



Technische Universität Graz
Dekanat für Bauingenieurwissenschaften
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Optimierung der Ab- und Aufstauvorgänge an der Görtschitz

MASTERARBEIT

Vorgelegt zur Erlangung des
akademischen Grades Diplomingenieur
der Fachrichtung Bauingenieurwissenschaften

von

Stefanie KNAUHS
Katharina SAMMER

Graz, im Jänner 2014

Betreuer der Diplomarbeit:
Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut KNOBLAUCH

Mitbetreuender Assistent:
Dipl.-Ing. Clemens DORFMANN

Eid (Ehrenwörtliche Erklärung)

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einer Beurteilerin oder einem Beurteiler) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Graz, im Jänner 2014

.....

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich all jenen danken, die durch ihre fachliche und persönliche Unterstützung zum Gelingen dieser Masterarbeit beigetragen haben.

Allen voran möchte ich mich bei Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut Knoblauch und Dipl.-Ing. Clemens Dorfmann für die Betreuung und die umfangreiche Unterstützung während der Masterarbeit bedanken. Vielen Dank auch an die Kraftwerksbetreiber an der Görtschitz und an Dr. Barbara Kogelnig vom Land Kärnten für die gute Zusammenarbeit und die zur Verfügung gestellten Daten.

Ein großes Dankeschön geht vor allem an meine Eltern und an meinen Freund Johannes Luegger, die mich während des Studiums und des Verfassens dieser Masterarbeit stets unterstützt haben.

An dieser Stelle möchte ich auch allen Freunden und Studienkollegen danken und nicht zuletzt ein herzliches Dankeschön an meine Mitautorin Katharina Sammer für die erfolgreiche Zusammenarbeit aussprechen.

Stefanie Knauhs

Ich bedanke mich bei unseren Betreuern Herrn Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut Knoblauch und Herrn Dipl.-Ing. Clemens Dorfmann für die ausgezeichnete fachliche Betreuung und engagierte Unterstützung im Rahmen dieser Masterarbeit.

Den Kraftwerksbetreibern an der Görtschitz und der Abteilung 8 der Kärntner Landesregierung danke ich für die gute Zusammenarbeit und die Bereitstellung aller benötigten Informationen. Ein herzliches Dankeschön auch an meine Kollegin und Freundin Stefanie Knauhs für die optimale Kooperation bei der Erstellung dieser Arbeit. An dieser Stelle möchte ich meinem Freund Leonidas Tsotras danken, der mich während meines gesamten Studiums begleitet hat.

Ein ganz besonderer Dank gilt meinen Eltern Elisabeth und Herbert, die mir dieses Studium ermöglicht und mich immer unterstützt haben.

Katharina Sammer

Kurzfassung

An Flusskraftwerken durchgeführte Stauraumspülungen ziehen Schwall- und Sunkphänomene nach sich. Bei Kraftwerksketten verstärkt sich dieser Effekt enorm, wenn Spülungen unkoordiniert ablaufen. Die Kraftwerksbetreiber an der Görtschitz reagieren aktuell meist auf einen Spülvorgang des Oberlieger Kraftwerks, um angespültes Geschiebe im Stauraum weiter flussabwärts zu spülen. Unter diesen Umständen finden weitaus mehr Spülungen statt, als bei Anwendung eines optimierten Spülmanagements nötig wären. Um ökologische und wirtschaftliche Beeinträchtigungen zu minimieren, wird im Rahmen dieser Diplomarbeit eine Optimierung des Spülvorgangs der neun Flusskraftwerke an der Görtschitz erarbeitet.

Das Spülkonzept wird unter Verwendung eindimensionaler numerischer Simulationen erstellt. Zur Erstellung des Flussmodells liegen georeferenzierte Flussprofile der Görtschitz, Pläne der Wehranlagen, hydrologische Kenndaten der Görtschitz und ihrer Zubringer sowie wasserrechtliche Bescheide vor. Zusätzliche Informationen werden aus Fragebögen an die Betreiber gewonnen.

Die Berechnungen werden mit dem eindimensionalen Strömungsprogramm HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System) des US Army Corps of Engineers, die als Freeware verfügbar ist, durchgeführt. Nach stationären Berechnungen zur Kalibrierung und Verifizierung des Modells folgen instationäre Simulationen mit einer HQ1-Normwelle. Durch Variation von Ab- und Aufstauzeitpunkten und Ab- und Aufstaudauer werden Lösungsvorschläge ermittelt, die einen bestmöglichen Weitertransport des Geschiebes bei minimaler Schädigung von Flora und Fauna ermöglichen. Die optimierte Lösung wird durch Variation der Randbedingungen Ab- und Aufstaubeginn und Zufluss, bei gleichbleibenden Abstau- und Aufstauintervallen, einer Sensitivitätsanalyse unterzogen. Die Ergebnisse werden den Betreibern in Form eines Zeitplans präsentiert. Empfohlen wird eine Aussendung der Spülzeiten an alle Betreiber bei Kenntnis über ein zu erwartendes Hochwasserereignis.

Abstract

Flushing of reservoirs at hydroelectric power plants causes a sudden change in discharge. This leads to positive and negative surges in the tail water of weirs. In case of uncoordinated reservoir operations in a chain of several power stations along a river, this negative effect is severely aggravated. Currently, operators of the power plants along the Görtschitz mostly react to flushing operations of upstream reservoirs to empty their reservoirs from bed load. The transport of debris and sediments then again ends at the next downstream weir. This explains why uncoordinated processes increase the number of reservoir flushing dramatically. In order to limit ecological as well as economic damage, an optimization for a combined flushing of all nine reservoirs along the river Görtschitz is developed.

One-dimensional numerical simulations are utilized for this purpose. The river model is developed using geo-referenced river profiles, plan data of the weirs, hydrological data of the Görtschitz and its tributaries and official notifications regarding the construction and operation of the hydro power plants. Additional data is acquired through questionnaires issued to all the operators.

The calculations are conducted using the one-dimensional hydraulic software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center's River Analysis System). HEC-RAS was developed by the US Army Corps of Engineers and is available as freeware. Initially, steady simulations are used to calibrate and validate the numerical model. Unsteady calculations are then performed using a standardized hydrograph for a one-year flooding event. By varying the opening and closing times for all the weirs, a solution is sought, that enables the mobilization of bed load whilst causing minimal damage to the fauna and flora. After the optimization is completed, a sensitivity analysis is performed in order to show that the obtained results are still valid when parameters like the starting time of the combined flushing or the discharge are changed. The results will be presented to the operators in the form of a time table. Before a reservoir flushing, the adapted timetables should be assigned to each operator as soon as a suitable flooding event is forecast.

Inhaltsverzeichnis

1.	Ziel der Arbeit.....	1
2.	Projektgebiet	3
2.1	Beschreibung der Kraftwerksanlagen.....	6
2.1.1	Kraftwerk Hüttenberg	8
2.1.2	Kraftwerk Moser	11
2.1.3	Kraftwerk Neugebauer	15
2.1.4	Kraftwerk IV / KW Kitschdorf	18
2.1.5	Kraftwerk I / KW Wietersdorf	23
2.1.6	Kraftwerk II / KW Hornburg	27
2.1.7	Kraftwerk III / KW Eberstein	30
2.1.8	Kraftwerk Eberstein I / KW St.Walburgen	34
2.1.9	Kraftwerk Pemberger	38
2.1.10	Kraftwerk Kettenwerk Brückl	42
3.	Stauraumspülungen.....	45
3.1	Allgemeines	45
3.2	Europäische Wasserrahmenrichtlinie	46
3.3	Ökologische Durchgängigkeit	48
3.4	Schwall- und Sunkproblematik.....	50
3.5	Vorschläge der Kärntner Landesregierung für Stauraumspülungen an der Görtschitz	51
4.	HEC-RAS.....	53
4.1	Theoretische Grundlagen.....	54
4.1.1	Stationäre Strömungsberechnungen	54
4.1.2	Instationäre Strömungsberechnungen.....	62
4.2	Modellierung der Flussgeometrie in HEC-RAS	67
4.2.1	Querprofile und Orthofotos	69
4.2.2	Seitliche Zubringer	74
4.2.3	Brücken.....	75
4.2.4	Wehranlagen.....	79
4.2.5	Interpolierte Profile	89
5.	Numerische Berechnungen.....	91

5.1	Stationäre Berechnungen	91
5.1.1	Kalibrierung des Flussmodells.....	92
5.1.2	Brücke.....	97
5.2	Instationäre Berechnungen	103
5.2.1	Vorgehensweise und Wahl der Welle.....	103
5.2.2	Optimierung der Ab- und Aufstauregelung	108
5.2.3	Bewertungsindikatoren zur Analyse der Ergebnisse.....	110
5.2.4	Sensitivitätsanalyse.....	111
6.	Ergebnisse	118
6.1	Optimierung	118
6.2	Variante 1	125
6.3	Variante 2	126
6.4	Variante 3	127
6.5	Variante 4	128
7.	Vorschlag an die Betreiber.....	129
8.	Zusammenfassung	131
	Literaturverzeichnis	133
	Abbildungsverzeichnis	135
	Tabellenverzeichnis	141
	Anhang.....	143

1. Ziel der Arbeit

Flusskraftwerke stellen eine künstliche Barriere in einem Fließgewässer dar. Wehrbauwerke verhindern sowohl den Transport von Geschiebe ins Unterwasser, als auch die Wanderung von im Wasser lebenden Organismen. Zur Umgehung der Wehrschwelle für Fische werden Umgehungsgerinne in vielfältiger Ausführung eingesetzt. Um auch den Geschiebehaushalt im Fluss wieder ins Gleichgewicht zu bringen, und den Stauraum von Verlandungen zu befreien, werden Stauraumspülungen durchgeführt.

Stauraumspülungen belasten die Gewässerökologie stark - eine erhöhte Schwebstoffkonzentration im Wasser und das Auftreten von plötzlichen Schwall- und Sunkerscheinungen gefährden Fauna und Flora. Bei Kraftwerksketten verstärken sich diese negativen Auswirkungen auf die Natur und außerdem bewirkt eine Spülung in weiterer Folge meist eine stärkere Verlandung des unterwasserseitig nächstgelegenen Kraftwerks. Eine Koordination und Optimierung des Spülvorgangs ist somit von großem Nutzen sowohl für Fauna und Flora, als auch für die Betreiber der Kraftwerke.

Im Rahmen dieser Masterarbeit wird ein Spülkonzept für die neun Flusskraftwerke an der Görtschitz erarbeitet. Bislang werden Spülungen für den Großteil der betrachteten Kraftwerke im Schnitt rund zweimal pro Jahr durchgeführt. (Im Unterlauf der Görtschitz sind weit häufigere Spülungen nötig.) Diese werden aber weitgehend unkoordiniert durchgeführt und finden meist als Reaktion auf Stauraumspülungen der Oberlieger-Kraftwerke statt. Ziel dieser Arbeit ist die Erarbeitung eines zeitlichen Ablaufplans für die Abstau- und Aufstauvorgänge an jedem der neun Kraftwerke. Die durch die Absenkung des Wasserspiegels im Stauraum auftretende Schwallwelle soll sich von Hüttenberg bis Brückl so fortsetzen, dass es zu keinen starken Schwankungen des Durchflusses kommt und so die zusätzlichen Stauraumvolumina zu einer Welle zusammengefasst werden können. Auf diese Weise kann einerseits möglichst viel Geschiebe weitertransportiert werden und andererseits auch die Beeinträchtigung der Gewässerökologie reduziert werden. Ähnliches gilt für die Sunkwelle, die beim nachfolgenden Aufstau der Stauräume auftritt. Durch das Schließen der Verschlüsse wird dem Fluss plötzlich

Wasser entzogen und der Wasserspiegel senkt sich kurzfristig stark ab. Besonders Jungfische, die sich meist in Flachwasserbereichen aufhalten, werden dadurch stark gefährdet. Deshalb ist darauf zu achten, dass beim Aufstauvorgang stets ausreichend Restwasser im Gewässer verbleibt und ein plötzliches Trockenfallen der Uferbereiche ausbleibt. Ein optimiertes Spülkonzept wird daher unter Beachtung sowohl ökologischer als auch wirtschaftlicher Aspekte erarbeitet.

2. Projektgebiet

Der Übersichtslageplan in Abbildung 2.1 zeigt die Flüsse Kärntens, die Görttschitz ist mit der Nummer 13 abgebildet und mündet in die Gurk (Nummer 10). Ihr Ursprung liegt im Hörfelder Moor, nahe der steirischen Grenze. Dort entspringt der Hörfeldbach, der weiter flussabwärts als Steirerbach bezeichnet wird. Die Görttschitz entsteht im Ortsgebiet von Hüttenberg durch den Zusammenfluss von Steirerbach und Mosinzbach. Sie fließt im Görttschitztal durch die Gemeinden Klein St.Paul, Eberstein und Brückl, wo sie schließlich auf ca. 498 müA als drittgrößter Zubringer in die Gurk mündet. Dies spiegelt sich auch im Namen wider, „Görttschitz“ kommt vom slowenischen Begriff „Krčica“, der „kleine Gurk“ bedeutet. Die Görttschitz wird für das vorliegende Projekt zwischen Hüttenberg und Brückl auf einer Länge von 29,6 km modelliert.

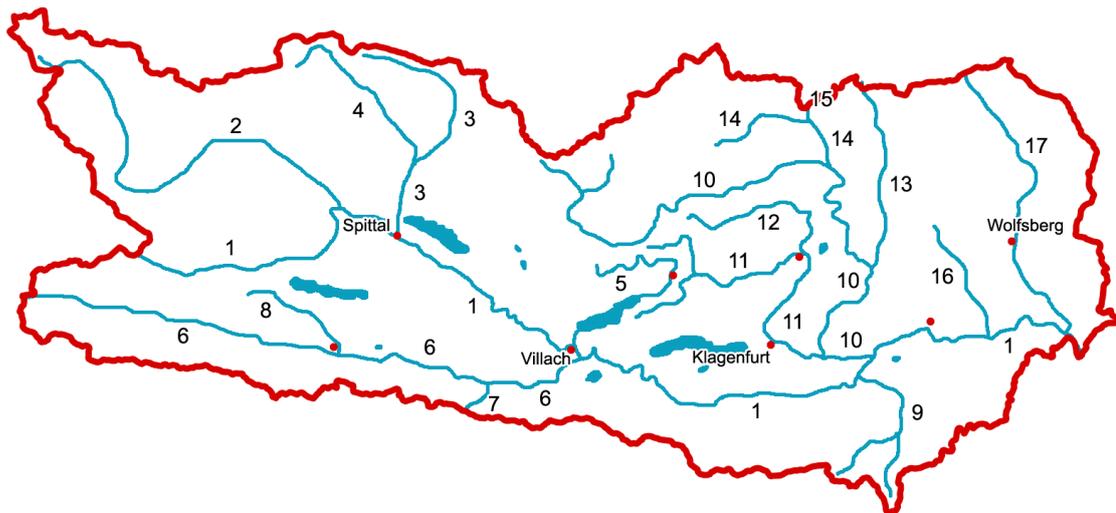


Abbildung 2.1: Übersichtslageplan der Flüsse Kärntens: Nr. 13 = Görttschitz (<http://de.academic.ru/dic.nsf/dewiki/505819>)

Das Einzugsgebiet der Görttschitz umfasst rund 315 km². Allgemein hat das Abflussregime der Görttschitz zwei jährliche Maxima, eines im späten Frühling und ein weiteres im Herbst. Der gewässerökologische Zustand der Görttschitz und ihrer Zubringer wird mit der Güteklasse I-II als mäßig verunreinigt bewertet. Ausnahmen stellen hier die Ortsbereiche von Hüttenberg, Klein St.Paul und Brückl dar. Die am häufigsten vorkommende Fischart in der Görttschitz ist die Bachforelle.

Die im numerischen Modell berücksichtigten Zubringer der Görtschitz sind der Löllingbach, der Graierbach, der Grünburgerbach, der Schrackbach, der Tisäckerbach und der Feistritzbach (siehe Abbildung 2.2). Die für die Berechnung relevanten orografisch linken Zuflüsse der Görtschitz kommen vom Gebiet der Saualpe. Besonders hervorzuheben sind hier der Löllingbach (Mündung flussauf der Wehranlage KW IV) und der Tisäckerbach (Alternativschreibweise: Dieß-eckerbach), welcher oberhalb des Wehrbauwerks des KW Eberstein I in die Görtschitz mündet. Laut Betreibern sind beide Bäche stark geschiebeführend, was häufigere Stauraumentlandungen erfordert.

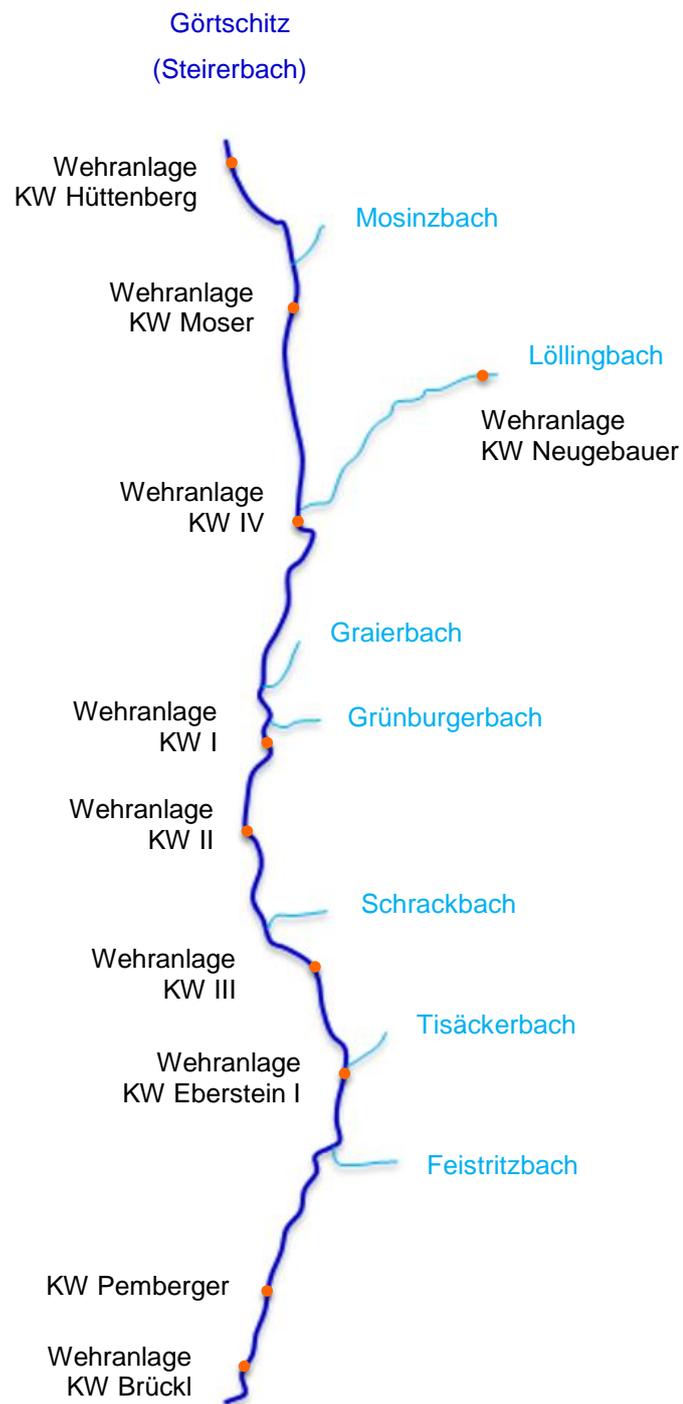


Abbildung 2.2: Übersichtsplan Görtschitztal

2.1 Beschreibung der Kraftwerksanlagen

Information zu den Kraftwerksanlagen und deren Betriebsführung wurden von den Betreibern in Form von Plänen, Bescheiden und folgenden, ausgefüllten Fragebögen zur Verfügung gestellt.

Stefanie Knauhs und Katharina Sammer
TU Graz

Spülordnung Görttschitz

Fragebogen zur Betriebsführung

Name der Kraftwerksanlage:

1. Normalbetrieb

1.1 Wie hoch ist der Ausbaudurchfluss (behördlich genehmigt)? [m³/s]

1.2.1 Womit wird der Wasserspiegel im Stauraum gemessen?

1.2.2 Wie viele Messstellen für den Wasserstand sind im Stauraum vorhanden?

1.2.3 Wie werden die Wasserspiegelmessungen aufgezeichnet (Schreibstreifen, digital, analog)?

1.2.4 Wie funktioniert die Regelung der Wehranlage in Bezug auf die Wasserspiegeländerung im Stauraum (z.B.: Anstieg des Wsp um 15cm im Stauraum = Senken der Klappe/Heben des Schützes um 10cm)?

1.3 Gibt es Aufzeichnungen über die Änderungen des Wasserspiegels auf Höhe der Wehranlage? (Ganglinie des Wasserspiegels über die Zeit) ja nein

Wenn ja, könnten Sie uns diese zukommen lassen?

1.4 Gibt es Zufluss- und Abflussganglinien, die laut Wasserrechtsbescheid vorgegeben sind?

ja nein

Wenn ja, könnten Sie uns diese zukommen lassen?

2. Hochwasser

2.1 Wie hoch ist der Zufluss bei:

HQ1 HQ5 HQ10 HQ100 RHHQ? [m³/s]

2.2 In welcher Reihenfolge werden die Betriebseinrichtungen (Wehrklappe/Grundablass/Spülschütz) bei einem Hochwasserereignis betätigt?

3. Stauraum

3.1 Wie lange ist der Stauraum (Entfernung vom Wehr bis zur Stauwurzel)?

4. Spülung/Schwemmung

4.1 Wann wird eine Spülung erforderlich? (nach Stauraumvermessung, wenn der Oberlieger spült, bei Hochwasser oder Schneeschmelze)

Abbildung 2.3: Fragebogen an Betreiber Seite 1/2

4.2 Wann bzw. In welchem Monat wird im Allgemeinen der Stauraum gespült?

4.3 Wann fand in den letzten zehn Jahren eine Stauraumspülung statt?

4.4 Gibt es Auflagen bezüglich der Hochwassersicherheit? (Minimalprofil im Stauraum)

4.5 Welche Verschlüsse werden bei einer Spülung betätigt?

4.6 Welche Abstau- bzw. Aufstaugeschwindigkeiten werden dabei erreicht?

4.7 Gibt es Auflagen bezüglich des Spülzeitraums? Wenn ja, welche?

5. Revision

5.1 Wann wurde die Anlage in den letzten zehn Jahren außer Betrieb gesetzt (kompletter Erzeugungsausfall)?

6. Allgemeines

6.1 Wie viele Turbinen sind in Betrieb/ stehen zur Verfügung?

6.1.1 Welcher Bauart sind die Turbinen (Kaplan, Francis, Pelton)?

6.1.2 Wie groß ist der Ausbaudurchfluss je Turbine (in m^3/s)?

6.1.3 Welche Nennleistung kann je Maschinensatz/Turbine erzielt werden?

6.2 Ist eine Fischaufstiegshilfe vorhanden oder geplant? Wie groß ist die Dotierung dieser?

ja $[\text{m}^3/\text{s}]$ nein

6.3 Wie hoch liegt das Stauziel?

 [m.ü.A]

6.4 Wie groß ist die (behördlich genehmigte) Einleitmenge?

 $[\text{m}^3/\text{s}]$

6.5 Wie groß ist die Nettofallhöhe?

 [m]

6.6 Wie groß ist die Restwasserdotierung?

 $[\text{m}^3/\text{s}]$

Vielen Dank für Ihre Mitarbeit!

Abbildung 2.4: Fragebogen an Betreiber Seite 2/2

2.1.1 Kraftwerk Hüttenberg

Tabelle 2.1: Technische Daten Kraftwerk Hüttenberg

Kraftwerk Hüttenberg	
Betreiber	KELAG-Kärntner Elektrizitäts AG
Baujahr	1919
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/1066
Bewilligungsfrist	bis 31.12.2010
Ausbaudurchfluss	1,20 m ³ /s
Anzahl der Turbinen	1
Bauart der Turbinen	Francis
Max. Turbinenleistung	515 kW
Ausleitungslänge	1300 m Freispiegelkanal bzw. –stollen 125 m Druckrohrleitung
Ausbaufallhöhe	55 m
Anzahl Wehrfelder	1
Wehrfeldtyp	beweglich
Verschlüsse	Hubschütz, Kiesschleuse
Restwasserabgabe	106 l/s
Fischaufstiegshilfe	keine
Stauziel	ca. 859,00 müA
Stauraumpülungen pro Jahr	keine Angabe
Stauraumlänge	ca. 90 m

Beschreibung der Anlage

Das Kraftwerk Hüttenberg wurde 1919 von der Bergverwaltung Hüttenberg gebaut und in Betrieb genommen. Die Anlage besteht aus einem Krafthaus in Hüttenberg, einer 1,2 Flusskilometer aufwärts liegenden Wehranlage, einem 1,3 km langen Freispiegelkanal bzw. -stollen, einem Wasserschloss mit Sandfang und einer 125 m langen Druckrohrleitung. Die im Krafthaus befindliche Francis-Turbine mit einem Ausbaudurchfluss von 1,20 m³/s hat ein jährliches Regelarbeitsvermögen von 2,4 GWh.



Abbildung 2.5: Maschinenhalle KW Hüttenberg

Die Wehranlage befindet sich direkt an der Görtschitztal-Bundesstraße nordwestlich von Hüttenberg. Das Stauziel wird mittels Schützenwehr gehalten. Der Einlaufbereich inklusive Rechen befindet sich auf der orografisch rechten Seite. Vor dem Übergang in die Hangrohrleitung ist auf der linken Seite des Einlaufkanals eine Kiesschleuse angeordnet, die beim Spülen des Einlaufbereichs Geschiebe ins Unterwasser ausleitet.



Abbildung 2.6: Wehranlage KW Hüttenberg (unterwasserseitig)

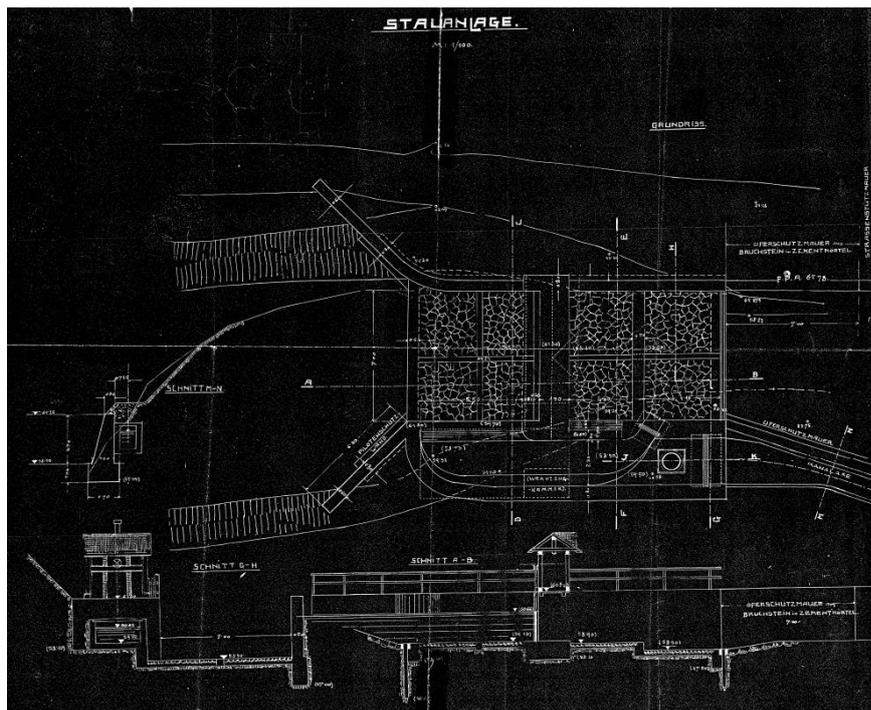


Abbildung 2.7: Plan Wehranlage KW Hüttenberg

Laut Wasserbuch-Auszug des Land Kärnten ist für die Restwasserstrecke eine Dotationsmenge von 106 l/s vorgeschrieben. Die ökologische Durchgängigkeit in Form einer Fischaufstiegshilfe oder ähnlichem ist nicht vorhanden. Angaben zur Häufigkeit von Stauraumpülungen bzw. wann diese erforderlich werden, sind uns vom Betreiber nicht übermittelt worden.

2.1.2 Kraftwerk Moser

Tabelle 2.2: Technische Daten Kraftwerk Moser

Kraftwerk Moser	
Betreiber	Moser Kraftwerke GmbH
Baujahr	Übernahme 2008
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/4007
Bewilligungsfrist	Bis 31.12.2063
Ausbaudurchfluss	2,20 m ³ /s
Anzahl der Turbinen	1
Bauart der Turbinen	Francis
Max. Turbinenleistung	587 kW
Ausleitungslänge	keine Angabe
Ausbaufallhöhe	keine Angabe
Anzahl Wehrfelder	1
Wehrfeldtyp	beweglich
Verschlüsse	Klappe und Dotationsschutz
Restwasserabgabe	400 l/s
Fischaufstiegshilfe	vorhanden, Dotierung: 100 l/s
Stauziel	769,05 müA
Stauraumpülungen pro Jahr	ca. 3
Stauraulänge	keine Angabe

Beschreibung der Anlage

Die Kraftwerksanlage Moser wurde im Jahr 2008 übernommen und läuft seit dem Jahr 2012 im derzeitigen Betrieb. Aus diesem Grund fehlen einige Informationen über das Kraftwerk, die die Zeit vor der Übernahme betreffen. Der älteste Eintrag über das Kraftwerk Moser im Wasserbuch Kärnten stammt aus dem Jahr 2003.

Die Wehranlage besteht aus einer Wehrklappe und einem Dotationsschütz.



Abbildung 2.8: Wehrklappe KW Moser unterwasser- bzw. oberwasserseitig

Nach dem Einlauf über Grobrechen, Feinrechen und Sandabsetzbecken auf der orografisch linken Seite, gelangt das Triebwasser über eine Druckrohrleitung zum Krafthaus. Die Energiegewinnung erfolgt über eine Francis-Diagonalturbine mit einem Ausbaudurchfluss von $2,20 \text{ m}^3/\text{s}$ und einer Nennleistung von 587 kW.



Abbildung 2.9: Einlauf des Triebwassers mit Grobrechen

Zur Messung des Wasserspiegels steht derzeit eine Sonde im Sandfang zur Verfügung, die Installation einer Sonde bei der Wehrklappe ist geplant. Zur Regelung der Wehranlage wird der Zufluss gemessen. Beträgt dieser mehr als die Summe aus Ausbauwassermenge und Restwasservorgabe, senkt sich die Wehrklappe.

Auflagen seitens der Behörde schreiben zur Gewährleistung der Hochwassersicherheit ein Öffnen der Stauklappe ab $4 \text{ m}^3/\text{s}$ (das entspricht HQ_{0,5}) vor. Laut Betreiber tritt dieser Fall in der Regel zweimal jährlich ein. Die vorgeschriebene Restwassermenge von 400 l/s wird der Görtschitz unterwasserseitig des Wehres durch ein Dotationsschütz zugeführt.

Stauraumspülungen werden allgemein am Kraftwerk Moser etwa dreimal jährlich durchgeführt. Diese erfolgen meist als Reaktion auf eine Spülung des Oberliegerkraftwerks (KW Hüttenberg), durch die es zu einer Verringerung des verfügbaren Stauraumvolumens kommt. Vorgeschrieben ist, dass die Spülung vor dem Beginn der Laichzeit der Bachforelle (vor dem 1. November) durchgeführt wird.

Zur ökologischen Durchgängigkeit besteht ein Umgehungsgerinne mit einem Maximalgefälle laut Planunterlagen von $0,5\%$. Die Dotierung der Fischaufstiegshilfe beträgt 100 l/s .



Abbildung 2.10: Fischaufstiegshilfe KW Moser

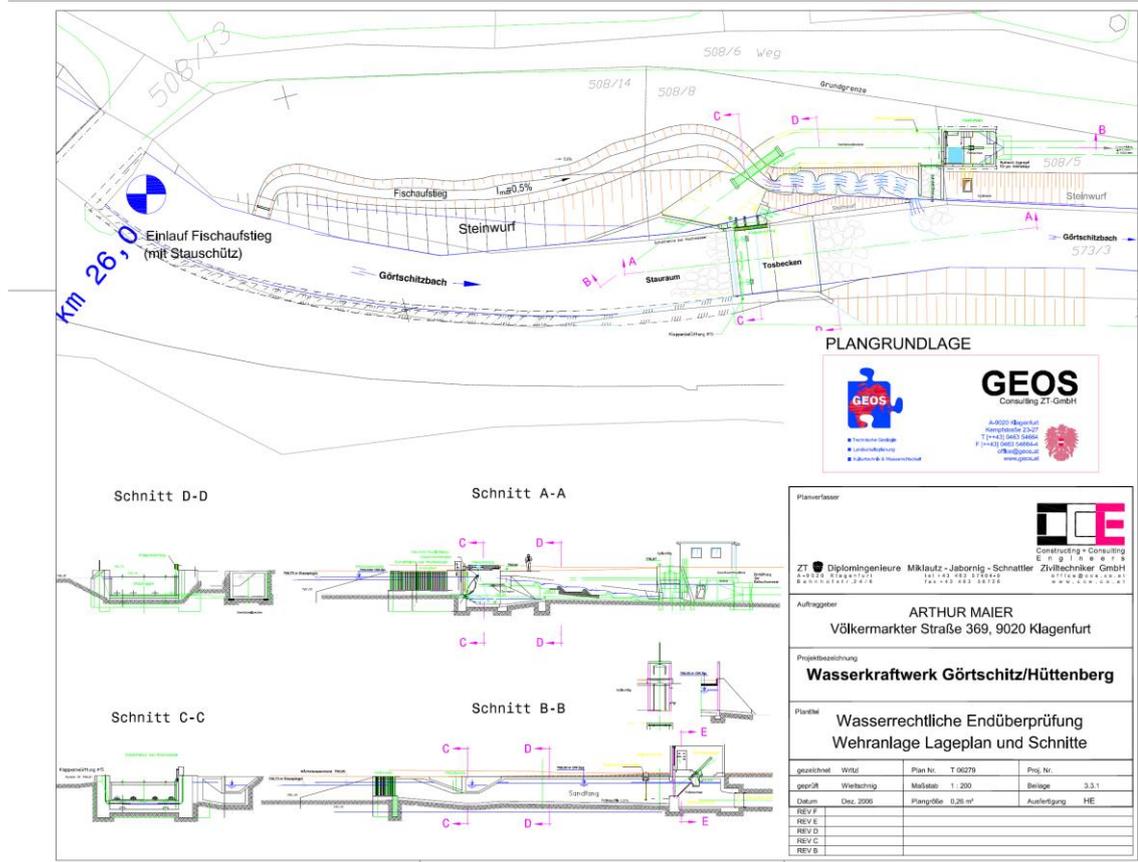


Abbildung 2.11: Lageplan und Schnitte der Wehranlage Moser (CCE Ziviltotechniker GmbH Klagenfurt)

2.1.3 Kraftwerk Neugebauer

Tabelle 2.3: Technische Daten KW Neugebauer

Kraftwerk Neugebauer	
Betreiber	Walter Neugebauer
Baujahr	2010
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/2473
Bewilligungsfrist	Bis 31.12.2059
Ausbaudurchfluss	0.525 m³/s
Anzahl der Turbinen	1
Bauart der Turbinen	Ossberger Durchströmturbine
Max. Turbinenleistung	217 kW
Ausleitungslänge	ca. 1,1 km
Ausbaufallhöhe	58,00 m
Anzahl Wehrfelder	1
Wehrfeldtyp	beweglich
Verschlüsse	Klappe
Restwasserabgabe	01.10. – 30.04.: 120 l/s 01.05. – 30.09.: 87 l/s
Fischaufstiegshilfe	keine
Stauraumpülungen pro Jahr	keine Angabe

Beschreibung der Anlage

Das Krafthaus der Wasserkraftanlage Neugebauer befindet sich kurz nach der Ortseinfahrt Lölling und rund 3,6 Flusskilometer flussauf der Mündung des Löllingbachs in die Görtschitz. Das Triebwasser wird bei der 1,1 km flussauf liegenden Wehranlage gefasst und über eine Rohrleitung in das 58 m tiefer liegende Krafthaus zur Ossberger Durchströmturbine befördert und abgearbeitet.



Abbildung 2.12: E-Werk Neugebauer und Maschinenraum

Der Aufstau des Betriebswassers am Wehrbauwerk erfolgt über eine Klappe, während die Ausleitung des Triebwassers auf der orografisch rechten Seite über einen Grobrechen erfolgt. Die vorgeschriebene Restwasserdotations von 120 l/s im Sommerhalbjahr bzw. 87 l/s im Winterhalbjahr wird über ein Schütz ins Unterwasser abgegeben. Zur Hochwasserentlastung bzw. bei Spülvorgängen wird das Wehrfeld geöffnet, also die Klappe umgelegt und es erfolgt ein freier Überfall über die Wehrkrone bei einer Fallhöhe von ca. 13 m (siehe Abbildung 2.14).



Abbildung 2.13: Wehranlage KW Neugebauer



Abbildung 2.14: Links: Stauraum, Rechts: Pflichtwasserabgabe KW Neugebauer

2.1.4 Kraftwerk IV / KW Kitschdorf

Tabelle 2.4: Technische Daten Kraftwerk IV

Kraftwerk IV / KW Kitschdorf	
Betreiber	Fa. Knoch, Kern & Co - Kraftwerke
Baujahr	1988
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/2803
Bewilligungsfrist	Bis 31.12.2045
Ausbaudurchfluss	3,20 m ³ /s
Anzahl der Turbinen	2
Bauart der Turbinen	Francis
Max. Turbinenleistung	1115 kW und 663 kW
Ausleitungslänge	4620 m Druckrohrleitung
Ausbaufallhöhe	59,00 m (Rohfallhöhe)
Anzahl Wehrfelder	1
Wehrfeldtyp	beweglich
Verschlüsse	Klappe, Spülschütz
Restwasserabgabe	01.10. – 30.04.: 260 l/s 01.05. – 30.09.: 450 l/s
Fischaufstiegshilfe	keine
Stauziel	704,00 müA
Stauraumpülungen pro Jahr	2: April und September
Stauraumlänge	ca. 60 m

Beschreibung der Anlage

Das Kraftwerk IV bzw. KW Kitschdorf wurde 1988 erbaut und ist die neueste Anlage der w&p – Kraftwerkskette. Das Krafthaus befindet sich am Standort der Wehranlage des KW I, das Wehr- und Einlaufbauwerk ca. 5,3 Flusskilometer aufwärts. Das Triebwasser wird nach der Mündung von Görtschitz und Löllingbach gefasst und über eine 4620 m lange Druckrohrleitung zu den beiden Francis Spiralturbinen geleitet. Die Rohfallhöhe beträgt 59 m und das jährliche Regelarbeitsvermögen der beiden Turbinen 7,7 GWh.



Abbildung 2.15: Maschinenraum KW IV – im Bild eine der beiden Francis Spiralturbinen

Das Wehrbauwerk besteht aus einem 9 m breiten Klappenwehr und einem 2 m breiten Kiesspülschütz. Die Ausleitung erfolgt auf der orografisch linken Seite über einen Grob- und Feinrechen mit automatischer Rechenreinigungsmaschine. Zur Messung des Wasserstandes stehen Pegelsonden an vier Messstellen im Stauraum zur Verfügung. Wird eine Erhöhung des Wasserspiegels gemessen, senkt sich die Klappe. Bei Stauraumspülungen wird zunächst die Wehrklappe und dann der Grundablass geöffnet.



Abbildung 2.16: Wehranlage KW IV (unterwasserseitig)



Abbildung 2.17: Restwasserstrecke KW IV

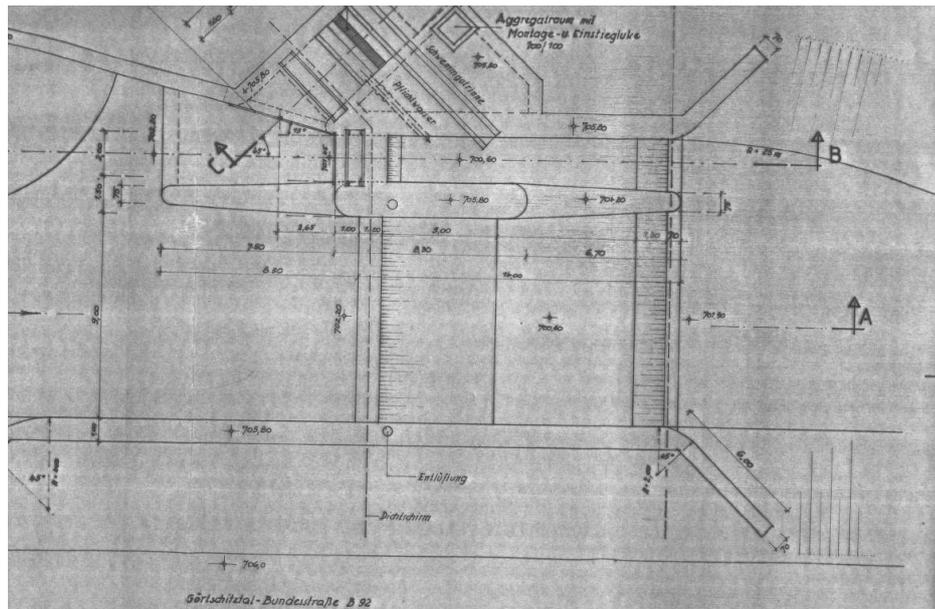


Abbildung 2.18: Planausschnitt Wehranlage KW IV Grundriss

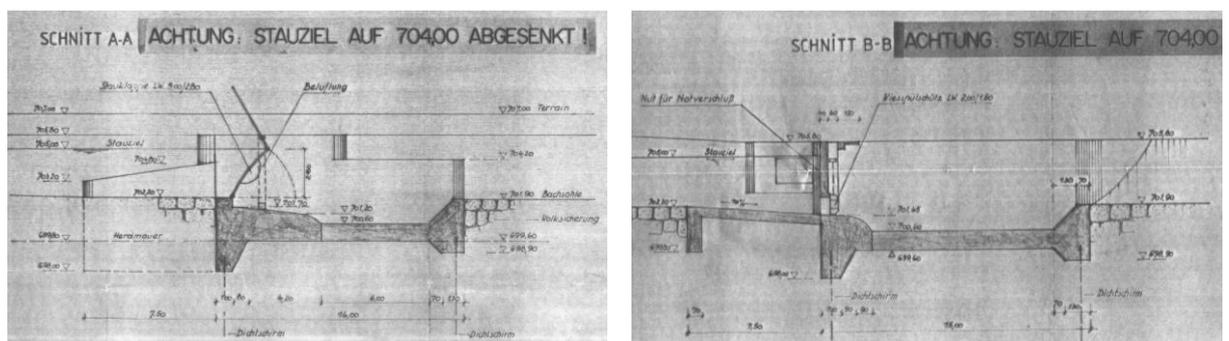


Abbildung 2.19: Planausschnitt Wehranlage KW IV Schnitt A-A und B-B

Für die Wasserkraftanlage der Knoch, Kern & Co KG liegt eine vorgeschriebene Restwassermenge vor: im Winterhalbjahr (01.10. – 30.04.) sind 260 l/s zu dotieren, im Sommerhalbjahr (01.05 – 30.09.) 450 l/s. Durchgängigkeit für Fische über eine Fischaufstiegshilfe oder ähnliches ist nicht gegeben.

Im Allgemeinen werden Stauraumpülungen laut Betreiber zweimal jährlich, im April und September durchgeführt. Nach starken Regenfällen und Gewittern können auch weitere erforderlich sein, da durch die Mündung des Löllingbachs in die Görschitz, nur wenige Meter flussauf der Wehranlage, zusätzliches Geschiebe in den Stauraum eingetragen wird.

Im, vom Betreiber in Auftrag und zur Verfügung gestellten Bericht des Klagenfurter Ingenieurbüros GEOS Consulting ZT-GmbH zur „Herstellung des ökologisch guten Zustandes an der Görtschitz“ (GEOS CONSULTING ZT-GmbH, Februar 2012), werden u.a. folgende geplante Maßnahmen für die Anlage KW IV angeführt:

- Adaptierung der Restwasservorgabe von statisch (Sommer-Winter) auf dynamisch (in Abhängigkeit des gegebenen Abflusses)
- Errichtung einer Fischaufstiegshilfe in Form eines technischen Fischpasses zwischen Wehrfeld und Görtschitztalstraße, der in weiterer Folge einen Teil der vorgeschriebenen Dotationsmenge abgeben soll
- Fassung der Zubringer Graierbach und Grünburgerbach über ein Tiroler Wehr und Einbindung in den Triebwasserweg des KW IV

2.1.5 Kraftwerk I / KW Wietersdorf

Tabelle 2.5: Technische Daten Kraftwerk I

Kraftwerk I / KW Wietersdorf	
Betreiber	Fa. Knoch, Kern & Co - Kraftwerke
Baujahr	1909
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/999
Bewilligungsfrist	unbefristet
Ausbaudurchfluss	2,60 m ³ /s
Anzahl der Turbinen	2
Bauart der Turbinen	Francis
Max. Turbinenleistung	je 220 kW
Ausleitungslänge	1100 m Freispiegelkanal 600 m Druckrohrleitung
Ausbaufallhöhe	21,40 m (Rohfallhöhe)
Anzahl Wehrfelder	1
Wehrfeldtyp	beweglich
Verschlüsse	Klappe, Spülschütz
Restwasserabgabe	keine Vorschreibung
Fischaufstiegshilfe	keine
Stauziel	646,34 müA (lt. GPS-Vermessung)
Stauraumpülungen pro Jahr	2: April und September
Stauraumlänge	ca. 80 m

Beschreibung der Anlage

Das Kraftwerk I bzw. KW Wietersdorf wurde im Jahre 1909 erbaut und ist damit die älteste Anlage der Kraftwerkskette der Fa. Knoch, Kern & Co. Das Krafthaus befindet sich im Werksgelände von w&p-Zement in Wietersdorf, während die Wehranlage und Wasserfassung ca. 2,1 Flusskilometer aufwärts in Kitschdorf, am Standort des Krafthaus KW IV, liegt. Über einen 1,1 km langen Freispiegelkanal und eine 600 m lange Druckrohrleitung werden das abgearbeitete Triebwasser des KW IV und die ausgeleitete Wassermenge der Wehranlage KW I zwei Francis Spiralturbinen zugeführt. Das jährliche Regelarbeitsvermögen der beiden baugleichen Turbinen beträgt 2,5 GWh. Die gefasste Wassermenge dient jedoch nicht nur zur Erzeugung elektrischer Energie sondern auch zur Versorgung des Zementwerks mit Brauch- und Kühlwasser und als Entnahmebecken für die Feuerwehr und Straßenbewässerung.

Die Wehranlage in Kitschdorf besteht aus einem 7 m breiten Klappenwehr und einem 2 m breiten Grundablassschütz.



Abbildung 2.20: Wehranlage KW I (oberwasserseitig)

Die Ausleitung erfolgt auf der orografisch rechten Seite über einen ca. 9 m breiten Einlauf mit Grobrechen. Zwei Einlaufschütze dienen als Absperrorgane der beiden Entsandungsbecken und des restlichen Triebwasserweges. Der Wasserstand im Stauraum wird über zwei Pegelsonden gemessen.



Abbildung 2.21: Einlaufbauwerk mit Grobrechen und Holzschützen



Abbildung 2.22: Entsandungsbecken

Durchgängigkeit für Fische ist auch bei dieser Anlage nicht gegeben. Des Weiteren gibt es auf Grund des Anlagenalters auch keine Vorschreibung bezüglich Restwasserdotierung.



Abbildung 2.23: Restwasserstrecke nach der Wehranlage KW I

Stauraumspülungen werden laut den Angaben des Betreibers meist nach starken Regenfällen und Gewittern erforderlich, erfolgen normalerweise zweimal jährlich im April und September. Eine Koordination der notwendigen Spülungen erfolgt problemlos, da jeweils das ober- und unterliegende Kraftwerk vom selben Betreiber sind.

Geplant ist laut dem Bericht des Klagenfurter Ingenieurbüros GEOS Consulting ZT-GmbH (GEOS CONSULTING ZT-GmbH, Februar 2012), die Anlage KW I bis Ende 2018 umzubauen. Am Standort des Krafthauses des KW IV soll eine neue Wasserfassung entstehen um die Wasserversorgung der Werksanlagen und der weiteren Kraftwerkskette zu gewährleisten. Die bestehende Wasserfassung des KW I wäre in weiterer Folge nur mehr als Reserve bzw. zur Abgabe von Dotationswasser in Betrieb.

2.1.6 Kraftwerk II / KW Hornburg

Tabelle 2.6: Technische Daten Kraftwerk II

Kraftwerk II / KW Hornburg	
Betreiber	Fa. Knoch, Kern & Co - Kraftwerke
Baujahr	1920
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/1050
Bewilligungsfrist	Mit 11.10.2011 wurde um Neuverleihung des Wasserrechts angesucht
Ausbaudurchfluss	3,20 m ³ /s
Anzahl der Turbinen	2
Bauart der Turbinen	Francis
Max. Turbinenleistung	Je 350 kW
Ausleitungslänge	4200 m Freispiegelkanal 220 m Druckrohrleitung
Ausbaufallhöhe	32,80 m (Nettofallhöhe) 37,00 m (Rohfallhöhe)
Anzahl Wehrfelder	1
Wehrfeldtyp	beweglich
Verschlüsse	Hubschütz
Restwasserabgabe	01.12.-31.03.: 470 l/s 01.04.-30.11.: 700 l/s (lt. Bescheid 2013)
Fischaufstiegshilfe	keine
Stauziel	622,63 müA (lt. GPS-Vermessung)
Stauraumpülungen pro Jahr	2: April und September
Stauraumlänge	ca. 50 m

Beschreibung der Anlage

Das Kraftwerk II, auch als Kraftwerk Hornburg oder Görtschitztor bezeichnet, wurde im Jahr 1920 errichtet. Betreiber ist die Fa. Knoch, Kern & Co – Kraftwerke. Die Mitteldruckwasserkraftanlage liegt am Mittellauf der Görtschitz.



Abbildung 2.24: Wehranlage KW II ober- und unterwasserseitig (Fotodokumentation GEOS Consulting ZT-GmbH, 2012)

Zur Stauhaltung dient ein Hubschütz in Holzbalkenbauweise, der sich über den gesamten Flussquerschnitt der Görtschitz erstreckt. Die Wasserentnahme erfolgt am Auslauf des KW I, unterhalb des Werksbereichs des Zementwerks. Das Triebwasser wird in weiterer Folge durch die Rechenanlage geleitet.



Abbildung 2.25: Rechenanlage KW II (Fotodokumentation GEOS Consulting ZT-GmbH, 2012)

Die Wasserspiegelmessung erfolgt mittels Pegelsonden vor und nach dem Rechen. Die Aufzeichnung der Messergebnisse wird analog durchgeführt. Das abgearbeitete Triebwasser des oberwasserseitigen KW I macht den Großteil der Einspeisungsmenge des KW II aus. Im Verhältnis dazu ist die zusätzliche

Wassermenge, die im Bereich der Wehranlage gefasst wird, relativ unbedeutend. Nur bei einem Ausfall des KW I wird das benötigte Triebwasser über die Wehranlage des KW II gewonnen. Das Krafthaus des KW II liegt etwa 3,7 km flussab der Wehranlage. Die beiden Francis-Turbinen besitzen ein jährliches Regelarbeitsvermögen von 4,5 GWh.



Abbildung 2.26: Eine der beiden Francis-Zwillingsturbinen im Krafthaus des KW II

Der Stauraum des KW Hornburg wird etwa zweimal jährlich, im April und September, gespült und nach Erfordernis auch bei starken Regenfällen oder Gewitter. Die Stauraumentleerung erfolgt über das Anheben des Schützes, damit wird der gesamte Flussquerschnitt abflusswirksam. Bezüglich der Hochwassersicherheit existieren keinerlei wasserrechtliche Vorgaben.

