

Technische Universität Graz
Dekanat für Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft
Vorstand: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald Zenz

Wasserwirtschaftliches Management der Wasser- kraftwerke an der unteren Gurk

Teil II - Numerische Abflusssimulation

MASTERARBEIT

Vorgelegt zur Erlangung des
akademischen Grades Diplomingenieur
des Masterstudiums Bauingenieurwissenschaften
Geotechnik und Wasserbau

von

Alexander Bickel

Graz, November 2010

Betreuer der Diplomarbeit:
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald ZENZ

.....

Mitbetreuer Assistent:
Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut KNOBLAUCH

.....

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommene Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Masterarbeitsthema bisher weder im In- noch Ausland einem Beurteiler in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Graz, November 2010

.....
(Alexander Bickel)

Kurzfassung

In der vorliegenden Masterarbeit werden die Wasserkraftwerke an der unteren Gurk einer näheren Betrachtung unterzogen. Das Ergebnis dieser Arbeit ist ein Spülkonzept für eine gemeinsame, koordinierte Spülung der *Kraftwerkskette*. In Teil I - Erfassung der Kraftwerksanlagen, verfasst von Pia Scheiflinger, wird der aktuelle Zustand der Kraftwerke beschrieben. Die konstruktive Beschreibung der Kraftwerksanlagen erfolgt auf Grundlage von Angaben und Unterlagen der Betreiber, sowie auf Plänen und Bescheiden der Wasserrechtsbehörde in St. Veit/Glan. Auf einer Strecke von 40 Kilometern zwischen der Ortschaft Hirt und Brückl liegen die zwölf betrachteten Kraftwerke an der Metnitz und der Gurk. Die in ihrer Ausführung und Betriebsweise unterschiedlichen Kraftwerke wurden zwischen 1881 und 1921 erbaut. Da bisher eine nicht koordinierte Betriebsweise der Kraftwerksanlagen vorherrscht, kommt es mehrmals im Jahr zu Schwall- und Sunk-Erscheinungen infolge der Spülungen. Dies hat nachteilige Auswirkungen auf die Unterlieger, als auch auf die Fauna. Mit einem Spülkonzept, das die ganzheitliche Betrachtung des Flussabschnittes vorsieht, kann die nachteilige Auswirkung eines Spülereignisses reduziert werden.

Mit einer eindimensionalen numerischen Berechnung mit *Hydrologic Engineering Centers River Analysis System* (HEC-RAS) wird im zweiten Teil der Arbeit ein Spülkonzept für die Betreiber entwickelt. Zu diesem Zweck wird als erster Schritt aus Plandaten der Kraftwerksanlagen und einer bereits durchgeführten Waspi-Berechnung der Kärntner Landesregierung ein Geländemodell erstellt werden. Das Modell wird anhand der beiden Pegel Mölbling und Launsdorf kalibriert und validiert.

Im nächsten Schritt wird das Modell durch zusätzliche Querprofile verfeinert und die Tosbecken-Rauigkeiten angepasst um einen stabilen instationären Rechengang zu erhalten. Durch die Minimierung des Schwall-Sunkverhältnis auf 3:1 bei einem Abfluss von 35% HQ_1 ¹ (20 m³/s beim Pegel Mölbling), werden für die einzelnen Speicher Auf- und Abstaudauer festgelegt. Diese bilden die Grundlage für weitere Berechnungen bei Abflüssen von 50% HQ_1 , HQ_1 , und zwei Varianten einer HQ_1 Normwelle an der Gurk. Eine Variante der HQ_1 Normwelle zeigt die Auswirkung von längeren Ab- bzw. Aufstauzeiten auf die Abflussspitzen der einzelnen Anlagen.

Als Resultat dieser Arbeit konnte den Betreibern zwei Zeitpläne, mit entkoppelten Ab- und Aufstau-Startzeiten zur Verfügung gestellt werden. Diese beiden Zeitpläne sollen als Vorschlag für eine kombinierte Spülung dienen und durch zukünftige Beobachtungen und Erfahrungen seitens der Betreiber optimiert und angepasst werden.

¹einjähriges Hochwasserereignis

Abstract

This master thesis consists in a closer examination of the hydropower stations at the lower part of the river Gurk resulting in the creation of a flushing model for a coordinated combined flushing for the series of reservoirs. In part I - recording of the powerplants, written by Pia Scheiffinger, the actual state of the different power plants is described. The constructional description of the hydropower stations bases on information and documents given by their operators or on documents and notifications of the “Authority of Water Law” in St. Veit/Glan, Austria. The twelve hydropower stations considered in this thesis are located on a distance of 40 kilometers between the villages Hirt and Brückl on the rivers Metnitz and Gurk. These power stations vary in construction and mode of operation and were constructed between 1881 and 1921.

Due to the ordinary use of an individual mode of operation for each hydro power station, up- and downsurge phenomena occur several times a year at flushings. This affects the downstream power plant, especially the fauna, in a negative way. With a flushing model, which covers the whole previously described river section, negative consequences of flushings can be reduced.

In the second part of the thesis a flushing model for the operators is developed via numerical one-dimensional calculations with *Hydrologic Engineering Centers River Analysis System* (HEC-RAS). Therefore, a terrain model had to be created out of drawings of the hydropower stations and a WASPI-calculation done by the Carinthian Federal State Government. Based on the water gauges of the power stations Mölbling and Launsdorf the model is calibrated and validated.

Afterwards the model is improved by supplementary cross sections and the surface finishes of the stilling basin are adjusted to achieve a stable unsteady simulation. By minimizing the upsurge-downsurge ratio to 3:1 with an outflow of 35% HQ_1 (20 m³/s considering the water gauge of the power station Mölbling), the duration of the increase or decrease of storage water can be determined. These duration values are the basis for further calculations of outflows of 50% HQ_1 , HQ_1 and two versions of a HQ_1 standardized flood on the river Gurk. One version of the HQ_1 flood shows the effects of longer increase and decrease periods of the storage water on the flow-peaks of the different power stations.

As result of this thesis two different time schedules with decoupled starting times for the increase and decrease of the storage water can be placed at the operator's disposal. These two schedules should be used as a proposal for a combined flushing and be improved and optimized by the monitoring and experience made by the operators.

Danksagung

Allen voran möchte ich mich bei meinen Eltern bedanken. Sie ermöglichten es mir dieses Studium zu absolvieren und haben mich immer großartig unterstützt.

Bedanken möchte ich mich auch bei meinen Geschwistern und Freunden die stets hinter mir standen und durch zahlreiche Besuche in Graz mir viele schöne Stunden beschert haben.

Für die ausgezeichnete Betreuung während dieser Masterarbeit möchte ich mich bei meinem Betreuer Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.tech. Helmut Knoblauch bedanken.

Ein herzliches Dankeschön ergeht an dieser Stelle auch an meine Kollegin Pia Scheiffinger für die gute Zusammenarbeit.

Inhaltsverzeichnis

1	Numerische Berechnung	8
1.1	Allgemeines	8
1.2	Theoretische Grundlagen	9
1.2.1	Stationäre Berechnung	9
1.2.2	Instationäre Berechnung	14
1.3	Modellierung der Flussgeometrie	18
1.3.1	Vorbemerkung	18
1.3.2	Geometriebeschreibung von Gurk und Metnitz	19
1.3.3	Georeferenzierung der Flussache	20
1.3.4	Profile	22
1.3.5	Modellierung der Brücken	24
1.3.6	Wehranlagen	26
1.3.7	Einmündung der Metnitz in die Gurk	38
1.3.8	Zusätzliche Querprofile	39
1.4	Stationäre Berechnung	40
1.4.1	Pegelprofile	40
1.4.2	Kalibrierung und Validierung	41
1.5	Instationäre Berechnung	42
1.5.1	Zielsetzung für die Berechnung	42
1.5.2	Anfangs- und Randbedingungen	44
1.5.3	Abflussvarianten	46
1.5.4	Stauraumvolumen und Abstauzeiten	48
1.5.5	Simulation	51
1.6	Ergebnisse der Berechnungen	52
1.6.1	Variante 1: 35% HQ_1	52
1.6.2	Variante 2: HQ_1 Hochwasserwelle 1	54
1.6.3	Variante 3: HQ_1 Hochwasserwelle 2	56
1.6.4	Variante 4: 50% HQ_1	58
1.6.5	Variante 5: HQ_1	59
1.7	Vergleich der Varianten	60
1.7.1	Vergleich der Varianten 1, 4 und 5	60
1.7.2	Vergleich der Varianten 2 und 3	62
1.8	Vorschlag für die Betreiber	73
2	Zusammenfassung	75

1 Numerische Berechnung

1.1 Allgemeines

Für die numerische Berechnung der Abstauvorgänge und den damit verbundenen Wellenbewegungen wurde zur Erstellung dieser Masterarbeit das Programm *Hydrologic Engineering Centers River Analysis System* kurz HEC-RAS verwendet. HEC-RAS kann mit dem österreichischen Programm *WASPI*, von der Firma Hydroconsult GmbH Graz, verglichen werden. Da uns HEC-RAS schon in Vorlesungen näher gebracht wurde, und es als *freeware* erhältlich ist, entschieden wir uns für die Verwendung dieses Programms.

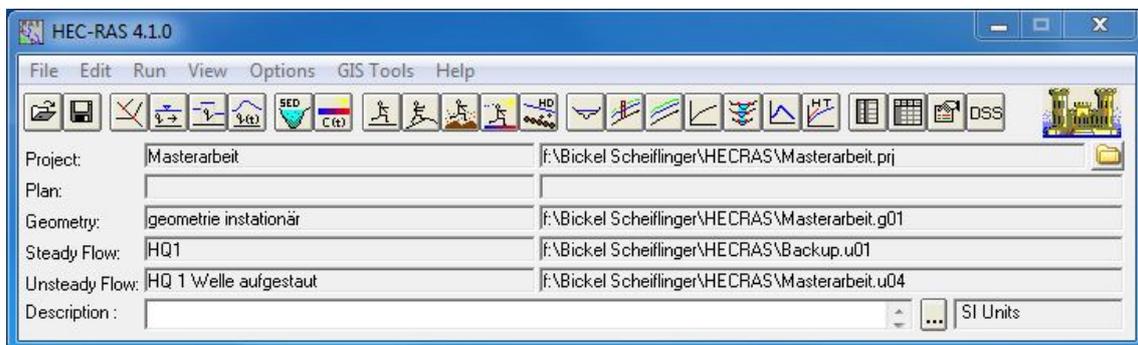


Abbildung 1.1: HEC-RAS Benutzeroberfläche

Das US Army Corps of Engineers begann schon 1964 mit der Entwicklung von Software zur hydraulischen und hydrologischen Modellierung. In dieser Masterarbeit arbeiteten wir ausschließlich mit der aktuellen Version 4.1, die gratis auf der Homepage <http://www.hec.usace.army.mil/> heruntergeladen werden kann. Es werden eine umfangreiche Bedienungsanleitung, eine Beschreibung der hydraulischen Berechnungsgrundlagen und einige Beispielprojekte zur Verfügung gestellt, was die Arbeit mit dem ausschließlich englischsprachigen Programm sehr erleichtert. Das Programm wird zur eindimensionalen Modellierung von Flüssen herangezogen. Zusätzlich bietet es die Möglichkeit, den Sedimenttransport mit beweglicher Sohle zu modellieren und Wassertemperatur- und Wasserqualitäts-Simulationen durchzuführen.

1.2 Theoretische Grundlagen

Zur Beschreibung der hydraulischen Grundlagen wurden die von HEC-RAS zur Verfügung stehenden Unterlagen

- User Manual
- Hydraulic Reference
- Applications Guide

zusammengefasst. Formeln in dieser Zusammenfassung haben das **amerikanische Maßsystem als Basis**, die nachstehenden Werte wurden nicht in das metrische System umgerechnet.

1.2.1 Stationäre Berechnung

Die Berechnungsapplikation kann eine eindimensionale Wasserspiegelberechnung unter diesen Rahmenbedingungen durchführen:

- konstanter bzw. nur schrittweise veränderlicher Abfluss
- Strömungskomponenten sind parallel zur Fließrichtung gerichtet (eindimensional)
- eine über die Höhe gemittelte Fließgeschwindigkeit
- die Wassertiefe wird senkrecht zur Gerinnesohle gemessen
- maximale Gerinneneigung von 1/10
- Auswahl zwischen strömendem, schießendem oder gemischtem Abfluss

Als Grundlage der stationären Berechnung dient eine iterative Lösung der Energiegleichung zwischen zwei Profilen. (siehe Abb. 1.2.)

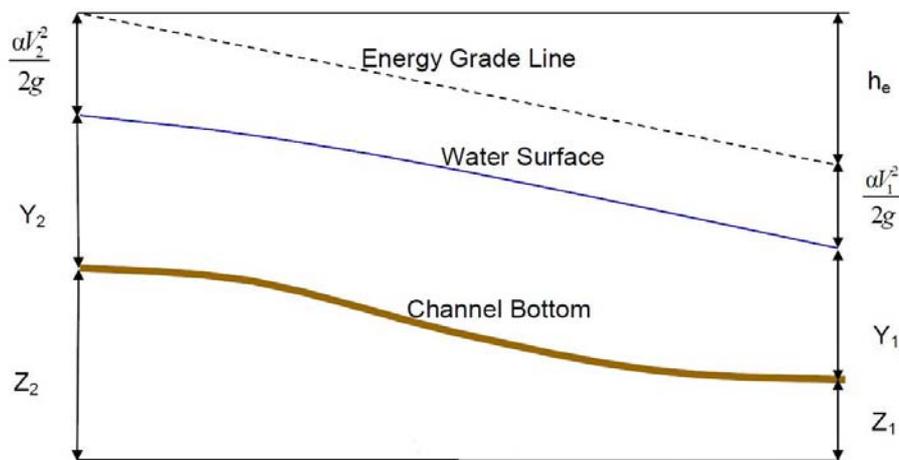


Abbildung 1.2: Darstellung der Energiegleichung (HEC-RAS)

Energiegleichung:
$$Y_2 + Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Y_1 + Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e$$

Z_1, Z_2	Höhe der Gerinnesohle
Y_1, Y_2	Wasserspiegelhöhe
V_1, V_2	mittlere Fließgeschwindigkeit
α_1, α_2	Wichtungskoeffizienten der Fließgeschwindigkeit
g	Erdbeschleunigung
h_e	Verlusthöhe

Der Energiehöhenverlust zwischen zwei Profilen beinhaltet die Reibungsverluste und die Kontraktions- bzw. die Expansionsverluste. Das Programm setzt voraus, dass eine Kontraktion dann auftritt, wenn die kinetische Energiehöhe im unterstromigen Profil größer ist als im oberstromigen Profil.

Verlusthöhe:
$$h_e = L \cdot \bar{S}_f + h_{ce} \quad \text{mit:} \quad h_{ce} = C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right|$$

L	Abfluss gewichtete Gerinnelänge
\bar{S}_f	Reibungsgefälle
h_{ce}	Expansions- bzw. Kontraktionsbeiwerte

Üblicherweise wird der Abflussquerschnitt in drei Abschnitte eingeteilt (Hauptgerinne, linkes und rechtes Vorland), welchen verschiedene Rauigkeiten zugeteilt werden können. Es gibt zusätzlich die Möglichkeit, die Uferböschungen in beliebig viele Abschnitte zu teilen und diesen unterschiedliche Rauigkeiten zuzuweisen.

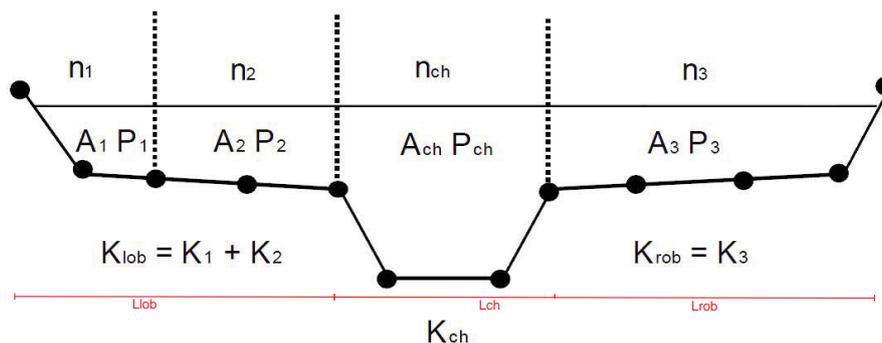


Abbildung 1.3: Einteilung des Profils in Teilquerschnitte (HEC-RAS)

gewichtete Gerinnelänge:
$$L = \frac{L_{lob} \bar{Q}_{lob} + L_{ch} \bar{Q}_{ch} + L_{rob} \bar{Q}_{rob}}{\bar{Q}_{lob} + \bar{Q}_{ch} + \bar{Q}_{rob}}$$

$\bar{Q}_{..}$ arithmetische Mittel der Teilabflüsse

Zur Ermittlung der Abflusskapazitäten der einzelnen Teilbereiche wird die Kontinuitätsgleichung mit dem Ansatz nach Manning-Strickler herangezogen.

$$Q = K \cdot \bar{S}_f^{0.5} \quad \text{und} \quad K = \frac{1.486}{n} A \cdot R^{2/3}$$

K	Kapazität im Teilquerschnitt
n	Rauigkeitsbeiwerte
A	Teilquerschnittsfläche
R	hydraulischer Radius

Um eine eindimensionale Wasserspiegellinie zu erhalten, wird aus den einzelnen Teilenergiehöhen eine durchschnittlich gewichtete Energiehöhe berechnet. Dazu wird aus den Kapazitäten und den Fließquerschnitten ein Wichtungsfaktor ermittelt.

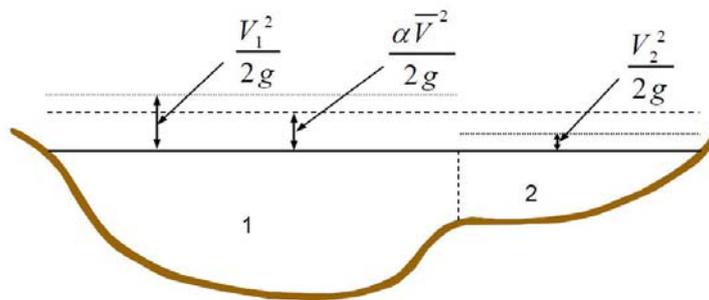


Abbildung 1.4: Mittlere Energiehöhe (HEC-RAS)

$$\text{Wichtungsfaktor:} \quad \alpha = \frac{A_T^2 \left[\frac{K_l^2}{A_l^2} + \frac{K_{ch}^2}{A_{ch}^2} + \frac{K_r^2}{A_r^2} \right]}{K_T^2}$$

A_T	gesamter Fließquerschnitt
$A_{l, ch, r}$	Teilfließquerschnitte
K_T	Gesamtkapazität
$K_{l, ch, r}$	Teilkapazitäten

Zwischen den Profilen wird dann das Reibungsgefälle mit folgender Gleichung berechnet:

$$\text{Reibungsgefälle:} \quad \bar{S}_f = \left[\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right]$$

Berechnungsmethode

Mit den oben beschriebenen Gleichungen werden die Wasserspiegel der einzelnen Querprofile mit den nächsten Schritten iterativ berechnet.

1. Annahme eines Wasserspiegels im oberstromigen Profil
2. Errechnung der Teilkapazitäten und der Teilenergiehöhen
3. Ermittlung des Reibungsgefälle S und der Verlusthöhe
4. Auflösung der Energiegleichung nach dem unbekanntem Wasserspiegel
5. Vergleich des Ergebnisses mit der Annahme aus Punkt 1.
6. Iteration bis zu einer definierten Genauigkeit (default 0.003); Die Schrittweite beträgt 70 Prozent der Abweichung der Wasserspiegeldifferenz.

Eine Berechnung der Grenztiefe wird für folgende Bedingungen durchgeführt:

- der Benutzer wählt eine Grenztiefen-Berechnung aus
- für das oberste und unterste Profil wurden die Randbedingungen für die Grenztiefenberechnung
- wenn die Überprüfung der Froude-Zahl für ein schießendes Abflussprofil ergibt, wird die Grenztiefe bestimmt um das errechnete Abflußregime zu überprüfen.
- die maximale Anzahl der Iterationen (default 20) erreicht ist

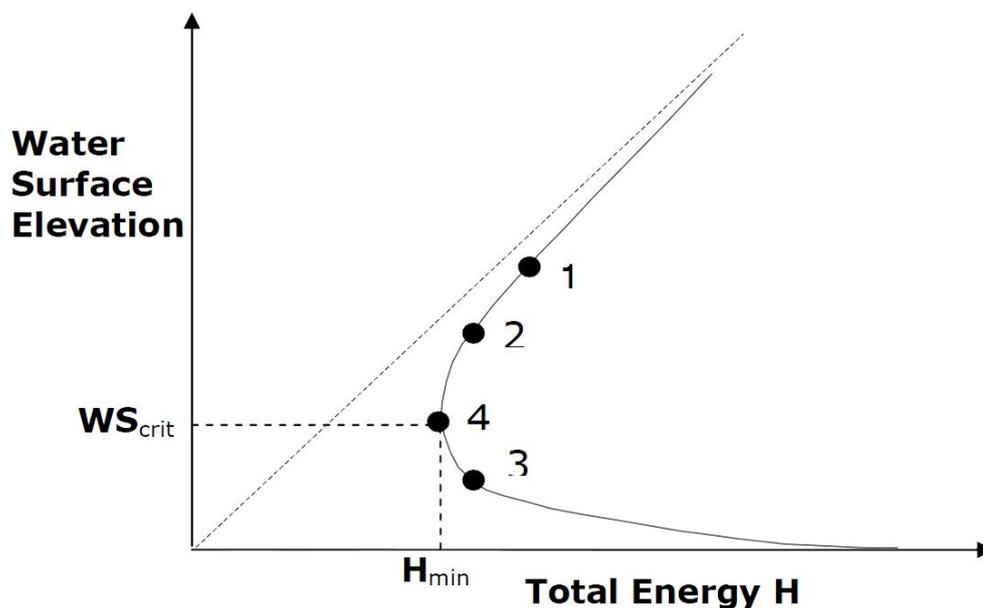


Abbildung 1.5: Energie-Wasserspiegel Diagramm (HEC-RAS)

Bei häufigem Auftreten von Wechsellagen zwischen strömenden und schießenden Abfluss tritt ein sogenannter gemischter Fließzustand auf. Das passiert häufig bei großem Gefälle oder Engstellen wie Brückenpfeiler und Wehre. In diesen Bereichen rechnet das Programm mit der Impulsgleichung, auch als 2. Newton'sches Gesetz der Mechanik bekannt.

$$\text{Newton'sches Gesetz: } \sum F_x = ma \quad [\text{lb}f]$$

Die Impulsänderung für eine bestimmtes Zeitintervall ergibt sich dann aus:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q\rho\Delta V_x$$

P_1, P_2	hydrostatischer Druck in den Querschnitten
W_x	Kraft aus der Masse des Wassers in x-Richtung
F_f	Kraft aus den Reibungsverlusten
ρ	Dichte des Wassers
ΔV_x	Änderung der Geschwindigkeit in x-Richtung

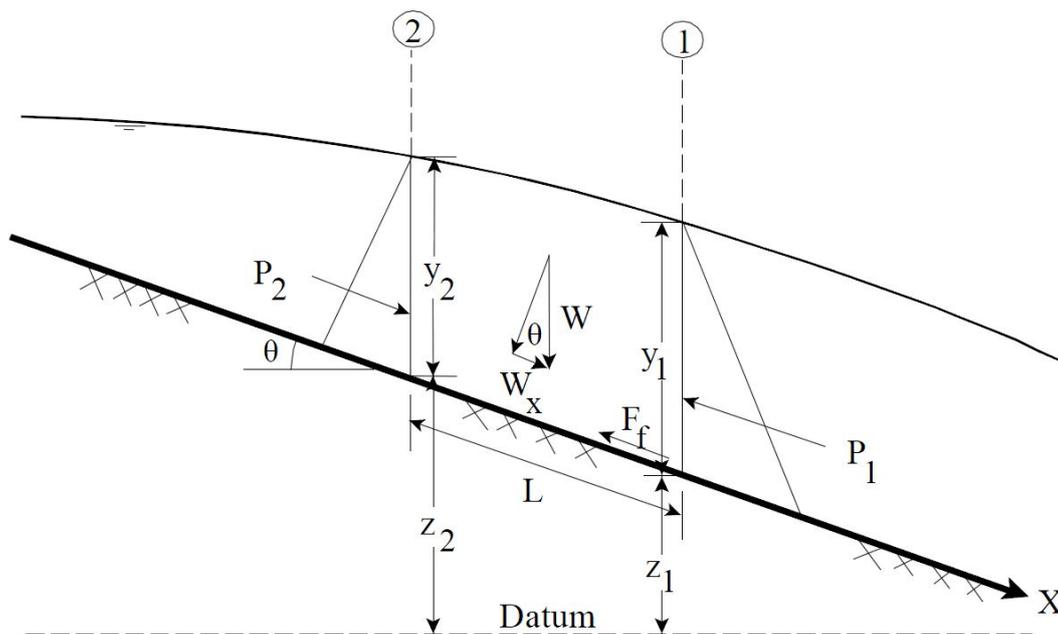


Abbildung 1.6: Impulsänderung (HEC-RAS)

1.2.2 Instationäre Berechnung

Die Berechnung einer instationären Strömung in einem Gerinne beruht auf zwei Gesetzen:

- Kontinuitätsgleichung (Prinzip der Massenerhaltung)
- Impulsgleichung (Prinzip der Impulserhaltung)

Kontinuitätsgleichung:

Das Gesetz der Massenerhaltung besagt, dass die Masse in einem Kontrollvolumen weder zu noch abnehmen kann, wobei die Dichte nicht konstant sein muss. Das bedeutet für die Hydraulik, dass der zufließende gleich dem abfließendem Massenstrom ist.

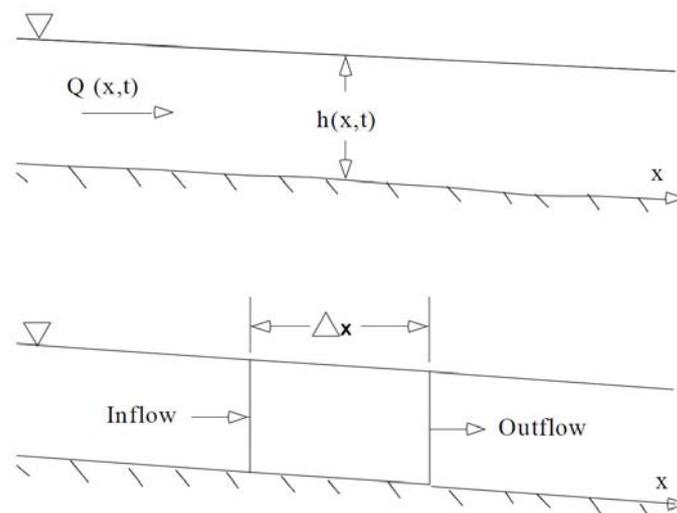


Abbildung 1.7: Prinzip der Massenerhaltung (HEC-RAS)

$$\text{Zufluss: } Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2}$$

$$\text{Abfluss: } Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2}$$

$$\text{Speicherfähigkeit: } \frac{\partial A_t}{\partial t} \Delta x$$

unter der Annahme das Δx sehr klein ist folgt:

$$\rho \frac{\partial A_t}{\partial t} \Delta x = \rho \left[\left(Q - \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) - \left(Q + \frac{\partial Q}{\partial x} \frac{\Delta x}{2} \right) + q_1 \right]$$

q_1 Seitlicher Zubringer

Nach Division durch $\rho\Delta x$ und Vereinfachung der Formel erhält man untenstehende Form der Kontinuitätsgleichung:

$$\frac{\partial A_t}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_1 = 0$$

Impulsgleichung:

$$\text{Abfluss: } \sum F_x = \frac{d\vec{M}}{dt}$$

Diese Vektorgleichung (in Fließrichtung geschrieben) besagt, dass die Änderung des Impulsflusses und die Summe der Kräfte gleich der zeitlichen Änderung des Gesamtimpulses sind.

