

Universität für Bodenkultur Wien

University of Natural Resources and Applied Life Sciences, Vienna



Department für Wasser-Atmosphäre-Umwelt

Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und konstruktiven Wasserbau



Univ. Prof. DI Dr. Helmut Habersack

STUDIE ZUM HW-SCHUTZ DES SIEDLUNGSRAUMES FLUSSAB DES KLOPEINER- UND KLEINSEES

**Masterarbeit
zur Erlangung des akademischen Grades
Diplomingenieur**

eingereicht von:
Burkhard RÜDISSER

Betreuer: Em.O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. Hans-Peter Nachtnebel

Matrikelnummer 0416514

Wien, im April 2013

Eidesstattliche Erklärung

Ich versichere, dass ich die Masterarbeit selbständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt und mich auch sonst keiner unerlaubten Hilfe bedient habe.

Weiters versichere ich, dass ich diese Masterarbeit weder im Inland noch im Ausland in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Die zur Verfügung gestellten Daten werden ausschließlich für diese Masterarbeit verwendet und nicht weitergereicht.

Wien, im April 2013

(Burkhard RÜDISSER)

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich Herrn Em.O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr. Hans-Peter Nachtnebel für die umfassende und hervorragende Betreuungsarbeit danken, welche es mir ermöglichte das Thema effizient und mit großem Lernerfolg zu bearbeiten.

Ganz besonderen Dank ergeht an Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter vom Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie der TU Wien für die Bereitstellung des Themas, sowie aller dafür benötigten Daten und relevanten Hintergrundinformationen, welche diese Arbeit erst ermöglichten. In diesem Zusammenhang bedanke ich mich auch beim Land Kärnten für die Erlaubnis wichtige Geodaten für diese Arbeit zu verwenden.

Weiters möchte ich mich herzlichst bei Herrn Dipl.-Ing. Anton Plankel, sowie allen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern von 3P-Geotechnik ZT GmbH in Bregenz für die großzügige Bereitstellung des firmeninternen Labors zur Durchführung bodenphysikalischer Laboruntersuchungen bedanken. Ich möchte mich ebenso für die Möglichkeit bedanken, dass ich in mehreren Praktika mein Wissen durch den großen Erfahrungsschatz des Betriebes erweitern bzw. vertiefen durfte, welcher mit in den Inhalt dieser Arbeit einfluss.

Ein großes Dankeschön geht an Frau Isabella Buben BA für das freundliche und großzügige Angebot ihr Fahrzeug für Feldbegehungen und Probennahmen im Planungsgebiet nutzen zu dürfen, welches eine signifikante Erleichterung und Kostenersparnis der Arbeit bedeutete.

Den größten Dank richte ich an meine Eltern, die mir die Absolvierung meines Studiums ermöglichten und mich hierbei immer tatkräftig unterstützten.

Kurzfassung

Die Abflüsse des Klopeiner Sees und des Kleinsees in St. Kanzian im Bezirk Völkermarkt in Kärnten vereinigen sich kurz nach ihrem Ursprung und führen fast 5 Flusskilometer durch zum Teil sehr stark besiedeltes Gebiet, bevor sie in die Drau münden.

Da dem Gerinne seine natürlichen Retentionsflächen weitgehend genommen, bzw. diese bereits besiedelt wurden, kommt es immer wieder zu teils sehr schweren Hochwasserereignissen in St. Kanzian, sowie in den unterliegenden Ortschaften.

Aus luftgestützten Laserscandaten, Vermessungsdaten von Querprofilen und Bauwerken, sowie Geländebegehungen, wird ein eindimensionales numerisches Gerinnemodell erstellt, welches zur Simulation der vorhandenen Gefährdung durch Hochwasserereignisse dient.

Die aus Starkniederschlägen resultierende Gesamtwasserfracht errechnet sich aus vorangegangenen Abschätzungen des Hydrografischen Dienstes des Landes Kärnten, aus den Bodeneigenschaften im Einzugsgebiet und einem Niederschlags- Abfluss- Modell. Hierfür wurden zusätzlich bodenphysikalische Laboruntersuchungen durchgeführt.

Ziel der Arbeit ist es, Bemessungshochwasser zu ermitteln und für mehrere Auftretswahrscheinlichkeiten im Planungsgebiet darzustellen. Darauf aufbauend erfolgt die Ausweisung bedrohter Siedlungsräume und Strukturen. Auf Basis des hydraulischen Gerinnemodells wird ein Hochwasserschutzkonzept entwickelt, welches durch aktive und passive Schutzmaßnahmen das Schadenspotential reduzieren soll.

Abstract

This thesis analyses the flood risk along the outflowing creeks from the lakes Klopeinsee and Kleinsee which are located in the district Völkermarkt of Carinthia.

Due to the fact that the channel's natural retention areas have been cutted off and are already populated, severe flood damages may occur in St. Kanzian as well as in the downstream villages.

A 1-D hydraulic model is developed to assess the discharge capacity of the outflowing rivers. The cross section data are derived from laser scan data, individual cross section measurements and geodetic data.

The discharge resulting from extreme rainfall events was estimated by the hydrographic service of Carinthia. This data provides an input to a rainfall- runoff- model. Additionally soils samples were taken in the catchment areas to estimate infiltration and storage capacity.

The aim of this thesis is to assess the hazard potential of particular flood events in the project area. Furthermore, the delineation of the threatened settlement areas and structures is analyzed. Based on the hydraulic runoff-model, a flood protection concept has been developed, which should reduce the damage potential by active and passive protection measures.

Inhaltsverzeichnis

1.	Einleitung	3
2.	Zielsetzung und Problemstellung	4
3.	Datenbasis.....	5
3.1	Vorhandene Daten	5
3.1.1	Geometrische Daten.....	5
3.1.2	Hydrologische Daten	5
3.1.2.1	Hochwasserkennwerte	6
3.1.2.1.1	Kritischen Fließzeit im Einzugsgebiet des Kleinsees	7
3.2	Gebietscharakteristika	8
3.2.1	Übersicht.....	8
3.2.2	Der Klopeiner See	9
3.2.3	Der Kleinsee	11
3.2.4	Die Seeabflüsse.....	12
3.2.4.1	Der Abfluss des Klopeiner Sees	13
3.2.4.2	Der Abfluss des Kleinsees.....	13
3.2.4.3	Der Klopeiner Bach.....	14
3.2.4.4	Ablagerungen im Gerinne und in den Durchlässen.....	15
3.2.5	Seespiegelschwankungen	15
3.2.5.1	Kleinsee	15
3.2.5.2	Klopeiner See	16
3.2.6	Niederschlagsdaten.....	17
3.2.7	Bodenproben	18
3.2.8	Bevölkerung.....	20
3.2.9	Tourismus.....	21
3.2.10	Siedlungsstrukturen und Widmungen	22
3.2.10.1	Ufer des Klopeiner Sees und des Kleinsees	22
3.2.10.2	Im Bereich der Seeabflüsse	22
4.	Methodik.....	23
4.1	Niederschlag- Abfluss- Modell	23
4.1.1	Der Bemessungsniederschlag.....	23
4.1.2	Das CLARK- Verfahren	24
4.1.2.1	Das HORTON- Verfahren.....	25
4.1.2.1.1	Bodenphysikalische Laboruntersuchungen.....	28
4.1.2.1.1.1	Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes mit konstanter Druckhöhe	29
4.1.2.1.1.2	Ermittlung der Korngrößenverteilung	30
4.1.2.1.1.3	Bestimmung des organischen Anteils durch Glühverlust	31
4.1.2.2	Ermittlung der Zuflusswelle	32
4.2	1-D- hydraulisches Modell	34
4.2.1	Allgemeines	34
4.2.2	Theorie der 1-D- Strömungsberechnung mit stationärem Abfluss	35
4.2.3	Modellierung der Seeabflüsse	39
4.2.3.1	Allgemeines	39
4.2.3.2	Rauhigkeitsbeiwerte nach MANNING- STRICKLER.....	40
4.2.3.3	Modellierung von Brücken und Durchlässen.....	41
4.2.3.4	Modellierung von Deichen und Seitenarmen	46
4.2.3.5	Abflusswerte	47

4.3	HW- Schutz	47
4.3.1	Ermittlung von HW- Anschlaglinien	47
4.3.2	Hochwasserschutzstrategien.....	48
4.3.2.1	Passiver Hochwasserschutz.....	49
4.3.2.2	Aktiver Hochwasserschutz	49
5.	Anwendung und Ergebnisse	51
5.1	Hydrologie.....	51
5.1.1	Translation im Einzugsgebiet	51
5.1.2	Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen und Interpretation	51
5.1.3	Zuflusswelle beim Kleinsee	55
5.1.3.1	Seespiegelerhöhung.....	57
5.1.3.1.1	Kleinsee.....	57
5.1.3.1.2	Klopeiner See.....	57
5.2	Ausweisung gefährdeter Flächen und Objekte	59
5.3	Hochwasserschutzkonzept	63
5.3.1	Allgemeines	63
5.3.2	Schadensfreie Abflussfracht durch Hochwasserrückhalt	63
5.3.2.1	Maximal mögliche Seeretention	63
5.3.2.2	Absperrbauwerke für Hochwasserrückhalt.....	63
5.3.2.2.1	Kleinsee.....	63
5.3.2.2.1.1	Auslaufbauwerk.....	65
5.3.2.2.1.1.1	Niedrigwasserrinne	66
5.3.2.2.1.2	Entlastungsbauwerk für extreme Belastungen	67
5.3.2.2.1.3	Speicherinhaltslinie	67
5.3.2.2.2	Klopeiner See	68
5.3.3	Linearmaßnahmen	70
5.3.3.1	Abflussertüchtigung	70
5.3.3.1.1	Grobrechen.....	70
5.3.3.2	Hochwasserschutzdeiche.....	70
5.3.3.3	Wirksamkeitsanalyse.....	71
5.3.4	Tolerierbare Überflutungen.....	72
5.3.5	Vorsorgemaßnahmen	72
5.3.5.1	Instandhaltung	72
5.3.5.2	Raumplanerische Maßnahmen	73
5.3.6	Gefährdungen durch HW- Ereignisse größer als HQ 100.....	73
6.	Diskussion.....	74
7.	Zusammenfassung.....	75
8.	Verzeichnisse.....	76
8.1	Literaturverzeichnis.....	76
8.2	Abbildungsverzeichnis	78
8.3	Tabellenverzeichnis	80
9.	Anhang	81
9.1	Bodenphysikalische Laboruntersuchungen	81
9.2	Hydraulische Berechnungen der HW- Schutzmaßnahmen	81
9.3	Plan 01 Lageplan	81
9.4	Plan 02 Längenschnitt	81

1. Einleitung

"Hochwasser ist ein natürliches Phänomen, das sich nicht verhindern lässt. Allerdings tragen bestimmte menschliche Tätigkeiten (wie die Zunahme von Siedlungsflächen und Vermögenswerten in Überschwemmungsgebieten sowie die Verringerung der natürlichen Wasserrückhaltefähigkeit des Bodens durch Flächennutzung) und Klimaänderungen dazu bei, die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Hochwasserereignissen zu erhöhen und deren nachteilige Auswirkungen zu verstärken."¹

Dieses der EU- HW- Richtlinie entnommene Zitat präzisiert die allgemeine Problematik mit der sich sämtliche Planer von Hochwasserschutzmaßnahmen auseinandersetzen müssen.

Der Klopeiner See sowie der Kleinsee sind für viele Menschen in der Region die wirtschaftliche Grundlage und Existenz.

Ein in wenigen Jahrzehnten sehr schnell expandierender Siedlungsraum, welcher gerade in Ortschaften mit sehr großem und wesensgemäß oft schnell wachsendem Tourismussegment vorkommt, verstärkt diese Problematik.

So wurde in einem relativ kurzen Zeitraum der natürliche Raum des Flusses mit seinen Retentionsflächen, durch zahlreiche Überbauungen und Einengungen, wie Rohrdurchlässe und Brücken verbaut.

Um die Sicherheit bei HW- Ereignissen in den betroffenen Gebieten langfristig gewährleisten zu können, wird ein nachhaltiger, interdisziplinärer HW- Schutz erforderlich.

¹ Europäisches Parlament und Rat der Europäischen Union 2007, L288/27 Absatz 2

2. Zielsetzung und Problemstellung

Ziel der Arbeit ist es, das Hochwasserrisiko für den Abflussbereich des Klopeiner- und Kleinsees aufzuzeigen und potentielle Gefährdungen festzustellen, um dann ein Hochwasserschutzkonzept zu planen und zu bewerten um eine möglichst schadlose Abfuhr der Wasserfrachten zu gewährleisten.

Die beiden Seen haben getrennte Einzugsgebiete, ihre Abflüsse vereinigen sich nach wenigen hundert Metern und fließen durch teilweise stark besiedeltes Gebiet, bevor sie in die Drau münden. Die Ufer des Kleinsees sind unbesiedelt und lassen größere Seespiegelschwankungen zu, während beim Klopeiner See, auf Grund seiner dichten Besiedelung, nur eine geringe Erhöhung des Spiegels möglich ist.

Zur Abschätzung der Wasserfrachten im Hochwasserfall sollen die zur Verfügung stehenden hydrologischen Daten des Landes Kärnten durch ein Niederschlag- Abfluss- Modell erweitert werden (Abschnitt 4.1). Zur besseren Kenntnis der Einzugsgebiete werden Bodenproben entnommen und diese bodenphysikalischen Laboruntersuchungen unterzogen (Abschnitt 4.1.2.1.1).

Um die Auswirkungen von Hochwasserereignissen darstellen zu können wird aus den vorhandenen hydrologischen und geometrischen Daten ein hydraulisches Modell erstellt (Abschnitt 4.2). Dieses bildet die Grundlage für die Entwicklung eines Hochwasserschutzkonzeptes und die Konzeptionisierung von Schutzmaßnahmen (Abschnitt 5.3).

Zusätzlich sollen passive Schutzmaßnahmen, sowie Empfehlungen im Bereich der Raumplanung vorgeschlagen werden, um eine nachhaltig sinnvolle Entwicklung des noch immer expandierenden Siedlungsraumes zu ermöglichen (Abschnitt 5.3.5).

Diese sollen auch zur Unterstützung bei vergleichbaren Flussgebieten mit analoger Problematik als nützliche Hinweise bzw. Denkanstöße fungieren.

3. Datenbasis

3.1 Vorhandene Daten

Die in diesem Abschnitt beschriebenen Daten wurden im Auftrag des Amtes der Kärntner Landesregierung erstellt und von Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter für diese Arbeit zur Verfügung gestellt.

3.1.1 Geometrische Daten

Die Vermessungsdaten von über 70 Querprofilen der Abflüsse des Klopeiner Sees und des Kleinsees sind vorhanden. Weiters ist auch die exakte Lage der Flussachse bekannt. Von der umliegenden Region steht ein Laserscanmodell mit einer höhenmäßigen Genauigkeit von 0,5 m zur Verfügung. Die Geometriedaten der Verrohrungen und Brücken entlang des Gerinnes sind weitgehend vorhanden. Vom gesamten Planungsgebiet wurden hochauflösende Orthophotos bereitgestellt.

3.1.2 Hydrologische Daten

Für die Ermittlung der Abflussfrachten von Hochwasserereignissen bestimmter Auftretswahrscheinlichkeit der Abflüsse des Klopeiner Sees bzw. des Kleinsees wurden vom Amt der Kärntner Landesregierung Abteilung 8/ Wasserwirtschaft/ Hydrographie, unter der Leitung von Herrn DI Moser, die Ergebnisse von Berechnungen und Schätzungen zur Verfügung gestellt.

Ein direkter Pegel bei den Seeabflüssen ist nicht vorhanden.

Das angewandte Verfahren beruht auf der empirischen Ermittlung von Gebietsfaktoren aus einem auf Extremwertstatistik basierenden Regionalisierungsnetz. Zusätzlich werden Verhältnisfaktoren in Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße errechnet. Es folgt eine standardisierte Niederschlags- Abfluss- Berechnung mittels Vergleichseinzugsgebieten aus einem NA- Katalog für Einzugsgebiete < 50 km²

Die so ermittelten Abflusswerte für unterschiedliche Auftretswahrscheinlichkeiten der Abflüsse des Klopeiner- und Kleinsees sind in den Abbildungen 3-1 und 3-2 ersichtlich.

3.1.2.1 Hochwasserkennwerte

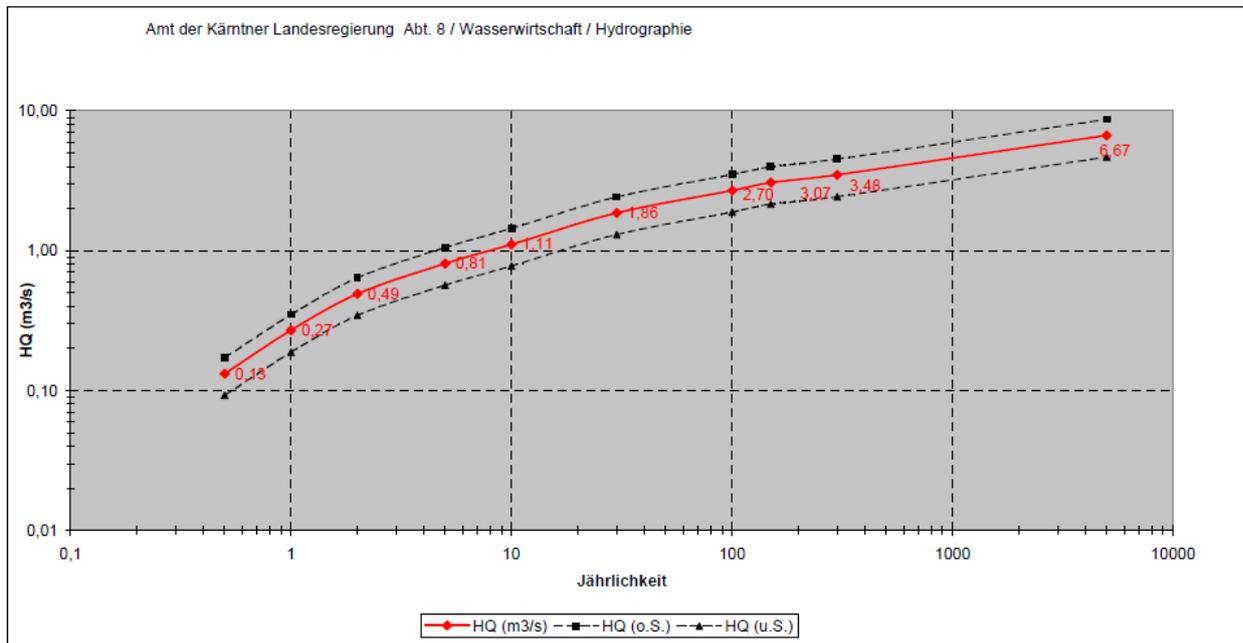


Abbildung 3-1: Jährlichkeitsdiagramm mit Schwankungsbereich des Kleinsee- Abflusses²

Als Bemessungswert ergibt sich ein HQ 100 Abfluss von 2,70 m³/s.

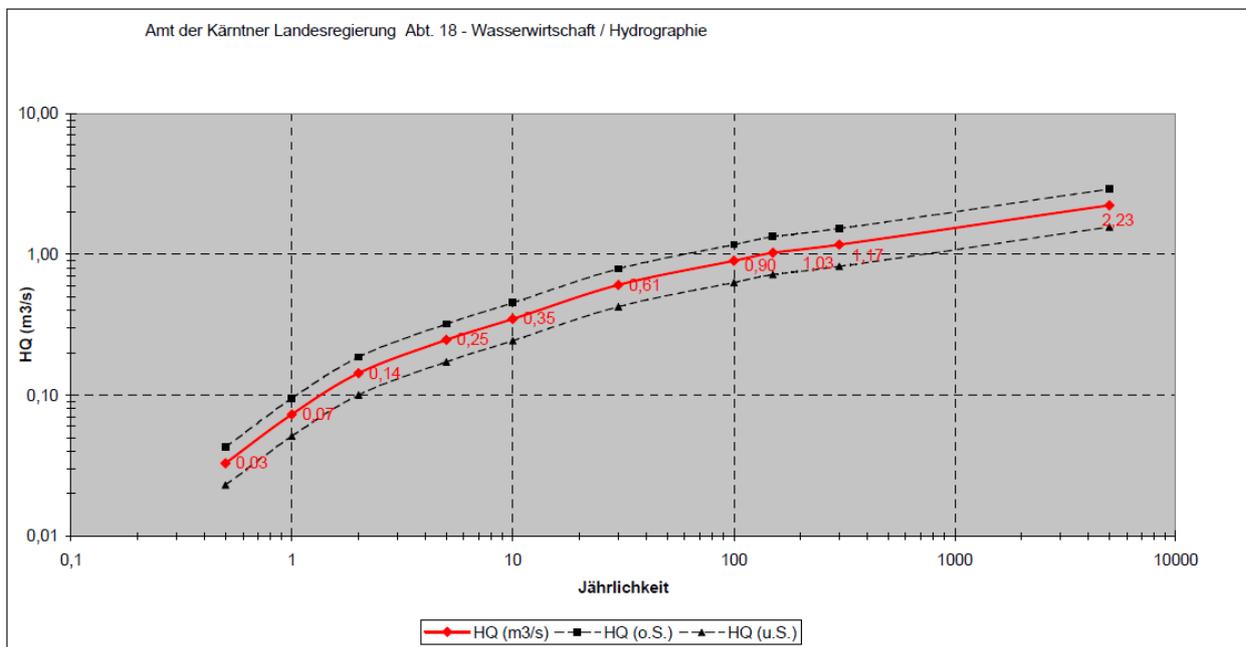


Abbildung 3-2: Jährlichkeitsdiagramm mit Schwankungsbereich des Klopeiner See- Abflusses³

Der ermittelte Wert des HQ 100- Abflusses ist 0,90 m³/s.

² Amt der Kärntner Landesregierung 2011a.

³ Amt der Kärntner Landesregierung 2011b.

3.1.2.1.1 Kritischen Fließzeit im Einzugsgebiet des Kleinsees

Die kritische Fließzeit bzw. Konzentrationszeit t_c im Einzugsgebiet des Kleinsees wurde vom Amt der Kärntner Landesregierung mit einem empirischen Ansatz wie folgt bestimmt.

$$t_c = \frac{\Delta H}{v_O} + \frac{L - \Delta H}{v_G} \quad (3.1)$$

ΔHmaßgebender Höhenunterschied im Einzugsgebietes [m]

Lmaßgebende Länge des Einzugsgebietes [m]

v_O, v_G ...empirische Fließgeschwindigkeiten des Abflusses des Effektivniederschlags im Einzugsgebiet, abhängig vom durchschnittlichen Geländegefälle [m/s]

Die maßgebenden Parameter sind von der Geometrie des Einzugsgebietes abhängig.

Tabelle 3-1: Maßgebende Parameter zur Ermittlung der Konzentrationszeit t_c ⁴

maßgebende Länge L [m]	3500
maßgebende Höhe ΔH [m]	150
daraus resultierendes Gefälle [‰]	0,043
v_O [m/s]	0,05 (weniger steil)
v_G [m/s]	0,35 (flach)

Die Werte für die Fließgeschwindigkeiten v_O und v_G resultieren aus nachfolgender empirisch ermittelter Tabelle.

Tabelle 3-2: Empirisch ermittelte Fließgeschwindigkeiten⁵

Gefälle [‰]; Fließgeschwindigkeit	v_O [m/s]	v_G [m/s]
< 0,01 flach; sehr langsam	0,02	0,35
0,01-0,05 weniger steil; langsam	0,05	0,8
0,05-0,1 mittelsteil; mittel	0,1	1,3
0,1-0,2 steil; rasch	0,2	1,7
>0,2 sehr steil; sehr rasch	0,35	2,3

Für das Einzugsgebiet des Kleinsees errechnet sich eine kritische Fließzeit von 3,5 Stunden.

⁴ Moser zitiert nach Amt der Kärntner Landesregierung 2011a

⁵ Moser zitiert nach Amt der Kärntner Landesregierung 2011a

3.2 Gebietscharakteristika

3.2.1 Übersicht

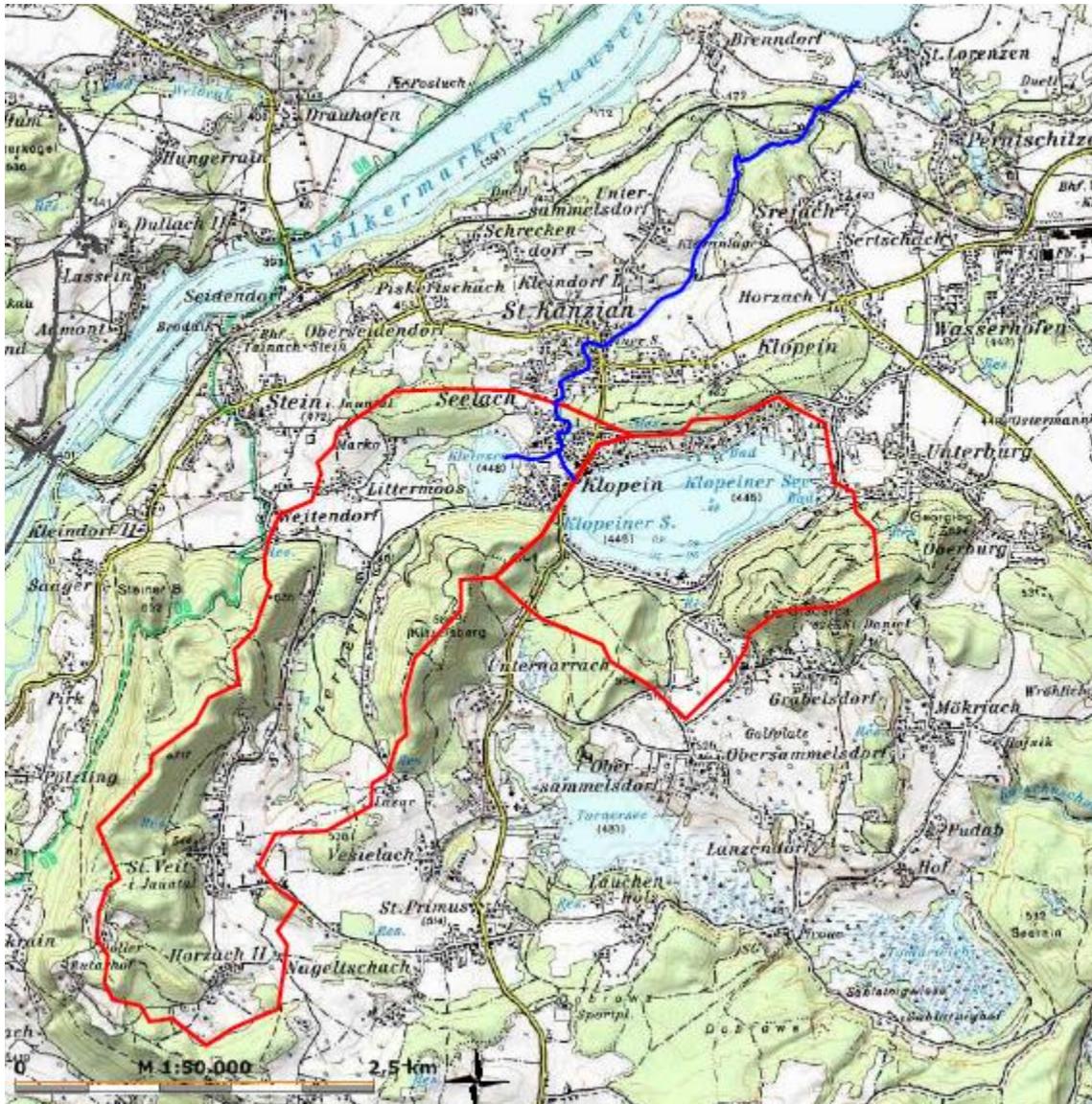


Abbildung 3-3: Das Planungsgebiet- Einzugsgebiete (rot) und Seeabflüsse⁶

Das Planungsgebiet befindet sich im Bezirk Völkermarkt in Kärnten. Es umfasst den Klopeiner See, sowie den westlich von diesem befindlichen Kleinsee und deren Einzugsgebiete, welche bis ca. 4,5 Kilometer in südlich bis südwestlicher Richtung reichen. In nord bis nordöstlicher Richtung erstreckt es sich bis zum Ufer der Drau.

In diesem Bereich befinden sich die Abflüsse der beiden Seen, die sich kurz nach ihrem Ursprung vereinen.

Der höchste Punkt des Gebietes ist der Gipfel des südwestlich des Kleinsees gelegenen Kitzelsbergs, mit einer Höhe von 684 Meter über Adria. Der tiefste Geländepunkt ist die Mündung des Abflussbachs nordöstlich von Srejach bei 392 m.ü.A..

