der Variablenwerte in den jeweiligen originären Werteraum.

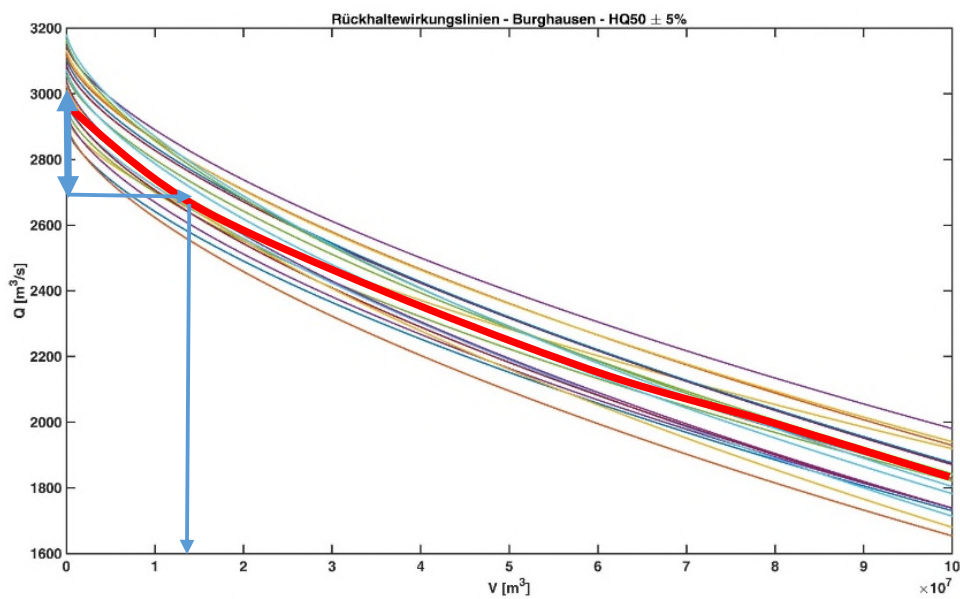


**Abbildung 43:** Vergleich der beobachteten (rote Punkte) und simulierten (blaue Pluszeichen) Daten für Wasserburg

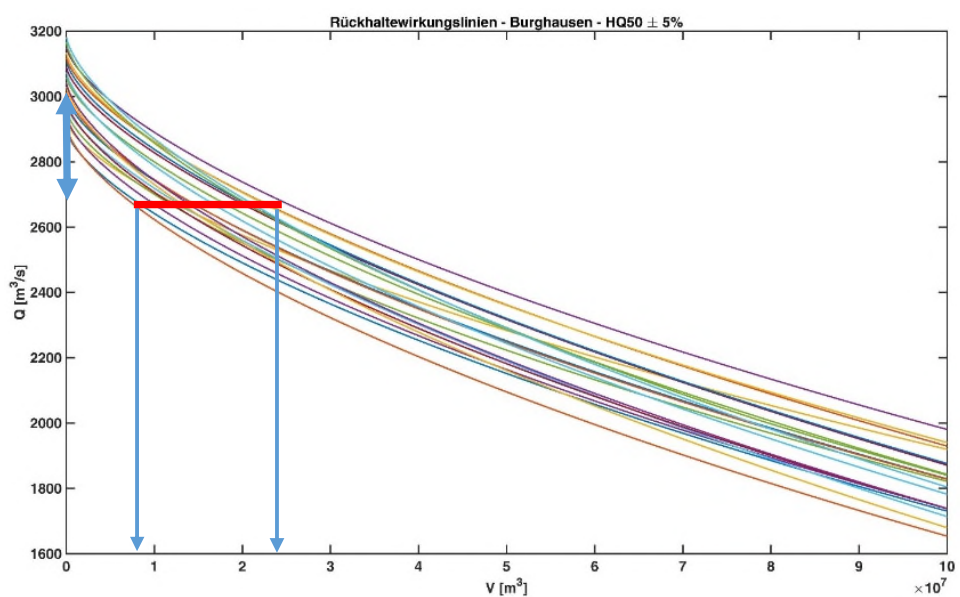
### 3.5.3. Erzeugung von Wellen und Rückhaltewirkungslinien

Anhand der simulierten QVTS-Werte wurden synthetische Hochwasserwellen für die Pegel Burghausen/Salzach, Passau-Ingling/Inn und Wasserburg/Inn mittels der Kozeny-Funktion erzeugt. Um die optimale Welle zu finden, wurden zwei verschiedene Formfaktoren ( $m$ ) für den ansteigenden Teil und für den absteigenden Teil der Welle genutzt. Die Optimierung minimierte die Volumendifferenz vom erzeugten und mit der Kozeny-Formel berechneten Direktabflussvolumen. Dazu wurden die Formfaktoren innerhalb eines erlaubten Wertebereiches zwischen 0.1 und 10 variiert und die minimale Volumendifferenz bestimmt. Für jeden Pegel wurden Wellen erzeugt, deren Scheitel sich im Intervall  $HQ_{50} \pm 5\%$  oder im Intervall  $HQ_{100} \pm 5\%$  befanden. Aus den so erzeugten Wellen wurden Rückhaltewirkungslinien berechnet. Dazu wurde eine Integrationsschwelle vom Wellenscheitel (Maximalwert) bis auf einen festgelegten Minimalwert variiert. Für jeden Schwellenwert wurde das oberhalb der Schwelle

liegende Volumen integriert. Für Schwellen unterhalb des Direktabflusses wurden als Integrationsgrenzen Anfangs- und Endzeit des Direktabflusses gewählt. Die nachfolgende Abbildung 44 und Abbildung 45 illustrieren das Vorgehen für a) eine gewählte mittlere Rückhaltewirkungslinie und b) für eine Spannweite möglicher erforderlicher Rückhaltevolumina. Der Anwender kann nun entscheiden, welcher Scheitelabfluss maßgebend ist und für Scheitelreduktionen in Abhängigkeit des gewählten Unsicherheitsquantils das erforderliche Poldervolumen ablesen.



**Abbildung 44: Erforderliches Rückhaltevolumen am Pegel Burghausen bei  $HQ_{50} = 3.042 \text{ m}^3/\text{s}$  bei mittlerer Rückhaltewirkungslinie und Scheitelreduktion um  $300 \text{ m}^3/\text{s}$**



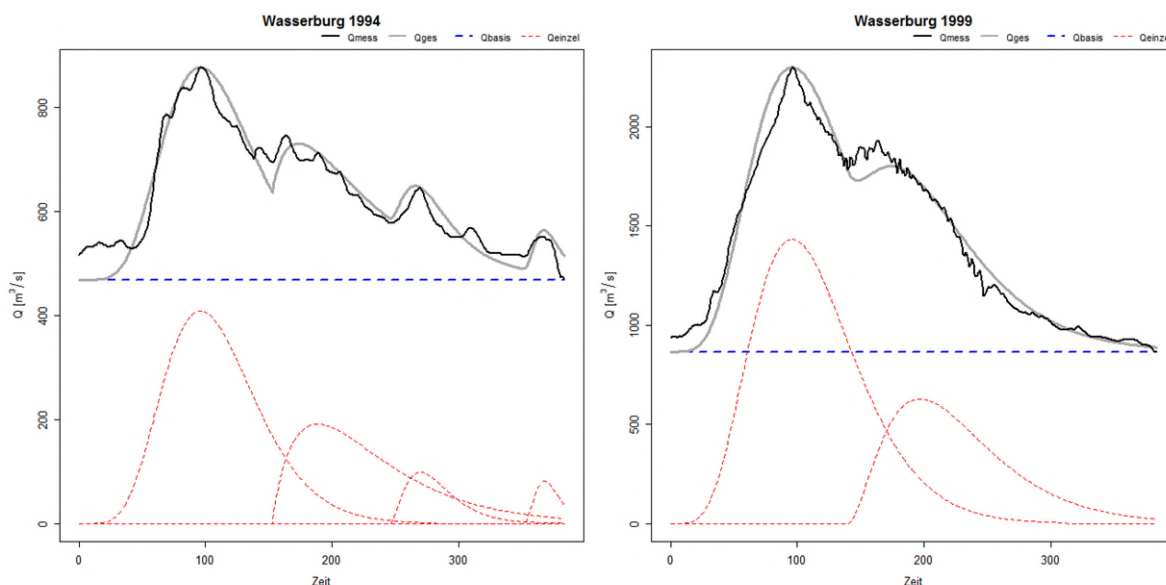
**Abbildung 45: Erforderliche Spannweite des Rückhaltevolumens am Pegel Burghausen bei  $HQ_{50} = 3.042 \text{ m}^3/\text{s}$  und Scheitelreduktion um  $300 \text{ m}^3/\text{s}$**



### 3.6. Pegelübergreifende Abhängigkeitsmodelle

Am IAWG wurden die dargestellten Arbeiten im Hinblick auf mögliche Mehrgipfligkeit synthetischer Hochwasserwellen und Betrachtungen unter Erhaltung pegelübergreifender Abhängigkeiten erweitert. Dazu wurden die Modellbausteine „Koceny-Wellenzerlegung zur Erfassung mehrgipfliger Wellen“, „R-Vine-Copula mit Flussnetz-Struktur“ und „Multitributäres Muskingum-Modell zur deterministisch-konzeptionellen Erfassung des Wellenablaufs“ implementiert. Die beiden erstgenannten Modellbausteine wurden dabei nicht der Literatur entnommen, sondern hier im Rahmen der Projektbearbeitung neu eingeführt.

Das Prinzip der Koceny-Wellenzerlegung wird anhand von Abbildung 46 verdeutlicht. Dabei liegt ein Algorithmus zugrunde, der es erlaubt, vollständige Abflussganglinien in eine grundsätzlich beliebige Zahl von Koceny-Einzelwellen zu zerlegen. Dazu werden lokale Maxima gesucht und einzelwellenbezogene Basisabflüsse, Anstiegszeiten, Scheitelabflüsse und Wellenform-Parameter so ermittelt, dass die parametrisierten Koceny-Einzelwellen nach Superpositionierung zu den Gesamtwellen führen.

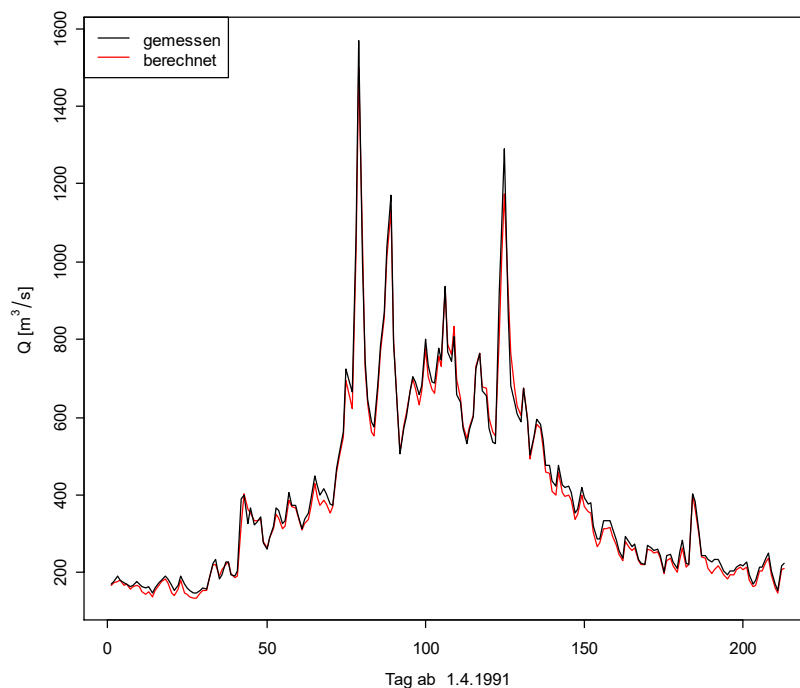


**Abbildung 46: Hochwasserwellen zu Jahreshöchstabflüssen am Pegel Wasserburg und Nachbildung durch mehrere Koceny-Funktionen, Zeit in 15-Minuten-Schrittweite**

Der Modellbaustein „R-Vine-Copula mit Flussnetz-Struktur“ ist der eigentliche Kern der pegelübergreifenden Abhängigkeitsmodellierung. Die Copula wurde dabei so aufgebaut, dass sie die vier pegelspezifischen Koceny-Variablen gleichzeitig an allen gemeinsam zu betrachtenden Pegeln beschreibt. Sie wurde damit zu einer hochdimensionalen Verteilungsfunktion, denn ihre Dimension  $d$  entspricht dann dem Produkt aus der Anzahl der pegelspezifisch betrachteten Variablen  $nV$  und der Pegelanzahl  $nP$ , also  $d = nV * nP$ . Die Umsetzung erfolgte

auf der Grundlage des sogenannten R-Vine-Copula-Ansatzes, der es erlaubt, Vine-Copula-Strukturen sehr allgemein auf der Grundlage einer matrizenbasierten Strukturdefinition zu vereinbaren. Da die Anordnung der Variablen dabei maßgeblichen Einfluss auf die Nachbildung der Abhängigkeitsstruktur hat und in der Regel gilt, dass hochkorrelierte Variablen benachbart angeordnet sein sollten, wurde hier ein neuer Algorithmus entwickelt, der es erlaubte, R-Vine-Strukturen unter Zugrundelegung einer gegebenen Gewässernetz-Topologie automatisch abzuleiten. Details dazu können dem Gesamtbericht zu Teilprojekt B entnommen werden.

Als weiterer Modellbaustein wurde der Muskingum-Flood-Routing-Ansatz in einer erweiterten Form verwendet, die es erlaubte, Gewässernetze zu modellieren, die durch mehrere Oberliegerpegel (also hier Oberliegerpegel am Inn sowie seitliche Zuflusspegel in beliebiger Zahl) und einen Unterliegerpegel (am Inn) geprägt sind („multitributär“). Es wurde dazu das „Extended Muskingum“ nach Khan (1993) sowie Kumar et al. (2011) zugrunde gelegt. Abbildung 47 zeigt gemessene und anhand der Oberlieger Rosenheim oberhalb der Mangfallmündung/Inn, Rosenheim/Mangfall, Anger/Atter und Weichselbaum/Murn mittels des erweiterten Muskingum-Modells berechnete Abflüsse für die erweiterte Hochwasserperiode des Jahres 1991 am Pegel Wasserburg/Inn. Da die Kalibrierung mit Daten des Kalenderjahres 1985 erfolgte, handelte es sich um eine Validierungsbetrachtung. Man erkennt, dass das einfache Routing-Verfahren in der Lage ist, die Abflüsse des Unterliegerpegels in hoher Genauigkeit nachzubilden.



**Abbildung 47: Gemessene und berechnete Abflüsse (erweitertes Muskingum-Verfahren) im Validierungsjahr 1991, Pegel Wasserburg / Inn**

### Umsetzung der pegelübergreifenden Copula-Ansätze

Für die konkrete Umsetzung des Ansatzes wurde wie folgt vorgegangen: zunächst wurden die maßgeblichen Ereigniszeiträume definiert. Diese waren ausschließlich die entlang des Inns anhand von Hochwasserjahresserien ermittelten. Bezogen auf die Nebengewässer wurden also nicht die mit den jeweiligen Jahreshöchstabflüssen einhergehenden Ereigniszeiträume betrachtet, sondern die unter Beachtung von Laufzeiten innerhalb der Inn-Ereigniszeiträume auftretenden Abflussganglinien, auch wenn es sich nicht um Hochwassersituationen an den Nebengewässern handelte. Für die Ableitung der zu modellierenden Daten an den Unterliegerpegeln gibt es verschiedene Möglichkeiten. Gewählt wurde schließlich eine statistisch-deterministische Berücksichtigung pegelübergreifender Abhängigkeiten durch Kombination der Copula-Modellierung mit hydrologischer Wellenablaufmodellierung, wobei der Zwischengebietszufluss mittels eines Zuwachsfaktors berücksichtigt wurde (Modellvariante „QmTB\_spRout2“). Die pegelübergreifenden Verfahren wurden auf die folgenden sieben Pegel angewandt: den Inn-Pegel Wasserburg (hier als Inn-Kopfpegel fungierend) mit den Zuflusspegeln Rosenheim/Mangfall und Anger/Attel, auf den Inn-Pegel Passau-Ingling mit den seitlichen Zuflusspegeln Burghausen/Salzach, Ruhstorf/Rott und Engfurt/Isen und auf den Inn-Oberliegerpegel Wasserburg. Bei sieben Pegeln und vier Variablen ergab sich damit eine  $d=28$ -dimensionale Copula mit  $d*(d-1)/2 = 378$  zu schätzenden Parametern. Aufsetzend auf den angepassten Randverteilungen und der 28-dimensionalen Copula wurden 10.000 ereignisbezogene Koceny-Parameter für alle sieben Pegel erzeugt und in Wellen umgerechnet. Die Wellen wurden dann mit Hilfe des multitributären Muskingum-Modells zum Unterliegerpegel Passau-Ingling geroutet und dort mittels des Zuwachsfaktors aufgehört.

### Validierung des pegelübergreifenden Modells QmTB\_spRout2

Die Validierung des pegelübergreifenden Modells QmTB\_spRout2 im Gewässerabschnitt Wasserburg bis Passau-Ingling mit insgesamt fünf seitlichen Zuflüssen erfolgte hier anhand der Güte der Nachbildung der Hochwasserabfluss-Scheitel, der Güte der Nachbildung der Wellenvolumina sowie der Güte der Nachbildung der Abhängigkeiten zwischen den Scheitelabflüssen an den Inn- und den Zufluss-Pegeln. Zunächst wurden die 10.000 Höchstwerte extrahiert und anhand dieser Datengrundlage die Hochwasserquantile der Jährlichkeiten  $T_n = 2, 5, 10, 20, 50$  und  $100$  ermittelt. Stellt man diesen diejenigen Hochwasserquantilen gegenüber, die sich bei Anwendung der Verallgemeinerten Extremwertverteilung an gemessenen Scheitelabflüssen der gemessenen Jahresserie ergeben, dann erkennt man sehr gute Übereinstimmungen. In einem nächsten Schritt wurden für alle erzeugten Wellen Volumina oberhalb von MHQ berechnet und mit den gemessenen und den mittels des „QV-Modells“ abgeleiteten Werten verglichen. Die Ergebnisse für Wasserburg und Passau-Ingling zeigen Abbildung 48 und

Abbildung 49. Am Pegel Wasserburg zeigt das Modell QmTB\_spRout2 eine Verteilung, die derjenigen des QV-Modells sehr ähnlich ist. Bezogen auf Passau-Ingling zeigt QmTB\_spRout2 eine geringere Spreizung als das QV-Modell, wobei der Vergleich mit den Messungen eine insgesamt plausible Verteilung erkennen lässt (s. dazu auch nachfolgenden Abschnitt mit den Ergebnissen des N-A-Modells am Pegel Passau-Ingling).

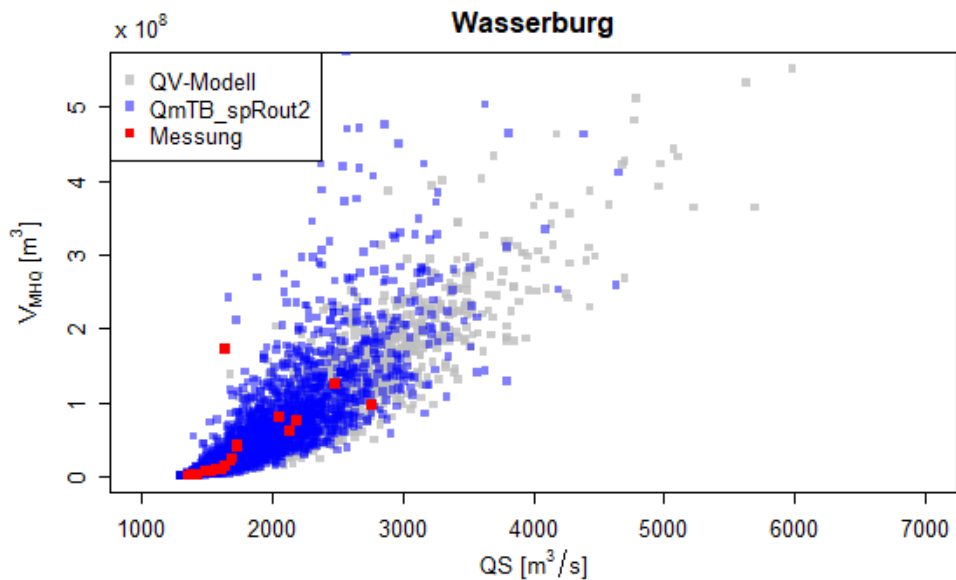


Abbildung 48: Scheitelabfluss und Volumen oberhalb MHQ für den Pegel Wasserburg, Modell QmTB\_spRout2

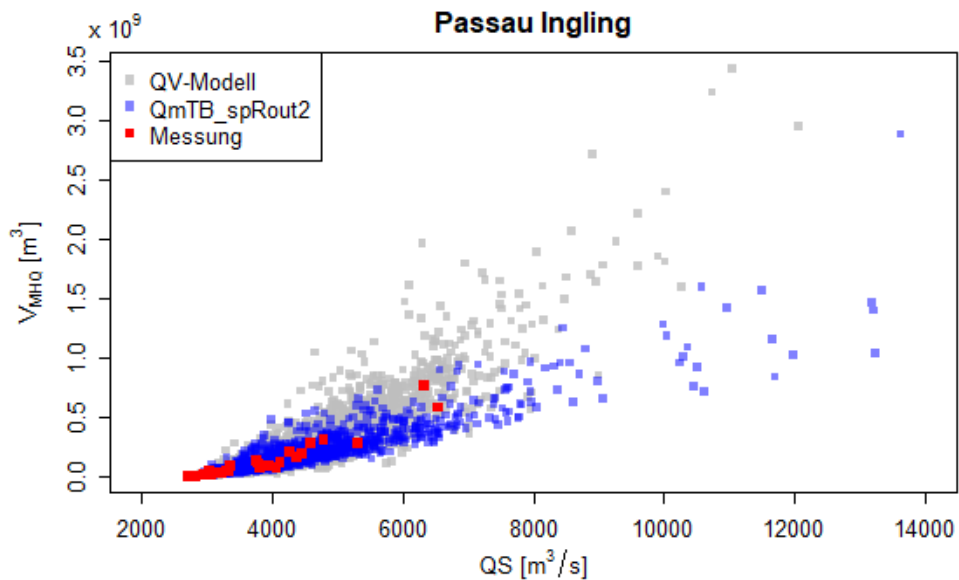


Abbildung 49: Scheitelabfluss und Volumen oberhalb MHQ für den Pegel Passau-Ingling, Modell QmTB\_spRout2

### 3.7. Vergleich mit den Ergebnissen von Teilprojekt A

#### 3.7.1. Vergleich der pegelbezogenen Copulas mit der N-A-Modellierung

Nachfolgend werden die Simulationen des QV-Modells mit Ergebnissen des Teilprojekts A verglichen. Für die Analyse wurde jeweils das höchste Hochwasserereignis pro Jahr der Abflusssimulationen von Teilprojekt A gewählt und das zugehörige Volumen  $V_{\text{MHQ}}$  berechnet. Die Ergebnisse der pegelbezogenen Vergleiche werden in Abbildung 50 und Abbildung 51 für Wasserburg und Passau-Ingling dargestellt. Die simulierten Werte aus Teilprojekt B sind dabei durch blaue Kreise, die simulierten Werte aus Teilprojekt A durch grüne Rauten und die Beobachtungen durch rote Punkte dargestellt. Man erkennt, dass die Ergebnisse des QV-Modells generell eine größere Variabilität ausweisen. Während dabei die mittleren Verhältnisse bei Wasserburg vergleichbare Strukturen abbilden, erkennt man bezogen auf Passau-Ingling, dass dort das N-A-Modell systematisch niedrigere Volumina bei höheren Scheiteln ausweist. Die copulabasierten, pegelbezogenen Ergebnisse orientieren sich naturgemäß stark an den Messungen, so dass einzelne Messwerte den Trend der generierten Extremereignisse deutlich determinieren.

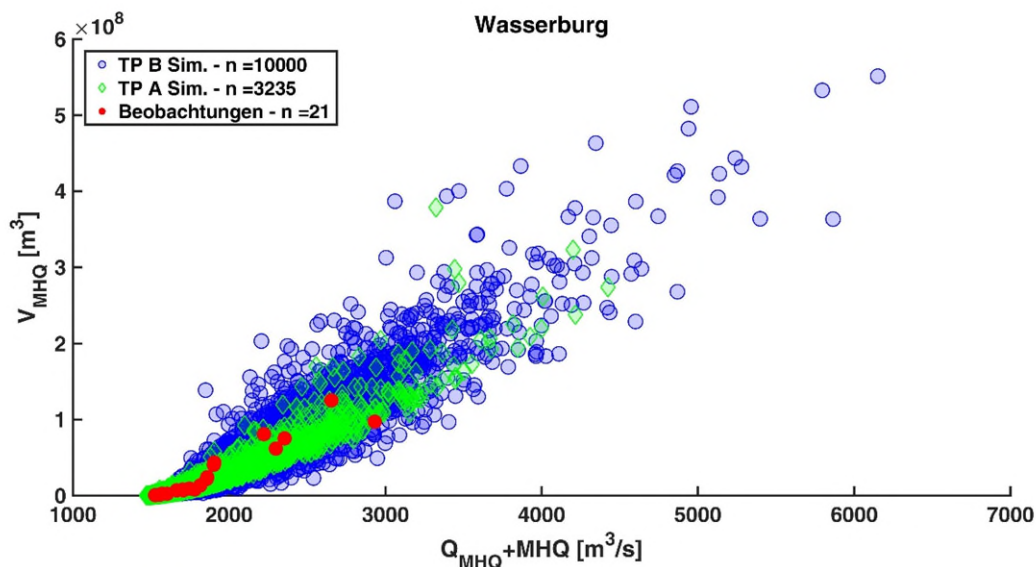


Abbildung 50: Vergleich zwischen den QV-Simulationen von Teilprojekt B (blaue Kreise), Teilprojekt A (grüne Rauten) und den beobachteten Werten für den Pegel Wasserburg

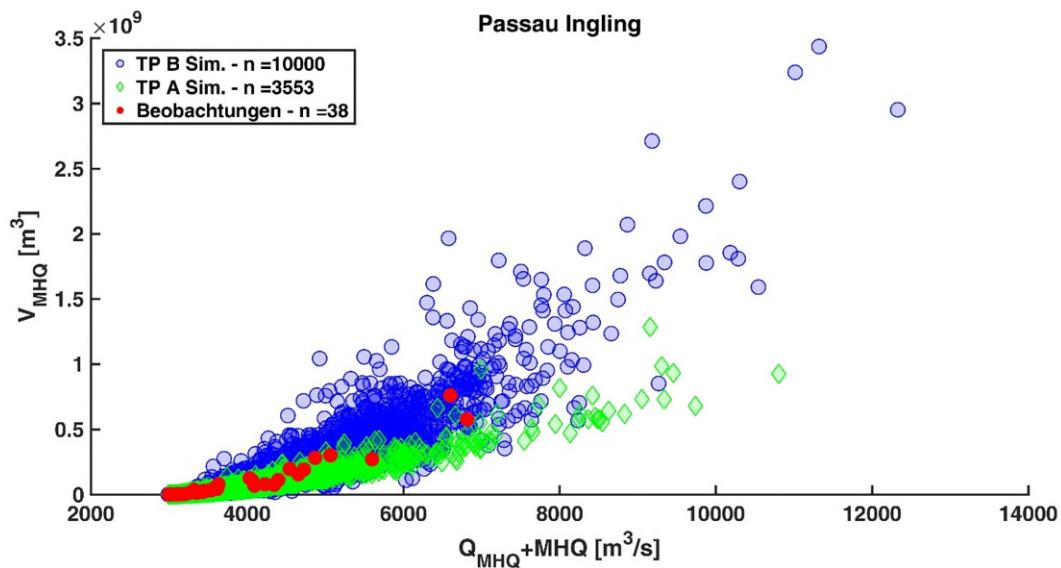


Abbildung 51: Vergleich zwischen den QV-Simulationen von Teilprojekt B (blaue Kreise), Teilprojekt A (grüne Raute) und den beobachteten Werten für den Pegel Passau-Ingling

Interessant ist, dass die pegelübergreifende Copula mit zwischengeschaltetem Flood-Routing speziell im Fall des Pegels Passau-Ingling Ergebnisse lieferte, die den Ergebnissen des N-A-Modells an diesem Pegel ähnlich sind (vgl. Abbildung 49 und Abbildung 51).

### 3.7.2. Vergleich räumlicher Abhängigkeiten bei pegelübergreifender Copula und N-A-Modellierung

Die Beurteilung der Nachbildung räumlicher Abhängigkeiten beim pegelübergreifenden Modell  $Q_{mTB\_spRout2}$  erfolgt hier durch Vergleiche mit den Messdaten und den Ergebnissen des N-A-Modells. Verglichen werden dabei die jeweils innerhalb eines Ereignisses auftretenden Scheitelabflüsse an den Pegeln Passau-Ingling und Burghausen (Abbildung 52) sowie Passau-Ingling und Wasserburg (Abbildung 53). Dargestellt sind dabei nicht die Abflusswerte sondern deren Unterschreitungswahrscheinlichkeiten. In der linken oberen Ecke ist die jeweilige Spearman-Korrelation  $r_{Sp}$  angegeben. Die Messwerte sind in Rot dargestellt, die Ergebnisse des N-A-Modells in Schwarz und die Ergebnisse von  $Q_{mTB\_spRout2}$  in Blau. Man erkennt, dass das Modell  $Q_{mTB\_spRout2}$  die in den Messdaten sich abzeichnenden Korrelationen genauso gut (Pegelpaar Passau-Ingling vs. Burghausen) oder sogar besser (Pegelpaar Passau-Ingling vs. Wasserburg) erfasst als das N-A-Modell. Insgesamt lässt sich somit resümieren, dass  $Q_{mTB\_spRout2}$  massenerhaltende Wellen unter Erhaltung pegelübergreifender räumlicher Abhängigkeiten liefert, die physikalisch plausibel sind, weil der Strömungsprozess (in einfacher Weise hydrologisch) mit modelliert wird, dabei die lokalen Scheitelabfluss-Quantile vorgegebener Jährlichkeiten zu den aus der klassischen Extremwertstatistik ermittelten plausibel sind und auch Wellenvolumina zutreffend abgebildet werden.

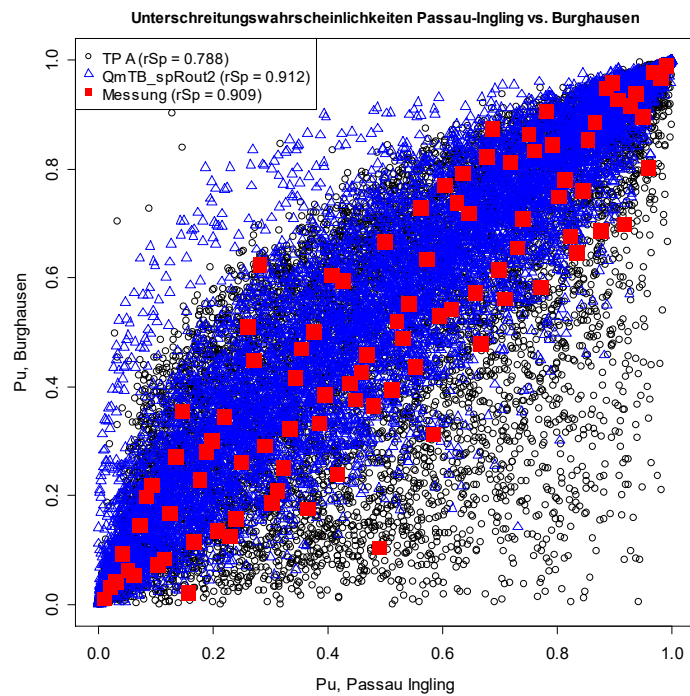


Abbildung 52: Gleichzeitig auftretende Scheitelabfluss-Unterschreitungswahrscheinlichkeiten an den Pegeln Passau-Ingling und Burghausen, rot: Messwerte, schwarz: N-A-Modell, blau: Modell QmTB\_spRout2

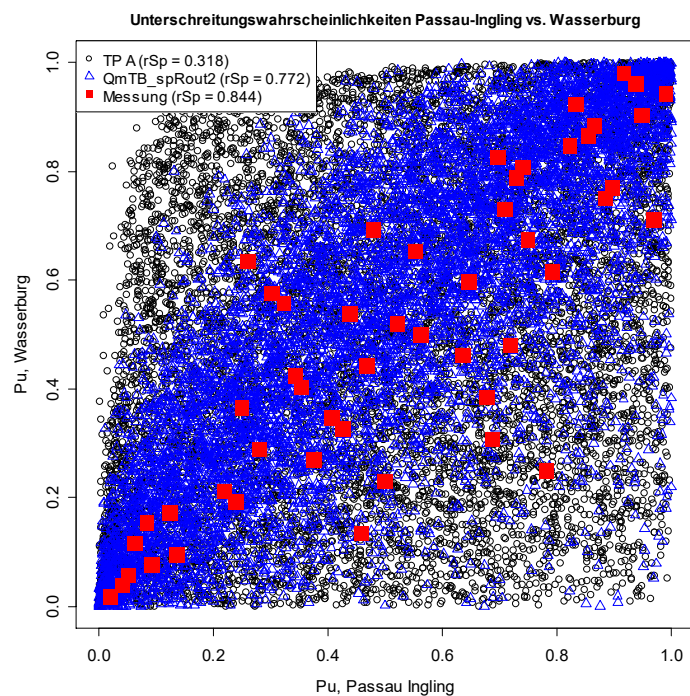


Abbildung 53: Gleichzeitig auftretende Scheitelabfluss-Unterschreitungswahrscheinlichkeiten an den Pegeln Passau-Ingling und Wasserburg, rot: Messwerte, schwarz: N-A-Modell, blau: Modell QmTB\_spRout2

### 3.8. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick

Ziel des Teilprojekts war die statistisch basierte Ermittlung von synthetischen Bemessungsganglinien mit Scheiteln und Volumina, die den realen Wellen in Form, Scheitel, Fülle und Auftretenswahrscheinlichkeiten möglichst ähnlich sind. Es konnte gezeigt werden, dass dies durch den Einsatz copulabasierter Modelle in hoher Qualität erreicht werden kann. Der Einsatz statistischer Verfahren zur Erzeugung von synthetischen Hochwasserwellen ist nicht neu (s. z. B. LANUV 2004). Neu bei den copulabasierten Ansätzen ist allerdings, dass im Hinblick auf die Abhängigkeiten zwischen den eine Hochwasserwelle determinierenden Variablen keine einfachen Annahmen getroffen werden (z. B. in Form von Unabhängigkeitsannahmen), sondern diese explizit und detailliert modelliert werden. Die Erfassung der Abhängigkeiten geht dabei deutlich hinaus über den Ansatz, Korrelationskoeffizienten zu erhalten. So lässt sich beispielsweise leicht zeigen, dass es eine beliebig große Zahl von Abhängigkeitsstrukturen gibt, die alle den gleichen Korrelationskoeffizienten aufweisen, sich aber strukturell deutlich unterscheiden (z. B. symmetrische Strukturen, Asymmetrien mit stärkeren Abhängigkeiten im unteren Wertebereich oder Asymmetrien mit stärkeren Abhängigkeiten im oberen Wertebereich). Copulas, die ein Oberbegriff für eine Vielzahl von Familien mit unterschiedlichen Abhängigkeitsstrukturen darstellen, sind in der Lage, derartige Strukturen zu erfassen, so dass diese – sofern sie in den Messdaten enthalten sind – auch auf die synthetisch erzeugten Daten übertragen werden.

In der Studie wurden zum einen zwei- und vierdimensionale pegelspezifische und zum anderen hochdimensionale, pegelübergreifende Copula-Modelle zur Erzeugung von Bemessungsabflüssen und -ganglinien aufgestellt. Mit Hilfe der pegelspezifischen Copula-Ansätze wurden zunächst Scheitel-Volumen-Beziehungen erarbeitet. Die in den Messungen sich abzeichnenden, oft asymmetrischen Abhängigkeitsstrukturen wurden dabei zutreffend erfasst. Bei den vierdimensionalen Copulas wurden neben Scheitel und Volumen auch Anstiegszeit und Basisabfluss erfasst. Damit wurden dann synthetische Bemessungsganglinien erzeugt, weil alle Eingangsparameter für die dazu zugrunde gelegte Koceny-Funktion vorlagen. Auch hier wurden asymmetrische Abhängigkeitsstrukturen in den Messdaten erkennbar und folgerichtig auf der Grundlage der Copula-Modellierung in die synthetischen Daten übertragen.

Bei der pegelübergreifenden Modellierung wurden die vier Variablen Scheitelabfluss, Formfaktor, Anstiegszeit und Basisabfluss nicht alleine an einem Pegel, sondern gleichzeitig an den beiden Innpegeln Wasserburg und Passau-Ingling sowie an insgesamt fünf Nebengewässerpegeln erfasst und modelliert, so dass eine 28-dimensionale Copula (vier Variablen mal sieben Pegel) entstand. Dazu wurde eine in der Literatur bisher nicht beschriebene, anhand der Ge-



wässernetztopologie abgeleitete R-Vine-Copula aufgebaut. Der Wellenablauf von den Oberliegerpegeln zum Unterliegerpegel Passau-Ingling wurde anhand eines multitributären Muskingum-Modells abgebildet. Durch Kombination der deterministischen und stochastischen Komponenten lag damit ein Gesamtansatz vor, der neben Scheitelabfluss, Fülle und Wellenform an den einzelnen Pegeln auch die pegelübergreifenden, räumlichen Abhängigkeiten zwischen diesen Parametern erhält. Darüber hinaus wies jede einzelne synthetische Welle aufgrund des zwischengeschalteten Wellenablaufs eine entlang des Fließweges physikalisch mögliche Form auf. Damit stellt dieses Verfahren eine Alternative zur Niederschlag-Abfluss-Modellierung dar. Vergleiche mit den Ergebnissen der Modellierungen aus Teilprojekt A zeigten dabei, dass die anhand der Messdaten extremwertstatistisch ermittelten Kennwerte (Jährlichkeiten von Scheiteln, Füllen) ebenso gut erhalten werden als beim N-A-Modell und auch die räumlichen Abhängigkeiten zutreffend erfasst werden. Der Ansatz könnte grundsätzlich so erweitert werden, dass Abflussganglinien abseits von Pegeln abgeleitet werden können. Dazu müsste der hydrologische Wellenablaufbaustein durch ein etwas komplexeres Verfahren ersetzt werden, beispielsweise den Muskingum-Cunge-Ansatz.

Die Copula-Verfahren wurden in der hier vorliegenden Studie im Wesentlichen zur Validierung des Niederschlag-Abfluss-Modells aus Teilprojekt A verwendet. Dabei zeigte sich, dass die Copula-Modelle in aller Regel eine höhere Variabilität in den synthetischen Wellen ausweisen als das N-A-Modell. Die generelle Struktur hinsichtlich der Abhängigkeit zwischen Abflussscheitel und Volumen sowie ereignisbezogenen Abflussscheiteln an verschiedenen Pegeln in den Messungen, den Copula-Simulationen und den N-A-Simulationen stimmt dabei in der Regel recht gut überein. Vor dem Hintergrund von gänzlich unterschiedlichen methodischen Herangehensweisen und den generellen Unschärfen bei der Modellierung hydrologischer Extreme war das ein überraschend konsistentes Ergebnis. Interessant ist dabei, dass der pegelübergreifende Copulaansatz bezogen auf den Unterliegerpegel Passau-Ingling Strukturen ausweist, die dem Ergebnis der N-A-Modellierung ähnlicher sind als dem Ergebnis der pegelspezifischen Copula, möglicherweise ausgelöst durch die zwischengeschaltete Wellenablaufmodellierung.

Grundsätzlich sind auch eigenständige, eine Niederschlag-Abfluss-Modellierung ersetzende Anwendungen des Copula-Ansatzes denkbar. Die Vorteile bestünden in einem gegenüber der N-A-Modellierung deutlich reduzierten Aufwand bei der Modellerstellung und erwartungsgemäß sehr guten Nachbildungen pegelbezogener Messungen und der daraus extremwertstatistisch abgeleiteten Kennwerte. Die Messungen sollten dabei über hinreichend lange Zeiträume vorliegen und möglichst zuverlässig sein, da fehlerbehaftete Messungen bei diesem Ansatz unmittelbarer auf die Modellierungsergebnisse wirken als bei der N-A-Modellierung.

## 4. Teilprojekt C: Potentialermittlung bezüglich Hochwasserrückhaltung bei den Wehrbetriebsordnungen für den Ist-Zustand

### 4.1. Einführung

Große Flusshochwasser können insbesondere in Bereichen dichter Besiedlung zu hohen Schäden führen, sodass es von hohem gesellschaftlichen Interesse ist, das Potential geeigneter Rückhaltmaßnahmen für eine mögliche Abminderung des Hochwasserscheitels zu untersuchen. Das Hochwasser im Jahr 2013 stellte vor allem in Passau an der Donau ein Ereignis mit einer Jährlichkeit größer als  $HQ_{100}$  dar, das im Stadtbereich Passau zu weitreichenden Überschwemmungen und Schäden geführt hat (Bundesanstalt für Gewässerkunde, 2013 und Bayerisches Landesamt für Umwelt, 2014). Der Mündungsbereich des Inns in die Donau ist zudem bereits bei Hochwassern kleinerer Jährlichkeit von Überschwemmungen betroffen.

Der Inn ist wie der überwiegende Anteil großer Fließgewässer in Deutschland und Österreich mit Staustufen ausgebaut. Die Betriebsweise der Staustufen folgt festgelegten Vorschriften, auch als Wehrbetriebsordnungen (WBO) bezeichnet, in denen Restriktionen, Toleranzen und Betriebsvorgaben, wie einzuhaltende Oberwasserstände (Stauziele), speziell auch für den Hochwasserfall, festgelegt sind. Insbesondere im Fall sehr großer Hochwasserereignisse ist der sichere Betrieb von entscheidender Bedeutung. Hierbei ist zu beachten, dass der Betrieb der Stauanlagen in jedem Fall hochwasserneutral durchzuführen ist und keine Verstärkung respektive Aufsteilung des Hochwasserabflusses erzeugt wird. Im besten Fall ist eine Dämpfung des Hochwasserscheitels anzustreben.

Der bestehende Ausbau von großen Fließgewässern mit Staustufen in Verbindung mit der Gefährdung, die von großen Hochwassern ausgehen kann, führt zu der zentralen Fragestellung, ob es durch eine Anpassung der Betriebsweise der Staustufen im Hochwasserfall und damit einem geeigneten Stauraummanagement möglich ist, den Scheitel eines Hochwassers zu reduzieren. Das Stauraummanagement stellt im Kontext verschiedener möglicher Maßnahmen zum Hochwasserschutz einen geringfügigen Eingriff in das Gesamtsystem dar, weil eine bestehende bauliche Struktur genutzt wird und keine umfangreichen baulichen Maßnahmen notwendig sind.

Zur Durchführung von Untersuchungen zum angepassten Betrieb von Staustufen sind grundlegende Kenntnisse über das Systemverhalten geregelter Staustufen erforderlich, um die

Steuerung der Anlagen unter Einbeziehung der nichtlinearen Systemdynamik des Abflussgeschehens in einer Stauhaltung adäquat abzubilden. Das hier genutzte gekoppelte Modellsystem stellt ein Werkzeug dar, mit dem die komplexen Vorgänge des Betriebes von Stauanlagen modelltechnisch abgebildet werden können. Auch eine Ableitung von praxisnahen Steuerungsvorgaben kann mit dem Modellsystem erfolgreich betrachtet werden.

Im Rahmen der Retentionspotentialstudie Inn erfolgte im Teilprojekt C – Potentialermittlung bezüglich Hochwasserrückhaltung bei den Wehrbetriebsordnungen für den Ist-Zustand – eine Analyse des Potentials hinsichtlich einer Abflussminderung (Hochwasserrückhaltung) durch modifizierte Wehrbetriebsordnungen. Die Durchführung des Teilprojektes C übernahm das Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft der Universität Kassel im Rahmen einer Forschungsk Kooperation. Das Fachgebiet Wasserbau und Wasserwirtschaft verfügt auf dem Gebiet des automatisierten Betriebes von Stauanlagen über langjährige Erfahrung. Das eingesetzte Modellsystem, welches über einen langen Zeitraum am Fachgebiet selbst entwickelt wurde und stetig weiterentwickelt wird, beinhaltet als Kernbaustein ein eindimensionales instationäres hydrodynamisch-numerisches (HN-)Verfahren, welches mit einer umfangreichen Toolbox von Reglern und Steuerungselementen für den Betrieb der Staustufen gekoppelt ist. Durch zahlreiche Projekte für verschiedene Kraftwerksbetreiber, in denen auch eine Umsetzung der vorgeschlagenen Reglerstruktur und eine erfolgreiche Inbetriebnahme erfolgte, ist der Praxisbezug gegeben.

## 4.2. Modellerstellung

### 4.2.1. Modellgebiet und Erstellung des 1D-HN-Modells

#### Betrachtetes Modellgebiet

Das Modellgebiet umfasst die 211 km lange Fließstrecke des bayerischen Inns mit insgesamt 15 Stauhaltungen vom Kraftwerk (KW) Oberaudorf-Ebbs bis zur Einmündung des Inns in die Donau zuzüglich des Innkanals mit dem KW Töging und der Stauhaltung Jochenstein an der Donau vom KW Kachlet bis zum KW Jochenstein (vgl. Abbildung 54, rot). Die Abflusssituation und Hochwassergenese wird ab Fkm 68,3 maßgeblich vom Zufluss der Salzach geprägt, sodass sich der Inn anhand der Salzachmündung in einen oberen und unteren Abschnitt aufteilen lässt.

Zur Durchführung der Untersuchung und Erstellung des Stauraummodells werden verschiedene Daten benötigt. Diese umfassen lagebezogene Daten zur Erstellung eines GIS-Projek-

tes, topographische Informationen des Gewässersystems zur Abbildung der Geometrie, Informationen zum Wehrbetrieb an den Stauanlagen sowie Mess- und Aufzeichnungsdaten von Pegeln im Untersuchungsgebiet und an den Anlagen. Die benötigten Daten wurden durch das LfU, das Bundesministerium für Landwirtschaft, Regionen und Tourismus (BMLRT), die beteiligten österreichischen Ämter der Landesregierungen (Tirol, Salzburg und Oberösterreich) sowie die VERBUND AG zur Verfügung gestellt.

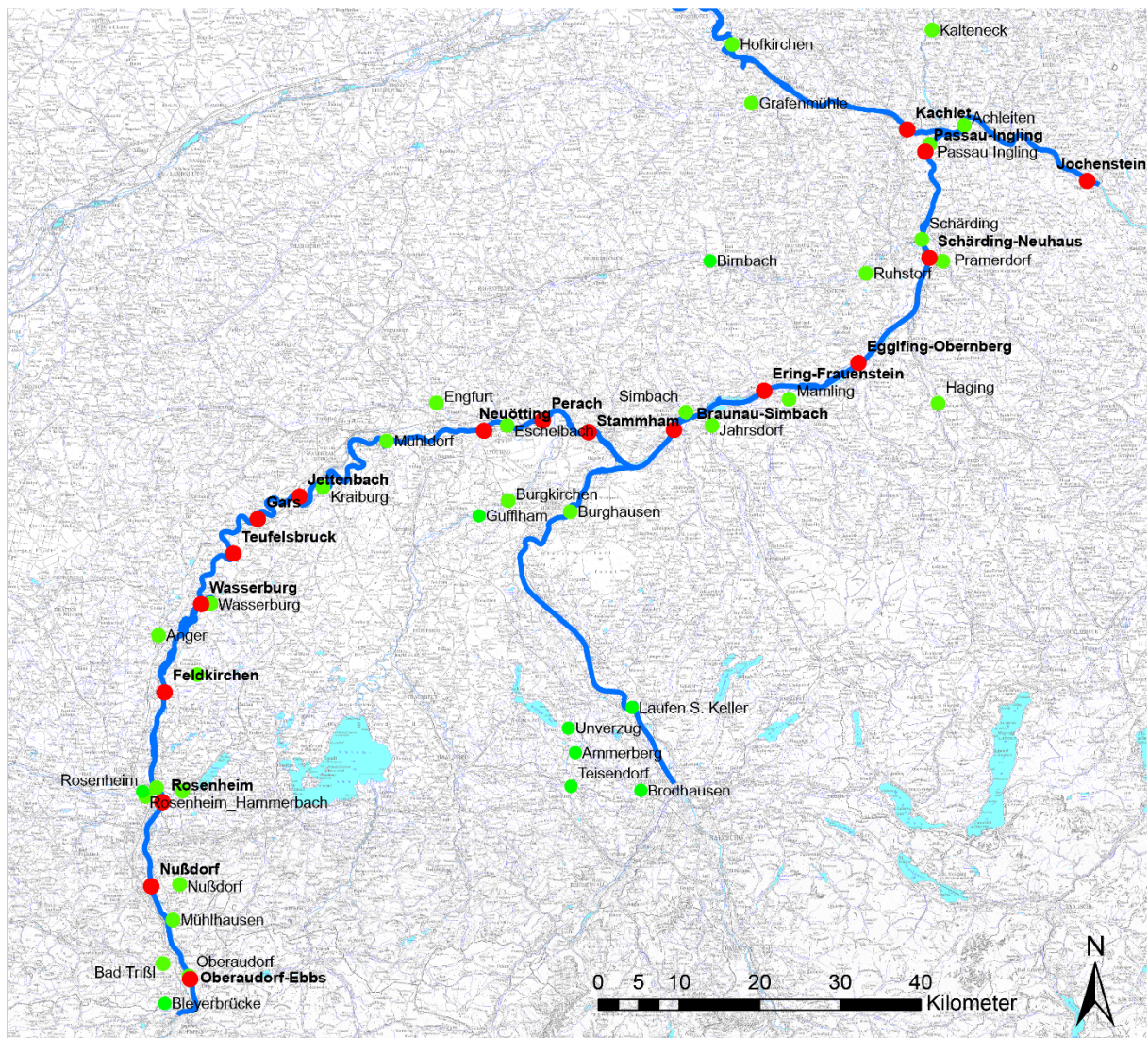


Abbildung 54: Untersuchungsgebiet mit Lage der Staustufen (rot) und Pegel (grün) (Kartenhintergrund: DTK200 © GeoBasis-DE/BKG2015)

### Berechnungsverfahren

Die Untersuchungsmethode muss sich auf ein Modell stützen, das die Wechselwirkung zwischen dem Betrieb der Kontrollbauwerke an der Staustufe und den Strömungsverhältnissen im Stauraum quantifizieren kann. Kernbaustein des fachgebietsinternen Simulationspro-

gramms Sim1D ist ein eindimensionales, instationäres hydrodynamisch-numerisches Verfahren zur Berechnung der Strömungsverhältnisse in einem Fließgewässer. Die eindimensionalen Saint-Venant-Gleichungen werden mittels eines Finite-Differenzen-Verfahrens nach Preissmann gelöst. Der Gewässerverlauf wird hierzu in Form von Querprofilen abgebildet, das System wird allgemein als hydrodynamisch-numerisches (HN-)Modell bezeichnet. Es ist möglich, verzweigte und vermaschte Systeme anzulegen und seitliche Zuflüsse anzufügen. Zur Berechnung werden Anfangs- und Randbedingungen eingegeben. Die Anfangsbedingungen dienen zur Initialisierung des Systems, sodass über die Modellstrecke ein stabiler stationärer Strömungszustand erreicht wird. Als Randbedingung wird am oberen Rand ein Abfluss eingesetzt, während am unteren Rand meist ein Wasserstand, seltener ein Abfluss, vorgegeben wird. Seitliche Zuflüsse innerhalb des Systems werden als weitere Abfluss-Randbedingungen eingegeben. Rauheitsverluste werden bei der Simulation mit Sim1D über den Stricklerbeiwert abgebildet. Dabei ist sowohl eine Abhängigkeit vom Wasserstand als auch eine Unterteilung über den Querschnitt möglich. Weiterhin besteht die Möglichkeit, lokale Verluste in der Berechnung abzubilden.

Das Berechnungsverfahren Sim1D wird mit MATLAB/Simulink® und weiteren Toolboxen gekoppelt und dient damit zur Simulation der Steuerung von wasserbaulichen Anlagen. So ist eine Simulation von Staustufenketten, wie der am Inn betrachteten, möglich. Zur Realisierung der verschiedenen Reglerstrukturen, so beispielsweise Stauzielregelung oder OW/Q-Regelung, die zur Steuerung der Kontrollbauwerke genutzt werden, steht eine Bibliothek verschiedener Module zur Verfügung. Durch den Einsatz dieser Werkzeuge in einer Vielzahl von Projekten liegen umfangreiche Erfahrungen auf dem Themengebiet des automatisierten Betriebes von Stauanlagen vor (Theobald, 1999 und Theobald, 2008).

### Hydrologische Daten

Zur Modellierung werden Abflussdaten von Zuflüssen im Modellgebiet benötigt. Neben Pegeln an den Modellrändern und an seitlich einmündenden Gewässern stehen Pegel entlang des Inns zum Abgleich der Simulationsergebnisse zur Verfügung (vgl. Abbildung 54, grün).

Das Modell umfasst die Zuflüsse des Inns aus Deutschland und Österreich, für die Pegelaufzeichnungen vorliegen. Insgesamt wurden 16 Zuflüsse berücksichtigt, davon zwölf Pegel des LfU und vier Pegel des BMLRT. Es erfolgt die Berücksichtigung der Translation (Laufzeit) und eine Skalierung des Pegelabflusses anhand der Einzugsgebietsgröße in Abhängigkeit der Entfernung der Pegelmessstelle zur Einmündung des Gewässers in den Inn.

Mit den vorliegenden Pegelinformationen wird zusammengenommen ein Einzugsgebiet des Inns von rund 23.800 km<sup>2</sup> abgedeckt. Somit ergibt sich beim Abgleich mit dem Gesamteinzugsgebiet des bayerischen Inns von rund 26.000 km<sup>2</sup> ein Einzugsgebiet von rund 2.200 km<sup>2</sup>, das nicht durch Pegelmessungen abgedeckt wird. Die nicht durch Pegel abgedeckten Teileinzugsgebiete wurden durch zusätzliche Zuflüsse in die Stauhaltungen ergänzt. Diese wurden anhand der Abflussspende benachbarter Einzugsgebiete, für die Pegelmessungen vorlagen, berechnet und als Ganglinie zugegeben.

### Topographische Daten

Für die Modellierung des Fließgewässers und die Abbildung der Geometrie werden topographische Daten des Flussschlauchs und der Vorländer benötigt. Es liegen zahlreiche Peilungen der Stauräume von unterschiedlichen Jahren und insbesondere nach Hochwasserereignissen vor. Die Sohlgeometrien des Inns sind zum Teil stark durch Umlagerungsprozesse beeinflusst, die durch Hochwasser oder bestimmte Betriebsweisen (z. B. Stauraumpülungen) verursacht werden. Ein Gleichgewichtszustand der Sohlage stellt sich abhängig vom Stauraum und dem damit charakteristischen Feststoffeintrag innerhalb weniger Jahre nach einem Hochwasserereignis ein. Die für den Modellaufbau angenommenen Sohlpeilungen geben einen Gleichgewichtszustand wieder und entsprechen den von Lahmeyer Hydroprojekt genutzten Sohlen des hydrodynamischen Abflussmodells des bayerischen Inn (Lahmeyer Hydroprojekt, 2014).

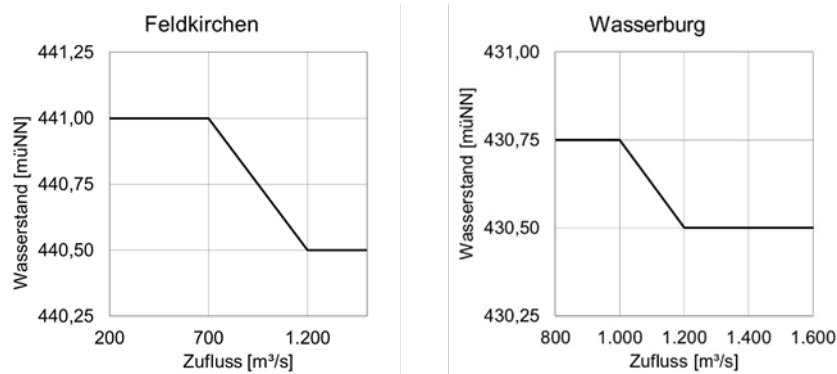
Die aus Fluss- und Vorlandprofilen bestehenden Geometriedaten liegen im Abstand von 200 m vor. Insgesamt ergeben sich für den zu bearbeitenden Abschnitt des bayerischen Inns mit einer Länge von rund 211 km etwa 1050 Querprofile. Nicht immer ist dabei das Vorland angehängt. Das Vorland wurde in diesen Fällen, wenn notwendig, aus anderen Querprofilen ergänzt.

### Implementierung der Wehrbetriebsordnungen

In den Wehrbetriebsordnungen (WBO) ist die Betriebsweise von Stauanlagen festgelegt. Hierin sind die einzuhaltenden Oberwasserstände an den Anlagen festgehalten, gegebenenfalls in Abhängigkeit von Abflüssen und weiteren Vorgaben. Die gemäß WBO durchgeführten Simulationen, für die die Betriebsvorgaben unter Nutzung der zur Verfügung stehenden Bausteine in das Kettenmodell integriert wurden, stellen den Referenzzustand für die Untersuchungen zum Potential der Scheitelminderung durch angepassten Wehrbetrieb und die Polderbetrachtungen dar.

Bei den Betriebsvorgaben handelt es sich um eine tabellarische Zusammenfassung der Absenkvorschriften, in der die Oberwasserstände für die Stauanlagen Nußdorf bis Passau-Ingling

in Abhängigkeit des Zuflusses festgehalten sind. In Abbildung 55 sind beispielhaft die Vorgaben für den Oberwasserstand in Abhängigkeit des Zuflusses an den Anlagen Feldkirchen und Wasserburg dargestellt. Der Oberwasserstand wird dabei, wie an insgesamt sieben der 15 Anlagen, bei ansteigenden Zuflüssen abgesenkt.



**Abbildung 55: Oberwasserstand in Abhängigkeit des Zuflusses - KW Feldkirchen und KW Wasserburg**

Für die Anlagen Nußdorf und Passau-Ingling lagen darüber hinaus weitere Angaben zum Betrieb vor, die zum Beispiel Absenkgeschwindigkeit oder Stauzieltoleranzen beinhalten. Bei dem Betrieb der Staustufe Passau-Ingling werden neben Wasserständen der Donau im Mündungsbereich im realen Betrieb zusätzlich auch Abflussprognosen berücksichtigt. Der Betrieb der Staustufe Passau-Ingling ist im Hochwasserfall ebenfalls durch den Rückstau vom Unterwasser her beeinflusst. In der Simulation wird der Einfluss des Unterwasserstandes automatisch überprüft und berücksichtigt, sodass Rückstaueffekte entsprechend abgebildet werden. Mit der Erweiterung des Inn-Modells um den Stauraum Jochenstein an der Donau ist somit ebenfalls die Abbildung des Rückstaus am KW Passau-Ingling möglich.

#### **4.2.2. Kalibrierung und Validierung des Kettenmodells**

Die Kalibrierung eines Modells dient dazu, gemessene Naturdaten ausreichend genau durch das Modell wiederzugeben und damit ein für den betrachteten Gewässerabschnitt repräsentatives Modell zu erstellen. Zunächst wurden Einzelmodelle aller Stauhaltungen am Inn erstellt, deren Charakteristika jeweils im Abgleich mit dem erstellten GIS sowie den vorliegenden Daten und Informationen beurteilt wurden. Wenn notwendig, wurden bei den Geometriedaten Vorländer zur Abbildung der Überschwemmungsflächen ergänzt, händische Anpassungen der Geometrien vorgenommen sowie vermaschte Systeme, beispielsweise zur Abbildung von Flutrinnen, definiert. Anhand der vorliegenden Wasserspiegelfixierungen und Pegelaufzeichnungen wurde eine stationäre Kalibrierung der Einzelmodelle durchgeführt. Der Hauptparameter zur Kalibrierung stellt der Stricklerbeiwert  $k_{st}$  dar. Mittels dieses Beiwertes werden die Rauheit des Fließgewässers und die damit verbundenen Verluste abgebildet. Zur Definition

der Stricklerbeiwerte wurden die Stauhaltungen in Längsrichtung in Abschnitte von drei bis fünf Kilometern unterteilt. Pro Abschnitt wurde ein  $k_{st}$ -Wert, teilweise in Abhängigkeit des Wasserstandes, definiert. Die eingesetzten Rauheitsbeiwerte, die zur Berechnung benötigt werden, wurden aus Erfahrungswerten für die Beschaffenheit der Sohle und der Fließstrecke ausgewählt. Die  $k_{st}$ -Werte liegen im Bereich zwischen  $33 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  im oberen Abschnitt des Staurumes und bis zu  $60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$  im unteren Abschnitt (Oberwasser der Stauhaltung).

Die stationär kalibrierten Einzelmodelle wurden zu einem zusammenhängenden Kettenmodell zusammengefügt, bei dem die Einzelmodelle der Stauanlagen über interne Zu- und Abflüsse gekoppelt sind. Das Kettenmodell wurde mittels instationärer Simulationen kalibriert. In diesem Zuge wurden weitere Anpassungen der Geometriedaten vorgenommen, sodass abfluss- und retentionswirksame Bereiche entsprechend berücksichtigt werden. Um retentionswirksame Bereiche wie Rückströmzonen oder nicht aktiv durchströmte Altarme abzubilden, werden Retentionszellen genutzt.

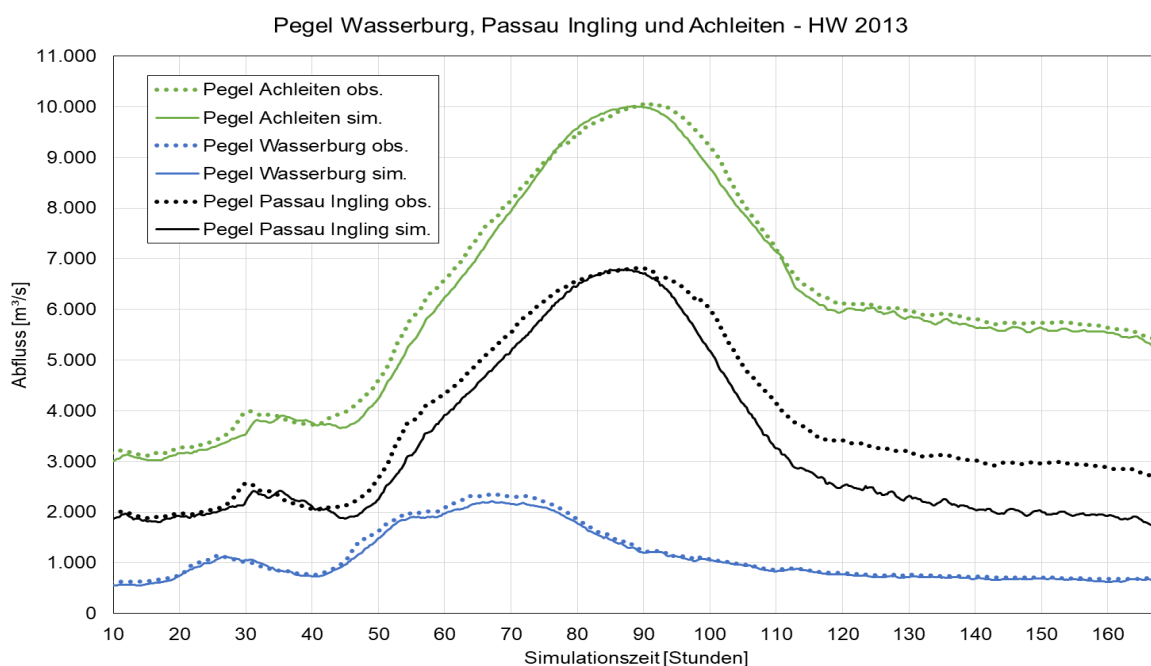
Zum Vergleich der instationären Simulationsergebnisse werden aufgezeichnete Daten von Wasserstandsganglinien an Betreiber- und Landespegeln sowie von Abflussganglinien an Pegeln und Stauanlagen verwendet. Der Fokus der instationären Kalibrierung liegt auf der möglichst genauen Abbildung der Form der Ganglinien (z. B. Gradienten des ansteigenden und abfallenden Astes) und der Scheitelhöhe des Hochwassers. Es ist ein vertieftes Systemverständnis unter Beachtung auftretender Unsicherheiten und damit Ungenauigkeiten zu erreichen. Diese Unsicherheiten finden sich insbesondere in den gemessenen Zuflussganglinien und bei der Abschätzung des Abflusses von nicht bepegelten Teileinzugsgebieten.

Zur instationären Kalibrierung des Kettenmodells wurden die Hochwasserereignisse von 2005 und 2013 nachgerechnet. Folgend auf die Kalibrierung wurde das Modell anhand der Nachrechnung des HW 2002 validiert. Bei Betrachtung der Ergebnisse und deren Vergleich mit den gemessenen Werten an Pegeln und Stauanlagen ist die unterschiedliche Charakteristik der Hochwasserereignisse zu beachten. Das HW 2005 stellt für den oberen Inn ein  $HQ_{100}$ -Ereignis dar (Pegel Wasserburg), während am unteren Inn eine Jährlichkeit von 10 Jahren leicht überschritten wird (Pegel Passau-Ingling). Das HW 2013 weist am oberen Inn eine Jährlichkeit von  $HQ_{20}$  auf, am unteren Inn hat das Hochwasser durch den Einfluss der Salzach eine Jährlichkeit von  $HQ_{100}$ . Das HW 2002 ist ebenfalls salzachbetont und die Scheitelwerte entsprechen am oberen Inn einer Jährlichkeit von  $HQ_5$  sowie am unteren Inn einem 20- bis 50-jährlichen Hochwasser (Gewässerkundlicher Dienst Bayern, 2018).

