



Stefan Leitner, Bsc.

# **Integrierte 2-D Modellierung urbaner Sturzfluten im voralpinen Raum**

## **MASTERARBEIT**

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Umwelt und Verkehr

eingereicht an der

**Technischen Universität Graz**

Betreuer:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dirk Muschalla

Mitbetreuender Assistent:

Dipl.-Ing. Roman Maier

Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau

Graz, Juni 2018



Kontakt:  
Stefan Leitner, Bsc.  
stef.leitner@student.tugraz.at

## **EIDESSTÄTTLICHE ERKLÄRUNG**

### ***AFFIDAVIT***

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

*I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used anything other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or contextually from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.*

---

Datum / Date

---

Unterschrift / Signature

## Danksagung

Ein großes Dankeschön möchte ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dirk Muschalla aussprechen, zum einen für die hervorragende Betreuung meiner Masterarbeit und zum anderen für die Möglichkeit und das Vertrauen, in einem großen Internationalen Projekt wie *RAINMAN* mitwirken zu dürfen. Die Erfahrungen, die ich dadurch sammeln konnte, werden meinen weiteren beruflichen Wertegang maßgeblich beeinflussen.

Ein weiteres großes Dankeschön gilt meinem Mitbetreuer und Bürokollegen Herrn Dipl.-Ing Roman Maier, der jederzeit ein offenes Ohr für noch so kleine Anliegen hatte, wurde der Zeitpunkt noch so unpassend von meiner Seite gewählt. Ebenso möchte ich dem gesamten Team des Institutes für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbaus für die familiäre Arbeitsumgebung, die mir am Institut geschaffen wurde, für den fachlichen Austausch und die Hilfestellung zu dieser Masterarbeit danken.

Ebenso möchte ich dem gesamten Projektteam *RAINMAN* Graz danken, ohne die diese Masterarbeit nicht zustande gekommen wäre. Besonders möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing Rudolf Hornich und Frau Mag.a Cornelia Jöbstl (Amt der Stmk. Landesregierung) bedanken, die mir die notwendigen Kontakte zum Stadtvermessungsamt der Stadt Graz ermöglicht haben. Im Zuge dessen möchte ich den Stadtvermessungsamt der Stadt Graz danken, welches mir die notwendigen Daten zu Verfügung gestellt hat, ohne diese Datengrundlage wäre eine Bearbeitung der Masterarbeit nicht möglich gewesen.

Ein weiteres großes Dankeschön gilt meinem Korrektorengel und Freundin Ricarda, die mich während meiner gesamten Zeit in Graz begleitet hat und in jeglicher Lage eine Stütze in meinem Leben war und ist. Genauso möchte ich meiner gesamten Familie insbesondere meinen Eltern bedanken, die mir in wichtigen Entscheidungen immer mit Rat und Tat zur Seite gestanden haben und immer an mich geglaubt haben. Danke Mama. Danke Papa. Ein großes Dankeschön möchte ich auch den Eltern und der Schwester meiner Freundin Ricarda aussprechen, die mich wie meine eigene Familie stets unterstützt haben.

Ebenso möchte ich mich bei meinen gesamten Freunden/innen und Studienkollegen/innen, die mich vor und während des Studiums begleitet haben bedanken. Durch euch ist die Zeit in Graz auch abseits der Universität unvergesslich geworden.

## Kurzfassung

Regelmäßig treten aufgrund lokaler Starkregenereignisse in urbanen Gebieten Überschwemmungen auf. Diese werden auch urbane Sturzfluten genannt (Rademacher, 2016). Insbesondere in Städten im voralpinen Raum, die durch eine homogene Siedlungsstruktur gekennzeichnet sind, können urbane Sturzfluten sowohl an besiedelten Hanglagen als auch in ufernahen Gebieten auftreten.

Um das Risiko solcher urbanen Sturzfluten im voralpinen Raum vorhersagen zu können, bedarf es neuer innovativer Methoden, welche alle abflussrelevanten Gebiete wie *Hanglage*, *Urbane Fließgewässer* sowie den *Urbanen Raum* berücksichtigen. Das Interreg-Projekt *RAINMAN* hat die Aufgabe, solche Methoden zu entwickeln und mithilfe von Fallstudien zu überprüfen. Im Rahmen dieses Projektes hat die vorliegende Masterarbeit das Ziel, eine integrierte Methodik für die modelltechnische Abbildung von urbanen Sturzfluten zu erstellen. Insbesondere die Interaktionen zwischen *Hanglage*, *Urbane Fließgewässer* und *Urbanem Raum* stehen im Fokus dieser Arbeit. Die entwickelte integrierte Methodik wird anschließend im Rahmen einer Fallstudie auf Plausibilität überprüft. Dazu wird mithilfe der Simulationssoftware *PCSWMM-2D* ein hydrodynamisches Oberflächenabflussmodell erstellt. Um abzuschätzen, ob die Methodik zur Risikoabschätzung für gefährdete Gebiete im voralpinen Raum verwendet werden kann, wurden die errechneten Wasserstände aus dem Modell qualitativ überprüft. Es zeigte sich, dass das Fließverhalten bei einem Starkregenereignis durch das mithilfe von einer integrierten Methodik erstellte Oberflächenmodell realitätsnah abgebildet werden kann. Es konnten also qualitativ richtige Ergebnisse erzielt werden. Jedoch sind aufgrund fehlender Messdaten keine quantitativen Aussagen über das erstellte Modell möglich. Daher ist eine Modellkalibrierung zwingend notwendig, um neben qualitativ auch quantitative aussagekräftige Ergebnisse erreichen zu können.

### Schlagwörter:

Urbane Sturzfluten, voralpiner Raum, integrierte Modellierung, Oberflächenabflussmodell

## Abstract

In the last years, there has been an increased number of flash floods events in urban areas. These are also called urban flash floods (Rademacher, 2016). Urban flash floods can occur both on hillside and in areas near urban rivers and creeks. These urban frameworks occur particularly in cities in the pre-alpine region. In order to predict the risk of flash floods events in pre-alpine areas, new innovative methods are needed. These should include all runoff-relevant areas. For example: hillside areas, urban rivers/creeks and urban areas.

The Interreg-project called *RAINMAN* has the task to develop such methods and control and validate them by means of case studies. In the context of this project, the present master thesis focuses on developing an integrated method for the creation of an urban flash floods model in the pre-alpine areas. Especially the interactions between the subcatchments (hillside, urban rivers/creeks and urban areas) are a main content in this master thesis. The finally developed method will be tested in a case study of the Interreg project *RAINMAN*. In this case study a hydrodynamic surface runoff model was developed with the simulation software *PCSWMM-2D*. In particular the water levels resulting from the model are an indicator, whether the model can be used for risk assessment in pre-alpine regions. Therefore it is important to check the calculated water levels for plausibility. It could be shown that correct results are calculated with the developed surface runoff model. Especially the calculated water levels are quantitatively correct. However, due a lack of measurement data, no quantitative statements could be made. Therefore, a model calibration is necessary in order to obtain realistic quantitative results with the surface runoff model.

### keywords:

flash floods, pre-alpine areas, integrated modelling, surface runoff model

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1	Motivation . . . . .	1
1.2	Zielsetzung . . . . .	3
<b>2</b>	<b>Grundlagen</b>	<b>5</b>
2.1	System Grundlagen . . . . .	5
2.1.1	Teilgebiet: Hanglage . . . . .	6
2.1.2	Teilgebiet: Urbane Fließgewässer . . . . .	7
2.1.3	Teilgebiet: Urbaner Raum . . . . .	8
2.2	Aktuelle Modellansätze in den Teilgebieten . . . . .	10
2.2.1	Aktuelle Modellansätze im Teilgebiet Hanglage . . . . .	10
2.2.2	Aktuelle Modellansätze im Teilgebiet Urbane Fließgewässer . . . . .	14
2.2.3	Aktuelle Modellansätze im Teilgebiet Urbaner Raum . . . . .	17
2.2.4	Schlussfolgerung für die integrierte Modellierung . . . . .	20
<b>3</b>	<b>Datengrundlage</b>	<b>21</b>
3.1	Daten zur Modellerstellung . . . . .	21
3.1.1	Digitales Höhenmodell . . . . .	21
3.1.2	Bruchkanten . . . . .	22
3.1.3	Entwässerungssystem . . . . .	23
3.1.4	Landnutzungsdaten . . . . .	25
3.1.5	Fließgewässerquerprofile . . . . .	25
3.1.6	Regendaten . . . . .	26
3.2	Beschreibung des Projektgebietes . . . . .	27
<b>4</b>	<b>Methodik</b>	<b>33</b>
4.1	Layerkonzept . . . . .	33
4.1.1	Layerkonzept im Teilgebiet Hanglage und Urbaner Raum . . . . .	35
4.1.2	Layerkonzept im Teilgebiet Urbane Fließgewässer . . . . .	36
4.2	Interaktion zwischen den Teilgebieten . . . . .	37
4.3	Modellintegration . . . . .	38
4.3.1	Methodische Modellintegration . . . . .	38