⁶ KAGIS 2012

Die direkt vom Seeausfluss betroffene Gemeinde ist St. Kanzian, speziell deren Ortschaften Klopein, Seelach, Horzach, Srejach und Brenndorf. Die östlich des Klopeiner Sees gelegene Ortschaft Unterburg ist auf Grund des dort sehr flachen Ufers ebenfalls bei einer Aufstauung des Sees gefährdet.

3.2.2 Der Klopeiner See

Zusammen mit dem Kleinsee stellt der Klopeiner See die Reste des einst wesentlich größeren und tieferen, eiszeitlichen Kühnsdorfer Sees dar.⁷

Die Größe des Sees beträgt 1,106 km², die Wasserlinie liegt im Jahresmittel bei rund 446 m.ü.A.. Die größte Breite in Nord- Süd- Richtung misst 850m, die Längsausdehnung in West-Ost- Richtung weist einen Maximalwert von 1830 m auf. Die tiefste Stelle des Sees ist 46 m, seine mittlere Tiefe 22,6 m.⁸ Das Wasservolumen beträgt 24,975 Mio m³.⁹ Das Einzugsgebiet hat eine Fläche von 3,7 km². In langjähriger Beobachtung weist der See eine maximale Wasserspiegelschwankung von 54 cm auf.¹⁰

Die Zuflüsse befinden sich im Süden bzw. Südosten des Sees und sind lediglich 4 kleine Rinnsale mit je einem Volumenstrom von unter 1 l/s

Der See wird nur von schwachen, oft die Richtung wechselnden Winden berührt, welche überwiegend im westlichen Teil auftreten. Dadurch und auf Grund der verhältnismäßig großen Tiefe im Vergleich zur Oberfläche kann es kaum zu einer effektiven Durchmischung der Wasserschichtung kommen. Im Frühjahr erfolgt eine rasche Erwärmung der oberen Wasserschicht (Epilimnion), die nur durch eine sehr dünne Sprungschicht (Metalimnion), in einer Tiefe von 5-8 m, von der kalten unteren Wasserschicht (Hypolimnion) getrennt ist.

Diese Schichtung bleibt bis in den Winter erhalten, da das Epilimnion erst im Dezember die Temperatur des Hypolimnions erreicht. Gegen Jahresende wird der See dann von einer 20- 30 cm dicken Eisschicht überzogen, welche Ende März taut. Dadurch findet eine tiefere Durchmischung des Sees quasi nie statt.¹¹

Bedingt durch dieses Meromixis und eine überdurchschnittliche Sonnenscheindauer im Frühjahr erwärmt sich der See sehr schnell. Über längere Zeiträume werden Wassertemperaturen von mehr als 25°C gemessen, dies macht den See als Badesee sehr attraktiv. Jedoch führt dieser Umstand auch zu einer zunehmenden Eutrophierung des Gewässers, welche sich in starkem Algenwuchs zeigt.

⁷ KIS Kärntner Institut für Seenforschung 2012a

⁸ Messiner & Windisch 2008, 502

⁹ Sampl zitiert nach Messiner & Windisch 2008, 502

¹⁰ Amt der Kärntner Landesregierung 2011c

¹¹ Messiner & Windisch 2008, 515

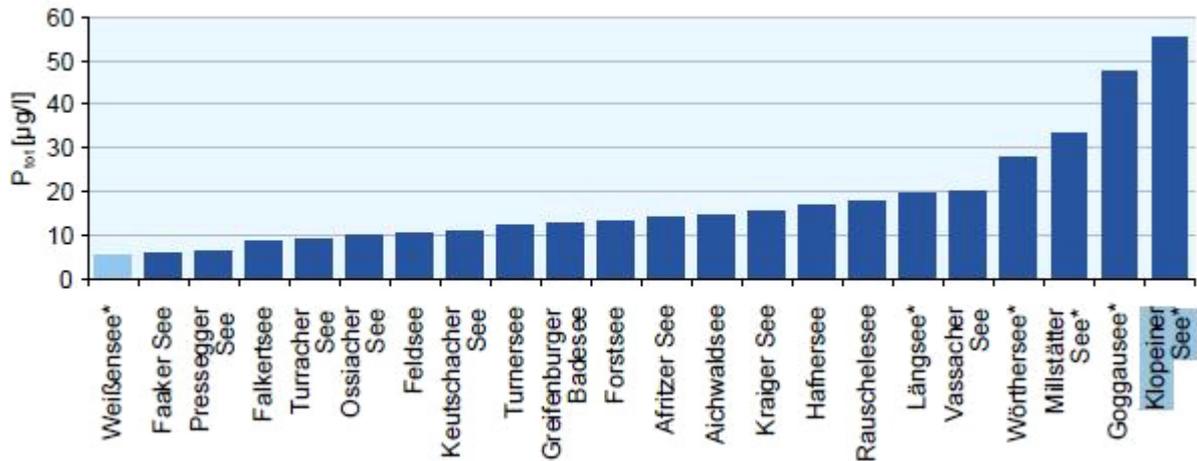


Abbildung 3-4: Mittlere Gesamt- Phosphor- Konzentration einiger Kärntner Seen seit 1996 (*meromiktisch)¹²

Noch in den 1930er Jahren reichte die Durchmischung des Sees bis auf ca. 40 m Tiefe, die verstärkte Eutrophierung führte zum Anstieg der Grenze zwischen Mixolimnion und Monimolimnion, welche in heutiger Zeit auf ca. 30 m Tiefe liegt.¹³

Um der Meromixis und der Eutrophierung des Sees entgegenzutreten wurde 1975 eine Tiefenwasserableitung installiert. Sie besteht aus 2 Rohren DN 400 und leitet das sauerstoffarme Wasser pumpenlos aus einer Tiefe von 35 m zum bestehenden Seeausfluss. Die projektierte maximale ableitbare Wassermenge beträgt 140 l/s bei Pegelhöchststand.

Durch die Ableitung des kalten, nährstoffreichen und sauerstoffarmen Tiefenwassers kam es zu größeren Problemen im Abfluss des Klopeiner Sees, sämtliche Fische wurden vertrieben und es entstand erhebliche Geruchsbelästigung, verursacht durch Schwefelwasserstoff (H₂S). Diese Probleme betrafen die gesamte 236 m lange Fließstrecke vom Seeausfluss bis hin zur Vereinigung mit dem Abfluss des Kleinsees. Erst 1983 wurde die Problemsituation entschärft, das Tiefenwasser wird seither mit Wasserstoffperoxid (H₂O₂) oxidiert, dies entfernt den Schwefelwasserstoff und reichert das Wasser mit Sauerstoff an.

Analysen ergaben, dass sich weder die Temperaturschichtung, noch die Höhe der Sprungschicht nach der Errichtung der Tiefenwasserableitung änderten. Allerdings werden mehr Nährstoffe aus dem See entfernt, als durch den Badebetrieb eingetragen werden. Dies führte zu einem Rückgang des Algenwachstums.¹⁴

¹² KIS Kärntner Institut für Seenforschung 2007

¹³ KIS Kärntner Institut für Seenforschung 2012a

¹⁴ Messiner & Windisch 2008, 534-540

Im Seenbericht des Jahres 2012 des Kärntner Instituts für Seenforschung KIS wird der Klopeiner See als oligotroph (Trophiestufe I- Gewässer mit wenig Nährstoffen) mit sehr guter Gewässerhygiene ausgewiesen.

Es wird der gute ökologische Zustand nach EU-WRRL bescheinigt. Da der See von Natur aus meromiktisch ist, fließt die Sauerstoffzehrung über Grund und der sehr hohe Phosphorgehalt in größere Tiefe nicht in die Bewertung ein.¹⁵

Der Klopeiner See ist Lebensraum für 15 Fischarten. Eine Besonderheit ist die autochthone Population von Reinanken (*Coregonus*)¹⁶

3.2.3 Der Kleinsee

Westlich des Klopeiner Sees, in einer Entfernung von rund 400 m, befindet sich der Kleinsee. Dieser ist ebenfalls ein Überbleibsel des eiszeitlichen Kühnsdorfer Sees, durch Sedimenteintrag wurde der See jedoch wesentlich kleiner und seichter. Zwischen den beiden Seen besteht keine Verbindung.¹⁷

Die Fläche des Sees weist eine Größe von 0,125 km² auf, seine maximale Tiefe beträgt 9 m. Das Volumen wird mit 375000 m³ angegeben.¹⁸

Das Einzugsgebiet hat eine Fläche von 6,6 km².¹⁹

Auf Grund der geringen Größe des Sees und des sehr flachen Ufers, sowie des relativ großen Wasserzutritts im Hochwasserfall, kann dessen Größe stark zunehmen.

Die Wasserlinie variiert zwischen 446 m und 447 m ü.A.. Der Seeabfluss befindet sich am nordöstlichen Ufer und vereinigt sich nach einer Fließstrecke von 390 m mit dem Abfluss des Klopeiner Sees.

(Siehe Abbildungen 3-5 und 3-6)

¹⁵ KIS Kärntner Institut für Seenforschung 2012b

¹⁶ KIS Kärntner Institut für Seenforschung 2012c

¹⁷ KIS Kärntner Institut für Seenforschung 2012d

¹⁸ Messiner & Windisch 2008, 503

¹⁹ Moser zitiert nach Amt der Kärntner Landesregierung 2011a



Abbildung 3-5: Der Kleinsee: Blick vom Kitzelsberg Richtung Nord- Ost

Im Gegensatz zum Klopeiner See ist das Ufer des Kleinsees weitgehend unverbaut. An das Westufer grenzt ein ca. 130 ha großes Landschaftsschutzgebiet, welches seit 1970 besteht.

Es sind 15 Fischarten beheimatet, der See wird von Anglern sehr geschätzt.²⁰

3.2.4 Die Seeabflüsse

Die getrennten Abflüsse des Klopeiner Sees und des Kleinsees vereinigen sich nach wenigen Hundert Metern Fließstrecke zum Klopeiner Bach.



Abbildung 3-6: Vereinigung der Abflüsse des Kleinsees (westlich) und des Klopeiner Sees

²⁰ KIS Kärntner Institut für Seenforschung 2012d

3.2.4.1 Der Abfluss des Klopeiner Sees

Der Seeausfluss (Flusskilometer 4,443) besteht aus einem Betonrohr DN 1000 mit einer Länge von ca. 41 m welches das sich am Ufer befindliche 'Hotel zur Sonne' unterfährt. Die Kilometrierung des Baches erfolgt gegen die Fließrichtung und setzt sich nach dem Zusammenfluss mit dem Kleinsee- Abfluss fort. Dieser hat eine separate Kilometrierung.

Nach der Verrohrung kommt das Gerinne dann für 32 m zu Tage und führt danach für weitere 33 m unter einem Parkplatz durch. Am Ende dessen befinden sich ein ca. 5 m langer Messkanal und anschließend eine weitere ca. 32 m lange offene Fließstrecke. Das Gerinne wird von einer weiteren Brücke überführt; wenige Meter danach befindet sich ein Durchlass DN 1000 mit einer Länge von 4 m.

Bis hierher ist nahezu die gesamte Fließstrecke durch Mauern, Wasserbausteine sowie Betonrohre verbaut. Der weitere Abschnitt bis hin zum Zusammenfluss mit dem Kleinsee- Abfluss ist weniger stark eingengt, die Ufer sind nur mehr teilweise mit Mauern gesichert und zum Teil stark bewachsen.

Die gesamte Fließstrecke vom Seeausfluss bis zur Vereinigung mit dem Kleinsee- Abfluss misst 236 m und hat ein durchschnittliches Gefälle von lediglich 1,0 ‰.

Trotz zahlreicher Einengungen und teils massiven Verbauungen wird dem Gerinneabschnitt der 'gute ökologische Zustand' bescheinigt.

3.2.4.2 Der Abfluss des Kleinsees

Der Abfluss des Kleinsees entspringt an dessen Ostufer bei einem Schilfgürtel und führt zunächst für ca. 85 m durch sehr dichte Vegetation in östlicher Richtung bis zum Kleinseeweg. Dieser und die dahinter liegende Sportanlage werden durch ein ca. 84 m langes Betonrohr DN 1000 unterführt. Das Rohr mündet in einen 56 m langen und etwa 20 m breiten Teich, an dessen Ende sich ein weiteres Betonrohr DN 1000 mit einer Länge von ca. 15 m befindet.

Das Gerinne führt weiter in Richtung Ost- Nord- Ost, wird nach ca. 70 m von einer Fußgängerbrücke gequert, kurz vor der Vereinigung mit dem Abfluss des Klopeiner Sees wird es abermals auf einer Länge von 13 m verrohrt.

Der Kleinsee- Abfluss ist weit weniger verbaut und eingengt als der Abfluss des Klopeiner Sees. Besonders an dessen Ursprung ist sehr dichte, unbeeinflusste Vegetation vorhanden.

Bis zum Zusammenfluss mit dem Klopeiner See- Abfluss hat der Gerinneabschnitt eine Länge von 390 m mit einem durchschnittlichen Gefälle von 2,1 ‰. Der ökologische Zustand wird als 'gut' ausgewiesen.

3.2.4.3 Der Klopeiner Bach

Die Fließstrecke flussab der Vereinigung der beiden Seeabflüsse wird in verschiedenen Kartenwerken als 'Klopeinbach', 'Klopeiner Bach', 'St. Kanzianerbach' 'Klopeiner See Abflussbach' oder 'Abflussbach' bezeichnet. Zwischen den Gerinneabschnitten vor und nach der Vereinigung wird meistens nicht differenziert. In dieser Arbeit wird der Abschnitt flussab der Vereinigung als 'Klopeiner Bach' terminologisiert.

10 m nach dem Zusammenfluss (Flusskilometer 4,207) unterquert das Gerinne in nordöstlicher Richtung den Seeweg, führt dann für rund 90 m nach Norden und krümmt sich in Richtung Ost. Nach 85 m befindet sich ein kreisförmiger Durchlass DN 1000 unter einer Hauszufahrt. Weiterführend in nördlicher Richtung quert nach 40 m der Bachweg. Die Fließstrecke führt die nächsten 410 m nach Norden, nach 140 m erfolgt eine 12 m lange Verrohrung unter einer Hauszufahrt, nach weiteren 105 m führt diese durch einen rund 9 m langen Durchlass, ausgeführt als Zwillingstrang.

Bevor das Gerinne nach 140 m wieder in Richtung Nord- Ost schwenkt, wird der Sternweg unterführt. 235 m flussab befindet sich der Einlass für die Verrohrung der Unterführung des zentralen Ortskern von St. Kanzian. Das 120 m lange Rohr hat einen Durchmesser von 1 m und krümmt sich in Richtung Nord. Nach 25 m wird abermals eine Zufahrt unterquert, das Gerinne verläuft wieder nach Osten und führt nach 70 m unter der L 116 Klopeinerstraße hindurch. Die nächsten 60 m Fließstrecke des Klopeiner Baches führen in südöstlicher Richtung, nach der 6 m langen Verrohrung und dem Kirchweg krümmt er sich wieder in Richtung Nord- Ost.

Ab hier (Flusskilometer 3,000) führt das Gerinne überwiegend durch wenig besiedeltes Gebiet. Die Morphologie des Baches ist zunächst sehr stark durch landwirtschaftlich genutzte Flächen beeinflusst. Die Linienführung ist sehr gestreckt, das natürliche Gefälle wird durch 3 ca. 0,6 m hohe Sohlstufen verringert. Bei Kilometer 2,780 und 2,671 wird der Bach von landwirtschaftlichen Wegen gequert und für jeweils ca. 4 m verrohrt. Bei Kilometer 2,220 wird die Ortschaft Kleindorf passiert und die lokale Straße Kleindorf I überführt das Gerinne mit einer Brücke. Nach weiteren 240 m sehr geradlinigen Gerinneverlauf wird der örtliche Bauhof tangiert, dessen Zufahrt durch eine ca. 4 m breite Brücke gewährleistet wird.

Von Flusskilometer 1,700 bis 0,500 führt der Klopeiner Bach durch dicht bewaldetes, weitgehend unbewirtschaftetes Gebiet. Die Geometrie des Baches ändert sich hier wesentlich. So wird aus dem bisher sehr gestreckten Flusslauf ein zum Teil mäandrierender, oft die Richtung ändernder Typus mit sich vielfach teilenden und wieder zusammenlaufenden Wasserläufen festgestellt. Der Querschnitt des Bachbettes ist sehr inhomogen und meistens breiter als in den vorangegangenen Fließstrecken. Diese Charakteristik wird lediglich bei Kilometer 1,490 unterbrochen, da hier ein Feldweg quert und der Bach für 6 m verrohrt wird.

Bei Kilometer 0,500 wird der Bach zunächst mittels einer 6 m langen Brücke unter der Verbindungsstraße Srejach- Ort geführt, dann für ca. 85 m neben der Straße unter den Bahndamm der ÖBB geleitet. Die weiteren 240 m bis zur Ortschaft Brenndorf verläuft das Gerinne rechts entlang der Straße. Dort wird die querende Straße St. Lorenzen mit einer 7 m langen Brücke über den Bach geführt, dieser selbst wird durch die Ortschaft Brenndorf geleitet und mündet bei Kilometer 0,000 rechtwinklig in den Peratschitzenbach, welcher nach 350 in den hier aufgestauten Bereich der Drau fließt.

Die 4207 m lange Fließstrecke hat ein mittleres Gefälle von 12,6 ‰, wobei sich dessen Längsschnitt bezüglich des Gefälles in 4 Abschnitte gliedern lässt. Im äußerst flachen ersten Abschnitt von Flusskilometer 4,207 bis ca. 3,550 fällt die Sohle nur um 2,9 ‰. Von Kilometer 3,550 bis 2,790 steigt das Gefälle auf 20,1 ‰. Dieser Abschnitt ist der steilste auf der gesamten Fließstrecke. Bis Flusskilometer 1,730 beträgt das Sohlgefälle 8,3 ‰, im letzten Teil nimmt es einen durchschnittlichen Wert von 15,3 ‰ an.

Der ökologische Zustand des Klopeiner Baches wird bis zur Ortschaft Brenndorf (Flusskilometer 0,170) als 'gut' bezeichnet. Der weitere Verlauf sowie der unterliegende Peratschitzenbach haben die Bewertung 'mäßig'.

3.2.4.4 Ablagerungen im Gerinne und in den Durchlässen

Bei der Geländebegehung wurde festgestellt, dass besonders im sehr flachen Oberlauf (durchschnittlich 2,9 ‰ Längsgefälle) des Klopeiner Bachs sehr starke Sedimentablagerungen in den Durchlässen vorhanden sind. Das zeigt auch, dass die ursprüngliche Gerinnesohle wesentlich tiefer gelegen sein muss. Dieser Umstand trägt zu einer Verminderung der Abflusskapazität des Gerinnes bei.



Abbildung 3-7: Sedimentablagerung in einem Durchlass

3.2.5 Seespiegelschwankungen

3.2.5.1 Kleinsee

Es ist kein Pegel vorhanden. Aus dem Laserscanmodell der Region ist ersichtlich, dass sich der Wasserspiegel im Normalfall auf 446,5 m.ü.A. befindet.

Die Ufer des Sees sind teilweise, besonders im Westen, sehr flach. Bei einem Anstieg des Wasserspiegels vergrößert sich die Seefläche somit signifikant.

3.2.5.2 Klopeiner See

Der Pegel befindet sich auf einer Höhe von 445,17 m.ü.A.. Die Spiegelhöhe liegt im Jahresmittel bei ca. 445,80 m.ü.A.. Die Differenz zwischen niedrigstem und höchstem je gemessenen Wasserstand beträgt 0,54 m. Tendenziell ist ein Anstieg des mittleren Wasserstandes feststellbar. Innerhalb eines Jahres schwankt der Seespiegel zwischen 30 und 40 cm.

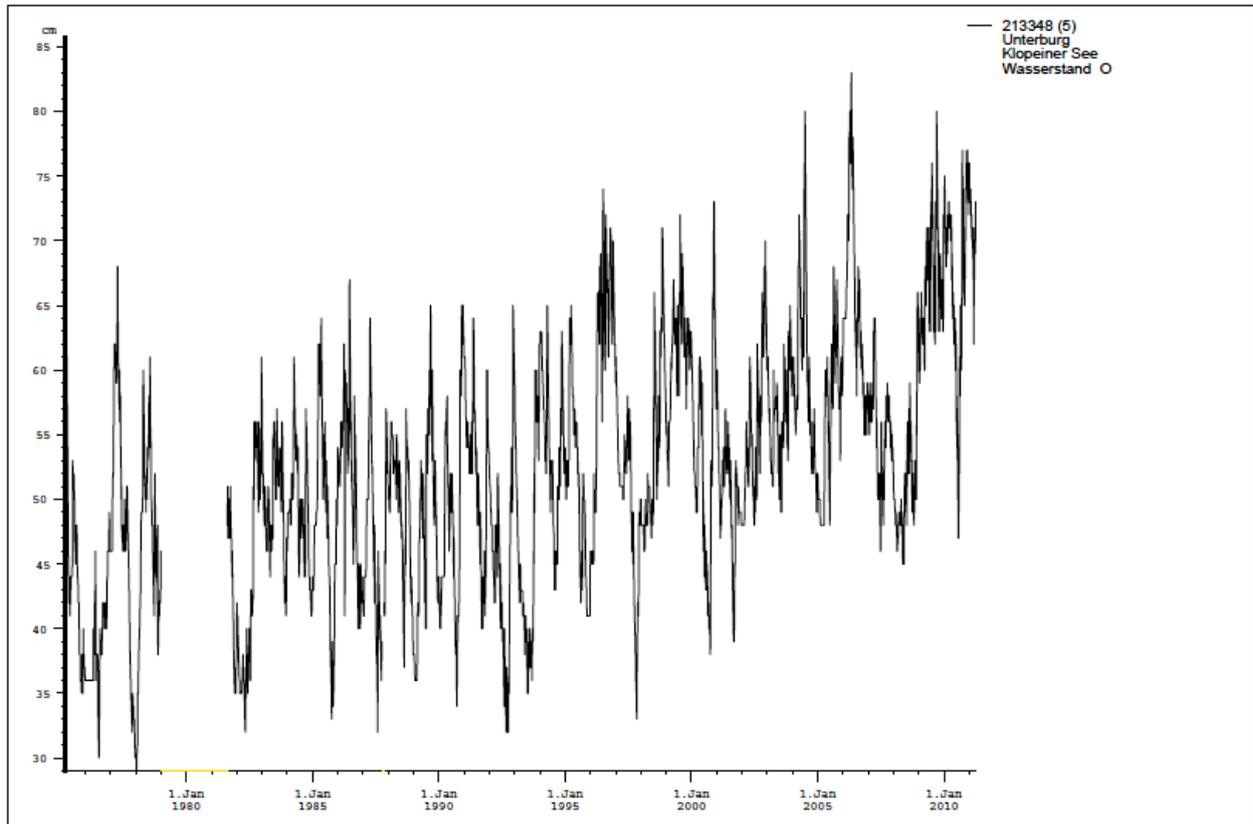


Abbildung 3-8: Pegel Unterburg²¹

²¹ Amt der Kärntner Landesregierung 2011c

3.2.6 Niederschlagsdaten

Die gebietsabhängigen Intensitäten der Starkniederschläge nach SKODA und LORENZ sind dem Hydrologischen Atlas Österreichs (HAO) entnommen (Tabelle 3-3).

Tabelle 3-3: Intensität der Starkniederschläge nach SKODA & LORENZ im Planungsgebiet nach Auftretswahrscheinlichkeit und Dauer ²²

Jährlichkeit	Regendauer [min]	Niederschlagsmenge [mm]
2	15	21,1
2	60	36,2
2	180	49,3
10	15	39,8
10	60	69,4
10	180	94,4
50	15	58,5
50	60	102,6
50	180	139,4
100	15	66,6
100	60	116,9
100	180	158,8

²² BMLFUW 2007a

3.2.7 Bodenproben

Bei der Geländebegehung am 23.06.2012 wurden 5 verschiedene Stellen im Einzugsgebiet des Kleinsees mittels Stechbohrer und Spaten beprobt. Durch die so gewonnenen Bodenprofile war eine Bodenansprache möglich, zusätzlich wurde Probenmaterial zur späteren Analyse in einem bodenphysikalischen Labor entnommen.

Die Lage der einzelnen Probenstellen ist in Anhang 9.3 ersichtlich.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die jeweiligen Bodenprofile.



Abbildung 3-9: Bodenprofil P1



Abbildung 3-10: Bodenprofil P2



Abbildung 3-11: Bodenprofil P3



Abbildung 3-12: Bodenprofil P4



Abbildung 3-13: Bodenprofil P5

Die Ergebnisse aus den Ansprachen der Bodenprofile sind in Tabelle 3-4 dargestellt.

Tabelle 3-4: Ansprache der Bodenprofile

Bodenprofil	Tiefe Horizont [cm]	A-	Ansprache B- Horizont	Eindringtiefe Stechbohrer [cm]
P1	7		Braunerde, dichte Lagerung, hoher Kiesgehalt, Steine	47
P2	13		Braunerde, Lagerungsdichte lockermitteldicht, geringer Kiesgehalt, stark durchwurzelt	93
P3	7		Braunerde, Lagerungsdichte mitteldicht-dicht, geringer Kiesgehalt, stark durchwurzelt	74
P4	3		Braunerde, dichte Lagerung, hoher Kiesgehalt	57
P5	10		Braunerde, mitteldichte Lagerung, hoher Kiesgehalt	79

Die Zusammensetzung des A- Horizonts stellte sich bei allen Probenstellen als sehr homogen heraus und lässt sich wie folgt kategorisieren:

Mutterboden, stark organisch, dunkelbraun- schwarz, Laubreste.

Bei allen Probenstellen konnte der C- Horizont nicht gefunden werden.

3.2.8 Bevölkerung

In dieser Region ist eine wachsende Bevölkerung verbunden mit einem verstärkten Siedlungsdruck und der Expansion der bestehenden Siedlungsräume feststellbar. Gebiete, welche über Jahrhunderte unbesiedelt waren, werden auf Grund der verstärkten Nachfrage nach Baugrund plötzlich als Bauland intensiv genutzt.

Dies hat zur Folge, dass bereits ein Hochwasserereignis mit einer durchschnittlichen Auftretswahrscheinlichkeit von wenigen Jahrzehnten ein sehr großes Zerstörungspotential aufweist.

Alle statistischen Daten beziehen sich auf die politische Gemeinde St. Kanzian.

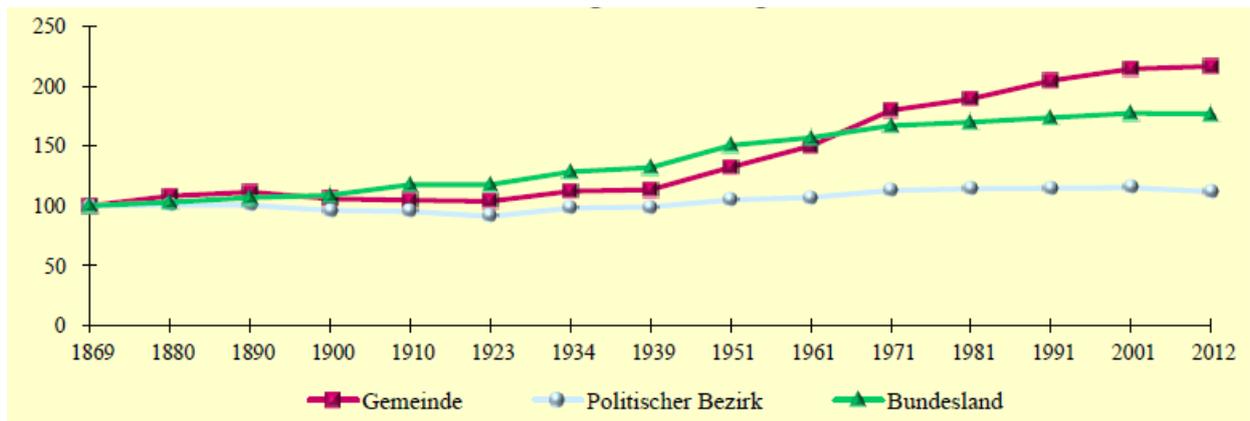


Abbildung 3-14: Bevölkerungsentwicklung von St. Kanzian und der Vergleich zu Völkermarkt und Kärnten 1869 = 100²³

Die Grafik veranschaulicht die stetige Bevölkerungszunahme der Gemeinde in den letzten 90 Jahren. Der größte Anstieg fand zwischen 1950 und 1970 statt. Auffallend ist auch das verhältnismäßig starke Wachstum von St. Kanzian gegenüber der umliegenden Region Völkermarkt, in der bereits ein Rückgang der Bevölkerung zu bemerken ist.