Ein Umgehungsgerinne im Bereich der Wehranlage ist bisher nicht vorhanden.

2.1.7 Kraftwerk III / KW Eberstein

Tabelle 2.7: Technische Daten Kraftwerk III

Kraftwerk III / KW Eberstein	
Betreiber	Fa. Knoch, Kern & Co - Kraftwerke
Baujahr	1955
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/1754
Bewilligungsfrist	Bis 31.07.2043
Ausbaudurchfluss	4,50 m ³ /s
Anzahl der Turbinen	1
Bauart der Turbinen	Kaplan
Max. Turbinenleistung	450 kW
Ausleitungslänge	360 m Freispiegelkanal 1240 m Druckrohrleitung
Ausbaufallhöhe	15,20 m (Rohfallhöhe)
Anzahl Wehrfelder	1
Wehrfeldtyp	beweglich
Verschlüsse	Klappe, Spülschütz
Restwasserabgabe	keine Vorschreibung
Fischaufstiegshilfe	keine
Stauziel	585,78 müA (lt. GPS-Vermessung)
Stauraumpülungen pro Jahr	2: April und September
Stauraumlänge	ca. 100 m

Beschreibung der Anlage

Das Kraftwerk KW III ist die unterste der vier Wasserkraftanlagen im Besitz der Fa. Knoch, Kern und Co, die Anlage wurde im Jahr 1955 errichtet. Das KW III wird losgelöst von den übrigen drei Anlagen betrieben.

Die Wehranlage des KW III liegt rund 250 m flussabwärts des Krafthauses II und besteht aus einer Wehrklappe und einem Spülschütz. Der Einlauf befindet sich orografisch rechts.



Abbildung 2.27: Wehranlage KW III unterwasserseitig, rechts: Detail Spülschütz und Wehrklappe



Abbildung 2.28: Wehranlage KW III oberwasserseitig

Die Wasserfassung ist in aufgelöster Bauweise ausgeführt. Von der Wehranlage wird das Triebwasser über ein Leitungssystem der ca. 300 m flussabwärts befindlichen Rechenanlage zugeführt. Anschließend wird das Wasser durch eine Druckrohrleitung bis zum 1,5 km flussab liegenden Kavernenkrafthaus (Sanierung 2006) am nördlichen Ortsende von Eberstein geleitet. Das Krafthaus ist mit einer Kaplanmaschine mit einer Leistung von 450 kW und einem jährlichen Regelarbeitsvermögen von 2,4 GWh ausgestattet.



Abbildung 2.29: Rechenanlage KW III; Außen- und Innenansicht



Abbildung 2.30: Kaplanmaschine im Kavernenkrafthaus III

Derzeit besteht kein Umgehungsgerinne zur ökologischen Durchgängigkeit. Zu Restwasserdotations und Hochwassersicherheit gibt es auch keine Auflagen.



Abbildung 2.31: Wehranlage KW III: Restwasserstrecke und Tosbecken mit Störkörpern

Stauraumspülungen werden auch an dieser Anlage rund zweimal jährlich, nach Erfordernis bei starken Regenfällen und Gewittern, meist im April und September, durchgeführt.

2.1.8 Kraftwerk Eberstein I / KW St. Walburgen

Tabelle 2.8: Technische Daten Kraftwerk Eberstein I

Kraftwerk Eberstein I	
Betreiber	KW Eberstein Neuper GmbH
Baujahr	2009
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/2501
Bewilligungsfrist	Bis 31.12.2020
Ausbaudurchfluss	4,00 m ³ /s
Anzahl der Turbinen	1
Bauart der Turbinen	Kaplan
Max. Turbinenleistung	656 kW
Ausleitungslänge	1830 m Druckrohrleitung
Ausbaufallhöhe	20,39 m (Nettofallhöhe) 23,80 m (Bruttofallhöhe)
Anzahl Wehrfelder	1
Wehrfeldtyp	beweglich
Verschlüsse	2 Wehrklappen
Restwasserabgabe	Mai-August: 500 l/s September-April: 340 l/s
Fischaufstiegshilfe	vorhanden; Dotierung: 185 l/s
Stauziel	567,20 müA
Stauraumpülungen pro Jahr	keine Angabe
Stauraumlänge	ca. 70 m

Beschreibung der Anlage

Das KW Eberstein I ist das neueste Kraftwerk an der Görtschitz. Die Wehranlage des KW Eberstein I liegt im Ortsgebiet von Eberstein. Das KW Eberstein I ersetzt ein älteres Kraftwerk, das Ende 2008 abgebrochen wurde. Die Errichtung der neuen Anlage wurde im Oktober 2009 abgeschlossen, am 10.10.2009 erfolgte die erstmalige Netzeinspeisung.



Abbildung 2.32: Wehranlage Kraftwerk Eberstein I (unterwasserseitig)

Die Anlage besteht aus einer Wehranlage mit einer großen Wehrklappe mit Pegelregelung und einer kleinen Wehrklappe. Die Steuerung der Wehranlage erfolgt elektronisch, im Hochwasserfall ist auch eine stromlose, automatische Öffnung der Stauklappe möglich. Die Wasserspiegelmessung im Stauraum wird digital mit einer Pegelmesssonde durchgeführt.

Der Einlauf mit zwei hydraulischen Einlaufschützen liegt auf der orografisch linken Seite. Das Triebwasser wird durch einen Grobrechen, einen Feinrechen und einen Sandfang mit 3-Kammernsystem geleitet und anschließend über eine

1830 m lange Druckrohrleitung der Kaplan-Rohrturbine im ca. 2,6 km flussab gelegenen Turbinenhaus zugeführt. Das gesammelte Treibgut wird anschließend an den Sandfang wieder in die Görtschitz eingeleitet.



Abbildung 2.33: 3-Kammern Sandfang KW Eberstein I

Die Anlage verfügt auch über eine „Vertical-Slot“ Fischaufstiegshilfe mit 185 l/s Dotierung auf der orografisch rechten Seite der Wehranlage.



Abbildung 2.34: Fischaufstiegshilfe KW Eberstein I

Die Restwasserdotation ist mit 500 bzw. 340 l/s behördlich vorgeschrieben. Am Kraftwerk Eberstein I werden Stauraumspülungen vor allem dann notwendig, wenn der Oberlieger (KW III) spült, bei Hochwasserereignissen und bei Stauraumverlandungen durch den stark geschiebeführenden Tisäckerbach. Diese finden immer in Absprache mit den Unterliegern (KW Pemberger und KW Kettenwerk) und mit dem Oberlieger (Fa. Knoch, Kern und Co) statt.

2.1.9 Kraftwerk Pumberger

Tabelle 2.9: Technische Daten KW Pumberger

Kraftwerk Pumberger	
Betreiber	KW-Eberstein Neuper GmbH
Baujahr	1929
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/113
Bewilligungsfrist	bis 15.01.2015
Ausbaudurchfluss	2,02 m ³ /s
Anzahl der Turbinen	1
Bauart der Turbinen	Francis
Max. Turbinenleistung	35 kW
Ausleitungslänge	-
Ausbaufallhöhe	3,15 m
Anzahl Wehrfelder	2
Wehrfeldtyp	fest, beweglich
Verschlüsse	Hubschütz, Spülschütz
Restwasserabgabe	keine Vorschreibung
Fischaufstiegshilfe	keine
Stauziel	519,00 müA
Stauraumpülungen pro Jahr	permanent in Absprache mit Unterlieger
Stauraumlänge	ca. 100 m

Beschreibung der Anlage

Der älteste Eintrag der Anlage Kraftwerk Pumberger im Wasserbuch Kärnten stammt aus dem Jahr 1929. Es ist das einzige Laufkraftwerk in der betrachteten Kraftwerkskette, dessen Krafthaus sich in unmittelbarer Nähe der Wehranlage befindet. Das Wehr besteht aus einem 5,4 m breiten Mittelfeld mit doppelter Riegelwand als Dammbalken und rechts- und linksseitigen Schützenfeldern, wovon letzteres als Grundablass dient. Das Triebwasser wird auf der orografisch linken Seite über einen 3,5 m breiten Oberwasserkanal mit Einlaufrechen entnommen und über einen Feinrechen der Voith-Francis-Einfachschathtubine zugeführt. Ein 50 m langer Unterwasserkanal, der zwischen Krafthaus und Bachbett verläuft, führt das abgearbeitete Triebwasser wieder der Görtschitz zu.



Abbildung 2.35: Wehranlage KW Pumberger (unterwasserseitig)

Die Messung des Wasserstandes im Stauraum erfolgt über eine Pegelmesssonde. Stauraumpülungen erfolgen vorwiegend bei Hochwasser oder bei Spülungen des oberliegenden KW Eberstein I. Für kleinere Spülungen während dem laufenden Betrieb werden nur die Absperrschütze angehoben, bei Hauptspülungen auch der Dammbalken.



Abbildung 2.36: Grobrechen und Turbineneinlauf



Abbildung 2.37: Unterwasserkanal

Eine Durchgängigkeit für Fische ist nicht gegeben und Restwasserdotation ist auch keine vorgeschrieben. Im Wasserbuch-Auszug des Land Kärnten findet sich jedoch die Anmerkung, dass bis 2015 eine Fischaufstiegshilfe zu bauen und bis 2021 eine Restwasservorschreibung umzusetzen ist.

In Planung befindet sich laut Betreiber momentan ein neues Krafthaus (KW Eberstein II), das ca. 1,5 km südlich des bestehenden KW Pemberger errichtet und nur vom abgearbeiteten Triebwasser des KW Eberstein I aus einer ca. 4 km langen Rohrleitung gespeist werden soll. Im Falle der Bewilligung und Fertigstellung

des geplanten Bauprojekts soll die bestehende Anlage KW Pumberger gänzlich rückgebaut werden. Bei einem negativen Bescheid für das neue Kraftwerk KW Eberstein II zieht der Betreiber eine Modernisierung des Kraftwerks und die Umsetzung der vermerkten Vorschriften in Betracht.

2.1.10 Kraftwerk Kettenwerk Brückl

Tabelle 2.10: Technische Daten Kraftwerk Kettenwerk

Kraftwerk Kettenwerk Brückl	
Betreiber	PEWAG Schneeketten GmbH & Co KG
Baujahr	1905
Bauart	Ausleitungskraftwerk
Wasserbuch Postzahl	205/114
Bewilligungsfrist	unbefristet
Ausbaudurchfluss	2,50 m ³ /s
Anzahl der Turbinen	1
Bauart der Turbinen	Kaplan
Max. Turbinenleistung	keine Angabe
Ausleitungslänge	keine Angabe
Ausbaufallhöhe	Rohfallhöhe: 8,29 m Nutzfallhöhe: ca. 5,50 m
Anzahl Wehrfelder	1
Wehrfeldtyp	fest
Verschlüsse	Spülschütz
Restwasserabgabe	keine Vorschreibung
Fischaufstiegshilfe	geplant; Dotierung: ~200 l/s
Stauziel	506,80 müA
Stauraumpülungen pro Jahr	~12 (wochenends)
Stauraulänge	keine Angabe

Beschreibung der Anlage

Das Kraftwerk Kettenwerk Brückl ist das flussab letzte Kraftwerk der Kraftwerkskette an der Görtschitz. Der älteste Bescheid, der im Wasserbuch Kärnten vermerkt ist, stammt aus dem Jahr 1905. Die Wehranlage wurde im Herbst 1955 neu hergestellt, dabei wurde das zuvor hölzerne durch ein betoniertes Überfallswehr ersetzt. Vom Betreiber wurden nur wenige Informationen zur Anlage weitergegeben, Pläne waren aufgrund des Anlagenalters nicht vorhanden. Die Modellierung der Wehranlage konnte unter Verwendung der vom Land Kärnten bereitgestellten Geometriedaten eines bestehenden Waspi-Modells (Waspi = Wasserspiegellagenprogramm entwickelt von Hydroconsult), Wasserrechtsbescheiden und einer vom Betreiber angefertigten Skizze realisiert werden.



Abbildung 2.38: Wehranlage KW Kettenwerk unterwasserseitig; rechts: Festes Wehr, links: Grundablass

Die Wehranlage des KW Kettenwerk Brückl besteht aus einem betonierten Überfallswehr von etwa 8,30 m Breite und einem 1,75 m breiten Grundablass. Der Einlauf der Ausleitungsstrecke (orografisch rechts) erfolgt über zwei Einlaufschleusen, bestehend aus zwei Toren von je rund 3 m Breite. Die Ausleitungsstrecke führt zum Werksgelände der Pewag Schneeketten GmbH im Ortsgebiet von Brückl. Das Triebwasser wird dort durch eine Rechenanlage geleitet. Die Energiegewinnung erfolgt mittels einer Kaplan turbine.



Abbildung 2.39: Wehranlage KW Kettenwerk oberwasserseitig



Abbildung 2.40: Einlauf KW Kettenwerk

Für das KW Kettenwerk besteht derzeit keine Fischaufstiegshilfe. Die Errichtung einer Fischaufstiegshilfe bis 2015 und die Umsetzung einer Restwasserdotierung bis 2021 sind aber vorgeschrieben.

Für Stauraumspülungen gibt es keine Auflagen vom Land Kärnten. Laut Betreiber sind Spülungen aufgrund des starken Geschiebeeintrags monatlich notwendig, reagiert wird auf starke Wassertrübung und abfallende Turbinenleistung. Gespült wird am Wochenende, um die Stromversorgung des Kettenwerks während der Betriebszeiten gewährleisten zu können. Eine Koordination der Spülzeiten mit den anderen Kraftwerksbetreibern an der Görtschitz findet bisher nicht statt.

3. Stauraumspülungen

3.1 Allgemeines

Flusskraftwerke bewirken durch die künstliche Unterbrechung des Längskontinuums ein Ungleichgewicht im Geschiebehaushalt von Fließgewässern. Geringere Fließgeschwindigkeiten in Staubereichen führen zu Verlandungen durch das Absinken von Geschiebe, Sedimenten, Schwebstoffen und organischen Einträgen. Die Verlandungen im Oberwasserbereich von Wehranlagen bedeuten einerseits ein verringertes Stauvolumen, das zur Wasserspeicherung bereit steht, andererseits entsteht durch den Aufstau auch ein Geschiebedefizit im Unterwasser.

Aus diesen Gründen müssen in regelmäßigen Abständen, je nach gewässerspezifischen Begebenheiten, Stauraumspülungen durchgeführt werden, um den Geschiebehaushalt im Fluss wieder ins Gleichgewicht zu bringen und den Stauraum von Verlandungen zu befreien. Eine Stauraumspülung bedeutet immer einen großen Eingriff in die Flussökologie. Der Abstau und darauffolgende Aufstau bewirkt plötzliche Schwall- und Sunkerscheinungen, die besonders für Jungfische, die sich vermehrt in Flachwasserbereichen aufhalten, gefährliche Folgen haben.

Aufgrund der starken Belastung für Fauna und Flora bei einer Spülung kommt, insbesondere bei einer Kraftwerkskette, der Optimierung der Spülvorgänge eine große Bedeutung zu. Das Ziel ist, Schwall- und Sunkerscheinungen möglichst gering zu halten und die Schwall- bzw. Sunkwelle zeitlich so zusammenzulegen, dass sowohl der Einfluss auf die Flussökologie und Folgeschäden minimiert werden, als auch der Durchfluss hoch genug ist, um Geschiebe durchzuspülen, also vom Oberwasser- in den Unterwasserbereich der Wehranlagen zu verlagern. Auf diese Weise kann der Eintiefung der Flusssohle flussabwärts des Wehres, die zu einer Absenkung des Grundwasserspiegels führt, entgegengewirkt werden.

Ein besonderes Problem bei Stauraumspülungen stellt größeres Geschiebe dar. Dieses lagert sich bereits im Bereich der Stauwurzel ab und eine Mobilisierung bleibt selbst bei Stauraumspülungen schwierig. Ökologisch gesehen ist besonders Grobgeschiebe wichtig für einen guten morphologischen Zustand des Ge-

wässers. Eine Spülung führt durch die Freisetzung der im Stauraum abgelagerten Feinteile zu einer erhöhten Schwebstoffkonzentration im Unterwasserbereich. Dieser Eingriff in den Gewässerhaushalt gefährdet Tiere und Pflanzen und sollte deshalb minimal invasiv durchgeführt werden. Als alternative Entlandungsmaßnahme kann der Stauraum auch freigebaggert werden. Diese Maßnahme kann aber, abhängig von der Stauraumgröße, sehr kostenintensiv werden. Koordiniert ablaufende Spülvorgänge sorgen für eine verbesserte ökologische Verträglichkeit.

3.2 Europäische Wasserrahmenrichtlinie

Die Europäische Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) ist eine länderübergreifende Richtlinie der Europäischen Union zur Vereinheitlichung des europaweiten Wasserrechts. Sie definiert die Umweltziele für alle europäischen Oberflächengewässer und das Grundwasser. Die Eckpunkte der Richtlinie sind Verbesserungsgebot, Verschlechterungsverbot und Nachhaltigkeit. Im Vorwort der WRRL wird Wasser als *„ererbtes Gut, das geschützt, verteidigt und entsprechend behandelt werden muss“* (Strobl; Zunic, 2006) bezeichnet.

Die Ziele der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie beinhalten die Erreichung eines „guten ökologischen Zustands“ für alle europäischen Gewässer bzw. bei stark veränderten Gewässern eines „guten ökologischen Potenzials“. Mit der Umsetzung aller Umweltziele der WRRL soll eine nachhaltige Wasserkraftnutzung in ganz Europa sichergestellt werden.

Die WRRL sieht eine ganzheitliche Gewässerbeurteilung vor, anstelle von Betrachtungen innerhalb der Staatsgrenzen soll der gesamte hydrologische Einflussbereich eines Gewässers inklusive Zuflüssen in die Analyse und Maßnahmensetzung miteinbezogen werden. Dies erfordert eine grenzübergreifende Zusammenarbeit aller beteiligten Länder und Parteien, die WRRL sieht auch eine Einbindung der Öffentlichkeit vor. Weiters sollen anthropogene Einflüsse unterbunden bzw. gegebenenfalls rückgängig gemacht werden. Die Verbesserung des ökologischen Zustands eines Fließgewässers geht in der Regel mit der Wiederherstellung eines naturnahen Zustands einher.

Ein für die Wasserkraftnutzung wichtiger Aspekt ist die ökologische Durchgängigkeit der Gewässer. Die Durchwanderbarkeit der europäischen Fließgewässer muss durch die Errichtung von Fischwegen sichergestellt werden. Bei anderen hydromorphologischen Beeinträchtigungen, wie z.B. durch Strömungsregulierungen, sind zusätzliche Verbesserungsmaßnahmen zu treffen.

Die EU-WRRL trat im Jahr 2000 in Kraft, die rechtliche Umsetzung auf nationaler Ebene erfolgte in Österreich durch den Nationalen Gewässerbewirtschaftungsplan (NGP). Im alle 6 Jahre erscheinenden NGP wird der aktuelle Zustand der österreichischen Flüsse bewertet und in Güteklassen eingeteilt. Das Bewertungsschema umfasst 5 Güteklassen, von Klasse I (sehr guter ökologischer Zustand – entspricht dem gewässertypspezifischem Referenzzustand) bis Klasse V. Laut WRRL ist die Einstufung in die Güteklasse II (guter ökologischer Zustand) die Mindestvorgabe zur Wasserqualität. Nach der genauen Analyse des Ist-Zustands werden gegebenenfalls Maßnahmen und Ziele festgelegt zur Erreichung des „guten Zustands“ laut Europäischer Wasserrahmenrichtlinie.

Die Umsetzung der Vorgaben der WRRL soll für alle europäischen Oberflächengewässer und das Grundwasser bis 2015, mit Ausnahmen bis spätestens 2027, abgeschlossen werden. Bei Nichterfüllung der Umweltziele werden den Mitgliedsländern auch Strafzahlungen angedroht. Problematisch ist die Beurteilung des „ökologisch guten Zustands“, da eindeutige Definitionen bisher fehlen und die Begriffsdefinition vermutlich auch zukünftig immer wieder aktuellen Erkenntnissen und Entwicklungen angepasst werden muss. Aktuell beschreibt die Begriffbestimmung einen „guten Zustand“ eines Gewässers als nur in geringem Maße vom natürlichen Zustand, dem „sehr guten“ Zustand, abweichend. (Strobl; Zunic, 2006)

3.3 Ökologische Durchgängigkeit

Wehranlagen von Flusskraftwerken stellen einen Einschnitt in die natürliche Flussökologie dar und unterbrechen die Durchgängigkeit des Gewässers für alle im Wasser lebenden Organismen. Um diesen Einfluss möglichst gering zu halten, werden Fischwege in Wehrbereichen hergestellt. Problematisch ist es, eine konstruktive Ausführung zu wählen, bei der die Fische die Umgehung des Wehres auch nutzen können. Der Fokus liegt hierbei auf der strömungstechnisch günstigen Anordnung des Einstiegs und einem für die Fische zu bewältigenden Gefälle des Umgehungsgerinnes.

Fischpassagen gliedern sich in Fischauf- und Fischabstiegsanlagen. Während Fischaufstiegsanlagen durch den gezielten Einsatz von Lockströmungen von Fischen bereits gut angenommen werden, gibt es bei der Errichtung von geeigneten Fischabstiegsanlagen noch Forschungsbedarf. (Fischabstiegshilfen ermöglichen die Wanderung nach flussab für Aale und bestimmte Fischarten.) Für Fischaufstiegshilfen existieren zahlreiche verschiedene Ausführungsoptionen, man unterscheidet zwischen naturnahen und technischen Lösungen. Für ein Gewässer muss unter Beachtung sowohl wirtschaftlicher, als auch ökologischer und gewässerspezifischer Gesichtspunkte die individuell optimale Variante gefunden werden.

Seit Einführung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (siehe auch Abschnitt 3.2) kommt der Durchwanderbarkeit der Flüsse für Fische und Kleinstlebewesen eine vermehrte Bedeutung zu. Die Unterbrechung der Lebensräume durch Wasserkraftanlagen soll nach Möglichkeit rückgängig gemacht werden. Handlungsbedarf besteht vor allem bei alten Wasserkraftanlagen, wo die Anordnung von Fischpassagen häufig aus Platzmangel nur schwer realisierbar ist. Die Umsetzung der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie mit dem Ergebnis der ökologischen Durchgängigkeit aller Fließgewässer soll bis zum Jahre 2015 abgeschlossen sein.



Abbildung 3.1: Naturnaher Fischaufstieg (http://mangfall-allianz.de/index.php?article_id=5)



Abbildung 3.2: Fischaufstiegshilfe Vertical-Slot-Fischpass (Schlitzpass) (<http://www.drauradweg.com/de.aspx/sehenswertes/View/784>)

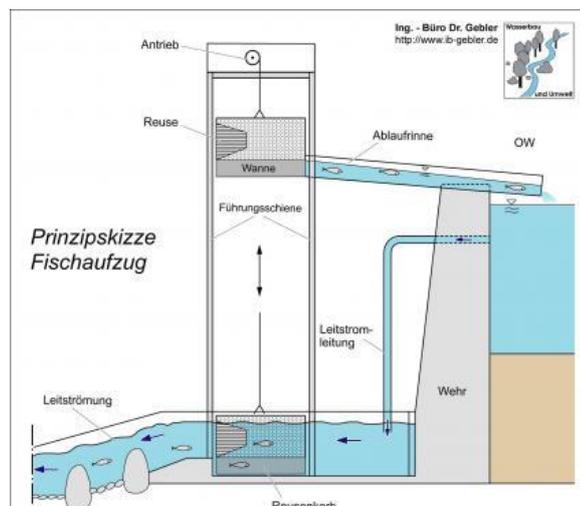


Abbildung 3.3: Systemskizze Fischlift (<http://www.presseportal.de/pm/44133/658201/erster-fischlift-am-hochrhein>)

3.4 Schwall- und Sunkproblematik

Schwall- und Sunkerscheinungen sind instationäre Wellenbewegungen, die durch plötzliche Erhöhung bzw. Verminderung des Abflusses entstehen.

Der Begriff Schwall beschreibt eine positive Wasserspiegelauslenkung. Zusätzliches Wasservolumen, etwa durch Entleerung eines Stauraums oder bei Rohrleitungen durch Öffnen (erzeugt unterwasserseitigen Schwall) oder Schließen (erzeugt oberwasserseitigen Schwall) der Verschlussorgane, bewirkt eine Schwallwelle.

Im Gegensatz zum Schwall findet beim Sunk eine negative Wasserspiegelauslenkung im Unterwasser statt. Sunkwellen treten auf, wenn Fließgewässern Wasser entzogen wird, wie beim Wiederaufstau an Wehranlagen.

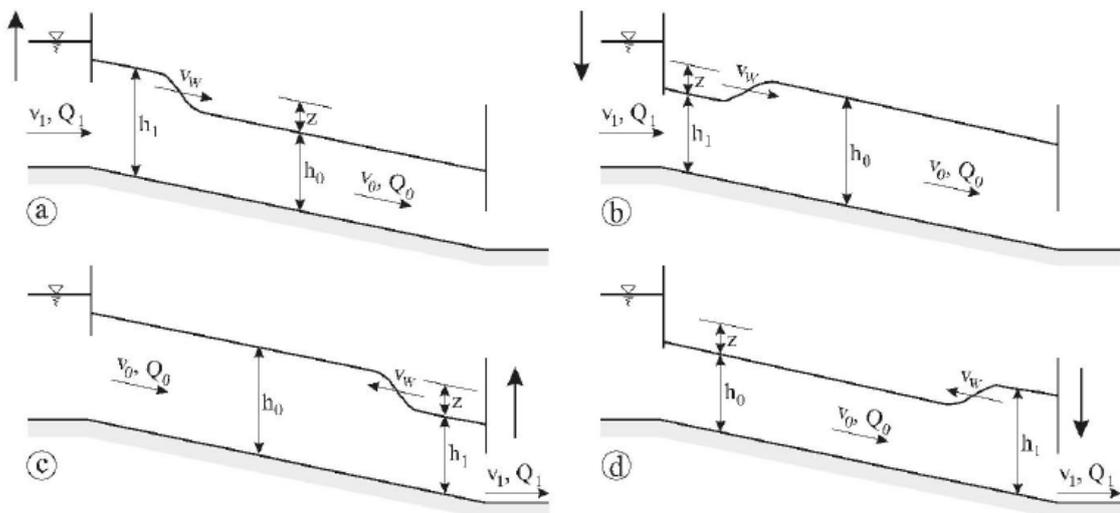


Abbildung 3.4: Schwall- und Sunkerscheinungen in Gerinnen: a) Füll- oder Öffnungsschwall b) Absperr- oder Stauschwall c) Entnahme- oder Öffnungssunk d) Absperr- oder Sunk (Giasecke; Mo-sonyi, 2005)

Wie bereits erwähnt, besteht eine große Gefährdung aller Lebewesen im Fließgewässer durch Schwall- und Sunkwellen, hervorgerufen durch Wehrsteuerungen bei Flusskraftwerken. Bei Schwall kommt es zu einer erhöhten Schwebstoffkonzentration im Unterwasser der Wehranlage, die zu Sauerstoffmangel und dem Verkleben der Kiemen führen kann. Sunkerscheinungen hingegen können das Trockenfallen von Flachwasserzonen bewirken.

Die Geschwindigkeit, mit der Wehre geöffnet oder geschlossen werden, ist entscheidend für die Größe von Schwall- und Sunkerscheinungen. Längere Abstau- und Aufstauzeiten ziehen verringerte Schwall- und Sunkwellen nach sich. Ab- und Aufstaudauer sind demnach maßgebend für die Schwall- und Sunkintensitäten.

3.5 Vorschläge der Kärntner Landesregierung für Stauraumspülungen an der Görtschitz

Von Seiten der Kärntner Landesregierung, Abteilung 8 - Ökologie & Monitoring, wurden im Rahmen einer Vorbesprechung im März 2013 folgende Vorschläge zur ökologischen Verträglichkeit von Stauraumspülungen an der Görtschitz vorgelegt:

- Regelmäßige, häufigere Spülungen bedeuten weniger Geschiebetransport je Spülung, und damit eine geringere Wassertrübung und Schwebstoffkonzentration.
- Abstauvorgänge dürfen erst ab ca. 5 m³/s Wasserführung (mit steigender Tendenz) beim Pegel Hüttenberg eingeleitet werden und eine für den gesamten Spülablauf ausreichende Dauer des Abflusses muss vorhergesagt sein. Anlandungen auf der Fließstrecke während des Spülvorgangs müssen vermieden werden.
- Stauraumspülungen sollten bestenfalls im Herbst, vor der Laichzeit der Bachforelle, durchgeführt werden.
- Die Entlandungsmaßnahmen sollten in Form einer koordinierten Ketten-spülung, an der sich alle Kraftwerke an der Görtschitz beteiligen, erfolgen.
- Der Wiederaufstau muss am obersten Stauraum der Kraftwerkskette beginnen und fortlaufend bis zum KW Kettenwerk weitergeführt werden. Ausgeprägte Sunkerscheinungen sind dabei zu vermeiden.
- Wenn zwischen zwei Stauraumspülungen mehrere Jahre liegen, sind die zu erwartenden unterwasserseitigen Beeinträchtigungen stärker. Falls alternative Entlandungsmaßnahmen (z.B. Saugbaggerung) nicht anwendbar sind, ist eine Spülung des Stauraums erst bei wesentlich höherer Wasserführung durchzuführen. (Richtwert: HQ0,8 - HQ1)

- Anforderungen an die Wasserqualität zum Schutz von Fischen und Wirbellosen beinhalten Grenzwerte für absetzbare und abfiltrierbare Stoffe und für die Konzentration von Ammonium-N im Gewässer.
- Zusätzliche mechanische Entlandungsmaßnahmen sind während der Stauraumspülung unzulässig.
- Schwall- und Sunkerscheinungen sollen, auch zum Schutz der Fischpopulation, minimiert werden.
- Bei einer geplanten Kettenspülung sind folgende Personen zu informieren:
 - Kraftwerksbetreiber, Fischereiberechtigte
 - Fischereirevierausschuss
 - Wasserrechtsbehörde, Gewässeraufsicht
- Für jedes Kraftwerk muss eine für die Stauraumspülung verantwortliche Person der Wasserrechtsbehörde bekanntgegeben werden.
- Zur Koordination und zum Datenaustausch bezüglich Entlandungsmaßnahmen sollte eine Leitstelle eingerichtet werden.

4. HEC-RAS

Hydrologic Engineering Center's River Analysis System (kurz: HEC-RAS) ist ein Softwareprogramm zur eindimensionalen Strömungsberechnung und wurde vom Hydrologic Engineering Center (HEC) des U.S. Army Corps of Engineers entwickelt. Die erste Version des Programms wurde im Juli 1995 veröffentlicht, seit Jänner 2010 steht die aktuelle Version 4.1 kostenlos auf der Homepage <http://www.hec.usace.army.mil> zum Download zur Verfügung.

Das Programm HEC-RAS erlaubt mittels vier Berechnungsarten einen Fluss bzw. ein Flusssystem zu modellieren:

- Stationäre Berechnungen (steady flow water surface profile computations)
- Instationäre Berechnungen (unsteady flow simulations)
- Sedimenttransport (sediment transport computations)
- Wasserqualitätsanalyse (water quality analysis)

Modellierungen von Flüssen und offenen Gerinnen mit HEC-RAS unterliegen der Annahme, dass die Strömung eindimensional ist, d.h. dass nur die Geschwindigkeitskomponente in Hauptfließrichtung berücksichtigt wird und alle Flüssigkeitsteilchen sich parallel und mit gleicher Geschwindigkeit bewegen. Der Fluss-schlauch entspricht somit einer Stromröhre mit horizontaler Wasserspiegeloberfläche. Damit ist auch klar, dass HEC-RAS nicht zur Modellierung jeder hydrodynamischen Aufgabenstellung herangezogen werden kann. Für die Simulation der Ab- und Aufstauvorgänge für Stauraumspülungen an der Görtsschitz bei kleineren Hochwasserereignissen (~HQ1) kommt es zu keinen Ausuferungen, somit können die Geschwindigkeitskomponenten quer zur Fließrichtung vernachlässigt werden.

Des Weiteren wurde HEC-RAS für die Berechnungen dieser Arbeit gewählt, da es kostenlos verfügbar ist und es durch den hohen Verbreitungsgrad der Software neben der umfangreichen Dokumentation viele Informationsquellen, beispielsweise Foren im Internet gibt.

4.1 Theoretische Grundlagen

Inhalte und Abbildungen zur Erläuterung der theoretischen Grundlagen der Berechnungen in HEC-RAS wurden entnommen aus:

- HEC-RAS Hydraulic Reference Manual (2010)
- HEC-RAS User's Manual (2010)
- Chaudhry, M. H. (2008)

4.1.1 Stationäre Strömungsberechnungen

Folgende Annahmen liegen stationären eindimensionalen Strömungsberechnungen zugrunde:

- Stationäre Strömung: die Fließgeschwindigkeit an einem betrachteten Punkt ist zeitunabhängig, d.h. $\frac{\partial v}{\partial t} = 0$
- Leicht ungleichförmige Strömung (außer bei Bauwerken wie Brücken, Wehren und Kanälen)
- Eindimensionale Strömung: Geschwindigkeiten quer und vertikal zur Hauptströmungsrichtung können vernachlässigt werden, d.h. es wird mit einer über den gesamten Querschnitt gemittelten Geschwindigkeit gerechnet.
- Hydrostatische Druckverteilung
- Kleines durchschnittliches Sohlgefälle: max. 1:10 bzw. $\cos\theta \approx 1$

Leicht ungleichförmige Strömung

Die Ermittlung der Wasserspiegellagen von einem Profil zum nächsten erfolgt iterativ über die Berechnung der folgenden Energiegleichung (siehe auch Abbildung 4.1) mit der *standard step method*:

$$z_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} = z_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} + h_v \quad (1)$$

mit:	z_1, z_2	Sohlhöhen des Hauptgerinnes
	h_1, h_2	Wassertiefen in Profil 1 bzw. 2
	v_1, v_2	gemittelte Fließgeschwindigkeiten
	α_1, α_2	Wichtungskoeffizienten der Fließgeschwindigkeit
	g	Erdbeschleunigung
	h_v	Energiehöhenverlust

Der Energiehöhenverlust h_v beinhaltet Reibungsverluste und Verluste aufgrund von Kontraktion bzw. Expansion, und wird wie folgt ermittelt:

$$h_v = L \cdot \bar{I}_E + C \left| \frac{\alpha_2 \cdot v_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 \cdot v_1^2}{2g} \right| \quad (2)$$

mit:	L	nach Durchfluss gewichteter Profilabstand
	\bar{I}_E	repräsentatives Reibungsgefälle zwischen 2 Profilen
	C	Expansions- bzw. Kontraktionskoeffizient

Kontraktion wird vom Programm dann angenommen, wenn die Geschwindigkeitshöhe im Profil flussab größer ist also im oberstromigen Profil. Für Expansion gilt genau der umgekehrte Fall.

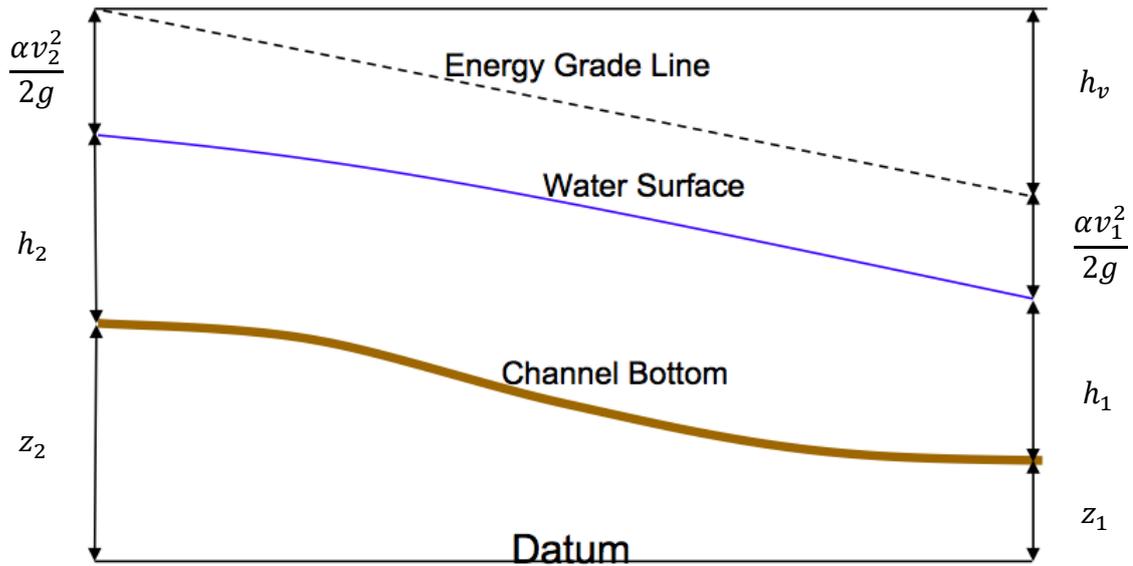


Abbildung 4.1: Terme der Energiegleichung (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)

Für die Berechnung der hydraulischen Gesamtleitfähigkeit eines Flussquerschnitts wird der Abfluss in Teilbereiche gegliedert, in denen die jeweilige Fließgeschwindigkeit konstant ist. Standardmäßig unterteilt man in HEC-RAS ein Flussprofil in Hauptgerinne und linkes bzw. rechtes Vorland. Diese definierten Vorlandbereiche können auch über die Zuweisung unterschiedlicher Rauigkeiten weiter aufgeteilt werden, siehe Abbildung 4.2. Für jeden Teilbereich wird die hydraulische Leitfähigkeit mit der Fließformel nach Manning-Strickler (3) ermittelt und dann zur Leitfähigkeit des Hauptgerinnes, des linken und des rechten Vorlandes aufsummiert.

Die Summation der Leitfähigkeiten dieser drei Bereiche ergibt die hydraulische Gesamtleitfähigkeit.

$$Q = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R_h^{2/3} \cdot \sqrt{I_E} = K \cdot \sqrt{I_E} \quad (3)$$

mit: K Leitfähigkeit des Teilquerschnitts

n Manning-Rauigkeit des Teilquerschnitts

A Fläche des Teilquerschnitts

R_h hydraulischer Radius des Teilquerschnitts $\left(= \frac{\text{Fläche}}{\text{benetzter Umfang}} \right)$

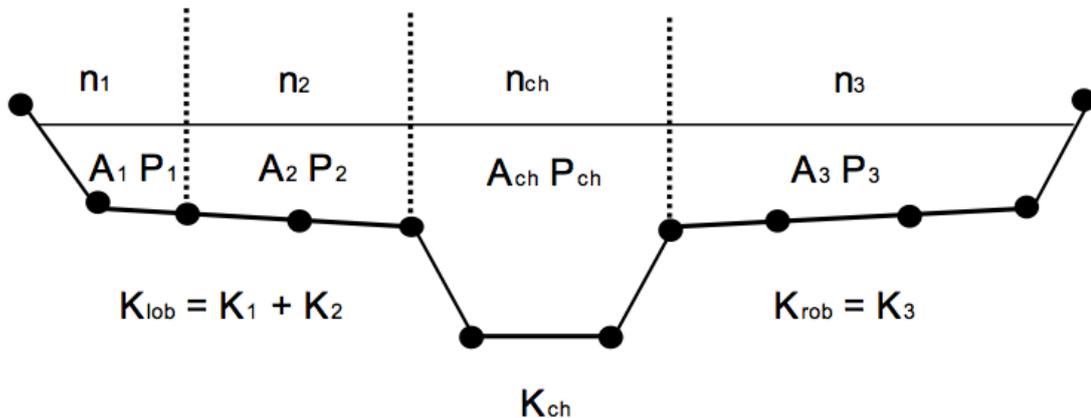


Abbildung 4.2: gegliederter Flussquerschnitt zur Berechnung der hydraulischen Leitfähigkeiten (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)

Da HEC-RAS ein eindimensionales Programm ist, kann nur eine Wasserspiegelinie und somit nur eine durchschnittliche Energiehöhe berechnet werden. Abbildung 4.3 zeigt die gemittelte Energiehöhe für ein gegliedertes Flussprofil mit unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten bzw. Energiehöhen in den einzelnen Teilbereichen. Die Berechnung der durchschnittlichen Energiehöhe erfolgt über den Wichtungskoeffizienten α , der über die Durchflüsse und Geschwindigkeiten in den einzelnen Profilabschnitten ermittelt wird, siehe Gleichung (4).

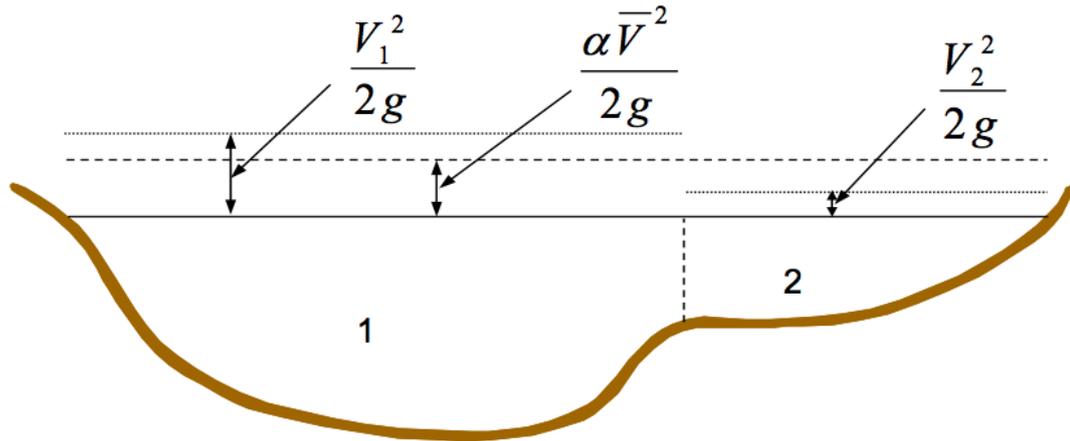


Abbildung 4.3: Durchschnittliche Energiehöhe (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)

$$\alpha = \frac{Q_1 \cdot v_1^2 + Q_2 \cdot v_2^2 + \dots + Q_n \cdot v_n^2}{Q \cdot \bar{v}^2} \quad (4)$$

Zur iterativen Ermittlung der Wasserspiegellinie wendet HEC-RAS folgendes Berechnungsschema an:

1. Annahme der Wasserspiegellage im oberstromigen Profil h_2 (für schießenden Abfluss Annahme der Wasserspiegellage am unterstromigen Profil)
2. Ausgehend vom angenommenen Wasserspiegel werden die hydraulische Leitfähigkeit und die Geschwindigkeitshöhe berechnet
3. Mit den Ergebnissen aus Schritt 2 werden das Energieliniengefälle I_E und der Energiehöhenverlust h_v mit Gleichung (2) bestimmt
4. Mit den Ergebnissen aus Schritt 2 und 3 wird die Gleichung (1) nach h_2 aufgelöst
5. Vergleich des berechneten und angenommenen h_2 -Wertes aus Schritt 4 und Schritt 1; Wiederholung der Schritte 1 bis 4 bis Differenz kleiner als 0,003 m oder eine benutzerdefinierte Toleranz ist.

Stark ungleichförmiger Abfluss

Wie bereits beschrieben, wird für die gleichförmige und leicht ungleichförmige Strömungsberechnung die Energiegleichung angewandt. Bei stark ungleichförmigem Abfluss, gekennzeichnet durch häufig auftretende Wechselsprünge zwischen strömenden und schießenden Verhältnissen beispielsweise bei Einschnürungen durch Brückenpfeiler oder Wehre, Sohlstufen, Flussmündungen oder großem Sohlgefälle, gilt diese Annahme nicht mehr. Für einige dieser Fälle, zum Beispiel Sohlstufen und Wehre, finden empirische Gleichungen in HEC-RAS Anwendung, während für folgende drei Punkte lokal die Impulsgleichung zur Berechnung herangezogen wird:

- Flussmündungen
- Brücken
- Auftreten eines Wechselsprungs

Die Impulsgleichung wird vom 2. Newton'schen Gesetz (Aktionsprinzip) abgeleitet, das besagt: *Kraft = Masse x Beschleunigung (Impulsänderung)*

$$\sum F_x = m \cdot a \quad (5)$$

Angewandt auf ein Kontrollvolumen, das durch Querprofil 1 und 2 eingeschlossen wird (siehe Abbildung 4.4), kann folgende Gleichung für die Änderung des Impulsstromes aufgestellt werden:

$$P_1 + P_2 + W_x - F_R = Q \cdot \rho \cdot \Delta v_x \quad (6)$$

mit: P_1, P_2 hydrostatische Druckkräfte in Querprofil 1 und 2

W_x Kraft aufgrund der Masse des Wassers in x –Richtung

F_R Kraft aufgrund äußerer Reibungsverluste zwischen Profil 1 und 2

Q Abfluss

ρ Dichte des Wassers

Δv_x Änderung der Geschwindigkeit von Profil 2 zu 1 in x-Richtung

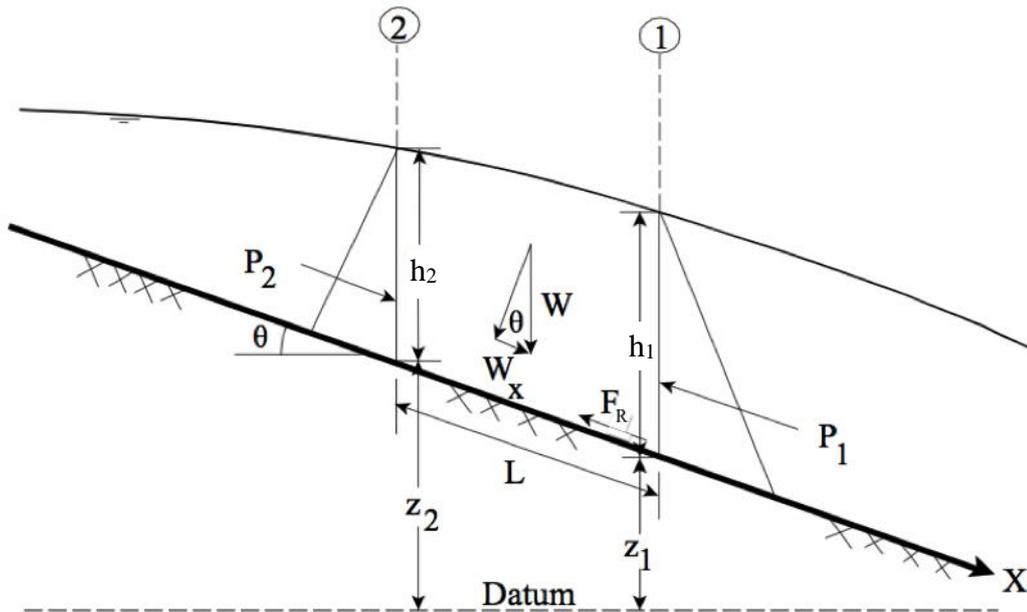


Abbildung 4.4: Anwendung der Impulsgleichung am Kontrollvolumen (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)

Setzt man die folgenden Gleichungen für die hydrostatischen Druckkräfte (8), die Kraft zufolge der Masse des Wassers (9), die Reibungskräfte (10) und die Impulsänderung (11) in Gleichung (6) ein, erhält man die von HEC-RAS verwendete Impulsgleichung in ihrer funktionalen Form. Alle Anwendungen in HEC-RAS, welche die Impulsgleichung erfordern, werden von Gleichung (12) abgeleitet.

Hydrostatische Druckkraft:

$$P = \gamma \cdot A \cdot \bar{h} \cdot \cos \theta \quad (7)$$

Mit der Annahme eines kleinen Sohlgefälles ($\cos \theta \approx 1$) erhält man:

$$P_1 = \gamma \cdot A_1 \cdot \bar{h}_1 \quad \text{und} \quad P_2 = \gamma \cdot A_2 \cdot \bar{h}_2 \quad (8)$$

- mit: γ spezifisches Gewicht von Wasser
 A_1, A_2 benetzte Fläche in Querschnitt 1 und 2
 \bar{h}_1, \bar{h}_2 Wassertiefe gemessen von der Wasseroberfläche bis zum Schwerpunkt der Fläche A_1 bzw. A_2

Kraft zufolge der Masse des Wassers:

$$W_x = \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot I_S \quad (9)$$

mit: L Abstand zwischen Profil 2 und 1 entlang der x-Achse

I_S Sohlgefälle

Reibungskraft:

Mit der allgemeinen Formel der Sohlschubspannung $\tau = \rho \cdot g \cdot \overline{R}_h \cdot \overline{I}_E$ und dem Ansatz $F_R = \tau \cdot \overline{U} \cdot L$ erhält man die Gleichung:

$$F_R = \gamma \cdot \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot \overline{I}_E \cdot L \quad (10)$$

mit: τ Schubspannung

\overline{R}_h durchschnittlicher hydraulischer Radius

\overline{I}_E durchschnittliches Energieliniengefälle

\overline{U} durchschnittlicher benetzter Umfang zwischen Profil 1 und 2

Impulsänderung:

Aus $m \cdot a = Q \cdot \rho \cdot \Delta v_x$ und $\Delta v_x = (\beta_1 \cdot v_1 - \beta_2 \cdot v_2)$ folgt:

$$m \cdot a = \frac{Q \cdot \gamma}{g} \cdot (\beta_1 \cdot v_1 - \beta_2 \cdot v_2) \quad (11)$$

mit: β Impulsverteilungsbeiwert (Boussinesq-Koeffizient) zur Berücksichtigung von ungleichmäßigen Geschwindigkeitsverteilungen in unregelmäßigen Gerinnen

Allgemeine Impulsgleichung:

$$\frac{Q_2^2 \cdot \beta_2}{g \cdot A_2} + A_2 \cdot \overline{h}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) \cdot L \cdot I_S - \left(\frac{A_1 + A_1}{2} \right) \cdot L \cdot \overline{I}_E = \frac{Q_1^2 \cdot \beta_1}{g \cdot A_1} + A_1 \cdot \overline{h}_1 \quad (12)$$

4.1.2 Instationäre Strömungsberechnungen

Zur Beschreibung einer eindimensionalen instationären Strömung sind zwei Variablen erforderlich um den Fließzustand in Abhängigkeit von Zeit und Weg in einem Gerinne zu definieren: Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit bzw. Wassertiefe und Abfluss. Die Gleichungen zur Berechnung einer instationären Strömung beruhen auf zwei physikalischen Gesetzmäßigkeiten:

- Prinzip der Massenerhaltung (Kontinuitätsgleichung)
- Prinzip der Impuls-/Energieerhaltung (Bewegungsgleichung)

Für die Berechnung der 1D instationären Strömung in einem Gerinne sind diese beiden Gleichungen auch als St. Venant Gleichungen bekannt und wurden in dieser Form erstmals 1871 von *Adhémar Jean Claude Barré De Saint-Venant* (1797-1886) aufgestellt.

Die Erläuterungen der angewandten Gleichungen in HEC-RAS sind dem HEC-RAS Hydraulic Reference Manual entnommen, welches sich im Wesentlichen auf eine wissenschaftliche Arbeit von James A. Liggett aus dem Werk „Unsteady Flow in Open Channels“ (Mahmmod and Yevjevich, 1975) bezieht.