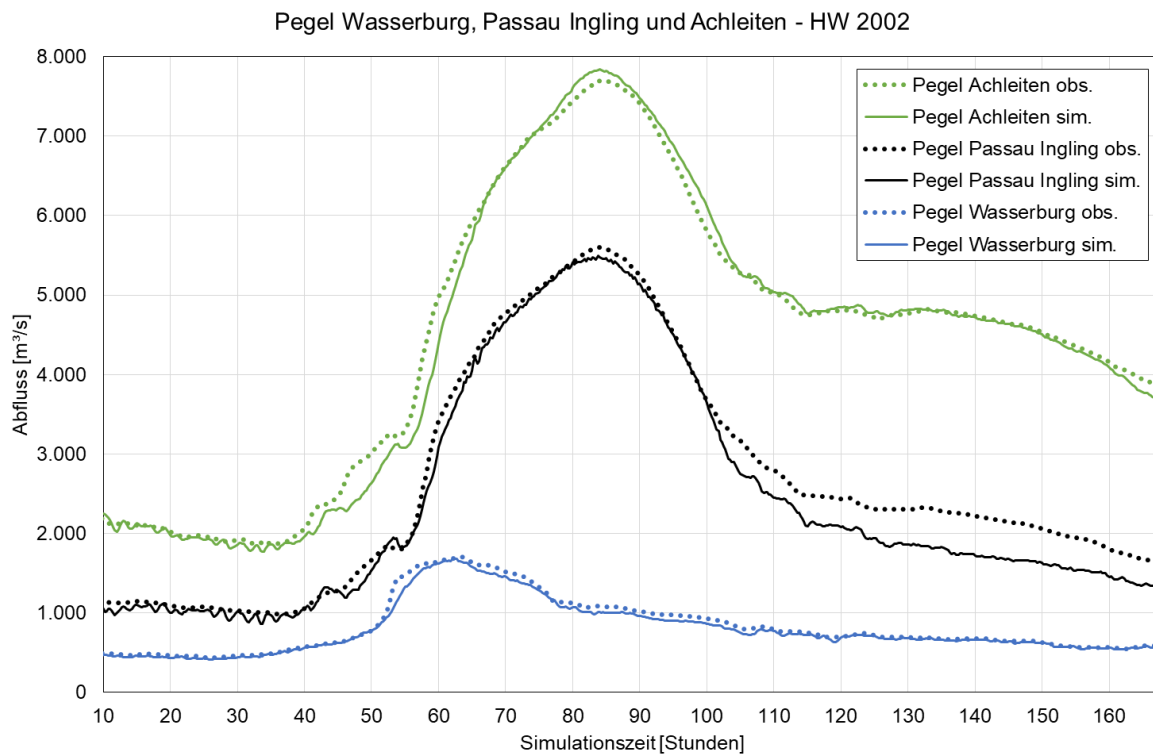


Durch die Kalibrierung des Modells anhand der HW 2005 und 2013 wurden gute Übereinstimmungen der Simulationsergebnisse mit den aufgezeichneten Ganglinien an Landes- und Betreiberpegeln in den Stauräumen sowie an den Stauanlagen erzielt. Beispielhaft für die Vielzahl an vorliegenden Daten zeigt Abbildung 56 den Vergleich von aufgezeichneten und simulierten Ganglinien an den Pegeln Wasserburg (Fkm 158,67), Passau-Ingling (Fkm 3,10) und Achleiten (Donau Fkm 2.223,05) für das Kalibrierungsereignis HW 2013. Die Ganglinienform wird an den Pegeln gut wiedergegeben. Die Scheitelhöhe und der Auftrittszeitpunkt des Scheitels werden vor allem an den Pegel Passau-Ingling und Achleiten durch die Simulation gut abgebildet, der Anstieg der Ganglinie ist in der Simulation etwas später. Bei dem Vergleich der Ergebnisse mit den Aufzeichnungen am Pegel Passau-Ingling ist zu beachten, dass die Abflussbestimmung des Pegelabflusses insbesondere bei hohen Abflüssen durch den Rückstau der Donau beeinflusst ist. Es sind daher im Rahmen der Kalibrierung immer auch Aufzeichnungen in örtlicher Nähe, wie beispielsweise am KW Passau-Ingling, bei der Bewertung zu berücksichtigen.

Nach der instationären Kalibrierung wurde zur Validierung das HW 2002 nachgerechnet, für das ebenfalls exemplarisch die Simulationsergebnisse an den Pegeln Wasserburg, Passau-Ingling und Achleiten in Abbildung 57 dargestellt sind. Der Vergleich von aufgezeichneten und simulierten Ganglinien zeigt eine gute Übereinstimmung von Ganglinienform und Scheitelhöhe an den Pegeln.



**Abbildung 56: Vergleich von aufgezeichneten und simulierten Ganglinien an den Pegeln Wasserburg, Passau-Ingling und Achleiten - Kalibrierungsereignis HW 2013**



**Abbildung 57: Vergleich von aufgezeichneten und simulierten Ganglinien an den Pegeln Wasserburg, Passau-Ingling und Achleiten - Validierungsergebnis HW 2002**

Die Auswertungen der Simulationen der Hochwasserereignisse 2005 und 2013, die zur Kalibrierung genutzt wurden, sowie des HW 2002 zur Validierung ergeben, dass das Systemverhalten insgesamt gut wiedergegeben wird. Es ist zu beachten, dass allgemein Messungenauigkeiten der Abflussaufzeichnungen an seitlichen Zubringern vorliegen sowie für die Abdeckung nicht bepegelter Einzugsgebiete synthetische Zuflüsse hinzugefügt wurden. Bessere Übereinstimmungen wären zu erhalten, wenn die Zuflussganglinien seitlicher Zubringer nach entsprechender Überprüfung modifiziert würden. Dies ist jedoch bei der Betrachtung der erreichten guten Übereinstimmung nicht zielführend und würde keinen weitergehenden Erkenntnisgewinn erbringen. Der Ablauf der Hochwasser wird mit dem erstellten Kettenmodell über den gesamten Bereich des Inns ausreichend genau wiedergegeben, sodass ein Simulationsmodell zur Verfügung steht, das repräsentativ für verschiedene Abflussbereiche ist.

#### **4.2.3. Analysen zu WBO und Sohltopographien**

Anhand des Vergleichs von Nachrechnungen der Hochwasserereignisse unter Nutzung aufgezeichneter Oberwasserstandsdaten mit Simulationen, die gemäß den Betriebsvorgaben der WBO durchgeführt werden, ist die Bewertung der realen Betriebsweise und damit der Einhaltung der Betriebsvorgaben möglich. Bei dem Vergleich der Nachrechnung der Ereignisse mit

den Simulationen gemäß WBO sind nur marginale Unterschiede der Abflussganglinien erkennbar. Die Scheitelwerte sowie der Verlauf unterscheiden sich an den Pegeln und Staustufen sowohl für das HW 2002, HW 2005 als auch für das Ereignis 2013 kaum voneinander. Die Auswertung der durchgeführten Simulationen zeigt, dass die WBO beim realen Betrieb eingehalten wurde.

Neben der Simulation der drei abgelaufenen Hochwasser von 2002, 2005 und 2013 wurden zur weiteren Untersuchung und Analyse synthetisch erzeugte Hochwasserganglinien für insgesamt zwölf stochastische Hochwasserereignisse betrachtet. Die Abflussdaten dieser stochastischen Ereignisse wurden von der TU Wien im Rahmen des Teilprojektes A – Stochastische Niederschlag-Abflussmodellierung zur Ermittlung des räumlichen Zusammenwirkens der Zubringerwellen – mittels einer Monte-Carlo-Simulation mit einem Niederschlag-Abfluss-Modell erzeugt. Es handelt sich um zwölf Ereignisse, die an den Bezugspegeln Wasserburg, Burghausen und Passau-Ingling jeweils Hochwasserscheitel der Jährlichkeiten 30, 100, 300 und 1000 Jahre aufweisen und damit ein breites Spektrum an unterschiedlichen Niederschlags- beziehungsweise Abflussverteilungen wiedergeben. Die Analyse der Simulationen von abgelaufenen Hochwassern und synthetischen Ereignissen zeigt, dass sich durch den Betrieb gemäß WBO keine Erhöhung der Abflüsse an der Staustufe in Relation zu den Zuflüssen in die Stauhaltung einstellt.

#### Analyse einer geänderten Sohltopographie auf das Abflussverhalten

Zur Abbildung der Geometrie des Inns wurden, wie zuvor beschrieben, Sohlpeilungen ausgewählt, die den Gleichgewichtszustand der Sohlage wiedergeben. Durch Hochwasserereignisse und die damit einhergehenden Umlagerungsprozesse sowie bestimmte Betriebsweisen (z. B. Stauraumspülungen) kommt es zu teilweise deutlichen Veränderungen der Sohlhöhen in den Stauräumen. Diese Veränderungen umfassen die Erosion und die Anlandung von Sohlmaterial (Fiedler, 2008). Je nach Stauraum stellt sich nach wenigen Jahren wieder ein Gleichgewichtszustand ein. Die Höhenlage der Sohle und die Geometrie der Querprofile wirken sich auf die Strömungsverhältnisse in den verschiedenen Stauräumen aus. Aus diesem Grund wurde untersucht, ob eine geänderte Sohlage den Ablauf eines Hochwassers so stark beeinflusst, dass eine Modifikation der WBO notwendig ist. Um die maximalen Auswirkungen der Sohlvariation zu untersuchen, wurden Kettenmodelle mit entlandetem (tiefem) und angelandetem (hohem) Zustand erstellt und die Simulationsergebnisse mit denen des Gleichgewichtszustands verglichen. Dabei liegt die mittlere Höhendifferenz der tiefen Sohle maximal 1,27 m niedriger als die der Gleichgewichtssohle (Stauraum Wasserburg), während die der hohen Sohle maximal 1,21 m höher liegt als im Gleichgewichtszustand (Stauraum Rosenheim).

Für die Analyse des Einflusses der Sohlagen wurden die drei abgelaufenen Hochwasser und drei synthetische Ereignisse betrachtet. Von den zwölf synthetischen Hochwassern wurden drei Ereignisse ausgewählt, die unterschiedliche Ausprägungen an oberem und unterem Inn aufweisen. Die Laufzeiten der Scheitel betragen bei den betrachteten Ereignissen zwischen 15 und 22 Stunden. Bei Simulationen mit den entlandeten und angelandeten Sohlagen ist eine geringfügige Beeinflussung des Hochwasserwellenablaufes im Vergleich zur Simulation bei Gleichgewichtssohle erkennbar. Die Änderung der Laufzeit beträgt maximal etwa 1 Stunde und der maximale Scheitelabfluss ändert sich um circa 1 %. Die Hochwasserwelle breitet sich bei tiefer Sohlage schneller und bei hoher Sohlage langsamer aus als im Gleichgewichtszustand.

Da der Einfluss der unterschiedlichen Sohlhöhen von hohem und tiefem Sohlzustand, sowohl bei den abgelaufenen Hochwassern als auch bei der Simulation der ausgewählten stochastischen Ereignisse, insbesondere auf den Scheitelabfluss und die Ganglinienform relativ gering ist, besteht kein Erfordernis, die Wehrbetriebsordnung als Reaktion auf Sohlveränderungen zu ändern.

### 4.3. Untersuchungen zur Ableitung von Steuerungsvorgaben für Stauraummanagement

#### 4.3.1. Allgemeines zum Stauraummanagement

Bei Nutzung eines Stauraumes zur Scheitelminderung eines Hochwassers wird Volumen zum Rückhalt geschaffen, indem der Oberwasserstand an der Anlage frühzeitig vor dem Hochwasser abgesenkt wird. Bei Durchgang des Scheitels wird der Oberwasserstand wieder auf das festgelegte Stauziel erhöht. Damit wird Volumen in der Stauhaltung zurückgehalten und die Hochwasserwelle entsprechend gekappt. Der Vorgang des zeitlich abgestimmten Ab- und Aufstauens wird als Stauraummanagement bezeichnet und nachfolgend detailliert erläutert.

Die Durchführung des Stauraummanagements ist in die Prozesse des Ab- und Aufstaus unterteilt. Die folgende Abbildung 58 veranschaulicht den beschriebenen Vorgang des Absenkens und Aufstauens graphisch. Dargestellt sind die Simulationsergebnisse gemäß WBO und bei Stauraummanagement am KW Ering-Frauenstein für das HW 2013. Der Zufluss in die Stauhaltung ist bei dem hier gezeigten beispielhaften Vergleich in beiden Simulationen identisch. Der Oberwasser (OW)-Stand ist auf der Sekundärachse aufgetragen. Bei der Simulation gemäß WBO (grün) wird der OW-Stand konstant auf 336,20 m+NN gehalten. Im Fall des Stauraummanagements wird von 336,20 auf 334,20 m+NN abgesenkt (blau). Vor Erreichen des Scheitels wird der OW-Stand angehoben und damit Volumen zurückgehalten. Das reguläre

Stauziel gemäß WBO von 336,20 m+NN wird wenige Stunden nach dem Eintrittszeitpunkt des Scheitels erreicht. Der Einfluss der unterschiedlichen Betriebsweisen wird anhand der simulierten Ganglinien des Abflusses deutlich, die im Diagramm aufgetragen sind (rot WBO, gelb Stauraummanagement). Die Abflusserhöhung durch den Abstauprozess findet rechtzeitig vor dem Ansteigen des Hochwassers bei einem geringeren Abfluss statt. Im Falle der Simulation mit Stauraummanagement (gelb) liegt der Maximalabfluss durch die Einlagerung des Volumens während des Aufstauprozesses von Stunde 72 bis 82 im Stauraum um etwa  $\Delta Q = 115 \text{ m}^3/\text{s}$  geringer als der Abflussscheitel gemäß WBO (rot). Bei der Durchführung des Stauraummanagements muss der Einfluss des Unterwasserstandes beachtet werden, der in der Simulation entsprechend berücksichtigt wird.

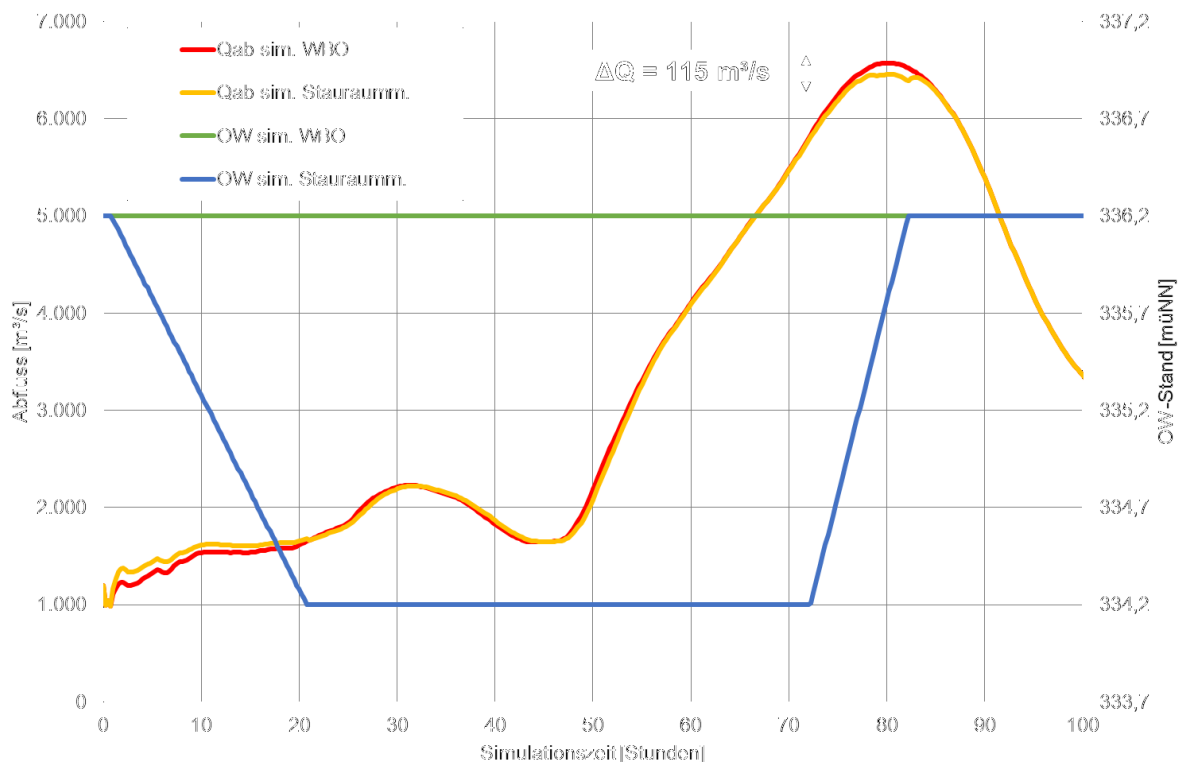


Abbildung 58: Scheitelminderung am KW Ering-Frauenstein - HW 2013

Im Rahmen einer Erstabschätzung des möglichen Potentials zur Scheitelminderung durch Stauraummanagement wurden realistische Kenngrößen für die Parameter des Ab- und Aufstaus gewählt. Die Parameter Abstautiefe, Zeitpunkt des Aufstaus und Aufstaugradient wurden bei der Untersuchung in einem internen Iterationsprozess unter Kenntnis der Abflussganglinien variiert, es wurde jedoch keine Optimierung durchgeführt. Das Ziel dieser Erstabschätzung war es, das Systemverständnis zu vertiefen und festzustellen, ob ein Potential zur Abflussminderung besteht. Da diese erste Abschätzung ein Potential aufzeigte, wurden in einer weitergehenden Untersuchung konkrete Steuerungsvorgaben analysiert und entwickelt. Das

Kernergebnis dieser vertieften Untersuchungen zum Stauraummanagement stellt die Ermittlung einer praxisnahen Steuerungsvorschrift dar, deren Definition im Folgenden erläutert wird.

Bei der Durchführung des Stauraummanagements wird wie zuvor erläutert zwischen dem Abstau- und Aufstauprozess unterschieden. Der Abstauprozess soll möglichst frühzeitig vor dem eigentlichen Hochwasser durchgeführt werden, um eine negative Hochwasserwellenüberlagerung zu vermeiden. Aus diesem Grund wird beim Abstau eine Vorhersage des Abflusses berücksichtigt. Der Aufstauprozess wird hingegen rein messwertbasiert durchgeführt, sodass keine Abhängigkeit von Vorhersagen und den damit verbundenen etwaigen Unsicherheiten besteht. Die Definition der Parameter sowie räumliche und zeitliche Bezüge der Ab- und Aufstauprozesse werden im Folgenden erläutert.

Nach Angabe der VERBUND AG beträgt die Absenkgeschwindigkeit gemäß WBO in der Regel 10 cm/h und liegt in einzelnen Ausnahmefällen höher. Die Freigabe des gesamten Abflussquerschnittes erfolgt im realen Betrieb an den betrachteten Anlagen bei Abflusswerten, die deutlich über den hier betrachteten liegen. Eine Ausnahme bildet hierbei das KW Passau-Ingling, bei dem der Abflussquerschnitt ab einem Abfluss von etwa  $Q = 5.300 \text{ m}^3/\text{s}$  freigegeben wird.

#### **4.3.2. Auswertung von Vorhersagedaten**

Im Rahmen des Projektes wurden durch das LfU, Ref. 86 „Hochwassernachrichtendienst, Hochwasservorhersage Donau und Inn, Gebietshydrologie“ Vorhersagedaten abgelaufener Hochwasser zur Verfügung gestellt. Die Daten umfassten vorhergesagte Ganglinien aus zwei Modellen, dem hydrodynamischen Modell Flux/Floris Inn sowie aus dem hydrologischen Modell LARSIM Inn. Für den Inn selbst sind laut LfU die Vorhersagen aus dem Flux/Floris-Modell maßgebend. Der Vorhersagezeitraum der beiden Modelle unterscheidet sich und beträgt in Flux/Floris 48 Stunden, in LARSIM 48 bis 96 Stunden. Nach Angabe des LfU bestehen hier interne Weiterentwicklungen des Modells Flux/Floris für einen längeren Vorhersagezeitraum von 96 Stunden. Die Daten liegen in stündlicher Auflösung vor, der Berechnungszeitpunkt liegt in der Regel 30 bis 90 Minuten zeitlich nach dem Vorhersagezeitpunkt. Die Datendichte (Aufruf der Vorhersage) der übergebenen Daten unterscheidet sich zwischen den beiden Modellen für das HW 2013 deutlich, während die Häufigkeit der Aufrufe von Flux und LARSIM bei den anderen Hochwassern ähnlich groß ist. Zur Verfügung gestellt wurden die Daten von insgesamt sieben unterschiedlich großen Hochwassern der Jahre 2010 bis 2020. Verglichen mit den Jährlichkeiten des Pegels Passau-Ingling weisen die Ereignisse der Jahre 2010, 2013 und 2020 eine Jährlichkeit größer als  $HQ_{10}$  ( $Q = 4.300 \text{ m}^3/\text{s}$ ) auf. Alle anderen Hochwasser sind Ereignisse mit einem Maximum, das kleiner als  $HQ_5$  ( $Q = 3.700 \text{ m}^3/\text{s}$ ) ist.

Bei der Vorhersage des HW 2013 beträgt die Länge der Vorhersage in LARSIM wie oben beschrieben 48 bis 96 Stunden und ist damit vor allem im ansteigenden Bereich des Hochwassers länger als die untersuchten Vorhersagezeitreihen in Flux von 48 Stunden. Die Länge der Vorhersage stellt ein entscheidendes Kriterium für den Einsatz bei Stauraummanagement dar. Die Vorhersagen liegen für das HW 2013 in LARSIM im zeitlichen Abstand von einer Stunde vor. Unter Berücksichtigung vorgenannter Sachverhalte wurden die nachfolgenden Analysen auf Basis der LARSIM-Vorhersagen durchgeführt.

Die Auswertung der Vorhersage des HW 2013 aus LARSIM ist in Abbildung 59 dargestellt. Diese bezieht sich auf den vorhergesagten Scheitelabfluss und dessen Auftrittszeitpunkt im Vergleich mit dem gemessenen  $Q_{\max}$ , das am 03.06.2013 um 17 Uhr gemessen wurde. Die vorhergesagten Scheitelmaxima wurden hinsichtlich des Vorhersagezeitpunktes im Vergleich mit dem gemessenen Auftrittszeitpunkt des Scheitels (x-Achse) und der Abweichung des vorhergesagten Auftrittszeitpunktes von  $Q_{\max}$  zu dem real gemessenen (y-Achse) ausgewertet. Eine positive Abweichung gibt an, dass der vorhergesagte Zeitpunkt zeitlich vor dem gemessenen liegt. Die Blasengröße der Punkte und die zugehörige Zahlenangabe beziehen sich auf die Relation von vorhergesagtem  $Q_{\max}$  zu gemessenem Scheitelabfluss. Ein Wert größer als eins gibt an, dass die Vorhersage höher als der Messwert ist. Zu Beginn des Hochwassers liegen die Vorhersagen bezogen auf das Abflussmaximum anfangs deutlich zu niedrig. Im weiteren Verlauf gibt die Vorhersage den Scheitel besser wieder. Der Auftrittszeitpunkt des Scheitels wurde während des gesamten Verlaufs des Hochwassers zu früh vorhergesagt. Es ist zu beachten, dass nach Angabe des LfU aktuelle Vorhersagen des Pegels Burghausen / Salzach während des Ereignisses zeitweise nicht verfügbar waren.

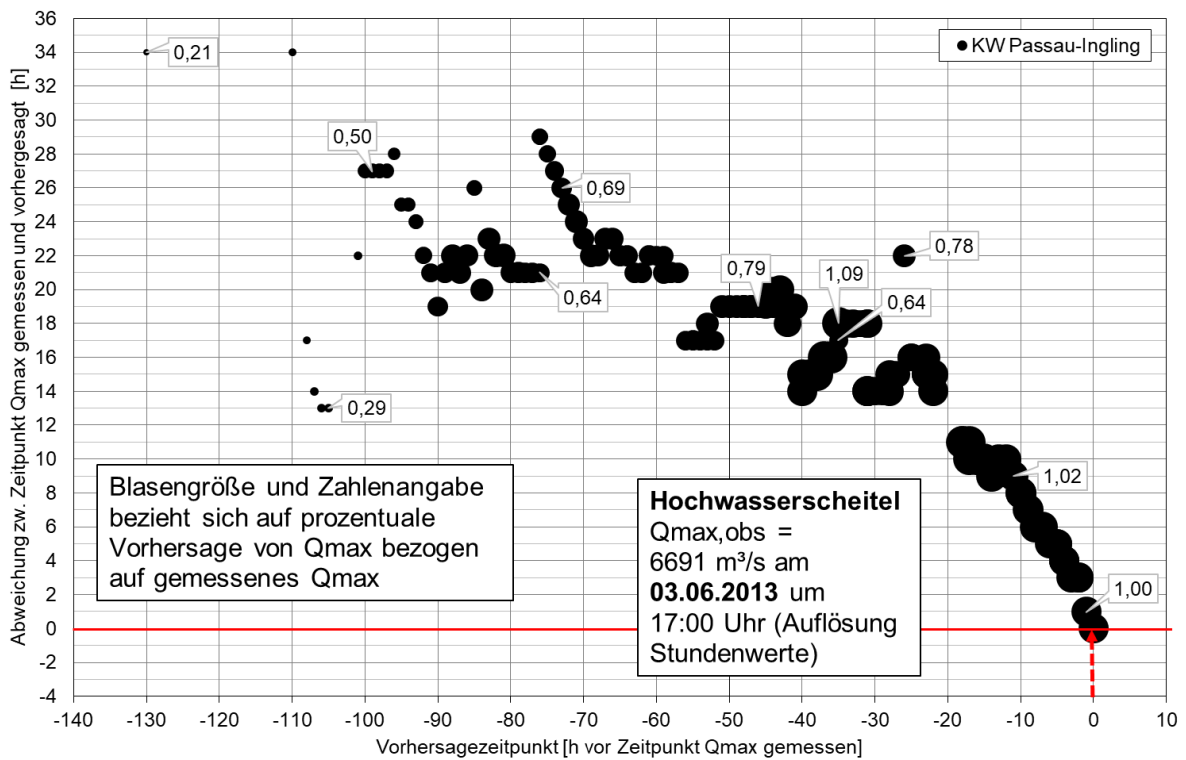


Abbildung 59: Auswertung der Vorhersage des HW 2013 für KW Passau-Ingling (LARSIM)

Für den Abstauprozess ist die Kenntnis erforderlich, dass ein Hochwasser, beziehungsweise das Überschreiten eines definierten Schwellenwertes eines Abflusses, voraussichtlich stattfinden wird. Nicht entscheidend ist der exakte Auftrittszeitpunkt oder das exakte  $Q_{max}$ .

Da es im Mündungsbereich des Inns in Passau gemäß den Angaben des Bayerischen Staatsministeriums für Umwelt und Verbraucherschutz (StMUV) bereits bei Hochwassern unter einer Jährlichkeit von  $HQ_1$  zu ersten Überschwemmungen kommt, wird ein niedriger Schwellenwert bei der Auswertung der Vorhersage am KW Passau-Ingling angenommen. Die Auswertungen der Vorhersagen des HW 2013 ( $Q_{max} = 6.691 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $\approx HQ_{100}$ ) des Modells LARSIM zeigen, dass bereits 92 Stunden vor Auftritt des Scheitels ein Hochwasser von mindestens  $Q = 3.700 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $HQ_5$ ) vorhergesagt wird. Bei den nachfolgenden Vorhersagen wird dieser Schwellenwert einmal unterschritten, ab 84 Stunden vor dem Hochwasser liegt die Vorhersage dauerhaft über dem genannten Wert. Ein Hochwasser der Jährlichkeit von mindestens  $HQ_{10}$  ( $Q = 4.300 \text{ m}^3/\text{s}$ ) wird ab 90 Stunden vor dem Scheiteleintritt vorhergesagt, der vorhergesagte Maximalabfluss verringert sich ab 73 Stunden nicht unter den Wert von  $Q = 4.300 \text{ m}^3/\text{s}$ . Im zeitlichen Abstand von 50 Stunden vor dem gemessenen Scheitel sagt die Vorhersage ein Abflussmaximum von circa  $Q = 5.100 \text{ m}^3/\text{s}$  voraus. Der maximale Abfluss wird 30 bis 25 Stunden vor Scheiteleintritt relativ genau vorhergesagt (vgl. Abbildung 59).



Die Auswertung wurde analog auch für das HW 2010 ( $Q_{\max} = 4.464 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $\approx \text{HQ}_{10}$ ) durchgeführt. Ein Schwellenwert von  $Q = 3.700 \text{ m}^3/\text{s}$  wird hier ab 27 Stunden vor dem gemessenen Hochwasserscheitel vorhergesagt, der maximal vorhergesagte Abfluss verringert sich im weiteren Verlauf nicht unter den Wert des  $\text{HQ}_5$ . Der vorhergesagte Maximalabfluss überschreitet den Wert des  $\text{HQ}_{10}$  ab 16 Stunden vor dem gemessenen Scheiteleintritt und liegt im weiteren Verlauf nicht unter dem Wert von  $Q = 4.300 \text{ m}^3/\text{s}$ . Für das HW 2010 ist zu beachten, dass in LARSIM keine stündlich aktualisierte Vorhersage vorliegt und es sich um ein vergleichsweise geringeres Hochwasser handelt.

Die Definition des Abstauprozesses, der auf der Vorhersage eines Hochwasserereignisses beruht, wird im nachfolgenden Kapitel erläutert und mit den Auswertungen der Vorhersage abgeglichen.

#### **4.3.3. Entwurf der Steuerung zum Stauraummanagement**

##### Übersicht der berücksichtigten Stauanlagen

Ein Stauraummanagement wurde für die Anlagen Neuötting, Perach und Stammham (vor Einmündung der Salzach) sowie die Anlagen Braunau-Simbach, Ering-Frauenstein, Eggfling-Obernberg, Schärding-Neuhaus und Passau-Ingling (unterstrom der Salzachmündung) durchgeführt. Am oberen Inn werden oberstrom von Neuötting keine Anlagen berücksichtigt, da aufgrund der morphologischen Prozesse und von Rutschhängen eine Umsetzung deutlich erschwert wäre. Weiterhin ist die Laufzeit entlang des Inns zu beachten. Die Laufzeit muss ausreichend groß sein, um Steuerungsvorgaben zeitlich passend einleiten zu können. Dies ist unter Umständen an weiter oberstrom gelegenen Anlagen nicht so leicht umsetzbar.

In der Abbildung 60 ist eine Übersicht des Inns dargestellt, in der die Standorte der Stauanlagen (rot) und der Pegelstellen (grün) eingetragen sind. Orange umkreist sind die drei Anlagen, die vor Einmündung der Salzach in das automatisierte Stauraummanagement eingehen. Grün umrandet sind die fünf Anlagen, die am unteren Inn betrachtet werden.

Zur Einleitung des Abstauprozesses erfolgt die Überprüfung der Abflüsse am KW Nußdorf an Fkm 198,7 sowie des Abflusses am Pegel Laufen an der Salzach, Fkm 47,5. Für die Definition des Aufstauprozesses werden zwei Pegelstellen als Referenzpunkte genutzt. Am Inn befindet sich der geplante Messort zwischen dem KW Rosenheim und der Mangfallmündung. Der Messort sollte sich dabei nicht direkt im Unterwasser des Kraftwerkes Rosenheim befinden, sodass es nicht zu einer negativen Beeinflussung aufgrund von Wehrmanövern und damit einhergehenden kurzfristigen Wasserstandsschwankungen kommt. Als Referenz-km wurde

der Fkm 187,2 gewählt; der Pegel wird im Folgenden als Rosenheim II bezeichnet. Der Referenzpegel an der Salzach ist der Pegel Laufen bei Fkm 47,5. Bei der Steuerung werden die Hochwasser anhand der genannten Pegel zwischen inn- und salzachtbetont unterschieden.

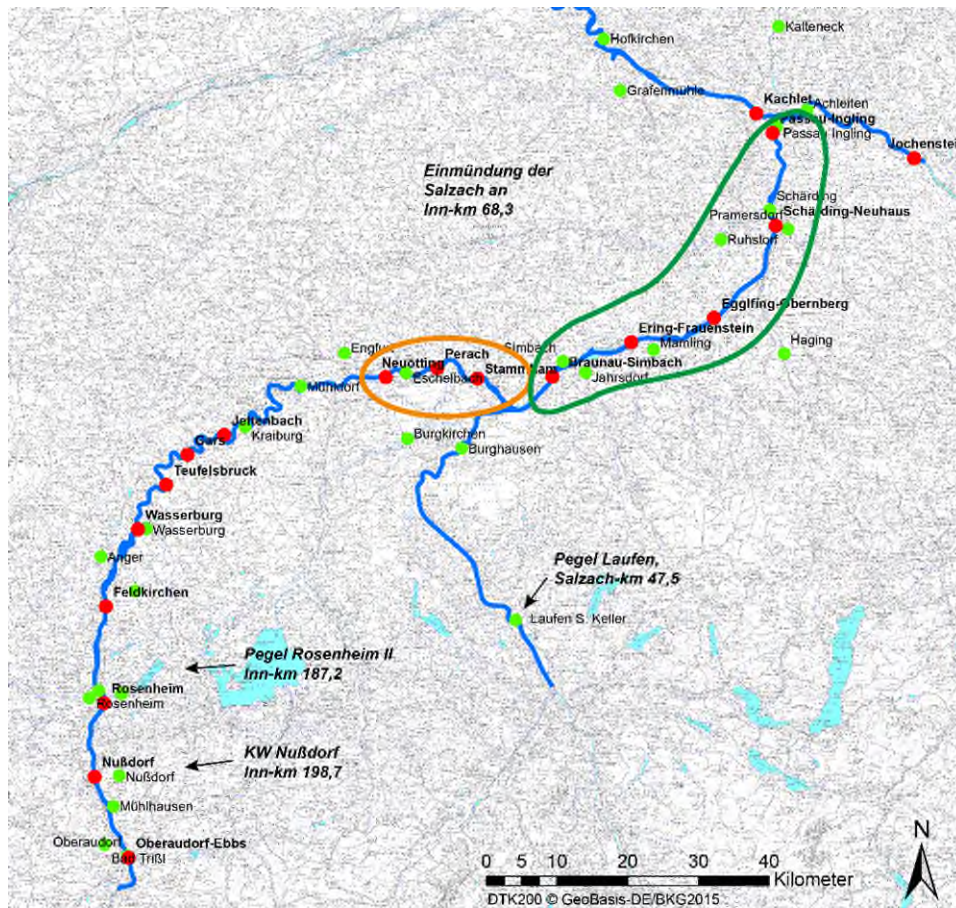


Abbildung 60: Übersicht Inn zum Stauraummanagement - Berücksichtigte Stauanlagen und Referenzpegel (Kartenhintergrund: DTK200 © GeoBasis-DE/BKG2015)

### Abstauprozess

Für die reale Umsetzung muss für den Abstauprozess zunächst eine Vorhersage eines Hochwassers vorliegen, die einen definierten Schwellenwert überschreitet. Wenn die Vorhersage für den Pegel Passau-Ingling einen Schwellenwert (hier angenommen:  $Q = 3.700 \text{ m}^3/\text{s}$ ) überschreitet sowie die Abflusswerte an der Staustufe Nußdorf und / oder am Pegel Laufen über einem definierten Wert (hier angenommen:  $Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$ ) liegen, wird abgestaut. Die Vorhersage wird in der Realität während des Prozesses kontrolliert. Bei einem Rückgang der Vorhersage wird der weitere Abstau zeitweise ausgesetzt.

An allen betrachteten Anlagen wird somit bei einer Vorhersage für Passau-Ingling  $> 3.700 \text{ m}^3/\text{s}$  der Abstau durchgeführt, sobald am KW Nußdorf ein Abfluss von  $Q > 600 \text{ m}^3/\text{s}$  erreicht wird, beziehungsweise sobald ein Abstau gemäß WBO durchzuführen ist (Beachtung insbesondere

bei Passau-Ingling notwendig). An den Anlagen unterstrom der Salzacheinmündung wird darüber hinaus ein Abstau durchgeführt, wenn der Abfluss am Pegel Laufen einen Wert von  $Q > 600 \text{ m}^3/\text{s}$  annimmt.

Der Gradient des Abstaus beträgt  $10 \text{ cm/h}$  (außer Passau-Ingling) und der Abstau wird an den Anlagen vor Einmündung der Salzach bis zu  $1,5 \text{ m}$  durchgeführt. Der Abstau beträgt  $2,0 \text{ m}$  (Braunau-Simbach, Ering-Frauenstein, Eggfing-Obernberg),  $2,5 \text{ m}$  (Schärding-Neuhaus) und  $4,5 \text{ m}$  (Passau-Ingling) an den Anlagen unterstrom der Salzachmündung. Der Abstau in Schärding-Neuhaus wird aufgrund der Größe des Stauraums um  $2,5 \text{ m}$  vorgenommen und am KW Passau-Ingling wird um  $4,5 \text{ m}$  abgestaut, da gemäß WBO bereits um  $3 \text{ m}$  am KW Passau-Ingling abgesenkt wird. Die hier aufgeführten Kenngrößen des Abstaus sowie die später erläuterten Kenngrößen des Aufstaus (Gradienten, Zeitpunkte) wurden anhand umfangreicher Sensitivitätsuntersuchungen und Laufzeitanalysen ermittelt. Die Eignung der Kenngrößen wird durch die nachfolgend vorgestellten Ergebnisse bestätigt. Das generierbare Rückhaltevolumen ist abhängig von der Abstautiefe respektive der zulässigen Aufstauhöhe sowie der Abflusssituation im System. Bei höheren Abflüssen im Stauraum nimmt das verfügbare Rückhaltevolumen ab und das zusätzliche Volumen eines tieferen Abstaus ist vergleichsweise gering. Größere Abstautiefen gehen zusätzlich mit größerer Erosion und Trockenfallen weiterer Bereiche einher. Die Simulationen mit den genannten Abstautiefen werden als Variante A bezeichnet. In einer weiteren Variante B wird ein geringerer Abstau an den Anlagen am unteren Inn (unterstrom der Salzachmündung) vorgenommen. In Tabelle 5 sind die Stauziele und Absenkungen gemäß WBO sowie der Ab- und Aufstau an den berücksichtigten Anlagen für das Stauraummanagement der Varianten A und B zusammengestellt. Der Ergebnisvergleich der beiden Varianten ist am Ende dieses Kapitels dargestellt.

**Tabelle 5: Stauziel und Ab- und Aufstau an den berücksichtigten Anlagen in Varianten A und B**

Zuordnung	Anlage	Stauziel WBO [m üNN]	Absenkung gemäß WBO [m]	Abstau Variante A [m]	Aufstau Variante A [m]	Abstau Variante B [m]	Aufstau Variante B [m]
Oberer Inn	Neuötting	368,80	0,0	1,5	1,5	1,5	1,5
	Perach	361,60	0,6	1,5	0,9	1,5	0,9
	Stammham	355,10	0,0	1,5	1,5	1,5	1,5
Unterer Inn	Braunau-Simbach	349,00	0,5	2,0	1,5	1,5	1,0
	Ering-Frauenstein	336,20	0,0	2,0	2,0	1,5	1,5
	Eggfing-Obernberg	325,90	0,0	2,0	2,0	1,5	1,5
	Schärding-Neuhaus	314,90	0,0	2,5	2,5	2,0	2,0
	Passau-Ingling	303,00	3,0	4,5	1,5	4,0	1,0

Der Abstauprozess dauert damit in Abhängigkeit der Abstautiefe beispielsweise 20 Stunden bei einem Abstau von 2,0 m und einem definierten Abstau-Gradienten von 10 cm/h. Die oben beschriebenen Auswertungen der Vorhersage aus LARSIM für die HW 2010 und insbesondere für das betrachtete HW 2013 zeigen, dass die Zeitspanne zwischen der Vorhersage eines Hochwassers, das einen Schwellenwert von beispielsweise  $Q = 3.700 \text{ m}^3/\text{s}$  überschreitet, in der Regel ausreichend ist, um mit dem Abstauprozess, der rund 20 Stunden dauert, frühzeitig beginnen zu können. Zur Einleitung des Abstauprozesses müssen die gemessenen Abflüsse an Inn oder Salzach den hier angenommenen Schwellenwert von  $Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$  überschreiten. Für das HW 2013 wird der Abstauprozess an den Anlagen oberstrom der Salzacheinmündung 67 Stunden, an den Anlagen unterstrom bereits 86 Stunden vor Eintreffen des Scheitels in Passau-Ingling eingeleitet.

### Aufstauprozess

Bei dem Aufstau wird zwischen innabhängigen und salzachabhängigen Aufstauprozessen unterschieden. Die Parameter und Zeitverschiebungen für den Aufstauprozess wurden anhand von umfangreichen Analysen zu Laufzeiten des Fließsystems sowie den im Rahmen der Erstabschätzung und bei Sensitivitätsuntersuchungen gewonnenen Erkenntnissen definiert. Die Eignung der genutzten Werte konnte mittels umfassenden Simulationen bestätigt werden. An den drei Anlagen vor Einmündung der Salzach wird der Aufstau, wenn aufgrund des Abflusses am KW Nußdorf abgestaut wurde, immer innabhängig durchgeführt. Beim Aufstauprozess an den Anlagen unterstrom der Salzacheinmündung wird der Aufstau abhängig von Inn oder Salzach definiert. Dabei entscheiden die auftretenden Maximalwasserstände an den Referenzpegeln über den Bezug für den Aufstauvorgang.

Der Aufstau wird eingeleitet, sobald am Referenzpegel (Rosenheim II am Inn und Laufen an der Salzach) ein Abklingen des Hochwassers durch ein Absinken des Wasserstandes um eine definierte Höhe registriert wird. Dabei wird der Beginn des Aufstaus zeitverschoben gegenüber dem Absinken des Referenzwasserstandes vorgenommen. Die Zeitverschiebung beträgt zwischen 0 bis 3 Stunden bei innbetonten und 0 bis 1 Stunde bei salzachbetonten Hochwassern. Je nach Lage der Stauanlage und Dauer des Aufstaus wird eine zusätzliche Zeitverschiebung definiert. Der Gradient des Aufstauprozesses beträgt 20 cm/h und der Aufstau wird an den Anlagen, an denen ein Abstau gemäß WBO vorgesehen ist, jeweils auf Absenkziel geführt (gemäß WBO, vgl. Tabelle 5). Der Aufstau wird somit rein messwertbasiert durchgeführt.

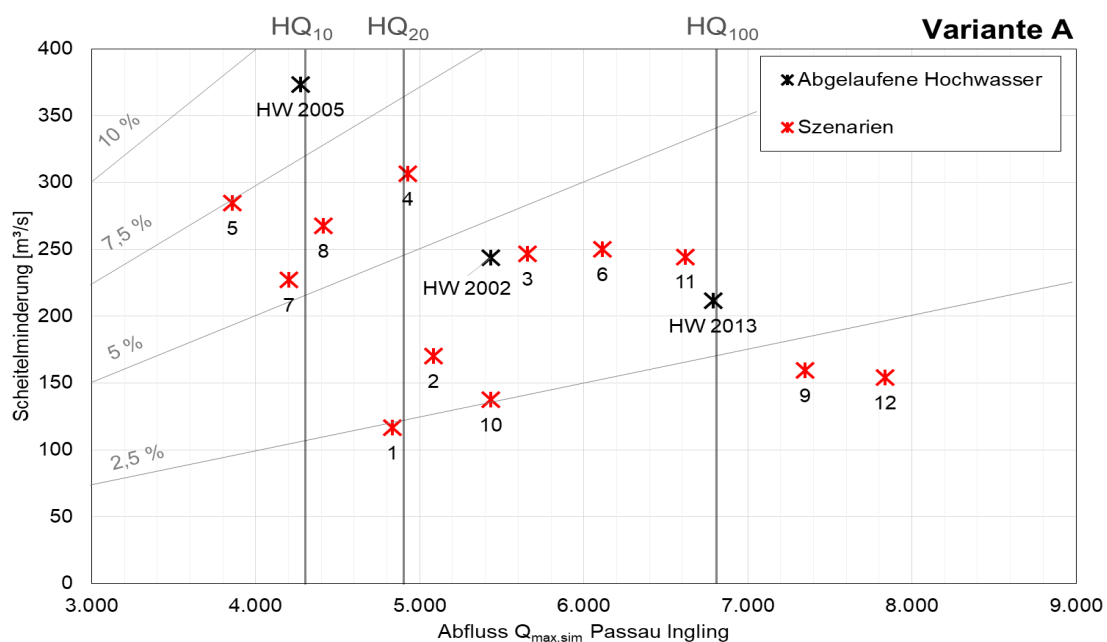
Für die praktische Umsetzung der Steuerung ist auf eine redundante Wasserstandsmessung zu achten. Bei diesen Wasserstandsmessungen, die am gleichen Querschnitt mit verschiede-

nen Messeinrichtungen durchgeführt werden sollten, ist jeweils eine unabhängige Stromversorgung und Datenübertragung vorauszusetzen. Gegebenenfalls sollte zusätzlich ein Abgleich mit einer weiter oberstrom gelegenen Anlage durchgeführt werden, sodass sicher ist, dass der Hochwasserscheitel durchlaufen wurde.

### Simulationen der abgelaufenen Hochwasser und stochastischer Ereignisse

Im Rahmen der Simulationen werden die oben beschriebenen Steuerungsregeln berücksichtigt. Es erfolgt eine automatische Überprüfung und Berücksichtigung des Rückstaus des Unterwasserstandes an allen Anlagen. Da für die betrachteten abgelaufenen Hochwasser (außer HW 2013) und synthetischen Ereignisse keine Vorhersagen vorliegen, wurde der Abstau bei allen Simulationen durchgeführt, wenn ein Abfluss von  $Q = 600 \text{ m}^3/\text{s}$  am KW Nußdorf oder Pegel Laufen überschritten wurde.

In Abbildung 61 sind die Ergebnisse der absoluten Scheitelminderung des automatisierten Stauraummanagements am Pegel Passau-Ingling bezogen auf den Maximalabfluss gemäß WBO aufgetragen. Ausgewertet wurde die Differenzen der Scheitelabflüsse gemäß WBO und Stauraummanagement. Es wird unterschieden zwischen den Simulationsergebnissen der abgelaufenen Hochwasser (schwarz) und der stochastischen Szenarien (rot). Es sind absolute Abminderungen zwischen  $\Delta Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$  bis  $380 \text{ m}^3/\text{s}$  sowie prozentuale Abminderungen von 2 bis 9 % erzielbar. Tendenziell nimmt die mögliche Scheitelabminderung mit steigendem Maximalabfluss ab.

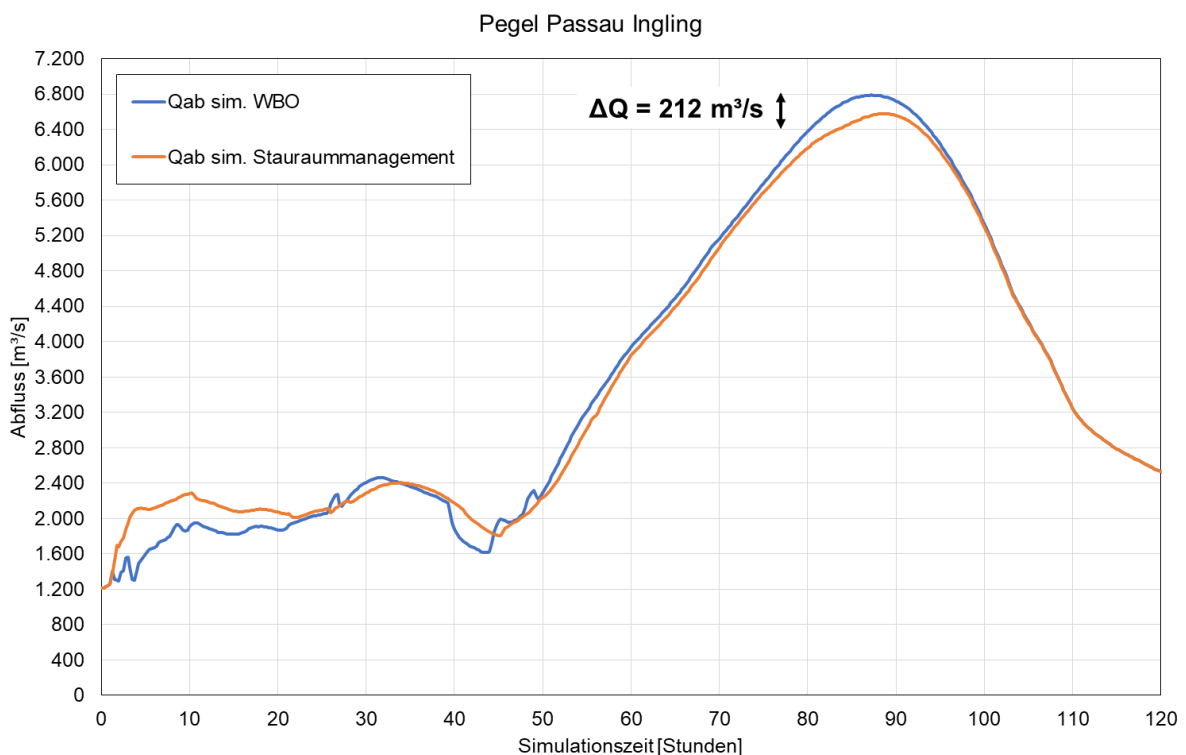


**Abbildung 61: Absolute Scheitelminderung durch Stauraummanagement bei abgelaufenen Hochwassern und stochastischen Szenarien am Pegel Passau-Ingling (Variante A)**

Die Abflussganglinie wird durch das Stauraummanagement über den gesamten zeitlichen Verlauf über ansteigenden bis abfallenden Bereich durch das Stauraummanagement nur geringfügig zeitlich beeinflusst.

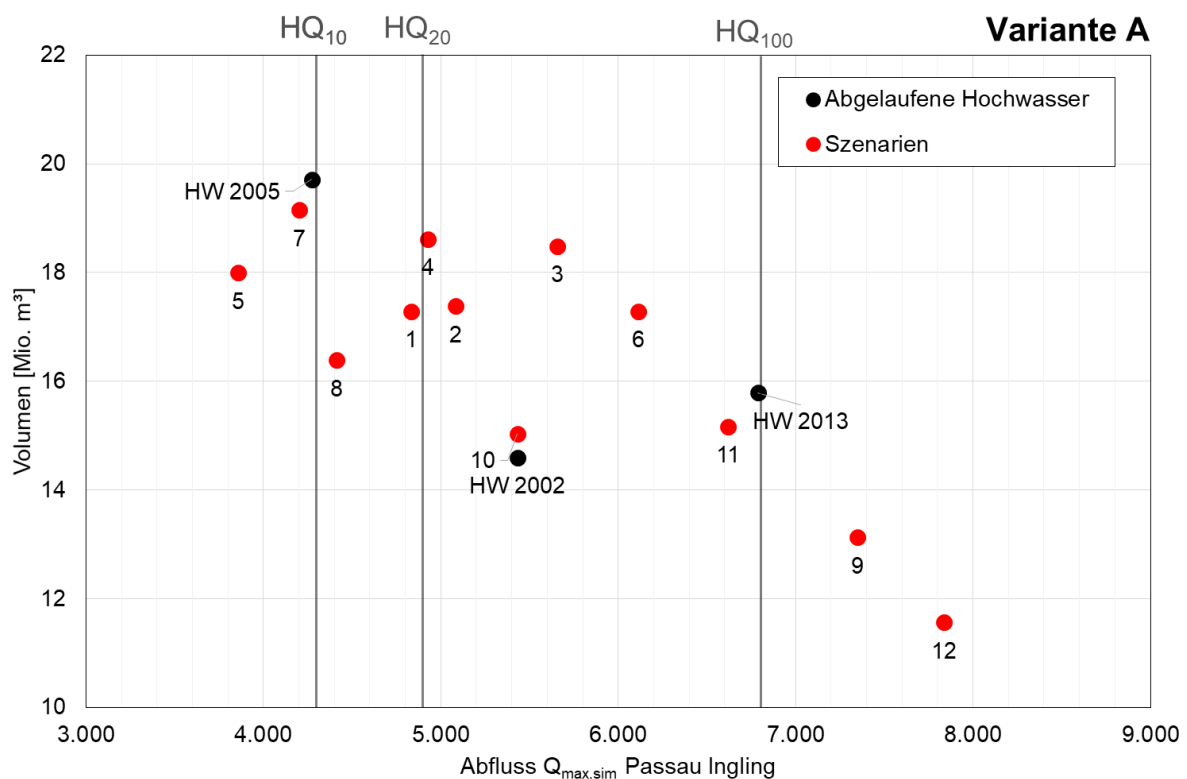
Im Fall des HW 2013 findet der Abstau und die damit verbundene Abflusserhöhung zeitlich deutlich vor dem Hochwasser bis circa Stunde 20 statt, wie in Abbildung 62 für den Pegel Passau-Ingling zu sehen ist. Im ansteigenden Ast des Hochwassers ab Stunde 55 führt der verringerte Oberwasserstand zu einer marginalen Verzögerung der Abflussganglinie. Ungefähr ab Simulationsstunde 71 findet der Aufstauprozess statt und der Scheitelpunkt der Ganglinie wird bei der Simulation mit Stauraummanagement entsprechend reduziert. Im weiteren Verlauf ab Stunde 95 verlaufen die Ganglinien gemäß WBO und Stauraummanagement annähernd gleich.

Im Bereich des Scheitels wird die Ganglinie bei Stauraummanagement durch den Rückhalt von Volumen über einen längeren Zeitraum von mehreren Stunden gegenüber dem Betrieb gemäß WBO reduziert.



**Abbildung 62: HW 2013 Ganglinien bei Betrieb gemäß WBO und Stauraummanagement am Pegel Passau-Ingling (Variante A)**

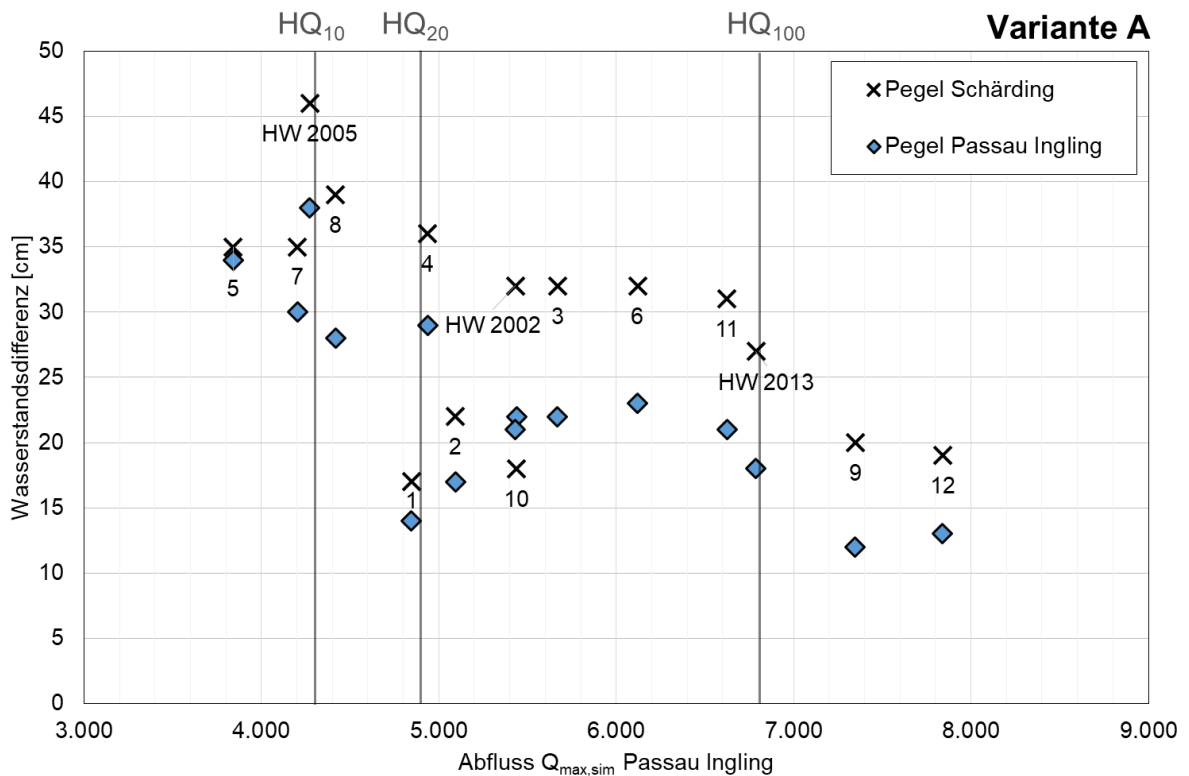
Im Scheitelbereich werden durch den Aufstauvorgang bei Stauraummanagement je nach Ereignis ein Volumen von rund 12 und 20 Mio. m<sup>3</sup> am Pegel Passau-Ingling zurückgehalten (Abbildung 63). Bilanziert wird das Volumen anhand der Differenzen der Abflussganglinien am Pegel für die Simulationen gemäß WBO und bei Stauraummanagement. Der betrachtete Zeitbereich zur Bilanzierung beginnt mit dem Aufstau gemäß Stauraummanagement und endet mit dem Zusammenlaufen der Ganglinien. Das Volumen zum Rückhalt ist abhängig von der Abstautiefe, der zulässigen Aufstauhöhe und der Abflusssituation. Bei größeren Hochwassern und damit höheren Abflüssen im System wird dabei generell ein geringeres Rückhaltevolumen generiert als bei Hochwassern geringerer Jährlichkeit.



**Abbildung 63: Zurückgehaltenes Volumen bei Stauraummanagement im Bereich des Scheitels durch Aufstauvorgang (Basis: Ganglinien Pegel Passau-Ingling) (Variante A)**

Die simulierten Wasserstandsdifferenzen zwischen den Simulationen gemäß WBO und bei Stauraummanagement wurden an den Pegeln Schärding (Fkm 16,25, Abbildung 64), Passau-Ingling (Fkm 3,10, Abbildung 64) und Passau (Donau Fkm 2.226,70, Abbildung 65) ausgewertet und sind in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt. Am Pegel Schärding betragen die Wasserstandsdifferenzen zwischen 17 und 46 cm. Aufgrund des Einflusses der Donau werden am Pegel Passau-Ingling Differenzen der Maximalwasserstände von 12 bis 38 cm berechnet. Oberhalb des Zusammenflusses der Donau mit dem Inn, am Pegel Passau an der Donau,

betragen die Wasserstandsdifferenzen durch die Scheitelminderung bei Stauraummanagement zwischen 8 und 23 cm. Zur Beurteilung der Gesamtabflusssituation im Mündungsbereich ist die Wasserstandsverringerung am Pegel Passau in Abbildung 65 auf den simulierten Scheitelabfluss am Pegel Achleiten (Donau Fkm 2.223,05) nach Zusammenfluss von Donau, Inn und Ilz bezogen. An allen betrachteten Pegeln ist die Wirkung mit zunehmendem Scheitelabfluss geringer.



**Abbildung 64: Wasserstandsdifferenzen durch Stauraummanagement an den Pegeln Schärding und Passau-Ingling (Variante A)**



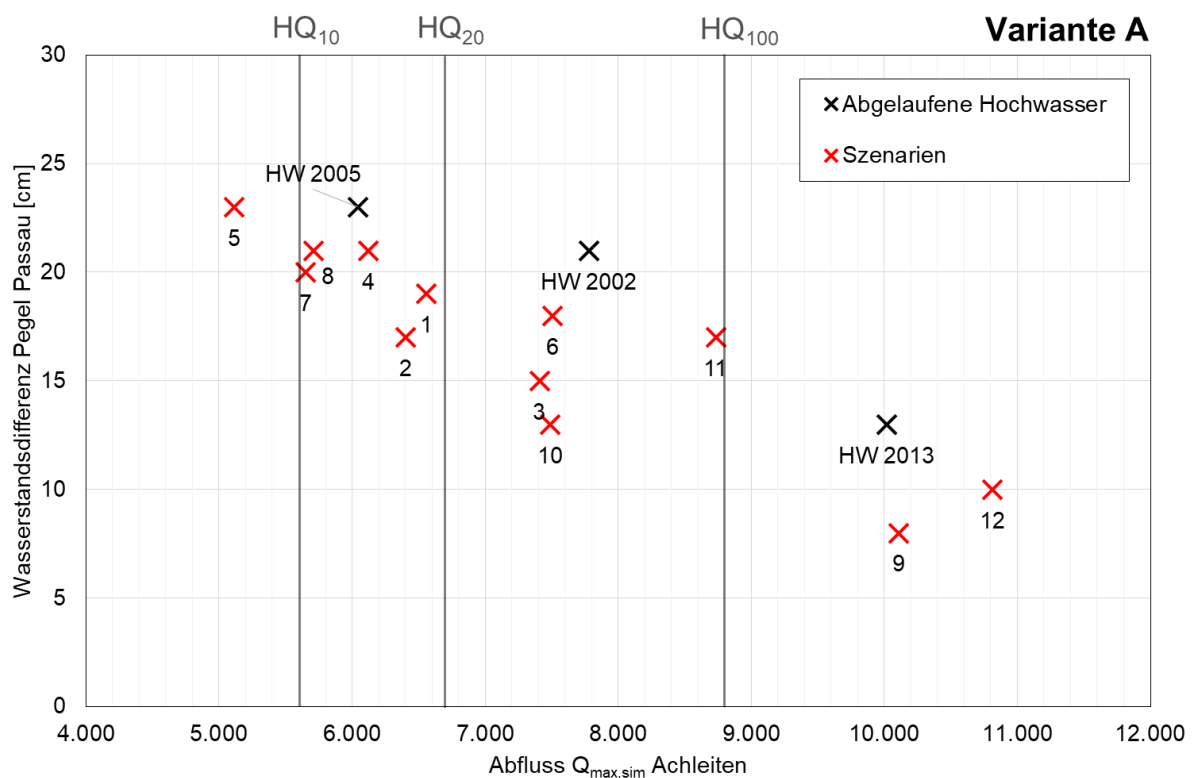
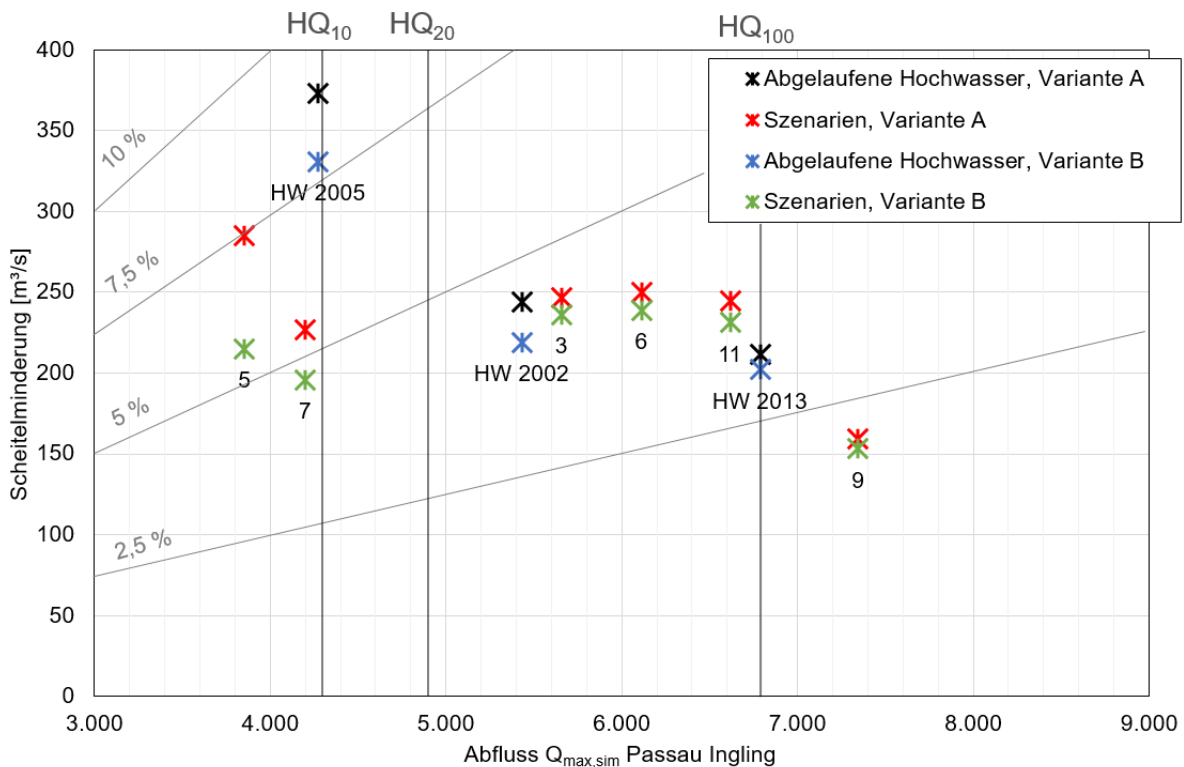


Abbildung 65: Wasserstandsdifferenzen durch Stauraummanagement am Pegel Passau/Donau (Variante A)

#### Variantenuntersuchung bei geringerer Abstautiefe am unteren Inn

Für ausgewählte Ereignisse wurden Simulationen durchgeführt, bei denen der Abstau an den Anlagen am unteren Inn um 0,5 m reduziert wurde (Variante B, vgl. Tabelle 5). Abbildung 66 zeigt die absoluten Scheitelminderungen der abgelaufenen Hochwasser sowie der stochastischen Szenarien 3, 5, 6, 7, 9 und 11. Die oben beschriebenen Untersuchungsergebnisse der abgelaufenen Hochwasser in Variante A sind mit schwarzen Sternen, die der Szenarien mit roten Sternen gekennzeichnet. Die Simulationsergebnisse, die sich bei einer verringerten Abstautiefe ergeben, sind für die abgelaufenen Hochwasser blau dargestellt, für die Szenarien grün (Variante B). Bei einem geringeren Abstau an den Anlagen des unteren Inns ergibt sich bei allen betrachteten Hochwassern eine geringere Scheitelminderung.