# INHALTSVERZEICHNIS

---

4.3.2	Semantische Modellintegration . . . . .	38
4.3.3	Technische Modellintegration . . . . .	39
4.3.4	Modellansätze zur Erstellung eines Abflussmodells an der Oberfläche . . . . .	39
4.4	Modellerstellung . . . . .	45
4.4.1	Vereinfachungen und Annahmen . . . . .	45
4.4.2	Hydrologisches Einzugsgebiet . . . . .	50
4.4.3	Modellszenarien . . . . .	51
4.5	Modellverifikation . . . . .	54
4.5.1	Courant-Bedingung . . . . .	54
4.5.2	Kontinuitätsfehler . . . . .	55
<b>5</b>	<b>Ergebnisse</b>	<b>57</b>
5.1	Oberflächenabflussmodell der Fallstudie . . . . .	58
5.1.1	Modellkopplung Hydrologie und Hydraulik mit PCSWMM-2D	58
5.1.2	Modellkopplung im Teilgebiet Hanglage . . . . .	59
5.1.3	Modellkopplung im Kanalnetz . . . . .	59
5.1.4	Modellkopplung im Fließgewässer . . . . .	60
5.2	Simulationsergebnisse . . . . .	61
5.2.1	Szenario 1: Maximale Wasserstände an der Oberfläche . .	62
5.2.2	Szenario 2: Maximale Wasserstände an der Oberfläche . .	64
5.2.3	Szenario 3: Maximale Wasserstände an der Oberfläche . .	65
<b>6</b>	<b>Diskussion</b>	<b>69</b>
<b>7</b>	<b>Fazit und Ausblick</b>	<b>73</b>
	<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>75</b>
<b>8</b>	<b>Anhang</b>	<b>79</b>

# Abbildungsverzeichnis

2-1	Schematische Darstellung aller Teilgebiete . . . . .	6
2-2	Fluviale Überflutungsflächen im Grazer Stadtgebiet (HQ300 orange, HQ100 hellblau, HQ30 dunkelblau) (Das Land Steiermark, 2018) . . . . .	8
2-3	Prozesse für pluviale Überflutungsflächen (Zahnt u. a., 2017) . .	9
2-4	Lineare Speicherkaskade (BMNT, 2014) . . . . .	16
2-5	Mögliche Modellkopplungen und Fließprozesse im Überstaufall A) Überstauereigniss über eine Senke/Mulde B) Überstauereigniss im Hang . . . . .	18
2-6	(a) Koppelung des Oberflächenmodells mit dem Kanalnetzmodell über einen Straßeneinlauf (Schnittstelle) (b) Modellierung eines Überstauereignisses aus dem Kanalnetze über einen Schacht .	19
3-1	(a) Digitales Geländemodell (b) Digitales Oberflächenmodell (Blau: sehr hohe Lage, Grün: hohe Lage, Gelb: niedrige Lage, Orange: sehr niedrige Lage, Rot: tiefe Lage) . . . . .	22
3-2	(a) Digitales Geländemodell vor der Verschneidung mittels der Bruchkanten als Rasterdaten (rote Flächen: Dachflächen) (b) Digitales Geländemodell nach der Verschneidung der Bruchkanten als Rasterdaten (rote Linien markieren den Bereich der Bruchkanten, rote Flächen: Dachflächen) . . . . .	23
3-3	(a) Lage des Projektgebietes (rot: Projektgebiet Annabach, blau: Gewässernetz Graz) (b) Übersichtskarte des Projektgebietes . .	28
3-4	Einleitung und Ausleitung des Annabachs (Assinger, 2012) . . .	29
3-5	Schematische Darstellung der Hanglage mit den durchschnittlichen Hangneigungen . . . . .	29
3-6	Bodendurchlässigkeitskarte im Projektgebiet (Assinger, 2012) . .	30
4-1	Schematische Darstellung des Layerkonzeptes und der Interaktion zwischen den Layern Hydrologie und Hydraulik . . . . .	34
4-2	(a) Layerkonzept des Teilgebietes <i>Urbaner Raum</i> (b) Layerkonzept des Teilgebietes <i>Hanglage</i> . . . . .	36

4-3	Schematische Darstellung des Layerkonzeptes des Teilgebietes Urbanes Fließgewässer . . . . .	36
4-4	Interaktion zwischen den Teilgebieten . . . . .	37
4-5	Schematische Darstellung des hydrologischen Modellansatzes .	40
4-6	Integrierter 1D-2D Modellansatz zur Bestimmung des Oberflächenabflusses . . . . .	41
4-7	Hydrodynamisches Kanalnetzmodell . . . . .	42
4-8	(a) Reiner 1D Modellansatz mit Koppelung des Oberflächenabflusses (b) Integrierter 1D-2D Modellansatz . . . . .	43
4-9	Schematischer Aufbau eines kombinierten Oberflächenabflussmodells (Blau: Teilgebiete und Interaktionen, Schwarz: Modelllayer in den Teilgebieten, Rot: Modellkoppelungen	44
4-10	Landnutzungsdiagramm . . . . .	47
4-11	Auszug des Mischwasserkanalsystems (Orange) in den Teilgebieten Hanglage (Rot) und Urbaner Raum (Grün) im Projektgebiet Annabach (Gelb: Gebäude) . . . . .	49
4-12	(a) Dachfläche (Gelb) welche nicht an das Kanalnetz (Orange: Haltung, Violett: Schacht) angeschlossen ist (b) Dachfläche (Rot) welche an das Kanalnetz (Orange: Haltung, Violett: Schacht) angeschlossen ist . . . . .	50
4-13	Gesamtes Einzugsgebiet und hydrologisches Einzugsgebiet des Projektgebietes Annabach (rote Umrandung: gesamtes EG, blaue Fläche: HEG) . . . . .	51
4-14	Lage des Gitterpunktes 5214 (Rot) (Rot: EG Annabach, Blau: HEG)	51
4-15	Anordnung der Verklausung (roter Kreis, Rot: Gebäude, Gelb: KM, Dunkelblau: KR und Hellblau: Wehr) . . . . .	53
5-1	Lage des Detailgebietes (schwarzes Viereck) . . . . .	57
5-2	Integriertes Oberflächenabflussmodell des Projektgebietes Annabach . . . . .	58
5-3	Beispiel für die Kopplung (roter Kreis: Stelle der Kopplung) des Kanalnetzmodells (Gelb) mit dem Oberflächenmodell (Schwarz) über eine Schnittstelle (Rot: Gebäude) . . . . .	59
5-4	(a) Koppelung des Fließgewässers (Blau) über Schnittstellen (Rosarot) mit der Oberfläche (Schwarz) b) Vereinfachter Querschnitt des 1-D Fließgewässerschlauch . . . . .	60
5-5	Wasserstände im Detailgebiet für das Szenario 1: Einzelmodellregen, Wiederkehrzeit = 5 Jahre . . . . .	63

5-6	(a) Quantitative Wasserstände (Blau: Wasserstände und Gelb: DGM) b) Digitales Geländemodell im Bereich der größten Wasserstände . . . . .	64
5-7	Wasserstände im Detailuntersuchungsgebiet für das Szenario 2: Einzelmodellregen, Wiederkehrzeit 30 Jahren . . . . .	65
5-8	(a) Quantitative maximale Wasserstände des Szenarios 2 (Blau: Wasserstände, Gelb: DGM, Grau: Gebäude) b) Quantitative maximale Wasserstände des Verkläusungsszenarios (Szenario 3) (Blau: Wasserstände, Gelb: DGM, Grau: Gebäude) . . . . .	66
5-9	Wasserstände im Detailgebiet für das Szenario 3: Einzelmodellregen, Wiederkehrzeit 100 Jahren und Verkläusung (roter Kreis)	67
8-1	Qualitative Darstellung der Wasserstände für das Szenario 1 im gesamten Projektgebiet . . . . .	80
8-2	Qualitative Darstellung der Wasserstände für das Szenario 2 im gesamten Projektgebiet . . . . .	81
8-3	Qualitative Darstellung der Wasserstände für das Szenario 3 im gesamten Projektgebiet . . . . .	82