Kontinuitätsgleichung

Das Prinzip der Massenerhaltung besagt, dass an einem Kontrollvolumen die Differenz aus Zufluss und Abfluss der Änderung des Speichervolumens über die Zeit entspricht. Die Gleichungen (13) bis (17) und die Abbildung 4.5 stellen diesen Zusammenhang dar.

$$\text{Zufluss} \quad Q + q_l \cdot \Delta x \quad (13)$$

$$\text{Abfluss} \quad Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x \quad (14)$$

$$\text{Volumsänderung} \quad \frac{dV}{dt} = \frac{\partial A}{\partial t} \cdot \Delta x \quad (15)$$

mit: q_l seitlicher Zufluss je Längeneinheit

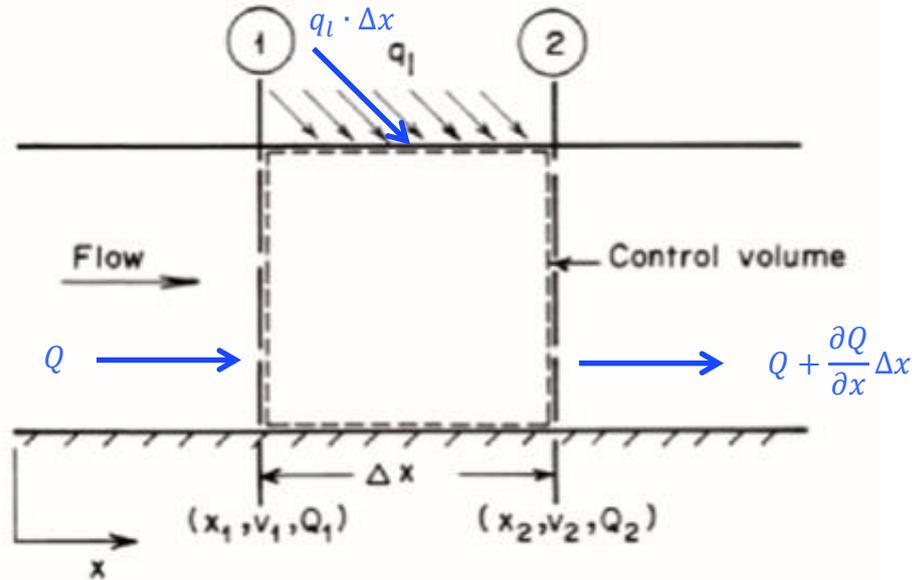


Abbildung 4.5: Prinzip der Massenerhaltung am Kontrollvolumen (Chaudhry, 2008)

Mit der genannten Beziehung:

$$Q + q_l \cdot \Delta x - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \cdot \Delta x \right) = \frac{\partial A}{\partial t} \cdot \Delta x \quad (16)$$

ergibt sich folgende Form der Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (17)$$

Impulsgleichung

Der Impulssatz besagt, dass die Summe aller angreifenden Kräfte an einem Massenkörper gleich der Impulsänderung über die Zeit ist und wird durch das 2. Newton'sche Gesetz in vektorieller Schreibweise in x-Richtung wie folgt beschrieben:

$$\sum F_x = \frac{d\vec{I}}{dt} = \frac{d(m \cdot \vec{v})}{dt} \quad (18)$$

Die angreifenden Kräfte, die eine Beschleunigung oder Verzögerung auf einen bewegten Wasserkörper bewirken und in der Berechnung berücksichtigt werden sind: Gravitationskraft, Reibungskraft und Druckkraft.

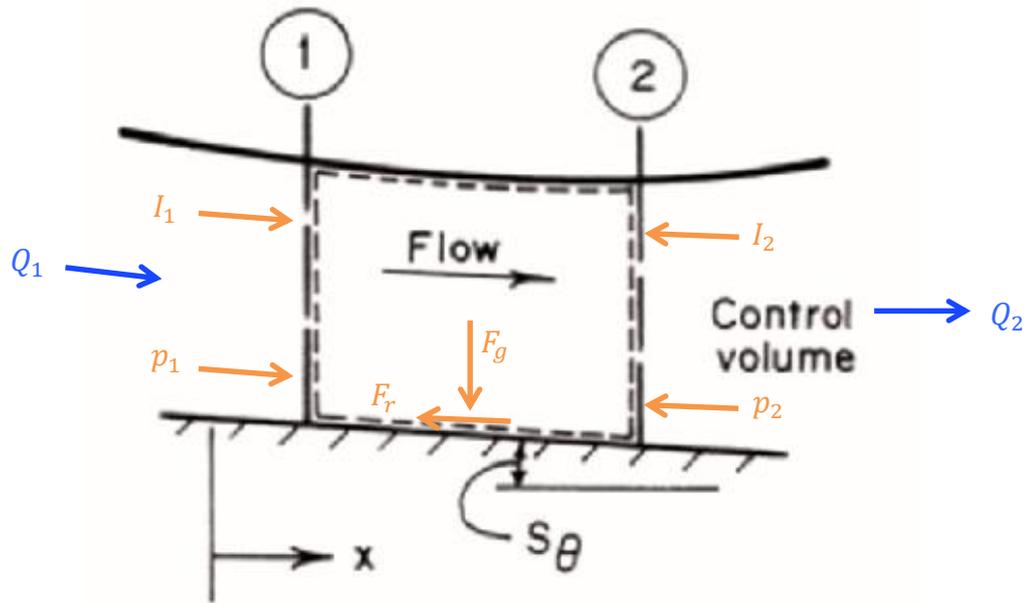


Abbildung 4.6: Terme der Impulsgleichung am Kontrollvolumen (Chaudhry, 2008)

Gravitationskraft (Anteil in x-Richtung):

$$F_{gx} = \rho \cdot g \cdot A \cdot \sin \theta \cdot \Delta x \quad (19)$$

Mit der Annahme eines kleinen Sohlgefälles θ bei natürlichen Gerinnen ergibt sich $\sin \theta \approx \tan \theta = \partial z_0 / \partial x = I_s$, wobei z_0 der Sohlhöhe entspricht. Damit kann die Gravitationskraft auch wie folgt ausgedrückt werden:

$$F_{gx} = \rho \cdot g \cdot A \cdot I_s \cdot \Delta x \quad (20)$$

Reibungskraft:

Analog zur Reibungskraft in Kapitel 4.1.1 für stationäre Strömungsberechnungen wird die Reibungskraft über die zwei Gleichungen $F_R = \tau \cdot U \cdot \Delta x$ und $\tau = \rho \cdot g \cdot R_h \cdot I_E$ berechnet:

$$F_R = \rho \cdot g \cdot A \cdot I_E \cdot \Delta x \quad (21)$$

Das Energieliniengefälle I_E wird dabei mit der Manning-Strickler Formel berechnet:

$$I_E = \frac{Q \cdot |Q| \cdot n^2}{A^2 \cdot R_h^{4/3}} \quad (22)$$

Druckkraft:

Die angreifende Druckkraft ergibt sich aus der Differenz der hydrostatischen Drücke an den beiden Querschnitten des Kontrollvolumens:

Hydrostatischer Druck im oberstromigen Profil 1: $p_1 = \rho \cdot g \cdot h$

Hydrostatischer Druck im unterstromigen Profil 2: $p_2 = \rho \cdot g \cdot \left(h + \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \right)$

$$F_p = -\rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad (23)$$

Impulsfluss:

Der Impulsfluss kann analog zur Druckkraft als Differenz des Impulsstromes am Eintritts- und Austrittsquerschnitt definiert werden:

Impulsstrom beim Eintrittsprofil: $I_1 = \rho \cdot Q \cdot v$

Impulsstrom beim Austrittsprofil: $I_2 = \rho \cdot Q \cdot v + \rho \cdot \frac{\partial(Q \cdot v)}{\partial x} \cdot \Delta x$

$$\Delta I_{1-2} = -\rho \cdot \frac{\partial(Q \cdot v)}{\partial x} \Delta x \quad (24)$$

Impulsänderung über die Zeit:

$$\frac{\partial I}{\partial t} = \rho \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} \cdot \Delta x \quad (25)$$

mit: Impuls = Masse x Geschwindigkeit: $I = \rho \cdot A \cdot \Delta x \cdot v$

und der Beziehung $Q = v \cdot A$

Setzt man nun alle Terme entsprechend Abbildung 4.6 in Gleichung (18) ein, erhält man folgende Form der Impulsgleichung:

$$\rho \cdot \frac{\partial Q}{\partial t} \cdot \Delta x = -\rho \cdot \frac{\partial(Q \cdot v)}{\partial x} \cdot \Delta x + \rho \cdot g \cdot A \cdot I_s \cdot \Delta x - \rho \cdot g \cdot A \cdot I_E \cdot \Delta x - \rho \cdot g \cdot A \cdot \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x$$

Durch Kürzen der Terme $\rho \cdot \Delta x$, Umformen und Definition der geodätischen Höhe des Wasserstandes z über die Sohlhöhe z_0 und die Wassertiefe h mit $z(x, t) = h(x, t) + z_0(x, t)$ erhält man die allgemeine Form der Impulsgleichung:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(Q \cdot v)}{\partial x} + g \cdot A \cdot \left(\frac{\partial z}{\partial x} + I_E \right) = 0 \quad (26)$$

mit: $\frac{\partial Q}{\partial t}$ lokale Beschleunigung

$\frac{\partial(Q \cdot v)}{\partial x}$ konvektive Beschleunigung

$g \cdot A \cdot \frac{\partial z}{\partial x}$ Druck-/Schwerkraft

$g \cdot A \cdot I_E$ Reibung

Implizite Finite Differenzen Methode

Die erläuterten Erhaltungsgleichungen, zusammengefasst als die St. Venant Gleichungen, sind nicht-lineare Differentialgleichungen, deren Lösung nur mittels numerischer Verfahren berechnet werden kann. Dabei werden die Zeit t und der Weg x in eine endliche Zahl von Intervallen (Δt , Δx) unterteilt und die Ableitungen durch Differenzenquotienten approximiert. HEC-RAS verwendet dafür die Implizite Finite Differenzen Methode, ein weit verbreitetes Verfahren bei dem zur Approximation der örtlichen und zeitlichen Ableitungen sowohl bekannte Zustände (an der Stelle j zur Zeit t), als auch unbekannte Zustände (an den Stellen $j-1, j+1, \dots$ zur Zeit $t-1, t+1, \dots$) verwendet werden.

Diese Berechnungsmethode sei hier nur der Vollständigkeit halber erwähnt. Genaue Erläuterungen sind dem HEC-RAS Hydraulic Reference Manual (US ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2010) zu entnehmen.

4.2 Modellierung der Flussgeometrie in HEC-RAS

Basis für jede numerische Berechnung ist ein Geometriemodell, das den zu betrachtenden Flussabschnitt, das Vorland, die Wehranlagen und eventuelle Brücken so realitätsnah wie möglich darstellt. Bei der Erstellung eines solchen Modells stellt sich die Frage, wie genau und detailgetreu die Wirklichkeit abgebildet werden muss um gute Ergebnisse zu erzielen, da der zu betreibende Aufwand mit der Genauigkeit des Geometriemodells zunimmt. Außerdem muss man sich der Fehlerbehaftung der Eingabedaten bewusst sein: Vermessungsdaten beispielsweise können durch Messfehler, verursacht vom Messgerät sowie vom Mensch selbst, ungenau sein oder einfach durch eine veraltete Vermessung nicht mehr den aktuellen Zustand am Flussquerschnitt darstellen. Solche Fehler können sich im Modell dann gegenseitig ausgleichen aber auch verstärken. Um die Fehlerbehaftung zu minimieren bzw. zu quantifizieren werden Geometriemodelle kalibriert. In dieser Arbeit soll die Kalibrierung über bekannte Wasserstände in zwei Pegelprofilen erfolgen, Näheres dazu im Kapitel 5.1.1 Kalibrierung des Flussmodells.

Als Datengrundlage für die Erstellung eines Geometriemodells für das Görtischtal wurden folgende Unterlagen von der Abteilung 8 – Kompetenzzentrum Umwelt, Wasser und Naturschutz der Kärntner Landesregierung und den Betreibern zur Verfügung gestellt:

Land Kärnten:

- Vermessungsdaten in Form von 1990 bzw. 1995 und 2006 aufgenommenen Querprofilen
- Orthofotos als digitale Bilddateien (Koordinatenprojektion BMN M31)
- Hydrologische Daten der Görtischtz und ihrer Zubringer inklusive Hochwasserkennwerten und Hochwasserwellen für Brückl
- Stammdaten der Pegel Hüttenberg und Brückl
- Geometriedaten einer Waspi-Berechnung, die 2006 zur Erstellung eines Gefahrenzonenplanes für das Görtischtal vom Ingenieurbüro CCE Constructing+Consulting Engineers in Klagenfurt durchgeführt wurde

kelag:

- Grundriss und Schnitte der Bachfassung [M1:100] im pdf-Format
- Technische Daten des Kraftwerks in Form eines Berichts

Moser:

- Grundriss und Schnitte der Wehranlage [M1:200] im pdf-Format

w&p:

- KW I: Grundriss [M1:100] und Schnitte [M1:25] ausgedruckt
- KW II: Grundriss und Schnitt [M1:100] ausgedruckt
- KW III: Systemlageplan [M1:1000] ausgedruckt
- KW IV: Grundriss und Schnitte [M1:100] ausgedruckt
- Bescheide
- Technischer Bericht der Ziviltechniker GEOS Consulting ZT-GmbH vom Februar 2012 mit geplanten Maßnahmen

Neuper:

- Plan KW Eberstein I im dwg-Format
- KW Pemberger Auszug Wasserbuchbescheid
- Technischer Bericht KW Eberstein I

Pewag:

- Skizze Grundriss Wehranlage

Von den Betreibern wurden vor allem Pläne der Wehrbauten und Bescheide der Kraftwerksanlagen angefordert. Da aber viele Anlagen vor über 50 Jahren gebaut oder neu übernommen wurden, gab es nicht von jedem Bauwerk Pläne oder gut leserliche Bescheide. In diesen Fällen konnte auf die Geometrie aus der Waspi-Berechnung zurückgegriffen werden.

4.2.1 Querprofile und Orthofotos

Die zur Verfügung stehenden Vermessungsdaten wurden im Excel-Format übermittelt und enthielten über 250 Querprofile zwischen Brückl und Hüttenberg. Diese Querprofilaufnahmen wurden in AutoCAD importiert und über die georeferenziert eingefügten Orthofotos gelegt. Anhand der Orthofotos konnte der mäandrierende Flussverlauf nachgezogen und der tatsächliche Abstand zwischen den Querprofilen ermittelt werden. Außerdem konnten 8 Querprofile als Wehranlagen identifiziert werden. Lediglich die Wehranlagen des Kraftwerks Hüttenberg und des E-Werks Neugebauer konnten keinem der Profile zugeordnet werden. Im Fall des Kraftwerks Neugebauer ist das Wehrprofil nicht Teil der bereitgestellten Vermessungsdaten, da die Vermessung nur die Görtschitz abbildet, nicht aber deren Zubringer wie den Löllingbach.

Als obere Projektgrenze wurde das Profil 2GOER029548, ca. 250 m flussaufwärts der Wehranlage KW Hüttenberg, definiert und also unterstes Profil 2GOER000531, ca. 780 m nach der Wehranlage KW Kettenwerk Brückl. Damit konnte die Anzahl der relevanten Querprofile auf ca. 215 reduziert werden.

In HEC-RAS können Profile direkt eingegeben werden oder als gesamte Geometriedatei, die ein bestimmtes Format aufweisen muss, importiert werden. Zur Auswahl stehen in HEC-RAS beispielsweise GIS- oder HEC-2-Formate, Profildaten aus Mike 11 oder Dateien im CSV - (Comma Separated Value) Format, wie in Abbildung 4.7 ersichtlich. Da die Vermessungsdaten als Excel-Dateien vorlagen, wurde für diese Arbeit der Import mit einer CSV-Datei gewählt. Dazu wurden die Profilinformatoren in eine Textdatei kopiert und wie folgt formatiert:

River, Reach, River Station (RS), Easting (X), Northing (Y), Elevation (Z)

Beispielsweise für den ersten Punkt des Querprofils 2GOER010597:

Goertschitz,Goertschitz,10597,542946.751,187700.327,585.385

Wichtig bei dieser Formatierung ist die Darstellung des Kommas für X-, Y- und Z-Koordinaten als Punkt, da HEC-RAS die Eingabe im amerikanischen Zahlenformat erfordert.

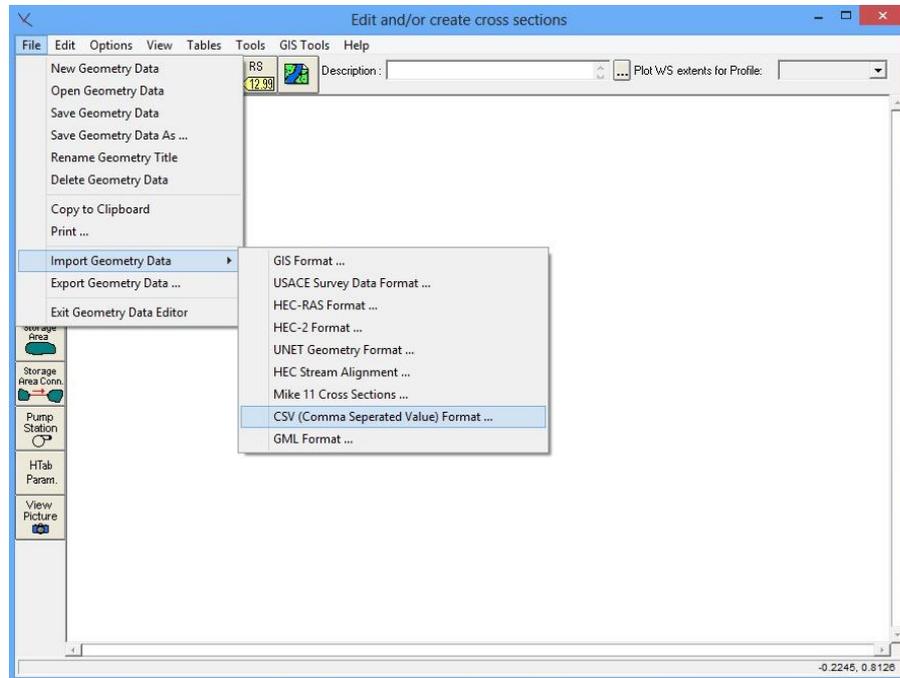


Abbildung 4.7: Import von Geometriedaten in HEC-RAS

Die aus der AutoCAD – Datei gemessenen Profilabstände können in der Geometriedatei einfach mit dem Befehl *Tables* → *Reach Lengths...* für jedes Profil eingegeben werden. Durch die Eingabe der Koordinaten der nachgezogenen Flussachse bei *GIS Tools* → *Reach Invert Lines Table...* entstand eine erste Version des Geometriemodells für den zu betrachtenden Abschnitt des Görtschitztals in HEC-RAS, das in Abbildung 4.8 ausschnittsweise mit der AutoCAD-Datei verglichen wird.

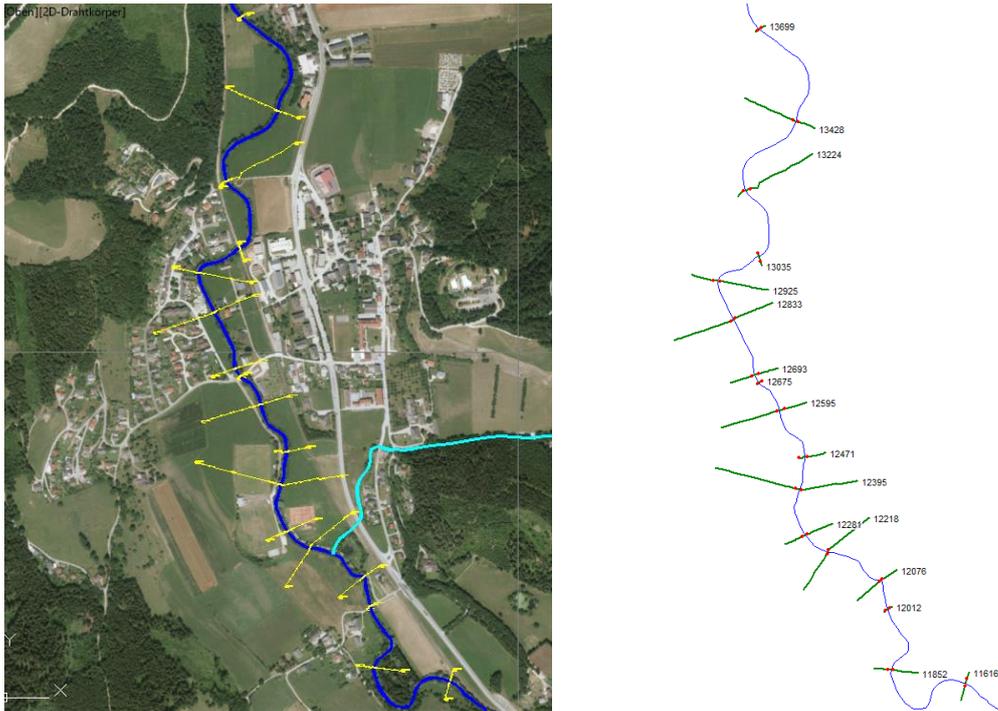


Abbildung 4.8: Vergleich Modelllageplan (Ausschnitt) – Links: AutoCAD, Rechts: HEC-RAS

Nach der vollständigen Übertragung aller vermessenen Querprofile in HEC-RAS konnte mit der Bearbeitung der einzelnen Profile und der Vervollständigung des Geometriemodells begonnen werden. Dies umfasst im Wesentlichen folgende Arbeiten:

- Gliederung der Querprofile in Teilbereiche und Zuweisen von Rauigkeiten
- Einbau von Levees (Mit dem Befehl *Levees* können in HEC-RAS künstlich Dämme definiert werden. Auf diese Weise kann festgelegt werden, dass bestimmte Bereiche des Querprofils erst nach Überschreitung eines gegebenen Wasserspiegels für die Berechnung wirksam werden.)
- Einbau von Wehrprofilen
- Einbau von Brückenprofilen
- Interpolation zwischen Querprofilen

HEC-RAS unterteilt Querprofile grundsätzlich in drei Bereiche, welchen Rauigkeiten zugewiesen werden: das linke Vorland (*left overbank = LOB*), den Fluss-schlauch (*main channel*) und das rechte Vorland (*right overbank = ROB*). Diese Gliederung erfolgt über das Definieren von linken und rechten Böschungskanten (*bank stations*) des Flussschlauchs für jedes Profil, siehe dazu Abbildung 4.9.

Für die erste Modellierung wurde für den Flussschlauch der Rauigkeitsbeiwert nach Strickler $k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ gewählt. Dies entspricht der von HEC-RAS verwendeten Manning-Rauigkeit $n = 0.033$ (Reziprokwert der Strickler-Rauigkeit) und beschreibt die Rauigkeit eines natürlichen Flussbetts mit normalem Geschiebetrieb und unregelmäßigem Uferbewuchs. Dem Vorland wurde entsprechend der Waspi-Berechnung der $k_{st} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (entspricht Mannings $n = 0.1$) für Wiesenflächen mit mäßigem bis dichtem Gestrüpp und Unterholz zugewiesen.

Weiters wurden bei Bedarf sogenannte Levees oder Dämme in die Profile eingebaut, wie in Abbildung 4.9 dargestellt. Sie definieren Punkte, die der Wasserspiegel erst übersteigen muss um das Vorland dahinter zu fluten. Ohne diese Levees würde HEC-RAS ohne Rücksicht auf den definierten Flussschlauch und die Geländeform die Wasseroberfläche ausspiegeln.

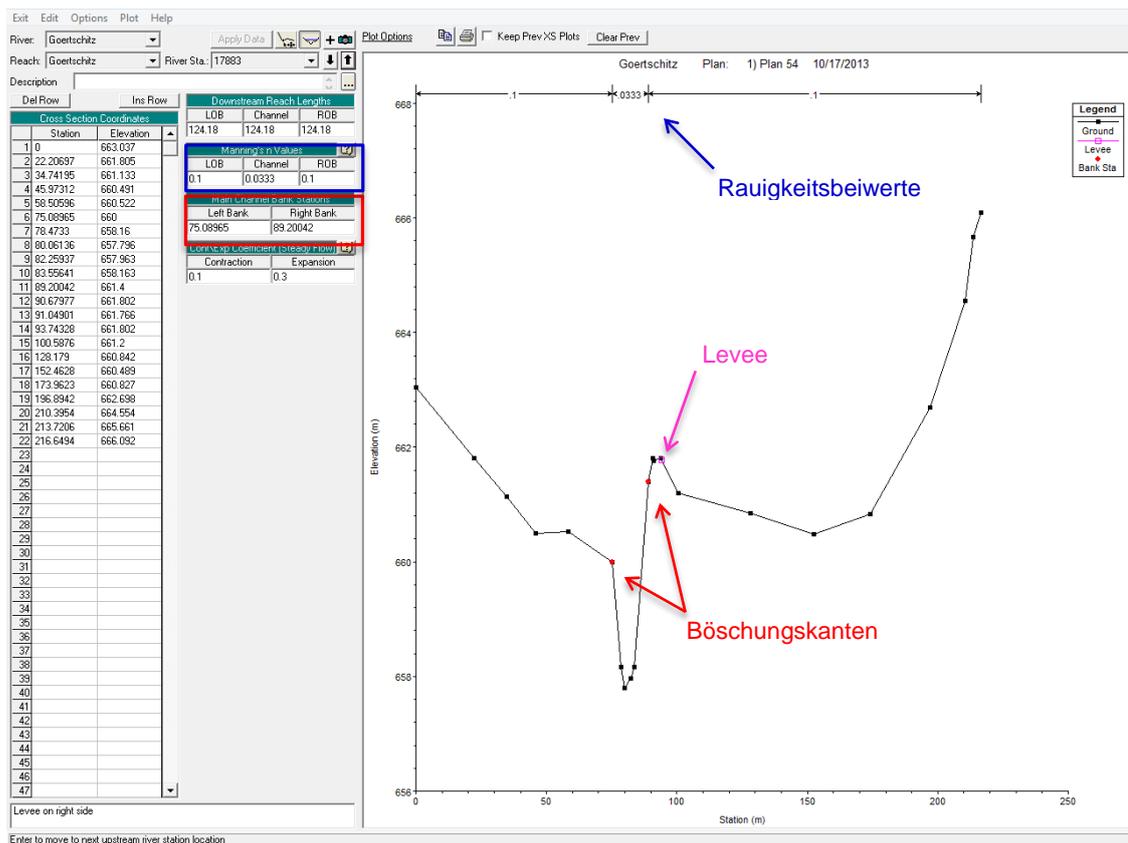


Abbildung 4.9: Bearbeitung der Querprofile in HEC-RAS

Profile mit einzelnen Ausreißern oder „Zickzack“-Verlauf im Grundriss, wie beispielsweise jene in Abbildung 4.10, die aufgrund von Bebauung oder örtlichen Hindernissen nicht in einer Linie quer zur Flussachse aufgenommen werden

konnten, mussten gekürzt bzw. einzelne Punkte des Profils gelöscht werden, da sonst die Länge und vor allem die abflusswirksame Fläche des Querprofils in HEC-RAS stark verzerrt wäre.

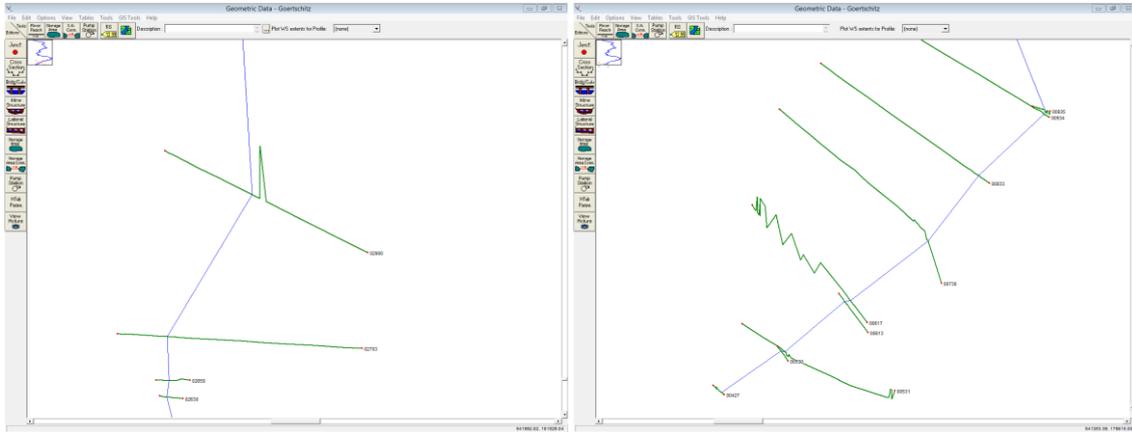


Abbildung 4.10: Verzerrte Profile aufgrund von Vermessung

Bei der Vermessung der Wehrprofile wurden vorwiegend die Oberkanten der Wehrpfeiler und nur einzelne Punkte der Profilsohle aufgenommen, siehe beispielsweise die Querprofile des KW Kettenwerk Brückl und KW I in Abbildung 4.11.

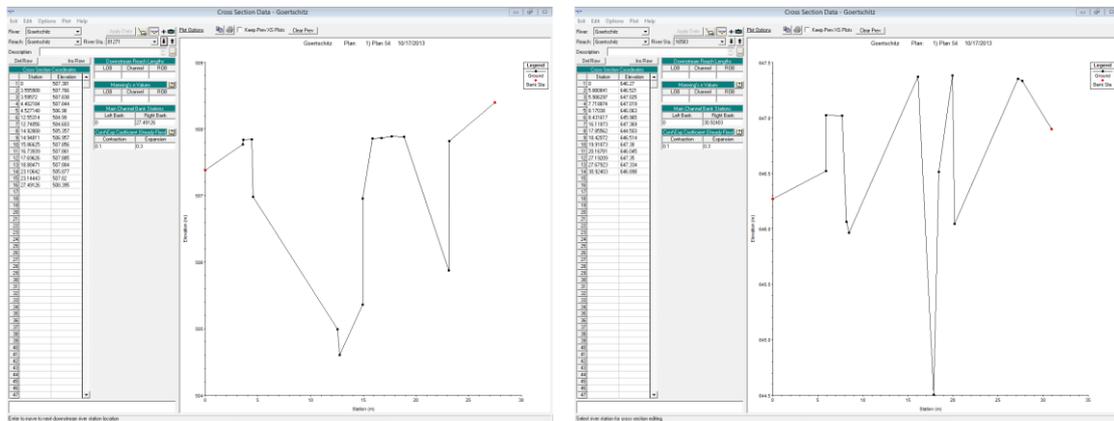


Abbildung 4.11: Links: Vermessung KW Kettenwerk Brückl, Rechts: Vermessung KW I

Dabei geht nicht nur Information über die Flusssohle in dem Profil verloren, in weiterer Folge können auch keine Wehre eingebaut werden. In Abstimmung mit vorhandenen Plänen, den Orthofotos und der Waspi-Geometrie konnten alle Wehrprofile so bearbeitet und verbreitert werden, dass ein Einbau der Wehre und Verschlüsse möglich war. Abbildung 4.12 zeigt beispielhaft das originale

Querprofil des KW Pemberger aus der Vermessung, wie es in HEC-RAS importiert wurde, und dazu im Vergleich die Waspi-Geometrie desselben.

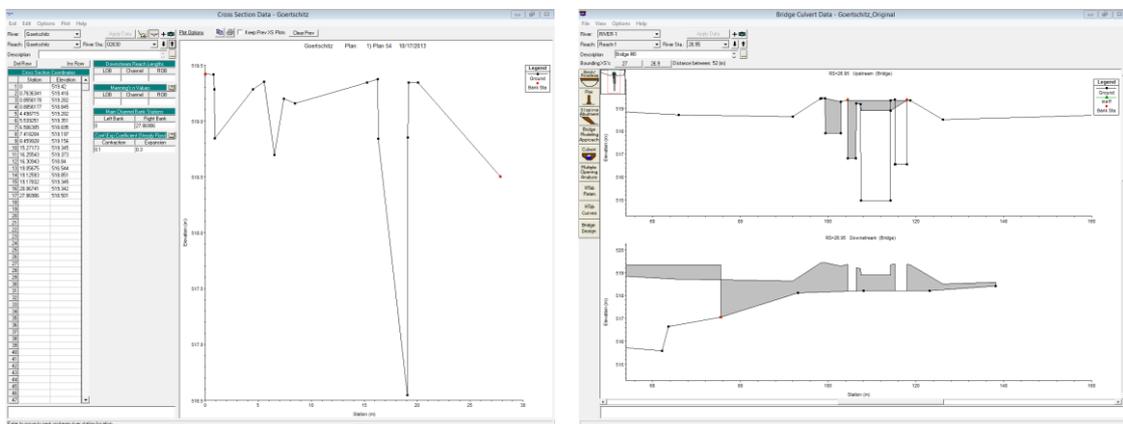


Abbildung 4.12: Vergleich KW Pemberger – Links: Vermessungsprofil, Rechts: Waspi

4.2.2 Seitliche Zubringer

Die Zubringer der Görttschitz, die in dieser Arbeit für die Berechnungen herangezogen wurden, sind wie folgt:

- Löllingbach
- Graierbach
- Grünburgerbach
- Tisäckerbach
- Schrackbach
- Feistritzbach

Der Mosinzbach, der bei Hüttenberg mit dem Steirerbach zusammenfließt und damit die Görttschitz ergibt, wurde nicht berücksichtigt, da keine hydrologischen Kenndaten des Steirerbachs verfügbar waren, und daher die Kenndaten des Pegels Hüttenberg als obere hydrologische Randbedingungen angesetzt wurden. Der Zufluss des Mosinzbachs erfolgt jedoch noch vor dem Pegel und wird deshalb vernachlässigt. Von allen weiteren seitlichen Zubringern standen hydrologische Kennwerte (Mittelwasser- und Hochwasserkennwerte) des jeweiligen Baches im Mündungsbereich in die Görttschitz oder von der Görttschitz nach Zusammenfluss mit dem jeweiligen Bach zur Verfügung.

4.2.3 Brücken

Die Modellierung von Brücken in HEC-RAS erfolgt laut dem *HEC-RAS Reference Manual* über die Anordnung von vier Querprofilen, die Eingabe von Kontraktions- und Expansionskoeffizienten und *ineffective flow areas*, also Zonen die nicht aktiv zum Abfluss beitragen. Die vier Querprofile und ihre Abstände zueinander sind in Abbildung 4.13 dargestellt: Querprofil 1 stellt jenes Profil flussab der Brücke dar, in dem bereits wieder unbeeinflusster Abfluss vorhanden ist. Die Expansionslänge L_e bezeichnet den Abstand zum nächsten Profil flussauf und sollte laut *HEC-RAS Reference Manual* durch Felduntersuchungen definiert werden, da diese Länge von mehreren Faktoren wie der Form der Einschnürung, der Größe des Durchflusses und den auftretenden Fließgeschwindigkeiten abhängt. Jedoch bietet das *HEC-RAS Reference Manual* auch eine Möglichkeit, um diese Länge abzuschätzen: über das Rauigkeitsverhältnis von Vorland und Flussschlauch n_{ob}/n_c , die Sohlneigung S und das Verhältnis von Brückenöffnung und Gesamtbreite der Überflutungsebene b/B wird eine Expansionskennzahl aus Abbildung 4.14 ausgewählt. Die Expansionslänge L_e berechnet sich durch die Multiplikation der Expansionskennzahl mit der durchschnittlichen, durch das Brückenbauwerk blockierten Profillänge (Durchschnitt der Abstände A zu B und C zu D laut Abbildung 4.13).

Querprofil 2 befindet sich in geringem Abstand flussab der Brücke und soll das natürliche Flussbett unterhalb der Brücke wiedergeben. Gleiches gilt für das flussauf angeordnete Querprofil 3, jedoch sollte der Abstand zwischen Brücke und Querprofil 3 jene Länge darstellen, die für die abrupte Beschleunigung und Einschnürung der Strömung aufgrund der Brücke benötigt wird.

In Querprofil 4 sollten alle Strömungslinien in etwa parallel verlaufen und daher jenes Profil abbilden, das gerade nicht mehr durch Kontraktion aufgrund der Brücke beeinflusst ist. Die Kontraktionslänge L_c entspricht dem Abstand zwischen Profil 3 und 4 und kann wie die Expansionslänge L_e über die durchschnittliche blockierte Länge des Brückenprofils abgeschätzt werden. Im Allgemeinen ist diese Länge kürzer als die Expansionslänge.

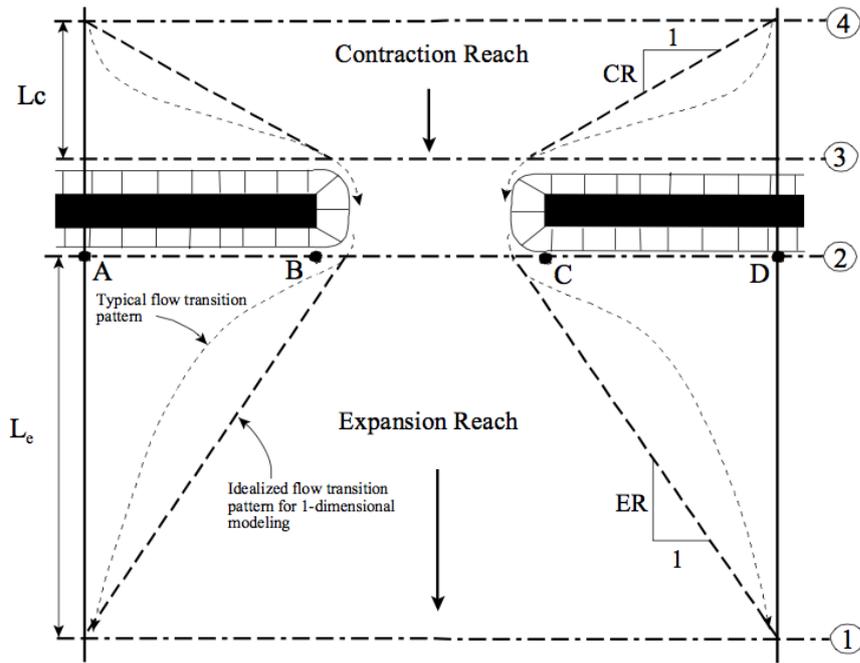


Abbildung 4.13: Querprofilanordnung für Brücken (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)

		nob / nc = 1	nob / nc = 2	nob / nc = 4
b/B = 0.10	S = 1 ft/mile	1.4 – 3.6	1.3 – 3.0	1.2 – 2.1
	5 ft/mile	1.0 – 2.5	0.8 – 2.0	0.8 – 2.0
	10 ft/mile	1.0 – 2.2	0.8 – 2.0	0.8 – 2.0
b/B = 0.25	S = 1 ft/mile	1.6 – 3.0	1.4 – 2.5	1.2 – 2.0
	5 ft/mile	1.5 – 2.5	1.3 – 2.0	1.3 – 2.0
	10 ft/mile	1.5 – 2.0	1.3 – 2.0	1.3 – 2.0
b/B = 0.50	S = 1 ft/mile	1.4 – 2.6	1.3 – 1.9	1.2 – 1.4
	5 ft/mile	1.3 – 2.1	1.2 – 1.6	1.0 – 1.4
	10 ft/mile	1.3 – 2.0	1.2 – 1.5	1.0 – 1.4

Abbildung 4.14: Expansionskennzahl (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)

Aufgrund von Querschnittsänderungen beim Übergang von zwei Querprofilen können Energieverluste auftreten. Nimmt die Geschwindigkeitshöhe beim Übergang zum Unterwasserprofil zu, wird der Energieverlust mit dem Kontraktionskoeffizienten des Oberwasserprofils berechnet, nimmt die Geschwindigkeitshöhe ab, wird der Expansionskoeffizient herangezogen. Standardeinstellung des Programms ist in jedem Profil 0.1 für Kontraktion bzw. 0.3 für Expansion, dies entspricht einem gleichmäßigen, natürlichen Übergang. Für Brücken werden die Werte 0.3 bzw. 0.5 vom HEC-RAS Reference Manual vorgeschlagen, für abrupte

Änderungen des Querschnitts sogar Werte von 0.6 bzw. 0.8. Die Wahl der entsprechenden Kontraktions- und Expansionskoeffizienten liegt aber beim Benutzer und sollte an die jeweiligen Begebenheiten angepasst werden.

Die eigentliche Eingabe der Brücke erfolgt über den *Bridge/Culvert Editor*, indem die Brückenbreite, die Distanz zum nächsten Profil flussauf und die Koordinaten des Brückentragwerks eingegeben werden. Eventuell vorhandene Pfeiler können separat definiert werden.

Schlussendlich müssen noch die Zonen definiert werden, die zwar wasserführend sind, aber nicht effektiv zum Abfluss beitragen, wie beispielsweise Böschungsbereiche vor und nach Brücken, die von der Brückenöffnung weiter entfernt liegen. Dies erfolgt in HEC-RAS über die Option *Ineffective Flow Areas*. Die Kenntnis der Stationierung dieser Bereiche stellt wiederum eine Schwierigkeit dar, kann aber anhand einer Faustformel laut *HEC-RAS Reference Manual* abgeschätzt werden.

Diese Ausführungen zeigen deutlich, dass ein nicht unwesentlicher Aufwand betrieben werden muss, um Brücken in HEC-RAS zu modellieren. Die Görtschitz verläuft im Projektgebiet entlang der Görtschitztal Straße B92, daher gibt es über 50 Brücken zur Querung, deren Abmessungen lediglich aus der Waspi-Geometrie bekannt sind. Da anzunehmen war, dass die Brücken für ein HQ1-Ereignis keine wesentlichen Auswirkungen auf den Abfluss haben werden, wurden zunächst die Wasserstände aus den stationären Berechnungen mit den Höhen der Tragwerksunterkanten der Brücken laut Waspi-Geometrie verglichen. Dies ergab, dass weder die Wasserspiegel der stationären HQ1-Berechnung noch der stationären HQ2-Berechnung die Tragwerksunterkanten der Brücken erreichten bzw. überstiegen. Um dennoch beispielhaft eine Brückenmodellierung durchzuführen und zu zeigen, dass der Einfluss von Brücken für die Laufzeit der Welle vernachlässigbar klein ist, wurde die Nepomukbrücke (im Unterwasserbereich des KW Eberstein I) anhand der Waspi-Geometrie modelliert.

Die Abstände der vier Querprofile wurden gemäß den Angaben des *HEC-RAS Reference Manuals* berechnet und ergaben Folgendes:

Mit: $S = 0.007$

$$\frac{n_{ob}}{n_c} = \frac{0.1}{0.0333} = 3$$

gew. Expansionskennzahl: 1.3

$$\frac{b}{B} = \frac{9.1}{15.4} = 0.6$$

Expansionslänge: $Le = 1.3 \cdot \frac{AB}{CD} = 1.3 \cdot \frac{4.8}{1.5} = 4.16 \text{ m}$

Kontraktionslänge: $Lc = 1 \cdot \frac{AB}{CD} = 1 \cdot \frac{4.8}{1.5} = 3.2 \text{ m}$

Die Kontraktions- bzw. Expansionskoeffizienten wurden bei 0.1 bzw. 0.3 belassen, da keine abrupte Änderung des Querschnitts stattfindet. Die Stationierung wurde anhand der Angaben des *HEC-RAS Reference Manuals* abgeschätzt.

Abbildung 4.15 zeigt den Vergleich von Natur und HEC-RAS Modellierung:

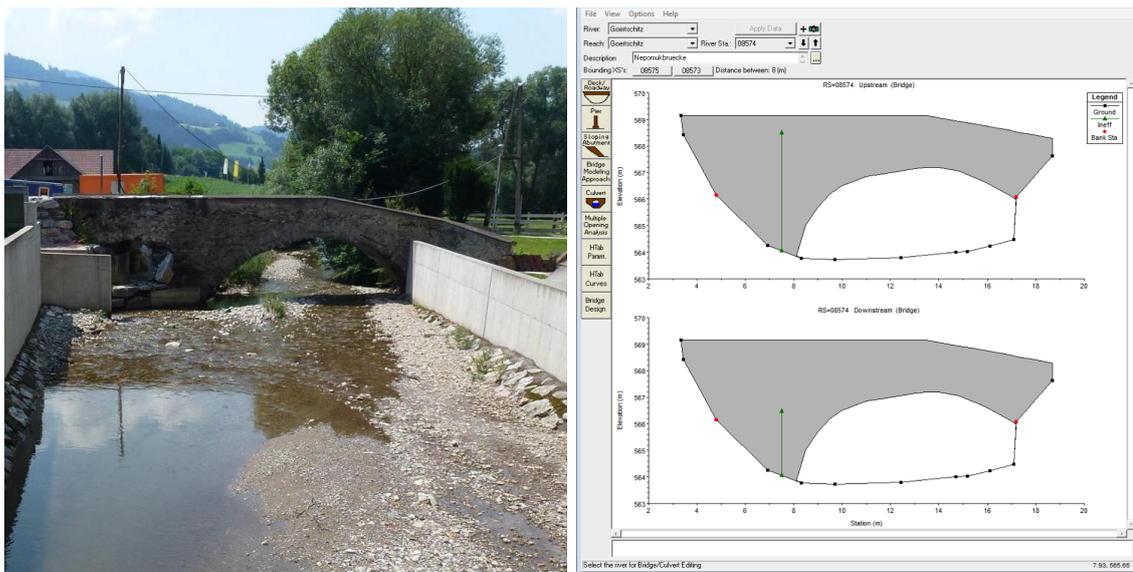


Abbildung 4.15: Nepomukbrücke; links: Naturaufnahme, rechts: HEC-RAS Modellierung

4.2.4 Wehranlagen

Die Vorgehensweise zur Modellierung von Wehranlagen ist analog zu jener von Brücken und erfordert ebenfalls zwei unbeeinflusste Querprofile flussauf und flussab des Wehres und zwei Profile in geringem Abstand zum Wehr. Die Expansions- und Kontraktionslängen wurden in dieser Arbeit vereinfacht und pauschal mit 10 m flussauf und flussab der Wehrachsen angesetzt.

Die Modellierung der Wehre an sich erfolgt in HEC-RAS mit dem *Inline Structure Editor*. Dabei werden sie, wie Brücken, nicht direkt in ein vorhandenes Profil eingebaut, sondern zwischen zwei Querprofilen, wobei das Oberwasserprofil die Geometrie des Wehrprofils definiert. Man kann zwischen scharfkantigen, runden und breiten Wehrkronen und folgenden Verschlüssen unterscheiden: Schütz (*sluice*), Segment (*radial*) und überströmbarer Verschluss (*overflow gate*) beispielsweise Klappen.

Die Wehranlagen des Projektgebiets haben ausschließlich Klappen und Hub-schütze bzw. feste Wehrüberfälle. Da zu den Verschlüssen keine genauen Abflusskoeffizienten bekannt sind, wurden folgende Werte für die Berechnungen verwendet (siehe auch Abbildung 4.16):

Schütz: Abflusskoeffizient 0.6 bzw. Wehrform: breites Wehr

Klappen: breites Wehr mit Wehrkoeffizient 1.67

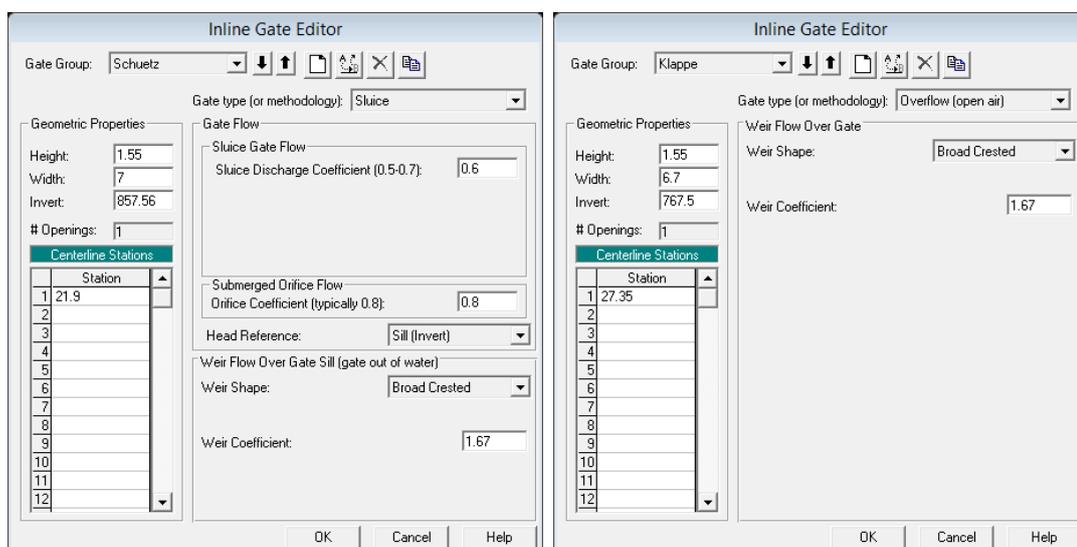


Abbildung 4.16: HEC-RAS Eingabemaske für Verschlüsse; links: Schütz, rechts: Klappe

In dieser Arbeit werden nur die Wehranlagen modelliert; Ausleitungen und deren Verschlüsse werden nicht berücksichtigt, da die Stauraumpülungen über Grundablässe und Spülschütze in den Wehranlagen erfolgen.

Es folgen Anmerkungen zur Modellierung jeder einzelnen Wehranlage und Vergleiche der HEC-RAS Wehrprofile und Naturaufnahmen. *Anmerkung: In HEC-RAS werden Profile immer in Fließrichtung und überhöht dargestellt.*

KW Hüttenberg

Da der Wehranlage des KW Hüttenberg kein Querprofil zugeordnet werden konnte, wurde das nächste oberwasserliegende Querprofil – Nr. 29280 – kopiert und im Abstand von ca. 48 m flussab und mit angepassten Sohlhöhen wieder eingefügt. Die Koordinaten des neuen Querprofils wurden mit der AutoCAD-Datei ermittelt und für die richtige Positionierung im HEC-RAS Lageplan übernommen. Der zugesandte Plan enthielt zwar Abmessungen der Anlage, aber nur Höhenkoten ohne Bezugshorizont. Daher wurde für die Modellierung der Wehranlage in HEC-RAS auch die Waspi-Geometrie herangezogen.



Abbildung 4.17: Links: Wehranlage KW Hüttenberg unterwasserseitig, rechts: als HEC-RAS Modellierung

KW Moser

Für die Modellierung dieser Wehranlage standen ein Lageplan und Schnitte zur Verfügung, die zwar Höhenkoten beinhalteten, jedoch keine Bemaßung. In Abstimmung mit den Abmessungen aus den Orthofotos und der Waspi-Geometrie konnte das Wehr mit 6,70 m breiter und 1,55 m hoher Klappe eingegeben werden. Der Spülschütz nach dem Einlauf auf der orographisch linken Seite wurde vernachlässigt.

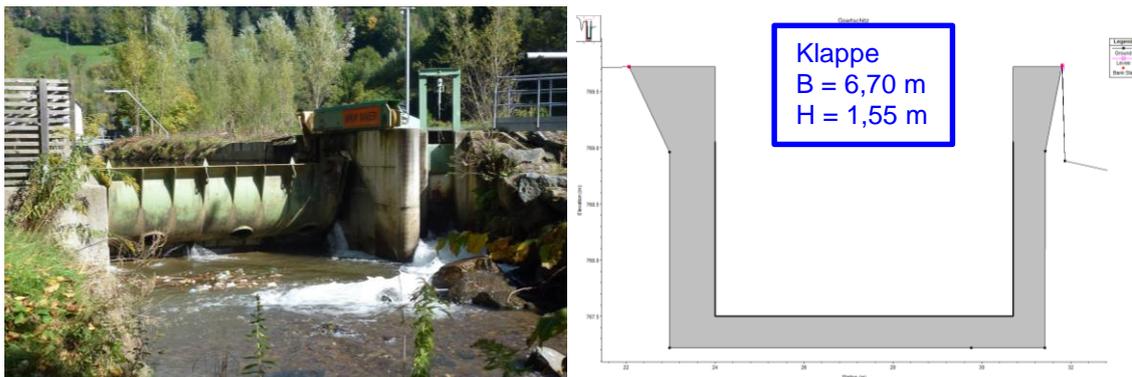


Abbildung 4.18: Links: Wehranlage KW Moser unterwasserseitig, rechts: als HEC-RAS Modellierung

KW Neugebauer

Auf die Modellierung der Wehranlage des KW Neugebauer wurde verzichtet, da einerseits keine Vermessungsdaten des Löllingbaches vorhanden waren und andererseits die Einbindung des KW Neugebauer in ein Spülkonzept nur dann sinnvoll wäre, wenn das Unterliegerkraftwerk beim Sägewerk als letzte Wehranlage vor der Mündung in die Görtschitz miteinbezogen werden würde.