**Abbildung 66: Absolute Scheitelminderung (Pegel Passau-Ingling) durch Stauraummanagement bei abgelaufenen Hochwassern und ausgewählten stochastischen Szenarien bei unterschiedlichen Abstautiefen am unteren Inn (Varianten A und B)**

Der Einfluss der verringerten Abstautiefe ist tendenziell höher bei den kleineren Hochwassern als bei den größeren Hochwassern, da das wegfallende Volumen hier einen verhältnismäßig größeren Einfluss hat. Bei den Hochwassern, deren Maximalabfluss am Pegel Passau-Ingling eine Jährlichkeit im Bereich  $HQ_{20}$  bis  $HQ_{100}$  aufweist, ist die Differenz der erzielten Scheitelminderung im Vergleich zu den oben beschriebenen Untersuchungsergebnissen für den reduzierten Abstau gering. Es wird bei dem hier untersuchten verringerten Abstau insgesamt immer noch eine gute Wirkung der Scheitelminderung erzielt.

#### 4.3.4. Fazit zur Scheitelminderung durch Stauraummanagement

Mit Hilfe der beschriebenen Steuerungsvorgaben des Stauraummanagements, die auf umsetzbaren und praxisnahen Steuerungsregeln basieren, ist eine gute Scheitelabminderung erzielbar. Am Pegel Passau-Ingling werden für die betrachteten Hochwasser mit Scheitelwerten von etwa  $HQ_{10}$  bis über  $HQ_{100}$  Abminderungen zwischen  $\Delta Q = 380 \text{ m}^3/\text{s}$  bis  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  berechnet. Durch den Aufstauprozess wird ein Rückhaltevolumen von 20 bis 12 Mio.  $\text{m}^3$  generiert.

Der Abstauprozess wird eingeleitet, sobald die Vorhersage eines Hochwassers über einem definierten Schwellenwert vorliegt und der gemessene Abfluss am KW Nußdorf am Inn oder

dem Pegel Laufen an der Salzach eine definierte Abflussgrenze überschreitet. Der Aufstauprozess wird rein messwertbasiert durchgeführt und ist abhängig vom Absinken des Wasserstandes an zwei Referenzpegeln an Inn oder Salzach. Anhand des maximalen Wasserstandes der Referenzpegel werden die Hochwasser als inn- oder salzachbetont definiert.

Durch den Einsatz des Stauraummanagements wird die Abflussganglinie des Hochwassers weder verzögert noch beschleunigt. Der Einfluss der angepassten Steuerung bezieht sich auf den Scheitelbereich der Hochwasserganglinie, der entsprechend abgemindert wird.

#### **4.3.5. Umsetzungsaspekte des Stauraummanagements**

Die getroffenen Annahmen für Abstautiefen und Gradienten liegen in einem realistischen Bereich. Anlagen, bei denen der Abstauprozess aufgrund von morphologischen Prozessen, Rutschhängen und zu geringen Laufzeiten schwierig umzusetzen ist, wurden im Stauraummanagement nicht berücksichtigt. Die Variantenuntersuchung zu einer geringeren Abstautiefe zeigen, dass auch bei einer Verringerung des Abstaus noch gute Scheitelminderungen möglich sind.

Es ist hervorzuheben, dass im betrachteten Abschnitt des Inns im Vergleich zu anderen Fließgewässern günstige Standortbedingungen (zum Beispiel große Fallhöhen, keine Wasserstraße sowie keine Schifffahrt bei den relevanten Wasserführungen) vorliegen sowie Restriktionen in Bezug auf Bewirtschaftungsvolumen, Anlagendimension und Steuerbarkeit bei großen Wassermengen hinsichtlich der auftretenden Wasserstände eingehalten werden können. Auch bei hohen Abflüssen erfolgt bei den berücksichtigten Anlagen im realen Betrieb außer in Passau-Ingling keine Freigabe des gesamten Abflussquerschnittes. Aufgrund der Berücksichtigung einer Vielzahl von insgesamt acht Stauanlagen wird der Ausfall einer Anlage, zum Beispiel durch Verklausung, lediglich eine Teilreduktion bewirken. Da nach Angabe von VERBUND Revisionsarbeiten im Winterhalbjahr durchgeführt werden, ist eine Einschränkung durch Revision im durch Sommerhochwasser geprägten Einzugsgebiet des Inns nicht wahrscheinlich.

Mit Hilfe der entwickelten praxisnahen Steuerungsregeln konnten unter der Annahme, dass keine situationsabhängigen Einschränkungen (zum Beispiel Verklausungen) vorliegen, gute Ergebnisse für die Abminderung des Hochwasserscheitels am Pegel Passau-Ingling erzielt werden. Für eine Umsetzung in der Praxis sind weitergehende Detailuntersuchungen zu ökologischen und morphologischen Fragestellungen durchzuführen. Diese betreffen beispielsweise den Abstau bei Flachwasserzonen und damit den Einfluss auf den Lebensraum von

Fischen und Vögeln. Die Mobilisierung von Feststoffen durch den Abstau bei Stauraummanagement ist ebenfalls im Rahmen weitergehender Untersuchungen zu betrachten. Weiterhin sind die Alarmpläne von Anrainern wie der Stadt Schärding detailliert zu prüfen und bei einer Änderung der Betriebsvorgaben der Stauanlagen für das Stauraummanagement gegebenenfalls anzupassen.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass das Stauraummanagement im Bereich des Hochwasserschutzes beziehungsweise Hochwasserrückhaltes eine additive Maßnahme zu Rückhaltebecken und Flutpoldern darstellt, die ohne größere bauliche Anpassungsmaßnahmen umgesetzt werden kann.

## 4.4. Untersuchungen zum Flutpolderbetrieb

### 4.4.1. Allgemeines zum Flutpolderbetrieb

Flutpolder sind Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss und werden als Bestandteil des technischen Hochwasserschutzes eingesetzt, um eine Scheitelminderung eines Hochwassers zu erzielen und damit den Schutz der Anlieger unterstrom des Flutpolders zu verbessern. Bei den Betriebsweisen von Flutpoldern wird zwischen ungesteuertem und gesteuertem Betrieb unterschieden. Bei einem gesteuerten Polderbetrieb sind unterschiedliche Betriebsstrategien möglich, von der Steuerung nach fester und ereignisunabhängiger Vorgabe bis hin zu einer adaptiven Steuerung, bei der Vorgaben im laufenden Polderbetrieb angepasst werden können (Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V., 2014).

### 4.4.2. Wirkungsanalysen zum Flutpolderbetrieb Feldkirchen und Ering

Zur Ermittlung der gegenseitigen Beeinflussung des Betriebes von Flutpoldern und dem Stauraummanagement wurde das erstellte Kettenmodell des Inns im Rahmen von Wirkungsanalysen des Polderbetriebes um einen möglichen Flutpolder Feldkirchen (Fkm 176,1, 17,4 Mio. m<sup>3</sup>) für den bereits Planungsüberlegungen vorliegen, und um einen möglichen Flutpolderstandort unterstrom der Salzacheinmündung, den Flutpolder Ering (Fkm 51, 13,4 Mio. m<sup>3</sup>), der im Teilprojekt D betrachtet wurde, erweitert. Das Einbinden der Flutpolder in das HN-Modell erfolgte unter Berücksichtigung der räumlichen Ausdehnung und des vorhandenen Rückhaltevolumens. Es wurde eine Grobparametrierung der Steuerungsfunktion der Flutpolder durchgeführt, um Betriebsvorgaben (zum Beispiel maximaler Zufluss) und physikalische Gegebenheiten realistischer abzubilden. Die Untersuchungen wurden unter idealisierten Bedingungen durchgeführt, da die Abflussganglinien als bekannt angenommen wurden. Anhand einer vereinfachten Beaufschlagung, bei der sich die Abflussminderung auf den

Nahbereich des Flutpolders bezog, wurde die Wirkung im Nahbereich und auch im Fernbereich am Pegel Passau-Ingling, der in einer Entfernung von 170 km zum Flutpolder Feldkirchen und 47 km entfernt vom Flutpolder Ering liegt, analysiert. Es zeigt sich, dass die Flutpolderwirkung mit Fokus auf die Nahwirkung auch im Fernbereich gute Abminderungen aufweist. Bei kombiniertem Betrieb von Flutpoldern und Stauraummanagement überlagern sich die jeweiligen Einzelwirkungen positiv und die gegenseitige Beeinflussung ist als gering einzuschätzen.

#### **4.4.3. Weitergehende Untersuchungen zu Flutpolderbetrieb Feldkirchen**

##### **4.4.3.1. Einführende Bemerkungen**

Im Rahmen von weitergehenden Untersuchungen wurde anhand von weiteren Analysen das Systemverständnis zur Polderfüllung, insbesondere im Hinblick auf den Einsatz operationell zur Verfügung stehender Daten, bezogen auf den Flutpolder Feldkirchen vertieft.

Bei der Steuerung des Polders Feldkirchen wird unterschieden, ob ein Überlastfall im Nahbereich des Polders (z. B. in Wasserburg) oder im Fernbereich des Polders (z. B. in Passau) besteht. Der Flutpolder Feldkirchen befindet sich etwa 17 km oberstrom des Pegels Wasserburg und etwa 170 km entfernt vom Pegel Passau-Ingling. Das primäre Einsatzziel dieses Polders am oberen Inn ist der Schutz der direkt unterstrom liegenden Ortslagen bei einem Überlastereignis. Jedoch ist auch der überregionale Einsatz des Polders denkbar, wenn beispielsweise ein hoher Abfluss an der Salzach zu einem Überlastereignis am unteren Inn führt, am Standort des Flutpolders Feldkirchen jedoch ein geringeres Hochwasser auftritt und kein lokaler Einsatz des Flutpolders erforderlich ist.

##### **4.4.3.2. Überlastfall im Nahbereich des Polders**

Tritt im Nahfeld des Polders, also beispielweise am Pegel Wasserburg, ein Hochwasser auf, das das Bemessungsereignis für diesen Bereich erreicht oder übersteigt (Überlastfall), kann generell zwischen verschiedenen Vorgehensweisen der Polderbeaufschlagung unterschieden werden. Die Beaufschlagung des Flutpolders kann dabei in Abhängigkeit der Höhe des Hochwasserscheitels anhand fester Schwellenwerte oder ereignisabhängig unter Berücksichtigung von Vorhersagen oder messwertbasiert durchgeführt werden.

Zur Analyse, ob eine messwertbasierte Steuerung des Polderbetriebes mit Fokus auf das Nahfeld möglich ist, wurden zunächst die aufgezeichneten Pegeldaten oberstrom des KW Oberaudorf ausgewertet. Die Datenübergabe von Pegeldaten oberstrom des KW Oberaudorf erfolgte durch VERBUND AG für die abgelaufenen Hochwasser 2002, 2005 und 2013. Dabei stellt das

HW 2005 ein Überlastereignis im Nahbereich des Flutpolders Feldkirchen dar. Die Daten enthalten Aufzeichnungen am Inn sowie an seitlichen Zuflüssen. Die Auswertung der Daten erfolgte hinsichtlich der Nutzung von Messwerten für die Polderbeaufschlagung analog zum Aufstauvorgang beim Stauraummanagement. Der Beginn der Polderfüllung würde eingeleitet werden, sobald ein Abklingen des Abflusses, beziehungsweise Wasserstandes, an einem der oberstrom liegenden Pegel, z. B. Pegel Rotholz, erkennbar ist.

Bei dem HW 2005, dessen Scheitelwert in diesem Bereich des Inns eine Jährlichkeit von größer als  $HQ_{100}$  aufweist, ist die Ausbreitungsgeschwindigkeit des Hochwassers so groß, dass das Maximum am KW Rosenheim erreicht wird, bevor ein Abklingen am Pegel Brixlegg ersichtlich ist. Zwischen Pegel Brixlegg und KW Rosenheim liegt eine Entfernung von 64,5 km.

Die Auswertung der Ganglinien des HW 2002 zeigt, dass die seitlichen Nebengewässer bei diesem Ereignis sichtbar zur Hochwasserbildung beitragen. Die Maxima an den Pegeln Rotholz und Brixlegg treten zeitlich nach dem Maximum am KW Rosenheim auf. Das HW 2002 stellt im Bereich des Pegels Rosenheim oberhalb der Mangfallmündung ungefähr ein Hochwasser der Jährlichkeit  $HQ_5$  dar, während das HW 2013 einen Scheitel von etwa  $HQ_{20}$  aufweist. Bei der Analyse des HW 2013 ist noch deutlicher als beim HW 2002 zu erkennen, wie stark seitliche Nebengewässer zur Hochwasserbildung beitragen. Das Hochwasser stellt ebenfalls am Pegel Rosenheim / Mangfall das höchste bisher aufgezeichnete Ereignis dar. Der Abflussverlauf am Pegel Brixlegg lässt damit keine Aussage über ein Abklingen des Hochwassers zu.

Die Nutzung von Messdaten zur Simulation einer messwertbasierten Polderbeaufschlagung ist damit derzeit nicht zielführend ausführbar. Für eine messwertbasierte Regelung müssten viele seitliche Zuflüsse in die Auswertung mit aufgenommen werden, da die seitlichen Zubringer zum Teil sehr stark zur Hochwasserbildung beitragen. Weiterhin müsste der Bezug auf die Inn-Pegel aufgrund der geringen Laufzeiten noch weiter oberstrom liegen.

Da eine messwertbasierte Steuerung des Flutpolders Feldkirchen aufgrund der derzeitigen Datenlage und des Modellumfangs nicht möglich ist, wurden Vorhersagen der abgelaufenen Hochwasser zur Berücksichtigung bei der Polderfüllung analysiert. Von den übergebenen Hochwasservorhersagen, die Daten ab dem HW 2010 umfassen, stellt kein Hochwasser einen Überlastfall im Nahbereich des Polders dar. Aus diesen Gründen konnte die Polderbewirtschaftung bei einem Überlastfall im Nahbereich des Polders nicht untersucht werden.

#### **4.4.3.3. Überlastfall im Fernbereich des Polders**

Die Durchführung einer Polderbeaufschlagung am Polder Feldkirchen mit einem überregionalen Fokus der Abflussminderung im Fernbereich des Polders, z. B. in Passau, kann nur unter der Voraussetzung durchgeführt werden, dass eine verlässliche Vorhersage darüber vorliegt, dass das Bemessungshochwasser der lokal unterhalb liegenden Hochwasserschutzanlagen nicht erreicht oder überschritten wird und somit der lokale Einsatzfall nicht gegeben ist.

Bei der Vorgehensweise zur Polderfüllung kann zwischen zwei Varianten unterschieden werden. Die Abflussminderung durch Abgabe in den Polder wird im ersten Fall auf den Fernbereich bezogen, bei der z. B. der Abfluss am Pegel Passau-Ingling die Bezugsgröße darstellt. Die seitlichen Zuflüsse auf der Fließstrecke werden somit entsprechend berücksichtigt. Alternativ ist eine Abminderung des lokalen Hochwasserscheitels am Polderstandort möglich, da auch dieser maßgeblich für die Abflusssituation im weiter entfernten Bereich unterstrom des Polders ist. Als Bezugsgröße für die Abflussminderung durch die Polderabgabe würde beispielsweise der Abfluss am Pegel Wasserburg oder am KW Feldkirchen genutzt werden. Hierbei werden die einmündenden seitlichen Zuflüsse unterstrom des Polders jedoch nicht berücksichtigt.

Da weder für die synthetischen noch für die HW 2002 und 2005 Vorhersagen vorliegen, kann lediglich das HW 2013 untersucht werden. Das HW 2013 stellt für den Nahbereich des Flutpolders Feldkirchen keinen Überlastfall dar, überschreitet jedoch im Bereich Schärding und Passau durch den Einfluss der Salzach und weiterer seitlicher Zuflüsse das  $HQ_{100}$  und stellt damit einen Überlastfall im Fernbereich des Polders Feldkirchen dar. Aus diesem Grund wurden die beiden beschriebenen Vorgehensweisen zur Polderfüllung bei einem Überlastfall im Fernbereich des Polders für das HW 2013 untersucht.

Genutzt wurden die Vorhersagen des HW 2013 aus dem Modell Flux/Floris, da hier Vorhersagen für alle Pegel und Kraftwerke am Inn vorhanden sind. Bei diesem Hochwasser ist nach Angabe des LfU die für die Vorhersage herausfordernde, extreme Hochwassersituation an der Mangfall zu beachten. Für das Modell LARSIM sind die Vorhersagen an Pegeln des Inns im Bereich des Flutpolders Feldkirchen (zum Beispiel Rosenheim oberhalb der Mangfallmündung oder Wasserburg) erst ab dem HW 2019 in den übergebenen Daten vorhanden.

#### Wirkungsanalyse zur Flutpolderfüllung mit Fokus der Abflussreduzierung auf den Fernbereich

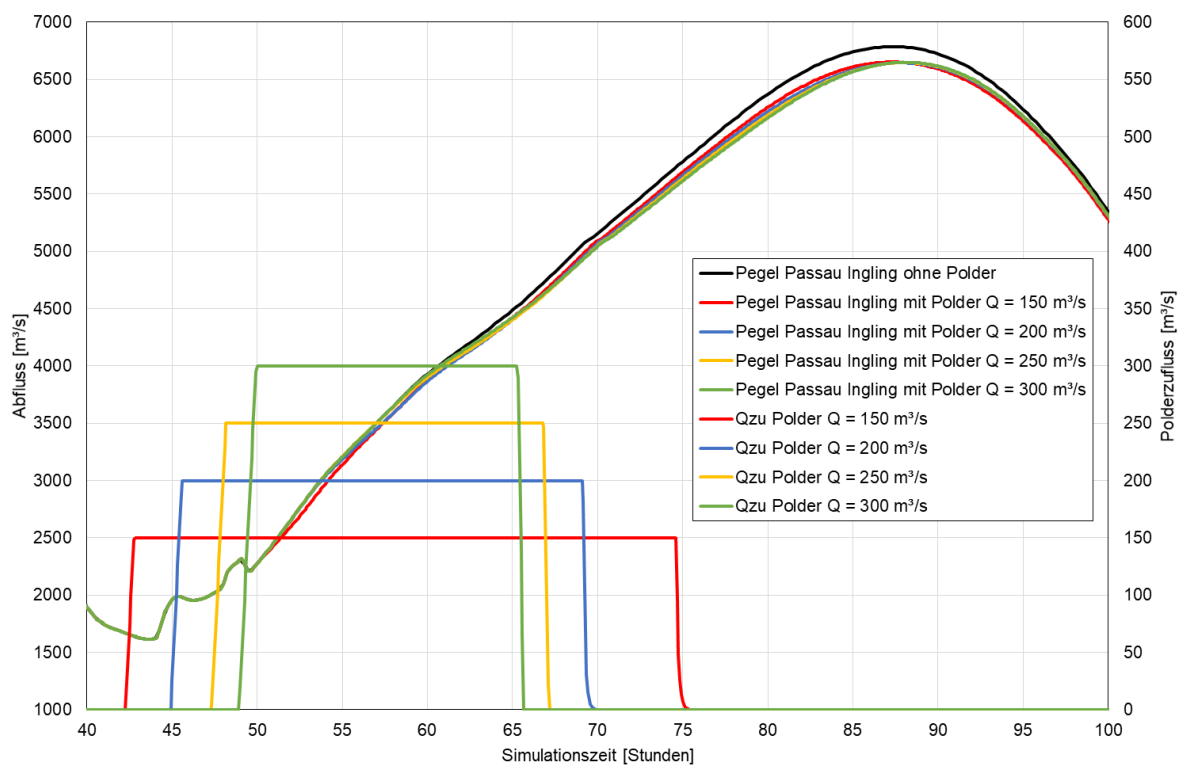
Für die Wirkungsanalyse, die die Scheitelminderung durch die Beaufschlagung des Polders Feldkirchen mit Fokus auf die Fernwirkung am Pegel Passau-Ingling betrachtet, erfolgte eine

Konzentration auf die vorhergesagten Scheitelzeitpunkte am KW Passau-Ingling. Die Polderfüllung wird dabei mit einem konstanten Abfluss durchgeführt und die Dauer der Beaufschlagung ergibt sich entsprechend des Poldervolumens.

Für die Definition des Füllbeginns wurden die Vorhersagen des Modells Flux/Floris für das KW Passau-Ingling hinsichtlich des vorhergesagten Zeitpunktes des Maximalabflusses ausgewertet. Die Fülldauer ergibt sich aus dem Abfluss zur konstanten Beaufschlagung und dem Gesamtvolumen des Polders. Die Laufzeit von rund 20 Stunden bei dem HW 2013 zwischen dem Flutpolderstandort Feldkirchen und dem KW Passau-Ingling muss ebenfalls berücksichtigt werden, um die Füllung zum richtigen Zeitpunkt einzuleiten. Bei einem Polderzufluss von  $\Delta Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$  beträgt die Fülldauer 24,2 Stunden und die Füllung des Flutpolders wird beispielsweise 32,1 Stunden vor dem vorhergesagten Maximalabfluss am KW Passau-Ingling eingeleitet.

Um die Sensitivität des Systems zu analysieren, wurden konstante Polderzuflüsse von  $\Delta Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $\Delta Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $\Delta Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $\Delta Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$  zur Beaufschlagung des Polders Feldkirchen untersucht. Die Beaufschlagungsdauer der Polderfüllung nimmt bei größeren, konstanten Polderzuflüssen ab und beträgt zwischen 32,2 und 16,1 Stunden. In Abbildung 67 sind die Ganglinien am Pegel Passau-Ingling ohne Polderbetrieb (schwarz) und bei den verschiedenen Polderzuflüssen (bunt) dargestellt. Die Ganglinien am Pegel Passau-Ingling sind auf die linke y-Achse bezogen, während die zugehörigen Polderzuflüsse in den Flutpolder Feldkirchen, die farblich mit den Ganglinien am Pegel Passau-Ingling korrespondieren, auf die rechte y-Achse bezogen sind. Bei geringeren Polderzuflüssen beginnt die Füllung entsprechend der Auswertungen früher und wird über eine längere Dauer durchgeführt.





**Abbildung 67: Polderbetrachtung Feldkirchen mit überregionalem Fokus - Pegel Passau-Ingling bei unterschiedlichen Polderzuflüssen**

Durch die Abgabe in den Polder mit Fokus der Scheitelminderung auf den Fernbereich wird ebenfalls die Abflusssituation im Nahbereich des Polders beeinflusst. Die Abminderung im Nahbereich des Flutpolderstandortes variiert am Pegel Wasserburg zwischen  $\Delta Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$  bis  $\Delta Q = 32 \text{ m}^3/\text{s}$  aufgrund der unterschiedlich langen Fülldauern und deren zeitlichen Lage in Bezug auf den Scheitel im Nahbereich.

Am Pegel Passau-Ingling unterscheiden sich die Abminderungen bei den verschiedenen Polderzuflüssen nur geringfügig voneinander und liegen zwischen  $\Delta Q = 136 \text{ m}^3/\text{s}$  und  $142 \text{ m}^3/\text{s}$ , was einer Abminderung von 2,0 bis 2,1 % entspricht (vgl. Abbildung 67).

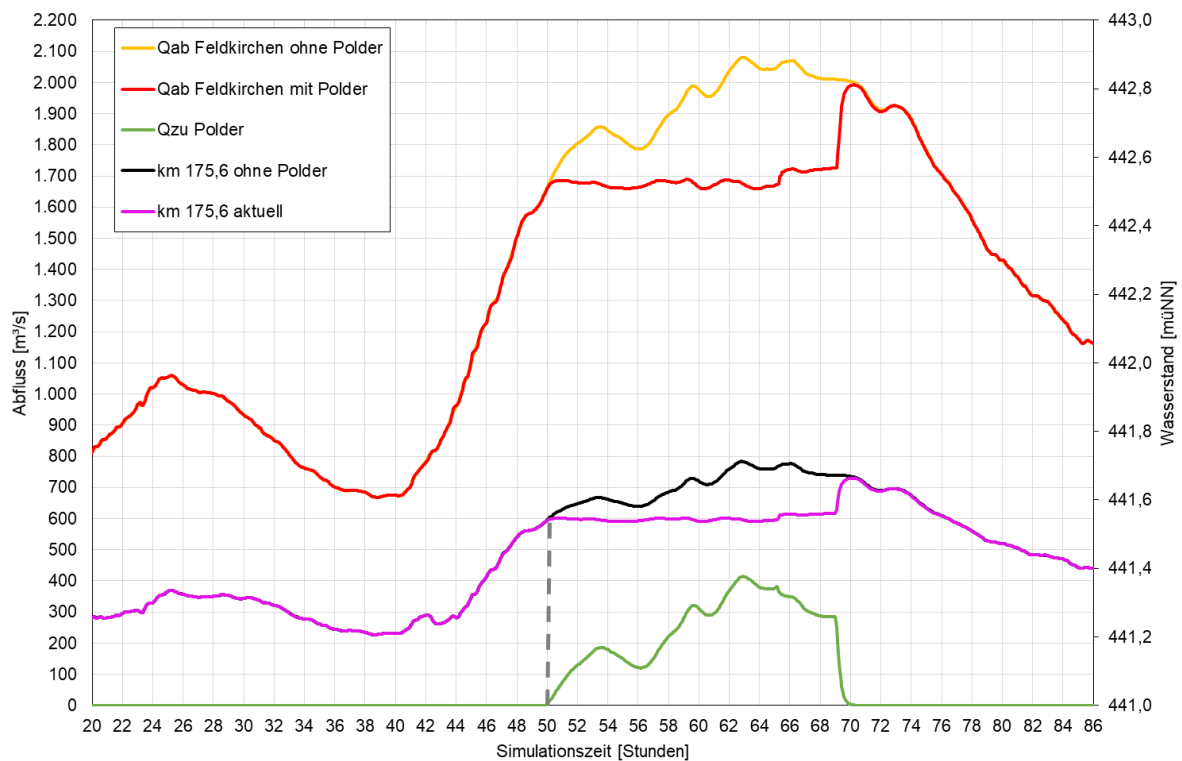
Die Vorgehensweise zur Definition des Beaufschlagungsbeginns mit einer vereinfacht angenommenen zeitlich nicht veränderlichen Füllung zeigt damit auf, dass für das untersuchte Ereignis auch bei einer unsicheren Vorhersage am KW Passau-Ingling, die den Scheitel etwas zu früh vorhersagt, eine gute Abminderung erzielbar ist. Es ist zu beachten, dass nach Angabe des LfU die Vorhersagen des Pegels Burghausen während des Ereignisses zeitweise nicht verfügbar waren. Die Vorhersage am KW Passau-Ingling ist davon direkt beeinflusst und damit bei diesem Ereignis stärker fehlerbehaftet. Die Zeiträume von 36,1 Stunden ( $\Delta Q = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ )

bis 28,1 Stunden ( $\Delta Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ ), die zwischen dem Beginn der Polderfüllung und dem Scheitelzeitpunkt am KW Passau-Ingling liegen, stellen lange Zeitfenster dar, durch die sich Unsicherheiten ergeben können. Aufgrund dieser Unsicherheiten der Vorhersagen wäre eine adaptive Polderfüllung mit Fokus auf den Fernbereich nicht zielführend, auf eine entsprechende Untersuchung wurde daher verzichtet. Obwohl sich bei der Steuerung mit Fokus auf den Fernbereich Unsicherheiten durch die Laufzeiten der Ganglinien und die Auftrittszeitpunkte des Scheitels ergeben, zeigen die Ergebnisse, dass mit dem robusten Ansatz eines konstanten Polderzuflusses auch bei unterschiedlichen Polderzuflüssen und damit Fülldauern gute Abminderungen für den Fernbereich erreicht werden können.

#### Wirkungsanalyse zur Flutpolderfüllung mit Fokus der Abflussreduzierung auf den Nahbereich

Zur Flutpolderfüllung mit Fokus der Abflussreduzierung auf den Nahbereich wurden drei verschiedene Varianten untersucht. Die Beaufschlagung des Polders wird in der nachfolgend beschriebenen Simulation adaptiv basierend auf dem vorhergesagten Volumen der Hochwasserwelle in Abgleich mit der aktuellen Polderfüllung durchgeführt. Die Anwendung einer adaptiven Steuerung bietet die Möglichkeit, Parameter der Steuerung während des laufenden Betriebs zu verändern, um auf eine geänderte Vorhersage reagieren zu können. Es wird ein Wasserstandsregler zur Beaufschlagung des Polders genutzt, der Referenzwasserstand (Regelgröße) liegt 200 m unterhalb des Poldereinlaufes an Fkm 175,6.

Abbildung 68 zeigt das Simulationsergebnis am KW Feldkirchen bei der adaptiven Polderfüllung ohne Verringerung des Schwellenwertes. Aufgrund der stark schwankenden und damit eher unsicheren Vorhersagen wurde bei dieser untersuchten Variante keine Verringerung des Schwellenwertes vorgenommen und die entsprechende Systemreaktion betrachtet. Der Wasserstand am Referenzpunkt (lila) wird ab dem ermittelten Startzeitpunkt der Beaufschlagung durch die Abgabe in den Polder (grün) unter Einsatz des Wasserstandsreglers konstant gehalten. Es stellt sich hierbei eine nahezu konstante Abflussweitergabe direkt unterstrom des Polders am KW Feldkirchen (rot) von rund  $Q = 1.700 \text{ m}^3/\text{s}$  ein. Da die Auswertungen der nachfolgenden Vorhersagen in Verbindung mit der Auswertung des aktuellen Polderfüllstandes eine Verringerung des Schwellenwertes ergeben, wird keine adaptive Anpassung veranlasst. Die Auswertung der Vorhersage am 02.06.2013 um 17:12 Uhr (Simulationsstunde 65,2) ergibt eine notwendige Erhöhung des Schwellenwertes, sodass unter Auswertung des Füllstandes des Polders und der W-Q-Beziehung der Bezugswasserstand zur Füllung des Flutpolders um 2 cm erhöht wird. Der Polder ist etwa zu Simulationsstunde 69 vollgefüllt (Abbildung 68) und der maximale Zufluss zum Polder wird entsprechend der definierten Nebenbedingungen reduziert.



**Abbildung 68: Simulationsergebnis KW Feldkirchen - Volumenbezogen und adaptiv ohne Verringerung**

Die Vollfüllung des Polders ist darauf zurückzuführen, dass die realen Volumina der Ganglinien größer waren als die vorhergesagten. Weiterhin liegen zwischen den vorliegenden Vorhersagen zum Teil größere Zeitspannen vor, die sich für dieses untersuchte Ereignis ungünstig auswirken. Bei geringeren Zeitspannen, wie sie im realen Betrieb bestehen würden, ist allgemein ein günstigeres Ergebnis zu erwarten. Der Grenzwert eines Überlastereignisses ( $> HQ_{100}$ ) direkt unterstrom greift in diesem Fall nicht, da das HW 2013 keinen lokalen Überlastfall darstellt.

Bei der Fokussierung der Scheitelminderung auf das Nahfeld des Polders ergibt sich am Pegel Wasserburg, in einer Entfernung von rund 12 km zum Polder, durch die adaptive Beaufschlagung ohne Verringerung des Schwellenwertes eine Abminderung des Scheitelabflusses von 4,9 %. Im Fernbereich des Polders, am Pegel Passau-Ingling, etwa 170 km unterstrom des Flutpolders beträgt die Abminderung 3,0 %.

Neben der vorgestellten Flutpolderfüllung wurden weitere Füllprozesse untersucht, bei denen unterschiedliche Füllvorschriften berücksichtigt wurden. Die untersuchten, verschiedenen Beaufschlagungen zeigen auf, dass die Abminderung im Nahfeld des Polders aufgrund der örtlichen Nähe sensitiv auf unterschiedliche Beaufschlagungsarten reagiert. Die lokale Sensitivität macht sich jedoch im Fernfeld des Polders in einer Entfernung von 170 km (Pegel Passau-Ingling) bei diesem Beispiel nicht bemerkbar. Es wurden ebenfalls Simulationen mit kombiniertem Polderbetrieb und Stauraummanagement durchgeführt, wobei die Durchführung des

Stauraummanagements bei kombiniertem Betrieb des möglichen Flutpolders Feldkirchen mit Stauraummanagement automatisch anhand der in Kapitel 4.3 vorgestellten Steuerungsvorgaben erfolgt. Auch hier ergibt sich am Pegel Passau-Ingling eine annähernd additive Überlagerung der Einzelwirkungen bei kombiniertem Betrieb von Polder und Stauraummanagement.

#### **4.4.3.4. Fazit zur vorhersagebasierten Poldersteuerung des Flutpolders Feldkirchen**

Wie eingangs erläutert sind verschiedene Vorgehensweisen bei der Definition der Polderbeaufschlagung möglich. Diese sind davon abhängig, ob ein Überlastfall im Nahfeld oder im Fernbereich des Polders auftritt. Bei einem Überlastfall im Nahfeld des Polders wird die Polderfüllung mit Bezug auf z. B. den Pegel Wasserburg oder KW Feldkirchen anhand von festen Schwellenwerten oder basierend auf Messwerten oder Vorhersagen durchgeführt. Stellt ein Hochwasser ausschließlich im Fernbereich des Polders einen Überlastfall dar, ist eine Nutzung des Flutpolders Feldkirchen mit Fokus der Abflussminderung auf den Fernbereich (überregional, Bezugsgröße z. B. Pegel Passau-Ingling) oder auf den Nahbereich möglich.

Da eine nahfeldbezogene Steuerungsvorschrift für den Polder Feldkirchen anhand von weiter oberstrom gelegenen Messwerten mit dem bisherigen Simulationsmodell und den vorliegenden aufgezeichneten Daten nicht möglich ist, wurde die Steuerung anhand von Vorhersagedaten des Modells Flux/Floris untersucht. Im Rahmen der weitergehenden Untersuchungen konnte nur ein Ereignis, das HW 2013, näher betrachtet werden, weil nur für dieses geeignete Vorhersagedaten zur Verfügung stehen. Das HW 2013 stellt im Fernbereich des Polders im Bereich Passau ein Überlastereignis dar, während der Scheitel im Nahfeld des Polders am Pegel Wasserburg ungefähr einem Ereignis von  $HQ_{20}$  entspricht. Ein Überlastfall im Nahbereich des Flutpolders Feldkirchen konnte hier somit nicht untersucht werden. Der Betrieb des Polders bei einem Überlastfall im Fernbereich mit dem Fokus der Abflussminderung auf den Fern- sowie auf den Nahbereich wurde für das HW 2013 untersucht.

Bei der durchgeführten Wirkungsanalyse mit Fokus der Abflussreduzierung auf die Fernwirkung am KW Passau-Ingling werden bei verschiedenen konstanten Polderfüllungen Scheitelminderungen von rund 2 % am Pegel Passau-Ingling berechnet. Bei einer Fokussierung der Abflussminderung auf den Nahbereich werden am Pegel Passau-Ingling, in einer Entfernung von etwa 170 km zum Flutpolderstandort, Abminderungen von rund 3 % bestimmt. Der Fokus auf den Nahbereich unter Verwendung von Abflussvorhersagen zeigt damit für das untersuchte Hochwasserereignis im Fernbereich ein besseres Ergebnis als der überregionale Fokus. Ob sich dieses Verhältnis auch bei anderen Ereignissen einstellt, ist durch Untersuchung weiterer Beispiele zu betrachten. Wie oben erläutert ist die Ableitung einer Poldersteuerung

gestützt auf die Untersuchung nur eines Ereignisses nicht aussagekräftig und es müssen mehrere Ereignisse betrachtet werden. Die dargestellten Untersuchungen stellen erste Analysen und Anhaltspunkte, jedoch aber keine allgemeingültigen Steuerstrategien dar und erlauben keine allgemeinen Rückschlüsse. Da nur ein Ereignis betrachtet werden konnte, wurde keine Optimierung der Steuerungsvorschriften durchgeführt. Für die Erstellung einer allgemeingültigen vorhersagebasierten Poldersteuerung ist es notwendig, die erforderliche Datengrundlage von Vorhersagen für verschiedene relevante Hochwasser zu generieren. Anhand dieser erweiterten Datengrundlage bestünde die Möglichkeit, die zu entwickelnde Poldersteuerung an mehreren Beispielen zu evaluieren und somit allgemeingültige Regeln zu entwickeln. Für die Zukunft ist weiterhin die Möglichkeit der Nutzung von Vorhersagedaten des Modells LARSIM zu überprüfen. Die Möglichkeit einer messwertbasierten Steuerung wäre anhand einer Analyse mit einem erweiterten Simulationsmodell sowie der Berücksichtigung einer Vielzahl von Pegelmessungen weiter oberstrom und entsprechender seitlicher Zuflüsse zu untersuchen.

In den hier dargestellten Analysen wurde der Entleerungsvorgang des Flutpolderbetriebes nicht betrachtet, da sich die Untersuchung auftragsgemäß auf den Füllprozess bezieht. Die Entleerung des Polders ist im Rahmen von weitergehenden Detailuntersuchungen und entsprechenden Simulationen ausführlich zu betrachten, die das Abflussgeschehen mit Zubringern weiter unterstrom berücksichtigen.

#### 4.5. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick

Im Rahmen des Teilprojektes C der Retentionspotentialstudie Inn – Potentialermittlung bei den Wehrbetriebsordnungen für den Ist-Zustand des Inns – wurde untersucht, ob es durch modifizierte Wehrbetriebsordnungen Potentiale gibt, den Hochwasserabfluss des Inns zu verringern. Die Scheitelreduktion der Hochwasserwelle soll dabei durch einen angepassten Betrieb der Stauanlagen erreicht werden. Grundlage der Untersuchungen bildet ein eindimensionales hydrodynamisch-numerisches Modell (1D-HN-Modell) der bayerischen Gewässerstrecke von Oberaudorf bis Passau-Ingling mit einer Länge von 211 km und 15 Staustufen, inklusive des Donauabschnittes vom Kraftwerk Kachlet bis zum Kraftwerk Jochenstein. Dieses 1D-HN-Modell ist mit Modulen zur Ansteuerung der Kontrollbauwerke und der Bewirtschaftung von Staustufenketten gekoppelt, sodass die Wechselwirkungen zwischen den Zu- und Abflüssen an den Staustufen und den Wasserständen im Stauraum berechnet sowie die Betriebsvorgaben an den Staustufen hinsichtlich ihrer Wirkung auf Wasserstand und Abfluss überprüft werden können. Im Rahmen der Kalibrierung des Modells und der anschließenden Validierung wurden die Hochwasser 2002, 2005 und 2013 simuliert, für die im Vergleich mit den vorliegenden umfangreichen Messdaten eine gute Übereinstimmung erzielt werden konnte. Für die weiteren

Untersuchungen wurden die drei abgelaufenen Hochwasser 2002, 2005 und 2013 sowie zwölf synthetische Hochwasser simuliert, die von der TU Wien im Rahmen des Teilprojektes A erzeugt wurden.

Der Vergleich von Nachrechnungen der Hochwasser mit Simulationen, bei denen als interne Randbedingungen die WBO eingesetzt wurde, zeigt, dass die Wehrbetriebsordnungen bei dem realen Betrieb eingehalten wurden und der Betrieb gemäß WBO nicht zu einer Abflussaufsteilung führt. Da es durch Hochwasserereignisse zum Teil zu starken Umlagerungsprozessen der Sohle und damit zu einer Beeinflussung der Strömungsverhältnisse kommt, wurden Untersuchungen von unterschiedlichen Sohlagen, die die Zustände von entlandeten und angelandeten Sohlgeometrien abbilden, durchgeführt. Die Analyse zeigt, dass keine Anpassungen der WBO im Hinblick auf Veränderungen der Sohle notwendig sind.

Das allgemeine Prinzip zur Scheitelkappung eines Hochwassers basiert auf der Einlagerung von Volumen in einem Speicher. Hierzu kann ein Flutpolder oder der Stauraum einer Staustufe (Stauraummanagement) genutzt werden. Beim Stauraummanagement wird Speichervolumen durch ein frühzeitiges, tiefes Absenken des Oberwasserstandes (Vorabsenkung) geschaffen. Sofern das Volumen nicht bereits durch das Ansteigen des Unterwasserstandes ganz oder teilweise verbraucht ist, kann durch einen aktiven Wiederaufstau (Erhöhung des Oberwasserstandes) kurz vor dem Eintreffen des Scheitels Volumen in der Stauhaltung eingelagert und die Hochwasserwelle entsprechend gekappt werden.

Mit Hilfe der entwickelten praxisnahen Steuerungsvorgaben des Stauraummanagements ist eine gute Scheitelabminderung der betrachteten Hochwasser erzielbar. Die Wirkung des Stauraummanagements zur Verringerung des Scheitelabflusses ist abhängig vom maximalen Abfluss des Hochwassers sowie der Wellenform und des Volumens. Bei kleineren Ereignissen im Bereich der Jährlichkeit von  $HQ_{10}$  bis  $HQ_{30}$  ist die erzielbare prozentuale Abminderung größer als im Bereich des  $HQ_{50}$  (5 bis 9 % gegenüber 4 %), sowie deutlich größer als bei  $HQ_{100}$  und darüber hinaus (1 bis 2,5 %). Auch die absolute Scheitelabminderung, die zwischen  $\Delta Q = 100$  bis  $380 \text{ m}^3/\text{s}$  liegt, nimmt dabei mit steigendem Maximalabfluss tendenziell ab. Da der Inn erheblich zum Hochwassergeschehen in Passau beiträgt, ist bereits eine Abminderung kleinerer Ereignisse am Inn sinnvoll, da es in Passau im Mündungsbereich des Inns in die Donau bereits bei Hochwassern unter einer Jährlichkeit  $HQ_1$  zu ersten Überschwemmungen kommt.

Es ist hervorzuheben, dass im betrachteten Abschnitt des Inns im Vergleich zu anderen Fließgewässern günstige Standortbedingungen (zum Beispiel große Fallhöhen, keine Schifffahrt) vorliegen sowie Restriktionen in Bezug auf Bewirtschaftungsvolumen, Anlagendimension und

Steuerbarkeit bei großen Wassermengen hinsichtlich der auftretenden Wasserstände eingehalten werden können. Mit Hilfe der entwickelten praxisnahen Steuerungsregeln konnten unter der Annahme, dass keine situationsabhängigen Einschränkungen (zum Beispiel Verklausungen) vorliegen, gute Ergebnisse für die Abminderung des Hochwasserscheitels am Pegel Passau-Ingling erzielt werden. Für eine Umsetzung in der Praxis sind weitere Detailuntersuchungen zu ökologischen und morphodynamischen Aspekten notwendig. Diese Untersuchungen umfassen beispielsweise den Abstau an Flachwasserzonen und Feststofftransport. Zusammenfassend ist festzuhalten, dass das Stauraummanagement im Bereich des Hochwasserschutzes beziehungsweise Hochwasserrückhaltes eine additive Maßnahme zu Rückhaltebecken und Flutpoldern darstellt, die ohne größere bauliche Maßnahmen umgesetzt werden kann.

Weiterhin erfolgte eine Wirkungsanalyse zur Scheitelminderung für den Betrieb des potentiellen Flutpolders Feldkirchen sowie für den möglichen Flutpolderstandort Ering unterstrom der Salzachmündung. Diese erste Analyse und Abschätzung erfolgte unter idealisierten Bedingungen, da die Zuflussganglinien als bekannt angenommen wurden, und diente dazu, ein vertieftes Systemverständnis zu erlangen. Hierbei lag das Augenmerk zudem auf dem kombinierten Betrieb von Flutpoldern und Stauraummanagement, um die gegenseitige Beeinflussung zu untersuchen. Die Auswertung der Simulationen ergab hierbei, dass die gegenseitige Beeinflussung gering ist. Bei gemeinsamem Betrieb von Flutpolder und Stauraummanagement überlagern sich die Einzelwirkungen annähernd additiv, die positive Wirkung des Stauraummanagements bleibt auch bei Polderbetrieb erhalten.

In weitergehenden Untersuchungen wurde die Polderfüllung des Flutpolders Feldkirchen betrachtet. Es sind verschiedene Vorgehensweisen bei der Definition der Polderfüllung möglich, die davon abhängig sind, ob ein Überlastfall im Nah- oder Fernbereich des Polders auftritt. Bei der durchgeführten Wirkungsanalyse für das Hochwasser 2013 mit Fokus der Abflussreduzierung auf die Fernwirkung am KW Passau-Ingling werden bei verschiedenen konstanten Polderfüllungen Scheitelminderungen von rund 2 % am Pegel Passau-Ingling berechnet. Bei einer Fokussierung der Abflussminderung auf den Nahbereich werden am Pegel Passau-Ingling, in einer Entfernung von etwa 170 km zum Flutpolderstandort, Abminderungen von etwa 3 % bestimmt. Der Fokus auf den Nahbereich unter Verwendung von Abflussvorhersagen zeigt damit für den untersuchten Überlastfall im Fernbereich ein besseres Ergebnis als der überregionale Fokus. Ob sich dieses Verhältnis auch bei anderen Ereignissen einstellt, ist durch Untersuchung weiterer Beispiele zu betrachten. Die Ergebnisse und Aussagen können nicht generalisiert werden, da aufgrund der vorliegenden Daten nur ein Ereignis untersucht werden konnte. Eine allgemeingültige Betriebsregel, die für eine Bandbreite verschiedener

Maximalabflüsse erfolgreich einsetzbar sein muss, ist anhand von Untersuchungen weiterer Ereignisse zu entwickeln. In den hier dargestellten Analysen wurde der Entleerungsvorgang des Flutpolderbetriebes nicht betrachtet, da sich die Untersuchung auftragsgemäß auf den Füllprozess bezieht. Die Entleerung des Polders ist im Rahmen von weitergehenden Detailuntersuchungen und entsprechenden Simulationen ausführlich zu betrachten, die das Abflussgeschehen mit Zubringern weiter unterstrom berücksichtigen.



## 5. Teilprojekt D: Identifizierung, Wirkungsanalyse und Priorisierung potentieller Rückhalteräume, Wellenbeeinflussung und Steuerungsoptimierung

### 5.1. Einführung

Im Teilprojekt D wurden in einem ersten Schritt größere potentielle Rückhalteräume an Inn und Salzach mit Hilfe einer nachvollziehbaren und ergebnisoffenen Methode gesucht und in ihrer grundsätzlichen Machbarkeit beurteilt. Anschließend erfolgte eine Auswahl von vielversprechenden Standorten, welche in einem umfangreichen Schema bewertet wurden. Die in einer ersten vorläufigen Bewertung am besten beurteilten potentiellen Standorte wurden hinsichtlich ihrer hydrologisch-hydraulischen Eignung mit Einzelwirkungsanalysen und weiteren Kriterien detailliert untersucht und die möglichen Flutpolderstandorte in eine abschließende Priorisierung überführt. Begleitend wurde der Hochwasserwellenablauf des Inns und der Salzach im Projektgebiet im heutigen Zustand sowie in einem anthropogen unveränderten Zustand untersucht. Zudem wurden Untersuchungen zur Wirkung verschiedener Steuerungsansätze der Rückhalteräume und auch der Wirkung von Kombinationen potentieller Standorte durchgeführt. Daraus konnten Vorschläge für künftige Hochwasserschutzkonzepte und das weitere Vorgehen abgeleitet werden.

Zur Priorisierung potentieller Rückhalteräume (RHR) an Inn und Salzach im Teilprojekt D wurde folgendermaßen vorgegangen:

- Standortfindung und anschließende Grobbewertung der gefundenen potentiellen Rückhalterflächen hinsichtlich Machbarkeit und Volumen als Flutpolder (FP) sowie hinsichtlich Machbarkeit und Flächengröße als Deichrückverlegung (DRV).
  - Standortfindung potentieller Rückhalteräume durch „Methode historische Flächen“ (Vergleich der Überschwemmungsflächen früher und heute) und „Methode Wasserspiegellängsschnitt“ (Einbezug heute höher eingestauter Bereiche).
  - Grobbewertung aller gefundenen Flächen: Einschätzung der grundsätzlichen (technischen) Machbarkeit und der verfügbaren Volumina sowie Größe der Flächen auf einer der Potentialstudie angemessenen Bearbeitungsebene („grob“). Betrachtet werden im Rahmen dieser Studie ungesteuerter Rückhalt (hier:

Deichrückverlegung, teils über Einlaufschwellen) und gesteuerter Rückhalt (hier: Flutpolder).

- Auswahl der in der Grobbewertung mit „mittel“ und „gut“ machbar bewerteten Standorte und Zusammenfassung von Einzelflächen zu Gesamt- und Maximalumgriffen. Keine weitere Betrachtung der als „schlecht“ machbar eingeschätzten Standorte in dieser Studie.
- Erstpriorisierung dieser ausgewählten potentiellen Flutpolderstandorte mit einem Kriterienkatalog zu „Planungsherausforderungen“ und der Wirkung auf ein ausgewähltes Hochwasserereignis zur Auswahl der jeweils drei bestplatzierten Standorte je Abschnitt von Inn und Salzach.
  - Beurteilung der Standortauswahl anhand eines Kriterienkatalogs für die „Planungsherausforderungen“ durch TUM und Wasserwirtschaftsverwaltungen aus Bayern und Österreich in den Themenfeldern „Bautechnik“, „Siedlung – Infrastruktur – Mensch“, „Land- und Forstwirtschaft“ und „Ökologie“.
  - Ermittlung der hydraulischen Wirkung dieser potentiellen RHR anhand eines hydrologischen Szenarios der Größenordnung  $HQ_{100}$  im Abschnitt des RHR.
  - Bewertung der potentiellen Flutpolderstandorte (Varianten A) auf Basis der hydraulischen Wirkung und der qualitativ-quantitativen Beurteilung in den Themenfeldern „Bautechnik“ und „Siedlung – Infrastruktur – Mensch“.
  - Durchführung von „Workshops“ von TUM und Wasserwirtschaftsverwaltungen zur Abstimmung der Annahmen zur Machbarkeit sowie Begründung der Erstbewertungen sowie Alternativumgriffe für einzelne Flutpolderstandorte (Varianten B).
  - Bewertung der Varianten und Aktualisierung der Erstpriorisierung, die als Grundlage für die Auswahl der im Rahmen der vorliegenden Studie detaillierter zu untersuchenden Standorte dient.
- Abschließende Priorisierung der nach der Erstpriorisierung detaillierter betrachteten Flutpolderstandorte anhand einer umfangreichen Wirkungsanalyse mit einer Bandbreite an hydrologischen Szenarien und zusätzlichen Kriterien.

- Durchführung einer naturschutzfachlichen Übersichtsbewertung der Flutpolderstandorte auf Rang 1 bis 6 je Abschnitt von Inn und Salzach in der Erstpriorisierung.
- Ermittlung der hydraulischen Wirkung der am besten gereihten Flutpolderstandorte (Rang 1 bis 3 je Abschnitt) mit den zwölf im Teilprojekt A stochastisch generierten Hochwasserereignissen.
- Erstellung einer abschließenden Priorisierung auf Basis der umfangreichen Ergebnisse der Wirkungsanalysen, der durch die Ergebnisse der naturschutzfachlichen Übersichtsbewertung ergänzten Kriterien zu den Planungsherausforderungen sowie einer groben monetären Abschätzung der durch Flutpoldereinsatz verhinderten potentiellen Schäden aus Überflutungen.

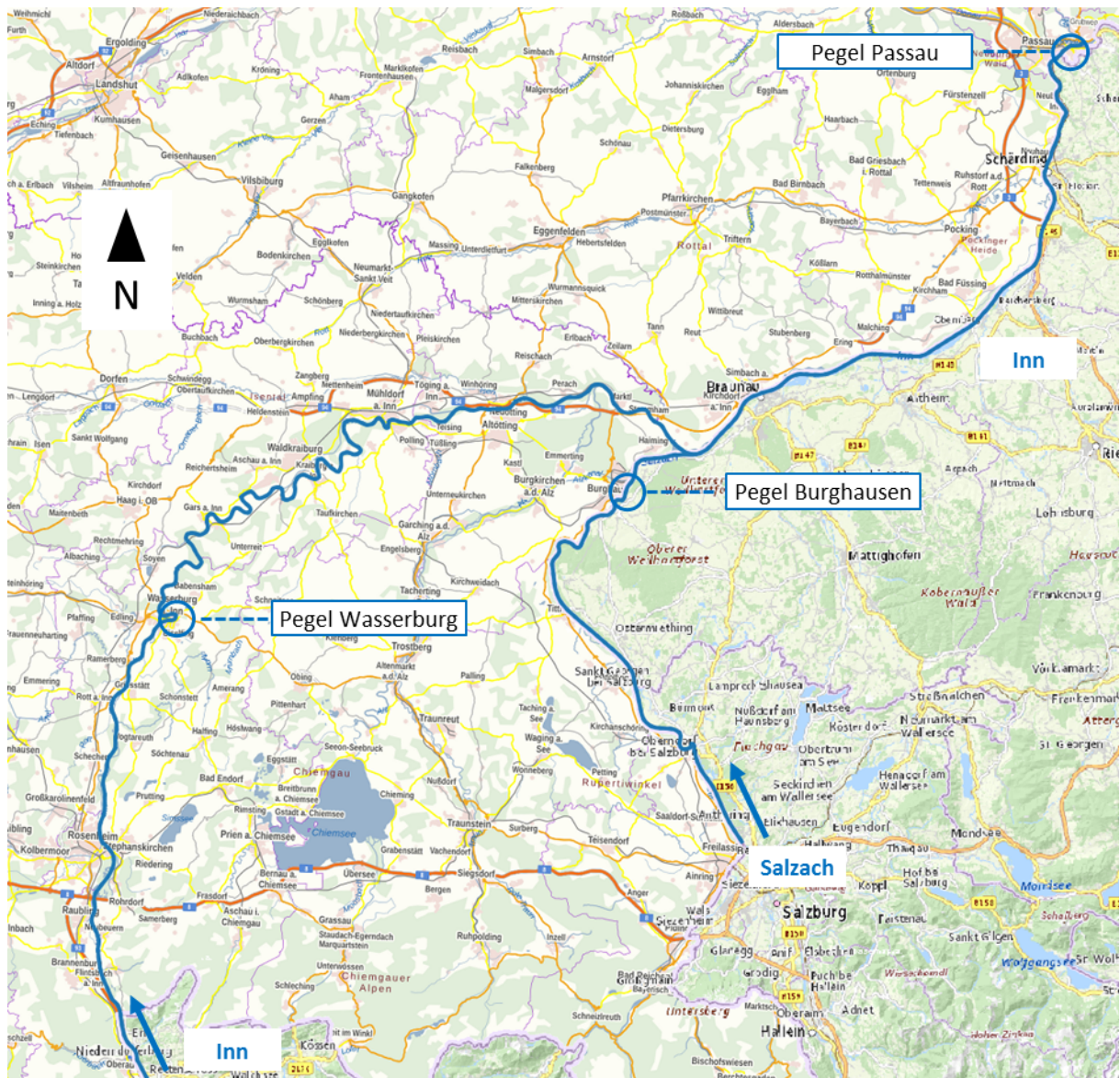
Die genannten Schritte wurden in Abstimmung mit dem Lenkungsgremium, welches sich aus Vertretern der Auftraggeber und der beteiligten Hochschulen zusammensetzte, durchgeführt. Die wesentliche Methodik und die wichtigsten Ergebnisse werden auszugsweise im vorliegenden Kurzbericht beschrieben.

## 5.2. Beschreibung und Modellierung des Untersuchungsgebiets

Die Untersuchungen im Rahmen des Teilprojekt D werden auf Basis 2D-hydrodynamischer Modelle durchgeführt. Das Untersuchungsgebiet erstreckt sich am Inn über rd. 210 km zwischen Oberaudorf und der Mündung in die Donau sowie an der Salzach über rd. 60 km zwischen der Mündung der Saalach in Salzach bei Salzburg und der Mündung in den Inn bei Fkm 68,5 (Abbildung 69). Dieses großräumige Untersuchungsgebiet wurde – um die Vielzahl an Szenarien berechnen und auswerten zu können – mit einer entsprechenden Detaillierung und in vier Teilbereichen modelliert. Die Aufteilung erfolgte in die vier Hauptbereiche

- oberer Inn Oberaudorf bis Wasserburg (rund 52 km Fließstrecke, Abschnitt a),
- Wasserburg bis Salzachmündung (rund 83 km Fließstrecke, Abschnitt b),
- unterer Inn ab Salzachmündung (rund 70 km Fließstrecke, Abschnitt c) und
- Salzach ab Saalachmündung (rund 60 km Fließstrecke, Abschnitt d).

Auf die Abschnitte wird im Folgenden immer wieder Bezug genommen.



**Abbildung 69: Übersicht über das Projektgebiet am Inn vom Pegel Oberaudorf (am südlichen Bildrand) bis Pegel Passau (am nördlichen Bildrand) und an der Salzach ab der Saalachmündung (Beginn Linie u. Pfeil). Abschnitt a: Inn bis Wasserburg, Abschnitt b: Inn bis zur Salzachmündung, Abschnitt c: Inn bis Passau, Abschnitt d: Salzach ab der Saalachmündung**

Die Netzhöhen des Geländes außerhalb der Gewässer wurden mit Vermessungsdaten aus Laserscanning-Befliegungen modelliert und unter Beibehaltung der maßgebenden, hydraulisch wichtigen Strukturen ausgedünnt. Die Flusssohle des Inns in den zweidimensionalen hydrodynamischen (2D-HD) Modellen wurde durch sogenannte „Gleichgewichtssohlen“ aus Querprofilvermessungen abgebildet, welche repräsentativ für die sich in einem so genannten dynamischen Gleichgewicht befindliche Sohlage des Inns steht. Bei Hochwasserereignissen werden die abgelagerten Feinsedimente in den Stauräumen remobilisiert und zum Scheiteldurchgang teils mehrere Meter tief ausgeräumt, wodurch die (mittlere) Sohle daher entspre-

chend tiefer als vor dem Ereignis liegt. Sie nähert sich aber relativ bald nach dem Hochwasserereignis wieder der Ausgangslage an. Die Sohldynamik der Salzach, welche im Untersuchungsgebiet nicht mit Staustufen ausgebaut ist, zeigt sich dagegen beispielsweise in wandernden alternierenden Kiesbänken. Da sich diese Sohländerungen i.d.R. in einem weitaus längeren Zeitraum abspielen, werden für das Teilmodell der Salzach die zuletzt verfügbaren Querprofilvermessungen verwendet. Im Rahmen der Kalibrierung und Validierung für die Reinwassermodelle wurde die Netzgeometrie mit entsprechenden Rauheitsbeiwerten belegt, um die Abflussganglinien abgelaufener Hochwasserereignisse korrekt abzubilden. Der heutige Ist-Zustand der Fließgewässer wird als Referenzzustand für die Wirkungsanalysen der potentiellen Rückhalteräume definiert.

### 5.3. Hydrologische Situation und verwendete Hochwasserwellen für die Wirkungsanalysen

Entlang des bayerischen Inns bestehen die speziellen Randbedingungen, dass die Bemessungsabflüsse der Stauhaltungsdämme entlang des Inns und der Hochwasserschutzanlagen (HWSA) an Inn und Salzach entlang der Gewässerstrecke unterschiedlich hoch sind. Für den Abschnitt des Inns zwischen Oberaudorf und Wasserburg sind bis auf wenige Ausnahmen aufgrund der Staustufenkette und der begleitenden Stauhaltungsdämme die Bemessungsabflüsse so hoch, dass Abflüsse bis  $HQ_{1000}$  problemlos abgeführt werden können. In Wasserburg beginnt der Überlastfall über  $HQ_{100}$ , die Staustufenkette liegt unterstrom allerdings teils in Schluchtlage und ist unterbrochen durch die Ausleitung in den Werkkanal zum Kraftwerk Töging a.I. In der Restwasserstrecke sind die HWSA beispielsweise in Mühldorf oder Kraiburg auf  $HQ_{100}$  bemessen. Unterhalb der Restwasserstrecke und bis zur Staustufe Schärding bei Fkm 18,8 stellt sich eine ähnliche Situation wie oberhalb von Wasserburg dar, wobei die HWSA in Rückstaubereichen im Unterwasser der Staustufen geringere Schutzgrade aufweisen können. Unterstrom der Staustufe Schärding bis zum Eintritt des Inns in die Vornbacher Enge (Schluchtstrecke) schließt sich eine größere Retentionsfläche an. Dort wurden linksseitig zwar Absiedlungsmaßnahmen durchgeführt, dennoch liegt – teils hochwasserangepasste – Bebauung im Überschwemmungsgebiet. Der Überlastfall der wenigen HWSA im Bereich Schärding beginnt bei etwa  $HQ_{30}$ . Der letzte Schadenswerpunkt am Inn ist die Stadt Passau, die nur für wenige Teilflächen HWSA mit sehr unterschiedlichen Schutzgraden hat. Erste Überflutungen im Bereich der Donaulände/Höllgasse beginnen bereits bei Hochwasserereignissen unter  $HQ_1$ . Die Abflüsse für verschiedene Jährlichkeiten an den wichtigsten Pegeln im Untersuchungsgebiet können Tabelle 6 entnommen werden.

Ziel des Teilprojekts A und des begleitenden Teilprojekts B war, für das Projektgebiet charakteristische Hochwasserereignisse zu beschreiben und entsprechende Zuflüsse mittels eines stochastischen Niederschlag-Abfluss-Modells (N-A-Modell) für die Weiterverwendung in den anderen Teilprojekten (im Teilprojekt D vor allem zur Wirkungsanalyse der Rückhalteräume) zu generieren. Für die Referenzpegel WABG (Wasserburg/Inn), BGHA (Burghausen/Salzach) und PING (Passau-Ingling/Inn) wurde aus den Ergebnissen des N-A-Modells jeweils ein Hochwasserereignis in der Größenordnung HQ<sub>30</sub>, HQ<sub>100</sub>, HQ<sub>300</sub> und HQ<sub>1000</sub> ausgewählt, wodurch entlang der gesamten Fließstrecke von Inn und Salzach zwölf Hochwasserereignisse in einer Bandbreite von unter HQ<sub>5</sub> bis HQ<sub>1000</sub> mit verschiedener Genese zur Verfügung standen (Tabelle 7). Damit wurden sowohl die Schutzgrade bestehender HWSA am Inn und der Salzach als auch deutliche Überlast- bis Extremereignisse abgedeckt. Auch mit den kleineren Ereignissen können noch wertvolle Aussagen zu einer potentiellen Verbesserung des Hochwasserschutzes getroffen werden.

**Tabelle 6: Hochwasserstatistik für die Hauptpegel an Inn und Salzach im Projektgebiet und der maßgebenden Jährlichkeiten (Quelle: LfU Bayern, Hydrografischer Dienst Oberösterreich)**

Pegel		HQ <sub>5</sub>	HQ <sub>10</sub>	HQ <sub>20</sub>	<b>HQ<sub>30</sub></b>	HQ <sub>50</sub>	<b>HQ<sub>100</sub></b>	<b>HQ<sub>300</sub></b>	<b>HQ<sub>1000</sub></b>
Wasserburg	WABG	1750	2000	2200	<b>2400</b>	2600	<b>2850</b>	<b>3200</b>	<b>3500</b>
Passau-Ingling	PING	3700	4300	4900	<b>5400</b>	6000	<b>6800</b>	<b>7700</b>	<b>8800</b>
Burghausen	BGHA	1800	2150	2500	<b>2700</b>	3000	<b>3300</b>	<b>3800</b>	<b>4400</b>

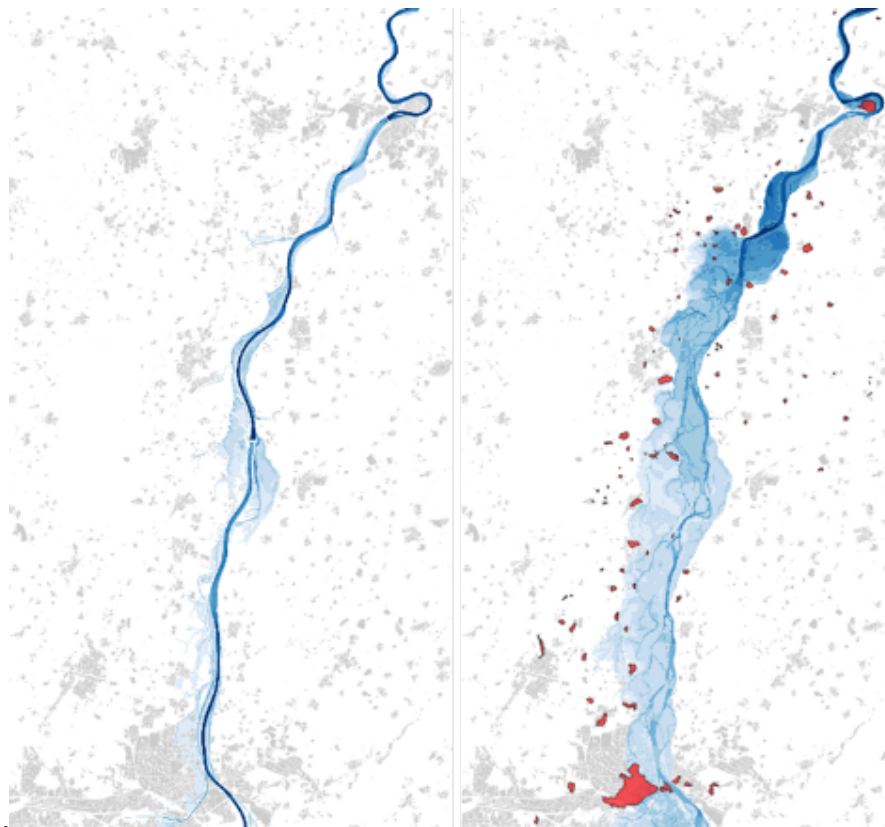
**Tabelle 7: Abflussscheitel der zwölf Ereignisse in der hydrodynamischen Modellierung und Einordnung der Jährlichkeit an den drei maßgebenden Pegeln. Fett gedruckt sind die im Kurzbericht dargestellten Ereignisse E0955 und E3441**

Pegel Ereignis	WABG		BGHA		PING	
	Q <sub>max</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Einordnung HQ <sub>x</sub>	Q <sub>max</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Einordnung HQ <sub>x</sub>	Q <sub>max</sub> [m <sup>3</sup> /s]	Einordnung HQ <sub>x</sub>
E0076	2318	HQ <sub>20</sub> - HQ <sub>30</sub>	2439	~ HQ <sub>20</sub>	4953	~ HQ <sub>20</sub>
E0256	3119	HQ <sub>200</sub> - HQ <sub>300</sub>	1187	< HQ <sub>1</sub>	4226	~ HQ <sub>10</sub>
E0322	3124	HQ <sub>200</sub> - HQ <sub>300</sub>	2480	HQ <sub>30</sub> - HQ <sub>50</sub>	5458	HQ <sub>20</sub> - HQ <sub>30</sub>
<b>E0955</b>	2262	HQ <sub>20</sub> - HQ <sub>30</sub>	3940	HQ <sub>300</sub> - HQ <sub>1000</sub>	6478	HQ <sub>50</sub> - HQ <sub>100</sub>
E2377	3357	HQ <sub>300</sub> - HQ <sub>1000</sub>	2307	HQ <sub>10</sub> - HQ <sub>20</sub>	7277	HQ <sub>100</sub> - HQ <sub>300</sub>
E3420	1943	~ HQ <sub>10</sub>	3437	HQ <sub>100</sub> - HQ <sub>300</sub>	6096	~ HQ <sub>50</sub>
<b>E3441</b>	2843	~ HQ <sub>100</sub>	1802	~ HQ <sub>5</sub>	4786	HQ <sub>10</sub> - HQ <sub>20</sub>
E4664	2486	HQ <sub>30</sub> - HQ <sub>50</sub>	1967	HQ <sub>5</sub> - HQ <sub>10</sub>	4794	HQ <sub>10</sub> - HQ <sub>20</sub>
E4852	3412	~ HQ <sub>1000</sub>	2286	HQ <sub>10</sub> - HQ <sub>20</sub>	5354	~ HQ <sub>30</sub>
E4904	2714	HQ <sub>50</sub> - HQ <sub>100</sub>	4149	HQ <sub>300</sub> - HQ <sub>1000</sub>	7662	~ HQ <sub>300</sub>
E5321	487	< HQ <sub>1</sub>	3482	HQ <sub>100</sub> - HQ <sub>300</sub>	4345	~ HQ <sub>10</sub>
E7510	557	< HQ <sub>1</sub>	3008	~ HQ <sub>50</sub>	3773	~ HQ <sub>5</sub>

## 5.4. Modellierung eines Zustands um das Jahr 1800

Ziel der Modellierung und Analyse des historischen Zustands war der Erkenntnisgewinn hinsichtlich der natürlichen Hochwasserabläufe im Flusssystem. Unter „historischem Zustand“ wird in diesem Kontext der anthropogen weitgehend unbeeinflusste natürliche, unbegradigte Flussverlauf verstanden. Dies entspricht an Inn und Salzach etwa der Zeit vor 1820, im Folgenden bezeichnet als „Zustand 1800“. Die Modellierung dieses Zustands diente der Identifizierung potentiell reaktivierbarer Rückhalteräume. Dafür wurden die Überflutungsflächen bei einem Hochwasserereignis der Größenordnung etwa  $HQ_{100}$  im heutigen Zustand und im Zustand 1800 miteinander verglichen (Beispiel: Abbildung 70). Im Zustand um 1800 überflutete Flächen, die aber im heutigen Zustand nicht mehr überflutet werden, können bei entsprechender Landnutzung (z. B. fehlenden größeren Siedlungen) reaktiviert und für (steuerbaren) Hochwasserrückhalt eingesetzt werden.