# Tabellenverzeichnis

1-1	Beispiele für Urbane Sturzfluten in Europa von 06.2017-05.2018 (Davies, 2017) . . . . .	1
3-1	Zusammenfassung der Projektgebietseigenschaften . . .	31
4-1	Starkregenkriterien nach Wussov . . . . .	35
4-2	Modellauflösung der Rasterflächen in den Teilgebieten . .	46
4-3	Modellparameter zur Bestimmung des Effektivniederschlags für die <i>Hanglage</i> . . . . .	48
4-4	Modellparameter zur Bestimmung des Effektivniederschlags für Urbane Fließgewässer . . . . .	48
4-5	Modellparameter zur Bestimmung des Effektivniederschlags für den urbanen Raum . . . . .	48
4-6	Euler Typ 2 Modellregen, Wiederkehrzeit: 5 Jahre, GP 5214	52
4-7	Euler Typ 2 Modellregen, Wiederkehrzeit: 30 Jahre, GP 5214 . . . . .	53
4-8	Euler Typ 2 Modellregen, Wiederkehrzeit: 100 Jahre, GP 5214 . . . . .	54
5-1	Überprüfung der Modellstabilität der einzelnen Modellszenarien . . . . .	61



# Abkürzungsverzeichnis

ARA	Abwasserreinigungsanlage
ALS	Airborne Laser Scanning
D[min]	Niederschlagsdauer
DGM	Digitales Höhenmodell
DOM	Digitales Oberflächenmodell
EG	Einzugsgebiet
ET	Evapotranspiration
F	Infiltration
FD	Finite Differenzen
FE	Finite Elemente
FV	Finite Volumina
HEG	Hydrologisches Einzugsgebiet
HQ	Hochwasserabfluss
HRU	Hydrological Response Units
KM	Mischwasserkanal
KR	Regenwasserkanal
$Q_G$	Gewerblicher Schmutzwasserabfluss
$Q_R$	Regenwetterabfluss
$Q_S$	Schmutzwassermenge
$Q_T$	Trockenwetterabfluss
P	Niederschlag
$P_{eff}$	Effektivniederschlag
R	Runoff
RB	Regelblatt
$R_B$	laterale innere Bodenabfluss
$R_G$	neugebildes Grundwasser
$S_I$	Interzeptionsspeicher
$S_O$	Muldenspeicher
$\Delta\Theta$	Bodenfeuchteänderung
$\Delta S$	Speicheränderung
$\psi$	Abflussbeiwert



# Kapitel 1

## Einleitung

Im ersten Kapitel dieser Arbeit wird beschrieben durch welche Problematik die Bearbeitung der vorliegender Masterarbeit motiviert wurde. Zusätzlich wird die Fragestellung formuliert, welche im Zuge dieser Masterarbeit beantwortet werden soll. Abschließend wird erläutert, wie die formulierte Fragestellung beantwortet werden soll.

### 1.1 Motivation

Die Anzahl von Überschwemmungen durch urbane Sturzfluten nahmen in den letzten Jahren sowohl auf nationaler als auch auf internationaler Ebene zu. Speziell im urbanen Raum konnte in den letzten Jahren beobachtet werden, dass Hochwasserereignisse aufgrund lokale Starkregenereignisse immer häufiger auftreten (Rademacher, 2016). Zu einem solchen Hochwasserereignis kam es beispielweise 2017 in Berlin. Innerhalb 24 Stunden wurden zwischen 150 und 247 mm gefallener Niederschlag aufgezeichnet. Diese Menge an Niederschlagsvolumen stellt die durchschnittlich Menge an Niederschlag eines durchschnittlichen Junis im Berliner Einzugsgebiet dar (Davies, 2017). Weitere vergangene Überflutungereignisse europaweit sind der Tabelle 1-1 zu entnehmen.

**Tabelle 1-1:** Beispiele für Urbane Sturzfluten in Europa von 06.2017-05.2018 (Davies, 2017)

Ort	Datum	Niederschlag [mm]	Niederschlagsdauer [h]
Hamburg	10.05.2018	42	0,5
San Polo (Toskana)	09.05.2018	50	3
Sevilla (Spanien)	29.11.2017	81	24
Berlin	30.06.2017	160-247	24
Elblag (Polen)	21.09.2017	80	24
Zadar (Kroatien)	12.09.2017	280	24

## 1. Einleitung

---

Durch Effekte des globalen Klimawandels und die Erhöhung des Versiegelungsgrades, wird davon ausgegangen, dass die Anzahl der urbanen Sturzfluten zukünftig ansteigen wird (Maniak, 2016). Dadurch wird erhöhter Forschungsbedarf für die Hochwasserproblematik im urbanen Raum notwendig sein.

Um das Risiko von urbanen Sturzfluten bestimmen zu können, wurden in den letzten Jahren zahlreiche Modelle in den unterschiedlichsten Fachbereichen entwickelt. Diese Modelle werden angewendet, um Überflutungen vorhersagen zu können. Aufgrund der EU-Hochwasserrichtlinie müssen zudem alle potentiell durch fluviales Hochwasser gefährdeten Gebiete gekennzeichnet sein (Europäisches Parlament, 2007). Die daraus resultierenden Überflutungskarten durch fluviales Hochwasser beruhen auf einem hydrodynamischen 2-D Oberflächenabflussmodell.

Solche 2-D Modelle berücksichtigen jedoch nur die Fließgewässer im urbanen Gebiet. Andere Einflussfaktoren wie das Kanalnetz oder das Hangwasser werden in diesen Modellen nicht miteinbezogen. Insbesondere das Hangwasser kann das Abflussverhalten an der Oberfläche in einem Gebiete immens beeinflussen (Kirkby, 1988). Hangwasser kann dabei sowohl in dicht besiedelten urbanen Gebieten als auch in ruralen Gebieten vorkommen. Speziell in Österreich kommen Hanglagen in urbanen Gebieten häufig vor. Dies ist durch die voralpine bis alpine Topographie in Österreich bedingt.

In urbanen, voralpinen Gebieten beeinflussen also drei Teilgebiete mit unterschiedlichsten Eigenschaften das Verhalten des Oberflächenabflusses bei Starkregenereignisse. Diese Teilgebiete sind *Hanglage*, *Urbane Fließgewässer* und *Urbaner Raum*.

Es wird ersichtlich, dass eine alleinige Betrachtung eines Abflussprozesses (beispielweise fluviale Hochwasser) nicht ausreicht, um alle abflussrelevanten Prozesse, welche eine urbane Sturzflut verursachen, beschreiben zu können. Für eine Vorhersage und Risikoabschätzung muss die Frage geklärt werden, wie urbane Sturzfluten infolge des Oberflächenabflusses resultierend aus einem lokalen Starkregenereignisses modelltechnisch abgebildet werden können, sodass alle abflussrelevanten Prozesse im voralpinen Raum berücksichtigt werden.

## 1.2 Zielsetzung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist daher, eine Methodik zur Erstellung eines Oberflächenabflussmodells zu entwickeln, welche alle abflussrelevanten Prozesse, die bei einer urbanen Sturzflut im voralpinen Raum entstehen, berücksichtigt.

Dafür werden in einem ersten Schritt die unterschiedlichen Teilgebiet mit ihren Eigenschaften eingeführt. Da jedes Teilgebiet für sich bereits modelltechnisch abgebildet werden kann, werden die dafür verwendeten Modellansätze beschrieben, dabei wird auch auf die mathematischen, physikalischen und hydrologischen Grundlagen eingegangen. Da jedes Modell Daten für die Erstellung benötigt, muss die notwendige Qualität der Daten geklärt werden. Anschließend wird die Methodik der Erstellung des Oberflächenabflussmodell beschrieben. Die entwickelte Methodik wird anschließend innerhalb einer Fallstudie auf Plausibilität überprüft. Dafür wird ein Oberflächenabflussmodell mithilfe der Simulationssoftware *PCSWMM-2D* erstellt. Anschließend werden drei unterschiedliche Modellszenarien mit diesem Oberflächenabflussmodell simuliert. Die Ergebnisse aus den Simulationen werden anschließend diskutiert. Daraus soll abgeleitet werden, ob mit der entwickelte Methodik ein Oberflächenabflussmodell erstellt werden kann, welches urbane Sturzfluten modelltechnisch abbildet. Abschließend werden die gewonnen Erkenntnisse aus der vorliegenden Arbeit zusammengefasst und ein Ausblick auf mögliche weitere Untersuchungen gegeben.