Die absolute Einwohnerzahl von St. Kanzian beträgt nach der Volkszählung von 2012 4342 Personen.²⁴

²³ Statistik Austria 2012b

²⁴ Statistik Austria 2012a

3.2.9 Tourismus

Eine hohe Anzahl von Sonnenstunden im Frühjahr bedingt eine rasche Erwärmung des Klopeiner Sees mit konstant hohen Wassertemperaturen im Sommer. Aus fremdenverkehrswirtschaftlicher Sicht macht dies den See zum idealen Badegewässer und zum Magnet für den Sommertourismus.

Tabelle 3-5: Angebot von Sommerbetten nach Gemeinden²⁵

	Betten (abs.) ¹⁾	Angebotsintensität ²⁾ (Betten/1.000 Einwohner)	Durchschnittl. Betriebsgröße (Betten/Betriebe)	Anteil gewerblich/ privat (in %)	
Wien	56.450	33	117	99,5	0,5
Saalbach-Hinterglemm	14.013	4.896	32	83,8	16,2
Salzburg	13.787	93	67	96,5	3,5
Sölden	13.605	4.028	22	80,4	19,6
Sankt Kanzian am Klopeiner See	12.659	2.884	27	84,1	15,9
Ischgl	11.294	7.254	21	71,1	28,9
Mittelberg	10.615	2.173	10	61,8	38,2
Zell am See	8.755	905	22	72,5	27,5
Mayrhofen	8.200	2.160	17	72,6	27,4
Neustift im Stubaital	8.072	1.787	13	59,7	40,3

Q: STATISTIK AUSTRIA, Tourismusstatistik- Bestandsstatistik 2011. Erstellt am 19.12.2011. - 1) Ohne Zusatzbetten und Campingplätze. - 2) Bevölkerungsstand 01.07.2011.

Mit über 12000 Betten hat St. Kanzian das viertgrößte Angebot im Sommertourismus im absoluten Vergleich mit allen österreichischen Gemeinden.

12,2% der erwerbstätigen Bevölkerung sind direkt in der Beherbergungs- und Gastronomiebranche tätig, nach Handel und Herstellung von Waren ist diese die drittgrößte Gruppe der wirtschaftlichen Zugehörigkeit. Von den über 2000 Gebäuden in der Gemeinde werden 16,3% als Hotel genutzt. Auffallend ist auch der mit 66,3% verhältnismäßig geringe Anteil an Hauptwohnsitzen.²⁶ Dies lässt auf eine hohe Zahl saisonal genutzten Ferienwohnungen schließen.

Relevant für die Hochwassergefährdung ist einerseits die relativ große Anzahl an Gebäuden bei einer Gemeinde mit geringer Einwohnerzahl, was zu einer hohen Siedlungsdichte und Raumausnutzung führt. Andererseits verursacht der überwiegend auf die Seenutzung ausgelegte Sommertourismus eine verstärkte Besiedelung und Verbauung der wassernahen und somit besonders von den Auswirkungen von Hochwasserereignissen bedrohten Gebiete.

²⁵ Statistik Austria 2011

²⁶ Statistik Austria 2004

3.2.10 Siedlungsstrukturen und Widmungen

3.2.10.1 Ufer des Klopeiner Sees und des Kleinsees

Die Ufer des Klopeiner Sees weisen auf Grund der großen Bedeutung für den Tourismus eine sehr hohe Siedlungsdichte auf. Mit Ausnahme eines kurzen Abschnitts am steilen Nordhang des Kitzelsbergs, im Südosten des Sees, ist nahezu das gesamte Ufer bebaut und mit zahlreichen Stegen und Objekten, überwiegend Hotels und Ferienwohnungen, gesäumt.

Die höchste Dichte an Objekten befindet sich an den Ufern der Ortschaften Seelach und Klopein im Westen bzw. Nordwesten des Sees. Eine vergleichsweise geringe Siedlungsdichte ist am relativ flachen, östlichen Seeufer bei der Ortschaft Unterburg vorhanden.

Das unmittelbar am Seeufer befindliche Gebiet ist überwiegend als Fläche für 'Sportstätten/ Freizeit' gewidmet, bei Unterburg ist diese Widmung großflächiger vorhanden. Bei Seelach und Klopein ist das Gebiet bis fast direkt an das Seeufer als 'Wohngebiet/ Bauland' gewidmet.

Die Flächen an den Ufern des Kleinsees sind überwiegend als 'Für die Landwirtschaft bestimmtes Ödland' gewidmet. Die Ufer sind weitgehend unverbaut, im Westen des Sees befindet sich ein Landschaftsschutzgebiet.

Eine Darstellung der Flächennutzungen befindet sich in Anhang 9.3.

3.2.10.2 Im Bereich der Seeabflüsse

Der Ursprung des Kleinsee- Abflusses ist unbesiedelt, nach einer kurzen Fließstrecke führt das Gerinne teils unterirdisch verrohrt durch Sportstätten und an wenig besiedelten Grünflächen vorbei, bis es bei der Ortschaft Klopein mit dem Abfluss des Klopeiner Sees zusammenfließt. Der Flächenwidmungsplan weist überwiegend die Widmung 'Sportstätten/ Freizeit' aus, lediglich auf den letzten 100 Metern Fließstrecke ist am linken Ufer 'Wohngebiet/ Bauland' vorhanden.

Der Klopeiner Bach wird zunächst an dessen Ursprung verrohrt, unterführt ein Hotel mit angrenzender Straße und verläuft dann durch sehr dicht besiedeltes Gebiet. Bis etwa Querprofil 60 ist das Gerinne fast durchgehend hart linear verbaut. Das Flussbett zieht sich weiter durch den dicht besiedelten Ortskern von Klopein bis Querprofil 51, danach ist die nähere Umgebung des Gerinnes weitgehend unbesiedelt bzw. bewaldet. Bei Querprofil 41 beginnt der Ortskern von St. Kanzian. Ein beträchtlicher Teil des Kerngebietes ist verrohrt, die Fließstrecke wird von der L 128 Hauptstraße gequert. Nach der Ortschaft St. Kanzian, ab Querprofil 30 fließt der Klopeiner Bach durch überwiegend landwirtschaftlich genutztes bzw. unbesiedeltes Gebiet. Lediglich bei Brenndorf, kurz vor der Mündung in den Peratschitzenbach, führt der Klopeiner Bach noch einmal durch Kerngebiet.

Die Flächenwidmungen entlang des Gerinnes vom Ursprung bis zum Verlassen der Ortschaft St. Kanzian sind überwiegend als 'Wohngebiet/ Bauland', sowie 'Geschäftsgebiet', teilweise auch als 'Sportstätten/ Freizeit' ausgewiesen. In den darauf folgenden, weitgehend unbesiedelten Gebieten sind die Flächen als 'Für die Landwirtschaft bestimmtes Ödland' bzw. 'Wald' gewidmet.

Auffallend am Flächenwidmungsplan ist, dass vor allem in den Ortschaften auf das Gerinne kaum Rücksicht genommen wird. Bestehende, natürliche Retentionsräume sind als 'Wohngebiet/ Bauland' gewidmet bzw. bereits bebaut.

Die Lage der genannten Querprofile, sowie eine genaue Darstellung des Flächenwidmungsplans sind im Anhang 9.3 ersichtlich.

4. Methodik

In diesem Kapitel wird zuerst ein Niederschlags- Abfluss- Modell mit allen dafür relevanten Grundlagen beschrieben (Abschnitt 4.1), welches die Eingabewerte für das in Abschnitt 4.2 präsentierte 1-D- hydraulische Modell liefert. Abschnitt 4.3 beinhaltet die Methodik zur Erstellung von HW- Anschlaglinien, sowie einen Überblick der verwendeten Hochwasserschutzstrategien.

4.1 Niederschlag- Abfluss- Modell

Die zur Verfügung gestellten Daten (Abschnitt 3.1.2) sind für eine genauere Ermittlung der Wasserfrachten, welche bei einem Starkregenereignis in die Seen gelangen und deren zeitbezogene Darstellung als Zuflusswellen, nicht ausreichend. Die Seen fungieren als Retentionsräume für die Abflüsse und dämpfen dementsprechend deren Abflusswelle.

Um die Seespiegelerhöhungen bei einem Starkregenereignis angeben zu können, wird zunächst ein Bemessungsniederschlag ermittelt, der die Grundlage für ein kombiniertes Niederschlag- Abfluss- Modell bildet, welches nach dem CLARK- Verfahren erstellt wird. Die Infiltrationseigenschaften des Bodens im Einzugsgebiet werden durch das Verfahren von HORTON berücksichtigt.

Dies ist gerade beim Kleinsee von Relevanz, da dieser im Vergleich zu seiner Fläche ein relativ großes Einzugsgebiet hat.

4.1.1 Der Bemessungsniederschlag

Als maßgebender Niederschlag wird ein 100- jähriges Starkregenereignis mit einer Dauer, welche etwas über der Konzentrationszeit im Einzugsgebiet liegt, bestimmt. Die Dauer des Bemessungsniederschlags wird mit 4 Stunden bzw. 240 Minuten angenommen.

Da die vorhandenen Daten (Abschnitt 3.2.6) lediglich bis zu einem Starkregenereignis mit der Dauer von 180 Minuten reichen, ist es erforderlich diese zu erweitern.

Wird die Dauer der Niederschläge (x- Achse) logarithmisch dargestellt, besteht ein annähernd linearer Zusammenhang, sodass einfach extrapoliert werden kann.

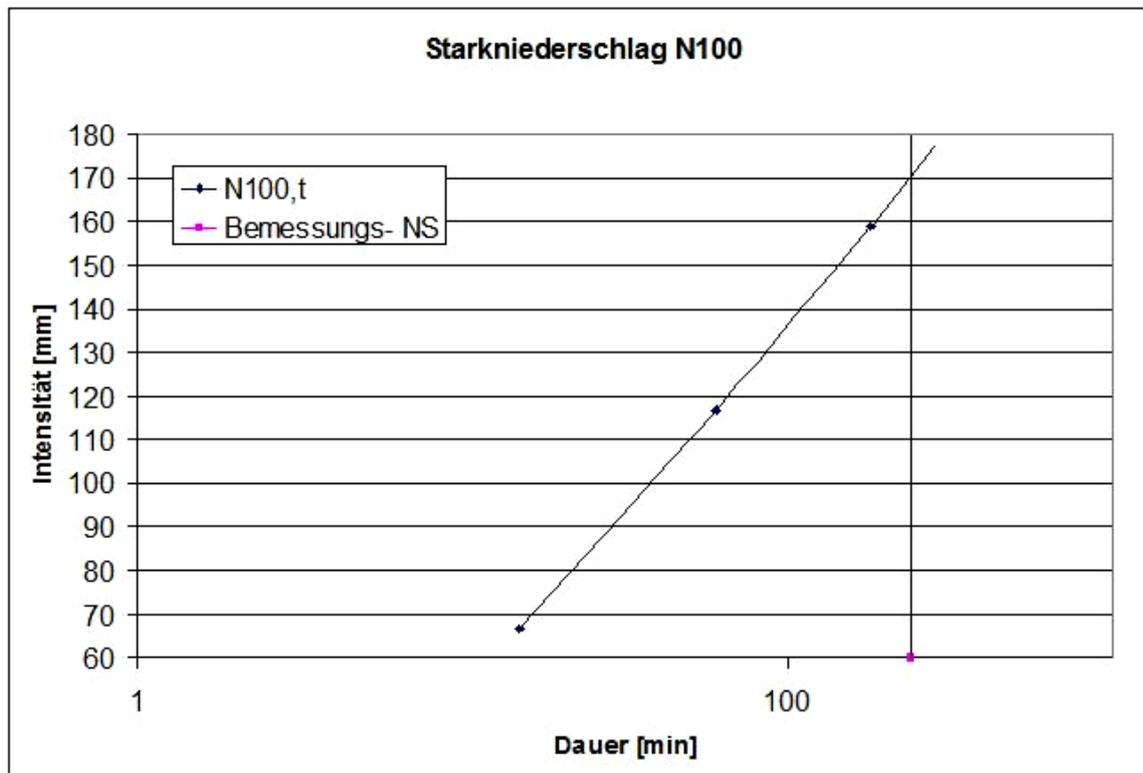


Abbildung 4-1: Extrapolation Starkniederschläge

Die Intensität des 100 jährigen Bemessungsniederschlags mit der Dauer von 240 Minuten beträgt 170 mm.

4.1.2 Das CLARK- Verfahren

Bei diesem Verfahren handelt es sich um ein kombiniertes Niederschlag- Abfluss- Modell, welches sowohl Translation, als auch die Retentionswirkung im Einzugsgebiet bei einem Niederschlagsereignis berücksichtigt.

Die Translationskomponente wird durch Konstruktion von Isochronen (Linien, welche Punkte mit gleicher kritischer Fließzeit verbinden) in Kombination mit der Höhe des effektiven Niederschlags ermittelt.

Es wird von einer konstanten und gleichmäßigen Überregnung des Einzugsgebietes während des gesamten Niederschlagsereignisses ausgegangen.

Die Berechnung der kritischen Fließzeit erfolgt nach der in Abschnitt 3.1.2.1.1 genannten empirischen Formel des Hydrographischen Dienstes Kärnten. Diese lässt sich durch die Geländegeometrie für jeden Punkt im Einzugsgebiet ermitteln. Das Ergebnis ist eine Isochronenkarte des Einzugsgebietes (Anhang 9.3).

Durch eine zeitbezogene Transformation der Flächen zwischen den Isochronen kann am Gebietsauslass die Zuflusswelle des Kleinsees modelliert werden.

Hierfür ist die Kenntnis des Effektivniederschlags erforderlich. Dieser wird für jede Isochronenfläche getrennt ermittelt und ist sowohl von den Bodeneigenschaften, als auch von der Dauer des Niederschlagsereignisses abhängig und kann mit einem Modell nach dem HORTON- Verfahren abgeschätzt werden.

4.1.2.1 Das HORTON- Verfahren

Dieses Verfahren basiert auf der Annahme, dass die Infiltrationsrate (Versickerungsrate) des Bodens exponentiell mit zunehmender Niederschlagsdauer abnimmt und sich einem Gleichgewichtswert annähert.

$$f(t) = (f_0 - f_c) * e^{-tk} + f_c \quad (4.1)^{27}$$

f.....Infiltrationsrate des Bodens zur Zeit t

f₀.....Maximale Infiltrationsrate zu Beginn des Niederschlagsereignisses

f_c.....konstante Infiltrationsrate bei Bodensättigung

k.....Abnahmefaktor

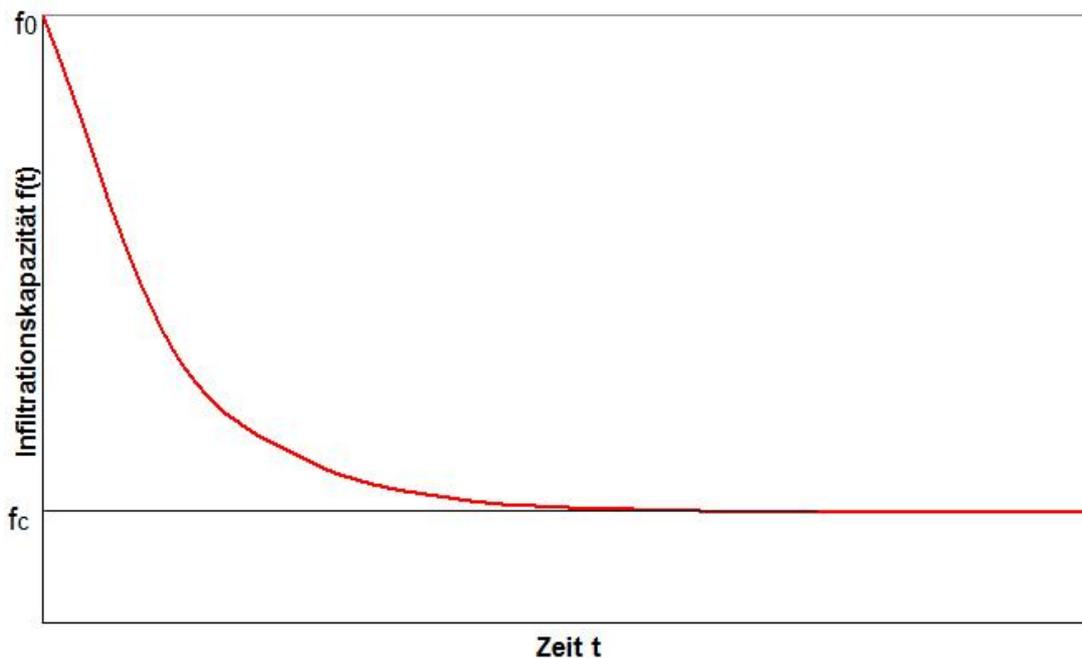


Abbildung 4-2: Das HORTON Verfahren

Die Gleichung enthält somit 3 Parameter welche im Wesentlichen von der Bodenart, dessen Wassergehalt und der Vegetation abhängen.

Nachfolgende Tabellen geben einen Überblick für charakteristische Werte der einzelnen Parameter.

²⁷ Horton zitiert nach Maniak 2010, 291

Tabelle 4-1: Anfangsinfiltrationsrate f_0 [mm/h]²⁸

Boden- und Oberflächenart	f_0 trocken	f_0 feucht
sandige Böden mit wenig oder keiner Vegetation	130	45
lehmige Böden mit wenig oder keiner Vegetation	75	25
tonige Böden mit wenig oder keiner Vegetation	25	8
sandige Böden mit dichter Vegetation	250	85
lehmige Böden mit dichter Vegetation	150	50
tonige Böden mit dichter Vegetation	50	18

Tabelle 4-2: Abnahmefaktor k [h^{-1}]²⁹

Bodenart	Abnahmefaktor k
bindiger Boden	0,9 - 1,5
toniger Lehm	1,1 - 2,3
Lehm	1,1 - 2,9
lehmiger Sand	5,5 - 7,0

²⁸ Akan zitiert nach Krebs 2007, 41

²⁹ Akan zitiert nach Krebs 2007, 42

Tabelle 4-3: konstante Infiltrationsrate bei Bodensättigung f_c [mm/h]³⁰

Bodenart	Sättigungs- Infiltrationsrate
Ton, siltiger Ton	0,04 - $4 \cdot 10^{-5}$
toniger Silt	0.4 - $4 \cdot 10^{-4}$
Silt	36 - 0,04
siltiger Sand	36 - 4
Sand	360 - 40
sandiger Kies	3600 - 40
Kies	36000 - 360

Tabelle 4-4: Infiltrationsrate bei Bodensättigung f_c [mm/h]³¹

Bodenart	Sättigungs- Infiltrationsrate
Ton, siltiger Ton, sandiger Ton, toniger Lehm	0 - 1,3
Lehm mit Sand und Ton	1,3 - 3,8
Lehm, siltiger Lehm	3,8 - 7,6
lehmiger Sand, sandiger Lehm	7,6 - 11,4

Da in den zur Verfügung gestellten Daten keine Angaben über die Bodenbeschaffenheit im Einzugsgebiet enthalten sind, war es nötig diese zu ermitteln. So wurde zunächst versucht über die digitale Bodenkarte Österreichs (eBOD) aus den Durchlässigkeiten der dort aufgenommen Böden einen referenzierbaren Zusammenhang zu den vorher genannten Literaturwerten zu erstellen.

Da jedoch sehr wenige Flächen im Einzugsgebiet bodenspezifisch kartografiert sind und keine vergleichbaren Probenanalysen bzw. Bohrprofile zur Verfügung standen, mussten zusätzlich noch eigene Aufnahmen im Gelände durchgeführt werden (vgl. Abschnitt 3.2.7).

Neben der Gewinnung von Proben für bodenphysikalische Laboruntersuchungen diente die Geländebegehung auch der Aufnahme der Vegetation und zum Vergleich mit den Ergebnissen der digitalen Bodenkarte.

³⁰ Dracos et al. zitiert nach Krebs 2007, 43

³¹ Akan zitiert nach Krebs 2007, 43

4.1.2.1.1 Bodenphysikalische Laboruntersuchungen

Die Beprobung und die bodenphysikalische Analyse verschiedener Stellen im Einzugsgebiet sollen Anhaltspunkte für die Verwendung der 3 relevanten bodenspezifischen Parameter für das HORTON- Verfahren geben.

Mittels Spaten wurde Probenmaterial entnommen und für bodenphysikalische Laboruntersuchungen luftdicht verpackt. Diese wurden im Labor der Firma 2P- Baumesstechnik GmbH in Bregenz durchgeführt.

Folgende Versuche kamen an den jeweiligen Stellen zur Anwendung:

Tabelle 4-5: Durchgeführte bodenphysikalische Laborversuche

Bodenprofil	Versuchsart
P1	Durchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe
P2	Korngrößenverteilung, Wassergehalt, Glühverlust
P3	Korngrößenverteilung, Wassergehalt
P4	Glühverlust
P5	Durchlässigkeit mit konstanter Druckhöhe

4.1.2.1.1.1 Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes mit konstanter Druckhöhe

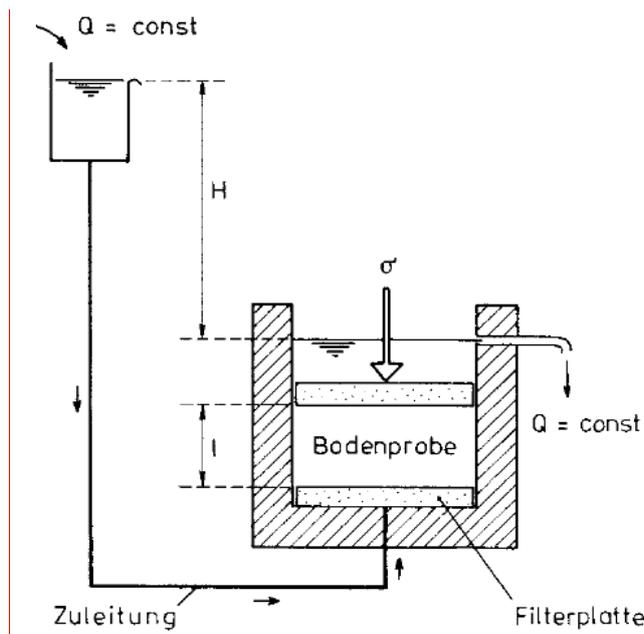


Abbildung 4-3: Schematischer Versuchsaufbau zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes mit konstanter Druckhöhe³²

Der Widerstand des Wassers, welches einen Bodenkörper durchströmt ist abhängig von dessen Porengröße- und Durchmesser. Die maßgebende Größe ist der Durchlässigkeitsbeiwert k_f , welcher im Gesetz von DARCY definiert wird.

$$k_f = \frac{v}{i} \quad (4.2)^{33}$$

k_f .. Widerstandsbeiwert [m/s]

v... Durchströmungsgeschwindigkeit [m/s]

i.... Gradient [l]

Wird die axiale Belastung σ der Probe mit 0 angenommen, ergibt sich der Durchlässigkeitsbeiwert der Probe wie folgt:

$$k_f = \frac{Ql}{FH} \quad (4.3)^{34}$$

Q... Aus dem Probenkörper ausfließende Wassermenge pro Zeitintervall [m³/s]

l..... Höhe der Bodenprobe [m]

F... Normal auf die Strömungsrichtung bezogene Probenfläche [m²]

H... Druckhöhe [m]

Die Versuchsdurchführung erfolgte gemäß den Bestimmungen der ÖNORM B 4422-1- Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit- Laborprüfungen (Stand: 1. Juli 1992).

³² Lang et al. 2007, 5

³³ Darcy zitiert nach Lang et al. 2007, 4

³⁴ Lang et al. 2007, 5

Das gestörte Probenmaterial wurde in 3 Lagen gleicher Mächtigkeit mitteldicht in den Versuchszylinder eingebaut. Aus der in mehreren Zeitintervallen gemessenen ausströmenden Wassermenge konnte ein gemittelter k_f - Wert bestimmt werden.

Für P1 beträgt der k_f - Wert $1,67 \cdot 10^{-5}$ m/s und bei P5 ergibt sich ein k_f - Wert von $3,95 \cdot 10^{-6}$.

Der k_f - Wert von P1 ist charakteristisch für einen Boden, der überwiegend aus Feinsand bzw. Feinsand- Schluff- Gemisch besteht, P2 hat die Durchlässigkeitseigenschaften von schwach feinsandigem Schluff.³⁵

Auf Grundlage dessen können für den der Probe zugehörigen Boden Aussagen über die für das HORTON- Verfahren maßgebenden Parameter gemacht werden.

Die Versuchsprotokolle befinden sich in Anhang 9.1, eine Zusammenfassung der Ergebnisse der Laborversuche sowie deren Interpretation in Bezug auf das HORTON- Verfahren sind in Tabelle 5-2 ersichtlich.

4.1.2.1.1.2 Ermittlung der Korngrößenverteilung

Die Versuche wurden nach ÖNORM B 4412- Korngrößenverteilung (Stand: 1. Juli 1974) durchgeführt. Da hierfür zuerst die Trockenmasse der Bodenprobe benötigt wird, war es zweckmäßig, zusätzlich noch den natürlichen Wassergehalt zu bestimmen. Dessen Ermittlung erfolgte nach ÖNORM B 4410- Bestimmung des Wassergehaltes durch Ofentrocknung (Stand: 1. Mai 1974) mit nachfolgender Formel:

$$w = \frac{m_w}{m_d} \quad (4.4)$$

w.....Wassergehalt [l]

m_w ...Feuchtmasse der Probe [g]

m_d ...Trockenmasse der Probe [g]

Die Probe wird bei 105 °C für mindestens 24 Stunden getrocknet und anschließend deren Trockenmasse bestimmt. Durch eine Nasssiegung erfolgt die Abtrennung des Feinanteiles $d < 0,063$ mm. Dieser wird für eine weitere Untersuchung (Sedimentation) aufgefangen. Der Anteil der Probe mit $d > 0,063$ mm wird wieder getrocknet und anschließend durch Trockensiebung den einzelnen Kornklassen zugeordnet.

Die Bestimmung der Korngrößenverteilung des Feinanteiles erfolgt durch Sedimentation. Der Versuch basiert auf der Annahme, dass unterschiedlich große Körner gleicher Dichte in ruhendem Wasser mit unterschiedlicher Geschwindigkeit sinken. (Gesetz von STOKES)

Rund 40 g des homogenisierten Feinanteiles werden in einen Messzylinder gegeben und mit ca. 1 l destillierten Wassers zu einer Suspension aufgefüllt. Ein Zusatz von Dispergierungsmittel verhindert eine Koagulation der Körner.

Der Korndurchmesser steht in direktem Zusammenhang mit der Dichte der Suspension und der Zeit. Die Messung der Suspensionsdichte erfolgt in definierten Zeitabständen mittels geeichten Aerometers durch Ablesung dessen Einsinktiefen.

Nachfolgende Gleichung beschreibt den Korndurchmesser der zur Zeit t sedimentierten Körner:

³⁵ Boley 2012, 273

$$d = \sqrt{\frac{18,35 * \eta}{\rho_s - \rho_w}} * v \quad (4.5)^{36}$$

d... Korndurchmesser [mm]
 η ... Zähigkeit des Wassers [Nm/m²]
 ρ_s ...Korndichte [g/cm³]
 ρ_w ...Dichte des Wassers [g/cm³]
 v... Sinkgeschwindigkeit [cm/s]

$$v = \frac{h_p}{t} \quad (4.6)^{37}$$

h_p ...Aerometer- Einsenkung [cm]
 t....Zeitintervall [s]

Das Resultat aus den beiden Teilversuchen Siebung und Sedimentation ist die Aufgliederung der Probe in Kornklassen, welche in einem halblogarithmischen Diagramm als Körnungslinie aufgetragen werden. Sie sind in Anhang 9.1 ersichtlich.

Die Interpretation der Körnungslinien ergeben bei den jeweiligen Profilen folgende Bodenansprachen:

P2: Schluff, schwach sandig, schwach fein bis mittelkiesig.

P3: Sand, schwach tonig, schwach schluffig, schwach fein bis mittelkiesig

Dadurch ist es möglich, bodenspezifische Parameter des HORTON- Verfahrens der Probe zuzuordnen.

Die jeweiligen Ergebnisse und deren Interpretation befinden sich in Tabelle 5-2.

4.1.2.1.1.3 Bestimmung des organischen Anteils durch Glühverlust

Um eine bessere Profilbeschreibung des Bodens zu ermöglichen wurde der stark organische A-Horizont des Bodens an der Stelle P2 und der B- Horizont an bei P4 mit Hilfe des Glühverlust-Versuchs auf dessen Anteil an pflanzlichen und tierischen Resten untersucht.

Die Versuchsdurchführung erfolgte in Anlehnung an die DIN 18128- Bestimmung des Glühverlustes (Stand: Dezember 2002).