Die Auswertung der Hochwasserabläufe im historischen Zustand zeigt, dass im Bereich von Hochwasserereignissen  $> HQ_{30}$  die Scheitelabflüsse am Pegel PING gegenüber dem heutigen Zustand um ca. 3 bis 15 % im historischen Zustand der untersuchten Strecke (ab Oberaudorf) verringert sind, die Scheitelverzögerung beträgt etwa 8 bis 12 h. Dies bedeutet, dass bei einer (hypothetischen) hundertprozentigen „Renaturierung“ des Inns und der Salzach im Untersuchungsgebiet, welche dem „Zustand 1800“ entspräche, eine Scheitelreduktion von max. 15 % erreichbar wäre. Natürlicher Rückhalt in dieser Größenordnung würde bei sehr großen Ereignissen (zwei untersuchte Ereignisse über  $HQ_{100}$ ) maximal etwa 7 % Scheitelreduktion erreichen. Die Verzögerungen der Inn-Wellen können allerdings problematisch hinsichtlich einer Überlagerung mit der in der Regel nachlaufenden Donau-Welle sein. An der Salzach sind die Differenzen zwischen heutigem und historischem Zustand nicht so ausgeprägt wie am Inn, was allerdings auch an der deutlich kürzeren untersuchten Fließstrecke liegen kann. An der Mündung der Salzach in den Inn können sich durch die Scheitelverzögerungen sowohl positiv als auch negativ auswirkende Überlagerungen der Hochwasserscheitel einstellen.



**Abbildung 70: Inn heute und im Zustand um 1800 zwischen Rosenheim und Wasserburg bei einem Hochwasserereignis der Größenordnung  $HQ_{100}$ . Links: Überflutetes Gebiet am Inn heute, rechts: Überflutetes Gebiet am Inn um 1800, grau: Siedlungsfläche heute, rot: Siedlungsfläche um 1800 (nur für das unmittelbare Modellgebiet ausgewertet)**

## 5.5. Standortsuche und grundsätzliche Machbarkeit von Rückhalteräumen und Erstpriorisierung potentieller Flutpolderstandorte

Die Standortfindung potentieller Rückhalteräume durch die „Methode historische Flächen“ und „Methode Wasserspiegellängsschnitt“ ergab mehr als hundert Flächen. Zur Abwahl eindeutig ungeeigneter Flächen und zur Eingrenzung des Arbeitsaufwands (v.a. für die 2D-HD-Simulationen) wurde eine erste Einschätzung der grundsätzlichen (technischen) Machbarkeit und der verfügbaren Volumina (bei Flutpoldern) sowie Flächengrößen (bei Deichrückverlegungen) auf einer der Potentialstudie angemessenen Bearbeitungstiefe vorgenommen. Dazu wurden aus wasserwirtschaftlich-fachlicher Sicht Aspekte ausgewählt und in ein einfaches dreistufiges Bewertungsschema eingeordnet. Standorte, die nach dieser groben Eingruppierung eine „schlechte“ Gesamtbewertung erhielten, wurden in dieser Studie nicht weiterverfolgt. Nur die Standorte mit „mittlerer“ und „guter“ Gesamtbewertung wurden nach einer Zusammenfassung von Einzelflächen zu Gesamt- und Maximalumgriffen für die Erstpriorisierung weiter berücksichtigt.



Anschließend erfolgte eine umfassendere Bewertung der so ermittelten Standorte auf Basis der hydraulischen Wirkung und der qualitativ-quantitativen Beurteilung in den Themenfeldern „Bautechnik“ und „Siedlung – Infrastruktur – Mensch“. Die großräumige hydraulische Wirkung wurde für alle potentiellen Rückhalteräume (RHR) anhand eines hydrologischen Szenarios der Größenordnung HQ<sub>100</sub> im Abschnitt des jeweiligen RHR ermittelt. Die Bewertung erfolgte aufgrund der relativen Scheitelreduktion (Kriterium A) und der spezifischen Scheitelreduktion (Kriterium B). Die relative Scheitelreduktion wurde ermittelt aus der absoluten Scheitelreduktion zwischen Zustand ohne (Referenz) und mit Einsatz des RHR bezogen auf den Scheitelabfluss des Referenzzustands. Die spezifische Scheitelreduktion bestimmte sich aus der relativen Scheitelreduktion bezogen auf das eingesetzte Rückhaltevolumen. Unterschieden wurde in Nahpegel (dem RHR nächstgelegener Pegel; Kriterien A1, B1) und Fernpegel (immer Pegel Passau-Ingling; Kriterien A2, B2). Neben der hydraulischen Wirkung wurden weitere qualitativ und quantitativ bewertbare Kriterien in den Themenfeldern „Bautechnik“ (Kriterien C1, C2, C3 und C4) und „Siedlung – Infrastruktur – Mensch“ (Kriterien D1 und D2) zur Priorisierung herangezogen. Als Endbewertung wurden hier die Noten 1 (gut) oder 2 (mittel) oder 3 (schlecht) vergeben. Weitere Kriterien, die im Rahmen der Projektbearbeitung nicht oder nicht in der erforderlichen Tiefe ermittelt und/oder bewertet werden konnten, werden zusätzlich als „Informationen“ angeführt. Neben der Variante A wurde bei einem Großteil der potentiellen Standorte auch ein Alternativumgriff (Variante B) erarbeitet. Ziel war dabei die Verbesserung der Bewertungen eines oder mehrerer Kriterien in den Themenfeldern C und D, indem alternative Deichtrassen oder niedrigere Stauziele ermittelt wurden, beispielsweise um die Betroffenheit von Bebauungen (Anzahl Gebäude im RHR) zu verringern.

Neben dem bereits in der Grobbewertung notwendigen Mindestkriterium für Volumen (FP, > 1.000.000 m<sup>3</sup>) und Fläche (DRV, > 10 ha) wurde zusätzlich für die Priorisierung ein Abschneidekriterium „Bebauung“ auf Basis der Anzahl der Gebäude im Rückhalteraum eingeführt. Potentielle Standorte werden von der Reihung ausgeschlossen, wenn deren Anzahl von Einzelgebäuden (in der digitalen Flurkarte) eine gewisse Schwelle übersteigt und bei denen somit implizit durch die hohe Betroffenheit eine Umsetzbarkeit unwahrscheinlich scheint. Vom Lenkungsgremium wurde beschlossen, Standorte mit mehr als 75 Gebäuden im RHR von der weiteren Betrachtung auszuschließen. In einer Sensitivitätsuntersuchung mit verschiedenen Schwellenwerten (50 und 100 Gebäude) kam es dabei zu keinen Änderungen bei den Standorten, welche die ersten fünf Ränge in den jeweiligen Abschnitten einnahmen.

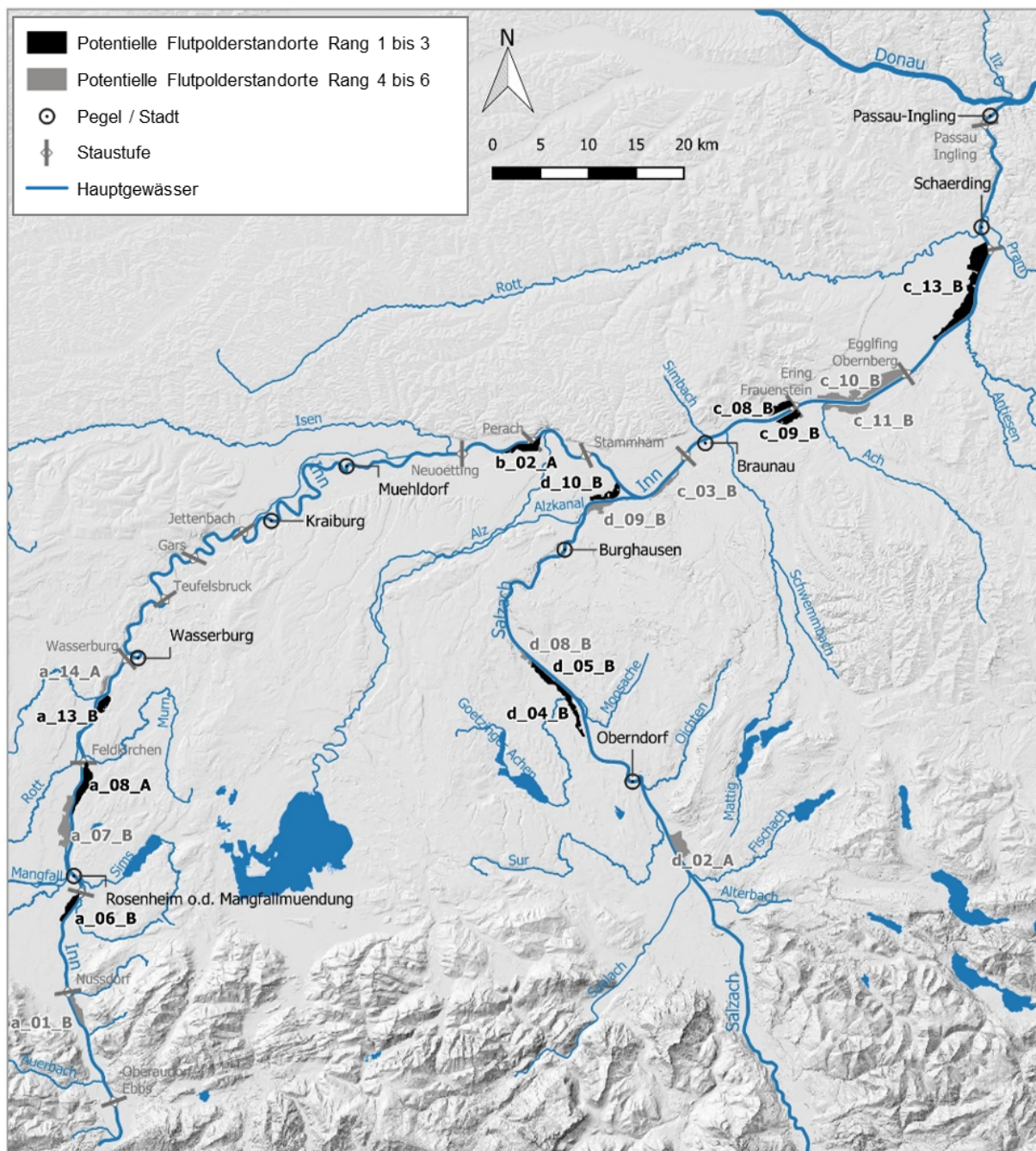
Anschließend wurde eine Bewertung der RHR durch Überführung der oben genannten qualitativ und quantitativ bewertbaren Kriterien und einer dazugehörigen Klasseneinteilung mittels eines Gewichtungsschemas erstellt. Je Standort wurde die Variante A (ursprünglicher Umgriff)

und – sofern vorhanden – Variante B (modifizierter Alternativumgriff) verglichen und die besser bewertete Variante weiterverwendet. Aus allen grundsätzlich gefundenen, potentiell reaktivierbaren Flächen entlang von Inn und Salzach konnten schließlich 32 RHR für gesteuerten Rückhalt identifiziert werden, für welche mit dieser Erstpriorisierung eine Reihung der potentiellen Standorte je Abschnitt vorgenommen werden konnte (Tabelle 8). Die Lage der bestplatzierten Standorte am Inn und an der Salzach zeigt Abbildung 71.

Mit dem erarbeiteten Bewertungsschema konnte nachvollziehbar und belastbar eine Auswahl von grundsätzlich realisierbaren Rückhalteräumen getroffen werden. Zwar gibt es meist keine eindeutig am besten bewerteten Standorte, da die Bewertungen der vorderen Ränge nahe zusammenliegen; dennoch kristallisierten sich aussagekräftige Bewertungen beziehungsweise Reihungen heraus, die auch dem Ziel, einer Auswahl der „vielversprechendsten“ Standorte, entsprechen. Die bestplatzierten Standorte auf Rang 1 bis 3 je Abschnitt (insgesamt 10 Standorte, da in Abschnitt b nur ein potentieller Standort verblieb) wurden anschließend mit umfangreichen hydraulischen Wirkungsanalysen und einer naturschutzfachlichen Übersichtsbewertung detaillierter untersucht. Anhand dieser Ergebnisse wurde dann eine abschließende Priorisierung erarbeitet.

**Tabelle 8: Reihung der potentiellen Standorte bei der Erstpriorisierung als Basis für die Auswahl der detaillierter zu untersuchenden Standorte. \* Var A und B mit identischer Bewertung**

Abschnitt a			Abschnitt c			Abschnitt d		
Rang	ID	Bewertung	Rang	ID	Bewertung	Rang	ID	Bewertung
5	a_01_B	1.93	11	c_01_A	2.54	7	d_01_A	2.13
8	a_02_A	2.02	8	c_02_B	2.31	5	d_02_A	2.04
9	a_05_B	2.09	6	c_03_B	2.20 *	8	d_03_A	2.56
3	a_06_B	1.79	7	c_04_B	2.29	2	d_04_B	1.77
6	a_07_B	1.98	9	c_05_B	2.32	1	d_05_B	1.66
1	a_08_A	1.42	12	c_06_A	2.59	4	d_08_B	1.96
7	a_09_B	1.99	10	c_07_B	2.50 *	6	d_09_B	2.09
11	a_10_A	2.47	2	c_08_B	1.96	3	d_10_B	1.90
10	a_12_A	2.34	1	c_09_B	1.84			
2	a_13_B	1.58	5	c_10_B	2.16	<b>Abschnitt b</b>		
4	a_14_A	1.86	4	c_11_B	2.02	Rang	ID	Bewertung
			3	c_13_B	1.96	1	b_02_A	2.08



**Abbildung 71: Potentielle RHR im Untersuchungsgebiet. Schwarz: potentielle RHR auf Rang 1 bis 3 in der Erstpriorisierung, grau: potentielle RHR auf Rang 4 bis 6 in der Erstpriorisierung**

Die potentiellen Standorte in der Erstpriorisierung waren vor allem Standorte, deren Struktur bereits heute im Wesentlichen von Dämmen und/oder Deichen bestimmt ist oder auch an einer Hangkante auslaufen. Dennoch müssen i.d.R. Deiche erhöht, angepasst und in Teilabschnitten vollständig neu gebaut werden, insbesondere bei angrenzender Bebauung. Da es sich um eine Potentialstudie handelt, wurde generell versucht, mit möglichst wenig Einschränkungen und Ausschlusskriterien potentielle Standorte für Rückhalteräume als Flutpolder und Deich-

rückverlegungen herauszuarbeiten. Grundsätzlich wird die Lage von (Einzel-)Gebäuden in potentiellen Poldern nicht als Ausschlusskriterium gesehen, sofern der Rückhalteraum aufgrund von Fläche, Volumen und Machbarkeit insgesamt vielversprechend für weitere Untersuchungen erscheint. Diese Polder mit Bebauung (unter Berücksichtigung des zusätzlichen Abschneidekriteriums bei 75 Gebäuden) wurden ebenfalls unvoreingenommen in ihrer Wirkung auf die Hochwasserretention analysiert. Eine etwaige Absiedlung, die Verlegung von Straßen o.ä. aus den Rückhalteräumen müsste dann geprüft werden, wenn eine Entscheidung ansteht, ob der betreffende Standort weiterverfolgt werden soll.

Umfangreichere hydraulische Wirkungsanalysen wurden auch für drei potentielle Deichrückverlegungen durchgeführt: Standort a\_13\_D, welcher auch als potentieller Flutpolder a\_13\_B detaillierter betrachtet wurde (ca. Fkm 167 – 164); Standort c\_12\_D als Kombination aus der Fläche c\_12 und dem sich unterstrom anschließenden Standort c\_13\_B, welcher auch als potentieller Flutpolder detaillierter betrachtet wurde (ca. Fkm 33 – 17); Standort d\_04\_D als Kombination aus den benachbarten Standorten d\_04\_B und d\_05\_B, welche einzeln auch als potentielle Flutpolder detaillierter betrachtet wurden (ca. Fkm 38 – 29). Für die Wirkungsanalysen der Deichrückverlegungen wurden die vorhandenen Deiche an ausgewählten Stellen am oberstromigen und unterstromigen Ende des potentiellen Standorts im 2D-hydrodynamischen Modell auf Geländenniveau abgesenkt. Die Deiche wurden also in der gewählten Konzeption nicht auf gesamter Länge abgetragen. Insbesondere bei Standort c\_12\_D ergab sich damit eine längere Parallelströmung zum Inn mit freier Entwässerung nach unterstrom.

## 5.6. Einzelwirkungsanalyse von Flutpoldern

Für ausgewählte potentielle Rückhalteräume auf Rang 1 bis 3 je Abschnitt in der Erstpriorisierung (insgesamt 10 Standorte, siehe Tabelle 9) wurde eine Wirkungsanalyse mit allen zwölf im Teilprojekt A generierten stochastischen Hochwasserereignissen durchgeführt.

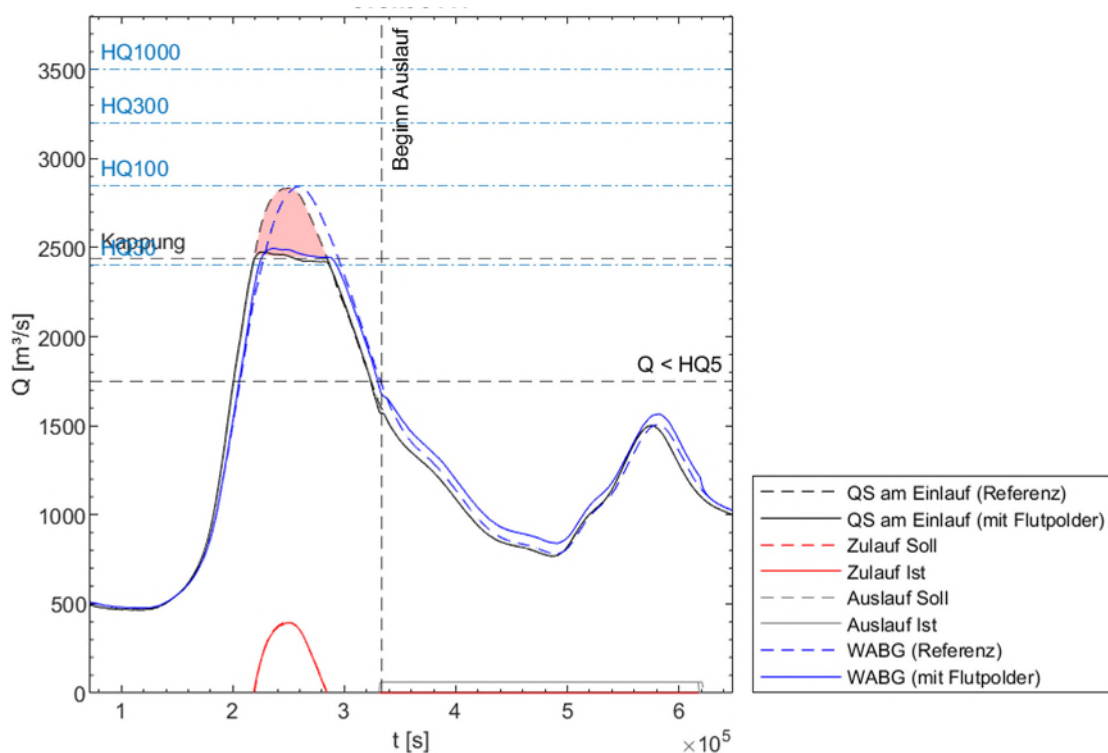
**Tabelle 9: Auf Rang 1 bis 3 liegende potentielle Flutpolderstandorte nach der Erstpriorisierung mit den wesentlichen Eckdaten für die Wirkungsanalysen**

ID	Name	Rang nach Erstpriorisierung	Potentiell verfügbares Volumen [Mio. m <sup>3</sup> ]	Lage Einlaufbauwerk [Fkm]	Lage Auslaufbauwerk [Fkm]	Stauziel Polder [mNHN]
<b>Oberaudorf bis Wasserburg (Inn)</b>						
a_08_A	Feldkirchen	1	17,4	176,0	173,0	441,1
a_13_B	Altenhohenau	2	4,6	166,4	164,4	433,1
a_06_B	Erlenau-Happing	3	8,2	190,8	187,6	451,9
<b>Wasserburg bis Stammham (Inn)</b>						
b_02_A	Perach rechts	1	5,2	85,0	82,0	361,7
<b>Stammham bis Passau (Inn)</b>						
c_09_B	Mining	1	10,7	50,0	48,0	336,5
c_08_B	Ering	2	13,5	51,0	48,0	336,5
c_13_B	Inzing	3	62,8	29,0 & 27,2	18,2	315,0
<b>Salzach</b>						
d_05_B	Fridolfing 2	1	8,7	33,0	29,0	377,0
d_04_B	Fridolfing 1	2	5,9	37,8	29,0	382,0
d_10_B	Haiming	3	6,4	5,0	0	352,0

Im Wesentlichen wurden die Simulationen hinsichtlich der durch den RHR erreichten absoluten und relativen Scheitelreduktionen ausgewertet. Die im Rahmen dieser Studie betrachteten Elemente des Hochwasserschutzes (HWS) an Inn und Salzach umfassen natürlichen und ungesteuerten Rückhalt in Form von Deichrückverlegungen (DRV) sowie steuerbare Rückhalteräume, hier sog. Flutpolder (FP). Im Sinne einer Potentialstudie wurden die Randbedingungen der einzelnen Standorte nur relativ grob und eher konzeptionell festgelegt. Die wesentlichen Elemente und Randbedingungen der RHR umfassen Lage von Ein- und Auslaufbauwerk, Umfang des RHR, Rückhaltevolumen und Steuervorgaben. Die lokale Hydraulik am Ein- und Auslaufbauwerk wie Anströmung, Anzahl Wehrfelder, Art der Verschlüsse usw. wurden nicht detailliert betrachtet. Im Rahmen von potentiellen weiteren Planungen zu den Standorten müssen diese o.g. Aspekte dann detaillierter untersucht werden. Für die vorliegende Potentialuntersuchung war dies weder zielführend noch für alle potentiellen RHR durchführbar.

Für alle gesteuerten Varianten der potentiellen RHR wurde eine lokal optimierte Steuerung angesetzt (beispielhaft in Abbildung 72). Dies bedeutet, dass die Hochwasserwelle durch den Flutpolder möglichst horizontal gekappt werden soll. In der Praxis benötigt diese Art der Steuerung eine exakte Hochwasserprognose. Dabei soll unabhängig von der Jährlichkeit des Ereignisses immer eine maximale Scheitelreduktion unter voller Ausnutzung des verfügbaren Rückhaltevolumens erreicht werden. Die Einsatzschwelle wurde bewusst niedrig angesetzt, um auch Wirkungen auf unterstrom folgende Abschnitte ermitteln zu können, in denen ein

Überlastfall mit Überschreiten der Bemessungsabflüsse der HWSA droht (z. B. in Passau und nach der Mündung in die Donau). Als Kriterium wurde das Überschreiten des  $HQ_5$  am Hauptpegel des jeweiligen Abschnitts (WABG, BGHA oder PING) gewählt. Dadurch kann allerdings nicht für alle Standorte eine Vollfüllung des RHR gewährleistet werden, wenn die Wasserstände vor dem Einlaufbauwerk aufgrund der geringeren Abflüsse tiefer liegen als der maximal mögliche Stauwasserspiegel im RHR. Aufgrund der Bearbeitungstiefe im Rahmen der Potentialstudie wurde nicht untersucht, ob die Wasserstände bei kleineren Ereignissen für eine Vollfüllung des RHR ausreichen. Möglicherweise ist aber auch bei geringeren Wasserständen im Inn ein Einsatz mit unter Umständen vermindertem Zufluss oder Füllgrad möglich, gerade bei Standorten, deren Einlaufbauwerke im staubeeinflussten Bereich liegen. Die Entleerung der RHR begann in den Simulationen, sobald der Abfluss am Pegel wieder unter  $HQ_5$  gesunken war.



**Abbildung 72: Beispiel für die lokal optimierte Steuerung des potentiellen Flutpolders a\_08\_A beim Ereignis 3441 (etwa  $HQ_{100}$ )**

Folgende Abbildungen zeigen beispielhaft die Simulationsergebnisse für zwei der zwölf Ereignisse. Die simulierten Abflussganglinien an den drei Pegeln WABG, BGHA und PING im Referenzzustand sowie mit Einsatz der Flutpolder können für beide Ereignisse Abbildung 73 entnommen werden. Jeweils oben befinden sich alle Ganglinien zusammen, um einen Überblick des Gesamt ereignisses zu bekommen. Unten links wird der Scheitelbereich der Inn-Welle am

Pegel WABG gezeigt, in der Mitte der Scheitelbereich der Salzach-Welle am Pegel BGHA und unten rechts der Scheitelbereich der Inn-Welle am Pegel PING. Manche Flutpolder wurden, wie beispielsweise die an der Salzach in Abbildung 73 (unten), nicht bei allen Ereignissen eingesetzt, da die Jährlichkeiten der Hochwasserwellen am Standort dafür zu gering waren. Die simulierten Scheitelabflüsse im Längsschnitt des Inns zeigt Abbildung 74 und Abbildung 75 jeweils oben, unten werden jeweils die relativen Scheitelreduktionen durch die potentiellen Flutpolder gezeigt. Die Punkte am rechten Rand der Inn-Längsschnitte zeigen ergänzend die Werte für den Pegel Achleiten in der Donau. Gezeigt werden ausschließlich Einzelwirkungen der Flutpolder. Grundsätzlich ergeben sich entlang des Längsschnitts der Scheitelabflüsse für alle Ereignisse markante Knicke, welche je nach hydrologischer Belastung in der Ausprägung variieren, an den folgenden Stellen (mit Angabe des ungefähren Flusskilometers, Fkm):

- Mündung der Mangfall (Fkm 184,6),
- Zwischeneinzugsgebiet vor WABG (mehrere Zuflüsse zusammengefasst, Fkm 164 - 173),
- Restwasserstrecke zwischen Jettenbach und Töging (Fkm 128 - 97) mit konstantem Zufluss von 270 m<sup>3</sup>/s in den Werkkanal,
- Mündung der Alz (Fkm 80,4),
- Mündung der Salzach (Fkm 68),
- Retentionswirkung der Überflutungsfläche zwischen der Staustufe Schärding-Neuhaus (GSN) und Pegel Schärding (SCAQ) (Fkm 16 - 19),
- Zwischeneinzugsgebiet bei SCAQ (mehrere Zuflüsse, unter anderem Rott, zusammengefasst, Fkm 14 - 19).

Die relativen Scheitelreduktionen der Flutpolder am oberen Inn sinken unterstrom der Mündung der Salzach teils durch deren Überprägung und teils nur durch die Erhöhung des Gesamtabflusses je nach Ereignis unterschiedlich stark ab. Ein zweiter markanter Knick in der relativen Wirkung ergibt sich am Ende des ausgeprägten Überschwemmungsgebiets vor Neuhaus/Schärding und der beginnenden Schluchtstrecke (Vornbacher Enge) unterhalb von Schärding. Bei großen Ereignissen kommt es hierbei zu Rückstauwirkungen vor allem durch die Querschnittsverengung in der Vornbacher Enge, auch in Verbindung mit Brückenstau in Schärding, aber auch mit den Zuflüssen von Rott und Pram. Diese Effekte vermindern die Wirkung der Flutpolder. Insgesamt zu beachten ist, dass die Fließstrecken sowie der untersuchte Flussabschnitt mit maximal etwa 190 km zwischen potentiell Flutpolderstandort und Pegel PING sehr groß sind. Trotz der verschiedensten Beeinflussungen und Wechselwirkungen wie Restwasserstrecke, größeren Überschwemmungsflächen, seitlichen Zuflüssen und ausgedehnten Stauräumen am unteren Inn erhalten sich die Wirkungen der Flutpolder über

weite Strecken oftmals ohne wesentliche Reduzierung und sind auch in der Donau nachweisbar.

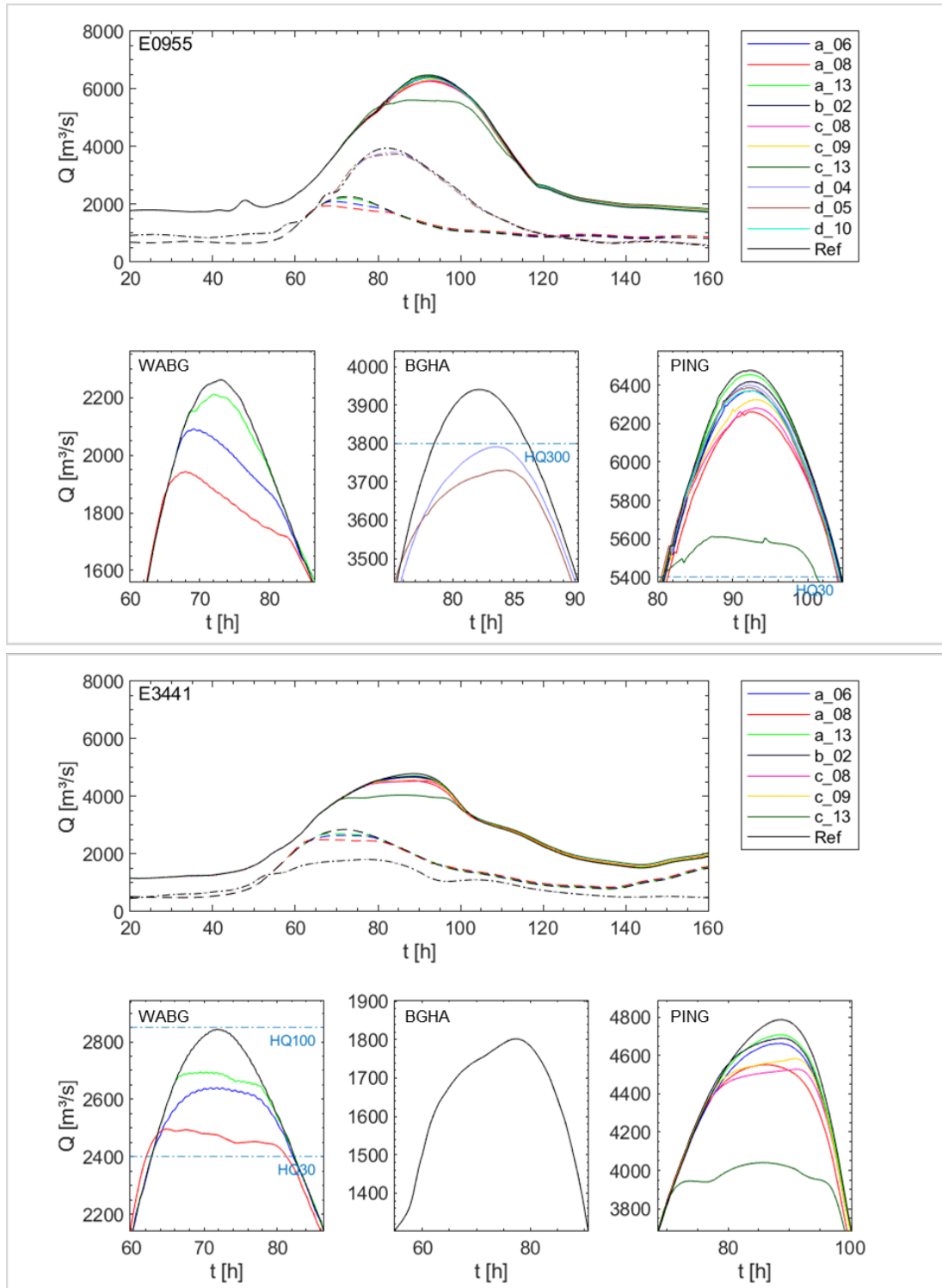


Abbildung 73: Abflussganglinien an den drei Hauptpegeln für die Einzelwirkung gesteuerter Flutpolder (lokal optimiert) für zwei beispielhafte Ereignisse E0955 (oben) und E3441 (unten). Abflussganglinien jeweils in der Übersicht oben: WABG gestrichelt, BGHA Strichpunkt, PING durchgezogen. Unten links: WABG, unten Mitte: BGHA, unten rechts: PING



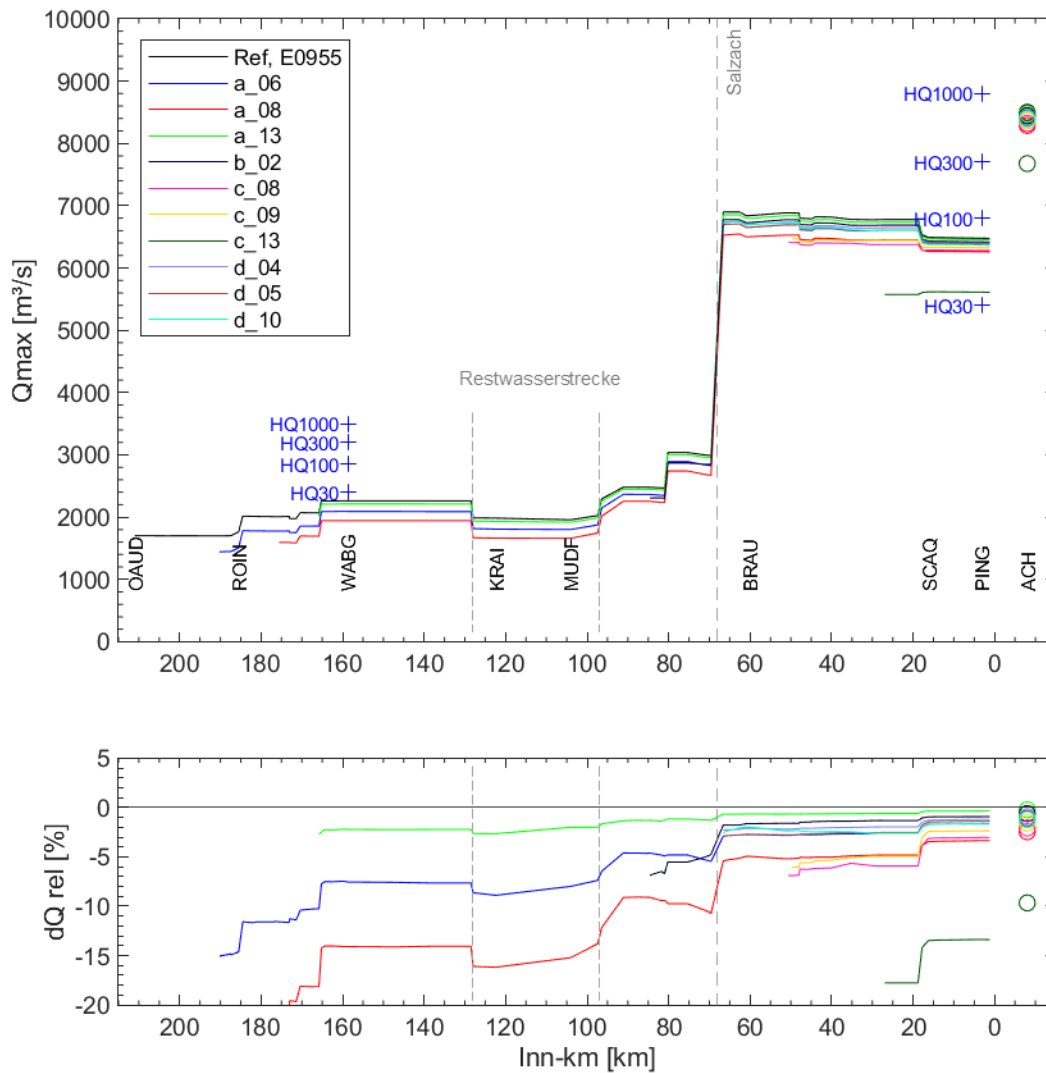
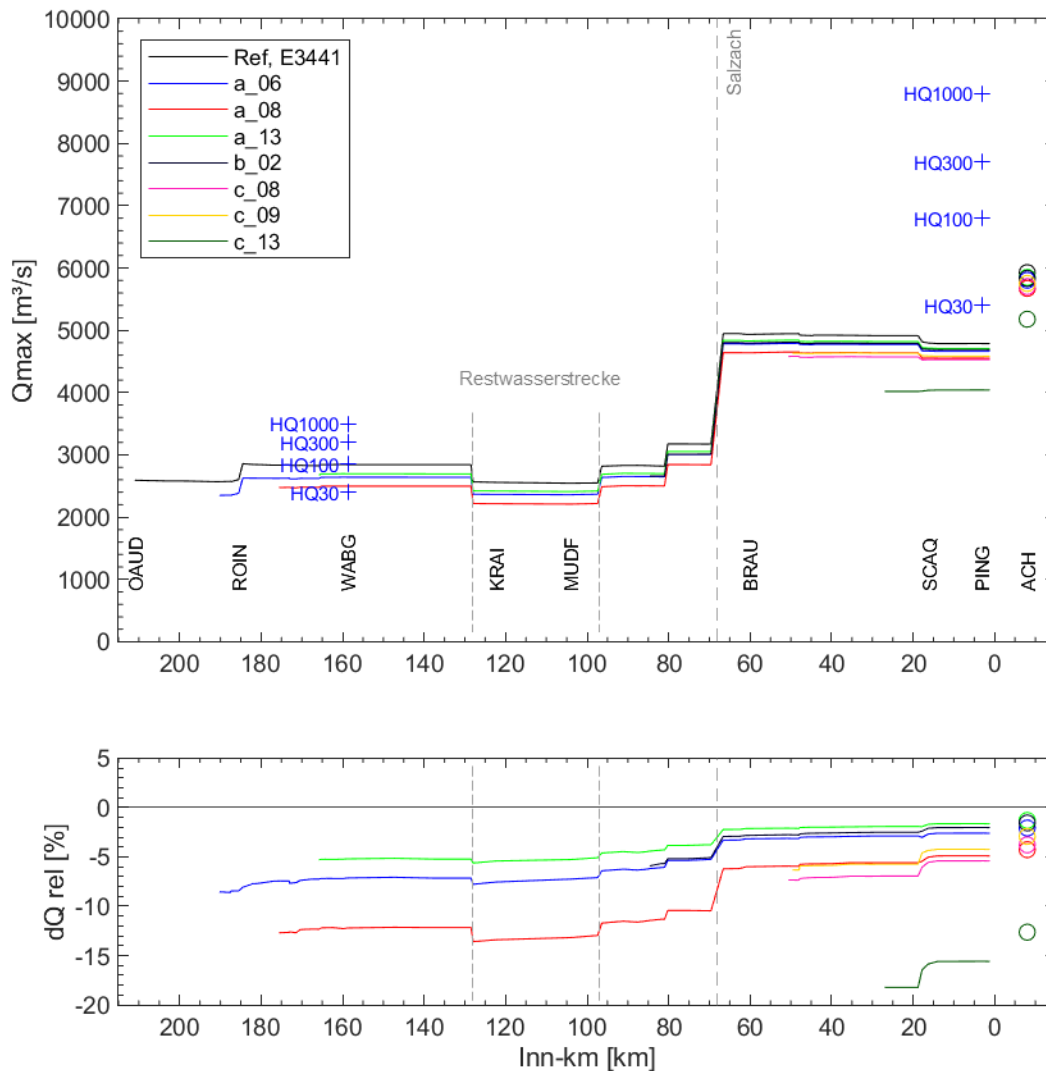


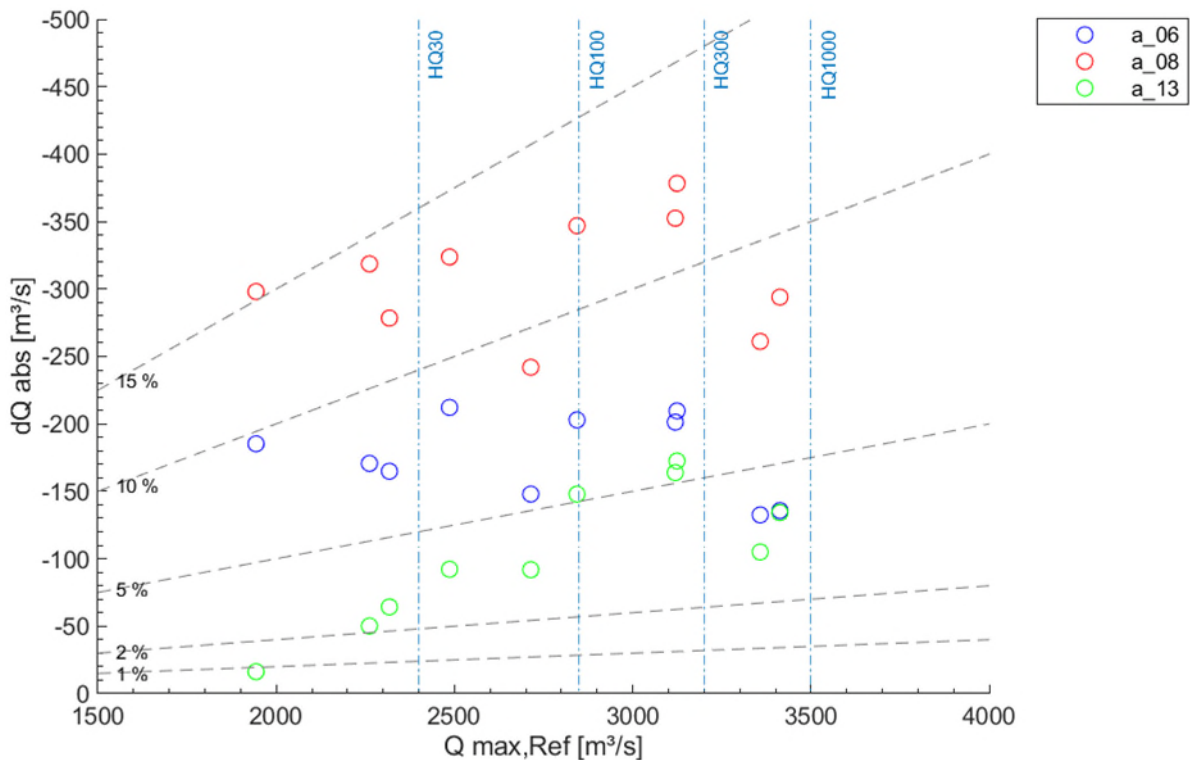
Abbildung 74: Längsschnitt der Scheitelabflüsse ohne und mit Flutpolder (lokal optimiert) entlang des Inns (Linien) und Scheitelabflüsse am Pegel Achleiten (Punkte) für das beispielhafte Ereignis E0955



**Abbildung 75: Längsschnitt der Scheitelabflüsse ohne und mit Flutpolder (lokal optimiert) entlang des Inns (Linien) und Scheitelabflüsse am Pegel Achleiten (Punkte) für das beispielhafte Ereignis E3441. Bei diesem Ereignis sind die Abflüsse der Salzach geringer als die gewählte Schwelle für eine Aktivierung der Standorte an der Salzach (Tittmoninger Becken)**

Die ereignis- und polderübergreifende Auswertung der Scheitelreduktionen am Pegel WABG zeigt Abbildung 76 für die drei oberstrom liegenden potentiellen Flutpolder a\_06\_B, a\_08\_A und a\_13\_B, welche bei zehn der zwölf Ereignisse eingesetzt wurden. Zu erkennen ist, dass die absoluten Scheitelreduktionen für die Flutpolder a\_06\_B (etwa 170 m³/s) und a\_08\_A (etwa 320 m³/s) relativ konstant in einer Bandbreite über das Abflussspektrum verteilt sind. Für den Standort a\_13\_B sind die Scheitelreduktionen bei kleineren Ereignissen geringer, da hier nicht das gesamte verfügbare Rückhaltevolumen ausgenutzt werden konnte. Bei allen drei Standorten sinken – erwartungsgemäß – die relativen Scheitelreduktionen (bezogen auf den

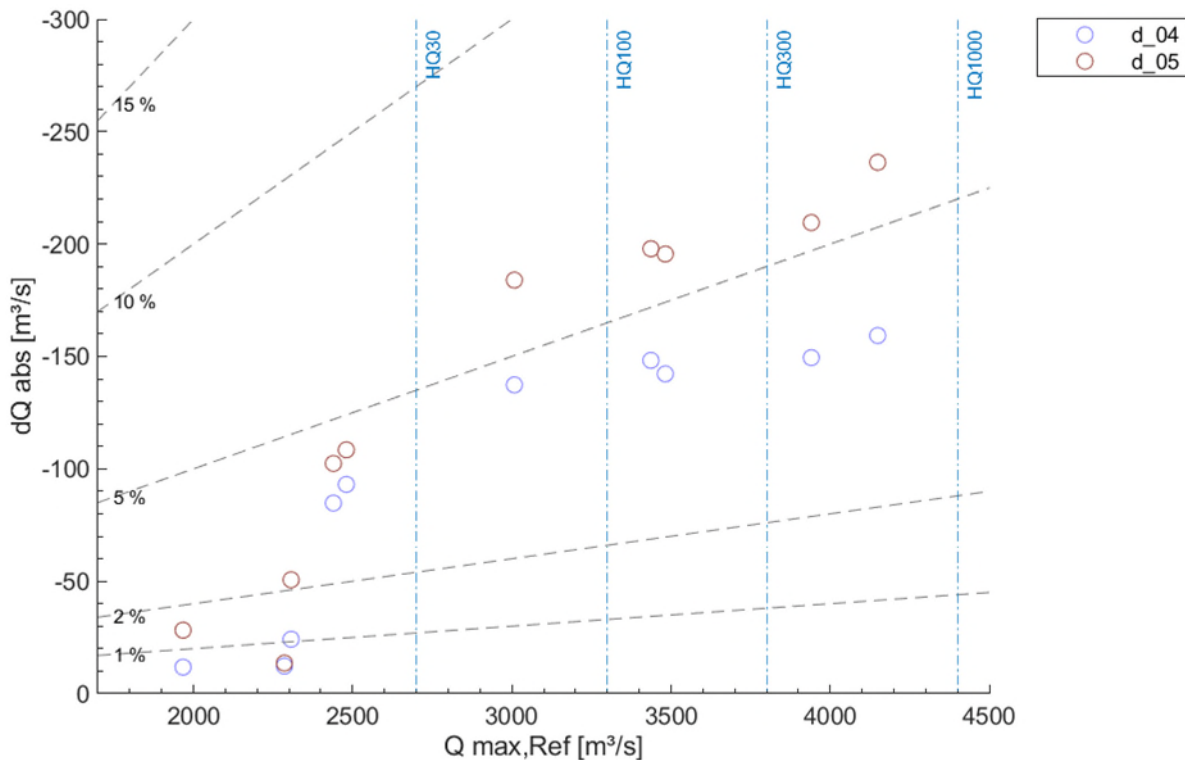
Referenzzustand ohne Flutpolder-Einsatz) mit zunehmenden Scheitelabflüssen. Bei Ereignissen  $> HQ_{100}$  konnten dennoch relative Scheitelreduktionen zwischen 3 und 12 % erreicht werden. Unterschiede in der absoluten Scheitelreduktion je RHR ergeben sich zum einen aufgrund der unterschiedlichen Genese und zum anderen durch die leicht unterschiedlichen Scheitelfüllen der Hochwasserereignisse, wobei die verwendeten stochastischen Ereignisse im Allgemeinen eher eine mittlere Fülle im langjährigen Vergleich aufweisen.



**Abbildung 76: Potentielle Scheitelreduktionen am Pegel WABG durch lokal optimierte Steuerung der drei oberstrom liegenden RHR**

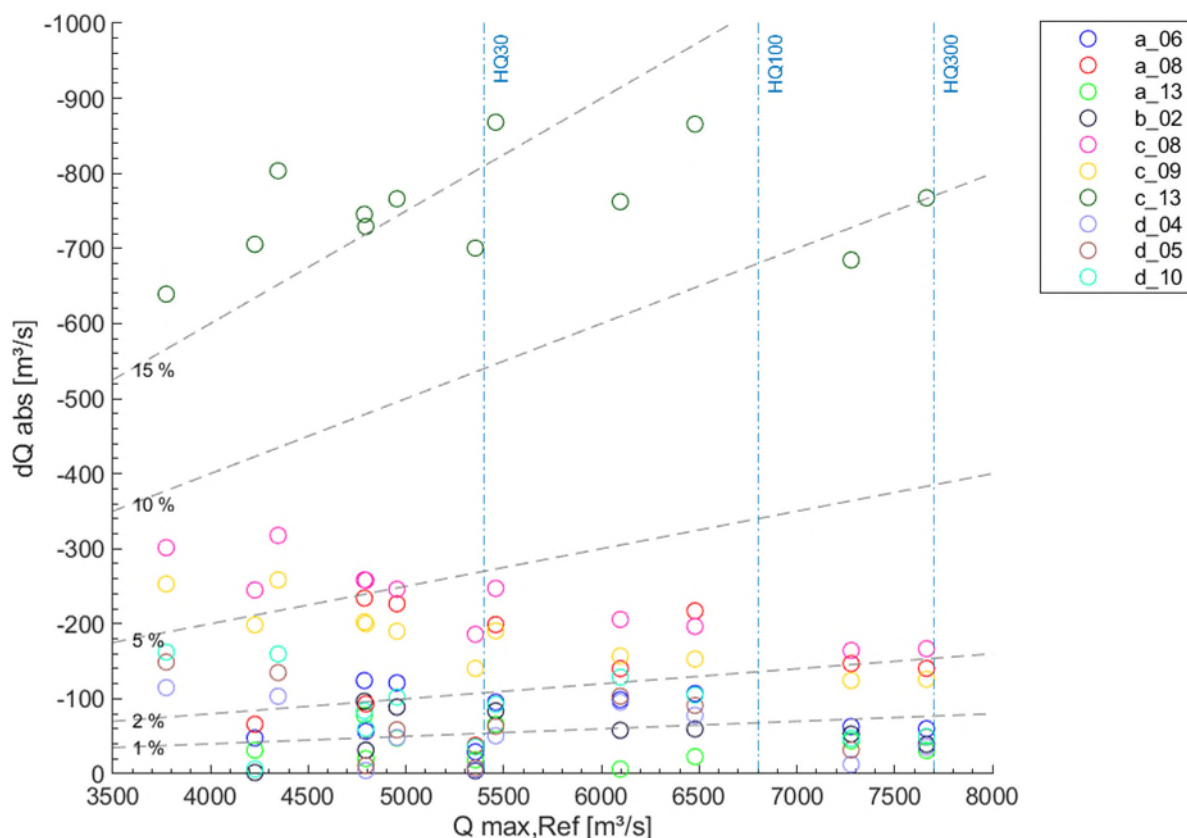
Die ereignis- und polderübergreifende Auswertung der Scheitelreduktionen am Pegel BGHA zeigt Abbildung 77, wofür die zwei oberstrom des Pegels BGHA liegenden, vertieft untersuchten potentiellen Standorte an der Salzach linksseitig im Tittmoninger Becken ausgewertet wurden. Die absoluten Scheitelreduktionen der beiden Flutpolder  $d_{04\_B}$  und  $d_{05\_B}$  am Pegel BGHA steigen mit zunehmenden Scheitelabflüssen, die relativen Scheitelreduktionen bleiben hier für hohe Jährlichkeiten nahezu konstant. Dieses Verhalten lässt sich zum einen mit leicht geringeren Scheitelfüllen der größeren Ereignisse, vor allem aber mit der Wechselwirkung mit dem orographisch rechts gelegenen Überschwemmungsgebiet erklären. Ein Teil des Retentionsvolumens wird dabei von den natürlichen Retentionsräumen in die Flutpolder (gezielt) verlagert. Die Retentionswirkung der natürlichen Flächen sinkt allerdings mit zunehmenden Abflüssen, weshalb die Scheitelreduktionen durch gesteuerte Flutpolder zunehmen. Zu nennen ist hier auch die ab etwa  $HQ_{20}$  bis  $HQ_{30}$  beginnende Überströmung des Ettenauer Deichs,

welche zunächst eine Entlastung bewirkt, aber deren (ungesteuerte) Scheitelreduktion bei zunehmender Füllung des Polders weniger effektiv ist. Die geringen Scheitelreduktionen bei Ereignissen unter  $HQ_{30}$  lassen sich mit der unvollständigen Ausnutzung des verfügbaren Rückhaltevolumens erklären.



**Abbildung 77: Potentielle Scheitelreduktionen am Pegel BGHA durch lokal optimierte Steuerung der zwei oberstrom liegenden RHR**

Zuletzt wurde diese Auswertung in Abbildung 78 auch für den Pegel PING, nun für alle zehn RHR, vorgenommen. Zu erkennen ist, dass die absoluten Scheitelreduktionen mit zunehmendem Scheitelabfluss für die meisten RHR abnehmen. Abgesehen von den Standorten unterhalb der Salzachmündung (c\_...) und dem Standort a\_08\_A mit großem Volumen liegen die relativen Scheitelreduktionen bei Jährlichkeiten  $> HQ_{100}$  bei unter einem Prozent. Gerade im Hinblick auf die Siedlungsschwerpunkte Neuhaus, Schärding und Passau mit geringem Schutzgrad der HWSA sind auch Scheitelreduktionen bei kleineren Ereignissen interessant. Bei Scheitelabflüssen um  $HQ_{30}$  werden hier mit dem Standort c\_13\_B Scheitelreduktionen bis über 15 %, mit den anderen neun Standorten bis zu knapp 5 % erreicht.



**Abbildung 78: Potentielle Scheitelreduktionen am Pegel PING durch lokal optimierte Steuerung der zehn tiefer untersuchten RHR**

Die Entfernung zwischen potentielltem RHR und Pegel beeinflusst nicht zwangsläufig die (spezifischen) Scheitelreduktionen, da die Staustufenkette des Inns dazu führt, dass über weite Strecken kaum Retentionseffekte die Flutpolderwirkung vermindern. Insbesondere in den Abschnitten zwischen dem obersten RHR a\_06\_B bis zum Pegel WABG und zwischen der Salzachmündung und Staustufe Schärding ist dies aufgrund der weitgehenden Begrenzung des Abflussraums innerhalb der Stauhaltungsdämme zu erwarten. Die scheinbar reduzierende Wirkung der Flutpolder ist bis in die Donau nachweisbar, da die Hochwasserscheitel der Donau unterhalb der Mündung in Passau in den verwendeten stochastisch generierten Ereignissen auch vom Inn geprägt sind. Dabei sind die absoluten Scheitelreduktionen am Pegel Achleiten teils sogar höher und in den meisten Fällen nur geringfügig niedriger als am Pegel PING. Durch den höheren Gesamtabfluss nach der Mündung in die Donau ergeben sich allerdings geringere relative Scheitelreduktionen. Teils sank die Scheitelreduktion auf null, negative Auswirkungen stellten sich aber nicht ein. Die horizontale Kappung durch Flutpolder in Abschnitt c ist auch in mehreren Abflussganglinien am Pegel Achleiten noch sichtbar.

## 5.7. Priorisierung der potentiellen Standorte für gesteuerten Rückhalt an Inn und Salzach

Zur Standortsuche und Priorisierung der potentiellen RHR wurde, wie bereits oben beschrieben, ein stufenweises Vorgehen gewählt. In die abschließende Priorisierung gehen neben der im vorherigen Kapitel dargestellten detaillierten Wirkungsanalyse zusätzliche Parameter in das bereits in der Erstpriorisierung aufgestellte Bewertungsschema ein, welches dazu weiterentwickelt wurde (Abbildung 79). Mit den Ergebnissen der Einzelwirkungsanalysen der Flutpolder wurde die hydraulische Wirkung umfangreich beschrieben und danach die Kriterien A1 (neu), A2 und A3 sowie B1 (neu), B2 und B3 aktualisiert. Zudem wurden die Kriterien B4 bis B7, um die Wirkung auf Jährlichkeiten an Pegeln beziehen zu können, sowie die Kriterien E (natur-schutzfachliche Übersichtsbewertung) und F (Reduktion des potentiellen Schadens) ergänzt. Weitere qualitativ und quantitativ bewertbare Kriterien der Themenfelder „Bautechnik“ (Kriterien C1, C2, C3 und C4) und „Siedlung – Infrastruktur – Mensch“ (Kriterien D1 und D2) wurden aus der Erstpriorisierung übernommen. Die Beschreibung aller Kriterien, einschließlich der Grundlage für die Bewertung, findet sich in Tabelle 10.

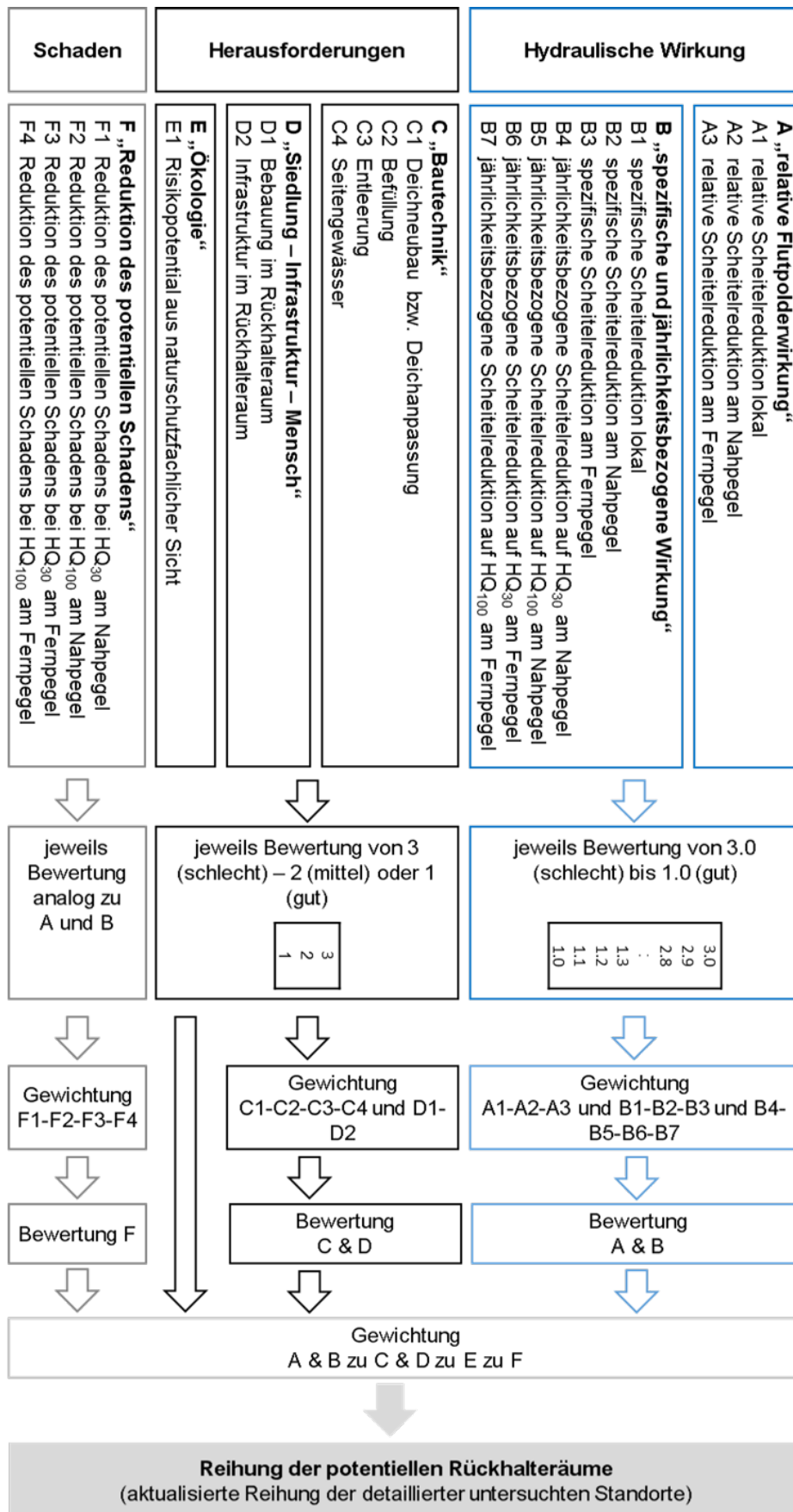


Abbildung 79: Schema für die abschließende Priorisierung

**Tabelle 10: Übersicht über die verwendeten Kriterien und deren Bewertungsgrundlage zur abschließenden Priorisierung**

Kriterium	Bewertungsgrundlage
<b>A „relative Flutpolderwirkung“</b>	
A1 relative Scheitelreduktion lokal am Standort	Mittelwert der relativen Scheitelreduktionen bezogen auf den Scheitel des Referenzzustands je Ereignisse [%]
A2 relative Scheitelreduktion am nächstgelegenen Pegel (Nahpegel)	
A3 relative Scheitelreduktion am letzten Pegel in Passau (Fernpegel)	
<b>B „spezifische und jährlichkeitsbezogene Wirkung“</b>	
B1 spezifische Scheitelreduktion lokal am Standort	relative Scheitelreduktion aus A1, A2 und A3 bezogen auf das verfügbare Rückhaltevolumen [% / Mio. m <sup>3</sup> ]
B2 spezifische Scheitelreduktion am nächstgelegenen Pegel (Nahpegel)	
B3 spezifische Scheitelreduktion am letzten Pegel in Passau (Fernpegel)	
B4 jährlichkeitsbezogene Scheitelreduktion auf HQ <sub>30</sub> am Nahpegel	
B5 jährlichkeitsbezogene Scheitelreduktion auf HQ <sub>100</sub> am Nahpegel	
B6 jährlichkeitsbezogene Scheitelreduktion auf HQ <sub>30</sub> am Fernpegel	
B7 jährlichkeitsbezogene Scheitelreduktion auf HQ <sub>100</sub> am Fernpegel	
<b>C „Bautechnik“</b>	
C1 Notwendiger Deichneubau	Quotient aus Aufstellfläche für neue und anzupassende Deiche und dem Retentionsvolumen [ha / Mio. m <sup>3</sup> ]
C2 Befüllung	Befüllung des RHR unkompliziert, mit einigen baulichen Anpassungen, oder mit großen baulichen Anpassungen möglich [-]
C3 Entleerung	Entleerung des RHR im freien Auslauf ohne Anpassungen, mit einigen baulichen Anpassungen, oder nur ohne freiem Auslauf (z. B. Schöpfwerk) möglich [-]
<b>D „Siedlung – Infrastruktur – Mensch“</b>	
D1 Bebauung im Rückhalteraum	Keine, geringe oder vielfache Bebauung im Rückhalteraum [-]
D2 Infrastruktur	Keine, vereinzelt oder größere Infrastruktur im Rückhalteraum (Verkehr, Energie o.ä.) [-]
<b>E „Ökologie“</b>	
E1 Risikopotential aus naturschutzfachlicher Sicht	Risikopotential: gering:1, mäßig:2, hoch oder sehr hoch:3 (ermittelt durch Büro Revital) [-]
<b>F Reduktion des potentiellen Schadens</b>	
F1 Reduktion des potentiellen Schadens bei HQ <sub>30</sub> am Nahpegel	Minderung des potentiellen Schadens durch Flutpolderinsatz zwischen Standort und Donaumündung für ausgewählte charakteristische Ereignisse entsprechender Jährlichkeiten an Pegeln [Mio. €]
F2 Reduktion des potentiellen Schadens bei HQ <sub>100</sub> am Nahpegel	
F3 Reduktion des potentiellen Schadens bei HQ <sub>30</sub> am Fernpegel	
F4 Reduktion des potentiellen Schadens bei HQ <sub>100</sub> am Fernpegel	

Für das Kriterium im Themenfeld „Ökologie“ wurden parallel zu den Untersuchungen der TUM durch das Büro REVITAL für die zehn am besten bewerteten Standorte aus der Erstpriorisierung (Ränge 1 bis 3 je Abschnitt a, c und d sowie ein Standort in Abschnitt b) und zusätzlich noch für 9 weitere jeweils auf den Rängen 4 bis 6 gelegenen Standorte eine grobe Übersichtsbewertung durchgeführt (REVITAL, 2020). Auf Basis bereits vorliegender naturschutzfachli-



cher Daten beziehungsweise Informationen wurde das Risikopotential der Standorte aus naturschutzfachlicher Sicht ohne Kompensationsmaßnahmen in die drei Klassen „geringes Risikopotential“, „mäßiges Risikopotential“ oder „hohes oder sehr hohes Risikopotential“ ermittelt und konnte damit in das Bewertungsschema übernommen werden.