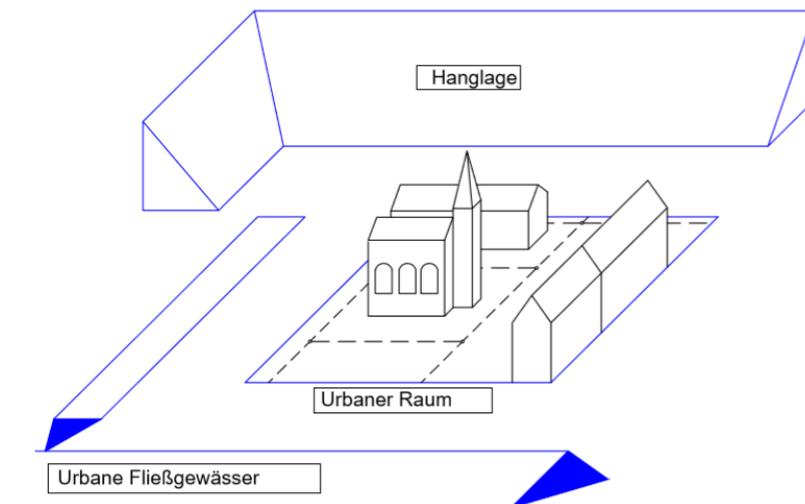
# Kapitel 2

## Grundlagen

In den nachfolgenden beiden Abschnitten wird auf die Grundlagen eingegangen die notwendig sind, um eine Methodik zur Modellierung des Oberflächenabflusses im *Voralpinen Raum* zu entwickeln, welche alle abflussrelevanten Prozesse berücksichtigt. Im ersten Abschnitt werden die einzelnen Teilgebiete des Systems *Voralpiner Raum* vorgestellt. Im zweiten Abschnitt werden die derzeitigen Ansätze beschrieben, die die jeweiligen Teilgebiete modellhaft abbilden sollen. In diesem Teil werden auch die hydrologischen, physikalischen und mathematischen Grundlagen für die Modellansätze in den Teilgebieten erläutert.

### 2.1 System Grundlagen

Hochwasser ist definiert als Wasser, welches kurzfristig an Flächen auftritt, welche normalerweise nicht mit Wasser bedeckt sind (Europäisches Parlament, 2007). Laut dieser Definition kann Hochwasser an jeder Fläche eines Einzugsgebietes auftreten. Wird der *Voralpine Raum* betrachtet, kann das Einzugsgebiet in die drei Teilgebiete *Hanglage*, *Urbane Fließgewässer* und *Urbaner Raum* eingeteilt werden. In Abbildung 2-1 sind die drei Teilgebiete schematisch dargestellt. In den nachfolgenden Abschnitten wird jedes Teilgebiet detailliert beschrieben.



**Abbildung 2-1:** Schematische Darstellung aller Teilgebiete

### 2.1.1 Teilgebiet: Hanglage

In den stark alpin geprägten Ländern der Erde weisen die Randzonen im urbanen Gebiet oft erhöhte Oberflächenneigungen auf. Solche Gebiete werden als *Hanglage* bezeichnet und stellen neben den gravitativen Naturgefahren (Murenabgänge, Hangrutschungen etc.) auch ein erhöhtes wasserwirtschaftliches Gefahrenpotential dar. So gelangen 95 Prozent des gefallen Niederschlages oberirdisch über die Hanglage oder unterirdisch über das darunterliegende Grundwasser in die Fließgewässer (Kirkby, 1988).

Durch die erhöhte Oberflächenneigung in den *Hanglagen* kommt der gefallene Niederschlag im Starkregenfall schneller zum Abfluss. Um alle abflussrelevanten Fließprozesse in der *Hanglage* abbilden zu können, müssen sowohl die oberirdischen als auch die unterirdischen Abflussprozesse berücksichtigt werden.

Da diese Arbeit das Ziel hat, nur den Oberflächenabfluss im Falle eines Starkregenereignisses modelltechnisch abzubilden, werden die unterirdischen Fließprozesse vernachlässigt. Durch die Tatsache, dass bei Starkregenereignissen hohe Niederschlagsintensitäten innerhalb kurzer Niederschlagsdauern (D) auftreten, ist diese Annahme vertretbar, da die Fließgeschwindigkeit in der ungesättigten Bodenzone im Vergleich zu den Fließgeschwindigkeiten an der Oberfläche sehr klein sind (Dyck & Peschke, 1995).

Diese Prozesse können mit Hilfe verschiedenster Modelle abgebildet werden. In Kapitel 2.2.1 wird auf diejenigen Modelle eingegangen, welche zu diesem Zweck zur Anwendung kommen.

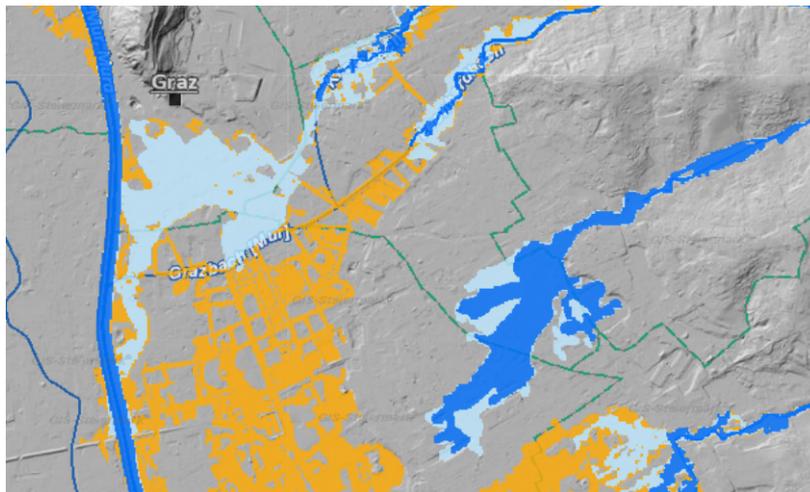
### 2.1.2 Teilgebiet: Urbane Fließgewässer

Die Standorte vieler Städte im vor-alpinen Raum wurden aufgrund der geographischen Nähe zu einem Fließgewässer ausgewählt. So liegen beispielsweise alle größeren Städte in Österreich an einem Fluss (Graz - Mur; Innsbruck - Inn; Salzburg - Salzach; Wien, Linz und St. Pölten - Donau). Diese Flüsse bilden häufig das Ende eines Fließgewässersystems, welches aus vielen kleinen Fließgewässern (Bächen) besteht. Diese kleineren Fließgewässer werden im städtischen Gebiet *Urbane Fließgewässer* genannt. Der Ursprung dieser *Urbanen Fließgewässer* liegt meist an den Randlagen der Städte, welche in den meisten Fällen im *Voralpinen Raum* die typische Charakteristik einer Hanglage mit einer hohen Oberflächenneigung aufweisen.

Die genaue Lage des Ursprungs eines urbanen Fließgewässers hängt neben dem geomorphologischen Zustand des Gebietes auch stark von der Lage des Grundwasserspiegels ab. Viele urbane Fließgewässer entstehen daher an der unteren Zone der Hanglage, da an diesen Stellen das Grundwasser punktuell an die Oberfläche reicht. Daraus kann geschlossen werden, dass Hangwasser durch ein Regenereignis in die urbanen Fließgewässer eingeleitet werden kann, wodurch das Abflussvolumen im Querschnitt der Fließgewässer massiv erhöht wird.

Zusätzlich wird im Falle eines Regenereignisses das Abflussvolumen in den urbanen Fließgewässern durch die Einleitung von Oberflächenwasser im Uferbereich zusätzlich erhöht. Die fortschreitende Versiegelungsrate in urbanen Gebieten erhöht diesen Einfluss zusätzlich, da die Speicherwirkung einer versiegelten Fläche vermindert ist, wodurch mehr Niederschlagswasser zum Abfluss an der Oberfläche kommt (Dirk Muschalla u. a., 2014).

Die Abflussspitzen können je nach Regenereignis variieren. Besonders bei Ereignissen mit Jährlichkeiten von 30, 100 und 300 Jahren sind die Kapazitäten der meisten Fließgewässer ausgeschöpft, sodass Wasser aus den Fließgewässern die ufernahen Oberflächen überfluten können. Diese potentiell überfluteten Gebiete werden fluviale Überflutungsflächen genannt. Durch die Einführung der Hochwasserrichtlinie im Jahr 2007 (Europäisches Parlament, 2007) müssen die Mitgliedsstaaten der Europäischen Union sogenannte Hochwassergefährdungskarten, in denen gefährdete Gebiete gekennzeichnet sind, der Öffentlichkeit zugänglich machen. In Abbildung 2-2 sind die fluvialen Überflutungsflächen für ein Teilgebiet im Grazer Stadtgebiet dargestellt. Die unterschiedlichen Farben stellen dabei die verschiedenen Hochwasserabflüsse (HQ) mit den jeweiligen Jährlichkeiten (HQ30, HQ100 und HQ300) dar.