Folgende Kräfte werden dabei aufsummiert:

1. Hydrostatische Druckkraft
2. Gravitationskraft
3. Reibungskraft

Hydrostatische Druckkraft:

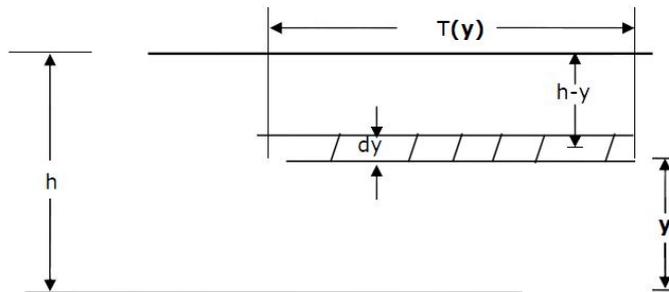


Abbildung 1.8: Hydrostatische Druckkraft (HEC-RAS)

Die hydrostatische Druckkraft in einem beliebigen Punkt des Querschnitts wird nach Shames (1962) folgendermaßen beschrieben:

$$\text{Druckkraft: } F_{Pn} = \int_0^h \rho g (h - y) T(y) dy$$

Unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Randkräfte, ergibt sich die Druckkraft mit der Lösung des Integrals nach der Leibnitz Regel:

$$\text{Druckkraft: } F_{P_n} = -\rho g A \frac{\partial z_0}{\partial x} \Delta x$$

Gravitationskraft:

Die aus der Gravitation resultierende Kraft in x-Richtung:

$$\text{Gravitationskraft: } F_g = -\rho g A \sin\Theta \Delta x$$

mit der Annäherung:

$$\sin\Theta \approx \tan\Theta = -\frac{\partial z_0}{\partial x}$$

ergibt sich:

$$F_g = -\rho g A \frac{\partial z_0}{\partial x} \Delta x$$

Reibungskraft:

Die auftretenden Reibungskräfte an den Gerinnewänden werden durch die folgende Gleichung beschrieben:

$$F_f = -\tau_0 P \Delta x$$

τ_0	Tangentialspannung entlang den Gerinnewänden [ton(US)/sq.in]
P	Benetzter Umfang [ft]
Δx	Länge des Abschnittes [ft]

Nach der Einführung des Chezy Koeffizienten, einigen Substitutionen und Vereinfachungen, wird das Reibungsgefälle mit der Manning-Strikler Formel berechnet:

$$S_f = \frac{Q|Q|n^2}{2.208R^{4/3}A^2}$$

Durch Bildung der Impulsdifferenz:

$$-\rho \frac{\partial QV}{\partial x} \Delta x$$

und durch Einfügen des Impulses des Kontrollvolumen $\rho \partial QV$ kann die Beschleunigung wie unten stehend angegeben werden:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho Q \Delta x) = \rho \Delta x \frac{\partial Q}{\partial t}$$

Mit den vorangegangenen Gleichungen folgt daraus die Impulsgleichung:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0$$

Implizite Finite Differenzen Methode:

Das erfolgreichste und anerkannteste Verfahren zur Lösung der eindimensionalen instationären Gleichungen ist das Vier-Punkt implizite Schema, auch Boxschema genannt, das auch in HEC-RAS verwendet wird.

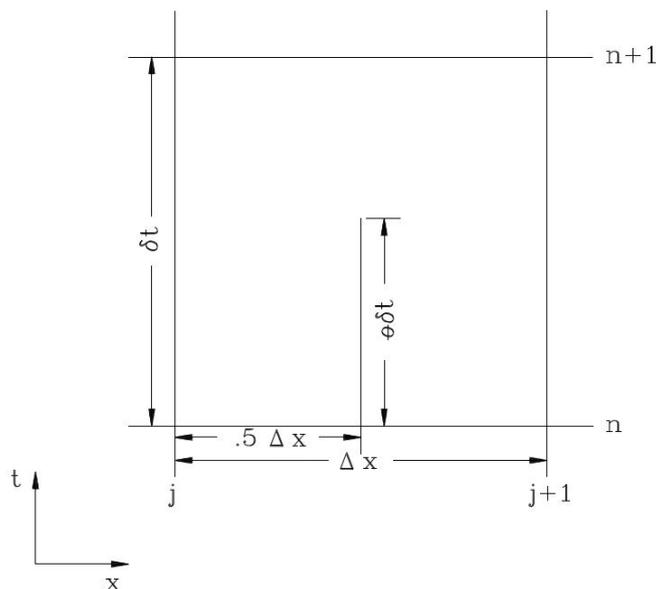


Abbildung 1.9: Box Schema (HEC-RAS)

Ansätze: $f_i = f_i^n$ und $\Delta f_i = f_i^{n+1} - f_i^n$ ist $f_i^{n+1} = f_i + \Delta f_i$

1.3 Modellierung der Flussgeometrie

1.3.1 Vorbemerkung

Als Grundlage der Berechnung dient ein Geometriemodell, in dem versucht wird, das Gelände, den Fluss, Wehre und Brücken so genau und realitätsnahe wie notwendig nachzubilden. Die Erstellung eines solchen Modells ist, je nach Art der vorliegenden Daten, eine sehr aufwändige und zeitintensive Arbeit. Zusätzlich muss hinterfragt werden, mit welcher Genauigkeit und eventuellen Fehlern die Daten vorliegen. Arbeiten der untenstehenden Punkten können mit Fehlern und Ungenauigkeiten behaftet sein:

- Einmessung der Punkte
- Abstandsmessungen zwischen den Profilen
- Pegelmessungen
- Bauwerke: Unterschied Plan und Wirklichkeit

Die Übereinstimmung des Modells mit der Wirklichkeit wird durch eine Kalibrierung gewährleistet. Dazu werden errechnete Wasserstände mit gemessenen Pegelwasserständen verglichen und durch Änderung einzelner Faktoren an diese angepasst.

1.3.2 Geometriebeschreibung von Gurk und Metnitz

Der zu modellierende Flussabschnitt der Gurk beginnt bei km 34,00, ca. 1 km unter der Fa. Donauchemie nahe Reinegg und endet flussaufwärts bei km 73,00, ca. 2 km nach der Einmündung der Metnitz in die Gurk bei Pöckstein. Von der Metnitz wurde ein 500 m langer Abschnitt im Bereich der Einmündung in die Gurk, anhand von Bauplänen modelliert. In diesem Abschnitt befindet sich das im Bau befindliche Kraftwerk Zwischenwässern. Für den weiteren Verlauf der Metnitz waren uns bis zu diesem Zeitpunkt noch keine Geometriedaten verfügbar.

Die uns zur Verfügung gestellten Daten der gesamten Gurk beinhalten Querprofilaten einer Waspi Berechnung der Landesregierung Kärnten. Anhand dieser Daten erstellten wir ein geometrisches Modell welches ca. 270 Querprofile, darunter ca. 25 Brückenprofile und 10 Kraftwerksprofile beinhaltet. Entlang dieses Gurk-Abschnittes befinden sich drei wesentliche Zubringer:

- **Metnitz**, Einmündung in die Gurk bei km 71,50
- **Silberbach**, Einmündung in die Gurk bei km 50,50
- **Görschitz**, Einmündung in die Gurk bei km 38,70

Die restlichen Zubringer im betrachteten Abschnitt (Tschatschgerbach, Bodenbach und Elsgrabenbach) wurden ohne Berücksichtigung der Geometrie mit konstantem Zulauf modelliert. Da es an kleineren Bächen meist keine Pegel und somit auch keine Daten gibt, wurde die Geometrie der Einmündungen nicht modelliert. Die einzelnen Abflüsse wurden durch Abflussänderungen an den Pegeln berücksichtigt.

1.3.3 Georeferenzierung der Flussache

Mit den uns zur Verfügung gestellten Daten war es nicht möglich eine mäandrierende Flussachse darzustellen, da wir keine Lagekoordinaten der Profile und der Flussachse hatten. Die Abb. 1.10 zeigt einen Ausschnitt der Gurk in einem Waspi Längenschnitt dargestellt. Mit HEC-RAS ist es möglich mit unterschiedlichen Längen zwischen den einzelnen Profilen zu rechnen, was sich besonders bei Flussbögen bemerkbar macht. Die Längenunterschiede können sehr markant sein und somit das Ergebnis wesentlich beeinflussen.

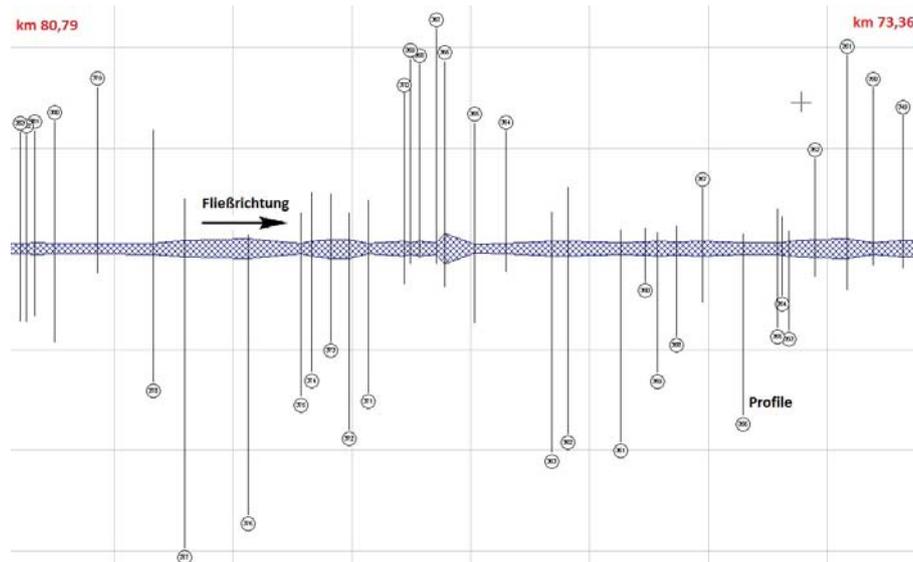


Abbildung 1.10: Ausschnitt Waspi Lageplan

Um dennoch Koordinaten für die Flussachse zu erhalten, wurden die Daten in Autocad über ein Orthofoto aufgetragen und entsprechend angepasst. Aus dieser Autocad Datei konnten dann die einzelnen Punkte der Flussache ausgelesen und in HEC-RAS übertragen werden. Die Profile wurden im rechten Winkel zu Flussachse aufgetragen, die Profilabstände für die Flussachse aus der Waspi Berechnung übernommen.



Abbildung 1.11: Flusslauf in Autocad auf Orthofoto

Die linken und rechten Flusslaufängen zwischen den Profilen wurden in Autocad gemessen und in Tabellenform in HEC-RAS übertragen. Drei Koordinatenpunkte des Profiles (Anfangs-, End- und Mittelpunkt) konnten ebenfalls für jedes Profil angelesen und in HEC-RAS übertragen werden.

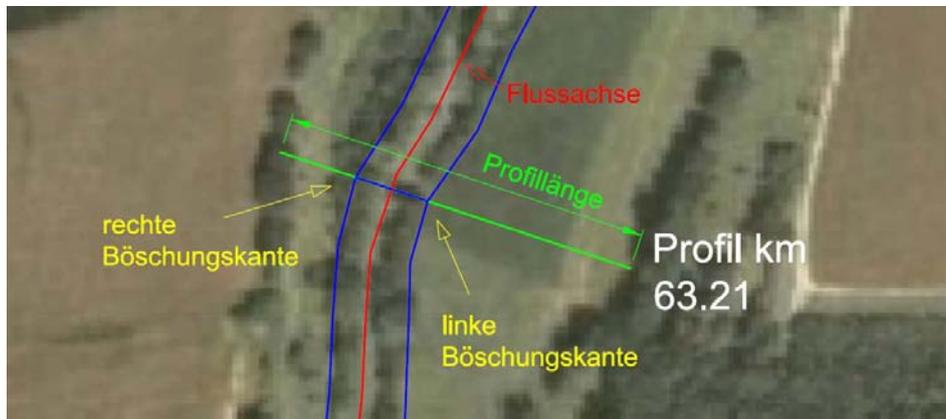


Abbildung 1.12: Profil im Autocad Lageplan

Nachdem Übertragen der Flussachsen- und der Profil-Lagekoordinaten in HEC-RAS, das mit einem sehr hohen Zeitaufwand verbunden war, lag nun das Modell in folgender Form (Abb. 1.13) vor:

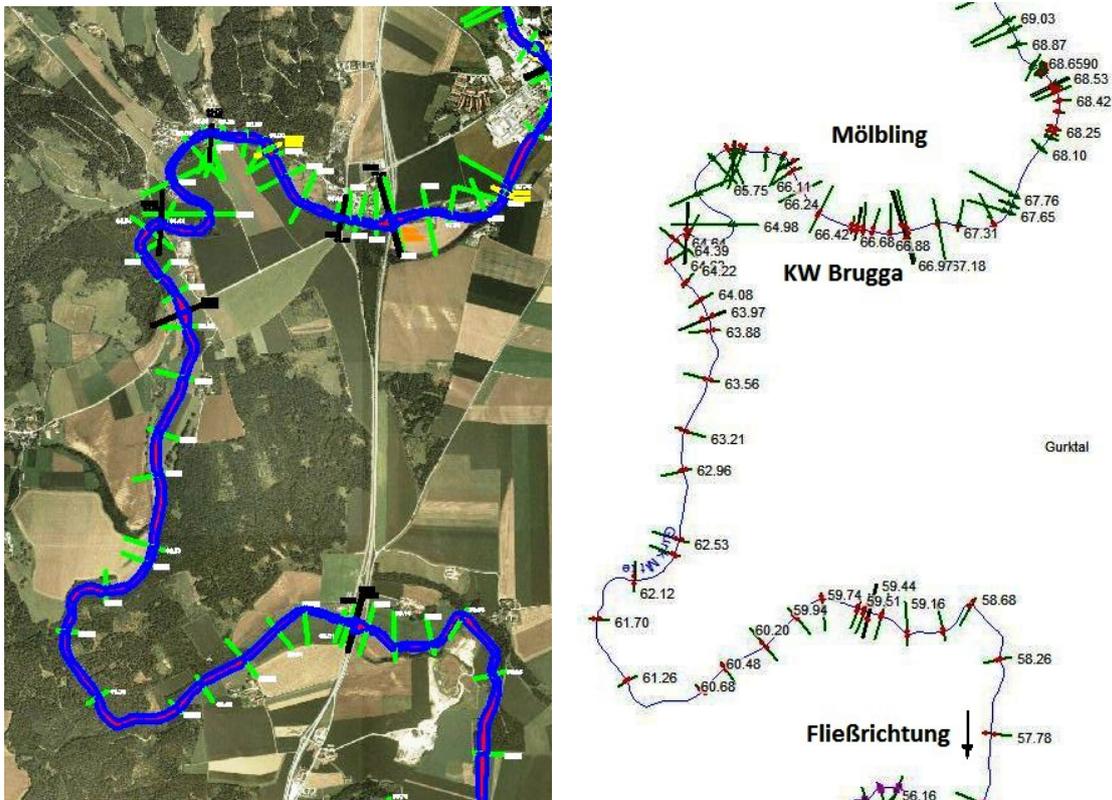


Abbildung 1.13: Autocad und HEC-RAS Lageplan-Ausschnitt

Nach Abschluss dieser Arbeiten konnte mit der Bearbeitung der einzelnen Profile begonnen werden.

1.3.4 Profile

Eine weitere Aufgabe bestand darin die Profildaten, die in Waspi als x/y Koordinaten vorlagen, in HEC-RAS zu übertragen. Die Daten wurden aus Waspi ausgelesen und in einer Excel Tabelle zusammengestellt. Die Angaben wurden mit einem Fluss- und einem Gebietsnamen ergänzt, als csv-Datei abgespeichert und in HEC-RAS importiert. Die folgenden Abbildungen zeigen den Vergleich der Profil Eingabemasken von HEC-RAS und Waspi.

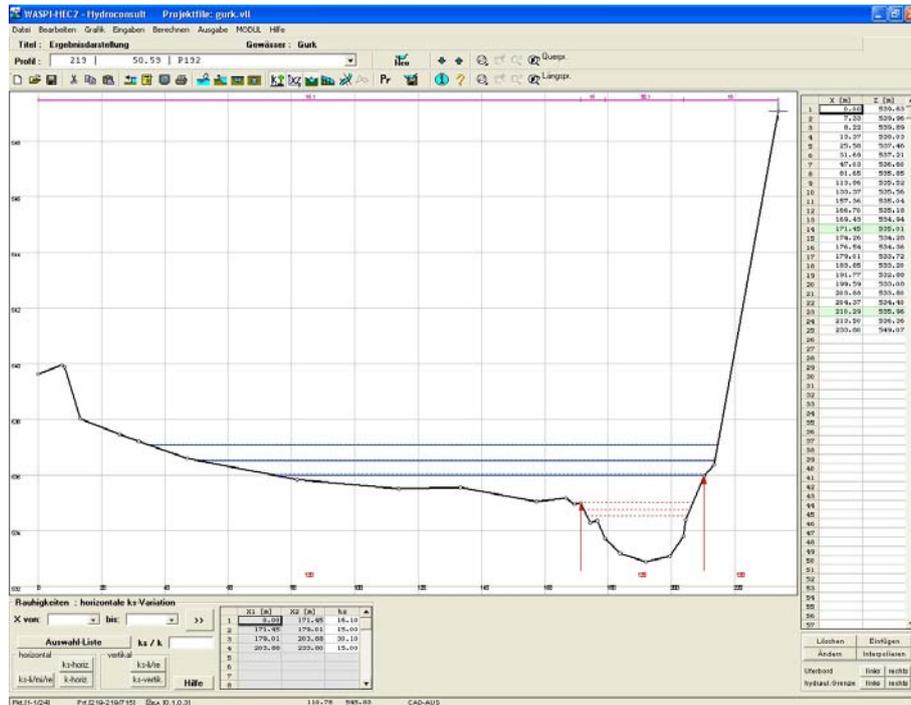


Abbildung 1.14: Querprofil in Waspi

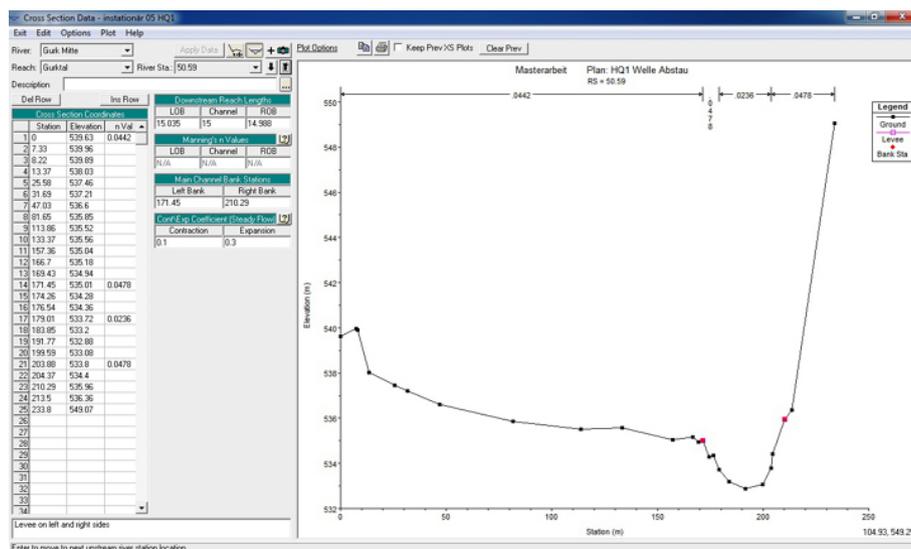


Abbildung 1.15: Querprofil in HEC-RAS

Um singuläre Punkte auszuschließen wurde eine Kontrolle durchgeführt, anschließend konnten die Profile mit diesen Daten ergänzt werden:

- Profilabstände
- Lage der Böschungskanten
- Rauigkeiten

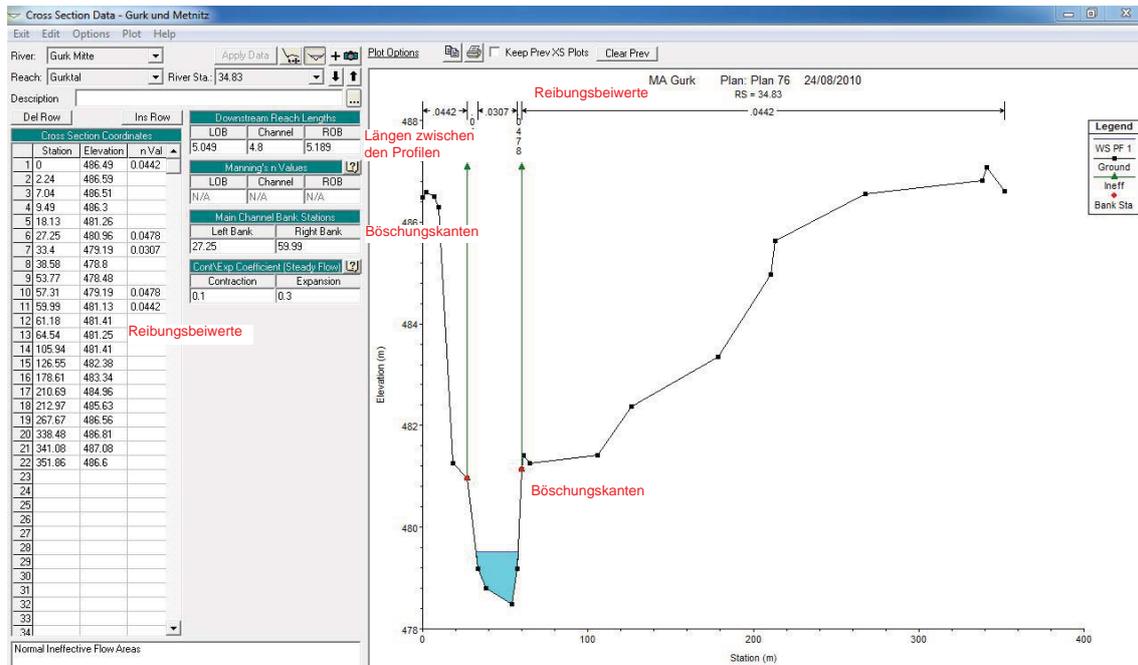


Abbildung 1.16: Querprofil in HEC-RAS

Die Abstände zwischen den Profilen wurden, wie im vorigen Kapitel beschrieben, aus Autocad entnommen und tabellarisch in HEC-RAS eingefügt.

Das Waspi Projekt besaß bis zu zehn verschiedene Rauigkeiten für manche Profile, was für ein HEC-RAS Projekt eigentlich untypisch ist. HEC-RAS arbeitet grundsätzlich mit drei Rauigkeiten: eine für das Hauptgerinne und je eine für die linke und rechte Böschung. Trotzdem bietet auch HEC-RAS die Möglichkeit verschiedene Beiwerte über die Profilbreite zu definieren, deshalb haben wir uns dazu entschlossen diese Rauigkeiten aus Waspi direkt für unser Modell zu übernehmen. Die Punktkoordinaten der Böschungskanten (siehe Abb. 1.16) des Hauptgerinnes waren ebenfalls im Waspi Projekt eingetragen und konnten einzeln übernommen werden.

Vergleich der Brücke in Wirklichkeit und im Modell (Blickrichtung gegen die Fließrichtung):



Abbildung 1.19: Brücke in der Natur

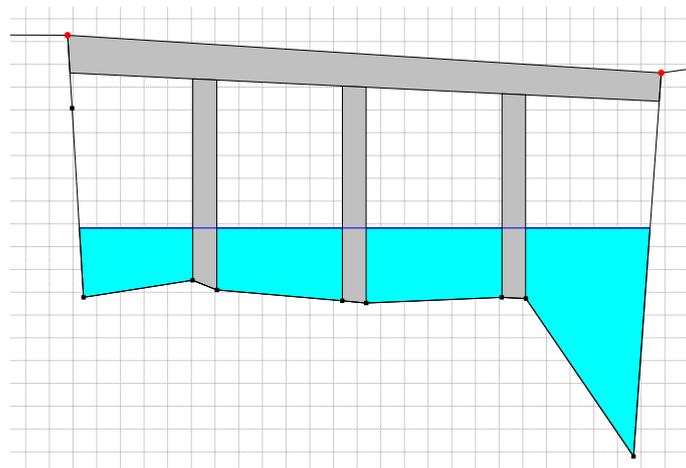


Abbildung 1.20: Brücke HEC-RAS

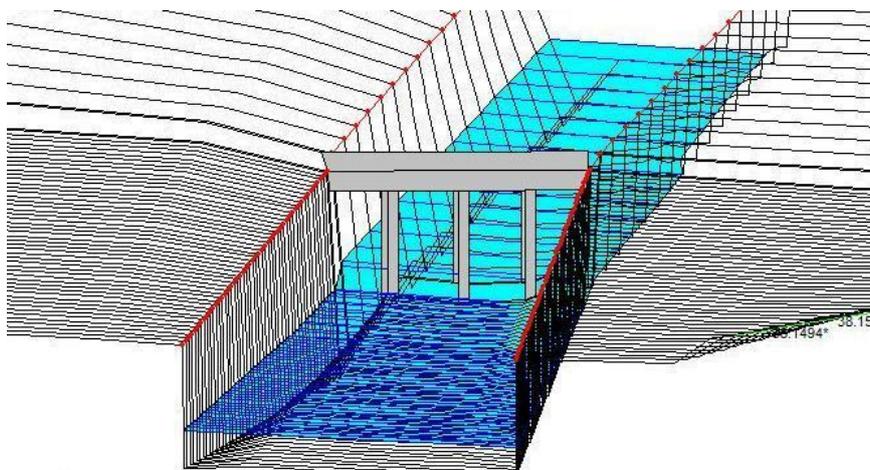


Abbildung 1.21: Brücke HEC-RAS 3D-Modell

1.3.6 Wehranlagen

1.3.6.1 Allgemeines

Die Modellierung der Wehre stellte eine große Herausforderung dar und war mit einigem Aufwand verbunden. In der Waspi Datei waren die Wehre, wie auch schon die Brücken, als Geländeprofile über die Wehrkrone modelliert worden. Dadurch gingen wichtige Informationen wie die Sohlhöhen des Stauraumes und der Tosbecken, Größe der Verschlüsse und die Breite der Wehranlage verloren.

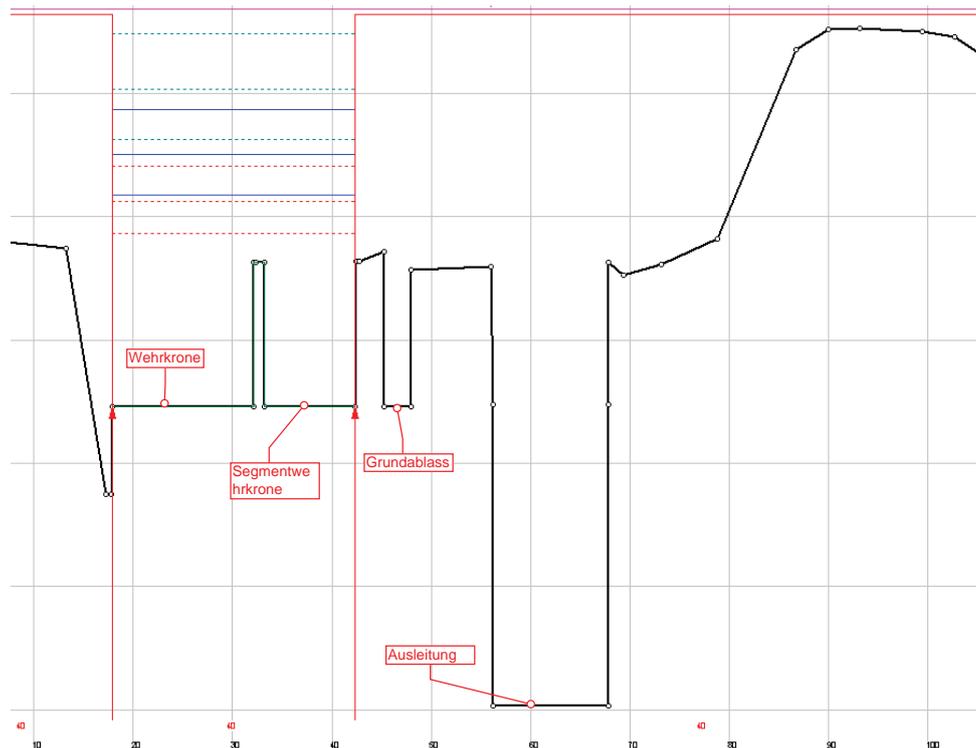


Abbildung 1.22: Beispiel für ein Wehrprofil in Waspi

Nachdem die meisten Wehranlagen älteren Baujahres sind und zum Teil auch mehrere Besitzer hatten, waren viele Pläne nicht auffindbar oder gingen verloren. Die Pläne der Anlagen wurden uns, wie schon erwähnt, von der Bezirkshauptmannschaft St.Veit zur Verfügung gestellt. Diese waren zum Teil sehr alt und wichen durch bauliche Veränderungen im Laufe der Zeit manchmal von der Realität ab. Durch Besichtigungen der Anlagen und Abmessung gewisser Teile wurden die Pläne auf ihre Richtigkeit überprüft.

Die größte Herausforderung stellte die Modellierung der Tosbecken dar, da die instationäre Berechnung hier durch die auftretenden Fließwechsel instabil wurde. Um das zu verhindern wurde im Abstand von 0,5 m nach der Wehranlage und am Ende des Tosbeckens ein Profil eingeführt. Dazwischen wurden in einem kleinen Intervall Zwischenprofile interpoliert, näheres dazu im Kapitel 1.3.8.

Scharfkantige, runde und breite Wehrüberfälle können mit HEC-RAS modelliert werden. Zusätzlich können verschiedene Arten von Verschlüssen und Öffnungen in das Wehr eingefügt werden:

- Klappen
- Schütze (unter- oder überströmt)
- Grundablässe

Weiters müssen Wehrkoeffizienten für die einzelnen Abflussarten definiert werden. Da uns keine Berechnungen zum Abflussverhalten der einzelnen Verschlüsse vorlagen, wurden für die stationäre Berechnung die von HEC-RAS vorgeschlagenen Werte herangezogen. Abflussöffnungen, die bei manchen Wehranlagen nicht in der Wehrachse liegen, wurde das Wehrprofil verbreitert, um die Öffnung platzieren zu können. Seitliche Ausleitungen wurden nicht modelliert, da die Spülung des Stauraums über Spülschütze im Ausleitungswehr vorgenommen wird und für die Wellenbewegung in der Gurk die Ausleitungen außer Acht gelassen werden können.