Es wurde zunächst bei einer Temperatur von ca. 70°C die Trocknung der Probe erreicht. Es erfolgte die Bestimmung der Trockenmasse, anschließend wurde die Probe für 6 Stunden im Glühofen bei einer Temperatur von 600°C erhitzt.

³⁶ Boley 2012, 102

³⁷ Boley 2012, 102

Der Glühverlust wurde mit nachfolgender Formel bestimmt:

$$v_{gl} = \frac{\Delta m_{gl}}{m_t} \quad (4.7)$$

v_{gl}Glühverlust [l]

Δm_{gl}Masse Anteil verglühter Probe [g]

m_tTrockenmasse der Probe [g]

Der Wert des Glühverlustes wurde aus jeweils 3 Teilproben gemittelt. Der stark organische A-Horizont an der Stelle P 2 weist 89,2% organischen Anteil auf, die Analyse des B-Horizontes an Stelle P4 ergab 7,86%.

Die Versuchsprotokolle befinden sich in Anhang 9.1.

4.1.2.2 Ermittlung der Zuflusswelle

Das Einzugsgebiet wird durch die Isochronen in unterschiedlich große Teilflächen unterteilt. Für jede einzelne Fläche wird pro Zeitintervall, welches der zeitlichen Differenz der Isochronen entspricht, mit Hilfe der Infiltrationskurven aus dem HORTON- Verfahren eine effektive abfließende Wasserfracht ermittelt. Hierbei werden 1- 2 Bodenarten, deren jeweiliger Anteil aus der Lage der Probenentnahmestellen, sowie den Ergebnissen aus der digitalen Bodenkarte Österreichs abgeschätzt werden, angenommen.

Tabelle 4-3 zeigt ein Beispiel zur Ermittlung der Wasserfrachten pro Zeitintervall aus der jeweiligen Teilfläche des Einzugsgebietes. Die Niederschlagswerte sind in mm angegeben die Zeit t ist die Dauer seit Beginn des Regenereignisses.

Tabelle 4-6: Beispiel für die Ermittlung der Wasserfrachten aus den Teilflächen des Einzugsgebietes

TeilEZG $t_c = 1,25$ h

A=	0.59 km ²	Anteil	
Bodenart 1	P2		0.5
Bodenart 2	P5		0.5

Zeit seit Beginn des Niederschlages [h]	Regenspende [mm]	Effektivniederschlag bei mittlerer Infiltrationskapazität [mm]	Effektivniederschlag bei hoher Infiltrationskapazität [mm]	Effektivniederschlag bei geringer Infiltrationskapazität [mm]	Wasserfracht pro Intervall, mittlere Infiltrationskap. [m ³]	Wasserfracht pro Intervall, hohe Infiltrationskap. [m ³]	Wasserfracht pro Intervall, geringe Infiltrationskap. [m ³]
0							
0.25							
0.5							
0.75							
1							
1.25	10.66	0.00	0.00	1.53	0	0	904
1.5	10.66	3.46	2.04	4.72	2041	1203	2784
1.75	10.66	5.36	3.37	6.51	3164	1986	3839
2	10.66	6.08	3.68	7.54	3588	2174	4452
2.25	10.66	6.36	3.76	8.17	3751	2219	4820
2.5	10.66	6.46	3.78	8.56	3814	2230	5048
2.75	10.66	6.51	3.78	8.80	3839	2232	5193
3	10.66	6.52	3.78	8.96	3849	2233	5287
3.25	10.66	6.53	3.78	9.07	3853	2233	5349
3.5	10.66	6.53	3.78	9.14	3855	2233	5391
3.75	10.66	6.53	3.78	9.18	3855	2233	5419
4	10.66	6.53	3.78	9.22	3855	2233	5437
4.25	10.66	6.53	3.78	9.24	3856	2233	5450
4.5	10.66	6.53	3.78	9.25	3856	2233	5459
4.75	10.66	6.53	3.78	9.26	3856	2233	5465
5	10.66	6.53	3.78	9.27	3856	2233	5469
5.25	0	0	0	0			
5.5	0	0	0	0			
5.75	0	0	0	0			
6	0	0	0	0			
6.25	0	0	0	0			
6.5	0	0	0	0			
6.75	0	0	0	0			
7	0	0	0	0			
7.25	0	0	0	0			
7.5	0	0	0	0			
7.75	0	0	0	0			
8	0	0	0	0			

Die dem jeweiligen Zeitintervall entsprechende Summe aller Wasserfrachten aus den Teilflächen wird auf einer Zeitachse aufgetragen und so die Zuflusswelle konstruiert.

4.2 1-D- hydraulisches Modell

4.2.1 Allgemeines

Bei der Geländebegehung am 20.-21. Jänner 2012 wurde der gesamte Flusslauf und dessen Umgebung begutachtet, die vorhandenen Daten auf ihre Plausibilität überprüft und die gesamte Fließstrecke fotografisch dokumentiert. Weiters wurde der Zustand des Gewässers und dessen Quer- und Längsverbauungen berücksichtigt, besonders in Hinblick auf Bewuchs und Ablagerungen. Die Befragung von Anrainern lieferte zusätzliche Erkenntnisse.

Die aufgenommenen Daten fließen in das in diesem Kapitel beschriebene hydraulische Gerinnemodell ('Ist- Zustand') ein, dessen Analyse bzw. Auswertung liefert in Kombination mit dem Laserscanmodell die Daten für die Erstellung eines Gefahrenzonenplans für 30 bzw. 100 jährige Hochwasserereignisse, welcher in Anhang 9.3 ersichtlich ist. Somit können direkt bedrohte Objekte bzw. Gebiete ausgewiesen werden (vgl. Abschnitt 5.2). Zusammen mit dem aus dem Kärnten Atlas (KAGIS) entnommenen Flächenwidmungsplan ist es möglich, eventuell nicht sinnvolle Widmungen aufzuzeigen bzw. Vorschläge für Umwidmungen zu machen.

Aktive Hochwasserschutzmaßnahmen werden in einem zweiten Modell ('Soll- Zustand') simuliert, um deren Wirksamkeit zu verdeutlichen.

Um die Auswirkungen von HW- Ereignissen entlang der Fließstrecken der beiden Seeabflüsse detailliert darstellen zu können, war es notwendig diese in einem hydraulischen Gerinnemodell zu analysieren. Hierfür wurde die Software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center – River Analysis System), Version 4.1.0, entwickelt vom Army Corps of Engineers, des US Department of Defense, verwendet. Das Softwarepaket wird kostenlos im Internet zur Verfügung gestellt, die damit mögliche eindimensionale Strömungsberechnung mit stationärem Abfluss ist für die Erfüllung der Aufgabenstellung ausreichend.

Zusätzlich wird die Handhabung des Programms durch die weltweit stark verbreitete Anwendung und des damit verbundenen großen Angebots an Erklärungen und Hilfeleistungen, sowie einer ausführlichen Bedienungsanleitung, erleichtert.

Für die Verwendung von Geometriedaten in HEC-RAS aus dem Lageplan, welcher mit AutoCAD 2012 der Fa. Autodesk erstellt wurde, war die Anwendung des ebenfalls von Autodesk entwickelten Zusatzprogramms Project River Analysis 2012 hilfreich.

4.2.2 Theorie der 1-D- Strömungsberechnung mit stationärem Abfluss

Die in diesem Abschnitt dargestellten theoretischen Grundlagen zur eindimensionalen Strömungsberechnung mit stationärem Abfluss wurden dem Handbuch entnommen und zusammengefasst.

Die Berechnung dient zur Ermittlung der Wasserspiegellage in den Querprofilen. Der simulierte Abfluss ist stetig und nur schrittweise veränderbar. Durch die eindimensionale Fließrichtung werden nur Strömungen parallel zur Flussachse berücksichtigt. Die Wahl zwischen strömenden, schießenden und gemischten Abfluss ist möglich. Das maximale Gerinnegefälle ist mit 1:10 begrenzt.

Es werden je 2 aufeinander folgende Querprofile betrachtet, hierbei kommt die iterative Lösung der eindimensionalen Energiegleichung nach BERNOULLI zur Anwendung.

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad (4.8)$$

Y_1, Y_2Wasserspiegellage in den 2 Querprofilen (1 Unterliegerprofil, 2 Oberliegerprofil)

Z_1, Z_2Geodät. Höhe der Gerinnesohle an den 2 Querprofilen

V_1, V_2Mittlere Fließgeschwindigkeit in den 2 Querprofilen

α_1, α_2Koeffizienten der Fließgeschwindigkeitsverteilungen im Profil

gErdbeschleunigung

h_eEnergiehöhenverlust auf Grund von Reibung und Einschnürung

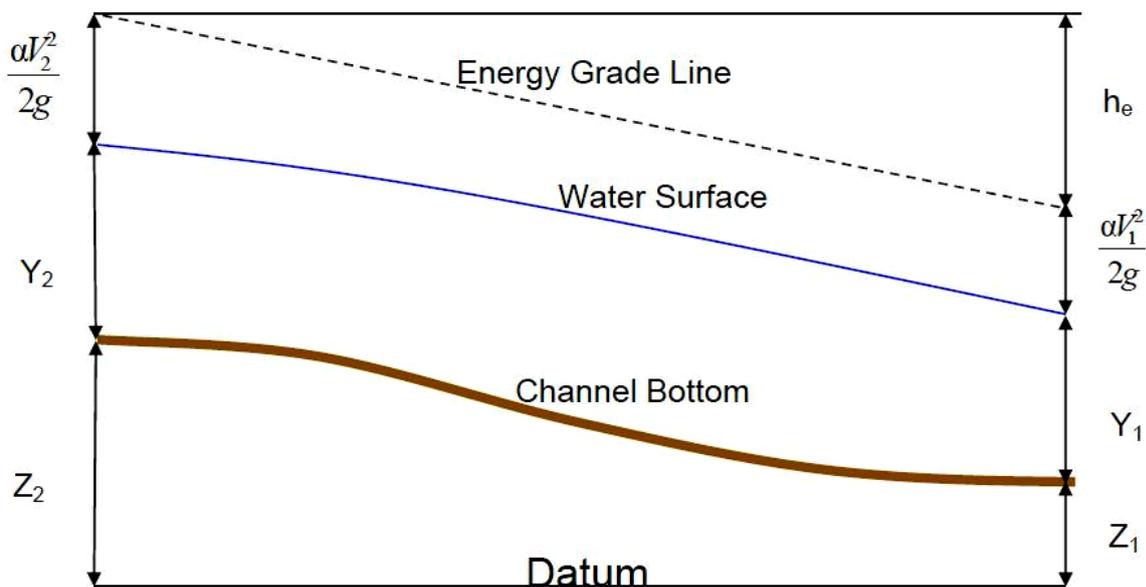


Abbildung 4-4: Die Komponenten der Energiegleichung³⁸

³⁸ US Army Corps of Engineers 2008, 2-3

Der Energiehöhenverlust h_e berücksichtigt das Reibungsgefälle und die Einschnürungsverluste. Diese entstehen bei unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten im Ober- und Unterliegerprofil. HEC-RAS berücksichtigt dies mit einem Expansions-/Kontraktionsbeiwert.

$$h_e = L\bar{S}_f + C * \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad (4.9)$$

L.....Abfluss- gewichtete Gerinnelänge

S_f...Reibungsgefälle

C....Expansions-/Kontraktionsbeiwert

Die Abfluss- gewichtete Gerinnelänge resultiert aus der Betrachtung des Gerinnequerschnittes in 3 Hauptbestandteile (Linker Ausuferungsbereich, Hauptgerinne, Rechter Ausuferungsbereich) mit jeweils unterschiedlichen Längen und Abflussmengen.

Das Querprofil kann in beliebig viele Teilabschnitte mit jeweils unterschiedlichen Sohlrauigkeiten geteilt werden. Innerhalb des Abschnitts wird die Fließgeschwindigkeit als konstant angenommen.

Auf Grundlage von MANNING- STRICKLER lässt sich die Fließformel wie folgt berechnen (basierend auf englischen Einheiten)

$$Q = K\bar{S}_f^{1/2} \quad (4.10)$$

K...Hydraulische Kapazität im Teilabschnitt des Querprofils (basierend auf englischen Einheiten)

$$K = \frac{1,486}{n} AR^{2/3} \quad (4.11)$$

n...Rauhigkeitsbeiwert nach MANNING

A...Fläche des Teilabschnittes

R...Hydraulischer Radius des Teilabschnittes

Auf Grund der eindimensionalen Strömungsberechnung mit jeweils einem Wasserspiegel pro Querprofil ist die Ermittlung einer durchschnittlichen Energiehöhe erforderlich. Hierfür wird der Koeffizient für die Fließgeschwindigkeitsverteilung α , zusammengesetzt aus hydraulischer Kapazität sowie der Fläche der einzelnen Teilabschnitte, zur Berechnung der jeweiligen Geschwindigkeitshöhe im Teilabschnitt herangezogen.

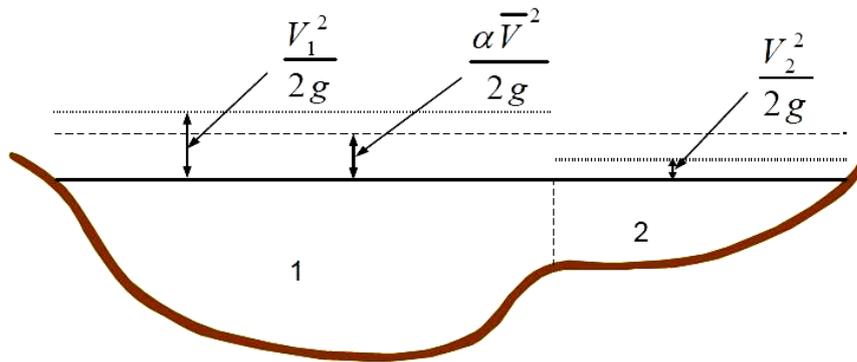
$$\alpha = \frac{(A_t)^2 \left[\frac{K_{lob}^3}{A_{lob}^2} + \frac{K_{ch}^3}{A_{ch}^2} + \frac{K_{rob}^3}{A_{rob}^2} \right]}{K_t^3} \quad (4.12)$$

A_t.....Fläche des gesamten Fließquerschnitts

A_{lob,ch,rob}...Querschnittsflächen der Teilabschnitte (Hier: linker Ausuferungsbereich, Hauptgerinne, rechter Ausuferungsbereich)

K_{lob,ch,rob}...Hydraulische Kapazität der Teilabschnitte

K_t.....Hydraulische Kapazität des gesamten Querprofils

Abbildung 4-5: Prinzip zur Berechnung der mittleren Energiehöhe³⁹

Das Reibungsgefälle S_f wird standardmäßig mit nachfolgender Gleichung berechnet:

$$\bar{S}_f = \left[\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right]^2 \quad (4.13)$$

Die Iteration von Glg. 4.8 und 4.9 erfolgt nach folgendem Ablauf:

1. Annahme des Wasserspiegels (Bei strömenden Abflussverhältnissen im Oberliegerprofil, bei schießenden im Unterliegerprofil).
2. Darauf basierend erfolgt die Berechnung der jeweiligen hydraulischen Kapazität und der Energiehöhe.
3. Mit den aus Schritt 2 erhaltenen Werten wird das Reibungsgefälle S_f und daraus mittels Glg. 4.9 der Energiehöhenverlust h_e berechnet.
4. Daraus lässt sich Glg. 4.8 (eindimensionale Energiegleichung) nach einem neuen Wasserspiegel WS2 lösen.
5. Der berechnete Wasserspiegel WS2 wird mit dem angenommenen Wasserspiegel aus Schritt 1 verglichen. Die Schritte 1-5 werden dann solange wiederholt, bis die Differenz der beiden Wasserspiegel kleiner als 0,01 ft (0,003 m) ist.

In Bereichen mit gemischten Abflussverhältnissen, welche beispielsweise bei Wechselsprüngen, Verrohrungen, Brückenpfeilern, Wehren, Stellen mit großem Längsgefälle oder Engstellen vorkommen, verwendet HEC-RAS die Impulsgleichung.

$$\sum F_x = ma \quad (4.14)$$

³⁹ US Army Corps of Engineers 2008, 2-7

4.2.3.2 Rauigkeitsbeiwerte nach MANNING- STRICKLER

Die Rauigkeit der überströmten Flächen hat einen signifikanten Einfluss auf die Abflusskapazität. Bei der Geländebegehung wurden sowohl der Hauptkanal des Gerinnes als auch dessen Ufer sowie die nähere Umgebung in Bezug auf die Beschaffenheit des Untergrunds sowie die Bewuchsart- und -dichte dokumentiert.

Nachfolgende Tabellen enthalten die Klassifizierung der Oberflächenbeschaffenheit des modellierten Gerinnes und dessen Ausuferungsbereichen mit den dazugehörigen Literaturwerten des Reibungsbeiwertes nach STRICKLER bzw. dessen reziproken, in HEC-RAS verwendeten MANNING- Wertes.

Tabelle 4-7: Rauigkeitsbeiwerte nach MANNING- STRICKLER im Hauptkanal⁴¹

Oberflächenbeschaffenheit	$k_{\text{Strickler}} [m^{1/3}s^{-1}]$	$k_{\text{Manning}} [m^{-1/3}s]$
Feinkies, ohne Bewuchs	45	0,022
Mittelkies, ohne Bewuchs	40	0,025
starker Bewuchs	20	0,050
hoher organischer Anteil	25	0,040
Beton	60	0,017

Tabelle 4-8: Rauigkeitsbeiwerte nach MANNING- STRICKLER in den Ausuferungsbereichen⁴²

Oberflächenbeschaffenheit	$k_{\text{Strickler}} [m^{1/3}s^{-1}]$	$k_{\text{Manning}} [m^{-1/3}s]$
Kurzes Gras	37	0,027
Mittleres Gras	30	0,033
Hohes Gras	20	0,050
Hohes Gras und wenig Gestrüpp	15	0,067
mittleres Gestrüpp	12	0,083
dichtes Gestrüpp/ Unterholz	10	0,100
Schotter/ Kiesplatz	40	0,025
Asphalt/ versiegelt	70	0,014

⁴¹ Lange & Lecher zitiert nach Universität für Bodenkultur Wien 2009, 3-7

⁴² Chow zitiert nach Universität für Bodenkultur Wien 2009, 3-6

Für brachliegende Ackerflächen wird ein $k_{\text{Strickler}}$ - Wert von 33 bzw. ein k_{Manning} - Wert von 0,030 angenommen.⁴³

In Bereichen, die sich nicht eindeutig der vorangegangener Klassifizierung zuordnen lassen, werden die Rauigkeitsbeiwerte gemittelt.

4.2.3.3 Modellierung von Brücken und Durchlässen

Insgesamt ist das Gerinne an 16 Stellen verrohrt und mit 9 Brücken überführt. Da diese Durchlässe im HW- Fall Engstellen darstellen, ist deren Modellierung von entscheidender Bedeutung für die Berechnung und Darstellung des Abflussverhaltens.

Die folgende Beschreibung der Theorie zur Modellierung von Durchlässen ist dem Handbuch von HEC-RAS entnommen und zusammengefasst.

HEC-RAS berechnet die Energieverluste, welche bei Verrohrungen auftreten in 3 Teilen. Der erste Teil beinhaltet die Expansionsverluste unmittelbar am Auslass des Rohres, der zweite berücksichtigt die Energieverluste welche bei dessen Durchfließen entstehen und der letzte Teil kalkuliert die Kontraktionsverluste im oberliegenden Abschnitt.

Es wird eine Vielzahl von verschiedenen Durchlassquerschnitten angeboten, so ist es zweckmäßig die Brücken entlang des Gerinnes auf Grund ihrer Konstruktionsweise als rechteckige Durchlässe zu modellieren.

Für die Modellierung eines Durchlasses sind 4 Querprofile erforderlich.

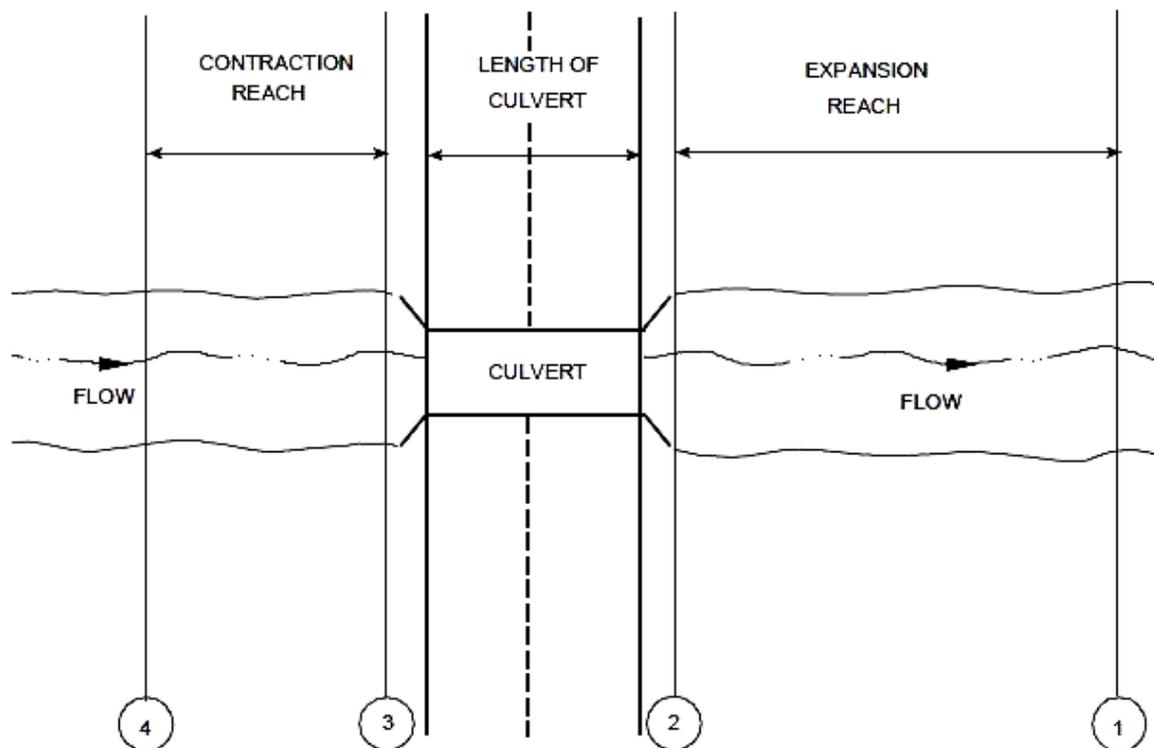


Abbildung 4-8: Schematische Anordnung von Querprofilen zur Modellierung eines Durchlasses⁴⁴

⁴³ Habersack zitiert nach Universität für Bodenkultur Wien 2009, 3-7

⁴⁴ US Army Corps of Engineers 2008, 6-4

Die Profile 3 und 2 sind in kurzen Abständen am Ein- bzw. Auslass des Durchlasses lokalisiert und sollen Raum für die Berechnung von abrupter Kontraktion bzw. Expansion beinhalten. Auf Grund des in Relation zur Spannweite der Durchlässe sehr schmalen Gerinnes, ist ein Abstand von 1 m zweckmäßig. Profile 4 und 1 beschreiben den Gerinnequerschnitt in einem Abstand zum Durchlass, bei dem keine Beeinflussung des Abflussverhaltens zu erwarten ist.

Die Strömungsberechnung bei Durchlässen erfolgt in HEC-RAS nach 2 Ansätzen (Berechnung über den Einlass oder den Auslass).

Der erste Ansatz kommt zur Anwendung, wenn bedingt durch die geometrischen Eigenschaften der Einlass des Durchlasses eine geringere Abflusskapazität aufweist als der Durchlass an sich. Der Einlass verhält sich somit ähnlich wie eine Schleuse oder ein Wehr. Unmittelbar nach dem Einlass herrschen schießende Abflussverhältnisse.

Der zweite Ansatz, als Strömungsberechnung über den Auslass, basiert auf der Annahme, dass die Abflusskapazität des Durchlasses vom Durchlass selbst bzw. von den Bedingungen im Unterlieger (Stauwasserhöhe) abhängig ist.

HEC-RAS berechnet die Energiehöhe im Oberwasser, welche die Strömungsverhältnisse im Durchlass bestimmen, abhängig von Einlass- und Auslassverlusten, Reibungsverlusten und den Bedingungen im Unterwasser.

Abbildung 4-9 zeigt den schematischen Verlauf der Energiehöhe im Oberwasser von Durchlässen bei zunehmender Abflussrate für die Berechnung über den Einlass (Inlet control) bzw. den Auslass (Outlet control). Zusätzlich wird der Verlauf der Energielinie im Falle einer Überströmung (Roadway Overtopping) des Durchlasses dargestellt.

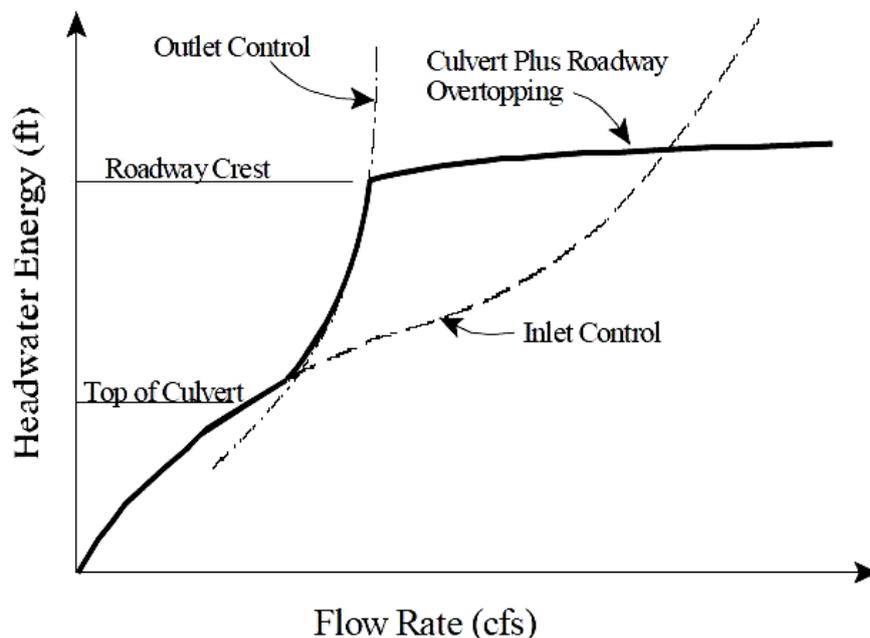


Abbildung 4-9: Energiehöhe im Oberwasser bei zunehmender Abflussrate⁴⁵

⁴⁵ US Army Corps of Engineers 2008, 6-10

Die Wahl der beiden Berechnungsansätze kann manuell eingestellt werden, oder erfolgt automatisch. Bei der Berechnung über den Einlass wird angenommen, dass sich kurz nach dem Eintritt in den Durchlass ein kritischer Fließzustand einstellt, welcher über die gesamte Länge besteht. Der Ansatz wird verwendet, wenn sich innerhalb des Durchlasses kein Wechselsprung einstellt.

Die Ermittlung der Energiehöhe im Oberwasser erfolgt für die beiden Berechnungsansätze (Einlass, Auslass) nach unterschiedlicher Methodik.

Bei der Strömungsberechnung über den Einlass kommen Gleichungen der US-amerikanischen Federal Highway Administration (FHWA) zur Anwendung: Es wird zwischen freiem und gestautem Einlass unterschieden (basierend auf englischen Einheiten).

Energiehöhe des freien Oberwassers bei Strömungsberechnung über den Einlass (1):

$$\frac{HW_i}{D} = \frac{H_c}{D} + K \left[\frac{Q}{AD^{0,5}} \right]^M - 0,5S \quad (4.16)$$

Energiehöhe des freien Oberwassers bei Strömungsberechnung über den Einlass (2):

$$\frac{HW_i}{D} = K \left[\frac{Q}{AD^{0,5}} \right]^M \quad (4.17)$$

Glg 4.17 ist die vereinfachte Form von Glg. 4.16. HEC-RAS verwendet beide Gleichungen für die Berechnung bei freiem Oberwasser, abhängig von der Arte des Durchlasses.

$$\frac{HW_i}{D} = c \left[\frac{Q}{AD^{0,5}} \right]^2 + Y - 0,5S \quad (4.18)$$

- HW_i.....Energiehöhe des Oberwassers bezogen auf die Höhe der Durchlasssohle am Einlass
- D.....Innere Höhe des Durchlasses
- H_c.....Grenztiefe schießender Abfluss- strömender Abfluss
- Q.....Abfluss
- A.....Durchlassquerschnitt
- S.....Durchlassgefälle in Fließrichtung
- K,M,c,Y.....Konstanten, abhängig vom Durchlasstyp sowie den Einlasseigenschaften

Die Berechnung der Energiehöhe bei der Strömungsberechnung über den Auslass erfolgt über die eindimensionale Energiegleichung nach BERNOULLI analog zu Glg. 4.8 mit den aus Abbildung 4-8 ersichtlichen Querprofilen; 3 als Oberliegerprofil bzw. 2 als Unterliegerprofil.

