

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN

Vienna University of Technology

Diplomarbeit

Modellierung der Fließzeit in offenen Gerinnen für ein Wasserkraftwerkseinsatz-Optimierungsmodell

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines

Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Ao. Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard THEIL

(E370 Institut für Energiesysteme und Elektrische Antriebe)

Mag. Dr. techn. Gerhard Totschnig

(E370 Institut für Energiesysteme und Elektrische Antriebe)

eingereicht an der Technischen Universität Wien

Institut für Computertechnik (E384)

von

Bernhard Ungersböck

Matr.Nr. 0525979

Wechselbundesstraße 33

2840 Grimmenstein

Grimmenstein, im November 2012

Bernhard, Ungersböck



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
WIEN
Vienna University of Technology

Ich habe zur Kenntnis genommen, dass ich zur Drucklegung meiner Arbeit unter der Bezeichnung

Diplomarbeit

nur mit Bewilligung der Prüfungskommission berechtigt bin.

Ich erkläre weiteres Eides statt, dass ich meine Diplomarbeit nach den anerkannten Grundsätzen für wissenschaftliche Abhandlungen selbstständig ausgeführt habe und alle verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur, genannt habe.

Weiteres erkläre ich, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch Ausland (einer Beurteilerin/einen Beurteiler zur Begutachtung) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe und dass diese Arbeit mit der vom Begutachter beurteilten Arbeit übereinstimmt.

Grimmenstein, im November 2012

Bernhard, Ungersböck

Danksagung

Mein Dank gilt Herrn Mag. Dr. techn. Gerhard Totschnig für die Hilfe und gute Betreuung während der Durchführung dieser Diplomarbeit.

Weiters möchte ich meinem Bruder, meiner Schwester, Freundin, Freunden und Studienkollegen danken, die mich während des Verlaufs meines Studiums begleitet und besonders in schwierigen Zeiten unterstützt haben.

Mein größter Dank gilt allerdings meinen Eltern Engelbert und Gertrude Ungersböck, die mir meine Ausbildung überhaupt erst ermöglicht und mich in meinen Entscheidungen immer bestärkt haben. Ohne Ihre Unterstützung hätte ich meine Ziele niemals erreichen können.

Kurzfassung

In den letzten Jahren zeigte sich, besonders in Europa, ein Wandel im Energieversorgungssystem infolge der Energiewende. Unter der Energiewende versteht man den Übergang von einer fossil-nuklearen Energieversorgung hin zu einer nachhaltigen Energieversorgung durch erneuerbare Energien. Es stellt sich nun die Frage, wie das europäische Energieversorgungssystem angepasst werden muss, um einen hohen Anteil von unregelmäßig zur Verfügung stehender, erneuerbarer Energie integrieren zu können. Um diese fundamentale Frage beantworten zu können, hat die EEG - Energy Economics Group der TU-Wien im Jahr 2008 ein Projekt gestartet, in dem ein sogenanntes HiREPS-Modell (High Resolution Power System Model) erstellt wird. Mit diesem Modell ist es möglich, verschiedenste Szenarien am europäischen Energieversorgungssystem zu simulieren.

In dieser Diplomarbeit wird eine Erweiterung für dieses HiREPS-Modell im Bereich der Wasserkraft entwickelt. Und zwar soll eine, bis dato noch nicht vorhandene, Modellierung der Fließzeiten von Flüssen entwickelt werden.

Diese hat den Zweck, dass die in der Realität auftretende Beeinflussung der Energieerzeugung von Laufwasserkraftwerken durch Speicherkraftwerke auch im HiREPS-Modell berücksichtigt wird. Ohne korrekte Berücksichtigung der Fließzeiten würde z. B. das Wasser eines Speicherkraftwerkes in Tirol ohne zeitliche Verzögerung auch in allen Innkraftwerken und Donaukraftwerken zur Erzeugung von Strom führen. In der Realität entstehen aber zeitliche Verzögerungen von vielen Stunden zwischen der Stromerzeugung in einem Speicherkraftwerk in Tirol und der daraus folgenden zusätzlichen Stromerzeugung in den Donaukraftwerken. Da diese zusätzliche Stromerzeugung in den nachfolgenden Laufwasserkraftwerken bis zu 30% der Stromerzeugung eines Speicherkraftwerkes betragen kann, ist dieser zeitliche Effekt sehr wichtig.

Für die mathematische Beschreibung des Fließprozesses wird die empirische Fließformel nach Manning-Strickler verwendet und so umgeformt, dass leicht zu ermittelnde Parameter bzw. Input-Daten des HiREPS-Modells verwendet werden können. Für die Bestimmung des Parameters, der die Oberflächenbeschaffenheit (Rauheit) eines Flussbettes beschreibt, wurde eine Methodik entwickelt, die auf der Analyse der Zeitverschiebung von Durchflusswerten basiert. Die Ergebnisse der Modellierung anhand österreichischer Flüsse haben gezeigt, dass die entwickelte Fließzeit-Modellierung, für freie oder durch Kontrollbauwerke nur leicht beeinflusste Fließstrecken, sehr gut an den realen Fließprozess herankommt. Für die Berücksichtigung von Kontrollbauwerken, die das Fließverhalten jedoch stark beeinflussen, bedarf es einer Weiterentwicklung des Modells.

Abstract

The last years have shown a change in the energy supply system due to the energy transition. The energy transition is defined as the transition from a fossil-nuclear energy supply to a sustainable energy supply with renewable energy. It raises the question of how the European energy system needs to be adapted in order to integrate a high proportion of irregular available, renewable energy. To answer this fundamental question, the EEG - Energy Economics Group of the University of Technology in Vienna has started a project in 2008 in which a so-called HiREPS model (High Resolution Power System Model) is created. By using this model it is possible to simulate different scenarios in the European energy supply system.

In this thesis, an extension for this HiREPS model in the field of hydro power is developed. It is about the modeling of the flow times of rivers that have not been taken into account so far.

The reason for developing this model is to consider the impact of the energy production from river power plants by storage power plants. Without a proper consideration of the flow times the run of a storage power plant for example in Tirol would cause a generation of electricity in all Inn and Danube power plants without any delay. However, in reality occur delays of several hours between the power generation of the storage plant in Tirol and the resulting additional power generation in the Danube power plants. Since this additional power generation can be up to 30% of the generated power of storage power station, this temporal effect is very important.

For the mathematical description of the flow process, the empirical formula of Manning-Strickler is used. A transformation of the formula is performed to require only easily identifiable parameters or input data of the HiREPS model. For the determination of the parameter, which describes the surface condition (roughness) of a riverbed, a method has been developed, based on the analysis of the time difference of flow values. For rivers that are free or only slightly influenced by hydraulic structures the results, based on Austrian rivers, have shown that the modeling of the flow time is in good agreement with the real flow process. For the consideration of hydraulic structures, which greatly influence the flow behavior, it requires a further development of the model.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	1
1.1 Bedeutung der Fließzeit für Wasserkraftwerkseinsatz-Optimierungsmodell.....	2
1.2 Aufgabenstellung.....	5
1.3 Struktur der Arbeit.....	5
2. Einführung in die Gerinnehydraulik.....	7
2.1 Abfluss in von offenen Gerinnen.....	8
2.1.1 Abflussbildung	8
2.1.2 Durchfluss.....	8
2.1.3 Gerinneprofil	9
2.1.4 Klassifizierung der Gerinneströmungen	10
2.1.5 Strömungsübergänge	14
2.2 Laufwasserkraftwerke und deren Einfluss auf das Wasserspiegelprofil	17
2.2.1 Aufbau von Laufwasserkraftwerken	17
2.2.2 Funktionsweise von Laufwasserkraftwerken	18
2.3 Messung des Durchflusses.....	19
2.3.1 Überblick über Methoden der Durchflussmessung	19
2.3.2 Durchflussermittlung über Messung des Durchflussquerschnitts und der mittleren Fließgeschwindigkeit.....	20
2.3.3 Durchflussermittlung über Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen	21
2.4 Empirische Fließformeln	22
2.4.1 Fließformel nach Chezy	23
2.4.2 Fließformel nach Manning-Strickler.....	23
2.4.3 Voraussetzungen bei der Verwendung der Fließformeln.....	24
2.5 Wellenbewegungen in offenen Gerinnen	25
2.5.1 Flutwellen	26
2.5.2 Saint-Venant-Gleichungen: Approximationsansätze	27
3. Komplexität der Fließzeit-Modellierung.....	30
3.1 Geschwindigkeitsverteilung im Gerinneprofil.....	30
3.2 Natürliches Gerinneprofil	30
3.3 Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit vom Durchfluss.....	32
3.4 Einfluss von Zuflüssen.....	32
3.5 Einfluss von Kontrollbauwerke (Wehren)	32

3.6 Rückstaubereich von Laufwasserkraftwerken	33
4. Lösungsansatz.....	34
4.1 Parameter der Fließformel nach Manning-Strickler	34
4.2 Ermitteln von k_{St} aus Zeitverschiebung von Durchflussdaten	36
4.3 Auswahl der Fließstrecken	39
4.3.1 Auswahlkriterien.....	41
4.3.2 Fließstrecken.....	42
5. Entwurf der Methodik der Fließzeitanalyse	46
5.1 Programmieren in R.....	46
5.2 Inhaltliche Beschreibung der k_{St} -Optimierung.....	47
5.3 Programmcode der k_{St} -Optimierung	49
6. Ergebnisse der Fließzeit-Modellierung.....	51
6.1 Donau	51
6.2 Salzach	54
6.3 Inn.....	57
6.4 Mur	59
6.5 Enns	61
6.6 Kamp	63
7. Genauigkeit und Grenzen der Fließzeit-Modellierung	67
8. Schlussbetrachtung	71
Literaturverzeichnis.....	73
Internet Referenzen	75
Abbildungsverzeichnis	76
Tabellenverzeichnis	79
Verzeichnis der Formelzeichen.....	80
Abkürzungsverzeichnis	81
Anhang.....	82

1. Einleitung

Spricht man in der heutigen Zeit über das Thema Energieversorgung, so fällt in diesem Zusammenhang meist unmittelbar auch der Begriff „Energiewende“. Unter der Energiewende versteht man den Übergang von einer fossil-nuklearen Energieversorgung hin zu einer nachhaltigen Energieversorgung durch erneuerbare Energien. Zu den erneuerbaren Energien zählen die Wasserkraft, Windenergie, Sonnenenergie, Biomasse, Geothermie und die Meeresenergie (Energie der Wellen). Die meisten erneuerbaren Energie-Systeme weisen jedoch zum einen eine starke Unregelmäßigkeit in der Energieerzeugung (z.B. Solarenergie: Tag/Nacht, Schönwetter/Schlechtwetter) auf und können zum anderen auch nicht an jedem beliebigen Punkt der Erde effizient betrieben werden. Besonders die Windenergie und Sonnenenergie ist für eine effiziente Nutzung an bestimmte geographische Lagen gebunden. Für das Energieversorgungssystem bedeutet diese Energiewende ein Lösen vieler großer Herausforderungen. Zu diesen zählen etwa ein besseres Steuern von Angebot und Nachfrage mittels intelligenter Netze, der Ausbau der Übertragungsnetze und eine Erhöhung der Speichermöglichkeiten [THB11].

Die EEG - Energy Economics Group der TU-Wien hat daher bereits 2008 ein Projekt gestartet, in dem ein sogenanntes HiREPS-Modell (High Resolution Power System Model) erstellt wird, das es ermöglichen soll, Simulationen am europäischen Energieversorgungssystem durchzuführen. Die fundamentale Frage, die mit dem HiREPS-Modell beantwortet werden soll, ist: Wie muss das europäische Energieversorgungssystem angepasst werden, um einen hohen Anteil von unregelmäßig zur Verfügung stehender, erneuerbarer Energie integrieren zu können?

Das Modell arbeitet mit einer stündlichen Auflösung und beinhaltet eine detaillierte Modellierung

- der variierenden erneuerbaren Energiesysteme (Wasser, Wind und Solar),
- der Speichermethoden wie Pumpspeicher- und Speicherkraftwerke,
- der konventionellen Kraftwerke,
- der Lastflüsse in den Übertragungsnetzen
- und der zukünftig eingesetzten Möglichkeiten zur Kontrolle und Optimierung der verbrauchernahen Lastflüsse (Smart Grid).

Diese Diplomarbeit hat das Ziel, eine Erweiterung bzw. Optimierung für das HiREPS-Modell im Bereich Wasserkraft (Laufwasserkraft, Speicherkraft) zu entwickeln. Zum

Zeitpunkt werden die Fließzeiten, die das Wasser für die modellierten Fließstrecken zwischen Laufwasserkraftwerken benötigt, nicht berücksichtigt. Im folgenden Abschnitt wird erklärt, warum die Integration der Fließzeit in ein Wasserkraftwerkseinsatz-Optimierungsmodell von so großer Bedeutung ist.

1.1 Bedeutung der Fließzeit für Wasserkraftwerkseinsatz-Optimierungsmodell

Der Durchfluss in einem Fluss (Gerinne) gehört zu den entscheidenden Faktoren, die das Ausmaß der Energieerzeugung eines Laufwasserkraftwerks bestimmen. Schwankungen des Durchflusses treten einerseits auf natürliche Art durch unterschiedliche Witterungsverhältnisse und andererseits durch den wasserwirtschaftlichen Betrieb von Flusssystemen mit Stauhaltung (Pumpspeicher-, Speicherkraftwerke) auf. Diese Durchflussänderungen breiten sich entlang eines Gerinnes in Form von allmählich ablaufenden Wellen mit einer gewissen Geschwindigkeit aus und machen sich bei aufeinander folgenden Laufwasserkraftwerken zu unterschiedlichen Zeitpunkten bemerkbar [JIL09].

Im Folgenden soll dieses Verhalten anhand des Fallbeispiels Kaprun besser verdeutlicht werden. Die Wasserkraftwerke in Kaprun, im Bundesland Salzburg, gehören zu den größten Speicher- und Pumpspeicherkraftwerken, die es in Österreich gibt. In Abb. 1.1 ist die Anordnung der Wasserkraftwerke dargestellt. Die Kapruner-Oberstufe besteht aus dem Krafthaus Limberg I, welches sich direkt am Fuße der Limbergssperre befindet, und Limberg II, welches komplett unterirdisch in Kavernen untergebracht ist. Beide benutzen das Wasser aus dem Stausee Mooserboden zur Erzeugung von elektrischem Strom und pumpen das Wasser im Pumpbetrieb vom Stausee Wasserfallboden wieder in den Stausee Mooserboden zurück. Des Weiteren wird Wasser vom Speicher Wasserfallboden durch 7,7 km lange Stollen und weiter durch eine 1200 Meter lange, viersträngige Druckrohrleitung zur Kapruner-Hauptstufe geleitet.

In Tabelle 1.1 sind die Kraftwerksdaten der Kapruner-Oberstufe und in Tabelle 1.2 die Daten der Kapruner-Hauptstufe aufgelistet.

Wird nun im Speicherkraftwerk Kaprun-Hauptstufe Strom erzeugt, so fließt das Austrittswasser der Turbinen, wie auch in Abbildung 1.1 zu sehen, über die Kapruner Ache ab. Diese mündet 4 km später in die Salzach und verursacht dort eine Erhöhung des Durchflusses. Die veränderte Wassermenge breitet sich flussabwärts mit einer bestimmten Fließgeschwindigkeit aus und beeinflusst die Stromerzeugung der darauffolgenden Salzach-Laufkraftwerke (siehe Abb. 1.2). Die Salzach mündet anschließend in den Inn und dieser schließlich in die Donau. Wie in der Abbildung 1.2 ebenfalls zu sehen, befinden sich auch entlang dieser Fließstrecke eine Vielzahl von Laufkraftwerken, die mit einigen Stunden Fließzeit verspätet (unter anderem) von den Wassermengen des Speicherkraftwerks Kaprun beeinflusst werden.

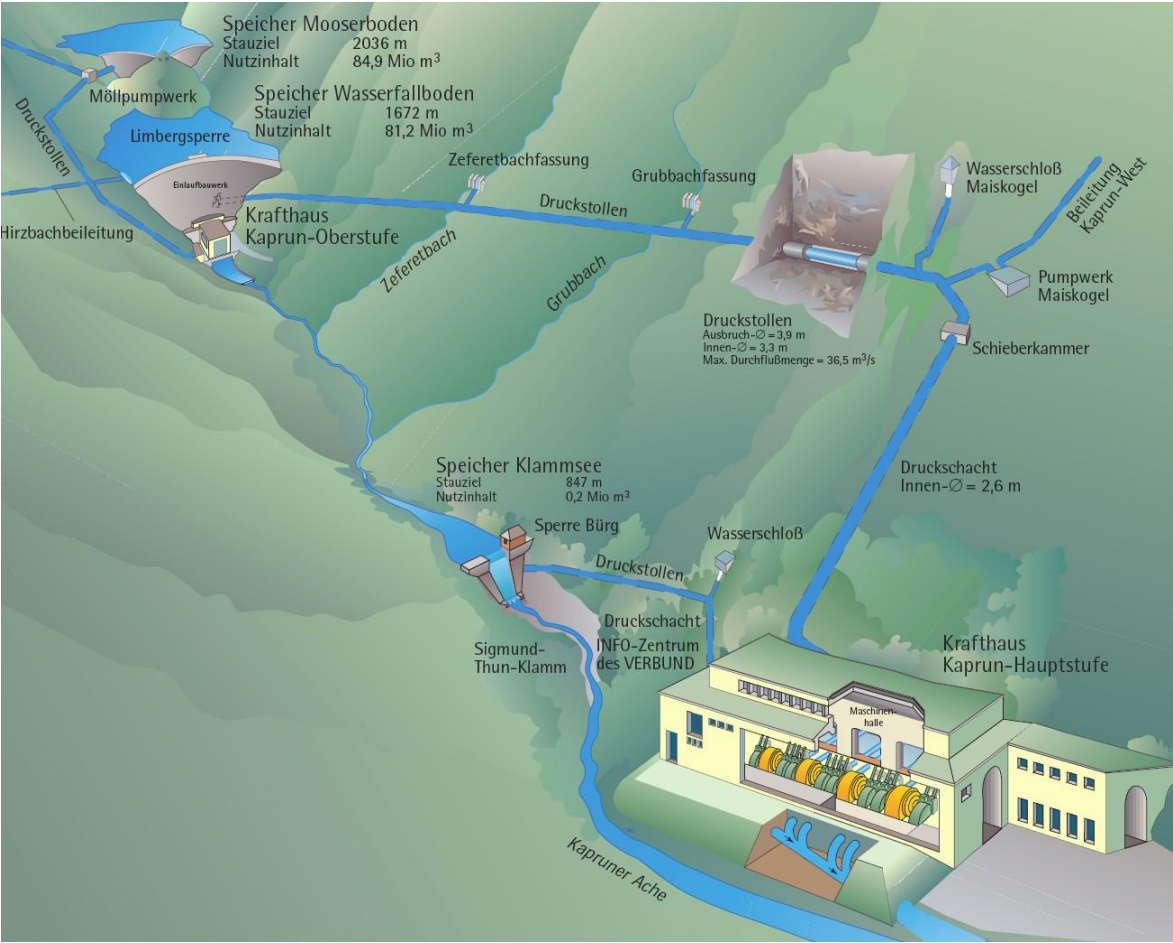


Abbildung 1.1: Anordnung der Wasserkraftwerke in Kaprun. [KAP12]

Kaprun-Oberstufe

Name:	Limberg I	Limberg II
Typ:	Pumpspeicherkraftwerk	Pumpspeicherkraftwerk
Leistung:	113 MW	480 MW
Jahreserzeugung:	150.400 MWh	-
Inbetriebnahme:	1956	2011

Tabelle 1.1: Kraftwerksdaten der Kaprun-Oberstufe. [VER12]

Kaprun-Hauptstufe

Typ:	Speicherkraftwerk
Leistung:	240 MW
Jahreserzeugung:	502.600 MWh
Inbetriebnahme:	1953

Tabelle 1.2: Kraftwerksdaten der Kaprun-Hauptstufe. [VER12]

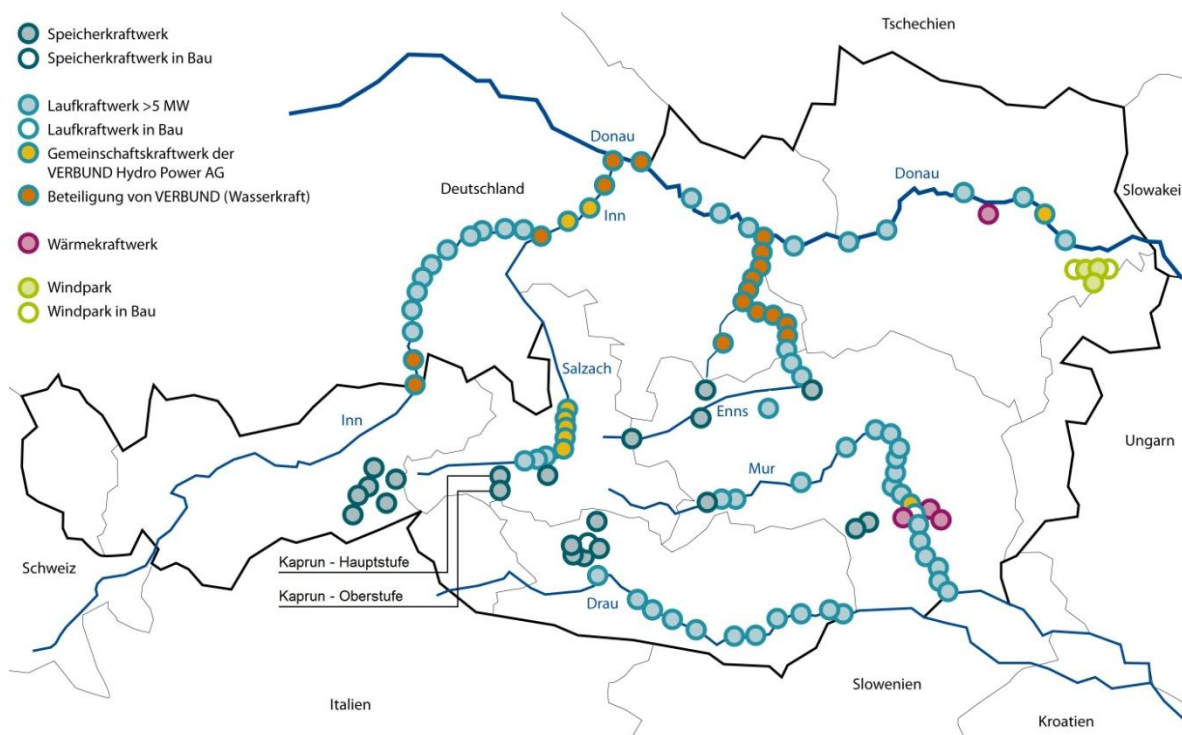


Abbildung 1.2: Wasserkraftwerke der Verbund-Austrian Hydro Power AG in Österreich (Stand 2012). [VER12]

Würde man diese Fließzeiten jedoch nicht berücksichtigen, so würde dies bedeuten, dass ab dem Zeitpunkt, wo die Hauptstufe-Kaprun betrieben wird, alle darauffolgenden Laufwasserkraftwerke, egal wie weit diese entfernt sind, sofort eine höhere Leistung erzeugen. Neben der Tatsache, dass dies mit der Realität nicht übereinstimmt, führt dies im HiREPS-Modell dazu, dass die Effektivität von Speicherkraftwerken völlig überbetont wird. Betrachtet man alleine die Anzahl der Speicherkraftwerke des VERBUND in Österreich in Abbildung 1.2, so stellt man fest, dass die Fließzeit in dem HiREPS-Modell nicht vernachlässigt werden sollte.

Für ein Wasserkraftwerkseinsatz-Optimierungsmodell, welches eine möglichst gute Abbildung der Realität darstellen soll, ist es daher nicht nur notwendig abzubilden, woher

das Wasser kommt und wohin es fließt, sondern auch zu erfassen, welche Fließzeiten das Wasser für die freien Fließstrecken benötigt.

1.2 Aufgabenstellung

Die Kernaufgabe dieser Diplomarbeit ist es, für den Bereich der Wasserkraft des HiREPS-Modells, eine realitätsnahe Modellierung der Fließzeit von Flüssen zu entwickeln. Die Implementierung in das HiREPS-Modell ist nicht mehr Teil der Aufgabe.

Da es sich beim HiREPS-Modell um eine Modellierung des Stromsystems von Europa und somit einer Vielzahl von Flüssen handelt, soll die zu entwickelnde Modellierung nur Parameter verwenden, die leicht zu ermitteln bzw. zu messen sind oder im HiREPS-Modell bereits als Input-Daten vorliegen, wie etwa die historischen Daten der Durchflüsse.

Aufgrund dieser Einschränkung der Parameter, wird von dem Fließzeit-Modell nicht verlangt, dass es exakt mit der Realität übereinstimmt, sondern vielmehr für das HiREPS-Modell genau genug ist. Das bedeutet, die Fließzeit von einem Laufkraftwerk zum nächsten muss nicht auf die Sekunde genau sein, sondern es genügt zu wissen, ob das Wasser für eine bestimmte Strecke zum Beispiel acht oder neun Stunden benötigt.

1.3 Struktur der Arbeit

In Kapitel 2 wird zunächst eine Einführung in die Gerinnehydraulik gegeben. Es werden alle benötigten Grundlagen vorgestellt, die für die Durchführung dieser Diplomarbeit benötigt wurden.

In Kapitel 3 werden die wichtigsten Faktoren des komplexen Fließprozesses auf den Punkt gebracht und es erfolgt eine Festlegung, in wie weit diese in der Modellbildung berücksichtigt werden.

Danach wird im Kapitel 4 der Lösungsansatz der Fließzeit-Modellierung vorgestellt. Es wird erklärt, welche mathematische Beschreibung für die Modellierung gewählt wird und welche Parameter des Flusses für diese benötigt werden. Es wird beschrieben, welche dieser Parameter einfach ermittelt werden können und welcher Parameter noch unbekannt ist. Weiters wird auch ein Ansatz vorgestellt, der es ermöglichen soll, diesen noch unbekannt Parameter zu bestimmen. Es handelt sich hierbei um eine Fließzeitanalyse aus Durchflussdaten.

In Kapitel 5 werden die Umsetzung dieser Fließzeitanalyse und die dafür verwendete Programmiersprache beschrieben.

In Kapitel 6 wird die entwickelte Fließzeit-Modellierung an bestimmten Fließstrecken österreichischer Flüsse angewandt. Es erfolgt ein kritischer Vergleich zwischen den Ergebnisse der Modellierung und gemessenen Werten aus der Realität.

In Kapitel 7 werden die Erkenntnisse aus den Ergebnissen der Modellierung aufgearbeitet und es wird auf die Genauigkeit und Grenzen der Modellierung hingewiesen.

Im abschließenden Kapitel 8 erfolgt zuerst eine Zusammenfassung der durchgeführten Arbeit und schlussendlich ein Ausblick auf mögliche Verbesserungen und Erweiterungen.

2. Einführung in die Gerinnehydraulik

Das Fachgebiet der Gerinnehydraulik beschäftigt sich mit dem Abflussverhalten von sogenannten Gerinneströmungen. Darunter versteht man Strömungen, bei denen ein dichtes Fluid unter Schwerkraftweinfluss in einem *offenen Querschnitt* fließt. In dieser Diplomarbeit geht es um den wichtigsten Fall von Gerinneströmungen, nämlich mit Wasserströmungen, welche eine freie Oberfläche haben, wie es bei Flüssen der Fall ist. Das Flussbett wird dabei als offenes oder natürliches Gerinne bezeichnet. Die freie Oberfläche, also der Wasserspiegel, trennt die Wasserströmung von der darüber liegenden Luftschicht (siehe Abb. 2.1).

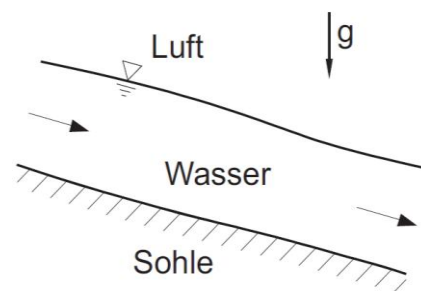


Abbildung 2.1: Gerinneströmung mit freier Wasseroberfläche. [JIL09]

Im Gegensatz zu voll gefüllten Rohrströmungen, wo der Querschnitt vorgegeben ist und sich je nach Strömungsverhältnissen ein variabler Druck einstellt, entspricht dem variablen Druck bei Gerinneströmungen eine variable Wasseroberfläche. Gerinneströmungen haben also einen zusätzlichen Freiheitsgrad, der ihre Analyse erschwert [JIL09].

In diesem Kapitel werden zuerst einige Grundlagen zur Beschreibung des Abflusses in offenen Gerinnen vorgestellt. Anschließend wird der Einfluss von Laufwasserkraftwerken auf die Strömung in einem Gerinne behandelt. Des Weiteren werden auch die verschiedenen Möglichkeiten zur Messung des Durchflusses in einem Gerinne erläutert. Abschließend wird noch erklärt, wozu empirische Fließformeln in der Gerinnehydraulik benötigt werden und welche Arten von Wellenbewegungen in einem offenen Gerinne auftreten können.

2.1 Abfluss in von offenen Gerinnen

2.1.1 Abflussbildung

Der Abfluss gehört neben Niederschlag und Verdunstung zu den drei wesentlichen Elementen des Wasserkreislaufs. In Abbildung 2.2 ist der Prozess der Abflussbildung mit seinen verschiedenen Komponenten anschaulich dargestellt. Die abfließende Wassermenge setzt sich dabei aus Landoberflächenabfluss, hypodermischer Abfluss (oberflächennahem Bodenwasser) und Grundwasserabfluss zusammen. [SDY80]

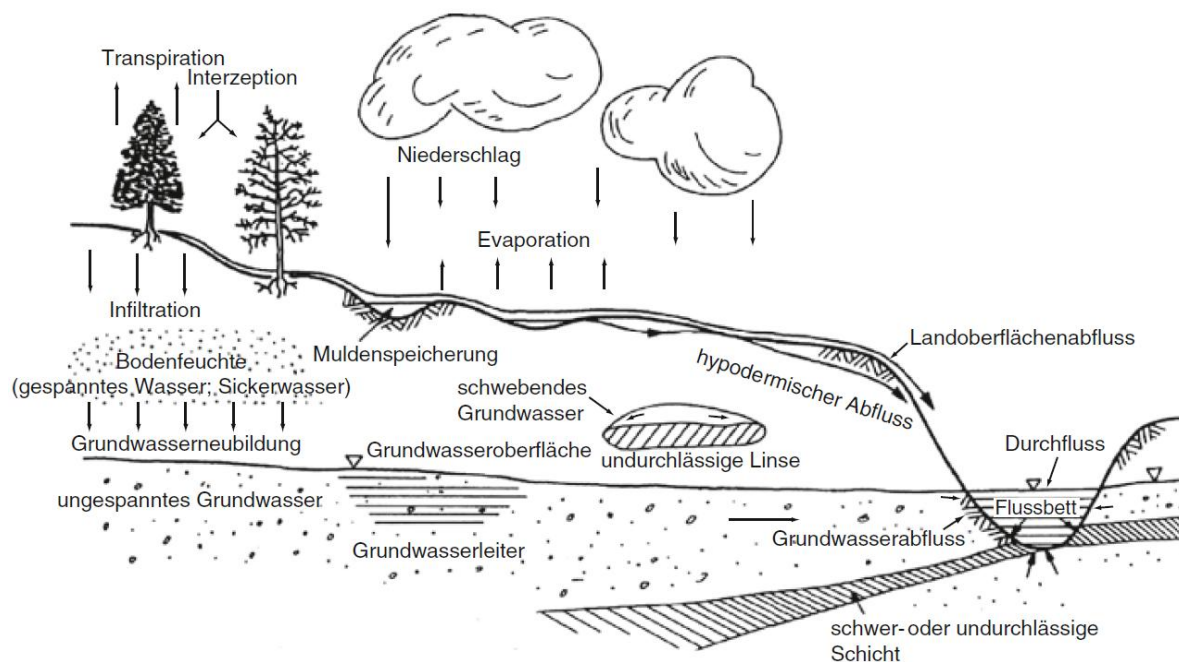


Abbildung 2.2: Abflussbildung in einem Einzugsgebiet. [SDY80]

2.1.2 Durchfluss

Nach DIN 4049 [DIN94] und DIN EN ISO 772 [DIN04] wird zwischen Abfluss und Durchfluss unterschieden. Als *Abfluss* wird die Wassermenge bezeichnet, die auf oder unter der Landoberfläche ein Einzugsgebiet pro Zeiteinheit verlässt. Der *Durchfluss* Q hingegen ist das Wasservolumen V , das pro Zeiteinheit t einen Gerinnequerschnitt A durchfließt. Abbildung 2.3 verdeutlicht anschaulich den Unterschied dieser beiden Begriffe anhand eines Talquerschnitts.