KW IV

Die Modellierung der Wehranlage des KW IV mit Klappe und Grundablass verlief problemlos, da Lageplan und Schnitte zur Verfügung standen und mit der Waspi-Geometrie übereinstimmten.



Abbildung 4.19: Wehranlage KW IV unterwasserseitig

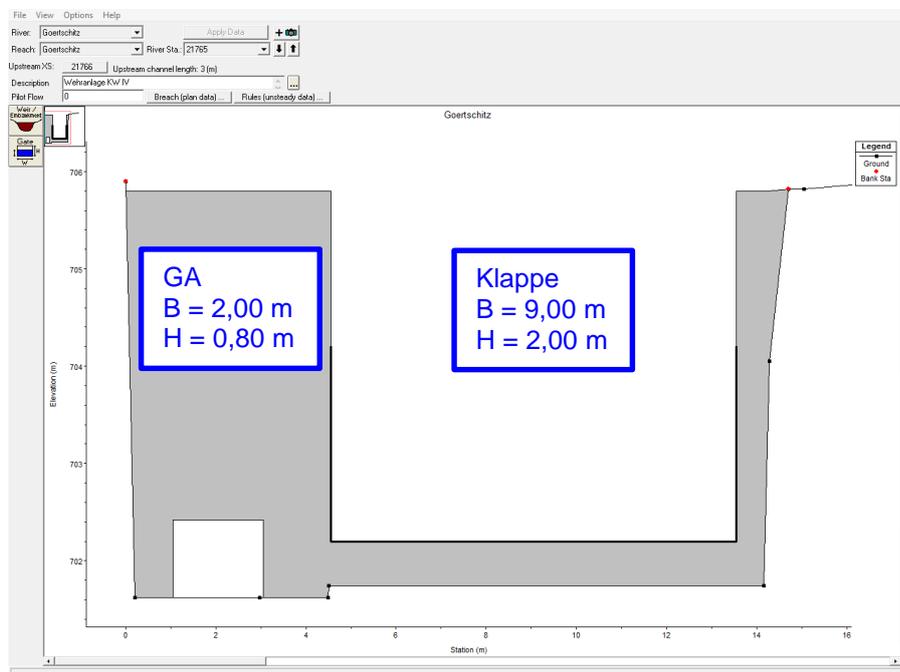


Abbildung 4.20: Wehranlage KW IV HEC-RAS Modellierung

KW I

Auch die Pläne der Wehranlage des KW I enthielten Schnitte ohne Höhenkoten, aber mit den Abmessungen konnte die Geometrie der Waspi-Berechnung verifiziert und übernommen werden.



Abbildung 4.21: Wehranlage KW I oberwasserseitig

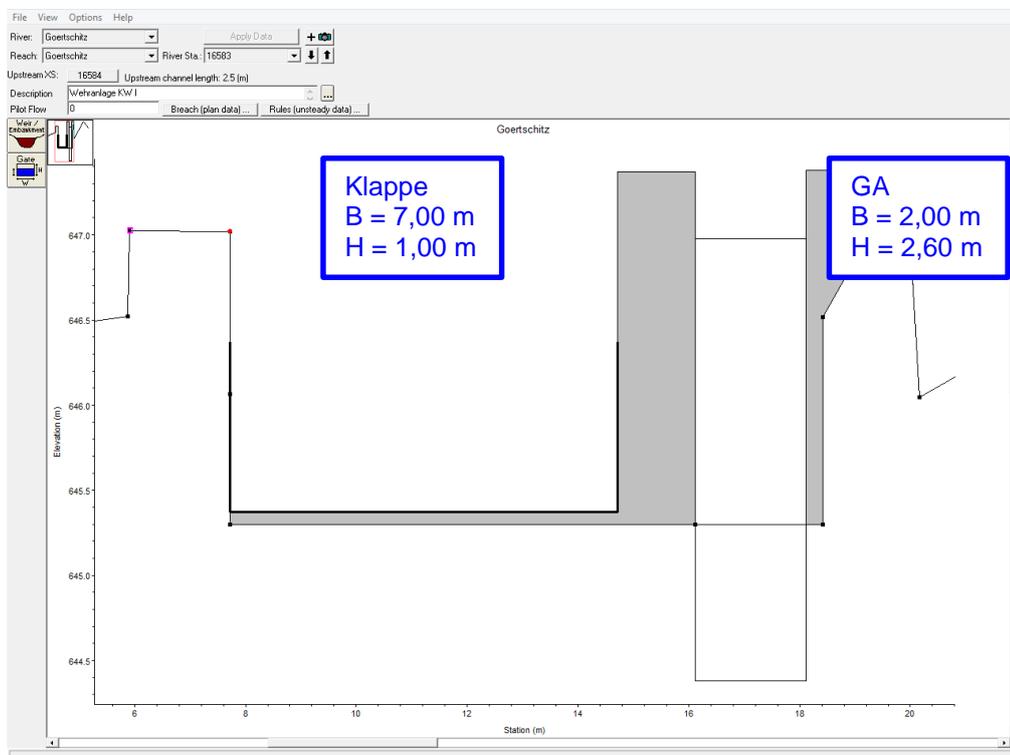


Abbildung 4.22: Wehranlage KW I HEC-RAS Modellierung

KW II

Wie beim Plan des KW Hüttenberg fehlte auch beim Plan des KW II der Bezugshorizont für die Höhenkoten. Somit konnten lediglich die Abmessungen dem Plan entnommen werden, während die Höhen aus der Waspi-Geometrie stammen.



Abbildung 4.23: Wehranlage KW II (Görtschitztor) unterwasserseitig (Fotodokumentation GEOS Consulting ZT-GmbH, 2012)

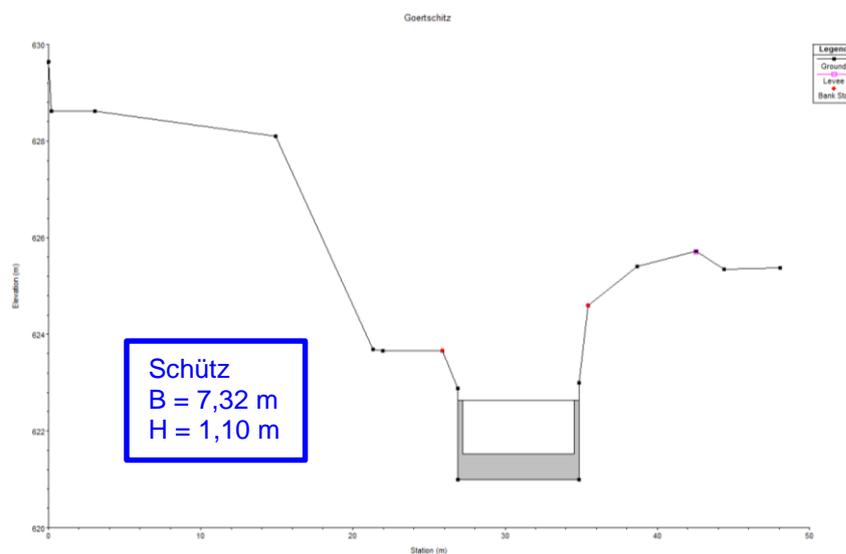


Abbildung 4.24: Wehranlage KW II (Görtschitztor) HEC-RAS Modellierung

KW III

Da die Pläne der Wehranlage nur abfotografiert und in geringer Qualität zur Verfügung standen, wurde die Waspi-Geometrie in Abstimmung mit Orthofotos übernommen.



Abbildung 4.25: Wehranlage KW III unterwasserseitig

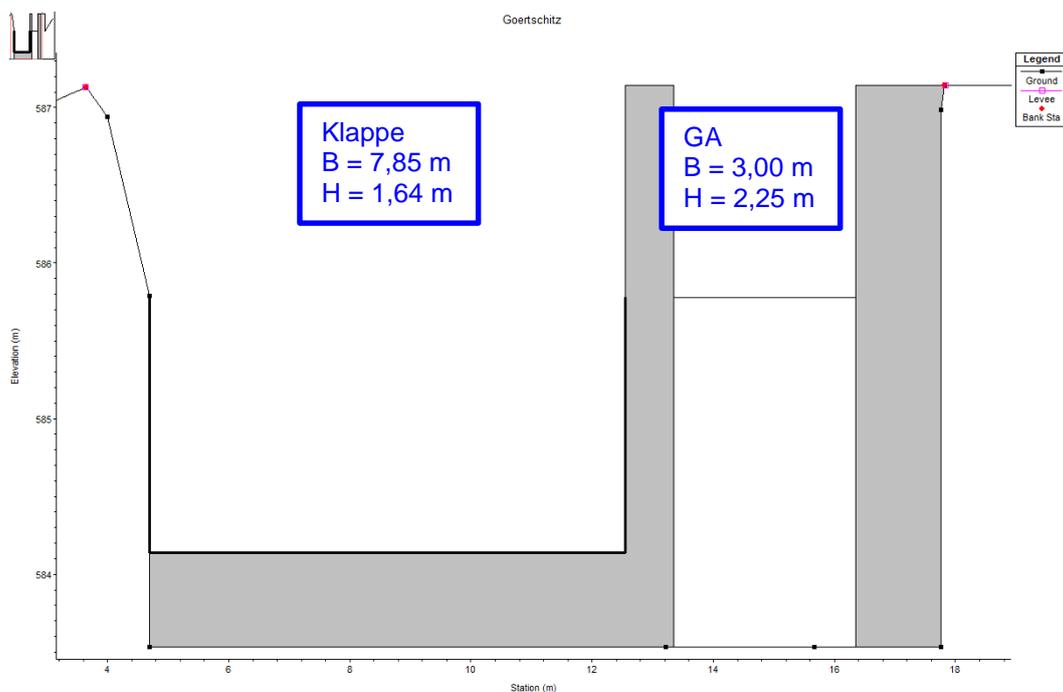


Abbildung 4.26: Wehranlage KW III HEC-RAS Modellierung

KW Eberstein I

Die Modellierung dieser Anlage stellte eine zusätzliche Herausforderung dar, da das Querprofil der Vermessung die alte Wehranlage abbildete. Mit Hilfe der vom Betreiber übermittelten Pläne im dwg-Format standen schlussendlich ausreichend Informationen zur Modellierung der neuen Wehranlage zur Verfügung.



Abbildung 4.27: Wehranlage KW Eberstein I unterwasserseitig

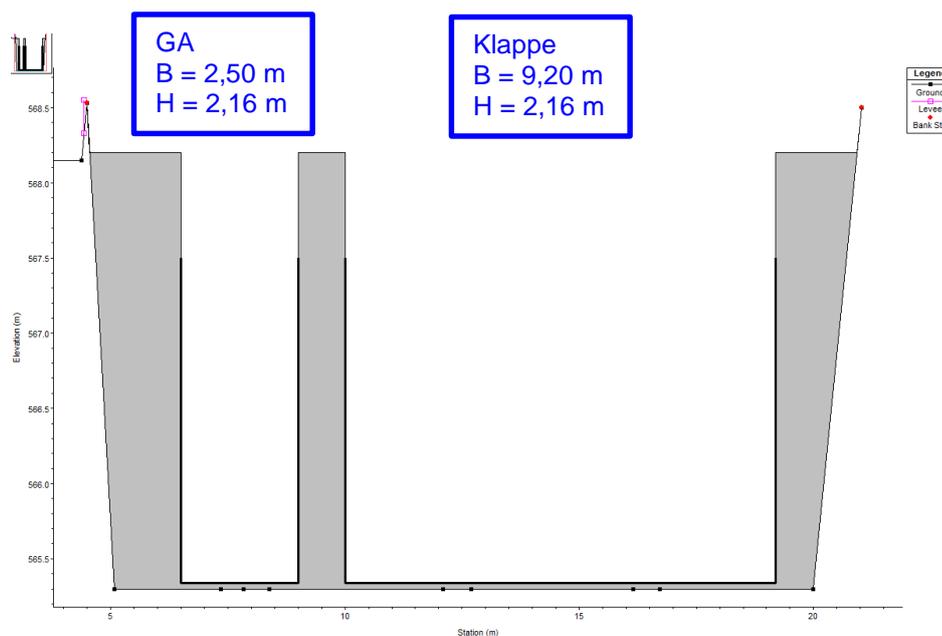


Abbildung 4.28: Wehranlage KW Eberstein I HEC-RAS Modellierung

KW Pemberger

Aufgrund des Alters der Anlage sind offenbar keine Pläne mehr vorhanden. Lediglich eine detaillierte Beschreibung in einem Auszug aus dem Wasserbuchbescheid der Anlage aus dem Jahr 1956 gab Aufschluss über die Geometrie der Verschlüsse. Diese stimmten relativ gut mit den Informationen aus der Waspi-Datei überein, die daraufhin übernommen wurden.



Abbildung 4.29: KW Pemberger unterwasserseitig

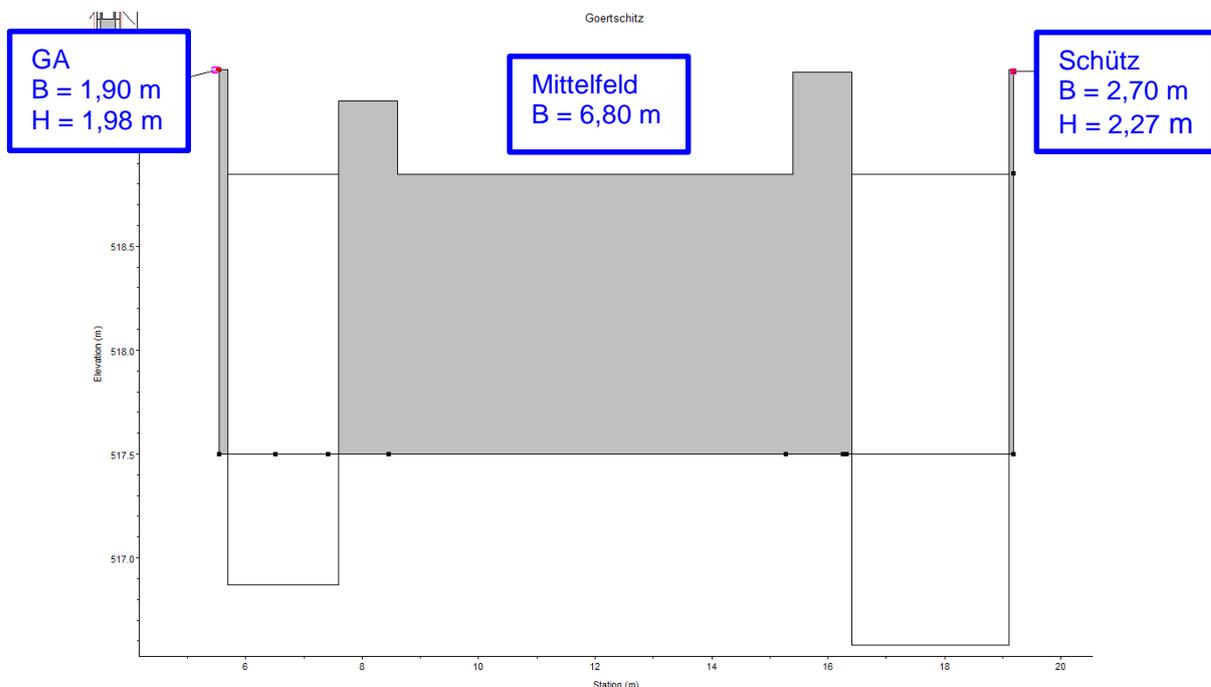


Abbildung 4.30: KW Pemberger HEC-RAS Modellierung

KW Kettenwerk Brückl

Das KW Kettenwerk Brückl ist die einzige Anlage von der keine Pläne vorhanden sind. Vom Betreiber wurde deshalb eine schematische Skizze des Wehrbauwerks mit Abmessungen und ungefähren Tiefen bis zur Flusssohle erstellt. Diese Skizze, die Beschreibung aus dem Wasserbuchbescheid und die Waspi-Geometrie wurden zur Modellierung des festen Wehres mit Grundablass in HEC-RAS herangezogen.



Abbildung 4.31: Wehranlage KW Kettenwerk Brückl: links: Grundablass, rechts: Festes Wehr

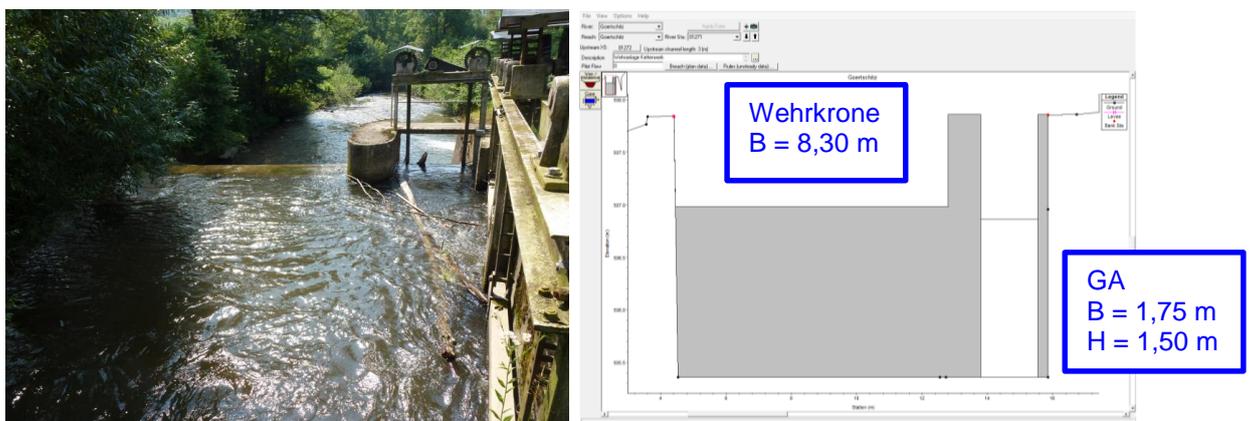


Abbildung 4.32: Wehranlage KW Kettenwerk Brückl HEC-RAS Modellierung

4.2.5 Interpolierte Profile

In HEC-RAS gibt es die Möglichkeit, zusätzliche Querprofile mit dem Befehl *XS Interpolation* → *Within a Reach* oder *XS Interpolation* → *Between 2 XS* einzufügen. Dabei werden zwischen den vom Benutzer eingegebenen Querprofilen linear interpolierte Profile eingefügt. Abbildung 4.33 zeigt das von HEC-RAS angewandte Interpolationsschema: die zwei vorhandenen Querprofile werden miteinander verbunden, wobei sogenannte *Master Cords* jeweils die ersten und letzten Koordinatenpunkte, die jeweils linken und rechten Böschungskanten und die tiefsten Punkte der beiden Profile miteinander verknüpfen. Die in Abbildung 4.33 dargestellten *Minor Cords* werden während der Interpolation automatisch erstellt.

Diese Option ermöglicht es, Berechnungsungenauigkeiten, die durch zu große Profilstände entstehen, zu minimieren und allgemein die Simulationen, vor allem für instationäre Berechnungen, stabiler zu machen. Bei der Erstellung von interpolierten Profilen darf keinesfalls auf eine Kontrolle vergessen werden, da meist eine manuelle Nachbearbeitung, beispielsweise der *Levees*, erforderlich ist und das Interpolationsschema auch eine Interpolation von Rauigkeiten vornimmt.

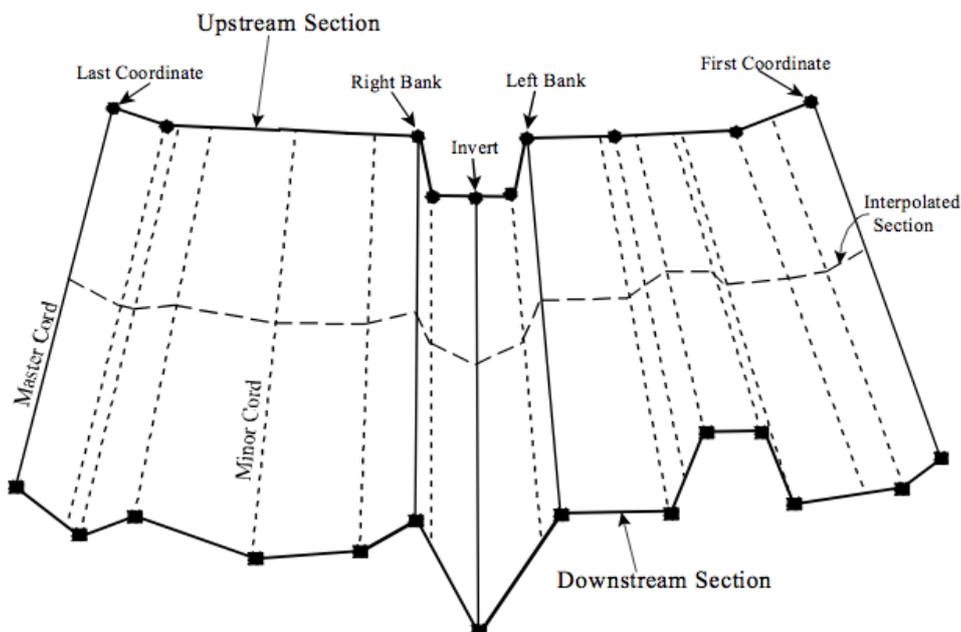


Abbildung 4.33: Interpolationsschema (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)

Für diese Arbeit wurde ein maximaler Profilabstand von 20 m auf freien Fließstrecken gewählt. Im Bereich von 10 m vor und nach Wehren wurde der Abstand auf maximal 2 m reduziert, da hier die meisten Instabilitäten, vor allem während der instationären Berechnungen, auftraten. Dies ergab zusammenfassend folgende Anzahl an Profilen:

- 205 Querprofile inkl. 2 Pegelprofile
- 1 Brücke
- 9 Wehrprofile
- 1609 interpolierte Profile

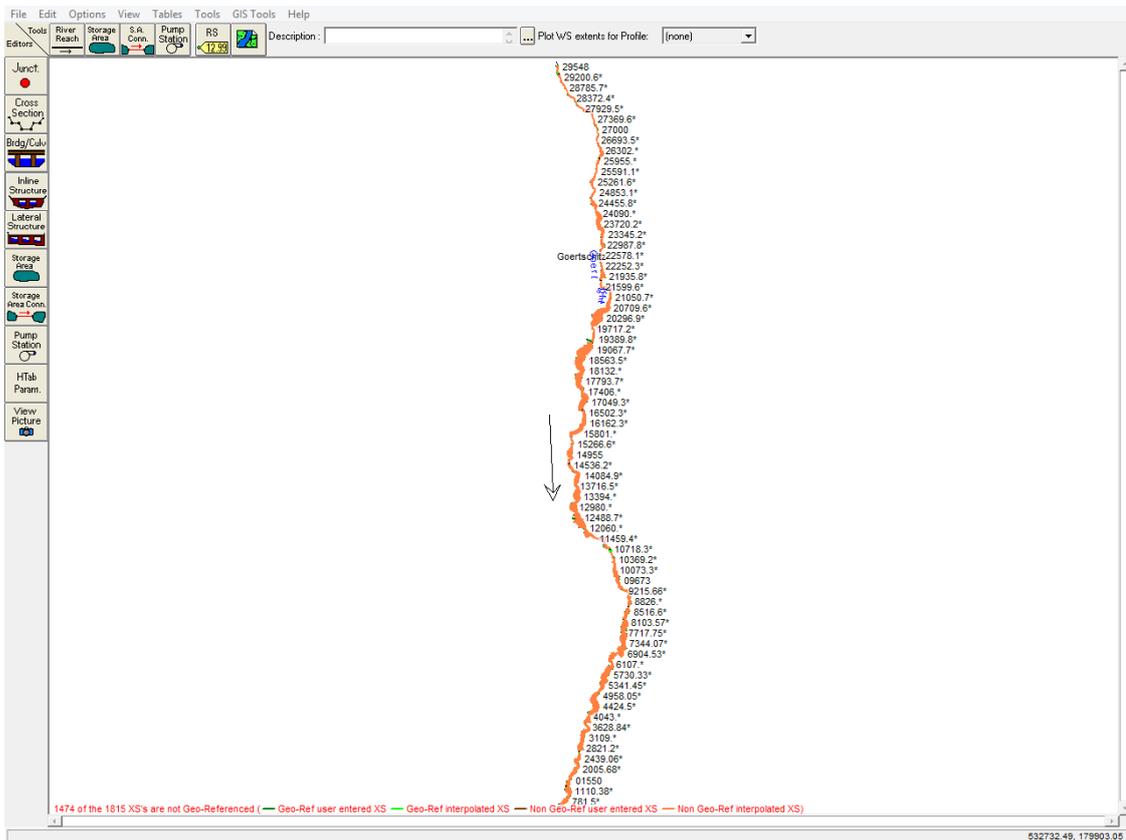


Abbildung 4.34: Gesamtübersicht in HEC-RAS

5. Numerische Berechnungen

5.1 Stationäre Berechnungen

Stationäre Berechnungen werden für die Kalibrierung des erstellten Flussmodells durchgeführt und deren Ergebnisse dienen als Anfangsbedingung für instationäre Berechnungen.

Die notwendigen Eingangsdaten um eine stationäre Strömungsberechnung durchführen zu können sind:

- Abfluss und Abflussänderungen durch seitliche Zubringer
- Hydraulische Randbedingungen
- Wehröffnungen
- Wahl des Fließzustandes für die Berechnung

Die für die Kalibrierung verwendeten Abflusswerte sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst, die Abflüsse der Zubringer werden als konstante Abflussänderungen am jeweiligen Zuflussprofil eingegeben.

Tabelle 5.1: Abflusswerte der Görtschitz für die Kalibrierung

	Pegel Hüttenberg	Pegel Brückl
MQ	1,706 m ³ /s	3,669 m ³ /s
HQ1	8 m ³ /s	15 m ³ /s
HQ2	13 m ³ /s	22 m ³ /s
HQ5	23 m ³ /s	32 m ³ /s

Da in einem natürlichen Gerinne Fließwechsel auftreten, wird ein gemischter Fließzustand für die Berechnung ausgewählt. Dies verlangt nach zwei hydrologischen Randbedingungen, jeweils am Anfang und am Ende des Flussmodells. Als obere Randbedingung wird die Grenztiefe angesetzt, da das Sohlgefälle sehr groß ist und sich auch bei vorausgehenden Testberechnungen mit strömendem

Abfluss hier immer die Grenztiefe einstellte. Die untere Randbedingung entspricht der Normalabflusstiefe. Zur Berechnung dieser muss das Energieliniengefälle angegeben werden, das mit dem Sohlgefälle im unteren Bereich ($S = 0,005 \text{ m/m}$) angenähert werden kann.

Für die Hochwasserabflüsse HQ1 bis HQ5 wird die Berechnung mit offenen Wehranlagen durchgeführt, bei Mittelwasser MQ muss jedoch der Betriebszustand mit Ausleitungen simuliert werden. Dies erfolgt über die Funktion *Optimize Gate Openings* im *Steady Flow Data File*. Die Wehrverschlüsse werden auch als offen definiert, zusätzlich werden aber die Stauziele angegeben, anhand derer HEC-RAS die richtigen Öffnungshöhen der Verschlüsse berechnet um die festgelegten Wasserspiegel zu halten.

5.1.1 Kalibrierung des Flussmodells

Die Kalibrierung des Flussmodells erfolgt anhand von zwei Pegelprofilen in Hüttenberg und Brückl. An diesen Profilen ist die gemessene Beziehung von Abfluss und Wasserstand in Form eines Pegelschlüssels bekannt und stellt somit den Sollzustand dar. Ziel der Kalibrierung ist es, durch Variation der Rauigkeiten den berechneten Wasserstand für einen bestimmten Abfluss an den gemessenen Wert anzunähern.

Da neben der Waspi-Berechnung keine weiteren Informationen zu den Rauigkeiten des Hauptgerinnes bzw. des Vorlandes bekannt waren, wurde als erste Annäherung für den gesamten Flussschlauch der Strickler-Rauigkeitsbeiwert $k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und für das Vorland im gesamten Modellbereich eine Rauigkeit von $k_{st} = 10 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ gewählt.

Nach der ersten Berechnung zeigte sich bereits eine sehr gute Übereinstimmung des gemessenen und des berechneten Wasserstandes des Pegels Brückl für Mittelwasser MQ und die Hochwasserabflusswerte HQ1 und HQ2. Lediglich für den höheren Wasserstand bei HQ5 ergab sich eine deutlich größere Differenz, die sich aufgrund der Geometrie des Pegelprofils in Abbildung 5.1 erklären lässt. Der Wasserspiegel bei HQ5 übersteigt erstmalig die Böschungskanten, es kommt zu Ausuferungen ins Vorland und damit zu Auswirkungen der raueren

Sohle des Vorlandes auf den Wasserspiegel. Der Fließwiderstand ist zudem von der Wassertiefe abhängig, d.h. der Einfluss der Rauigkeit nimmt bei zunehmender Wassertiefe ab bzw. bei geringerer Wassertiefe zu. Durch die großflächige Aufweitung im linken Vorland des Querprofils ergibt sich außerhalb des Hauptgerinnes eine geringe Wassertiefe von weniger als 30 cm, dadurch kommt der gewählten Rauigkeit eine wesentliche Bedeutung zu. Abbildung 5.1 zeigt, dass die Rauigkeit des Vorlandes eigentlich rauer sein muss, da der berechnete Wasserstand bei HQ5 niedriger ist, als der gemessene Wasserstand des Pegels. Auf eine weitere Untersuchung und Variation der Rauigkeiten des Vorlandes wurde dennoch verzichtet, da einerseits für die weiteren instationären Berechnungen mit HQ1 keine Ausuferungen erwartet werden und andererseits die Bereiche des Vorlands und deren unterschiedliche Rauigkeiten ohne Felduntersuchung schwer abzuschätzen sind.

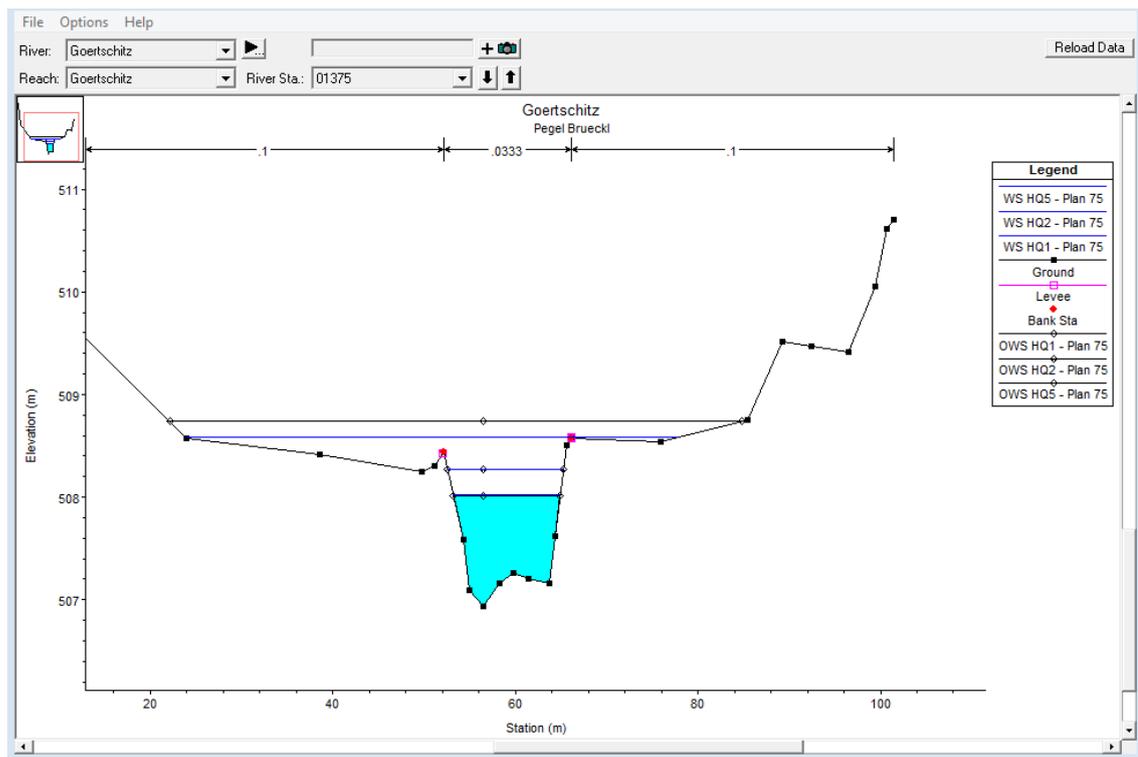


Abbildung 5.1: Pegelprofil Brückl

Im Gegensatz zum Pegel Brückl ergab die erste Berechnung beim Pegel Hüttenberg deutlich größere Differenzen der Wasserstände. Auch hier lagen die berechneten Wasserspiegellagen unter den gemessenen Werten und erforderten folglich einen raueren Strickler-Beiwert. Dies macht durchaus Sinn, da anhand des

Flusslängsprofils der Görschitz in Abbildung 5.2 klar erkennbar ist, dass der Bereich um Hüttenberg ein wesentlich höheres Sohlgefälle aufweist als in Brückl und damit auch eine andere, rauere Sohlstruktur. Für den oberen Abschnitt bis zum Kraftwerk IV wurde daher die Rauigkeit so variiert und angepasst, dass die Differenz auf ± 5 cm minimiert werden konnte.

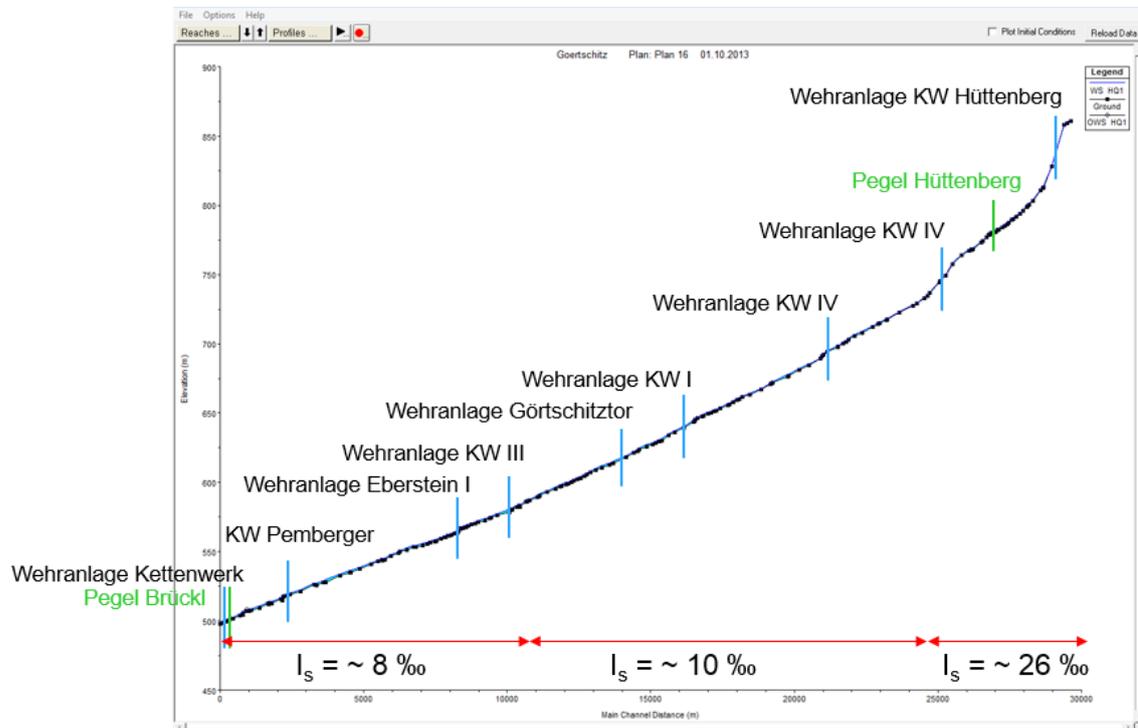


Abbildung 5.2: Längenschnitt Görschitz

Tabelle 5.2, Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 stellen die wichtigsten Ergebnisse des Kalibrierungsprozesses für beide Pegelprofile dar. Variation 3 ergab vor allem für die relevanten Abflusswerte bei Ab- und Aufstauvorgängen sehr gute Ergebnisse und wurde daher für die weiteren Berechnungen herangezogen.

Anmerkung: Je kleiner der Strickler-Rauigkeitsbeiwert, desto rauher ist die Sohle. Da der von HEC-RAS verwendete Manning-Rauigkeitsbeiwert dem Reziprok-Wert des Strickler-Beiwerts entspricht, gilt für diesen genau Gegenteiliges.

Tabelle 5.2: Manning-Rauigkeitsbeiwerte

	Manning-Rauigkeitsbeiwert n [$s/m^{1/3}$] (k_{St} [$m^{1/3}/s$])		
	linkes Vorland	Hauptgerinne	rechtes Vorland
Variation 1	0,1 (10)	0,0333 (30)	0,1 (10)
Variation 2	0,1 (10)	oberer Abschnitt: 0,0454 (22) unterer Abschnitt: 0,0333 (30)	0,1 (10)
Variation 3	0,1 (10)	oberer Abschnitt: 0,0408 (24,5) unterer Abschnitt: 0,0333 (30)	0,1 (10)

ΔH entspricht der Differenz aus dem gemessenen Wasserstand des Pegels und dem berechnete Wasserspiegel der jeweiligen Variante. Ist der Wert negativ, also der gemessene Wasserspiegel niedriger als der berechnete, wurde der Strickler-Beiwert als zu rau angesetzt. Bei einem positiven ΔH ist die Sohle zu glatt, da der berechnete Wasserspiegel unter dem gemessenen liegt.

Abbildung 5.3 und Abbildung 5.4 beinhalten auch die ΔH -Werte einer Berechnung mit dem Flussmodell ohne interpolierte Querprofile. Die Rauigkeitsbeiwerte entsprechen jenen der Variation 1. Beim Pegel Brückl ist eindeutig eine Fehlerminimierung durch die zusätzlichen Querprofile und dem damit verringerten Profilabstand erkennbar. Am Pegel Hüttenberg hingegen scheint jener Fall einzutreten, der in Kapitel 4.2 Modellierung der Flussgeometrie in HEC-RAS schon kurz erwähnt wurde: durch Überlagerung können Fehler verstärkt aber auch ausgeglichen werden. Die berechneten Wasserspiegellagen der Geometrie ohne Interpolation entsprechen fast genau den gemessenen, allein durch die Interpolation von Querprofilen mit maximalem Abstand von 20 m (Variation 1) ergeben sich deutlich größere Differenzen. Der Fehler aufgrund der zu glatten Sohle hat hier offenbar den Fehler aufgrund von zu großen Profilabständen ausgeglichen.

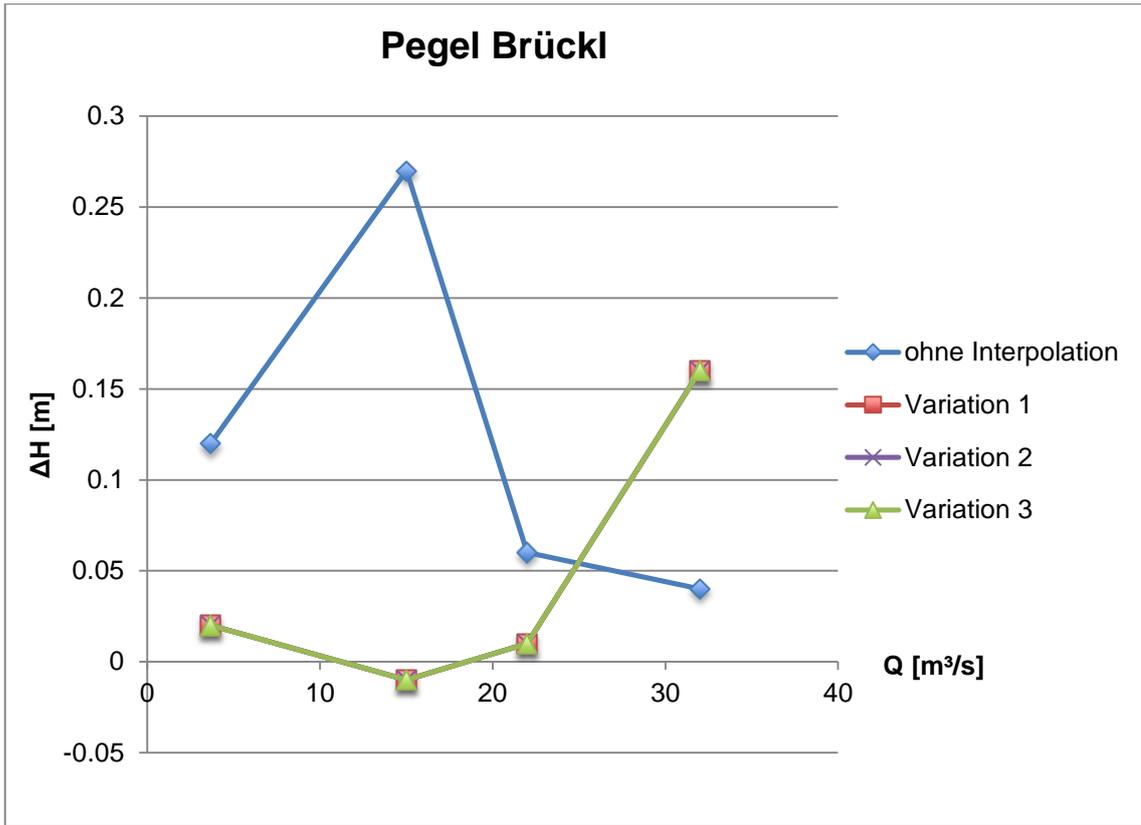


Abbildung 5.3: Kalibrierungsergebnisse Pegel Brückl

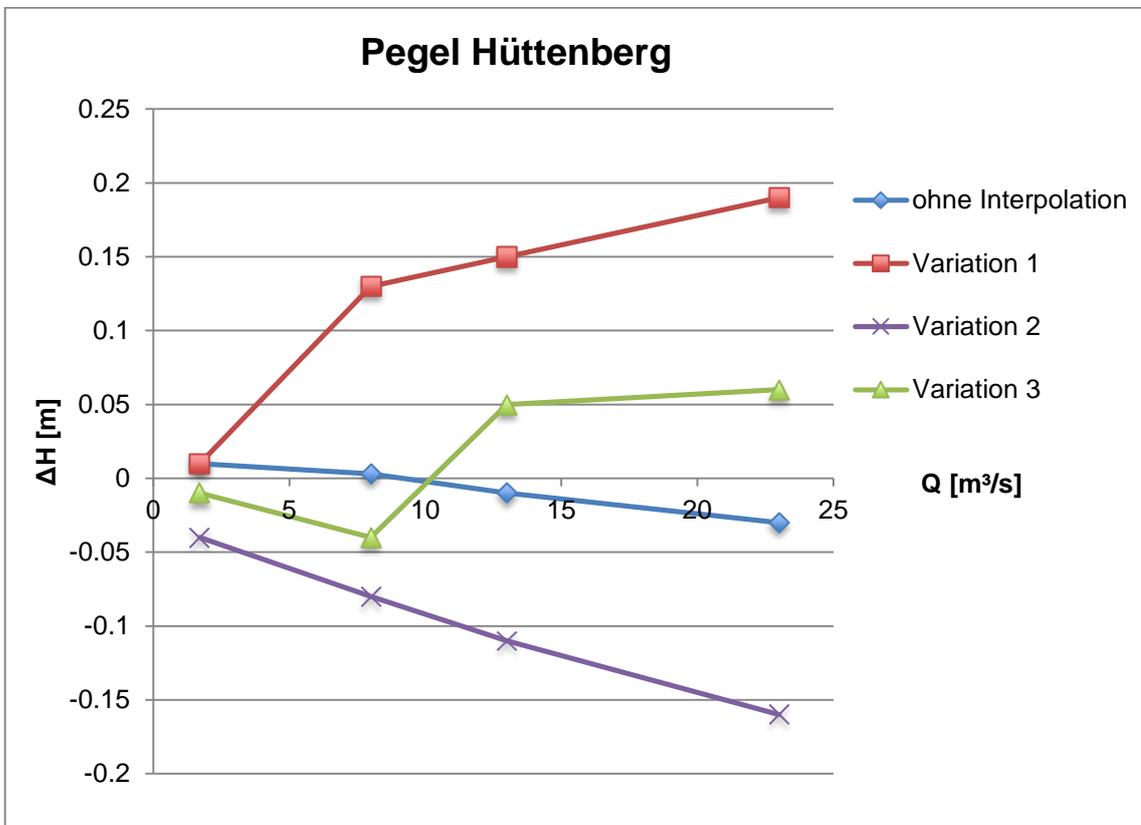


Abbildung 5.4: Kalibrierungsergebnisse Pegel Hüttenberg

5.1.2 Brücke

Für die numerische Modellbildung wurden uns Querprofile, Orthofotos, hydrologische Kennwerte, Pegeldata sowie Daten zu Art und Abmessungen der Wehranlagen zur Verfügung gestellt. Informationen zu Anzahl und Abmessungen der rund 50 Brücken an der Görtschitz fanden sich nur in den Geometriedaten der Waspi-Berechnung. Die exakte Position der Brücken mittels Koordinaten war somit nicht bekannt. Wie bereits in Kapitel 4.2.3 Brücken beschrieben, erfordert die Modellierung von Brücken in HEC-RAS die Eingabe von vier Querprofilen, Kontraktions- und Expansionskoeffizienten und *ineffective flow areas* (Zonen im Flussquerschnitt, die nicht abflussrelevant sind, aber stehendes Wasser beinhalten können). Während des Modellierungsablaufs müssen einige Annahmen zu Kennwerten und der Positionierung der vier Querprofile getroffen werden, da nicht bekannt ist, über welche Länge eine Beeinflussung durch die Einschnürung im Fließquerschnitt auftritt.

Aufgrund fehlender Informationen und dem erheblichen zeitlichen Mehraufwand erscheint die Modellierung aller Brücken für diese Problemstellung nicht wirtschaftlich. Eine signifikante Auswirkung auf die für die Spülordnung relevante Laufzeit der Hochwasserwelle bei HQ1 ist nicht zu erwarten. Dennoch untersuchten wir die berechneten Wasserstände aus der stationären Berechnung mit HQ1, HQ2 und HQ5 und verglichen diese mit den Höhen der Tragwerksunterkanten der Brücken aus der Waspi-Berechnung (siehe Abbildung 5.5). Bei HQ1 und HQ2 lag der Wasserspiegel immer unter der Unterkante der Brücke, bei HQ5 erreichte bzw. überstieg der Wasserstand nur bei zwei Brücken die Höhe der Tragwerksunterkanten.

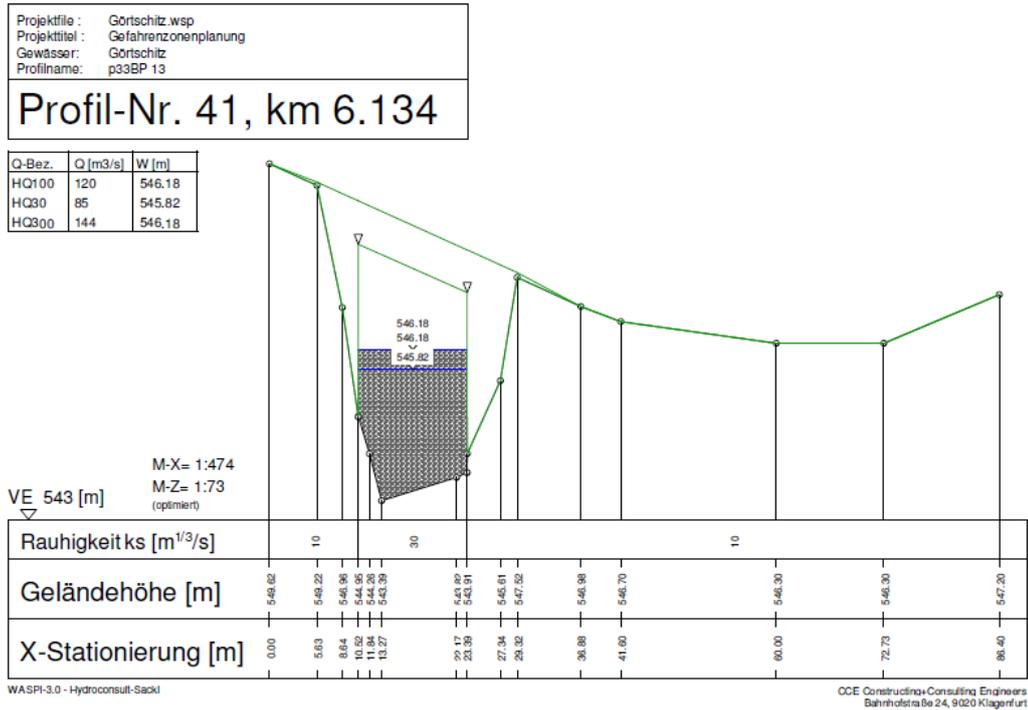


Abbildung 5.5: Brückengeometrie aus der Waspi-Berechnung

Um den Einfluss abschätzen zu können, der sich aus der Vernachlässigung der Brückenmodellierung ergibt, wurde exemplarisch eine Brücke mit einschnürendem Effekt zur Berechnung herangezogen. Wir wählten die Nepomukbrücke, die nur wenige Meter flussabwärts der Wehranlage des Kraftwerks Eberstein I liegt und den Flussquerschnitt durch seitliche Brückenpfeiler verringert.



Abbildung 5.6: Nepomukbrücke im Unterwasser der Wehranlage Eberstein I



Abbildung 5.7: Nepomukbrücke unterwasserseitig

Die Geometrie der Nepomukbrücke wurde der Waspi-Berechnung entnommen. Kontraktions- und Expansionskoeffizient sowie die Lage der vier Querprofile wurden unter der Verwendung von Tabellen und Faustformeln aus dem *HEC-RAS Reference Manual* abgeschätzt. Der detaillierte Modellierungsvorgang ist im Abschnitt 4.2.3 Brücken erläutert.

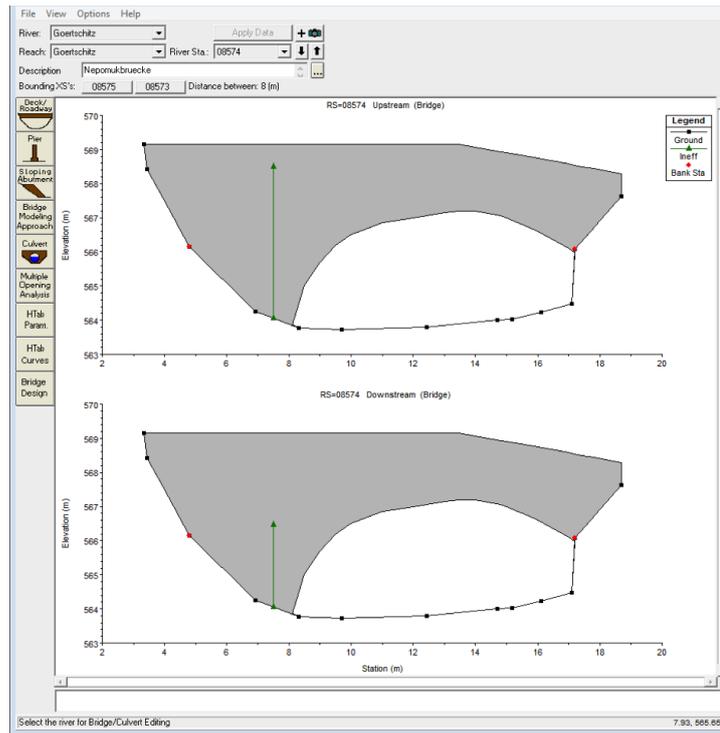


Abbildung 5.8: HEC-RAS Modellierung der Nepomukbrücke

Die stationäre Berechnung wurde mit einem Abfluss von HQ1 durchgeführt. Der Vergleich der Ergebnisse zeigte einen Einfluss durch die Brücke auf einer Länge von rund 140 m zwischen den Profilen 08622 und 08502.