Für die Berechnung der Abflusskapazität des Durchlasses wird zwischen den 2 Fließzuständen Vollfüllung und Teilfüllung unterschieden. Der Zustand der Teilfüllung wird in strömende und schießende Abflussverhältnisse unterteilt.

Bei Vollfüllung wird die Verlusthöhe mit nachfolgenden Formeln berechnet:

$$H_L = h_{en} + h_f + h_{ex} \quad (4.19)$$

Der Eintrittsverlust h_{en} bzw. der Austrittsverlust h_{ex} errechnet sich aus der Multiplikation mit deren Koeffizienten k_{en} bzw. k_{ex} und der Geschwindigkeitshöhe. Beim Eintrittsverlust wird die Fließgeschwindigkeit direkt beim Einlass herangezogen, die Höhe des Austrittsverlustes wird aus der Geschwindigkeitsdifferenz zwischen der Fließgeschwindigkeit direkt am Durchlassende und jener im Unterliegerprofil 2 (Abbildung 4-8) berechnet.

$$h_{en} = k_{en} \frac{v_{en}^2}{2g} \quad (4.20)$$

$$h_{ex} = k_{ex} \left(\frac{\alpha_{ex} v_{ex}^2}{2g} - \frac{\alpha_2^2 v_2^2}{2g} \right) \quad (4.21)$$

Die Reibungsverluste h_f werden analog zur Fließformel nach MANNING-STRICKLER berechnet (basierend auf englischen Einheiten).

$$h_f = L \left(\frac{Qn}{1,468AR^{2/3}} \right)^2 \quad (4.22)$$

L....Länge des Durchlasses

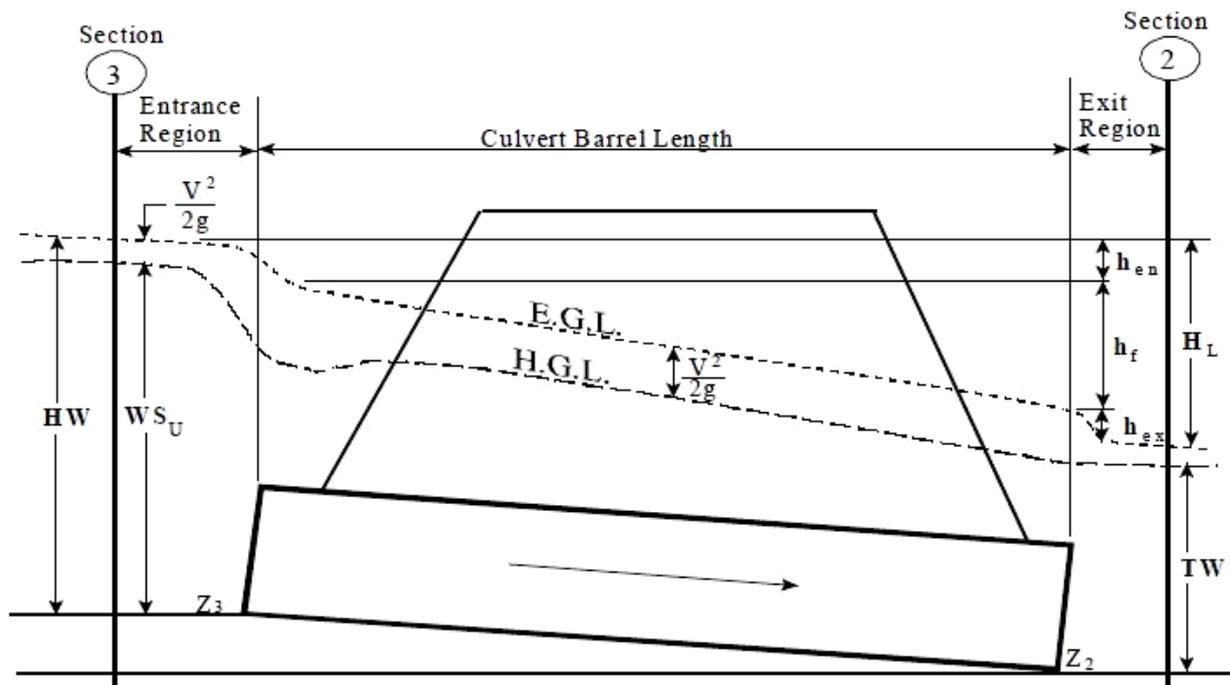


Abbildung 4-10: Energielinie beim Durchströmen eines Durchlasses bei Vollfüllung⁴⁶

Bei der Teilfüllung erfolgt die Berechnung nach dem Direct- Step- Verfahren. Zuerst wird nach Glg. 4.21 der Austrittsverlust H_{ex} berechnet und hieraus überprüft, ob die Wasserspiegellage im Unterwasser unter der Grenztiefe des Durchlasses liegt und somit schießende Abflussverhältnisse vorliegen. Ist dies nicht der Fall, so wird der Wasserspiegel über die eindimensionale Energiegleichung nach BERNOULLI analog zu Glg. 4.8 berechnet.

$$Z_c + Y_c + \frac{\alpha_c V_c^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + H_{ex} \quad (4.23)$$

Der Index c bezieht sich auf das Innere des Durchlasses an dessen Ende, der Index 2 auf das Unterliegerprofil 2 aus Abbildung 4-8.

Der Vorgang wird so lange fortgesetzt, bis am Einlass eine Energiehöhe bzw. ein Wasserspiegel berechnet ist. Der letzte Schritt ist die Berechnung der Eintrittsverlusthöhe nach Glg. 4.20.

Die Berechnung des Abflusses erfolgt nach der Fließformel von MANNING-STRICKLER analog zu Glg. 4.10 und Glg. 4.11.

$$Q = \frac{1,486}{n} AR^{2/3} S_f^{1/2} \quad (4.24)$$

⁴⁶ US Army Corps of Engineers 2008, 6-9

Liegt der Wasserspiegel im Unterwasser des Durchlasses tiefer als der Wasserspiegel im Durchlass an dessen Ende bzw. liegt der Wasserspiegel im Durchlass unterhalb der Grenztiefe, so sind schießende Abflussverhältnisse vorherrschend.

Die Grenztiefe (kritische Tiefe) T wird iterativ mit nachfolgender Gleichung bestimmt:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (4.25)$$

Sämtliche Durchlässe bzw. Brücken im modellierten Gerinne sind aus Beton. Als Rauigkeitsbeiwert nach MANNING wurde $k=0,013$ gewählt. Dies entspricht einer mittleren Rauigkeit von Betondurchlässen mit wenigen Ablagerungen.⁴⁷

4.2.3.4 Modellierung von Deichen und Seitenarmen

Bei Querprofilen, in denen das Gelände beidseitig des Flussbettes nicht stetig ansteigt, beispielsweise beim Vorhandensein von Deichen, müssen im Profil sgn. 'levees' gesetzt werden. Diese werden erst überströmt, wenn der simulierte Wasserspiegel die Höhe dieser Punkte übersteigt.

Überflutete Bereiche und ungenutzte Seitenarme bzw. Tümpel und Mulden entlang des Gerinnes, welche im HW- Fall zwar wasserführend sind, jedoch nicht zum Abflussgeschehen beitragen, da ihre Fließgeschwindigkeit 0 ist, müssen mit sgn. 'ineffektiv flow areas' markiert werden.

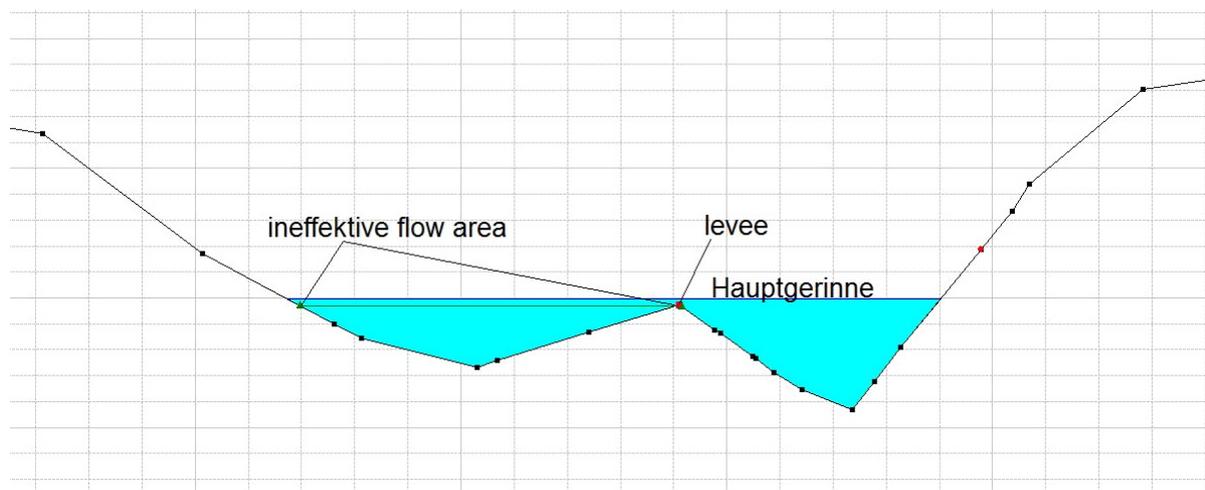


Abbildung 4-11: Beispiel für Anordnung von 'levee' und 'ineffektive flow area' (Querprofil 8)

⁴⁷ US Army Corps of Engineers 2008, 6-24

4.2.3.5 Abflusswerte

Für die stationäre Abflussberechnung werden die geschätzten Abflussmengen des Hydrografischen Dienstes Kärnten herangezogen (Abschnitt 3.1.2.1). Für die Teilstrecke flussab der Vereinigung werden die Abflüsse aus den 2 oberliegenden Bereichen summiert. Es wird von gesättigten Bodenverhältnissen ausgegangen.

Tabelle 4-9: Abflusswerte der Teilabschnitte

Abschnitt	HQ 30 [m³/s]	HQ 100 [m³/s]
Kleinsee- Abfluss	1,86	2,7
Klopeinerbach oberhalb Zusammenfluss ('Junction')	0,61	0,9
Klopeinerbach unterhalb Zusammenfluss ('Junction')	2,47	3,6

Da keine Daten bezüglich des Wasserstandes bei den jeweiligen Abflüssen vorhanden sind, wird als Randbedingungen für den Startwert der iterativen Berechnung der Wasserspiegellage jeweils die Grenztiefe ('critical depth') angesetzt.

Es wird der Modus für gemischte Abflussverhältnisse ('mixed flow regime') eingestellt.

4.3 HW- Schutz

4.3.1 Ermittlung von HW- Anschlaglinien

Die Abflussspitzen für ein 30 bzw. 100 jähriges Hochwasser aus den Abbildungen 3-1 und 3-2 wurden im Hydraulischen Gerinnemodell simuliert und analysiert. Für jedes einzelne Querprofil wurden die Wasserspiegellagen ausgelesen und der horizontale Abstand von der Flussachse zum Schnittpunkt der Wasserspiegel mit dem Gelände ausgemessen. Dieser wurde im Lageplan an den jeweiligen Querprofilen aufgetragen. Für die Bereiche zwischen den Querprofilen dienten die Höhenlinien aus dem Laserscanmodell als Orientierung, indem die Höhen sowohl zwischen den Querprofilen, als auch zwischen den Höhenlinien linear interpoliert wurden.

Das Ergebnis ist ein Gefahrenzonenplan (Anhang 9.3) mit den Überflutungsflächen eines 30 bzw. 100 jährigen Hochwassers (vgl. Abbildung 4-12).

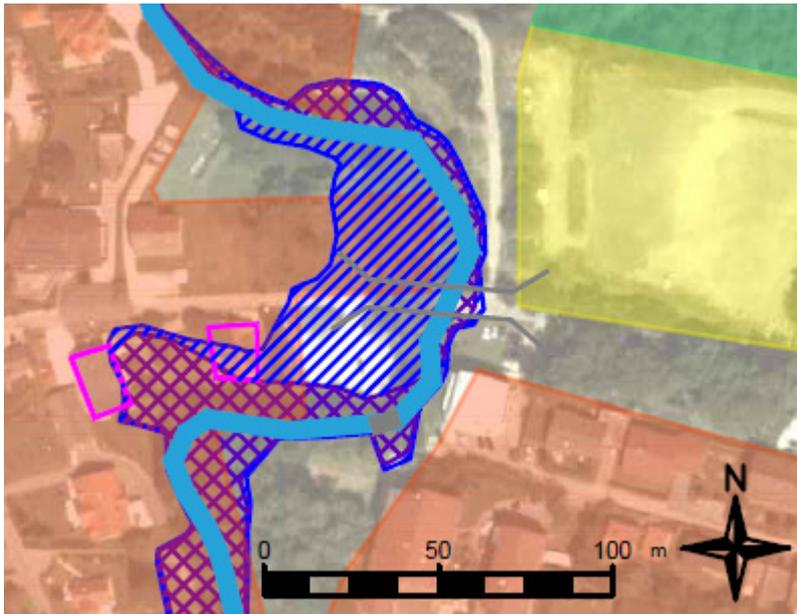


Abbildung 4-12: Ausschnitt des Gefahrenzonenplans: HQ 30 und HQ 100 Überflutungsflächen mit gefährdeten Objekten

Die doppelt schraffierte Fläche zeigt den HQ 30 Überflutungsbereich, die einfach schraffierte Fläche jenen von HQ 100.

Die komplette Darstellung der Überflutungsflächen ist aus Anhang 9.3 zu entnehmen.

4.3.2 Hochwasserschutzstrategien

Das Vorhandensein eines hohen Gefährdungspotentials macht die Konzeptionisierung und Ausführung von geeigneten Hochwasserschutzmaßnahmen unumgänglich. Zu dessen Umsetzung sind verschiedene Strategien vorhanden. Die zur Verfügung stehenden natürlichen Ressourcen sollen hierbei innerhalb der technischen, wirtschaftlichen, ökologischen und räumlichen Grenzen bestmöglich genutzt werden.

Das Ziel von Schutzmaßnahmen ist es, die schädlichen Auswirkungen von Hochwasserereignissen zu minimieren. Ein absoluter bzw. vollkommener Schutz ist, vor allem aus Kostengründen, nicht möglich.

Bis in die 1970er Jahre war es üblich, Hochwasserschutzmaßnahmen so zu gestalten, dass mit möglichst geringem Flächenbedarf und hohem technischen Einsatz die Ansiedlung von Infrastruktur in Gewässernähe erhalten und gesichert wird. Dies wurde vor allem durch die Errichtung von Linearmaßnahmen in Form von Hochwasserschutzdeichen- und mauern erreicht. Die dadurch verursachte Abschnürung des Gewässers von seinen natürlichen Retentionsräumen, sowie die zunehmende Flächenversiegelung führten zu einer Beschleunigung und zu einem Anstieg der Hochwasserwellen. Das zunehmende Versagen der teuren technischen Maßnahmen verursachte teilweise enorme Schäden und bedingte ein Umdenken der Strategien zur Konzeptionisierung von Hochwasserschutzmaßnahmen.⁴⁸

Bedingt durch die gewonnenen Erkenntnisse der oft negativen Folgen von aktiven, technischen Maßnahmen trat der passive Hochwasserschutz in den Vordergrund.

⁴⁸ Patt & Gonsowski 2011, 159

4.3.2.1 Passiver Hochwasserschutz

Grundsätzliches Ziel des passiven Hochwasserschutzes ist es, die natürlich vorhandenen Retentions- und Abflussräume des Gewässers zu erhalten bzw. zu verbessern.

Umgesetzt werden kann dies im Flächenwidmungsplan durch die schadensbegrenzende Nutzungszuordnung von Flächen in den Retentionsbereichen. So können Flächen bei Neuwidmungen als Dauergründland ausgewiesen bzw. landwirtschaftlich genutzte Flächen und Bauland rückgewidmet werden. Weiters besteht die Möglichkeit der Aussprechung von Widmungsverboten.

Der Hochwasserrückhalt kann mit entsprechender Oberflächengestaltung, wie Bepflanzungen; z.B. Begrünung, Errichtung von Heckenstreifen, verbessert werden, weiters kann bei landwirtschaftlich genutzten Flächen durch die Bearbeitungsrichtung (Pflügen quer zum Hang) eine Abflussverzögerung und somit eine Reduktion der Hochwasserwelle bewirkt werden.

Der passive Hochwasserschutz ermöglicht die Erhaltung der natürlichen Gewässerdynamik und des Geschiebehauhaltes. Die Maßnahmen sind kostenintensiv und nicht anfällig für Versagen. Durch bestehende Siedlungsstrukturen bzw. frühere Versäumnisse in der Raumplanung ist deren Umsetzung oft nicht mehr möglich, so ist die Errichtung von aktiven, technischen Schutzmaßnahmen vielfach unumgänglich.

4.3.2.2 Aktiver Hochwasserschutz

Die in diesem Abschnitt beschriebenen Maßnahmen stellen eine für diese Arbeit relevante Auswahl dar.

Die baulichen Maßnahmen lassen sich grob in Hochwasserrückhalt und lineare Maßnahmen einteilen.

Der Hochwasserrückhalt kann durch die Errichtung künstlicher Becken oder die Regulierung natürlicher Aufstauräume erfolgen. Ziel ist es durch das geschaffene Retentionsvolumen die Zuflusswelle bei einem Hochwasserereignis zu dämpfen und somit dessen schädliche Auswirkungen zu reduzieren.

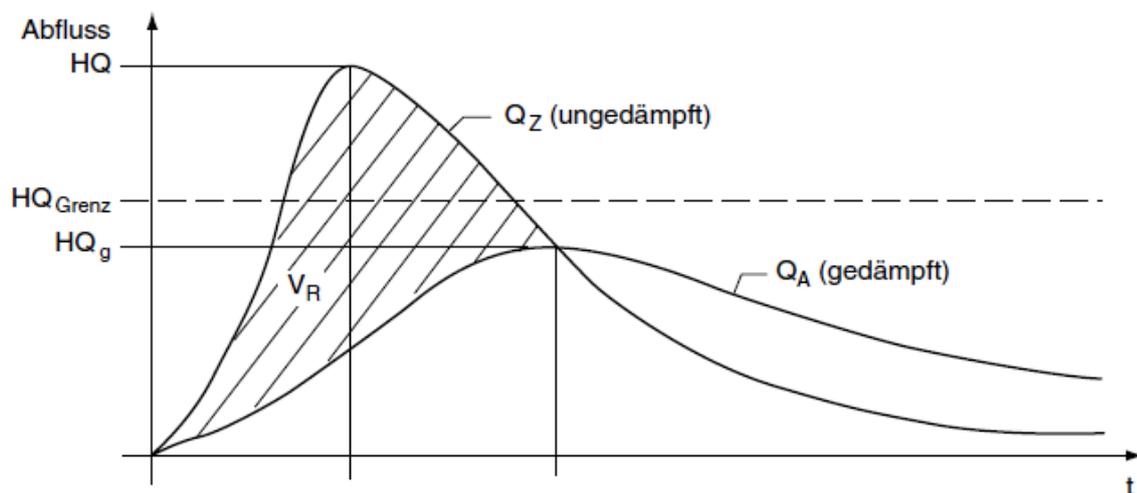


Abbildung 4-13: Prinzip des Hochwasserrückhalts⁴⁹

⁴⁹ Patt & Gonsowski 2011, 167

HQ bezeichnet das Maximum der ungedämpften Zuflusswelle Q_z . Durch die Retention des Rückhaltevolumens V_R erfolgt eine Reduktion und zeitliche Verzögerung der Abflusswelle Q_A mit HQ_g als deren Maximum.

Der Aufstau kann dabei durch die Errichtung von Absperrdämmen mit regulierbaren Abflussbauwerken erzielt werden.

Zu den linearen Maßnahmen zählt die Abflusertüchtigung. Sie stellt im Wesentlichen Pflegemaßnahmen im Gewässer und dessen Ausuferungsbereichen dar und beinhaltet das Entfernen von Sedimentablagerungen und Anlandungen der Sohle sowie in Brücken und Durchlässen. Weitere Pflegemaßnahmen sind die Beseitigung von störenden Bäumen und Sträuchern, sowie Wurzelstöcken bzw. das Auf-den-Stock-setzen des Uferbewuchses.

Für bestimmte Abschnitte der Fließstrecke ist es notwendig, gerade in sehr flachem Gelände mit hoher Siedlungsdichte, zusätzliche Deiche zu errichten. Diese Linearmaßnahme hat große Relevanz für den Objektschutz.

5. Anwendung und Ergebnisse

5.1 Hydrologie

5.1.1 Translation im Einzugsgebiet

Durch Verbindung von Punkten mit gleicher kritischer Fließzeit im Einzugsgebiet lässt sich eine Isochronenkarte konstruieren (Abbildung 5-1).

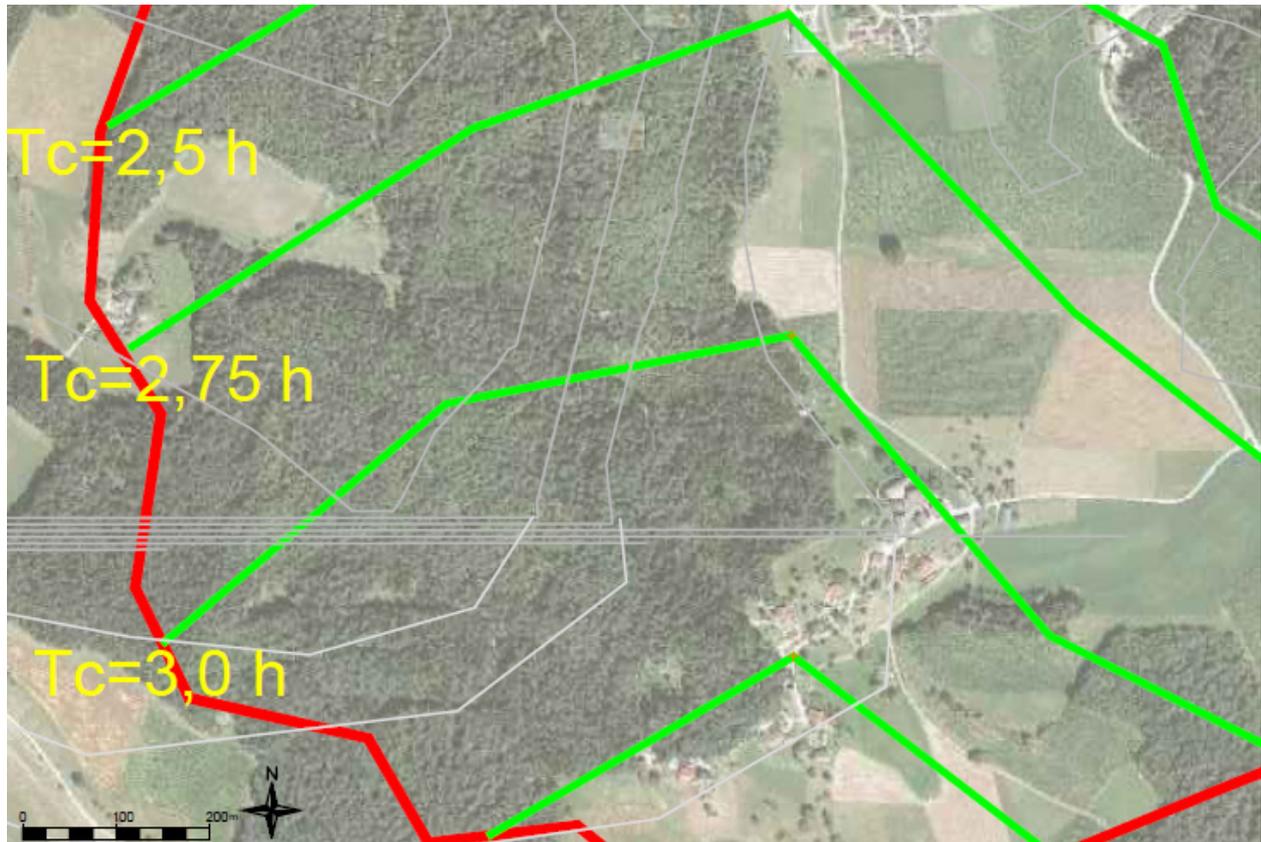


Abbildung 5-1: Isochronenkarte (Ausschnitt) des Einzugsgebietes des Kleinsees

Die gesamte Darstellung der Isochronenkarte im Einzugsgebiet befindet sich in Anhang 9.3.

5.1.2 Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboruntersuchungen und Interpretation

Da die bodenspezifischen Parameter beim HORTON- Verfahren (vgl. Abschnitt 4.1.2.1) sehr große Bandbreiten aufweisen und eine umfassendere bzw. weitläufigere Analyse der Bodeneigenschaften des Einzugsgebietes zu umfangreich für diese Arbeit wäre, wurden 3 unterschiedliche Modelle entwickelt, mit einer unteren Grenze mit hoher, einer oberen Grenze mit geringer, sowie einer mittleren Infiltrationskapazität des Bodens (Tabelle 5-2).

Tabelle 5-1: Ergebnisse aus Geländebegehung und Laborversuchen

Bodenprofil	Bodenansprache und Vegetation
P1	Feinsand- Feinsand Schluff; dichte Vegetation
P2	Schluff, feinsandig, schwach kiesig, mitteldichte Vegetation; eher feucht
P3	Sand, schwach schluffig, schwach tonig, schwach fein bis mittelkiesig; eher trocken, dichte Vegetation
P5	Schluff, feinsandig, kiesig; mittlere Vegetation

Die Protokolle der einzelnen Laborversuche sind in Anhang 9.1 ersichtlich.