Als eine weitere Grundlage für die endgültige Priorisierung der RHR an Inn und Salzach im Rahmen dieser Studie diente eine vereinfachte Ermittlung des potentiellen Schadens im Projektgebiet für ausgewählte Hochwasserereignisse, welche repräsentativ für den betrachteten Pegel stehen. Dafür wird der potentielle Schaden unterhalb des jeweiligen Standorts für den Referenzzustand und den Zustand mit Flutpolder ermittelt. Die Differenz beider Schäden ergibt die Reduktion des potentiellen Schadens durch Einsatz des Flutpolders (Tabelle 11), welches in Kriterium F bewertet wird. So kann zwar ein Standort eine große scheinbarreduzierende Wirkung über weite Strecken haben (z. B. in den Kriterien A und B); sollte aber die Wirkung entlang dieser Gewässerstrecke in Siedlungsschwerpunkten gering sein, kann die potentielle Reduktion des Schadens eine wertvolle zusätzliche Information darstellen. Im Rahmen der vorliegenden Studie werden Kosten der Standorte nicht betrachtet, da es hierzu aufgrund der fehlenden Tiefe der Potentialstudie noch zu viele Unbekannte gibt. Bei der Schadenermittlung wurden nur direkte, tangible Schäden, also physische Schäden an Gebäuden, deren Einrichtung und Infrastruktur, betrachtet. Unsicherheiten der Methode ergeben sich unter anderem auch, da modellbedingt nur das Überströmen, nicht aber das Versagen von Schutzmaßnahmen berücksichtigt wurde. Die folgende Tabelle ist daher nur als eine erste grobe Abschätzung für die Verminderung des potentiellen Schadens zu interpretieren.

**Tabelle 11: Reduktion des potentiellen Schadens durch die detaillierter untersuchten Flutpolder für verschiedene ausgewählte Ereignisse am Pegel PING**

Reduktion des potentiellen Schadens unterhalb des RHR [Mio. €]		a_06	a_08	a_13	b_02	c_08	c_09	c_13	d_04	d_05	d_10
HQ <sub>30</sub>	E0322	11	17	7	3	6	5	20	2	3	2
HQ <sub>100</sub>	E0955	10	16	2	5	12	10	40	11	15	8
HQ <sub>300</sub>	E4904	10	19	6	6	17	14	73	9	15	7

Nach der Bewertung der einzelnen Kriterien wurden wiederum mithilfe von Gewichtungstabellen die Bewertungen zusammengeführt, um eine Gesamtbewertung zu erhalten. Mithilfe einer Zufallsverteilung wurden die Gewichtungen in 1.000 Kombinationen variiert, um eine mögliche subjektive Beeinflussung auszuschließen. Das Vorgehen für die einzelnen Kriterien sowie die Bandbreite, innerhalb derer die Gewichtungen variierten, zeigt Abbildung 80. Abbildung 81 zeigt die Boxplots der Gesamtbewertungen, welche aus den verschiedenen Kombinationen

der Gewichtungen resultieren. Dabei ergaben sich ähnliche Bandbreiten möglicher Bewertungen wie in der Erstpriorisierung. Der Median dieser Bewertungen ergab wiederum die abschließende Gesamtbewertung als Basis für eine abschließende Reihung der Standorte.

Die Gesamtbewertungen der Standorte liegen – wie in der Erstpriorisierung – meist eng zusammen (Tabelle 12), wodurch Änderungen einzelner Parameter einen Einfluss auf die Reihung haben können. Dies betrifft beispielsweise a\_06\_B und a\_13\_B, welche nur 0,11 Notenschritte auseinanderliegen, bei leichten Veränderungen den Rang tauschen können und damit de facto gleich beurteilt und gereiht werden sollten. Standort a\_08\_A liegt eindeutig auf Rang 1 im Abschnitt a. Ähnliches gilt für die Standorte am unteren Inn, wo c\_13\_B auf Rang 1 lediglich 0,16 Notenschritte vor c\_08\_B auf Rang 2 und nur 0,18 Notenschritte vor c\_09\_B auf Rang 3 liegt. Ebenso gilt dies für die ersten beiden Standorte an der Salzach (d\_04\_B und d\_05\_B), welche nur 0,07 Notenschritte trennen. Eine Übersicht über die abschließende Bewertung aller Kriterien gibt Tabelle 13 (Kriterien A bis B) und Tabelle 14 (Kriterien C bis F).

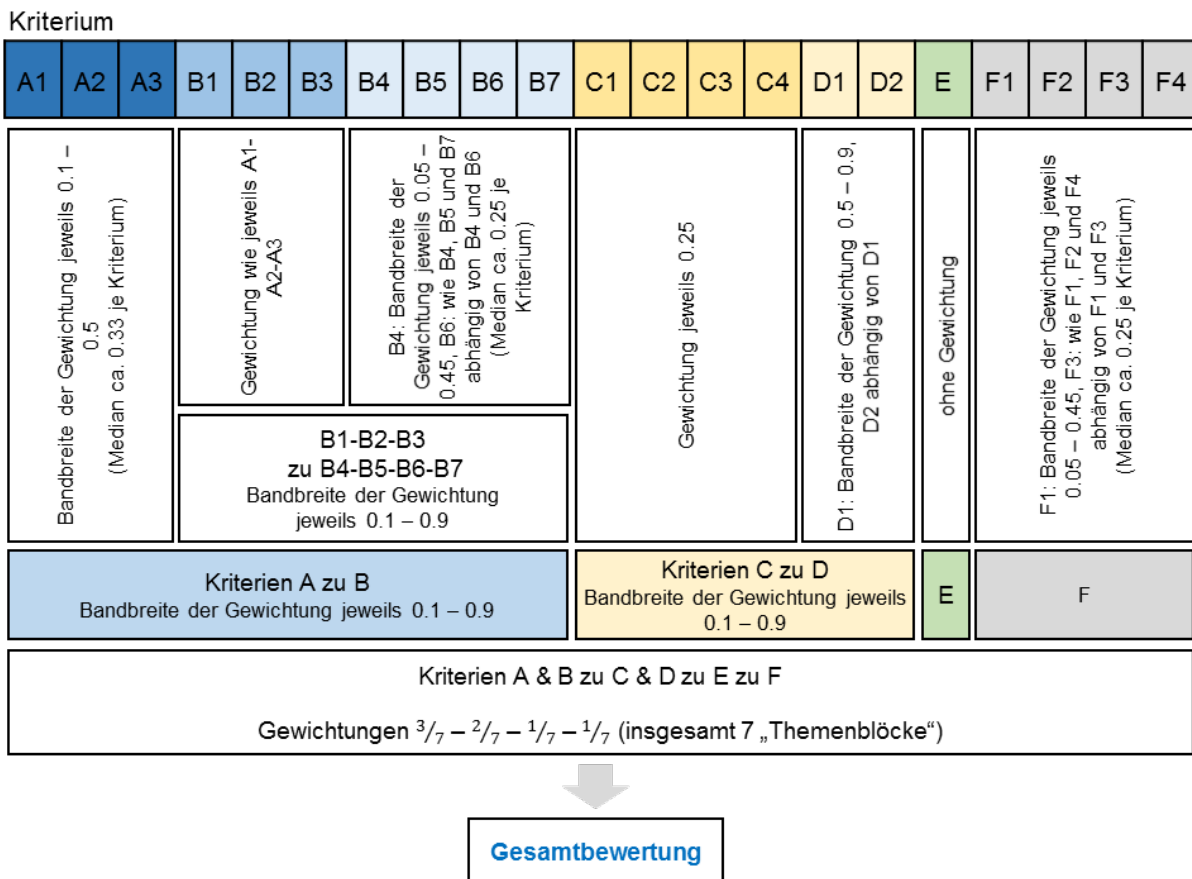


Abbildung 80: Gewichtungen der Kriterien A, B, C, D, E und F zur Überführung in eine Gesamtbewertung

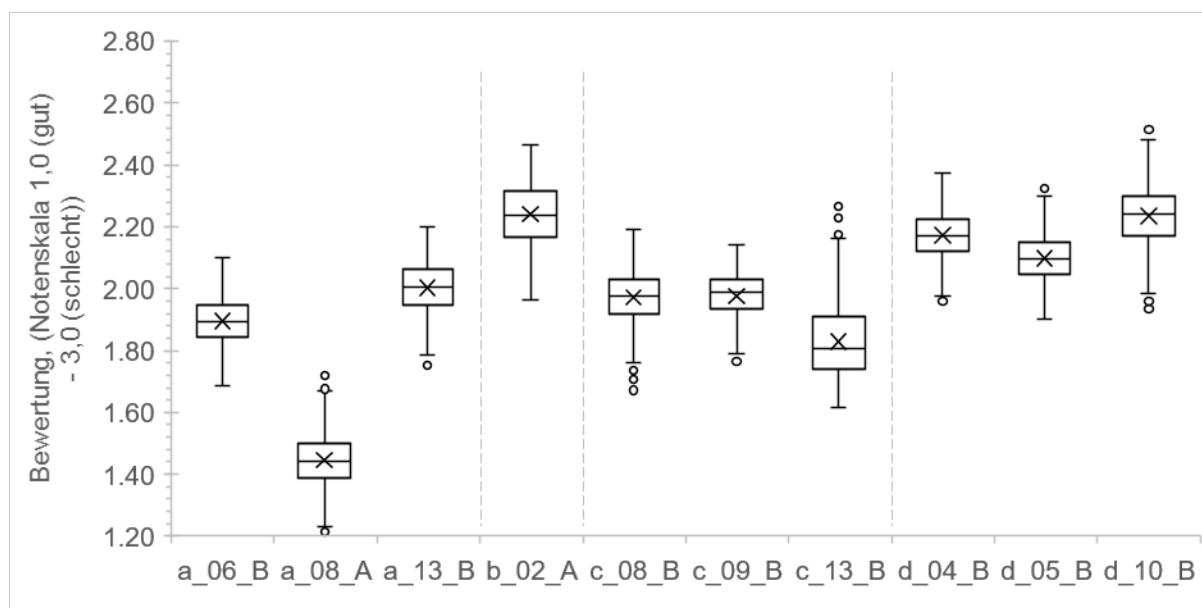


Abbildung 81: Boxplots der Gesamtbewertungen (von 1: gut bis 3: schlecht) der potentiellen Flutpolder aus der Kombination vieler Gewichtungen in der abschließenden Priorisierung. Dargestellt sind Median (Balken), Mittelwert (Kreuz) und Ausreißer (Kreise)

Tabelle 12: Übersicht der zehn Standorte, die detaillierter untersucht wurden, mit der Bewertung aus der Erstpriorisierung und der abschließenden Priorisierung. Rang bezieht sich auf Reihung nur innerhalb des jeweiligen Abschnitts

Polder ID	Name	abschließende Note	Rang	Note aus Erstpriorisierung	Rang aus Erstpriorisierung
a_06_B	Erlenau-Happing	1.90	2	1.79	3
a_08_A	Feldkirchen-Vogtareuth	1.44	1	1.42	1
a_13_B	Altenhofenau	2.01	3	1.58	2
b_02_A	Perach rechts	2.24	1	2.08	1
c_08_B	Ering	1.97	2	1.96	2
c_09_B	Mining	1.98	3	1.84	1
c_13_B	Inzing	1.81	1	1.96	3
d_04_B	Fridolfing 1	2.17	2	1.77	2
d_05_B	Fridolfing 2	2.10	1	1.66	1
d_10_B	Haiming	2.23	3	1.90	3

**Tabelle 13: Bewertungen für die zehn detaillierter untersuchten Flutpolderstandorte (Rang 1 bis 3 je Abschnitt aus der Erstpriorisierung), erster Teil mit Kriterien A und B**

ID	a_06_B	a_08_A	a_13_B	b_02_A	c_08_B	c_09_B	c_13_B	d_04_B	d_05_B	d_10_B
Name	Erlenau-Happing	Feldkirchen-Vogtareuth	Altenhohen au	Perach rechts	Ering	Mining	Inzing	Fridolfing 1	Fridolfing 2	Haiming
Lage Einlauf	190.8	176.0	166.4	85.0	51.0	50.0	27.2	37.8	33.0	5.0
Stauziel (potentiell)	451.9	441.1	433.1	361.7	336.5	336.5	315.0	382.0	377.0	352.0
Rückhaltevolumen	8.2	17.4	4.6	5.2	13.5	10.7	62.8	5.9	8.7	6.4
<b>Gesamtbewertung</b>	1.90	1.44	2.01	2.24	1.97	1.98	1.81	2.17	2.10	2.23
Rang im Abschnitt	2	1	3	0	2	3	1	2	1	3
<b>A: "relative Flutpolderwirkung"</b>										
dQ_rel	10.0	14.2	3.9	6.0	7.0	6.1	17.2	4.7	5.9	7.2
Note A1	1.6	1.1	2.5	2.2	2.1	2.2	1.0	2.4	2.2	2.0
dQ_rel	6.6	11.5	3.6	4.2	4.7	3.7	14.4	3.0	4.1	2.3
Note A2	2.1	1.4	2.5	2.5	2.4	2.5	1.0	2.6	2.5	2.7
dQ_rel	1.5	2.7	0.7	0.9	4.7	3.7	14.4	1.1	1.4	1.7
Note A3	2.7	2.5	2.9	2.9	2.1	2.3	1.0	2.8	2.8	2.7
<b>B: "spezifische und jährlichkeitsbezogene Flutpolderwirkung"</b>										
dQ_rel / V	1.222	0.818	0.848	1.148	0.518	0.566	0.273	0.792	0.680	1.117
Note B1	1.0	1.6	1.6	1.0	2.1	2.1	2.6	1.7	1.9	1.1
dQ_rel / V	0.809	0.663	0.780	0.815	0.344	0.342	0.229	0.508	0.475	0.354
Note B2	1.4	1.7	1.4	1.3	2.3	2.3	2.6	2.0	2.1	2.3
dQ_rel / V	0.178	0.154	0.146	0.177	0.344	0.342	0.229	0.186	0.159	0.271
Note B3	2.3	2.4	2.4	2.3	1.6	1.6	2.1	2.3	2.4	1.9
dQ_rel,HQ <sub>30</sub>	0.61	0.99	0.34	0.26	0.98	0.76	3.51	0.21	0.29	0.14
Note B4	1.5	1.0	2.2	2.4	1.0	1.1	1.0	2.5	2.3	2.7
dQ_rel,HQ <sub>100</sub>	0.50	0.93	0.42	0.77	0.27	0.20	1.16	0.57	0.78	0.51
Note B5	1.7	1.0	1.9	1.0	2.3	2.5	1.0	1.6	1.0	1.7
dQ_rel,HQ <sub>30</sub>	0.39	0.79	0.24	0.33	0.98	0.76	3.51	0.22	0.27	0.39
Note B6	1.0	1.0	1.8	1.3	1.0	1.0	1.0	1.9	1.6	1.0
dQ_rel,HQ <sub>100</sub>	0.10	0.24	0.06	0.08	0.27	0.20	1.16	0.03	0.06	0.08
Note B7	2.5	1.8	2.7	2.6	1.6	2.0	1.0	2.9	2.7	2.6

**Tabelle 14: Bewertungen für die zehn detaillierter untersuchten Flutpolderstandorte (Rang 1 bis 3 je Abschnitt aus der Erstpriorisierung), zweiter Teil mit Kriterien C, D, E und F**

ID	a_06_B	a_08_A	a_13_B	b_02_A	c_08_B	c_09_B	c_13_B	d_04_B	d_05_B	d_10_B
Name	Erlenaue-Happing	Feldkirchen-Vogtareuth	Altenhohenau	Perach rechts	Ering	Mining	Inzing	Fridolfing 1	Fridolfing 2	Haiming
<b>C: „Bautechnik“</b>										
Note C1	3	1	2	3	2	1	3	3	3	3
Note C2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Note C3	1	1	2	1	1	2	1	1	1	3
Note C4	1	1	1	2	3	1	3	2	2	2
<b>D: „Siedlung – Infrastruktur – Mensch“</b>										
Note D1	2	1	1	2	1	1	3	1	1	1
Note D2	2	3	1	2	1	1	2	1	1	2
<b>E: „Ökologie“</b>										
Risikopot. (naturschutzfachl. Sicht)	mäßig	gering	mäßig	hoch	hoch	hoch	hoch	sehr hoch	sehr hoch	hoch
Note E	2	1	2	3	3	3	3	3	3	3
<b>F: „Reduktion des potentiellen Schadens“</b>										
dS pot. Schaden	[Mio. €]	4.7	1.6	2.6	6.3	4.7	20.0	3.9	5.5	2.2
Note F1		2.6	2.9	2.8	2.4	2.6	1.0	2.6	2.5	2.8
dS pot. Schaden	[Mio. €]	8.6	4.0	5.2	12.1	9.9	39.8	7.0	9.5	7.7
Note F2		2.1	2.6	2.5	1.8	2.0	1.0	2.3	2.0	2.2
dS pot. Schaden	[Mio. €]	11.1	7.1	2.6	6.3	4.7	20.0	2.3	3.0	2.2
Note F2		1.9	2.3	2.8	2.4	2.6	1.0	2.8	2.7	2.8
dS pot. Schaden	[Mio. €]	9.7	1.9	5.2	12.1	9.9	39.8	11.1	14.6	7.7
Note F3		2.0	2.9	2.5	1.8	2.0	1.0	1.9	1.5	2.2

## 5.8. Zusätzliche Untersuchungen

Ergänzend zu den umfangreichen Einzelwirkungsanalysen von Flutpoldern wurden weitere Untersuchungen mit den 2D-HD-Modellen durchgeführt, welche in diesem Kurzbericht nicht dargestellt werden. Dazu gehören Untersuchungen zum Hochwasserwellenablauf im heutigen Zustand wie auch im anthropogen unveränderten Zustand der Fließgewässer im Projektgebiet, zur Wirkung verschiedener Steuerungsansätze der Rückhalteräume und auch der Wirkung von Kombinationen potentieller Standorte. Diesbezüglich wird auf den Detailbericht zum Teilprojekt D verwiesen.

## 5.9. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick

Im Teilprojekt D der Retentionspotentialstudie wurden Standorte für potentiellen (gesteuerten) Hochwasserrückhalt gesucht, gefunden und bewertet. Kern ist dabei die stufenweise Priorisierung der Standorte mithilfe eines Kriterienkatalogs und umfassenden Wirkungsanalysen der Rückhalteräume (RHR) auf die Scheitelabflüsse an Inn und Salzach. Damit steht ein sehr guter Datensatz an Simulationen zur Systemanalyse und Erarbeitung von Maßnahmenvorschlägen zur Verfügung.

Erkenntnisse aus der Historie von Inn und Salzach mithilfe der Modellierung des anthropogen unbeeinflussten Fließgewässers zeigen, dass ein komplett renaturierter Inn – als diesen könnte man den historisch natürlichen Zustand betrachten – zu geringeren Hochwasserscheiteln als im heutigen Zustand führen kann, allerdings nur bedingt auch bei großen Hochwasserereignissen. Im historischen Zustand zeigte sich eine wesentliche Verzögerung der Hochwasserwellen des Inns gegenüber dem heutigen Zustand, während sich die Laufzeiten der Hochwasserwellen der Salzach kaum veränderten. Derartige Verzögerungen der Hochwasserwellen können einen wichtigen Zeitgewinn zur Hochwasserverteidigung bedeuten. Für einen effektiven Hochwasserschutz entlang des Inns und vor allem auch für Passau ist ein natürlicher Rückhalt in dieser Größenordnung am Inn angesichts des Flächenbedarfs und der potentiell negativen Effekte (Wellenüberlagerung unter anderem mit der Donau) nicht zielführend. Die Notwendigkeit der effektiven Nutzung der wenigen verbliebenen oder potentiell reaktivierbaren Flächen für Hochwasserrückhalt am Inn ergibt sich aus der heute dichten Besiedelung des Talraums, mit auf der einen Seite vielen staugeregelten Abschnitten und damit verbundenem Hochwasserschutz bis HQ<sub>1000</sub>, aber auf der anderen Seite auch einigen gefährdeten Siedlungsbereichen mit relativ geringem Schutzgrad. Ein Hochwasserschutzkonzept sollte auch die seitlichen Zuflüsse, insbesondere die Salzach, beachten.

Ausgehend von den durchgeführten Untersuchungen und Modellierungen können folgende Schlüsse gezogen werden:

- Die scheidelreduzierenden Wirkungen der gesteuerten Rückhalteräume bleiben grundsätzlich entlang der gesamten Fließstrecke bis Passau und in die Donau nachweisbar. Die Höhe ist allerdings abhängig vom verfügbaren Rückhaltevolumen, den Wechselwirkungen mit Retentionsflächen und etwaigen Überprägungen durch Zuflüsse.
- Gesteuerte Flutpolder am oberen Inn zeigen eine gute Wirkung am Pegel Wasserburg. Aus der Relation typischer Wellenvolumina zu potentiellen Rückhaltevolumina und den ermittelten Scheitelreduktionen empfiehlt sich hier der Standort a\_08 (Feldkirchen) mit einem Volumen von rund 17,4 Mio. m<sup>3</sup>, welcher Scheitelreduktionen bis max. 15,3 % (etwa 300 m<sup>3</sup>/s bei HQ<sub>50</sub>) am Pegel Wasserburg erreichte und Hochwasserwellen der Größenordnung HQ<sub>300</sub> unter HQ<sub>100</sub> reduzieren konnte. Noch am Pegel Passau konnte eine maximale Scheitelreduktion von 4,9 % (etwa 230 m<sup>3</sup>/s bei HQ<sub>10</sub> – HQ<sub>20</sub>) erreicht werden. Dieser Standort schneidet auch in der Priorisierung mit Abstand am besten sowohl in diesem Abschnitt als auch abschnittsübergreifend ab und weist in der naturschutzfachlichen Übersichtsbewertung als einziger der zehn detaillierter untersuchten Standorte ein geringes Risikopotential auf. Weitere vertieft untersuchte potentielle Standorte liegen oberstrom der Mangfallmündung (a\_06, Erlenau-Happing) und kurz oberstrom von Wasserburg (a\_13, Altenhohenau). Der Standort a\_13 wurde zusätzlich auch in der Variante Deichrückverlegung untersucht, welche allerdings nicht wesentlich zum Hochwasserrückhalt beiträgt.
- Am Inn zwischen Wasserburg und der Salzachmündung sind nur wenige potentiell reaktivierbare Standorte denkbar. In der Restwasserstrecke bestehen noch natürliche Retentionsflächen. Als einziger vielversprechender Standort blieb b\_02 (Perach) übrig, welcher lokal eine recht gute Scheitelreduktion, aber aufgrund des geringen Volumens abschnittsübergreifend geringere Wirkungen zeigt. Die Fläche wird bereits heute bei großen Hochwasserereignissen durchströmt, ein potentieller Flutpolder ist in der naturschutzfachlichen Übersichtsbewertung kritisch beurteilt worden. Von allen zehn detaillierter untersuchten Standorten hat dieser abschnittsübergreifend die schlechteste Bewertung. Deichrückverlegungen wurden in diesem Abschnitt nicht vertieft untersucht.
- Im Freilassinger und Tittmoninger Becken an der Salzach finden sich nur wenige grundsätzlich geeignete Standorte für gesteuerten Rückhalt. Beide Fließstrecken bieten bereits im heutigen Zustand größere Retentionsflächen. Eingehender betrachtet wurden zwei Flächen

bei Fridolfing, d\_04 und d\_05, welche in Kombination auch als Deichrückverlegung untersucht wurden. Für die Varianten als gesteuerte RHR liegen die Scheitelreduktionen lokal relativ hoch, sinken aber bereits bis Burghausen ab. Auch ist bis zu Abflüssen in der Größenordnung HQ<sub>30</sub> keine Vollenfüllung möglich. Damit entfällt auch weitgehend die Möglichkeit einer vorgeschalteten Steuerung auf die Überlagerung mit dem Inn. In der Variante Deichrückverlegung (DRV) können bei kleineren Ereignissen deutliche Scheitelreduktionen erzielt werden, welche aber mit zunehmenden Abflüssen geringer ausfallen. Der ebenfalls an der Salzach, aber unterstrom von Burghausen liegende Standort d\_10 (Haiming) erreicht in der Priorisierung Rang 3 in diesem Abschnitt. Diese drei detaillierter untersuchten potentiellen Standorte an der Salzach weisen ein hohes oder sehr hohes Risikopotential in der natur-schutzfachlichen Übersichtsbewertung auf.

- Am Inn unterhalb der Salzachmündung fällt zunächst der potentielle Standort c\_13 (Inzing) mit einem sehr großen Rückhaltevolumen von rund 62,8 Mio. m<sup>3</sup> auf. Die anderen beiden Standorte c\_08 (Ering, 13,5 Mio. m<sup>3</sup>) und c\_09 (Mining, 10,7 Mio. m<sup>3</sup>) liegen weiter oberstrom auf annähernd gleicher Höhe einander gegenüber. In der abschließenden Priorisierung erhalten alle drei Standorte eine fast identische Bewertung, so dass sich keine klare Rangfolge erkennen lässt; auch das Risikopotential in der naturschutzfachlichen Übersichtsbewertung ist jeweils hoch. Rein aus hydraulischer Sicht ist der Standort c\_13 prioritär zu verfolgen, da das große Rückhaltevolumen auch die größten Scheitelreduktionen mit max. 18,5 % (etwa 800 m<sup>3</sup>/s bei HQ<sub>10</sub>) in Passau bewirken kann. In der Einzelwirkungsanalyse konnte auch bei Ereignissen der Größenordnung HQ<sub>100</sub> bis HQ<sub>300</sub> noch Scheitelreduktionen von rund 9 bis 10 % (etwa 690 bis 770 m<sup>3</sup>/s) erreicht werden. Als Deichrückverlegung wurde in diesem Abschnitt der Standort c\_12 (in Kombination mit Standort c\_13) untersucht, welcher bei Ereignissen bis zu etwa HQ<sub>30</sub> die Scheitel in Passau zwischen 110 und 60 m<sup>3</sup>/s reduziert und lokal am Standort die Wasserstände signifikant reduziert. Bei größeren Ereignissen wird in der für die Untersuchung gewählten Konzeption die vorhandene natürliche Retention im Bereich Neuhaus am Inn abgeschwächt, was in der Folge zu höheren Scheitelabflüssen am Pegel Passau führt.
- Für das gesamte Untersuchungsgebiet lässt sich schließen, dass ein einzelner Rückhalteraum nicht ausreicht, um signifikante Scheitelreduktionen sowohl am Inn unterhalb der Salzachmündung (z. B. in Neuhaus, Schärding und Passau) als auch in der oberhalb liegenden Strecke (z. B. in Wasserburg, Kraiburg und Mühldorf) bewirken zu können. Daher empfiehlt sich zumindest am Inn jeweils ein Standort pro Abschnitt ober- und unterhalb der Salzachmündung aus folgenden Gründen:



- Ein Flutpolder oberstrom von Wasserburg wäre geeignet, die ab dort bestehenden Hochwasserschutzanlagen mit Ausbaugrad auf i.d.R. HQ<sub>100</sub> durch Einsatz eines steuerbaren Rückhalts im Überlastfall entlasten zu können. Der Standort a\_08 bietet zudem die Möglichkeit einer vorgeschalteten Steuerung auf die Salzach.
  - Es wäre eine flexible Reaktion auf verschiedene hydrologische Szenarien möglich, welche inn-, salzach- oder von beiden geprägt sein können.
  - Zumindest ein Flutpolder unterhalb der Salzachmündung ist empfehlenswert, um die Wirkungen eines etwaigen oberstromigen RHR verbessern zu können und um direkt auf die möglichen Wellenüberlagerungen von Inn und Salzach reagieren zu können.
  - Kombinationen von Flutpoldern bieten die Möglichkeit, prognosebedingt schlechte Steuerungen, d.h. die suboptimale Nutzung des verfügbaren Rückhaltevolumens, ausgleichen zu können, und bieten daher eine Redundanz zur Erhöhung der Ausfall-, Funktions- und Betriebssicherheit.
  - Die potentiellen Standorte an der Salzach können kaum zur Scheitelreduktion bis Burghausen und darüber hinaus in den Inn beitragen. Die in laufenden Planungen befindlichen Sanierungsmaßnahmen der Salzach im Freilassing und Tittmoninger Becken könnten zudem einer Umsetzung entgegenstehen oder diese ausschließen.
- Bei bestehenden Hochwasserschutzanlagen (HWSA) wie zum Beispiel in Wasserburg können bereits Zenti- oder Dezimeter ein Versagen derselben verhindern, wohingegen in Abschnitten ohne HWSA oder mit nur geringem Schutzgrad auch eine Wasserstandreduktion von mehreren Dezimetern bei sehr großen Hochwasserereignissen und entsprechenden Überflutungstiefen kaum eine Verringerung der Betroffenheit und des Schadensausmaßes bewirken.
  - Aufgrund der Eigenschaften des Einzugsgebiets mit relativ kurzen Vorhersagezeiträumen ist die Güte der Prognosen bei der Steuerung von Rückhalteräumen zu beachten. Untersuchungen zur Sensitivität und Auswirkung einer Steuerung mit konstantem Zufluss oder über erodierbare Deiche in den Flutpolder zeigen weitere Möglichkeiten für einen weniger stark oder nicht von Hochwasservorhersagen abhängigen Einsatz auf, der aber eine Verringerung der erzielbaren Wirkung mit sich bringt.

- Die Modellierung von Deichrückverlegungen an der Salzach zeigen Wirkungen bis etwa HQ<sub>30</sub>. Signifikante negative Auswirkungen durch Wellenverzögerungen auf eine nachlaufende Hochwasserwelle des Inns konnten nicht festgestellt werden.
- Da die Hochwasserwellen der Donau in den verwendeten stochastisch generierten Ereignissen eher geringere Abflüsse aufweisen und damit die Hochwasserscheitel in und unterhalb von Passau vorwiegend vom Inn geprägt sind, ist die scheidelerduzierende Wirkung der Flutpolder bis in die Donau nachweisbar. Bei stärker donaugeprägten Ereignissen und vorauslaufender Innwelle müsste ein – dann nicht mehr lokal optimierter – vorgeschalteter Einsatz der Flutpolder auf den Scheitel der Donau in Passau eher in den ablaufenden Ast des Inns verschoben werden. Negative Effekte der untersuchten Maßnahmen (Flutpolder und Deichrückverlegungen) auf den Hochwasserablauf in der Donau wurden nicht festgestellt.
- Für die Einzelwirkungsanalysen wurden Entleerungsvorgänge aus den Poldern berücksichtigt. Dabei wurden grobe Annahmen zur Höhe und Dauer der konstanten Abflüsse getroffen. Diese hatten keine etwaigen negativen Scheitelerhöhungen unterstrom zur Folge. Bei weitergehenden Planungen wären bei den Entleerungskonzepten auch weitere, bisher vernachlässigte Aspekte wie Sedimentation, Wirkung auf weiter entfernte Unterlieger (z. B. Beckenlandschaften in Österreich, Zufluss Traun und Enns in die Donau) zu beachten.
- Der Standort c\_13 bietet alternative Konzeptionen an. Der sehr große Rückhalteraum ließe sich – zu Lasten der hydraulischen Wirkung – verkleinern, um die Betroffenen sowie den baulichen Aufwand zu reduzieren. Auch denkbar wäre hier eine Kombination aus ungesteuertem (siehe DRV c\_12\_D) und gesteuertem Rückhalt, da eine Nutzung als Fließpolder mit Parallelströmung zum Inn vielversprechend erscheint.
- Wie die Ergebnisse von REVITAL zeigen, weisen viele potentielle Flächen bei Nutzung als Flutpolder ein hohes oder sehr hohes naturschutzfachliches Risikopotential auf. Dies kann eventuell durch Kompensationsmaßnahmen verringert werden, muss aber im Falle von weiteren Planungen detaillierter betrachtet werden.

Im Rahmen dieser Potentialstudie sollte das verfügbare Potential zum Hochwasserrückhalt und zur (Re-)Aktivierung potentieller Rückhalteräume untersucht werden. Dazu wurde eine nachvollziehbare, ergebnisoffene und belastbare Priorisierungsmethode von Rückhalteräumen erarbeitet. Die Priorisierung unter Einbeziehung vielfältiger und wichtiger Kriterien und vor allem einer detaillierten hydrologisch-hydraulischen Wirkungsanalyse der Rückhalteräume

bietet eine erste Entscheidungshilfe für weiter zu verfolgende Standorte an. Die Studie liefert aufgrund ihrer Konzeption daher „nur“ die Grundlage für weitere (Planungs-) Schritte.

## 6. Teilprojekt E: Feststoffe am Inn und der Salzach

### 6.1. Einführung

Der Inn ist in Bayern der Fluss mit dem höchsten durchschnittlichen jährlichen Schwebstofftransport und dem zweithöchsten durchschnittlichen Geschiebetransport. Der Fluss mit dem höchsten durchschnittlichen jährlichen Geschiebetransport ist die Salzach (Weiss 1996). Anthropogene Aktivitäten und die Besiedlung entlang des Inns haben zu beträchtlichen Veränderungen der natürlichen Strömungsverhältnisse und der damit einhergehenden Stofftransportverhältnisse des Inns geführt. Die Flussverbauungen, die Kanalisierung und der Bau der Wasserkraftwerkskette führten dazu, dass in diesem Flussabschnitt der Feststofftransport – ausgenommen wenige Teilstrecken wie z. B. die Ausleitungsstrecke zwischen Jettenbach und Töging – von feinen Partikeln beherrscht wird, während gröbere Partikel sich vor den Staustufen ablagern (Giehl and Rutschmann 2019). Die Unterbrechung des natürlichen Sedimenttransportes hat viele Auswirkungen, von der Verringerung der Speicherkapazität in den Stauräumen bis zur Veränderung des Ökosystems und des Lebensraums aquatischer Organismen, insbesondere auch der Fische im Fluss (Bui and Rutschmann 2016; Kondolf et al. 2014).

Außerdem ist die Flussmorphologie dynamischen Änderungen unterworfen und die hydrodynamischen Prozesse werden stark von Änderungen der Sohlhöhe beeinflusst (Reisenbüchler et al. 2019). Dies ist für den Inn besonders wichtig, da dessen Flussbett bei Hochwasserereignissen schnell auf Abflussänderungen reagiert, wie von Giehl et al. (2018) beschrieben wird.

Um diese Prozesse besser zu verstehen und um Wege aufzuzeigen, wie ein Management im Zusammenhang mit Hochwasserereignissen aussehen könnte, wurden im vorliegenden Teilprojekt 15 zweidimensionale hydromorphologische Modelle erstellt, anhand des Hochwasserereignisses 2013 sowohl hydrodynamisch als auch morphologisch kalibriert und zur Bearbeitung morphologischer Fragestellungen eingesetzt. Insbesondere wurden sie als Werkzeuge verwendet, um:

- a. ein Transportprofil längs des Inns zu erarbeiten und Abschnitte mit hohem Erosionsbeziehungsweise Ablagerungspotential zu identifizieren,
- b. die Auswirkungen von Wasserkraftwerken und deren Betrieb auf die Flussmorphologie und die Ablagerung von Feinsedimenten in den Vorländern und Auen aufzuzeigen,
- c. Managementstrategien zur Reduzierung und zur Kontrolle der Sedimentablagerungen und der Sohlagen zu entwickeln,

- d. das Sedimentvolumen zu quantifizieren, welches in die potentiellen Flutpolder (Teilprojekt D) eingetragen werden kann.

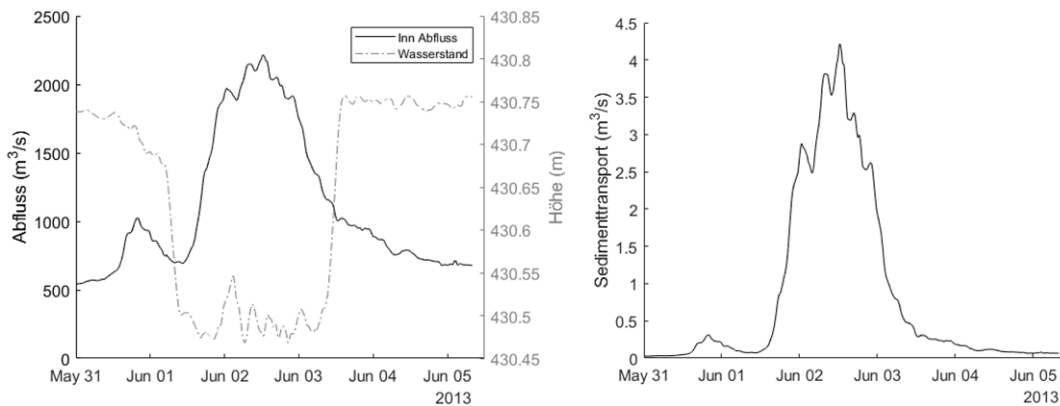
## 6.2. Datengrundlage und Methoden

Die in dieser Arbeit entwickelten hydromorphologischen numerischen Modelle basieren auf den Berechnungsnetzen, die für das Teilprojekt D generiert wurden. Für bestimmte Netzverfeinerungen und die Darstellung der Geometrien unterschiedlicher Jahre wurden die vom Bayerischen Landesamt für Umwelt (LfU) und vom VERBUND gelieferten Gewässerquerprofile verwendet. Randbedingungen für Abfluss und Sedimenttransport sowie Wasserstände wurden von den Pegelstationen des LfU und des VERBUND herangezogen. Die Zusammensetzung der Feststoffe und Kornverteilungskurven wurden den Studien des Wasserwirtschafts-amts Rosenheim, des VERBUND, von Lahmeyer HPI und des Büros aquasoli entnommen.

Für die Entwicklung des hydromorphologischen Modells wurde das Open-Source-Modellierungssystem TELEMAC-MASCARET (EDF-R&D 2013) verwendet, dabei wurde das Hydrodynamik-Modul TELEMAC-2D gekoppelt mit dem morphodynamischen Modul SISYPHE. Dieses Berechnungsmodell ist in der Forschungsgemeinschaft weit verbreitet und bietet die Möglichkeit der Parallelisierung, was selbst Langzeitsimulationen in akzeptabler Zeit ermöglicht. Für die Berechnung des Sedimenttransports wurde die Engelund-Hansen-Gleichung verwendet, die für die vorliegenden Korngrößen anwendbar ist. Die Rauigkeitswerte, die aus der Kalibrierung der hydrodynamischen Modelle aus dem Teilprojekt D gewonnen wurden, erwiesen sich als ausreichend genau für die morphologischen Modelle. Weiterhin wurde die morphodynamische Kalibrierung durch Anpassung des effektiven Sohlschubspannungskoeffizienten entlang der Rechengebiete durchgeführt.

Für jeden der Stauräume wurde als Abfluss-Randbedingung der am oberstromigen Zulauf des Stauraums vorgegebene Abfluss verwendet. Für den Sedimenttransport wurden Pegelrelationen verwendet, die an mehreren Pegelstationen entlang des Inns (Oberaudorf, Eschelbach und Passau-Ingling) den Sedimenttransport mit dem Abfluss korrelieren. Die unterstromige Randbedingung wurde durch die an den Wehren der Stauhaltung gemessenen Wasserstände definiert. Abbildung 82 zeigt als Beispiel die Randbedingungen für die Stauhaltung Wasserburg. Der Graph auf der linken Seite zeigt die hydrodynamischen Randbedingungen Abfluss (oberstromige Randbedingung) und Wasserspiegel (unterstromige Randbedingung). Der Wasserspiegel am Wehr wurde während der Spitzenabflüsse des Hochwasserereignisses 2013 um 25 cm abgesenkt. Auf der rechten Seite ist als oberstromige Einlauftrandbedingung der volumetrische Sedimenttransport dargestellt.

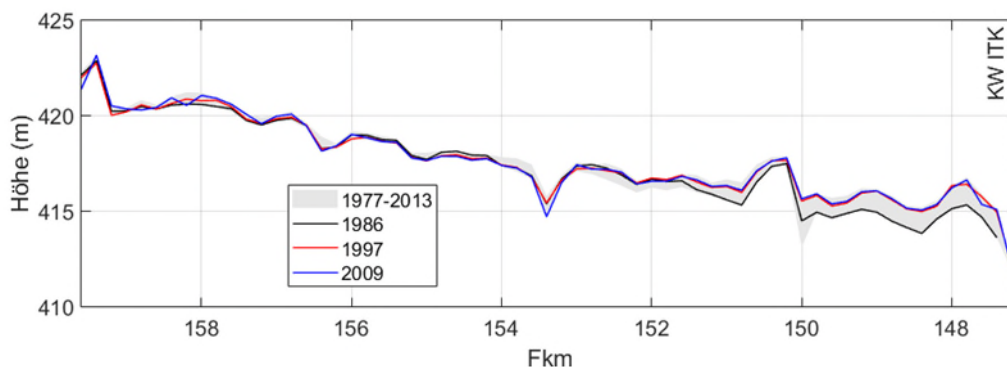
Die Genauigkeit der Modelle wurde anhand der Nash-Sutcliffe-Effizienz (NSE) für das mittlere Sohlhöhenprofil der Flusssohle ermittelt, also für die durchschnittliche Höhe der Querprofile mit vorhandenen Sohlvermessungsdaten (etwa alle 200 m). Zusätzlich wurden die Querprofile analysiert, um die Modellgenauigkeit senkrecht zur Strömungsrichtung zu bestimmen.



**Abbildung 82: Hydrodynamische (links) und morphologische (rechts) Randbedingungen für die Stauhaltung Wasserburg und das Hochwasserereignis 2013**

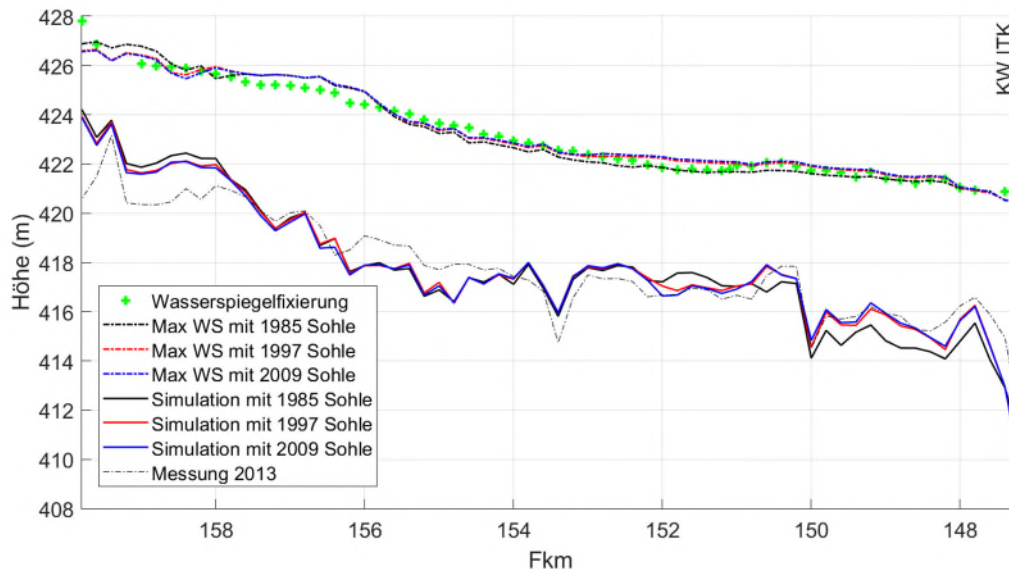
### 6.3. Sensitivitätsanalyse und Modellkalibrierung

Die als Anfangsbedingungen für die morphologischen Modelle verwendete Sohlvermessung ist dieselbe, die auch für das hydrodynamische Abflussmodell des bayerischen Inns (Kohane 2014) verwendet wurde. Die entsprechenden Vermessungen wurden nach langjährigem Betrieb des Stauraums durchgeführt, und es treten auch bei großen Hochwasserereignissen keine extremen Veränderungen mehr auf. Der Einfluss der Ausgangssohlagen auf die Ergebnisse wurde im Rahmen dieses Teilprojektes untersucht und ist relativ gering. Als Beispiel ist in Abbildung 83 der Stauraum Teufelsbruck dargestellt. Die graue Fläche stellt die Bandbreite der Sohlentwicklung zwischen den Jahren 1977 bis 2013 dar. Zusätzlich sind die gemessenen mittleren Sohlhöhen der Jahre 1986, 1997 und 2009 dargestellt.



**Abbildung 83: Ausgangsbedingungen und mittlerer Sohlhöhenverlauf im Stauraum Teufelsbruck**

Nach der Kalibrierung für das Hochwasserereignis 2013 mit der Ausgangssohllage von 2009 wurde das Ereignis auch mit den Ausgangssohllagen von 1986 und 1997 simuliert. Wie Abbildung 84 zeigt, hatte die Verwendung der unterschiedlichen Ausgangssohllagen keinen großen Einfluss auf die berechneten maximalen Wasserspiegel und auf die Entwicklung der Flusssohle. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Flusssohle in den Modellen sehr dynamisch reagiert und in Bewegung gerät, sobald es zu einer leichten Abflusserhöhung kommt.



**Abbildung 84: Maximale Wasserspiegellagen und mittlere Sohlhöhenprofile aus Simulationen mit verschiedenen Sohllagen für den Stauraum Teufelsbruck**

Die Sensitivitätsanalyse bezüglich unterschiedlicher Ausgangssohllagen zeigt, dass es möglich und sinnvoll ist, die gleichen Sohlvermessungen wie in Teilprojekt D zu verwenden.

Tabelle 15 fasst für alle Staustufen das Jahr der Sohlvermessung, den NSE-Wert für die Kalibrierung des Ereignisses 2013 und die Pegelstation zur Ableitung des Sedimenttransports am oberstromigen Modellrand zusammen.

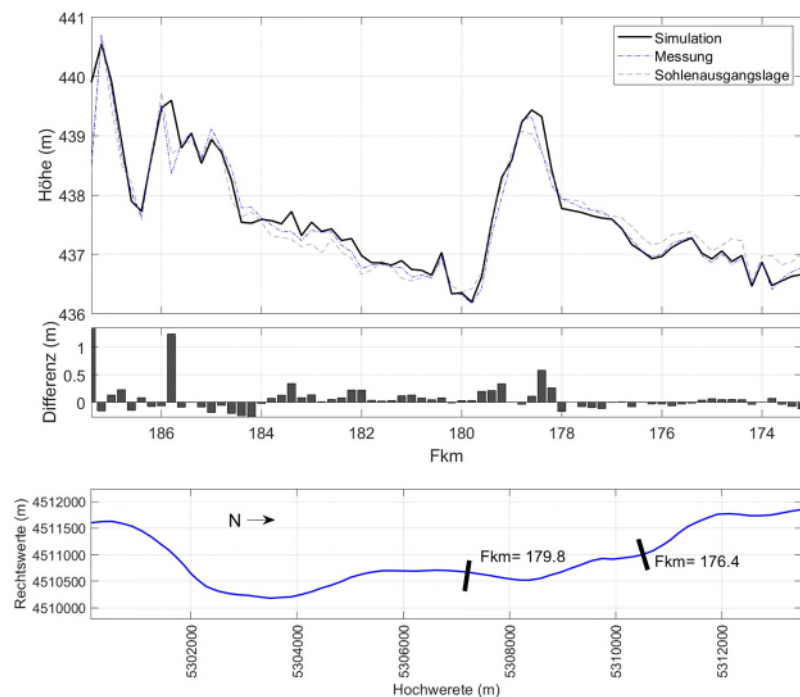
Zu beachten ist, dass der Stauraum Braunau-Simbach einen 12 km langen Abschnitt der Salzach beinhaltet. Durch Kombination der Resultate aus dem Bericht zur Sanierung der Unteren Salzach (SKI GmbH 2020) und den Messungen des Pegels Laufen wurde die Sedimenttransport-Randbedingung an der Mündung der Salzach abgeleitet.

**Tabelle 15: Übersicht über die Kalibrierung**

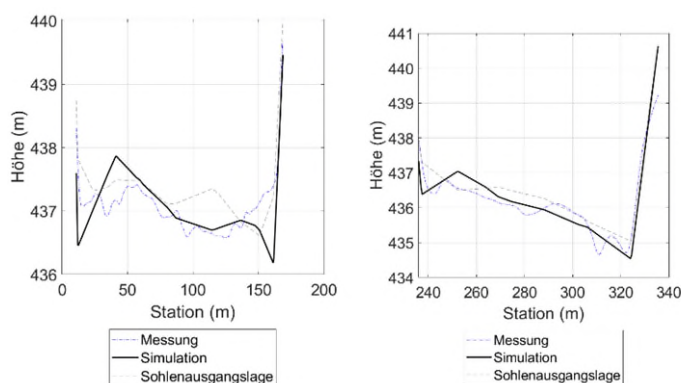
<b>Staustufe</b>	<b>Jahr der Sohlvermessung</b>	<b>NSE Mittlere Sohllage</b>	<b>Pegelstation für Sediment-Pegelrelation</b>
Nußdorf	2011	0.71	Oberaudorf
Rosenheim	2003	0.52	Oberaudorf
Feldkirchen	2009	0.93	Oberaudorf
Wasserburg	2009	0.63	Oberaudorf
Teufelsbruck	2009	0.72	Oberaudorf
Gars	2001	0.71	Oberaudorf
Jettenbach	2010	0.84	Oberaudorf
Neuötting	2009	0.95	Oberaudorf
Perach	2001	0.61	Eschelsbach
Stammham	2001	0.84	Eschelsbach
Braunau-Simbach	2009	0.80	Eschelsbach + (SKI-Bericht) + Laufen
Ering-Frauenstein	2009	0.75	Passau-Ingling
Egglfing-Obernberg	2009	0.50	Passau-Ingling
Schärding-Neuhaus	2009	0.85	Passau-Ingling
Passau-Ingling	2009	0.60	Passau-Ingling

Beispielhaft sind in Abbildung 85 und Abbildung 86 das Längsprofil und zwei ausgewählte Querprofile des Stauraums Feldkirchen dargestellt. Die grauen Linien stellen den Ausgangszustand der Flusssohle dar (2009), die blauen Linien zeigen die gemessenen Sohlhöhen nach dem Kalibrierungshochwasserereignis 2013, also dem Zielzustand der Kalibrierung. Die Ergebnisse der Simulationen sind als dicke schwarze Linien dargestellt. Die Unterschiede zwischen den gemessenen und berechneten mittleren Sohlhöhen liegen bis auf wenige Stellen unter 0,5 m. Auch bei Betrachtung der Querprofile (Abbildung 86) zeigt sich eine insgesamt gute Prognosegenauigkeit der Simulation, allerdings werden bei einem Teil der Querprofile sowohl die seitliche Erosion als auch die Ablagerungen im Flussstrich überschätzt. Dies gleicht sich bei der Beurteilung des Längsprofils über die mittleren Sohlhöhen der Querprofile aus.





**Abbildung 85: Mittleres Sohlhöhenprofil (oben) und Differenz zwischen gemessenen und simulierten Profilen (Mitte) sowie Übersicht (unten) des Stauraums Feldkirchen**

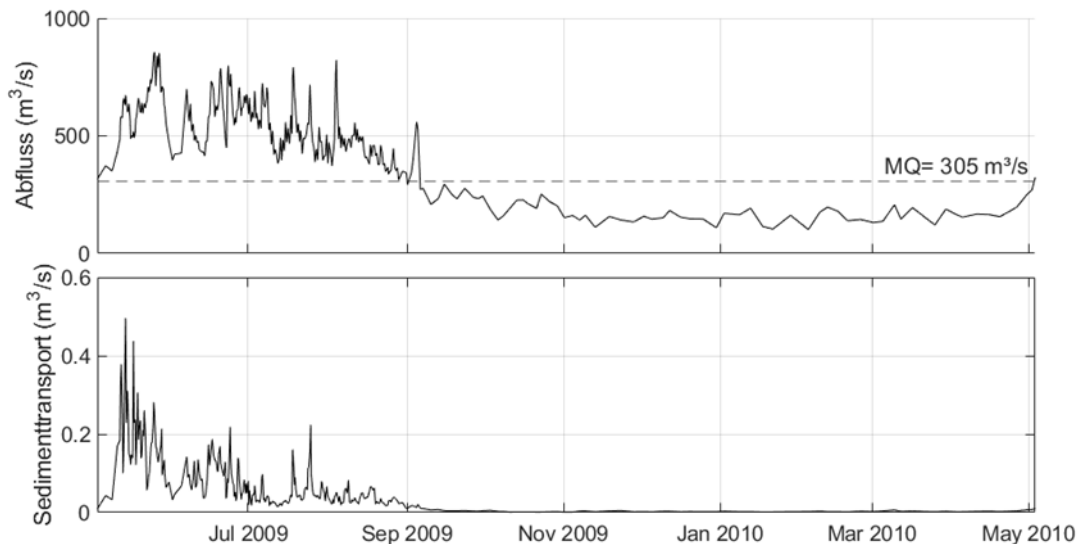


**Abbildung 86: Vergleich von Querprofilen im Stauraum Feldkirchen bei Fkm 176,4 (links) und 179,8 (rechts)**

## 6.4. Hydro-morphodynamische Berechnungen und Transportlängsschnitt

Der Transportlängsschnitt wurde aus einer Simulation des Zeitraums vom 3. Mai 2009 bis zum 3. Mai 2010 entwickelt. Dieser Zeitraum wurde gewählt, da er einen mittleren Abfluss nahe am langjährigen mittleren Abfluss  $MQ = 305 \text{ m}^3/\text{s}$  aufweist (Abbildung 87 oben). Für den obersten und damit ersten berechneten Stauraum Nußdorf wurden die Randbedingungen für Abfluss und Sedimenttransport direkt vom Pegel Oberaudorf (Fkm 211) übernommen. Unterhalb wurden für jeden der nachfolgenden Stauräume die berechneten Abflüsse und Feststofffrachten

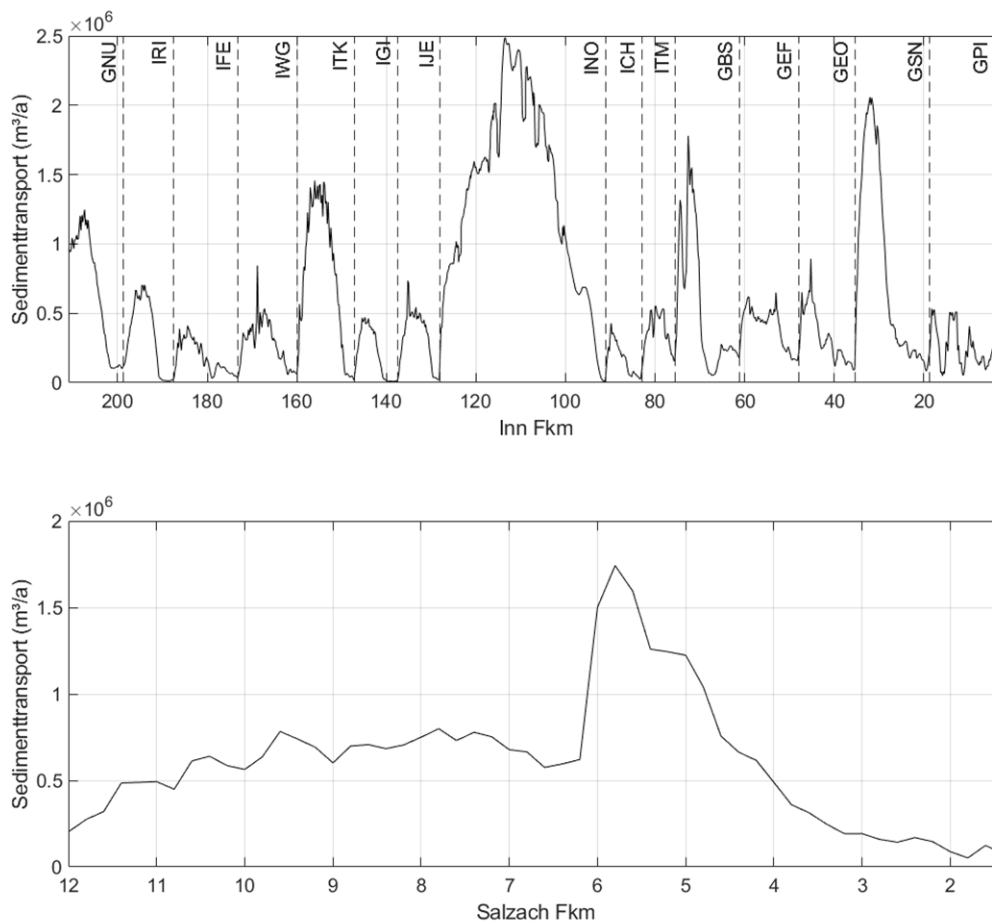
des jeweils oberhalb liegenden Abschnitts als jeweils oberstromige Randbedingungen übernommen. Dadurch wurde die Kontinuität und Konsistenz entlang des gesamten Rechengebiets sichergestellt. Der Sedimenttransport wurde dann als durchschnittlicher Transport durch die Querschnitte, welche in einem Abstand von etwa 200 m vorliegen, berechnet. Aus der Integration über den Simulationszeitraum resultiert dann das in Abbildung 88 dargestellte longitudinale Transportprofil, ausgedrückt in  $\text{m}^3/\text{a}$ .



**Abbildung 87: Randbedingungen am obersten Stauraum Nußdorf für die Langzeitsimulationen**

Abbildung 88 oben zeigt ein ähnliches Muster des Feststofftransports für alle Stauräume am Inn. Im frei fließenden Bereich oberhalb der jeweiligen Stauwurzeln sind hohe Erosions- und Transportraten zu verzeichnen. Im weiteren Verlauf stromabwärts nimmt die Transportrate drastisch ab, wodurch sich Sediment bis hin zum Wehr kontinuierlich ablagert. Dies bedeutet, dass der größte Teil des Sedimentmaterials innerhalb des Stauraums transportiert und umgelagert wird.

Ein ähnliches Verhalten wie am Inn ist auch im simulierten Abschnitt der Salzach zu beobachten. Die Abnahme des Sedimenttransports beginnt etwa bei Fkm 5,8, was mit den beobachteten Materialablagerungen durch den Rückstauereffekt der Stauanlage Simbach-Braunau übereinstimmt. Das Transportprofil der Salzach von Fkm 12 bis 1,4 ist in Abbildung 88 unten dargestellt.



**Abbildung 88: Sedimenttransport-Längsprofile ( $\text{m}^3/\text{a}$ ) des Inns (oben) und der Salzach (unten)**

Die Simulation wurde für den obersten Stauraum Nußdorf um vier weitere Jahre (bis Mai 2014) erweitert. Die Änderungen des Transportprofils waren gering, jedoch führten Jahre mit hohen Hochwasserereignissen wie z. B. 2013 zu einem Anstieg der berechneten Transportkapazitäten.

## 6.5. Auswirkungen von Feststofftransport und Stauraummanagement

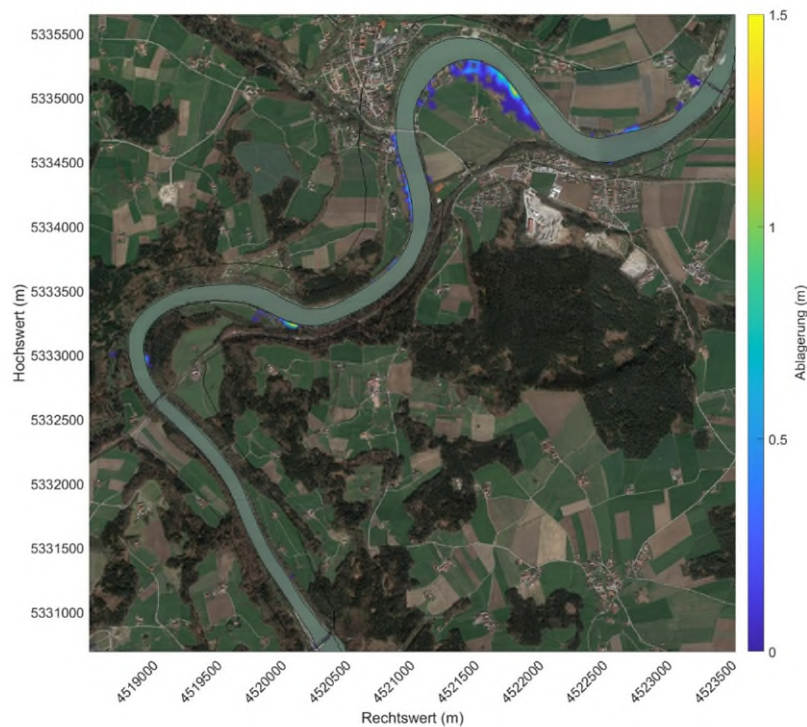
### 6.5.1. Abgelagertes Feinsedimentvolumen in Überflutungsgebieten

Zur Abschätzung des Sedimentvolumens, das sich potentiell in den Überschwemmungsgebieten seitlich des Inns ablagern könnte, wurde eine Reihe von Langzeitsimulationen für alle Stauräume durchgeführt. Der analysierte Zeitraum für die Stauräume von Nußdorf bis Stammham beginnt mit dem Datum der für das jeweilige Modell verwendeten Sohlvermessung und läuft bis zur ersten Sohlvermessung nach einem großen Hochwasserereignis (zum Beispiel 2005 oder 2013). Für die restlichen Stauräume wurden Berechnungen für mindestens ein Jahr

durchgeführt, in dem eine Anhäufung von Sedimenten in den Überflutungsflächen beobachtet wurde. Tabelle 16 fasst die Simulationszeiträume und die durchschnittlichen jährlichen Sedimentablagerungen in den Auen zusammen. Es zeigt sich, dass Rosenheim, Feldkirchen und Perach besonders hohe Ablagerungsvolumina aufweisen. Abbildung 89 zeigt beispielhaft die Verteilung dieser Sedimentablagerungen am Stauraum Gars.

**Tabelle 16: Durchschnittliche jährliche berechnete Sedimentablagerung in den Überschwemmungsgebieten**

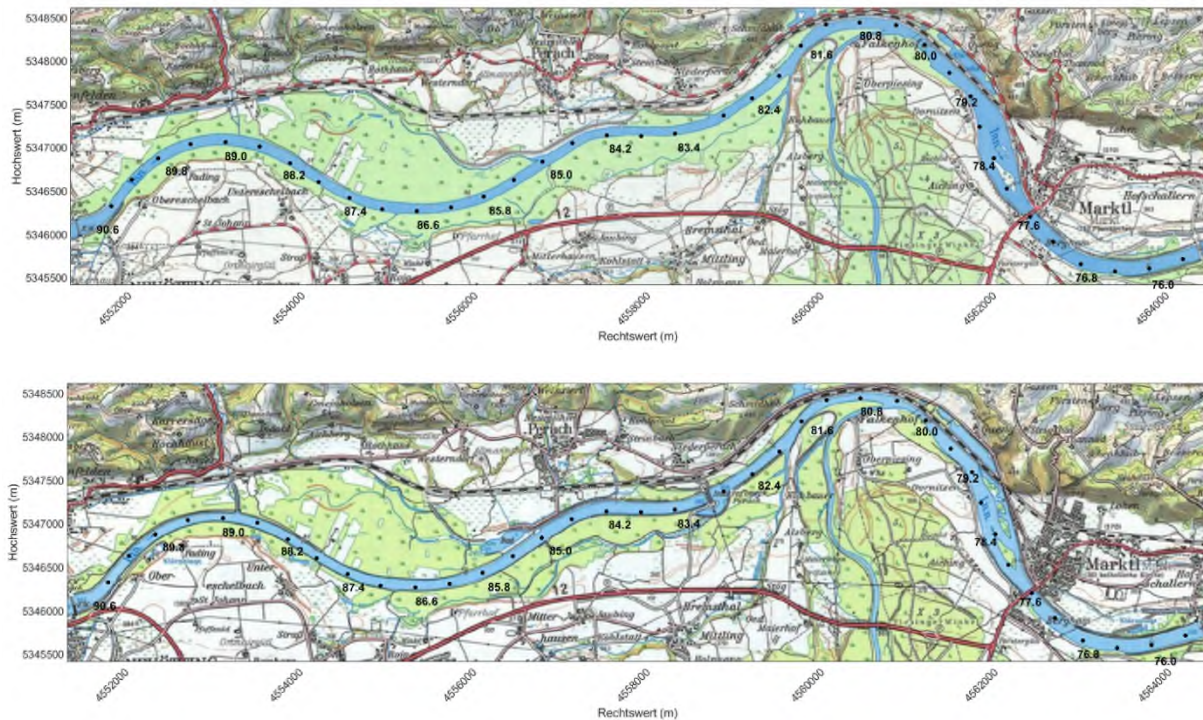
Reservoir	Simulierter Zeitraum	Ablagerung (10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup> /a)
Nußdorf	11.10.2011 - 05.08.2013	4
Rosenheim	05.11.2003 - 11.11.2005	51
Feldkirchen	27.10.2009 - 09.09.2013	45
Wasserburg	29.10.2009 - 14.01.2014	7
Teufelsbruck	10.11.2009 - 21.01.2014	1
Gars	19.09.2001 - 16.01.2006	7
Jettenbach	13.04.2010 - 04.02.2014	4
Neuötting	01.01.2009 - 24.07.2009	28
Perach	17.02.2010 - 14.10.2013	39
Stammham	01.12.2001 - 14.03.2006	5
Braunau-Simbach	03.05.2009 - 07.06.2010	22
Ering-Frauenstein	01.03.2009 - 11.10.2009	20
Eggfing-Obernberg	01.03.2009 - 15.07.2009	20
Schärding-Neuhaus	01.03.2009 - 06.05.2010	21
Passau-Ingling	01.10.2009 - 15.07.2010	20



**Abbildung 89: Berechnete Sedimentablagerungen in den Überschwemmungsgebieten des Stauraums Gars**

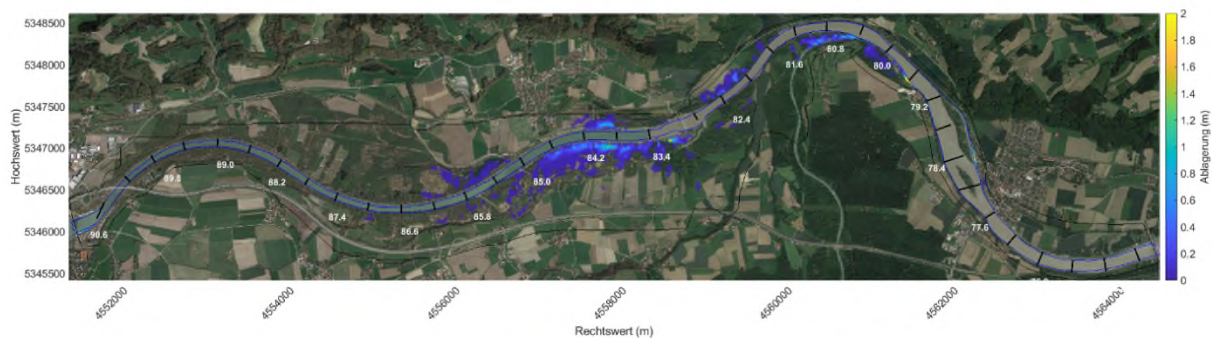
### **6.5.2. Sind die Feinsedimentablagerungen natürlich oder durch die Staustufen maßgeblich verstärkt?**

Die Abschätzung des direkten Einflusses der Wasserkraftanlagen mit ihren Querbauwerken und begleitenden Stauhaltungsdämmen auf Ablagerungen von Feinsedimentmaterial in den Auen stellt eine komplexe Aufgabe dar. Um diesen Einfluss zu bewerten, wurde aus Gründen der Datenverfügbarkeit der Abschnitt zwischen den Wasserkraftwerken Neuötting und Stammham ausgewählt. Dazwischen befindet sich das Kraftwerk Perach, das in den Jahren 1974 bis 1977 errichtet wurde. Abbildung 90 zeigt das Untersuchungsgebiet in den Jahren 1970 (vor dem Bau der Staustufe Perach) und 1980 (nach der Inbetriebnahme). Mit den Informationen aus der Sohlvermessung von 1974 und den verfügbaren historischen Karten dieses Gebietes wurde zusätzlich zum bereits vorhandenen Modell des aktuellen Zustands für den ganzen Abschnitt ein weiteres Modell erstellt, das den Zustand vor der Errichtung des Kraftwerks Perach darstellt. Die wichtigste Änderung war dabei die Herausnahme der Stauhaltungsdämme und Wehre, die für das Kraftwerk Perach errichtet wurden.