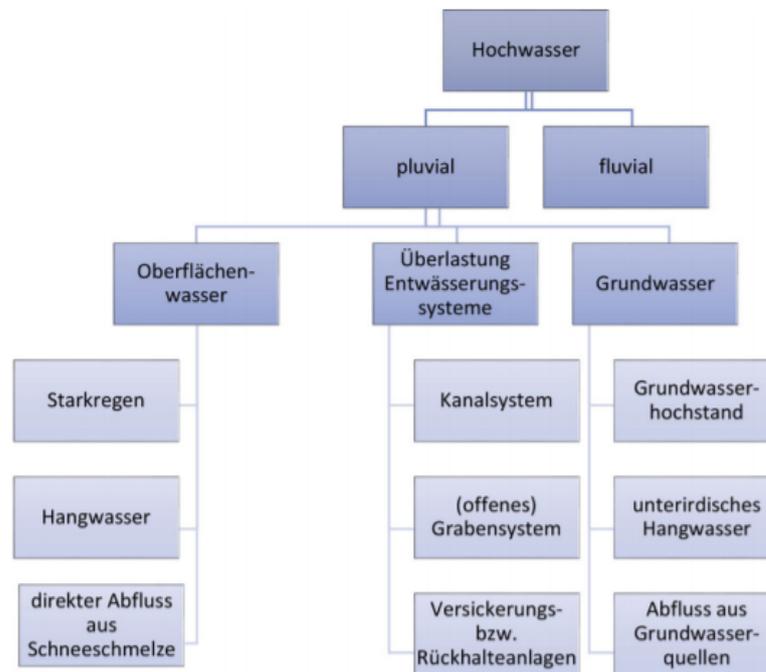


**Abbildung 2-2:** Fluviale Überflutungsflächen im Grazer Stadtgebiet (HQ300 orange, HQ100 hellblau, HQ30 dunkelblau) (Das Land Steiermark, 2018)

### 2.1.3 Teilgebiet: Urbaner Raum

Im Stadtgebiet kann es auch ohne Einfluss eines Fließgewässers und/oder Hangwassers (Oberflächenneigung gering) zu einer Überflutung durch ein Starkregenereignis kommen. Ein solches Hochwasserereignis wird auch pluviales Hochwasser genannt (Zahnt u. a., 2017). Der *Urbane Raum* wird charakterisiert durch eine hohe Besiedlungsdichte, einen hohen Versiegelungsgrad sowie eine hohe Anzahl von unterschiedlichsten Infrastruktursystemen (wie beispielsweise: Entwässerungs- Trinkwasser- Strom- und Gassystem). Speziell das Entwässerungssystem hat einen großen Einfluss auf den Oberflächenabfluss im Falle eines Starkregenereignisses. In Abbildung 2-3 sind alle abflussrelevanten Systeme im urbanen Bereich abgebildet.

Viele Entwässerungssysteme sind besonders im städtischen Gebiet im Mischsystem ausgeführt (Fuchs-Hanusch u. a., 2014). Das Entwässerungssystem leitet daher sowohl Schmutz- als auch Regenwasser aus dem Stadtgebiet. Die Regenwassermenge, welche für die Dimensionierung des Entwässerungssystems im inneren Stadtgebiet herangezogen wird, muss laut ÖWAV Regelblatt (RB) 11 eine Jährlichkeit von fünf Jahren aufweisen (OEWAV, 2009). Ein Starkregenereignis hat jedoch eine Jährlichkeit von bis zu mehreren Hundert Jahren (HQ100 - HQ500). Daher kann das Entwässerungsnetz in den meisten Städten die Niederschlagsmengen, die durch ein Starkregenereignis verursacht wurden, nicht aufnehmen und es kommt zum Überstau, beziehungsweise im Schadensfall zur Überflutung. Im Falle eines Austritts von Mischwasser aus dem Kanalsystem wird das Wasser den topographischen Verhältnissen folgend weitergeleitet. Es kommt außerdem zu einer direkten Einleitung von Niederschlagswasser in



**Abbildung 2-3:** Prozesse für pluviale Überflutungsflächen (Zahnt u. a., 2017)

das Entwässerungssystem über die Einlauföffnungen der Kanaldeckel. Dadurch wird deutlich, dass sich das Oberflächenwasser und das Entwässerungssystem im städtischen Gebiet gegenseitig stark beeinflussen. In dieser Arbeit wird das städtische Teilgebiet *Urbaner Raum* genannt und beinhaltet sowohl die Oberflächenstruktur als auch das Entwässerungssystem.

### 2.2 Aktuelle Modellansätze in den Teilgebieten

In den nachfolgenden Abschnitten wird erläutert, wie die einzelnen Teilgebiete *Hanglage*, *Urbane Fließgewässer* und *Urbaner Raum* derzeit modelltechnisch abgebildet werden können. Diese Modelle repräsentieren den derzeitigen Stand der Technik beziehungsweise Stand der Wissenschaft auf Modellebene.

#### 2.2.1 Aktuelle Modellansätze im Teilgebiet Hanglage

Um die Fließprozesse im Teilgebiet *Hanglage* modellhaft abbilden zu können, kommen derzeit folgende zwei unterschiedliche Modellansätze zur Anwendung:

- GIS basierte Fließweganalyse (D8-Methode)
- Hydrodynamische 2D-Abflussmodelle

##### 2.2.1.1 GIS basierte Fließweganalyse

Der einfachste Ansatz stellt die GIS basierte Fließweganalyse dar, welche das gesamte Einzugsgebiet in sogenannte Rasterflächen aufteilt und diese Rasterflächen mit einem digitalen Geländemodell (DGM) verschneidet. Über die Höhendifferenz zwischen den einzelnen Rasterflächen können die Fließwege an der Hanglage bestimmt werden. Ein großes Problem der GIS basierten Fließweganalyse ist, dass diese Methode eine starre Berechnung ist, die weder die aktuellen Fließzustände in den Fließgewässern und Straßengraben noch die Vorgeschichte des Bodens (Sättigungsgrad) berücksichtigen (Gameirith u. a., 2017). Dieses Problem kann mit Hilfe eines hydrodynamischen 2D Oberflächenabflussmodells behoben werden, da diese Modelle sowohl den Wasserstand als auch die Fließgeschwindigkeiten berechnen. Daher können so die Fließprozesse an der Hanglage realitätsnaher modelliert werden.

##### 2.2.1.2 Hydrodynamische 2D-Abflussmodelle

Die Grundlage eines hydrodynamischen 2D-Abflussmodells sind in vielen Fällen die tiefengemittelten Flachwassergleichungen, welche über die allgemeine Navier-Stokes-Gleichung hergeleitet werden. Die Navier-Stokes-Gleichung gilt in ihrer allgemeinen Form als Grundlage für die gesamte Hydrodynamik (Martin, 2011). Diese Gleichung stellt ein System aus nichtlinearen partiellen Differentialgleichungen dar. In Gleichung 2-1 ist die Navier-Stokes-Gleichung in Vektorschreibweise dargestellt (Martin, 2011). Mit den Navier-Stokes-Gleichung kann jede Strömung im dreidimensionalen Raum berechnet werden, jedoch unter der Annahme, dass der thermische Einfluss vernachlässigt werden kann (BMNT, 2014).

$$\frac{\delta \vec{v}}{\delta t} * (\vec{v} * \nabla) * \vec{v} = \vec{a} - \frac{1}{\rho} * grad p + \nu * \Delta \vec{v} \quad (\text{Gleichung 2-1})$$

Für die Anwendung der tiefengemittelten Flachwassergleichungen sind einige Annahmen und Vereinfachungen der allgemeinen Navier-Stokes-Gleichung notwendig. Daher müssen für die Anwendung der zweidimensionalen Flachwassergleichungen folgende Randbedingungen erfüllt sein (BMNT, 2014):

- Das Verhältnis Wellenhöhe zu Wellenlänge ist sehr klein  $\left(\frac{h_{Welle}}{l_{Welle}} = \ll\right)$ .
- Die Geschwindigkeit in vertikaler Richtung (Z-Richtung) ist vernachlässigbar klein.
- Die Druckverteilung ist hydrostatisch  $p(h) = \rho * g * h$ .
- Geschwindigkeiten in X- und Y- Richtung werden **nicht** vernachlässigt.
- Alle Geschwindigkeiten werden über die Wassertiefe  $h$  gemittelt.