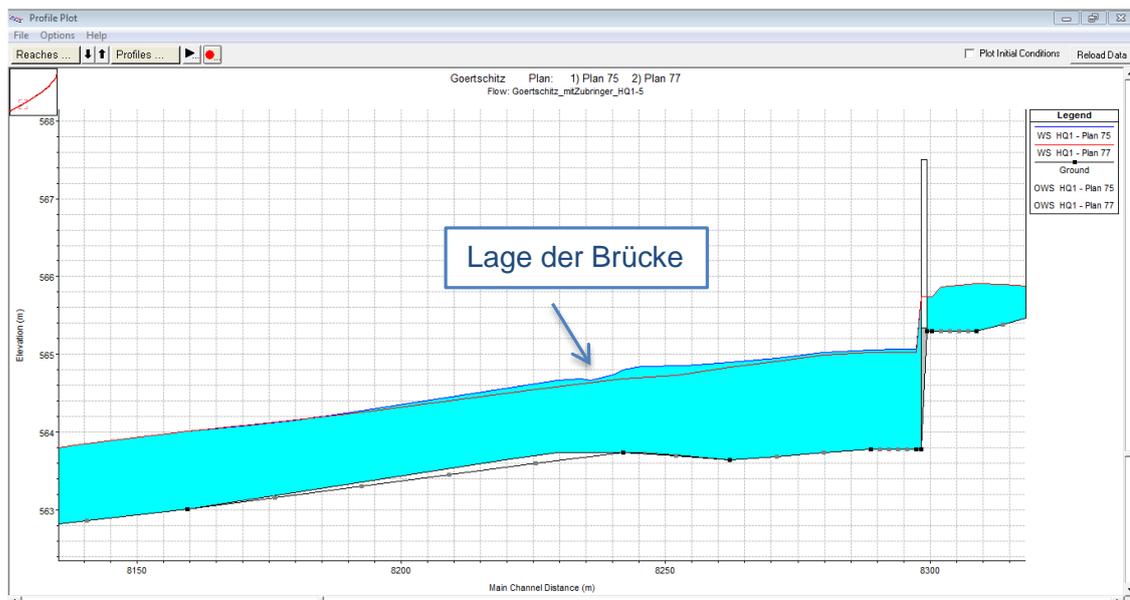


Abbildung 5.9: Längenschnitt aus der HEC-RAS Berechnung; die blaue Linie zeigt den Wasserstand aus der Berechnung mit der Nepomukbrücke, die rote Linie den berechneten Wasserstand ohne Brückenmodellierung

Die Ergebnisse für die Fließgeschwindigkeiten aus der HEC-RAS Berechnung, sowohl bei Modellierung der Nepomukbrücke als auch ohne Brückeneinbau, sind in Tabelle 5.3 und Tabelle 5.4 aufgelistet. Für jeden Teilbereich des betroffenen Flussabschnitts wurde über Geschwindigkeit und Fließstrecke die Laufzeit berechnet.

Die Anzahl der Querprofile der beiden Varianten ist unterschiedlich, da die Brückenmodellierung den Einbau von zusätzlichen Profilen erfordert.

Tabelle 5.3: Modellierung mit Nepomukbrücke, Berechnung der Fließzeiten

Modell mit Brücke			
Profilnummer	Fließstrecke [m]	Geschwindigkeit [m/s]	Zeit [s]
08621	1,70	0,71	2,39
08620.8*	1,70	0,72	2,36
08620.6*	1,70	0,72	2,36
08620.4*	1,70	0,72	2,36
08620.2*	1,70	0,72	2,36
08620	8,93	0,72	12,40
08610.66*	8,93	0,98	9,11
08601.33*	8,93	1,44	6,20
08592	8,29	1,58	5,25
08584.*	8,29	1,63	5,09
08576	3,50	1,46	2,40
08575	1,75	1,63	1,07
08574 BRU	4,50	1,91	2,36
08574 BRD	1,75	2,10	0,83
08573	4,50	1,90	2,37
08572	9,98	1,86	5,37
08562.*	9,98	2,00	4,99
08552.*	9,98	2,10	4,75
08542.*	9,98	2,17	4,60
08532*	9,98	2,21	4,52
08522*	9,98	2,20	4,54
08512*	9,98	2,13	4,69

Die Summe der Fließstrecke ergibt 137,73 m. Die Fließzeit beträgt mit Einfluss durch die Nepomukbrücke 92,36 Sekunden.

Tabelle 5.4: Modellierung ohne Nepomukbrücke, Berechnung der Fließzeiten

Modell ohne Brücke			
Profilnummer	Fließstrecke [m]	Geschwindigkeit [m/s]	Zeit [s]
08621	1,70	0,74	2,30
08620.8*	1,70	0,74	2,30
08620.6*	1,70	0,74	2,30
08620.4*	1,70	0,74	2,30
08620.2*	1,70	0,74	2,30
08620	8,93	0,74	12,07
08610.66*	8,93	1,01	8,84
08601.33*	8,93	1,51	5,91
08592	10,04	1,72	5,84
08583.5*	10,04	1,93	5,20
08575	16,47	1,78	9,25
08560.4*	16,47	1,95	8,45
08545.8*	16,47	2,05	8,03
08531.2*	16,47	2,10	7,84
08516.6*	16,47	2,09	7,88

Die Summe der Teilabschnitte (zur Kontrolle der Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse) ergibt 137,72 m für den betrachteten Flussabschnitt. Die Laufzeit beim Modell ohne Nepomukbrücke beträgt insgesamt 90,81 Sekunden. Damit ergibt sich der zeitliche Unterschied zwischen der Variante ohne und jener mit Brückenmodellierung zu $\Delta t=1,56$ Sekunden auf einem Abschnitt von rund 140 m Länge. Die größte punktuelle Abweichung der Geschwindigkeiten beträgt 0,15 m/s.

Damit konnte beispielhaft gezeigt werden, dass mit der Vernachlässigung der Brückenmodellierung in der vorliegenden Arbeit kein für die Aufgabenstellung relevanter Fehler in der Laufzeit der HQ1-Hochwasserwelle zu erwarten ist.

5.2 Instationäre Berechnungen

5.2.1 Vorgehensweise und Wahl der Welle

Für instationäre Berechnungen in HEC-RAS müssen Rand- und Anfangsbedingungen definiert werden. Randbedingungen können weiter unterteilt werden in obere, untere und innere Randbedingungen. Eine Übersicht über alle verfügbaren Varianten von Anfangs- und Randbedingungen ist in Tabelle 5.5 dargestellt. Die Eingabe der Bedingungen kann tabellarisch oder unter Verwendung des Datenverwaltungssystems DSS (Data Storage System) erfolgen.

Anfangsbedingungen können in Form von vorgegebenen Wasserständen oder Abflüssen definiert werden. Diese Informationen werden entweder durch Einlesen der Ergebnisse aus der stationären Berechnung oder über Verwendung eines Restart-Files, das während einer instationären Berechnung erstellt werden kann, eingegeben. Anfangsbedingungen müssen für den ersten Berechnungsschritt (entspricht dem Zeitpunkt Null) für jedes Querprofil des Geometriemodells bekannt sein, da HEC-RAS mit der Finiten Differenzen Methode rechnet.

Für diese Arbeit wurden die Wasserstände aus einer stationären Berechnung als Anfangsbedingung definiert und stellen somit den Ausgangszustand des instationären Modells dar. Bis auf eine kleine Toleranz, müssen diese mit den berechneten Ergebnissen der instationären Berechnung für den ersten Zeitschritt übereinstimmen um einen stabilen Rechengang zu gewährleisten.

Tabelle 5.5: Anfangs- und Randbedingungen für instationäre Berechnungen in HEC-RAS

Anfangs- bedingung	Obere Randbedingung	Untere Randbedingung	Innere Randbedingungen
Wasserstand	Zuflussganglinie	Zuflussganglinie	<i>Wehre:</i> -Wasserstandsganglinie -Abflussganglinie
Abfluss	Wasserstands- ganglinie	Wasserstands- ganglinie	<i>Verschlüsse:</i> -Zeitabhängige Öffnung -Wasserstandsabhängige Öffnung -Schleusensimulation -Öffnungsbedingungen (Rules)
Restart-File mit Wasserständen		Pegelschlüssel	<i>Zubringer:</i> -Seitliche Zuflussganglinie punktför- mig -Seitliche Zuflussganglinie zwischen zwei Querprofilen gleichmäßig ver- teilt -Grundwasser-Wasserstandsgangli- nie
		Energielinien- neigung	

Als obere Randbedingung wurde für die vorliegende Arbeit eine Zuflussganglinie angesetzt, die einem HQ1-Hochwasserereignis an der Görtschitz entspricht. Vom Land Kärnten wurden uns zahlreiche Daten zu Hochwasserwellen zur Verfügung gestellt. In Abbildung 5.10 sind jene Ganglinien dargestellt, deren Abflussscheitel gut mit dem HQ1-Wert in Hüttenberg ($8 \text{ m}^3/\text{s}$) korrelieren. Da die gewählte Welle nur sehr langsam abflacht, wurde sie so modifiziert, dass sie nach 96 Stunden wieder MQ (= $1,71 \text{ m}^3/\text{s}$) erreicht (siehe Abbildung 5.11).

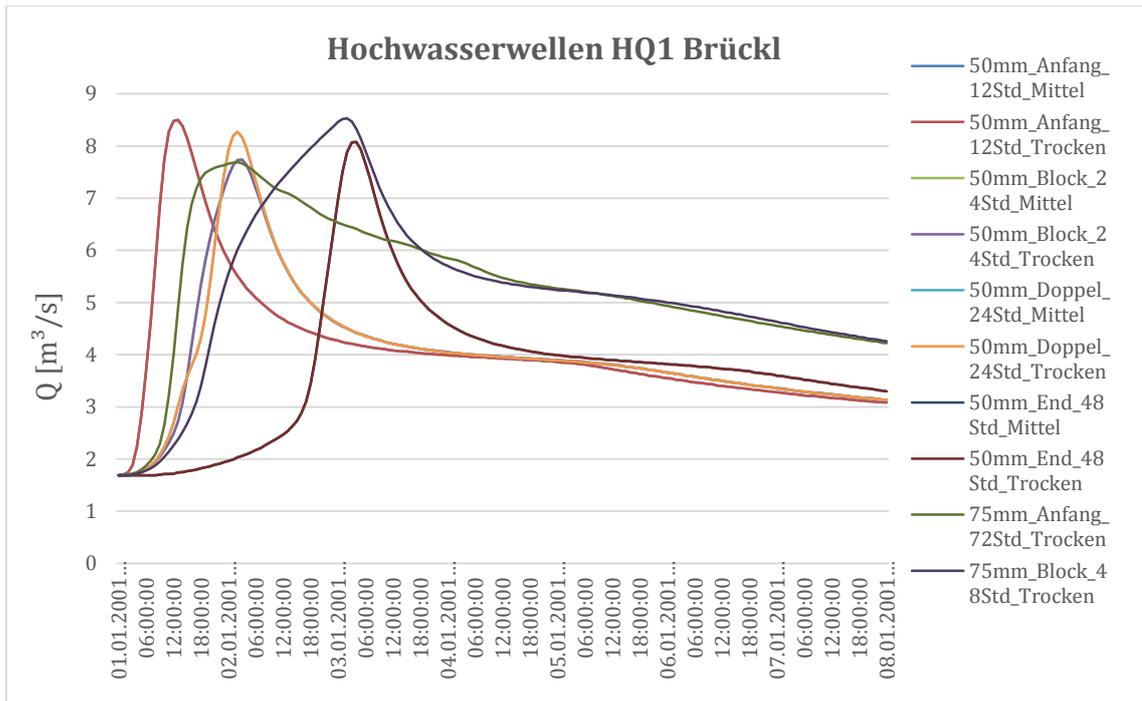


Abbildung 5.10: Darstellung unterschiedlicher HQ1-Ganglinien für die Görtschitz

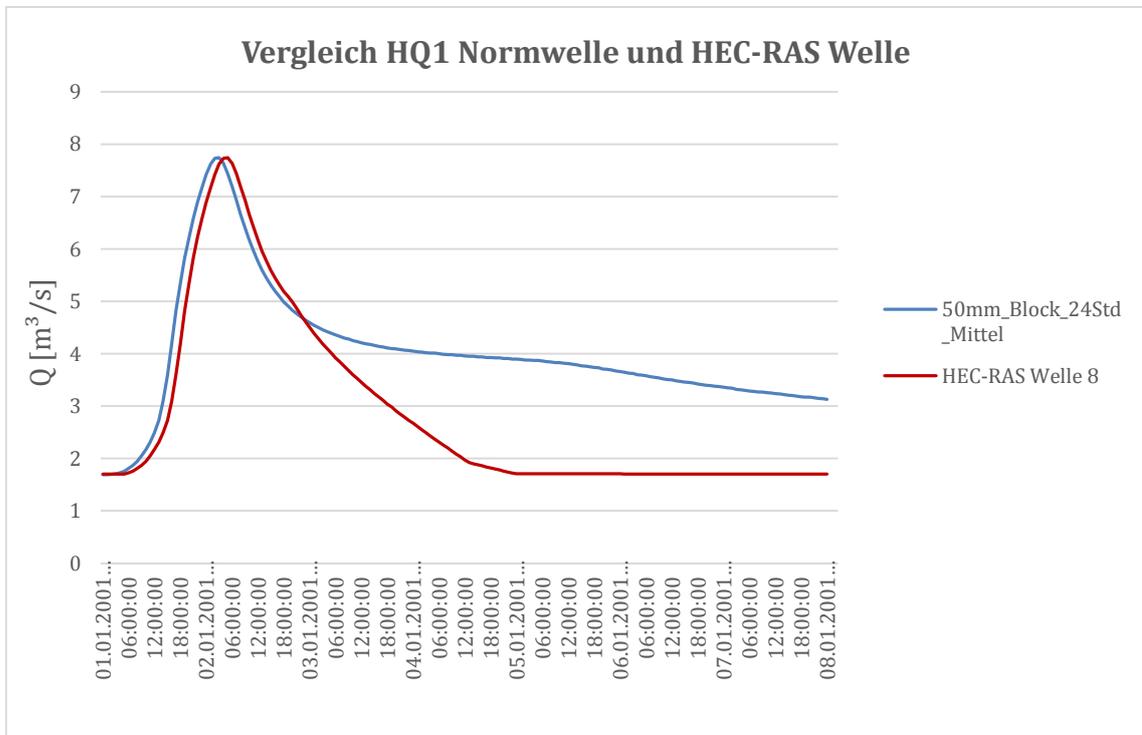


Abbildung 5.11: Vergleich der gewählten Normwelle mit der für die instationäre Berechnung modifizierten Welle

Als untere Randbedingung wurde die Normalabflusstiefe ($S= 5\%$) angesetzt.

Zu den inneren Randbedingungen zählen:

- Seitliche Zubringer:

Die Zubringer wurden als konstante Zuflüsse, gleichmäßig zwischen zwei Querprofilen verteilt, mit einem Wert von $0,5 \times HQ1$ eingegeben. Damit ergibt sich für die Summe aus Hochwasserganglinie und allen Zubringern rund $15 \text{ m}^3/\text{s}$, was mit dem HQ1-Wert für den Pegel Brückl übereinstimmt.

Tabelle 5.6: Konstante Zuflusswerte der Zubringer

Zubringer	HQ1	0,5 x HQ1
Löllingbach	6,5 m ³ /s	3,25 m ³ /s
Graierbach	1,7 m ³ /s	0,85 m ³ /s
Grünburgerbach	2,9 m ³ /s	1,45 m ³ /s
Schrackbach	1,0 m ³ /s	0,5 m ³ /s
Tisäckerbach	1,8 m ³ /s	0,9 m ³ /s
Feistritzbach	2,4 m ³ /s	1,2 m ³ /s

- Wehranlagen

Da keine Abflusskoeffizienten der Verschlussorgane bekannt sind, wurden alle Verschlüsse der Wehranlagen als offen definiert. Der Ab- und Aufstauvorgang wurde stattdessen über die zeitliche Regelung der Wasserstände im oberstromigen Profil mittels Wasserstandsganglinie simuliert (siehe Abbildung 5.12). Die Ab- und Aufstaugeschwindigkeit beträgt für alle Wehranlagen ca. $0,5 \text{ m/h}$.

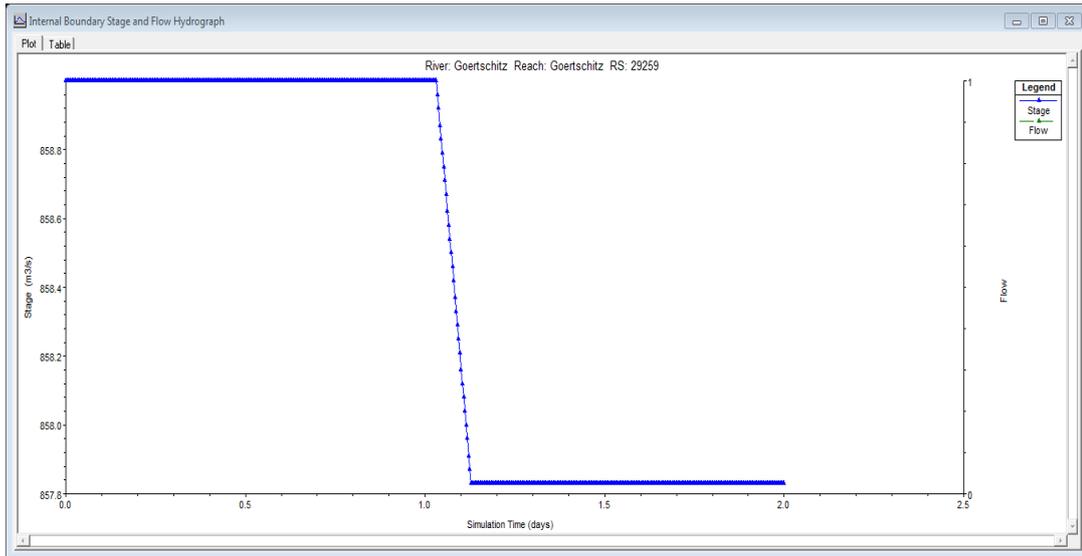


Abbildung 5.12: Abstauvorgang KW Hüttenberg, Innere Randbedingung: definierter Wasserstand

Auch bei richtiger Definition aller Anfangs- und Randbedingungen kommt es bei instationären Simulationen anfänglich meist zu Instabilitäten. Die Berechnung wird dann aufgrund von zu großen Fehlern und Diskrepanzen gestoppt. Durch die Variation einiger Parameter, wie beispielsweise der Zeitschritte in der Berechnung, oder durch die Interpolation von zusätzlichen Querprofilen und die Anpassung der Rauigkeiten im Bereich von Wehranlagen, konnte der Rechengvorgang stabilisiert werden.

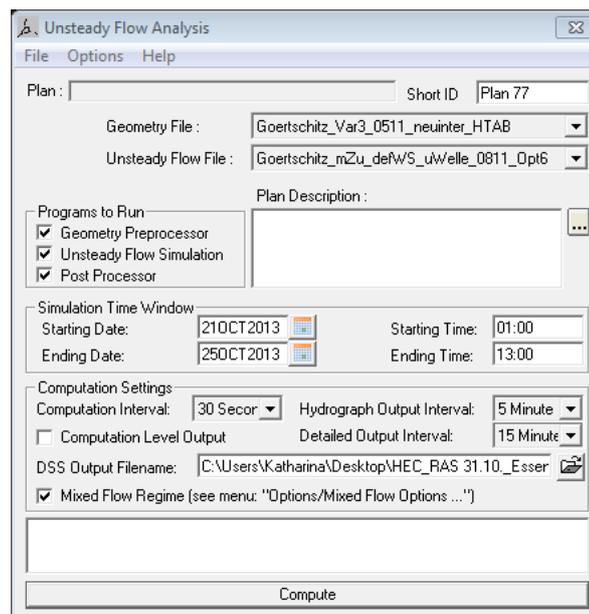


Abbildung 5.13: Eingabefenster zur Festlegung der Simulationsparameter

Im Eingabefenster *Unsteady Flow Analysis* aus Abbildung 5.13 werden die Parameter für die Simulation definiert und die Berechnung gestartet.

Eckdaten der, für diese Arbeit durchgeführten Simulationen:

- Simulationszeit: 21.10.2013 01:00 Uhr bis 25.10.2013 13:00
- Berechnungszeitschritt: 30 Sekunden
- Ausgabeintervall der Ganglinien: 5 Minuten
- Detaillierter Ausgabeintervall:
- Fließzustand: gemischt

5.2.2 Optimierung der Ab- und Aufstauregelung

Im Optimierungsprozess wurde versucht, die Schwall- und Sunkwellen, die beim Ab- und Aufstauvorgang entstehen, zeitlich zu jeweils einer Welle zusammenzulegen.

Die Ab- und Aufstaugeschwindigkeit wurde für alle Wehranlagen mit 0,5 m/h festgelegt. Aus dieser Geschwindigkeit und der Differenz von Stauziel und Absenkeziel ergab sich für jede Wehranlage eine Absenk- bzw. Aufstaudauer. Im nächsten Schritt wurde aus dem Ergebnis der instationären Berechnung die Fließzeit der Hochwasserwelle abgeschätzt. Bei der Eingabe der Wasserstandsganglinien für die Wehre wurde anfänglich versucht, sowohl die Staumentleerungen als auch den Wiederaufstau zeitlich so zu entkoppeln, dass die Schwall- und Sunkwellen für jedes Kraftwerk eindeutig zuordenbar sind. Abbildung 5.14 zeigt das Ergebnis einer anfänglichen Berechnungsvariante mit entkoppelten Sunkwellen.

Im weiteren Verlauf des Optimierungsprozesses wurden die Öffnungs- und Schließintervalle dann so lange zeitlich variiert, bis es zu einer vollständigen Überlagerung aller auftretenden Schwall- und Sunkwellen kam. Die optimierte Ab- und Aufstauordnung beginnt mit dem Ab- bzw. Aufstau jeweils bei 0,5 x HQ1. Das entspricht einem Abfluss von $Q = 3,90 \text{ m}^3/\text{s}$ am KW Hüttenberg. Die Zubringer werden mit einem zeitlich konstanten Zufluss von 0,5 x HQ1 berücksichtigt.

Das Ergebnis der Optimierung ist in Abbildung 5.15 in grafischer und in Tabelle 5.7 in tabellarischer Form ersichtlich.

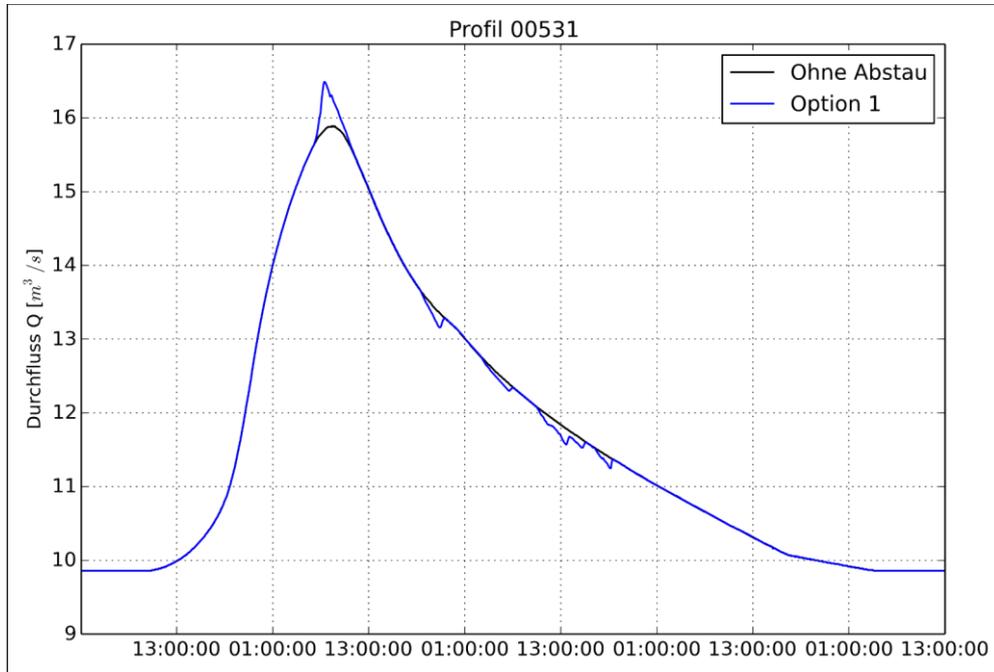


Abbildung 5.14: Vergleich: Option am Anfang des Optimierungsvorgangs mit entkoppelten Sun-
kwellen und HQ1-Welle ohne Ab- und Aufstau

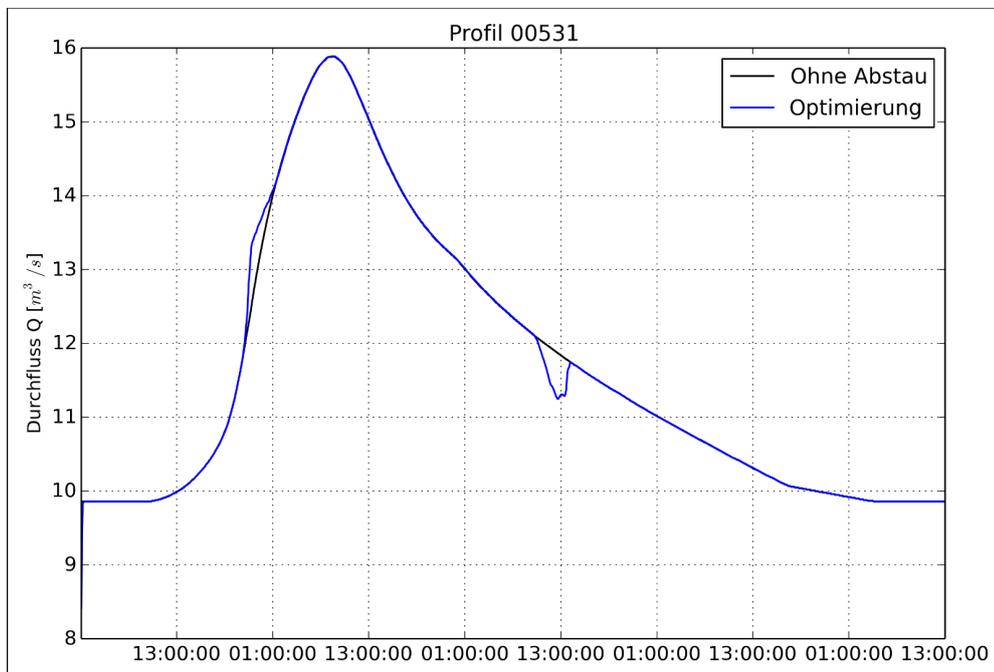


Abbildung 5.15: Vergleich Optimierung und HQ1-Welle ohne Ab- und Aufstau

Tabelle 5.7: Optimierte Ab- und Aufstauzeiten für die Kraftwerkskette an der Görtschitz

Kraftwerk	ABSTAU			AUFSTAU		
	Von	Bis	Dauer	Von	Bis	Dauer
KW Hüttenberg	00:00	02:20	02:20	00:00	02:20	02:20
KW Moser	00:20	02:50	02:30	00:15	02:45	02:30
KW IV	01:05	04:35	03:30	00:20	03:50	03:30
KW I	01:50	03:20	01:30	01:20	02:50	01:30
KW II	01:55	03:20	01:25	01:40	03:05	01:25
KW III	02:30	06:00	03:30	01:50	05:20	03:30
KW Eberstein I	02:45	05:35	02:50	02:50	05:40	02:50
KW Pemberger	03:05	05:30	02:25	03:50	06:15	02:25
KW Kettenwerk	03:15	05:45	02:30	04:15	06:45	02:30

5.2.3 Bewertungsindikatoren zur Analyse der Ergebnisse

Zur Bewertung und Beurteilung der vorliegenden Ergebnisse hinsichtlich Schwall und Sunk, gibt es unterschiedliche Kriterien. Im Zuge dieser Arbeit wurden folgende hydrologische Indikatoren ermittelt:

- Schwall-Sunk Verhältnis $Q_{\max} : Q_{\min} \leq 3:1$
- Pegelrückgangsrates dh/dt

Das Schwall-Sunk Verhältnis, auch Schwall-/ Sunkindikator genannt, stellt den maximalen Abflusswert der Schwallwelle dem minimalen Abflusswert der Sunkwelle gegenüber. Ein in Österreich üblicher Richt- bzw. Grenzwert des Schwall-Sunk Indikators liegt bei 3:1, in der Literatur werden aber auch Werte von 5:1 bis 2:1 als sinnvoll erachtet.

Während das Schwall-Sunk Verhältnis das Abflussgeschehen über die ganze Ab- bzw. Aufstauzeit betrachtet, berücksichtigt die Pegelrückgangsrate kleinere Zeitschritte (5 bis 10 Minuten) um die Geschwindigkeit, mit welcher der Wasserspiegel absinkt, vor allem bei Sunkerscheinungen nach Aufstauvorgängen zu beurteilen. Dieser Indikator soll vor allem bei geringen Wassertiefen berücksichtigt werden, da Fische im Regelfall bei größeren Wassertiefen genügend Zeit zur Flucht haben. Laut dem Bericht Sanierung Schwall-Sunk – Strategische Planung (Peter BAUMANN et al., 2012), einer Veröffentlichung des Schweizer Bundesamts für Umwelt, sollte die Pegelrückgangsgeschwindigkeit unter 0,3 cm/min liegen, um eine sehr gute Beurteilung zu erhalten, und sich, für eine gute Beurteilung zwischen 0,3 und 0,5 cm/min bewegen. Bei einem Schwallrückgang von mehr als 0,5 cm/min fällt die Bewertung mäßig bis schlecht aus.

Da sich bei der Analyse der Pegelrückgangsraten zeigte, dass sich keine Unterschiede bei den Ergebnissen der einzelnen Kraftwerke ergeben, wird die Beurteilung der Ergebnisse für die Optimierung und die Varianten 1 bis 4 der folgenden Sensitivitätsanalyse vorgezogen und gleich hier zusammengefasst. Sowohl für die Optimierung, als auch für die Varianten 1 bis 3 ergab die Analyse eine sehr gute Beurteilung, da der Wasserstand nach den Aufstauvorgängen laut Berechnungen mit einer Geschwindigkeit von maximal 0,2 cm/min absinkt. Für Variante 4 errechnete sich eine Pegelrückgangsgeschwindigkeit von 0,4 cm/min und erhält damit eine gute Beurteilung.

5.2.4 Sensitivitätsanalyse

Ziel der Sensitivitätsanalyse ist es, nach dem Optimierungsprozess die definierte Ab- und Aufstauregelung anhand von veränderten Rahmenbedingungen zu kontrollieren und zu verifizieren. Dabei wird überprüft, welche Ergebnisse das Modell bei anderen Abflüssen oder unterschiedlichen Ab- bzw. Aufstauzeitpunkten liefert, ohne die zeitliche Abfolge oder die Dauer der Ab- und Aufstauvorgänge abzuändern.

Im Zuge dieser Variantenstudie ergaben sich unter anderem die folgenden 4 Varianten:

- Variante 1: Ab- und Aufstaubeginn bei $0,5 \times HQ1$; ohne Zubringer
- Variante 2: Ab- und Aufstaubeginn bei $0,8 \times HQ1$; mit Zubringern
- Variante 3: Abstau bei $0,9 \times HQ1$, Aufstau bei $0,7 \times HQ1$; mit Zubringern
- Variante 4: konstanter Zufluss $Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Variante 1: $0,5 \times HQ1$ ohne Zubringer

Während für die optimierte Lösung die seitlichen Zubringer mit zeitlich konstantem Abfluss herangezogen werden, werden für Variante 1 die Zuflüsse gänzlich vernachlässigt. Dadurch ergeben sich Differenzen der Abflussspitzen von bis zu $8,15 \text{ m}^3/\text{s}$, dies entspricht mehr als 50% des gesamten Abflusses. Der Vergleich der Variante mit der Optimierung soll zeigen, dass die vorherrschenden Abflussverhältnisse der Zubringer auf die Laufzeit der Welle von Hüttenberg bis Brückl nur geringen Einfluss haben.

Abbildung 5.16 zeigt den fast identen Verlauf der beiden Abflusskurven, die lediglich um die konstanten Abflusswerte der Zubringer verschoben sind. Der zeitliche Unterschied im Erreichen des Abflussspitzenwertes der HQ1-Welle zwischen Optimierung und Variante 1 beläuft sich auf $\Delta t = 15 \text{ min}$ (bei der optimierten Lösung erreicht der Abflussscheitel der Welle das Pegelprofil Brückl 15 min früher als bei Variante 1). Verglichen mit der Gesamtlaufzeit der Welle von 2 Stunden 50 Minuten (vom obersten Profil bis zum Pegel Brückl) entspricht ein Δt von 15 min nur knapp 9% der Gesamtlaufzeit.

Was sich hingegen durch die Vernachlässigung der Zubringer deutlich verschlechtert, ist das Schwall-Sunk-Verhältnis. Bis zum KW Moser entspricht es den Ergebnissen der Optimierung, da erst kurz vor dem KW IV der Löllingbach als erster Zubringer einmündet. Ab dem KW IV nimmt das Verhältnis stetig zu und erreicht am KW Kettenwerk Brückl den Höchstwert von 1,89. Das lässt sich

auch dadurch erklären, dass das Verhältnis von Q_{\min} -Optimierung zu Q_{\min} -Variante 1 deutlich schneller ansteigt als das Verhältnis Q_{\max} -Optimierung zu Q_{\max} -Variante 1 (siehe dazu Tabelle 5.8).

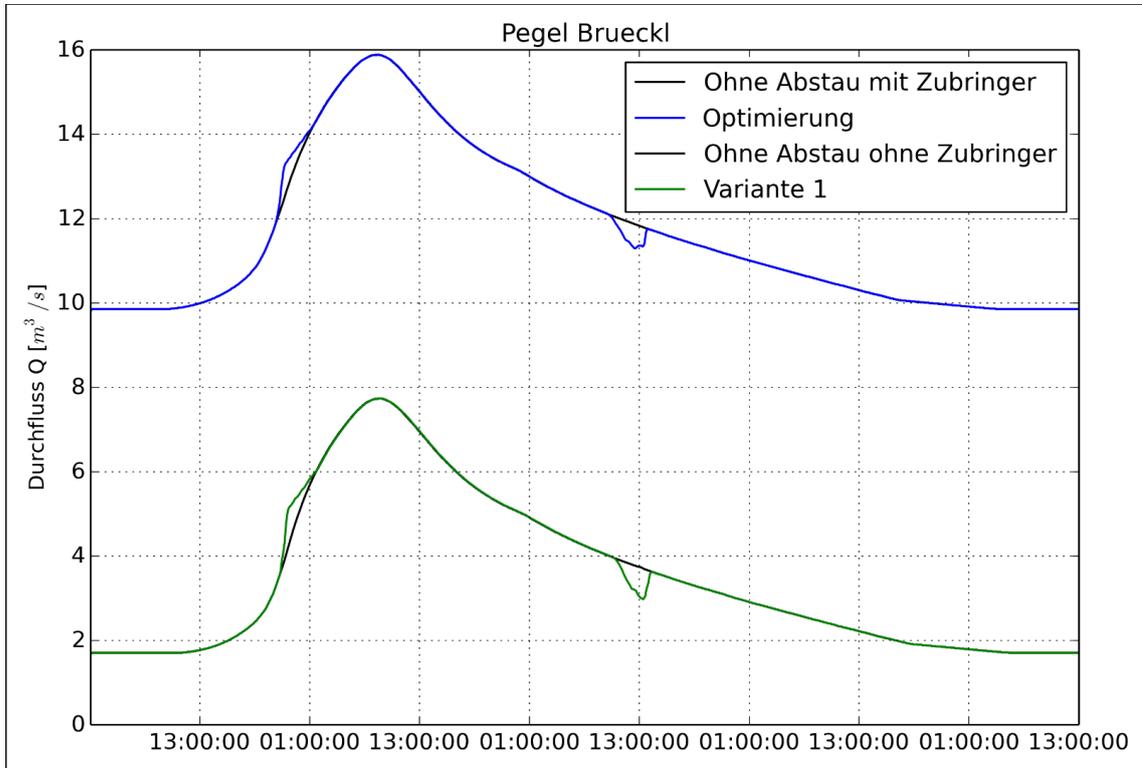


Abbildung 5.16: Vergleich Optimierung (blau) und Variante 1 (grün) am Pegelprofil Brückl

Tabelle 5.8: Vergleich Optimierung und Variante 1 bezüglich Q_{\min} und Q_{\max}

Kraftwerk	$\frac{Q_{\max} \text{ Optimierung}}{Q_{\max} \text{ Variante 1}}$	$\frac{Q_{\min} \text{ Optimierung}}{Q_{\min} \text{ Variante 1}}$
KW Hüttenberg	1,00	1,00
KW Moser	1,00	1,00
KW IV	1,73	1,96
KW I	2,23	2,64
KW II	2,19	2,62
KW III	2,22	2,86
KW Eberstein I	2,40	3,22
KW Pemberger	2,55	3,82
KW Kettenwerk	2,58	4,12

Variante 2: 0,8 x HQ1 mit Zubringern

Für Variante 2 wurde der Ab- bzw. Aufstauzeitpunkt bei einem Abfluss von 0,8 x HQ1 (entspricht $Q = 6,24 \text{ m}^3/\text{s}$ am KW Hüttenberg) gewählt. Dadurch verschiebt sich die Abstau-Abflussspitze (Schwall) Richtung Abflussspitze der Hochwasserwelle, bleibt aber quantitativ darunter (siehe Abbildung 5.17, blaue Linie).

Vergleicht man die Ergebnisse des Schwall-/ Sunkindikators für die Optimierung und Variante 2 zeigen sich leicht verbesserte Werte für Variante 2: beispielsweise ergibt das Verhältnis von Schwall (Q_{\max}) zu Sunk (Q_{\min}) für das unterste Kraftwerk KW Kettenwerk Brückl bei der Optimierung einen Wert von 1,18 und bei Variante 2 1,16.

Variante 3: Abstau bei 0,9 x HQ1; Aufstau bei 0,7 x HQ1 mit Zubringern

Variante 3 soll die Auswirkungen einer späten Öffnung der Verschlussorgane simulieren und startet daher mit dem Abstau erst bei 0,9 x HQ1 (entspricht $Q = 7,02 \text{ m}^3/\text{s}$). Der Wiederaufstau hingegen soll schon bei 0,7 x HQ1 bzw. $Q = 5,46 \text{ m}^3/\text{s}$ erfolgen.

Wie in Abbildung 5.17 (grüne Linie) deutlich erkennbar, erhöht sich durch den verspäteten Abstauvorgang die Abflussspitze von $15,89 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $16,08 \text{ m}^3/\text{s}$ im Pegelprofil Brückl und im untersten Profil 00531 sogar auf $16,13 \text{ m}^3/\text{s}$. Dies verdeutlicht, dass zu spät eingeleitete Abstauvorgänge auch Auswirkungen auf die Hochwassersicherheit flussab haben.

Durch den zeitlich späteren Ab- und Aufstau und die daraus resultierenden größeren Q_{\max} - bzw. kleineren Q_{\min} -Werte als in Variante 2, ergeben sich deutlich schlechtere Schwall-Sunk-Verhältnisse an allen neun Kraftwerken. Der quantitative größte Unterschied entsteht am KW Moser: für Variante 2 beträgt das Verhältnis Schwall zu Sunk nur 1,18, für Variante 3 hingegen bereits 1,48.

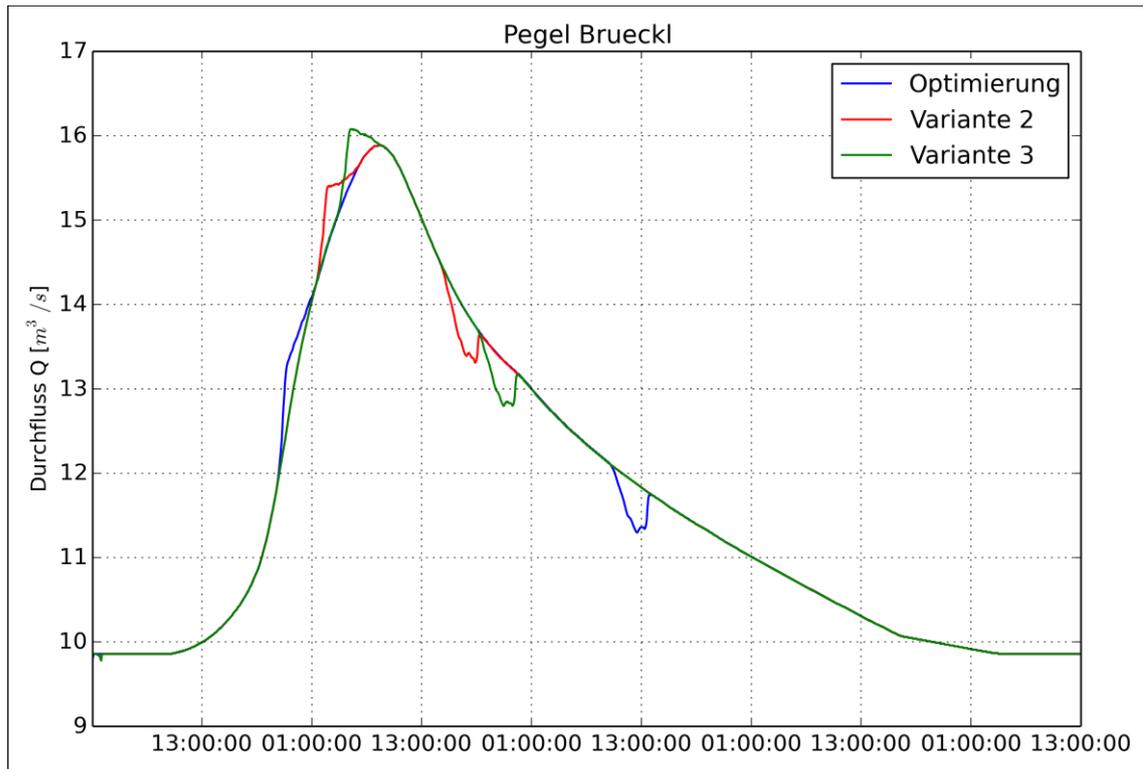


Abbildung 5.17: Vergleich Optimierung, Variante 2 und 3 am Pegel Brückl

Variante 4: konst. $Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Bei Variante 4 wird die HQ1-Welle durch eine zeitlich konstante Zuflussganglinie von $Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ersetzt. Dies entspricht in etwa dem Mittelwert der beiden Mittelwasserabflusswerte der Pegel Hüttenberg ($MQ = 1,706 \text{ m}^3/\text{s}$) und Brückl ($MQ = 3,669 \text{ m}^3/\text{s}$). Diese Variante soll vor allem verdeutlichen, dass Ab- und Aufstauvorgänge bei Mittelwasser oder kleineren Abflüssen für die Gewässerökologie eine extreme Belastung darstellen. Dies spiegelt sich einerseits in Abbildung 5.18 wider, die den Abflussrückgang auf $1,34 \text{ m}^3/\text{s}$ (entspricht im Profil 00531 einer Wassertiefe von nur knapp 30 cm) aufgrund der Sunkwelle dokumentiert und andererseits auch im Schwall-Sunk-Verhältnis, das sich mit jedem Kraftwerk verschlechtert und am KW Kettenwerk Brückl den Höchstwert von 2,82 annimmt.

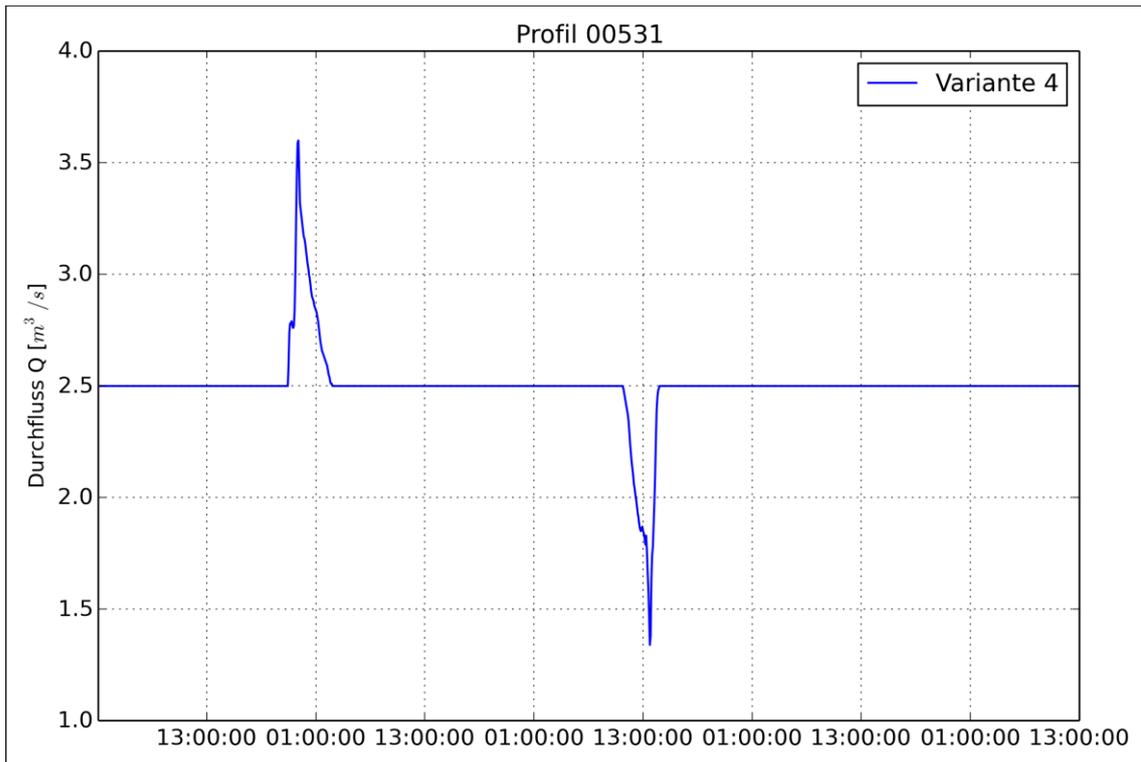


Abbildung 5.18: Variante 4 am untersten Querprofil (Profil 00531)

Impliziter Gewichtungsfaktor Theta

Im Zuge der Sensitivitätsanalyse wurde auch der Einfluss des Theta-Werts auf die Ergebnisse der Berechnungen überprüft. Theta ist ein Gewichtungsfaktor, der beim Berechnungsverfahren der impliziten Finiten Differenzen Methode zur Lösung der St. Venant Gleichungen angesetzt wird und in HEC-RAS dazu verwendet wird, einer instationären numerischen Berechnung Stabilität zu verleihen. Er kann praktisch Werte zwischen 0,6 und 1,0 annehmen (theoretisch: 0,5 – 1,0), wobei gilt: je größer Theta, desto stabiler die instationäre Berechnung, aber auch desto größer der Genauigkeitsverlust durch numerische Diffusion. Standardmäßig ist Theta in HEC-RAS auf 1,0 gesetzt.

Zur Überprüfung des Einflusses auf die Berechnungsergebnisse dieses numerischen Modells wurde der Theta-Wert für unterschiedliche Varianten von 1,0 auf 0,6 herabgesetzt. Dabei traten weder Instabilitäten während der instationären Berechnung, noch Änderung in den Ergebnissen auf.

Die Sensitivitätsanalyse hat gezeigt, dass die optimierte Abfolge der Ab- und Aufstauvorgänge auch bei unterschiedlichen Randbedingungen (Abflusswerten und Ab- bzw. Aufstauzeitpunkten) Gültigkeit hat. Das Ziel, mit der Optimierung die einzelnen Schwall- und Sunkwellen, die durch Ab- und Aufstauvorgänge an jedem Kraftwerk entstehen, zu einer gesamten Schwall- bzw. Sunkwelle zusammenzufassen um die Belastung für die Gewässerökologie gering zu halten, wurde erreicht.

6. Ergebnisse

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Optimierung in Form von Abflusskurven an allen Kraftwerken, an den beiden Pegelprofilen und im untersten Profil (Profil 00531) angegeben. Die Reihenfolge entspricht der Anordnung der Profile an der Görtschitz, beginnend in Hüttenberg. Für die vier Varianten der Sensitivitätsanalyse wird die Abflusskurve jeweils nur am untersten Profil dargestellt, die Ergebnisse aller weiteren Profile befinden sich im Anhang.

Der Schwall-/ Sunkindikator wurde für jedes Kraftwerk ausgewertet und in tabellarischer Form für jede Variante aufgelistet.