Tabelle 5-2: Zuordnung der Ergebnisse zu Parametern des HORTON- Verfahrens

Bodenprofil	f₀ [mm/h]			k [h⁻¹]			f_c [mm/h]		
	hoch	mittel	gering	hoch	mittel	gering	hoch	mittel	gering
P1	200	135	70	7	6,25	5,5	36	20	4
P2	150	100	50	5,5	3,5	1,5	25	13	1
P3	250	168	85	7	6,75	6,5	50	40	30
P5	150	110	70	6	4,5	3,0	30	20	10

Die Durchlässigkeitseigenschaften der Böden, welche in der digitalen Bodenkarte Österreichs (eBOD) kartiert sind, werden berücksichtigt, indem die jeweiligen Flächen den analysierten Proben wie folgt zugeordnet werden:

Tabelle 5-3: Zuordnung der Durchlässigkeitseigenschaften der digitalen Bodenkarte zu den Laborproben

Flächenfärbung	Bedeutung für Durchlässigkeit	Äquivalenz
Dunkelblau	sehr gering	P2
Blau	gering	P5
Magenta	mäßig	P1
Magenta, dunkel	mäßig- hoch	P3

Werden die Parameter in Glg. 4.1 eingesetzt, so ergeben sich für den Bemessungsniederschlag (42,6 mm/h), bei einer zeitlichen Auflösung von 0,25 Stunden, nachfolgende Infiltrationskurven:

Infiltration nach Horton bei P1

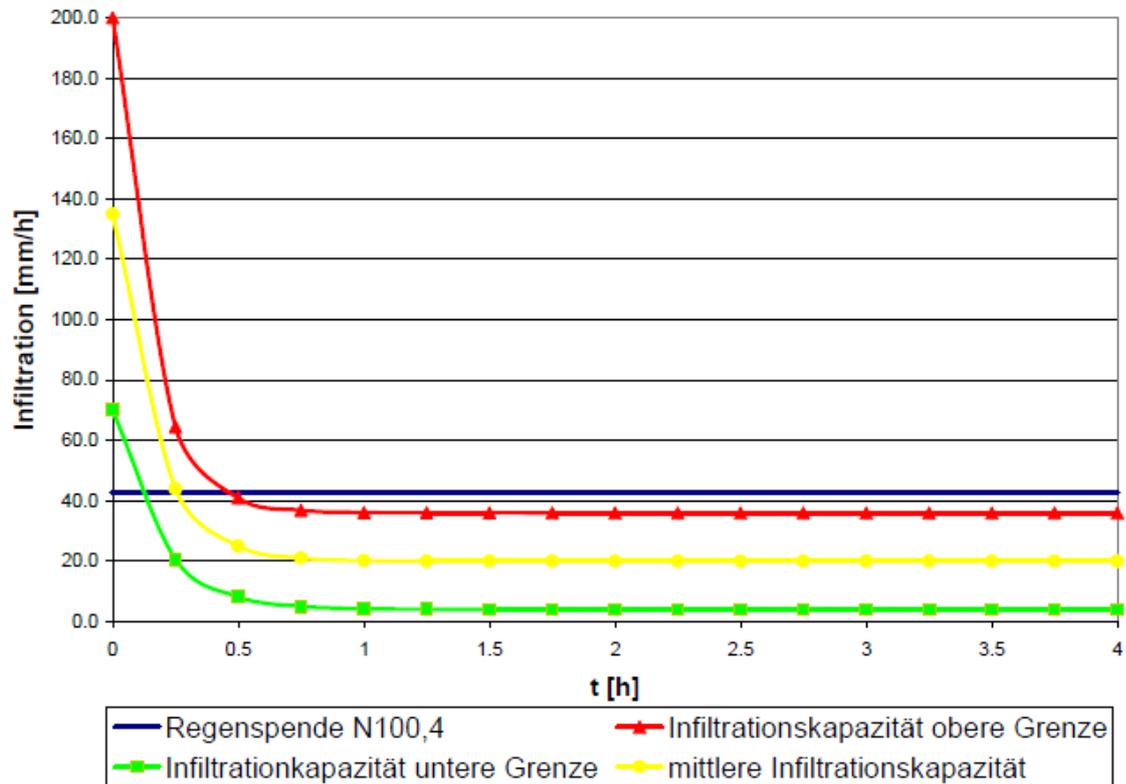


Abbildung 5-2: Infiltrationskurve bei P1

Infiltration nach Horton bei P2

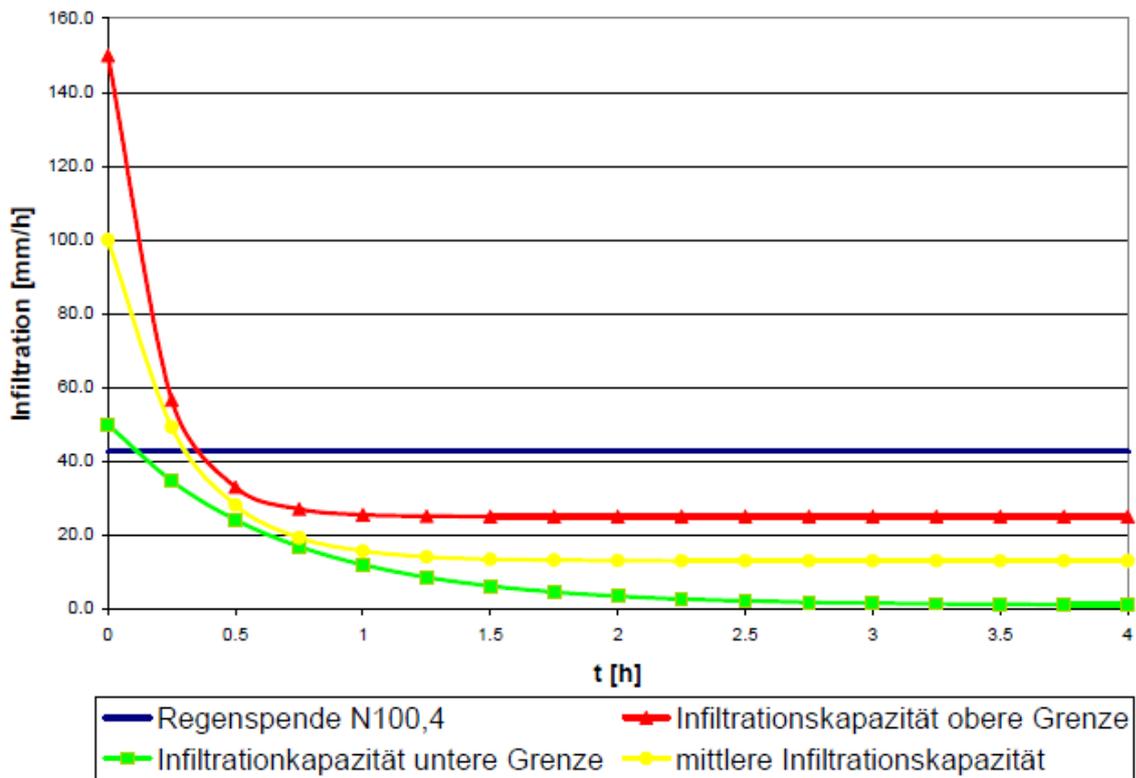


Abbildung 5-3: Infiltrationskurve bei P2

Infiltration nach Horton bei P3

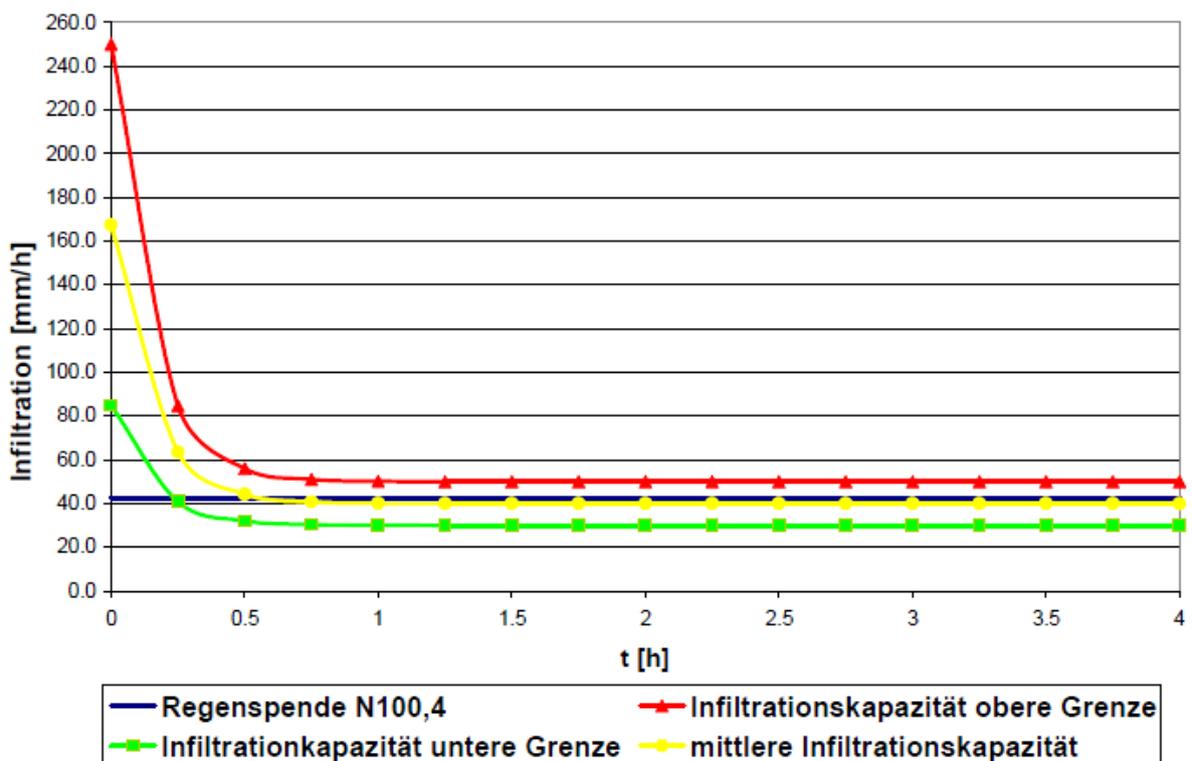


Abbildung 5-4: Infiltrationskurve bei P3

Infiltration nach Horton bei P5

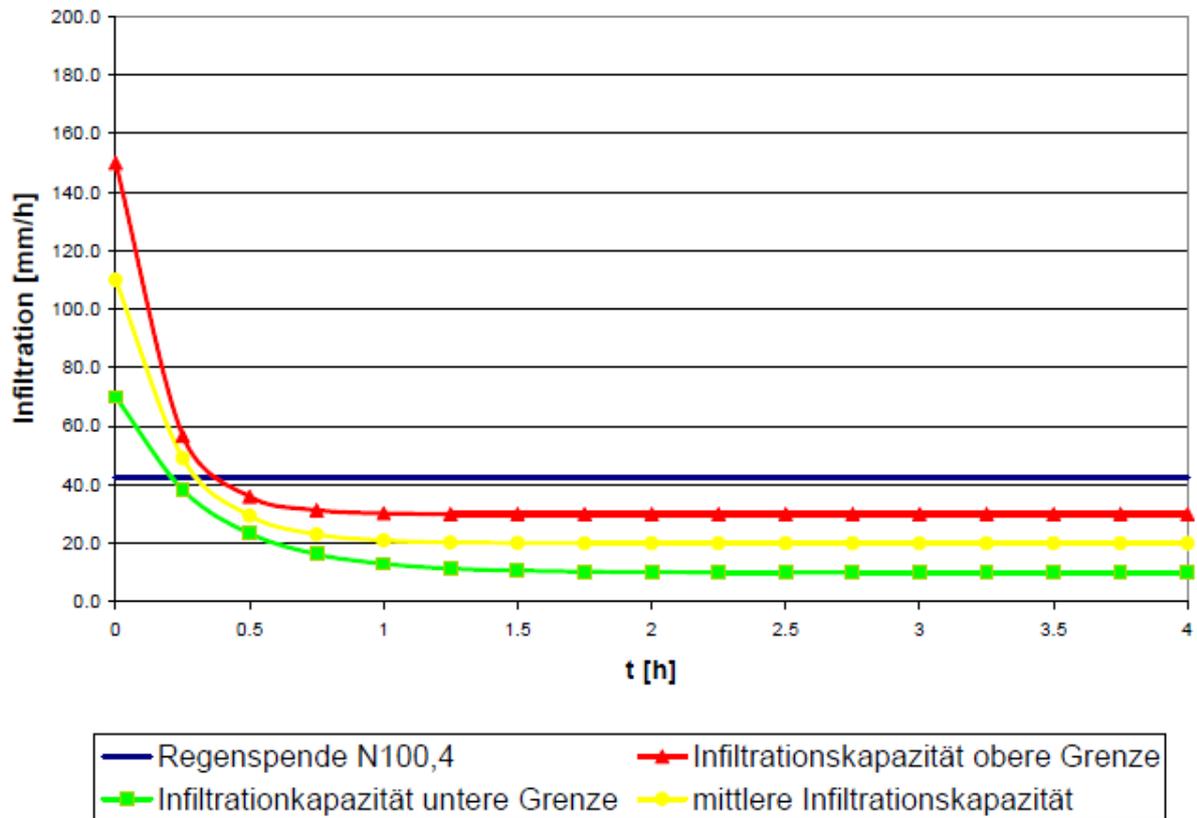


Abbildung 5-5: Infiltrationskurve bei P5

5.1.3 Zuflusswelle beim Kleinsee

Bedingt durch die Annahme von jeweils 3 unterschiedlichen bodenspezifischen Parametern im HORTON- Modell ergeben sich auch 3 Zuflusswellen (vgl. Abschnitt 5.1.2).

Tabelle 5-4: Wasserfrachten und Zuflüsse des Kleinsees im Bemessungs- HW- Fall bei unterschiedlichen Infiltrationsraten

Infiltrationsrate	Gesamtwasserfracht [m ³]	max. Zufluss [m ³ /s]
gering	262687	20.16
mittel	533398	40.87
hoch	826675	62.57

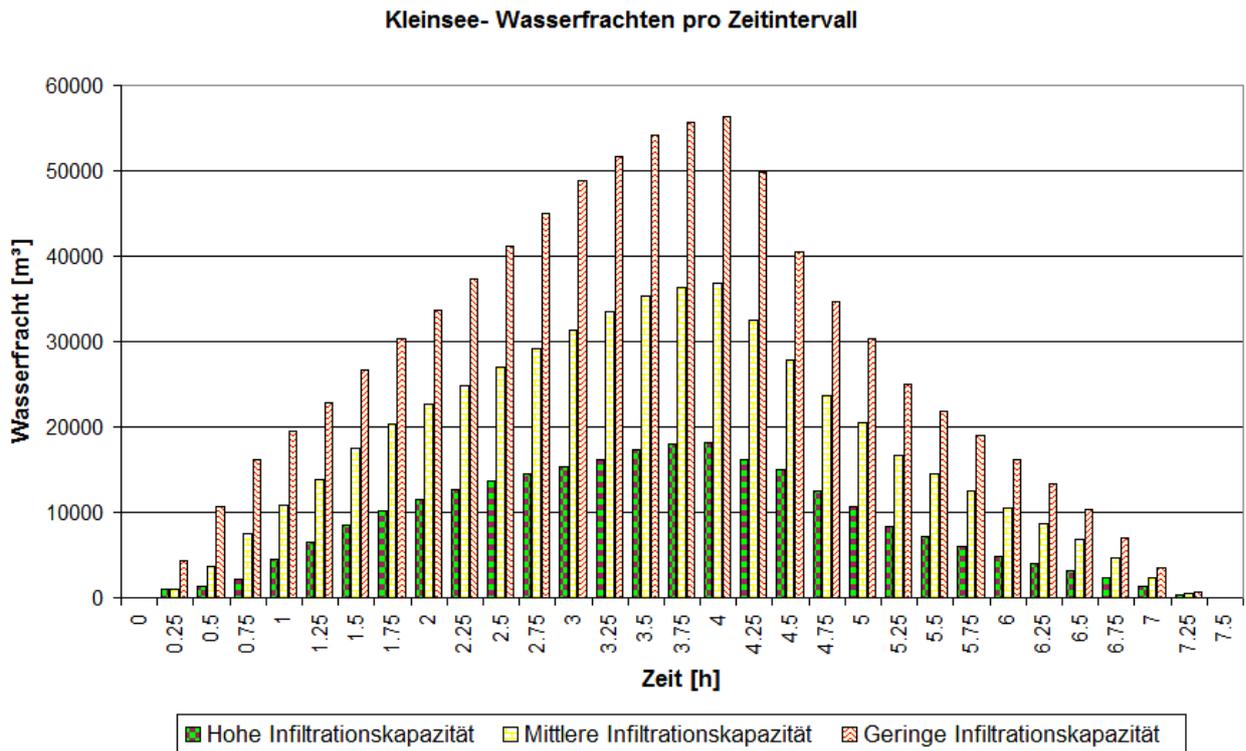


Abbildung 5-6: Zufließende Wassermengen des Kleinsees im Verlauf eines hundertjährigen Niederschlagsereignisses

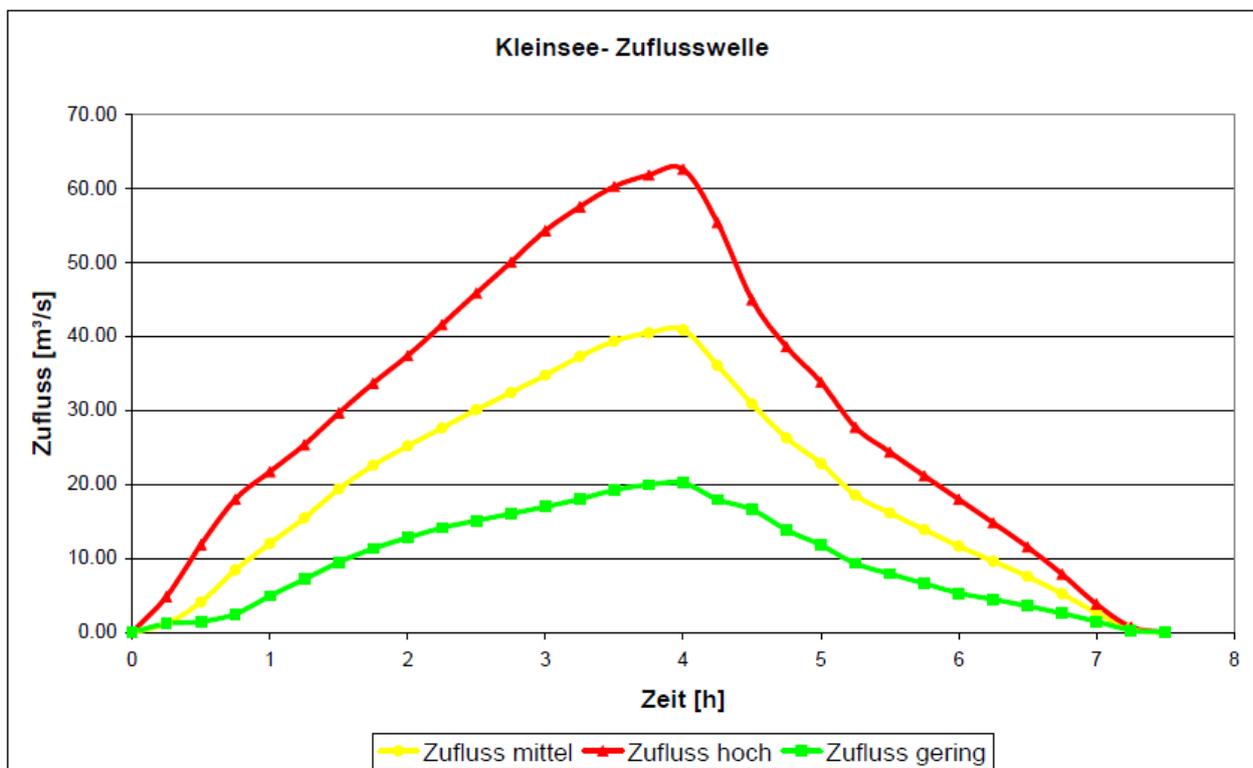


Abbildung 5-7: Zuflusswelle des Kleinsees im Verlauf eines hundertjährigen Niederschlagsereignisses

5.1.3.1 Seespiegelerhöhung

5.1.3.1.1 Kleinsee

Abbildung 5-8 stellt den Kleinsee und dessen Anschlaglinien bei einem Wasserspiegelanstieg in Intervallen von 0,5 m dar. Bei der aus der vorangegangenen Berechnung mittels CLARK-Verfahren ermittelten Wasserfrachten im Bemessungsfall (Tabelle 5-4) ist ein maximaler Anstieg (im Soll- Zustand) von knapp 449,5 m möglich.

Die Seefläche vergrößert sich in diesem Fall von ursprünglich 0,125 km² auf 0,430 km². Dies entspricht einer Vergrößerung von 344 %. Der maximale Seeabfluss (2,9 m³/s) kann auf Grund der kurzen Dauer des Niederschlagsereignisses und der damit verbundene rasche Anstieg des Wasserspiegels vernachlässigt werden.

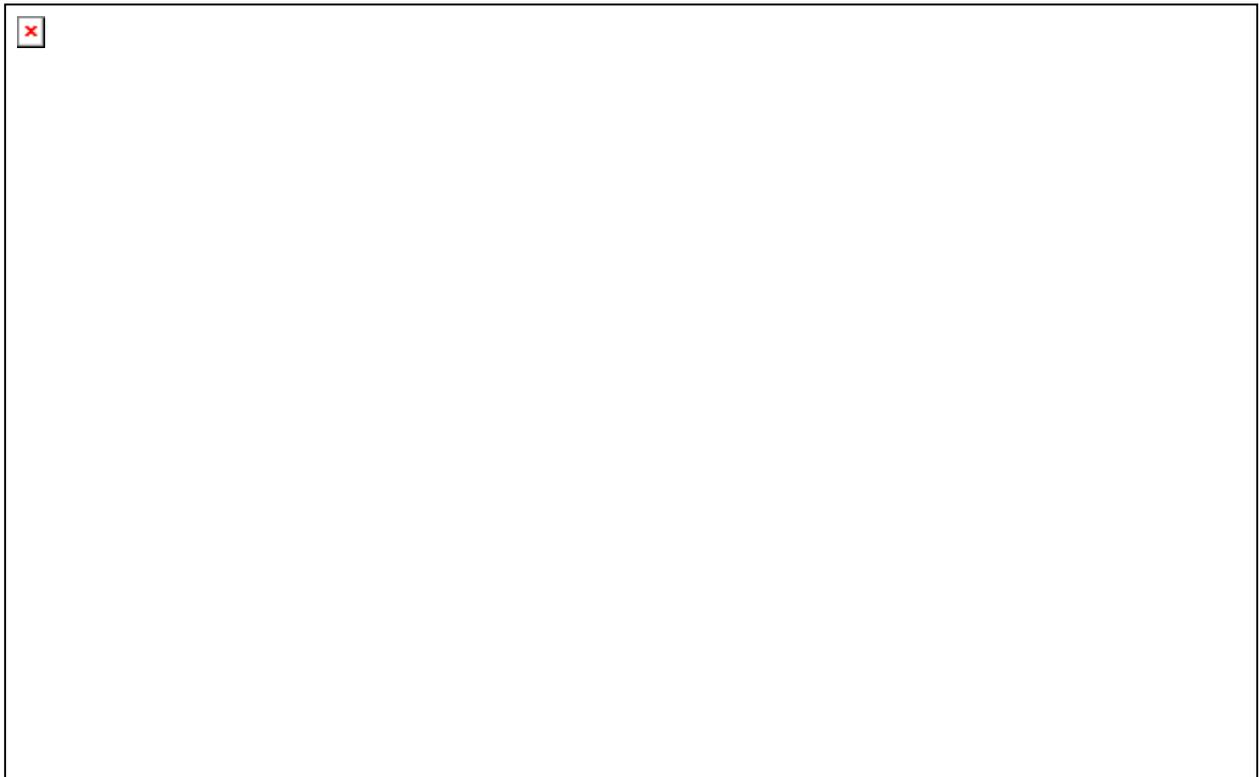


Abbildung 5-8: Vergrößerung der Seefläche des Kleinsees bei einem Anstieg des Wasserspiegels

5.1.3.1.2 Klopeiner See

Am Klopeiner See ist seit 1975 ein Pegel am östlichen Ufer bei der Ortschaft Unterburg vorhanden. (Abbildung 3-8) Zusätzlich wurde der Wasserspiegelanstieg im Bemessungshochwasserfall überschlägig ermittelt. Hierbei wird vom selben Bemessungsniederschlag wie beim Kleinsee ausgegangen, die Infiltrationsrate des Bodens im Einzugsgebiet wird pauschal berücksichtigt und entspricht einem Mittel der Bodeneigenschaften des Einzugsgebietes des Kleinsees.

Tabelle 5-5: Wasserfrachten und Wasserspiegelanstieg am Klopeiner See bei unterschiedlichen Infiltrationsraten im Einzugsgebiet

Infiltrationsrate des Bodens im EZG	Mittlere Infiltration [%]	Wasserfrachten [m ³]	Wasserspiegelanstieg [m]
gering	26,04	515415	0,47
mittel	52,28	399093	0,36
hoch	76,5	291726	0,27



Abbildung 5-9: Veränderung der Anschlaglinie des Klopeiner Sees bei einer Spiegelerhöhung um ca. 0,5 m.

Die Ufer des Klopeiner Sees sind weitgehend steil bzw. stark verbaut. Lediglich im östlichen bzw. nordöstlichen Teil ist eine merkliche Veränderung der Anschlaglinie bzw. Vergrößerung der Seefläche feststellbar.

5.2 Ausweisung gefährdeter Flächen und Objekte

Im Fall eines 100 jährigen HW- Ereignisses würde der Wasserspiegel des Klopeiner Sees um ca. 0,5 m ansteigen. Hiervon ist hauptsächlich das flache, östliche Seeufer bei der Ortschaft Unterburg betroffen, wo es zu weitläufigeren Überflutungen kommt. Auch am Westufer bei der Ortschaft Klopein und Seelach wird der unmittelbar am Ufer liegende Bereich überschwemmt. Bei den betroffenen Flächen handelt es sich nicht um Wohngebiet bzw. Bauland.

In Anhang 9.3 ist die Anschlaglinie bei einem Seespiegelanstieg um 0,5 m als dicke gelbe Linie gekennzeichnet.

Wird von einer mittleren Infiltrationsrate des Bodens ausgegangen, so steigt der Wasserspiegel des Kleinsees im HQ 100 Fall um knapp 2 m an (Abschnitt 3.2.5.1). Dies resultiert in großflächigen Überflutungen, vor allem im westlichen Teil. Betroffen hiervon ist im Wesentlichen das Landschaftsschutzgebiet bzw. im Norden eine Straße mit geringer Verkehrsbedeutung. Objekte bzw. Wohngebiet und Bauland sind nicht in den überschwemmten Flächen vorhanden. Bei einem weiteren Anstieg des Wasserspiegels wären große Teile der Ortschaft Seelach von Überflutungen betroffen.

Es kommt nahezu auf der ganzen Fließstrecke des Kleinsee- Abflusses zu Ausuferungen sowohl bei HQ 100 als auch bei HQ 30. Betroffen dabei sind hauptsächlich die angrenzenden Tennisplätze, sowie Teile von Hotels zugehörigen Grundstücken. Die Hotelgrundstücke sind als Bauland gewidmet, jedoch derzeit im Ausuferungsbereich unverbaut. Es besteht zur Zeit der Untersuchung keine Objektgefährdung entlang der Fließstrecke des Kleinsee- Abflusses.

Auch beim Abfluss des Klopeiner Bachs kommt es bereits unmittelbar nach dessen Ursprung, am Ende der Verrohrung unterhalb des Hotels 'Sonne' zu großflächigen Überflutungen. Zwischen den Querprofilen 66 und 60 ist am linksseitigen Ufer bereits bei HQ 30 ein Objekt (Abbildung 5-10) direkt gefährdet, weiters wird der angrenzende Parkplatz überschwemmt. Im HQ 100 Fall wird noch ein weiteres Objekt südwestlich von Profil 65 bedroht, sowie größere Teile von bislang unverbautem Gebiet überflutet. 150 m weiter flussab, am rechten Ufer, kurz vor dem Zusammenfluss mit dem Abfluss des Kleinsees, stehen 2 Objekte im Überflutungsbereich eines 30 jährigen Hochwasserereignisses (Abbildung 5-11). Das Gelände ist sehr flach, der maximale Wasserüberstand im Bereich von Objekten misst im HQ 100- Fall ca. 0,5 m.

Wenige Meter nach dem Zusammenfluss, zwischen den Querprofilen 57 und 55 am linken Ufer, befinden sich eine Trafostation (Abbildung 5-12) sowie ein Wohnhaus (Abbildung 5-13) im Gefährdungsbereich eines HQ 30 Ereignisses. 50 m flussab von Querprofil 55, linksseitig am Prallufer, steht ein weiteres Wohnhaus in der Überflutungsfläche eines 100 jährigen Hochwasserereignisses (Abbildung 5-14). Das Gelände wird bei den Objekten im HQ 30 Fall mit einer maximalen Höhe von ca. 0,5 m und beim HQ 100 Ereignis mit ca. 1,0 m überstaut.

Kurz vor der Verrohrung des Ortskernes von St. Kanzian, zwischen den Querprofilen 41 und 39 stehen 4 Wohnhäuser im unmittelbaren Retentionsbereich des Klopeiner Bachs (Abbildung 5-15). Der maximale Überstand beträgt an dieser Stelle bei HQ 30 0,35 m und bei HQ 100 0,4 m.

Die Lage und Aufnahmerrichtungen der Abbildungen sind in Anhang 9.3 ersichtlich.



Abbildung 5-10: Gefährdetes Objekt bei Querprofil 65 (Blickrichtung flussauf)



Abbildung 5-11: Objekt im HQ 30- Überflutungsbereich bei Querprofil 59



Abbildung 5-12: Trafostation im HQ 30 Gefährdungsbereich bei Querprofil 57



Abbildung 5-13: Durch HQ 30 bedrohtes Wohnhaus (links) vor Querprofil 55



Abbildung 5-14: Nach Querprofil 55 im HQ 100 Bereich befindliches Wohnhaus



Abbildung 5-15: Objekte im unmittelbaren Retentionsbereich des Klopeiner Bachs zwischen den Querprofilen 41-39

5.3 Hochwasserschutzkonzept

5.3.1 Allgemeines

Die in Abschnitt 5.2 dargestellten Auswirkungen eines 30 bzw. 100 jährigen Hochwasserereignisses zeigen deutlich, dass entlang der Fließstrecke der beiden Seeabflüsse ein hohes Gefährdungspotential vorhanden ist. Gerade in den Kerngebieten der Ortschaften sind die natürlich vorhandenen Retentionsräume des Gerinnes zum Teil massiv und permanent bebaut. Große Flächen der Überflutungsbereiche liegen zwar brach, sind aber als 'Wohngebiet/ Bauland' gewidmet, somit kann in Zukunft mit einer Zunahme des Gefährdungspotentials gerechnet werden.

Aus der Kombination der in Abschnitt 4.3.2 dargestellten Maßnahmen entsteht das Hochwasserschutzkonzept. Dabei soll die Retentionswirkung der beiden Seen genutzt bzw. verbessert werden, um die Zuflusswelle im Falle eines HQ 100 Bemessungshochwassers zu einer schadensfreien Abflussfracht zu dämpfen. Dem Gewässer soll seine Dynamik nicht vollständig genommen werden. Die Abflusskapazität wird durch Abflusserhöhung erhöht, im Bereich von schutzbedürftigen Objekten wird das Ufer mit Deichen gesichert.