Treffen all diese Randbedingungen zu, können die Navier-Stokes-Gleichungen wie folgt vereinfacht werden (BMNT, 2014):

$$\frac{\delta h}{\delta t} + \frac{\delta q}{\delta x} + \frac{\delta r}{\delta y} = 0 \quad (\text{Gleichung 2-2})$$

$$\frac{\delta}{\delta t} q + \frac{\delta}{\delta x} \left( \frac{q^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\delta}{\delta y} \left( \frac{q * r}{h} \right) = gh(I_{Sx} - I_{Ex}) \quad (\text{Gleichung 2-3})$$

$$\frac{\delta}{\delta t} r + \frac{\delta}{\delta y} \left( \frac{q * r}{h} \right) + \frac{\delta}{\delta x} \left( \frac{r^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) = gh(I_{Sy} - I_{Ey}) \quad (\text{Gleichung 2-4})$$

Dabei stellt die Gleichung 2-2 die zweidimensionale Kontinuitätsgleichung und Gleichung 2-3 sowie Gleichung 2-4 die Bewegungsgleichungen in X- und in Y-Richtungen dar. Die Variable  $\mathbf{r}$  bildet den spezifischen Abfluss in Y-Richtung ab. Der spezifische Abfluss in X-Richtung wird mit der Variablen  $\mathbf{q}$  berücksichtigt. Da die tiefengemittelten Flachwassergleichungen ein System aus nichtlinearen partiellen Differentialgleichungen darstellen, können diese nicht mehr mit analytischen Berechnungsmethoden gelöst werden. Aus diesem Grund kommen numerische Lösungsmethoden zur Anwendung. Die meisten Modelle lösen die tiefengemittelten Flachwassergleichungen mittels der numerischen Lösungsmethoden der Finiten Volumina (FV), Finite Elemente (FE) oder der Finiten Differenzen (FD).

## 2. Grundlagen

---

Für jedes hydrodynamische Modell ist die Kenntnis über den Anteil des gefallenen Niederschlags ( $P$ ), welcher tatsächlich zum Oberflächenabfluss beiträgt, essenziell. Dieser Anteil wird auch Effektivniederschlag ( $P_{eff}$ ) genannt. In der Hydrologie kommen folgende Methoden zur Anwendung, um  $P_{eff}$  bestimmen zu können:

- Abflussbeiwertverfahren
- Phi-Index Verfahren
- Methoden beruhend auf der Massenbilanz

Das Abflussbeiwertverfahren berechnet einen Abflussbeiwert, welcher konstant über das gesamte Einzugsgebiet angenommen wird. In Gleichung 2-5 ist die Berechnung des Abflussbeiwertes ( $\psi$ ) dargestellt (Ostrowski, 2011, mod.).

$$\psi = \frac{P_{eff}}{P_{Gesamt}} \quad (\text{Gleichung 2-5})$$

$$P_{eff} = \text{Effektivniederschlag [mm]}, P_{Gesamt} = \text{Gefallener Niederschlag [mm]}$$

Der Abflussbeiwert ist in der Realität von sehr vielen Parametern abhängig (wie beispielweise der Niederschlagsintensität und der Vegetationsdichte). Da der Abflussbeiwert jedoch als konstant über das gesamte Einzugsgebiet angenommen wird, ist das Abflussbeiwertverfahren eine stark vereinfachte Berechnung des Effektivniederschlags (Dyck & Peschke, 1995).

Das Phi-Index Verfahren geht von der unrealistischen Annahme einer konstanten Infiltrationsrate aus und ist daher ebenfalls eine ungenaue Berechnungsmethode zur Bestimmung des Effektivniederschlags.

Die genauesten Methoden sind jene, welche über die allgemeinen Massenbilanz hergeleitet werden. Die Massenbilanz wird in der Hydrologie durch die allgemeine Wasserhaushaltsgleichung definiert, welche in Gleichung 2-6 ersichtlich ist (Dyck & Peschke, 1995).

$$P = ET + R + \Delta S [\text{mm/a}] \quad (\text{Gleichung 2-6})$$

$$P = \text{Niederschlag [mm]}, ET = \text{Evapotranspiration [mm]}$$

$$R = \text{Oberflächenabfluss [mm]}, \Delta S = \text{Speicheränderung [mm]}$$

Diese Gleichung stellt dabei die Wasserbilanz eines gesamten hydrologischen Jahres (1. November bis 31. Oktober des Folgejahres) dar und wird daher in der Einheit Millimeter pro Jahr (mm/a) angegeben. Werden alle abflussrelevanten hydrologischen Teilprozesse berücksichtigt, wird die Wasserbilanz folgendermaßen beschrieben (Dyck & Peschke, 1995):

$$P = S_I + S_O + ET + F + P_{EFF} [mm] \quad (\text{Gleichung 2-7})$$

$$F = \Delta\Theta + R_B + R_G [mm] \quad (\text{Gleichung 2-8})$$

$S_I$  = Interzeptionsspeicher

$S_O$  = Muldenspeicher

$F$  = Infiltration

$ET$  = Evapotranspiration

$P_{EFF}$  = Effektiv Niederschlag

$\Delta\Theta$  = Bodenfeuchteänderung

$R_B$  = bodeninnerer laterale Abfluss

$R_G$  = neugebildetes Grundwasser

Tritt ein Starkregenereignis im Teilgebiet *Hanglage* auf, haben manche hydrologische Teilprozesse nur geringen Einfluss auf die Wasserbilanz (Dyck & Peschke, 1995). So hat zum Beispiel die Evapotranspiration ( $ET$ ) aufgrund der kurzen Niederschlagsdauer ( $D$ ) einen vernachlässigbar kleinen Einfluss auf die Wasserbilanz.

Die Interzeption bildet den Speicher der Pflanzenoberfläche für ein Einzugsgebiet ab. Daher stellt die Interzeption eine Verlustgröße dar, welche einen Teil des gefallenen Niederschlags im Einzugsgebiet zwischenspeichert und über Verdunstung wieder entleert. Bei Starkregenereignissen ist dieser Speicher aufgrund der hohen Intensitäten innerhalb von kürzester Zeit gefüllt, sodass das Verhältnis zwischen Interzeption ( $S_I$ ) und Niederschlag vernachlässigbar klein wird.

Eine weitere Verlustgröße ist der Muldenspeicher ( $S_O$ ) an der Oberfläche, welcher ebenfalls einen Teil des gefallenen Niederschlags zurückhält. Der Muldenspeicher wird durch Evaporation ( $E$ ) und Infiltration ( $F$ ) verzögert wieder entleert. Bei kleinen Geländeneigungen kann der Muldenspeicher bis zu 7 Millimeter des gefallenen Niederschlags zurückhalten (Dyck & Peschke, 1995). Bei großen Geländeneigungen im Einzugsgebiet reduziert sich der Einfluss des Muldenspeichers erheblich. Der Muldenspeicher wird aufgrund der Vollständigkeit in dieser Arbeit dennoch berücksichtigt, auch wenn er keinen erheblichen Einfluss auf das Berechnungsergebnis hat.

Aus all diesen Zusammenhängen wird ersichtlich, dass die Infiltration den größten Einfluss auf die Niederschlags-Abfluss-Beziehung in einem Einzugsgebiet hat und daher die Wasserbilanzgleichung (siehe Gleichung 2-7) speziell in Hanglagen wie folgt reduziert werden kann:

$$P = P_{eff} + F + S_O [mm] \quad (\text{Gleichung 2-9})$$

$$P_{eff} = \text{Effektivniederschlag [mm]}, F = \text{Infiltration [mm]}$$

$$S_O = \text{Muldenspeicher [mm]}$$

Aus der Gleichung 2-9 wird ersichtlich, dass mit den beiden Parametern  $P$  und  $F$  der Effektivniederschlag ( $P_{eff}$ ) berechnet werden kann. Dadurch ist der Effektivniederschlag allein vom Infiltrationsvolumen abhängig, da der Niederschlag gemessen werden kann und daher bekannt ist. Aus diesem Zusammenhang geht hervor, dass die Wahl eines geeigneten Infiltrationsmodells der wichtigste Schritt für die Berechnung des Effektivniederschlags im Teilgebiet *Hanglage* ist. Die nachfolgenden empirischen Infiltrationsmodelle werden derzeit am häufigsten angewendet.

- Horton Infiltrationsmodell
- Infiltrationsansatz nach Green Ampt
- Curved-Number Verfahren (SCS-Verfahren)

Mit Hilfe dieser empirische Infiltrationsmodelle kann der Effektivniederschlag, welcher für ein hydrodynamisches 2D-Abflussmodell im Teilgebiet *Hanglage* den wichtigsten Eingangsparameter darstellt, bestimmt werden.

### 2.2.2 Aktuelle Modellansätze im Teilgebiet Urbane Fließgewässer

Um das Abflussverhalten eines urbanen Fließgewässers mit Hilfe eines Modells beschreiben zu können, werden dieselben Modellansätze wie bei einem herkömmlichen Abflussmodell für Fließgewässer verwendet. Für die Abflussberechnung in einem Fließgewässers kamen in den letzten Jahren folgende Modellansätze verstärkt zum Einsatz: Diese werden vor allem zur Erstellung von Abflussmodellen, welche zur Simulation von Hochwasserereignissen angewendet werden, verwendet (BMNT, 2014).