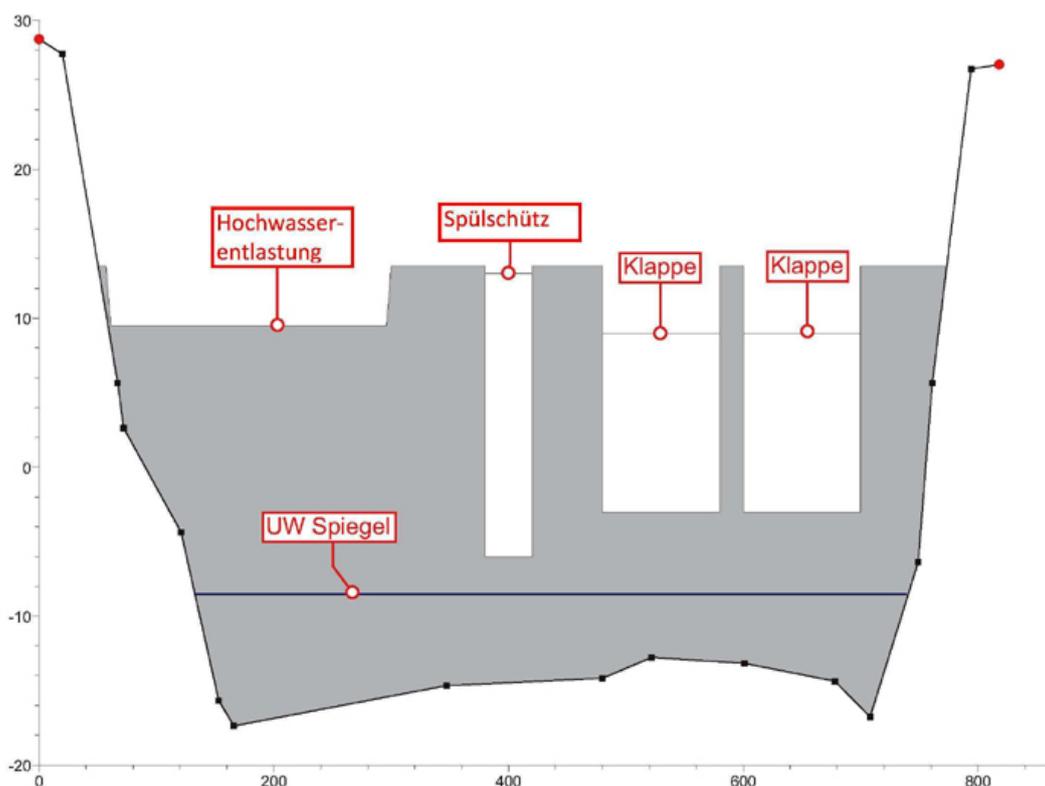


Abbildung 1.23: Beispiel für ein Wehr in HEC-RAS

Auf den nächsten Seiten werden die in HEC-RAS modellierten Kraftwerke beschrieben und die dabei aufgetretenen Probleme erläutert. Die Ansicht der einzelnen Wehre werden in HEC-RAS in orographischer Richtung (in Fließrichtung) und überhöht dargestellt.

1.3.6.2 KW Pöckstein Zwischenwässern



Abbildung 1.24: KW Zwischenwässern: Wehranlage - oberwasserseitig

Diese Kraftwerksanlage befindet sich derzeit (2010) im Bau, die Wehranlage wurde bereits fertig gestellt und konnte so anhand der aktuellen Baupläne modelliert werden. Das Wehr wurde allerdings nicht wie im Plan aus Beton hergestellt, sondern als Blocksteinrampe ausgeführt. Das Verschlussorgan des Wehres wurde als Schütz modelliert, der seitliche Auslauf zur Turbine wurde nicht modelliert.

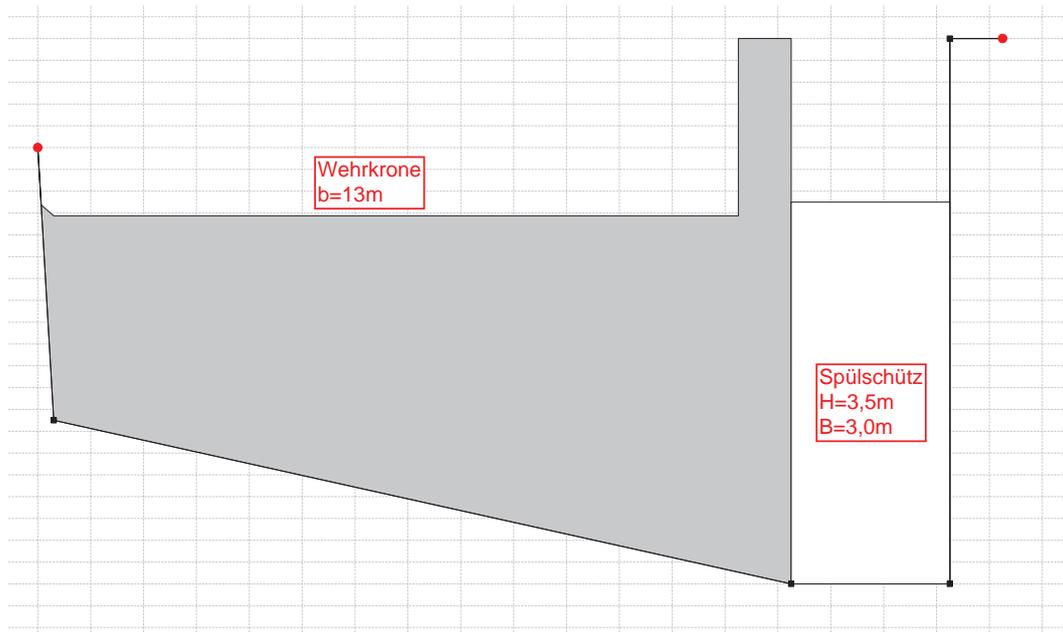


Abbildung 1.25: KW Zwischenwässern: HEC-RAS

1.3.6.3 KW Bistum Pöckstein



Abbildung 1.26: KW Bistum Pöckstein: Wehranlage - unterwasserseitig

Diese Wehranlage wurde erst vor Kurzem renoviert. Aus diesem Grund gab es auch für diese Anlage neue, detaillierte Pläne. Die Ausleitungsstrecke und die dazugehörige Spülmöglichkeit wurden nicht modelliert.

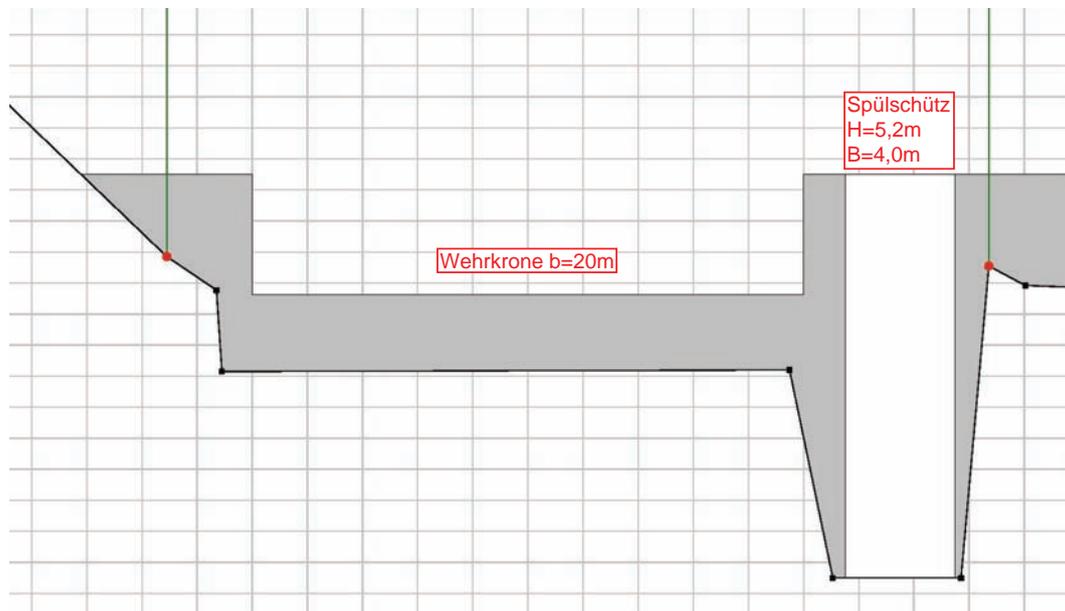


Abbildung 1.27: KW Bistum Pöckstein: HEC-RAS

1.3.6.4 KW Althofen



Abbildung 1.28: KW Althofen: Wehranlage - unterwasserseitig

Die Wehranlage wurde mit zwei großen zentralen und einem kleinen rechtsseitigen Schütz modelliert, die Ausleitung wurde auch hier nicht simuliert.

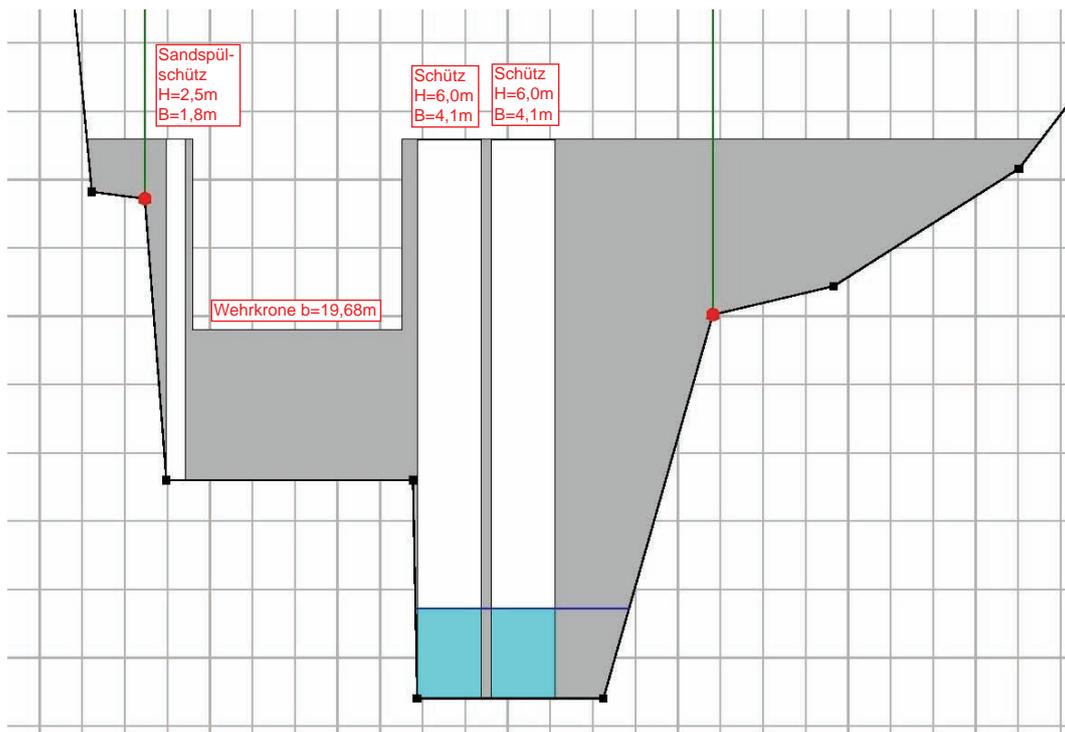


Abbildung 1.29: KW Althofen: HEC-RAS

1.3.6.5 KW Treibacher Industrie AG (TCW)



Abbildung 1.30: KW TCW: Wehr und Krafthaus - unterwasserseitig

Um die Leitwand im Unterwasser, die Tosbecken und das linksseitige Sandpülschütz zu modellieren waren eine Vielzahl von eingeschobenen Profilen notwendig. Die interpolierten Profile und eine Anpassung der Rauigkeitsbeiwerte im Auslauf machten erst einen stabilen Rechengang möglich.

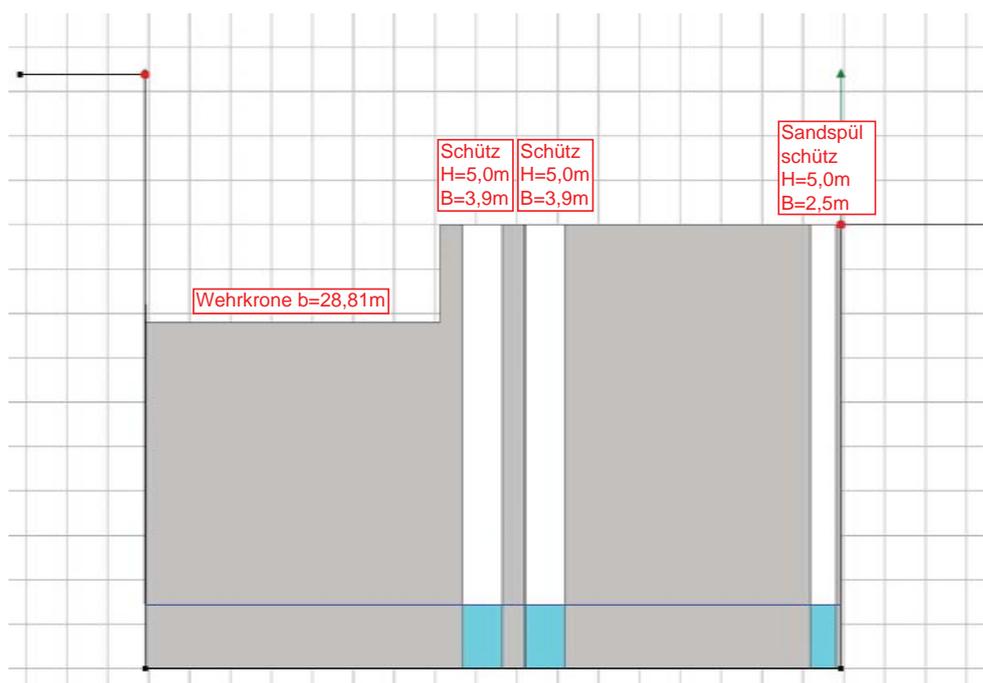


Abbildung 1.31: KW TCW: HEC-RAS

1.3.6.6 KW Tilly



Abbildung 1.32: KW Tilly: Wehranlage - unterwasserseitig

Anhand der vorliegenden Pläne konnte diese Anlage ohne große Schwierigkeiten modelliert werden. Da bei dieser Wehranlage kein großes Sohlgefälle vorhanden ist, konnte ein stabiler Rechengang mühelos durchgeführt werden. Die Spülöffnungen wurden als Schütze simuliert, die eigentlich nicht vorhandenen Tosbecken wurden nur durch hohe Rauigkeitswerte ins Modell übertragen.

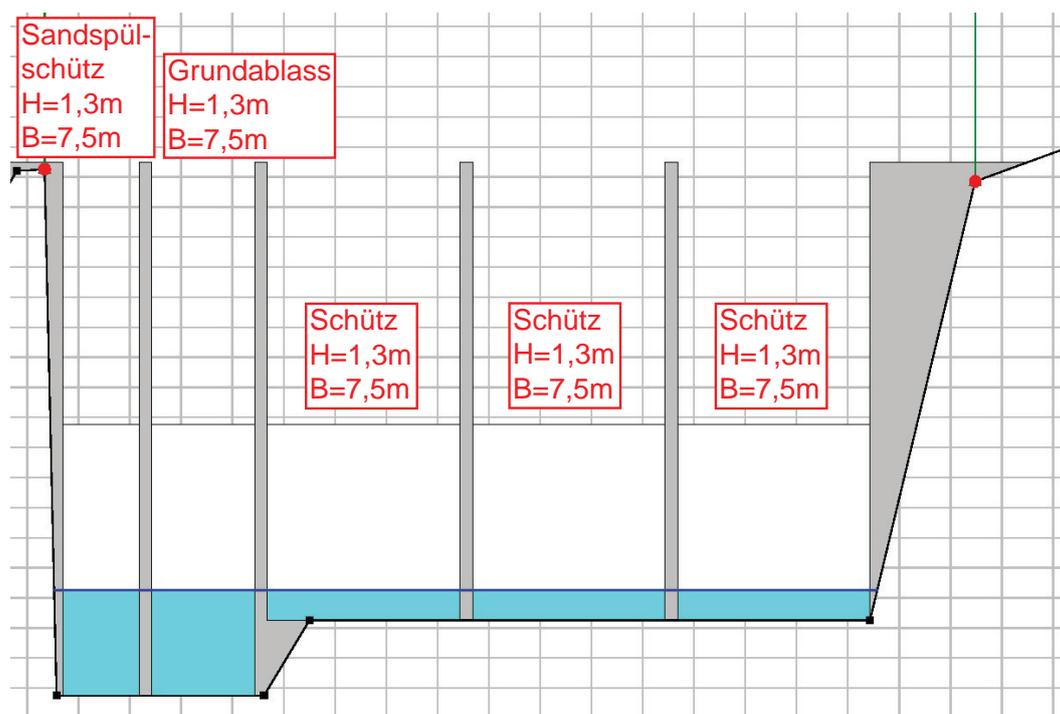


Abbildung 1.33: KW Tilly: HEC-RAS

1.3.6.7 KW Brugga



Abbildung 1.34: KW Brugga: Wehranlage - unterwasserseitig

Für diese Wehranlage waren keine Pläne vorhanden. Die Anlage wurde mit Hilfe der Waspi Profile und der bei einer Besichtigung gemessenen Daten modelliert. Allerdings konnte die Tosbecken-Geometrie nur annähernd bestimmt werden, und somit die Verhältnisse nur mit Hilfe der Rauigkeiten aus den Waspi Daten abgeschätzt werden.

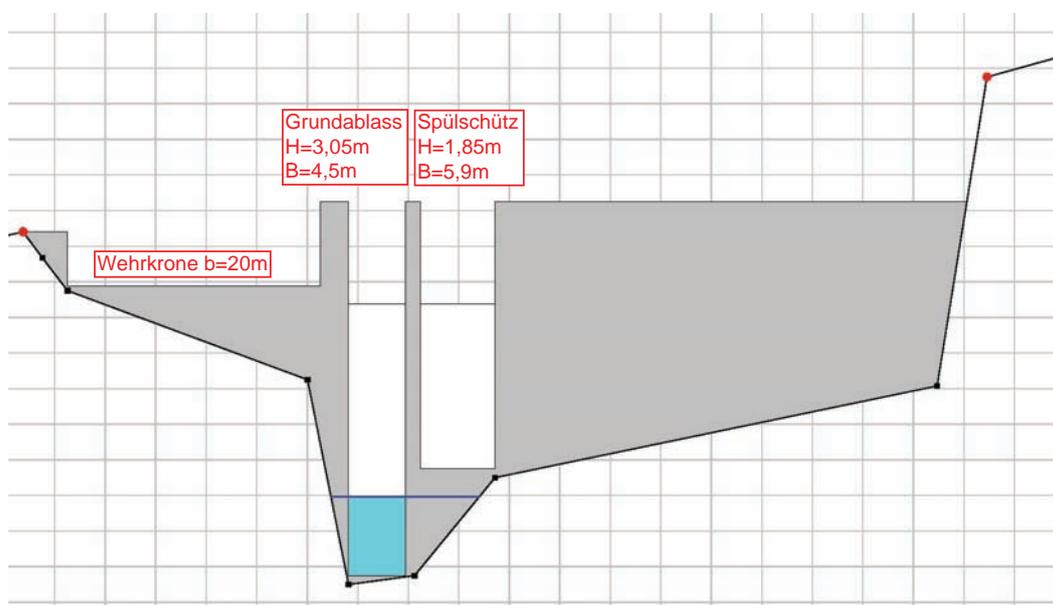


Abbildung 1.35: KW Brugga: HEC-RAS

1.3.6.8 KW Passering



Abbildung 1.36: KW Passering: Wehranlage - unterwasserseitig

Die Anlage konnte aufgrund der vorliegenden Pläne sehr genau modelliert werden. Vergleichbar mit dem KW TCW mussten im Unterwasser, zur Nachbildung der Verhältnisse, viele Profile generiert werden. Um einen stabilen Rechengang zu erhalten waren auch hier umfangreiche Variationen der Rauigkeiten im Auslauf notwendig, da eine sehr große Fallhöhe bei einem kurzen Tosbecken vorliegt.

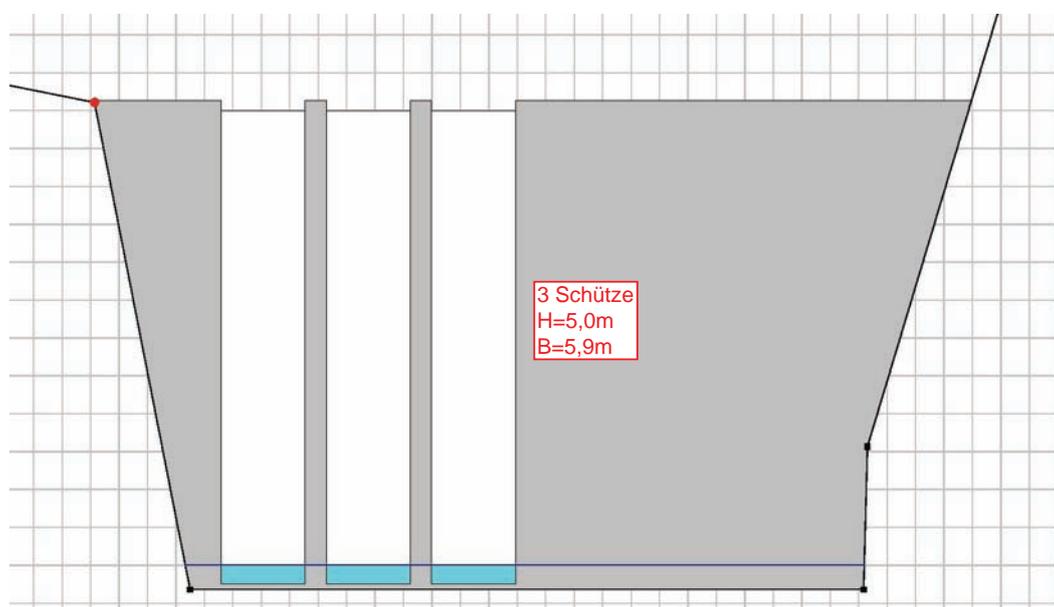


Abbildung 1.37: KW Passering: HEC-RAS Modell

1.3.6.9 KW Pölling



Abbildung 1.38: KW Pölling: Wehranlage - unterwasserseitig

Für die Anlage in Pölling standen uns ebenfalls nur wenige Pläne zur Verfügung. Zur vorhandenen Spülöffnung am Wehr wurden zwei Spülschütze, die sich in der Ausleitungsstrecke ca. 50 m unterhalb der Wehranlage befinden, auf die Höhe der Wehrachse nach oben verschoben und dort situiert. Die kurze Ausleitungsstrecke und die Tatsache, dass im Falle einer Spülung zuerst das Schütz beim Wehr und dann die Schütze der Ausleitung geöffnet werden, und somit die Spülwelle von diesem Schütz initiiert wird, ermöglichte diese Variante.

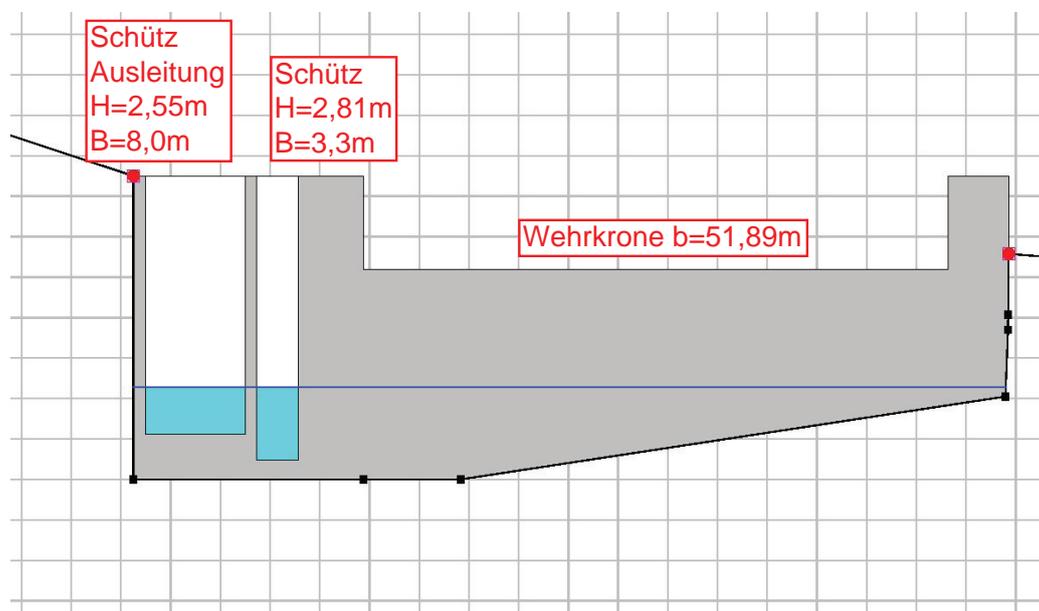


Abbildung 1.39: KW Poelling: HEC-RAS

1.3.6.10 KW Launsdorf



Abbildung 1.40: KW Launsdorf: Ausleitungswehr - unterwasserseitig

Anhand der guten Pläne und des geringen Sohlhöhenunterschieds ergaben sich bei der Modellierung dieser Wehranlage und deren Berechnung keine größeren Probleme. Das stark in Mitleidenschaft gezogene Tosbecken wurde auch hier wieder mit erhöhten Rauigkeitsbeiwerten simuliert.

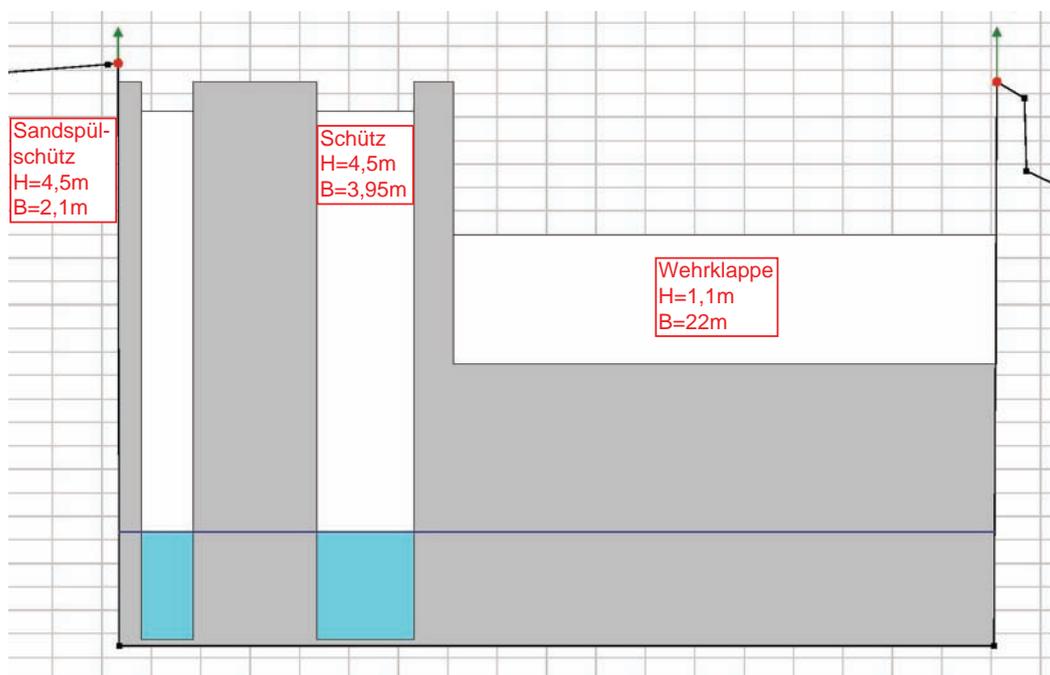


Abbildung 1.41: KW Launsdorf: HEC-RAS

1.3.6.11 KW Donau Chemie



Abbildung 1.42: KW Donau Chemie: Wehranlage - oberwasserseitig

Bei diesem Kraftwerk erleichterte uns der geringe Sohlhöhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser die Arbeit maßgeblich. Der Zulauf der Görschitz, der direkt in den Staauraum mündet, wurde für unsere Simulation als konstant, die Ausleitung als abgesperrt angenommen.

Durch die Brücke im Oberlauf mussten auch hier Profile mit geringem Abstand zueinander eingefügt werden um einen stabilen Rechengang zu erhalten.