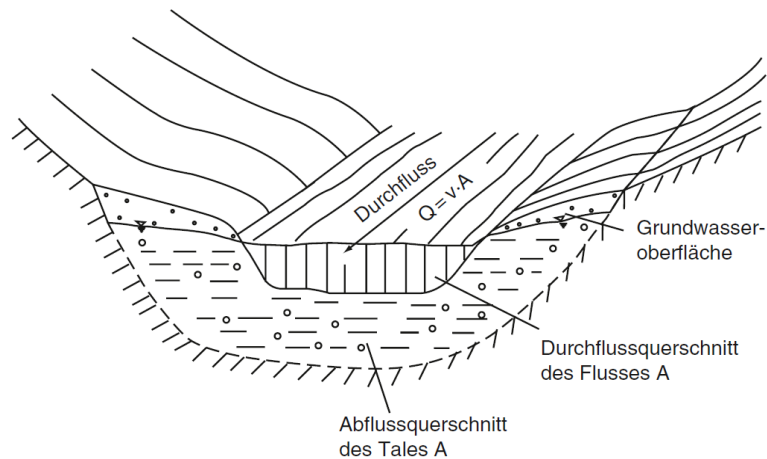


Abbildung 2.3: Unterschied zwischen Abfluss und Durchfluss. [SDP95]

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird ausschließlich mit dem Durchfluss von natürlichen Gerinnen gearbeitet. In Abschnitt 2.3 werden Methoden der Messung des Durchflusses vorgestellt.

Der Momentanwert ist definiert als:

$$Q = \frac{V}{t} \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}}, \frac{\text{l}}{\text{s}} \right] \quad (2.1)$$

mit

V = Volumen [m^3]

t = Zeit [s]

Die allgemeine Grundgleichung des Durchflusses lautet:

$$Q = v_m \cdot A \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}}, \frac{\text{l}}{\text{s}} \right] \quad (2.2)$$

mit

A = durchströmter Querschnitt [m^2]

v_m = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]

2.1.3 Gerinneprofil

Das Gerinneprofil bzw. die Gerinnequerschnittsform ist ein wesentlicher Faktor bei Gerinneströmungen. Dies liegt daran, dass am benetzten Umfang der Impulsaustausch, in Form von Schubspannungen, zwischen Strömung und der festen Berandung stattfindet. Prinzipiell unterscheidet man zwischen künstlichen und natürlichen Gerinneprofilen. Abbildung 2.4 zeigt links ein Rechteckprofil als Beispiel für ein künstliches Flussprofil und rechts ein Beispiel eines natürlichen Gerinnes. Weiters sind die Gerinnebreite B und die

Wassertiefe h eingezeichnet. In natürlichen Flussprofilen wird dabei der tiefste Punkt als Wassertiefe definiert. Bei natürlichen Gerinnen wird oft auch die mittlere Wassertiefe \bar{h} angegeben [JIL09].

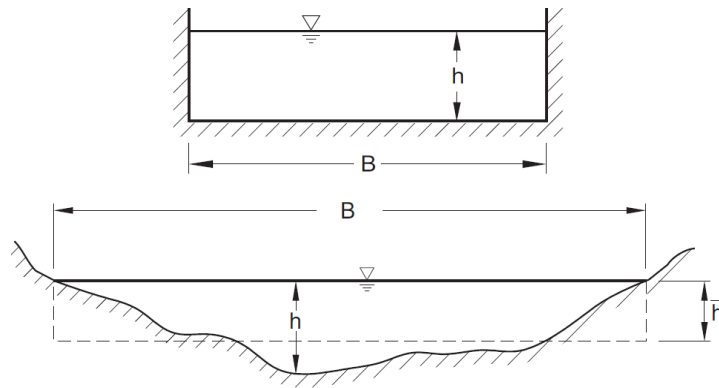


Abbildung 2.4: Vergleich eines künstlichen Profils (Rechteckprofil) zu einem natürlichen Flussprofil. [JIL09]

Diese Diplomarbeit befasst sich ausschließlich mit natürlichen Flussprofilen.

Für alle Profilformen gilt das Konzept des hydraulischen Radius R_h . Dieser ist definiert als Quotient von Querschnittsfläche durch den benetzten Umfang und ist eine Funktion des Wasserstandes h :

$$R_h(h) = \frac{A(h)}{P(h)} \quad [m] \quad (2.3)$$

mit

$A(h)$ = durchströmter Querschnitt [m^2]

$P(h)$ = benetzter Umfang [m]

In der Praxis wird bei Flüssen, bei denen die Profilbreite B um vielfaches größer als die Wassertiefe h ist ($B \gg h$), der hydraulische Radius vereinfacht definiert als:

$$R_h \approx \bar{h} \quad [m] \quad (2.4)$$

Diese Vereinfachung wird auch im Rahmen dieser Diplomarbeit angewandt.

2.1.4 Klassifizierung der Gerinneströmungen

Im Folgenden werden die Klassifizierung von Gerinneströmungen nach der räumlichen Variation, der zeitlichen Variation und dem internen Fließzustand vorgestellt [JIL09].

Räumliche Variation

Bei der räumlichen Variation wird zwischen *gleichförmiger* und *ungleichförmiger* Gerinneströmung unterschieden.

In Abbildung 2.5 ist die Seitenansicht eines langen Gerinnes mit konstantem Sohlgefälle I_0 , konstanter Breite und konstanter Rauheit dargestellt. In einem Gerinne mit diesen Eigenschaften stellt sich ein konstantes Gleichgewicht zwischen Schwerkraften und Reibungskraften ein. Das Resultat ist eine gleichförmige Gerinneströmung, bei der der Wasserspiegel parallel zur Sohle (und gleich der Drucklinie D.L.) ist. Strömungscharakteristiken wie Wassertiefe, Geschwindigkeit und deren Verteilung bleiben dabei in Strömungsrichtung unverändert [JIL09].

Strömungsänderungen, wie sie in Abbildung 2.5 durch den Ausfluss aus einem See oder durch Überfall dargestellt sind, werden durch lokale Beschleunigungen, aufgrund von Profil-, Sohl- bzw. Rauheitsänderungen, verursacht. Die genauen Auswirkungen von Strömungsübergängen werden in Abschnitt 2.1.5 behandelt. Prinzipiell haben sie eine Veränderung des Wasserspiegels zur Folge und stellen den Bereich der ungleichförmigen Strömung dar. Zusätzlich gibt es noch eine Unterteilung in *stark ungleichförmige* (aufgrund von Bauwerken, wie Wehren oder Schützen, oder starken Änderungen des Gerinnequerschnitts) und *leicht ungleichförmige* Strömungen (aufgrund von Änderungen des Sohlgefälles oder der Rauheit) [JIL09].

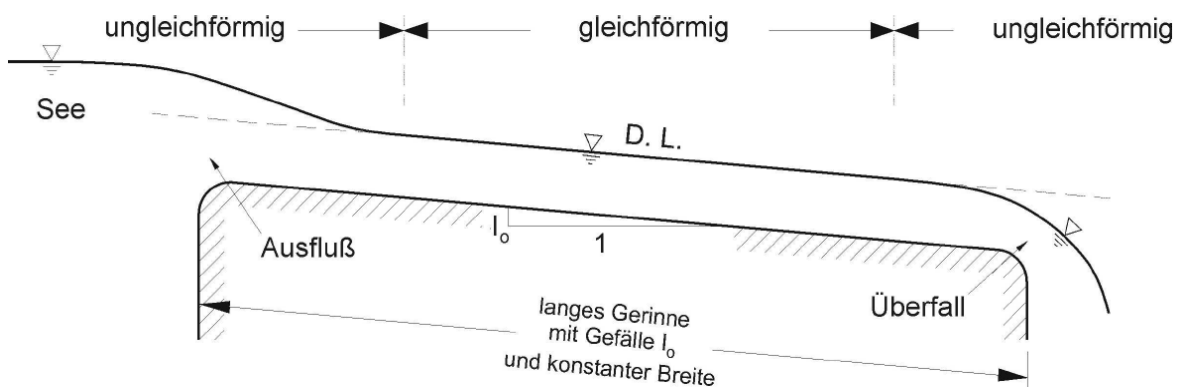


Abbildung 2.5: Seitenansicht einer Gerinneströmung. [JIL09]

Zeitliche Variation

Bei der zeitlichen Variation wird zwischen *stationärer (zeitunabhängig)* und *instationärer (zeitabhängig)* Gerinneströmung unterschieden.

Die in Abbildung 2.5 dargestellte Strömung wurde implizit als stationär angenommen. Wird aber beispielsweise der Wasserstand im See für kurze Zeit angehoben und anschließend wieder gesenkt, so kommt es zu einer instationären, wellenartigen Strömung im Gerinne [JIL09]. In Abbildung 2.6 ist so ein instationärer Strömungsablauf dargestellt.

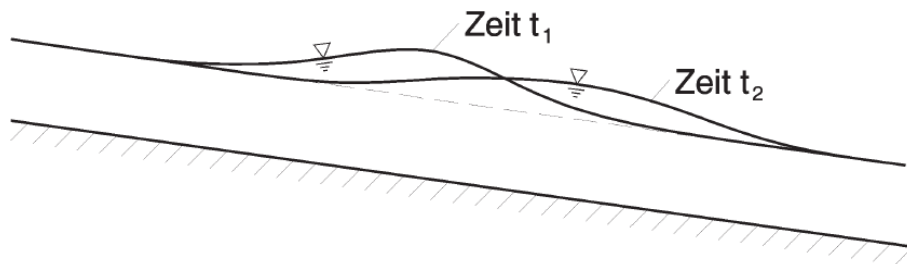


Abbildung 2.6: Instationäre Gerinneströmung mit progressiver Einzelwelle. [JIL09]

In Flüssen treten solche instationären Durchflussverläufe in natürlicher Form durch Hochwasserwellen oder künstlich, beispielsweise durch den Betrieb von Speicherkraftwerken, auf.

Die Bewertung des instationären Ablaufs in Gerinnen ist im Rahmen dieser Diplomarbeit von großer Bedeutung. In Abschnitt 2.5 folgt deshalb noch eine genauere Beschreibung von Wellenbewegungen in offenen Gerinnen.

Interner Fließzustand und Geschwindigkeitsverteilung

Nach dem internen Fließzustand sind Gerinneströmungen entweder *laminar* oder *turbulent* [JIL09]. Charakterisiert wird dies durch die Reynoldszahl R_e

$$R_e = \frac{v \cdot R_h}{\nu} \quad [-] \quad (2.5)$$

mit

v = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]

R_h = hydraulischer Radius [m]

ν = kinematische Viskosität [m²/s]

Bei $R_e < 500$ liegt laminare und bei $R_e > 500$ liegt turbulente Gerinneströmung vor [JIL09].

In natürlich fließenden Gewässern herrscht meist turbulentes Fließen. Bei turbulenten Strömungen stellt sich im Idealfall eine logarithmische Fließgeschwindigkeitsverteilung im Profil ein, welche in Abb. 2.7 dargestellt ist. Im Allgemeinen nimmt die Fließgeschwindigkeit von der Wasseroberfläche zur Gewässersohle und zu den Ufern hin ab. Dies liegt an der Rauheit der Gewässersohle, der Böschungen und den damit entstehenden Reibungsverlusten [GMO10].

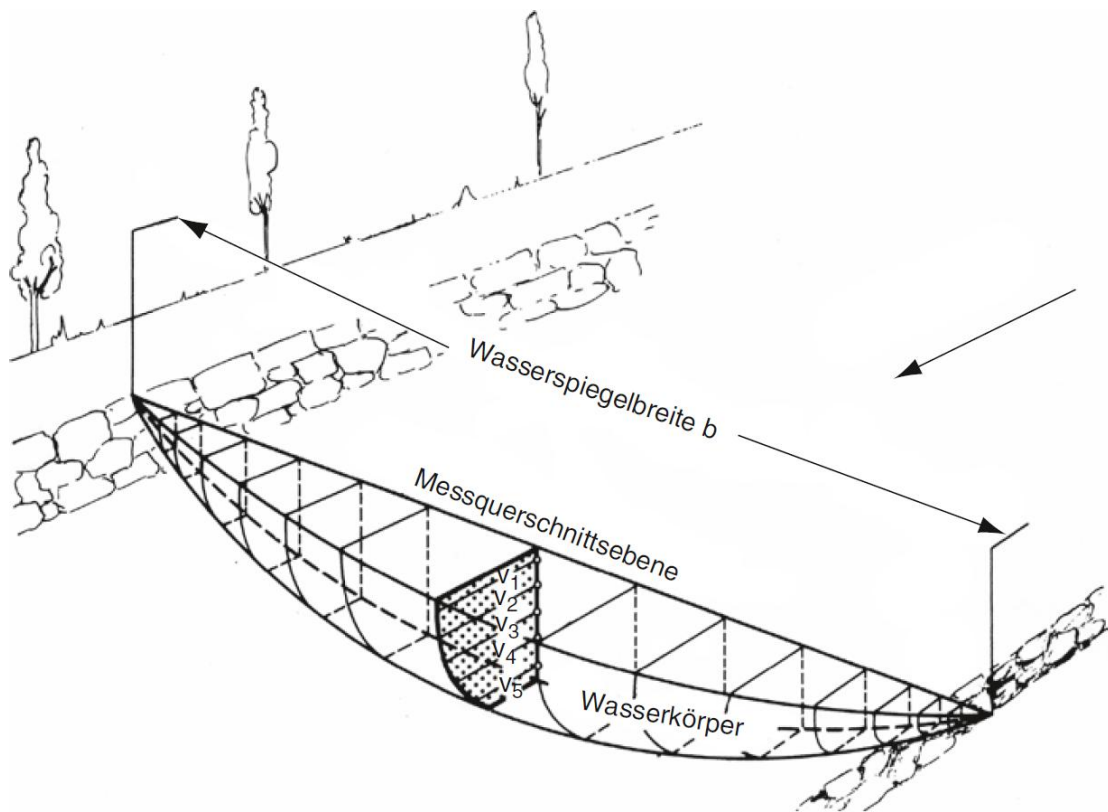


Abbildung 2.7: Fließgeschwindigkeit einzelner Stromfäden (Lotrechten) bei glatter Sohle. [GMO10]

Die Abhängigkeit der Geschwindigkeitsverteilung in einer Messlotrechten von der Gewässersohlen-Beschaffenheit ist in Abbildung 2.8 zu sehen.

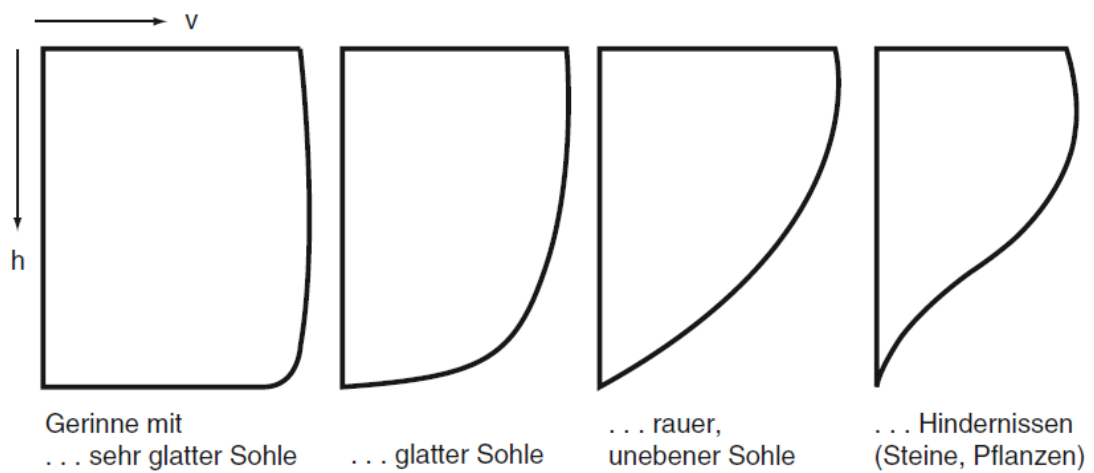


Abbildung 2.8: Abhängigkeit der Geschwindigkeitsverteilung in einer Messlotrechten von der Gewässersohlen-Beschaffenheit. [GMO10]

2.1.5 Strömungsübergänge

Der Einfluss der Schwerkraft spielt bei Durchflussvorgängen in offenen Gerinnen eine besondere Rolle. Die Strömungsbewegung kann dabei auf zwei Arten erfolgen. Der gleiche Durchfluss (Volumen/Zeit) kann entweder bei kleiner Strömungsgeschwindigkeit v_1 und großer Wassertiefe h_1 oder bei großer Strömungsgeschwindigkeit v_1 und kleiner Wassertiefe h_1 erfolgen. Der erste Fall wird dabei als *strömender* Durchfluss und der zweite Fall als *schießender* Durchfluss bezeichnet [ETR96].

Welche Durchflussart sich einstellt, hängt vom Verhältnis der Fließgeschwindigkeit v zur Ausbreitungsgeschwindigkeit der Grundwelle c_0 ab. Bei kleiner Wassertiefe ($h \leq \lambda/20$ mit der Wellenlänge λ) breitet sich eine Flachwasserwelle mit $c_0 = \sqrt{g \cdot h}$ fort. Das Verhältnis ist durch die Froudezahl Fr

$$Fr = \frac{v}{c_0} = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \quad [-] \quad (2.6)$$

gegeben [JIL09].

g = Erdbeschleunigung [m/s^2]

h = Wassertiefe [m]

Es gilt,

$Fr < 1$: strömender Durchfluss

$Fr > 1$: schießender Durchfluss

Bei $Fr = 1$ handelt es sich um den sogenannten kritischen Durchflusszustand mit der kritischen Wassertiefe h_c und der kritischen Geschwindigkeit v_c . In Abbildung 2.9 sind die Bereiche der strömenden und schießenden Fließbewegung bei konstantem spezifischem Durchfluss q als Funktion der Wassertiefe h und spezifischen Energie E dargestellt. Die zwei einander entsprechenden Tiefen h_1 und h_2 werden alternierende Tiefen genannt [JIL09].

In Abbildung 2.10 sind die verschiedenen Fließwechsel in einem Gewässerlängsschnitt anschaulich zusammengefasst. Der Übergang vom Strömen zum Schießen verläuft *kontinuierlich* und annähernd reibungsfrei (bzw. verlustfrei). Dies liegt daran, dass sich die Gegebenheiten der Strömung von der Stelle des Fließwechsels stromauf und stromab bemerkbar machen. Umgekehrt verläuft der Übergang vom Schießen zum Strömen *diskontinuierlich* in Form eines sogenannten *Wechselsprungs*. Dies liegt daran, dass sich das strömende Fließen nicht auf den Oberstrom gelegenen Bereich mit schießendem Abfluss auswirken kann [GMO10].

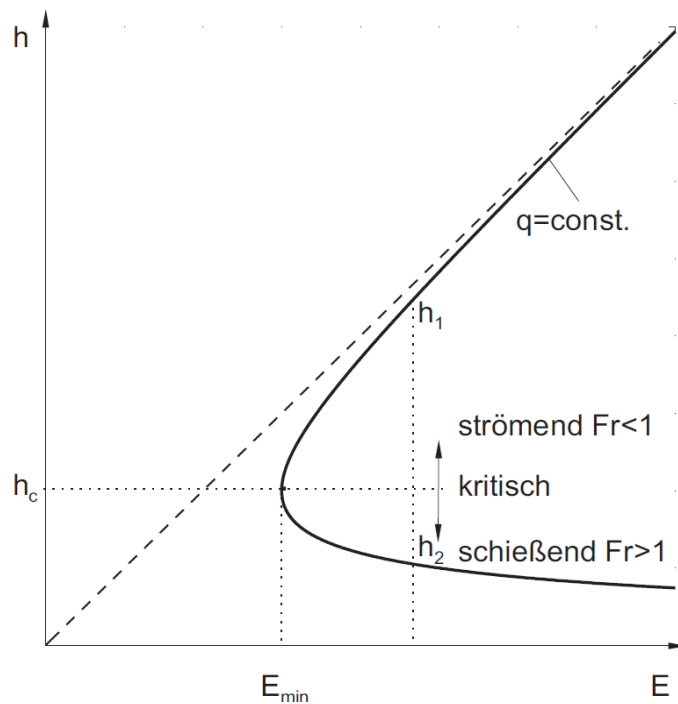


Abbildung 2.9: Wassertiefe h als Funktion der spezifischen Energie E bei konstantem spezifischem Durchfluss q . [JIL09]

Des Weiteren ist in Abbildung 2.10 zu sehen, dass an der Oberseite des Wechselsprungs eine Rückströmung in Form einer „Deckwalze“ entsteht. Bei dieser kommt es zur Einmischung von Luft und somit zu einer Blasen- und Schaumbildung [JIL09].

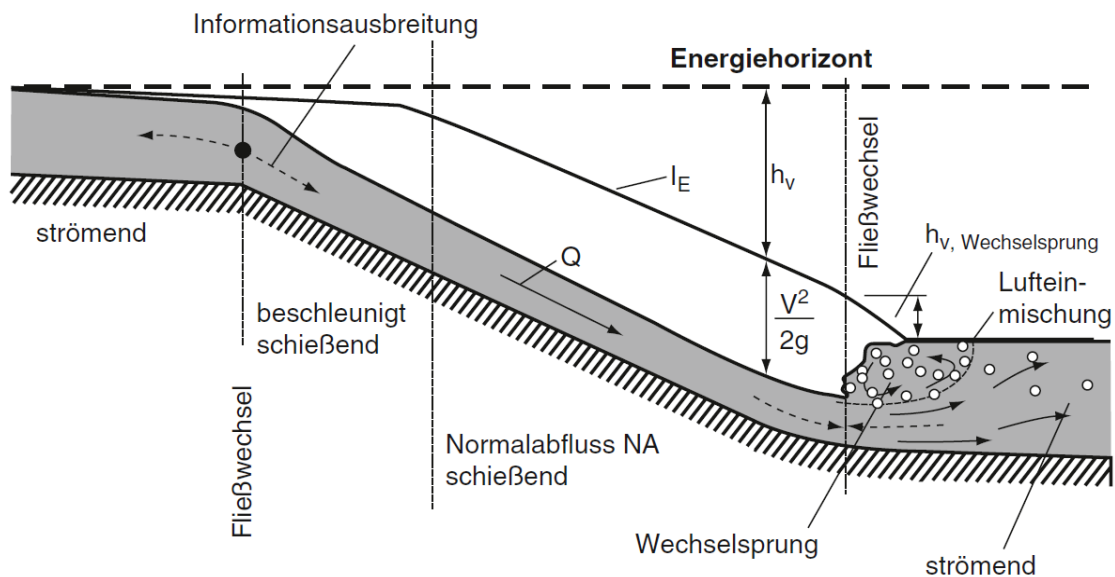


Abbildung 2.10: Ausbildung von Fließwechseln zwischen strömendem und schießendem Durchfluss. [UZA01]

Der Wechselsprung ist mit erheblichen Energieverlusten (Energiedissipation) verbunden, welche durch die Energieverlusthöhe $h_{v, \text{Wechselsprung}}$

$$h_{v, \text{Wechselsprung}} = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 \cdot h_1 \cdot h_2} \quad [m] \quad (2.7)$$

angegeben werden. Wobei h_1 die Wassertiefe vor und h_2 die Wassertiefe nach dem Wechselsprung ist.

Das Verhältnis h_2/h_1 wird als Wechselsprungstärke bezeichnet. Bei zunehmender Froudezahl Fr_1 (schießender Durchfluss vor Wechselsprung) nehmen auch die Wechselsprungstärke und die Energiedissipation zu. In Abbildung 2.11 sind die verschiedenen Wechselsprungausbildungen bei verschiedenen Froudezahlen der Anströmung dargestellt.

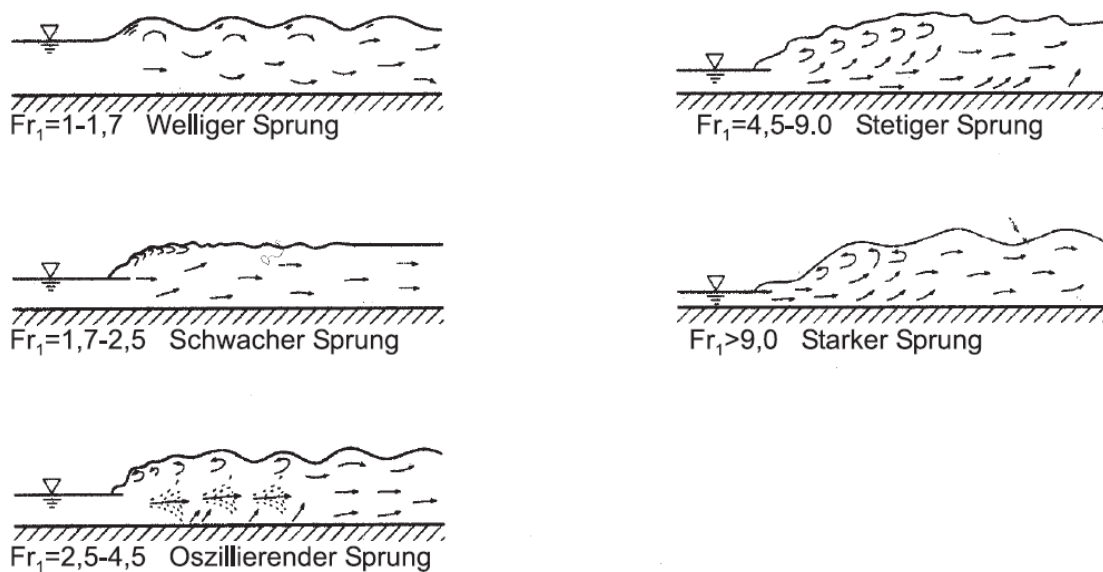


Abbildung 2.11: Wechselsprungausbildung bei verschiedenen Froudezahlen der Anströmung. [VCH59]

Als Beispiel werden bei einem starken Sprung mit $Fr_1=10$ etwa 75% der Anströmenergie im Wechselsprung dissipiert.

Diese Eigenschaft wird im Wasserbau oft bewusst eingesetzt, um etwa bei Hochwasserentlastungsanlagen hinter Wehren die Strömungsenergie zu vermindern und Sohlenerosion stromabwärts zu vermeiden [JIL09].

Die Auswirkung und Berücksichtigung solcher Kontrollbauwerke auf die Fließzeit von Wasser entlang einer Fließstrecke ist ein wichtiger Faktor bei der Fließzeit-Modellierung im Rahmen dieser Diplomarbeit.

2.2 Laufwasserkraftwerke und deren Einfluss auf das Wasserspiegelprofil

Eine Fließstrecke beginnt im Allgemeinen an einem höher liegenden Ausgangspunkt und endet an einem niedriger liegenden Endpunkt. Im Rahmen dieser Diplomarbeit ist der Startpunkt meist der Abfluss (Unterwasser) eines Speicherkraftwerks bzw. Laufwasserkraftwerks und das Ziel ein flussabwärts auftretendes Laufwasserkraftwerk mit einer Wehranlage. Der Endpunkt ist also gleichzeitig auch das Ende eines Stauraums. Die Kenntnisse über das Wasserspiegelprofil in solch einem Stauraum und letztendlich dessen Auswirkung auf die Fließgeschwindigkeit spielen in dieser Diplomarbeit eine große Rolle.

Im Folgenden wird daher kurz auf die Wirkungsweise von Laufwasserkraftwerken und ihre Auswirkung auf das Wasserspiegelprofil eingegangen.

2.2.1 Aufbau von Laufwasserkraftwerken

Laufwasserkraftwerke werden oft als reine Flusskraftwerke direkt in den Flussverlauf gebaut. Im Allgemeinen stehen dabei Stauwehr und Krafthaus direkt nebeneinander. Beim Krafthaus handelt es sich um den Teil der Anlage, der der Stromerzeugung im eigentlichen Sinne dient [GIM09]. Es besteht aus den Bereichen

- Mechanik (Hydraulische Maschine, Auslaufbauwerk, Absperrorgane etc.)
- elektrotechnische Ausrüstung (Generator, Transformator, Schaltanlagen etc.)
- sowie Regelungs- und Leittechnik (Leitgrößenregelung, Fernwirkeinrichtung etc.).

In Abbildung 2.12 ist ein Beispiel eines solchen Flusskraftwerks zu sehen. Rechts befinden sich das Krafthaus und links zwei Segmentschütze.



Abbildung 2.12: Laufkraftwerk in Leoben an der Mur mit einer Leistung von 10MW. [VER12]

2.2.2 Funktionsweise von Laufwasserkraftwerken

Bei der Wasserkraft wird durch den Einsatz von Turbinen die potentielle sowie auch die kinetische Energie des Wassers genutzt, um Strom zu erzeugen. Die abgegebene elektrische Leistung P ergibt sich dabei aus:

$$P = c_p \cdot Q \cdot h_f \quad [kW] \quad (2.8)$$

c_p = Leistungsüberschlagsbeiwert (incl. Generator, Trafo etc.) [$kg/s^2 \cdot m^2$]

für kleinere Wasserkraftanlagen (<1MW): $c_p \approx 8,0$

für mittlere Wasserkraftanlagen: $c_p \approx 8,5$

für größere Wasserkraftanlagen (>50MW): $c_p \approx 8,8$

Q = Durchfluss [m^3/s]

h_f = Fallhöhe [m]

Wichtig ist also der Zusammenhang zwischen Fallhöhe und Durchfluss. Um eine höhere Fallhöhe zu erreichen, wird das Flusswasser mittels einer Wehranlage aufgestaut. Wie bereits in Abschnitt 2.1.4 erwähnt, verursacht eine Wehranlage in einem offenen Gerinne einen Strömungsübergang von gleichförmig auf ungleichförmig. Der Wasserspiegel verläuft daher im sogenannten Rückstaubereich nicht mehr parallel zur Sohle und es stellt sich ein Wasserspiegelprofil ein, wie es in Abbildung 2.13 zu sehen ist. Vom Tiefenfixpunkt der Wehranlage beginnend verläuft das Wasserspiegelprofil flussaufwärts asymptotisch bis zur Normaltiefe, d.h. bis zur sogenannten „Staulinienwurzel“ [JIL09].