- Konzeptive Modelle
- 1-D-Modelle
- 2-D-Modelle
- 3-D-Modelle

Für die Abflussbildung wird für jeden dieser Modellansätze die Wasserhaushaltsgleichung angewendet (siehe Gleichung 2-6). Im Starkregenfall ist der Abfluss einzig von der Infiltration abhängig (siehe Abschnitt 2.2.1.2). Da im Starkregenfall jedoch angenommen werden kann, dass die Infiltration für eine kleine Niederschlagsdauer ( $D$ ) keinen Einfluss auf die Abflussbildung in einem Fließgewässer hat, kann der Abfluss wie folgt berechnet werden:

$$P = P_{eff} \quad \text{(Gleichung 2-10)}$$

$$P_{eff} = \text{Effektivniederschlag [mm]}, P = \text{Niederschlag [mm]}$$

Aus diesem Zusammenhang wird ersichtlich, dass für die Abflussbildung im Teilgebiet *Urbane Fließgewässer* der Effektivniederschlag annähernd denselben Wert wie der gefallene Niederschlag aufweist. Dadurch wird das zusätzliche Abflussvolumen im Falle eines Starkregenereignisses in einem Fließgewässer allein vom gefallenen Niederschlag generiert. Diese Annahme ist nur gültig, wenn keine unterirdischen Fließprozesse berücksichtigt werden, die das Abflussverhalten im Fließgewässer beeinflussen.

In den nachfolgenden Abschnitten werden die erwähnten Modellansatz für das Teilgebiet *Urbanes Fließgewässer* näher beschrieben.

### 2.2.2.1 Konzeptive Modelle

Der Konzeptive Modellansatz stellt den einfachsten Ansatz zur Erstellung eines Abflussmodells dar. Dabei wird das Fließgewässer durch eine lineare Speicherkaskade abgebildet. Jede einzelne Kaskade bildet anschließend den Abfluss mit den Hauptkomponenten der Kontinuitätsgleichung (siehe Gleichung 2-11 (Dyck & Peschke, 1995)).

$$Q_z(t) - Q_a(t) = \frac{dS}{dt} \quad \text{(Gleichung 2-11)}$$

$$Q_z(t) = \text{zuzuführender Durchfluss [mm]}, Q_a(t) = \text{abfließender Durchfluss [mm]}$$

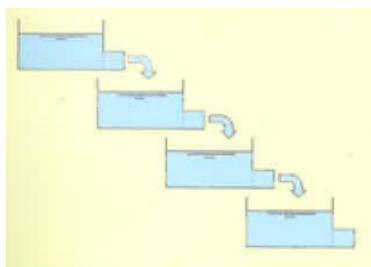
$$\frac{dS}{dt} = \text{zeitabhängige Speicheränderung [mm]}$$

Aus der Differenz der beiden zeitabhängigen Durchflussternen kann die zeitabhängige Speicheränderung berechnet werden. Anschließend werden die Speicherkaskaden entlang der Hauptfließstrecke des Fließgewässers aneinan-

## 2. Grundlagen

dergereiht, dadurch kann das Abflussverhalten eines Fließgewässers abgebildet werden (siehe Abbildung 2-4). Wobei der abfließende Durchfluss einer Speicherkaskade äquivalent mit dem zufließenden Durchfluss der nachfolgenden Speicherkaskade ist.

Anzumerken ist, dass durch die konzeptiven Modelle nur eine Abflussganglinie bestimmt werden kann. Aussagen bezüglich des Wasserstandes können nicht getroffen werden (BMNT, 2014).



**Abbildung 2-4:** Lineare Speicherkaskade (BMNT, 2014)

### 2.2.2.2 1-D-Modelle

Für den eindimensionalen Modellansatz wird das Fließgewässer als Linie dargestellt. Entlang dieser Linie werden in einer geeigneten Auflösung Flussquerprofile angeordnet. Diese Querprofile werden anschließend mittels Interpolation miteinander verbunden, sodass ein Flussschlauch entlang der Linie entsteht. Der Abfluss in diesem Flussschlauch kann mit Hilfe der eindimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Energieerhaltung beschrieben werden. Daraus leiten sich die sogenannten De-Saint-Venant-Gleichungen ab, welche in Gleichung 2-12 und Gleichung 2-13 dargestellt sind (Martin, 2011).

Da es sich bei diesen Gleichungen um partielle Differentialgleichungen erster Ordnung handelt, können diese nicht mehr analytisch gelöst werden. Aus diesem Grund benötigt es numerische Lösungsmethoden. Für die De-Saint-Venant-Gleichungen werden dafür häufig die Methoden der Finiten Differenzen verwendet.

$$\frac{\delta Q}{\delta x} + \frac{\delta A}{\delta t} = 0 \quad \text{(Gleichung 2-12)}$$

$$\frac{\delta v}{\delta t} + v \frac{\delta v}{\delta x} + g \frac{\delta h}{\delta x} + g(J_E - J_S) = 0 \quad \text{(Gleichung 2-13)}$$

Um die De-Saint-Venant-Gleichungen anwenden zu können, sind einige Annahmen zu beachten. Eine dieser Annahmen ist eine konstante Geschwindigkeitsverteilung über den gesamten Flussquerschnitt, wodurch Sekundärströmungen vernachlässigt werden. Eine weitere Annahme ist, dass das durchschnittliche Gefälle entlang des Flussschlauches sehr klein ist ( $\cos\phi \sim 1$ ) (BMNT, 2014).

### 2.2.2.3 2-D-Modelle

Während 1-D-Modelle häufig für die reine Abflussmodellierung in einem Fließgewässer verwendet werden, kommen aufgrund der zunehmenden Hochwasserproblematik 2-D-Modelle in den letzten Jahren immer häufiger zur Anwendung. Mit Hilfe solcher Modelle können Überflutungsszenarien an ufernahen Gebieten entwickelt werden, welche im Falle eines Starkregenereignisses mit sehr hohen Jährlichkeiten eintreten können. Dadurch können Überflutungsflächen generiert werden, die abhängig von der Jährlichkeit des Niederschlagsereignisses (alle 30, 100 oder 300 Jahren) und der daraus entstehenden Hochwasserwelle (HQ30, HQ100 oder HQ300) sind.

Als physikalische Grundlage verwenden diese 2-D-Modelle wie die 2-D-Handwassermodele die tiefengemittelten Flachwassergleichungen (BMNT, 2014) (siehe Gleichung 2-3 und Gleichung 2-4), welche in den meisten Fällen mit der numerischen Lösungsmethodik der Finiten Volumina gelöst werden.

Der Vorteil der 2-D-Modelle ist vor allem, dass diese angewendet werden können, wenn die Hauptfließrichtungen unbekannt sind, wodurch sich die 2-D-Modelle sehr gut zur Modellierung von Hochwasserabflüssen und der daraus resultierenden möglichen Überflutung von ufernahen Gebieten eignen. Im Gegensatz zu 1-D-Modellen benötigen 2-D-Modelle längere Rechenzeiten und einen zusätzlichen Aufwand bei der Modellerstellung (BMNT, 2014).

### 2.2.2.4 3-D-Modelle

Sind Detailuntersuchungen wie zum Beispiel ein Überströmungsmodell für Wehranlagen oder Sekundärströmungsmodelle im Fließgewässer notwendig, kommen 3-D-Modelle zur Anwendung (BMNT, 2014). Da diese Modelle sehr lange Rechenzeiten benötigen, ist es derzeit nicht üblich ein 3-D-Modell zur Abflussmodellierung eines gesamten Fließgewässereinzugsgebietes zu verwenden.

Das Abflussverhalten kann durch die dreidimensionale Navier-Stokes-Gleichungen abgebildet werden (siehe Gleichung 2-1). Die Gleichungen werden durch eine geeignete numerische Lösungsmethodik gelöst (FV, FE oder FD). Da diese Gleichungen durch eine zeitliche sowie drei räumliche Variablen beschrieben werden, benötigt die gewählte numerische Lösungsmethodik dementsprechend lange, um das Differentialgleichungssystem zu lösen.