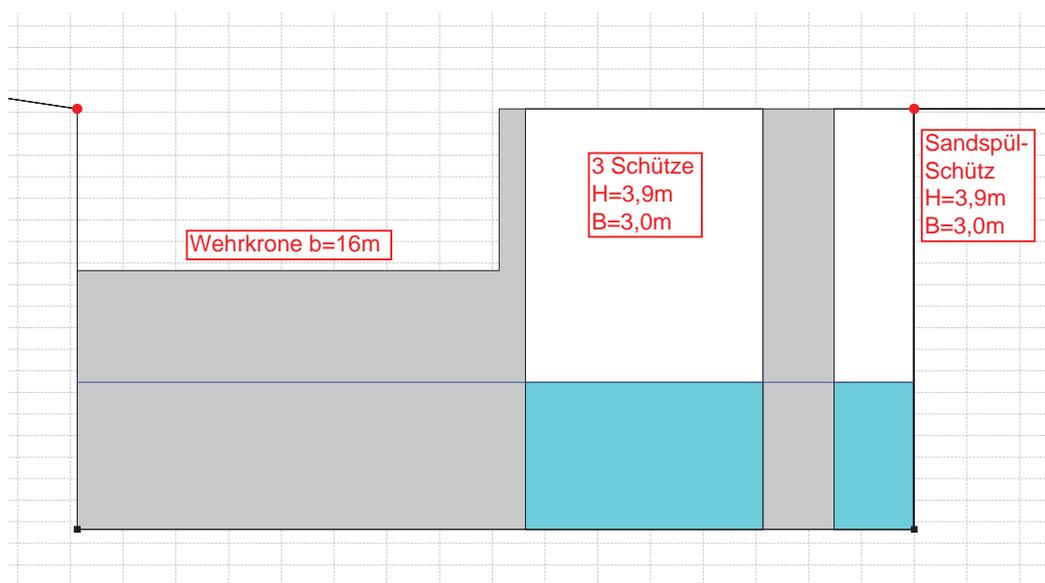


Abbildung 1.43: KW Donau Chemie: HEC-RAS

1.3.7 Einmündung der Metnitz in die Gurk

Da das Kraftwerk Zwischenwässern an der Metnitz der Auslöser für die Spülwelle ist, war es nicht möglich die Metnitz wie die anderen Zubringer zu modellieren. Den Oberlauf der Gurk nur als Zubringer in das Modell einzubauen war ebenfalls nicht möglich, da eine Hochwasserwelle an der Gurk in die Berechnung miteinfließen sollte. HEC-RAS ermöglichte es die beiden Flüsse mit einer *junction* zu verbinden.

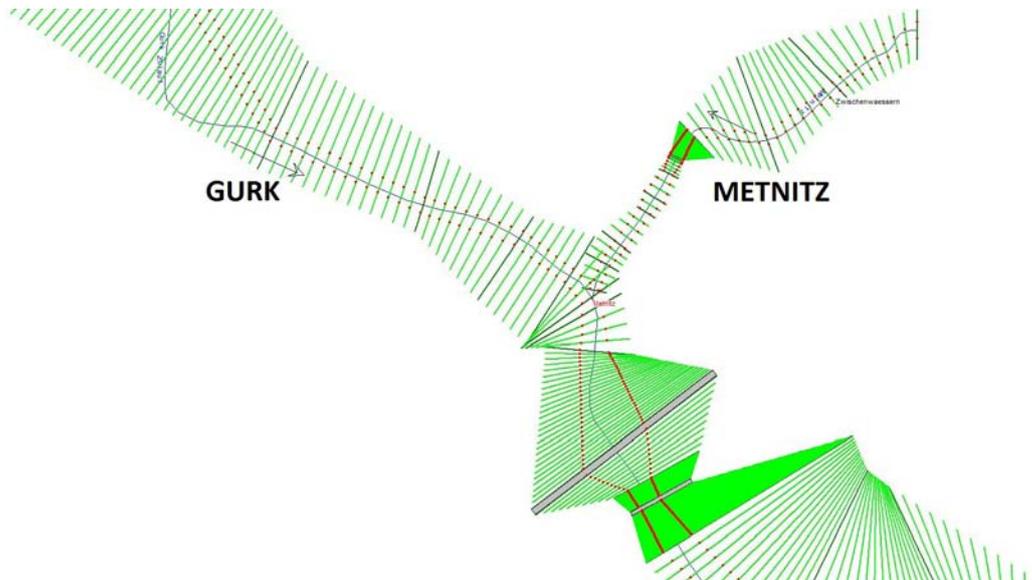


Abbildung 1.44: Knotenpunkt Gurk - Metnitz

Zur Berechnung eines Knotenpunkts zweier Zuflüsse wird die Methode der gleichen Wasserspiegel für die instationäre und das Momentengleichgewicht für die stationäre Berechnung herangezogen. Die Methode des Momentengleichgewichts bietet die Möglichkeit, Winkel und Abstände der Zuflussform einzugeben. Bei der instationären Berechnung haben alle angrenzenden Profile denselben Wasserspiegel des unteren errechneten Profils zu jedem Zeitschritt.

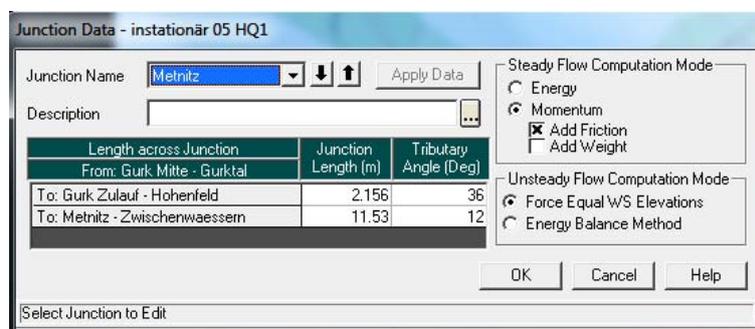


Abbildung 1.45: junction editor in HEC-RAS

1.3.8 Zusätzliche Querprofile

HEC-RAS bietet die Möglichkeit zwischen Hauptprofilen neue Zwischenprofile durch lineare Interpolation der Daten zu generieren. Durch dieses Tool konnten zum Teil zwei maßgebliche Probleme der Berechnung eliminiert werden:

- Durch große Profilabstände, von bis zu 250 m entstanden Ungenauigkeiten.
- Singularitäten in der instationären Berechnung konnten durch kleine Abstände reduziert werden.

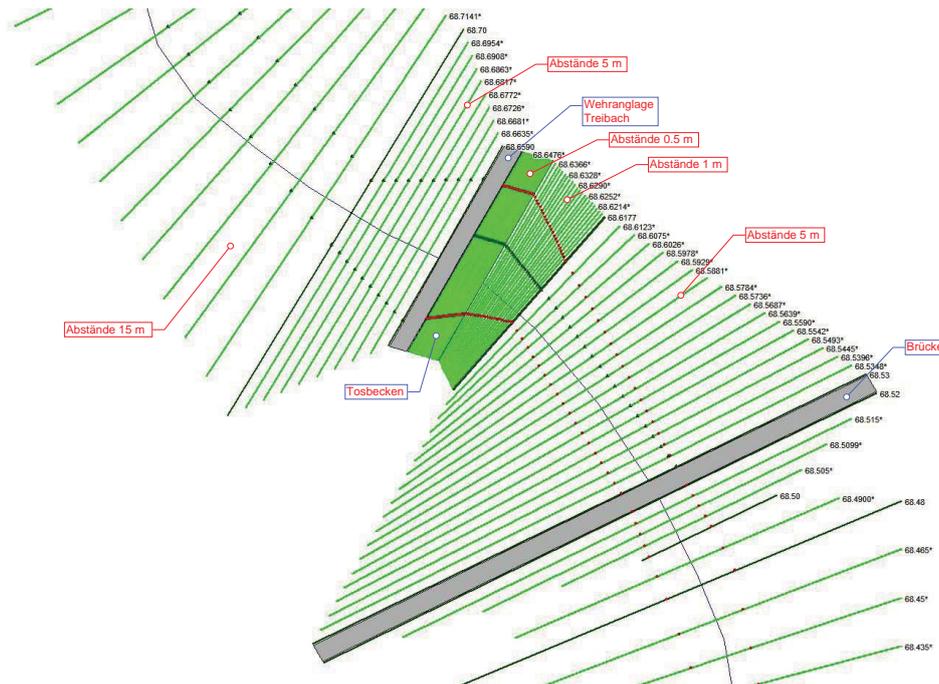


Abbildung 1.46: Interpolierte Querprofile (KW TCW)

Um eine stabile Berechnung und die nötigen Genauigkeiten zu erreichen, wurden folgende Abstände gewählt:

- auf freien Fließstrecken 15 m
- vor Wehren, vor und nach Brücken 5 m
- nach Wehren, im Tosbecken 0,5-1 m

Die lineare Interpolation in HEC-RAS verbindet zwischen den einzelnen Profilen immer die zwei Sohlpunkte mit der niedrigsten Höhe, was in manchen Fällen nicht der Wirklichkeit entspricht. Deshalb mussten alle Profile kontrolliert und wenn nötig angepasst werden. Ein sehr großer Zeitaufwand ergab sich aus der Tatsache, dass die Zwischenprofile die Änderungen der Hauptprofile nicht automatisch übernahmen und so nach einer Änderung neu interpoliert werden mussten. Insgesamt umfasst das Projekt ca. 230 Profile und etwa 4000 interpolierte Zwischenprofile.

1.4 Stationäre Berechnung

1.4.1 Pegelprofile

Aus dem Hydrographischen Jahrbuch entnehmen wir, dass sich in unserem Flussabschnitt die Pegel Mölbling (km 66,66) und Launsdorf (km 43,50) befinden. Zuerst wurden die Pegel-Lagekoordinaten, die aus dem Geoinformationssystem auf der Homepage des Lebensministeriums Österreich (gis.lebensministerium.at/eHYD) entnommen werden konnten, in die Autocad Datei übertragen. Dadurch konnten zwei Waspi Profile den Koordinaten zugeordnet werden. Anschließend wurden die Profilkordinaten aus Waspi mit den veröffentlichten Pegelprofilen verglichen und kleinere Anpassungen vorgenommen. Die Pegelschlüssel wurden uns vom Hydrographischen Dienst der Kärntner Landesregierung zur Verfügung gestellt.

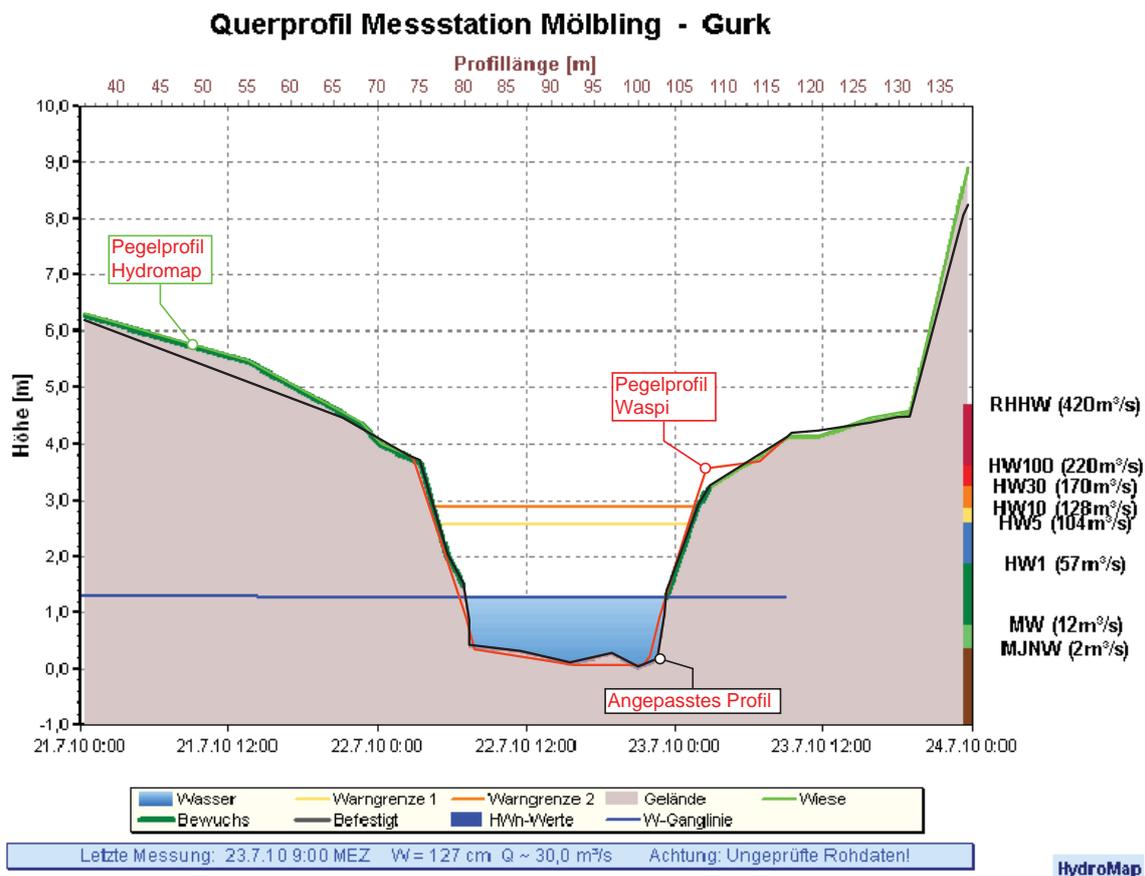


Abbildung 1.47: Pegelprofil Anpassung

1.4.2 Kalibrierung und Validierung

Das Modell wurde mit folgenden Eingangsdaten und Randbedingungen stationär berechnet und anschließend kalibriert und validiert:

1. Abflüsse laut Pegelschlüssel
2. Konstanter Zufluss der Zubringer
3. Sohlneigung von 0,005 als Startbedingung
4. Sohlneigung von 0,0007 als Randbedingung am Endprofil
5. Alle Wehröffnungen geöffnet

Nach der ersten Berechnung wichen die errechneten Abflusstiefen bis zu 60 cm bei einem HQ_{100} von den Pegelwerten ab. Durch Veränderung der Rauigkeiten konnte das Modell bei einem Abfluss von $40 \text{ m}^3/\text{s}$ auf eine Abweichung von 1,7 cm beim Pegel Möbling und 7 mm beim Pegel Launsdorf kalibriert werden.

Anschließend wurde eine Validierung durchgeführt. Dadurch wird gewährleistet, dass die errechneten Werte des kalibrierten Modells auch für dokumentierte Ereignisse aus der Vergangenheit mit einer geforderten Toleranz übereinstimmen. Zu diesem Zweck wurden die in der Tabelle 1.1 ersichtlichen Abflüsse der Pegelschlüssel zur Validierung herangezogen:

Jährlichkeit	$MJNQ$	MQ	HQ_1	HQ_5	HQ_{10}	HQ_{30}	HQ_{100}
Möbling	1,70	12,25	57	104	128	170	220
Launsdorf	2,02	14	62	109	135	180	230

Tabelle 1.1: Pegelabflüsse in m^3/s

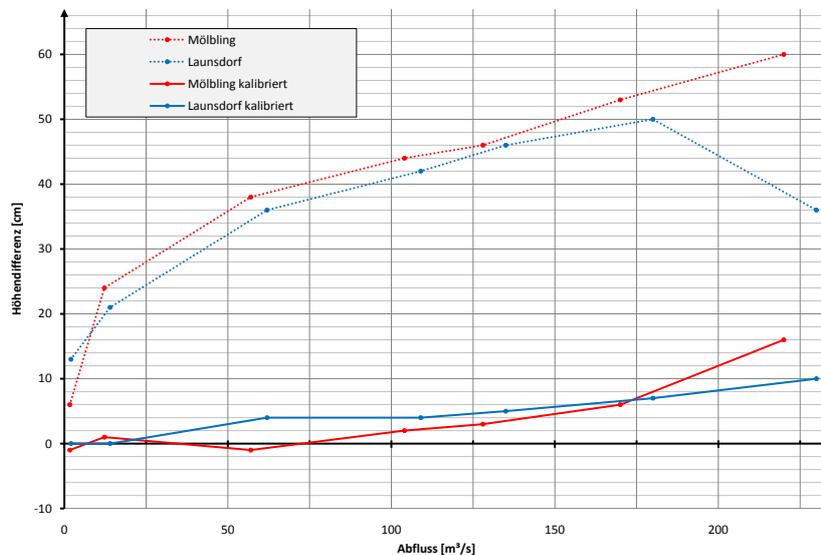


Abbildung 1.48: Diagramm Kalibrierung

1.5 Instationäre Berechnung

1.5.1 Zielsetzung für die Berechnung

Im Jahre 2000 ist die Wasserrahmenrichtlinie (RL 2000/60/EG; WRRL) in Kraft getreten. Ihr Ziel ist die Erreichung eines guten Zustands bzw. eines guten ökologischen Potentials für alle europäischen Gewässer. Mit dem Nationalen Gewässerbewirtschaftungsplan für Österreich (NGP) wurde die rechtliche Grundlage zur Umsetzung der WRRL auf nationaler Ebene geschaffen (erschienen 30.3.2010). Im NGP wird der aktuelle Zustand der Flüsse in Österreich dargestellt und die Ziele, die sich aus der WRRL ergeben, für jeden Fluß definiert.

In einer Verordnung des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft über die Festlegung des ökologischen Zustandes für Oberflächengewässer wurden die Qualitätsziele für den guten hydromorphologischen Zustand festgelegt.

Auszug aus der Verordnung:

§ 13. (1) Der gute hydromorphologische Zustand ist gegeben, wenn solche hydromorphologischen Bedingungen vorliegen, unter denen die für den guten Zustand der biologischen Qualitätskomponenten festgelegten Werte erreicht werden können.

§13. (3) Anthropogen verursachte Wasserführungsschwankungen überschreiten bei kleinen und mittleren Gewässern nicht das Verhältnis von 1 zu 3 zwischen Sunk und Schwall und die Wasserbedeckung der Gewässersohle beträgt bei Sunk mindestens 80% der bei Schwall bedeckten Sohlfläche. Das Verhältnis kann den Wert von 1 zu 3 übersteigen, wenn die für die biologischen Qualitätskomponenten festgelegten Werte eingehalten sind.

Das Schwall-Sunk-Verhältnis von 3:1 aus dieser Verordnung bildet die Grundlage für die folgenden Berechnungen dieser Masterarbeit. Bei einer kombinierten Stauraumpülung einer Kraftwerkskette setzen sich die Maximalwerte für die Schwall- und Sunkwelle aus zwei Komponenten zusammen:

- Schwall/Sunk der beim Entleeren bzw. durch das Wiederbefüllen eines Stauvolumen entsteht. Maßgeblich für die Höhe der Schwall- und Sunkerscheinung ist die Auf- bzw. Abstaudauer.
- zusätzliche Abflussspitzen die durch die Überlagerung der Wellen entstehen.

Um das geforderte Schwall-Sunk-Verhältnis von 3:1 einhalten zu können, müssen diese beiden Komponenten durch einen iterativen Prozess, bei einem Mindestabfluss, miteinander kombiniert werden. Die Abb. 1.49 zeigt die einzelnen Schritte der Optimierung mit Hilfe einer instationären Berechnung.

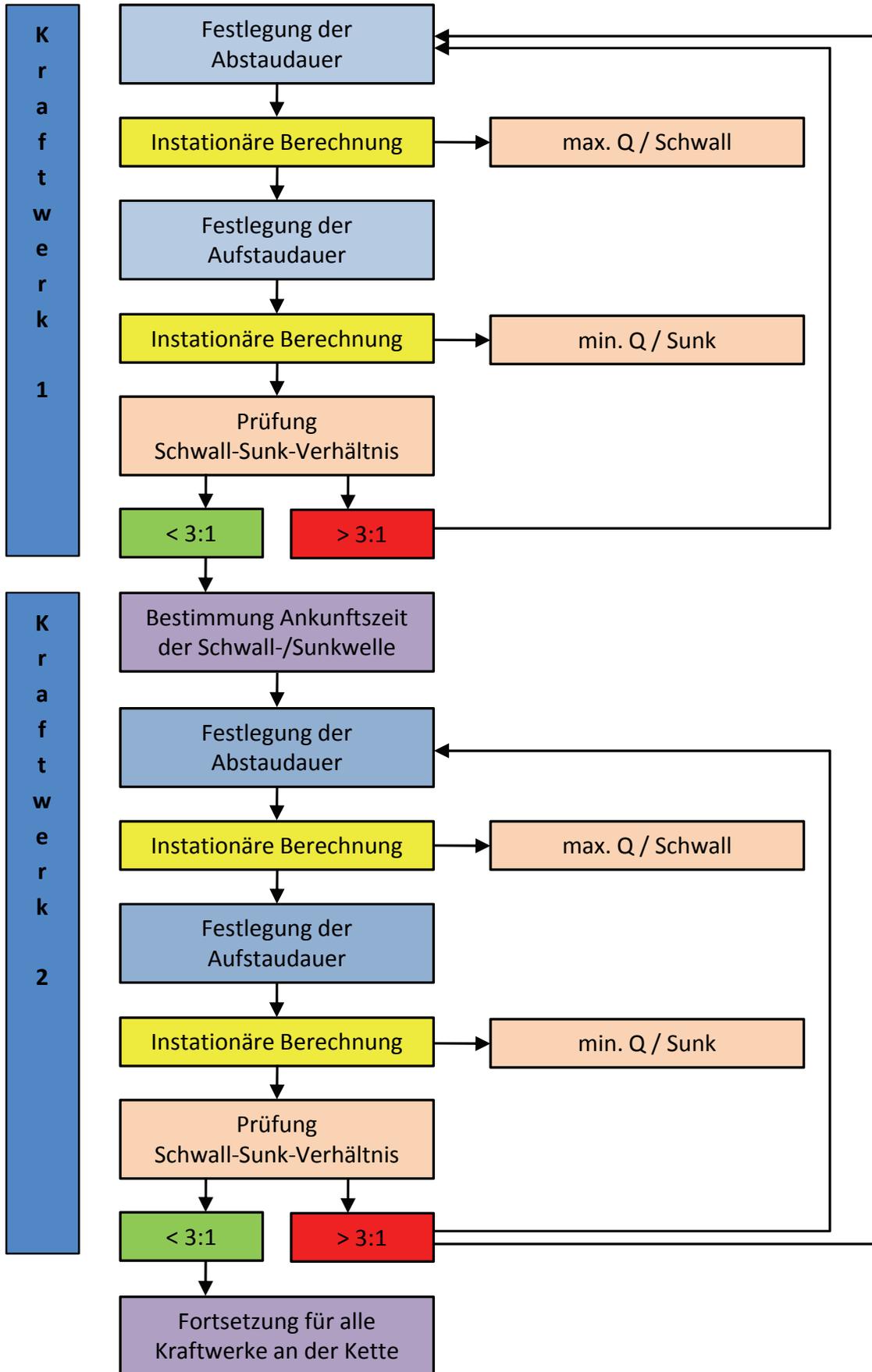


Abbildung 1.49: Berechnungsmodell für ein Spülprogramm

1.5.2 Anfangs- und Randbedingungen

Die erste Herausforderung der instationären Berechnung bestand darin, Anfangs- und Randbedingungen zu definieren, damit HEC-RAS mit dem iterativen Rechnungsprozess beginnen kann. HEC-RAS bietet uns zwei Möglichkeiten, diese Bedingungen festzulegen:

- Wasserstand
- Abfluss

Anfangsbedingungen können an jedem beliebigen Profil definiert werden. Die Anfangsbedingungen, für die instationäre Berechnung, konnten aus einer vorausgehenden stationären Berechnung entnommen werden. Nach einem stabilen Rechengang kann ein sogenanntes restart-file generiert werden, welches alle Startbedingungen abspeichert. Genauerer dazu wird nachfolgenden Seiten erklärt.

Randbedingungen können in untenstehender Form (Abb. 1.50) in der Rechnung berücksichtigt werden:

Obere Randbedingungen	
Im obersten Profil	Zuflussganglinie
	Wasserstandganglinie
	Zufluss- und Wasserstandganglinie
Innere Randbedingungen	
Seitliche Zubringer	punktförmige Zuflussganglinie
	gleichmäßige Zuflussganglinie
	Grundwasserzuflussganglinie
Wehre	Wasserstandganglinie
	Abflussganglinie
Verschlüsse	Zeitabhängig gesteuert
	Wasserstand gesteuert
	Schleusensimulation
	Benutzerdefinierte Regelung
Untere Randbedingungen	
Im untersten Profil	Abflussganglinie
	Wasserstandganglinie
	Abfluss- und Wasserstandganglinie
	Pegelschlüssel
	Energieliniengefälle

Abbildung 1.50: Randbedingungen in HEC-RAS

In unserem Projekt wurden die Abflüsse als Zuflussganglinien, die Zubringer als punktförmige Zuflussganglinien und die Verschlüsse als geöffnet eingegeben. Das Aufstauen bzw. Abstauen der einzelnen Wehranlagen wurde durch die Eingabe einer Wasserstandsganglinie vorgenommen, näheres dazu im Kapitel 1.5.4. Die erste Berechnung wurde mit einem konstanten Abfluss, die Zubringer wurden vernachlässigt, und abgestauten Stauräume durchgeführt. Die Berechnung wurde schon nach wenigen Schritten instabil und es entstanden, in erster Linie vor Wehranlagen, Singularitäten.

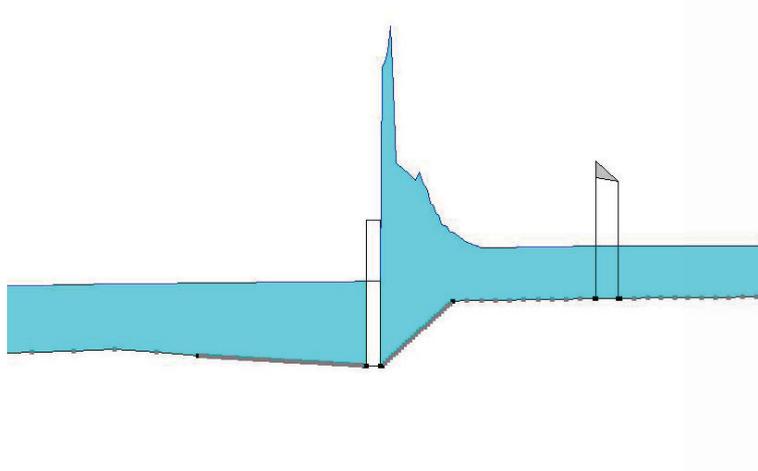


Abbildung 1.51: Singularität vor KW Donau Chemie

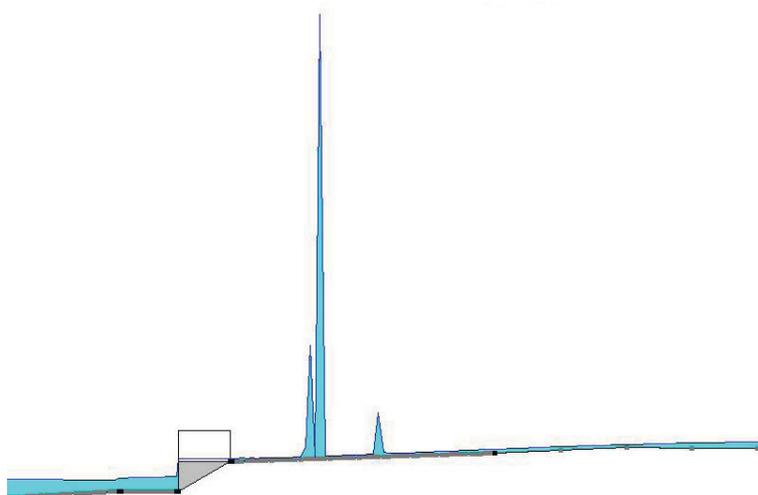


Abbildung 1.52: Singularität vor KW Passering

Die Singularitäten konnten durch lokale Veränderungen der Rauigkeiten und durch Änderung der Wasserstände im [cm] Bereich eliminiert werden. Nach einem stabilen Rechengang konnte jetzt mit dem iterativen Aufstau und der Mitberechnung der einzelnen Zubringer begonnen werden. Dieser sehr aufwändige Prozess musste für jeden einzelnen Abfluss durchgeführt werden, um die verschiedenen restart-files zu erhalten.

1.5.3 Abflussvarianten

Auf Grund von Auflagen, ökologischen und technischen Aspekten wurden folgende Abflussvarianten zur Berechnung herangezogen:

- Var.1: 35% HQ_1
- Var.2: HQ_1 Hochwasserwelle 1
- Var.3: HQ_1 Hochwasserwelle 2
- Var.4: 50% HQ_1
- Var.5: HQ_1

Aus der behördlich festgelegten Mindestspülwassermenge für das Kraftwerk Passering von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ ergab sich Variante 1 mit einem Zufluss von $Q=0,35HQ_1$. Zur Ermittlung und Optimierung der Ab- und Aufstauzeiten wurde ebenfalls mit dieser Variante gerechnet. Variante 2 wurde herangezogen um eine Kombination der Spülung der Kraftwerkskette mit einem Hochwasserereignis mit einer 1-jährigen Eintrittswahrscheinlichkeit zu kombinieren. Mit einer zusätzlichen Variante der HQ_1 Hochwasserwelle wird der Einfluss von um 50% verlängerten Ab- und Aufstaudauern auf die Schwall und Sunkspitzen aufgezeigt. Die Versionen 3 und 4 dienen zum Vergleich des Schwall-Sunk-Verhältnisses mit Variante 1 bei gleichbleibenden Ab- und Aufstaudauern.