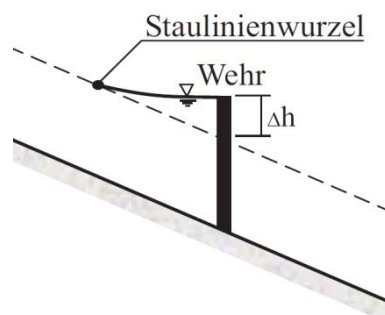


Abbildung 2.13: Wasserspiegelprofil infolge einer Wehranlage. [GIM09]

Ziel von Laufwasserkraftanlagen ist es (entsprechend ihrem Ausbaugrad), den Durchfluss des Flusses permanent während des ganzen Tages zu nutzen. Durchflussänderungen im Fluss, sei es auf natürliche Art (Witterung) oder durch Zufluss aus Speicherkraftwerken, sollen daher vom Kraftwerk entsprechend berücksichtigt werden. Erreicht wird dies durch eine entsprechende Durchflussregelung der Turbinen in der Leitebene der Wasserkraftanlage. Grundlage stellen dabei verschiedene Messdaten dar, die dem Kraftwerk permanent übermittelt werden wie z.B. die Pegelstände im gesamten

Einflussbereich von oberhalb der Stauwurzel über das Oberwasser im Entnahmebereich bis hin zum Unterwasser.

2.3 Messung des Durchflusses

In dieser Diplomarbeit wird mit Durchflussdaten von verschiedenen Messstationen österreichischer Flüsse gearbeitet. Grundsätzlich gibt es unterschiedliche Methoden den Durchfluss eines offenen Gerinnes zu bestimmen. Kenntnis über das jeweilige verwendete Messverfahren mit ihren Vor- und Nachteilen ist im Umgang mit den Daten von großer Bedeutung.

Im Nachfolgenden wird ein Überblick über verschiedene Durchflussmessverfahren gegeben und anschließend wird die Methode der Durchflussermittlung über die sogenannte Wasserstand-Durchfluss-Beziehung genauer beschrieben.

2.3.1 Überblick über Methoden der Durchflussmessung

Bei Durchflussmessungen wird als Gliederungskriterium oft die Unterscheidung zwischen *diskontinuierlichen* und *kontinuierlichen* Verfahren verwendet [GMO10].

Diskontinuierliche Messverfahren

Bei der diskontinuierlichen Messung wird der Durchfluss einmalig bei einem bestimmten Wasserstand erfasst. Dies wird in der Regel mit mobilen Messgeräten zu Kontroll- bzw. Kalibrierzwecken durchgeführt.

Eine in der Praxis oft angewandte Methode ist die Durchflussbestimmung über die Messung des Durchflussquerschnitts A und der mittleren Fließgeschwindigkeit v_m , basierend auf der allgemeinen Grundgleichung der Durchflussmessung $Q = v_m \cdot A$ (siehe Abschnitt 2.1.2) [GMO10]. Dieses Verfahren wird im Abschnitt 2.3.2 genauer vorgestellt.

Kontinuierliche Messverfahren

Bei der kontinuierlichen Messung wird der Durchfluss hingegen als Ganglinie mit Hilfe von fest installierten Messeinrichtungen erfasst [GMO10].

Beispiele für kontinuierliche Messverfahren sind die Bestimmung des Durchflusses

- über die Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen,
- mit Durchflussbauwerken und hydraulischen Bestimmungsgrößen,
- über kontinuierliche Geschwindigkeitsmessung mittels Ultraschall
- oder etwa durch kontinuierliche Messung des Wassergefälles.

Die Durchflussermittlung über die Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen wird in Abschnitt 2.3.3 genauer behandelt, da sie bei allen in der Diplomarbeit verwendeten Durchflussdaten verwendet wurde.

2.3.2 Durchflussermittlung über Messung des Durchflussquerschnitts und der mittleren Fließgeschwindigkeit

Wie bereits erwähnt wird bei diesem Verfahren neben dem Durchflussquerschnitt die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m in einem offenen Gerinne gemessen, um den Durchfluss über $Q = v_m \cdot A$ zu bestimmen.

Die Geschwindigkeitsverteilung in offenen Gerinnen wurde bereits in Abschnitt 2.1.4 vorgestellt.

Bei der Messung der mittleren Fließgeschwindigkeit v_m werden unterschiedliche Arten von Messgeräten angewendet. Es gibt Messgeräte, die die Geschwindigkeit einzelner Lotrechten (Stromfäden) messen (Punktmessungen) und daraus v_m ermitteln und es kommen andere Messgeräte zur Anwendung, die v_m über den gesamten Querschnitt integrierend messen können [GMO10].

Punktmessungen der Fließgeschwindigkeit

Oft verwendete Messgeräte, mit denen man die Fließgeschwindigkeit in einem gewissen Punkt messen kann, sind zum Beispiel

- Hydrometrische Flügel,
- Magnetisch-induktive Strömungssonden,
- oder Ultraschall-Doppler-Strömungssonden.

Die Festlegung der Lage und Anzahl der Messpunkte ist dabei abhängig von der Form des Messquerschnitts, der Wassertiefe, der Strömungsverhältnisse, der Größe der Wasserstandsschwankungen und der geforderten Genauigkeit.

Es wird unterschieden zwischen Vielpunktverfahren und abgekürzten Punktmessverfahren. Zu den letzteren zählt zum Beispiel das in der Praxis bewährte Zweipunktverfahren nach Krepis. Hierbei wird in jeder Messlotrechten die mittlere Fließgeschwindigkeit v_m durch Messung an der Wasseroberfläche (v_0) und 0,4 der Wassertiefe (über der Sohle) ermittelt. Wie in Abbildung 2.14 zu sehen, ist die Geschwindigkeit in dieser Wasserhöhe annähernd gleich der mittleren Fließgeschwindigkeit (eingezeichnet als \bar{v}) [GMO10].

Angewandt wird solch ein Schnellverfahren dann, wenn entweder kurzfristig starke Wasserschwankungen vorliegen oder der Zeitaufwand der Messung verkürzt werden soll [GMO10].

Punktmessverfahren werden im Allgemeinen eher bei kleineren Flüssen eingesetzt.

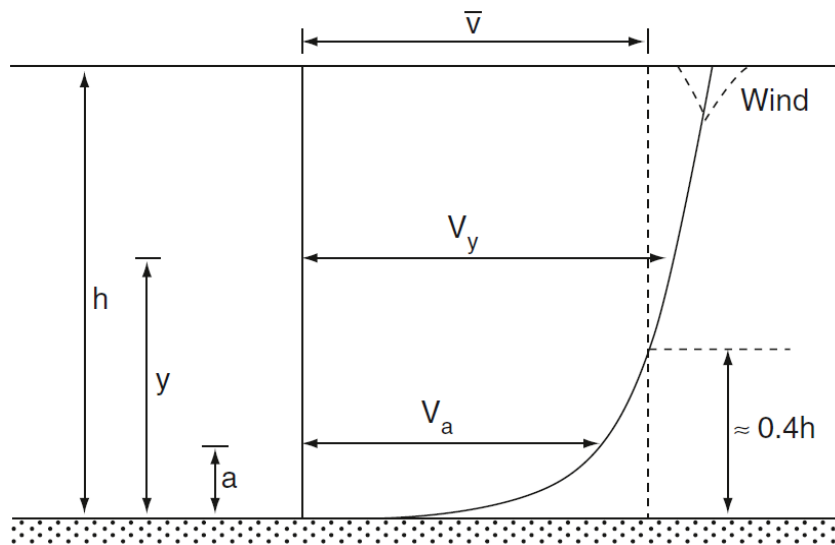


Abbildung 2.14: Geschwindigkeitsverteilung in einer Lotrechten. [GMO10]

Gesamtquerschnittsmessung der Fließgeschwindigkeit

Bei dieser Messmethode wird die mittlere Fließgeschwindigkeit des gesamten Querschnitts *integrierend* gemessen.

Als Messgeräte werden hier fast ausschließlich ADCP-Geräte (Acoustic Doppler Current Profiler) verwendet. Diese nutzen zur Geschwindigkeitsmessung das Dopplerprinzip. Es werden dabei Ultraschallimpulse ausgesandt, welche von den Wasserpartikeln reflektiert und als Echo wieder empfangen werden. Bei der Durchführungsvariante wird zwischen der Verwendung eines Bootes (bezeichnet als „Moving Boat“) und einem Lotrechtenverfahren unterschieden [GMO10].

ADCP-Messungen sind schnell durchzuführen und haben sich bei mittleren und vor allem bei großen Flüssen durchgesetzt.

2.3.3 Durchflussermittlung über Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen

Prinzip

Die Durchflussermittlung erfolgt dabei indirekt aus der *kontinuierlichen Messung des Wasserstandes* und dessen Umrechnung in einen Durchfluss über eine Wasserstand-Durchfluss-Beziehung, auch Durchflusskurve genannt. Die Abbildung 2.15 zeigt, dass kontinuierliche Wasserstandsganglinien in *kontinuierliche Durchflussganglinien* überführt werden. Weiters ist zu erkennen, dass die Durchflusskurve auf Einzelmessungen des Durchflusses bei unterschiedlichen Wasserständen basiert. Für die Erstellung der Durchflusskurve werden die in Abschnitt 2.3.2 behandelten diskontinuierlichen Messverfahren eingesetzt [GMO10].

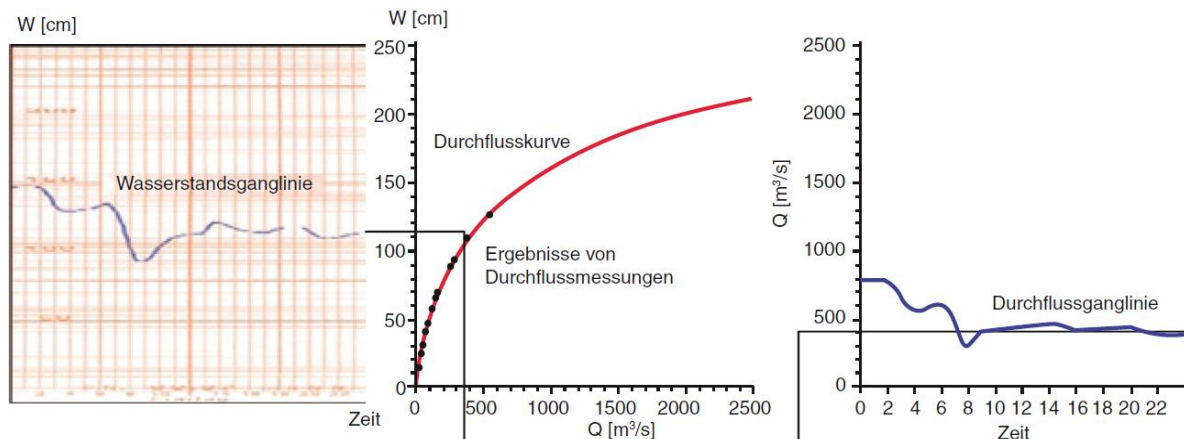


Abbildung 2.15: Prinzip der Durchflussermittlung über eine Wasserstand-Durchfluss-Beziehung. [GMO10]

Der Vorteil dieses Verfahrens liegt in der einfachen Umsetzung und der fast universellen Einsetzbarkeit. Es ist jedoch zu beachten, dass es nur bei rückstaufreien Gewässerabschnitten, bei denen der gemessene Wasserstand nicht z.B. von Wehren und ihrer Steuerung abhängt, eingesetzt werden kann.

Zeitlicher Gültigkeitsbereich der Durchflusskurve

Wasserstand-Durchfluss-Beziehungen sind grundsätzlich *zeitlich variant*. Im Laufe der Zeit kann sich also die Durchflusskurve durch Erosions- und Akkumulationsprozesse, durch bauliche Eingriffe im Wasser, aber auch durch unterschiedliche Wasserpflanzen im Verlauf der Jahreszeiten, oder durch Eis etc. ändern. Einer Durchflusskurve muss daher immer ein Gültigkeitszeitraum zugeordnet werden.

2.4 Empirische Fließformeln

Für hydraulische Berechnungen wird ein mathematischer Ansatz benötigt, der allgemein die geometrische Form des Gerinnes, sein Gefälle I_0 und seine Wandbeschaffenheit (Rauheit) mit den Abflussgrößen Fließquerschnitt A , Wasserstand h und Durchfluss Q verknüpft.

Einen derartigen Ansatz, bei dem aus experimentellen Daten der mathematische Zusammenhang abgeleitet wird, bezeichnet man als empirische Fließformel [GMO10].

2.4.1 Fließformel nach Chezy

Die Fließformel wurde von Chezy¹ im Jahr 1755 aufgestellt und stellt die Grundlage aller weiterentwickelten empirischen Fließformeln dar.

$$v = C \cdot R_h^{\frac{1}{2}} \cdot I_0^{\frac{1}{2}} \left[\frac{m}{s} \right] \quad (2.9)$$

mit

v = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]

C = Geschwindigkeitsbeiwert [$m^{1/2}/s$]

R_h = hydraulischer Radius [m]

I_0 = Sohlgefälle [-].

Der Geschwindigkeitsbeiwert C (oder Chezy-Wert) ist eine Funktion der Gerinnerauheit [JIL09].

2.4.2 Fließformel nach Manning-Strickler

Die Fließformel nach Manning-Strickler² kann als Erweiterung der Chezy-Formel gesehen werden und stellt eine für die moderne wasserbauliche Praxis wichtige Fließformel dar.

$$v = k_{St} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I_0^{\frac{1}{2}} \left[\frac{m}{s} \right] \quad (2.10)$$

mit

v = mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]

k_{St} = Strickler-Beiwert (Rauheitsbeiwert) [$m^{2/3}/s$]

R_h = hydraulischer Radius [m]

I_0 = Sohlgefälle [-].

Die Manning-Strickler-Formel unterscheidet sich von anderen Fließformeln dadurch, dass der Strickler-Beiwert (oder k_{St} -Wert) für ein ausgewähltes Gerinneprofil mit einer bestimmten Wandbeschaffenheit konstant ist. Andere Fließformeln sind wesentlich aufwendiger zu handhaben, da der Beiwert noch zusätzlich vom Wasserstand abhängig ist [JIL09]. Aufgrund ihrer einfacheren Handhabung und Bewährung in der Praxis wird die Fließformel nach Manning-Strickler-Formel auch bei der Fließzeit-Modellierung in dieser Diplomarbeit verwendet.

¹ Antoine Chezy (1718-1798), französischer Hydrauliker.

² Robert Manning (1816–1897), irischer Bauingenieur; Albert Strickler (1887–1963), schweizerischer Wasserbauer. In der mitteleuropäischen Literatur wird diese Fließformel manchmal auch als Gauckler-Manning-Strickler-Formel zitiert (Gaspar-Philibert Gauckler (1826–1905), französischer Wasserbauingenieur).

Die Nutzung der Formel setzt eine gute Kenntnis über den Rauheitsbeiwert k_{St} voraus. In Tabelle 2.1 sind Erfahrungswerte für k_{St} für natürliche Wasserläufe mit unterschiedlicher Sohlenbeschaffenheit zusammengefasst. Eine vollständige Tabelle für alle möglichen Arten von Gerinnen (Betonkanäle, gemauerte Kanäle, usw.) befindet sich im Anhang dieser Diplomarbeit.

Natürliche Wasserläufe	k_{St} [$m^{1/3}/s$]
Natürliche Flussbetten mit fester Sohle, ohne Unregelmäßigkeiten	40
Natürliche Flussbetten mit mäßigem Geschiebe	33-35
Natürliche Flussbetten, verkrautet	30-35
Natürliche Flussbetten mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	30
Natürliche Flussbetten, stark geschiebeführend	28
Wildbäche mit grobem Geröll (kopfgroße Steine) bei ruhendem Geschiebe	25-28
Wildbäche mit grobem Geröll, bei in Bewegung befindlichem Geschiebe	19-22

Tabelle 2.1: Strickler-Beiwert k_{St} für natürliche Wasserläufe. [ENA92]

2.4.3 Voraussetzungen bei der Verwendung der Fließformeln

Grundsätzlich wird bei der Verwendung von empirischen Fließformeln eine *stationär gleichförmige* Gerinneströmung vorausgesetzt.

Das bedeutet, dass

- der Durchfluss sich mit der Zeit nicht ändert,
- das Gerinneprofil und die Beschaffenheit (Rauheit) zweier in Strömungsrichtung hintereinander liegender Querschnitte gleich sind und somit
- die Wassertiefe und die mittlere Fließgeschwindigkeit gleich groß sind.

Das heißt also, dass Sohlgefälle I_0 , Wasserspiegelgefälle und Energieliniengefälle I_e als gleich groß vorausgesetzt werden [GMO10].

Für *leicht ungleichförmige Gerinneströmungen*, wie sie auch im Rahmen dieser Diplomarbeit auftreten, können die Fließformeln auch erweitert werden.

Wie bereits in Abschnitt 2.1.4 beschrieben, bedeutet eine leicht ungleichförmige Gerinneströmung eine Änderung der Strömungsverhältnisse infolge von Profiländerungen, Rauheitsänderungen oder insbesondere durch Kontrolleinrichtungen (Wehranlagen). Wasserspiegel (D.L. Drucklinie) sowie Energielinie (E.L.) sind dann nicht mehr parallel zur Sohle, $I_e \neq I_0$, wie in Abbildung 2.16 veranschaulicht wird.

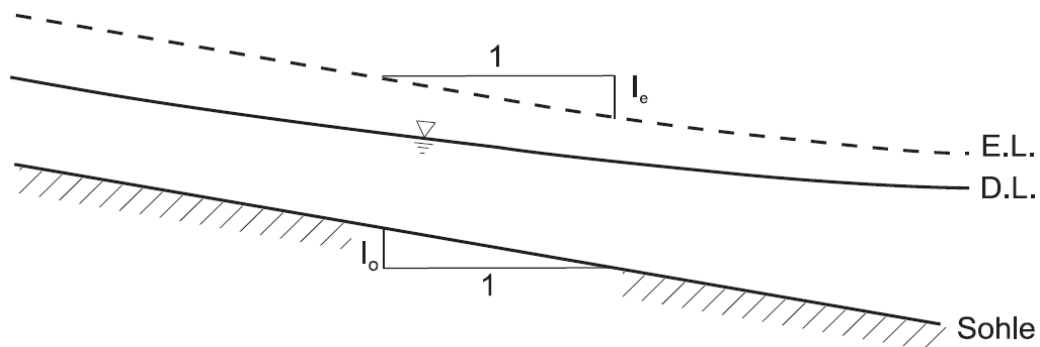


Abbildung 2.16: Energiebetrachtungen in leicht ungleichförmiger Strömung. [JIL09]

Da Fließformeln die Beziehung zwischen der mittleren Geschwindigkeit und den durch Wandreibung entstehenden Energieverlusten angeben, muss bei ungleichförmiger Strömung das Energiegefälle I_e verwendet werden [JIL09].

Demnach wird die Manning-Strickler-Fließformel angesetzt als:

$$v = k_{St} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I_e^{\frac{1}{2}} \left[\frac{m}{s} \right] \quad (2.11)$$

2.5 Wellenbewegungen in offenen Gerinnen

Wie bereits in Abschnitt 2.1.4 vorgestellt, bedeuten instationäre Abflussvorgänge in offenen Gerinnen eine zeitliche Änderung des Wasserspiegels. Je nach Grad und Typ dieser zeitlichen Variabilität können drei Hauptkategorien unterschieden werden [JIL09]:

- *Periodische Wellen*, die auf die normale Gerinneströmung überlagert sind. Auslöser sind etwa Windscherung, Gezeiten bzw. inhärente Instabilitäten der Strömung selbst.
- *Kurzzeitige Schwall-, Sunk- bzw. Einzelwellenphänomene*, die zum Beispiel durch den Betrieb von Kontrollbauwerken (plötzliches Ein- bzw. Ausfahren von Schützen) ausgelöst werden.
- *Allmählich ablaufende Abflussänderungen*, sogenannte *Flutwellen*, die sich entlang des Gerinnes fortpflanzen. Hervorgerufen werden diese hydraulischen Vorgänge einerseits durch natürliche Variabilität des Abflusses (Hochwasserwellen) und andererseits durch wasserwirtschaftlichen Betrieb von Flusssystemen mit Stauhaltung (Pumpspeicher-, Speicherkraftwerke).

In dieser Diplomarbeit wird ausschließlich mit allmählich ablaufenden Abflussänderungen gearbeitet. Diese werden daher im folgenden Abschnitt genauer beschrieben und anschließend durch die *Saint-Venant-Gleichungen* mathematisch definiert.

2.5.1 Flutwellen

Die Ausbreitung einer Flutwelle im offenen Gerinne ist in Abbildung 2.17 dargestellt. Wie in der Abbildung qualitativ skizziert, kommt es durch den Einfluss der Gerinnerauheit und der Gerinnegeometrie dazu, dass die Flutwelle über die Zeit abflacht.

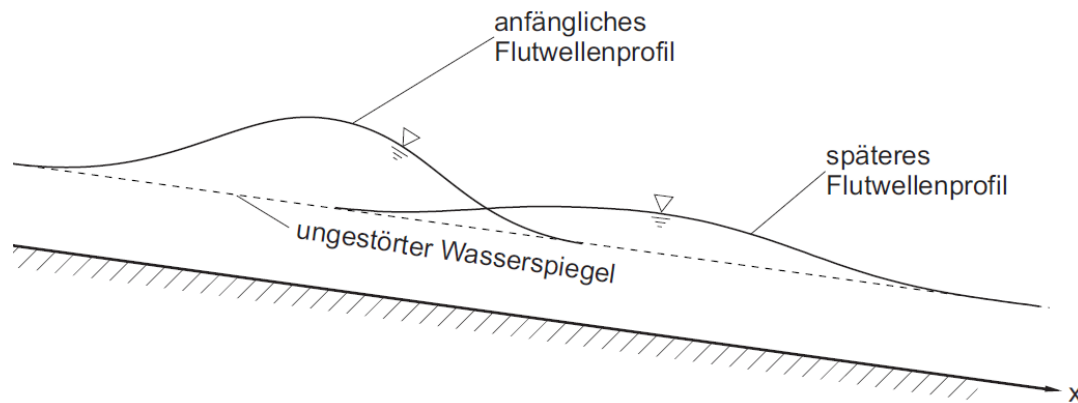


Abbildung 2.17: Dämpfung und Ausbreitung einer Flutwelle im offenen Gerinne (Welle stark überhöht gezeichnet). [JIL09]

Natürliche Variabilität

Durch örtliche und zeitlich verteilte Niederschlagsereignisse entstehen Hochwasserwellen, die über variable Zeitskalen – von Stunden bei kleinen Bächen über Tage bis Wochen bei großen Flüssen – im Gerinne ablaufen. Typischerweise zeigt die Abflussganglinie infolge eines starken Niederschlages ein rasches Ansteigen und ein relativ langsames Abfallen als Funktion der Zeit [JIL09].

Wasserwirtschaftlicher Betrieb – Speicherkraftwerke

Speicherkraftwerke werden eingesetzt, um den Energieverbrauch in Zeiten von Mittellast und Spitzenlast abzudecken. In Abbildung 2.18 ist eine typische Tagesganglinie des Leistungsbedarfes und dessen Deckung durch Grund-, Mittel- und Spitzenlastkraftwerke dargestellt.

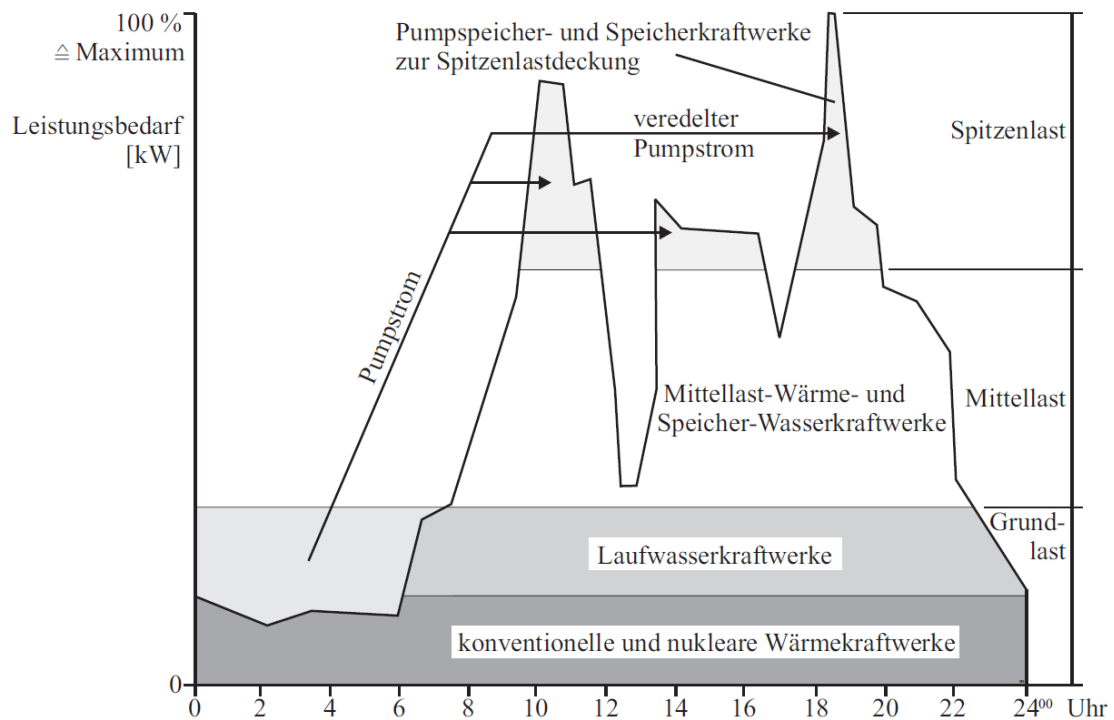


Abbildung 2.18: Typische Tagesganglinie des Leistungsbedarfes und dessen Deckung durch Grund-, Mittel- und Spitzenlastkraftwerke. [GIM09]

Die Abflussänderungen in Flüssen, welche durch Speicherkraftwerke beeinflusst sind, haben daher einen Verlauf, der ähnlich ist zur Tageslinie des Leistungsbedarfes (siehe Abb. 4.3 aus Abschnitt 4.2).

2.5.2 Saint-Venant-Gleichungen: Approximationsansätze

Die instationäre Gerinneströmung wird mit den sogenannten *Saint-Venant-Gleichungen*, bestehend aus der

$$\text{Kontinuitätsbedingung: } \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.12)$$

mit

A = durchströmter Querschnitt [m^2]

Q = Durchfluss [m^3/s]

t = Zeit [s]

x = Länge der Gerinneabschnittes [m]

und der

$$\text{Bewegungsgleichung: } \frac{\partial v}{\partial t} = -v \frac{\partial v}{\partial x} - g \frac{\partial h}{\partial x} + g(I_0 - I_e) \quad (2.13)$$

mit

v = Fließgeschwindigkeit [m/s]

g = Erdbeschleunigung [m/s²]

h = Wassertiefe [m]

I_0 = Sohlgefälle [-]

I_e = Energiegefälle [-]

beschrieben [BOK12].

Bei dieser *Modellbildung* wurden folgende vereinfachende Annahmen getroffen [BOK12]:

- Eindimensionale Strömung (d.h. Querströmungen werden vernachlässigt)
- Die Fließgeschwindigkeit über einen Querschnitt ist konstant
- Energie-, Wasserspiegel- und Sohlgefälle sind relativ klein
- Inkompressibles Strömungsmedium
- Hydrostatische Druckverteilung über die gesamte Abflusstiefe

Die hydrodynamische Berechnung von instationären Gerinneströmungen basiert auf der Lösung der *Saint-Venant-Gleichungen*. Wegen ihrer starken Nicht-Linearität ist eine Integration dieser Gleichungen in geschlossener Form nicht möglich. Dafür sind numerische Methoden erforderlich, welche jedoch die Komplexität der mathematischen Formulierung nicht beseitigen. Für ihre Lösung werden daher unterschiedliche Approximationsansätze durchgeführt [SGI09]:

$$\underbrace{\frac{\partial v}{\partial t} = -v \frac{\partial v}{\partial x} - g \frac{\partial h}{\partial x} + \underbrace{g(I_0 - I_e)}_{\text{Kinematische Welle}}}_{\text{Diffusionswelle}}_{\text{Dynamische Welle}}$$

Kinematische Wellen

Die Trägheitsterme ($\frac{\partial v}{\partial t}$ und $\frac{\partial v}{\partial x}$) und das Druckglied ($\frac{\partial h}{\partial x}$) werden vernachlässigt. Somit unterliegt der Wellenscheitel bei der kinematischen Welle in Fließrichtung keiner Dämpfung. Eine Einschränkung dieses Ansatzes besteht auch darin, dass Rückstauereffekte unberücksichtigt bleiben.

Die Wellengeschwindigkeit c ist von der Froudezahl unabhängig und lässt sich, je nach verwendeter Fließformel, errechnen zu [SGI09]:

$$c = \frac{5}{3} \cdot v \quad \text{nach Manning-Strickler} \quad (2.14)$$

$$c = \frac{3}{2} \cdot v \quad \text{nach Chezy} \quad (2.15)$$

Die Geschwindigkeit der Wasserteilchen ist nach diesem Ansatz von ihren höheren Ableitungen unabhängig und steigt einfach mit der Wassertiefe.

Diffusionswelle

Die Trägheitsterme ($\frac{\partial v}{\partial t}$ und $\frac{\partial v}{\partial x}$) werden weiterhin vernachlässigt. Das Druckglied ($\frac{\partial h}{\partial x}$) wird jedoch berücksichtigt und die Diffusionswelle unterliegt bei der Ausbreitung einer Dämpfung. Es kommt also zur, bereits in Abbildung 2.17 gezeigten, Abflachung des Wellenberges. Die Stärke der Dämpfung ist eine Funktion der Wellenlänge.

Dynamische Welle

Bei dieser wird das vollständige Gleichungssystem gelöst. Die Welle kann sich entlang zweier Wege ausbreiten. Bei strömendem Durchfluss (Froudezahl $FR < 1$) verläuft eine Primärwelle flussabwärts und eine Sekundärwelle flussaufwärts. Die Stärke der Dämpfung ist eine Funktion der Wellenlänge und der Froudezahl.

In Tabelle 2.2 ist die Anwendbarkeit der verschiedenen Modellvereinfachungen noch einmal zusammengefasst.

	Kinematische Welle	Diffusionswelle	Dynamische Welle
Wellenausbreitung	✓	✓	✓
Rückstau	x	✓	✓
Wellendämpfung	x	✓	✓
Beschleunigung	x	x	✓

Tabelle 2.2: Übersicht zur Anwendbarkeit der Modellvereinfachungen. [SGI09]

3. Komplexität der Fließzeit-Modellierung

Die Thematik der „exakten“ Fließzeit, die ein Wasserpartikel in einem offenen Gerinne für eine bestimmte Strecke benötigt, ist sehr komplex. Sie ist von vielen verschiedenen Faktoren abhängig und nur sehr schwer exakt zu beschreiben.

Bei der Modellierung der Fließzeit wird versucht, nur die wesentlichen Einflussfaktoren, welche für die Fließzeit bedeutsam sind, zu identifizieren und diese abzubilden. Es wird also bewusst nicht versucht, die Realität komplett abzubilden. Das Modell soll also nicht exakt, sondern vielmehr nur genau genug sein.

Im Folgenden sind die wichtigsten Faktoren des komplexen Fließprozesses angeführt und es wird darauf Bezug genommen, in wie weit diese bei der Modellierung der Fließzeit berücksichtigt werden.

3.1 Geschwindigkeitsverteilung im Gerinneprofil

Wie bereits in Abschnitt 2.1.4 beschrieben, sind die Fließgeschwindigkeiten der einzelnen Wasserpartikel innerhalb eines Gerinnequerschnitts nicht gleich groß. Aufgrund der Reibungsverluste an der Gewässersohle und den Böschungen nimmt sie von der Wasseroberfläche zur Gewässersohle und von der Flussmitte zu den Ufern hin ab. Die benötigte Fließzeit eines Wasserpartikels in einem Gerinne mit einer bestimmten Länge, hängt also auch von der Position des Partikels im Gerinnequerschnitt ab. Um trotzdem eine allgemeine Aussage über die Fließgeschwindigkeit treffen zu können, erfolgt in der Praxis meist eine Bildung des Mittelwerts innerhalb eines Gerinnequerschnitts. Auch in dieser Diplomarbeit wurde die mittlere Geschwindigkeit v_m als ausreichend genau festgelegt und für die Modellierung verwendet.