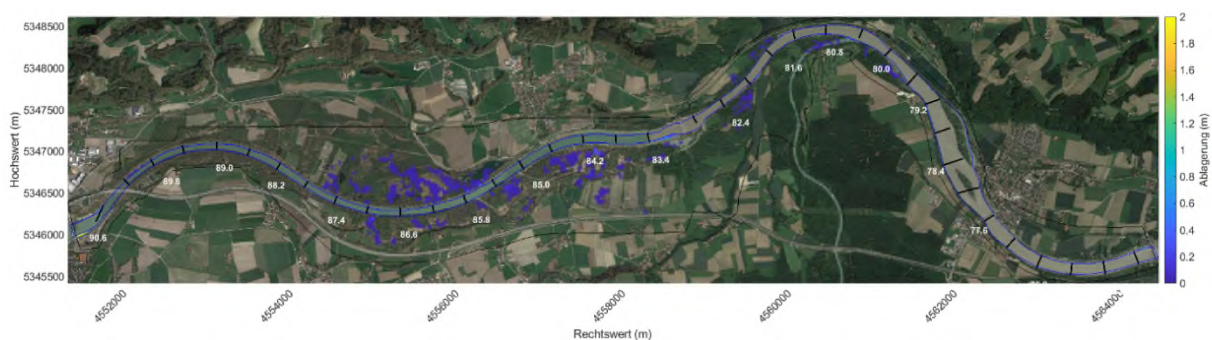


**Abbildung 90: Historische Karten der Stauräume Perach und Stammham aus den Jahren 1970 (oben) und 1980 (unten) (BayernAtlas 2021)**

Das Hochwasserereignis 2005 ( $Q = 2.880 \text{ m}^3/\text{s}$ ) wurde als Referenz für den Vergleich verwendet, da dafür auch im heutigen Zustand des Stauraums Perach einige Überflutungen der Auen zu erwarten sind (Abbildung 92). In beiden Modellen wurde die gleiche Pegelrelation des Pegels Eschelbach als Randbedingung für den Sedimenteintrag verwendet. Die Sedimentablagerungen im Zustand von 1974 sind in Abbildung 91 dargestellt. Die Modellrechnungen ergaben insgesamt ein außerhalb der Ufer abgelagertes Sedimentvolumen von  $105.000 \text{ m}^3$ . Der größte Teil dieses Sediments wurde im Bereich der heutigen Stauhaltungsdämme des Stauraums Perach abgelagert. Für das gleiche Ereignis im Modell des heutigen Zustands wurden außerhalb der Ufer nur  $22.000 \text{ m}^3$  abgelagert, also deutlich weniger als im Zustand von 1974 (Abbildung 92).



**Abbildung 91: Berechnete Sedimentablagerungen in den Überschwemmungsgebieten nach dem Hochwasserereignis 2005 für das Modell von 1974 (vor Errichtung der Stauanlage Perach)**

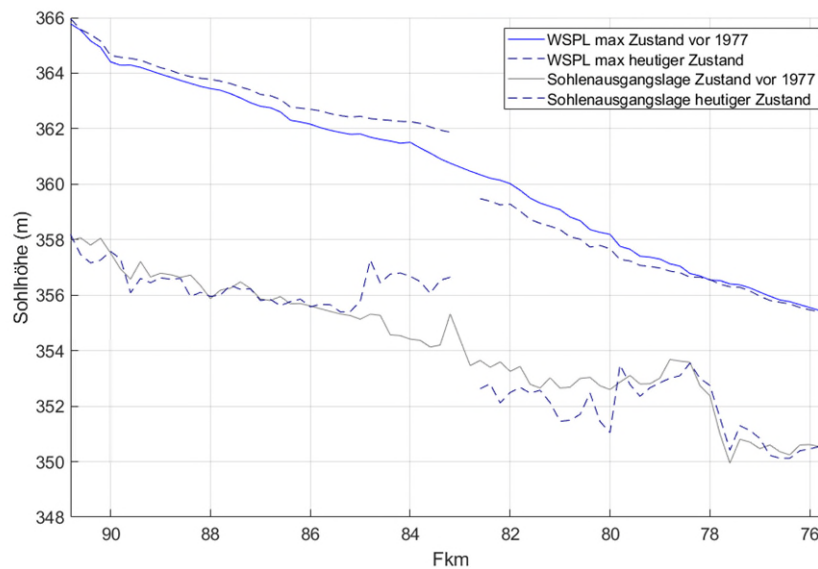


**Abbildung 92: Berechnete Sedimentablagerungen in den Überschwemmungsgebieten nach dem Hochwasserereignis 2005 für das Modell des heutigen Zustands (nach Errichtung der Stauanlage Perach)**

Die wesentlichen Unterschiede zwischen den beiden Zuständen zeigen sich im Bereich oberstrom des KW Perach.

Aber auch unterstrom des KW Perach (Fkm 78,2 – Fkm 82,8) ändern sich die Sedimentationsmuster. Wird nur dieser Bereich unterstrom des KW Perach betrachtet, so beträgt das in den Auen abgelagerte Sedimentvolumen  $41.000 \text{ m}^3$  für den Zustand von 1974 und lediglich  $3.500 \text{ m}^3$  im Modell des heutigen Zustands. Der Anteil der Ablagerungen im Auenbereich unterhalb des Kraftwerks Perach vom jeweils gesamten abgelagerten Sedimentvolumen wurde durch den Bau von 40 % auf 15 % reduziert.

Abbildung 93 zeigt, dass durch die Errichtung des KW Perach der Bereich unterstrom zwischen Fkm 82,8 und 79,8 aufgrund der durch die Staustufe verursachten Sedimentdiskontinuität erodiert wurde. Die geringeren Ablagerungen unterstrom des KW Perach im heutigen Zustand sind darauf zurückzuführen, dass die erodierte niedrigere Flusssohle zu geringeren maximalen Wasserständen und damit zu einer geringeren Überflutung mit geringeren Sedimentablagerungen führt.



**Abbildung 93: Maximale Wasserspiegel und Sohlhöhenprofile für den Abschnitt zwischen KW Neuötting und KW Stammham für die Zustände vor und nach 1974 (Hochwasserereignis 2005)**

### 6.5.3. Möglichkeiten zur Beeinflussung der Feinsedimentablagerungen in überfluteten Bereichen

Die Überflutung der Auen bei Hochwasserereignissen bewirkt die Ablagerung von Feinsedimenten auf diesen Flächen. Die Absenkung der Flusssohle durch Erhöhung der Sedimenttransportkapazität an Stellen, die zu hohen Sedimentablagerungen neigen, kann den maximalen Wasserspiegel bei Spitzenabflüssen und damit die Wahrscheinlichkeit von Überflutungen reduzieren. Nachfolgend wird die Erhöhung der Transportkapazität in den Stauräumen durch zwei Methoden analysiert: den Einsatz von Buhnen (Kapitel 6.5.3.1) und die Erhöhung der Effizienz von Sedimentspülungen durch eine Verringerung des Absenkziels (Kapitel 6.5.3.2).

#### 6.5.3.1. Buhnenfelder zur lokalen Erhöhung der Transportkapazität

Die Verwendung von Buhnen kann zu einer Erhöhung der Fließgeschwindigkeit und damit der Transportkapazität und zu lokalen Erosionen führen. Nach Tritthart et al. (2014) sind die Vergrößerung der Buhnenlänge und die Verkleinerung des Buhnenabstandes die Parameter, die die Erhöhung der Transportkapazität am meisten beeinflussen. Leider neigen diese beiden Parameter auch dazu, den Wasserstand zu erhöhen, was möglicherweise zu einem Kompensationseffekt bei der Sedimentablagerung in den Überflutungsflächen führt.

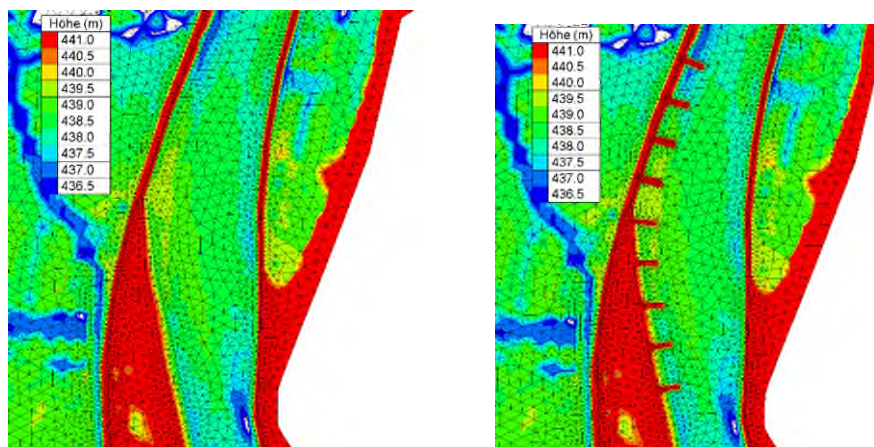
Als Fallbeispiel wurde der Stauraum Feldkirchen ausgewählt, in dem zwischen Fkm 178 und 180 ein Bereich mit deutlicher Ablagerung von Sedimenten zu beobachten ist (siehe Abbildung 94). Diese wird durch eine plötzliche Zunahme der Gerinnebreite in einer Flusskrümmung verursacht (Abbildung 94).





**Abbildung 94: Bereich mit Anordnung von Buhnen zur Erhöhung der lokalen Transportkapazität**

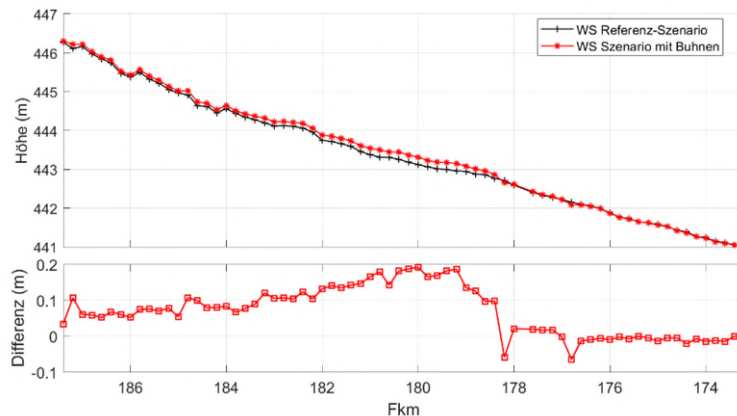
Um den Einfluss von Buhnen auf die Ablagerungszone zu untersuchen, wurde im Rechenmodell am linken Flussufer ein Satz von neun Buhnen mit einer Länge von 58 m (etwa einem Viertel der durchschnittlichen Flussbreite) integriert. Die einzelnen Buhnen haben einen Abstand von 108 m (etwa der zweifachen Buhnenlänge). Abbildung 95 zeigt die Netzgeometrie ohne und mit den untersuchten Buhnen.



**Abbildung 95: Anfangssohlgeometrie und Netzgeometrie ohne Buhnen (links) und mit Buhnen (rechts)**

Das Hochwasserereignis von 2013, das auch für die Kalibrierung der Modelle verwendet wurde, wurde in dem neu erstellten Modell mit Buhnen berechnet und sowohl die Wasserspiegellagen als auch die Änderungen der Flussmorphologie wurden analysiert. In Abbildung 96 kann man erkennen, dass der maximale Wasserspiegel des Szenarios mit Buhnen einen höheren Wert erreicht. Bei Fkm 178 wird flussaufwärts ein Anstieg von bis zu 20 cm beobachtet.

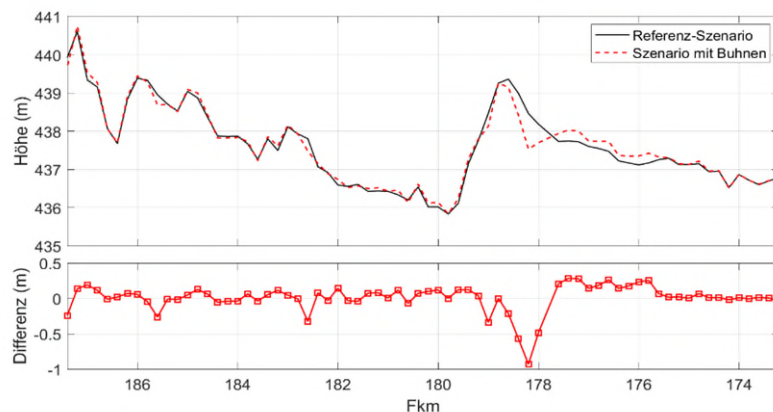
Abbildung 96 und Abbildung 97 zeigen die maximalen Wasserstände und die mittleren Sohlhöhen des Referenzszenarios (keine Buhnen) und des Szenarios mit Buhnen. Die maximalen Wasserstände steigen oberstrom der Buhnen an. Der größte Wasserspiegelanstieg ergibt sich mit 20 cm unmittelbar am oberstromigen Beginn der Buhnenstrecke.



**Abbildung 96: Vergleich des maximalen Wasserspiegels mit und ohne Buhnen**

Dagegen zeigt das Szenario mit Buhnen in Bezug auf morphologische Entwicklungen eine erhöhte Erosion. Der größte Teil des erodierten Volumens wird jedoch einige Kilometer weiter flussabwärts wieder abgelagert. Eine Kombination aus Buhnen und periodischen Staurationsspülungen (siehe nachfolgendes Kapitel) könnte das erodierte Material möglicherweise zum jeweils nächsten Staurationstransportieren.

Der Anstieg des Wasserspiegels oberhalb der Buhnen erhöhte dagegen die Sedimentablagerung in die Auen um etwa 200 m<sup>3</sup>.



**Abbildung 97: Vergleich des mittleren Sohlhöhenprofils mit und ohne Buhnen**

Aus dieser Analyse kann gefolgert werden, dass die Verwendung von Bühnen zwar einen lokalen Einfluss auf die Erhöhung der Sedimenttransportkapazität hat, der Effekt jedoch lokal begrenzt bleibt und negative Auswirkungen auf das Hochwasserrisiko oberhalb entstehen können.

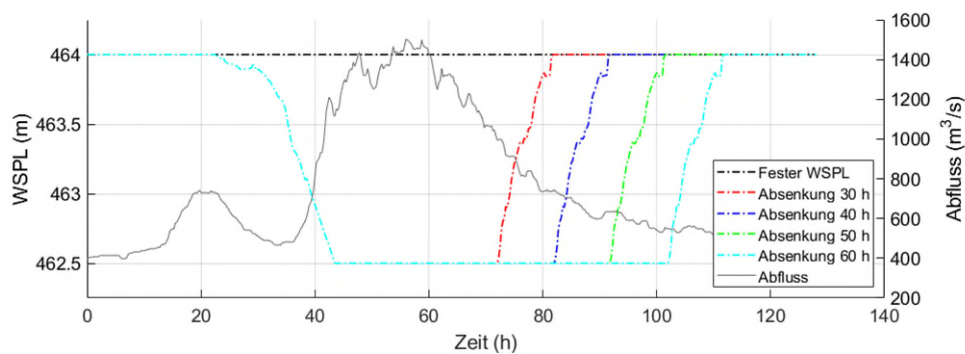
#### **6.5.3.2. Optimierung von Spülungen durch eine Verringerung des Absenkziels**

Die vorliegenden hydromorphologischen Modelle erlauben es, unterschiedliche Spül Szenarien zu untersuchen, miteinander zu vergleichen und quantitative Aussagen in Bezug auf die Beeinflussung der Flussmorphologie vorzunehmen. Beispielsweise kann das durch Spülungen aktivierte und ausgetragene Feststoffvolumen berechnet werden, es kann gezeigt werden, wie weit flussaufwärts die Sedimenttransportkapazität erhöht wird und wie sich dies auf die Wasserspiegellagen auswirkt. In den nachfolgenden Simulationen wird der Wasserstand am Wehr als unterstromige Randbedingung variiert, um die Absenkung des Stauraums zu Spülzwecken zu simulieren.

Die wichtigsten Einflussfaktoren für den Spülbetrieb werden am Beispiel des Stauraums Nußdorf betrachtet. Dies ist einer der Stauräume, bei dem eine Absenkung für das Sedimentmanagement genutzt wird. Das in der Wehrbetriebsordnung (WBO) definierte Absenkziel liegt bei 462,50 m+NN (Stauziel 464,00 m+NN) und wurde während des Ereignisses 2013 für rund 30 Stunden gehalten. Dies führte dazu, dass insgesamt 136.000 m<sup>3</sup> Sediment aus dem Stauraum ausgetragen wurden.

Ein Szenario, bei dem der Wasserspiegel nicht auf das Absenkziel von 462,50 m+NN abgesenkt wurde, sondern das Stauziel von 464,00 m+NN gehalten wurde, bewirkte eine deutliche Verringerung des Spülvolumens auf 28.000 m<sup>3</sup>.

In weiteren Szenarien wurde die Gesamtdauer des Spülvorgangs (Dauer der Absenkung) um zusätzliche 10, 20 und 30 Stunden auf insgesamt 40, 50 und 60 Stunden verlängert (Abbildung 98).



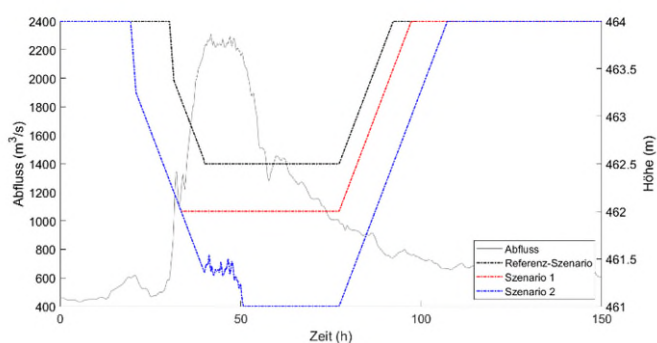
**Abbildung 98: Randbedingungen für den Vergleich des Einflusses längerer Absenkzeiten im Spülprozess**

Sobald der Abfluss unter etwa  $800 \text{ m}^3/\text{s}$  fällt, gibt es keine signifikante Zunahme des Spülvolumens. Eine Verlängerung der Gesamtabsenkungsdauer von 30 Stunden auf 60 Stunden erhöht das ausgetragene Volumen daher um lediglich 4 % (siehe Tabelle 17).

**Tabelle 17: Zusammenfassung des gesamten ausgespülten Sedimentvolumens für verschiedene Absenkungszeiten**

Absenkdauer auf Absenkziel 462,50 m+NN	Gesamtes gespültes Volumen (1.000 m <sup>3</sup> )
0	28
30	136
40	139
50	140
60	141

Es scheint somit, dass die Größe der Absenkung den wichtigeren Parameter in Bezug auf den Feststoffaustrag darstellt. Deshalb wurden zwei zusätzliche Szenarien berechnet: Szenario 1 mit einer Absenkung auf 462,00 m+NN (0,50 m tiefer als das Absenkziel nach WBO) sowie Szenario 2 mit einer Absenkung auf 461,00 m+NN (1,50 m tiefer als das Absenkziel nach WBO). Bei beiden Szenarien wurde die Absenkung über einen Zeitraum von 30 Stunden gehalten. Simulationen erfolgten für die Hochwasserereignisse 2005 ( $\sim \text{HQ}_{100}$ ) und 2013 (siehe Abbildung 99 zu den angesetzten Randbedingungen für das Hochwasser 2005).



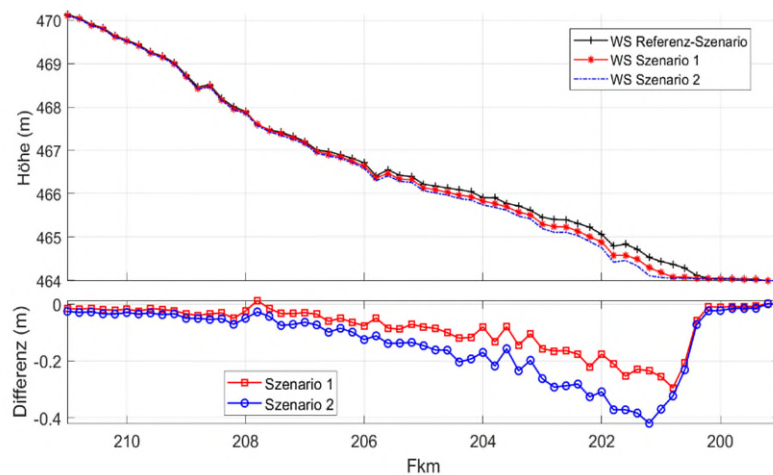
**Abbildung 99: Randbedingungen für das Ereignis 2005 im Stauraum Nußdorf**

Die Berechnungen zeigen einen deutlichen Anstieg der transportierten Volumina mit größeren Absenkungen. Das maximal transportierte Volumen ergab sich für Szenario 2 beim größeren Hochwasser 2005, die größte prozentuale Zunahme zeigte sich im Szenario 2 beim Ereignis 2013. Eine zusätzliche Absenkung um nur 0,5 m gegenüber dem in der WBO definierten Absenkziel bewirkte eine Erhöhung des Spülpotentials um 110.000 m<sup>3</sup> bzw. 25 % (2005) und 58.000 m<sup>3</sup> bzw. 42 % (2013). Dies zeigt, dass es auch ein großes Potential zur Erhöhung der Transportkapazität bei Ereignissen der Größenordnung HQ<sub>20</sub> - HQ<sub>50</sub> gibt. Die Ergebnisse für alle analysierten Fälle sind in Tabelle 18 zusammengefasst. Andererseits muss in Betracht gezogen werden, dass dabei große Mengen an Sediment in die unterhalb liegenden Stauhaltungen eingetragen werden.

**Tabelle 18: Zusammenfassung der betrachteten Spülungen im Stauraum Nußdorf**

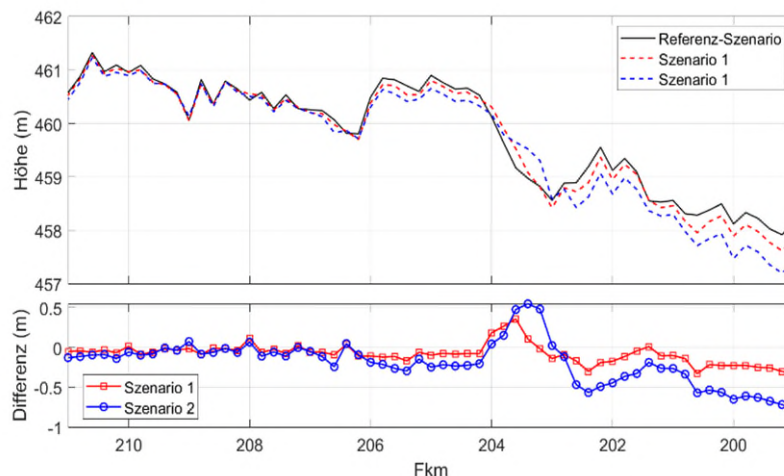
Ereignis	Szenario	Absenkziel (m+NN)	Gesamtes gespültes Volumen (1.000 m <sup>3</sup> )
2005	Referenz	462,50	439
	1	462,00	548 (+25 %)
	2	461,00	729 (+66 %)
2013	Referenz	462,50	136
	1	462,00	194 (+42 %)
	2	461,00	337 (+147 %)

Da sich die mittlere Sohlhöhe bei der Umsetzung der betrachteten Spülschemata deutlich verringert, hat dies eine direkte Auswirkung auf die Reduzierung der maximalen Wasserspiegel während des Hochwasserereignisses. Die deutliche Abnahme der maximalen Wasserspiegel deutet darauf hin, dass ein Überströmen der Ufer und somit die Ablagerung von Feinsedimenten in den Überflutungsbereichen und den Auen weniger stark auftreten wird (Abbildung 100).



**Abbildung 100: Vergleich der maximalen Wasserspiegel bei verschiedenen Spülszenarien (oben), Differenz zwischen den Szenarien 1 beziehungsweise 2 und dem Referenzszenario (unten) für das Ereignis 2005 im Stauraum Nußdorf**

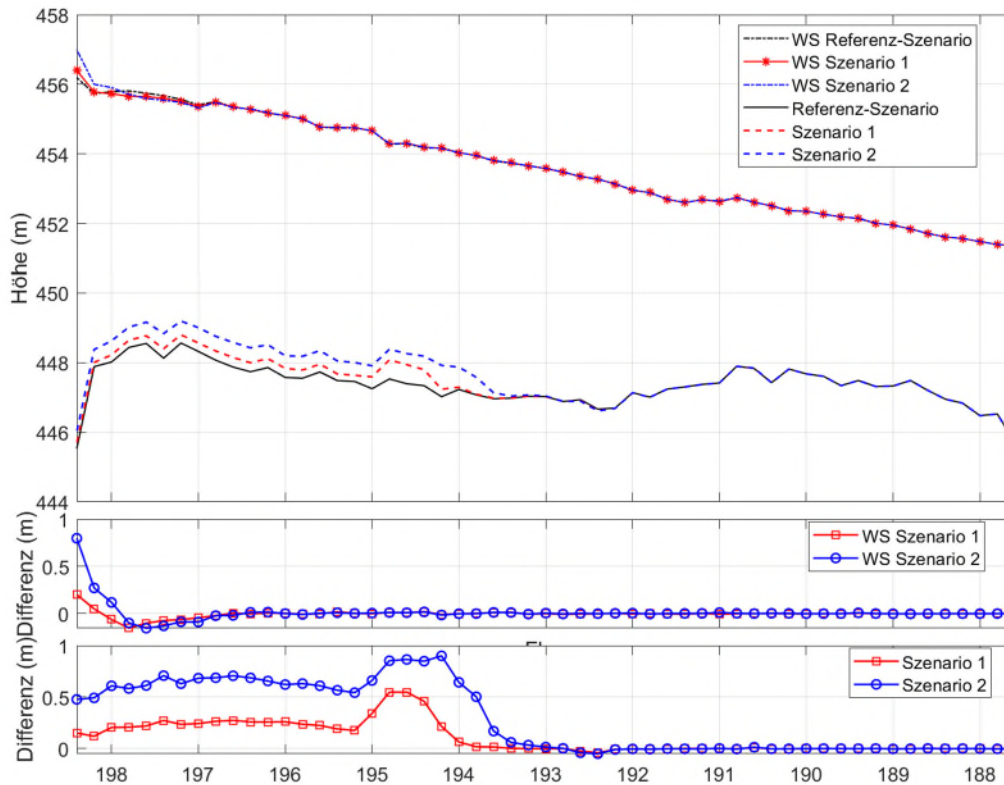
Auch das Längsprofil der Flusssohle in Abbildung 101 zeigt auf, dass ein deutlicher Einfluss des Spülbetriebs auf den letzten vier Kilometern des berechneten Bereichs auftritt. Es werden durchschnittliche Erosionen in den entsprechenden Querprofilen von mehr als 0,5 m beobachtet.



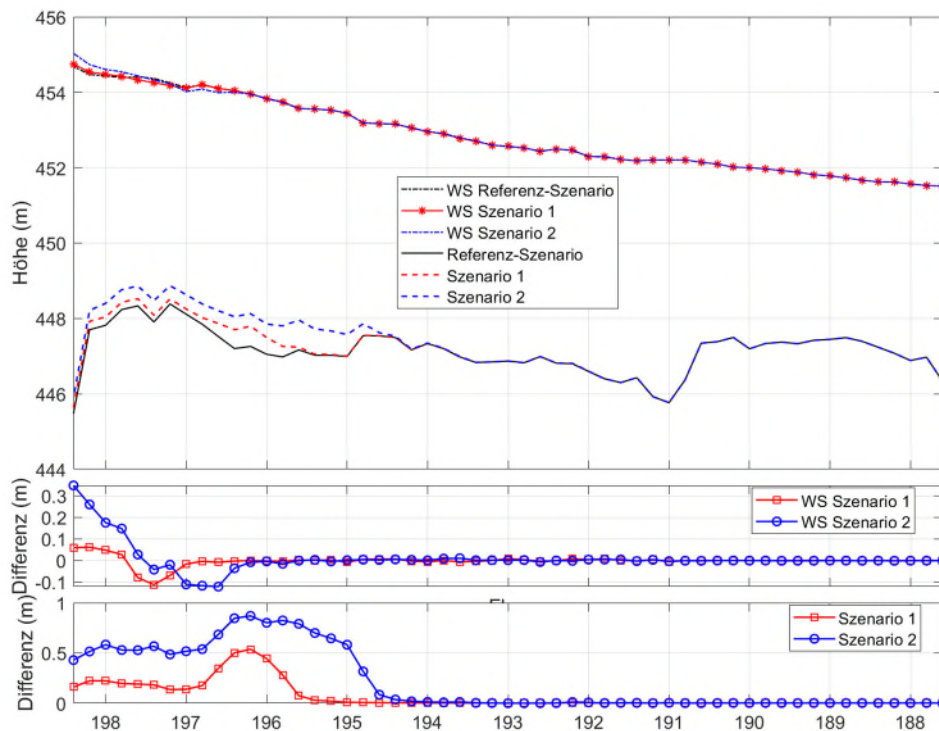
**Abbildung 101: Vergleich des mittleren Sohlhöhenprofils, das sich aus verschiedenen Spülschemata ergibt (oben), Differenz zwischen den Szenarien 1 beziehungsweise 2 und dem Referenzszenario (unten) für das Ereignis 2013 im Stauraum Nußdorf**

Abschließend wurde für den nachfolgenden Stauraum Rosenheim eine Sensitivitätsanalyse zur Wiederablagerung des aus dem Stauraum Nußdorf ausgetragenen Sediments durchgeführt. Die maximalen Wasserspiegel und Sohlhöhenprofile für diese Ereignisse sind in Abbildung 102 und Abbildung 103 dargestellt. Es ergibt sich eine deutliche Erhöhung der Sohlhöhen am Einlauf des nachfolgenden Stauraums Rosenheim. Während des Ereignisses wird das aus

dem Stauraum Nußdorf transportierte Material im nachfolgenden Stauraum Rosenheim verbleiben. Der Anstieg der Sohlhöhe erreichte z. B. für das Ereignis 2005 ein Maximum von 0,90 m im Szenario 2, im Szenario 1 hingegen nur von 0,50 m.



**Abbildung 102: Einfluss verschiedener Spülschemata des Stauraums Nußdorf auf den maximalen Wasserspiegel und das mittlere Sohlhöhenprofil des Stauraums Rosenheim (oben), Differenz der maximalen Wasserspiegel zum Referenzszenario (Mitte), Differenz der mittleren Sohlhöhenprofile zum Referenzszenario (unten) für das Ereignis 2005**

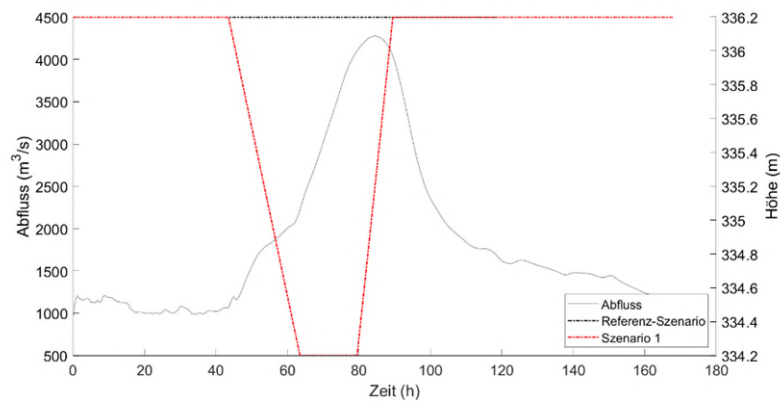


**Abbildung 103: Einfluss verschiedener Spülschemata des Stauraums Nußdorf auf den maximalen Wasserspiegel und das mittlere Sohlhöhenprofil des Stauraums Rosenheim (oben), Differenz der maximalen Wasserspiegel zum Referenzszenario (Mitte), Differenz der mittleren Sohlhöhenprofile zum Referenzszenario (unten) für das Ereignis 2013**

#### 6.5.4. Auswirkungen auf die Sedimentmobilisierung durch die Vorabsenkung des Stauziels zur Kappung des Hochwasserscheitels

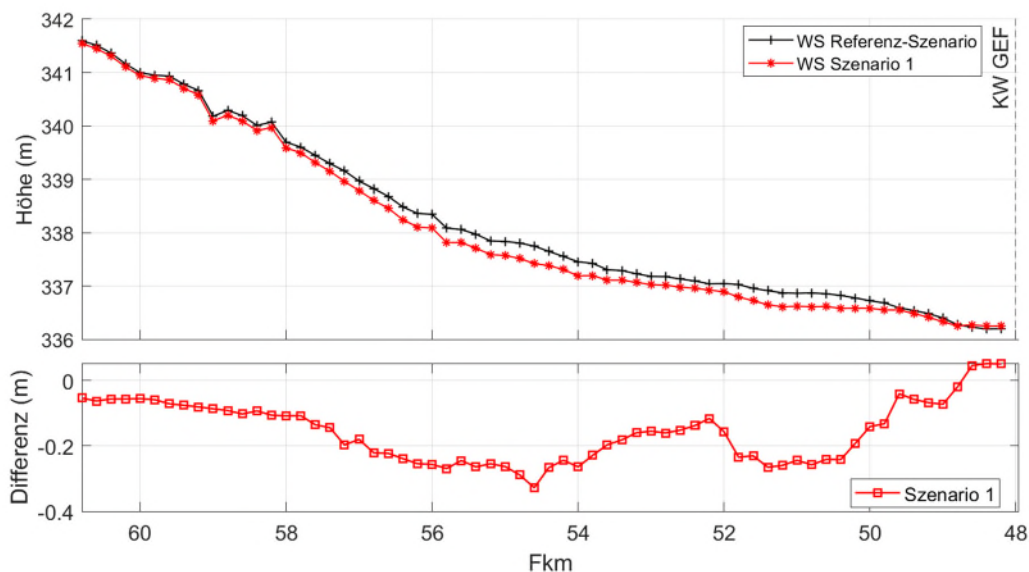
Zusätzlich wurden die Auswirkungen des in Teilprojekt C vorgeschlagenen Wehrbetriebs zum Hochwasserrückhalt auf die Sedimentmobilisierung für die Hochwasserereignisse 2005 und 2013 im Stauraum Ering-Frauenstein untersucht. Das Referenzszenario ist jeweils der Betrieb der Wehre nach WBO mit einem konstanten Wasserstand von 336,20 m+NN. Zur Kappung des Hochwasserscheitels wird in Teilprojekt C bei anlaufender Hochwasserwelle eine Vorabsenkung um 2,00 m auf 334,20 m+NN mit Wiederaufstau während des Scheiteldurchgangs vorgeschlagen. Die für dieses Szenario verwendeten Randbedingungen sind in Abbildung 104 für das Ereignis von 2005 dargestellt.





**Abbildung 104: Randbedingungen für den Vergleich zwischen der aktuellen WBO (Referenzszenario) und dem Vorab- und Wiederaufstauvorgang (Szenario 1) während des Ereignisses 2005 für den Stauraum Ering-Frauenstein**

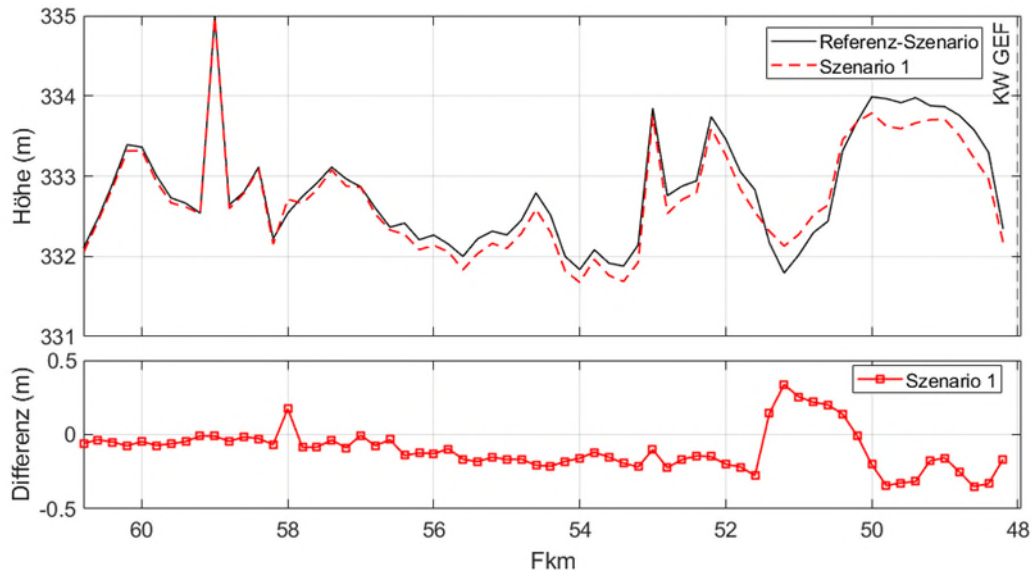
Es zeigt sich, dass durch den Sedimentaustrag die maximalen Wasserspiegel über den gesamten Bereich um 0,10 bis 0,30 m verringert werden (Abbildung 105).



**Abbildung 105: Vergleich der maximalen Wasserspiegel im Stauraum Ering-Frauenstein unter verschiedenen Betriebsweisen für das Ereignis 2005**

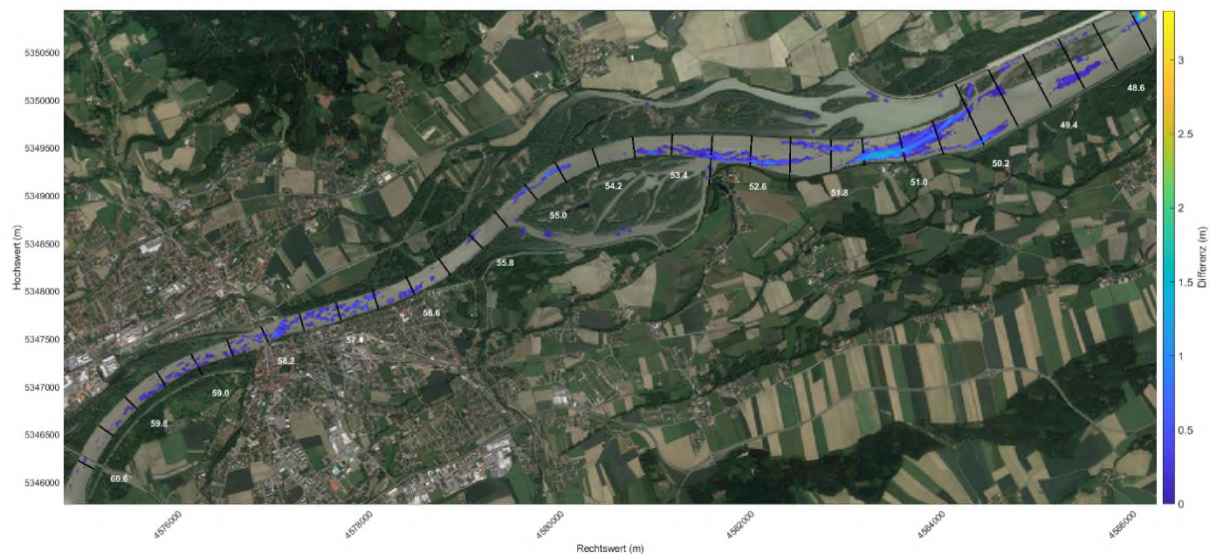
Die Ausdehnung der Feststoffmobilisierung durch die Vorabsenkung ist gegenüber den betrachteten Spülprozessen in Stauräumen am oberen Inn deutlich länger. Der Effekt ist über etwa zwei Drittel des Stauraums erkennbar und nicht nur in den unteren Kilometern des Stauraums, wie in Abbildung 106 zu erkennen ist. Für das Ereignis von 2005 ist die Sohlhöhe im Durchschnitt 0,16 m niedriger. Das Gesamtvolumen des ausgetragenen Sediments bei Wehrbetrieb nach WBO (ohne Vorabsenkung) beträgt 102.000 m<sup>3</sup>, bei der betrachteten Vorabsenkung um 2,00 m 611.000 m<sup>3</sup>, also etwa das Sechsfache des Referenzszenarios. Im Vergleich

zu den in Kapitel 6.5.3.2 beschriebenen Spülprozessen finden sowohl die Absenkung als auch der Wiederaufstau hier deutlich früher statt.

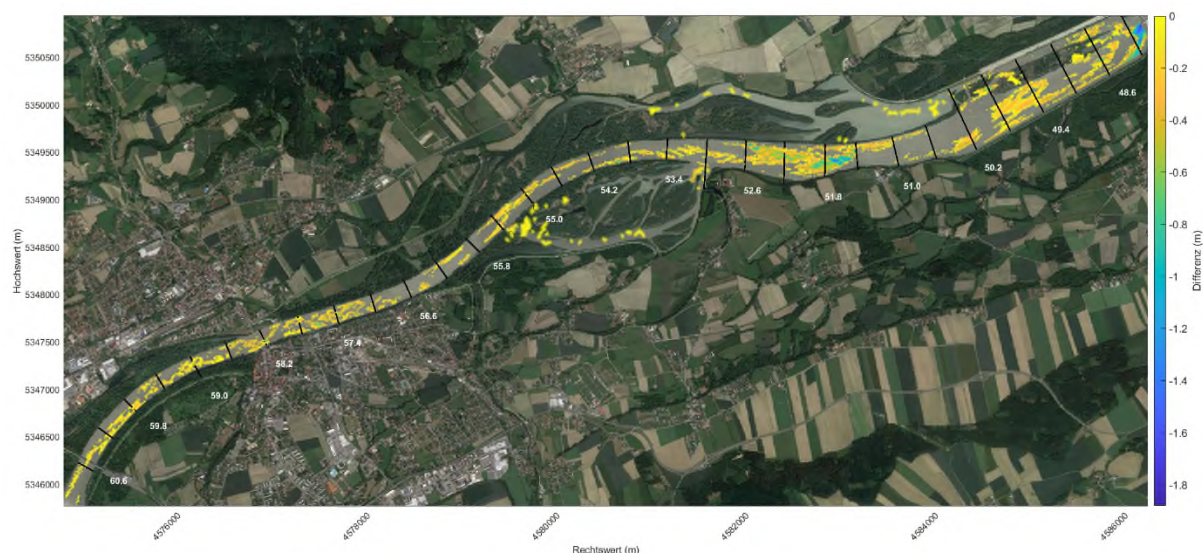


**Abbildung 106: Vergleich des mittleren Sohlhöhenprofils im Stauraum Ering-Frauenstein unter verschiedenen Betriebsweisen für das Ereignis 2005**

Um die morphologischen Auswirkungen der Vorabsenkung im gesamten Bereich zu beurteilen, wurden die positiven und negativen Differenzen zwischen dem Szenario mit Vorabsenkung und dem mit Betrieb nach WBO analysiert. Bereiche, die im Szenario mit Vorabsenkung mehr Ablagerungen aufweisen, sind in Abbildung 107 dargestellt, und die Bereiche mit höherer Erosion bei Vorabsenkung in Abbildung 108. Die Analyse der Überflutungsflächen auf der rechten und linken Seite des Inns zeigte, dass durch die Vorabsenkung hier keine großen Veränderungen auftraten. Eine große morphologische Aktivität in diesen Bereichen könnte unter Umständen dort befindliche Lebensräume beeinflussen.



**Abbildung 107: Positive Differenzen der Sohlhöhen zwischen den Ergebnissen mit und ohne Vorabsenkung (Auflandung durch Vorabsenkung), Hochwasserereignis 2005**

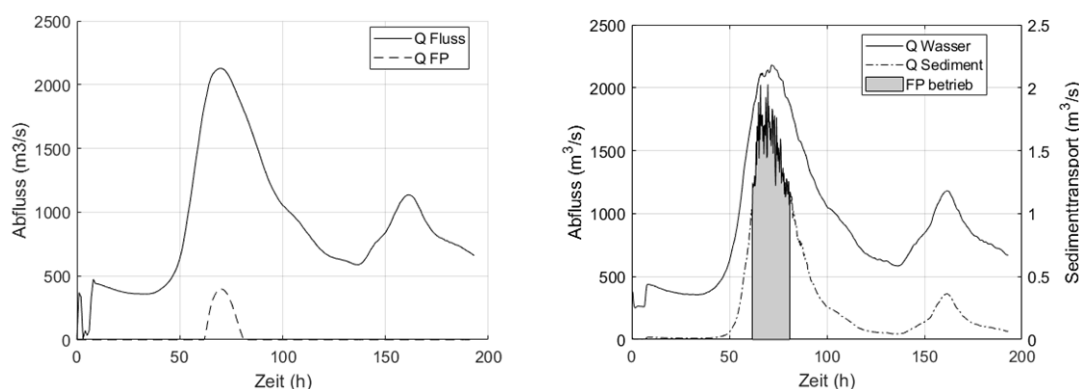


**Abbildung 108: Negative Differenzen in der Flussbettentwicklung zwischen Ergebnissen mit und ohne Vorabsenkung (Erosion durch Vorabsenkung), Hochwasserereignis 2005**

### 6.5.5. Sedimentverhalten in Flutpoldern

Im Zuge des Teilprojekts wurde ebenfalls versucht, das Sedimentvolumen zu quantifizieren, welches in drei der in Teilprojekt D untersuchten potentiellen Flutpolder transportiert werden kann, sowie die Verteilung des Sediments innerhalb des Flutpolderbereichs abzuschätzen. Diese Abschätzungen sind in Bezug auf die Feststoffvolumina aussagekräftiger als in Bezug auf deren Verteilung im Flutpolderbereich. Das verwendete tiefengemittelte 2D-Flachwassermodell hat insbesondere im Bereich des Flutpolder-Einlaufbauwerks eingeschränkte Aussagekraft, da dieser Ansatz die im Nahbereich des Einlaufs existente komplexe dreidimensionale und stark turbulente Strömung nicht ausreichend genau erfassen kann.

Um das Sedimentvolumen zu bestimmen, das potentiell dem Flutpolder zufließen kann, wurde die oberhalb des Einlaufs vorhandene Feststofffracht proportional entsprechend dem Polderzufluss und Gesamtabfluss aufgeteilt und als Randbedingung vorgegeben (siehe beispielhaft in Abbildung 109). Die hieraus resultierenden Feststoffeinträge in die Polder sind in Tabelle 19 aufgeführt.



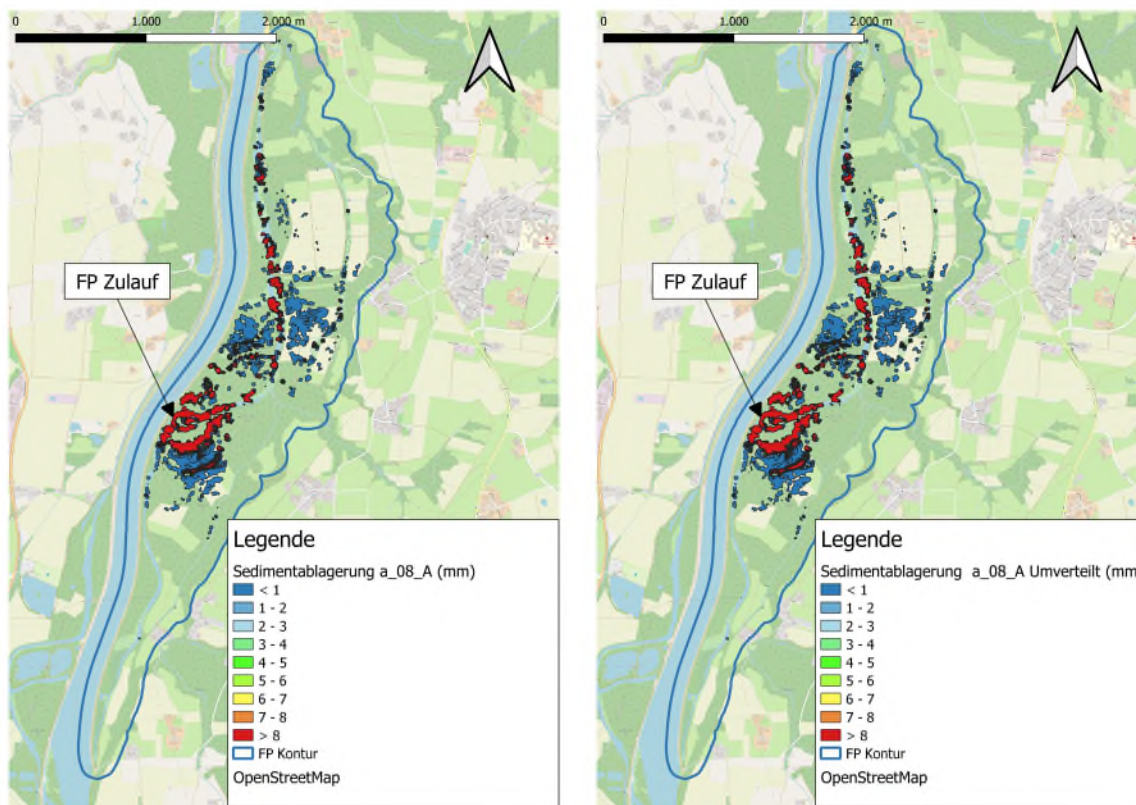
**Abbildung 109: FP a\_08\_A bei Feldkirchen. Aus dem Klarwassermodell extrahierte Ganglinien (links). Aus dem morphologischen Modell extrahierte Ganglinie und Sedimentabfluss-Zeitreihe (rechts). Die Simulation umfasste nur die ersten 100 Stunden, die für die Berechnungen der Flutpolder relevant waren**

**Tabelle 19: Geschätzte Sedimentvolumina, die dem Flutpolder zufließen**

Polder-ID	Stauraum	Spitzenabfluss am Kontrollquerschnitt (m³/s)	Spitzenabfluss in Richtung FP (m³/s)	Eintrag Sedimentvolumen in FP (m³)
FP_a_08_A	Feldkirchen	2.127	398	13.441
FP_a_13_B	Wasserburg	2.787	173	5.144
FP_c_09_B	Ering-Frauenstein	6.049	347	12.158

Für die in Tabelle 19 genannten Polder wurden vom Hauptmodell des Stauraums unabhängige hydromorphologische Modelle erstellt. Die Festlegung der Einlauftrandbedingungen erfolgte gemäß dem zuvor genannten Ansatz. Es ergaben sich große Ablagerungen im Bereich des Flutpoldereinlaufs. Dies ist auf die oben erläuterte beschränkte Aussagekraft des tiefengemittelte 2D-Flachwassermodells in diesem Bereich zurückzuführen. Um diese Einschränkungen zu kompensieren, wurde die Transportkapazität im Einlaufbereich erhöht. Dennoch bewirkten die Rezirkulationsströmungen am Einlauf, dass ein bedeutendes Volumen an Sediment an den Seiten des Einlaufs verblieb. Aus diesem Grund wurden zwei Karten zur Verteilung der Sedimentablagerung erstellt, wobei die erste direkt aus den Modellergebnissen mit Erhöhung der Transportkapazität abgeleitet wurde (Abbildung 110 links) und in der zweiten zusätzlich

die am Einlauf verbliebene Ablagerung proportional auf die Bereiche mit Sedimentablagerung verteilt wurde (Abbildung 110 rechts). Die zusätzliche Verteilung des in den Rezirkulationszonen abgelagerten Sedimentvolumens führt zu keiner nennenswerten Erhöhung der Ablagerungen im Polder.



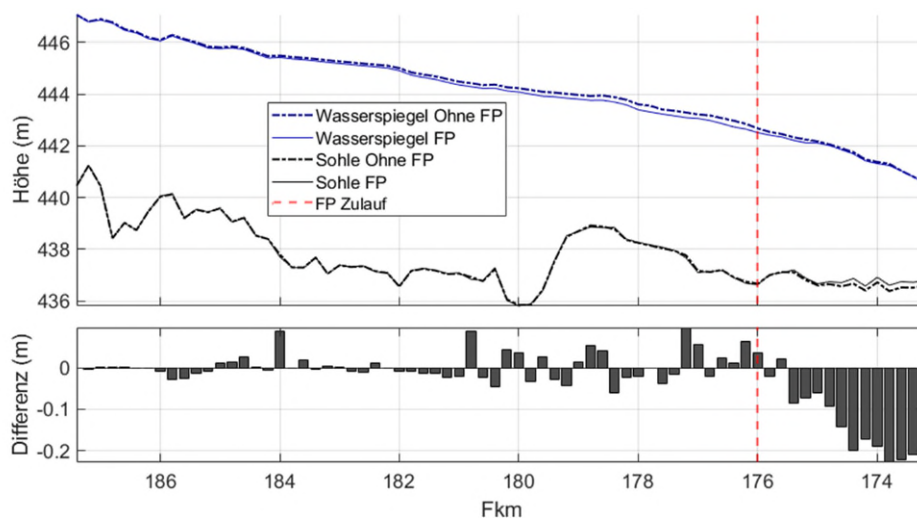
**Abbildung 110: Sedimentablagerung für a\_08\_A (links: durch erhöhte Transportkapazität reduzierte Ablagerungen im Nahfeld des Einlaufs; rechts: Verteilung des Volumens aus den Rezirkulationszonen im Polderbereich). Für die nicht farbig hinterlegten Flächen ergaben sich im Modell keine Ablagerungen.**

Zur Veranschaulichung wurden durchschnittliche Sedimentablagerungshöhen bezogen auf die gesamte Polderfläche sowie auf die Teilflächen mit Ablagerungen ermittelt (Tabelle 20).

**Tabelle 20: Zusammenfassung der mittleren Ablagerungshöhen**

Polder-ID	Mittlere Ablagerungshöhe bezogen auf die Ablagerungsbereiche (mm)	Mittlere Ablagerungshöhe bezogen auf die gesamten Polderfläche (mm)
a_08_A	22,2	3,0
a_13_B	10,5	3,2
c_09_B	20,3	6,4

Am Beispiel des Stauraums Feldkirchen wurde der Einfluss des Flutpolders auf die Sedimentablagerungen entlang der Stauhaltungen abgeschätzt. Die Ergebnisse sind in Abbildung 111 dargestellt. Wie erwartet, reduzierten sich die Wasserstände unterhalb des Einlaufs durch die Wirkung des Flutpolders. Dort zeigte sich auch eine deutliche Abnahme der Transportkapazität. Mit Flutpolder ergab sich unterstrom des Einlaufs eine durchschnittlich um 0,15 m höhere Sohle. Als Folge wurden in diesem Abschnitt mit Flutpolder 65.170 m<sup>3</sup> weniger Sediment erodiert. Die durch den Betrieb der Flutpolder verringerte Transportkapazität könnte durch den Einsatz von Spülungen bei kleineren Ereignissen, die keinen Betrieb der Flutpolder erfordern, kompensiert werden.



**Abbildung 111: Längsprofil des Stauraums Feldkirchen (oben), Differenz zwischen den simulierten mittleren Sohlhöhenprofilen, die durch die Szenarien ohne und mit FP erzeugt wurde (unten)**

## 6.6. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick

Es wurden 15 zweidimensionale hydromorphologische Einzelmodelle erstellt und für das Hochwasserereignis 2013 hydromorphologisch kalibriert, um die Kette der Laufwasserkraftwerke im Bereich des außeralpinen Inns sowohl hydrodynamisch als auch morphologisch zu simulieren. Der zweidimensionale hydrodynamische Solver TELEMAC-MASCARET, gekoppelt mit dem morphologischen Modul SISYPHE, war in der Lage, die Sohlentwicklung für das Hochwasserereignis 2013 in allen 15 Teilmodellen mit einer zufriedenstellenden Genauigkeit vorherzusagen (Nash-Sutcliffe Efficiency NSE  $\geq 0,50$ ). Zehn der 15 Teilmodelle zeigten eine gute Übereinstimmung mit dem Kalibrierungsereignis (NSE  $> 0,70$ ). Das Modell war auch in der Lage, den Sedimenttransport quer zur Hauptströmung und dessen Auswirkungen in den Querprofilen korrekt darzustellen. Einschränkungen gab es jedoch beim Auftreten von dreidimensionalen Strömungseffekten.

Durch Verwendung unterschiedlicher Sohllagen als Anfangsbedingungen für die kalibrierten hydromorphologischen Simulationsläufe wurde die Sensitivität der Ergebnisse in Bezug auf diese Anfangsbedingungen analysiert. Die unterschiedlichen Anfangssohllagen führten fast ausschließlich nur zu geringen Unterschieden der berechneten Wasserspiegellagen im Bereich von wenigen Zentimetern.

Die Einzelmodelle ermöglichten die Erstellung eines Längstransportprofils entlang der insgesamt 209 modellierten Kilometer. Dieses Transportprofil stellte die Sedimentkonnektivität zwischen aufeinanderfolgenden Staustufen sicher und bestätigte, dass die Abschnitte unterstrom von Kraftwerken/Wehren bis zu den Stauwurzeln des Unterliegers anfällig für Erosionsprozesse sind. Entlang dieser Abschnitte nahm der Sedimenttransport zu, bis die Geschwindigkeitsabnahme in der unterhalb liegenden Stauanlage zur Ablagerung von Material führte. Die am unteren Inn gelegenen Stauräume Ering-Frauenstein, Eggfing-Obernberg und Passau-Ingling zeigten dabei einen geringeren Unterschied zwischen den Abschnitten ober- und unterhalb der Stauwurzel als die Anlagen am oberen Inn.

Mit den entwickelten Modellen konnten entlang des Inns jene Bereiche identifiziert werden, entlang derer sich Sedimente in den Auenbereichen ablagern. Die Stauräume mit den höchsten Materialablagerungen in den Auenbereichen sind Feldkirchen, Perach, Ering-Frauenstein, Eggfing-Obernberg, Schärding-Neuhaus und Passau-Ingling. Die in deren Auebereichen abgelagerten Volumina lagen zwischen 20.000 und 50.000 m<sup>3</sup>/Jahr (Langzeitsimulation für 2009 und 2010). Diese Stauräume sind durch große Vorländer zwischen dem Hauptgerinne und den Stauhaltungsdämmen gekennzeichnet, die bei Ereignissen mit Wiederkehrperioden zwischen 5 und 100 Jahren überflutet werden.

Die Analyse des Abschnitts zwischen den Kraftwerken Neuötting (Fkm 91,1) und Stammham (Fkm 75,4) ermöglichte den Vergleich zwischen dem morphodynamischen Verhalten vor und nach dem Bau des Kraftwerks Perach (Fkm 83,0) im Jahr 1977. Diese Fallstudie zeigte, dass die zusammen mit den Wasserkraftwerken errichteten Stauhaltungsdämme die Sedimentablagerungen in den Überflutungsflächen das Volumen des abgelagerten Materials bei der Simulation des Ereignisses von 2005 von 105.000 m<sup>3</sup> auf 22.000 m<sup>3</sup> und bei der Simulation des Ereignisses von 1974 von 41.000 m<sup>3</sup> auf 3.500 m<sup>3</sup> deutlich reduzierten. Darüber hinaus beeinflusste der Bau des Kraftwerks Perach Sedimentablagerungen und Erosionsprozesse stromabwärts. Diese Effekte wirkten sich auf das Sedimentablagerungsmuster in den dortigen Auen aus und reduzierten auch dort das Sedimentationsvolumen. Der Anteil der Ablagerungen im Auenbereich unterhalb des Kraftwerks Perach vom jeweils gesamten abgelagerten Sedimentvolumen wurde durch den Bau von 40 % auf 15 % reduziert. Diese Erkenntnisse können auch

auf Standorte übertragen werden, an denen neue Staustufen am bereits ausgebauten Inn gebaut wurden.

Ausuferungen, die die Ablagerung von Feststoffen in den Auen verursachen, kann durch eine Erhöhung der Sedimentspeicherkapazität der Stauräume begegnet werden, d.h. durch eine Eintiefung der Sohle. In Rahmen dieses Teilprojekts wurde auch die Wirksamkeit von Buhnen und verschiedener Spülschemata verglichen. Im Fallbeispiel des Stauraums Feldkirchen führten die Simulationen mit Buhnen zwar zu einer signifikanten Erosion innerhalb deren Wirkungsbereich. Jedoch gab es keine markanten Auswirkungen der Buhnen auf das Gesamtvolumen des transportierten Sediments. Dabei stiegen die Wasserstände stromaufwärts der Buhnen infolge des Rückstaueffekts um bis zu 0,2 m an, was dort wiederum zu einer leichten Erhöhung der in den Auen abgelagerten Sedimentfrachten führte.

Ebenfalls wurde die Absenkung des Stauziels für Spülungen analysiert. So konnte für den Stauraum Nußdorf gezeigt werden, dass die Spülfracht während eines HQ<sub>10</sub>- und HQ<sub>100</sub>-Ereignisses bei einer zusätzlichen Absenkung um 0,50 m gegenüber dem in der WBO definierten Absenkziel zwischen 25 % und 42 % erhöht werden kann, wobei die Ablagerungen am Beginn des unterhalb liegenden Stauraums Rosenheim maximal 0,5 m betragen. Das ausgespülte Material verursacht dabei keinen nennenswerten Anstieg der Wasserspiegel beim Unterlieger (0,05 – 0,20 m in den obersten 0,5 km des Stauraums). Darüber hinaus zeigten die simulierten Spülszenarien, dass bei Spitzenabflüssen die maximalen Wasserstände im Stauraum Nußdorf bis zu 0,30 m reduziert werden können.

Schließlich zeigte sich für die in Teilprojekt C zur Scheitelreduzierung bei Hochwasser untersuchte Vorabsenkung des Stauraums Ering-Frauenstein, dass sich die daraus resultierende Sedimentmobilisierung hauptsächlich auf das Hauptgerinne des Flusses auswirkt. Die seitlichen Auen erfahren keine zusätzliche Sedimentation.

Hinsichtlich der Ablagerungen von Sediment in den potentiellen Flutpoldern wurden die 2D-Modelle optimiert, um die eingeschränkte Aussagekraft tiefengemittelter 2D-Flachwassermodele im Bereich des Flutpolder-Einlaufbauwerks zu korrigieren. Die über die Ablagerungsfläche gemittelte Höhe der Sedimentablagerungen in den untersuchten Poldern bei Feldkirchen, Wasserburg und Ering-Frauenstein lag für einen Füllungsvorgang zwischen 10 und 20 mm, jedoch gab es große Unterschiede bei den Ablagerungen im Nahfeld- und Fernfeldbereich des Flutpoldereinlaufs. Die Ablagerungen im Großteil des Poldergebietes wiesen lediglich Höhen von 1 bis 2 mm auf.



Nach den Modellrechnungen zu den Auswirkungen des Flutpolderbetriebs auf das Hauptgerinne des Inns kann sich eine Erhöhung der Sedimentation im Bereich stromabwärts der Poldereinlaufbauwerke ergeben.

## 7. Teilprojekt F: Transportvorgänge in Stauräumen

### 7.1. Einführung

In Teilprojekt F wurde ein neuer hybrider Ansatz verfolgt, um den Herausforderungen der physikalischen und numerischen Modellierung von Flusstauräumen mit kohäsionslosen Feinsandablagerungen zu begegnen. Der feine Sand in den Stauräumen des bayerischen Inns ist hochmobil und dadurch bei Hochwasser schnell und umfangreich in Bewegung. Die Aufzeichnung von Sohllagen während eines Hochwasserereignisses ist nicht nur wegen der Mobilität des Sandes schwierig, sondern auch aus Sicherheitsgründen heikel; Informationen über die Sohllagen in den Stauräumen während Hochwasser liegen deshalb nicht vor.