6.1 Optimierung

Tabelle 6.1: Schwall-Sunk Bedingung Optimierung

Optimierung			
Kraftwerk	Q_{\max} Schwall	Q_{\min} Sunk	Schwall-/Sunkindikator
KW Hüttenberg	4,18	3,62	1,15
KW Moser	4,35	3,45	1,26
KW IV	7,71	6,66	1,16
KW I	10,15	8,97	1,13
KW II	10,12	8,95	1,13
KW III	10,9	9,3	1,17
KW Eberstein I	11,92	10,14	1,18
KW Pemberger	13,17	11,3	1,17
KW Kettenwerk	13,31	11,25	1,18

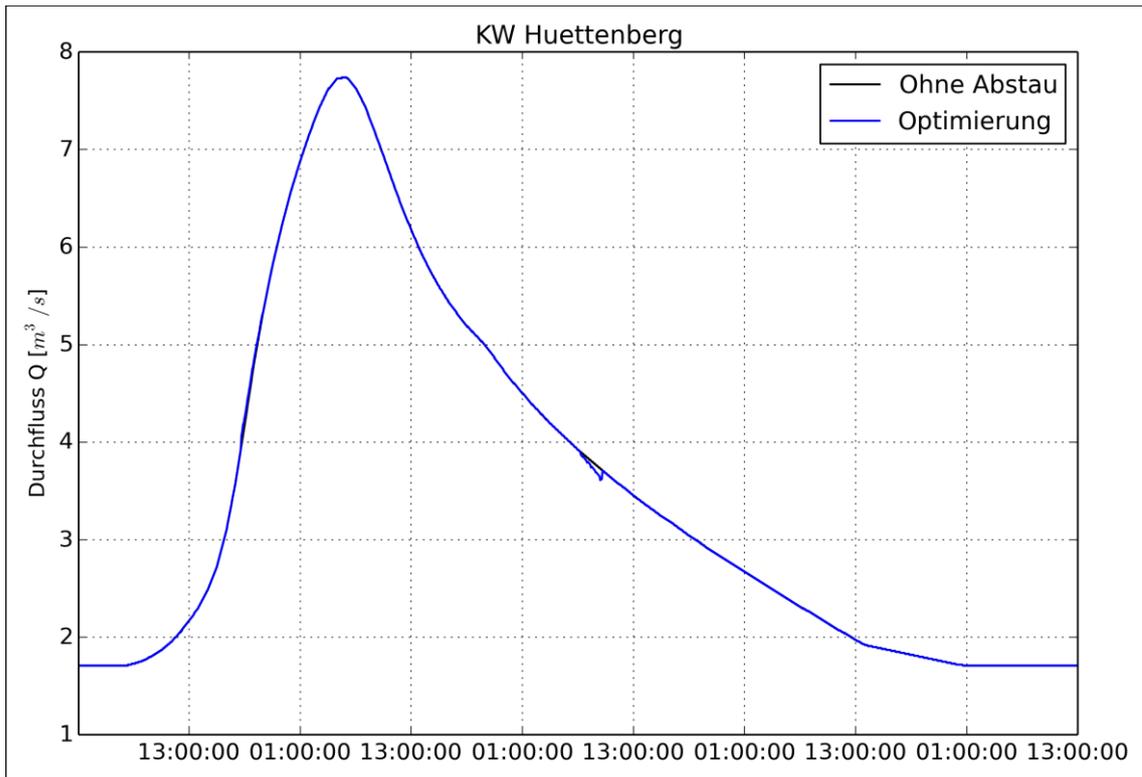


Abbildung 6.1: Optimierung: Abflusskurve am KW Hüttenberg

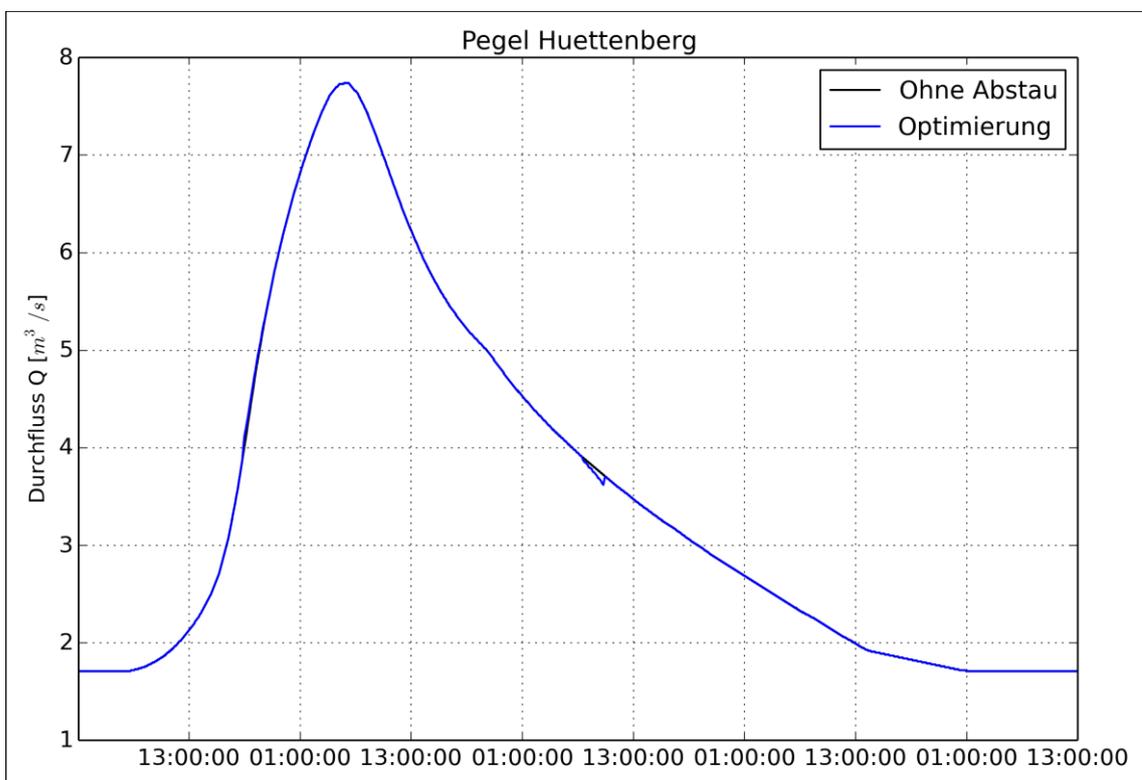


Abbildung 6.2: Optimierung: Abflusskurve im Pegelprofil Hüttenberg

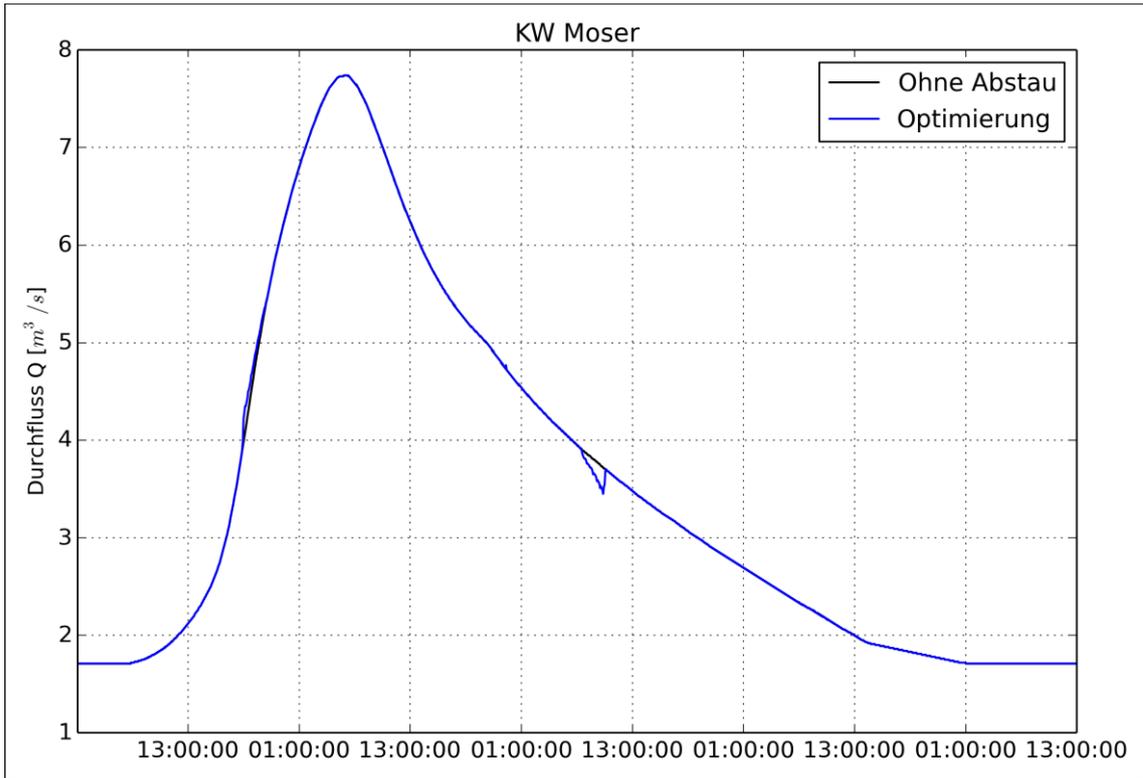


Abbildung 6.3: Optimierung: Abflusskurve am KW Moser

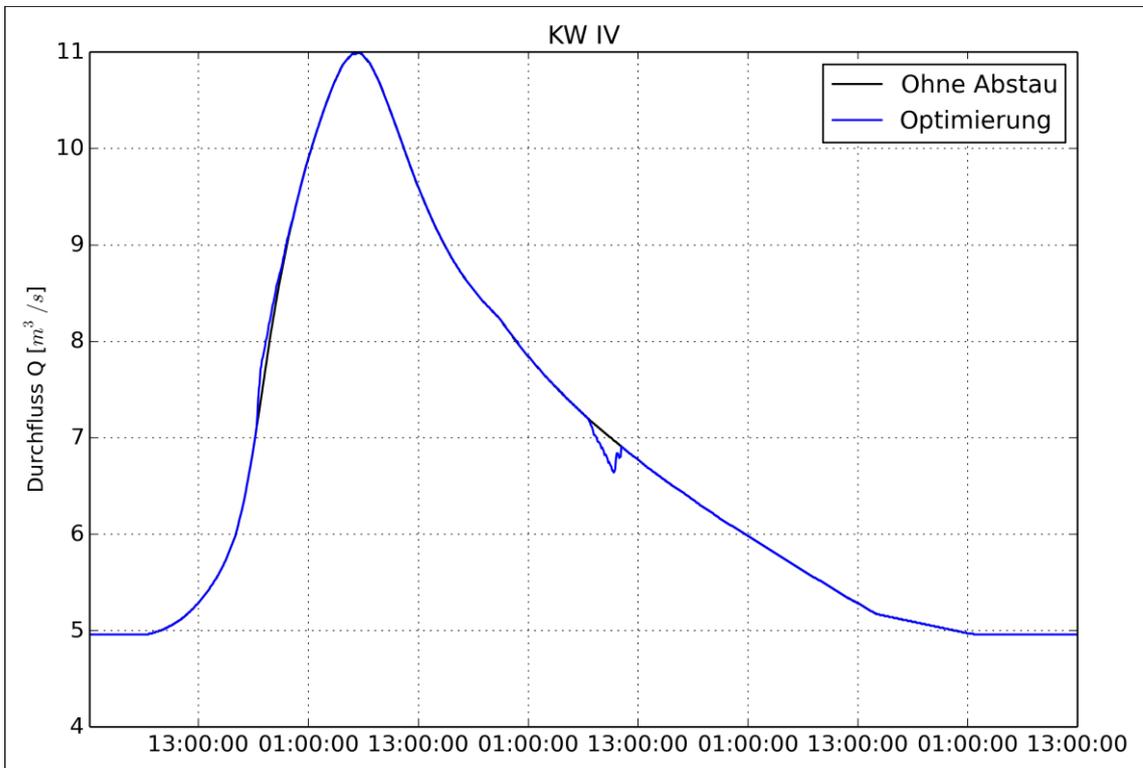


Abbildung 6.4: Optimierung: Abflusskurve am KW IV

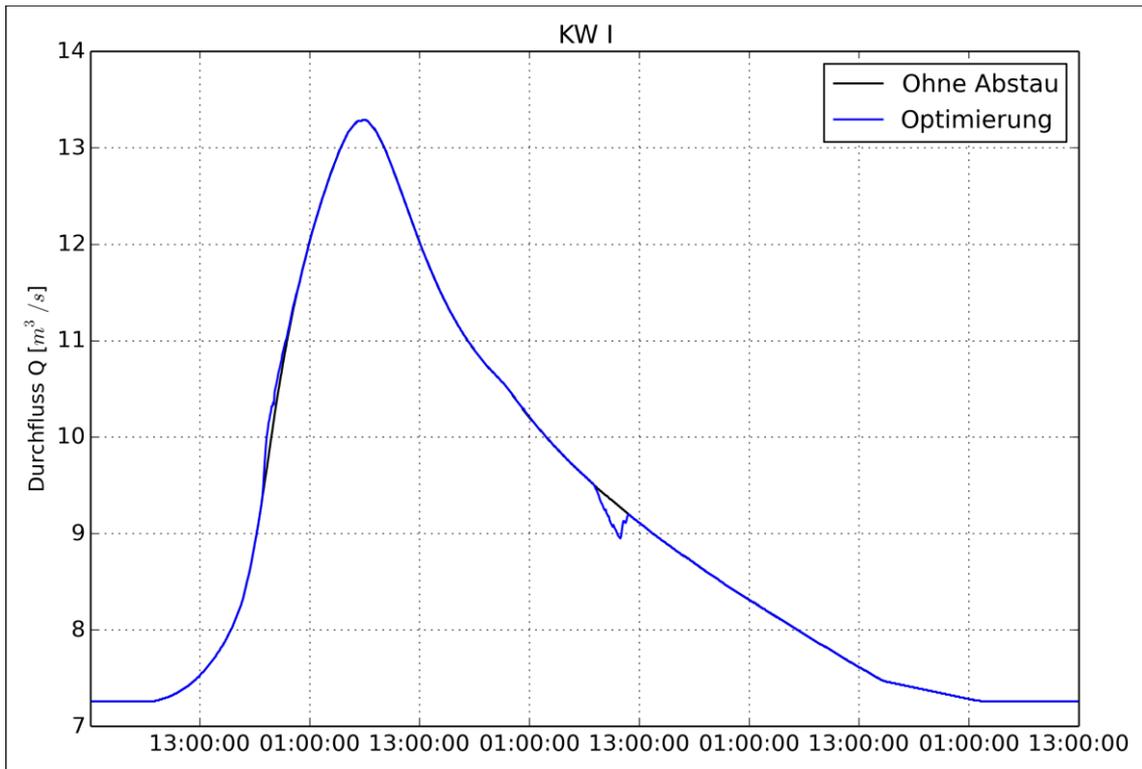


Abbildung 6.5: Optimierung: Abflusskurve am KW I

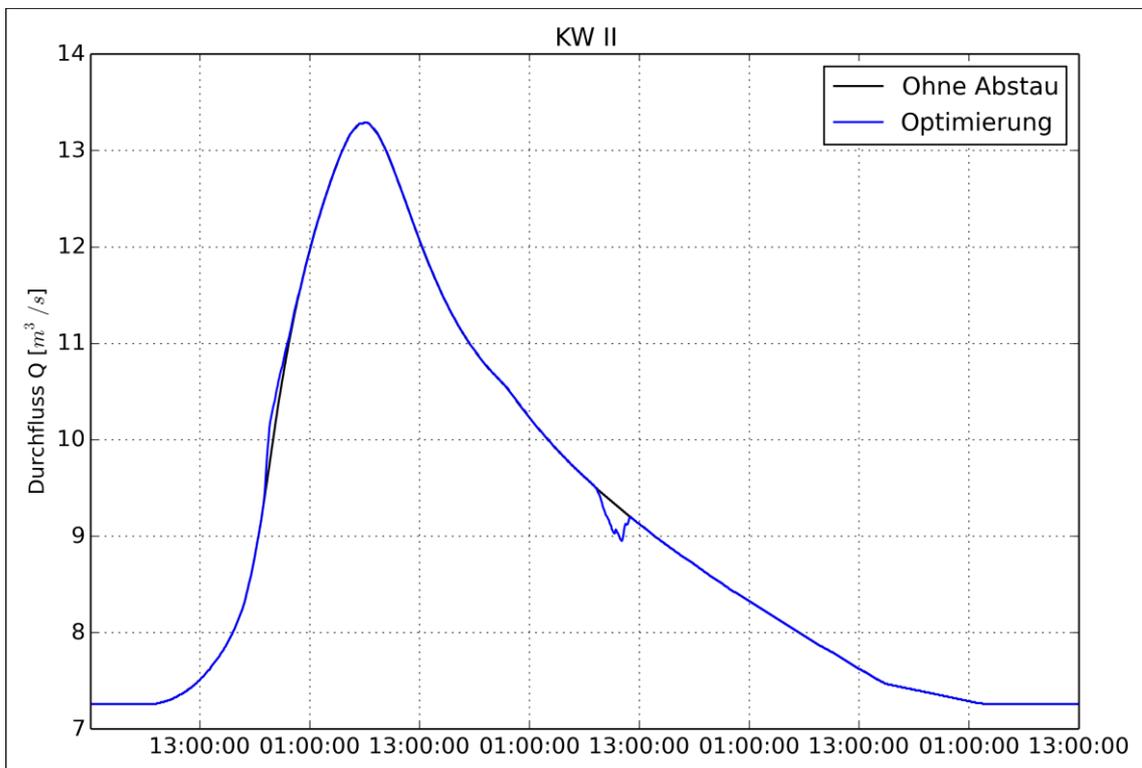


Abbildung 6.6: Optimierung: Abflusskurve am KW II

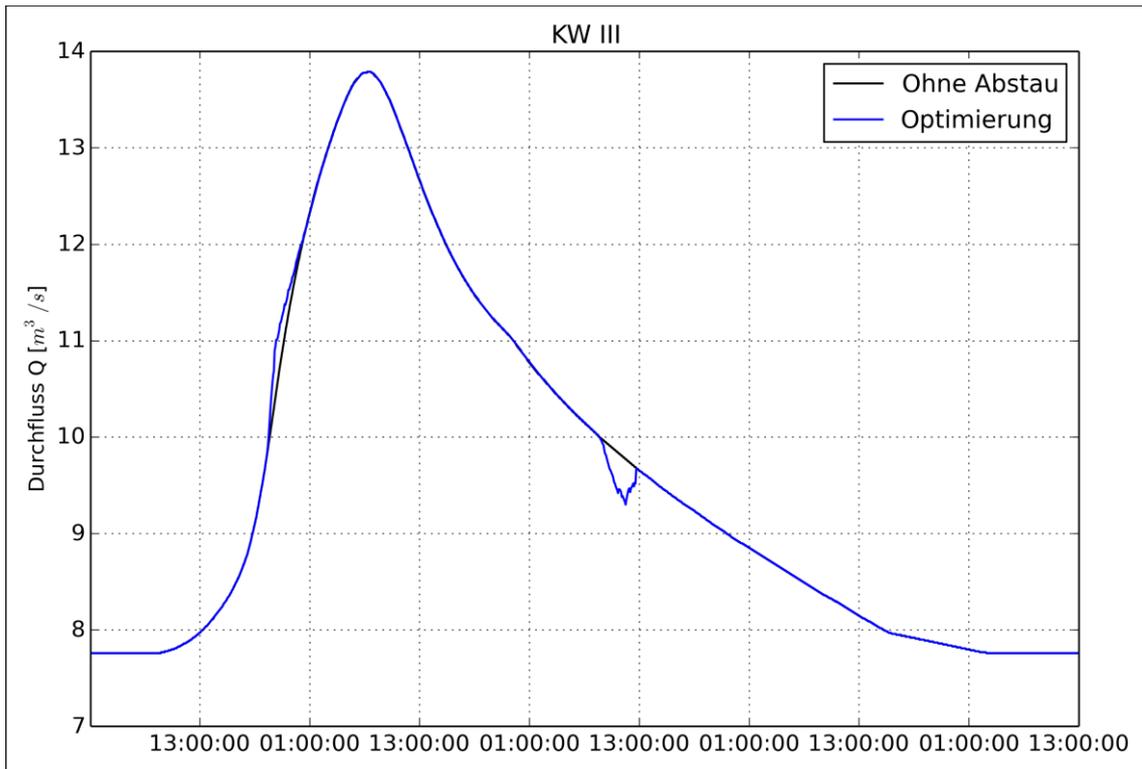


Abbildung 6.7: Optimierung: Abflusskurve am KW III

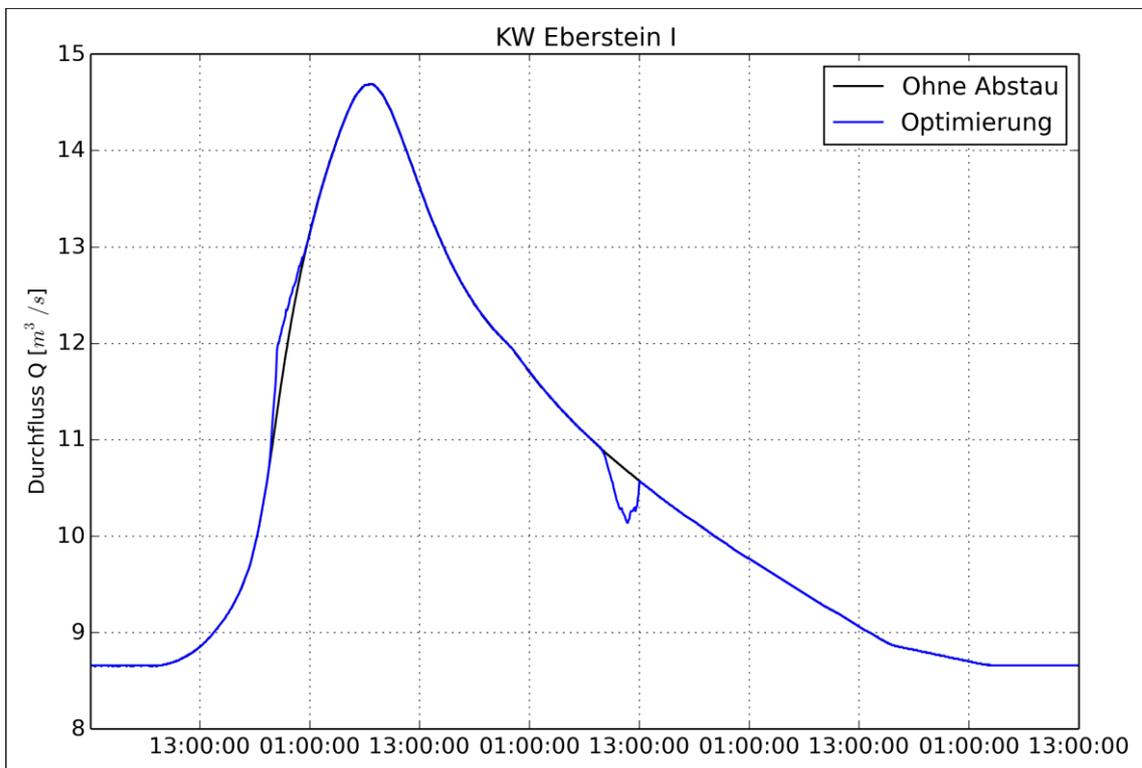


Abbildung 6.8: Optimierung: Abflusskurve am KW Eberstein I

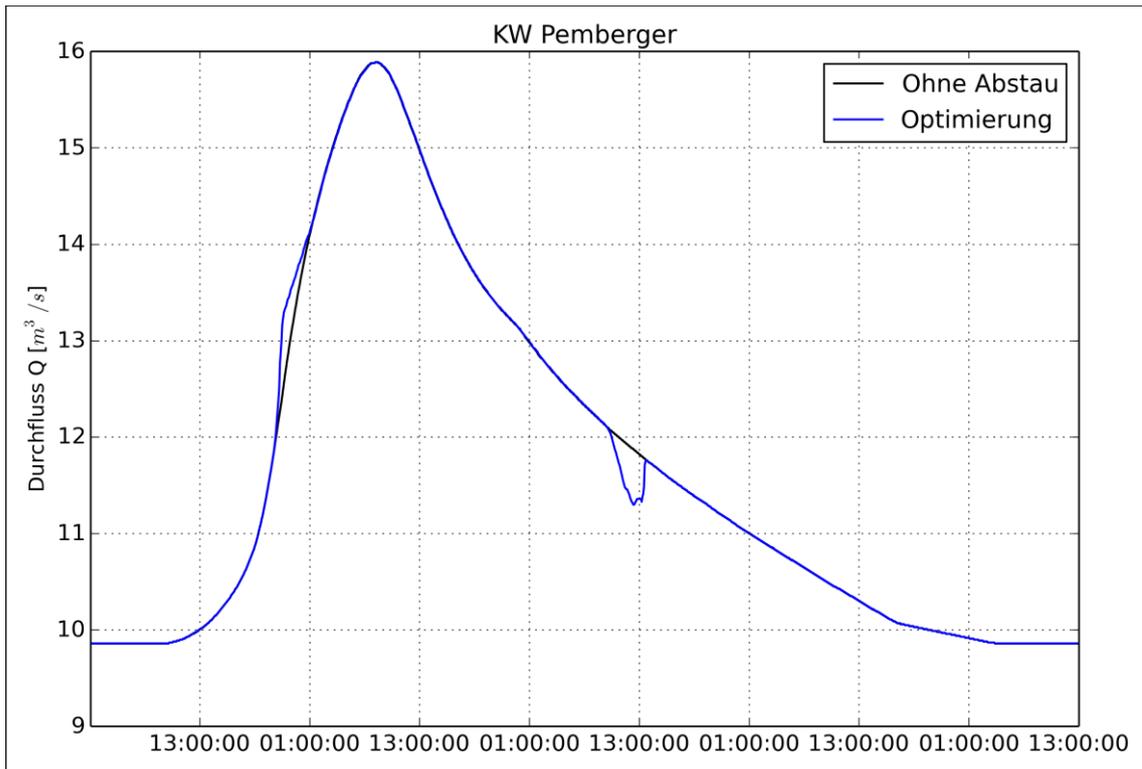


Abbildung 6.9: Optimierung: Abflusskurve am KW Pemberger

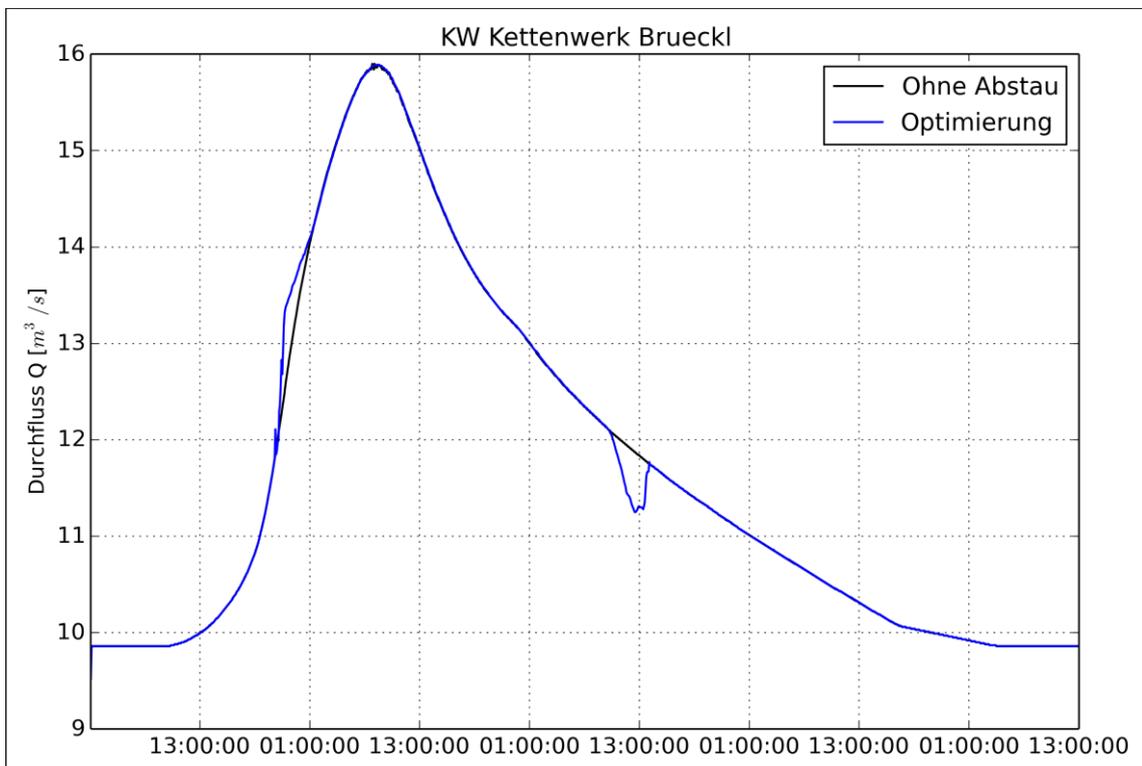


Abbildung 6.10: Optimierung: Abflusskurve am KW Kettenwerk Brückl

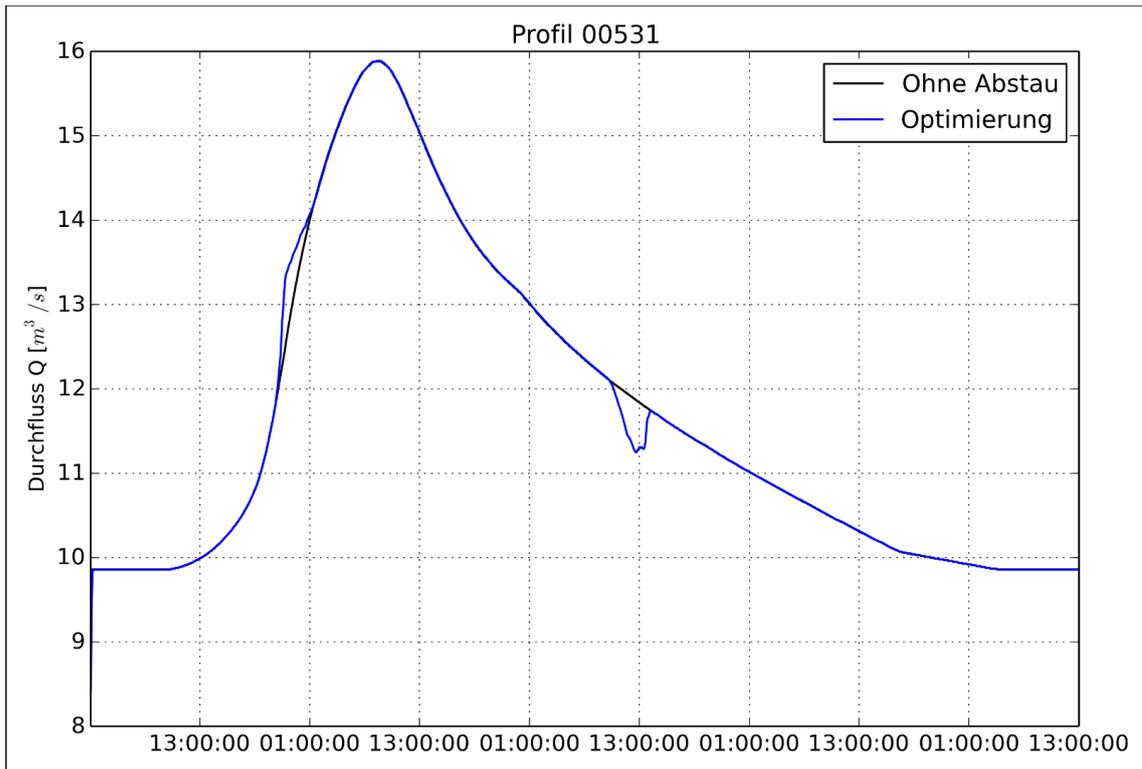


Abbildung 6.11: Optimierung: Abflusskurve im Profil 00531

6.2 Variante 1

Tabelle 6.2: Schwall-Sunk Bedingung Variante 1

VARIANTE 1			
Kraftwerk	Q _{max} Schwall	Q _{min} Sunk	Schwall-/Sunkindikator
KW Hüttenberg	4,18	3,61	1,16
KW Moser	4,35	3,45	1,26
KW IV	4,46	3,39	1,32
KW I	4,56	3,4	1,34
KW II	4,62	3,41	1,35
KW III	4,9	3,25	1,51
KW Eberstein I	4,97	3,15	1,58
KW Pemberger	5,17	2,96	1,75
KW Kettenwerk	5,16	2,73	1,89

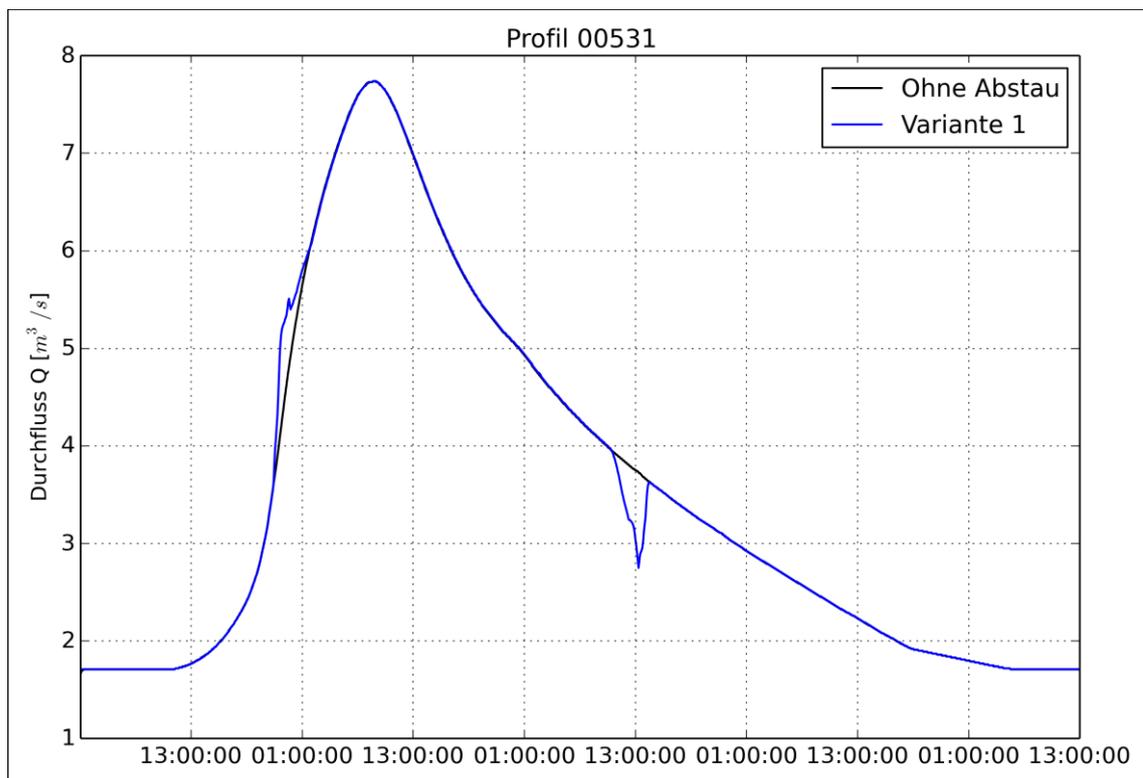


Abbildung 6.12: Variante 1: Abflusskurve im Profil 00531

6.3 Variante 2

Tabelle 6.3: Schwall-Sunk Bedingung Variante 2

VARIANTE 2			
Kraftwerk	Q _{max} Schwall	Q _{min} Sunk	Schwall-/Sunkindikator
KW Hüttenberg	6,43	5,68	1,13
KW Moser	6,52	5,51	1,18
KW IV	10,02	8,71	1,15
KW I	12,23	11,06	1,11
KW II	12,35	11,02	1,12
KW III	13,13	11,4	1,15
KW Eberstein I	14,08	12,24	1,15
KW Pemberger	15,37	13,4	1,15
KW Kettenwerk	15,47	13,34	1,16

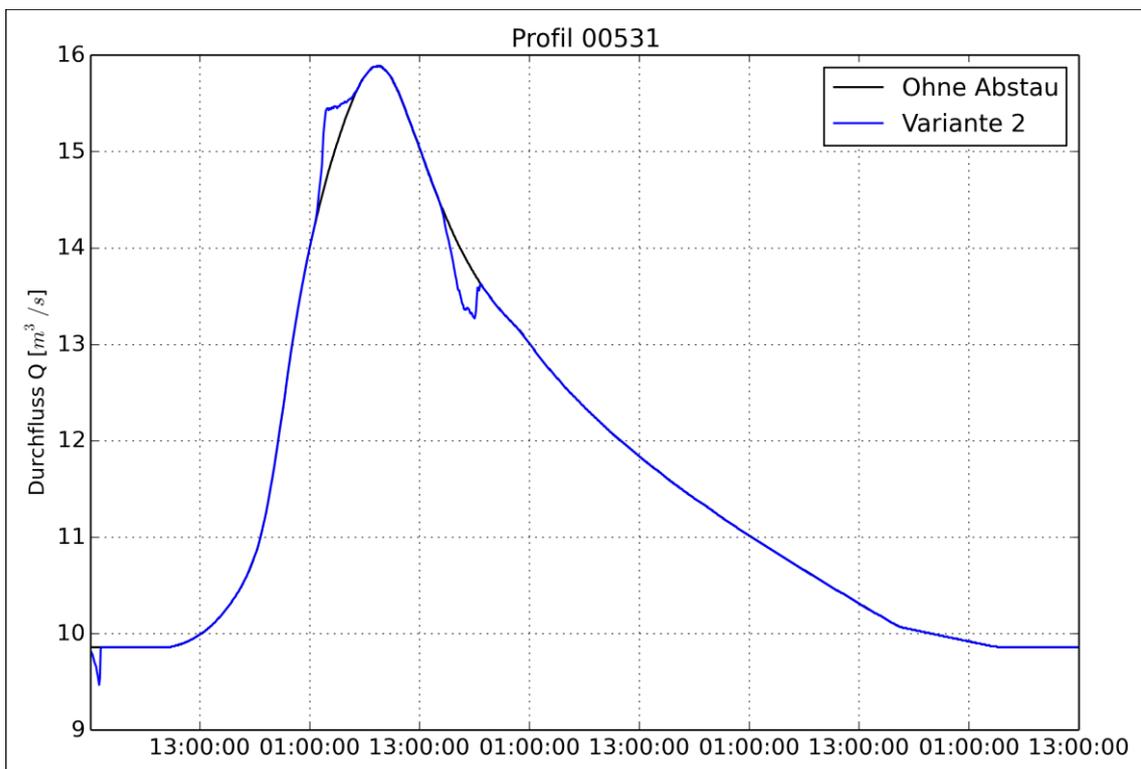


Abbildung 6.13: Variante 2: Abflusskurve im Profil 00531

6.4 Variante 3

Tabelle 6.4: Schwall-Sunk Bedingung Variante 3

VARIANTE 3			
Kraftwerk	Q _{max} Schwall	Q _{min} Sunk	Schwall-/Sunkindikator
KW Hüttenberg	7,19	5,09	1,41
KW Moser	7,29	4,93	1,48
KW IV	10,75	8,12	1,32
KW I	13,02	10,44	1,25
KW II	13,09	10,43	1,26
KW III	13,82	10,82	1,28
KW Eberstein I	14,8	11,63	1,27
KW Pemberger	16,06	12,8	1,25
KW Kettenwerk	16,14	12,75	1,27

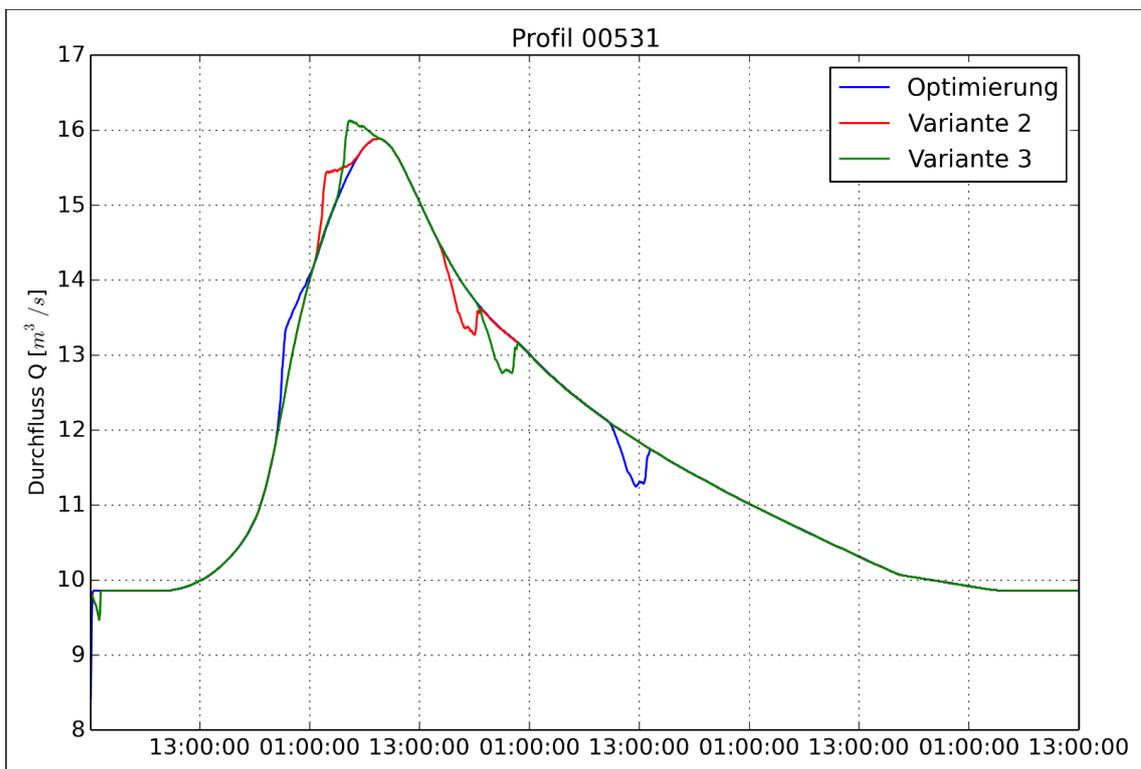


Abbildung 6.14: Vergleich Optimierung, Variante 2 und 3 im Profil 00531

6.5 Variante 4

Tabelle 6.5: Schwall-Sunk Bedingung Variante 4

VARIANTE 4			
Kraftwerk	Q _{max} Schwall	Q _{min} Sunk	Schwall-/Sunkindikator
KW Hüttenberg	2,61	2,38	1,10
KW Moser	2,82	2,21	1,28
KW IV	2,95	2,12	1,39
KW I	2,9	2,13	1,36
KW II	2,98	2,13	1,40
KW III	3,27	1,94	1,69
KW Eberstein I	3,33	1,84	1,81
KW Pemberger	3,46	1,64	2,11
KW Kettenwerk	3,61	1,28	2,82

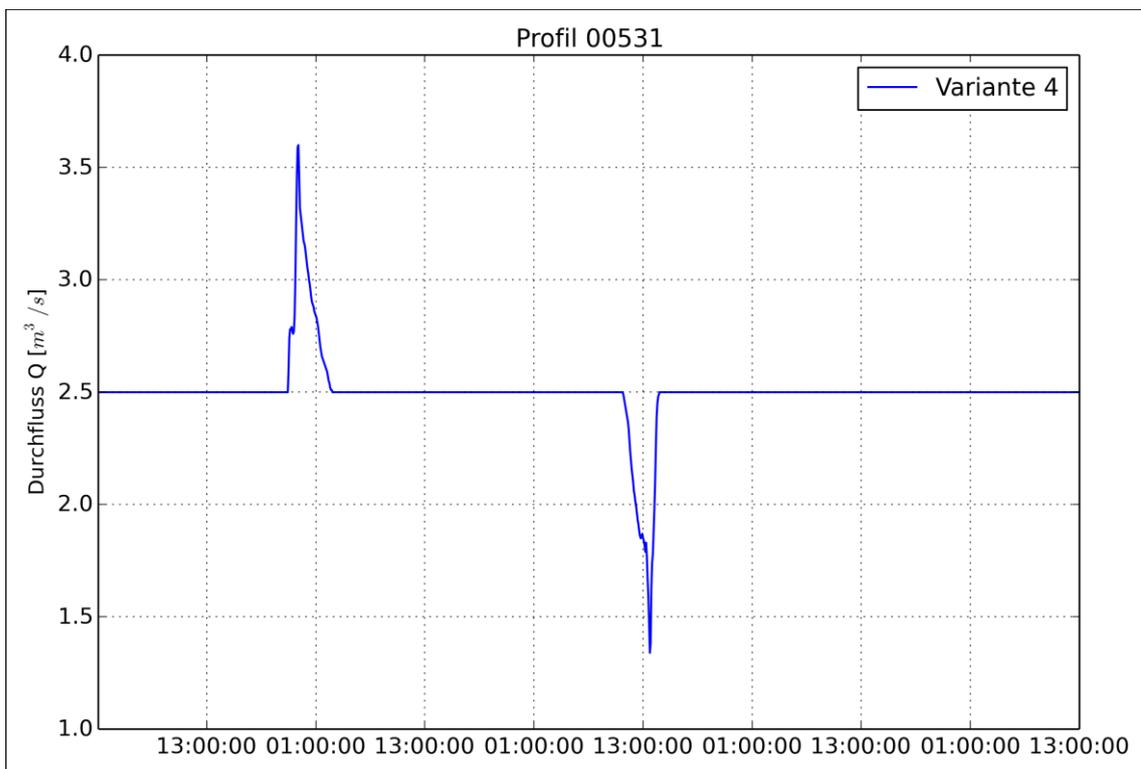


Abbildung 6.15: Variante 4: Abflusskurve im Profil 00531

7. Vorschlag an die Betreiber

Die Ergebnisse der Optimierung der Ab- und Aufstauvorgänge zur Stauraumspülung infolge eines HQ1-Hochwasserereignisses an der Görtschitz, werden den Betreibern in Form eines Zeitplans (siehe Tabelle 7.1) präsentiert. Dieser beinhaltet die Zeitintervalle, in denen die Verschlüsse der Wehranlagen nacheinander geöffnet und geschlossen werden, und die Ab- bzw. Aufstaudauer für jeden Stauraum, mit der Bedingung, dass Ab- und Aufstau mit einer maximalen Geschwindigkeit von ca. 0,5 m/Stunde erfolgen.

Der Zeitpunkt, ab wann der Abstau am KW Hüttenberg erfolgt, wird im Zuge dieser Arbeit nicht festgelegt. Er sollte aber einerseits nicht zu früh gewählt werden, um ausreichend Abflussvermögen zur Geschiebemobilisierung zu erreichen, andererseits kann ein zu später Abstaubeginn die Hochwasserspitze erhöhen und damit die Gewässerökologie zusätzlich belasten. Als Richtwert findet sich in der Literatur vermehrt der Wert $0,7 \times \text{HQ1}$ (entspricht am KW Hüttenberg in etwa $Q = 5,50 \text{ m}^3/\text{s}$), ab dem ein Abstau erfolgen kann.

Jedenfalls sollten die Vorschläge der Abteilung 8 der Kärntner Landesregierung aus der Vorbesprechung im März 2013 (siehe dazu auch 3.5 Vorschläge der Kärntner Landesregierung) berücksichtigt werden. Unter anderem wurde dabei festgelegt, dass Abstauvorgänge erst ab einem Abflusswert von etwa $5 \text{ m}^3/\text{s}$ (Tendenz steigend) am Pegel Hüttenberg zu erfolgen haben. Sollte die letzte Spülung schon länger zurück liegen, ist ein erneuter Spülvorgang erst ab $0,8 \times \text{HQ1}$ bis HQ1 anzudenken.

Außerdem sei hier noch auf bestehende Bescheide einzelner Kraftwerke bezüglich Spülungen (beispielsweise KW Moser, dass ab einem Abfluss von HQ0,5 die Wehranlage öffnen muss) und technische Anforderungen (z.B. Kettenwerk Brückl, dass unter der Woche auf den Betrieb der Kraftwerksanlage angewiesen ist) hingewiesen, die auch als Grundlage für die Wahl des Abstauzeitpunktes herangezogen werden sollten.

Die Ergebnisse dieser berechneten Optimierung sollen als erstes Konzept angesehen werden, das durch die praktischen Erfahrungen aus der Anwendung weiter optimiert wird. Zur Bestätigung der Ergebnisse der numerischen Simulation

ist ein Monitoring mit Messungen der Wassertiefen und Erfassung der Ganglinien an mehreren Stellen an der Görtschitz anzuraten.

Tabelle 7.1: Zeitplan für die Kraftwerkskette an der Görtschitz

Kraftwerk	ABSTAU			AUFSTAU		
	Von	Bis	Dauer	Von	Bis	Dauer
KW Hüttenberg	00:00	02:20	02:20	00:00	02:20	02:20
KW Moser	00:20	02:50	02:30	00:15	02:45	02:30
KW IV	01:05	04:35	03:30	00:20	03:50	03:30
KW I	01:50	03:20	01:30	01:20	02:50	01:30
KW II	01:55	03:20	01:25	01:40	03:05	01:25
KW III	02:30	06:00	03:30	01:50	05:20	03:30
KW Eberstein I	02:45	05:35	02:50	02:50	05:40	02:50
KW Pemberger	03:05	05:30	02:25	03:50	06:15	02:25
KW Kettenwerk	03:15	05:45	02:30	04:15	06:45	02:30

8. Zusammenfassung

Stauraumspülungen ziehen, aufgrund der Ab- und Aufstauvorgänge an Wehranlagen, Abflussschwankungen in Form von Schwall- und Sunkwellen nach sich, die eine Belastung der Gewässerökologie darstellen können. In Extremfällen kann sich eine Sunkwelle bei einer unkoordinierten Spülung so fortsetzen, dass dem Unterlieger Kraftwerk das zur Stromerzeugung notwendige Wasser fehlt. Durch koordinierte Spülvorgänge können diese Abflussschwankungen ver gleichmäßig und die negativen Auswirkungen von Schwall und Sunk reduziert werden.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde an der Görtschitz erstmals ein Spülkonzept erstellt, das Zeitintervalle und Dauer der Ab- und Aufstauvorgänge festlegt, um einerseits Stauraumspülungen wirtschaftlich durchführen zu können und andererseits die Gewässerökologie nur minimal zu belasten. Die Görtschitz wird in einem Abschnitt von knapp 30 km zwischen Hüttenberg und Brückl durch neun Wehranlagen aufgestaut. Bisher erfolgten Stauraumspülungen ca. zweimal jährlich, meist bei stärkeren Regenfällen, in Absprache mit dem Unterlieger. Zusätzlich belastet werden die Stauräume durch geschiebeträchtige Zubringer wie den Löllingbach oder den Tisäckerbach.

Zur Optimierung der Spülvorgänge wurden die Erstellung der Flussgeometrie und die numerischen Berechnungen mit HEC-RAS Version 4.1, einem eindimensionalen numerischen Strömungsprogramm, durchgeführt. Als Datengrundlage zur Modellierung standen Orthofotos, vermessene Querprofile, Pläne und Bescheide der Wehranlagen zur Verfügung. Zur Kalibrierung des erstellten Modells wurden zwei Pegelprofile – Pegel Brückl und Pegel Hüttenberg – herangezogen. Die instationären Berechnungen erfolgten mit einer HQ1-Normwelle.

Ziel der Optimierung war es, Ab- und Aufstau eines jeden Kraftwerks zeitlich so zu koordinieren, dass die entstehenden Schwall- und Sunkwellen zu jeweils einer Welle zusammengefasst werden und die Größe der Schwall- und Sunkerscheinungen reduziert wird. Diese ist maßgeblich von der Ab- und Aufstaugeschwindigkeit abhängig. Die Optimierungslösung wurde durch Variation der Randbedingungen Ab- und Aufstaubeginn und Zufluss, bei gleichbleibenden Abstau- und

Aufstauintervallen, einer Sensitivitätsanalyse unterzogen und die Ergebnisse den Betreibern in Form eines Zeitplans präsentiert.

Um die Ergebnisse der numerischen Simulation zu bestätigen, ist ein Monitoring mit Messungen der Wassertiefen und Erfassung der Ganglinien an mehreren Stellen anzuraten. Praktische Erfahrungen aus der Anwendung des Spülkonzepts sollen zur weiteren Optimierung des kombinierten Spülablaufs beitragen.

Besondere Bedeutung kommt der Zusammenarbeit der einzelnen Betreiber und der Festlegung eines Koordinators für die Spülvorgänge an der Görtschitz zu. Dieser soll als Bindeglied zwischen den Betreibern, dem Land Kärnten und fungieren.

Literaturverzeichnis

BAUMANN, P.; KIRCHHOFER, A.; SCHÄLCHLI, U.: Sanierung Schwall/Sunk – Strategische Planung. Ein Modul der Vollzugshilfe Renaturierung der Gewässer. Bern: Bundesamt für Umwelt, 2012

CHAUDHRY, M. H.: Open Channel Flow. 2. Auflage, Springer-Verlag, 2008

DORFMANN, C.: Optimierung der Ab- und Aufstauvorgänge bei Stauraumspülungen an Mur. Diplomarbeit Technische Universität Graz, 2006

GEOS CONSULTING ZT-GmbH: Generelles Projekt zur Herstellung des ökologisch „guten Zustandes“ an der Görtschitz im Gemeindegebiet von Klein St. Paul; Anpassung der Wasserkraftwerksanlagen an den Stand der Technik. Klagenfurt, Februar 2012

GIESECKE, J.; MOSONYI, E.: Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb. 4.Auflage, Springer-Verlag, 2005

KELAG Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft: KW Hüttenberg – Technische Daten. Klagenfurt, April 2010.