3.2 Natürliches Gerinneprofil

In Abbildung 3.1 ist ein Beispiel eines natürlichen Gerinnes zu sehen. Das Flussprofil ist dabei durch seine Form des Querschnitts, die Wassertiefe h und die Breite B charakterisiert. Für die Fließzeit spielen aber auch noch die Sohlenbeschaffenheit (Rauheit) und das Gerinnegefälle eine herausragende Rolle.

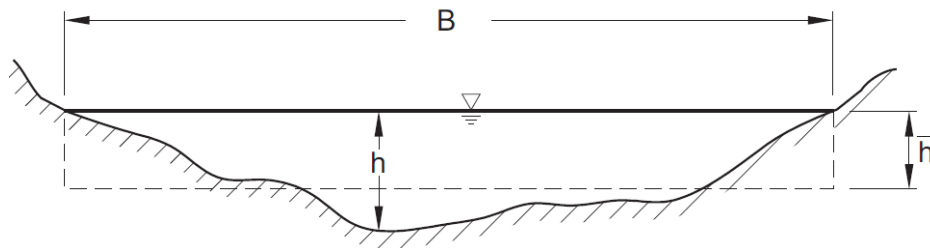


Abbildung 3.1: Darstellung eines natürlichen Gerinneprofils. [JIL09]

Wie in Abbildung 3.1 strichliert eingezeichnet, kann man ein natürliches Gerinneprofil auch vereinfacht als Rechteckprofil mit mittlerer Wassertiefe \bar{h} darstellen. Diese Vereinfachung wurde auch bei der Modellbildung in dieser Diplomarbeit getroffen.

Weitere Vereinfachungen wurden hinsichtlich der Ungleichförmigkeit eines Flussprofils in Ausbreitungsrichtung getroffen. In der Realität ist das Sohlgefälle eines Flussabschnittes nicht konstant. Besonders bei Gebirgsbächen ist diese Eigenschaft sehr stark ausgeprägt und es kommt zu einem ständigen Wechsel der Strömungsbewegung (siehe Abschnitt 2.1.5). Diese Diplomarbeit beschäftigt sich jedoch nicht mit kleinen Gebirgsbächen, sondern mit den großen Flüssen eines Landes welche einen hohen Durchfluss aufweisen und an denen Laufwasserkraftwerke betrieben werden. Bei dieser Art von Flüssen treten vergleichsmäßig nur kleine Sohlgefälle mit geringen Schwankungen auf. Für die Modellbildung wurde das Sohlgefälle zwischen Anfang und Ende der Fließstrecke deshalb auch vereinfacht als durchgehend konstant angenommen.

Da die Gerinnequerschnittsform und auch die Breite eines natürlichen Gerinnes entlang der Ausbreitungsrichtung nicht konstant sind, ist es hier besonders schwierig, eine genaue Modellierung der Realität durchzuführen. Vor allem die Ermittlung der Gerinnequerschnittsform für jeden Punkt der Fließstrecke ist nur durch hohen messtechnischen Aufwand möglich und dann auch nur für bestimmte Zeit gültig, da sich die Profilform neben der örtlichen Veränderung auch zeitlich infolge von Sedimenttransport ändern kann. Für die Modellbildung wurde daher vereinfachend ein Rechteckprofil, wie es in Abbildung 3.1 zu sehen ist, angenommen. Die Breite an der Wasseroberfläche des Flusses wurde an mehreren Stellen der Fließstrecke gemessen. Von den gemessenen Werten wurde anschließend der Mittelwert gebildet.

Die Beschaffenheit der Sohle bzw. die Gerinnerauheit ist ebenfalls ein Faktor, der die Fließzeit in einem offenen Gerinne stark beeinflusst. In der bereits vorgestellten Fließformel nach Manning-Strickler (Abschnitt 2.4.2) wird die Rauheit eines Gerinnes mit dem sogenannten Strickler-Beiwert k_{St} bestimmt. Es gibt Tabellen, in denen Erfahrungswerte für k_{St} für unterschiedliche Sohlenbeschaffenheit zusammengefasst sind, oder auch Sammlungen von Bildern von Flüssen mit zugehörigem k_{St} -Wert. Diese Tabellen bzw. Bilder bieten die Möglichkeit, den Rauheitsbeiwert selbst für den jeweiligen Flussabschnitt zu bestimmen. In der Praxis sind diese Bestimmungsvarianten jedoch relativ schwierig bzw. ungenau. Einerseits ist ein Bestimmen von Bildern nach Bildern, also wenn man nicht die Möglichkeit hat, selbst am Standort zu sein, um sich ein Bild vom

Fluss zu machen, nur bedingt möglich und andererseits ist die Sohlenbeschaffenheit eines Flusses entlang der Ausbreitungsrichtung im Allgemeinen auch nicht konstant. Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde daher eine Möglichkeit gesucht, diesen so wichtigen Parameter der Manning-Strickler-Fließgeschwindigkeitsformel als gemittelten Wert für eine gesamte Fließstrecke zu bestimmen.

3.3 Abhängigkeit der Fließgeschwindigkeit vom Durchfluss

Wie später noch gezeigt wird, ist die Fließgeschwindigkeit auch abhängig vom Durchfluss in einem Gerinne. Ein höherer Durchfluss bedeutet im Allgemeinen auch eine höhere Fließgeschwindigkeit. Der genaue Zusammenhang zwischen Fließgeschwindigkeit und Durchfluss und die entsprechende Berücksichtigung in der Modellbildung sind Hauptgegenstand dieser Diplomarbeit.

3.4 Einfluss von Zuflüssen

Kommt es innerhalb einer Fließstrecke zwischen zwei Laufwasserkraftwerken zur Einmündung von weiteren Flüssen, so kommt es zu einer Erhöhung des Durchflusses und somit auch zu einer Erhöhung der Fließgeschwindigkeit. Die Fließgeschwindigkeits-Charakteristik ist also ab solchen Knotenpunkten eine andere. Diese Faktoren müssen in der Modellierung ebenfalls berücksichtigt werden, vorausgesetzt es handelt sich um verhältnismäßig große Zuflüsse, welche den Durchfluss im Hauptfluss bedeutend erhöhen.

3.5 Einfluss von Kontrollbauwerke (Wehren)

Ist eine Fließstrecke zwischen zwei Laufkraftwerken keine „reine“ freie Fließstrecke, also befinden sich kleinere Kontrollbauwerke direkt im Verlauf des Gerinnes, so beeinflussen auch diese die Fließzeit des Wassers. Um ein korrektes bzw. realitätsnahes Ergebnis zu erreichen, müssen Fließstrecken auf das Vorhandensein solcher Wehre überprüft werden. Die Ergebnisse dieser Überprüfung müssen anschließend in der Modellierung berücksichtigt werden.

Grundsätzlich haben solche Wehre unterschiedliche Zwecke. Sie werden zum Beispiel als Stützwehr eingesetzt, um eine Stabilisierung der Sohle zu erreichen oder auch um Wasser in kleine Kanäle abzuleiten, um Mühlen oder kleine Wasserkraftanlagen anzutreiben [STZ08].

3.6 Rückstaubereich von Laufwasserkraftwerken

Betrachtet man die Fließstrecke von einem Laufwasserkraftwerk bis zum nächsten flussabwärts liegenden Laufwasserkraftwerk, dann handelt es sich auch hier um keine „reine“ freie Fließstrecke. Wie bereits in Abschnitt 2.2 beschrieben, verwenden Laufwasserkraftwerke Wehranlagen, um das Flusswasser aufzustauen und so eine höhere Fallhöhe und schließlich höhere Leistung zu erzielen. Der Wasserspiegel verläuft dann nicht mehr parallel zur Sohle, sondern verläuft von der Wehranlage beginnend flussaufwärts asymptotisch bis zur Normaltiefe (siehe Abb. 2.11 aus Abschnitt 2.2). Dieser Rückstaubereich beeinflusst ebenfalls die Fließzeit des Wassers und soll bei der Modellierung berücksichtigt werden.

4. Lösungsansatz

In dieser Diplomarbeit wird für die Modellierung der Fließzeit die empirische Fließformel nach Manning-Strickler (Abschnitt 2.4) verwendet. In diesem Kapitel erfolgt zuerst eine Analyse der für diese Formel benötigten Parameter. Danach wird ein Lösungsansatz zur Ermittlung des noch unbekanntes Parameters k_{St} vorgestellt. Abschließend werden einige Fließstrecken von österreichischen Flüssen, unter Einhaltung bestimmter Kriterien, ausgewählt. An diesen Streckenabschnitten soll die entworfene Fließzeit-Modellierung schließlich angewandt und geprüft werden.

4.1 Parameter der Fließformel nach Manning-Strickler

Die Fließformel nach Manning-Strickler stellt einen mathematischen Zusammenhang zwischen den Gerinne-Parametern Sohlgefälle I_0 und Gerinnerauheit k_{St} und den Abfluss-Parametern Fließquerschnitt A , Wasserstand h und Durchfluss Q her.

Um jedoch die Anwendung dieser Fließformel für das HiREPS-Modell so einfach wie möglich zu machen, ist es notwendig diese so umzuformen, dass nur noch Parameter eingesetzt werden müssen, die entweder im Modell bereits als Inputs verwendet werden oder leicht zu ermitteln sind.

Wie in Abschnitt 2.4.2 bereits vorgestellt hat die Fließformel nach Manning-Strickler grundsätzlich folgende Darstellungsform:

$$v = k_{St} \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot I_0^{\frac{1}{2}} \left[\frac{m}{s} \right] \quad (4.1)$$

Der hydraulische Radius R_h wird in der Praxis bei Flüssen, bei denen die Gerinnebreite B um vielfaches größer ist als die mittlere Wassertiefe \bar{h} , vereinfacht indem er durch die mittlere Wassertiefe \bar{h} ersetzt wird. Diese Voraussetzung ist bei den Flüssen, die im HiREPS-Modell modelliert werden, gegeben. Die Manning-Strickler-Formel wird daher dargestellt als:

$$v = k_{St} \cdot \bar{h}^{\frac{2}{3}} \cdot I_0^{\frac{1}{2}} \left[\frac{m}{s} \right] \quad (4.2)$$

Da jedoch keine Input-Daten von Wassertiefen im HiREPS-Modell vorhanden sind, aber

Daten für den Durchfluss Q , wird die Wassertiefe durch Umformen der Grundgleichung des Durchflusses ersetzt.

$$Q = v \cdot A = v \cdot B \cdot \bar{h} \quad \left[\frac{m^3}{s}, \frac{l}{s} \right] \quad (4.3)$$

Umformen der Grundgleichung des Durchflusses auf die Wassertiefe ergibt die Gleichung:

$$\bar{h} = \frac{Q}{B \cdot v} \quad [m] \quad (4.4)$$

Eingesetzt in der Manning-Strickler-Formel ergibt den Ausdruck:

$$v = k_{St} \cdot \left(\frac{Q}{B \cdot v} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot I_0^{\frac{1}{2}} \quad \left[\frac{m}{s} \right] \quad (4.5)$$

Diese Gleichung aufgelöst nach der mittleren Fließgeschwindigkeit v ergibt schließlich

$$v = k_{St}^{\frac{3}{5}} \cdot \left(\frac{Q}{B} \right)^{\frac{2}{5}} \cdot I_0^{\frac{3}{10}} \quad \left[\frac{m}{s} \right] \quad (4.6)$$

mit dem Sohlgefälle $I_0 = \frac{\Delta z}{\Delta x} \quad \left[\frac{m}{s} \right]$.

Δz = Differenz der Sohlenhöhe zwischen Anfang und Ende der Fließstrecke [m]

Δx = Länge der Fließstrecke [m]

Die Gleichung 4.6 ist die endgültige Darstellungsform der Manning-Strickler-Formel, welche eine einfache Anwendung für das HiREPS-Modell ermöglichen soll. Parameter wie die Gerinnebreite B an der Wasseroberfläche des Flusses und die Länge der Fließstrecke Δx können zum Beispiel in Google-Earth³ einfach gemessen werden. Die Auswirkung dieser vereinfachten Messungen auf die Genauigkeit der Modellierung wird in Kapitel 7 behandelt. Die Daten für den Durchfluss Q in Flüssen sind wie erwähnt im HiREPS-Modell bereits als Input gegeben. Auch die Höhendifferenzen, die durch die

³ *Google Earth* ist eine in der Grundform unentgeltliche Software der Google Inc. und stellt einen virtuellen Globus dar. Sie kann Satelliten- und Luftbilder unterschiedlicher Auflösung mit Geodaten überlagern und auf einem digitalen Höhenmodell der Erde zeigen.

Fließstrecken zurückgelegt werden, lassen sich aus den gesammelten Kraftwerksdaten bzw. aus Google-Earth ermitteln.

Es bleibt also nur noch der Rauheitsbeiwert k_{St} eines Gerinnes als große Unbekannte in dieser Gleichung übrig. Im folgenden Abschnitt wird eine, im Rahmen dieser Diplomarbeit entwickelte, Methode vorgestellt, die es ermöglicht, einen gemittelten k_{St} -Wert für eine gesamte Fließstrecke zu bestimmen.

4.2 Ermitteln von k_{St} aus Zeitverschiebung von Durchflussdaten

Um die Ressource Wasser verantwortungsvoll nutzen zu können, ist die Kenntnis des Wasserkreislaufes von grundlegender Bedeutung. In vielen Ländern, so auch in Österreich, wird daher ein ganzes Netz von hydrographischen Messstellen betrieben, um die wesentlichen Komponenten des Wasserkreislaufes zu beobachten und somit die Daten für eine auf Nachhaltigkeit ausgerichtete wasserwirtschaftliche Planung zur Verfügung zu haben.

Der hydrographische Dienst in Österreich legt besonders großen Wert darauf, möglichst viele Messstellen über lange Zeit zu beobachten und damit Daten für Zustands- und Veränderungsanalysen bereit zu stellen.

Die Hauptaufgaben liegen dabei in

- der statistischen Auswertung der Daten als Grundlage für wasserwirtschaftliche Planungen und wasserrechtliche Entscheidungen,
- dem hydrographischen Nachrichten Dienst (Hochwassermelddienst) und
- in der Beurteilung der Auswirkungen des Klimawandels auf den Wasserhaushalt.

In Österreich besteht der hydrographische Dienst aus den hydrographischen Organisationseinheiten der einzelnen Bundesländer und der Abteilung VII/3 – Wasserhaushalt im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft.

Die gemessenen Daten werden auch auf der sogenannten eHYD-Datenbank⁴ abgelegt und sind über das Internet abrufbar. Die Abbildung 4.1 zeigt das hydrographische Messstellennetz Österreichs für Oberflächengewässer (OWF). Jeder schwarze Punkt stellt eine Messstelle an einem Gerinne da.

Von allen gemessenen Daten sind für diese Diplomarbeit die erfassten Durchflusswerte von großer Bedeutung. Die Durchflussermittlung erfolgt, wie bereits in Abschnitt 2.3.3

⁴ Der Zugang zur eHYD-Datenbank erfolgt über die Homepage des Lebensministeriums unter http://www.lebensministerium.at/wasser/wasser-oesterreich/wasserkreislauf/hydrographische_daten/eHyd2008.html.

vorgestellt, durch eine Umrechnung des kontinuierlich gemessenen Wasserstandes über die sogenannte Wasserstand-Durchfluss-Beziehung. Diese Umrechnung wird von den Messstellenbetreibern selbst durchgeführt. Da der Wasserstand alle 15 Minuten von den Messstellen erfasst wird, haben auch die Durchflusswerte diese Zeitauflösung.

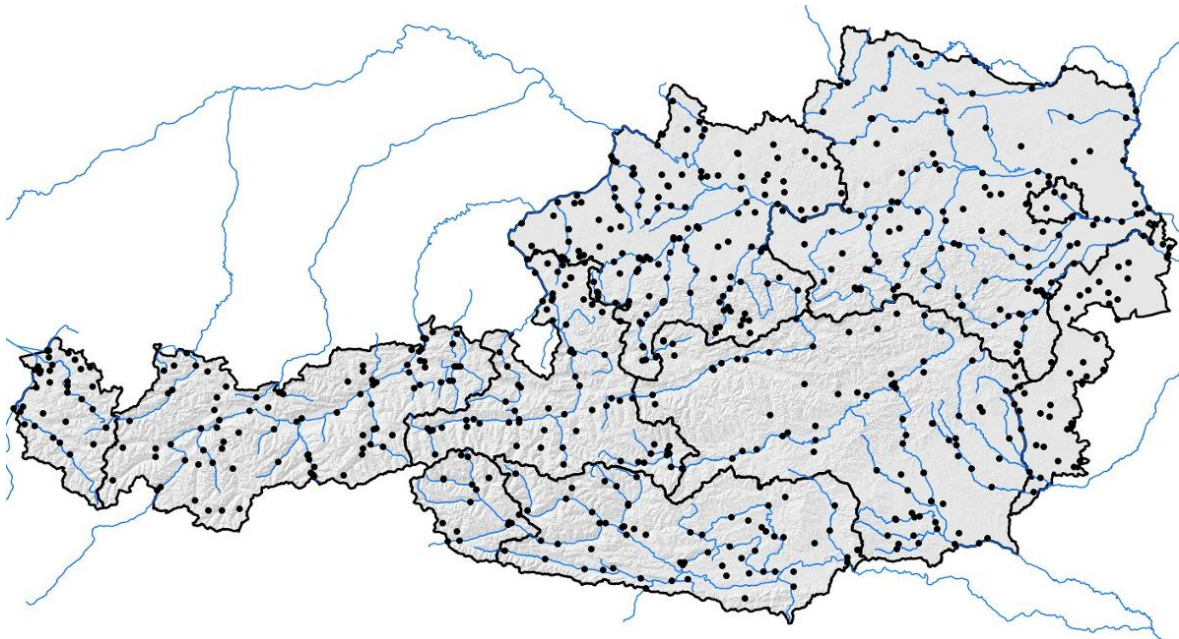


Abbildung 4.1: Hydrographisches Messstellennetz in Österreich für Oberflächengewässer (OWF) [LMI12].

Auf der eHYD-Datenbank sind jedoch aus Gründen der großen Datenmenge nur Tagesmittelwerte des Durchflusses abgelegt. Die 15-minütigen Durchflussdaten wurden daher eigens in der Abteilung VII/3 – Wasserhaushalt im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft angefragt.

An dem nun folgenden Beispiel soll verdeutlicht werden, welche wichtige Zusatzinformation aus den Durchflussdaten entnommen werden kann. Es wurden hierfür die zwei aufeinanderfolgenden hydrografischen Messstellen *Liezen* und *Admont* an dem Gerinne *Enns* ausgewählt. Wie in Abbildung 4.2 zu sehen, fließt das Wasser ausgehend von der Messstation Liezen (blaue Nadel) über den gelb eingezeichneten 18,6 km langen Abschnitt der Enns ab bis es schließlich von der Messstationen Admont (grüne Nadel) erfasst wird.

In Abbildung 4.3 ist ein Ausschnitt der erfassten Durchflussverläufe dieser beiden Messstationen dargestellt, wobei auf der X-Achse des Diagramms die Zeit und auf der Y-Achse der Durchfluss eingezeichnet sind. Konkret ist in diesem Diagramm der Durchflussverlauf für einen Zeitraum von 3 Tagen (72 Stunden) zu sehen. Ein Blick auf die beiden Durchflussverläufe lässt auf die folgenden Erkenntnisse schließen. Zum einen hat die Enns in Admont einen durchgehend höheren Durchfluss als in Liezen. Dies liegt daran, dass zwischen den beiden Messstationen neben kleineren Zuflüssen auch ein

größerer, der Paltenbach, zufließt. Je weniger Zuflüsse sich zwischen zwei Messstationen befinden, desto kleiner ist natürlich auch deren Durchflussdifferenz.



Abbildung 4.2: Fließstrecke der Enns von der Messstation Liezen zur Messstation Admont (Screenshot aus Google Earth).

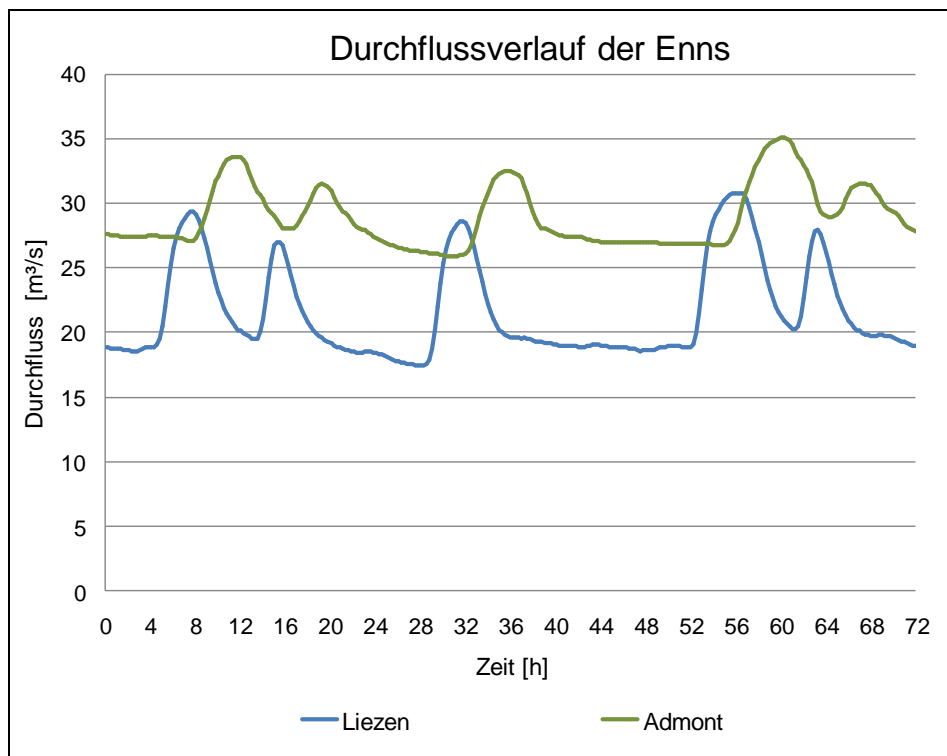


Abbildung 4.3: Ausschnitt des Durchflussverlaufes der hydrografischen Messstellen Liezen und Admont.

Des Weiteren weist der Durchfluss der Enns, pro Tag, ein bis zwei Durchflussspitzen auf. Diese werden durch den Betrieb von Speicherkraftwerken, welche vor den Messstationen Liezen und Admont liegen, verursacht. Die Spitzen des Durchflusses spiegeln somit die *Spitzenlasten* der Energieversorgung wieder.

Die, speziell für diese Diplomarbeit, wichtigste Information ist die zeitliche Verschiebung, welche zwischen den beiden Durchflussverläufen infolge der räumlichen Distanz (18,6 km) auftritt. Schafft man es diese Fließzeit aus den Durchflussdaten zu extrahieren, erhält man durch Bezugnahme auf die Fließstrecke auch die mittlere Geschwindigkeit für diesen Streckenabschnitt. In der Manning-Strickler-Fließformel sind dann bis auf den k_{St} -Wert alle Parameter bekannt und die Rauheit des Gerinnes kann für diesen Streckenabschnitt bestimmt werden. Die Umsetzung des Extrahier-Vorganges der Fließzeit aus vorhandenen Durchflussdaten wird in Kapitel 5 vorgestellt. Die Hauptschwierigkeiten liegen in der Abhängigkeit der Fließzeit vom Durchfluss und in der Berücksichtigung von Durchflussdifferenzen zwischen Messstationen.

Wichtig ist noch zu erwähnen, dass es sich bei der gemessenen Zeit zwischen Durchflussverläufen um die Wellenlaufzeit von Flutwellen (siehe Abschnitt 2.5) handelt. Die Division aus Fließstrecke und Wellenlaufzeit führt daher auch zur Wellengeschwindigkeit c . Den Zusammenhang zwischen der mittleren Fließgeschwindigkeit v und der Wellengeschwindigkeit c erhält man aus dem Approximationsansatz *Kinematische Welle* aus den Saint-Venant-Gleichungen (siehe Abschnitt 2.5.2) und ergibt für die Fließformel nach Manning-Strickler $c = \frac{5}{3} \cdot v$. Setzt man hier die Darstellungsform der Manning-Strickler-Formel aus Gleichung 4.6 ein, so ergibt dies den Ausdruck:

$$c = k_{St}^{\frac{3}{5}} \cdot \left(\frac{Q}{B}\right)^{\frac{2}{5}} \cdot I_0^{\frac{3}{10}} \cdot \frac{5}{3} \left[\frac{m}{s}\right] \quad (4.7)$$

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurden nun einige Fließstrecken von bedeutenden österreichischen Flüssen ausgewählt, um für diese den Rauheitsbeiwert k_{St} zu bestimmen und schließlich die Fließzeit modellieren zu können. Im folgenden Abschnitt werden diese Fließstrecken und ihre Auswahlkriterien vorgestellt.

4.3 Auswahl der Fließstrecken

In Abbildung 4.4 ist Österreich mit seinen wichtigsten Flüssen dargestellt. Für die Rauheitsbeiwert-Bestimmung wurden Fließstrecken der Flüsse Donau, Salzach, Inn, Mur, Enns und Kamp ausgewählt. Die grün eingezeichneten Punkte stellen die verwendeten hydrographischen Messstellen dar. Zwischen den Punkten liegen die zu untersuchenden freien Fließstrecken. Eine genaue Darstellung der Verläufe der Fließstrecken ist im

Anhang dieser Diplomarbeit zu finden.

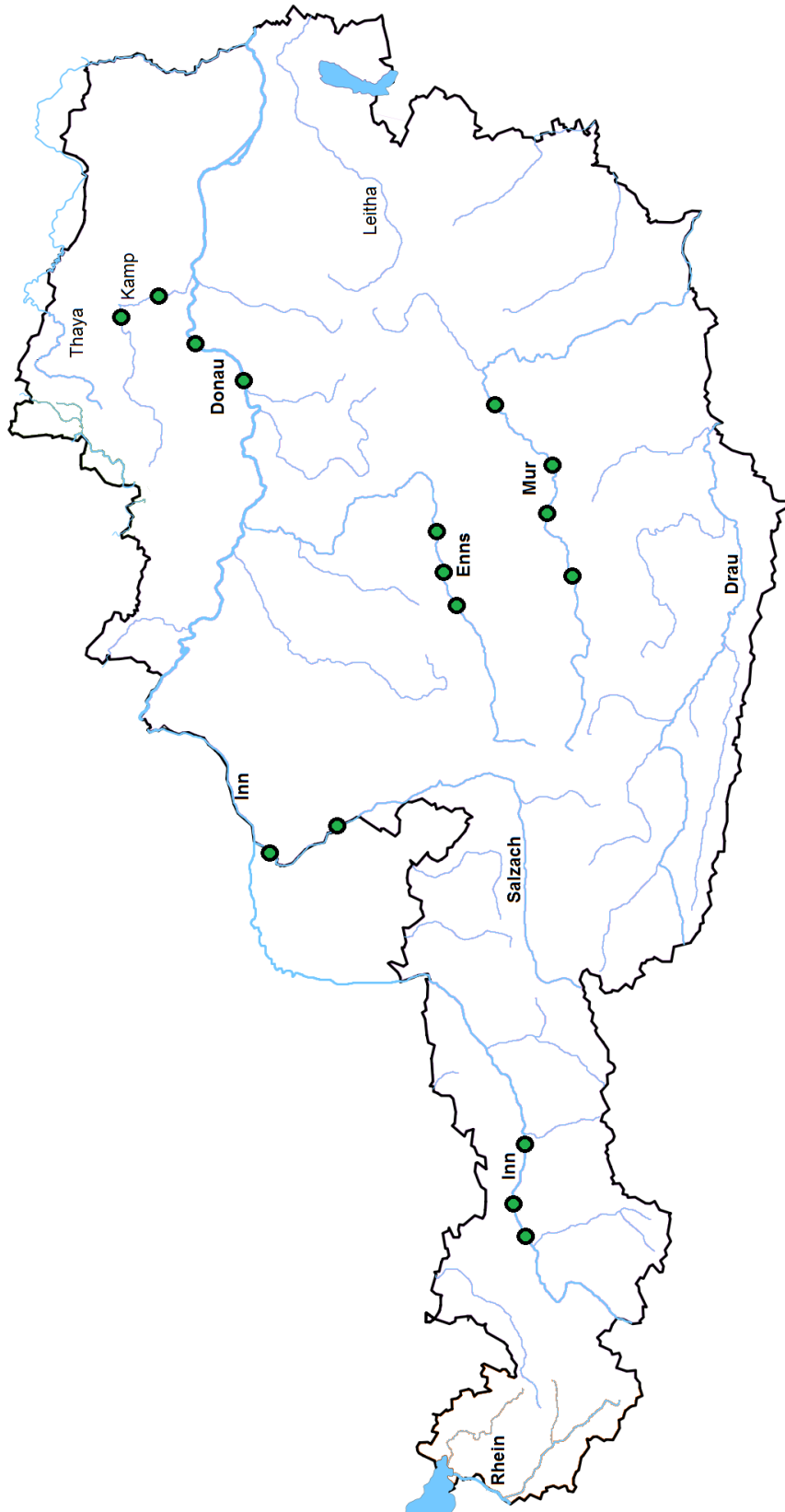


Abbildung 4.4: Flüsse in Österreich und ausgewählte hydrografische Messstationen.

4.3.1 Auswahlkriterien

Um sinnvolle Ergebnisse zu erzielen, wurden bei der Auswahl der Fließstrecken folgende Kriterien beachtet.

- Freie Fließstrecke

Es wurde Fließstrecken ausgewählt, in denen das Wasser möglichst frei fließt. Es sollten sich also nur so wenig Kontrollbauwerke wie möglich im Gerinne befinden, um Beeinflussungen der Fließzeit so gering wie möglich zu halten.

- Geringer Zufluss

Weiters wurde versucht, Streckenabschnitte zu wählen, in denen nur wenige bzw. größtmäßig kleine Flüsse zufließen, damit der Durchfluss während des Streckenverlaufs nicht zu stark ansteigt. Geringe Durchflussdifferenzen, zwischen dem Anfangs- und dem Endpunkt der Fließstrecke, führen zu genaueren Ergebnissen der Messungen. Im Allgemeinen ist die Beeinflussung von Zuflüssen besonders zu Zeiten von starkem Hochwasser enorm.

- Lange Fließstrecke

Umso größer die Distanzen sind, die das Wasser in einem Gerinne zurücklegt, desto aussagekräftiger ist auch der ermittelte Rauheitsbeiwert. Aus diesem Grund wurde auch versucht, Messstellen auszuwählen, welche mehrere Fließstrecken-Kilometer voneinander entfernt sind.

- Messstation liegt nicht im Staubereich eines Laufwasserkraftwerks

Die Durchflusswerte werden auf Basis der gemessenen Wasserstände über die Wasserstands-Durchflussbeziehung berechnet. Befindet sich nun eine Messstation im Staubereich eines Laufwasserkraftwerkes, so werden die Wasserstände durch den Betrieb des Kraftwerks beeinflusst. Dies betrifft somit auch die ermittelten Durchflusswerte und macht sie für die k_{St} -Ermittlungsmethode ungeeignet.

- Gleichmäßiger Flussbreitenverlauf

Die Flussbreite wird bei der Modellierung prinzipiell als konstant angenommen. Bei der verwendeten Breite handelt es sich um einen, über die Fließstrecke gemittelten, Wert. Je gleichmäßiger die Flussbreite in der Realität verläuft, desto näher kommt sie auch der Idealisierung des Modells und umso genauer werden

die Ergebnisse. Bei der Auswahl der Fließstrecken wurde deshalb auch dieser Faktor versucht zu berücksichtigen.