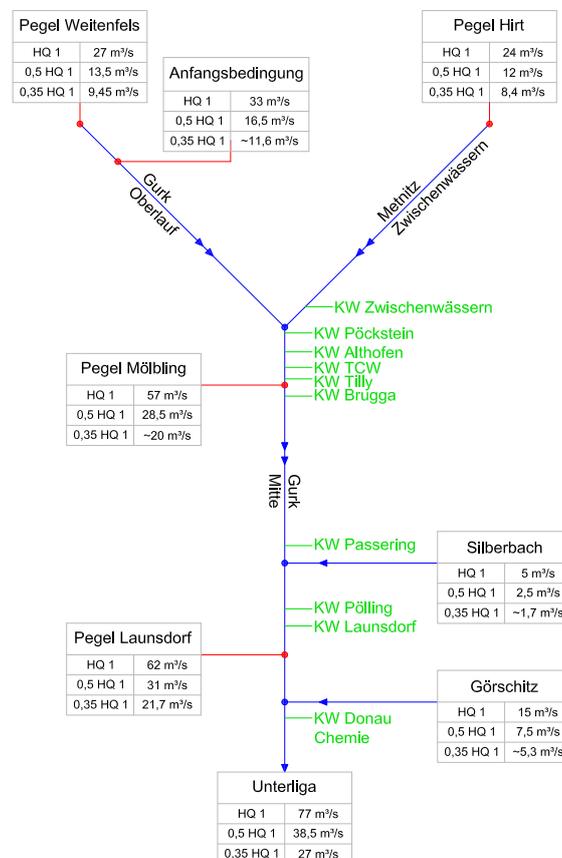


Abbildung 1.53: Randbedingungen der Abflussvarianten

Für die Varianten 2 und 3 wurde von uns die in Abbildung 1.54 dargestellte Hochwasserwelle der Gurk definiert. Ausgehend von einem Abfluss von $16,5 \text{ m}^3/\text{s}$, der einem $50\% HQ_1$ entspricht, steigt die Welle innerhalb von sechs Stunden auf ein HQ_1 von $33 \text{ m}^3/\text{s}$ an. Das Hochwasser wird dann für 24 Stunden konstant gehalten und flacht dann über 12 Stunden wieder auf den Ausgangsabfluss ab. Die Zuflüsse der Zubringer betragen konstant $50\% HQ_1$ (Metnitz $12,0 \text{ m}^3/\text{s}$, Silberbach $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und die Görschitz $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$). Die Ankunft der Welle am Wehr in Pöckstein leitet den Abstauvorgang der Kraftwerkskette ein, das Kraftwerk Zwischenwässern an der Metnitz wird 2 min vorher geöffnet. Der Aufstauvorgang beginnt nach 24 Stunden bei einem Abfluss von $Q=0,7HQ_1$.

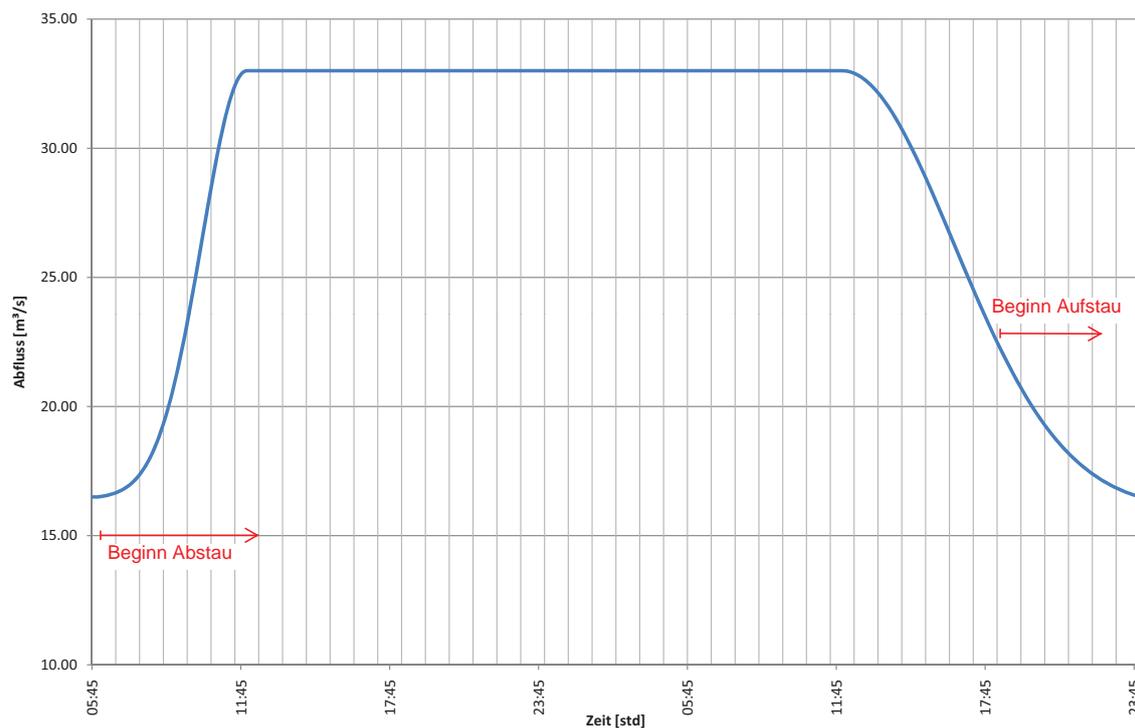


Abbildung 1.54: Abflussganglinie für Variante 4

1.5.4 Stauraumvolumen und Abstauzeiten

Um Ab- und Aufstauzeiten bestimmen zu können, mussten wir im nächsten Schritt die Stauraumvolumen ermitteln. In HEC-RAS wurden die Stauräume durch Profile mit Abständen von 20 m unterteilt, in Autocad übertragen und die Volumina berechnet.

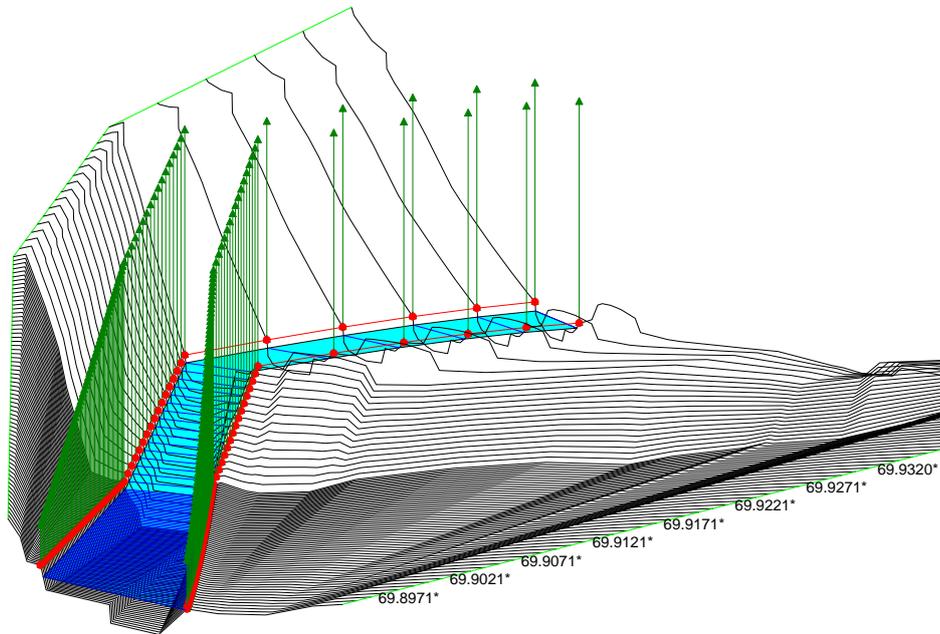


Abbildung 1.55: Stauraum Profile KW Althofen

Mittels den uns aus den Fragebögen bekannten Abstauzeiten der Speicher Althofen, Passering und Launsdorf konnte eine volumensbezogene Absenkzeit von 28 cm/h bei einem zusätzlichen Abfluss von $2 \text{ m}^3/\text{s}$ ermittelt werden. Diese Ansätze wurden für die grobe Abschätzung der restlichen Abstauzeiten herangezogen und ergaben die in der Tabelle 1.2 ersichtlichen Abstauzeiten:

Kraftwerk	Volumen [m^3/s]	Abstauzeiten [h]
Zwischenwässern	4.200,0	0,6
Pöckstein	7.400,0	1,0
Althofen	15.200,0	2,0
TCW	37.700,0	5,2
Tilly	11.700,0	1,6
Brugga	20.000,0	2,8
Passering	36.000,0	8,0
Pölling	11.300,0	1,5
Launsdorf	41.300,0	5,7
Donau Chemie	11.800,0	0,6

Tabelle 1.2: Kraftwerksvolumen und Abstauzeiten

Die Abflussvorgänge durch Schütze und über Wehre sind meist sehr kompliziert und können nur ungenau und mit sehr hohem Aufwand in HEC-RAS berechnet werden. Um dieses Problem zu umgehen wurden die Abstauzeiten der Stauräume als Randbedingung im Profil vor dem Wehr definiert. Durch diese Ansätze kann der komplizierte Faktor „Wehröffnung“ umgangen werden. Um nun diese Wasserstandsganglinien zu definieren wurden bei Abflüssen von $0,35 HQ_1$, $0,5 HQ_1$ und HQ_1 aus der stationären Berechnung die Unterwasserstände entnommen und mit den Abstauzeiten in ein Diagramm aufgetragen (siehe Abb. 1.56).

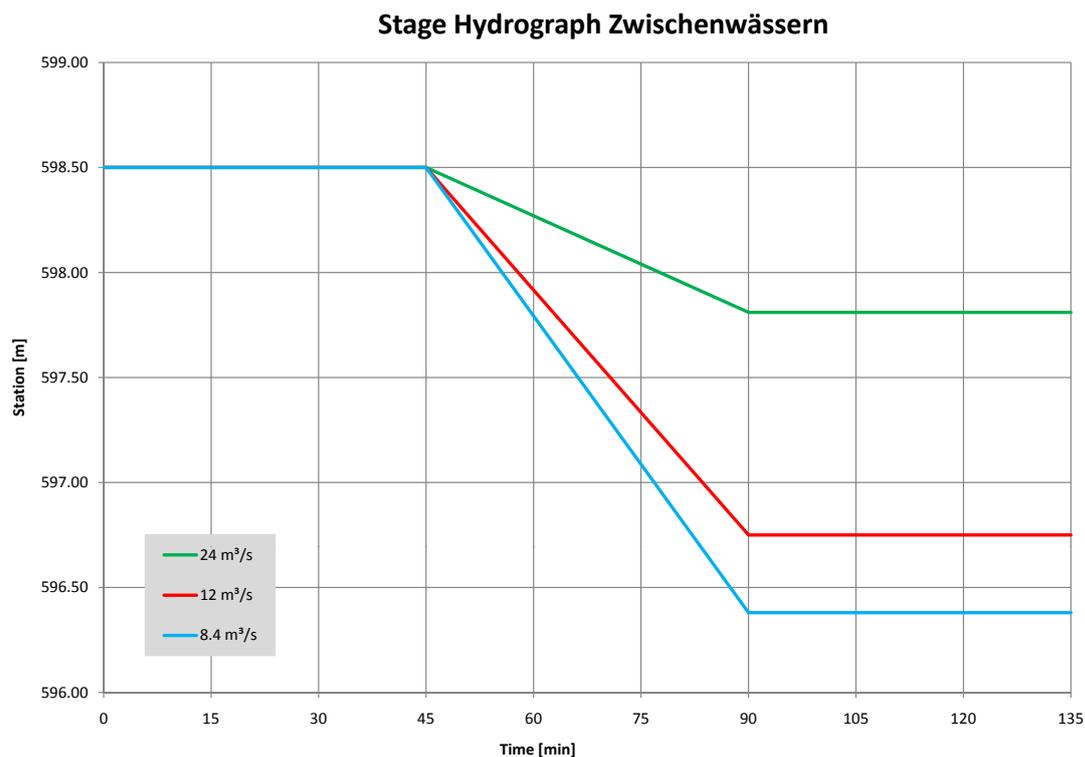


Abbildung 1.56: Beispiel Absenkplan KW Zwischenwässern

Da die Annahme eines linearen Absenkverhalten eines Speichers nicht der Wirklichkeit entspricht, wurde eine weitere Berechnung mit einem parabelförmigen Absenkverhalten durchgeführt und die dabei entstehenden Abflüsse gegenüber gestellt.

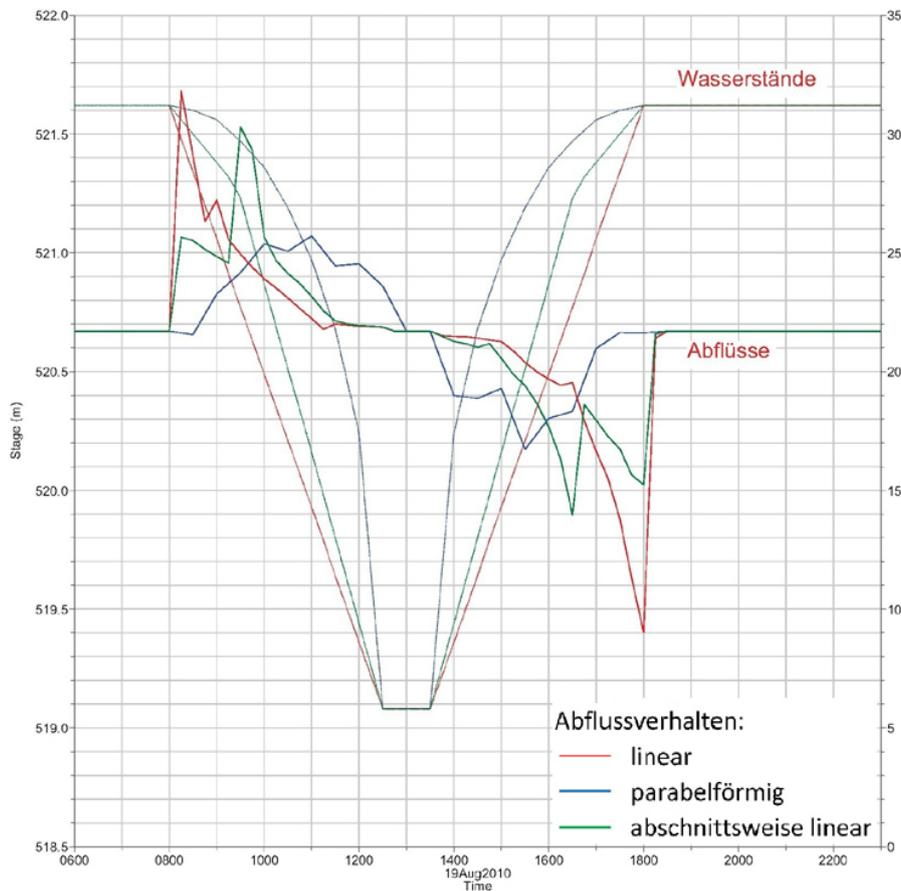


Abbildung 1.57: Abflussverhalten bei verschiedenen Ganglinien (KW Launsdorf)

Das Diagramm in Abb. 1.57 zeigt eine deutliche Reduzierung und eine zeitliche Verschiebung der Abflussspitze bei einem parabelförmigen Abfluss. Dieser Unterschied, hier am Stauraum Launsdorf, ist besonders bei großen Stauvolumen sehr markant. In diesem Beispiel treten Abflussunterschiede beim Aufstauen von $5 \text{ m}^3/\text{s}$ und beim Abstauvorgang von $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$ auf. Die Fallunterscheidung wurde auch am Kraftwerk Althofen durchgeführt, welches einen um $26.100,0 \text{ m}^3$ kleineren Stauraum aufweist. Die Abflussdifferenz beim Aufstauvorgang betrug nur mehr $2 \text{ m}^3/\text{s}$, beim Abstauvorgang weniger als $1 \text{ m}^3/\text{s}$. In Wirklichkeit wird weder ein lineares noch ein parabelförmiges Abstauverhalten zu beobachten sein, da in der Praxis das Betätigen der Verschlüsse in dieser Form nicht oder nur sehr kompliziert möglich wäre. Viele Verschlüsse werden noch von Hand geöffnet und die Öffnungshöhen der Verschlüsse und die damit verbundenen Ab- bzw. Aufstauzeiten ergeben sich meist aus Erfahrungswerten. Die von uns gewählte abschnittsweise lineare Funktion stellt eine praxisorientierte Näherung dar.

1.5.5 Simulation

Nach Definition der Anfangs- und Randbedingungen konnte nun mit der Wahl der Simulationsparameter fortgesetzt werden. Die HEC-RAS Eingabemaske *Unsteady Flow Analysis* erlaubt eine Vielzahl von Einstellungen. Abbildung 1.58 zeigt die Eingabemaske für die Berechnung.

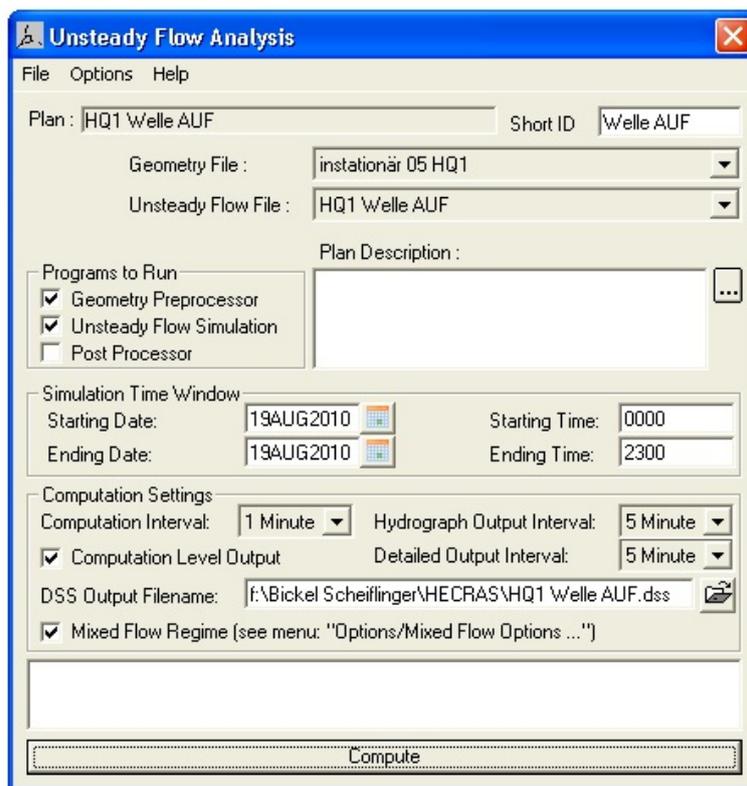


Abbildung 1.58: Eingabefenster *Unsteady Flow Analysis*

Nachstehende Punkte wurden von uns abhängig von den jeweiligen Varianten definiert:

- Startzeit: 19. August 00:00 Uhr
- Endzeit: 19. August 23:00 Uhr
- Computation Intervall: Variation von 30 sec - 1 min
- Outputintervall: Variation von 1 min - 15 min

Der Beginn der Abstauvorgänge wurde frei festgelegt, die Startzeiten der Aufstauvorgänge ergaben sich aus der Berechnung.

1.6 Ergebnisse der Berechnungen

1.6.1 Variante 1: 35% HQ_1

Diese Abflussvariante wurde auf Grund der behördlichen Auflage einer Mindestspülwassermenge von $20 \text{ m}^3/\text{s}$, das entspricht $Q=0,35HQ_1$, am Kraftwerk Passering gewählt.

Untenstehende Abflüsse waren die Basis für die Berechnung:

- konstanter Zufluss an der Gurk: $11,6 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus der Metnitz: $8,4 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus dem Silberbach: $1,7 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus der Görschitz: $5,3 \text{ m}^3/\text{s}$

Durch diese Berechnung wurden die gewählten Ab- und Aufstauzeiten auf Basis des max. Schwall-Sunk-Verhältnisses von 3:1 angepasst.

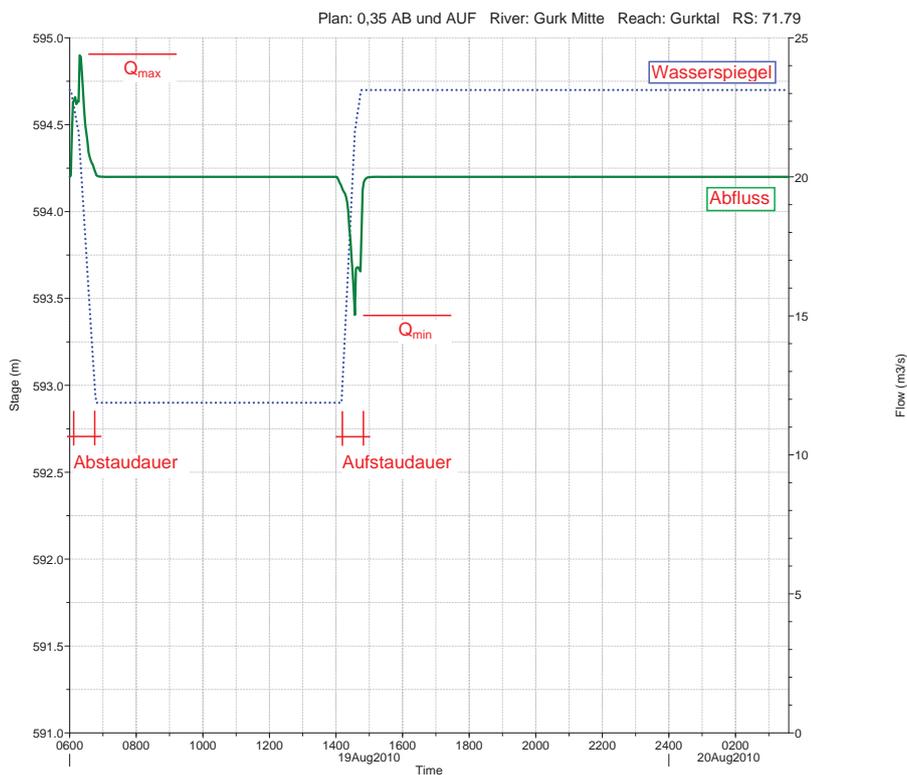


Abbildung 1.59: Auf- und Abstauvorgang am Kraftwerk Pöckstein

Am Kraftwerk Pöckstein ergibt eine Abstaudauer von 40 min einen max. Abfluss von $24,41 \text{ m}^3/\text{s}$ und bei einer Aufstaudauer von 40 min einen mind. Abfluss von $17,81 \text{ m}^3/\text{s}$. Daraus folgt ein Schwall-Sunk-Verhältnis von 1,4:1.

Durch die Überlagerung der Abstauwellen und die Koordination der Aufstauvorgänge steigt dieses Verhältnis bis zum Kraftwerk Launsdorf stetig an.

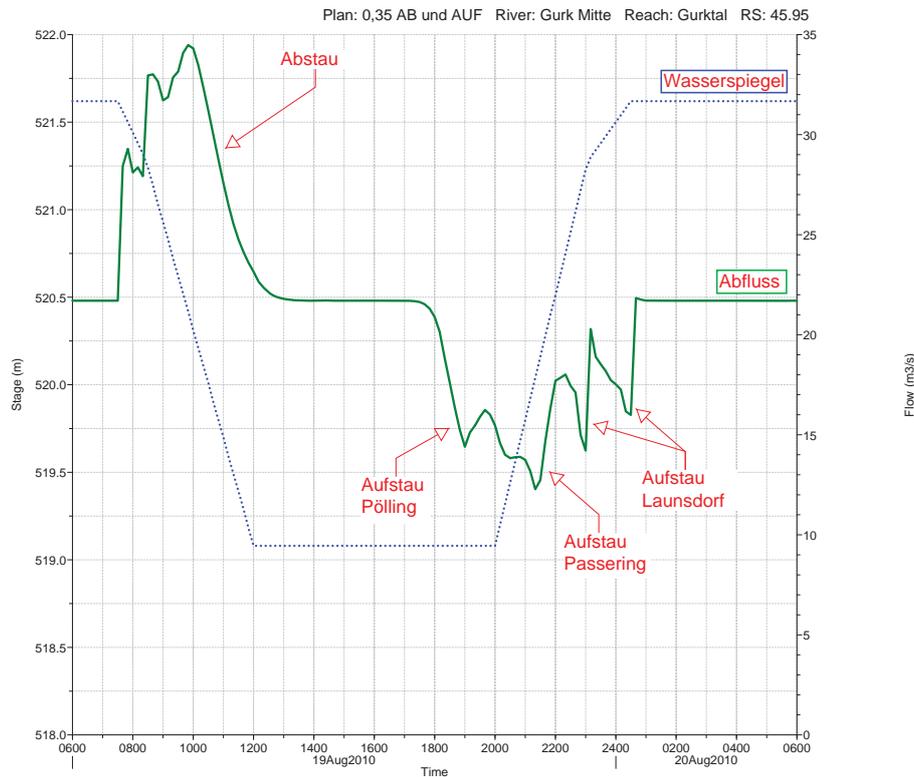


Abbildung 1.60: Auf- und Abstauvorgang am Kraftwerk Launsdorf

Die Ursache für die Schwall-Sunk-Verhältnisse von 2,8 am Kraftwerk Launsdorf und 2,9 am Kraftwerk Passering ergaben sich durch die großen Stauvoluminen von 36.000 m^3 und 41.000 m^3 , die Überlagerung der Wellen der Kraftwerke der Oberlieger (Zwischenwässern, Pöckstein, Althofen, TCW, Tilly und Brugga) und die Wahl der Ab- und Aufstaudauer von 4 h bzw. 4,5 h. Um den mind. Abfluss am Kraftwerk Passering nicht durch Sunkwellen der Oberlieger zu unterschreiten sind die Aufstauvorgänge der Oberlieger um die Spüldauer in Passering zurückversetzt. Das bedeutet für das Kraftwerk Pöckstein eine Spüldauer von 7 h bei einer Spülzeit von 5 h am Kraftwerk Passering. Aufgrund dieser Verhältnisse wird geraten eine Spülung bei einem HQ_1 Ereignis durchzuführen, da so die Spülzeiten verringert werden können und ein früherer Aufstau der Kraftwerkskette möglich wäre.

Kraftwerk	Qmax	Absenkdauer				Qmin	Aufstaudauer				Schwall bedingung
	[m³/s]	Von	Bis	[min]	[h]	[m³/s]	Von	Bis	[min]	[h]	
Zwischenwässern	11.12	06:00	06:40	40	0.7	5.48	14:00	14:40	40	0.67	1 : 2.0
Pöckstein	24.37	06:02	06:47	45	0.8	15.03	14:10	14:45	35	0.58	1 : 1.6
Althofen	27.75	06:08	07:23	75	1.3	12.92	14:40	15:30	50	0.83	1 : 2.1
TCW	30.33	06:09	08:39	150	2.5	12.52	15:00	17:30	150	2.50	1 : 2.4
Tilly	31.57	06:12	07:27	75	1.3	12.10	16:30	17:30	60	1.00	1 : 2.6
Brugga	35.19	06:16	07:46	90	1.5	13.05	16:30	19:00	120	2.00	1 : 2.7
Passering	31.85	07:35	11:35	240	4.0	10.88	17:00	20:30	210	3.50	1 : 2.9
Pölling	33.05	08:00	09:00	60	1.0	13.89	18:00	19:15	75	1.25	1 : 2.4
Launsdorf	34.48	07:30	12:00	270	4.5	12.28	20:00	00:30	270	4.50	2 : 2.8
Donauchemie	34.92	08:43	09:43	60	1.0	16.07	22:00	23:00	60	1.00	2 : 2.2

Abbildung 1.61: Ergebnisse 35% HQ_1

1.6.2 Variante 2: HQ_1 Hochwasserwelle 1

Mit dieser Variante versuchten wir, die Spülwelle in ein HQ_1 Hochwasserereignis der Gurk zu integrieren. Alle Zubringer werden dabei konstant auf 50% HQ_1 gehalten. Die in Variante 1 (35% HQ_1) berechneten Auf- und Abstauzeiten bildeten die Basis für Variante 2. Der Abstaubeginn in Pöckstein wird mit der Ankunft der Hochwasserwelle festgelegt, die Staulegung an der Metnitz beginnt 2 min vorher.

Untenstehende Abflüsse waren die Basis für die Berechnung:

- für den Abstau:
Zufluss an der Gurk von $13,5 \text{ m}^3/\text{s}$ in 6 h ansteigend auf HQ_1 $33 \text{ m}^3/\text{s}$
- für den Aufstau:
Zufluss an der Gurk von $33 \text{ m}^3/\text{s}$ in 12 h sinkend auf 50% HQ_1 $13,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus der Metnitz: $12 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus dem Silberbach: $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus der Görschitz: $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Die Berechnung zeigt, dass der Abfluss der Abstauwelle bei keinem Kraftwerk höher ansteigt als der Hochwasserabfluss. Die kleinste Differenz der beiden Abflüsse tritt am Kraftwerk Launsdorf auf. Der Spitzenwert der Abstauwelle von $44,58 \text{ m}^3/\text{s}$ bleibt um $2,92 \text{ m}^3/\text{s}$ unter dem HQ_1 Abfluss von $47,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Berechnung ergab ein maximales Schwall-Sunk-Verhältnis von 1,5:1 am Kraftwerk Brugga.