5.3.2 Schadensfreie Abflussfracht durch Hochwasserrückhalt

Die schadensfreie Abflussfracht wird mit HQ 5 angenommen, um dem Gewässer einen Restanteil seiner natürlichen Dynamik zu erhalten. Dies ergibt Werte von 0,81 m³/s beim Abfluss des Kleinsees und 0,25 m³/s beim Abfluss des Klopeiner Sees. Um diese Drosselung zu erreichen, müssen bauliche Maßnahmen an den Seeauslässen gesetzt werden.

5.3.2.1 Maximal mögliche Seeretention

Der Kleinsee kann bis auf eine Höhe von 449,5 m aufgestaut werden, ohne dass davon Objekte betroffen werden (Abbildung 5-8). Dies entspricht einem zusätzlichen Retentionsvolumen von ca. 890.000 m³ (vgl. Abschnitt 3.2.5.1). Eine schadlose Aufnahme der Zuflusswassermenge bei einem HQ 100- Bemessungsereignis ist somit möglich.

Der mittlere Seespiegel des Klopeiner Sees liegt bei ca. 445,80 m (vgl. Abschnitt 3.2.5.2). Bei einem Einstau des Sees bis auf eine Höhe von 446,5 m sind keine größeren Schäden zu erwarten (Abbildung 5-9). Der Wasserrückhalt bei einem 100 jährigen Hochwasserereignis ist somit gewährleistet.

5.3.2.2 Absperrbauwerke für Hochwasserrückhalt

5.3.2.2.1 Kleinsee

Um das notwendige Speichervolumen erreichen zu können, wird die Errichtung eines Absperrbauwerkes in Form eines Zonendamms mit Innendichtung und luftseitigem Fußfilter vorgesehen (Abbildung 5-17). Die Regulierung des Seeabflusses erfolgt durch ein starres, unterströmtes Drosselbauwerk mit Überlauf (Abbildungen 5-18 und 5-19).

Um die Kubaturen der Baumaßnahme bei einer maximalen Ausnutzung des Retentionsvolumens möglichst gering zu halten, wird diese an das bestehende Gelände bestmöglich angepasst.

Die Errichtung des Erddammes wird unmittelbar vor der Verrohrung des Kleinseeweges bzw. der Tennisplätze geplant. Der Kleinseeweg wird auf der Länge des Dammes auf dessen Krone geführt. Der maximal mögliche Einstau beträgt 449,5 m.ü.A.

Die Kronenbreite soll mindestens 3 m betragen, der Freibord soll einen Minimalwert von 0,5 m nicht unterschreiten.⁵⁰

Mit diesen Werten weist der Damm eine Länge von 147 m und eine maximale Höhe von 4,65 m auf.

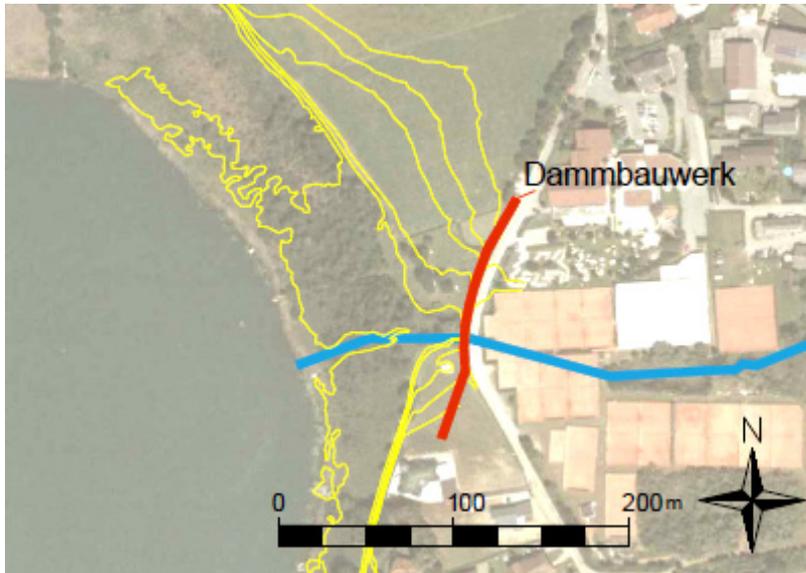


Abbildung 5-16: Dammbauwerk zur Verbesserung der Retentionswirkung des Kleinsees

Der Damm besteht aus einem Stützkörper aus schütffähigem, durchlässigem Material mit ausreichend großem Reibungswinkel und einem Dichtkern aus natürlichen, undurchlässigen, tonigen Böden. Um eine Suffosion des Dichtkerns zu verhindern, wird dieser durch eine Filterschicht vom Stützkörpermaterial getrennt. Der Filter ist besonders luftseitig von großer Relevanz. Der Dichtkern muss ausreichend tief in die darunterliegende Bodenschicht eingebunden werden, um eine Unterströmung des Dammes zu verhindern. Hierfür ist eine Prüfung der Durchlässigkeit der jeweiligen Bodenschichten notwendig.

Eine mögliche Auswaschung des Stützkörpers durch eventuell auftretende Sickerwasserströme wird durch einen luftseitigen Fußfilter verhindert.

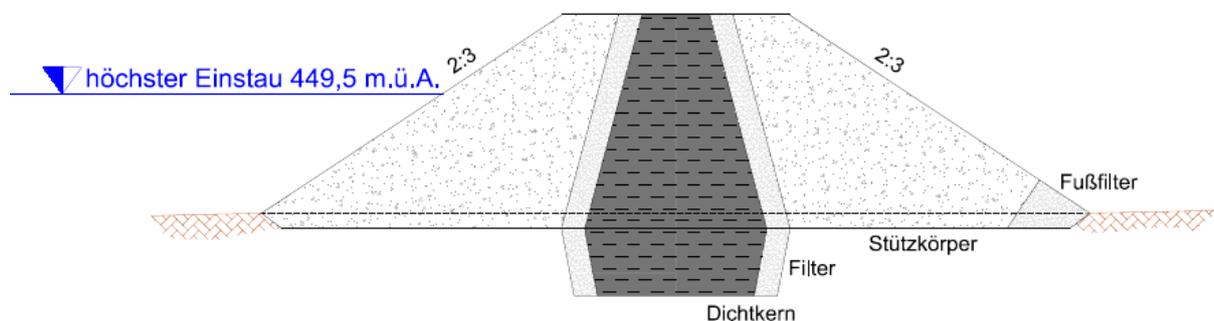


Abbildung 5-17: Zonendamm mit Innendichtung

⁵⁰ BMLFUW 2007b, 6, 23

5.3.2.2.1.1 Auslaufbauwerk

Das Auslaufbauwerk befindet sich direkt an der Stelle des derzeitigen Abflusses. Der unmittelbar an das Bauwerk angrenzende Bereich des Dammes soll mit speziell undurchlässigem Dichtmaterial vor einer Umspülung geschützt werden. Im Einlaufbereich sind ein Rechen sowie ein Absetzbecken vorgesehen, um eine Verkläuerung der Drossel mit Treibgut und Geschiebe zu verhindern.

Unmittelbar nach dem Absetzbecken befindet sich die Drossel mit quadratischem Querschnitt. Bei einem HQ 100 Bemessungsereignis und einem maximalen Aufstau von 449,5 m. ü. A. soll diese den Dotationsabfluss von HQ 5 (0,81 m³/s) abgeben.

Die Geometrie der starren Drossel wurde nach der abgewandelten Energiegleichung nach BERNOULLI für kleine Öffnungen, bei Vernachlässigung der Geschwindigkeitshöhe, berechnet.

$$Q = \mu * A * \sqrt{2gh} \quad (5.1)^{51}$$

Q...Abfluss

μ...Abflussbeiwert nach SCHMIDT, abhängig von Öffnungsgeometrie

A...Querschnittsfläche der Öffnung

h...Überstauhöhe ab Öffnungsmittelpunkt

Bei einem quadratischen Querschnitt beträgt die Drosselöffnung somit 41 cm.

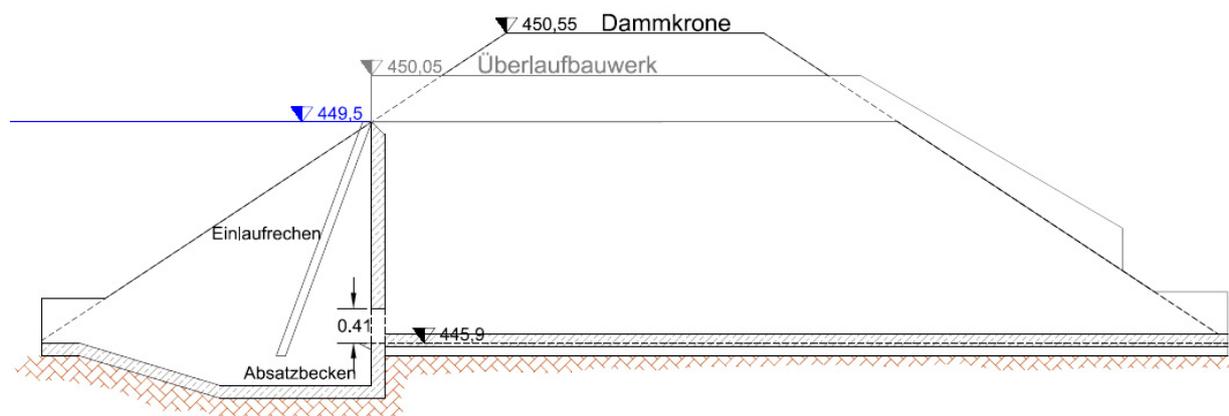


Abbildung 5-18: Auslaufbauwerk am Kleinsee- Schnitt

Die Breite des Bauwerks resultiert aus dem bei den vorherrschenden hydraulischen Verhältnissen minimalen Querschnitt im Unterwasserkanal der Drossel, um im Bemessungsfall einen Aufstau des Unterwassers zu vermeiden. Diese wird durch die iterative Lösung nachfolgender für Rechteckquerschnitte abgewandelter Gleichung nach STRICKLER ermittelt:

$$\frac{Q}{b * h} = k_{Str} * \left(\frac{b * h}{b + 2h} \right)^{2/3} * I^{1/2} \quad (5.2)$$

h.....maximale Höhe (Drosselhöhe)

b.....gesuchte Breite des Querschnittes

Eine Breite von 1,8 m ist ausreichend.

⁵¹ Schröder & Zanke 2003, 43

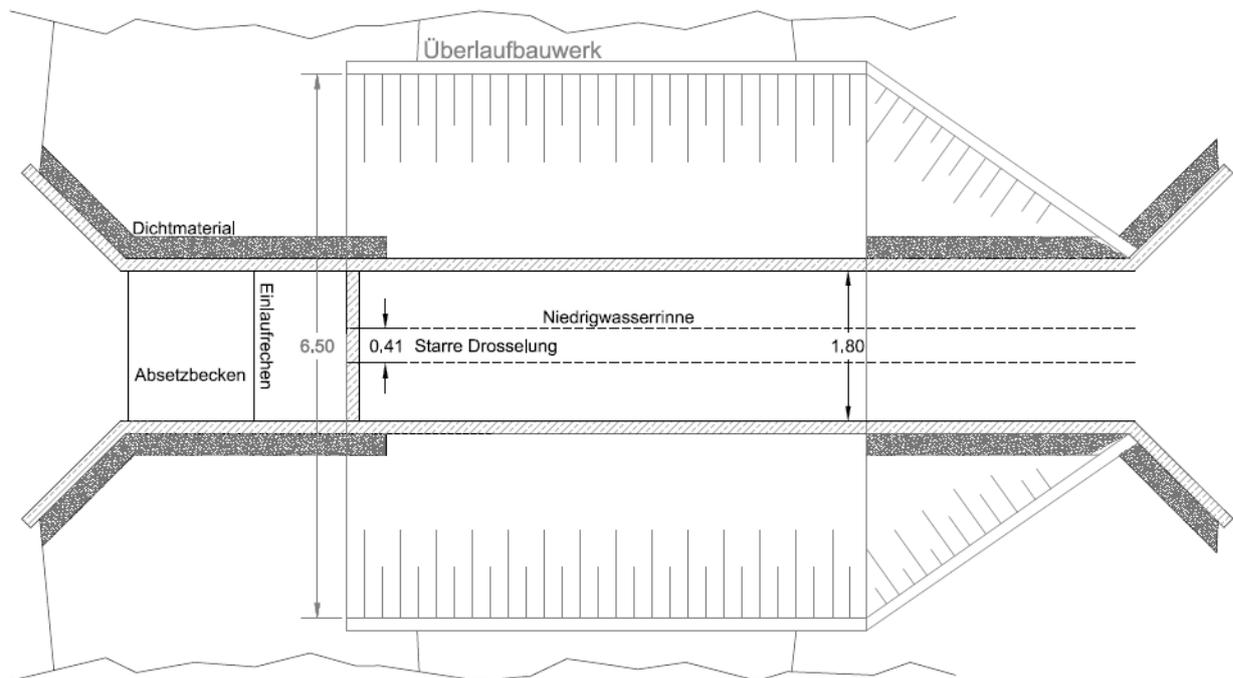


Abbildung 5-19: Auslaufbauwerk am Kleinsee- Grundriss

5.3.2.2.1.1.1 Niedrigwasserrinne

Eine Niedrigwasserrinne mit der Breite der Drossel und der Tiefe von 10 cm soll eine permanente Strömung und die Passierbarkeit für Fische garantieren.

Die Kapazität wird mit der Fließformel nach STRICKLER bestimmt.

$$Q = A * k_{Str} * R^{2/3} * I^{1/2} \quad (5.3)$$

Für Q ergab dies einen Wert von 0,03 m³/s.

5.3.2.2.1.2 Entlastungsbauwerk für extreme Belastungen

Um die Sicherheit des Dammbauwerkes für größere Wassermengen als das Bemessungsereignis zu gewährleisten bzw. um ein Überströmen des Dammes zu verhindern, wird ein Überlaufbauwerk vorgesehen. Als Bemessungshochwasser wird HQ 1000 herangezogen. Nach den vorhandenen Daten des Amtes der Kärntner Landesregierung, wird dieses mit 4,2 m³/s geschätzt (Abbildung 3-1).

Die erforderliche Breite und Höhe des Überfalls wird durch die nachfolgende Formel von POLENI bestimmt.

$$Q = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} * h^{3/2} \quad (5.4)$$

μ....Überfallsbeiwert

B....Breite Überfall

h....Höhe Überfall

Eine Breite von 6,5 m bei einer Überfallhöhe von 0,55 m erfüllt die Anforderungen an die hydraulische Kapazität.

Die detaillierte Berechnung befindet sich in Anhang 9.2.

5.3.2.2.1.3 Speicherinhaltslinie

Aus dem Laserscanmodell der Region lässt sich folgende Speicherinhaltslinie konstruieren:

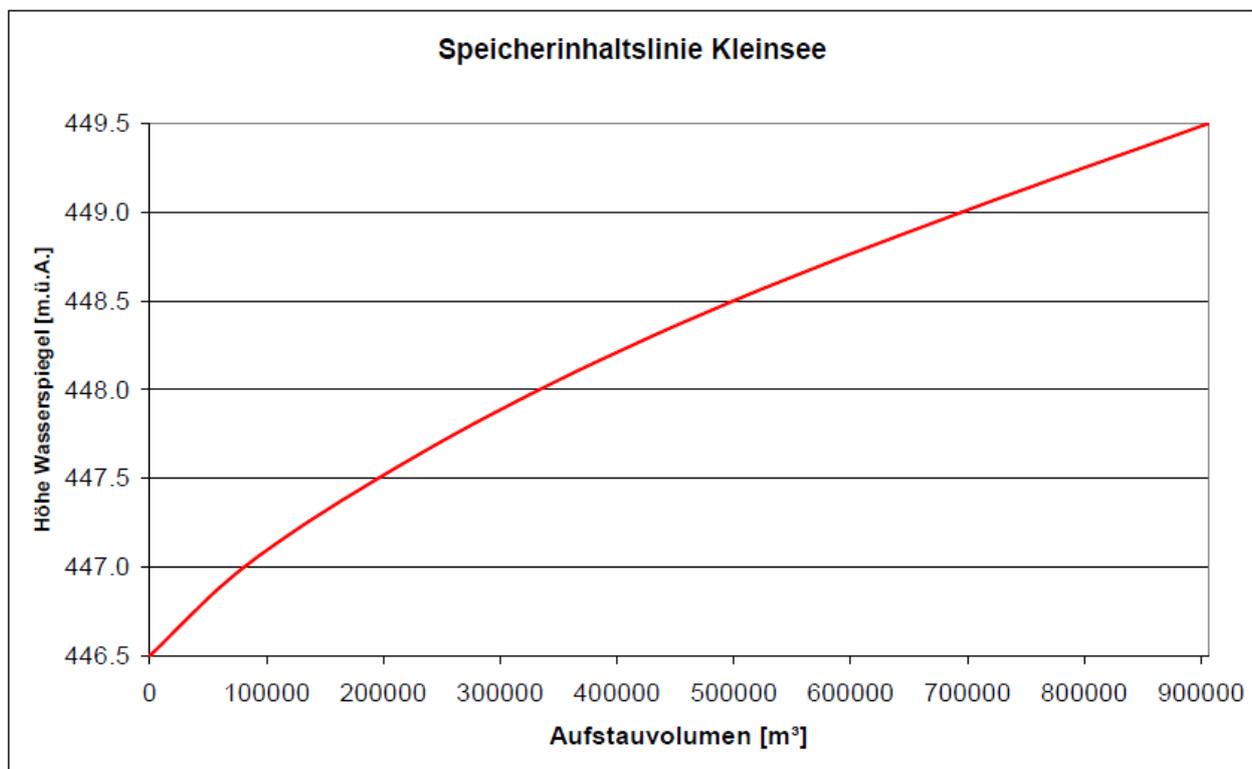


Abbildung 5-20: Speicherinhaltslinie des Kleinsees im HW- Fall mit Dammbauwerk

5.3.2.2.2 Klopeiner See

Der Ausfluss besteht aus einem Betonrohr mit 1 m Innendurchmesser. Dieses unterführt auf einer Länge von 41 m das Hotel Sonne sowie die angrenzende Westuferstraße.



Abbildung 5-21: Ausfluss des Klopeiner Sees

Die Einlaufkante des Rohres ist bei 445,37 m.ü.A. kotiert. Im Jahresmittel liegt der Seespiegel bei ca. 445,80 m (vgl. Abschnitt 3.2.5.2). Die Höhe des HQ 100 Wasserspiegels ist, auf Grund der jährlichen Spiegelschwankungen von 30- 40 cm und der schwierigen Abschätzung der Infiltrationseigenschaften des Bodens im Einzugsgebiet, nicht exakt berechenbar. Sie wird bei der Rohroberkante mit 446,37 m festgelegt.

Zur Regulierung des Abflusses wird ein Ausflussbauwerk mit starrer Drosselung vorgesehen. Diese soll im HQ 100 Bemessungsfall die Dotationswassermenge von einem HQ 5- Ereignis abgeben. Die Geometrie der Drossel wird analog mit (5.1 berechnet.

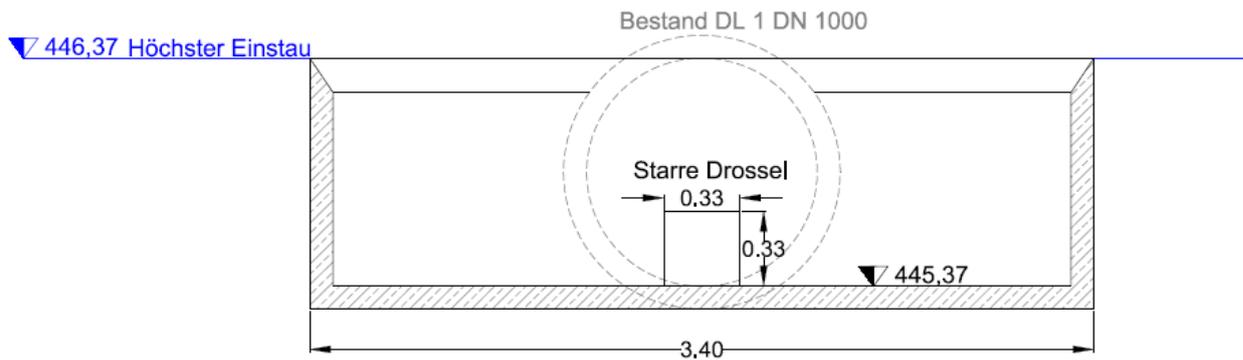


Abbildung 5-22: Abflussbauwerk am Klopeiner See- Ansicht

Zur Abgabe von $0,25 \text{ m}^3/\text{s}$ als HQ 5- Dotationswassermenge ist eine quadratische Öffnung mit 33 cm Seitenlänge erforderlich.

Der Überlauf des Bauwerkes soll analog zum Absperrbauwerk am Kleinsee ein 1000 jähriges Hochwasserereignis abführen können. Nach den vom Amt der Kärntner Landesregierung zur Verfügung gestellten Daten wird dies mit $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$ geschätzt. Bei einem angenommenen maximalen Aufstau von 446,5 m.ü.A. soll die Wassermenge über die Kanten des Ausflussbauwerkes abgeführt werden.

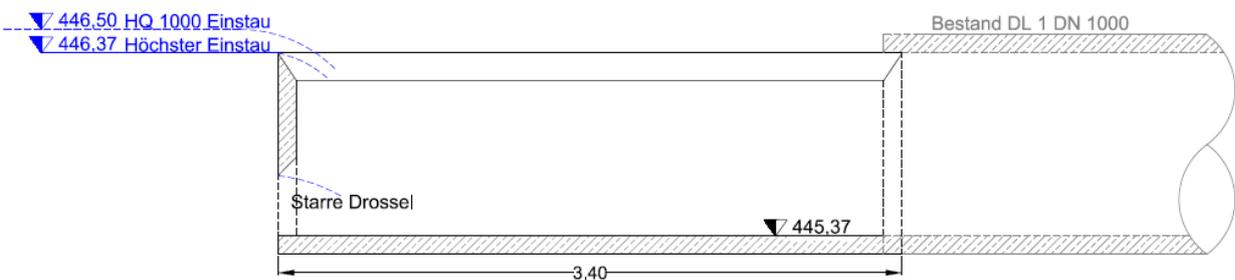


Abbildung 5-23: Ausflussbauwerk am Klopeiner See- Schnitt

Nach POLENI (Glg. 5.4) lässt sich die notwendige Breite des Überfalls bestimmen. Die errechnete Mindestbreite beträgt 12,39 m. Diese wird, unter Berücksichtigung auf den Anschluss an den Bestand, auf die Seitenlängen des im Grundriss quadratischen Auslaufbauwerkes aufgeteilt.

Die hydraulische Kapazität des Bestandsrohres ist mit maximal $1,73 \text{ m}^3/\text{s}$ bei HQ 1000-Stauhöhe für die Abfuhr der berechneten Wassermenge ausreichend.

Der bestehende Einlaufrechen, situiert in einiger Entfernung vom Rohr, ist auch für das geplante Auslaufbauwerk zweckmäßig.

Die detaillierte Berechnung der Geometrie des Abflussbauwerkes sowie der hydraulischen Kapazität des Bestandes ist in Anhang 9.2 ersichtlich.

5.3.3 Linearmaßnahmen

Besonders in dem sehr flachen Gebiet, welches unmittelbar an die Seen angrenzt, ist es auch bei einer Abflussmenge in der Höhe von HQ 5 erforderlich, zusätzliche Linearmaßnahmen anzuordnen, um eine schadensfreie Hochwasserabfuhr zu gewährleisten.

5.3.3.1 Abflusertüchtigung

Die Abflusskapazität der beiden Seeabflüsse soll erhöht werden, indem einerseits die Rauigkeit des Gerinnes und seiner Überflutungsräume reduziert wird und andererseits der Abflussquerschnitt selbst vergrößert wird.

Ersteres wird erreicht durch Pflegemaßnahmen des Bewuchses im unmittelbaren Abflussbereich. Hierzu zählen das Entfernen von größeren Bäumen bzw. Sträuchern im Gerinne, sowie das regelmäßige Auf-den-Stock-setzen der Vegetation in den Uferbereichen. Dabei ist auf eine ökologische Verhältnismäßigkeit bzw. Verträglichkeit zu achten, um die Artenvielfalt des Gerinneabschnittes nicht zu gefährden.

Die Vergrößerung des Abflussquerschnittes wird erreicht, indem zunächst die Durchlässe und Verrohrungen von Sedimentablagerungen gesäubert werden (vgl. Abbildung 3-7). Ablagerung in der Gerinnesohle sollen soweit entfernt werden, bis diese den Koten der Durchlasseinlaufkanten angepasst ist.

Die Maßnahmen der Abflusertüchtigung sind auf dem gesamten Fließstreckenabschnitt, ab den Absperrbauwerken bei den Seen, bis ca. Flkm 3,0 nach dem Ortskern von St. Kanzian, zweckmäßig.

5.3.3.1.1 Grobrechen

Um Schwimmstoffe zurückzuhalten, welche bei dem 120 m langen Durchlass unter dem Ortskern von St. Kanzian (Durchlass 9, vgl. Anhang 9.3) eventuell zu Verklausungen führen können, soll an dieser Stelle ein Grobrechen angeordnet werden. Dieser soll möglichst flach eingebaut werden, um den Abflussquerschnitt im Falle von Ablagerungen nicht wesentlich zu verringern.

5.3.3.2 Hochwasserschutzdeiche

Das sehr flache Gelände, sowie die teilweise große, ufernahe Siedlungsdichte limitieren die Möglichkeiten der Abflusertüchtigung. Um Objektschutz gewährleisten zu können, ist es an manchen Abschnitten unumgänglich, zusätzliche lineare Maßnahmen in Form von Hochwasserschutzdeichen zu setzen.

Diese werden in Form von kleinen, maximal 0,5 m hohen Erddämmen mit künstlicher Innendichtung errichtet (Abbildung 5-24).

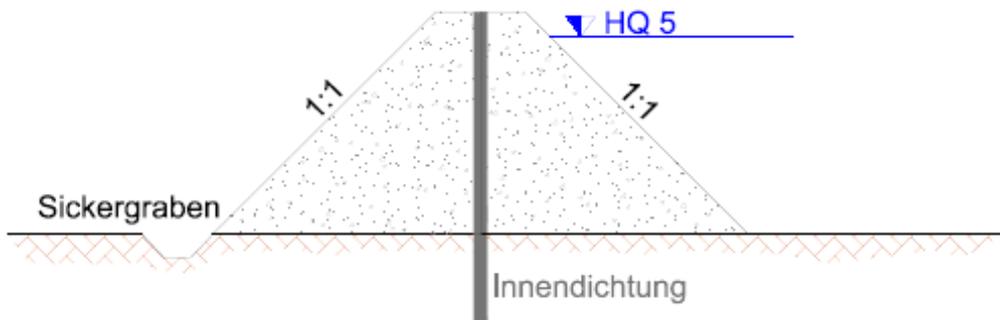


Abbildung 5-24: Hochwasserschutzdeiche mit Innendichtung

Die Innendichtung muss ausreichend tief in den bestehenden Untergrund eingebunden werden, um eine Unterströmung des Deiches zu verhindern. Luftseitig wird ein Sickergraben angeordnet, um Oberflächenabfluss abzuleiten. Zur Verminderung von Oberflächenerosion, bedingt durch Niederschlag oder Überströmung, soll der Deich begrünt werden. Tiefwurzelnde Pflanzen, welche die Dichtung des Deiches gefährden können, sind zu entfernen.

Die Gesamtlänge der Hochwasserschutzdeiche beträgt 291 m. Sie sind am rechten Ufer zwischen Flkm 4,261 und 4,210, linksseitig zwischen Flkm 4,190 und 4,010, sowie zwischen Flkm 3,371 und 3,311 vorgesehen. Die genaue Position der Deiche ist im Lageplan (Anhang 9.3) ersichtlich.

5.3.3.3 Wirksamkeitsanalyse

Die vorgesehenen Maßnahmen sind in einem zweiten eindimensionalen Gerinnemodell als 'SOLL- ZUSTAND' mittels HEC-RAS modelliert.

Die Querprofile wurden den Einlasskoten der Durchlässe angepasst und ein eindimensionaler, stationärer Abfluss in der Höhe von HQ 5 (Tabelle 5-6) simuliert.

Tabelle 5-6: Abflusswerte für HEC-RAS- Modellierung des SOLL- Zustands

Abschnitt	HQ 5 [m³/s]
Kleinsee- Abfluss	0,81
Klopeinerbach oberhalb Zusammenfluss ('Junction')	0,25
Klopeinerbach unterhalb Zusammenfluss ('Junction')	1,06

Die Deiche sind in die Querprofile mit einem Rauigkeitsbeiwert nach MANNING von 0,027 (niedriges Gras) aufgenommen worden. An deren Krone wurden 'Levees' gesetzt, der dahinter liegende Abschnitt als 'ineffektiv flow areas' ausgewiesen (vgl. Abschnitt 4.2.3.4).