- Laufwasserkraftwerke vorhanden

Um die Ergebnisse später auch im HiREPS-Modell verwenden zu können, wurden Flüsse ausgesucht, an denen sich eine Vielzahl von bedeutenden Laufwasserkraftwerken befindet.

4.3.2 Fließstrecken

Im Folgenden werden die für die Flüsse Donau, Salzach, Inn, Mur, Enns und Kamp ausgewählten Fließstrecken bzw. Messstationen und deren Eigenschaften genauer vorgestellt. Die Tabellen 4.1 bis 4.6 enthalten dabei die Namen der verwendeten Messstationen, deren Höhe des Pegelnullpunktes, den gemittelten Jahres-Durchfluss, die Namen der Zuflüsse (mit ihrer Gewichtung bezüglich des Hauptdurchflusses) und die Parameter der Fließstrecke.

Donau:

Messstation	Pegelnullpunkt [m ü.A.] ⁵	Q [m ³ /s] (Mittelwert)	Zufluss (Gewichtung)	Parameter der Fließstrecke
Melk	200,0	1870		
			Melk (0,1%) Pielach (0,3%)	Länge: $\Delta x = 20,9$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 6,8$ m Gerinnebreite: $B = 240$ m
Kienstock	194,0	1893		

Tabelle 4.1: Eigenschaften der Fließstrecke bzw. der Messstationen der Donau [LMI12].

⁵ [m ü.A.] Meter über Adria ist eine Angabe der Höhe über dem Meeresspiegel bezüglich des mittleren Pegelstands der Adria am Molo Sartorio von Triest. Die Angaben werden bis heute weiterhin in Österreich und den jugoslawischen Nachfolgestaaten verwendet.

Salzach:

Messstation	Pegelnul- punkt [m ü.A.]	Q [m ³ /s] (Mittelwert)	Zufluss (Gewichtung)	Parameter der Fließstrecke
Oberndorf	387,2	248,5		
			-	Länge: $\Delta x = 36$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 34,44$ m Gerinnebreite: B = 105m
Ach	352,0	263,5		

Tabelle 4.2: Eigenschaften der Fließstrecke bzw. der Messstationen der Salzach [LMI12].

Mur:

Messstation	Pegelnul- punkt [m ü.A.]	Q [m ³ /s] (Mittelwert)	Zufluss (Gewichtung)	Parameter der Fließstrecke
Gestüthof	776,3	36,0		
			Katschbach (8%) Wölzerbach (12%)	Länge: $\Delta x = 35,2$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 75,43$ m Gerinnebreite: B = 40 m
St. Georgen ob Judenburg	700,2	46,1		
			Pöls (19%)	Länge: $\Delta x = 25$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 54,16$ m Gerinnebreite: B = 45 m
Zeltweg	646,3	57,5		
			Ingeringbach(7%) Liesingbach(9%) Vordernberger- bach (5%)	Länge: $\Delta x = 48,9$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 114,5$ m Gerinnebreite: B = 45 m
Leoben	531,2	79,5		

Tabelle 4.3: Eigenschaften der Fließstrecken bzw. der Messstationen der Mur [LMI12].

Inn:

Messstation	Pegelnullpunkt [m ü.A.]	Q [m³/s] (Mittelwert)	Zufluss (Gewichtung)	Parameter der Fließstrecke
Magerbach	653,0	128,4		
			-	Länge: $\Delta x = 16,5$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 36,86$ m Gerinnebreite: B = 60 m
Telfs	616,1	135,7		
			-	Länge: $\Delta x = 27,3$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 48,14$ m Gerinnebreite: B = 68 m
Innsbruck	568,5	145,6		

Tabelle 4.4: Eigenschaften der Fließstrecken bzw. der Messstationen des Inn [LMI12].

Enns

Messstation	Pegelnullpunkt [m ü.A.]	Q [m³/s] (Mittelwert)	Zufluss (Gewichtung)	Parameter der Fließstrecke
Trautenfels	640,0	50,0		
			Donnersbach (5%) Gulling (9%)	Länge: $\Delta x = 14,7$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 13,0$ m Gerinnebreite: B = 30 m
Liezen	627,0	67,7		
			Palten (15%)	Länge: $\Delta x = 18,6$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 10,7$ m Gerinnebreite: B = 36 m
Admont	616,8	81,9		

Tabelle 4.5: Eigenschaften der Fließstrecken bzw. der Messstationen der Enns [LMI12].

Kamp:

<i>Messstation</i>	<i>Pegelnul- punkt [m ü.A.]</i>	<i>Q [m³/s] (Mittelwert)</i>	<i>Zufluss (Gewichtung)</i>	<i>Parameter der Fließstrecke</i>
Rosenburg (EVN)	261,6	8,1		
			Taffa (5%)	Länge: $\Delta x = 20,6$ km Differenz der Sohlhöhen: $\Delta z = 43,8$ m Gerinnebreite: $B = 28$ m
Stiefern	217,00	9,7		

Tabelle 4.6: Eigenschaften der Fließstrecke bzw. der Messstationen des Kamp [LMI12].

5. Entwurf der Methodik der Fließzeitanalyse

In diesem Kapitel wird nun die sogenannte *k_{St}-Optimierung*, also die Methode der Fließzeitanalyse, vorgestellt. Als Ergebnis liefert diese unter anderem den Rauheitsbeiwert k_{St} für die jeweilige Fließstrecke. Das bedeutet, dass anschließend alle Parameter der Fließstrecke bekannt sind, die für eine Modellierung der Fließzeit mit der Fließformel nach Manning-Strickler notwendig sind.

Wie bereits in Abschnitt 4.3 erwähnt, sind von bestimmten hydrographischen Messstationen Durchflussdaten mit einer 15 minütigen Auflösung zur Verfügung, in denen sich, wenn man sie vergleicht, die Information der Fließzeit befindet. Für alle vorgestellten Messstationen wurden die Durchflussdaten für einen Zeitbereich von vier Jahren (2004 bis 2007) angefragt. Da es sich um 15 minütige Daten handelt, bedeutet dies für die Wertemenge:

1 Tag: 96 Werte

1 Jahr: 35040 Werte

4 Jahre: 140160 Werte

Vergleicht man also die Durchflussdaten zweier aufeinanderfolgender Messstationen für einen Zeitraum von vier Jahren, so werden in Summe rund 280320 Werte verwendet.

Um mit solchen Datenmengen vernünftig arbeiten zu können, wurde der k_{St} -Optimierungscode in der *Programmiersprache R* geschrieben.

5.1 Programmieren in R

Neben SAS (Statistical Analysis Systems), SPSS (Statistical Package for the Social Sciences) und Stata ist R eine der beliebtesten statistischen Programmiersprachen. R ist eine quelloffene Softwarelösung, die unter den Bedingungen der GNU General Public License (GPL) veröffentlicht wird. Zu den Vorteilen von R zählt, dass es auf vielen Plattformen verfügbar und für jeden frei zugänglich ist. R bietet eine Basis für statistische Analysen und deren graphische Darstellung. Es ist sowohl möglich auf ein breites Spektrum an bestehenden Methoden zuzugreifen, als auch eigene Anwendungen zu schreiben [JAD10].

Im folgenden Abschnitt 5.2 wird die Methode der k_{St} -Optimierung zuerst inhaltlich beschrieben und im Abschnitt 5.3 wird der Programmcode inkl. der Dokumentation vorgestellt.

5.2 Inhaltliche Beschreibung der k_{St} -Optimierung

Einlesen der Q-Daten:

Zu Beginn werden die Durchflussdaten der Start- und der Ziel-Messstation eingelesen. Dabei handelt es sich um zwei Text-Dateien (.txt), welche alle Messwerte in einer einzigen Spalte enthalten. Grundsätzlich wurden alle Durchflussdaten vor der Verwendung auf ihre Vollständigkeit geprüft. Es wurde also sichergestellt, dass keine Datenlücken vorhanden sind bzw. auch die Zeitpunkte der Messungen zwischen der Start- und der Ziel-Messstation übereinstimmen.

Festlegen der Fließstrecken-Parameter:

Danach werden die Parameter für die jeweilige Fließstrecke festgelegt. Es werden also Werte für die Variablen der mittleren Gerinnebreite, der Länge des Gerinnes und der Differenz der Sohlenhöhe zwischen Start und Ziel übergeben.

Funktion der Wellengeschwindigkeit nach Manning-Strickler:

Als nächstes wird die Fließformel nach Manning-Strickler, in ihrer endgültigen Form wie sie in Gleichung 4.7 beschrieben wurde, als Funktion von k_{St} eingebunden.

Funktion des Shifts (Verschiebung) bzw. der Wellenlaufzeit:

Weiters wird eine Funktion des Shifts, definiert durch die Länge des Gerinnes dividiert durch die Wellengeschwindigkeit (Manning-Strickler-Funktion), festgelegt. Die Shift-Funktion ist somit ebenfalls von k_{St} abhängig.

Funktion zur Berechnung der mittleren quadratischen Fehler (MQF):

Anschließend wird eine Funktion aufgestellt, welche den quadratischen Mittelwert der Differenz zwischen einem Durchflusswert des Starts und einem Wert des Zieles berechnet. Es wird dabei von einem Durchflusswert der Startmessstation für einen bestimmten Zeitpunkt ausgegangen und über die Shift-Funktion und einer Linearisierung der Ziel-Werte ein Vergleich mit Werten des Zieles durchgeführt.

Optimierung:

Die Funktion, welche die mittleren quadratischen Fehler berechnet wird in diesem Teil des Programmes optimiert. Soll heißen, es wird der Rauheitsbeiwert gesucht, bei dem die Funktion ihr Minimum, also den kleinsten mittleren quadratischen Fehler hat. Der zu untersuchende Wertebereich von k_{St} wird dabei zwischen $10 \text{ m}^{2/3}/\text{s}$ und $100 \text{ m}^{2/3}/\text{s}$ eingeschränkt. Der hierbei ermittelte k_{St} -Wert ergibt schließlich, eingesetzt in die Manning-Strickler-Formel, eine Wellenlaufzeit, welche der realen Laufzeit zwischen den Durchflussdaten am ähnlichsten ist.

Ausgabe von Daten:

Abschließend erfolgt noch eine Ausgabe von Daten. Zum einen wird der ermittelte k_{St} -Wert beim Ausführen des Programmcodes in der R-Konsole angezeigt und zum anderen werden noch zwei Text-Dateien erstellt. Die erste Datei enthält eine Auflistung der Ergebnisse der Shift-Funktion für jeden Q-Wert der Start-Messstation. In der zweiten Datei werden die Q-Werte der Ziel-Messstation, um die ermittelte Wellenlaufzeit nach vorne verschoben, aufgelistet. Diese Q-Daten sollten dann, wenn die Optimierung korrekt durchgeführt wurde, auf einer Höhe (bezogen auf die Zeit-Achse) mit den Q-Werten der Start-Messstation sein. Die zweite Ausgabe-Datei hat somit den Zweck, das Ergebnis der k_{St} -Optimierung zu überprüfen.

In Abbildung 5.1 ist ein Beispiel einer solchen Überprüfung zu sehen. Die Abbildung zeigt dabei den gleichen Ausschnitt des Durchflussverlaufes der Messstationen *Liezen* und *Admont*, der bereits in Abschnitt 4.2 (Abb. 4.3) dargestellt wurde. Zusätzlich befindet sich nun aber der, um die ermittelte Wellenlaufzeit verschobene, Durchflussverlauf *Admont_shifted* in der Graphik. Wie in der Abbildung zu sehen, war die Bestimmung der Wellenlaufzeit für diesen Ausschnitt erfolgreich, da sich die Durchflusskurve von *Admont_shifted* zeitlich auf einer Höhe mit *Liezen* befindet.

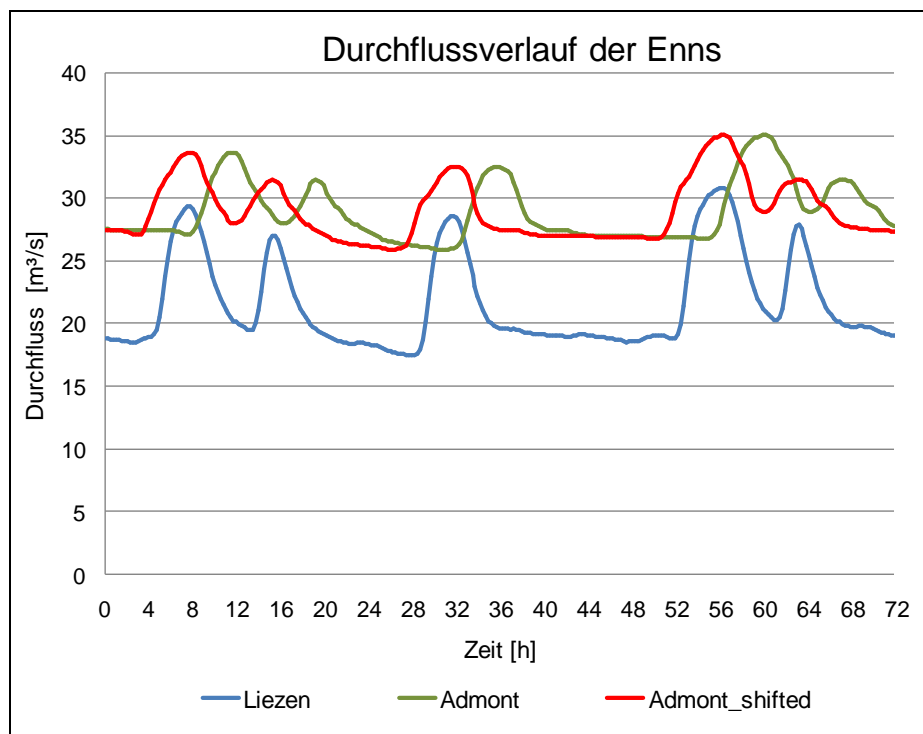


Abbildung 5.1: Ausschnitt des Durchflussverlaufes der Messstellen Liezen und Admont und der um die Wellenlaufzeit verschobenen Q-Werte Admont_shifted.

5.3 Programmcode der k_{St} -Optimierung

Einlesen der Q-Daten

```
#Einlesen der Q-Messwerte der Start-Messstation aus Text-Datei
Qstart<-read.table("C:/Q-List_Start.txt")
#Einlesen der Q-Messwerte der Ziel-Messstation aus Text-Datei
Qziel<-read.table("C:/Q-List_Ziel.txt")
#Umwandlung der Listen-Struktur in Vektordarstellung
Qstart<-unlist(Qstart)
#Umwandlung der Listen-Struktur in Vektordarstellung
Qziel<-unlist(Qziel)
#Erstellen der Variable index mit dem Wertebereich 1,2,3,4,...,length; Die Variable wird
verwendet, um die einzelnen Messwerte der Vektoren Qstart[index] und Qziel[index] zu
indizieren.
index<-1:length(Qstart)
```

Festlegen der Fließstrecken-Parameter

```
Breite_m<-40 #mittlere Gerinnebreite (z.B. 40 m)
Laenge_km<-20 #Länge des Gerinnes (z.B. 20 km)
DeltaZ_m<-35 #Differenz der Sohlenhöhe zwischen Start und Ziel der Fließstrecke (z.B. 35 m)
Gefaelle<-DeltaZ_m/(Laenge_km*1000) #Berechnung des Sohlgefälles
```

Funktion der Wellengeschwindigkeit nach Manning-Strickler

```
c_Welle<-function(kst){(Qstart[index])^(2/5)*(1/Breite_m)^(2/5)*kst^(3/5)*Gefaelle^(3/10)*5/3}
```

Funktion des Shifts bzw. der Wellenlaufzeit

```
Shift<-function(kst){Laenge_km*1000/c_Welle(kst)/3600*4 } #Shift in 15 Minuten Schritten
```

Funktion zur Berechnung der mittleren quadratischen Fehler (MQF)

```
#Der Q_Faktor ist das Verhältnis zwischen dem Durchschnitts-Durchfluss von Start und Ziel. Durch
Q_Faktor*Qstart[index] wird die Durchflussdifferenz zwischen Start und Ziel verkleinert.
Q_Faktor<-mean(Qziel)/mean(Qstart)
#Berechnung der MQF mit Linearisierung der Qziel-Werte.
MQF<-function(kst){mean((Q_Faktor*Qstart[index]-(Qziel[index+Shift(kst)]*(1+floor(Shift(kst))-
Shift(kst))+Qziel[index+Shift(kst)+1]*(Shift(kst)-floor(Shift(kst))))))^2,na.rm=TRUE)}
```

Optimierung

#Die Funktion *optimize* sucht im Intervall $k_{St} = 10 \text{ m}^2/\text{s}$ bis $k_{St} = 100 \text{ m}^2/\text{s}$ das Minimum der Funktion MQF. Es wird also der k_{St} -Wert ermittelt, bei dem der MQF am kleinsten ist.

```
tmp<-optimize(MQF,interval=c(10,100))
```

#Listen-Struktur umwandeln in Vektordarstellung

```
tmp<-as.vector(unlist(tmp))
```

#Ziel-Messwerte werden mit der ermittelten Wellenlaufzeit `Shift(tmp[1])` verschoben.

```
Qziel_Shifted<-(Qziel[index+Shift(tmp[1])]*(1+floor(Shift(tmp[1]))-  
Shift(tmp[1]))+Qziel[index+Shift(tmp[1])+1]*(Shift(tmp[1])-floor(Shift(tmp[1]))))
```

Ausgabe von Daten

#Anzeige des optimalen k_{St} -Wertes

```
tmp[1]
```

#Ausgabe einer Text-Datei mit einer Auflistung der zeitverschobenen Q-Messwerte der Ziel-Messstation

```
write.table(Qziel_Shifted,"C:/Q-Ziel_Shifted.txt",row.names=FALSE,col.names = FALSE)
```

#Ausgabe einer Text-Datei mit einer Auflistung der Wellenlaufzeiten alle Q-Werte der Start-Messstation

```
write.table(Shift(tmp[1]),"C:/Shift.txt",row.names=FALSE,col.names = FALSE)
```

6. Ergebnisse der Fließzeit-Modellierung

Die soeben vorgestellte Methodik der Fließzeitanalyse wurde nun bei allen vorgestellten Fließstrecken der Flüsse Donau, Salzach, Inn, Mur, Enns und Kamp durchgeführt. In diesem Kapitel werden nun für bestimmte Fließstrecken die Ergebnisse der Analyse mit ihren, für die Modellierung der Fließzeit benötigten, Parametern vorgestellt. Ein Überblick über den genauen Verlauf der einzelnen Fließstrecken der Flüsse ist im Anhang dieser Diplomarbeit zu finden.

Alle erhaltenen Ergebnisse der k_{St} -Optimierung wurden zuvor noch auf ihre Richtigkeit überprüft. Wie die Abbildung 5.1 zeigt, wurden dafür die Durchflussverläufe der jeweiligen Start-, Ziel- und Ziel_shifted-Messstationen nach der Optimierung verglichen.

Die hydrographischen Organisationseinheiten der einzelnen Bundesländer, welche die Messstellen betreiben, führen regelmäßig Fließgeschwindigkeits-Messungen durch, da diese für die Durchflussermittlung über die Wasserstand-Durchfluss-Beziehung benötigt werden. Weiters wurden daher für alle verwendeten Messstationen die Daten der gemessenen mittleren Fließgeschwindigkeit angefragt, um einen Vergleichswert für die aus der Fließzeitanalyse ermittelten Fließgeschwindigkeiten zu haben.

6.1 Donau

In Abbildung 6.1 ist die Donau im Bereich Melk zu sehen. Genauer gesagt sieht man das VERBUND-Laufkraftwerk Melk, welches sich kurz vor der hydrographischen Messstation-Melk, also dem Start der Fließstrecke, befindet.

Die k_{St} -Optimierung hat für die 20,9 km lange Fließstrecke zwischen Melk und Kienstock einen Rauheitsbeiwert von $k_{St} = 41,9 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ergeben. Es sind somit alle Parameter der Fließstrecke gegeben, die für eine Modellierung der Fließzeit mit der Fließformel nach Manning-Strickler notwendig sind.



Abbildung 6.1: Donau bei Melk [DME12].

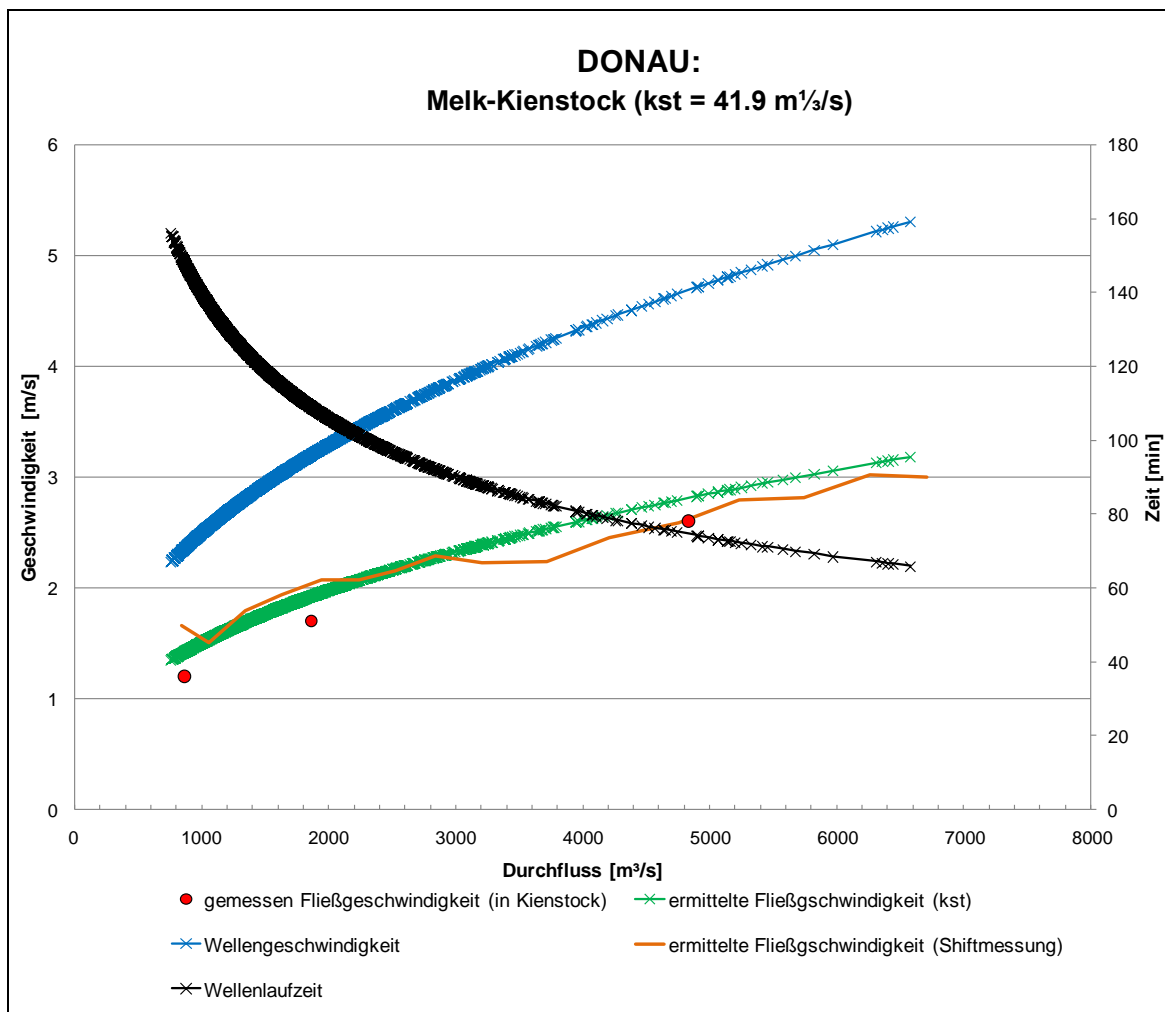


Abbildung 6.2: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für die Donau.

In Abbildung 6.2 ist das Ergebnis der Fließzeit-Modellierung in graphischer Form dargestellt. Für den, auf der x-Achse aufgetragenen, Durchfluss wurden Tagesmittelwerte aus dem Zeitraum 2006 bis 2009 verwendet. Auf der Hauptachse ist die Geschwindigkeit und auf der Sekundärachse die Zeit aufgetragen. Die blaue Kurve zeigt die Wellengeschwindigkeit und die grüne Kurve die Fließgeschwindigkeit jeweils in Abhängigkeit des Durchflusses. Aus der Menge der eingezeichneten Kreuze erkennt man, dass der Hauptbereich des Durchflusses in der Donau zwischen $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ und $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ liegt und Durchflusswerte über $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ eher selten in Form von starkem Hochwasser vorkommen. Die Wellenlaufzeit der Flutwellen (also der allmählich ablaufenden Abflussänderungen) ist in Schwarz eingezeichnet und variiert in diesem Streckenabschnitt je nach Durchfluss zwischen 60 und 160 Minuten. Die rot eingezeichneten Punkte sind die Ergebnisse der Fließgeschwindigkeits-Messungen an der Messstation in Kienstock. Hierbei handelt es sich zwar nur um die Fließgeschwindigkeit an einem bestimmten Punkt (Ziel) der Fließstrecke, jedoch für einen Vergleich des Wertebereiches zwischen der gemessenen und der ermittelten Fließgeschwindigkeit sind diese Messungen ausreichend.

Die orangene Kurve in Abbildung 6.2 stellt Fließgeschwindigkeiten dar, die rein aus der Zeitverschiebung der 15 minütigen Durchflussdaten ermittelt wurden. Es wurde hier die Zeitverschiebung für bestimmte Bereiche des Durchflusses ermittelt und auf die Länge der Strecke bezogen. Die Genauigkeit dieser Kurve hängt stark von der Anzahl der in einem Fluss auftretenden Durchflusswerte ab und soll daher nur einen Vergleich zur Modellierung mit der Fließformel nach Manning-Strickler zeigen. Die Häufigkeit von Durchflusswerten für bestimmte Durchflussbereiche ist in Abbildung 6.3 dargestellt.

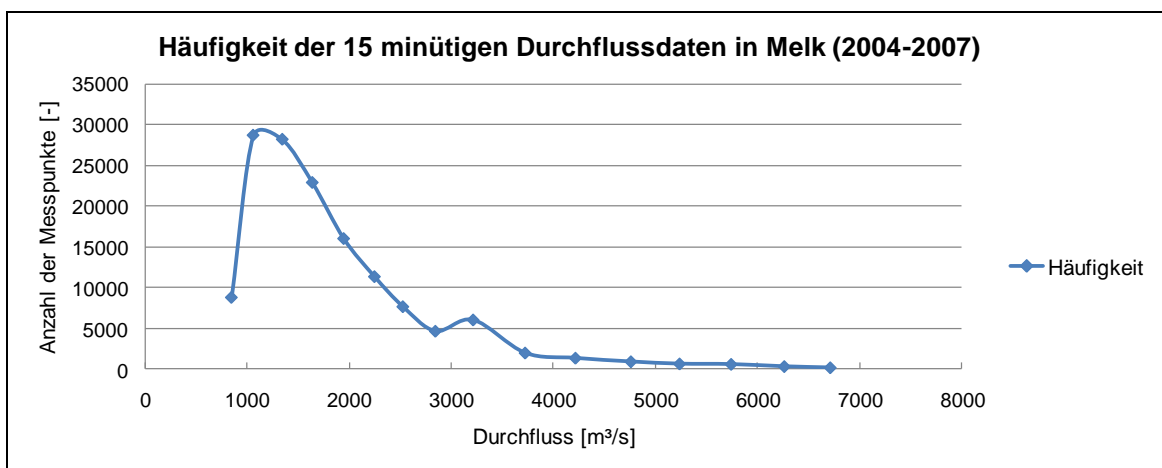


Abbildung 6.3: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Kienstock.

In Tabelle 6.1 sind die Parameter dieses Donauabschnittes noch einmal zusammengefasst. In diesem Streckenabschnitt der Donau kommt es zu keinerlei

Beeinflussung des Gerinnes in Form von Kontrollbauwerken.

Fließstrecke:	Melk - Kienstock
Länge:	$\Delta x = 20,9$ km
Breite:	$B = 240$ m
Differenz der Sohlhöhen:	$\Delta z = 6,8$ m
Rauheitsbeiwert:	$k_{St} = 41,9$ m ^{1/3} /s

Tabelle 6.1: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Melk und Kienstock.

6.2 Salzach

Bei der k_{St} -Optimierung der Durchflussdaten der Salzach ergibt sich für die 36 km lange Fließstrecke zwischen Oberndorf und Ach ein Rauheitsbeiwert von **$k_{St} = 32,4$ m^{1/3}/s**.

In Abbildung 6.4 ist ein Foto der Salzach in der Nähe der Messstation Ach zu sehen.



Abbildung 6.4: Salzach bei Ach [SAC12].

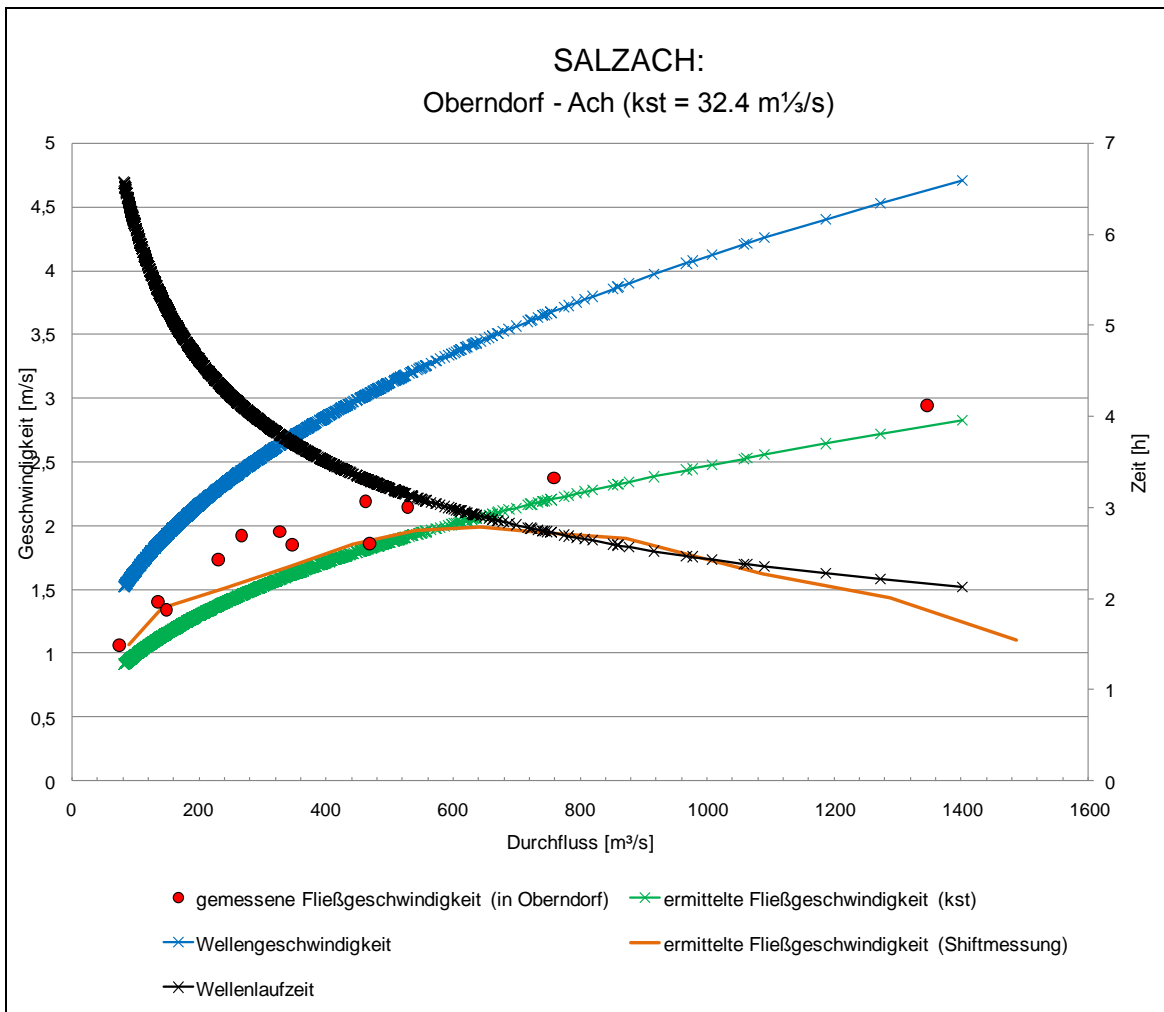


Abbildung 6.5: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für die Salzach.