Um die dynamischen hydro-morphologischen Prozesse in solchen Flusstauräumen während Hochwasser dennoch untersuchen und mit wissenschaftlicher Genauigkeit analysieren zu können, wurde an der Versuchsanstalt Oberrach ein großskaliger physikalischer Versuchstand eingerichtet und als sogenannter Laborversuch dynamisch betrieben. Es waren darin zwei verschiedene, für die Staustufen am bayerischen Inn charakteristische, idealisierte Stauräume nachgebildet – Modellähnlichkeit für die morphologischen Prozesse konnte im Sinne der Ähnlichkeitsgesetze dabei jedoch aufgrund des Feinsandes in den Innstauräumen nicht hergestellt werden. Die in den oberen Sohlschichten der Innstauräume abgelagerten Fein- und Mittelsande waren aufgrund ihrer geringen Korngröße nicht ohne Einschränkungen in ein dynamisch ähnliches Modell übertragbar und mit vertretbarem finanziellem Aufwand konnte kein geeignetes Ersatzmaterial zur ähnlichen Abbildung in einem klassischen physikalischen Modell beschafft werden. Abgesehen von der Beschaffung wären mit einem solchen Material die vorgesehenen Arbeiten ohne weitere umfassende Modifikationen des Versuchstands nicht durchführbar gewesen. Für die durchgeführten Laborversuche kann deshalb keine direkte Übertragbarkeit der Ergebnisse auf den Inn gewährleistet werden. Die auf diese Weise durchgeführten Versuche dienten vielmehr dem Erkenntnisgewinn über dynamische Sohlumlagerungsprozesse während Hochwasser in Flusstauräumen mit hochmobilem Sohlmaterial im Allgemeinen und der Überprüfung von numerischen Programmen bei der Vorhersage ebensolcher Prozesse im Speziellen.

Die in den Laborversuchen abgebildeten Stauräume basierten auf einer umfassenden Parameterstudie von 15 Staustufen entlang des bayerischen Inns und waren so konzipiert, dass anhand der zwei abgeleiteten Stauraumkonfigurationen „gerade“ und „gekrümmt“ die hydraulischen und morphologischen Gegebenheiten in den Innstauräumen so ähnlich wie möglich nachgebildet wurden. Abgesehen vom Korndurchmesser des verwendeten Ersatzmaterials

waren alle anderen Parameter ähnlich zu den realen Innstauräumen skaliert, um weiterhin die dort maßgeblichen Transportprozesse abzubilden. Eine quantitative Übertragbarkeit der Ergebnisse war auf diese Weise jedoch nicht mehr gegeben und Verallgemeinerungen von Erkenntnissen aus dem physikalischen Laborversuch für die hydro-morphologischen Prozesse in den Stauräumen des bayerischen Inns sind nur eingeschränkt möglich.

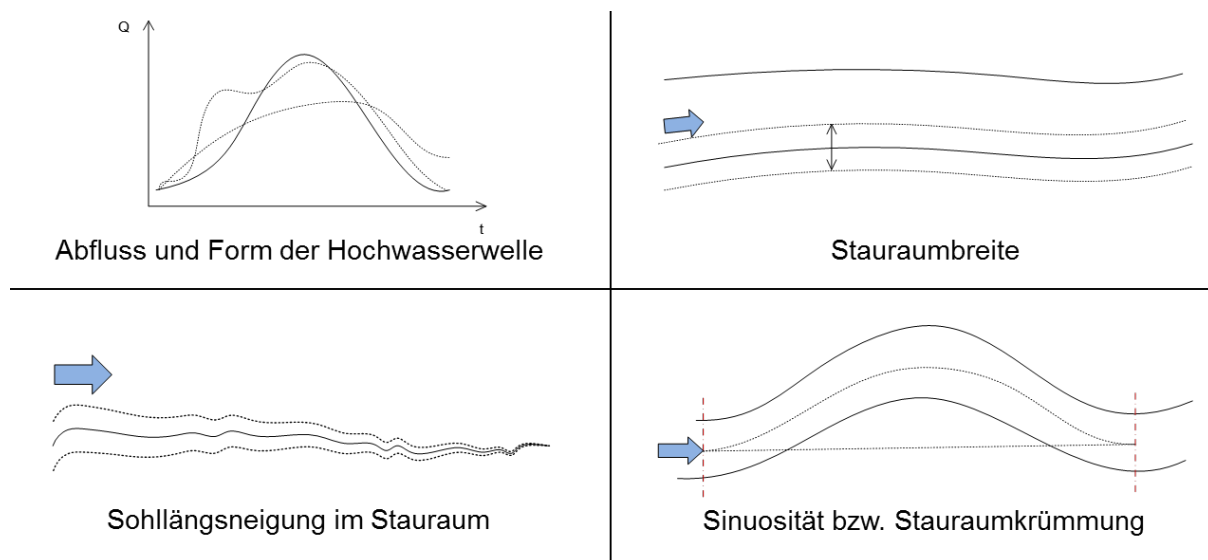
Die Versuchsergebnisse wurden deshalb genutzt, um Erkenntnisse über die Dynamik von Sohlentwicklungsvorgängen und deren Einfluss auf den Wasserspiegel bei variablen Versuchsbedingungen im Laborumfeld zu gewinnen und diese dann zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit von hydro-morphodynamischen numerischen Programmen bei der Berechnung ebendieser Vorgänge zu verwenden. Zum Einsatz kamen die Programme HYDRO\_AS-2D mit HYDRO\_FT-2D sowie TELEMAC-2D und TELEMAC-3D mit SISYPHE, die üblicherweise aufgrund der beschriebenen Probleme bei der Aufzeichnung von Messdaten während Hochwasser mit wenig hochwertigen Datensätzen zur Kalibrierung und Validierung eingesetzt werden. In den physikalischen Laborversuchen wurden hierzu Sohlveränderungen in den Laborstauräumen unter hydraulisch stationären und instationären Bedingungen sowie deren Einfluss auf die Hochwasserabfuhr untersucht und mit aufwändiger Messtechnik detailliert vermessen. Die Resultate dieser Versuche dienten dann als Eingangs- und Referenzwerte für Berechnungen mit den genannten numerischen Programmen.

## 7.2. Erstellung des physikalischen Versuchsstands

Die Grundlage für die Erstellung des physikalischen Versuchsstands und somit auch für die Datensätze, mit deren Hilfe die numerischen Untersuchungen des Teilprojekts F bewertet werden sollten, lieferte eine breite Untersuchung der Staustufen und ihrer Eigenschaften. Anhand einer Parameterstudie, die alle Staustufen im Untersuchungsgebiet analysierte, wurden charakteristische Eigenschaften identifiziert, die für die hydro-morphologischen Vorgänge in den Innstauräumen maßgeblich sind und daraus zwei idealisierte, für den Inn charakteristische Stauräume für den physikalischen Laborversuch abgeleitet.

Methoden der statistischen Datenanalyse wurden eingesetzt, um die für das Strömungsgeschehen in den Innstauräumen charakteristischen Parameter möglichst objektiv auf ihre Gemeinsamkeiten hin zu überprüfen. Das eigentliche Ziel, die Anzahl der Varianten in den physikalischen und numerischen Untersuchungen durch wenige statistisch relevante Parameter beziehungsweise Parameter-Cluster zu reduzieren, konnte auf diesem Weg jedoch nicht erreicht werden. Heterogenität in vielen Parametern und eine zu geringe Anzahl an Stichproben (hier: 15 Stauräume) führten zu Unsicherheiten bereits während der Datenanalyse. Es wird deshalb in diesem Kurzbericht nicht weiter auf diese Ergebnisse eingegangen.

In einem ingenieurmäßigen Ansatz, bei dem neben objektiven Kriterien auch Fachkenntnisse und Expertenwissen in die Parameterstudie einfließen, wurden ausgewählte physikalische Größen als Leitparameter für die Versuche definiert, von denen gemeinhin der größte Einfluss auf das Transportgeschehen zu erwarten war. Es wurden vier sogenannte Leitparameter identifiziert, anhand derer die Staustufen unterschieden und kategorisiert wurden (siehe Abbildung 112).



**Abbildung 112: Leitparameter für den physikalischen Laborversuch**

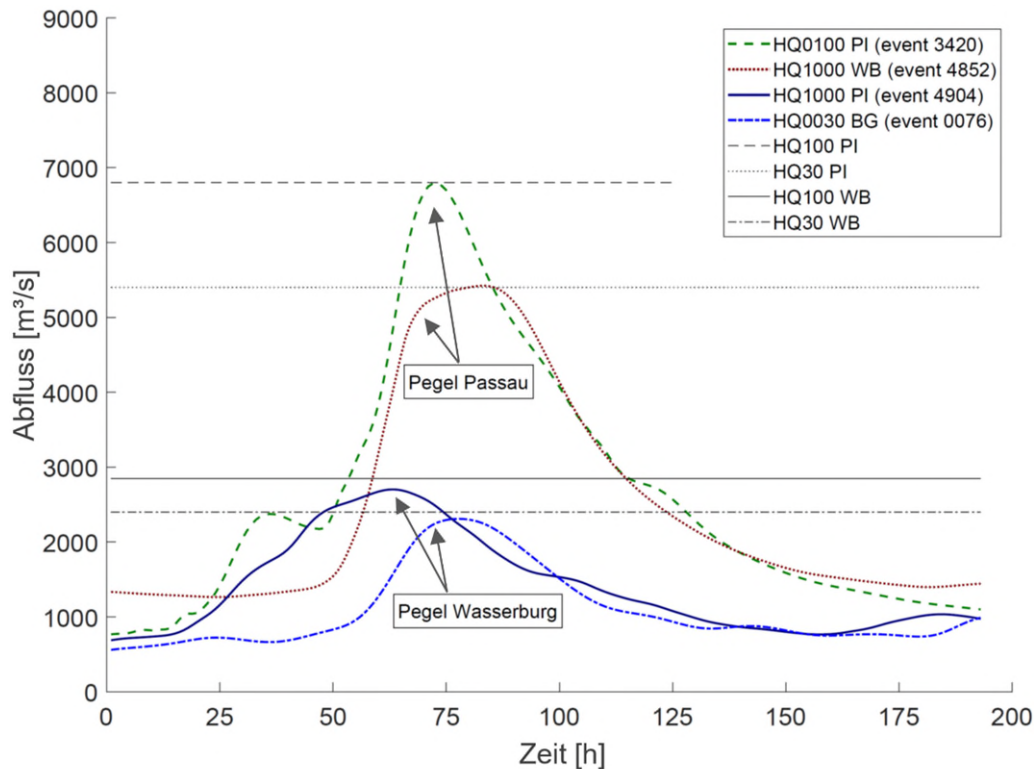
In Tabelle 21 sind Informationen über die sogenannten geometrischen Leitparameter „Stauraumbreite“, „Stauraumkrümmung“ und „Sohlängsneigung“ für alle betrachteten Stauräume zusammengestellt. Mit Blick auf die hydro-morphologischen Prozesse in den Stauräumen wurde für die angestrebten Untersuchungsziele die Flusskrümmung in den unteren 3 km vor der Flusssperre als primäres Unterscheidungsmerkmal der Stauräume identifiziert und daraus zwei Stauraumkonfigurationen abgeleitet, die im physikalischen Versuch untersucht werden sollten: ein gerader und ein gekrümmter Stauraum.

**Tabelle 21: Geometrische Leitparameter der Innstauräume**

Staustufe	Mittlere Breite		Mittlere Krümmung				Mittleres Längsgefälle					
	gewichtete mittl. Breite [m]	Std-Abw. je gew. mi. Breite [%]	mittl. Krümmung [km/km]	Mittelwert- abweichung [%]	Krümmung untere 3km [km/km]	Mittelwert- abweichung [%]	Länge mit Stau einfluss [km]	maßg. mittl. Gefälle, akt. [%]	Mittelwert- abweichung [%]	maßg. mittl. Gefälle, Ur [%]	Mittelwert- abweichung [%]	
oberer Inn	GOE	104	15	1.30	9	1.01	9	7.4	0.11	67	0.90	5
	GNU	117	18	1.02	15	1.01	9	8.6	0.17	48	0.91	6
	IRI	151	8	1.01	16	1.01	8	4.4	0.34	5	0.79	7
	IFE	180	28	1.03	14	1.03	6	8.8	0.28	14	0.90	5
	IWG	198	20	1.09	9	1.04	6	8.6	0.21	35	0.58	33
	ITK	154	15	1.32	10	1.35	23	8.6	0.42	29	0.91	6
	IGI	159	12	1.43	20	1.30	18	7.0	0.39	18	0.83	2
	INO	139	26	1.02	15	1.01	8	8.2	0.14	57	0.48	44
	ICH	127	13	1.06	11	1.06	3	1.8	0.43	30	0.80	6
	ITM	185	18	1.17	2	1.15	4	4.2	0.55	66	1.32	55
	Mittelwert	151		1.14		1.10		6.8	0.30		0.84	
	Std-Abw.	31		0.15		0.13		2.4	0.14		0.22	
unterer Inn	GBS	300	21	1.27	15	1.01	3	12.8	0.44	35	0.76	15
	GEF	315	43	1.03	6	1.01	3	5.6	0.99	48	1.38	55
	GEO	503	33	1.04	6	1.00	3	7.0	0.88	31	1.00	13
	GSN	319	18	1.06	4	1.02	2	11.2	0.18	73	0.11	87
	GPI	227	31	1.11	1	1.14	10	5.2	0.86	29	1.19	34
		Mittelwert	333		1.10		1.03		8.4	0.67		0.89
	Std-Abw.	102		0.10		0.06		3.4	0.35		0.49	
Inn	Mittelwert	212		1.13		1.08		7.3	0.43		0.86	
	Std-Abw.	107		0.14		0.11		2.8	0.28		0.32	

Für den vierten Leitparameter „Abfluss und Form der Hochwasserwelle“ wurden die in den Teilprojekten A und B als maßgeblich identifizierten Hochwasserereignisse ausgewertet. Grundlage für die Auswahl dieser zwölf Wellen je Bezugspegel war, dass die Ereignisse jeweils einem HQ<sub>30</sub>, HQ<sub>100</sub>, HQ<sub>300</sub> und HQ<sub>1.000</sub> an einem der Pegel Wasserburg (WB), Passau-Ingling (PI) und Burghausen (BG) entsprechen. Bei der Auswahl der vier Wellen für den Laborversuch sollten möglichst alle mit den Eigenschaften einer Welle verbundenen Prozesse erfasst werden und die variierenden Charakteristika der insgesamt 24 analysierten Wellen (nur für die Pegel WB und PI) bestmöglich wiedergeben. Insbesondere, weil im Laborversuch alle Wellen mit derselben Stauraum- und Wehrgeometrie untersucht wurden, lag bei der Wellenauswahl besonderes Augenmerk auf der Wellenform. Abbildung 113 zeigt diese Auswahl grafisch.

Die beiden höheren Wellen in Abbildung 113 waren Ereignisse am Pegel Passau-Ingling, die beiden niedrigeren Wellen Ereignisse am Pegel Wasserburg. Die beispielhaft ausgewählte Bezeichnung „HQ1000 WB (event 4852)“ in der Legende von Abbildung 113 beschreibt ein Hochwasserereignis am Pegel PI, das am Pegel WB eine Jährlichkeit von 1.000 hat und in Teilprojekt A als Ereignis mit Nummer 4852 definiert wurde. Am Pegel PI erzeugt dieses Ereignis eine Ganglinie mit einer Jährlichkeit von etwa 30 (grau gepunktete Linie). Das Ereignis „HQ0030BG (event 0076)“ entspricht sowohl am Pegel Burghausen als auch am Pegel Wasserburg einem 30-jährlichen Ereignis.

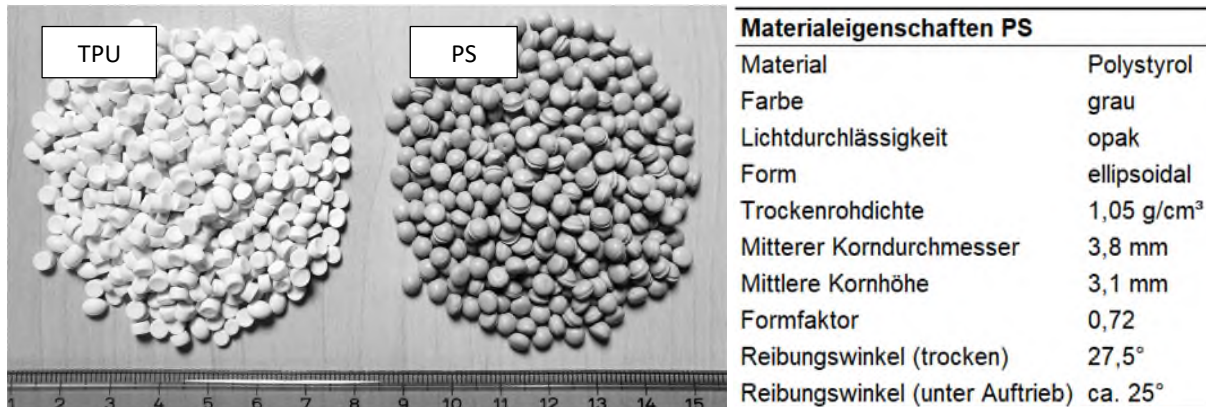


**Abbildung 113: Wellenauswahl für den Laborversuch**

Eine große Herausforderung bei der Erstellung des physikalischen Versuchsstands war der geringe mittlere Korndurchmesser, der sich in allen Stauräumen gleichermaßen für den in der oberen Sohlschicht abgelagerten und für den Sohltransport maßgeblichen Sand um Werte von etwa 0,2 - 0,3 mm bewegte. Limitationen bei der Konzeption und der Erstellung physikalischer Modelle im Allgemeinen sowie den projektspezifischen Anforderungen im Speziellen verhin-derten es, für die Stauräume im Untersuchungsgebiet einen Versuch unter Einhaltung dyna-mischer Ähnlichkeit aufzubauen und eine direkte Übertragbarkeit von Messergebnissen des Versuchs auf den Inn zu ermöglichen.

Trotz intensiver Marktrecherche und vielen Voruntersuchungen war es mit vertretbarem finan-ziellen Aufwand nicht möglich, ein Ersatzmaterial mit so leichten, kleinen Körnern einzusetzen, das alle Bedingungen der Ähnlichkeitstheorie erfüllt hätte. Als Sohlmaterial kam deshalb ein industriell hergestelltes, recyceltes Kunststoffgranulat aus Polystyrol (PS) mit mittlerem Korn-durchmesser von 3,8 mm zum Einsatz. Bei einem maßgeblichen Korndurchmesser des Na-turmaterials von 0,3 mm in den Stauräumen wäre jedoch ein Korndurchmesser des PS-Gra-nulats von ungefähr 1 mm benötigt worden. Abgesehen von der Beschaffung wären mit einem solchen Material die vorgesehenen Arbeiten ohne weitere umfassende Modifikationen des

Versuchsstands nicht durchführbar gewesen. Abbildung 114 zeigt das verwendete PS-Granulat mit seinen Materialeigenschaften sowie ein nach Vorversuchen in der Frühphase von Teilprojekt F nicht weiter verwendetes Granulat aus thermoplastischem Polyurethan (TPU).



**Abbildung 114: Verwendete Kunststoffgranulate (links), Materialeigenschaften PS-Granulat (rechts)**

Die Laborversuche wurden so durchgeführt, dass für die Vergleichsberechnungen mit den numerischen Modellen hochwertige und umfassende Datensätze erzeugt werden konnten. Die Stauräume in den physikalischen Versuchen sollten dabei so ähnlich wie möglich zu den Stauräumen am Inn sein, um weiterhin die dort maßgeblichen Transportprozesse abzubilden, weshalb auch an einer Durchführung der Untersuchungen im großen Maßstab festgehalten wurde: Ein Längenmaßstab von 1:40 wurde gewählt und mit ihm alle relevanten Parameter umgerechnet, abgesehen vom Sediment. Um möglichen Missverständnissen aufgrund der Begrifflichkeit vorzubeugen, wird in Teilprojekt F nicht von einem physikalischen Modellversuch gesprochen, sondern von einem physikalischen Laborversuch.

Die Versuchsanstalt Obernach (VAO) verfügt über einen 110 m langen und 8 m breiten flussmorphologischen Versuchsstand, die sogenannte Folienhalle. Deren Infrastruktur wurde zur Vorbereitung der Laborversuche umfangreich erweitert: Der bisher mit natürlichem Isarwasser betriebene Versuchsstand wurde für Kreislaufbetrieb umgerüstet und ein 750 m<sup>3</sup> fassender Wasserkeller zusammen mit einer 90 kW-Tauchpumpe installiert. Das zur Sohlvermessung im Versuchsbetrieb eingesetzte Messverfahren mittels terrestrischem Laserscanning benötigte dauerhaft klares Versuchswasser, was für das bei der Wassertrübung starken Schwankungen unterworfenen Isarwasser nicht sichergestellt werden konnte.

Nach umfangreichen Entwicklungs- und Optimierungsarbeiten an allen Komponenten des Versuchsstands sowie der messtechnischen Infrastruktur stand für die physikalischen Untersuchungen zum hydro-morphologischen Geschehen in den Laborstauräumen mit ihren sehr hohen Anforderungen an die Versuchsdurchführung, Datenerfassung und Messgenauigkeit ein

ideal angepasster Versuchsstand zur Verfügung, der nach dem Wissen der Autoren in dieser Form weltweit einmalig ist. Abbildung 115 erläutert diesen Versuchsstand anhand eines schematischen Längsschnitts: Die Fließrichtung dort ist von links nach rechts, der Wasserspiegel ist blau und die bewegliche Sohle braun dargestellt. Tabelle 22 dient der Erläuterung der Ziffern aus Abbildung 115. Für die Untersuchungen am gekrümmten Stauraum wurde außer der Geometrie des Flusslaufs und der Position zweier Druckpegelsonden nichts am hier vorgestellten Versuchsschema verändert.

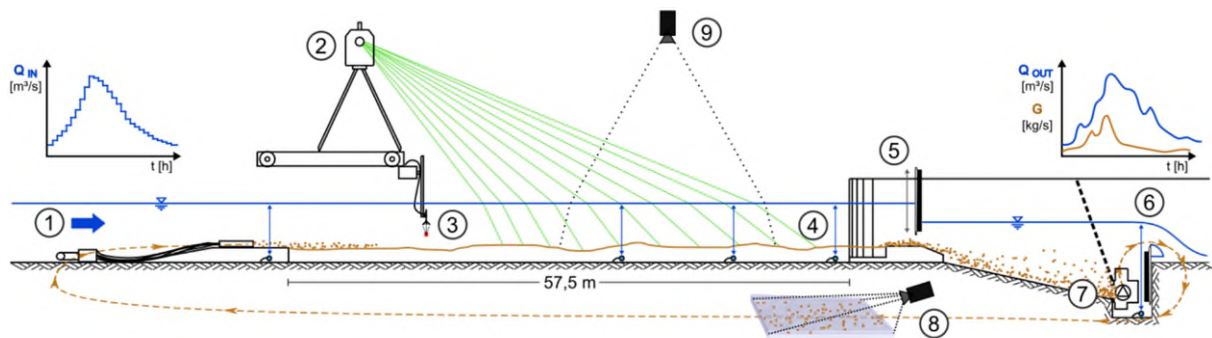


Abbildung 115: Schematischer Längsschnitt durch den physikalischen Versuchsstand

Tabelle 22: Erläuterungen zum schematischen Längsschnitt durch den physikalischen Versuchsstand

#	Bezeichnung
1	Zuflussregelung und Sedimentzugabe
2	Sohlvermessung mittels Laserscanning
3	Geschwindigkeitsmessung mittels ADV
4	Wasserspiegelüberwachung mittels Druckpegelsonden
5	Stauregelung mittels automatischer Schützregulierung
6	Abflusskontrolle über Messwehr
7	Sedimentrezirkulation
8	Sedimenttransportmessung
9	Deckenkamera für Verlaufskontrolle

Abbildung 116 zeigt den gesamten Versuchsstand in drei unterschiedlichen Zuständen: Zunächst den geraden Stauraum trocken mit eben abgezogener Sohle vor Versuchsbeginn, dann denselben Stauraum im laufenden Betrieb und abschließend den gekrümmten Stauraum mit vollentwickelten Sohlstrukturen nach Versuchsende. In Abbildung 117 sind die drei untersuchten Pegelstände des Referenzpegels für die Stauregelung im Laborstauraum gezeigt (blaue Linien), zusammen mit den jeweiligen Stauraumbreiten an der Wasseroberfläche sowie der Ausgangslage der Sohle vor Versuchsbeginn (braune Linie). Die Kote 00,00 entsprach der Höhe des Zugabepodests oberstrom des Stauraums (vgl. Abbildung 115), von dem aus rezirkuliertes Sediment in den Stauraum eingespült wurde, sowie der Höhe des Wehrbodens am



Ende des Stauriums: auf diese Höhe wurde die Sohle für alle Versuche als Anfangszustand eben und ohne Längsneigung abgezogen.

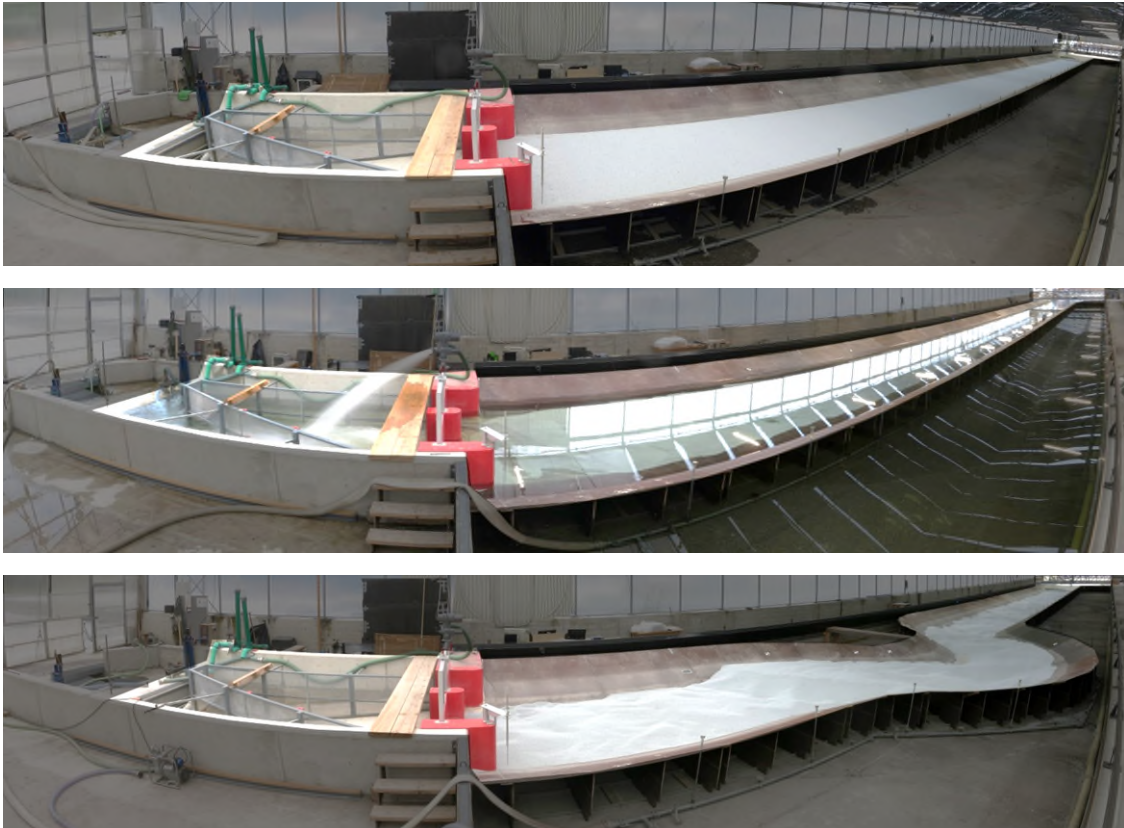


Abbildung 116: Ansichten Versuchsstand: „Gerader Stauraum“ vor Versuchsbeginn (oben), „Gerader Stauraum“ während Betrieb (Mitte), „Gekrümmter Stauraum“ nach Versuchsende (unten)

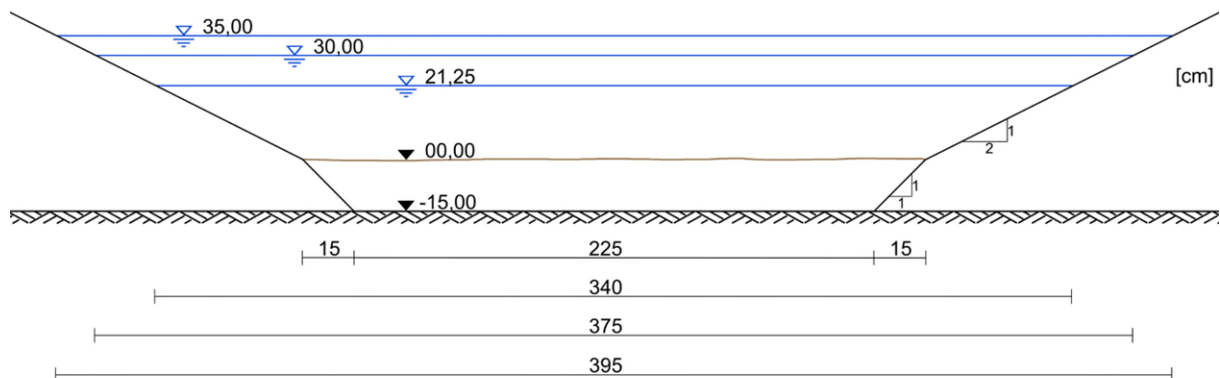


Abbildung 117: Querschnitt durch den Stauraum mit Ausgangssohlhöhe und drei untersuchten Pegelständen, schematisch

Die Mächtigkeit der erodierbaren Granulatsohle zu Versuchsbeginn war auf 15 cm festgelegt. Für die Übertragung der Hydraulik auf die Stauräume im Laborversuch wurde der (breiten-)

spezifische Abfluss in den jeweiligen Stauräumen, für die auch die Naturdaten vorlagen, verwendet und damit der Gesamtabfluss für die Versuche entsprechend der vorhandenen Stauraubreite umgerechnet.

### 7.3. Entwicklung von Mess- und Steuertechnik

Zur Durchführung der Laborversuche waren maßgebliche Eigenentwicklungen für den Betrieb des physikalischen Versuchsstands und die Messdatenerfassung erforderlich, da die Bewältigung der Mess- und Steueraufgaben nicht alleine mit konventionellen, am Markt verfügbaren Lösungen möglich war. Es wurden deshalb eigene Lösungen entwickelt, am Versuchsstand implementiert und während der Laborversuche erfolgreich eingesetzt.

#### Steuerung des Versuchsstands:

Aufgrund der großen Abmessungen des Versuchsstands und der Vielzahl an verschiedenen (Mess-) Daten, die gleichzeitig an mehreren Orten entlang des Laborstauraums aufgenommen oder verarbeitet wurden, war eine weitgehende Automatisierung der Steuerung des Versuchsstands erforderlich. Dies wurde mit einem modularen, mobil ansteuerbaren, drahtlosen Sensornetzwerk umgesetzt, das große Flexibilität bei Anpassungen der Versuchsinfrastruktur und in der Handhabung der Datenverarbeitung ermöglichte. Eine besondere Herausforderung stellte das Zusammenspiel von Zufluss- und Stauregelung dar, bei dem sich die träge Reaktion des großen Wasservolumens im Versuchsstand und die verhältnismäßig kurzfristigen Veränderungen der Zuflussregelung im Ablauf einer Hochwasserganglinie gegenüberstanden.

#### Sohlvermessung mittels Laserscanning:

Folgende Anforderungen wurden an das Messverfahren gestellt, mit dem die Sohltopografie des physikalischen Versuchs dreidimensional erfasst werden sollte:

- Messung der Sohltopografie im laufenden Betrieb (also unter Wasser),
- berührungslose Messung, um die Strömung nicht zu beeinträchtigen,
- möglichst schnelle, flächige Erfassung der Sohle,
- möglichst hohe räumliche Auflösung.

Hierfür wurde ein Messverfahren entwickelt, bei dem ein handelsüblicher terrestrischer Laserscanner (Puls-Laufzeit-Laserscanner im sichtbaren grünen Wellenlängenbereich bei 532 nm) während des Versuchsbetriebs durch die Wasseroberfläche misst, um bei strömenden Abflussbedingungen die Flusssohle des wassergefüllten Stauraums flächig zu vermessen. Eine Messung dauerte wenige Minuten, abhängig von der Größe des zu scannenden Sohlabschnitts und der dabei gewünschten Messpunktdichte. Die erzeugten Punktwolken, die durch

Brechung an der Wasseroberfläche und Rückstreuung unter Wasser verzerrt waren, wurden durch ein kalibriertes Postprocessing entzerrt und Störungen eliminiert, sodass Messgenauigkeiten der Einzelmessungen bei Fließtiefen bis zu 0,9 m im Bereich der Kornrauheit erreicht wurden. Für Details und ergänzende Untersuchungen wird auf Schlagenhauser et al. (aktuell im Reviewprozess) verwiesen.

#### Sedimenttransportmessung:

Aus dem Stauraum ausgetragenes Granulat wurde vom unterstrom des Stauwehrs gelegenen Sedimentfang über eine Rohrleitung außerhalb des Laborstauraums nach oberstrom gepumpt und dort wieder in den Stauraum eingespült. Auf dem Weg passierte das Granulat-Wassergemisch eine Messstelle, an der mit Hilfe eines kameraoptischen Grauwertabgleichs aus den Einzelbildern einer mit hoher Frequenz aufzeichnenden, handelsüblichen Industriekamera erst die Konzentration des Granulats in der Flüssigkeit zum diskreten Zeitpunkt bestimmt und daraus die Transportrate abgeleitet wurden. Dieses vergleichsweise kostengünstige Verfahren zur kontinuierlichen Verlaufskontrolle des Sedimentaustrags aus dem Laborstauraum hatte einen Messfehler von unter 5 % der Gesamtfracht und war in der Lage, auch hohe und stark schwankende Transportraten zuverlässig zu quantifizieren. Für das genaue Vorgehen bei der Kalibrierung des Grauwertabgleichs sowie zur Funktionsweise des Messverfahrens im Allgemeinen wird auf Schäfer et al. (2019) verwiesen.

#### Fließgeschwindigkeitsmessung:

Zur Messung von Fließgeschwindigkeiten im Stauraum wurden zwei ADV-Sonden (Acoustic Doppler Velocimetry) genutzt. Sie waren höhenverstellbar an einem Messwagen installiert, mit dem jede Position im Stauraum angefahren werden konnte. Über eine automatisierte Steuerung konnten in einem Raster vordefinierter Messpunkte Geschwindigkeits-Querprofile erzeugt werden. Eine der beiden ADV-Sonden maß dabei die über die Vertikale als mittlere angenommene Fließgeschwindigkeit in einer festen Distanz unterhalb des Wasserspiegels, der während aller Versuche mittels Stauregelung konstant gehalten wurde. Die zweite ADV-Sonde wurde für sohlnahe Geschwindigkeitsmessungen genutzt und musste in der Höhe variiert werden, um bei jeder Messung etwa denselben Abstand zur permanent in Bewegung befindlichen Sohle zu haben. Um diese Positionierung zuverlässig und kontinuierlich vorzunehmen, wurde ihre Höhe über der Sohle mit Hilfe einer berührungslosen Laserdistanzmessung zwischen jeder Einzelmessung überprüft und automatisch nachjustiert.

## 7.4. Durchführung des physikalischen Laborversuchs

In den Laborversuchen sollte ein möglichst breites Spektrum an hydro-morphologischen Zuständen in den Laborstauräumen erzeugt und vermessen werden. Dazu wurde stufenweise in drei Versuchsphasen vorgegangen: Zunächst wurde Verständnis über die morphologischen Prozesse erarbeitet, um im Anschluss daran Effekte variierender hydraulischer Bedingungen zu analysieren, die über die zuvor erläuterten Hochwasserwellen für den Laborversuch erzeugt wurden. Zuletzt wurde der Einfluss der Stauraumkrümmung bewertet.

### Phase 1: stationär

Versuche im geraden Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

### Phase 2: instationär (Ganglinien)

Versuche im geraden Stauraum mit Hochwasserwellen bei Stauzielregelung

### Phase 3: stationär

Versuche im gekrümmten Stauraum mit konstanten hydraulischen Bedingungen

In Abbildung 118 werden alle acht in Phase 2 abgefahren Ganglinien gezeigt. Der zeitliche Abstand zwischen zwei Abflussstufen der Zuflussregelung betrug circa 4:45 min, entsprechend einem 30-Minuten-Intervall der Naturganglinie. Jede der vier charakteristischen Wellen war zweimal vertreten, allerdings mit unterschiedlicher Dauer. Aufgrund der unterschiedlichen Fließtiefen (je Stauraum eine minimal und eine maximal zu erwartende Fließtiefe  $H_{\min}$  und  $H_{\max}$ ) variierte auch der Transportbeginn und die Wellen wurden deshalb unterschiedlich stark auf ihren transportrelevanten Abschnitt gekürzt, um Versuchszeit einzusparen. Die insgesamt drei verschiedenen Fließtiefen (vgl. Abbildung 117), die auf die acht Ganglinien verteilt waren, sind an den unterschiedlich hohen Anfangsabflüssen zu erkennen.

- zwei blaue Linien: Stauziel 21,25 cm
- vier grüne Linien: Stauziel 30,00 cm
- zwei rote Linien: Stauziel 35,00 cm

Tabelle 23 fasst alle durchgeführten Versuche zusammen und ordnet sie nach der Höhe des stationären Abflusses (Phase 1 und 3) sowie des Scheitelabflusses (Phase 2) und der Höhe der Fließtiefe. Hellblaue Einfärbung signalisiert darin Zugehörigkeit zum oberen Inn (Ereignisse am Pegel WB) und gelb Zugehörigkeit zum unteren Inn (Ereignisse am Pegel PI). Deutlich wird hier die Überschneidung der Versuche für die Fließtiefe 0,30 m, die sowohl als  $H_{\max}$  für WB als auch als  $H_{\min}$  für PI genutzt wurde. Alle Versuche wurden mit konstanter Wasserspiegellage oder staugeregelt über den Referenzpegel P\_5rb (vgl. hierzu Abbildung 119 und

Abbildung 120 später in diesem Kapitel) 5 m oberstrom des Wehrs betrieben. Vereinfachend erfolgte in den Laborversuchen keine Steuerung entsprechend einer Wehrbetriebsordnung.

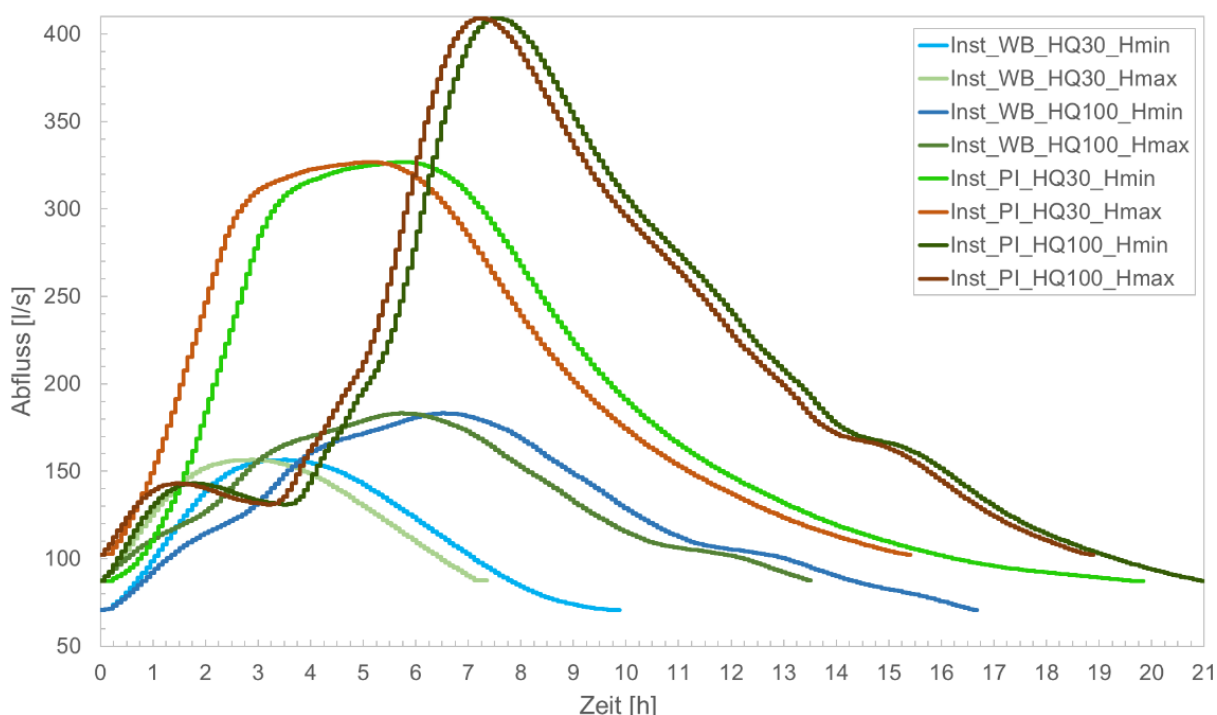


Abbildung 118: Ganglinien für die Laborversuche

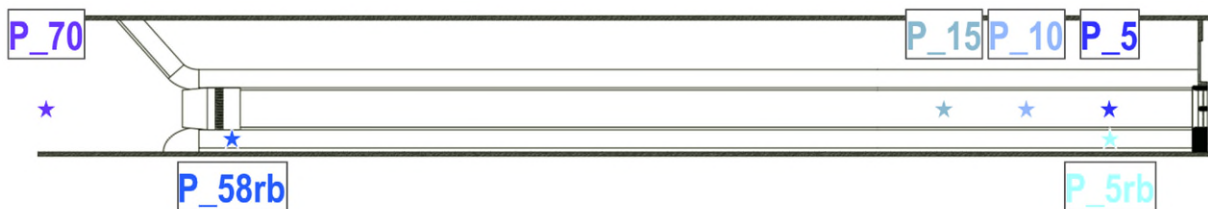
Tabelle 23: Hydraulische Zustände in den Laborversuchen im Überblick

Event	Q [l/s]	Lastfälle H [m]		
		0,2125	0,30	0,35
HQ <sub>2,WB</sub>	101,7	(1)(3)	(1)	
HQ <sub>10,WB</sub>	135,5	(1)	(1)	
HQ <sub>30,WB</sub>	162,7	(1)(2)(3)	(1)(2)	
HQ <sub>2,PI</sub>	180,8		(1)	(1)
HQ <sub>100,WB</sub>	193,2	(1)(2)	(1)(2)	
HQ <sub>300,WB</sub>	216,9	(1)(3)	(1)	
HQ <sub>10,PI</sub>	259,1		(1)	(1)
HQ <sub>30,PI</sub>	325,4		(1)(2)	(1)(2)
HQ <sub>100,PI</sub>	409,7			(1)(2)
WB		(1) = Gerader Stauraum, stationär (Phase 1)		
PI		(2) = Gerader Stauraum, Ganglinie (Phase 2)		
		(3) = Gekrümmter Stauraum, stationär (Phase 3)		

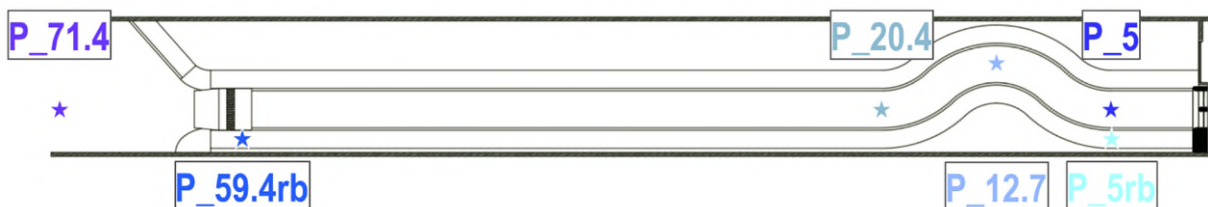
Der Ablauf aller Versuche wurde weitestgehend vereinheitlicht. Unterschiede ergaben sich hauptsächlich bei der Versuchsdauer in Abhängigkeit der erforderlichen Entwicklungsdauer für die dynamische Gleichgewichtssohle bei den stationären Versuchen und der Dauer der

Ganglinie bei den instationären Versuchen. Wann die dynamische Gleichgewichtsohle erreicht war, wurde bei laufendem Versuch anhand der Bewegungsgeschwindigkeit der Transportkörper und dem gleitenden Mittel der gemessenen Sedimenttransportrate beurteilt.

Die Lage der Druckpegel zur Messung der Wasserspiegellage wird für beide Laborstauräume in Abbildung 119 und Abbildung 120 gezeigt. Darin enthalten sind bereits die farblichen Zuordnungen der Pegel, die dann in den folgenden Ergebnisabbildungen verwendet wurden. Die verwendeten Zahlen geben den Abstand des jeweiligen Pegels vom Wehr entlang der Flussachse an. Der Zusatz „rb“ kennzeichnet Pegel, die nicht in die Sohle im Bereich der Stauraumstrecke integriert waren, sondern in Standrohre, die in die feste rechte Uferberandung eingebaut waren. Dies ermöglichte eine genauere, vom morphologischen Geschehen weniger stark beeinflusste Messung des Wasserspiegels.



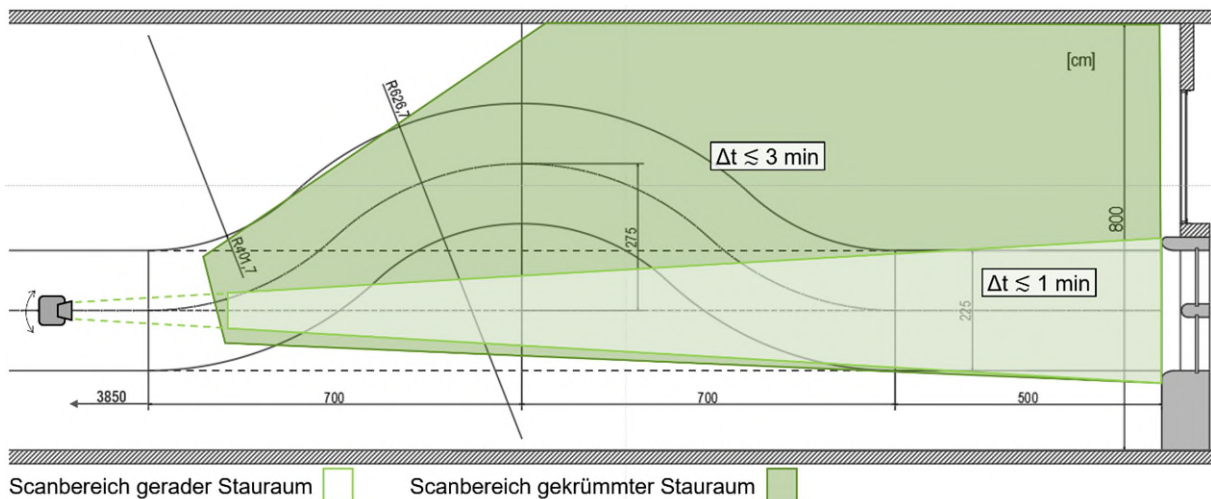
**Abbildung 119: Lage und Bezeichnung der Pegelsonden zur Wasserspiegelmessung im geraden Stauraum; Fließrichtung von links nach rechts**



**Abbildung 120: Lage und Bezeichnung der Pegelsonden zur Wasserspiegelmessung im gekrümmten Stauraum; Fließrichtung von links nach rechts**

Abbildung 121 zeigt die zur jeweiligen Stauraumgeometrie gehörenden Scanbereiche für die Sohlvermessung zusammen mit Angaben zur Messdauer des jeweiligen Sohlscans.

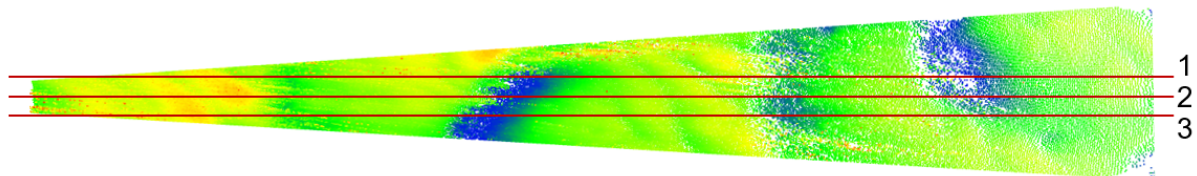
Wenn im Folgenden Abbildungen auf der Abszisse eine Referenz zur Stauraumlänge aufweisen, bezieht diese sich immer auf den Stauraummeter 0,00 am Übergang von beweglicher Sohle zum festen Wehrboden. Weiterhin beziehen sich die meisten exemplarisch gezeigten Ergebnisauswertungen auf dasselbe Versuchsszenario: WB\_HQ30\_Hmin.



**Abbildung 121: Scanbereiche für Sohlvermessung**

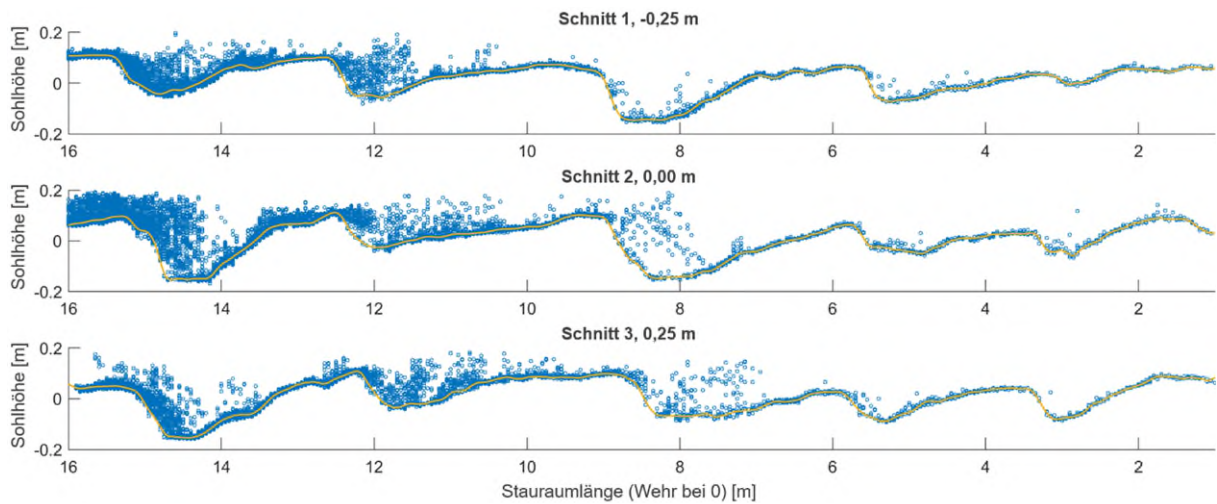
### Sohltopografie in Phase 1

Die Punktwolken der Laserscanmessungen zur Analyse der Sohltopografie wurden in drei Längsschnitten ausgewertet (siehe Abbildung 122): In der Stauraummitte (0,00 m, Nr. 2), 25 cm orografisch links davon (-0,25 m, Nr. 1) und 25 cm orografisch rechts davon (+0,25 m, Nr. 3). Auf diese Längsschnitte wird in den folgenden Abbildungen häufig Bezug genommen.



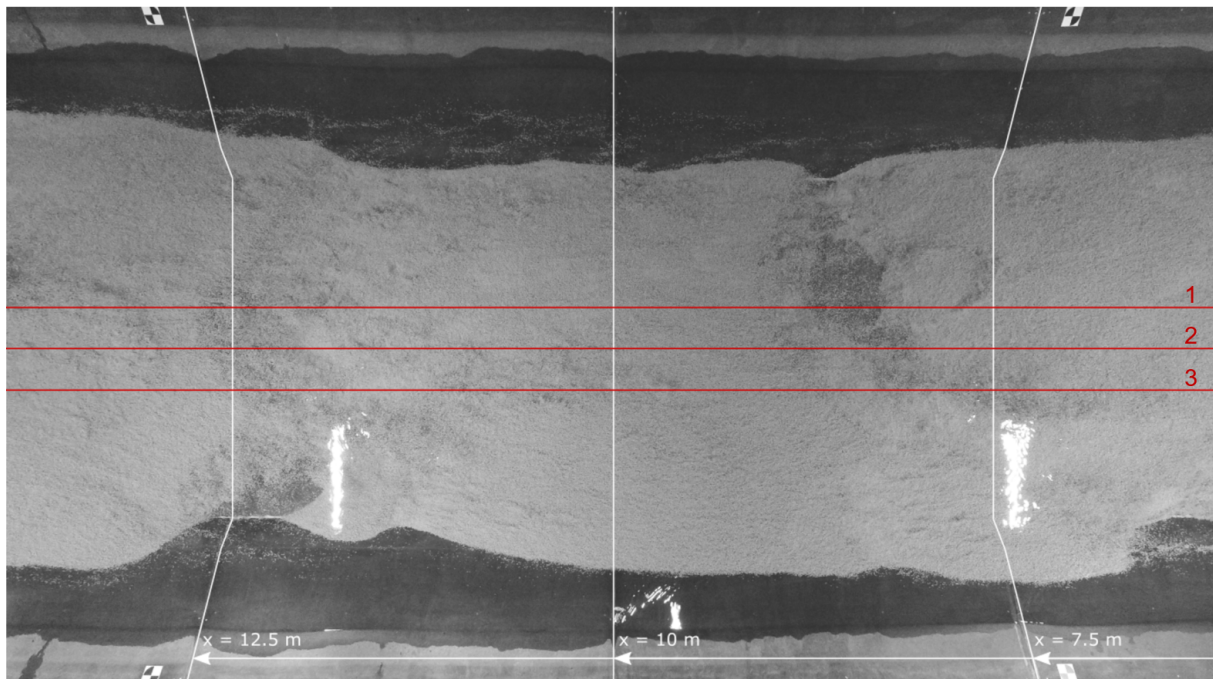
**Abbildung 122: Sohlscan mit Lage der drei ausgewerteten Längsschnitte in der Stauraummitte**

In Abbildung 123 werden die drei beschriebenen Längsschnitte durch die Punktwolke eines beispielhaft gewählten Scans gezeigt. Es zeigen sich darin insbesondere zwei Merkmale: Zum einen war trotz der nur geringen Abstände von jeweils 25 cm quer zur Fließrichtung (Gesamtbreite der beweglichen Sohle bei Versuchsbeginn: 2,55 m) zwischen den Längsschnitten die Dreidimensionalität der Sohlstrukturen gut sichtbar. Zum anderen zeigte sich nicht überall eine eindeutige Lage der Sohloberfläche. Um diese für weitere Auswertungen zu identifizieren, wurde die Punktwolke bereinigt, die Lage der Sohle über einen Schwerpunktsansatz ermittelt und Ausreißer über einen Nachbarschaftsvergleich entfernt. Das Ergebnis dieses Vorgangs sind die gelben Linien: sie bilden die identifizierte Sohloberfläche für den jeweiligen Längsschnitt ab.



**Abbildung 123: Bereinigte Lage der Sohloberfläche in den drei Längsschnitten durch die Punktwolke einer Laserscannmessung, Stat\_WB\_HQ30\_Hmin**

Den Blick der Deckenkamera auf die Sohle etwa zur Hälfte der Scandauer des zuvor gezeigten Scans zeigt Abbildung 124. Anhand der weiß markierten Querschnitte lässt sich die reale Sohle mit den Längsschnitten in Abbildung 123 abgleichen.

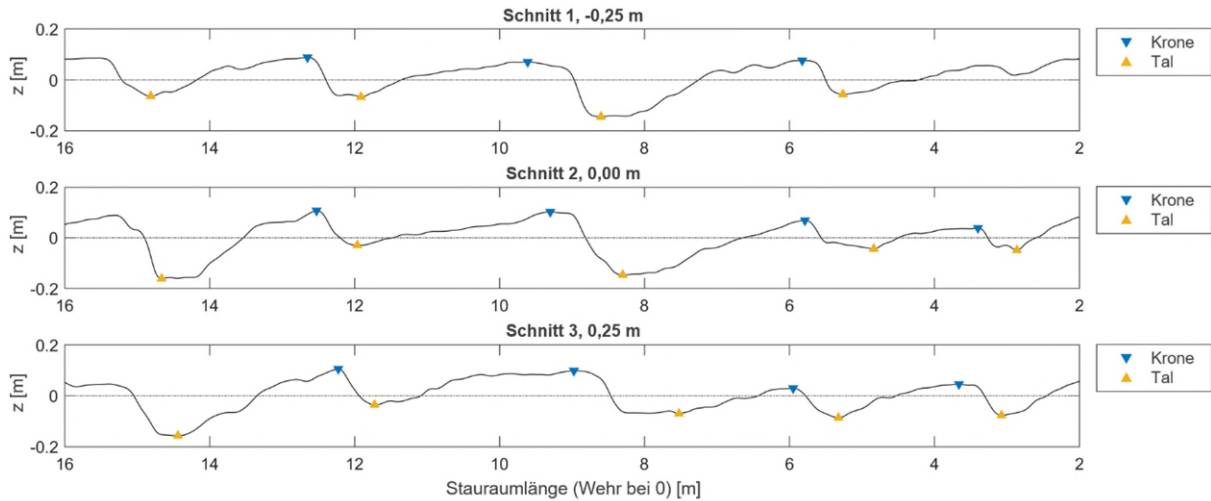


**Abbildung 124: Foto der Deckenkamera mit Positionsmarken und Längsschnitten während einer Laserscannmessung, Stat\_WB\_HQ30\_Hmin**

In Abbildung 125 wurden die Sohllagen aus Abbildung 123 analysiert und mit Hilfe einer Zero-Crossing-Analyse zuerst trendbereinigt, also das Längsgefälle entfernt, und dann Transport-

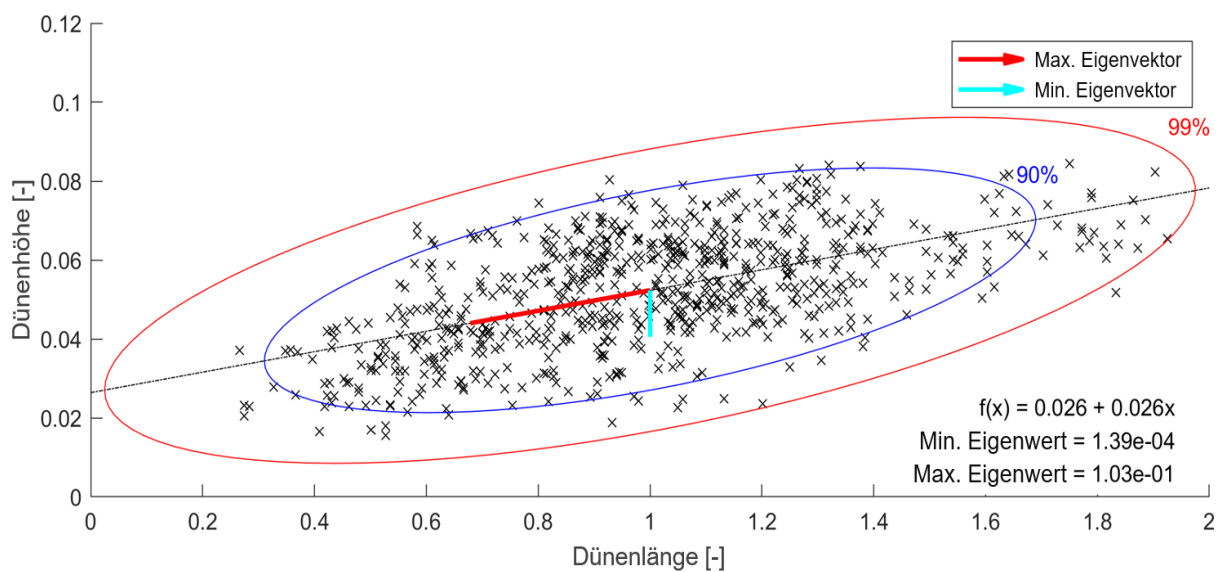


körperhoch- und -tiefpunkte detektiert, die im Folgenden als Dünenkronen und -täler bezeichnet wurden. Diese Auswertung wurde für alle 60 - 80 Scans je Versuch durchgeführt und aus den Abständen zwischen Dünenkronen und -tälern Dünenlängen und -höhen ermittelt.



**Abbildung 125: Detektion von Transportkörperhoch- und -tiefpunkten in den Längsschnitten der zuvor bereinigten Punktwolke einer Laserscannung, Stat\_WB\_HQ30\_Hmin**

Die so erhaltenen Dünenabmessungen wurden auf die mittlere Dünenlänge normiert und sind in Abbildung 126 aufgetragen. Mit Hilfe einer multivariaten Regressionsanalyse wurde die dortige Punktwolke anhand weniger Faktoren beschreibbar gemacht. Auf diese Weise ließen sich die Sohlstrukturen aller Versuche mit Hilfe weniger statistischer Größen vergleichen. Dasselbe Vorgehen konnte dann verwendet werden, um auch die Sohlstrukturen der numerischen Simulationen auszuwerten.

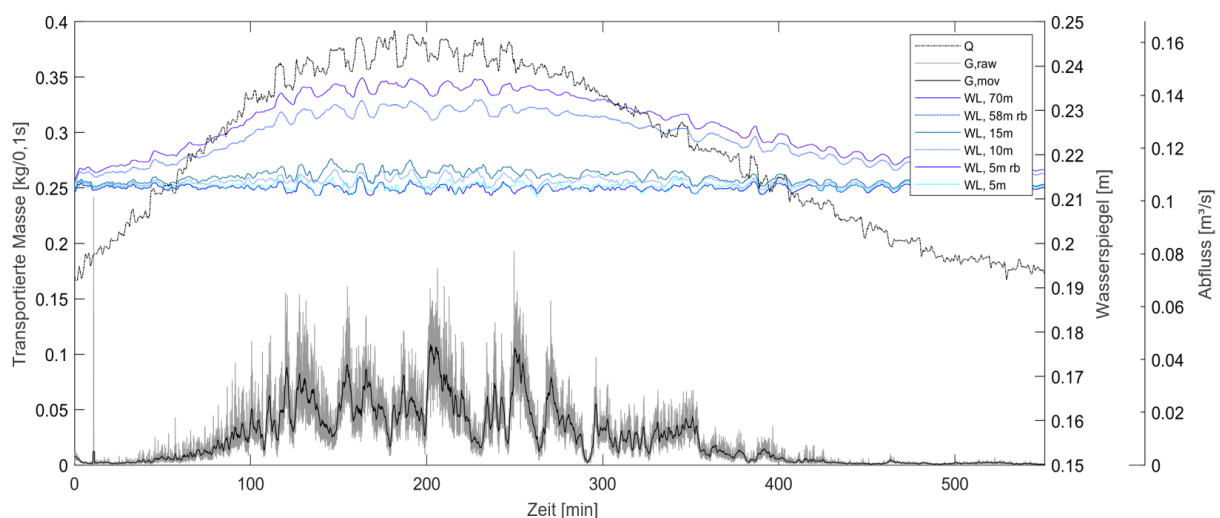


**Abbildung 126: Analyse aller gefundenen Transportkörper während eines Versuchs, Stat\_WB\_HQ30\_Hmin**

### Sedimenttransport in Phase 2

Abbildung 127 zeigt den Verlauf der Messwerte des Sedimenttransports: Abgebildet sind die tatsächlichen Messwerte ( $G_{,raw}$ ), die mit einer Frequenz von 10 Hz aufgezeichnet wurden und ein gleitender Mittelwert ( $G_{,mov}$ ) mit einer Fenstergröße von 60 Messwerten (etwa 6 Sekunden). Anhand dieses gleitenden Mittelwerts lässt sich die Fluktuation des Sedimenttransports nachvollziehen, der direkt von den im Stauraum vorhandenen Sohlstrukturen abhing. Wurde gerade die Front eines Transportkörpers durch das Wehr gespült, stieg die Transportrate steil an; kam ein Transportkörperrücken durch das Wehr, sank sie langsam ab.

Zusätzlich sind in Abbildung 127 noch Verläufe der Wasserstände (WL) an den Stauraumpiegeln und die realen Zuflussganglinien (Q) für die gesamte Versuchslaufzeit zu sehen. Anhand der unterschiedlichen Verläufe der Pegel kann die Zu- und Abnahme des Wasserspiegelgefälles im Stauraum während der Hochwasserwelle nachvollzogen werden. Für die kurzfristigen Schwankungen der Zuflussganglinien zeichnete die Zuflussregelung verantwortlich, für die keine bessere Dämpfung erreicht werden konnte. Diese Schwankungen wirkten sich auch mit Differenzen von bis zu  $\pm 3$  mm auf die Wasserspiegel aus. Auf die Sohle hatten diese Schwankungen ebenfalls Auswirkungen, weshalb die Versuche in Phase 1 und Phase 3 mit konstanten Zuflussbedingungen und ohne Zuflussregelung durchgeführt wurden. Während der Hochwasserwelle dominierten allerdings die kontinuierlichen Abflussänderungen aus der Ganglinie, sodass die zusätzlichen Schwankungen aus der Zuflussregelung auf die andauernden Umlagerungsprozesse der Sohle nur einen untergeordneten Einfluss hatten.



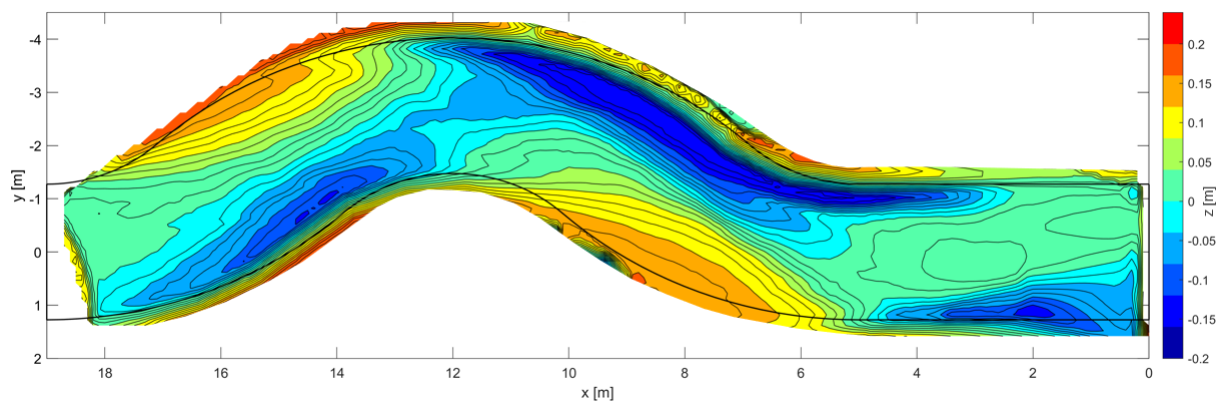
**Abbildung 127: Sedimenttransport und Pegelstände während der Ganglinie, Inst\_WB\_HQ30\_Hmin**

Anhand dieser Darstellung in Abbildung 127 lässt sich auch die Hysterese bei der Transportrate nachvollziehen. Im ansteigenden Ast der Hochwasserwelle stieg die Transportrate innerhalb kurzer Zeit stark an (Bereich um 100 min in Abbildung 127) und veränderte sich danach

trotz noch weiter steigendem Abfluss im Mittel kaum noch. Im abfallenden Ast waren die Transportraten bezogen auf den Abfluss dann niedriger (Bereich um 300 min in Abbildung 127).