Die so erhaltene Wasserspiegellage in den Querprofilen und die daraus resultierenden Anschlaglinien zeigen die Wirksamkeit der gesetzten Maßnahmen, gewährleisten den erforderlichen Objektschutz und weisen Flächen mit tolerierbaren Überflutungen aus.

5.3.4 Tolerierbare Überflutungen

Lineare Maßnahmen in Form von Hochwasserschutzdeichen werden nur in jenen HQ 5-Überflutungsbereichen angeordnet, in denen bereits bestehende Objekte gefährdet sind und die natürlich vorhandenen Retentionsräume des Gerinnes von diesem nicht mehr genutzt werden können. Generell beschleunigen diese Maßnahmen die Hochwasserwelle und trennen das Gewässer von seiner Umgebung ab.

So sollen Ausuferungen an möglichst vielen Stellen zugelassen werden, unter der Voraussetzung, dass der Objektschutz gewährleistet ist. Dies trägt zu einer Verminderung und Verlangsamung der Hochwasserwelle bei.

Beim Kleinsee- Abfluss sind tolerierbare Ausuferungen beidseitig bei Stationierung 158, kurz vor dem 'Durchlass 4', beidseitig im Bereich der Fußgängerbrücke bei Stationierung 82 bis ca. Stationierung 40 zu erwarten.

Vor dem Zusammenfluss mit dem Kleinsee- Abfluss kommt es beim Abfluss des Klopeiner Sees, bei einer Dotationswassermenge in der Höhe von HQ 5, zu keinen Überflutungen.

Der Klopeiner Bach tritt vor dem 'Durchlass 6' bei Flkm 4,010 rechtsseitig über die Ufer, weiters kommt es bei Querprofil 47, im Bereich des Sportplatzes, bei Flkm 3,695 auf der rechten Uferseite zu einer geringen Ausuferung. Beidseitiges Überströmen der Ufer ist auch im Waldgebiet zwischen Querprofil 16 und 13 (Flkm 1,602- 1,288) zu erwarten.

5.3.5 Vorsorgemaßnahmen

Langfristiger Schutz vor Gefährdungen durch Hochwässer kann nicht über das einmalige Setzen von Maßnahmen erreicht werden. Selbst ein reguliertes Gewässer ist einer ständigen Dynamik unterworfen, welche eine nachhaltige Planung berücksichtigen muss.

5.3.5.1 Instandhaltung

Der Zustand der in Abschnitt 5.3.3 beschriebenen Linearmaßnahmen ist in Zukunft regelmäßig zu überprüfen und gegebenenfalls sind Teile dieser Maßnahmen neu anzuordnen. So sollen Sedimentablagerung in den Durchlässen geräumt und die Gerinnesohle auf ihre ursprüngliche Kote vertieft werden. Die Pflege des Bewuchses innerhalb des Gerinnes und seiner Ausuferungsbereiche ist ebenfalls von großer Bedeutung. Das Entfernen von störenden Pflanzen im Gerinne bzw. das Auf-den-Stock-setzen des Uferbewuchses muss in regelmäßigen Abständen durchgeführt werden.

Der Absperrdamm und die Hochwasserschutzdeiche sind auf ihren Zustand, besonders im Bezug auf deren Standfestigkeit, Dichtheit und Bewuchs zu überprüfen. Besonders Pflanzen mit tiefem und starkem Wurzelwachstum dürfen nicht in der Nähe der Deiche bestehen. Weiters ist im Hochwasserfall auf größere Sickerwasseraustritte zu achten und diese Stellen gegebenenfalls zu sanieren, um ein Versagen durch innere Erosion vorzubeugen. Auf das Vorkommen von Tieren mit großer Wühltätigkeit ist ebenfalls zu achten, da diese innere Erosion hervorrufen können und somit die Standfestigkeit gefährden.

Die Grobrechen, welche sich an den Auslaufbauwerken und an einigen Stellen im Gerinne befinden, sind in regelmäßigen Abständen von Schwimmstoffen und Ablagerungen zu säubern, um Verklausungen zu verhindern. Besonders wichtig ist dies nach Hochwasserereignissen.

5.3.5.2 Raumplanerische Maßnahmen

Nachhaltiger Hochwasserschutz funktioniert nur interdisziplinär. So hat gerade die Raumplanung, mit der Festlegung von Flächennutzungen, entscheidenden Einfluss. Die Versäumnisse der Vergangenheit sind an vielen Stellen offensichtlich. Natürliche Retentionsräume wurden in unmittelbarer Ufernähe mit Wohnhäusern und Straßen verbaut, die nachträglich nur noch mit einengenden, linearen Maßnahmen geschützt werden können. Um solche Fehler zukünftig zu vermeiden, wird empfohlen, bei noch ungenutzten Flächen, die in Bezug auf die Hochwassergefährdung ungünstigen Widmungen zu überarbeiten bzw. bei Flächenneuwidmungen, in Hinblick auf die angesprochene Interdisziplinarität, größere Rücksicht auf den Platzbedarf von Gewässern zu nehmen.

In Abschnitt 5.3.4 sind jene Flächen beschrieben, die zum Zeitpunkt der Geländeaufnahme noch Bereiche mit tolerierbaren Überflutungen darstellen. Die Raumplanung hat die Aufgabe, diese Flächen mit Nutzungseinschränkungen, besonders bei Widmung als 'Wohngebiet/ Bauland', zu belegen.

Beim Kleinsee darf innerhalb der in Anhang 9.3 ersichtlichen 449,5 m - Isohypse keine Bebauung erfolgen, da dieser Bereich im Hochwasserfall als Retentionsraum genutzt und aufgestaut wird. Die Ufer des Klopeiner- Sees sind besonders im östlichen Teil bei der Ortschaft Unterburg von permanenten bzw. hochwasserempfindlichen Bebauung freizuhalten. Dieser Teil ist zur Zeit als Fläche für 'Sportstätten/ Freizeit' gewidmet.

Beim Abfluss des Kleinsees ist der Überflutungsbereich am linken Ufer von Stationierung 82 bis 40 teilweise als 'Wohngebiet/ Bauland' gewidmet. Hier wird eine Rückwidmung zu Grünland, bzw. das Festlegen von Nutzungseinschränkungen für den unmittelbaren Bereich der Überflutungen vorgeschlagen.

Die Bereiche mit tolerierbaren Überflutungen entlang des Klopeiner Bachs sind zum Zeitpunkt der Datenerhebung keiner Nutzung zugeordnet. Diese Flächen sollten als speziell für die Gewährleistung des Hochwasserschutzes freizuhaltende Bereiche ausgewiesen werden.

5.3.6 Gefährdungen durch HW- Ereignisse größer als HQ 100

Die dargestellten HW- Schutzmaßnahmen sind für die schadensfreie Abfuhr eines HQ 100- Hochwassers ausgelegt. Dieser Abschnitt befasst sich mit den Auswirkungen eines katastrophalen Hochwasserereignisses mit einer Auftrittswahrscheinlichkeit von 1000 Jahren.

Die Überlaufbauwerke an den beiden Seeausflüssen sind für die Abfuhr eines solchen Ereignisses konzipiert (vgl. Abschnitt 5.3.2.2).

Mit sinkender Auftrittswahrscheinlichkeit steigt die Unsicherheit bei der Abschätzung der Wasserfrachten. Die Höhe eines HQ 1000 HW- Ereignisses wird aus den vom Land Kärnten zur Verfügung gestellten Daten entnommen (Abbildungen 3-1 und 3-2) und mit der Kapazität der Abflussbauwerke in Verbindung mit der Stauhöhe abgeglichen (vgl. Anhang 9.2). So ergibt sich ein Abfluss von 4,2 m³/s beim Kleinsee und 1,2 m³/s am Klopeiner See.

Die Abflüsse werden mittels HEC-RAS im Modell 'Soll- Zustand' simuliert. Die Flächen der Ausuferungen sind dabei weitgehend deckungsgleich mit den HQ 100 Flächen aus dem IST- Zustand (vgl. Abschnitt 4.2.3).

6. Diskussion

Die Ermittlung bzw. Abschätzung von hydrologischen Daten zur Modellierung und Simulation von HW- Ereignissen ist mit großen Unsicherheiten verbunden. Für eine genauere Berechnung der Zuflussswelle im HW- Fall ist eine bessere Kenntnis der Bodeneigenschaften in den Einzugsgebieten erforderlich. Hierfür wären zahlreiche Beprobungen mit zusätzlichen Labor- und Feldversuchen nötig, welche den Rahmen dieser Arbeit gesprengt hätten. Um zukünftig genauere Aussagen treffen zu können, ist die Errichtung von zusätzlichen Pegeln am Kleinsee und an den Seeabflüssen zweckmäßig.

Aus der Analyse der vorhandenen Daten ist ein hohes Gefährdungspotential im HW- Fall ersichtlich. Da die betroffenen Gewässer durch teilweise sehr dicht besiedeltes Gebiet führen, bzw. vielerorts der natürlich vorhandene Retentionsraum abgeschnitten und verbaut wurde, ist die Konzeptionisierung von aktiven konstruktiven Schutzmaßnahmen notwendig, welche möglichst schonend gestaltet werden sollen. Dem Fließgewässer soll eine natürliche Restdynamik erhalten bleiben, so wird durch die Absperrbauwerke nicht die gesamte HW- Welle gedrosselt.

Ein Anstieg des Wasserspiegels des Kleinsees und eine damit verbundene Ausuferung sind auf Grund des angrenzenden Landschaftsschutzgebietes und des unverbauten Ufers durchaus positiv zu bewerten. Der Klopeiner See lässt wegen seiner intensiven Nutzung und dichten ufernahen Bebauung nur eine geringe Seespiegelerhöhung zu. Aus den Pegeldaten ist ein Anstieg des mittleren Wasserstandes in den letzten 30 Jahren feststellbar. Um mehr Retentionsvolumen zu gewinnen, ist eine Absenkung des Wasserspiegels auf den ursprünglichen Mittelwert zweckmäßig. Dies kann durch regelmäßige Pflegemaßnahmen, besonders durch das Freiräumen von Sedimentablagerungen im Seeabfluss, erzielt werden.

Passive Schutzmaßnahmen sind v.a. im Rahmen des Flächenwidmungsplanes realisierbar und aktiven, konstruktiven Maßnahmen, wenn es möglich ist, vorzuziehen. Flächen mit tolerierbaren Überflutungen sollen vor zukünftiger Verbauung gesichert werden. Hierfür sind vielerorts Umwidmungen erforderlich, bei noch ungenutzten Flächen sind diese gegebenenfalls durch präventive Widmungen einer schadensbegrenzenden Nutzungszuordnung zuzuführen.

Auf Grund des teilweise sehr starken Verbauungsgrades des Abflusses des Klopeiner Sees ist die derzeitige Klassifizierung des Gewässers als 'guter ökologischer Zustand' in Frage zu stellen und eher mit 'mäßig' zu bewerten.

7. Zusammenfassung

Im Projektgebiet erfolgt eine intensive touristische Nutzung der Gewässer. Dies zieht eine hohe Siedlungsdichte und ein damit verbundenes erhöhtes Gefährdungspotential für HW-Ereignisse nach sich. So wurde den Abflüssen des Klopeiner Sees und des Kleinsees, im dicht besiedelten Gebiet, vielerorts der natürlich benötigte Retentionsraum genommen bzw. verbaut.

Vom Amt der Kärntner Landesregierung wurden hydrologische und geometrische Daten zur Verfügung gestellt.

Zur Erweiterung der hydrologischen Daten wurden im Einzugsgebiet Bodenproben entnommen und mit diesen bodenphysikalische Laboruntersuchungen durchgeführt. Aus den Ergebnissen wird die Infiltrationsrate des Bodens nach HORTON abgeschätzt und der Effektivniederschlag für ein Niederschlag- Abfluss- Modell nach dem CLARK- Verfahren errechnet. Mit diesem kann eine Zuflusswelle für den Kleinsee bei einem 100- jährigen Bemessungsereignis ermittelt werden. Das Modell wird auch zur Abschätzung der Wasserfrachten im Hochwasserfall beim Klopeiner See verwendet.

Die Ergebnisse aus dem N-A- Modell bilden die Eingabewerte für ein eindimensionales hydraulisches Gerinnesmodell welches mit HEC-RAS erstellt wurde. Die geometrischen Grundlagen stammen aus den zur Verfügung stehenden Vermessungsdaten aus über 70 Querprofilen, Laserscandaten und Geländebegehungen.

Mit Hilfe des Modells ist es möglich, gefährdete Gebiete für HW- Ereignisse bestimmter Auftrittswahrscheinlichkeit darzustellen. Es bildet die Grundlage zur Erstellung eines HQ 30 und HQ 100- Gefahrenzonenplans, der mit Orthophotos und dem Flächenwidmungsplan abgeglichen wird. Es wird ersichtlich, dass es bereits bei einem HQ 30- Ereignis zu großflächigen Überflutungen kommt und zahlreiche Objekte gefährdet werden. Zusätzlich sind Teile der Flächen mit Ausuferungen als Bauland gewidmet.

Auf Grundlage des Gefahrenzonenplans wird ein interdisziplinäres HW- Schutzkonzept erstellt, welches sich sowohl aktiven, als auch passiven Schutzmaßnahmen bedient. So wird durch Absperrbauwerke mit starrer Drosselung die natürlich vorhandene Retentionswirkung der beiden Seen erhöht und der Abfluss auf eine schadensfreie Abflussfracht, die um eine Restdynamik des Gewässers zu erhalten, mit dem ursprünglichen HQ 5 festgelegt wird, reduziert. Am Kleinsee- Abfluss ist hierfür die Errichtung eines Dammes erforderlich, beim Klopeiner See wird lediglich ein Drosselbauwerk vorgesehen.

Eine weitere aktive Maßnahme ist die Abflusserüchtigung. Das Entfernen von Sedimentablagerungen in den Durchlässen und die Anpassung der Höhe der Gerinnesohle auf deren Einlaufkoten, sowie die Pflege des Uferbewuchses, erhöhen die Abflusskapazität. In besonders flachem Gelände mit Objekten im unmittelbaren Uferbereich, ist die Errichtung von kleinen HW- Schutzdeichen erforderlich.

Als passive Maßnahmen werden Flächen mit tolerierbaren Überflutungen ausgewiesen und diese mit dem Flächenwidmungsplan verglichen. Für bestimmte Flächen werden Nutzungseinschränkungen bzw. Umwidmungen vorgeschlagen. Zusätzlich soll damit auch eine Leitlinie für zukünftige Flächenwidmungen im unmittelbaren Bereich der Gewässer geschaffen werden.

8. Verzeichnisse

8.1 Literaturverzeichnis

AMT DER KÄRNTNER LANDESREGIERUNG (2011): HQn Hochwasserkennwerte- Kleinsee-Abflussstelle. Abteilung 8/ Wasserwirtschaft/ Hydrographie, Klagenfurt

AMT DER KÄRNTNER LANDESREGIERUNG (2011): HQn Hochwasserkennwerte- Klopeiner Seebach- Seeausfluss. Abteilung 8/ Wasserwirtschaft/ Hydrographie, Klagenfurt

AMT DER KÄRNTNER LANDESREGIERUNG (2011): Pegel 213348 Unterburg- Klopeiner See. Abteilung 8/ Wasserwirtschaft/ Hydrographie, Klagenfurt

BMLFUW (2007): Hydrologischer Atlas Österreichs. Kapitel 3- Niederschlag, Version 3.0, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt- und Wasserwirtschaft, Wien

BMLFUW (2007): Deichquerschnitte (Hochwasserschutzdämme)- Empfehlungen für die Ausbildung. Sektion Wasser, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt- und Wasserwirtschaft, Online im Internet: URL: http://www.bmlfuw.gv.at/lmat/publikationen/wasser/hochwasser_schutz.html [Zugriff: 14.02.2013]

BOLEY, C.(2012): Handbuch Geotechnik. 1. Auflage, Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden

EUROPÄISCHES PARLAMENT UND RAT DER EUROPÄISCHEN UNION (2007): Richtlinie 2007/60/EG über die Bewertung und das Management von Hochwasserrisiken, Amtsblatt der Europäischen Union L 288/27-34

KAGIS Amt der Kärntner Landesregierung, Online im Internet: URL: http://www.kagis.ktn.gv.at/24462_DE-KAGIS-Kaernten_Atlas [Zugriff: 15:10.2012]

KIS- KÄRNTNER INSTITUT FÜR SEENFORSCHUNG (2007): Der Weißensee Kärnten-Österreich Limnologische Langezeitentwicklung 1972-2003, Amt der Kärntner Landesregierung, S. 21, Online im Internet: URL: http://www.kis.ktn.gv.at/163691_DE--lzs_2007_weissensee [Zugriff: 20.10.2012]

KIS- KÄRNTNER INSTITUT FÜR SEENFORSCHUNG (2012): Klopeiner See. Amt der Kärntner Landesregierung, Online im Internet: URL: http://www.kis.ktn.gv.at/166944_DE-Kaerntner_Seen-Klopeiner_See [Zugriff: 15.10.2012]

KIS- KÄRNTNER INSTITUT FÜR SEENFORSCHUNG (2012): Kärntner Seenbericht 2012. Amt der Kärntner Landesregierung, Online im Internet: URL: http://www.kis.ktn.gv.at/189060_DE-Seenberichte-Seen.?seeid=19&jahr=2011 [Zugriff: 20.10.2012]

KIS- KÄRNTNER INSTITUT FÜR SEENFORSCHUNG (2012): Klopeiner See- Fischbestand. Amt der Kärntner Landesregierung, Online im Internet: URL: http://www.kis.ktn.gv.at/188551_DE-Kaerntner_Seen-Seenseite.?seeid=19#fisch [Zugriff: 20.10.2012]

KIS- KÄRNTNER INSTITUT FÜR SEENFORSCHUNG (2012): Kleinsee. Amt der Kärntner Landesregierung, Online im Internet: URL: http://www.kis.ktn.gv.at/188551_DE-Kaerntner_Seen-Seenseite.?seeid=18 [Zugriff: 22.10.2012]

KREBS, P. (2007): Abwasserentsorgung I- Siedlungshydrologie. Technische Universität Dresden, Online im Internet: URL: http://tu-dresden.de/die_tu_dresden/fakultaeten/fakultaet_forst_geo_und_hydrowissenschaften/fachricht_ung_wasserwesen/isiw/sww/lehre/abwasserbehandlung/abwasserentsorgung_eins_uebung_ws/Abw_I_2_Modellierung.ppt [Zugriff: 10.10.2012]

LANG, H.J., et al. (2007): Bodenmechanik und Grundbau- Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte. 8. ergänzte Auflage, Springer- Verlag, Berlin Heidelberg

MANIAK, U. (2010): Hydrologie und Wasserwirtschaft- Eine Einführung für Ingenieure. 6. neu bearbeitete Auflage, Springer- Verlag, Berlin Heidelberg

MESSINER, H. & WINDISCH, H. (2008): Der Klopeiner See- Eigenschaften und Dynamik- Ein Beitrag zur Kenntnis dieses Sees. Universität für Bodenkultur Wien, Wien

PATT, H. & GONSOWSKI, P. (2011): Wasserbau- Grundlagen, Gestaltung von wasserbaulichen Bauwerken und Anlagen. 7. aktualisierte Auflage, Springer- Verlag, Berlin Heidelberg

SCHRÖDER, R. & ZANKE, U. (2003): Technische Hydraulik- Kompendium für den Wasserbau. 2. Auflage, Springer- Verlag, Berlin Heidelberg

STATISTIK AUSTRIA (2011): Angebot von Sommerbetten 2011. Bundesanstalt Statistik Österreich, Online im Internet: URL:

http://www.statistik.at/web_de/statistiken/tourismus/beherbergung/betriebe_betten/060643.html [Zugriff: 16.10.2012]

STATISTIK AUSTRIA (2004): Gebäude und Wohnungszählung 2001- Hauptergebnisse Kärnten. Bundesanstalt Statistik Österreich, Online im Internet: URL:

http://www.statistik.at/web_de/Redirect/index.htm?dDocName=007086 [Zugriff: 16.10.2012]

STATISTIK AUSTRIA (2012): Bevölkerung nach Gemeinden am 01.01.2012. Bundesanstalt Statistik Österreich, Online im Internet: URL:

http://www.statistik.at/web_de/Redirect/index.htm?dDocName=064320 [Zugriff: 16.10.2012]

STATISTIK AUSTRIA (2012): St. Kanzian- Bevölkerungsentwicklung 1869- 2012.

Bundesanstalt Statistik Österreich, Online im Internet: URL:

<http://www.statistik.at/blickgem/blick1/g20813.pdf> [Zugriff: 16.10.2012]

UNIVERSITÄT FÜR BODENKULTUR WIEN (2009): Studienunterlagen zu LVA 816.309- Computerunterstützte Gewässermodellierung . Praktikum 3, Online im Internet: URL:

http://iwhw.boku.ac.at/LVA816309/Praktikum_03_dt.pdf [Zugriff: 22.01.2012]

US ARMY CORPS OF ENGINEERS (2008): HEC-RAS River Analysis System- Hydraulic Reference Manual. Version 4.0, Online im Internet: URL:

<http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-ras/documents/hydref/index.html> [Zugriff: 25.01.2012]

8.2 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 3-1: Jährlichkeitsdiagramm mit Schwankungsbereich des Kleinsee- Abflusses	6
Abbildung 3-2: Jährlichkeitsdiagramm mit Schwankungsbereich des Klopeiner See- Abflusses	6
Abbildung 3-3: Das Planungsgebiet- Einzugsgebiete (rot) und Seeabflüsse.....	8
Abbildung 3-4: Mittlere Gesamt- Phosphor- Konzentration einiger Kärntner Seen seit 1996 (*meromiktisch)	10
Abbildung 3-5: Der Kleinsee: Blick vom Kitzelsberg Richtung Nord- Ost.....	12
Abbildung 3-6: Vereinigung der Abflüsse des Kleinsees (westlich) und des Klopeiner Sees	12
Abbildung 3-7: Sedimentablagerung in einem Durchlass	15
Abbildung 3-8: Pegel Unterburg	16
Abbildung 3-9: Bodenprofil P1.....	18
Abbildung 3-10: Bodenprofil P2.....	18
Abbildung 3-11: Bodenprofil P3.....	18
Abbildung 3-12: Bodenprofil P4.....	19
Abbildung 3-13: Bodenprofil P5.....	19
Abbildung 3-14: Bevölkerungsentwicklung von St. Kanzian und der Vergleich zu Völkermarkt und Kärnten 1869 = 100	20
Abbildung 4-1: Extrapolation Starkniederschläge	24
Abbildung 4-2: Das HORTON Verfahren	25
Abbildung 4-3: Schematischer Versuchsaufbau zur Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes mit konstanter Druckhöhe	29
Abbildung 4-4: Die Komponenten der Energiegleichung	35
Abbildung 4-5: Prinzip zur Berechnung der mittleren Energiehöhe	37
Abbildung 4-6: Prinzip der Impulsänderung zwischen 2 Querprofilen.....	38
Abbildung 4-7: Das hydraulische Gerinnemodell (3D- Ansicht)	39
Abbildung 4-8: Schematische Anordnung von Querprofilen zur Modellierung eines Durchlasses	41
Abbildung 4-9: Energiehöhe im Oberwasser bei zunehmender Abflussrate	42
Abbildung 4-10: Energielinie beim Durchströmen eines Durchlasses bei Vollfüllung	45
Abbildung 4-11: Beispiel für Anordnung von 'levee' und 'ineffektive flow area' (Querprofil 8)....	46
Abbildung 4-12: Ausschnitt des Gefahrenzonenplans: HQ 30 und HQ 100 Überflutungsflächen	48
Abbildung 4-13: Prinzip des Hochwasserrückhalts	49
Abbildung 5-1: Isochronenkarte (Ausschnitt) des Einzugsgebietes des Kleinsees.....	51
Abbildung 5-2: Infiltrationskurve bei P1.....	53
Abbildung 5-3: Infiltrationskurve bei P2.....	54

Abbildung 5-4: Infiltrationskurve bei P3.....	54
Abbildung 5-5: Infiltrationskurve bei P5.....	55
Abbildung 5-6: Zufließende Wassermengen des Kleinsees im Verlauf eines hundertjährigen Niederschlagsereignisses	56
Abbildung 5-7: Zuflusswelle des Kleinsees im Verlauf eines hundertjährigen Niederschlagsereignisses	56
Abbildung 5-8: Vergrößerung der Seefläche des Kleinsees bei einem Anstieg des Wasserspiegels.....	57
Abbildung 5-9: Veränderung der Anschlaglinie des Klopeiner Sees bei einer Spiegelerhöhung um ca. 0,5 m.	58
Abbildung 5-10: Gefährdetes Objekt bei Querprofil 65 (Blickrichtung flussauf)	60
Abbildung 5-11: Objekt im HQ 30- Überflutungsbereich bei Querprofil 59.....	60
Abbildung 5-12: Trafostation im HQ 30 Gefährdungsbereich bei Querprofil 57.....	61
Abbildung 5-13: Durch HQ 30 bedrohtes Wohnhaus (links) vor Querprofil 55.....	61
Abbildung 5-14: Nach Querprofil 55 im HQ 100 Bereich befindliches Wohnhaus	62
Abbildung 5-15: Objekte im unmittelbaren Retentionsbereich des Klopeiner Bachs zwischen den Querprofilen 41-39	62
Abbildung 5-16: Dammbauwerk zur Verbesserung der Retentionswirkung des Kleinsees	64
Abbildung 5-17: Zonendamm mit Innendichtung.....	64
Abbildung 5-18: Auslaufbauwerk am Kleinsee- Schnitt.....	65
Abbildung 5-19: Auslaufbauwerk am Kleinsee- Grundriss	66
Abbildung 5-20: Speicherinhaltslinie des Kleinsees im HW- Fall mit Dammbauwerk	67
Abbildung 5-21: Ausfluss des Klopeiner Sees	68
Abbildung 5-22: Abflussbauwerk am Klopeiner See- Ansicht	69
Abbildung 5-23: Abflussbauwerk am Klopeiner See- Schnitt	69
Abbildung 5-24: Hochwasserschutzdeiche mit Innendichtung	71

8.3 Tabellenverzeichnis

Tabelle 3-1: Maßgebende Parameter zur Ermittlung der Konzentrationszeit t_c	7
Tabelle 3-2: Empirisch ermittelte Fließgeschwindigkeiten	7
Tabelle 3-3: Intensität der Starkniederschläge nach SKODA, LORENZ im Planungsgebiet nach Auftrittswahrscheinlichkeit und Dauer	17
Tabelle 3-4: Ansprache der Bodenprofile	19
Tabelle 3-5: Angebot von Sommerbetten nach Gemeinden	21
Tabelle 4-1: Anfangsinfiltrationsrate f_0 [mm/h]	26
Tabelle 4-2: Abnahmefaktor k [h^{-1}]	26
Tabelle 4-3: konstante Infiltrationsrate bei Bodensättigung f_c [mm/h]	27
Tabelle 4-4: Infiltrationsrate bei Bodensättigung f_c [mm/h]	27
Tabelle 4-5: Durchgeführte bodenphysikalische Laborversuche	28
Tabelle 4-6: Beispiel für die Ermittlung der Wasserfrachten aus den Teilflächen des Einzugsgebietes	33
Tabelle 4-7: Rauigkeitsbeiwerte nach MANNING- STRICKLER im Hauptkanal	40
Tabelle 4-8: Rauigkeitsbeiwerte nach MANNING- STRICKLER in den Ausuferungsbereichen	40
Tabelle 4-9: Abflusswerte der Teilabschnitte	47
Tabelle 5-1: Ergebnisse aus Geländebegehung und Laborversuchen	52
Tabelle 5-2: Zuordnung der Ergebnisse zu Parametern des HORTON- Verfahrens	52
Tabelle 5-3: Zuordnung der Durchlässigkeitseigenschaften der digitalen Bodenkarte zu den Laborproben	52
Tabelle 5-4: Wasserfrachten und Zuflüsse des Kleinsees im Bemessungs- HW- Fall bei unterschiedlichen Infiltrationsraten	55
Tabelle 5-5: Wasserfrachten und Wasserspiegelanstieg am Klopeiner See bei unterschiedlichen Infiltrationsraten im Einzugsgebiet	58
Tabelle 5-6: Abflusswerte für HEC-RAS- Modellierung des SOLL- Zustands	71

9. Anhang

9.1 Bodenphysikalische Laboruntersuchungen

9.2 Hydraulische Berechnungen der HW- Schutzmaßnahmen

9.3 Plan 01 Lageplan

9.4 Plan 02 Längenschnitt