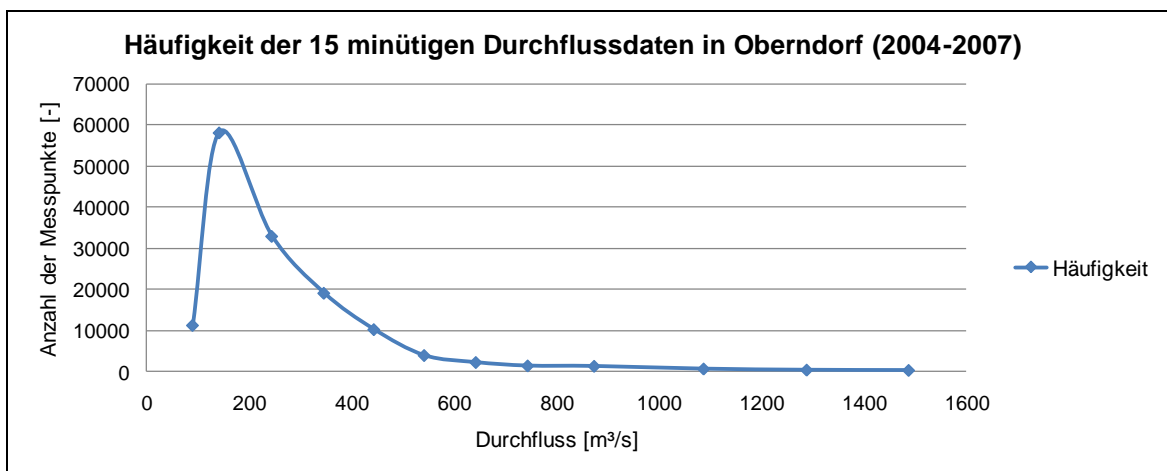


Abbildung 6.6: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Oberndorf.

In Abbildung 6.5 ist die graphische Darstellung des Ergebnisses der Fließzeit-Modellierung der Salzach zu sehen. Auch hier wurden gemittelte Tages-Durchflusswerte aus einem Zeitbereich von vier Jahren (2006 bis 2009) gewählt und in die Manning-Strickler Formel eingesetzt. Wie in der Graphik zu sehen, liegt der Großteil der Durchflusswerte in diesem Abschnitt der Salzach in dem Bereich von 80 m³/s bis 500 m³/s. Die blau eingezeichnete Kurve zeigt wieder den Verlauf der Wellengeschwindigkeit, die grüne Kurve die Fließgeschwindigkeit und die schwarze Kurve die Wellenlaufzeit. Aus diesem Graph ist abzulesen, dass die Ausbreitung einer Flutwelle je nach Durchflusshöhe zwischen 6,5 und 2 Stunden für die Streckenlänge von 36 km dauert. Die rot eingezeichneten Punkte sind Ergebnisse von Fließgeschwindigkeits-Messungen an der Messstation in Oberndorf. Aus der Graphik ist zu erkennen, dass die gemessenen Werte durchgehend höher sind als die ermittelten. Da es sich bei den ermittelten Fließgeschwindigkeiten um Mittelwerte über die gesamte Strecke handelt und die gemessenen Werte nur für eine bestimmte Stelle gültig sind, ist eine genaue Überlagerung der beiden Werte nicht zwingend.

Die orangene Kurve in Abbildung 6.5 stellt Fließgeschwindigkeiten dar, die aus der Zeitverschiebung für bestimmte Durchflussbereiche der 15 minütigen Durchflussdaten ermittelt wurden. Sie soll einen Vergleich zur Modellierung mit der Fließformel nach Manning-Strickler ermöglichen und ist von der Häufigkeit der auftretenden Durchflusswerte abhängig (Abbildung 6.6).

In Tabelle 6.2 sind die Parameter für die Fließzeit-Modellierung dieser Fließstrecke zusammengefasst. Auch in diesem Streckenabschnitt sind keine Kontrollbauwerke vorhanden, die die Fließzeit beeinflussen würden und somit auch hätten berücksichtigt werden müssen.

Fließstrecke:	Oberndorf - Ach
Länge:	$\Delta x = 36 \text{ km}$
Breite:	$B = 105 \text{ m}$
Differenz der Sohlhöhen:	$\Delta z = 34,4 \text{ m}$
Rauheitsbeiwert:	$k_{St} = 32,4 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Tabelle 6.2: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Oberndorf und Ach.

6.3 Inn

Beim Inn hat die k_{St} -Optimierung für die 43,8 km lange Fließstrecke zwischen Magerbach und Innsbruck einen Rauheitsbeiwert von $k_{St} = 33,8 \text{ m}^2/\text{s}$ ergeben.

Ein kleiner Abschnitt des Flusses bei Innsbruck ist in Abbildung 6.7 zu sehen.



Abbildung 6.7: Inn bei Innsbruck [IIN12].

Abbildung 6.8 zeigt das Ergebnis der Fließzeit-Modellierung in graphischer Form. Die bei der Messstation in Innsbruck gemessenen Fließgeschwindigkeiten sind als rote Punkte eingezeichnet. Die Wellengeschwindigkeit ist als blaue, die Fließgeschwindigkeit als grüne und die Wellenlaufzeit als schwarze Kurve eingezeichnet. Die verwendeten Durchflussdaten stammen aus den Jahren 2006 bis 2009. Wie aus der Graphik abzulesen ist, benötigt beispielsweise eine kleine Flutwelle mit einem Durchfluss von ca. $40 \text{ m}^3/\text{s}$ knappe 8 Stunden für die Strecken von 43,8 km und eine Hochwasserwelle mit $800 \text{ m}^3/\text{s}$ nur 2 Stunden. Nennenswerte Kontrollbauwerke, die eine Verzögerung der Fließzeit bewirken würden, befinden sich in diesem Streckenabschnitt des Inn nicht.

Die aus der Zeitverschiebung ermittelten Fließgeschwindigkeiten sind in Abbildung 6.8 als orangene Kurve dargestellt. Die Abbildung 6.9 stellt die Häufigkeit der 15 minütigen Durchflusswerte in Magerbach dar.

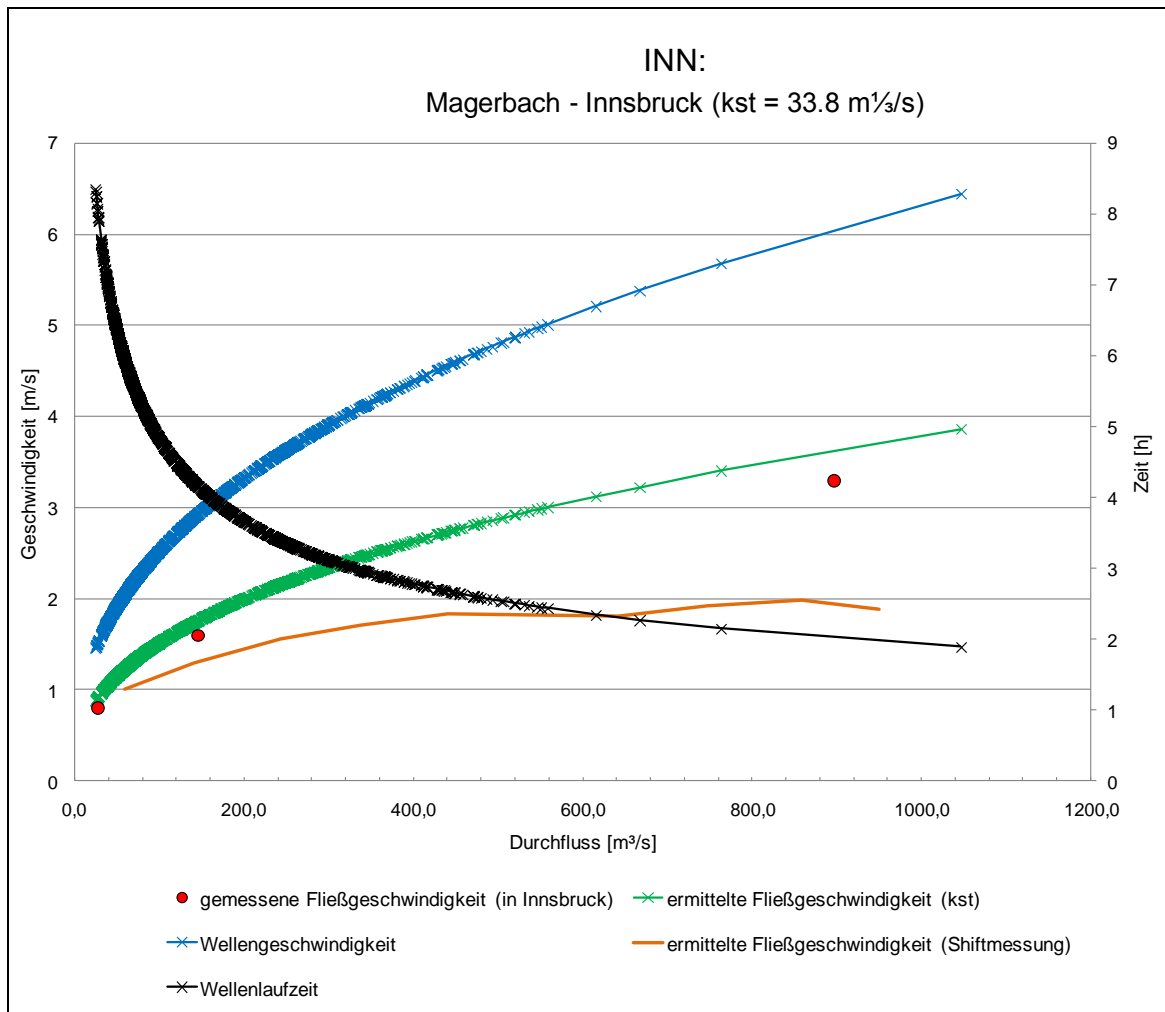


Abbildung 6.8: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für den Inn.

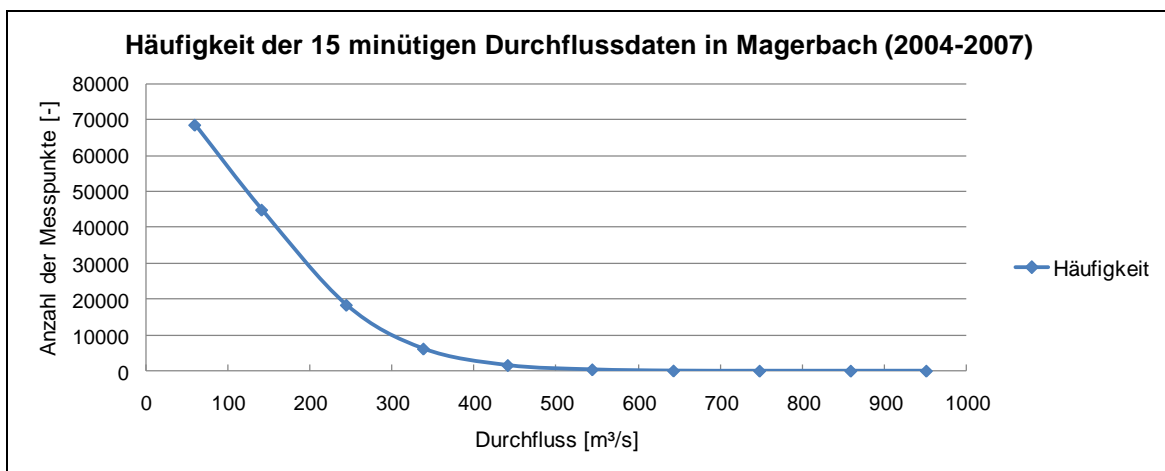


Abbildung 6.9: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Magerbach.

Tabelle 6.3 zeigt zusammengefasst die Parameter, die für die Fließzeit-Modellierung dieser Fließstrecke des Inn verwendet werden.

Fließstrecke:	Magerbach - Innsbruck
Länge:	$\Delta x = 43,8 \text{ km}$
Breite:	$B = 65 \text{ m}$
Differenz der Sohlhöhen:	$\Delta z = 85 \text{ m}$
Rauheitsbeiwert:	$k_{St} = 30,8 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Tabelle 6.3: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Magerbach und Innsbruck.

6.4 Mur

In Abbildung 6.10 ist ein Abschnitt der Mur in der Nähe von Leoben zu sehen.



Abbildung 6.10: Mur bei Leoben [MLE12].

Für die 48,9 km lange Fließstrecke zwischen Zeltweg und Leoben hat sich bei der Analyse der Durchflussdaten mithilfe der k_{St} -Optimierung ein Rauheitsbeiwert von **$k_{St} = 32,8 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$** ergeben.

In Abbildung 6.11 ist das Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für diesen Abschnitt der Mur dargestellt. Bei den rot eingezeichneten Punkten handelt es sich um die vom Betreiber der Messstelle Zeltweg gemessenen Fließgeschwindigkeiten zu unterschiedlichen Durchflüssen. Die ermittelte Wellengeschwindigkeit ist blau, die Fließgeschwindigkeit grün

und die Wellenlaufzeit schwarz eingezeichnet. Die aus der Zeitverschiebung ermittelten Fließgeschwindigkeiten sind orange eingezeichnet. Die Häufigkeit der 15 minütigen Durchflusswerte in Zeltweg ist in Abbildung 6.12 dargestellt.

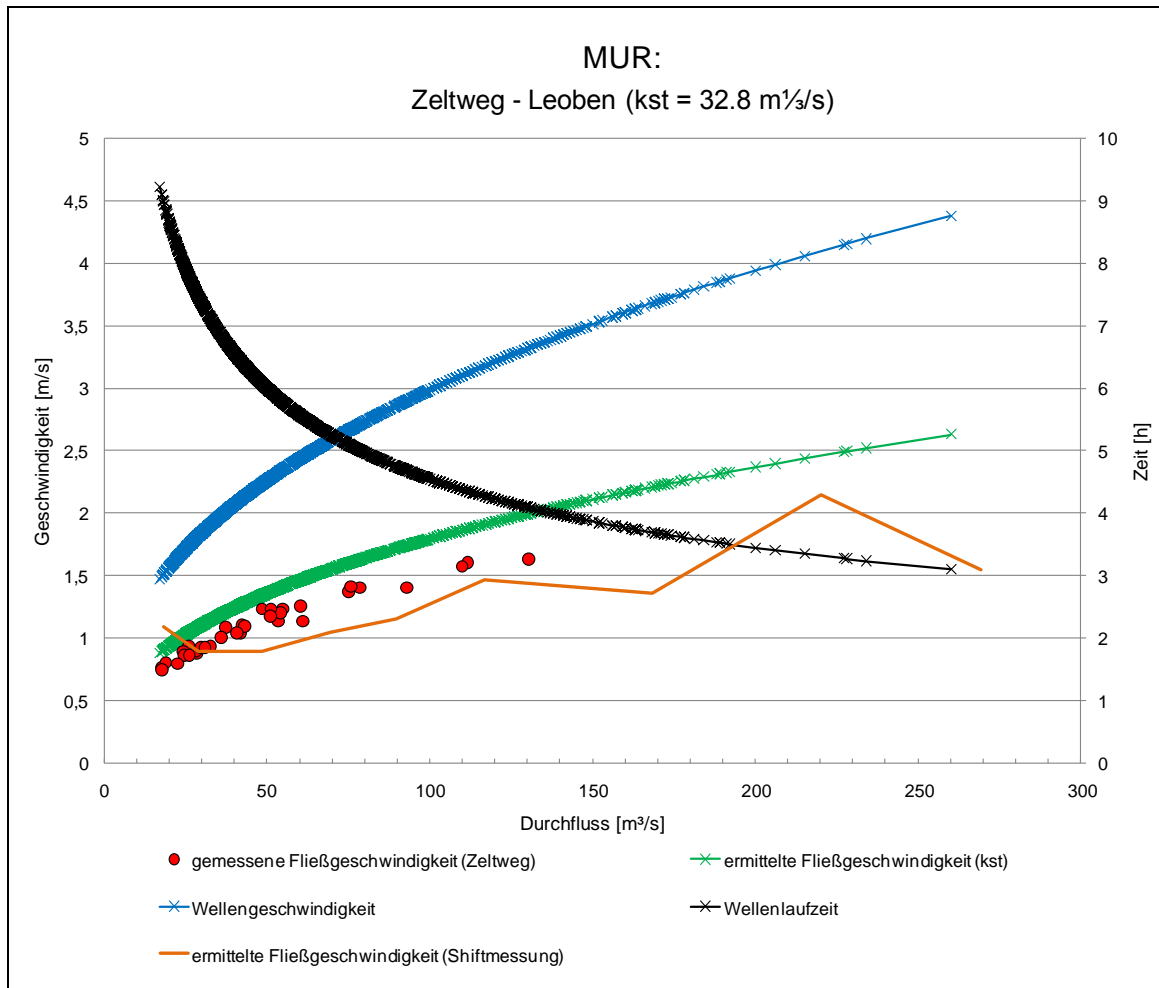


Abbildung 6.11: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für die Mur.

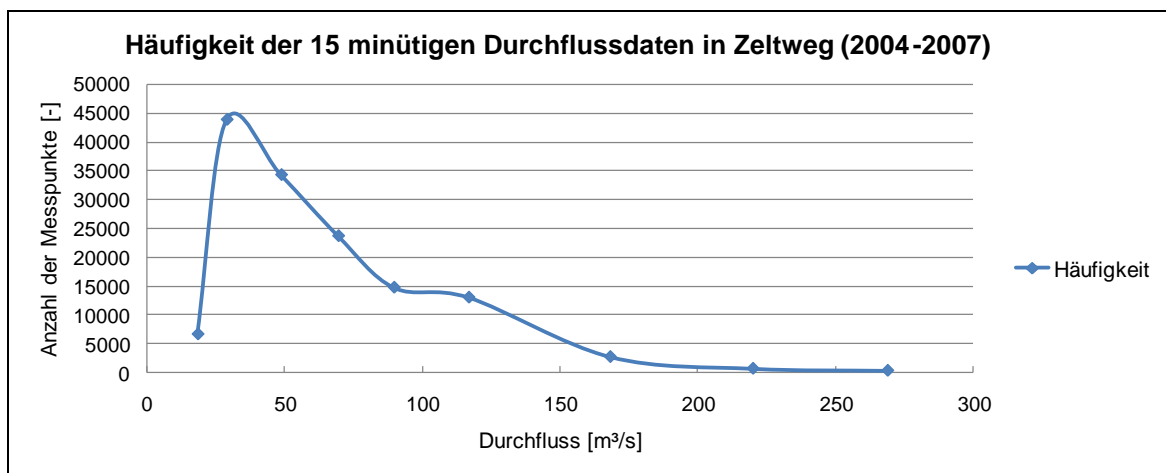


Abbildung 6.12: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Zeltweg.

Die bei der Fließzeit-Modellierung des Streckenabschnitts Zeltweg und Leoben verwendeten Parameter sind in Tabelle 6.4 zusammengefasst.

Fließstrecke:	Zeltweg - Leoben
Länge:	$\Delta x = 48,9 \text{ km}$
Breite:	$B = 45 \text{ m}$
Differenz der Sohlhöhen:	$\Delta z = 110 \text{ m}$
Rauheitsbeiwert:	$k_{St} = 32,8 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Tabelle 6.4: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Zeltweg und Leoben.

6.5 Enns

Die k_{St} -Optimierung hat für die 18,6 km lange Fließstrecke der Enns zwischen Liezen und Admont einen Rauheitsbeiwert von **$k_{St} = 33,8 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$** ermittelt.

Aus Admont ist auch das Foto der Enns, das in Abbildung 6.13 zu sehen ist.



Abbildung 6.13: Enns bei Admont [EAD12].

Die graphische Darstellung des Ergebnisses der Fließzeit-Modellierung ist in der Abbildung 6.14 zu sehen. Bei den rot eingezeichneten Punkten handelt es sich um die

gemessenen Fließgeschwindigkeiten bei der Messstation in Liezen. Die ermittelte Wellengeschwindigkeit (blau), die Fließgeschwindigkeit (grün) und die Wellenlaufzeit (schwarz) sind in Abhängigkeit vom Durchfluss dargestellt, welcher sich bei der Enns (Daten aus 2006 bis 2009) über einen Bereich von ungefähr 15 m³/s bis 400 m³/s erstreckt. Die aus der Zeitverschiebung ermittelten Fließgeschwindigkeiten sind orange eingezeichnet. Wie bereits erwähnt hängt die Genauigkeit dieser Kurve von der Anzahl der in einem Fluss auftretenden Durchflusswerte ab. Der Knick bei ungefähr 180 m³/s lässt sich aus der geringen Anzahl von Messwerten ab diesem Bereich begründen. Die Häufigkeit von Durchflusswerten für bestimmte Durchflussbereiche ist in Abbildung 6.15 dargestellt.

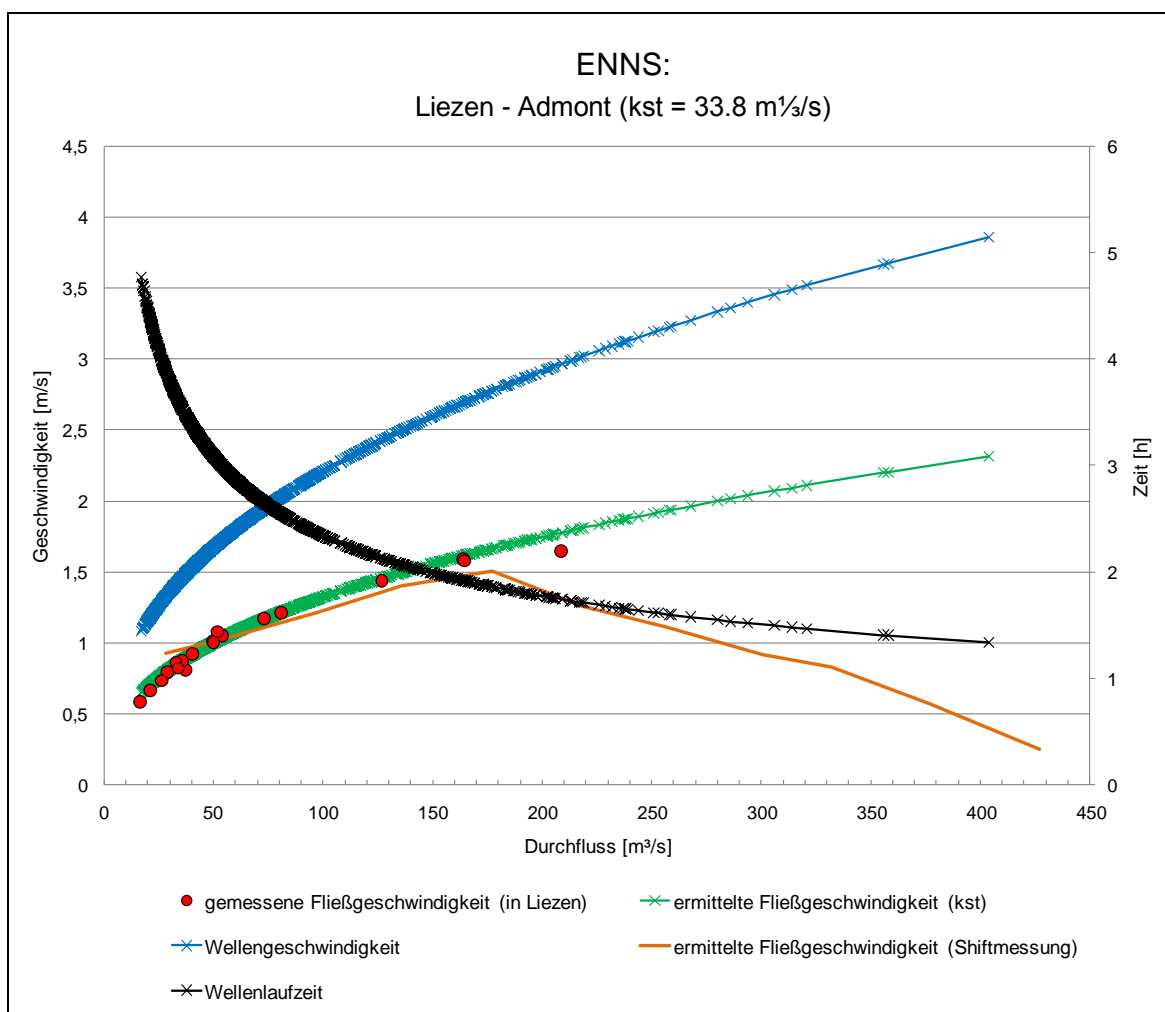


Abbildung 6.14: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für die Enns.

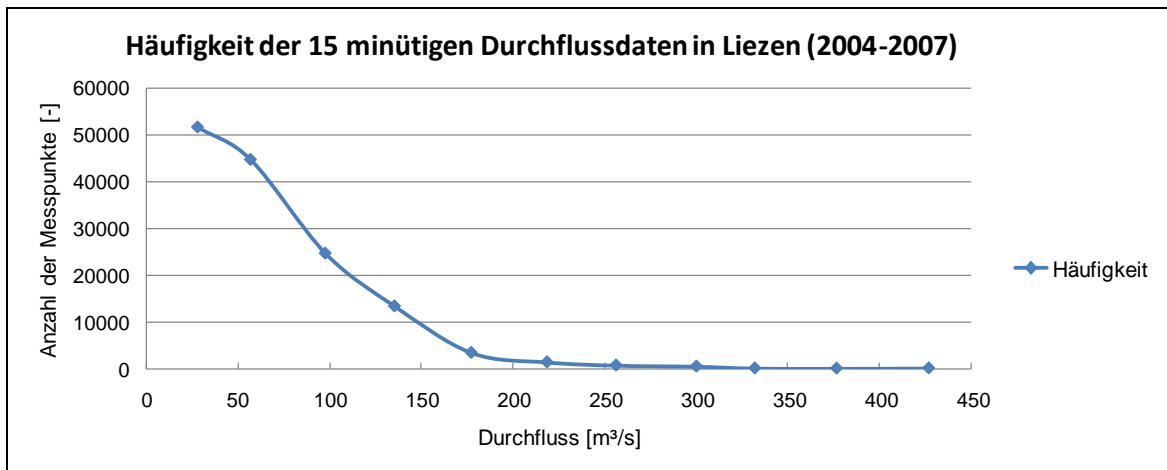


Abbildung 6.15: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Liezen.

In Tabelle 6.5 sind die Parameter für die Fließzeit-Modellierung der Fließstrecke der Enns zusammengefasst.

Fließstrecke:	Liezen - Admont
Länge:	$\Delta x = 18,6 \text{ km}$
Breite:	$B = 36 \text{ m}$
Differenz der Sohlhöhen:	$\Delta z = 10,7 \text{ m}$
Rauheitsbeiwert:	$k_{St} = 33,8 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Tabelle 6.5: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Liezen und Admont.

6.6 Kamp

Beim Kamp wurde für die k_{St} -Optimierung der 20,6 km lange Streckenabschnitt zwischen den Messstationen Rosenberg und Stiefen gewählt. In Abbildung 6.16 ist ein Bild des Kamp bei Rosenberg zu sehen.

Bei dieser ausgewählten Fließstrecke des Kamp handelt es sich jedoch nicht, wie bei allen bisherigen Fließstrecken, um eine freie Fließstrecke. Wie in Abbildung 6.17 zu sehen befinden sich entlang dieser Fließstrecke nämlich neun Wehre (eingezeichnet als rote Stecknadeln).

Wie bereits in Abschnitt 2.1.5 beschrieben, verursachen Wehre Strömungswechsel, welche wiederum mit erheblichen Energieverlusten verbunden sind. Die tatsächliche Energieverlusthöhe beim Auftreten eines Wehres lässt sich zwar mit der

ebenfalls vorgestellten Formel (Gl. 2.7) errechnen, benötigt jedoch die genaue Kenntnis der Wassertiefe direkt vor und direkt nach dem Wechselsprung. Da diese Wassertiefen jedoch nur durch eine Messung vor Ort bestimmt werden können, wurde eine Schätzung der Energieverlusthöhe von $h_v = 1\text{ m}$ pro Wehranlage durchgeführt. Zum Vergleich wurde die k_{St} -Optimierung einmal mit und einmal ohne Berücksichtigung der Wehre durchgeführt.



Abbildung 6.16: Kamp bei Rosenberg [KRO12].

Der Rauheitsbeiwert für die ausgewählte Fließstrecke des Kamp beträgt ohne Berücksichtigung der Wehre $k_{St} = 30,7\text{ m}^{1/3}/\text{s}$ und mit Berücksichtigung $k_{St} = 27,4\text{ m}^{1/3}/\text{s}$.

In Tabelle 6.6 sind die verwendeten Parameter für die Fließzeit-Modellierung des Kamp einmal mit und einmal ohne Berücksichtigung der neun Wehre zusammengefasst.

Fließstrecke:	Rosenburg - Stiefen	Rosenburg - Stiefen
Berücksichtigung der Wehre	Ja	Nein
Länge:	$\Delta x = 20,6\text{ km}$	$\Delta x = 20,6\text{ km}$
Breite:	$B = 28\text{ m}$	$B = 28\text{ m}$
Fallhöhe:	$\Delta z = 34,8\text{ m}$	$\Delta z = 43,8\text{ m}$
Rauheitsbeiwert:	$k_{St} = 27,4\text{ m}^{1/3}/\text{s}$	$k_{St} = 30,7\text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Tabelle 6.6: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Rosenberg und Stiefen.