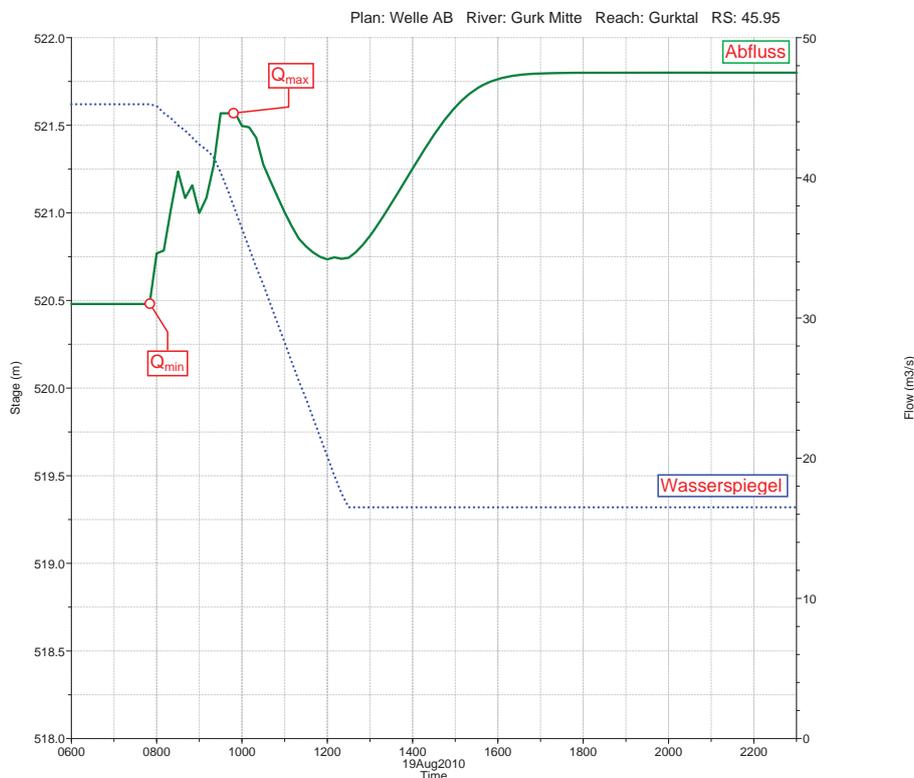


Abbildung 1.62: Ergebnisse Abstau am Kraftwerk Launsdorf

Der Zeitpunkt für den Beginn des Aufstauvorgangs wurde mit 70% HQ_1 festgelegt. Besonderes Augenmerk galt auch bei diesem Rechengang dem Schwall-Sunk-Verhältnis, das bei den Kraftwerken Passering, Pölling und Launsdorf ein Maximum von 1,6:1 erreicht.

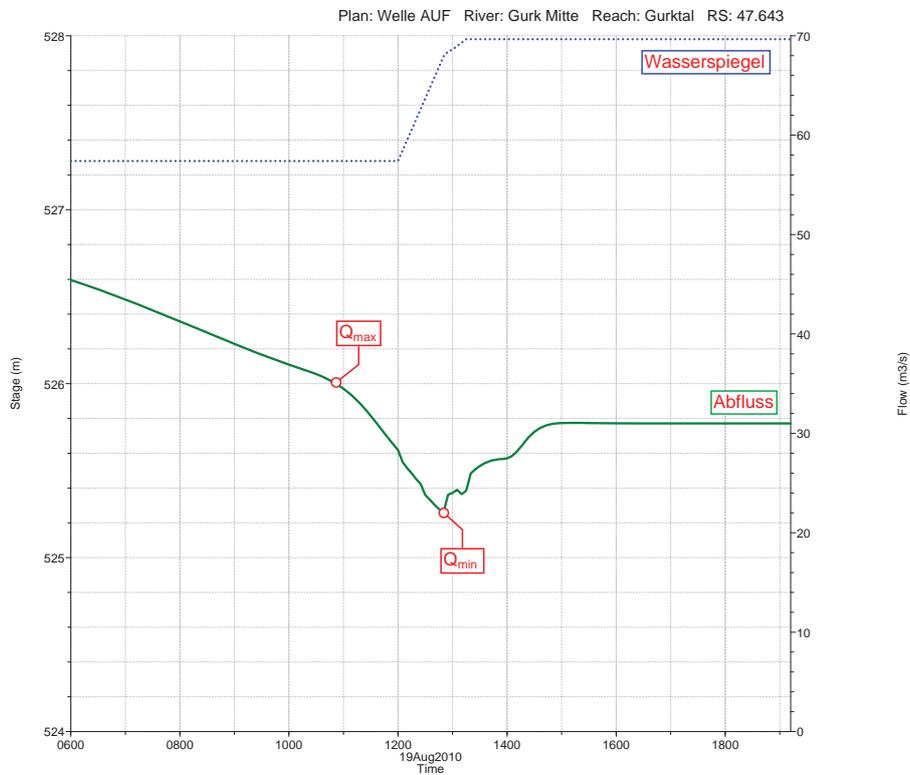


Abbildung 1.63: Ergebnisse Aufstau am Kraftwerk Pölling

Kraftwerk	Qmin	Qmax	Absenddauer				Schwall bedingung	Qmin	Qmax	Aufstaudauer				Schwall bedingung
	[m³/s]	[m³/s]	Von	Bis	[min]	[h]		[m³/s]	[m³/s]	Von	Bis	[min]	[h]	
Zwischenwässern	12.00	14.24	06:10	06:48	40	0.7	1 : 1.2	10.67	12.00	08:10	08:50	40	0.67	1 : 1.1
Pöckstein	28.50	31.84	06:12	06:57	45	0.8	1 : 1.1	28.02	31.50	08:11	08:46	35	0.58	1 : 1.1
Althofen	28.50	34.68	06:16	07:31	75	1.3	1 : 1.2	23.72	31.50	08:22	09:12	50	0.83	1 : 1.3
TCW	28.50	37.04	06:18	08:48	150	2.5	1 : 1.3	22.16	31.50	08:26	10:56	150	2.50	1 : 1.4
Tilly	28.50	37.68	06:20	07:35	75	1.3	1 : 1.3	22.50	31.50	09:00	10:00	60	1.00	1 : 1.4
Brugga	28.50	41.38	06:23	07:53	90	1.5	1 : 1.5	20.96	31.50	09:15	11:15	120	2.00	1 : 1.5
Passering	28.50	38.19	07:33	11:33	240	4.0	1 : 1.3	21.41	33.43	10:00	13:30	210	3.50	1 : 1.6
Pölling	31.00	40.09	07:53	08:53	60	1.0	1 : 1.3	22.01	35.38	12:00	13:15	75	1.25	1 : 1.6
Launsdorf	31.00	44.58	07:57	12:27	270	4.5	1 : 1.4	21.74	35.63	12:00	16:30	270	4.50	1 : 1.6
Donauchemie	38.50	51.66	08:28	09:28	60	1.0	1 : 1.3	21.93	43.06	14:00	15:00	60	1.00	1 : 2.0

Abbildung 1.64: Ergebnisse HQ_1 Hochwasserwelle 1

1.6.3 Variante 3: HQ_1 Hochwasserwelle 2

Für die Berechnung der Variante 3 galten die gleichen Rahmenbedingungen wie für Variante 2, es wurden lediglich die Auf- und Abstauzeiten um 50% verlängert. Am Beispiel des Kraftwerk TCW bedeutet dies eine Verlängerung der Abstaudauer von 2 h 30 min auf 3 h 45 min.

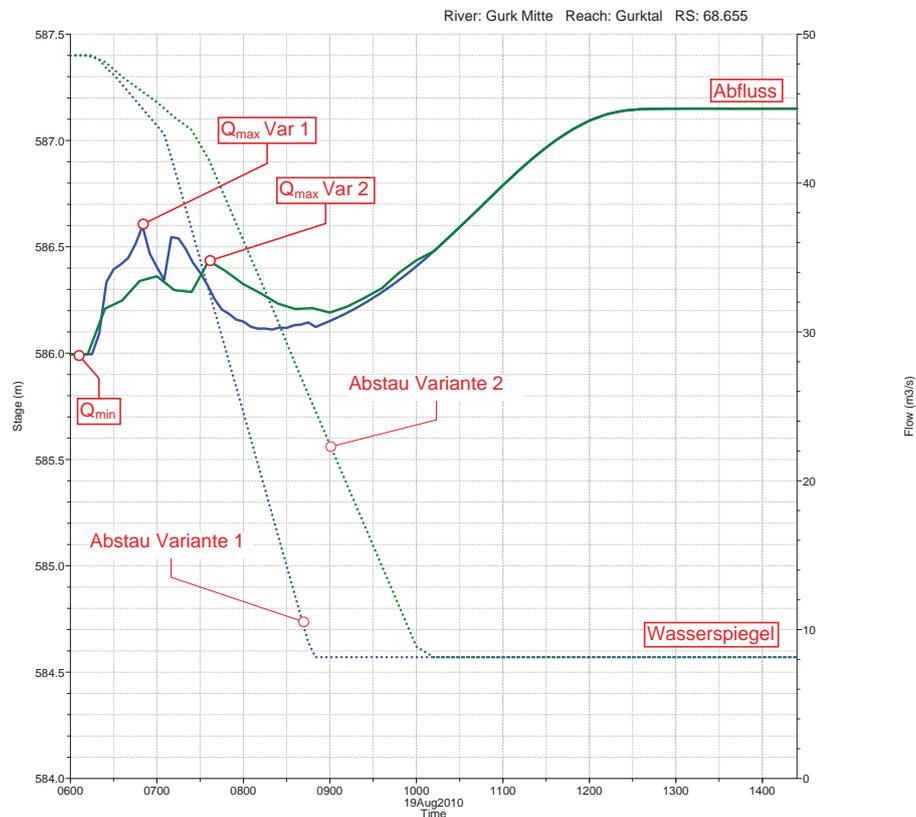


Abbildung 1.65: Ergebnisse am Kraftwerk TCW

Der Vergleich zeigt eine Reduktion der Schwallspitze um $2,27 \text{ m}^3/\text{s}$ von $37,04 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $34,77 \text{ m}^3/\text{s}$, das entspricht einer Reduktion von $6,5\%$. Das Schwall-Sunk-Verhältnis am Kraftwerk TCW fällt dabei von $1,3:1$ auf $1,2:1$.

Am Kraftwerk Launsdorf wird die Aufstaudauer von 4 h 30 min auf 6 h 45 min erhöht. Der Vergleich zeigt eine Reduktion der Sunkspitze von $21,74 \text{ m}^3/\text{s}$ um $3,46 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $25,20 \text{ m}^3/\text{s}$, das entspricht einer Reduktion von 13,7%.

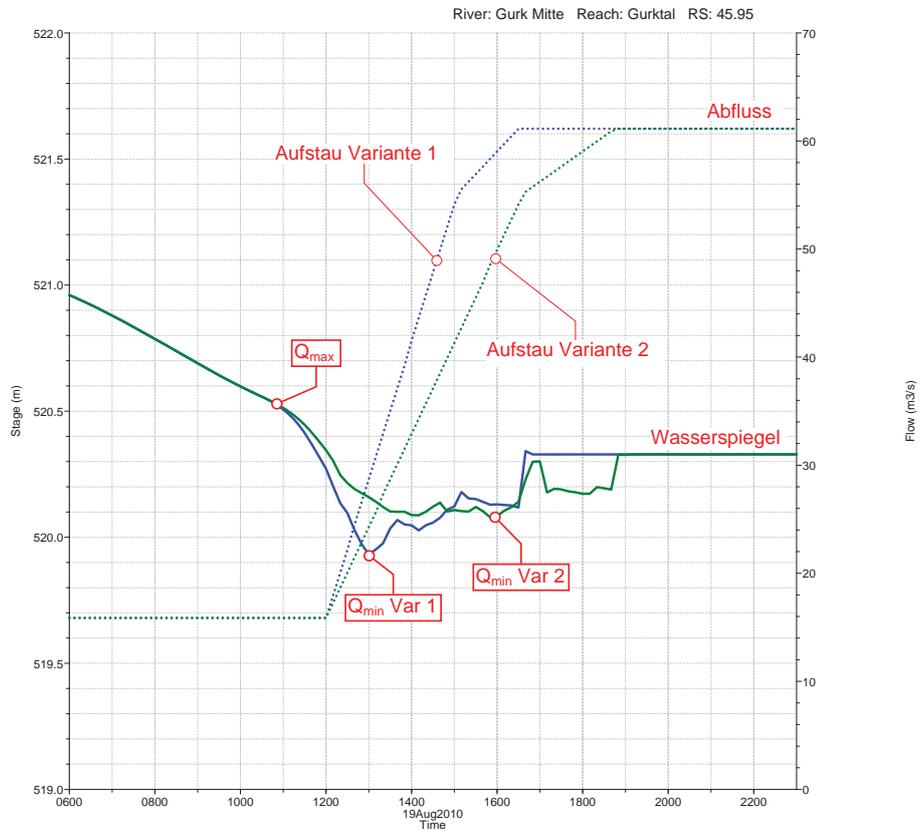


Abbildung 1.66: Ergebnisse Abstau am Kraftwerk Launsdorf

Kraftwerk	Qmin	Qmax	Absenddauer				Schwall bedingung	Qmin	Qmax	Aufstaudauer				Schwall bedingung
	[m³/s]	[m³/s]	Von	Bis	[min]	[h]		[m³/s]	[m³/s]	Von	Bis	[min]	[h]	
Zwischenwässern	12.00	13.02	06:10	07:10	60	1.00	1 : 1.1	11.33	12.00	08:10	09:10	60	1.00	1 : 1.1
Pöckstein	28.50	30.81	06:12	06:34	70	1.17	1 : 1.1	29.08	31.50	08:11	09:11	60	1.00	1 : 1.1
Althofen	28.50	32.37	06:16	08:16	120	2.00	1 : 1.1	26.45	31.50	08:22	09:37	75	1.25	1 : 1.2
TCW	28.50	34.77	06:18	10:03	225	3.75	1 : 1.2	24.92	31.50	08:26	12:11	225	3.75	1 : 1.3
Tilly	28.50	35.73	06:20	08:20	120	2.00	1 : 1.3	25.24	31.50	09:00	10:30	90	1.50	1 : 1.2
Brugga	28.50	37.95	06:23	08:38	120	2.00	1 : 1.3	23.80	31.50	09:15	12:15	180	3.00	1 : 1.3
Passering	28.50	37.07	07:33	13:33	360	6.00	1 : 1.3	23.88	31.50	10:00	15:15	315	5.25	1 : 1.3
Pölling	31.00	38.73	07:53	09:23	75	1.25	1 : 1.2	26.05	33.25	12:00	14:00	120	2.00	1 : 1.3
Launsdorf	31.00	43.34	07:57	14:42	405	6.75	1 : 1.4	25.20	33.25	12:00	18:45	405	6.75	1 : 1.3
Donauchemie	38.50	49.82	08:28	09:58	90	1.50	1 : 1.3	32.47	38.50	14:00	15:30	90	1.50	1 : 1.2

Abbildung 1.67: Ergebnisse HQ_1 Hochwasserwelle 2

1.6.4 Variante 4: 50% HQ_1

Diese Variante wurde dazu benutzt das Verhalten des Schwall-Sunk-Verhältnisses auf verschiedene Wasserführungen zu berechnen. In Kapitel 1.7 werden dann die Ergebnisse der Varianten 1, 4 und 5 gegenübergestellt und diskutiert.

Folgende Abflüsse bildeten die Basis für die Berechnung:

- konstanter Zufluss an der Gurk: $16,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus der Metnitz: $12,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus dem Silberbach: $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus der Görschitz: $7,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Für diese Variante wurden die gleichen Ab- und Aufstauzeiten wie in Variante 1 herangezogen. Die Beginnzeiten der Ab- und Aufstauvorgänge wurden ebenfalls übernommen. Das Ergebnis der Berechnung zeigt, dass sich das Schwall-Sunk-Verhältnis im Durchschnitt um 70% reduziert. Am Beispiel des Kraftwerkes TCW bedeutet das, dass sich das Schwall-Sunk-Verhältnis von 2,4:1 auf 1,7:1 (Reduktion um 70,8%) verändert. Diese Veränderungen sind auf den Anstieg der Wasserspiegel im Unterwasserbereich der Kraftwerke zurückzuführen. Eine Verminderung der Absenkhöhe bei gleichbleibender Abstauzeit bedeutet eine rechnerische Reduktion der Differenz zwischen Abstau-Abflussspitze (Schwall) und Normalabfluss. Beim Kraftwerk TCW beträgt die Differenz der Abflüsse $1,93 \text{ m}^3/\text{s}$, Reduktion von $10,33 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $8,4 \text{ m}^3/\text{s}$ (18,7%). Bei den Sunkerscheinungen ist eine vergleichbare Reduktion der Differenz zwischen Normalabfluss und Sunk zu beobachten (Reduktion um 15,7% beim KW TCW). Die Reduktion des Schwall-Sunk-Verhältnisses von 70% ist durch die kombinierte Stauraumpülung und der damit verbundenen Überlagerungen der Abstau Schwall zu erklären.

Kraftwerk	Qmax [m ³ /s]	Absenkdauer				Qmin [m ³ /s]	Aufstaudauer				Schwall bedingung
		Von	Bis	[min]	[h]		Von	Bis	[min]	[h]	
Zwischenwässern	14.09	06:00	06:40	40	0.7	10.01	14:00	14:40	40	0.67	1 : 1.4
Pöckstein	31.78	06:02	06:47	45	0.8	25.46	14:10	14:45	35	0.58	1 : 1.2
Althofen	34.53	06:08	07:23	75	1.3	22.31	14:40	15:30	50	0.83	1 : 1.5
TCW	36.90	06:09	08:39	150	2.5	22.18	15:00	17:30	150	2.50	1 : 1.7
Tilly	37.53	06:12	07:27	75	1.3	22.22	16:30	17:30	60	1.00	1 : 1.7
Brugga	40.86	06:16	07:46	90	1.5	23.31	17:00	19:00	120	2.00	1 : 1.8
Passering	38.30	07:35	11:35	240	4.0	21.51	17:00	20:30	210	3.50	1 : 1.8
Pölling	40.20	08:00	09:00	60	1.0	24.54	18:00	19:15	75	1.25	1 : 1.6
Launsdorf	45.69	07:30	12:00	270	4.5	22.13	20:00	00:30	270	4.50	1 : 2.1
Donauchemie	51.98	08:43	09:43	60	1.0	31.47	22:00	23:00	60	1.00	1 : 1.7

Abbildung 1.68: Ergebnisse 50% HQ_1

1.6.5 Variante 5: HQ_1

Diese Variante dient in erster Linie zur Überprüfung der Schwall-Sunk-Verhältnisse bei gleichbleibenden Ab- und Aufstauzeiten aus Variante 1 und gesteigerten konstanten Zuflüssen der Gurk und der Zubringer auf ein einjähriges Hochwasserereignis.

Folgende Abflüsse bildeten die Basis für die Berechnung:

- konstanter Zufluss an der Gurk: $33,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus der Metnitz: $24,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus dem Silberbach: $5,0 \text{ m}^3/\text{s}$
- konstanter Zufluss aus der Görschitz: $15,0 \text{ m}^3/\text{s}$

Bei Einhaltung des gleichen Zeitplanes wie in Variante 1 ergeben sich aus der Berechnung die in Abb. 1.69 ersichtlichen Ergebnisse. Aus der Berechnung ging hervor, dass sich das Schwall-Sunk-Verhältnis bei einem HQ_1 Ereignis gegenüber einem $35\%HQ_1$ Ereignis auf ca. die Hälfte reduzieren lässt. Bei den größeren Anlagen Launsdorf und Passering sinkt das Schwall-Sunk-Verhältnis von 2,8 auf 1,3 (Reduktion um 103,5%) bzw. von 2,9 auf 1,2 (Reduktion um 108,62%). Diese Ergebnisse zeigen deutlich, dass eine Kombination einer Stauraumpfüllung mit einem Hochwasserereignis sinnvoll und anzustreben ist.

Kraftwerk	Qmax [m ³ /s]	Absenkdauer				Qmin [m ³ /s]	Aufstaudauer				Schwall bedingung
		Von	Bis	[min]	[h]		Von	Bis	[min]	[h]	
Zwischenwässern	24.56	06:00	06:40	40	0.7	23.52	14:00	14:40	40	0.67	1 : 1.0
Pöckstein	58.10	06:02	06:47	45	0.8	55.65	14:10	14:45	35	0.58	1 : 1.0
Althofen	59.88	06:08	07:23	75	1.3	53.29	14:40	15:30	50	0.83	1 : 1.1
TCW	62.11	06:09	08:39	150	2.5	53.14	15:00	17:30	150	2.50	1 : 1.2
Tilly	61.90	06:12	07:27	75	1.3	53.37	16:30	17:30	60	1.00	1 : 1.2
Brugga	63.22	06:16	07:46	90	1.5	53.66	17:00	19:00	120	2.00	1 : 1.2
Passering	62.51	07:35	11:35	240	4.0	52.87	17:00	20:30	210	3.50	1 : 1.2
Pölling	67.02	08:00	09:00	60	1.0	58.06	18:00	19:15	75	1.25	1 : 1.2
Launsdorf	71.69	08:05	12:35	270	4.5	55.73	20:00	00:30	270	4.50	2 : 1.3
Donauchemie	85.88	08:43	09:43	60	1.0	72.16	22:00	23:00	60	1.00	2 : 1.2

Abbildung 1.69: Ergebnisse HQ_1

1.7 Vergleich der Varianten

1.7.1 Vergleich der Varianten 1, 4 und 5

Für die beiden Varianten 4 und 5 bildeten die Ab- und Aufstauzeiten der Variante 1 (35% HQ_1) die Grundlage für die Berechnung. Das Diagramm in Abb. 1.70 zeigt die Veränderung des Schwall-Sunk-Verhältnisses der Abflüsse 35% HQ_1 , 50% HQ_1 und HQ_1 .

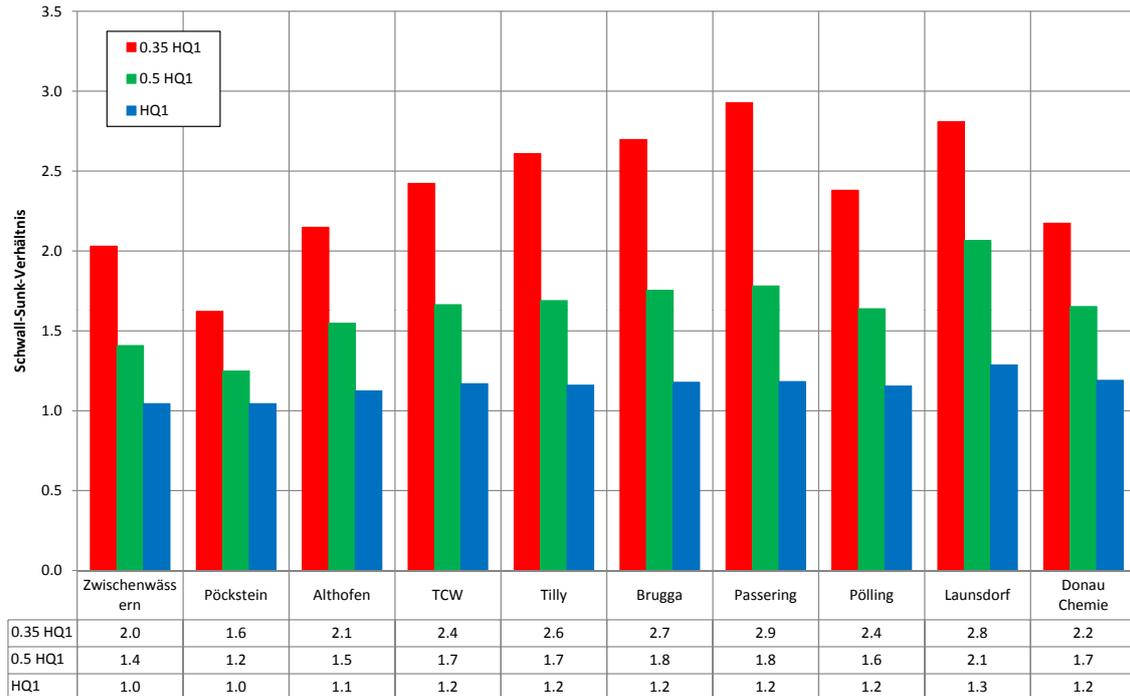


Abbildung 1.70: Schwall-Sunk-Verhältnisse für die Varianten 1, 4 und 5

Die Berechnungen zeigen deutlich den Einfluss der Wasserführungen auf das Schwall-Sunk-Verhältnis bei gleichbleibender Ab- und Aufstaudauer. Eine kombinierte Spülung bei um 65% höheren Abflüssen ändert das Schwall-Sunk-Verhältnis maximal um 58,6% beim Kraftwerk Passering. Das Maximum am KW Passering ergibt sich aus dem großen Stauraum von $36.000 m^3$ und der Überlagerung der Abstauwellen der Oberlieger Kraftwerke (Zwischenwässern, Pöckstein, TCW, Tilly und Brugga). Die kleinste Differenz von 0,6 (31,25%) wurde beim KW Pöckstein berechnet.

Um die Daten der Tabelle in Abb. 1.70 zu verdeutlichen, ist in Abb. 1.71 das Abflussverhalten bei Ab- und Aufstau am KW Passering dargestellt:

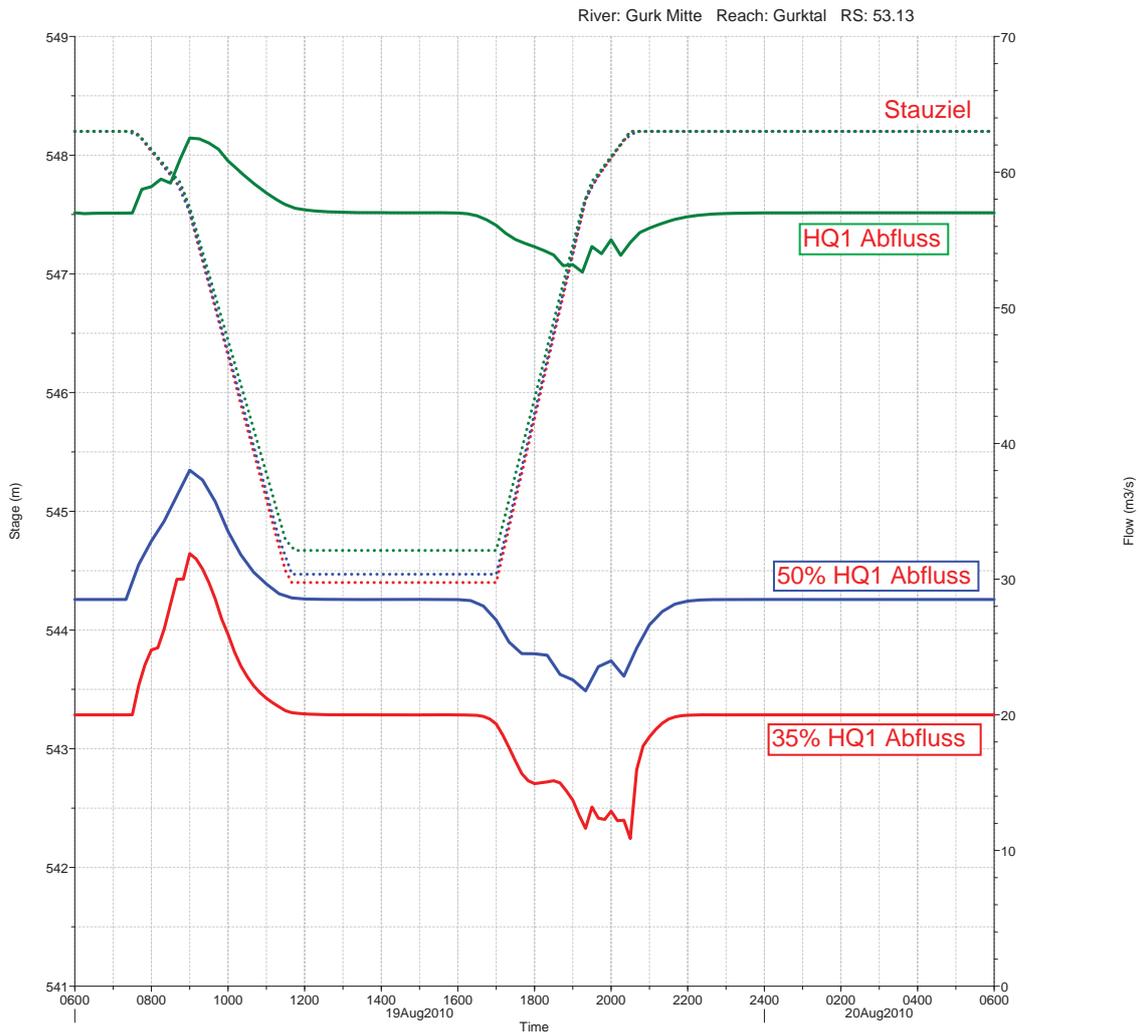


Abbildung 1.71: Abflüsse am Kraftwerk Passering

Die punktierten Linien stellen den Wasserspiegel des Stauraumes 0,5 m vor der Wehranlage dar, rot entspricht einem Abfluss von $20 \text{ m}^3/\text{s}$, blau entspricht einem Abfluss von $28,5 \text{ m}^3/\text{s}$ und grün einem Abfluss von $57 \text{ m}^3/\text{s}$.

1.7.2 Vergleich der Varianten 2 und 3

Der Vergleich der beiden Varianten zeigt den Einfluss von Ab- und Aufstauzeiten, die gegenüber der Variante 2 um 50% verlängert wurden. Die Änderungen der Schwall-Sunk-Erscheinungen bei geänderten Abstauzeiten ist in Abb. 1.72 und für veränderte Audstaudauer in Abb. 1.73 für jedes Kraftwerk ersichtlich.