KNAPPINGER, J.: Gewässerökologische Begleitplanung zur Wasserkraftwerksanlage II. Villach, 2012

KNAPPINGER, J.: Gewässerökologisches Gutachten zur Anpassung der Wasserkraftanlagen an der Görtschitz an den Stand der Technik. Villach, Februar 2012

MEILE, T.; FETTE, M.; BAUMANN, P.: „Synthesebericht Schwall/Sunk“, Publikation des Rhone-Thur Projektes, Eidgenössische Anstalt für Wasserversorgung, Abwasserreinigung und Gewässerschutz, 2005 (<http://www.rhone-thur.eawag.ch> und <http://www.rivermanagement.ch>)

STROBL, T.; ZUNIC, T.: „Wasserbau: Aktuelle Grundlagen – Neue Entwicklungen“. Springer-Verlag Berlin-Heidelberg, 2006

US ARMY CORPS OF ENGINEERS, Hydrologic Engineering Center: User's Manual. Version 4.1, 2010

US ARMY CORPS OF ENGINEERS, Hydrologic Engineering Center: Hydraulic Reference Manual. Version 4.1, 2010

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Übersichtslageplan der Flüsse Kärntens: Nr. 13 = Görtschitz (http://de.academic.ru/dic.nsf/dewiki/505819).....	3
Abbildung 2.2: Übersichtsplan Görtschitztal.....	5
Abbildung 2.3: Fragebogen an Betreiber Seite 1/2	6
Abbildung 2.4: Fragebogen an Betreiber Seite 2/2	7
Abbildung 2.5: Maschinenhalle KW Hüttenberg	9
Abbildung 2.6: Wehranlage KW Hüttenberg (unterwasserseitig)	10
Abbildung 2.7: Plan Wehranlage KW Hüttenberg	10
Abbildung 2.8: Wehrklappe KW Moser unterwasser- bzw. oberwasserseitig... ..	12
Abbildung 2.9: Einlauf des Triebwassers mit Grobrechen.....	12
Abbildung 2.10: Fischaufstiegshilfe KW Moser	13
Abbildung 2.11: Lageplan und Schnitte der Wehranlage Moser (CCE Ziviltechniker GmbH Klagenfurt)	14
Abbildung 2.12: E-Werk Neugebauer und Maschinenraum	16
Abbildung 2.13: Wehranlage KW Neugebauer.....	17
Abbildung 2.14: Links: Stauraum, Rechts: Pflichtwasserabgabe KW Neugebauer	17
Abbildung 2.15: Maschinenraum KW IV – im Bild eine der beiden Francis Spiralturbinen.....	19
Abbildung 2.16: Wehranlage KW IV (unterwasserseitig).....	20
Abbildung 2.17: Restwasserstrecke KW IV	20
Abbildung 2.18: Planausschnitt Wehranlage KW IV Grundriss	21
Abbildung 2.19: Planausschnitt Wehranlage KW IV Schnitt A-A und B-B.....	21
Abbildung 2.20: Wehranlage KW I (oberwasserseitig)	24
Abbildung 2.21: Einlaufbauwerk mit Grobrechen und Holzschützen.....	25
Abbildung 2.22: Entsandungsbecken.....	25

Abbildung 2.23: Restwasserstrecke nach der Wehranlage KW I	26
Abbildung 2.24: Wehranlage KW II ober- und unterwasserseitig (Fotodokumentation GEOS Consulting ZT-GmbH, 2012).....	28
Abbildung 2.25: Rechenanlage KW II (Fotodokumentation GEOS Consulting ZT- GmbH, 2012)	28
Abbildung 2.26: Eine der beiden Francis-Zwillingsturbinen im Krafthaus des KW II.....	29
Abbildung 2.27: Wehranlage KW III unterwasserseitig, rechts: Detail Spülschütz und Wehrklappe.....	31
Abbildung 2.28: Wehranlage KW III oberwasserseitig	31
Abbildung 2.29: Rechenanlage KW III; Außen- und Innenansicht.....	32
Abbildung 2.30: Kaplan turbine im Kavernenkrafthaus III	32
Abbildung 2.31: Wehranlage KW III: Restwasserstrecke und Tosbecken mit Störkörpern	33
Abbildung 2.32: Wehranlage Kraftwerk Eberstein I (unterwasserseitig).....	35
Abbildung 2.33: 3-Kammern Sandfang KW Eberstein I	36
Abbildung 2.34: Fischaufstiegshilfe KW Eberstein I	36
Abbildung 2.35: Wehranlage KW Pemberger (unterwasserseitig)	39
Abbildung 2.36: Grobrechen und Turbineneinlauf	40
Abbildung 2.37: Unterwasserkanal.....	40
Abbildung 2.38: Wehranlage KW Kettenwerk unterwasserseitig; rechts: Festes Wehr, links: Grundablass.....	43
Abbildung 2.39: Wehranlage KW Kettenwerk oberwasserseitig.....	44
Abbildung 2.40: Einlauf KW Kettenwerk.....	44
Abbildung 3.1: Naturnaher Fischaufstieg (http://mangfall- allianz.de/index.php?article_id=5).....	49
Abbildung 3.2: Fischaufstiegshilfe Vertical-Slot-Fischpass (Schlitzpass) (http://www.drauradweg.com/de.aspx/sehenswertes/View/784)	49

Abbildung	3.3:	Systemskizze	Fischlift
(http://www.presseportal.de/pm/44133/658201/erster-fischlift-am-hochrhein)			
.....			49
Abbildung 3.4: Schwall- und Sunkerscheinungen in Gerinnen: a) Füll- oder Öffnungsschwall b) Absperrsunk c) Entnahme- oder Öffnungssunk d) Absperr- oder Stauschwall (Giesecke; Mosonyi, 2005)			50
Abbildung 4.1: Terme der Energiegleichung (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual,2010).....			56
Abbildung 4.2: gegliederter Flussquerschnitt zur Berechnung der hydraulischen Leitfähigkeiten (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)			57
Abbildung 4.3: Durchschnittliche Energiehöhe (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010).....			58
Abbildung 4.4: Anwendung der Impulsgleichung am Kontrollvolumen (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)			60
Abbildung 4.5: Prinzip der Massenerhaltung am Kontrollvolumen (Chaudhry, 2008).....			63
Abbildung 4.6: Terme der Impulsgleichung am Kontrollvolumen (Chaudhry, 2008)			64
Abbildung 4.7: Import von Geometriedaten in HEC-RAS.....			70
Abbildung 4.8: Vergleich Modelllageplan (Ausschnitt) – Links: AutoCAD, Rechts: HEC-RAS.....			71
Abbildung 4.9: Bearbeitung der Querprofile in HEC-RAS			72
Abbildung 4.10: Verzerzte Profile aufgrund von Vermessung			73
Abbildung 4.11: Links: Vermessung KW Kettenwerk Brückl, Rechts: Vermessung KW I.....			73
Abbildung 4.12: Vergleich KW Pemberger – Links: Vermessungsprofil, Rechts: Waspi.....			74
Abbildung 4.13: Querprofilanordnung für Brücken (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010)			76

Abbildung 4.14: Expansionskennzahl (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010).....	76
Abbildung 4.15: Nepomukbrücke; links: Naturaufnahme, rechts: HEC-RAS Modellierung	78
Abbildung 4.16: HEC-RAS Eingabemaske für Verschlüsse; links: Schütz, rechts: Klappe.....	79
Abbildung 4.17: Links: Wehranlage KW Hüttenberg unterwasserseitig, rechts: als HEC-RAS Modellierung	80
Abbildung 4.18: Links: Wehranlage KW Moser unterwasserseitig, rechts: als HEC-RAS Modellierung	81
Abbildung 4.19: Wehranlage KW IV unterwasserseitig	82
Abbildung 4.20: Wehranlage KW IV HEC-RAS Modellierung	82
Abbildung 4.21: Wehranlage KW I oberwasserseitig	83
Abbildung 4.22: Wehranlage KW I HEC-RAS Modellierung.....	83
Abbildung 4.23: Wehranlage KW II (Görtschitztor) unterwasserseitig (Fotodokumentation GEOS Consulting ZT-GmbH, 2012).....	84
Abbildung 4.24: Wehranlage KW II (Görtschitztor) HEC-RAS Modellierung	84
Abbildung 4.25: Wehranlage KW III unterwasserseitig	85
Abbildung 4.26: Wehranlage KW III HEC-RAS Modellierung.....	85
Abbildung 4.27: Wehranlage KW Eberstein I unterwasserseitig	86
Abbildung 4.28: Wehranlage KW Eberstein I HEC-RAS Modellierung.....	86
Abbildung 4.29: KW Pumberger unterwasserseitig	87
Abbildung 4.30: KW Pumberger HEC-RAS Modellierung	87
Abbildung 4.31: Wehranlage KW Kettenwerk Brückl: links: Grundablass, rechts: Festes Wehr	88
Abbildung 4.32: Wehranlage KW Kettenwerk Brückl HEC-RAS Modellierung .	88
Abbildung 4.33: Interpolationsschema (HEC-RAS Hydraulic Reference Manual, 2010).....	89

Abbildung 4.34: Gesamtübersicht in HEC-RAS	90
Abbildung 5.1: Pegelprofil Brückl	93
Abbildung 5.2: Längenschnitt Görtschitz.....	94
Abbildung 5.3: Kalibrierungsergebnisse Pegel Brückl.....	96
Abbildung 5.4: Kalibrierungsergebnisse Pegel Hüttenberg	96
Abbildung 5.5: Brückengeometrie aus der Waspi-Berechnung	98
Abbildung 5.6: Nepomukbrücke im Unterwasser der Wehranlage Eberstein I .	98
Abbildung 5.7: Nepomukbrücke unterwasserseitig	99
Abbildung 5.8: HEC-RAS Modellierung der Nepomukbrücke	100
Abbildung 5.9: Längenschnitt aus der HEC-RAS Berechnung; die blaue Linie zeigt den Wasserstand aus der Berechnung mit der Nepomukbrücke, die rote Linie den berechneten Wasserstand ohne Brückenmodellierung	100
Abbildung 5.10: Darstellung unterschiedlicher HQ1-Ganglinien für die Görtschitz	105
Abbildung 5.11: Vergleich der gewählten Normwelle mit der für die instationäre Berechnung modifizierten Welle	105
Abbildung 5.12: Abstauvorgang KW Hüttenberg, Innere Randbedingung: definierter Wasserstand	107
Abbildung 5.13: Eingabefenster zur Festlegung der Simulationsparameter...	107
Abbildung 5.14: Vergleich: Option am Anfang des Optimierungsvorgangs mit entkoppelten Sunkwellen und HQ1-Welle ohne Ab- und Aufstau	109
Abbildung 5.15: Vergleich Optimierung und HQ1-Welle ohne Ab- und Aufstau	109
Abbildung 5.16: Vergleich Optimierung (blau) und Variante 1 (grün) am Pegelprofil Brückl.....	113
Abbildung 5.17: Vergleich Optimierung, Variante 2 und 3 am Pegel Brückl...	115
Abbildung 5.18: Variante 4 am untersten Querprofil (Profil 00531)	116
Abbildung 6.1: Optimierung: Abflusskurve am KW Hüttenberg.....	119

Abbildung 6.2: Optimierung: Abflusskurve im Pegelprofil Hüttenberg	119
Abbildung 6.3: Optimierung: Abflusskurve am KW Moser.....	120
Abbildung 6.4: Optimierung: Abflusskurve am KW IV	120
Abbildung 6.5: Optimierung: Abflusskurve am KW I.....	121
Abbildung 6.6: Optimierung: Abflusskurve am KW II.....	121
Abbildung 6.7: Optimierung: Abflusskurve am KW III.....	122
Abbildung 6.8: Optimierung: Abflusskurve am KW Eberstein I	122
Abbildung 6.9: Optimierung: Abflusskurve am KW Pemberger	123
Abbildung 6.10: Optimierung: Abflusskurve am KW Kettenwerk Brückl.....	123
Abbildung 6.11: Optimierung: Abflusskurve im Profil 00531	124
Abbildung 6.12: Variante 1: Abflusskurve im Profil 00531.....	125
Abbildung 6.13: Variante 2: Abflusskurve im Profil 00531.....	126
Abbildung 6.14: Vergleich Optimierung, Variante 2 und 3 im Profil 00531	127
Abbildung 6.15: Variante 4: Abflusskurve im Profil 00531.....	128

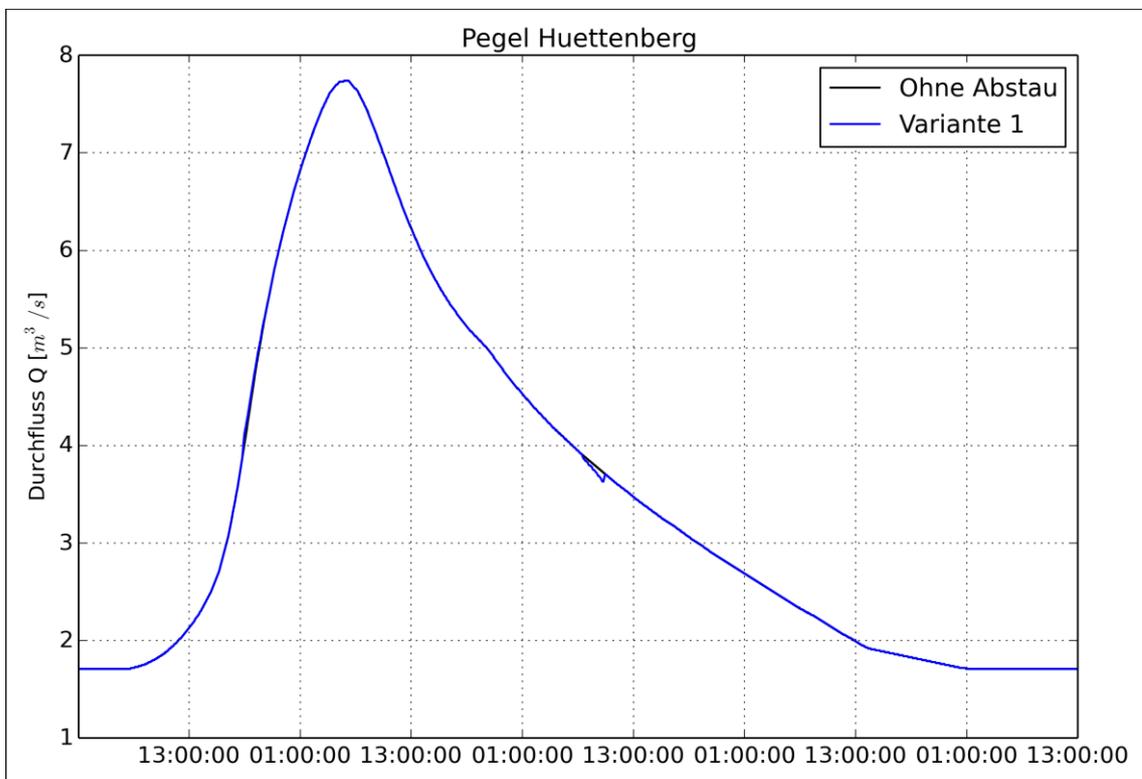
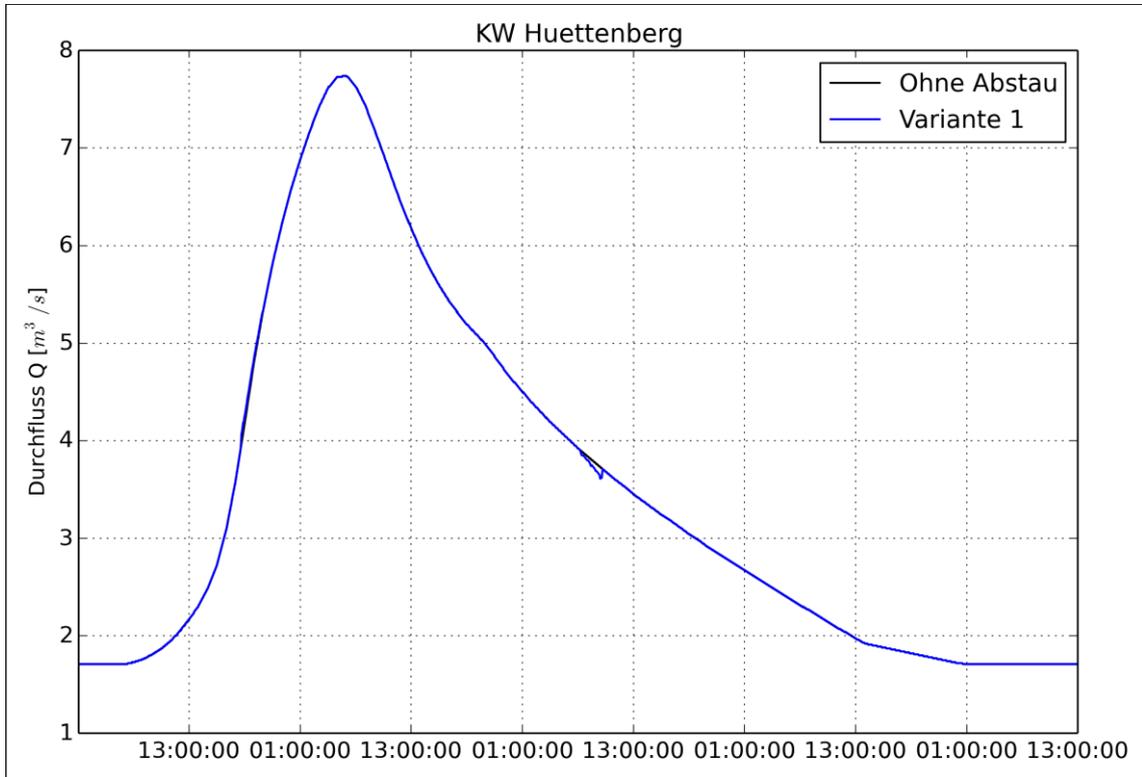
Tabellenverzeichnis

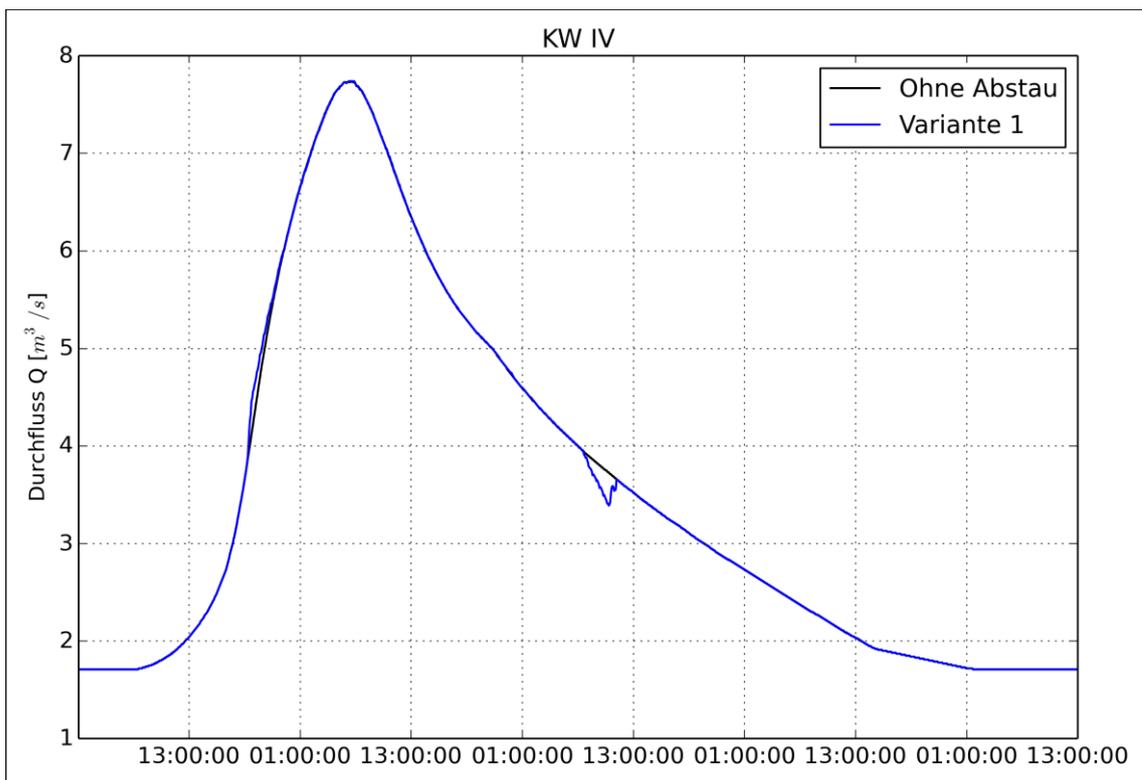
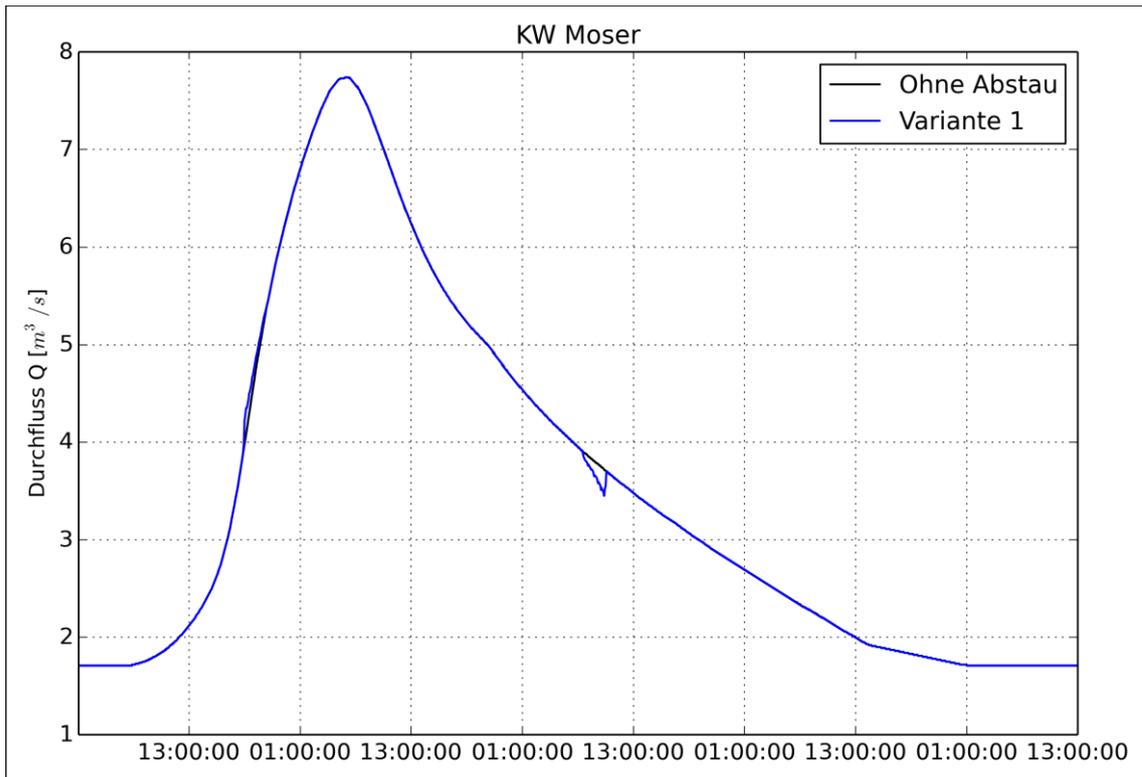
Tabelle 2.1: Technische Daten Kraftwerk Hüttenberg	8
Tabelle 2.2: Technische Daten Kraftwerk Moser.....	11
Tabelle 2.3: Technische Daten KW Neugebauer	15
Tabelle 2.4: Technische Daten Kraftwerk IV	18
Tabelle 2.5: Technische Daten Kraftwerk I	23
Tabelle 2.6: Technische Daten Kraftwerk II	27
Tabelle 2.7: Technische Daten Kraftwerk III	30
Tabelle 2.8: Technische Daten Kraftwerk Eberstein I	34
Tabelle 2.9: Technische Daten KW Pemberger	38
Tabelle 2.10: Technische Daten Kraftwerk Kettenwerk.....	42
Tabelle 5.1: Abflusswerte der Görtschitz für die Kalibrierung.....	91
Tabelle 5.2: Manning-Rauigkeitsbeiwerte	95
Tabelle 5.3: Modellierung mit Nepomukbrücke, Berechnung der Fließzeiten	101
Tabelle 5.4: Modellierung ohne Nepomukbrücke, Berechnung der Fließzeiten	102
Tabelle 5.5: Anfangs- und Randbedingungen für instationäre Berechnungen in HEC-RAS.....	104
Tabelle 5.6: Konstante Zuflusswerte der Zubringer.....	106
Tabelle 5.7: Optimierte Ab- und Aufstauzeiten für die Kraftwerkskette an der Görtschitz.....	110
Tabelle 5.8: Vergleich Optimierung und Variante 1 bezüglich Q_{\min} und Q_{\max} .	113
Tabelle 6.1: Schwall-Sunk Bedingung Optimierung	118
Tabelle 6.2: Schwall-Sunk Bedingung Variante 1	125
Tabelle 6.3: Schwall-Sunk Bedingung Variante 2	126
Tabelle 6.4: Schwall-Sunk Bedingung Variante 3	127
Tabelle 6.5: Schwall-Sunk Bedingung Variante 4	128

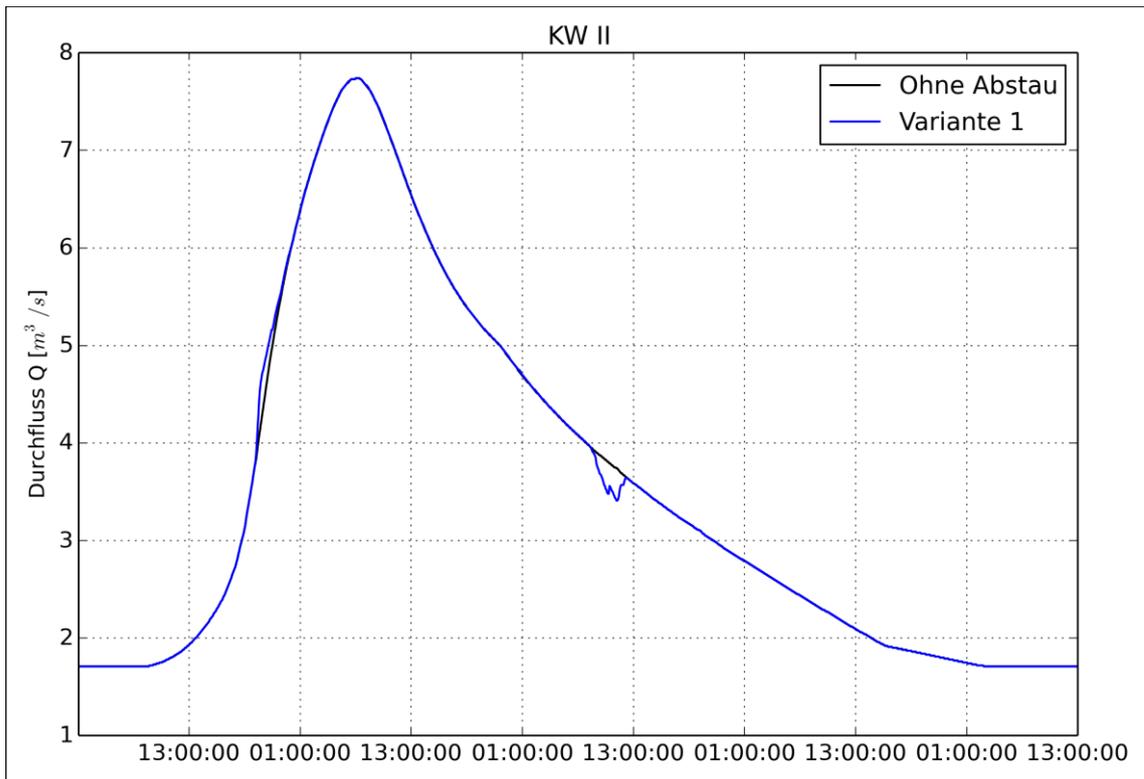
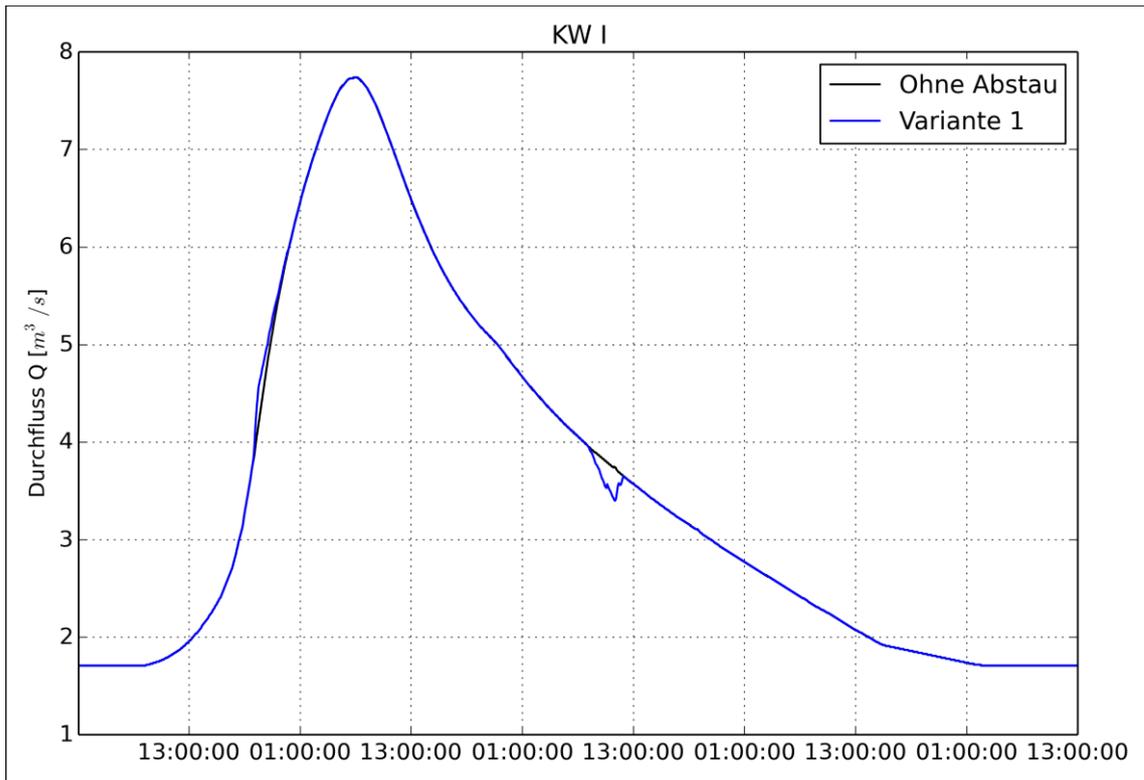
Tabelle 7.1: Zeitplan für die Kraftwerkskette an der Görtschitz 130

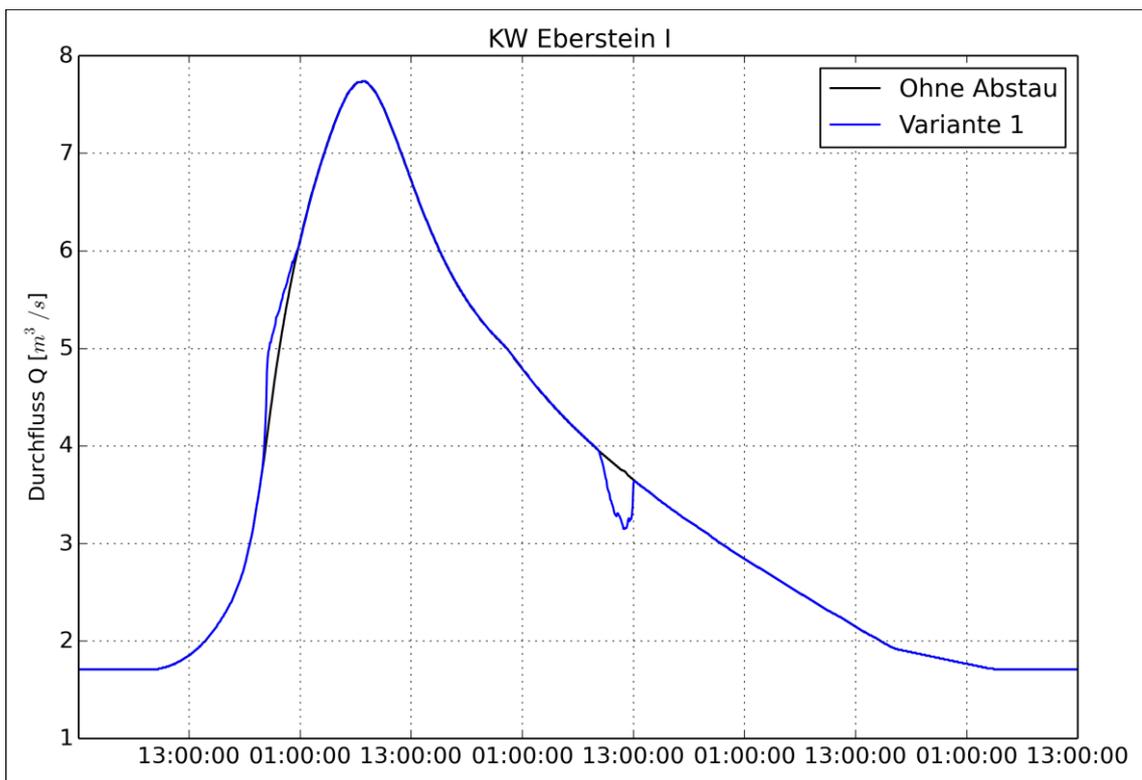
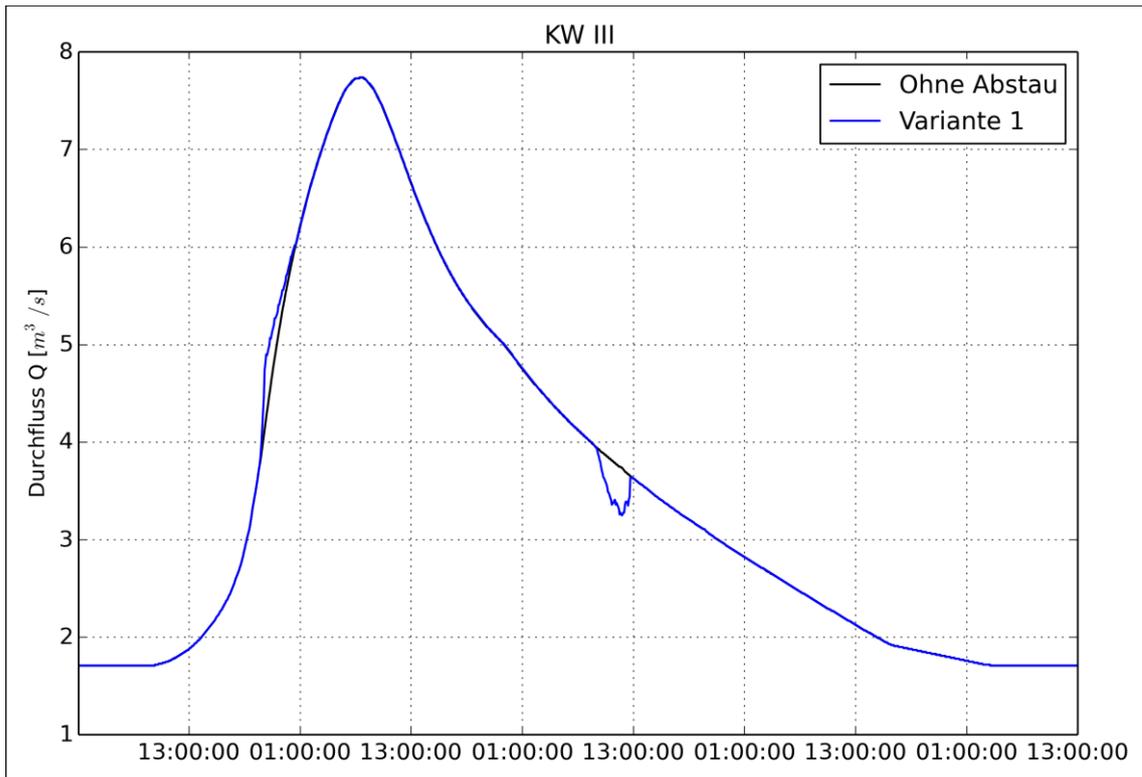
Anhang

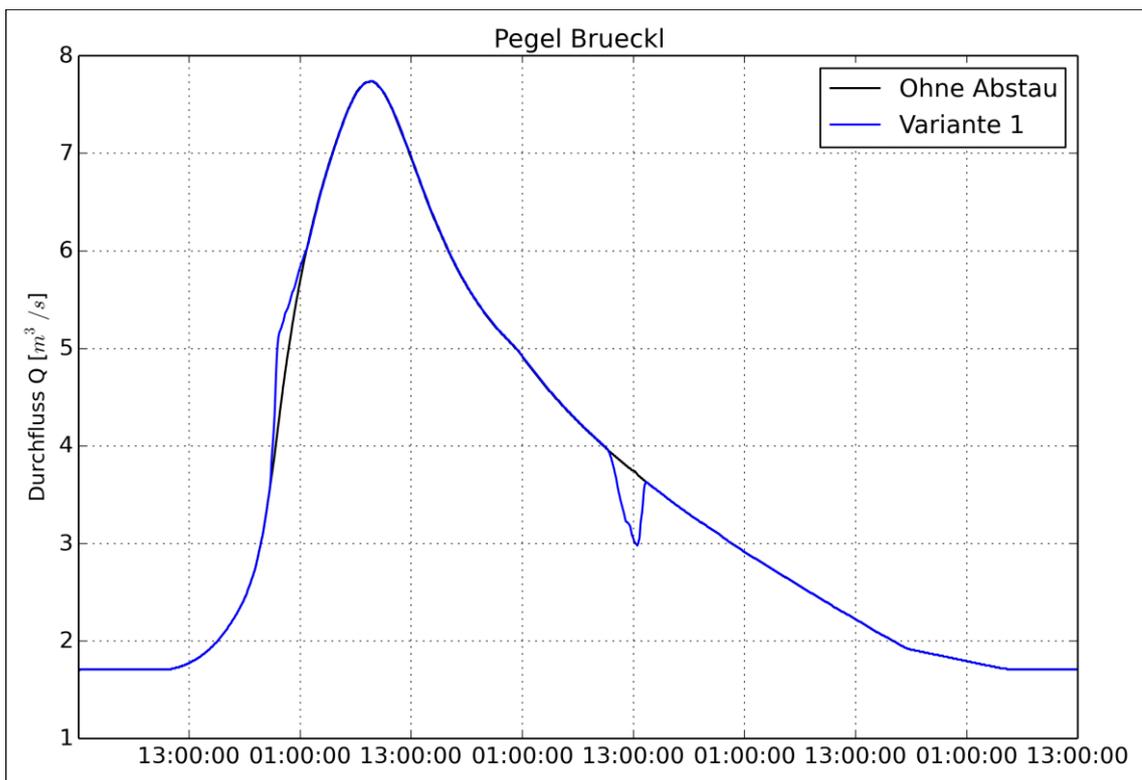
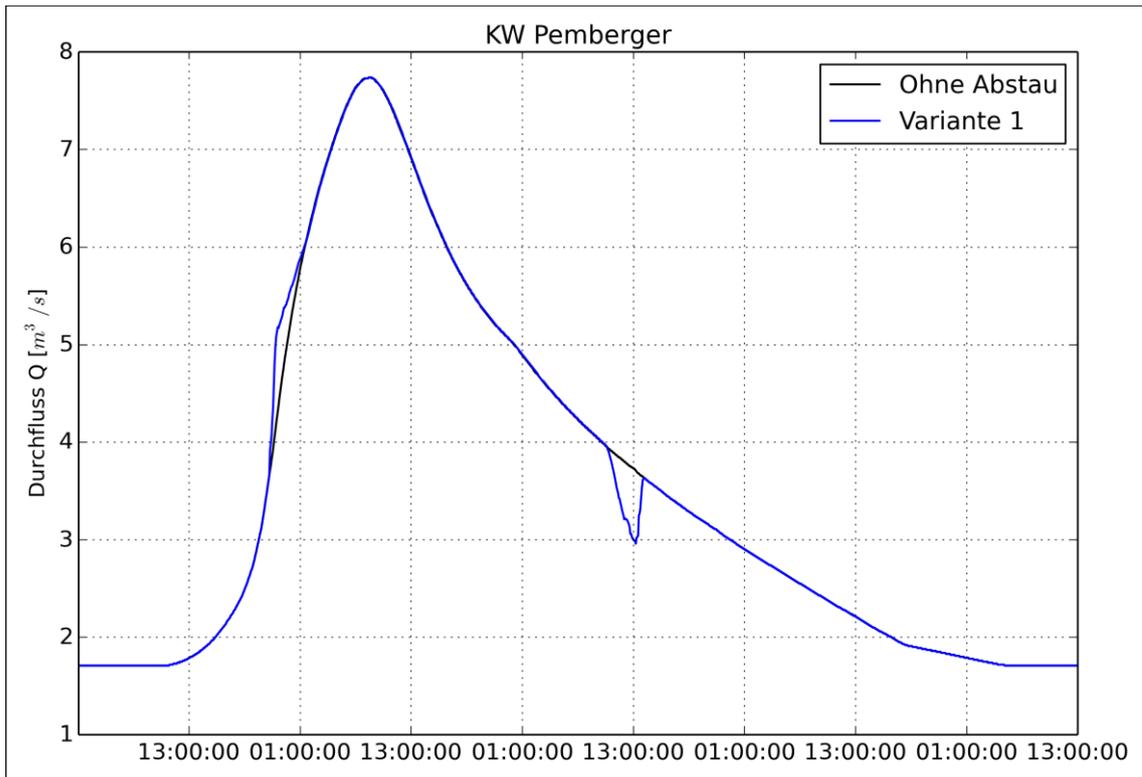
Variante 1

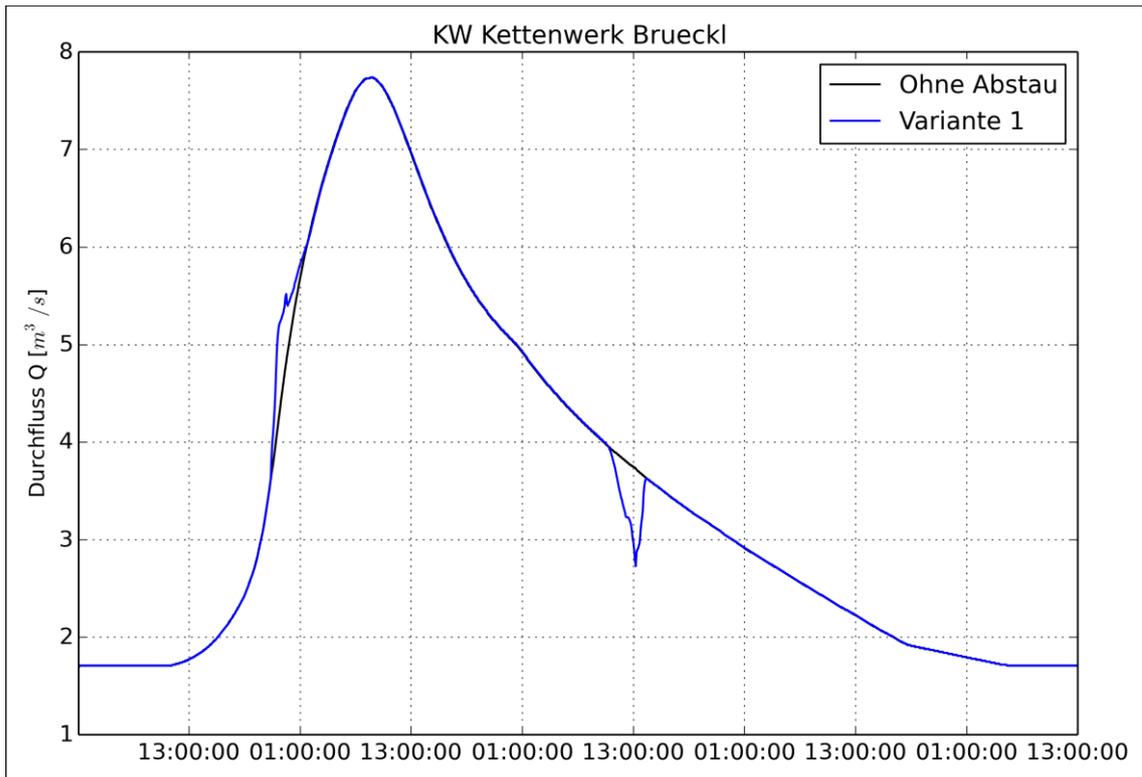




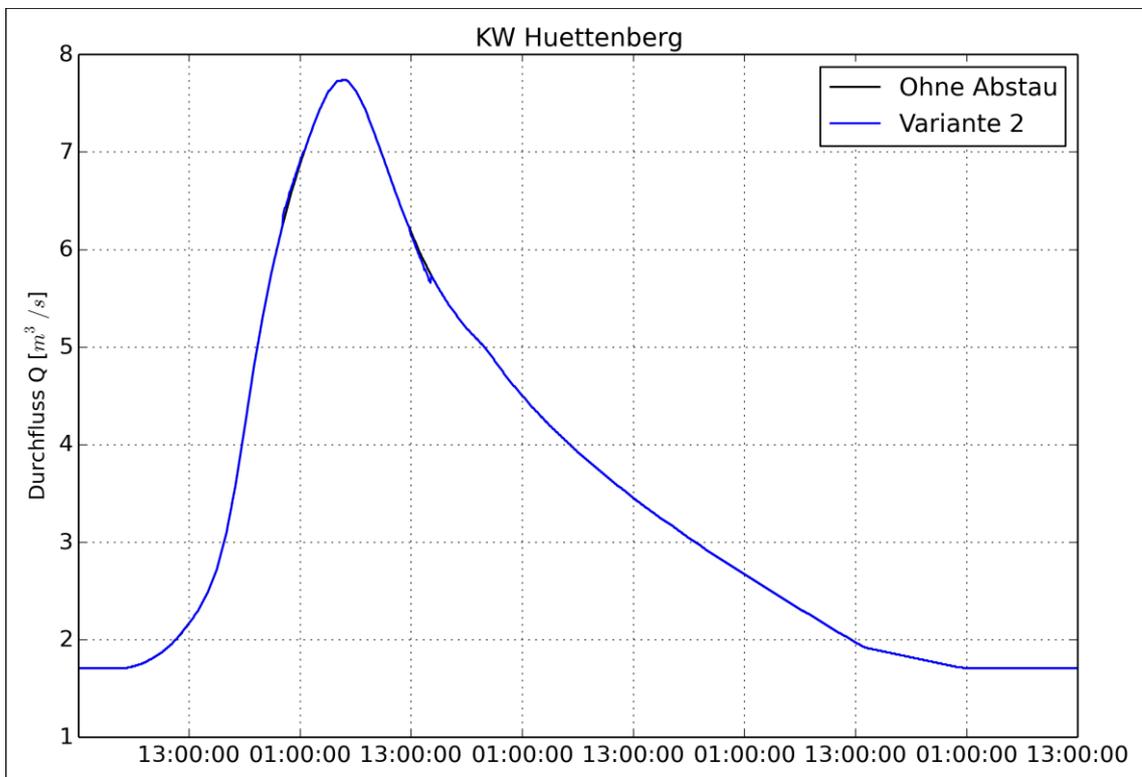


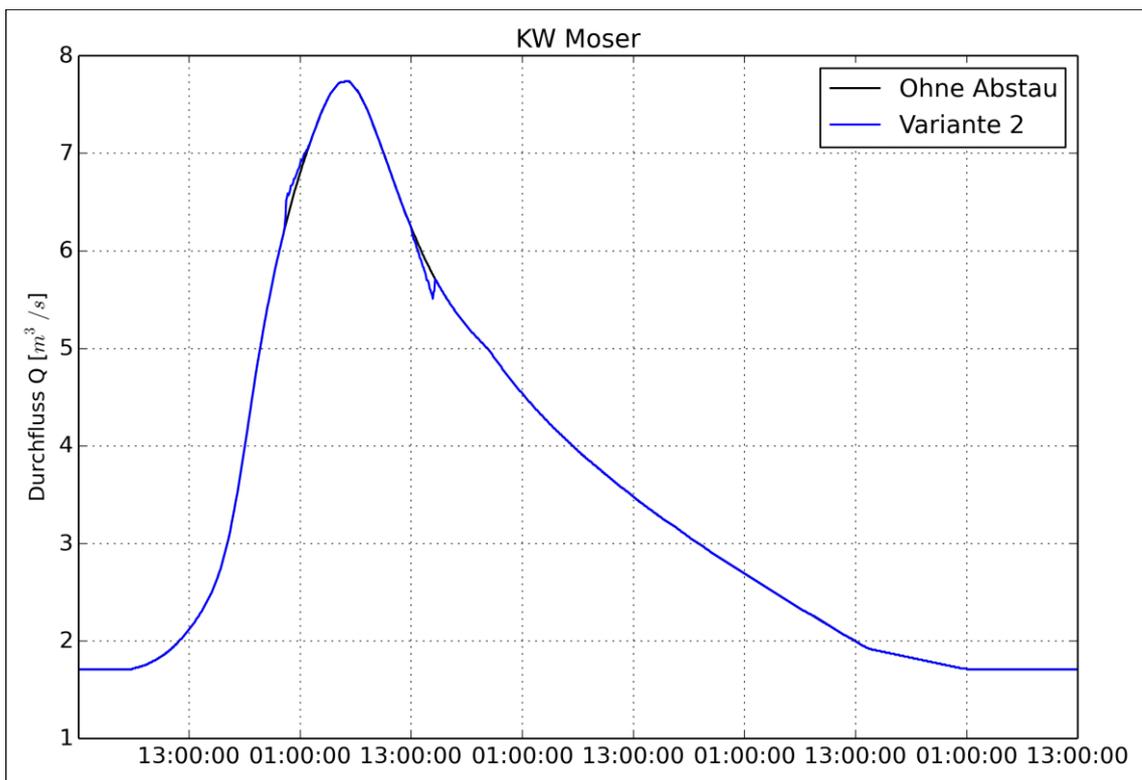
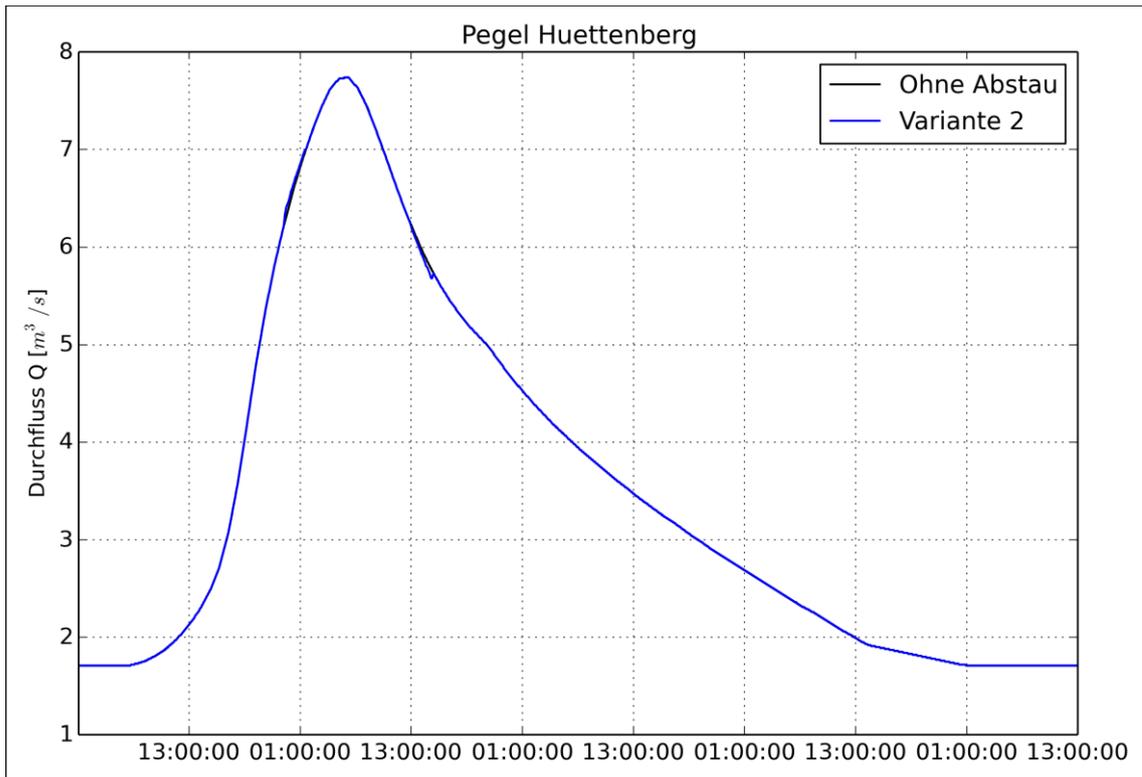