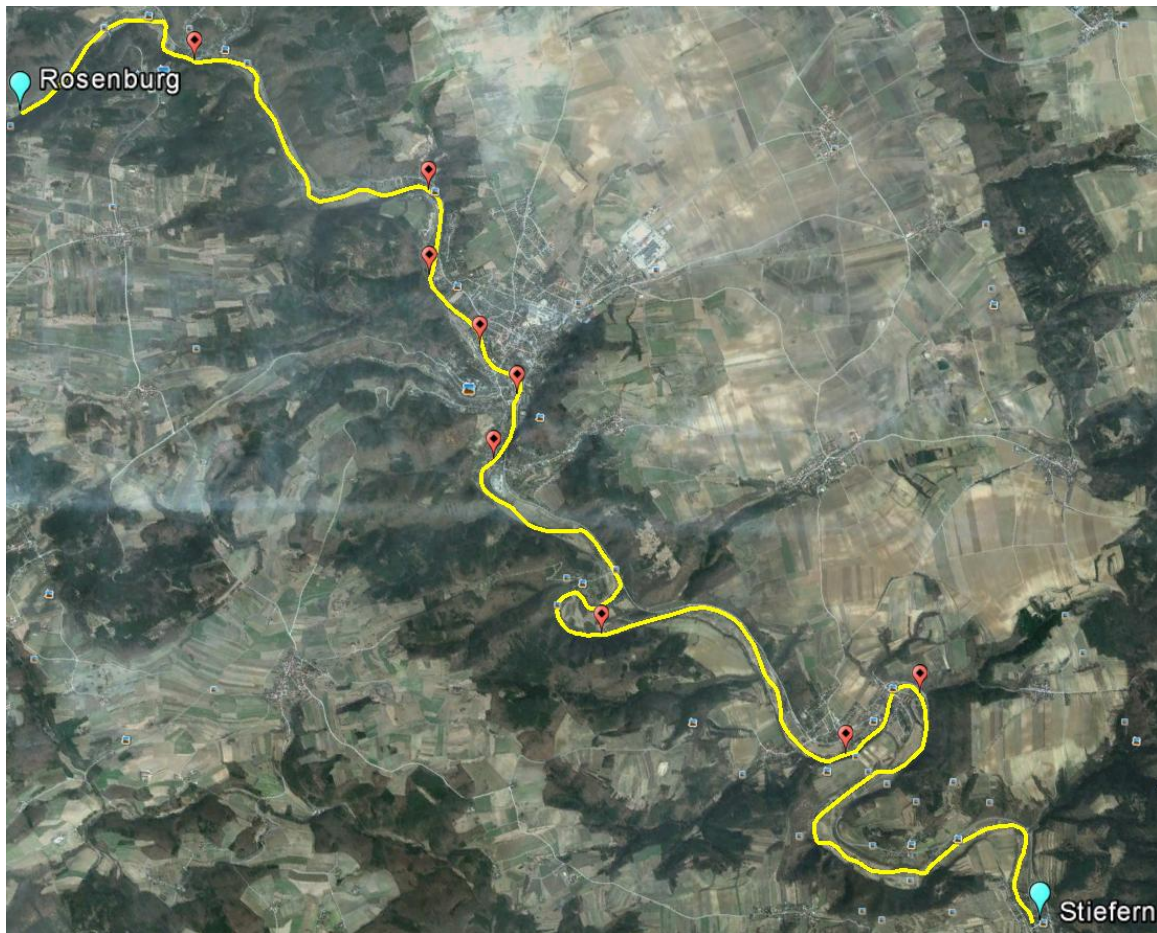


Abbildung 6.17: Fließstrecke des Kamp mit neun Wehre (Screenshot aus Google Earth).

Abbildung 6.18 zeigt die graphische Darstellung des Ergebnisses der Fließzeit-Modellierung des Kamp. Die gemessenen Fließgeschwindigkeitswerte stammen von der Messstation in Stiefern und sind in der Graphik als rote Punkte eingezeichnet. Die ermittelte Wellengeschwindigkeit (blau), die Fließgeschwindigkeit (grün) und die Wellenlaufzeit (schwarz) sind in Abhängigkeit vom Durchfluss dargestellt. Der Durchfluss erstreckt sich beim Kamp (Daten aus 2004 bis 2007) über einen Bereich von ungefähr $4 \text{ m}^3/\text{s}$ bis $94 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die aus der Zeitverschiebung ermittelten Fließgeschwindigkeiten sind in Abbildung 6.18 orange eingezeichnet. Die ermittelten Werte sind stark von der Häufigkeit der 15 minütigen Durchflusswerte abhängig, welche in Abbildung 6.19 dargestellt sind.

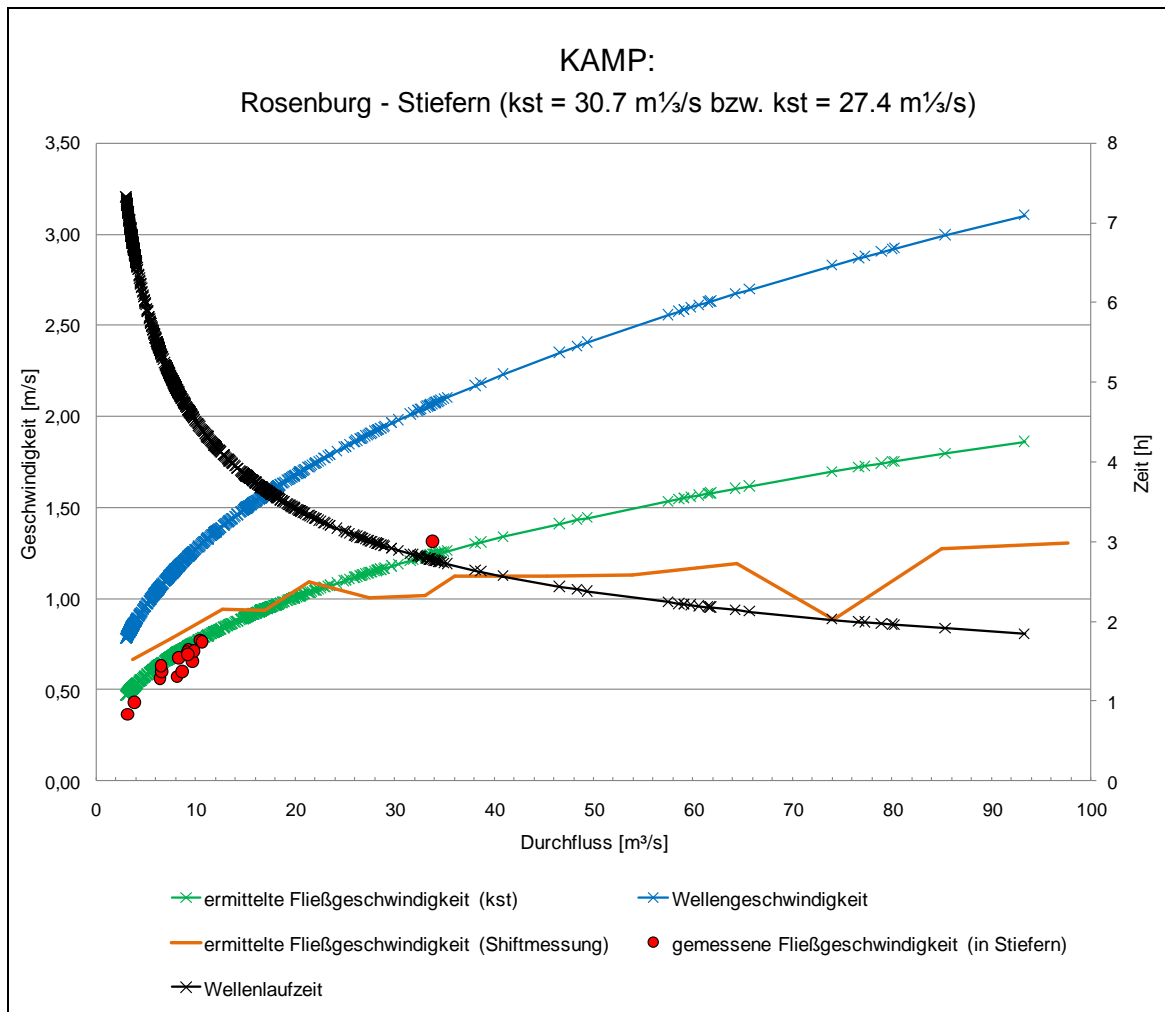


Abbildung 6.18: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für den Kamp.

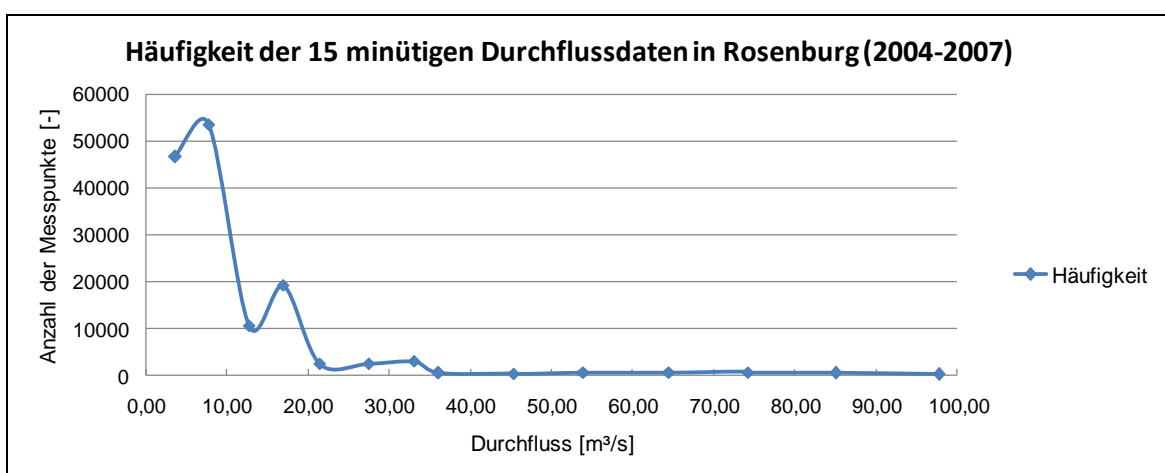


Abbildung 6.19: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Rosenberg.

7. Genauigkeit und Grenzen der Fließzeit-Modellierung

Im Folgenden werden einige Faktoren aufgezeigt, die für die reale Fließzeit eine Rolle spielen, in der Modellierung jedoch vernachlässigt wurden. Anschließend wird ein Beispiel vorgestellt, bei dem die entwickelte Fließzeit-Modellierung an ihre Grenzen stößt.

Das *Flussprofil* wurde in dieser Diplomarbeit vereinfacht als Rechteckprofil angenommen. Bei vielen Flüssen ist diese Annahme relativ gut gewählt. Es gibt aber auch Flussprofile, wo eine Vereinfachung auf eine Rechteckform nur bedingt zutrifft. In Abbildung 7.1 ist so ein Profil dargestellt. Solange das Gerinne Niedrig- bzw. Mittelwasserabfluss aufweist, kommt das Hauptgerinne zu tragen. Bei Hochwasser steigt der Wasserstand jedoch so stark an, dass das Wasser auch in dem Nebengerinne abfließt. Das Flussprofil und mit ihr auch die Flussbreite B ist in so einem Gerinne also deutlich vom jeweiligen Durchfluss abhängig.

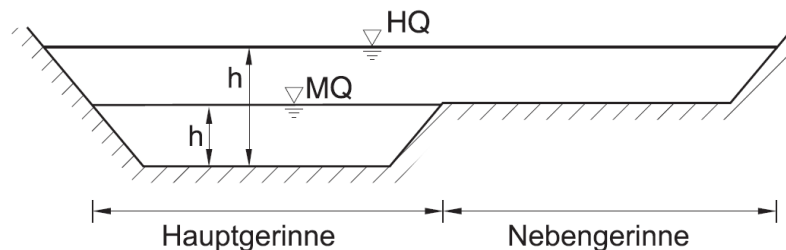


Abbildung 7.1: Verbundprofil bestehend aus Hauptgerinne (bei Niedrig- bis Mittelwasserabfluss) und Überschwemmungsgerinne (Hochwasserabfluss) [JIL09].

Bei Flüssen, die diese Profilform aufweisen, ist daher die Genauigkeit der Fließzeit-Modellierung begrenzt. Dies gilt besonders für die Durchflusswerte des Hochwasserbereiches.

Weiters wurde in der Modellbildung die vereinfachende Annahme getroffen, dass der *Rauheitsbeiwert* k_{St} des Gerinnes *konstant* ist. Bei Flüssen, die jedoch im Hochwasserbereich eine veränderte Profilform (wie jene aus Abbildung 7.1) aufweisen, muss dies nicht mehr zutreffen. Herrscht nämlich im Überschwemmungsgerinne eine andere Sohlenbeschaffenheit als im Hauptgerinne, so bewirkt dies auch einen veränderten Rauheitsbeiwert.

Das *Sohlgefälle* eines Gerinnes wurde in der Modellbildung ebenfalls als durchgehend *konstant* angenommen. In der Realität kommt es jedoch im Allgemeinen zu kleinen Änderungen der Neigung der Sohle im Verlauf des Gerinnes zwischen Anfang und Ende einer Fließstrecke. Neigungsänderungen haben grundsätzlich eine Änderung der Strömung zufolge. Besonders stark ausgeprägt ist diese Eigenschaft bei Gebirgsbächen. Bei den Flüssen, die im HiREPS-Modell verwendet werden, handelt es sich jedoch nicht um kleine Gebirgsbächen, die auf kurze Distanzen viele Höhenmeter zurücklegen. Es wurden daher für das Modell Flüsse ausgewählt, die einen hohen Durchfluss aufweisen und an denen daher Laufwasserkraftwerke betrieben werden. Bei dieser Art von Flüssen treten vergleichsmäßig kleine Sohlgefälle mit geringen Schwankungen auf. Die Annahme eines konstanten Sohlgefälles bedeutet daher eine durchaus genaue Modellierung der Realität.

Der Vergleich zwischen den ermittelten Fließgeschwindigkeiten der Modellierung und den gemessenen Fließgeschwindigkeitswerten hat für die untersuchten Fließstrecken im Allgemeinen sehr gute Ergebnisse gebracht. Es wurde auch versucht, eine Fließstrecke der Donau östlich von Wien zu modellieren. Hier ist man allerdings an die Grenzen dieser Modellierung gestoßen. Wie in Abbildung 7.2 dargestellt, ist die Donau in diesem Bereich über weite Strecken mit Buhnen und Steininseln gezeichnet. Buhnen sind Gesteinswälle, die senkrecht zur Flussrichtung in ein Gerinne hineinragen.



Abbildung 7.2: Verengung des Fließquerschnitts der Donau durch Buhnen und Steininseln östlich von Wien [DBU12].

Diese Art von Bauwerken wird verwendet, um die Breite des Gerinnes künstlich zu verkleinern und somit die Fließgeschwindigkeit zu erhöhen. Dies bewirkt wiederum ein Absenken des Flussbettes, da das Sediment am Grund des Flussbetts weggeschwemmt und die Bildung von Ablagerungen verhindert wird. Ein tiefes Flussbett ist erwünscht, um den Schiffsverkehr in diesem Bereich der Donau gewährleisten zu können. Besonders zu Zeiten, in denen eine geringere Abflussmenge herrscht, wäre ein Schiffsverkehr hier ohne Buhnen nicht mehr möglich.

Trotz der starken Beeinflussung dieser Regelbauwerke wurde versucht, die Fließzeit für die Fließstrecken zwischen den Messstationen Fischamend, Wildungsmauer und Hainburg zu modellieren (Verlauf der Fließstrecken ist im Anhang dieser Diplomarbeit dargestellt). Die Durchführung der k_{St} -Optimierung hat hierfür einen unrealistischen Rauheitsbeiwert von $k_{St} = 14,8 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die Strecke zwischen Fischamend und Wildungsmauer und $k_{St} = 11,2 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ für die Strecke zwischen Wildungsmauer und Hainburg ergeben. Abbildung 7.3 stellt die Ergebnisse für die Fließstrecke zwischen Fischamend und Wildungsmauer graphisch dar.

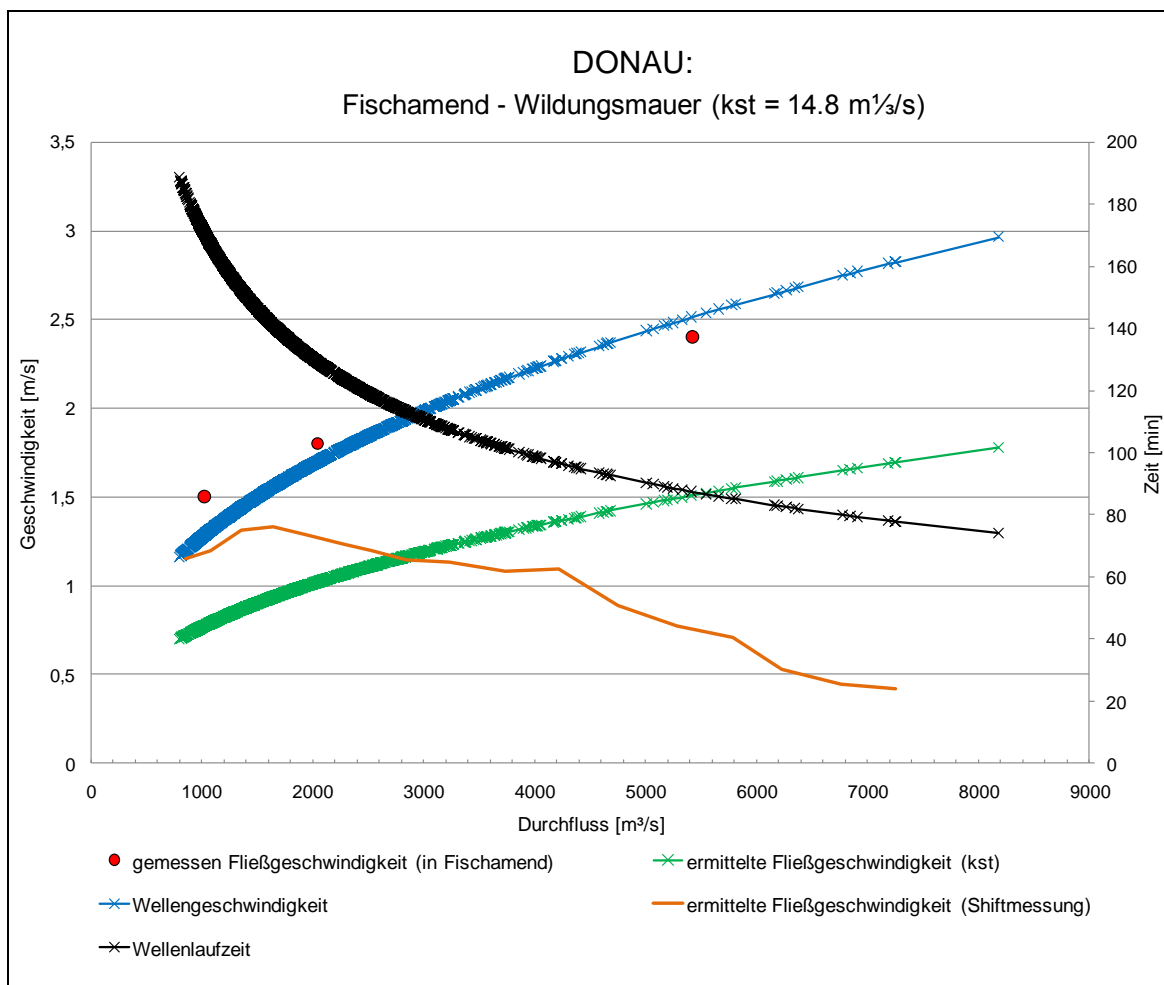


Abbildung 7.3: Ergebnisse der k_{St} -Optimierung für die Fließstrecke der Donau zwischen Fischamend und Wildungsmauer.

Die rot eingezeichneten Punkte zeigen die gemessenen Fließgeschwindigkeiten in Fischamend. Die grüne Kurve kennzeichnet die ermittelten Fließgeschwindigkeiten durch die Modellierung. Beim Vergleich zwischen den gemessenen und den ermittelten Werten wird klar, dass die Modellierung dieser Fließstrecke von der Realität zu stark abweicht.

Auch die in orangene eingezeichneten Fließgeschwindigkeiten, die rein aus der Zeitverschiebung der 15 minütigen Durchflussdaten ermittelt wurden, zeigen einen durchgehend fallenden Verlauf.

Eine Fließstrecke, deren Durchflussverhalten durch eine Vielzahl von Bauwerken stark beeinflusst wird, kann also mit dem entwickelten Fließzeit-Modell nicht genau genug beschrieben werden.

Die Häufigkeit von Durchflusswerten für bestimmte Durchflussbereiche der Donau in Fischamend ist in Abbildung 7.4 dargestellt.

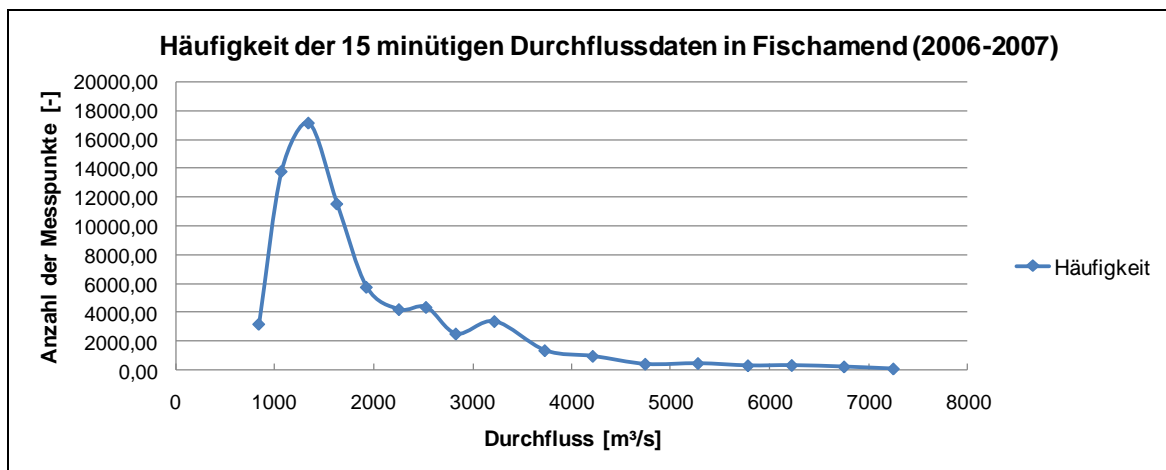


Abbildung 7.4: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Fischamend.

8. Schlussbetrachtung

Die Kernaufgabe dieser Diplomarbeit war es, für den Bereich der Wasserkraft des HiREPS-Modells, eine Modellierung der Fließzeit für offene Gerinne zu entwickeln. Der Faktor der Fließzeit wurde nämlich bis dato in diesem Modell noch nicht berücksichtigt.

Da es sich beim HiREPS-Modell um eine Modellierung des Stromsystems von Europa und somit einer Vielzahl von Flüssen handelt, waren die Hauptanforderungen an die zu realisierende Modellierung, nur Parameter zu verwenden, die im Allgemeinen leicht zu ermitteln bzw. zu messen sind.

Um diese Anforderungen erfüllen zu können, wurde in der Modellbildung eine bedeutende Vereinfachung durchgeführt, die die Form des Querschnitts eines Gerinnes betrifft. Anstatt die genaue Form des Querschnitts, die sich entlang eines Gerinnes durchgehend ändert, zu erfassen, wurde vereinfachend ein Rechteckprofil mit einer bestimmten Breite angenommen. Als Breiten werden Werte verwendet, die durch Messungen der Flussbreiten anhand von Satellitenbildern (z.B. mit Google Earth) erfolgen. Da die Breite eines Gerinnes jedoch meist nicht konstant verläuft, wird diese an mehreren Stellen einer Fließstrecke gemessen und anschließend gemittelt.

Die Modellierung der Fließzeit von Wasser bzw. der Wellenlaufzeit von Flutwellen (allmählich ablaufenden Abflussänderung) baut auf die Verwendung der empirischen Fließformel nach Manning-Strickler auf. In ihrer Grundform verwendet diese jedoch den hydraulischen Radius als Parameter. Der hydraulische Radius, der bei breiten Flüssen ungefähr der Wassertiefe entspricht, ist jedoch kein Parameter, der im Modell bekannt ist bzw. für alle im Modell vorkommenden Flüsse leicht zu ermitteln wäre. Daher wurde dieser Parameter durch den Durchfluss (mittels der Grundgleichung des Durchflusses) ersetzt. Historische Daten des Durchflusses sind im HiREPS-Modell für alle Flüsse bekannt.

Die endgültige Form der Manning-Strickler Fließformel sieht wie folgt aus.

$$c = k_{St}^{\frac{3}{5}} \cdot \left(\frac{Q}{B}\right)^{\frac{2}{5}} \cdot I_0^{\frac{3}{10}} \cdot \frac{5}{3} \left[\frac{m}{s}\right]$$

Dieser mathematische Ausdruck beschreibt die Wellengeschwindigkeit c einer Flutwelle in einem offenen Gerinne. Neben der Abhängigkeit vom Durchfluss Q und der Breite B muss auch das Gefälle I_0 und der Rauheitsbeiwert k_{St} des Gerinnes angegeben werden. Handelt es sich nicht um eine freie Fließstrecke, sondern um eine Fließstrecke, die am Ende durch ein Laufwasserkraftwerk aufgestaut wird, so wird dies durch Ersetzen des

Sohlgefälles I_0 mit dem Energiegefälle I_e berücksichtigt. Der Rauheitsbeiwert k_{St} eines Gerinnes kann mit der in dieser Diplomarbeit entwickelten k_{St} -Optimierung ermittelt werden.

Um die Genauigkeit der Fließzeit-Modellierung zu überprüfen, wurden anschließend die Fließzeiten einiger Streckenabschnitte von bedeutenden österreichischen Flüssen modelliert und mit den von Betreibern hydrographischer Messstellen gemessenen Fließgeschwindigkeiten verglichen. Die Vergleiche haben gezeigt, dass das Ergebnis der Fließzeit-Modellierung sehr gut mit der Realität übereinstimmt und diese somit für eine Umsetzung im HiREPS-Modell geeignet ist. Voraussetzung dafür ist jedoch, dass es sich um freie oder durch Kontrollbauwerke nur leicht beeinflusste Fließstrecken handelt. Für den Fall, dass das Durchflussverhalten sehr stark durch Kontrollbauwerke beeinflusst wird, wie es beispielsweise für den Abschnitt der Donau östlich von Wien (aufgrund von Buhnen) beschrieben wurde, ist die Genauigkeit der Modellierung nur wenig zufriedenstellend. Für diese Arten von Fließstrecken müsste deshalb eine Erweiterung entwickelt werden, die die Beeinflussung solcher Bauwerke besser berücksichtigt.

Literaturverzeichnis

- [SDY80] Siegfried Dyck. *Angewandte Hydrologie: Berechnung und Regelung des Durchflusses der Flüsse*. 1980. Ausgabe 2, 528 Seiten. Verlag: Ernst. ISBN: 3433008817, 9783433008812.
- [SDP95] Siegfried Dyck, Gerd Peschke. *Grundlagen der Hydrologie*. 1995. Ausgabe 3, 536 Seiten. Verlag: Verlag für Bauwesen. ISBN: 3345005867, 9783345005862.
- [JIL09] Gerhard H. Jirka, Cornelia Lang. *Einführung in die Gerinnehydraulik*. 2009. 119 Seiten. Verlag: KIT Scientific Publishing. ISBN: 3866443633, 9783866443631.
- [DIN94] DIN 4049-3. *Hydrologie – Teil 3: Begriffe zur quantitativen Hydrologie*. 1994. Verlag: Beuth
- [DIN04] DIN EN ISO 772. *Hydrometrische Festlegungen*. 2004. Verlag: Beuth
- [GMO10] Gerd Morgenschweis. *Hydrometrie: Theorie und Praxis der Durchflussmessung in offenen Gerinnen*. 2010. 582 Seiten. Verlag: Springer. ISBN: 3642053890, 9783642053894.
- [UZA01] Ulrich Zanke. *Hydraulik*. 2001. Seite 153-234. Verlag: Parey.
- [ETR96] Erich Truckenbrodt. *Fluidmechanik: Grundlagen und elementare Strömungsvorgänge dichtebeständiger Fluide*. 1996. Ausgabe 4, 364 Seiten. Verlag: Springer. ISBN: 3540585125, 9783540585121
- [VCH59] Ven Te Chow. *Open-Channel Hydraulics*. 1959. 680 Seiten. Verlag: McGraw-Hill.
- [GIM09] Jürgen Giesecke, Emil Mosonyi. *Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb*. 2009. Ausgabe 5, 892 Seiten. Verlag: Springer. ISBN: 3540889884, 9783540889885.
- [ENA92] Eduard Naudascher. *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke*. 1992. Ausgabe 2, 352 Seiten. Verlag: Springer. ISBN: 0387823662, 9780387823669.
- [SGI09] Stefano Gilli. Doktorarbeit: *Die Wirkung von Flussaufweitungen auf Hochwasserwellen - Parameterstudie einer Deichrückverlegung im Flussmittellauf*. 2009. 233 Seiten. Verlag: Selbstverlag der Technischen Universität Dresden. ISBN: 9783867801607.

- [STZ08] Theodor Strobl, Franz Zunic. *Wasserbau: Aktuelle Grundlagen - Neue Entwicklungen*. 2008. 604 Seiten. Verlag: Springer. ISBN: 3540223002, 9783540223009.
- [JAD10] Joseph Adler, Jörg Beyer. *R in a Nutshell*. 2010. 750 Seiten. Verlag: O'Reilly Germany. ISBN: 3897216493, 9783897216495.
- [THB11] Thomas Bürke. *Erneuerbare Energie: Konzepte für die Energiewende*. 2011. Ausgabe 3, 182 Seiten. Verlag: John Wiley & Sons. ISBN: 3527411089, 9783527411085.