### Sohltopografie in Phase 3

Bei der Aufzeichnung der Sohltopografie der Versuche im gekrümmten Stauraum musste anders vorgegangen werden als im geraden Stauraum. Die größere Breite der Messstrecke in Kombination mit dem radial messenden Laserscanner ließen es nicht zu, instantan aufgezeichnete Sohlängsschnitte entlang der Flussachse zu erzeugen. Da in der gekrümmten Messstrecke jedoch auch andere hydro-morphologische Prozesse dominierten als im geraden Stauraum, wäre dieses Vorgehen nicht unbedingt zielführend gewesen. Die Messstrecke wurde deshalb vollflächig und in leicht verringerter Auflösung vermessen, was anstatt unter einer Minute in knapp drei Minuten möglich war. Auswertungen dieser Messungen werden beispielhaft in Abbildung 128 und Abbildung 129 gezeigt.



**Abbildung 128: Mittlere Sohle über einen Messzeitraum von 3 Stunden, Stat\_WB\_HQ30\_Hmin\_Gekrümmt**

**Abbildung 129: IQR über einen Messzeitraum von 3 Stunden, Stat\_WB\_HQ30\_Hmin\_Gekrümmt**

In Abbildung 128 wurde die mittlere Sohle über einen Messzeitraum von drei Stunden berechnet. Die dicke schwarze Linie markiert den Verlauf der Breite der Startsohle auf Höhe des

Wehrbodens beziehungsweise 15 cm über dem festen Boden des Versuchsstands. Sohlhöhen sind anhand der Farbskala und den Isolinien zu erkennen. Es zeigen sich darin deutlich die für Flusskrümmungen zu erwartenden Anlandungsbereiche an den Streichufern (gelb bis orange eingefärbt) und Erosionszonen an den Prallufern (blau eingefärbt). Abbildung 129 zeigt die Aktivität der morphologischen Prozesse während der Messdauer anhand des Interquartilsabstands (IQR), der die Spanne der mittleren 50 % aller Messwerte jedes gescannten Punkts im Stauraum angibt. Anders als die Standardabweichung setzt der IQR keine Normalverteilung der Messwerte voraus, die für die Lage der Sohlhöhen in der gekrümmten Messstrecke nicht gegeben war. Er wird deshalb hier als Maß für die Schwankungsbreite der Sohlhöhe verwendet: Je höher der IQR, desto stärker und häufiger veränderte sich die Sohlhöhe während der Messdauer. Bereiche hoher morphologischer Aktivität sind besonders zwischen den Anlandungsbereichen (vgl. Abbildung 128) mit einem Maximum am Kurveneingang zu erkennen.

## 7.5. Vergleichsberechnungen mit den numerischen Modellen

In Vorbereitung auf die Vergleichsberechnungen mit dem Laborversuch wurden umfangreiche Studien zur Netzunabhängigkeit und zur Sensitivität der numerischen Modelle auf einzelne physikalische wie auch numerische Parameter durchgeführt. Nachdem die Nutzung des Programms HYDRO\_AS-2D mit dem Sedimentmodul HYDRO\_FT-2D im Projektverlauf für die Bearbeitung der Fragestellungen der Teilprojekte E und F nicht weiterverfolgt wurde (für Erläuterungen wird auf den Endbericht zu Teilprojekt E verwiesen), kamen nur noch die Programme TELEMAC-2D und TELEMAC-3D für die Hydrodynamik zum Einsatz, jeweils gekoppelt mit dem Sedimentmodul SISYPHE. Anders als in Teilprojekt E wurde bei den numerischen Berechnungen nur Geschiebetransport berücksichtigt und dafür der Ansatz nach Meyer-Peter und Müller genutzt. Aufbauend auf den Ergebnissen der Sensitivitätsanalyse und in Abstimmung mit dem Vorgehen in Teilprojekt E wurden folgende Einstellungen für die 2D-Numerik gewählt (siehe Tabelle 24).

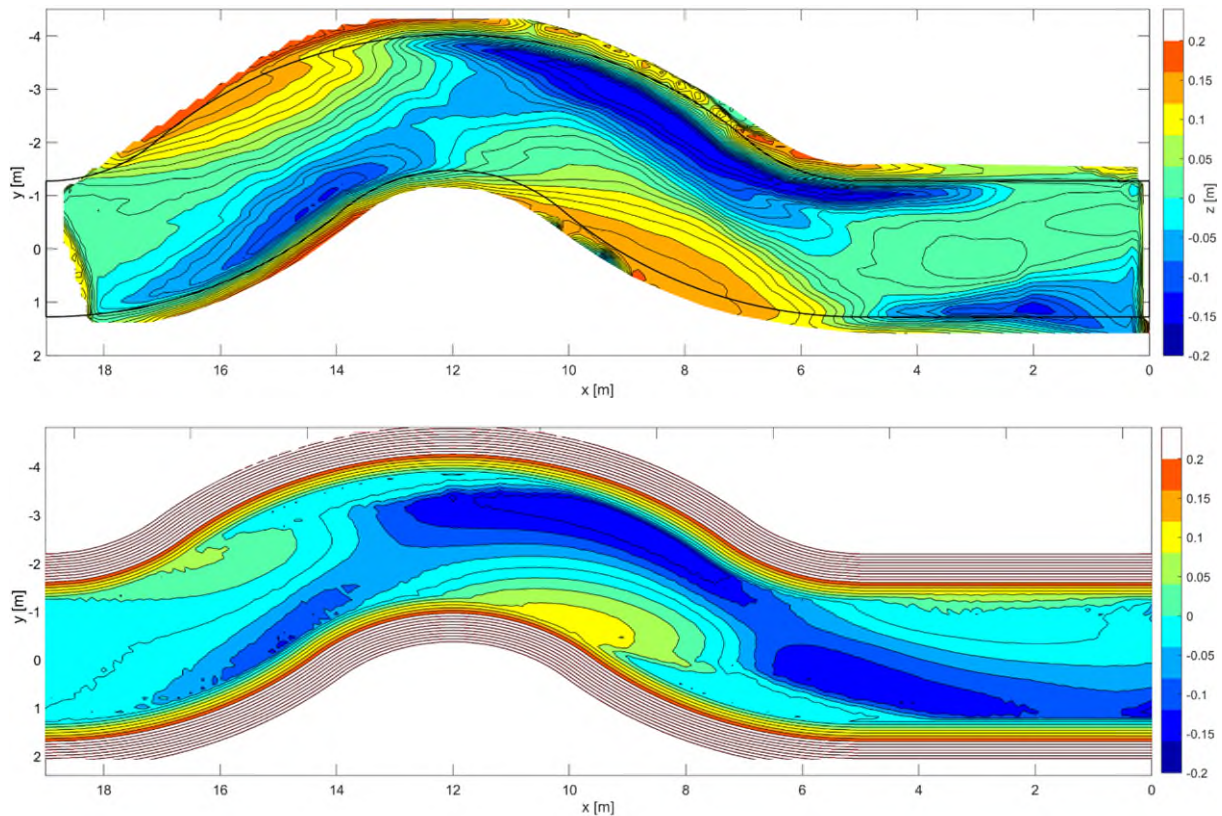
Als Basisszenario für die Einstellung der numerischen Modelle wurde das Versuchsszenario WB\_HQ30\_Hmin verwendet, das bereits zur Erläuterung der Ergebnisse des Laborversuchs genutzt wurde. Für dessen Sohle und Wasserspiegellagen wurden alle Parameter eingestellt und dann mit anderen Versuchen validiert. Trotz extensiver Untersuchungen, in denen verschiedene Geschiebe- und Gesamttransportformeln getestet und Skalierungsfaktoren angepasst wurden, entstanden im 2D-Modell für den geraden Stauraum keinerlei Sohlstrukturen. Auch Störkörper im Einlauf, Startsohlen mit vorgegebenen Transportkörpern sowie variable Sedimentzugaben waren nicht geeignet, Sohlstrukturen zu erzeugen, die über großflächige Sohlerhöhungen oder -absenkungen im Bereich von 1 bis 2 cm hinausgingen und sich über die Simulationszeit nicht immer wieder einebneten. Im 2D-Modell des gekrümmten Stauraums

entstanden unter konstanten hydraulischen Bedingungen jedoch dreidimensionale Sohlstrukturen im Bereich der Links-Rechts-Links-Kurve. Abbildung 130 zeigt hierzu einen Vergleich der simulierten Sohle mit der mittleren Sohle aus dem Laborversuch.

**Tabelle 24: Modelleinstellungen in TELEMAC-2D und SISYPHE für die Vergleichsberechnungen**

<b>TELEMAC-2D</b>		
<b>Parameter</b>	<b>Wert</b>	<b>Kommentar</b>
TIME STEP	0.07	[s]
COUPLING PERIOD FOR SISYPHE	1	
LAW OF BOTTOM FRICTION	5	Nikuradse
FRICTION COEFFICIENT	0.012	$3 \cdot d_m$
SECONDARY CURRENTS	YES	
TIDAL FLATS	YES	
<b>SISYPHE</b>		
<b>Parameter</b>	<b>Wert</b>	<b>Kommentar</b>
BED-LOAD TRANSPORT FORMULA	1	Meyer-Peter/Müller
MPM COEFFICIENT	14 - 16	
SHIELDS PARAMETERS	0.047	
SECONDARY CURRENTS	YES	
BED ROUGHNESS PREDICTION	YES	
SEDIMENT SLIDE	YES	
FRICTION ANGLE OF THE SEDIMENT	25	
SLOPE EFFECT	YES	
FORMULA FOR SLOPE EFFECT	1	Koch/Flokstra
FORMULA FOR DEVIATION	2	Talmon

Die in Abbildung 130 zu erkennenden dreidimensionalen Sohlstrukturen waren auf die Nutzung parametrisierter Sekundärströmungen in TELEMAC-2D sowie in SISYPHE zurückzuführen, die Umlagerungen vom festen Ufer in die Stauraummitte hin bewirkten und bei denen sich dieses Material dann andernorts wieder ablagerte. Die dabei entstandenen Sohlstrukturen bildeten die tatsächliche Sohle aus dem Laborversuch jedoch nur näherungsweise ab. Zudem wies die simulierte Sohle keinerlei zeitliche Variabilität auf: Die Sohlstrukturen bildeten sich zu Beginn der Simulation aus der ebenen Startsohle und blieben dann unverändert. Auch simulierte Hochwasserwellen wie in Phase 2 des Laborversuchs änderten an dieser Situation im Wesentlichen nichts.



**Abbildung 130: Vergleich der mittleren Sohle im Laborversuch (oben) und 2D-Modell (unten), Stat\_WB\_HQ30\_Hmin\_Gekrümmt**

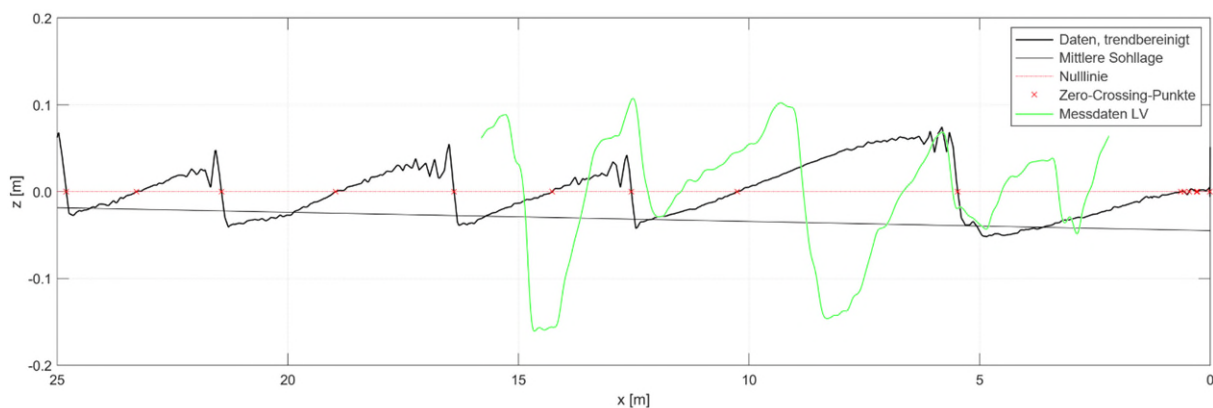
Nachdem das 2D-Modell die zeitlich und räumlich hochvariable Sohle des Laborversuchs nur in sehr eingeschränktem Maße abbilden konnte, wurden dieselben Versuche mit TELEMAC-3D und SISYPHE berechnet. Umfassende Sensitivitätsanalysen wie für die 2D-Modellierung lagen für die 3D-Modellierung jedoch nicht vor und vergleichbare Voruntersuchungen konnten im Rahmen der Bearbeitung von Teilprojekt F nicht durchgeführt werden, sodass nicht alle Möglichkeiten der verwendeten Software TELEMAC-3D optimal ausgeschöpft werden konnten. Tabelle 25 listet die Werte maßgeblicher Parameter für die Berechnungen mit dem 3D-Modell auf. Die Einstellungen für SISYPHE blieben gegenüber dem 2D-Modell gleich.

Der Rechenaufwand für Simulationen mit TELEMAC-3D wuchs gegenüber TELEMAC-2D im Bereich einer Größenordnung: auf 168 CPU-Kernen eines Hochleistungsrechners (LRZ Linux Cluster) benötigte eine Abflussstunde rund 4,5 h Prozessorzeit für sechs vertikale Layer und rund 5 h Prozessorzeit für sieben Layer. Der Rechenaufwand für jeden weiteren Layer blieb annähernd konstant. Im Vergleich zu einem leistungsstarken Einzelplatz-PC mit acht physischen Kernen wurde durch die Nutzung des Linux Clusters eine Beschleunigung um etwa Faktor 20 erzielt.

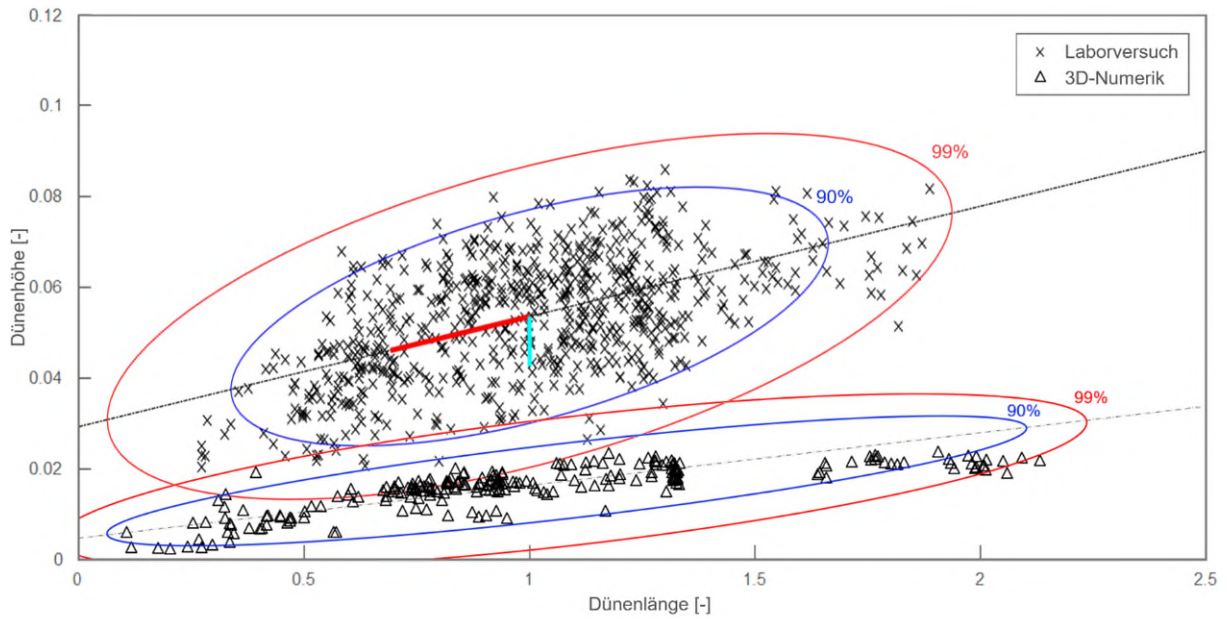
**Tabelle 25: Modelleinstellungen in TELEMAC-3D für die Vergleichsberechnungen**

TELEMAC-3D		
Parameter	Wert	Kommentar
TIME STEP	0.01	[s]
COUPLING PERIOD FOR SISYPHE	1	
NUMBER OF HORIZONTAL LEVELS	5 - 13	
LAW OF BOTTOM FRICTION	5	Nikuradse
FRICTION COEFFICIENT	0.012	$3 \cdot d_m$
TIDAL FLATS	YES	
TURBULENCE MODELS	3	k- $\epsilon$
NON-HYDROSTATIC VERSION	YES	
SCHEME OPTIONS FOR ADVECTION	4	LIPS
IMPLICITATIONS	1	
SOLVERS	7	GMRES

In Abbildung 131 ist ein Längsschnitt durch die Sohle des mit TELEMAC-3D berechneten geraden Stauraums unter stationären Abflussbedingungen im Bereich der Messstrecke des Laborversuchs zu sehen und zum Vergleich die jeweils mittig in Abbildung 123 und Abbildung 125 gezeigte Sohle der Laserscanmessung. Räumlich und zeitlich variable Dünenstrukturen sind zu erkennen, allerdings stimmten Längen und Höhen nicht mit der Sohle aus dem Laborversuch überein. Deutlicher wird diese Diskrepanz in Abbildung 132, wo analog zu Abbildung 126 alle identifizierten Transportkörper aufgetragen sind. Es zeigt sich in beiden Abbildungen, dass die numerisch erzeugten Transportkörper zu lang und zu flach waren.

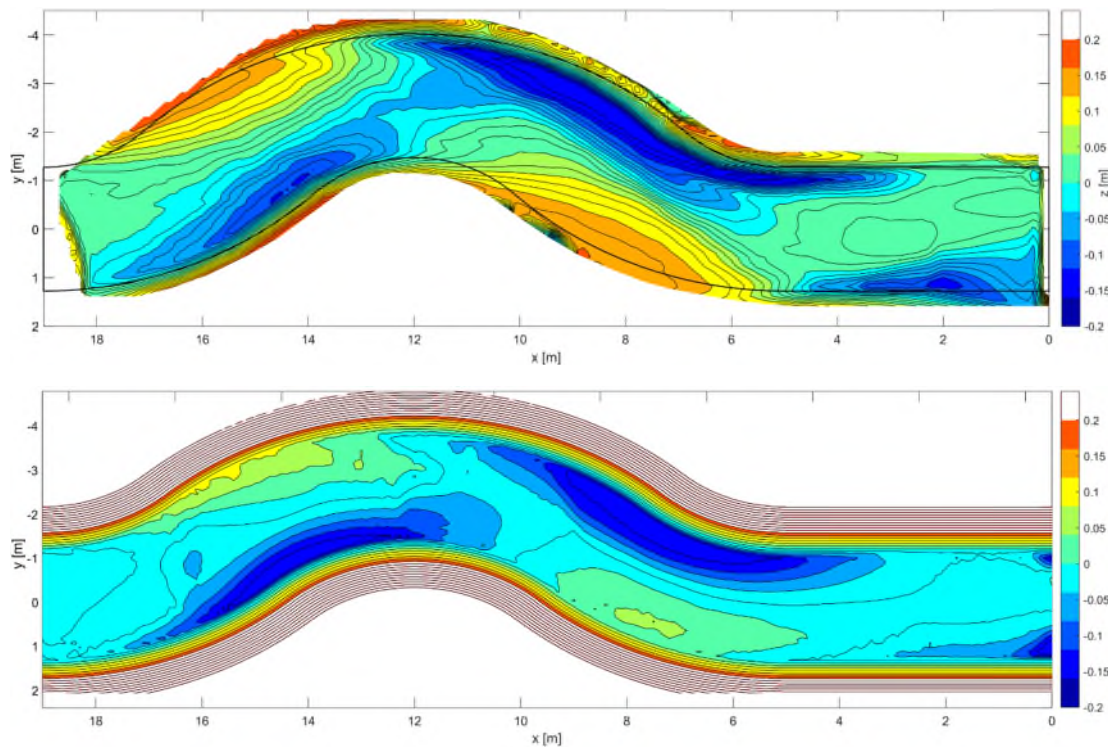


**Abbildung 131: Sohlstrukturen in den Längsschnitten der 3D-Simulation im Vergleich mit der Sohle im Laborversuch (Schnitt 2 in Abbildung 125), Stat\_WB\_HQ30\_Hmin**



**Abbildung 132: Vergleich der Transportkörperanalysen aus Längsschnitten (jeweils Schnitt 2) in 3D-Simulation und Laborversuch, Stat\_WB\_HQ30\_Hmin**

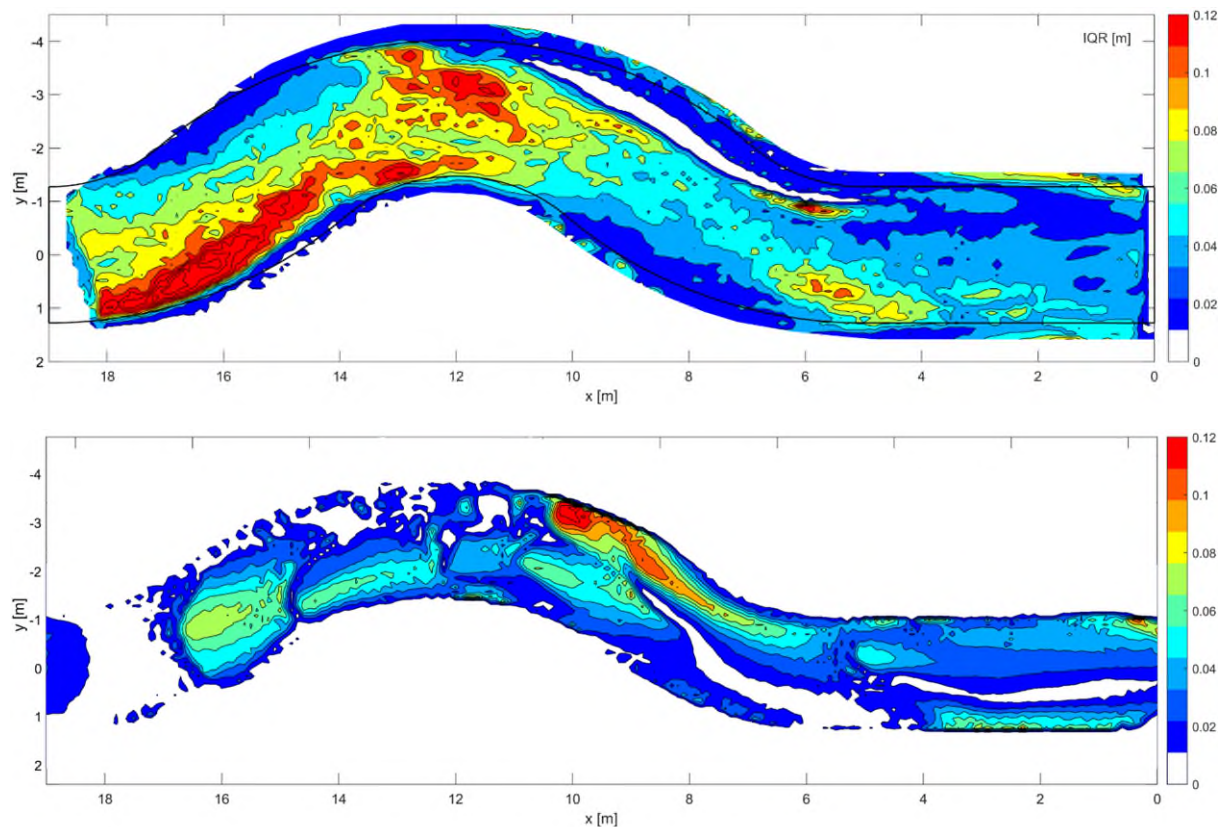
In Abbildung 133 und Abbildung 134 wird die simulierte Sohle aus dem 3D-Modell im gekrümmten Stauraum unter stationären Bedingungen mit den Messwerten aus dem Laborversuch unter ansonsten gleichen Bedingungen verglichen.



**Abbildung 133: Vergleich der mittleren Sohle im Laborversuch (oben) und 3D-Modell (unten), Stat\_WB\_HQ30\_Hmin\_Gekrümmt**



Anders als im 2D-Modell (vgl. Abbildung 130) wurde die Lage der Anlandungsbereiche besser abgebildet; deren Höhe entsprach den Messwerten jedoch auch nur näherungsweise. Bei der Beurteilung der Sohlaktivität von 3D-Modell und Laborversuch waren ebenfalls deutliche Unterschiede zu erkennen. Im Vergleich zu den Ergebnissen der 2D-Modellierung konnte dennoch eine insgesamt bessere Abbildung der Sohle in der gekrümmten Messstrecke bei der 3D-Modellierung erreicht werden, bei der durch Berücksichtigung einer nichthydrostatischen Druckverteilung zudem eine echte zeitliche Variabilität der Sohle vorhanden war.



**Abbildung 134:** Vergleich der IQR im Laborversuch (oben) und 3D-Modell (unten), Stat\_WB\_HQ30\_Hmin\_Gekrümmt

## 7.6. Zusammenfassung / Schlussfolgerung / Ausblick

Im Laborversuch wurde je Versuchsszenario ein umfassendes Datenpaket mit zeitlich und räumlich hochaufgelösten Messungen von Sohltopografie, Sedimenttransport, Wasserspiegelverlauf und Fließgeschwindigkeiten erzeugt. Dies ermöglichte einen detaillierten Einblick in die morphologischen Prozesse in den beiden Stauraumkonfigurationen unter stationären und instationären Abflussbedingungen. Mit Blick auf die wachsende Relevanz von Lösungen im Umgang mit Feinsandablagerungen in Stauräumen auch über den Inn hinaus lieferte der Betrieb des Laborversuchs, besonders hinsichtlich des Umgangs mit großen Mengen an Sediment, wertvolle Erfahrungswerte für weitere experimentelle Untersuchungen.

Die Vielzahl an zur Verfügung stehenden Versuchsdaten ermöglichte eine detaillierte Analyse der Ergebnisqualität der numerischen Software TELEMAC-2D mit dem Sedimentmodul SISYPHE. Die Nutzung von HYDRO\_AS-2D mit dem Sedimentmodul HYDRO\_FT-2D wurde bereits im Projektverlauf für die Bearbeitung der Fragestellungen der Teilprojekte E und F nicht weiterverfolgt. Es konnten Schwächen der 2D-numerischen Modellierung mit TELEMAC-2D in der Anwendung auf die konkreten räumlichen und hydraulischen Randbedingungen der Laborstauräume identifiziert und ihre Folgen für die Ergebnisse numerischer Modelle der Naturstauräume übertragbar gemacht werden. Fehlende vertikale Geschwindigkeitsanteile führten in TELEMAC-2D zu einer Glättungstendenz und damit zur Vergleichmäßigung lokaler Sohlunebenheiten in Modellabschnitten mit wenig Querströmungseinfluss. Zeitlich variable Sohlstrukturen entstanden nicht und konnten sich auch bei variabler Sedimentzugabe und Hochwasserganglinien nicht eigenständig entwickeln oder selbsterhalten.

Weiterhin wurde das Potential und der damit verbundene Aufwand von 3D-numerischer Sedimentmodellierung aufgezeigt. Anders als in TELEMAC-2D konnten mit TELEMAC-3D zeitlich und räumlich zufällig entstehende Sohlstrukturen unter ansonsten konstanten Randbedingungen modelliert werden. Die 3D-Modellierung stellt wesentlich höhere Anforderungen an die Rechenleistung und ist gleichzeitig mit einer im Vergleich zum 2D-Modell aufwendigeren Kalibrierung, insbesondere der Hydrodynamik, verbunden.

Der verwendete Ansatz einer hybrid-numerischen Modellierung mit Kalibrierung und Validierung am Laborversuch war geeignet, die Leistungsfähigkeit der verwendeten numerischen Programme sehr genau zu überprüfen. Erkenntnisse für die Kalibrierung und über die Reaktion der Modelle auf verschiedene Modelleinstellungen können aus der Modellierung des Laborversuchs heraus auf Modelle der Naturstandorte übertragen werden und so die Ergebnisqualität dieser Modelle erhöhen. Entwicklungspotential besteht bei der Übertragung der Parametereinstellungen der verwendeten Transportformeln. Diese sind für die Berechnung natürlich vorkommender Sedimentkörner kalibriert, während die Dichte des im Laborversuch genutzten Materials deutlich geringer war. Dies machte eine faktorielle Anpassung der zur numerischen Berechnung des Laborversuchs verwendeten Transportformeln erforderlich (z. B. mittels MPM-Koeffizient  $\alpha_{MPM}$ ), die nicht direkt für die Berechnung natürlich vorkommender Sedimente übernommen werden kann.

Von Interesse wäre eine detaillierte Untersuchung der Umlagerungsvorgänge in einem der Innstauräume im Rahmen eines engmaschigen Sohlmonitorings eines ausgewählten Stauraumabschnitts. Dort könnten die Einflüsse kleinerer Hochwasserereignisse oder allgemein erhöhter Abflüsse auf die absolute lokale Sohlhöhe untersucht und daraus Zusammenhänge

abgeleitet werden, wann und wie sich die Sohle auch ohne Extremereignis über die Zeit verändert. Die im Laborversuch beobachteten Vorgänge sprechen dafür, dass bereits kleinere Hochwasserereignisse mit geringen Jährlichkeiten (2 bis 5 Jahre) die morphologischen Strukturen in den Stauräumen verändern und diese sich gegebenenfalls auf die zeitliche Verteilung der transportierten Sedimentvolumina während eines folgenden Extremereignisses auswirken.

Insbesondere die im Laborversuch bei steil ansteigenden Hochwasserwellen verhältnismäßig abrupt beginnenden großräumigen Umbildungen der gesamten Stauraumsohle könnten auch im Inn dazu führen, dass in Bereichen mit lokal verringerter Transportkapazität Auflandungen entstehen, die bei einem weiteren Ansteigen der Hochwasserwelle zu einem zeitlich begrenzten, stärkeren Anstieg der lokalen Wasserspiegellage führen könnten. Solche lokalen Phänomene wurden in Teilprojekt F nicht im Detail untersucht, allerdings können die im Laborversuch erzeugten Ergebnisse als Grundlage für solche vertiefenden Untersuchungen dienen. In einem nächsten Schritt müssten konkrete Situationen in einzelnen Stauräumen identifiziert und dann explizit im physikalischen Laborversuch nachgebildet werden. Die erzeugten Daten könnten dann wiederum genutzt werden, ähnlich der in Teilprojekt F vorgestellten Weise, die Prognosesicherheit numerischer Modelle einerseits zu erhöhen und andererseits mit ihren Schwächen besser umzugehen. Relevante Modellparameter ließen sich so genauer einstellen und der zeitaufwändige Kalibrierungsvorgang verkürzen. Die beschriebene Glättungstendenz der 2D-Modelle, die sich vor allem über eine größere Länge des untersuchten Stauraumabschnitts bemerkbar machte, würde in einem kürzeren, stärker von Querströmungseinfluss geprägten Abschnitt deutlich geringen Einfluss haben. Anhand der Daten eines Laborversuchs wie in Teilprojekt F kann zudem der Einfluss unterschiedlicher Netzauflösungen nachvollzogen und so die Prognosesicherheit von Langzeitsimulationen erhöht werden, bei denen neben der Rechenzeit die Netzauflösung ein limitierender Faktor ist.

## 8. Literatur

Bardossy, A. & Plate, E. J. (1992): Space-time model for daily rainfall using atmospheric circulation patterns, *Water Resour. Res.*, 28(5), 1247–1259, doi:10.1029/91WR02589.

Bayerisches Landesamt für Umwelt (Hrsg.) (2014): Junihochwasser 2013 – Wasserwirtschaftlicher Bericht. S. 5., 2014.

Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz (Hrsg.) (2014): Hochwasserschutz Aktionsprogramm 2020plus.

BayernAtlas (2021): Landesamt für Digitalisierung, Breitband und Vermessung. Online. Available online at <https://geoportal.bayern.de/bayernatlas/>, checked on 4/1/2021.

Bergström, S. (1995): The HBV model. In Singh, V., editor, *Computer Models of Watershed Hydrology*, chapter 13, pages 443-476. Water Resources Publications.

Blöschl, G., Reszler, C. & Komma, J. (2008): A spatially distributed flash flood forecasting model. *Environ. Modell. Softw.*, 23(4):464 - 478. doi:10.1016/j.envsoft.2007.06.010.

Bundesanstalt für Gewässerkunde (Hrsg.) (2013): Länderübergreifende Analyse des Juni-Hochwassers 2013, BfG- Bericht 1797, 2013.

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA) (2014): DWA-Themen T1/2014 – Flutpolder, April 2014.

EDF-R&D (2013): TELEMAC modelling system. Version v6p3. Available online at <http://www.opentelemac.org>.

Fiedler, K. (2008): Erfassung hydromorphologischer Vorgänge bei Hochwasser mit Hilfe von ADCP-Messungen, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band 120, 2008.

Gewässerkundlicher Dienst Bayern (2018): Information zu Pegel Wasserburg / Inn und Passau-Ingling / Inn, zuletzt abgerufen am 08.01.2018.

Giehl, S., Bui, M. D. & Rutschmann, P. (2018): Effects of the dynamic bed on hydrodynamic modelling in the Inn River. In Aronne Armanini, Elena Nucci (Eds.): *New Challenges in Hydraulic Research and Engineering*. 5<sup>th</sup> IAHR Europe Congress. Trento, Italy, June 12-14, 2018. Trento.

Giehl, S. & Rutschmann, P. (2019): The Effect of River Training Since the Year 1800 along an Alpine River by the Help of Two-Dimensional Hydrodynamic Modeling. In: 38<sup>th</sup> IAHR World Congress - "Water: Connecting the World: The International Association for Hydro-Environment Engineering and Research (IAHR).

Kohane, R. (2014): Hydrodynamisches Abflussmodell des Bayerischen Inn. vom Unterwasser Kraftwerk Oberaudorf-Ebbs bis zur Mündung in die Donau bei Passau. Herausgegeben von der Verbund AG. Bad Vilbel.

Kondolf, G. M., Gao, Y., Annandale, G. W., Morris, G. L., Jiang, E., Zhang, J. et al. (2014): Sustainable sediment management in reservoirs and regulated rivers: Experiences from five continents. In *Earth's Future* 2 (5), pp. 256–280. DOI: 10.1002/2013EF000184.

Lahmeyer Hydroprojekt (2014): Hydrodynamisches Abflussmodell des Bayerischen Inn – Vom Unterwasser Kraftwerk Oberaudorf-Ebbs bis zur Mündung in die Donau bei Passau, Erläuterungsbericht, Juni 2014.

REVITAL (2020): Naturschutzfachliche Übersichtsbewertung potenzieller Flutpolderstandorte an Inn und Salzach. Bericht, REVITAL Integrative Naturraumplanung GmbH (unveröffentlicht).

Rogger, M., Kohl, B., Pirkl, H., Viglione, A., Komma, J., Kirnbauer, R., Merz, R. & Blöschl, G. (2012): Runoff models and flood frequency statistics for design flood estimation in Austria - Do they tell a consistent story?, *Journal of Hydrology*, 456-457, pp. 30-43, doi:10.1016/j.jhydrol.2012.05.068.

Rogger, M., Kohl, B., Pirkl, H., Hofer, M., Kirnbauer, R., Merz, R., Komma, J., Viglione, A. & Blöschl, G. (2011): HOWATI – HochWasser Tirol – Ein Beitrag zur Harmonisierung von Bemessungshochwässern in Österreich. *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 63, (7-8), 153-161.

SKI GmbH (2020): Sanierung Untere Salzach: Anlage 6.1: Bericht Geschiebetransportmodell (GTM) Modellkalibrierung.

Szolgay, J. (2004): Multilinear flood routing using variable travel-time discharge relationships on the Hron River. *J. Hydro. Hydromech.*, 52(4):303-316.

Theobald, S. (1999): Numerische Simulation von Staustufenketten mit automatisiertem Betrieb, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Dissertation, Mitteilungen 201, Karlsruhe, 1999.

---

Theobald, S. (2008): Simulationswerkzeuge zum automatisierten Betrieb von Staustufen, Wasserwirtschaft, Heft 6/2008, S. 10-13, 2008.

Tritthart, M., Glas, M., Liedermann, M. & Habersack, H. (2014): Numerical Study of Morphodynamics and Ecological Parameters Following Alternative Groyne Layouts at the Danube River. In Rainer Lehfeldt, Rebekka Kopmann (Eds.): ICHE 2014. Proceedings of the 11th International Conference on Hydroscience & Engineering. Hamburg, Germany.

Weiss, F.-H. (1996): Sediment monitoring, long-term loads, balances and management strategies in southern Bavaria. In D E Walling, B W Webb (Eds.): Erosion and Sediment Yield: Global and Regional Perspectives. Exeter Symposium. IAHS. Exeter, UK

# Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Überblick über das Modellgebiet. Der gelbe Kreis kennzeichnet München, der rosa Kreis Innsbruck und der violette Kreis Passau.....	12
Abbildung 2: Plausibilitätsanalyse der Niederschlagsdaten am Beispiel der Station Bad Feilnbach in Bayern.....	13
Abbildung 3: Qualitätsanalyse von Stundenwerte am Beispiel der Station Ötz in Tirol.....	14
Abbildung 4: Beispiel für eine Jährlichkeitskurve für Niederschlagsdauer 24 Stunden. Grün – beobachtet, lila – simuliert. Die grüne Linie repräsentiert eine Gumbel-Verteilung an die beobachteten Daten .....	15
Abbildung 5: Beispiel für mittlere Tagesniederschläge (links) und Standardabweichung der Tagesniederschläge (rechts). Grün – beobachtet, lila – simuliert.....	16
Abbildung 6: Beispiel für Monatssummen und Jahressummen der Niederschläge. Grün – beobachtet, lila – simuliert .....	16
Abbildung 7: Beispiel für die Saisonalität der Extremniederschläge. Erklärung siehe Text ...	17
Abbildung 8: Beispiel der räumlichen Verteilung eines beobachteten Niederschlagsereignisses (oben links) im Vergleich zu simulierten Niederschlagsereignissen (unten links und rechts) mit einer ähnlichen Niederschlagssumme. Die Graphik oben rechts zeigt die Variogramme, die die räumliche Struktur des beobachteten Ereignisses beschreiben (grün) sowie die Variogramme der simulierten Ereignisse (blau und lila).....	18
Abbildung 9: Modellsimulation am Pegel Wasserburg/Inn, 2005 .....	20
Abbildung 10: Auswertung des hydrologischen Modells ( $R^2$ ) für die in Tabelle 1 angeführten Knoten mit beobachteten Abflussdaten .....	21
Abbildung 11: Auswertung des hydrologischen Modells (Nash-Sutcliffe-Koeffizient) für die in Tabelle 1 angeführten Knoten mit beobachteten Abflussdaten .....	21
Abbildung 12: Auswertung des hydrologischen Modells (normierter mittlerer Fehler als Maß für den systematischen Fehler) für die in Tabelle 1 angeführten Knoten mit beobachteten Abflussdaten .....	21
Abbildung 13: Testen der simulierten Hochwasserstatistik. Vergleich Monte-Carlo-Simulation und offizielle Werte des HND Bayern, Pegel Wasserburg/Inn.....	23
Abbildung 14: Testen der simulierten Hochwasserstatistik. Vergleich Monte-Carlo-Simulation und offizielle Werte des HND Bayern, Pegel Burghausen/Salzach .....	23

Abbildung 15: Testen der simulierten Hochwasserstatistik. Vergleich Monte-Carlo-Simulation und offizielle Werte des HND Bayern, Pegel Passau-Ingling/Inn .....	24
Abbildung 16: Jahresmaxima von 10.000 Jahren aus der Monte-Carlo-Simulation am Pegel Wasserburg/Inn. Farblich dargestellt ist das höchste beobachtete Hochwasserereignis 2005 .....	25
Abbildung 17: Jahresmaxima von 10.000 Jahren aus der Monte-Carlo-Simulation am Pegel Burghausen/Salzach. Farblich dargestellt ist das höchste beobachtete Hochwasserereignis 2013 .....	26
Abbildung 18: Jahresmaxima von 10.000 Jahren aus der Monte-Carlo-Simulation am Pegel Passau-Ingling/Inn (Fkm 3,1). Farblich dargestellt ist das höchste beobachtete Hochwasserereignis 2013 am Pegel Passau-Ingling KW (Fkm 4,2), für den Pegel Passau-Ingling/Inn sind im Bereich des Abflussscheitels keine beobachteten Abflussdaten vorhanden .....	26
Abbildung 19: Scheitel-Volumen-Beziehung am Pegel Wasserburg/Inn. Rote Punkte kennzeichnen ausgewählte beobachtete Ereignisse, blaue Kreuze die Ereignisse aus der Monte-Carlo-Simulation .....	27
Abbildung 20: Scheitel-Volumen-Beziehung am Pegel Burghausen/Salzach. Rote Punkte kennzeichnen ausgewählte beobachtete Ereignisse, blaue Kreuze die Ereignisse aus der Monte-Carlo-Simulation .....	28
Abbildung 21: Scheitel-Volumen-Beziehung am Pegel Passau-Ingling/Inn. Rote Punkte kennzeichnen ausgewählte beobachtete Ereignisse, blaue Kreuze die Ereignisse aus der Monte-Carlo-Simulation .....	28
Abbildung 22: HQ <sub>30</sub> Pegel Wasserburg und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet .....	29
Abbildung 23: HQ <sub>100</sub> Pegel Wasserburg und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet .....	30
Abbildung 24: HQ <sub>300</sub> Pegel Wasserburg und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet .....	30
Abbildung 25: HQ <sub>1.000</sub> Pegel Wasserburg und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet.....	31
Abbildung 26: HQ <sub>30</sub> Pegel Burghausen und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet .....	31
Abbildung 27: HQ <sub>100</sub> Pegel Burghausen und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet .....	32



---

Abbildung 28: HQ <sub>300</sub> Pegel Burghausen und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet .....	32
Abbildung 29: HQ <sub>1.000</sub> Pegel Burghausen und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet.....	33
Abbildung 30: HQ <sub>30</sub> Pegel Passau-Ingling und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet.....	33
Abbildung 31: HQ <sub>100</sub> Pegel Passau-Ingling und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet.....	34
Abbildung 32: HQ <sub>300</sub> Pegel Passau-Ingling und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet.....	34
Abbildung 33: HQ <sub>1.000</sub> Pegel Passau-Ingling und die zum selben Zeitpunkt auftretenden Abflüsse an den Pegeln im Einzugsgebiet.....	35
Abbildung 34: Karte der betrachteten Pegel .....	39
Abbildung 35: Schematischer Arbeitsablauf bei der Anwendung von Copulas .....	42
Abbildung 36: Schema der Variablen für das QV-Modell .....	43
Abbildung 37: Schema der Variablen für das QVTB-Modell .....	44
Abbildung 38: Schema der Variablen für das QVTS-Modell .....	44
Abbildung 39: Streudiagramm der beobachteten (rote Punkte) und der simulierten (schwarze Kreise) Pseudobeobachtungen von Passau-Ingling .....	46
Abbildung 40: Streudiagramm der beobachteten (rote Punkte) und der simulierten (schwarze Kreise) Pseudobeobachtungen von Burghausen.....	46
Abbildung 41: Streudiagramm der beobachteten (rote Punkte) und der simulierten (blaue Pluszeichen) Daten von Passau-Ingling .....	46
Abbildung 42: Streudiagramm der beobachteten (rote Punkte) und der simulierten (blaue Pluszeichen) Daten von Burghausen.....	47
Abbildung 43: Vergleich der beobachteten (rote Punkte) und simulierten (blaue Pluszeichen) Daten für Wasserburg .....	49
Abbildung 44: Erforderliches Rückhaltevolumen am Pegel Burghausen bei HQ <sub>50</sub> = 3.042 m <sup>3</sup> /s bei mittlerer Rückhaltewirkungslinie und Scheitelreduktion um 300 m <sup>3</sup> /s .....	50

Abbildung 45: Erforderliche Spannweite des Rückhaltevolumens am Pegel Burghausen bei $HQ_{50} = 3.042 \text{ m}^3/\text{s}$ und Scheitelreduktion um $300 \text{ m}^3/\text{s}$ .....	50
Abbildung 46: Hochwasserwellen zu Jahreshöchstabflüssen am Pegel Wasserburg und Nachbildung durch mehrere Koceny-Funktionen, Zeit in 15-Minuten-Schrittweite .....	51
Abbildung 47: Gemessene und berechnete Abflüsse (erweitertes Muskingum-Verfahren) im Validierungsjahr 1991, Pegel Wasserburg / Inn.....	52
Abbildung 48: Scheitelabfluss und Volumen oberhalb MHQ für den Pegel Wasserburg, Modell QmTB_spRout2 .....	54
Abbildung 49: Scheitelabfluss und Volumen oberhalb MHQ für den Pegel Passau-Ingling, Modell QmTB_spRout2 .....	54
Abbildung 50: Vergleich zwischen den QV-Simulationen von Teilprojekt B (blaue Kreise), Teilprojekt A (grüne Rauten) und den beobachteten Werten für den Pegel Wasserburg .....	55
Abbildung 51: Vergleich zwischen den QV-Simulationen von Teilprojekt B (blaue Kreise), Teilprojekt A (grüne Raute) und den beobachteten Werten für den Pegel Passau-Ingling .....	56
Abbildung 52: Gleichzeitig auftretende Scheitelabfluss-Unterschreitungswahrscheinlichkeiten an den Pegeln Passau und Burghausen, rot: Messwerte, schwarz: N-A-Modell, blau: Modell QmTB_spRout2.....	57
Abbildung 53: Gleichzeitig auftretende Scheitelabfluss-Unterschreitungswahrscheinlichkeiten an den Pegeln Passau und Wasserburg, rot: Messwerte, schwarz: N-A-Modell, blau: Modell QmTB_spRout2 .....	57
Abbildung 54: Untersuchungsgebiet mit Lage der Staustufen (rot) und Pegel (grün) (Kartenhintergrund: DTK200 © GeoBasis-DE/BKG2015).....	62
Abbildung 55: Oberwasserstand in Abhängigkeit des Zuflusses - KW Feldkirchen und KW Wasserburg .....	65
Abbildung 56: Vergleich von aufgezeichneten und simulierten Ganglinien an den Pegeln Wasserburg, Passau-Ingling und Achleiten - Kalibrierungsereignis HW 2013 .....	67
Abbildung 57: Vergleich von aufgezeichneten und simulierten Ganglinien an den Pegeln Wasserburg, Passau-Ingling und Achleiten - Validierungsereignis HW 2002.....	68
Abbildung 58: Scheitelminderung am KW Ering-Frauenstein - HW 2013.....	71
Abbildung 59: Auswertung der Vorhersage des HW 2013 für KW Passau-Ingling (LARSIM)74	

Abbildung 60: Übersicht Inn zum Stauraummanagement - Berücksichtigte Stauanlagen und Referenzpegel (Kartenhintergrund: DTK200 © GeoBasis-DE/BKG2015) .....	76
Abbildung 61: Absolute Scheitelminderung durch Stauraummanagement bei abgelaufenen Hochwassern und stochastischen Szenarien am Pegel Passau-Ingling (Variante A) .....	79
Abbildung 62: HW 2013 Ganglinien bei Betrieb gemäß WBO und Stauraummanagement am Pegel Passau-Ingling (Variante A).....	80
Abbildung 63: Zurückgehaltenes Volumen bei Stauraummanagement im Bereich des Scheitels durch Aufstauvorgang (Basis: Ganglinien Pegel Passau-Ingling) (Variante A) .....	81
Abbildung 64: Wasserstandsdifferenzen durch Stauraummanagement an den Pegeln Schärding und Passau-Ingling (Variante A) .....	82
Abbildung 65: Wasserstandsdifferenzen durch Stauraummanagement am Pegel Passau/Donau (Variante A).....	83
Abbildung 66: Absolute Scheitelminderung (Pegel Passau-Ingling) durch Stauraummanagement bei abgelaufenen Hochwassern und ausgewählten stochastischen Szenarien bei unterschiedlichen Abstautiefen am unteren Inn (Varianten A und B).....	84
Abbildung 67: Polderbetrachtung Feldkirchen mit überregionalem Fokus - Pegel Passau-Ingling bei unterschiedlichen Polderzuflüssen .....	91
Abbildung 68: Simulationsergebnis KW Feldkirchen - Volumenbezogen und adaptiv ohne Verringerung .....	93
Abbildung 69: Übersicht über das Projektgebiet am Inn vom Pegel Oberaudorf (am südlichen Bildrand) bis Pegel Passau (am nördlichen Bildrand) und an der Salzach ab der Saalachmündung (Beginn Linie u. Pfeil). Abschnitt a: Inn bis Wasserburg, Abschnitt b: Inn bis zur Salzachmündung, Abschnitt c: Inn bis Passau, Abschnitt d: Salzach ab der Saalachmündung .....	102
Abbildung 70: Inn heute und im Zustand um 1800 zwischen Rosenheim und Wasserburg bei einem Hochwasserereignis der Größenordnung HQ <sub>100</sub> . Links: Überflutetes Gebiet am Inn heute, rechts: Überflutetes Gebiet am Inn um 1800, grau: Siedlungsfläche heute, rot: Siedlungsfläche um 1800 (nur für das unmittelbare Modellgebiet ausgewertet) .....	106
Abbildung 71: Potentielle RHR im Untersuchungsgebiet. Schwarz: potentielle RHR auf Rang 1 bis 3 in der Erstpriorisierung, grau: potentielle RHR auf Rang 4 bis 6 in der Erstpriorisierung .....	109
Abbildung 72: Beispiel für die lokal optimierte Steuerung des potentiellen Flutpolders a_08_A beim Ereignis 3441 (etwa HQ <sub>100</sub> ).....	112

---

Abbildung 73: Abflussganglinien an den drei Hauptpegeln für die Einzelwirkung gesteuerter Flutpolder (lokal optimiert) für zwei beispielhafte Ereignisse E0955 (oben) und E3441 (unten). Abflussganglinien jeweils in der Übersicht oben: WABG gestrichelt, BGHA Strichpunkt, PING durchgezogen. Unten links: WABG, unten Mitte: BGHA, unten rechts: PING .....	114
Abbildung 74: Längsschnitt der Scheitelabflüsse ohne und mit Flutpolder (lokal optimiert) entlang des Inns (Linien) und Scheitelabflüsse am Pegel Achleiten (Punkte) für das beispielhafte Ereignis E0955 .....	115
Abbildung 75: Längsschnitt der Scheitelabflüsse ohne und mit Flutpolder (lokal optimiert) entlang des Inns (Linien) und Scheitelabflüsse am Pegel Achleiten (Punkte) für das beispielhafte Ereignis E3441. Bei diesem Ereignis sind die Abflüsse der Salzach geringer als die gewählte Schwelle für eine Aktivierung der Standorte an der Salzach (Tittmoninger Becken).....	116
Abbildung 76: Potentielle Scheitelreduktionen am Pegel WABG durch lokal optimierte Steuerung der drei oberstrom liegenden RHR.....	117
Abbildung 77: Potentielle Scheitelreduktionen am Pegel BGHA durch lokal optimierte Steuerung der zwei oberstrom liegenden RHR.....	118
Abbildung 78: Potentielle Scheitelreduktionen am Pegel PING durch lokal optimierte Steuerung der zehn tiefer untersuchten RHR .....	119
Abbildung 79: Schema für die abschließende Priorisierung .....	121
Abbildung 80: Gewichtungen der Kriterien A, B, C, D, E und F zur Überführung in eine Gesamtbewertung .....	124
Abbildung 81: Boxplots der Gesamtbewertungen (von 1: gut bis 3: schlecht) der potentiellen Flutpolder aus der Kombination vieler Gewichtungen in der abschließenden Priorisierung. Dargestellt sind Median (Balken), Mittelwert (Kreuz) und Ausreißer (Kreise).....	125
Abbildung 82: Hydrodynamische (links) und morphologische (rechts) Randbedingungen für die Stauhaltung Wasserburg und das Hochwasserereignis 2013 .....	136
Abbildung 83: Ausgangsbedingungen und mittlerer Sohlhöhenverlauf im Stauraum Teufelsbruck.....	136
Abbildung 84: Maximale Wasserspiegellagen und mittlere Sohlhöhenprofile aus Simulationen mit verschiedenen Sohlagen für den Stauraum Teufelsbruck .....	137
Abbildung 85: Mittleres Sohlhöhenprofil (oben) und Differenz zwischen gemessenen und simulierten Profilen (Mitte) sowie Übersicht (unten) des Stauraums Feldkirchen .....	139

Abbildung 86: Vergleich von Querprofilen im Stauraum Feldkirchen bei Fkm 176,4 (links) und 179,8 (rechts).....	139
Abbildung 87: Randbedingungen am obersten Stauraum Nußdorf für die Langzeitsimulationen.....	140
Abbildung 88: Sedimenttransport-Längsprofile (m <sup>3</sup> /a) des Inns (oben) und der Salzach (unten).....	141
Abbildung 89: Berechnete Sedimentablagerungen in den Überschwemmungsgebieten des Stauraums Gars .....	143
Abbildung 90: Historische Karten der Stauräume Perach und Stammham aus den Jahren 1970 (oben) und 1980 (unten) (BayernAtlas 2021).....	144
Abbildung 91: Berechnete Sedimentablagerungen in den Überschwemmungsgebieten nach dem Hochwasserereignis 2005 für das Modell von 1974 (vor Errichtung der Stauanlage Perach) .....	145
Abbildung 92: Berechnete Sedimentablagerungen in den Überschwemmungsgebieten nach dem Hochwasserereignis 2005 für das Modell des heutigen Zustands (nach Errichtung der Stauanlage Perach).....	145
Abbildung 93: Maximale Wasserspiegel und Sohlhöhenprofile für den Abschnitt zwischen KW Neuötting und KW Stammham für die Zustände vor und nach 1974 (Hochwasserereignis 2005).....	146
Abbildung 94: Bereich mit Anordnung von Buhnen zur Erhöhung der lokalen Transportkapazität.....	147
Abbildung 95: Anfangssohlgeometrie und Netzgeometrie ohne Buhnen (links) und mit Buhnen (rechts).....	147
Abbildung 96: Vergleich des maximalen Wasserspiegels mit und ohne Buhnen .....	148
Abbildung 97: Vergleich des mittleren Sohlhöhenprofils mit und ohne Buhnen.....	148
Abbildung 98: Randbedingungen für den Vergleich des Einflusses längerer Absenkezeiten im Spülprozess .....	150
Abbildung 99: Randbedingungen für das Ereignis 2005 im Stauraum Nußdorf .....	151
Abbildung 100: Vergleich der maximalen Wasserspiegel bei verschiedenen Spülszenarien (oben), Differenz zwischen den Szenarien 1 beziehungsweise 2 und dem Referenzszenario (unten) für das Ereignis 2005 im Stauraum Nußdorf.....	152

Abbildung 101: Vergleich des mittleren Sohlhöhenprofils, das sich aus verschiedenen Spülschemata ergibt (oben), Differenz zwischen den Szenarien 1 beziehungsweise 2 und dem Referenzszenario (unten) für das Ereignis 2013 im Stauraum Nußdorf .....	152
Abbildung 102: Einfluss verschiedener Spülschemata des Stauraums Nußdorf auf den maximalen Wasserspiegel und das mittlere Sohlhöhenprofil des Stauraums Rosenheim (oben), Differenz der maximalen Wasserspiegel zum Referenzszenario (Mitte), Differenz der mittleren Sohlhöhenprofile zum Referenzszenario (unten) für das Ereignis 2005 .....	153
Abbildung 103: Einfluss verschiedener Spülschemata des Stauraums Nußdorf auf den maximalen Wasserspiegel und das mittlere Sohlhöhenprofil des Stauraums Rosenheim (oben), Differenz der maximalen Wasserspiegel zum Referenzszenario (Mitte), Differenz der mittleren Sohlhöhenprofile zum Referenzszenario (unten) für das Ereignis 2013 .....	154
Abbildung 104: Randbedingungen für den Vergleich zwischen der aktuellen WBO (Referenzszenario) und dem Vorab- und Wiederaufstauvorgang (Szenario 1) während des Ereignisses 2005 für den Stauraum Ering-Frauenstein.....	155
Abbildung 105: Vergleich der maximalen Wasserspiegel im Stauraum Ering-Frauenstein unter verschiedenen Betriebsweisen für das Ereignis 2005.....	155
Abbildung 106: Vergleich des mittleren Sohlhöhenprofils im Stauraum Ering-Frauenstein unter verschiedenen Betriebsweisen für das Ereignis 2005.....	156
Abbildung 107: Positive Differenzen der Sohlhöhen zwischen den Ergebnissen mit und ohne Vorabsenkung (Auflandung durch Vorabsenkung), Hochwasserereignis 2005.....	157
Abbildung 108: Negative Differenzen in der Flussbettentwicklung zwischen Ergebnissen mit und ohne Vorabsenkung (Erosion durch Vorabsenkung), Hochwasserereignis 2005 .....	157
Abbildung 109: FP a_08_A bei Feldkirchen. Aus dem Klarwassermodell extrahierte Ganglinien (links). Aus dem morphologischen Modell extrahierte Ganglinie und Sedimentabfluss-Zeitreihe (rechts). Die Simulation umfasste nur die ersten 100 Stunden, die für die Berechnungen der Flutpolder relevant waren .....	158
Abbildung 110: Sedimentablagerung für a_08_A (links: durch erhöhte Transportkapazität reduzierte Ablagerungen im Nahfeld des Einlaufs; rechts: Verteilung des Volumens aus den Rezirkulationszonen im Polderbereich). Für die nicht farbig hinterlegten Flächen ergaben sich im Modell keine Ablagerungen. ....	159
Abbildung 111: Längsprofil des Stauraums Feldkirchen (oben), Differenz zwischen den simulierten mittleren Sohlhöhenprofilen, die durch die Szenarien ohne und mit FP erzeugt wurde (unten) .....	160
Abbildung 112: Leitparameter für den physikalischen Laborversuch .....	166

Abbildung 113: Wellenauswahl für den Laborversuch .....	168
Abbildung 114: Verwendete Kunststoffgranulate (links), Materialeigenschaften PS-Granulat (rechts).....	169
Abbildung 115: Schematischer Längsschnitt durch den physikalischen Versuchsstand .....	170
Abbildung 116: Ansichten Versuchsstand: „Gerader Stauraum“ vor Versuchsbeginn (oben), „Gerader Stauraum“ während Betrieb (Mitte), „Gekrümmter Stauraum“ nach Versuchsende (unten).....	171
Abbildung 117: Querschnitt durch den Stauraum mit Ausgangssohlhöhe und drei untersuchten Pegelständen, schematisch .....	171
Abbildung 118: Ganglinien für die Laborversuche .....	175
Abbildung 119: Lage und Bezeichnung der Pegelsonden zur Wasserspiegelmessung im geraden Stauraum; Fließrichtung von links nach rechts .....	176
Abbildung 120: Lage und Bezeichnung der Pegelsonden zur Wasserspiegelmessung im gekrümmten Stauraum; Fließrichtung von links nach rechts.....	176
Abbildung 121: Scanbereiche für Sohlvermessung .....	177
Abbildung 122: Sohlscan mit Lage der drei ausgewerteten Längsschnitte in der Stauraummitte.....	177
Abbildung 123: Bereinigte Lage der Sohloberfläche in den drei Längsschnitten durch die Punktwolke einer Laserscanmessung, Stat_WB_HQ30_Hmin .....	178
Abbildung 124: Foto der Deckenkamera mit Positionsmarken und Längsschnitten während einer Laserscanmessung, Stat_WB_HQ30_Hmin .....	178
Abbildung 125: Detektion von Transportkörperhoch- und -tiefpunkten in den Längsschnitten der zuvor bereinigten Punktwolke einer Laserscanmessung, Stat_WB_HQ30_Hmin .....	179
Abbildung 126: Analyse aller gefundenen Transportkörper während eines Versuchs, Stat_WB_HQ30_Hmin.....	179
Abbildung 127: Sedimenttransport und Pegelstände während der Ganglinie, Inst_WB_HQ30_Hmin .....	180
Abbildung 128: Mittlere Sohle über einen Messzeitraum von 3 Stunden, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt .....	181
Abbildung 129: IQR über einen Messzeitraum von 3 Stunden, Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt .....	181

---

Abbildung 130: Vergleich der mittleren Sohle im Laborversuch (oben) und 2D-Modell (unten), Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt .....	184
Abbildung 131: Sohlstrukturen in den Längsschnitten der 3D-Simulation im Vergleich mit der Sohle im Laborversuch (Schnitt 2 in Abbildung 125), Stat_WB_HQ30_Hmin .....	185
Abbildung 132: Vergleich der Transportkörperanalysen aus Längsschnitten (jeweils Schnitt 2) in 3D-Simulation und Laborversuch, Stat_WB_HQ30_Hmin .....	186
Abbildung 133: Vergleich der mittleren Sohle im Laborversuch (oben) und 3D-Modell (unten), Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt .....	186
Abbildung 134: Vergleich der IQR im Laborversuch (oben) und 3D-Modell (unten), Stat_WB_HQ30_Hmin_Gekrümmt .....	187



## Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Statistische Gütemaße – $R^2$ , Nash-Sutcliffe-Koeffizient $nsme$ und $nme$ (normierter mittlerer Fehler) als Maß für den systematischen Fehler .....	22
Tabelle 2: Überblick über die an die Projektpartner übermittelten Daten .....	36
Tabelle 3: Für die Modellierung der QV-Beziehung angewendete Copulas inklusive der Korrelationskoeffizienten von beobachteten und simulierten Daten, hier beispielhaft dargestellt für die beiden Pegel Burghausen und Passau-Ingling .....	45
Tabelle 4: Korrelationskoeffizienten (Kendall's Tau $\tau_K$ und Spearman's Rho $\rho_S$ ) der beobachteten und der simulierten Werte .....	48
Tabelle 5: Stauziel und Ab- und Aufstau an den berücksichtigten Anlagen in Varianten A und B .....	77
Tabelle 6: Hochwasserstatistik für die Hauptpegel an Inn und Salzach im Projektgebiet und der maßgebenden Jährlichkeiten (Quelle: LfU Bayern, Hydrografischer Dienst Oberösterreich) .....	104
Tabelle 7: Abflussscheitel der zwölf Ereignisse in der hydrodynamischen Modellierung und Einordnung der Jährlichkeit an den drei maßgebenden Pegeln. Fett gedruckt sind die im Kurzbericht dargestellten Ereignisse E0955 und E3441 .....	104
Tabelle 8: Reihung der potentiellen Standorte bei der Erstpriorisierung als Basis für die Auswahl der detaillierter zu untersuchenden Standorte. * Var A und B mit identischer Bewertung .....	108
Tabelle 9: Auf Rang 1 bis 3 liegende potentielle Flutpolderstandorte nach der Erstpriorisierung mit den wesentlichen Eckdaten für die Wirkungsanalysen .....	111
Tabelle 10: Übersicht über die verwendeten Kriterien und deren Bewertungsgrundlage zur abschließenden Priorisierung .....	122
Tabelle 11: Reduktion des potentiellen Schadens durch die detaillierter untersuchten Flutpolder für verschiedene ausgewählte Ereignisse am Pegel PING .....	123
Tabelle 12: Übersicht der zehn Standorte, die detaillierter untersucht wurden, mit der Bewertung aus der Erstpriorisierung und der abschließenden Priorisierung. Rang bezieht sich auf Reihung nur innerhalb des jeweiligen Abschnitts.....	125
Tabelle 13: Bewertungen für die zehn detaillierter untersuchten Flutpolderstandorte (Rang 1 bis 3 je Abschnitt aus der Erstpriorisierung), erster Teil mit Kriterien A und B.....	126

---

Tabelle 14: Bewertungen für die zehn detaillierter untersuchten Flutpolderstandorte (Rang 1 bis 3 je Abschnitt aus der Erstpriorisierung), zweiter Teil mit Kriterien C, D, E und F.....	127
Tabelle 15: Übersicht über die Kalibrierung .....	138
Tabelle 16: Durchschnittliche jährliche berechnete Sedimentablagerung in den Überschwemmungsgebieten .....	142
Tabelle 17: Zusammenfassung des gesamten ausgespülten Sedimentvolumens für verschiedene Absenkungszeiten .....	150
Tabelle 18: Zusammenfassung der betrachteten Spülungen im Stauraum Nußdorf .....	151
Tabelle 19: Geschätzte Sedimentvolumina, die dem Flutpolder zufließen .....	158
Tabelle 20: Zusammenfassung der mittleren Ablagerungshöhen .....	159
Tabelle 21: Geometrische Leitparameter der Innstauräume .....	167
Tabelle 22: Erläuterungen zum schematischen Längsschnitt durch den physikalischen Versuchsstand.....	170
Tabelle 23: Hydraulische Zustände in den Laborversuchen im Überblick .....	175
Tabelle 24: Modelleinstellungen in TELEMAC-2D und SISYPHE für die Vergleichsberechnungen.....	183
Tabelle 25: Modelleinstellungen in TELEMAC-3D für die Vergleichsberechnungen .....	185