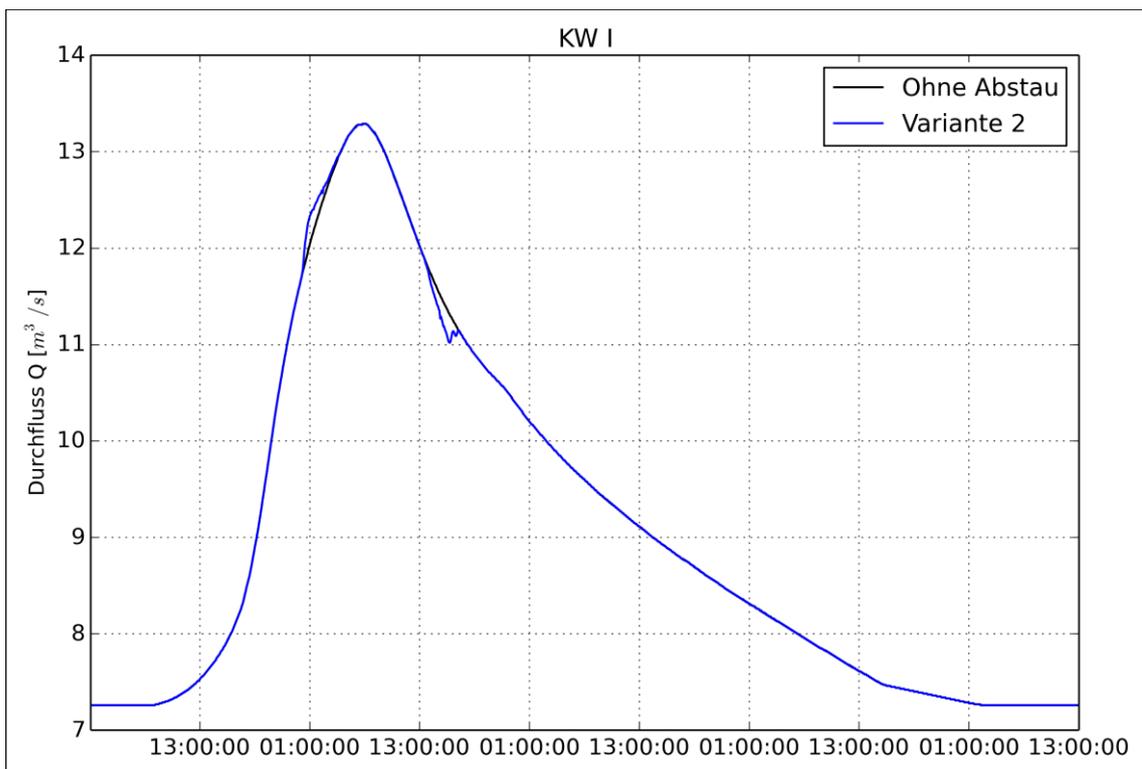
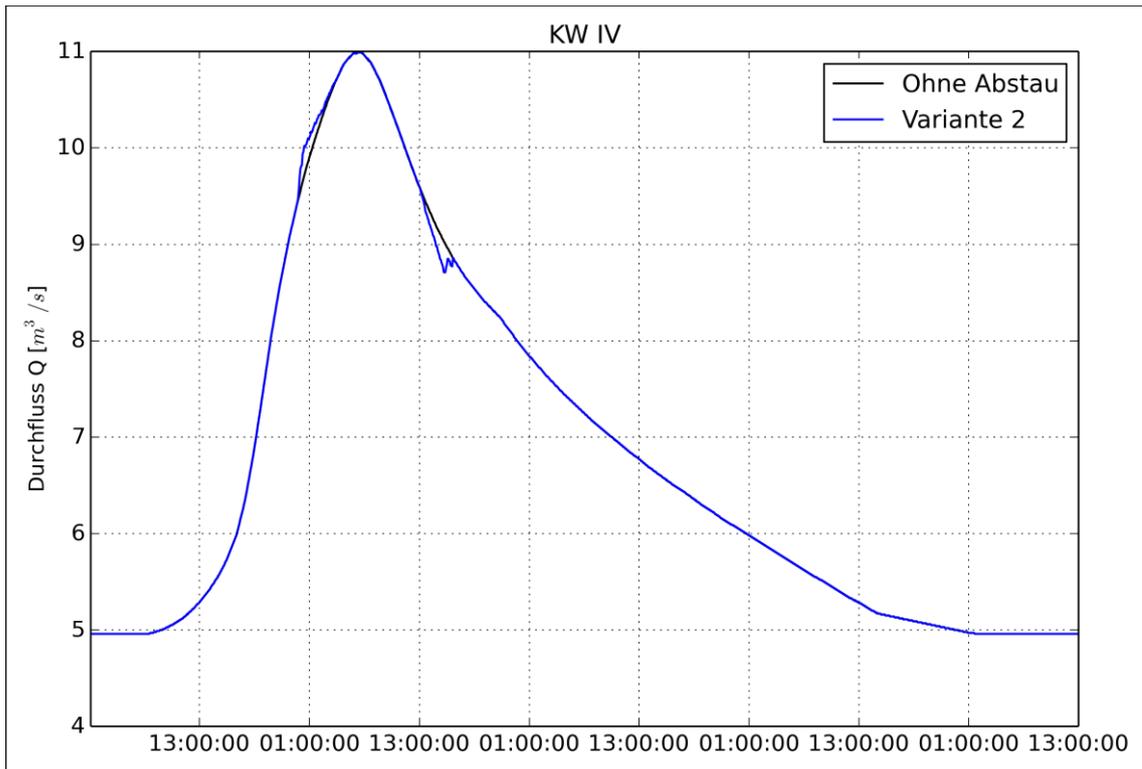


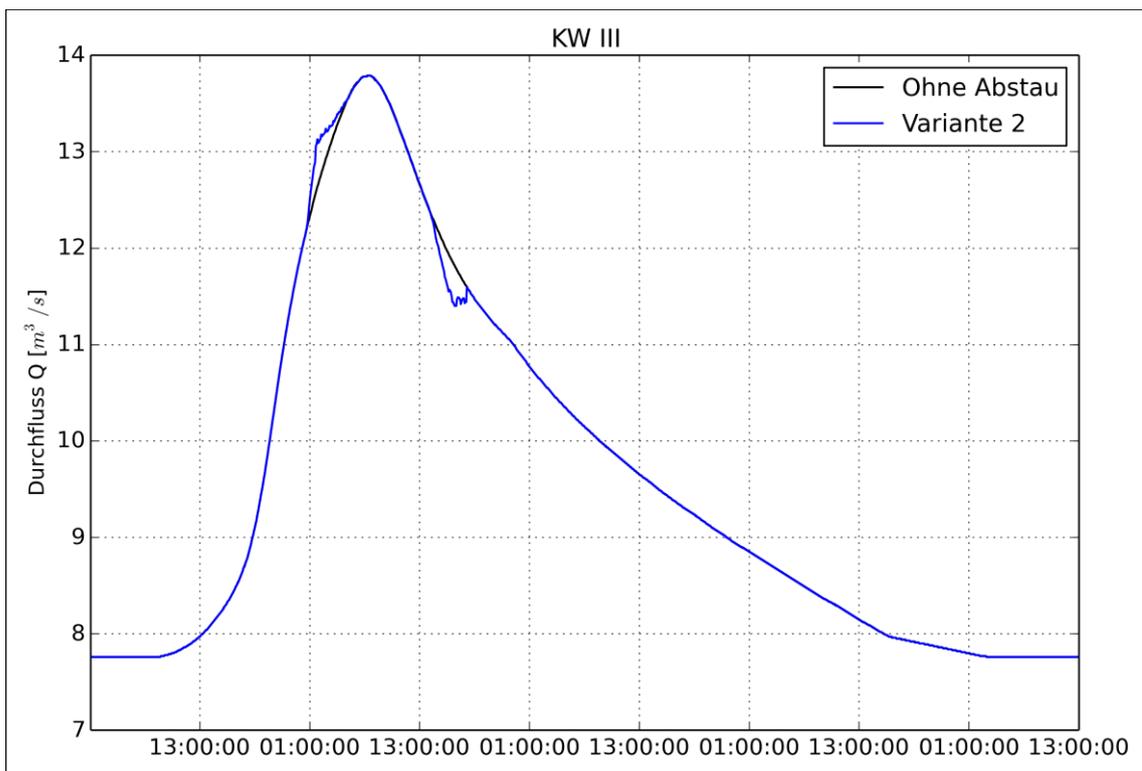
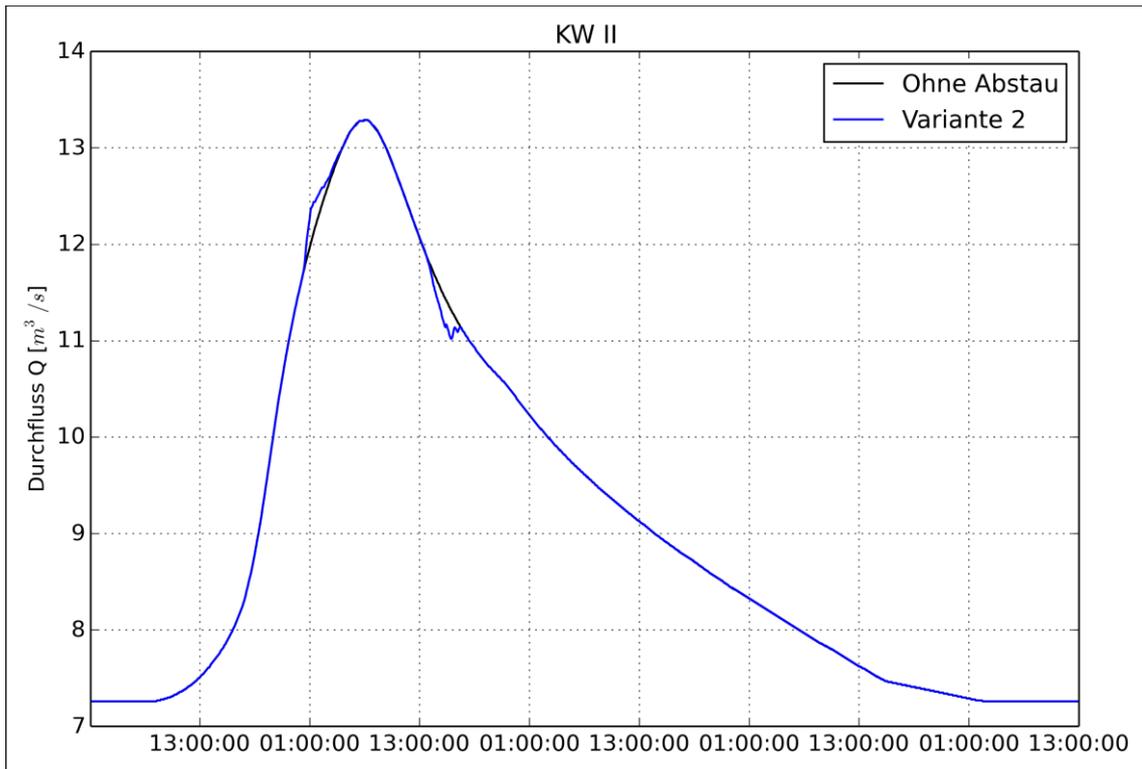


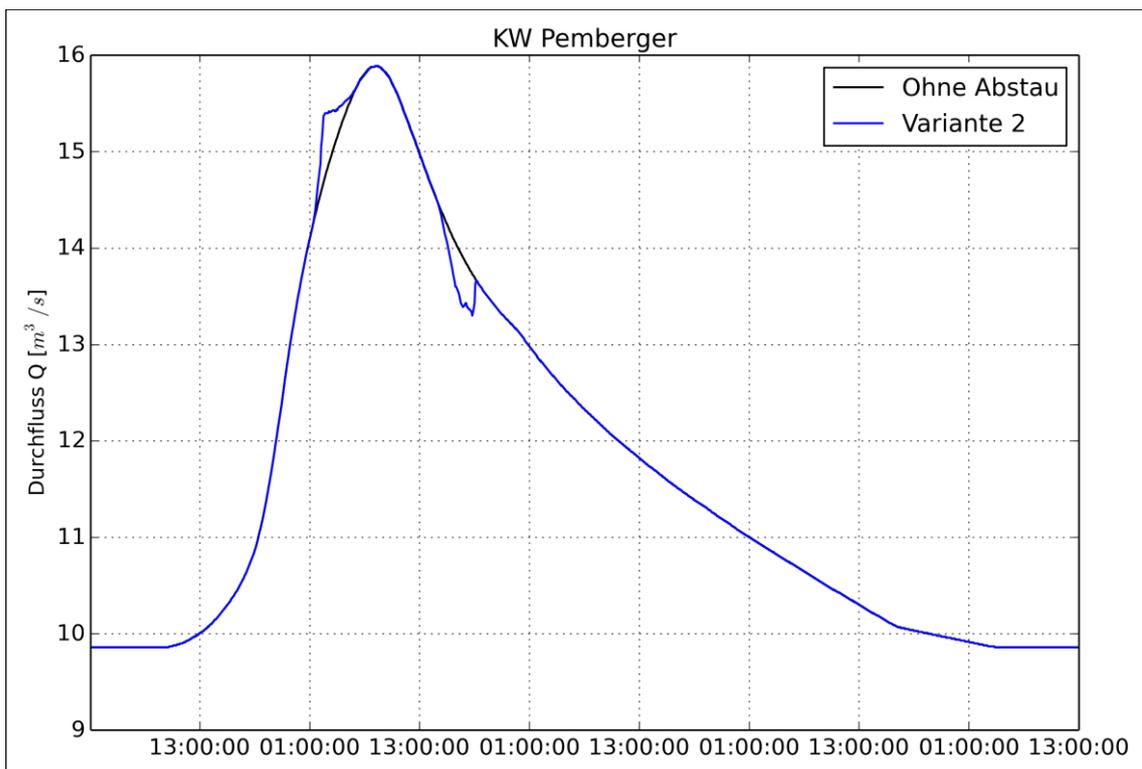
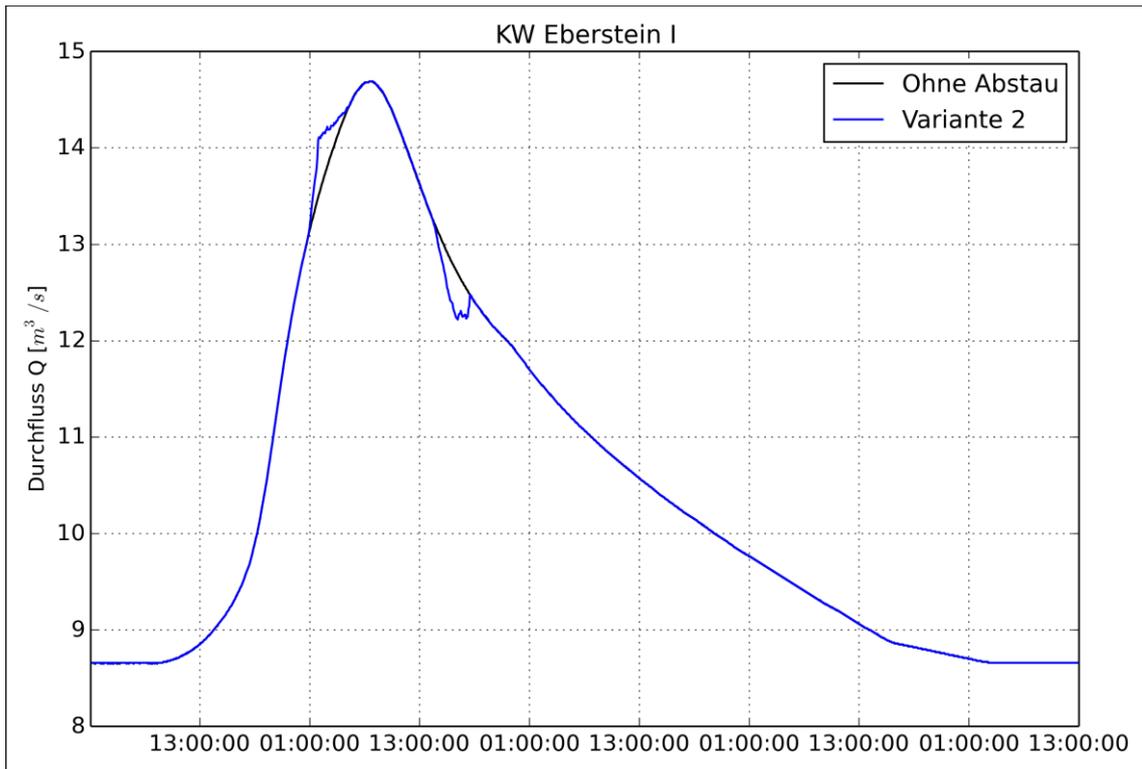
Variante 2

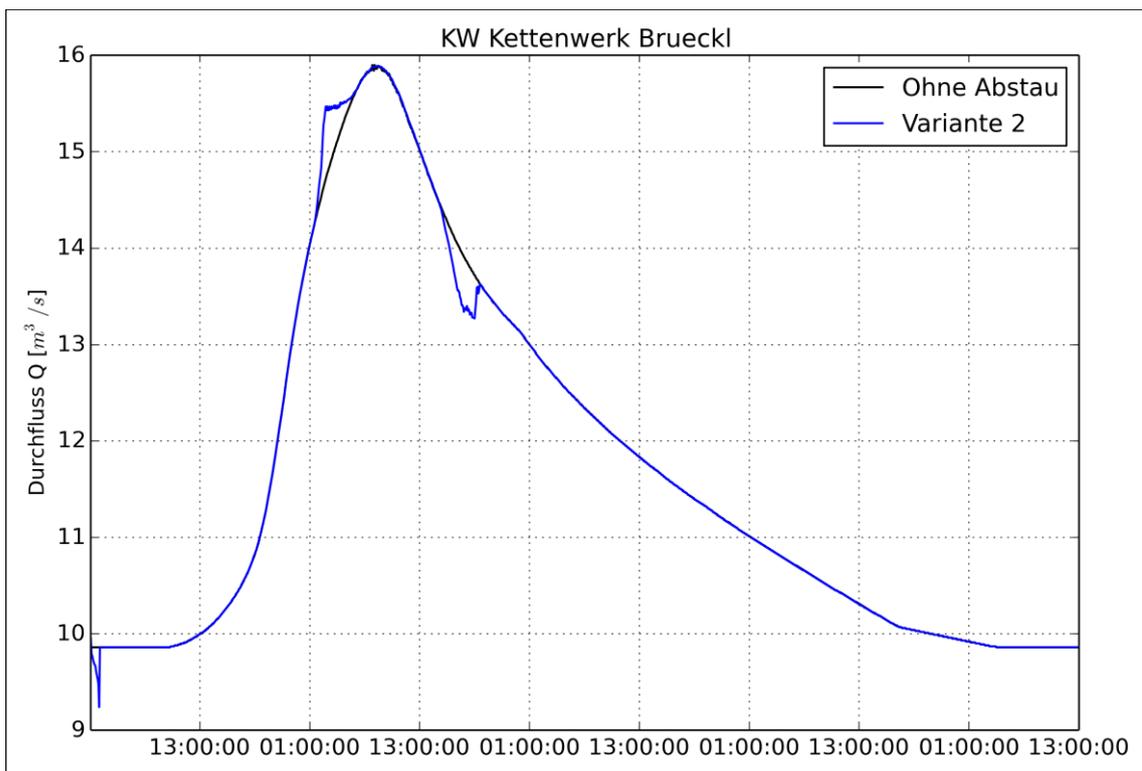
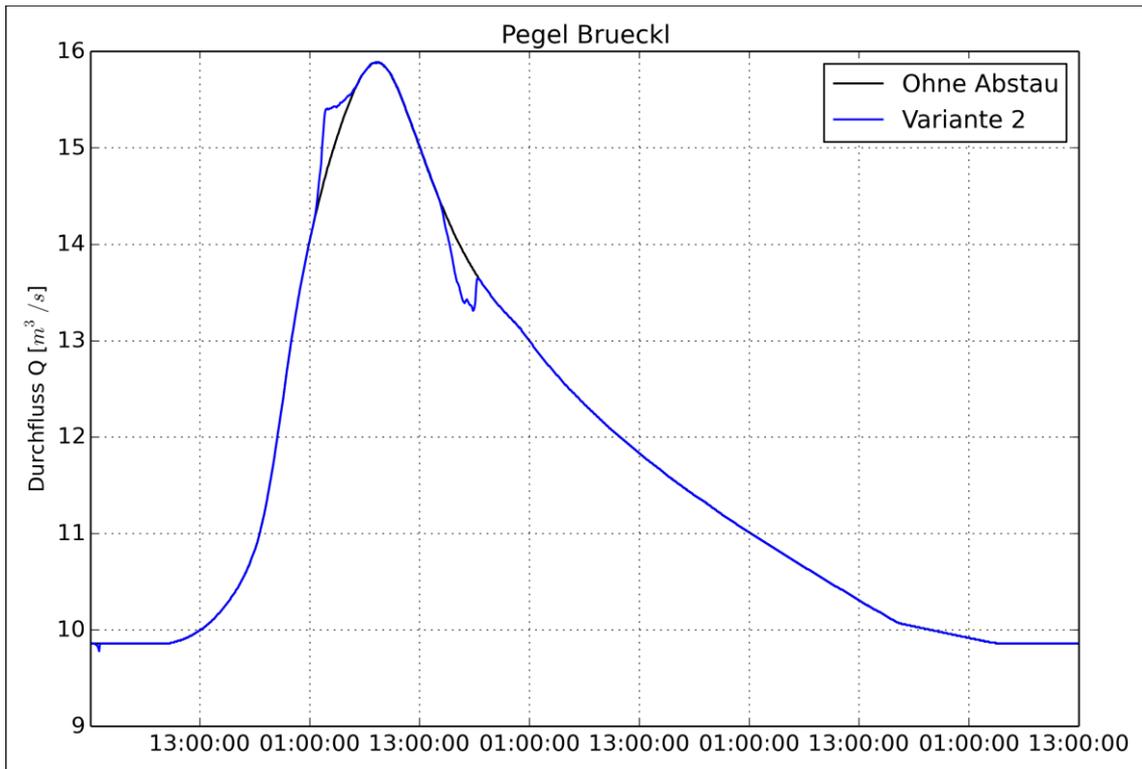




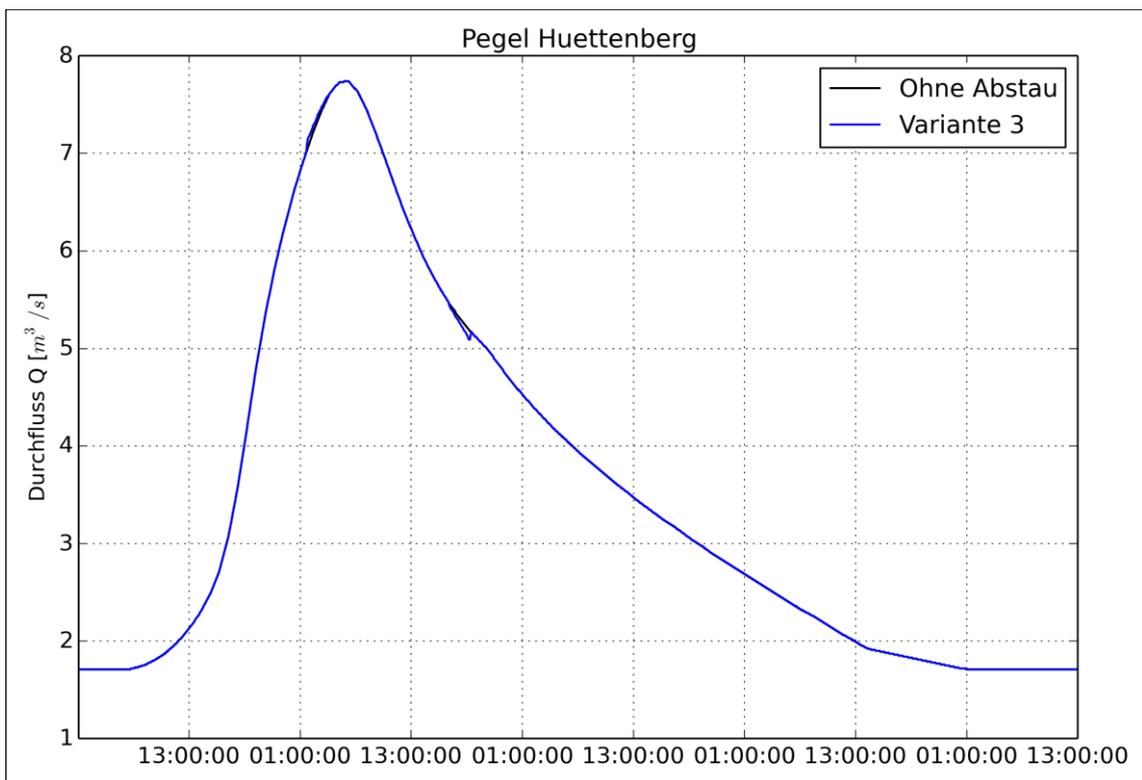
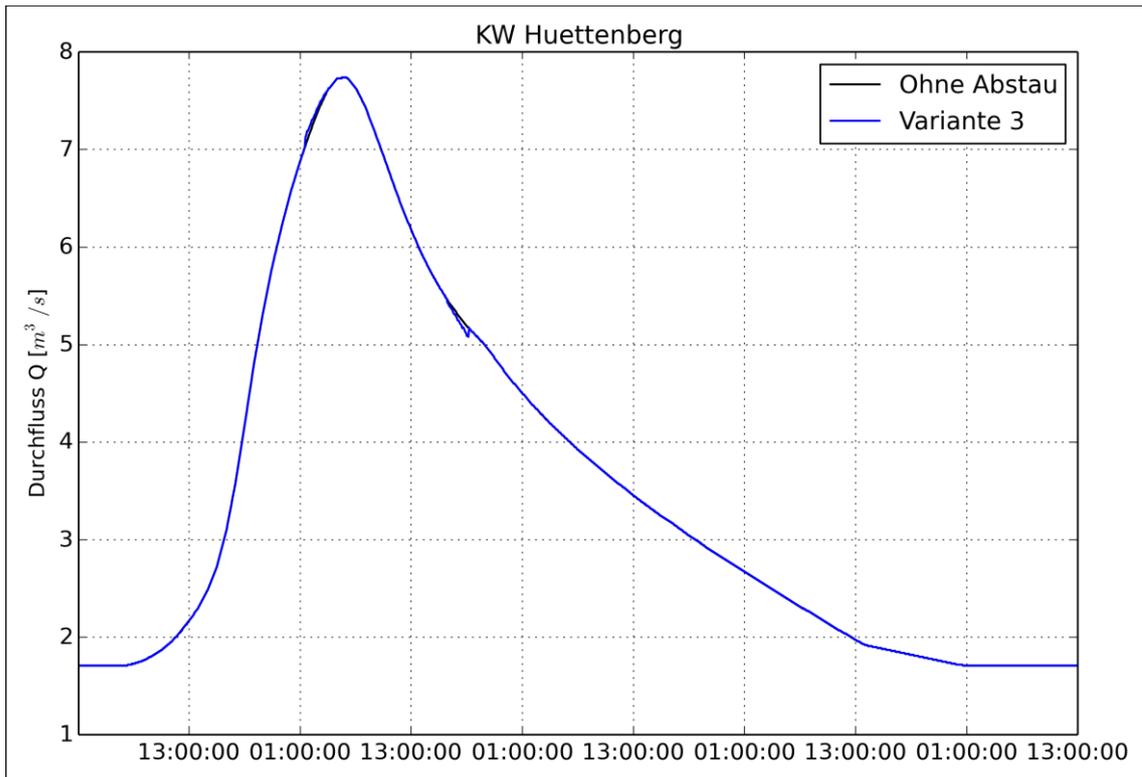


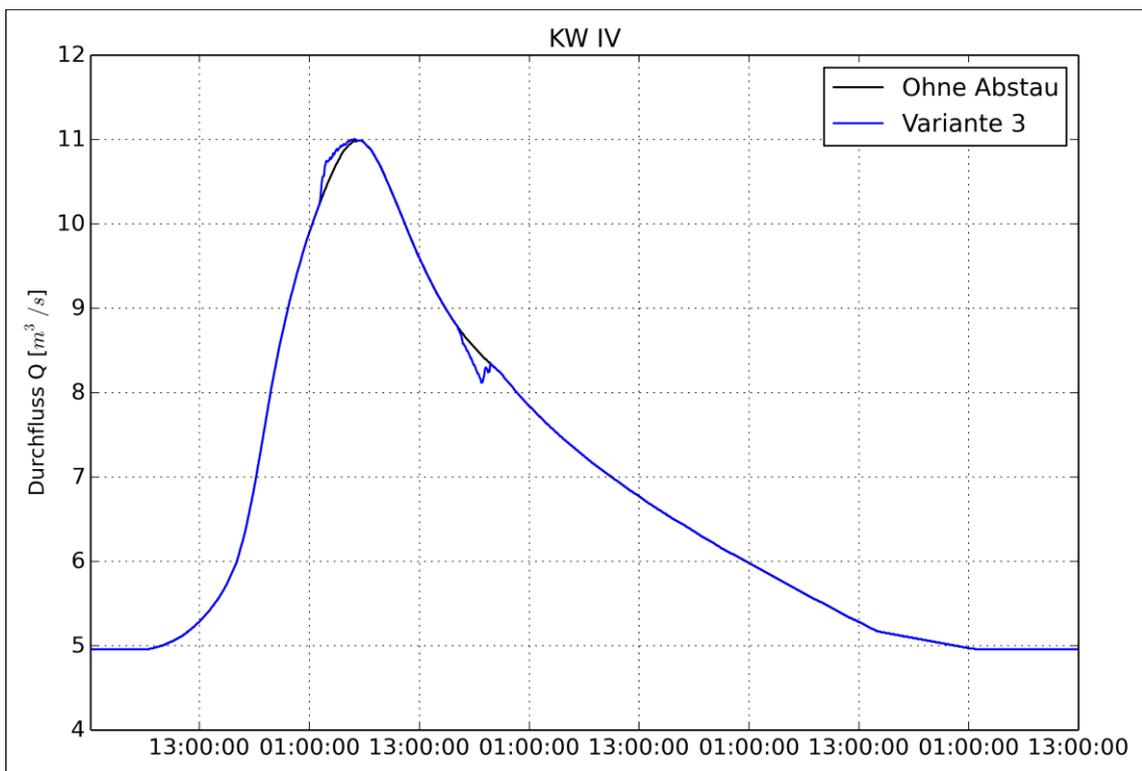
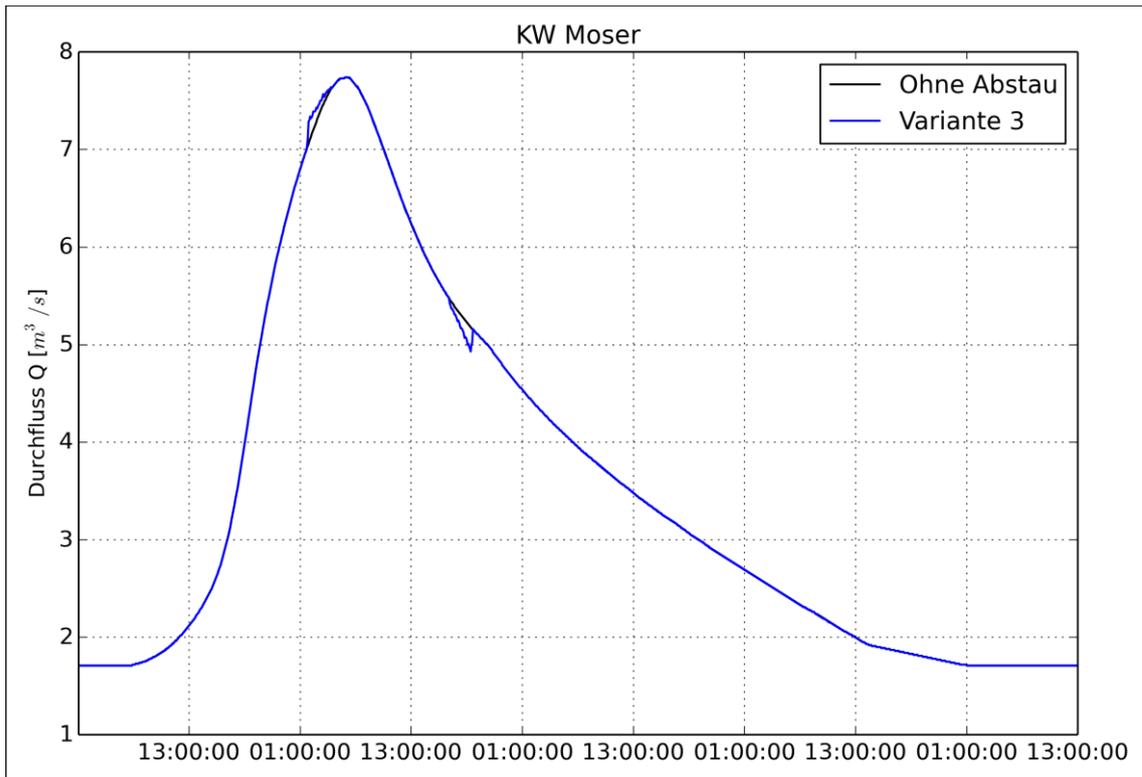


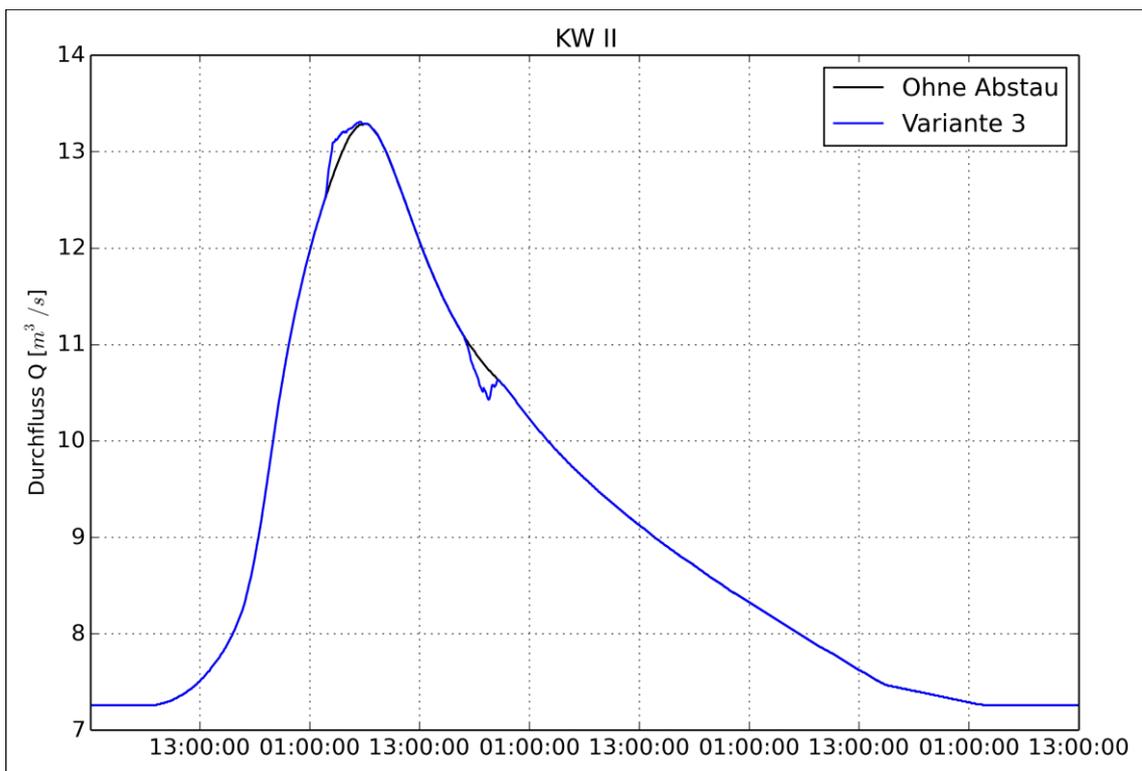
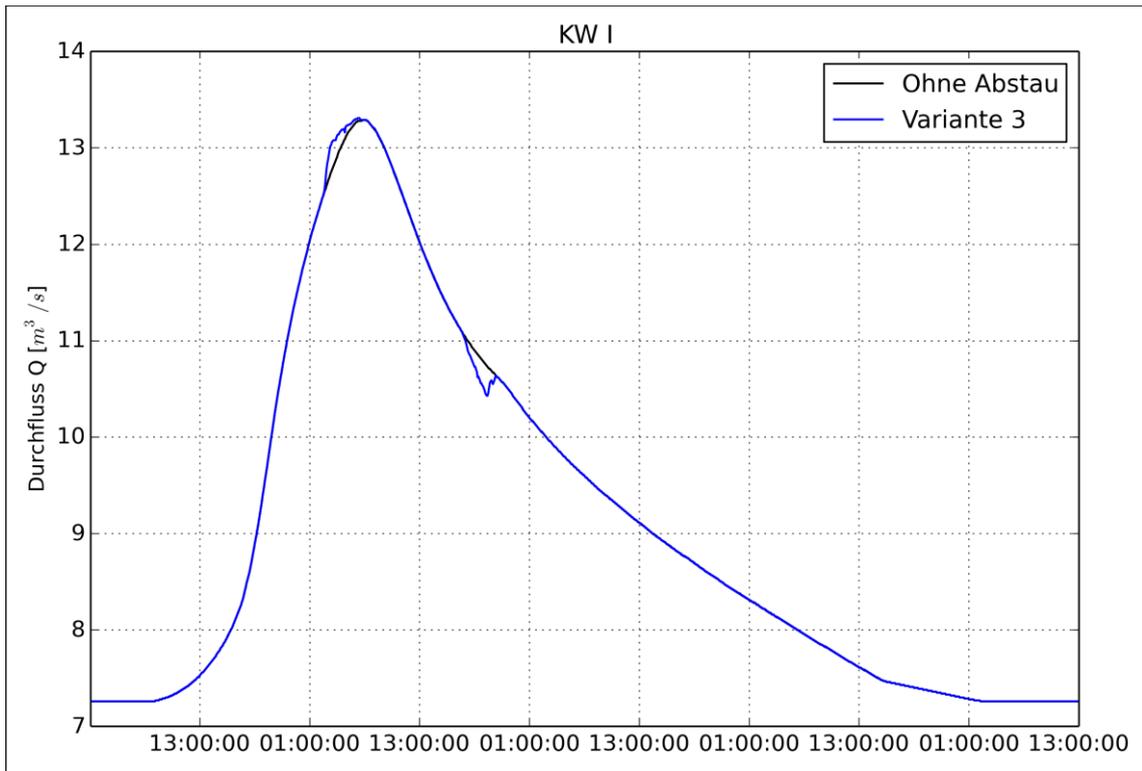


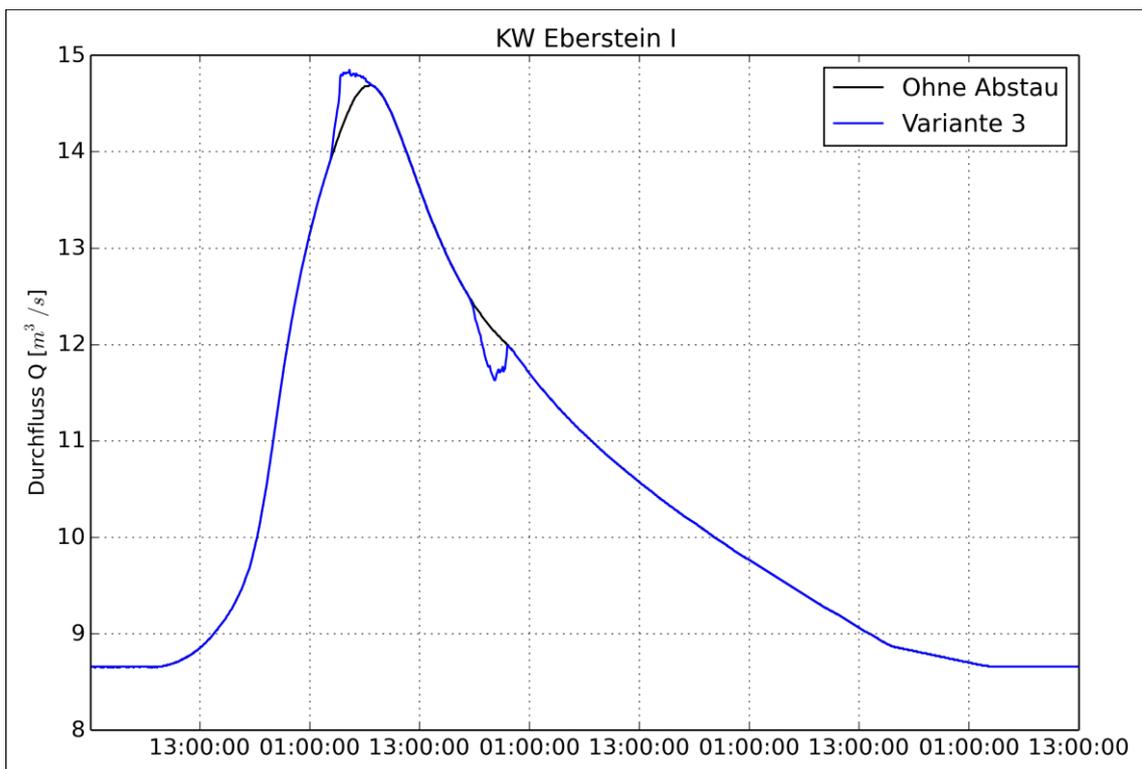
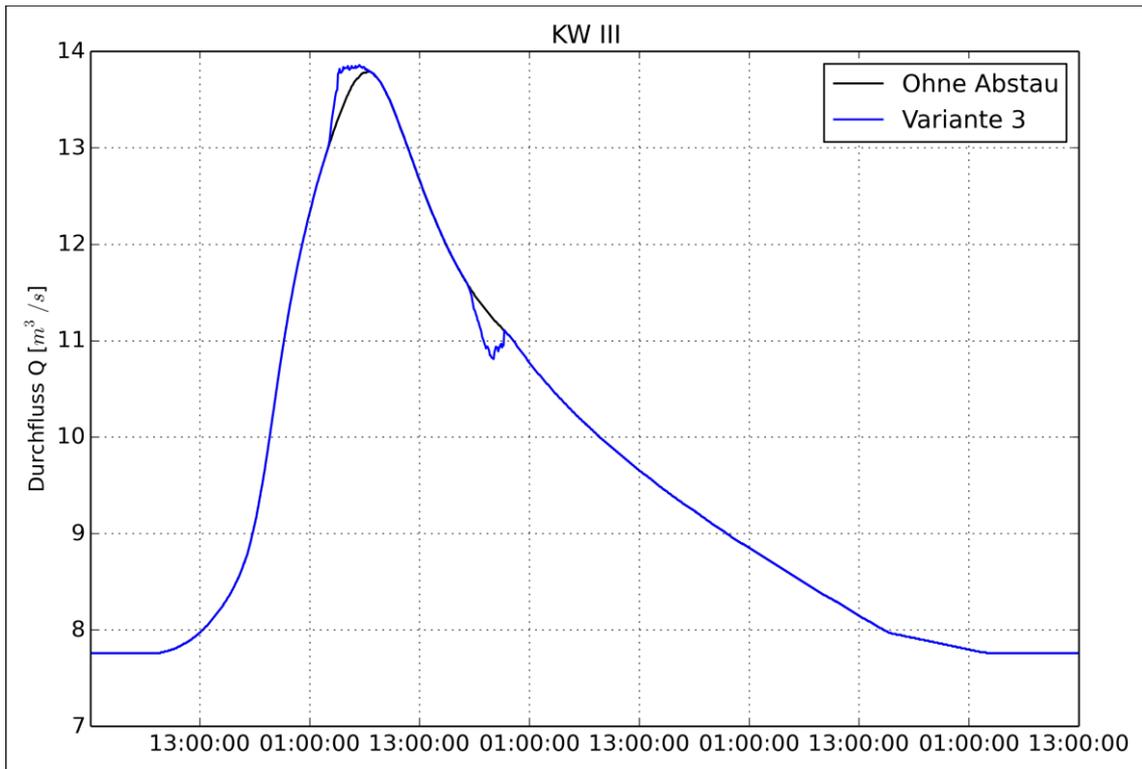


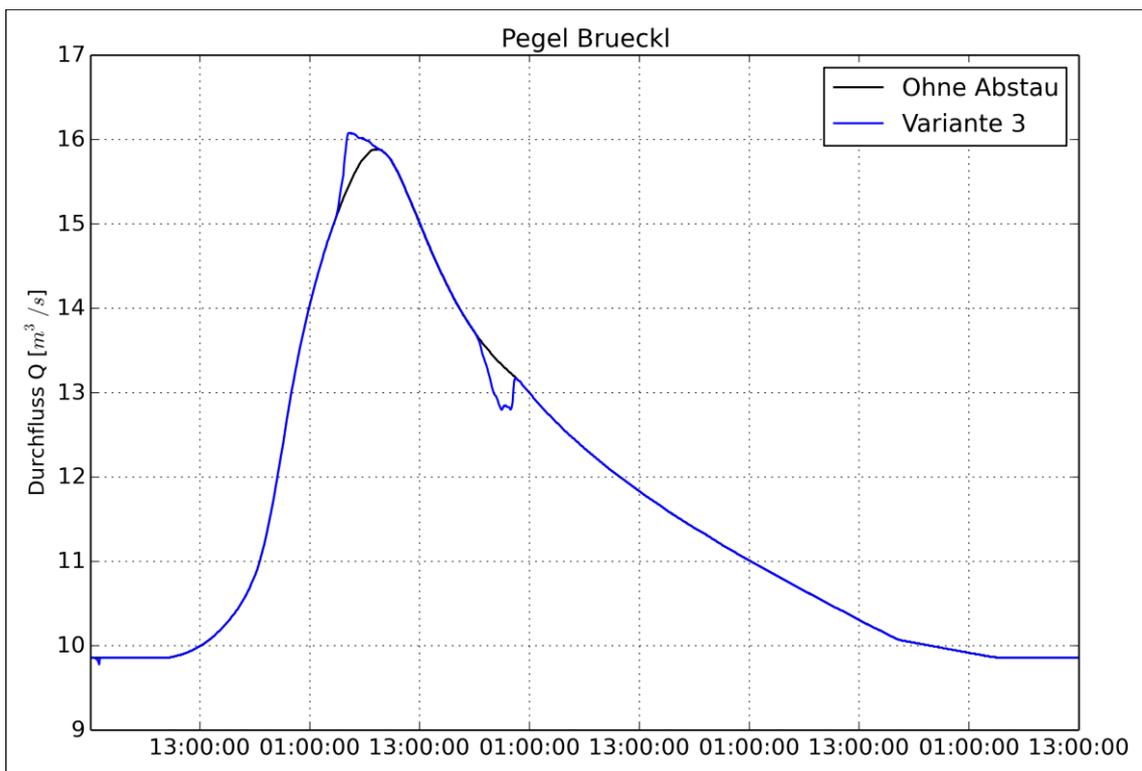
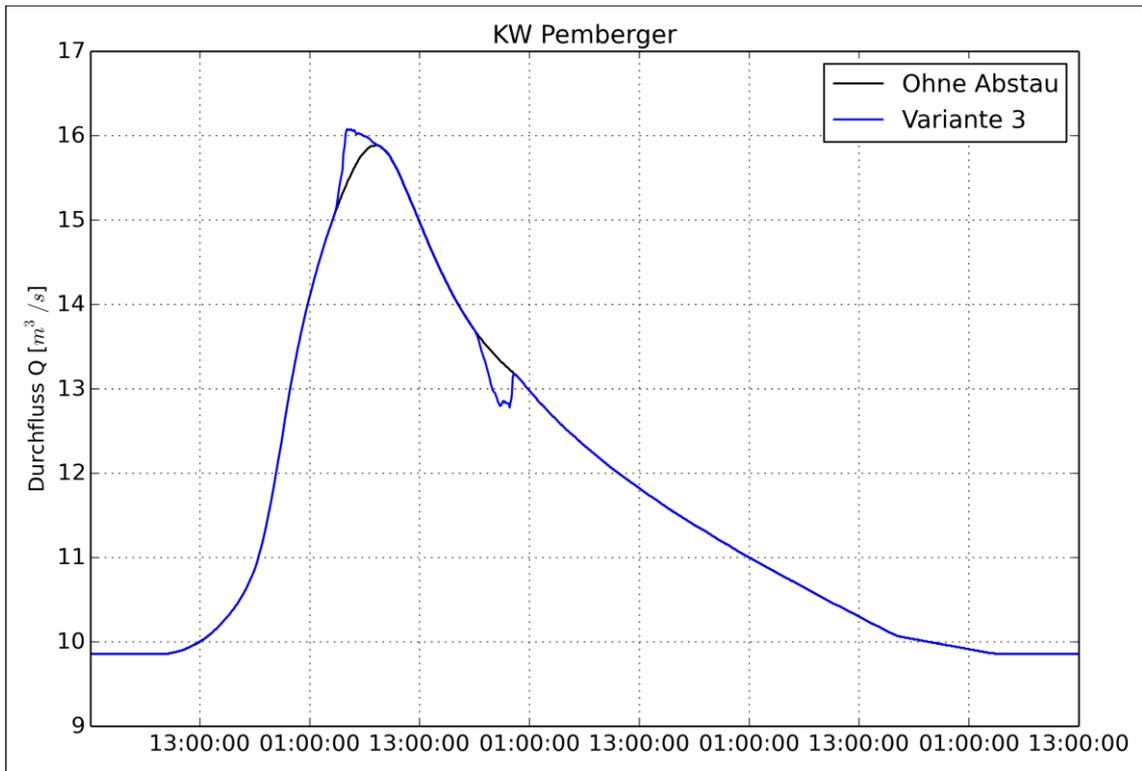
Variante 3

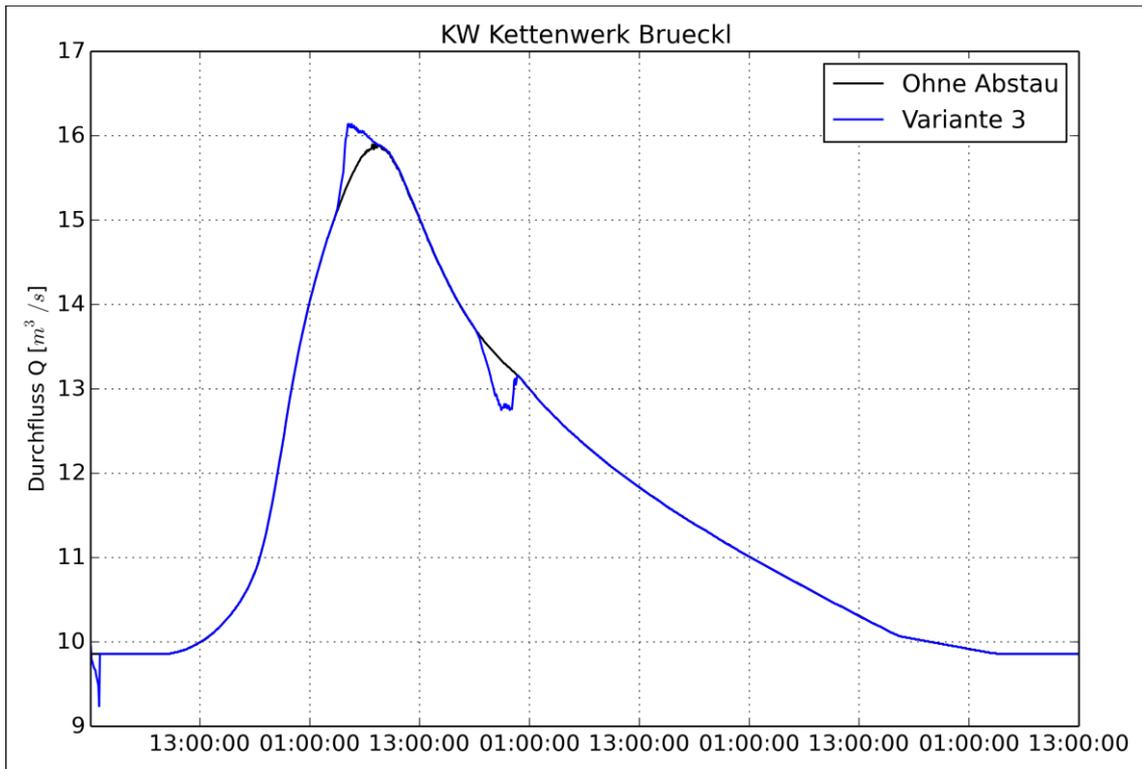












Variante 4