Internet Referenzen

- [VER12] Homepage der VERBUND AG.
Verfügbar unter: <http://www.verbund.com/pp/de> [abgerufen am 20.06.2012]
- [BOK12] Vorlesungsskript der Vorlesung *Hydrodynamik-VU*. Universität für Bodenkultur Wien. Verfügbar unter: <http://www.wau.boku.ac.at/fileadmin//H81/H815/Skripten/Hydrodynamik/Hydrodyn.pdf> [abgerufen am 1.07.2012]
- [KAP12] Darstellung des Kraftwerks Kaprun. Verfügbar unter: http://de.wikipedia.org/w/index.php?title=Datei:Kraftwerk_Kaprun_Hauptstufe_schematische_Darstellung.jpg&filetimestamp=20060618083456 [abgerufen am 10.07.2012]
- [LMI12] Homepage des Lebensministeriums von Österreich. Internetzugang zu den hydrographischen Daten. Verfügbar unter: http://www.lebensministerium.at/wasser/wasser-oesterreich/wasserkreislauf/hydrographische_daten/eHyd2008.html [abgerufen am 16.03.2012]
- [DME12] Foto der Donau bei Melk. Verfügbar unter: <http://www.verbund.com/~media/verbund/up/life-netzwerk-donau/massnahmen/melk.jpg> [abgerufen am 14.09.2012]
- [SAC12] Foto der Salzach bei Ach. Verfügbar unter: <http://regionaut.meinbezirk.at/braunau-am-inn/kultur/die-plaettenfahrten-finden-auf-der-salzach-statt-die-salzach-verbindet-das-ooe-hochburg-ach-und-das-bayerische-burghausen-m1381687,196790.html> [abgerufen am 14.09.2012]
- [IIN12] Foto des Inn bei Innsbruck. Verfügbar unter: http://www.wwf.at/files/images/45743ca0ce9c9_b.jpg [abgerufen am 14.09.2012]
- [MLE12] Foto der Mur bei Leoben. Verfügbar unter: http://www.wwf.at/files/images/4c90d0e9628d8_b.jpg [abgerufen am 14.09.2012]
- [EAD12] Foto der Enns bei Admont. Verfügbar unter: <http://www.natur-portrait.de/images/upload/orig/gMwHfV.jpg> [abgerufen am 14.09.2012]
- [KRO12] Foto des Kamp bei Rosenberg. Verfügbar unter: http://potassium.1338.at/upload/pictures/kamp_01.10.2009_big.jpg [abgerufen am 14.09.2012]
- [DBU12] Foto der Donau mit Buhnen. Verfügbar unter: <http://images.derstandard.at/2010/12/20/1292473804775.jpg> [abgerufen am 05.10.2012]

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Anordnung der Wasserkraftwerke in Kaprun. [KAP12].....	3
Abbildung 1.2: Wasserkraftwerke der Verbund-Austrian Hydro Power AG in Österreich (Stand 2012). [VER12]	4
Abbildung 2.1: Gerinneströmung mit freier Wasseroberfläche. [JIL09]	7
Abbildung 2.2: Abflussbildung in einem Einzugsgebiet. [SDY80]	8
Abbildung 2.3: Unterschied zwischen Abfluss und Durchfluss. [SDP95].....	9
Abbildung 2.4: Vergleich eines künstlichen Profils (Rechteckprofil) zu einem natürlichen Flussprofil. [JIL09]	10
Abbildung 2.5: Seitenansicht einer Gerinneströmung. [JIL09].....	11
Abbildung 2.6: Instationäre Gerinneströmung mit progressiver Einzelwelle. [JIL09]	12
Abbildung 2.7: Fließgeschwindigkeit einzelner Stromfäden (Lotrechten) bei glatter Sohle. [GMO10].....	13
Abbildung 2.8: Abhängigkeit der Geschwindigkeitsverteilung in einer Messlotrechten von der Gewässersohlen-Beschaffenheit. [GMO10].....	13
Abbildung 2.9: Wassertiefe h als Funktion der spezifischen Energie E bei konstantem spezifischem Durchfluss q . [JIL09]	15
Abbildung 2.10: Ausbildung von Fließwechseln zwischen strömendem und schießendem Durchfluss. [UZA01]	15
Abbildung 2.11: Wechselsprungausbildung bei verschiedenen Froudezahlen der Anströmung. [VCH59].....	16
Abbildung 2.12: Laufkraftwerk in Leoben an der Mur mit einer Leistung von 10MW. [VER12].....	17
Abbildung 2.13: Wasserspiegelprofil infolge einer Wehranlage. [GIM09].....	18
Abbildung 2.14: Geschwindigkeitsverteilung in einer Lotrechten. [GMO10]	21
Abbildung 2.15: Prinzip der Durchflussermittlung über eine Wasserstand-Durchfluss-Beziehung. [GMO10].....	22
Abbildung 2.16: Energiebetrachtungen in leicht ungleichförmiger Strömung. [JIL09]	25

Abbildung 2.17: Dämpfung und Ausbreitung einer Flutwelle im offenen Gerinne (Welle stark überhöht gezeichnet). [JIL09].....	26
Abbildung 2.18: Typische Tagesganglinie des Leistungsbedarfes und dessen Deckung durch Grund-, Mittel- und Spitzenlastkraftwerke. [GIM09]	27
Abbildung 3.1: Darstellung eines natürlichen Gerinneprofiles. [JIL09].....	31
Abbildung 4.1: Hydrographisches Messstellennetz in Österreich für Oberflächengewässer (OWF) [LMI12]......	37
Abbildung 4.2: Fließstrecke der Enns von der Messstation Liezen zur Messstation Admont (Screenshot aus Google Earth).....	38
Abbildung 4.3: Ausschnitt des Durchflussverlaufes der hydrografischen Messstellen Liezen und Admont.	38
Abbildung 4.4: Flüsse in Österreich und ausgewählte hydrografische Messstationen.	40
Abbildung 5.1: Ausschnitt des Durchflussverlaufes der Messstellen Liezen und Admont und der um die Wellenlaufzeit verschobenen Q-Werte Admont_shifted.	48
Abbildung 6.1: Donau bei Melk [DME12].....	52
Abbildung 6.2: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für die Donau.	52
Abbildung 6.3: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Kienstock.	53
Abbildung 6.4: Salzach bei Ach [SAC12].	54
Abbildung 6.5: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für die Salzach.....	55
Abbildung 6.6: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Oberndorf.	55
Abbildung 6.7: Inn bei Innsbruck [IIN12].....	57
Abbildung 6.8: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für den Inn.	58
Abbildung 6.9: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Magerbach.....	58
Abbildung 6.10: Mur bei Leoben [MLE12].	59
Abbildung 6.11: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für die Mur.	60
Abbildung 6.12: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Zeltweg.	60
Abbildung 6.13: Enns bei Admont [EAD12].	61
Abbildung 6.14: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für die Enns.	62
Abbildung 6.15: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Liezen.	63
Abbildung 6.16: Kamp bei Rosenberg [KRO12].	64

Abbildung 6.17: Fließstrecke des Kamp mit neun Wehre (Screenshot aus Google Earth).	65
Abbildung 6.18: Ergebnis der Fließzeit-Modellierung für den Kamp.....	66
Abbildung 6.19: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Rosenburg.....	66
Abbildung 7.1: Verbundprofil bestehend aus Hauptgerinne (bei Niedrig- bis Mittelwasserabfluss) und Überschwemmungsgerinne (Hochwasserabfluss) [JIL09]......	67
Abbildung 7.2: Verengung des Fließquerschnitts der Donau durch Bühnen und Steininseln östlich von Wien [DBU12].	68
Abbildung 7.3: Ergebnisse der k_{St} -Optimierung für die Fließstrecke der Donau zwischen Fischamend und Wildungsmauer.	69
Abbildung 7.4: Häufigkeit der Messpunkte der 15 minütigen Durchflussdaten für Fischamend.....	70

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.1: Kraftwerksdaten der Kaprun-Oberstufe. [VER12]	3
Tabelle 1.2: Kraftwerksdaten der Kaprun-Hauptstufe. [VER12].....	4
Tabelle 2.1: Strickler-Beiwert k_{St} für natürliche Wasserläufe. [ENA92]	24
Tabelle 2.2: Übersicht zur Anwendbarkeit der Modellvereinfachungen. [SGI09]	29
Tabelle 4.1: Eigenschaften der Fließstrecke bzw. der Messstationen der Donau [LMI12].	42
Tabelle 4.2: Eigenschaften der Fließstrecke bzw. der Messstationen der Salzach [LMI12].	43
Tabelle 4.3: Eigenschaften der Fließstrecken bzw. der Messstationen der Mur [LMI12].	43
Tabelle 4.4: Eigenschaften der Fließstrecken bzw. der Messstationen des Inn [LMI12].	44
Tabelle 4.5: Eigenschaften der Fließstrecken bzw. der Messstationen der Enns [LMI12].	44
Tabelle 4.6: Eigenschaften der Fließstrecke bzw. der Messstationen des Kamp [LMI12].	45
Tabelle 6.1: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Melk und Kienstock.	54
Tabelle 6.2: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Oberndorf und Ach.	56
Tabelle 6.3: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Magerbach und Innsbruck.	59
Tabelle 6.4: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Zeltweg und Leoben.	61
Tabelle 6.5: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Liezen und Admont.	63
Tabelle 6.6: Parameter zur Modellierung der Fließzeit zwischen Rosenberg und Stiefern.	64

Verzeichnis der Formelzeichen

<i>Symbol</i>	<i>Einheit</i>	Bedeutung
Q	m ³ /s	Durchfluss
q	m ² /s	Durchfluss pro Breitereinheit, spezifischer Durchfluss
t	s	Zeit
v	m/s	Fließgeschwindigkeit
v _m	m/s	mittlere Fließgeschwindigkeit
c	m/s	Ausbreitungsgeschwindigkeit einer Oberflächenstörwelle
A	m ²	Querschnittsfläche
V	m ³	Volumen
R _h	m	hydraulischer Radius
h	m	Wassertiefe
\bar{h}	m	mittlere Wassertiefe
B	m	Gerinnebreite
l ₀	-	Sohlgefälle
l _e	-	Energieliniengefälle
F _r	-	Froudezahl
λ	m	Wellenlänge
h _v	m	Energieverlusthöhe
h _f	m	Fallhöhe
c _p	kg/s ² m ²	Leistungsüberschlagsbeiwert (incl. Generator, Trafo etc)
P	W	elektrische Leistung
R _e	-	Reynoldszahl
ν	m ² /s	kinematische Viskosität
C	m ^{1/2} /s	Chezy-Wert (Geschwindigkeitsbeiwert)
k _{St}	m ^{1/2} /s	Strickler-Beiwert (Rauheitsbeiwert)

Abkürzungsverzeichnis

EEG	Energy Economics Group
HiREPS-Modell	High Resolution Power System Model
D.L.	Drucklinie
E.L.	Energielinie
ADCP	Acoustic Doppler Current Profiler
OWF	Oberflächengewässer
eHYD	Hydrographische Datenbank

Anhang

In den beiden folgenden Tabellen, sind die Strickler-Beiwerte (Rauheitsbeiwerte) k_{St} für unterschiedliche Gerinnetypen angeführt.

Gerinnetypen	k_{St} [$m^{1/3}/s$]
Erdkanäle	
Erdkanäle in festem Material, glatt	60
Erdkanäle in festem Sand mit etwas Ton oder Schotter	50
Erdkanäle mit Sohle aus Sand und Kies mit gepflasterten Böschungen	45-50
Erdkanäle aus Feinkies, etwa 10/20/30 mm	45
Erdkanäle aus mittlerem Kies, etwa 20/40/60 mm	40
Erdkanäle aus Grobkies, etwa 50/100/150 mm	35
Erdkanäle aus scholligem Lehm	30
Erdkanäle, mit groben Steinen angelegt	25-30
Erdkanäle aus Sand, Lehm oder Kies, stark bewachsen	20-25
Felskanäle	
Mittelgrober Felsausbruch	25-30
Felsausbruch bei sorgfältiger Sprengung	20-25
Sehr grober Felsausbruch, große Unregelmäßigkeiten	15-20
Betonkanäle	
Zementglattstrich	100
Beton bei Verwendung von Stahlschalung	90-100
Glattverputz	90-95
Beton geglättet	90
Gute Verschalung, glatter unversehrter Zementputz, glatter Beton	80-90
Beton bei Verwendung von Holzschalung, ohne Verputz	65-70
Stampfbeton mit glatter Oberfläche	60-65
Alter Beton, unebene Flächen	60
Betonschalen mit 150-200 kg Zement je m^3 , je nach Alter u. Ausführung	50-60
Grobe Betonauskleidung	55
Ungleichmäßige Betonflächen	50

Tabelle: Strickler-Beiwert k_{St} für die Fließformel nach Manning-Strickler. [ENA92]

Gerinnetypen	kSt [m^{1/3}/s]
Gemauerte Kanäle	
Kanäle aus Ziegelmauerwerk, Ziegel, auch Klinker, gut gefugt	80
Bruchsteinmauerwerk	70-80
Kanäle aus Mauerwerk (normal)	60
Normales (gutes) Bruchsteinmauerwerk, behauene Steine	60
Grobes Bruchsteinmauerwerk, Steine nur grob behauen	50
Bruchsteinwände, gepflasterte Böschungen mit Sohle aus Sand und Kies	45-50
Holzgerinne	
Neue glatte Gerinne	95
Gehobelte, gut gefügte Bretter	90
Ungehobelte Bretter	80
Ältere Holzgerinne	65-70
Blechgerinne	
Glatte Rohre mit versenkten Nietköpfen	90-95
Neue gusseiserne Rohre	90
Genietete Rohre, Niete nicht versenkt, im Umfang mehrmals überlappt	65-70
Natürliche Wasserläufe	
Natürliche Flussbetten mit fester Sohle, ohne Unregelmäßigkeiten	40
Natürliche Flussbetten mit mäßigem Geschiebe	33-35
Natürliche Flussbetten, verkrautet	30-35
Natürliche Flussbetten mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	30
Natürliche Flussbetten, stark geschiebeführend	28
Wildbäche mit grobem Geröll (kopfgroße Steine) bei ruhendem Geschiebe	25-28
Wildbäche mit grobem Geröll, bei in Bewegung befindlichem Geschiebe	19-22

Tabelle: Strickler-Beiwert k_{St} für die Fließformel nach Manning-Strickler. [ENA92]

Auf den folgenden Seiten befinden sich Abbildungen, die den Verlauf der ausgesuchten Fließstrecken darstellen.



Abbildung: Fließstrecke der Donau von der Messstation Melk zur Messstation Kienstock (Screenshot aus Google Earth)

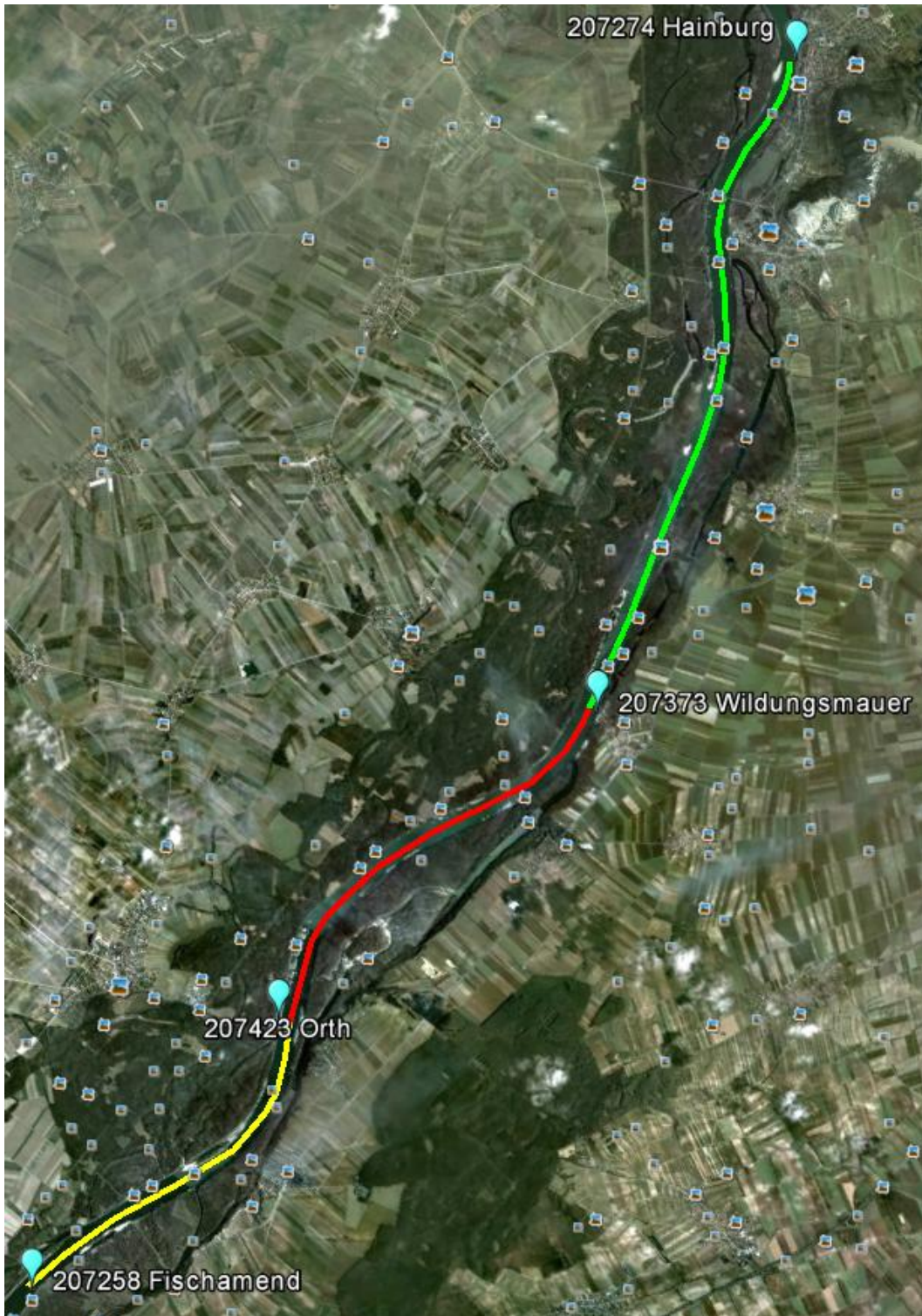


Abbildung: Fließstrecken der Donau mit den von der Messstationen Fischamend, Orth, Wildungsmauer und Hainburg (Screenshot aus Google Earth)



Abbildung: Fließstrecke der Salzach von der Messstation Oberndorf zur Messstation Ach (Screenshot aus Google Earth).

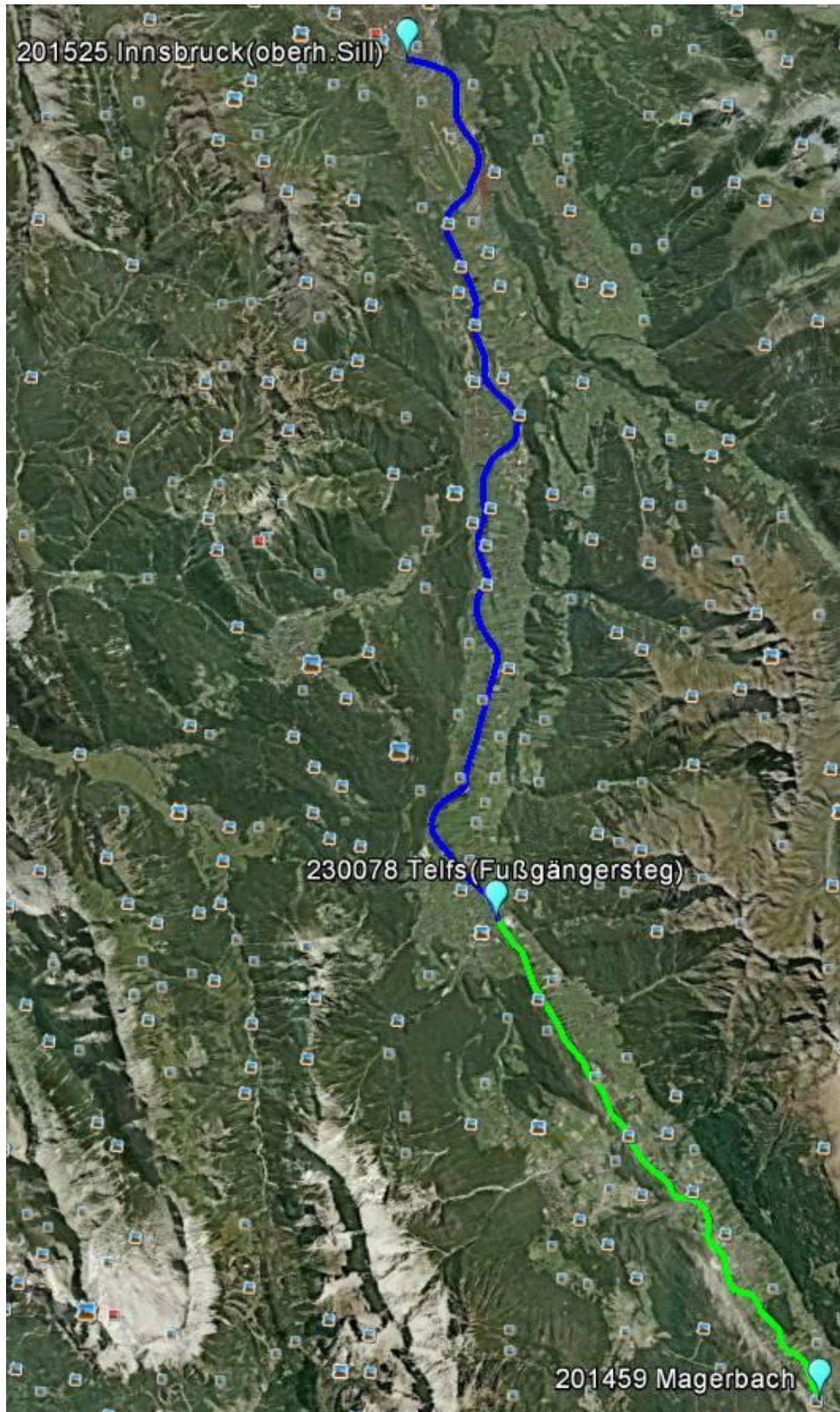


Abbildung: Fließstrecken des Inn mit den Messstationen Magerbach, Telfs und Innsbruck (Screenshot aus Google Earth).

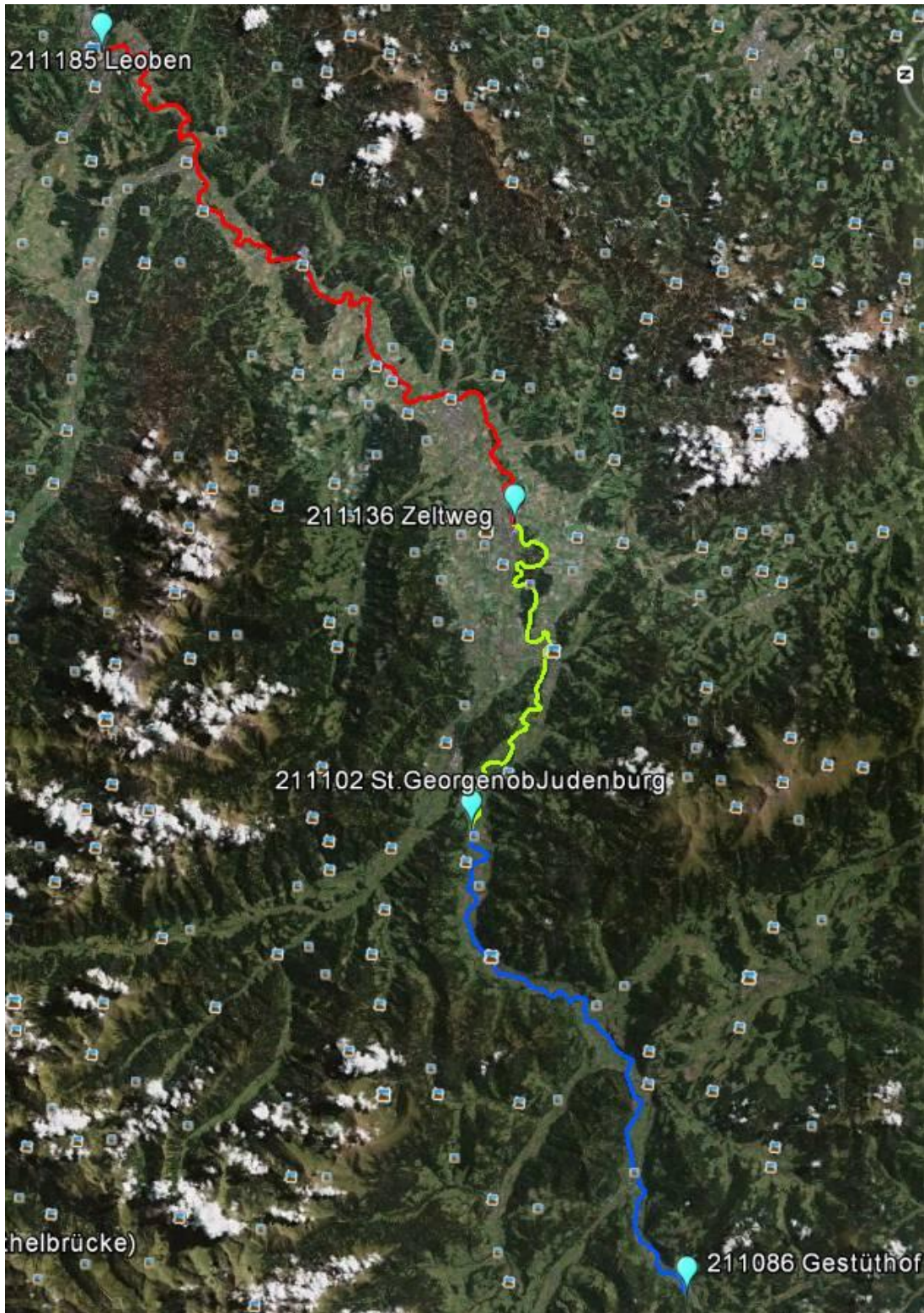


Abbildung: Fließstrecken der Mur mit den Messstationen Gestüthof, St. Georgen ob Judenburg, Zeltweg und Leoben (Screenshot aus Google Earth).

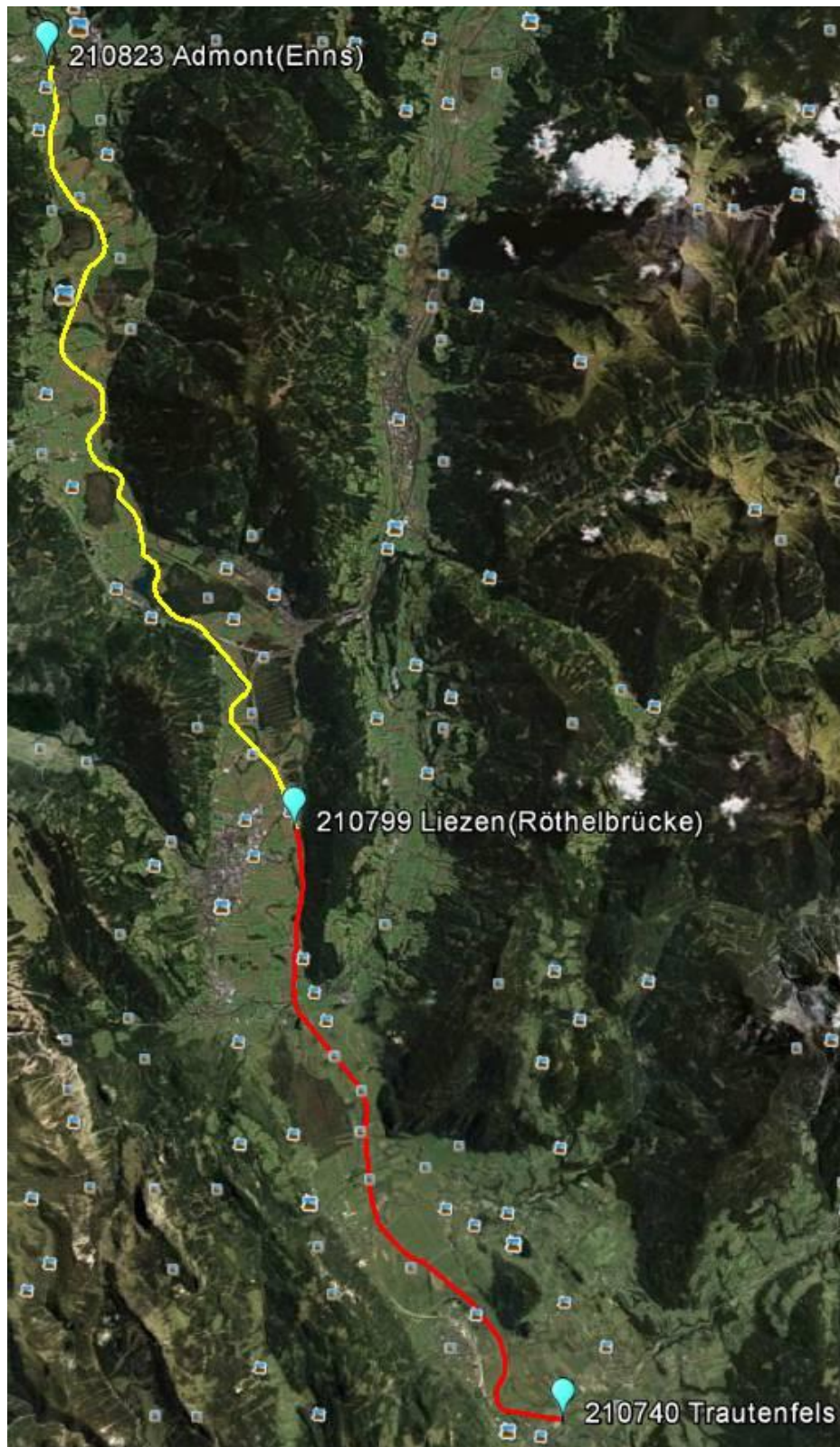


Abbildung: Fließstrecken der Enns mit den Messstationen Trautenfels, Liezen und Admont (Screenshot aus Google Earth).

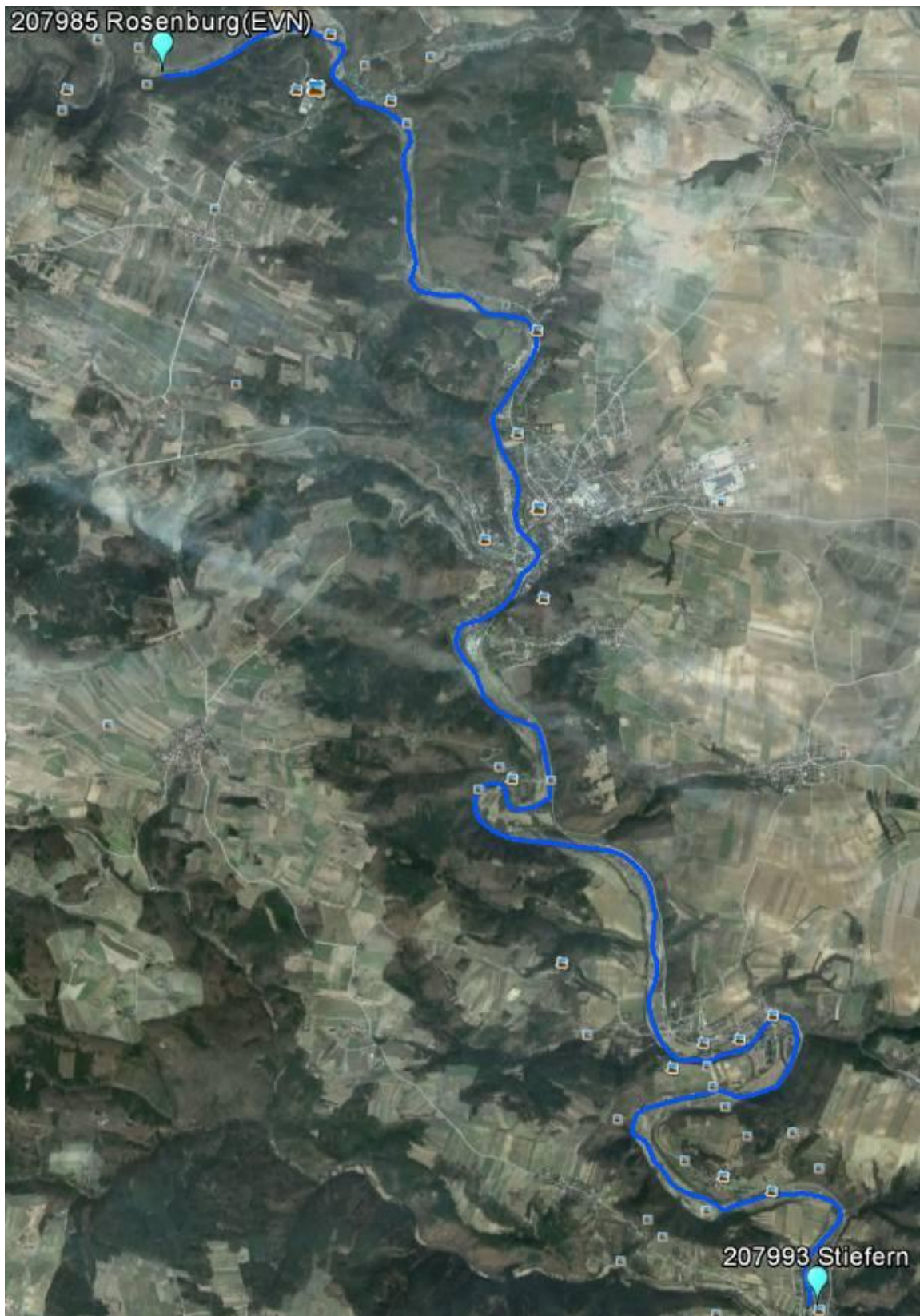


Abbildung: Fließstrecke des Kamp von der Messstationen Rosenberg zur Messstation Stiefern (Screenshot aus Google Earth).

In der folgenden Tabelle sind die Personen bzw. Institutionen angeführt, bei denen die benötigten Durchflussdaten und Protokolle von Fließgeschwindigkeits-Messungen angefragt wurden.

Person	Institution	Daten
Amtsdirektor Erich Fischer	Lebensministerium	15 minütige Durchflussdaten
DI Dr. Robert Schatzl	Hydrographischer Dienst Steiermark	Gemessene Fließgeschwindigkeiten der Mur und Enns
Ebner Udo	Hydrographischer Dienst Salzburg	Gemessene Fließgeschwindigkeiten der Salzach
Helmut Spiss	Hydrographischer Dienst Tirol	Gemessene Fließgeschwindigkeiten des Inn
DI Bianca Kahl	Hydrographischer Dienst Niederösterreich	Gemessene Fließgeschwindigkeiten des Kamp
DI Johannes Hubmann	Via Donau	Gemessene Fließgeschwindigkeiten der Donau

Tabelle: Personen von denen Messdaten erhalten wurden.