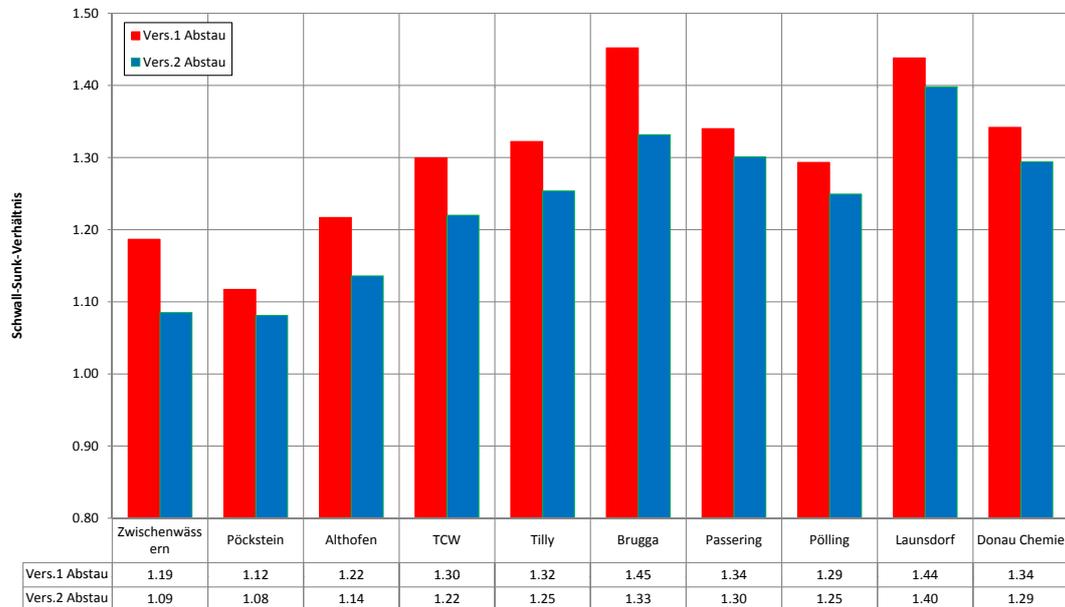


Abbildung 1.72: Schwall-Sunk-Verhältnis für den Abstau bei einer HQ_1 Welle

In Abb. 1.72 ist erkennbar, dass nur eine minimale Differenz von 0,12 (8,27%) beim KW Brugga des Schwall-Sunk-Verhältnisses rechnerisch zu erwarten ist. Alle anderen Schwall-Sunk-Verhältnisse liegen darunter. Beim Aufstau ist jedoch eine deutlichere Veränderung des Schwall-Sunk-Verhältnisses von 0,77 (39,29% Maximalwert beim KW Donau Chemie) zu beobachten. Der Grund für diesen Unterschied zwischen Auf- und Abstau ist mit der Anfangsbedingung, dass der Aufstaubeginn bei einem Abfluss von 70% HQ_1 beginnt und dadurch die Abflussspitze Q_{max} hoch gehalten wird, zu begründen.

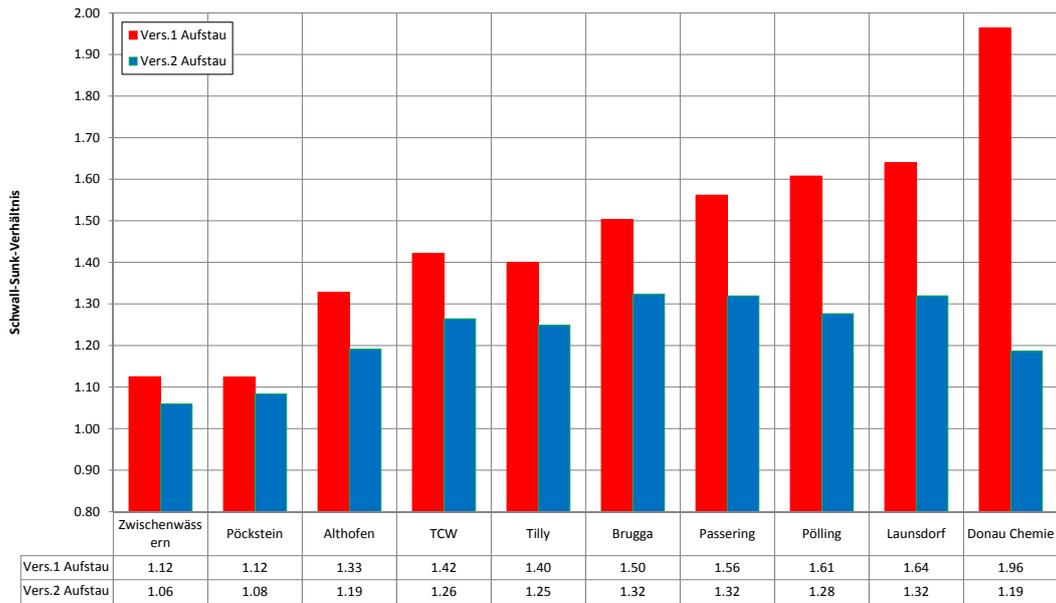


Abbildung 1.73: Schwall-Sunk-Verhältnis für den Aufstau bei einer HQ_1 Welle

Auf den folgenden Seiten sind die Ergebnisse der Berechnung der Variante 2 und 3 für jedes Kraftwerk graphisch dargestellt, dabei ist auf der linken Seite der Ab- und rechts der Aufstauvorgang dargestellt. Die Abb. 1.74 zeigt ein Muster der Diagramme mit Beschriftung der Achsen. Eine übersichtliche Zusammenstellung der Ergebnisse aller Varianten sind in Form von Plänen im Anhang beigelegt.

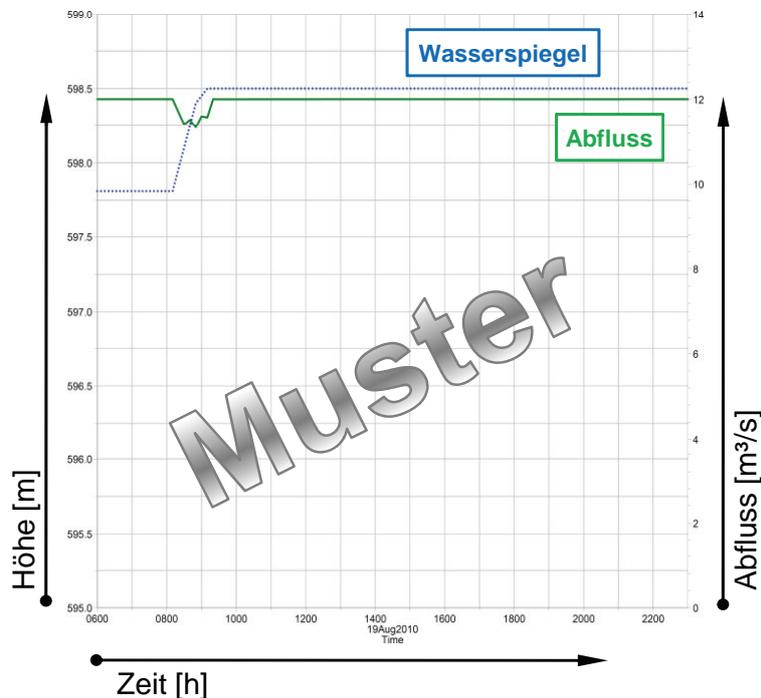


Abbildung 1.74: Muster Abfluss Diagramm

1.7.2.1 KW Zwischenwässern

- Variante 2

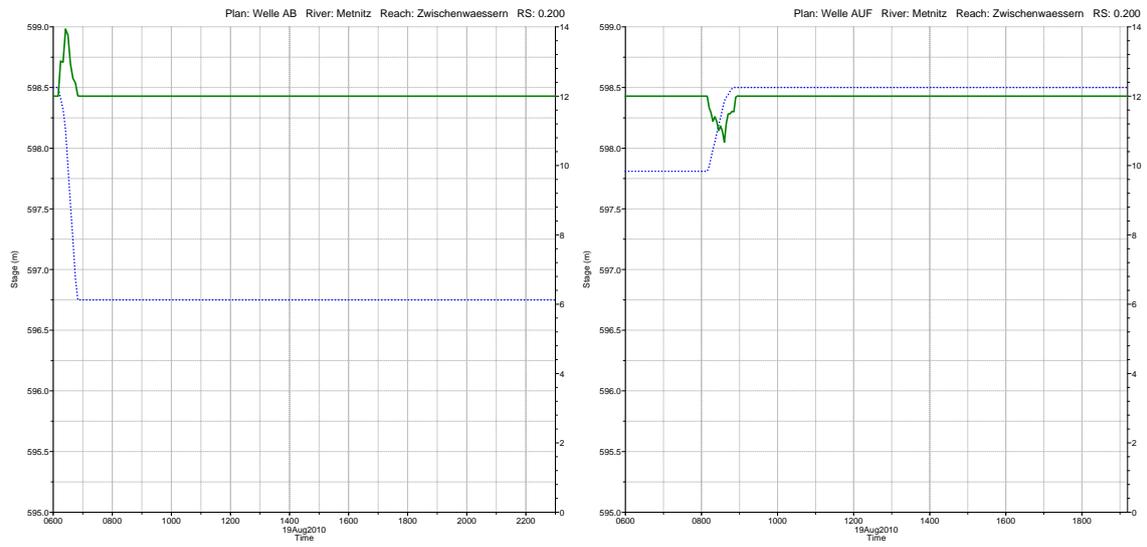


Abbildung 1.75: Ab- und Aufstau Var.2 KW Zwischenwässern

- Variante 3

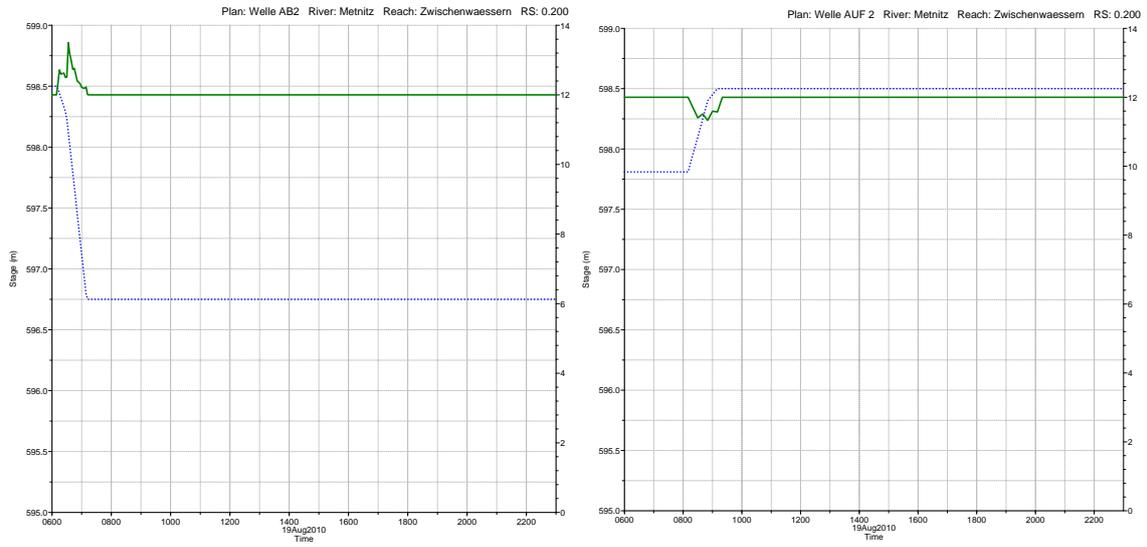


Abbildung 1.76: Ab- und Aufstau Var.3 KW Zwischenwässern

1.7.2.2 KW Pöckstein

- Variante 2

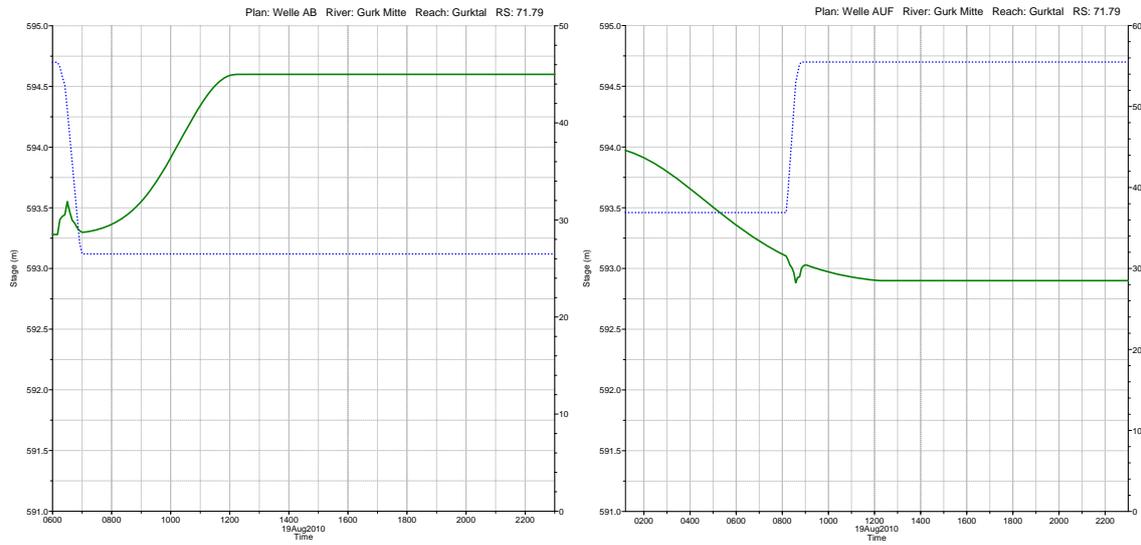


Abbildung 1.77: Ab- und Aufstau Var.2 KW Pöckstein

- Variante 3

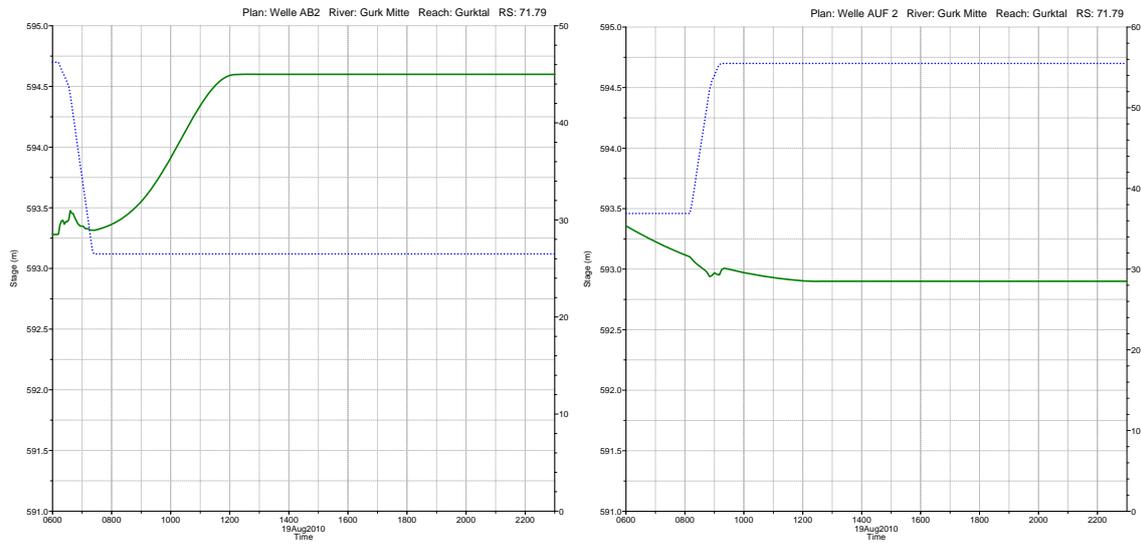


Abbildung 1.78: Ab- und Aufstau Var.3 KW Pöckstein

1.7.2.3 KW Althofen

- Variante 2

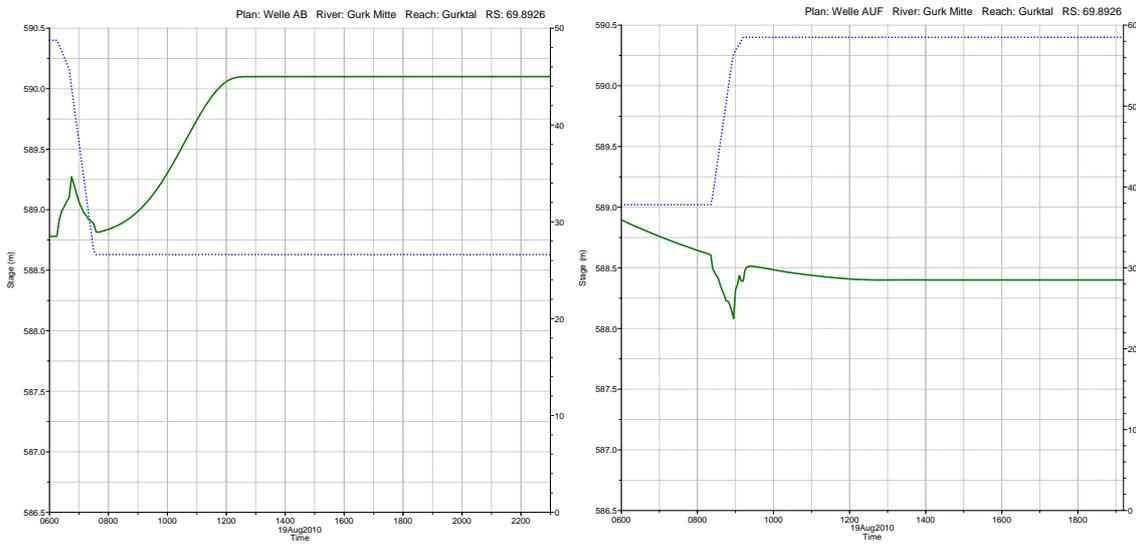


Abbildung 1.79: Ab- und Aufstau Var.2 KW Althofen

- Variante 3

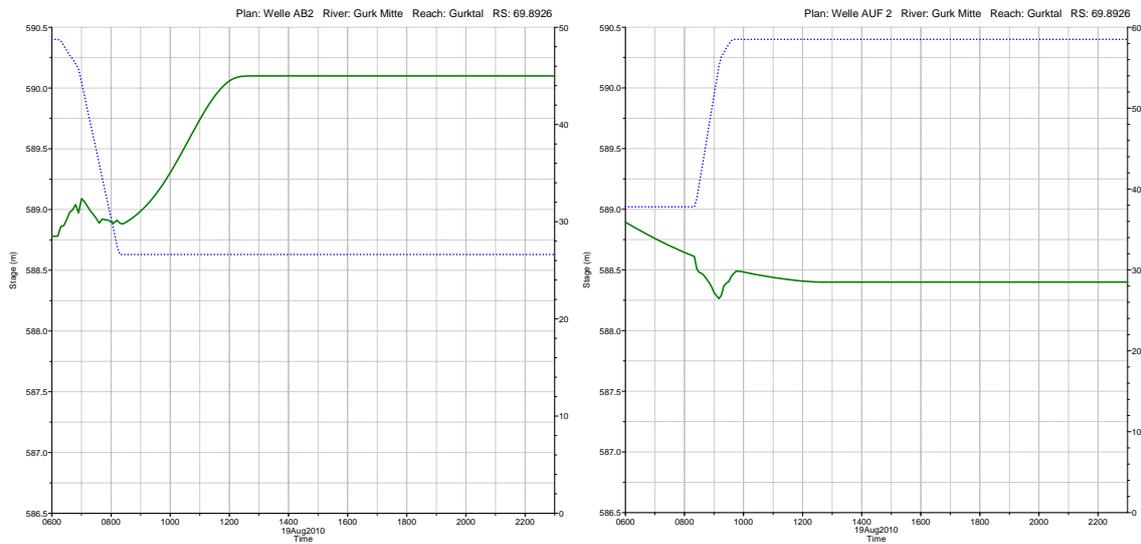


Abbildung 1.80: Ab- und Aufstau Var.3 KW Althofen

1.7.2.4 KW TCW

- Variante 2

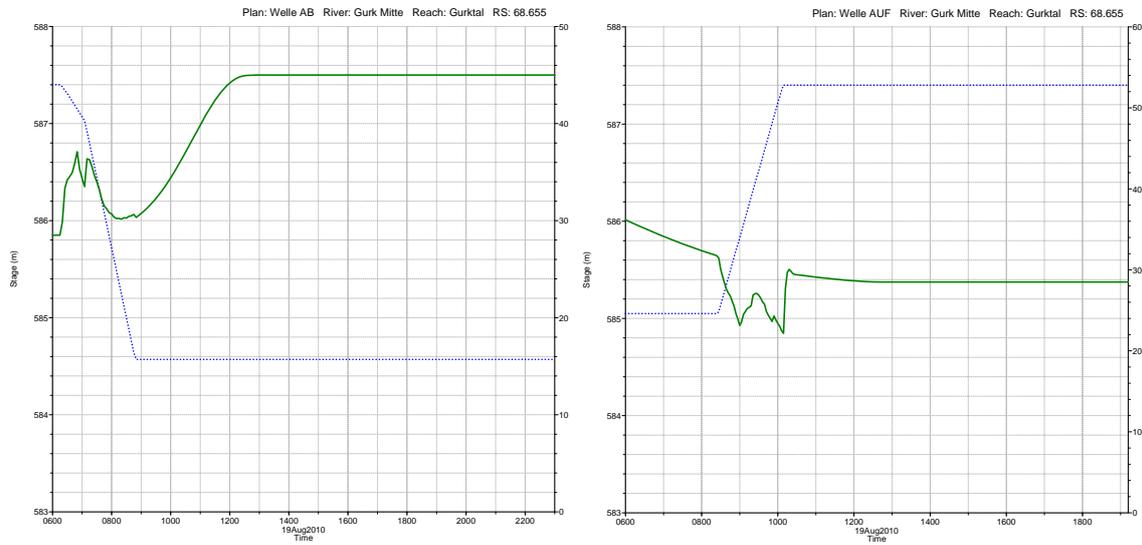


Abbildung 1.81: Ab- und Aufstau Var.2 KW TCW

- Variante 3

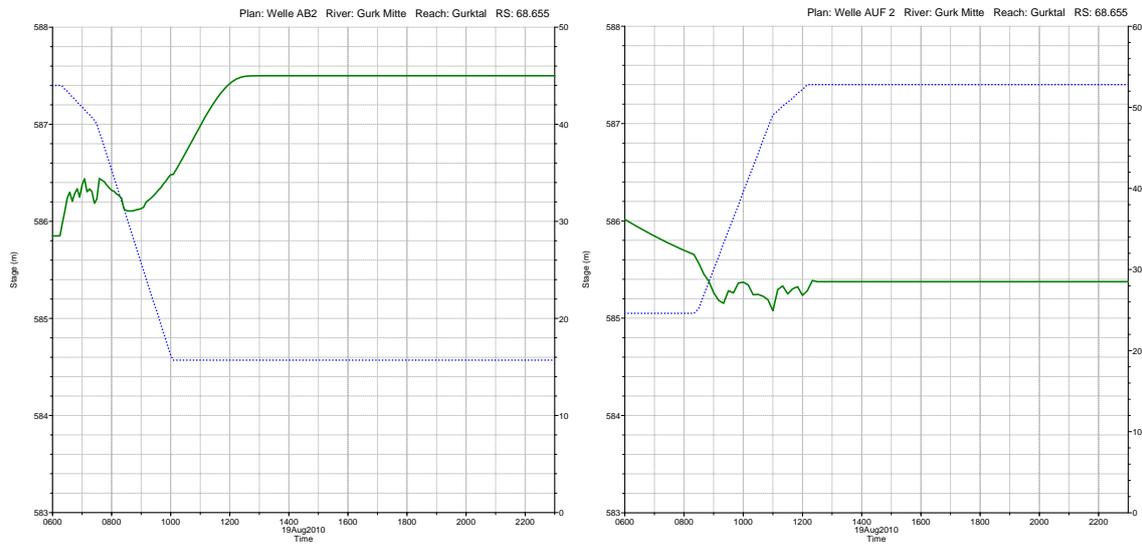


Abbildung 1.82: Ab- und Aufstau Var.3 KW TCW

1.7.2.5 KW Brugga

- Variante 2

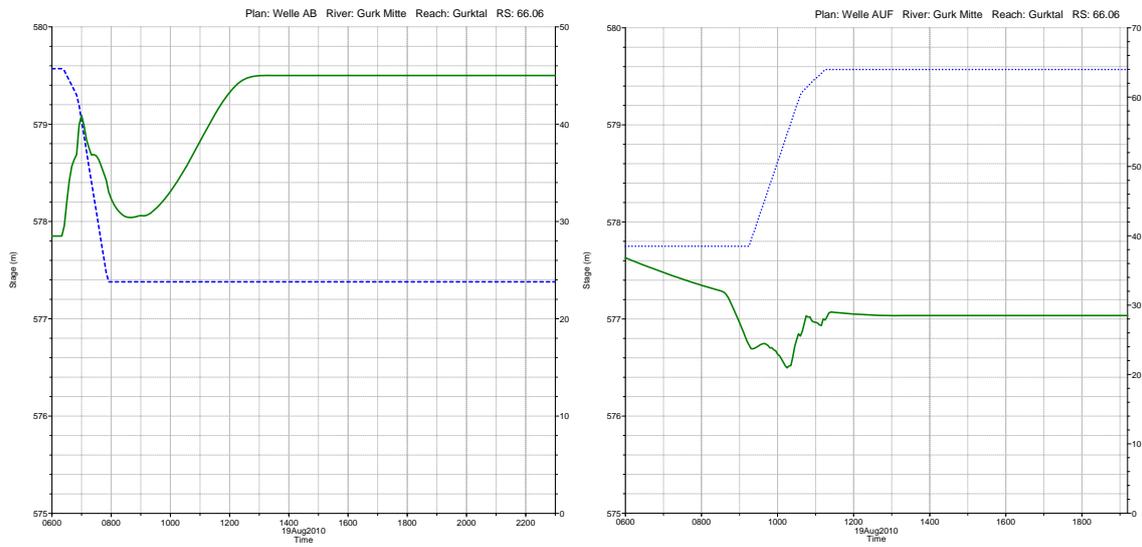


Abbildung 1.83: Ab- und Aufstau Var.2 KW Brugga

- Variante 3

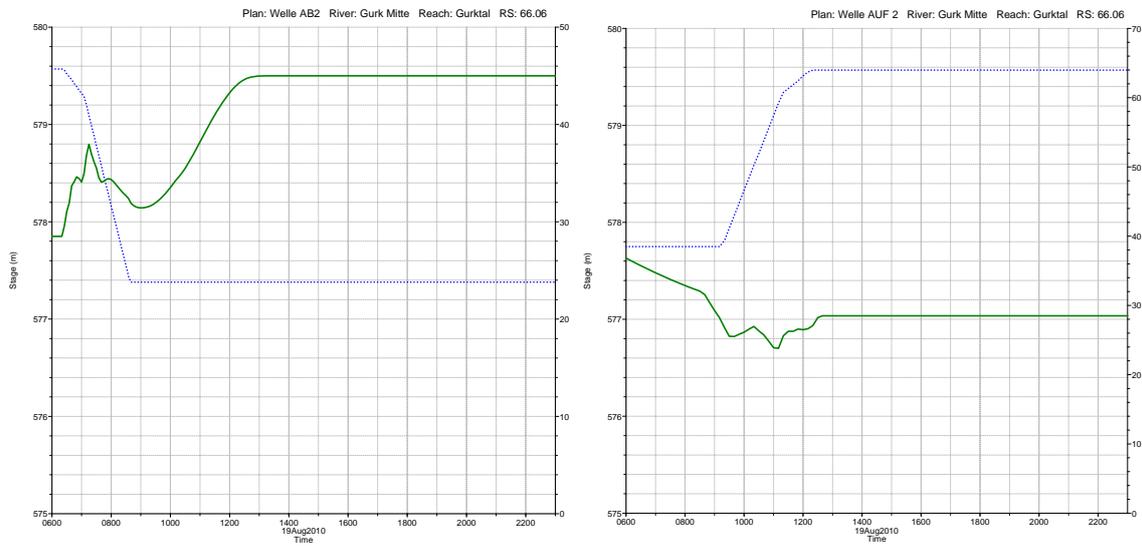


Abbildung 1.84: Ab- und Aufstau Var.3 KW Brugga

1.7.2.6 KW Passering

- Variante 2

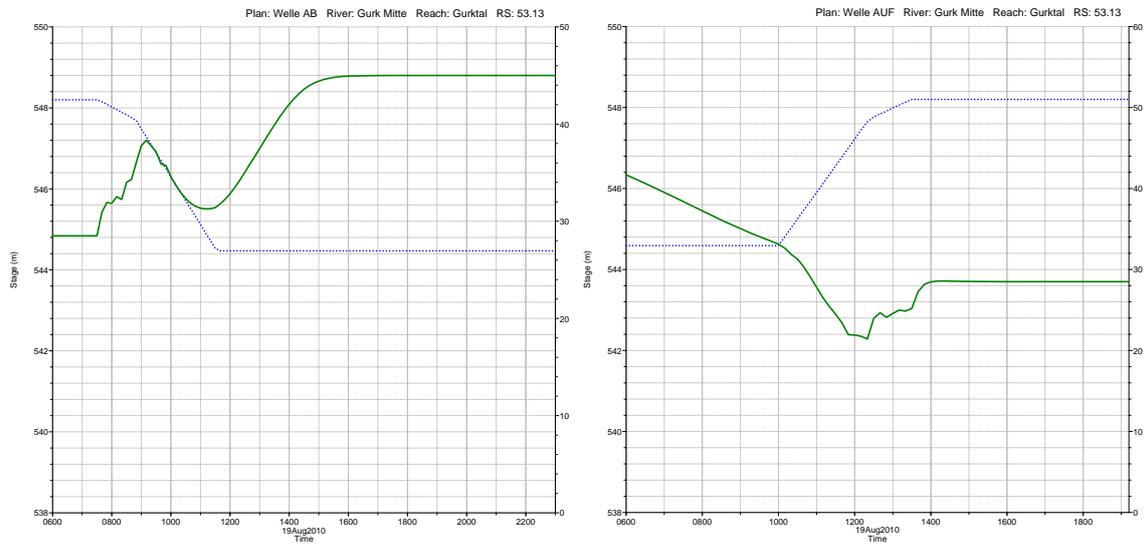


Abbildung 1.85: Ab- und Aufstau Var.2 KW Passering

- Variante 3

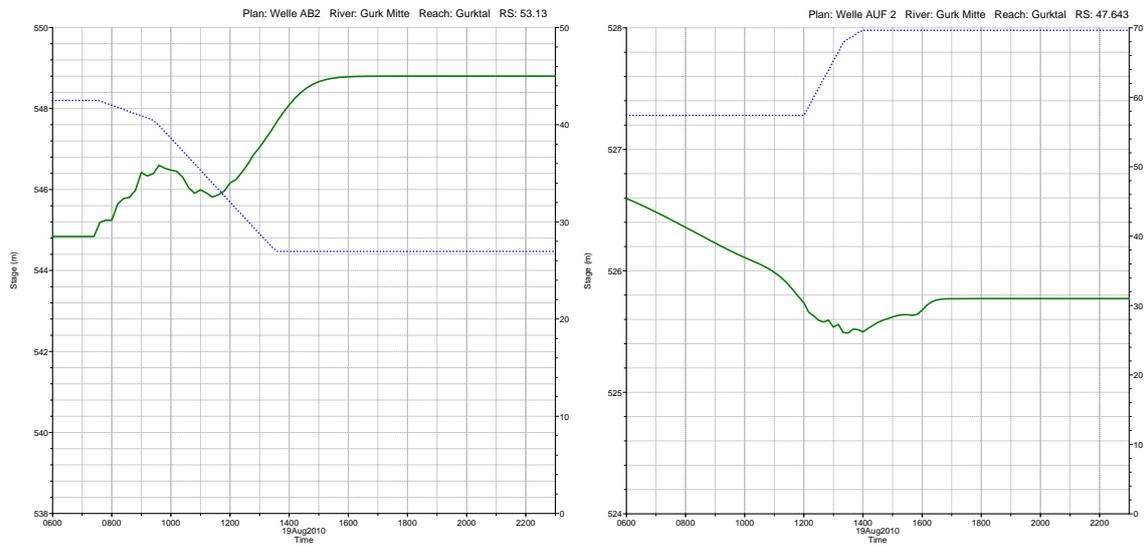


Abbildung 1.86: Ab- und Aufstau Var.3 KW Passering

1.7.2.7 KW Pölling

- Variante 2

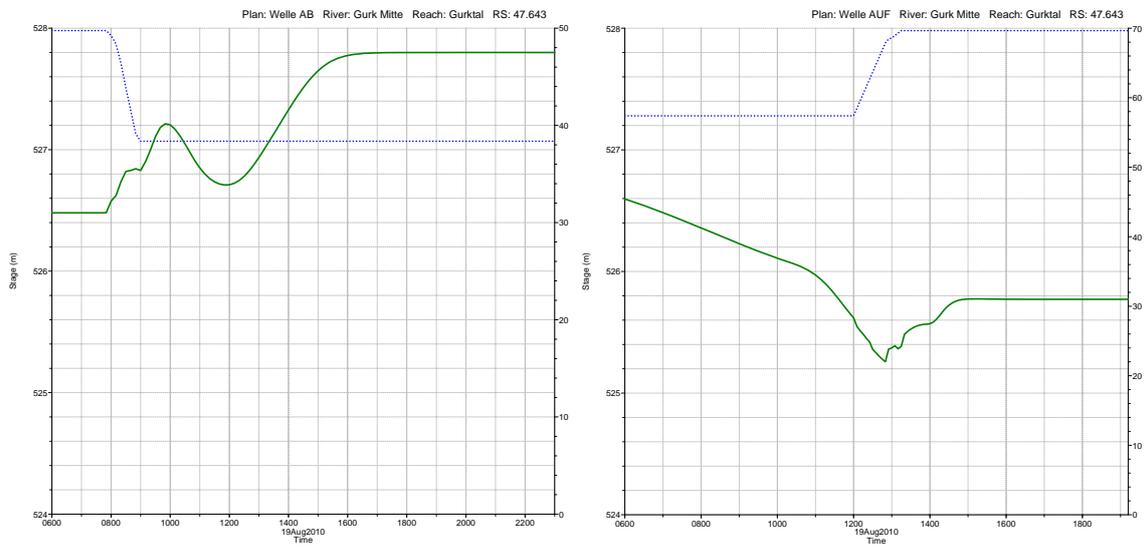


Abbildung 1.87: Ab- und Aufstau Var.2 KW Pölling

- Variante 3

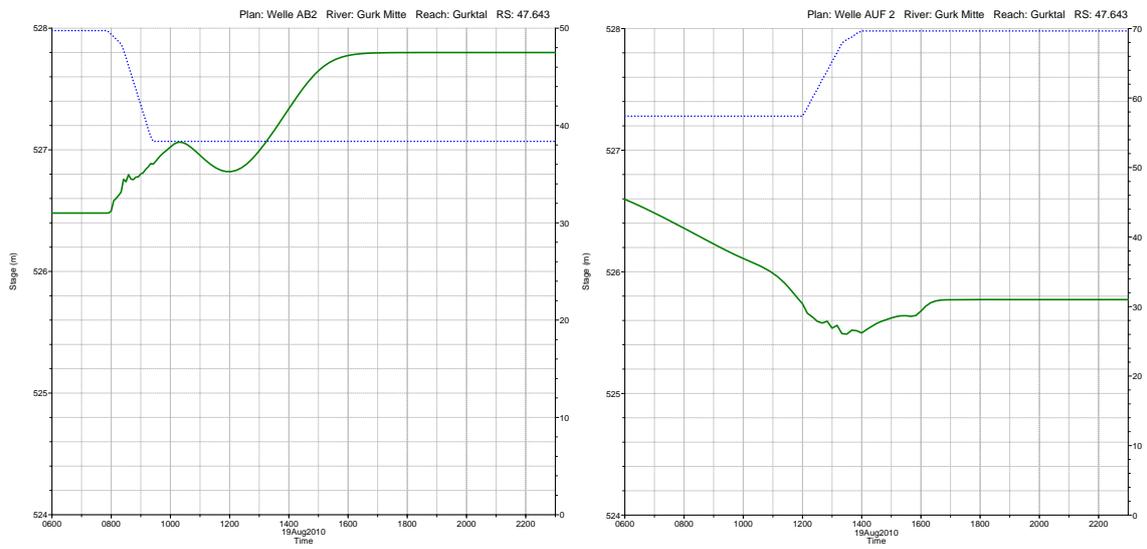


Abbildung 1.88: Ab- und Aufstau Var.3 KW Pölling

1.7.2.8 KW Launsdorf

- Variante 2

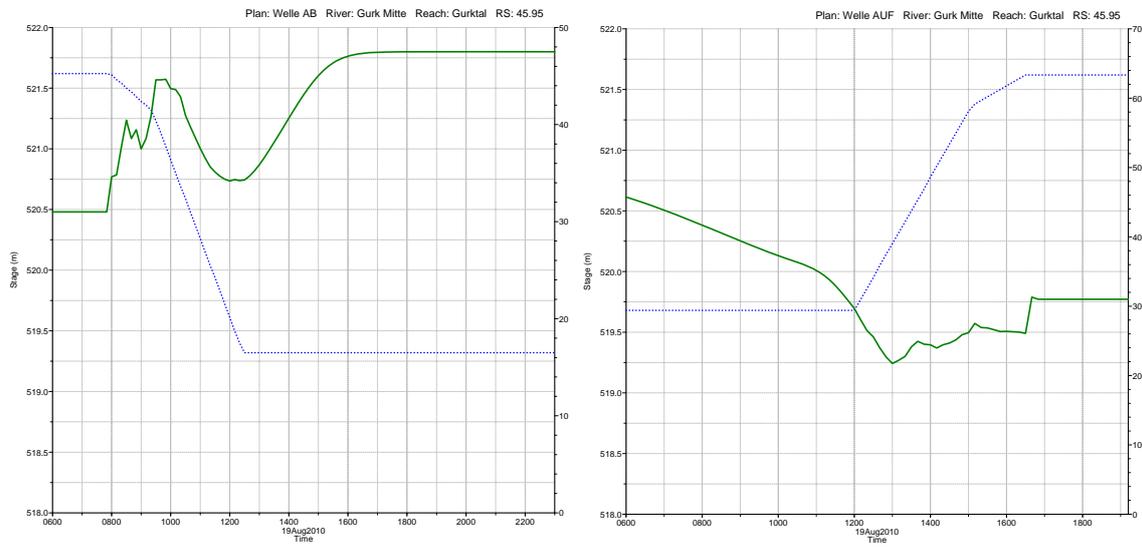


Abbildung 1.89: Ab- und Aufstau Var.2 KW Launsdorf

- Variante 3

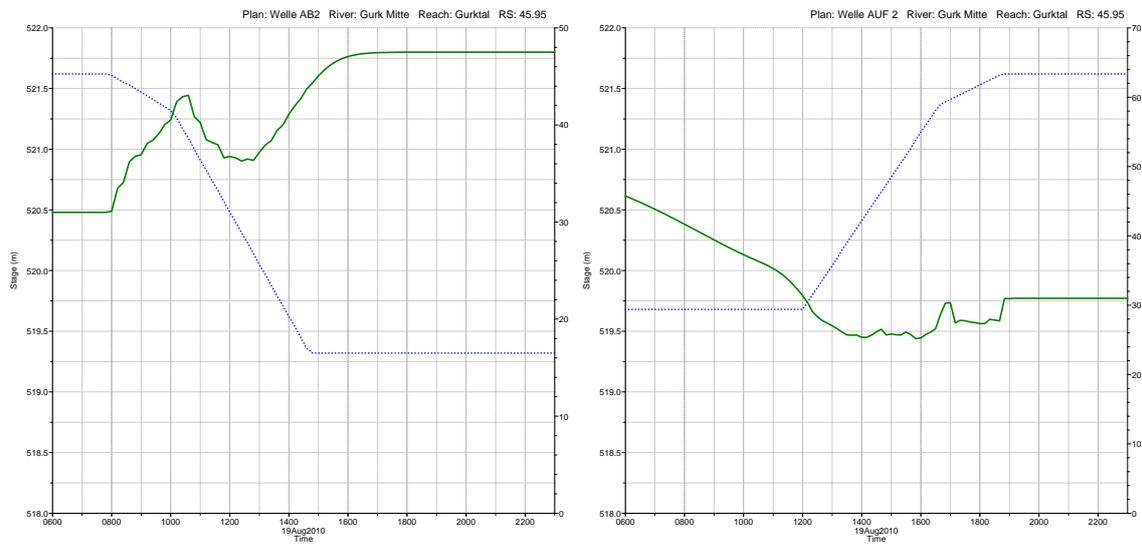


Abbildung 1.90: Ab- und Aufstau Var.3 KW Launsdorf

1.7.2.9 KW Donau Chemie

- Variante 2

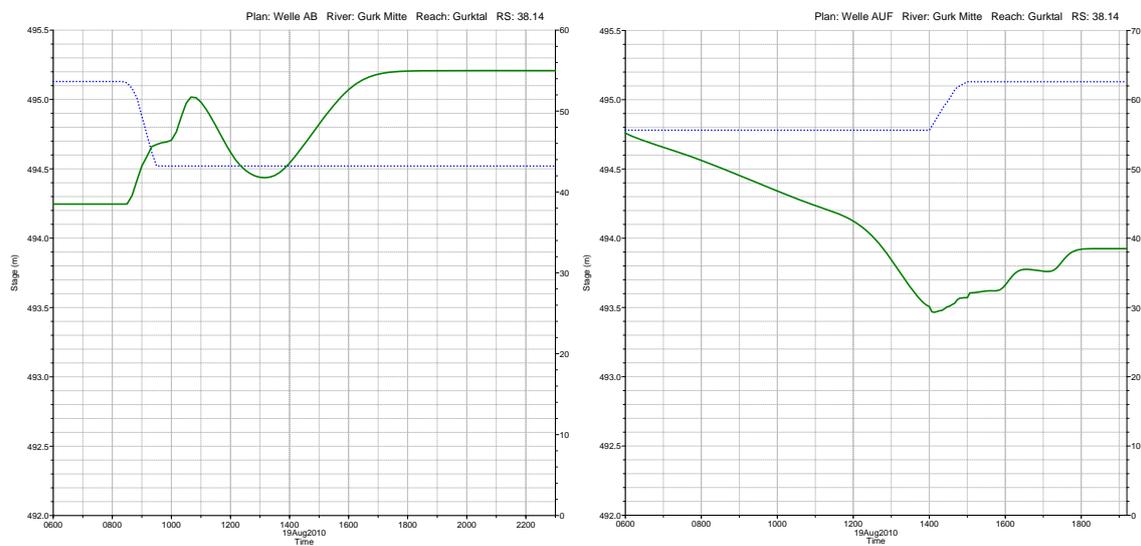


Abbildung 1.91: Ab- und Aufstau Var.2 KW Donau Chemie

- Variante 3

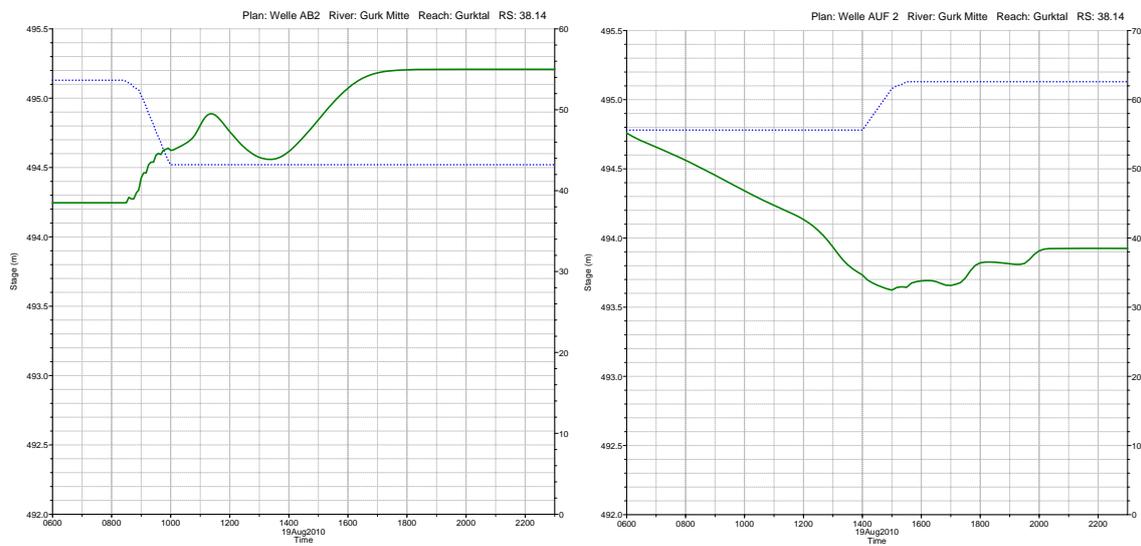


Abbildung 1.92: Ab- und Aufstau Var.3 KW Donau Chemie

1.8 Vorschlag für die Betreiber

Gestützt auf die Berechnungen in dieser Masterarbeit empfehlen wir eine koordinierte Spülung der Kraftwerkskette bei einem Hochwasserereignis mit der Eintrittswahrscheinlichkeit von einem Jahr (HQ_1). Folgende Gründe bildeten die Grundlage für die Empfehlung:

- Aus den Berechnung ging eine Minimierung des Schwall-Sunkverhältnisses bei höheren Abflüssen hervor.
- Es würde keine zusätzliche Belastung des Ökosystems entstehen, da der Abfluss der Abstauwelle den HQ_1 Spitzenwert nicht überschreiten wird.
- Es wäre keine zusätzliche Störung des Kraftwerksbetriebs gegeben.
- Die Dauer der Spülung kann wesentlich verkürzt werden, da bei einem HQ_1 Abfluss ein besserer Austrag von Sedimenten zu erwarten ist.

Die für den Vorschlag 1 (Abb. 1.93) gewählten Ab- und Aufstaudauer wurden aus der Berechnung ($35\%HQ_1$) für den mind. Abfluss (Auflage in Passering von $20\text{ m}^3/\text{s}$) entnommen. Die Spüldauer kann frei gewählt werden, der Wiederaufstau der KW-Kette beginnt bei einem Abfluss von $70\% HQ_1$ ($31\text{ m}^3/\text{s}$ beim KW Pöckstein). Bei geringeren Abflüssen wird empfohlen nach den Zeittafeln der berechneten Varianten vorzugehen.

Vorschlag 1								
Kraftwerk	Absenkdauer				Aufstaudauer			
	Von	Bis	[min]	[h]	Von	Bis	[min]	[h]
Zwischenwässern	00:00	00:40	40	0.7	00:00	00:40	40	0.67
Pöckstein	00:02	00:47	45	0.8	00:01	00:36	35	0.58
Althofen	00:06	01:21	75	1.3	00:12	01:02	50	0.83
TCW	00:08	02:38	150	2.5	00:16	02:46	150	2.50
Tilly	00:10	01:25	75	1.3	00:50	01:50	60	1.00
Brugga	00:13	01:43	90	1.5	01:05	03:05	120	2.00
Passering	01:23	05:23	240	4.0	01:50	05:20	210	3.50
Pölling	01:43	02:43	60	1.0	03:50	05:05	75	1.25
Launsdorf	01:47	06:17	270	4.5	03:50	08:20	270	4.50
Donauchemie	02:18	03:18	60	1.0	05:50	06:50	60	1.00

Abbildung 1.93: Blankozeitplan Vorschlag 1

Für den Vorschlag 2 (Abb. 1.93) wurden die Ab- und Aufstauzeiten um 50% verlängert. Die Startzeiten für den Abstau bzw. den Aufstau sind dieselben geblieben.

Vorschlag 2								
Kraftwerk	Absenkdauer + 50%				Aufstaudauer + 50%			
	Von	Bis	[min]	[h]	Von	Bis	[min]	[h]
Zwischenwässern	00:00	01:00	60	1.00	00:00	01:00	60	1.00
Pöckstein	00:02	01:12	70	1.17	00:01	01:01	60	1.00
Althofen	00:06	02:06	120	2.00	00:12	01:27	75	1.25
TCW	00:08	03:53	225	3.75	00:16	04:01	225	3.75
Tilly	00:10	02:10	120	2.00	00:50	02:20	90	1.50
Brugga	00:13	02:13	120	2.00	01:05	04:05	180	3.00
Passering	01:23	07:23	360	6.00	01:50	07:05	315	5.25
Pölling	01:43	02:58	75	1.25	03:50	05:50	120	2.00
Launsdorf	01:47	08:32	405	6.75	03:50	10:35	405	6.75
Donauchemie	02:18	03:48	90	1.50	05:50	07:20	90	1.50

Abbildung 1.94: Blankozeitplan Vorschlag 2

2 Zusammenfassung

Mit Hilfe einer eindimensionalen numerischen Berechnung wird im zweiten Teil ein Spülkonzept für die zehn Kraftwerke erstellt. Zu diesem Zweck wurde das Gelände mit dem Programm HEC-RAS modelliert und mit einer stationären Berechnung kalibriert und validiert. Mit einer instationären Berechnung wurden für die Abflüsse 35% HQ_1 , 50% HQ_1 , HQ_1 und zwei Varianten einer Hochwasserwelle Zeitpläne für eine mögliche kombinierte Spülung erarbeitet.

In der Verordnung des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft über die Festlegung des ökologischen Zustandes für Oberflächengewässer wurden Qualitätsziele für den guten hydromorphologischen Zustand für Fließgewässer in Österreich festgelegt. Hinsichtlich der Erreichung dieser darf das Schwall-Sunk-Verhältnis den Wert von 3:1 nicht überschreiten. Die Ab- und Aufstauzeiten der einzelnen Stauräume wurden durch die Ermittlung der Stauraumgeometrie und der einzelnen Schwall-Sunk-Verhältnisse bei einem Abfluss von 35% HQ_1 ermittelt. Diese Zeiten bildeten die Basis für die weiteren Varianten. In einer zusätzlichen Variante der Hochwasserwelle wurden die Ab- und Aufstauzeiten um 50% erhöht, um den Betreibern einen alternativen Zeitplan vorschlagen zu können. Um ihnen die Möglichkeit zu bieten die Spüldauer zu varrieren wurden die Aufstauvorgänge von den Abstauvorgängen entkoppelt, das bedeutet, dass sich die einzelnen Abflüsse (Schwall und Sunk) nicht überschneiden.

Auf Grundlage dieser Berechnungen konnte den Betreibern zwei Vorschläge für eine kombinierte Stauraumspülung präsentiert werden. Ebenfalls wird den Betreibern vorgeschlagen die Spülung bei einem Hochwasserereignis HQ_1 durchzuführen um die Natur nicht zusätzlich zu belasten. Ein weiterer Vorteil der Kombination einer Spülung mit einem Hochwasserereignis besteht darin, dass durch die erhöhten Abflüsse die Spüldauer wesentlich verkürzt werden kann.

Planverzeichnis

Plan 02 Ergebnisse 35% HQ_1

Plan 03 Ergebnisse HQ_1 Normwelle 1 Abstau

Plan 04 Ergebnisse HQ_1 Normwelle 1 Aufstau

Plan 05 Ergebnisse HQ_1 Normwelle 2 Abstau

Plan 06 Ergebnisse HQ_1 Normwelle 2 Aufstau

Plan 07 Ergebnisse 50% HQ_1

Plan 08 Ergebnisse HQ_1

Abbildungsverzeichnis

1.1	HEC-RAS Benutzeroberfläche	8
1.2	Darstellung der Energiegleichung (HEC-RAS)	9
1.3	Einteilung des Profils in Teilquerschnitte (HEC-RAS)	10
1.4	Mittlere Energiehöhe (HEC-RAS)	11
1.5	Energie-Wasserspiegel Diagramm (HEC-RAS)	12
1.6	Impulsänderung (HEC-RAS)	13
1.7	Prinzip der Massenerhaltung (HEC-RAS)	14
1.8	Hydrostatische Druckkraft (HEC-RAS)	15
1.9	Box Schema (HEC-RAS)	17
1.10	Ausschnitt Waspi Lageplan	20
1.11	Flusslauf in Autocad auf Orthofoto	20
1.12	Profil im Autocad Lageplan	21
1.13	Autocad und HEC-RAS Lageplan-Ausschnitt	21
1.14	Querprofil in Waspi	22
1.15	Querprofil in HEC-RAS	22
1.16	Querprofil in HEC-RAS	23
1.17	Brücken als Geländeprofil in Waspi	24
1.18	Längenschnitt mit neuen Profilen in HEC-RAS	24
1.19	Brücke in der Natur	25
1.20	Brücke HEC-RAS	25
1.21	Brücke HEC-RAS 3D-Modell	25
1.22	Beispiel für ein Wehrprofil in Waspi	26
1.23	Beispiel für ein Wehr in HEC-RAS	27
1.24	KW Zwischenwässern: Wehranlage - oberwasserseitig	28
1.25	KW Zwischenwässern: HEC-RAS	28
1.26	KW Bistum Pöckstein: Wehranlage - unterwasserseitig	29
1.27	KW Bistum Pöckstein: HEC-RAS	29
1.28	KW Althofen: Wehranlage - unterwasserseitig	30
1.29	KW Althofen: HEC-RAS	30
1.30	KW TCW: Wehr und Krafthaus - unterwasserseitig	31
1.31	KW TCW: HEC-RAS	31
1.32	KW Tilly: Wehranlage - unterwasserseitig	32
1.33	KW Tilly: HEC-RAS	32
1.34	KW Brugga: Wehranlage - unterwasserseitig	33
1.35	KW Brugga: HEC-RAS	33
1.36	KW Passering: Wehranlage - unterwasserseitig	34
1.37	KW Passering: HEC-RAS Modell	34
1.38	KW Pölling: Wehranlage - unterwasserseitig	35
1.39	KW Poelling: HEC-RAS	35
1.40	KW Launsdorf: Ausleitungswehr - unterwasserseitig	36

1.41	KW Launsdorf: HEC-RAS	36
1.42	KW Donau Chemie: Wehranlage - oberwasserseitig	37
1.43	KW Donau Chemie: HEC-RAS	37
1.44	Knotenpunkt Gurk - Metnitz	38
1.45	junction editor in HEC-RAS	38
1.46	Interpolierte Querprofile (KW TCW)	39
1.47	Pegelprofil Anpassung	40
1.48	Diagramm Kalibrierung	41
1.49	Berechnungsmodell für ein Spülprogramm	43
1.50	Randbedingungen in HEC-RAS	44
1.51	Singularität vor KW Donau Chemie	45
1.52	Singularität vor KW Passering	45
1.53	Randbedingungen der Abflussvarianten	46
1.54	Abflussganglinie für Variante 4	47
1.55	Stauraum Profile KW Althofen	48
1.56	Beispiel Absenkplan KW Zwischenwässern	49
1.57	Abflussverhalten bei verschiedenen Ganglinien (KW Launsdorf)	50
1.58	Eingabefenster <i>Unsteady Flow Analysis</i>	51
1.59	Auf- und Abstauvorgang am Kraftwerk Pöckstein	52
1.60	Auf- und Abstauvorgang am Kraftwerk Launsdorf	53
1.61	Ergebnisse 35% HQ_1	53
1.62	Ergebnisse Abstau am Kraftwerk Launsdorf	54
1.63	Ergebnisse Aufstau am Kraftwerk Pölling	55
1.64	Ergebnisse HQ_1 Hochwasserwelle 1	55
1.65	Ergebnisse am Kraftwerk TCW	56
1.66	Ergebnisse Abstau am Kraftwerk Launsdorf	57
1.67	Ergebnisse HQ_1 Hochwasserwelle 2	57
1.68	Ergebnisse 50% HQ_1	58
1.69	Ergebnisse HQ_1	59
1.70	Schwall-Sunk-Verhältnisse für die Varianten 1, 4 und 5	60
1.71	Abflüsse am Kraftwerk Passering	61
1.72	Schwall-Sunk-Verhältnis für den Abstau bei einer HQ_1 Welle	62
1.73	Schwall-Sunk-Verhältnis für den Aufstau bei einer HQ_1 Welle	63
1.74	Muster Abfluss Diagramm	63
1.75	Ab- und Aufstau Var.2 KW Zwischenwässern	64
1.76	Ab- und Aufstau Var.3 KW Zwischenwässern	64
1.77	Ab- und Aufstau Var.2 KW Pöckstein	65
1.78	Ab- und Aufstau Var.3 KW Pöckstein	65
1.79	Ab- und Aufstau Var.2 KW Althofen	66
1.80	Ab- und Aufstau Var.3 KW Althofen	66
1.81	Ab- und Aufstau Var.2 KW TCW	67
1.82	Ab- und Aufstau Var.3 KW TCW	67
1.83	Ab- und Aufstau Var.2 KW Brugga	68
1.84	Ab- und Aufstau Var.3 KW Brugga	68
1.85	Ab- und Aufstau Var.2 KW Passering	69
1.86	Ab- und Aufstau Var.3 KW Passering	69
1.87	Ab- und Aufstau Var.2 KW Pölling	70
1.88	Ab- und Aufstau Var.3 KW Pölling	70

1.89	Ab- und Aufstau Var.2 KW Launsdorf	71
1.90	Ab- und Aufstau Var.3 KW Launsdorf	71
1.91	Ab- und Aufstau Var.2 KW Donau Chemie	72
1.92	Ab- und Aufstau Var.3 KW Donau Chemie	72
1.93	Blankozeitplan Vorschlag 1	73
1.94	Blankozeitplan Vorschlag 2	74

Tabellenverzeichnis

1.1	Pegelabflüsse in m^3/s	41
1.2	Kraftwerksvolumen und Abstauzeiten	48

Quellenverzeichnis

BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND UND FORSTWIRTSCHAFT, UMWELT UND WASSERWIRTSCHAFT, Abteilung VII 3 [2007]:
Hydrographisches Jahrbuch

BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND UND FORSTWIRTSCHAFT, UMWELT UND WASSERWIRTSCHAFT, Abteilung VII 3 [2009]:
eHYD - Hydrographische Messstellen (Expertenapplikation)

BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND UND FORSTWIRTSCHAFT, UMWELT UND WASSERWIRTSCHAFT [2009]:
Nationalen Gewässerbewirtschaftungsplan (NGP)

BUNDESMINISTERIUM FÜR LAND UND FORSTWIRTSCHAFT, UMWELT UND WASSERWIRTSCHAFT [2010]:
Qualitätszielverordnung Ökologie Oberflächengewässer - QZV Ökologie OG, BGBl. II Nt. 99/2010

DORFMANN, Clemens [2006]:
Optimierung der Ab- und Aufstauvorgänge bei Stauraumspülungen an der Oberen Mur

EDELSBRUNNER, Georg; FRIESS Jakob [2008]:
Wasserwirtschaftliches Management der Kraftwerksanlagen an der Pöls

US ARMY CORPS OF ENGINEERS, Hydrologic Engineering Center [2008]:
User Manual

US ARMY CORPS OF ENGINEERS, Hydrologic Engineering Center [2008]:
Hydraulic Reference Manual

US ARMY CORPS OF ENGINEERS, Hydrologic Engineering Center [2008]:
Applications Guide