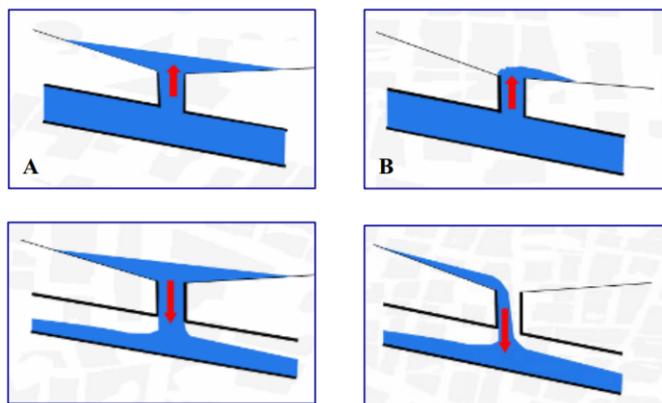
## 2.2.3 Aktuelle Modellansätze im Teilgebiet Urbaner Raum

Die hydrodynamische Kanalnetzmodellierung kommt im urbanen Gebiet als Dimensionierungswerkzeug seit einigen Jahren zur Anwendung und repräsentiert damit den Stand der Technik (Engels, 2007). Da das Entwässerungssystem im

## 2. Grundlagen

urbanen Raum vorwiegend als Mischsystem ausgeführt ist (Fuchs-Hanusch u. a., 2014) und solche Entwässerungssysteme nur auf ein Niederschlagsereignis mit einer Wiederkehrzeit von fünf Jahren dimensioniert sind (OEWAV, 2009), kann es an einigen Stellen im Entwässerungssystem im Falle eines Starkregenereignisses zu einem Überstau kommen.

Tritt ein solcher Überstau auf, gelangt Mischwasser aus dem Entwässerungssystem an die Oberfläche. Dies kann in weiterer Folge zu einem Schaden an Gebäuden führen oder wieder an einer tiefergelegenen Stellen über einen Straßeneinlauf oder über die Einlauföffnungen eines anderen Schachtes ins Entwässerungssystem eingespeist werden. In Abbildung 2-5 sind alle möglichen Koppelungen mit der Oberfläche sowie die Prozesse, die im Überstaufall eintreten können, abgebildet.

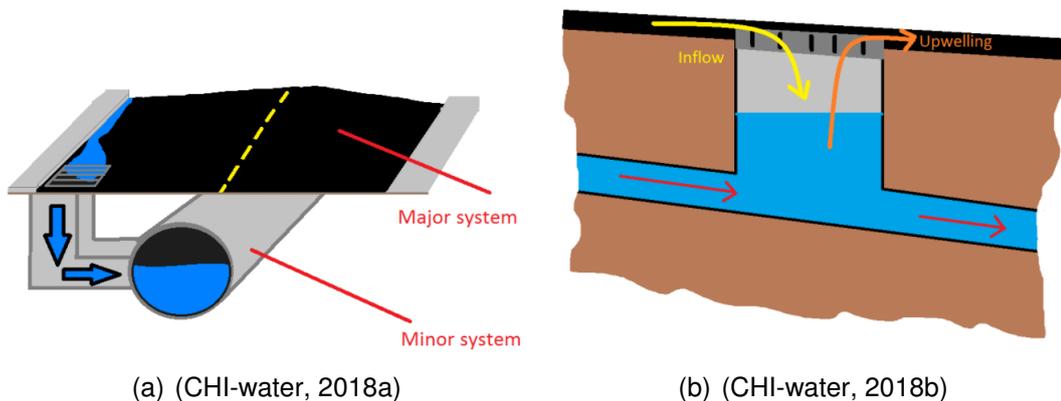


**Abbildung 2-5:** Mögliche Modellkopplungen und Fließprozesse im Überstaufall  
A) Überstauereignis über eine Senke/Mulde B) Überstauereignis im Hang  
(Engels, 2007)

Bei der hydrodynamischen Kanalnetzmodellierung wird in den meisten Modellen über dem Kanalschacht ein fiktives Speicherbecken angeordnet, in dem das Volumen an Mischwasser im Überstaufall ermittelt werden kann. Die oben genannten Prozesse werden daher in einem gewöhnlichen Kanalnetzmodell nicht berücksichtigt. Daher benötigt es eine Erweiterung des gewöhnlichen hydrodynamischen Kanalnetzmodells. Eine solche Erweiterung stellt ein gekoppelter 1D/2D Modellansatz dar.

Dieser Modellansatz koppelt das eindimensionale Kanalnetzmodell mit einem digitalen Höhenmodell beziehungsweise mit einem Oberflächenabflussmodell. Im Überstaufall können die Fließwege an der Oberfläche, welche sich durch das Überstauereignis ergeben, berechnet werden. Das Oberflächenabflussmodell kann mit Hilfe eines 1-D-Modells oder eines 2-D-Modells abgebildet werden. Das 1-D-Modell verwendet dabei ähnlich wie beim eindimensionalen Fließgewässermodell (siehe Abschnitt 2.2.2.2) den über dem Kanalnetz liegenden

Straßenquerschnitt als Linienelement und berechnet wie im Kanalnetzmodell den Wasserstand und die Fließgeschwindigkeit. Ein 2-D Modell bildet die Oberfläche mit Hilfe eines digitalen Geländemodells ab. Mit den gewonnenen Höhendaten wird anschließend ein zweidimensionales Berechnungsnetz erzeugt, wodurch der Wasserstand und die Fließgeschwindigkeit ermittelt werden können. Der wesentliche Vorteile des 1-D-Modells sind die schnelleren Berechnungszeiten. Im Gegensatz dazu dauert die Berechnung eines 2-D-Modells länger. Allerdings bilden solche Modelle den Oberflächenabfluss genauer ab. In Abbildung 2-6 ist die Modellkoppelung eines 1D/2D Modellansatzes schematisch dargestellt.



**Abbildung 2-6:** (a) Koppelung des Oberflächenmodells mit dem Kanalnetzmodell über einen Straßeneinlauf (Schnittstelle)  
 (b) Modellierung eines Überstauereignisses aus dem Kanalnetze über einen Schacht

Wie in den hydrodynamischen Abflussmodellen in den Teilgebieten *Hanglage und Urbane Fließgewässer* ist der Effektivniederschlag ( $P_{eff}$ ) eine sehr wichtige Eingangsgröße für die Berechnung und muss daher im Vorfeld bestimmt werden. Im *Urbanen Raum* nützt man dazu sehr häufig das hydrologische Modell Hydrological Response Units (HRU), das das Einzugsgebiet mithilfe der Flächenwidmung und Landnutzung in sich hydrologisch ähnlich verhaltende Gebiete einteilt (Fürst, 2006). Diesen Gebieten werden anschließend die jeweiligen Oberflächenparameter wie Rauigkeit, Speicherwirkung, Versiegelungsgrad usw. zugeordnet. Die Flächen werden anschließenden jeder einzelnen Kanalhaltung im Modell zugeordnet. Dies sollte mit einer hohen Genauigkeit erfolgen, um das hydraulische Verhalten im Kanalsystem und in weiterer Folge auf der Oberfläche realitätsnahe modellieren zu können.

### **2.2.4 Schlussfolgerung für die integrierte Modellierung**

In allen oben genannten Abschnitten wurden die drei Teilgebiete entkoppelt betrachtet. Einzig im Teilgebiet urbaner Raum wird nach derzeitigem Stand ein Kanalnetzmodell mit der darüberliegenden Oberfläche gekoppelt. Speziell in städtischen Gebieten können diese drei Teilgebiete nicht getrennt voneinander betrachtet werden, da die verschiedenen hydraulischen Systeme miteinander interagieren (Engels, 2007). So hat beispielsweise das Teilgebiet Hanglage, häufig eine ähnliche Siedlungsstruktur beziehungsweise Bebauungsdichte wie das Teilgebiet Urbaner Raum. Diese Homogenität ist besonders in Städten im *Voralpinen Raum* zu beobachten.

Aus diesen Überlegungen kann geschlossen werden, dass ein integrierter Modellansatz benötigt wird, um sowohl die hydraulischen Interaktionen der Teilgebiete sowie die Homogenität in der Siedlungsstruktur modelltechnisch abbilden zu können.

# Kapitel 3

## Datengrundlage

Um ein Oberflächenabflussmodell aufbauen zu können, müssen die dafür notwendigen Daten gesammelt werden. In diesem ersten Schritt der Modellerstellung ist es besonders wichtig, dass die notwendigen Daten eine sehr hohe Qualität aufweisen, da das Oberflächenabflussmodell ansonsten keine aussagekräftigen Ergebnisse liefert.

In Kapitel 2 wurde aufgezeigt, dass ein integrierter Modellansatz notwendig ist, um ein realitätsnahes Modell für urbane Sturzfluten erstellen zu können. Im folgenden Kapitel wird in einem ersten Schritt auf die notwendigen Daten für die Modellerstellung eingegangen. Da der integrierte Modellansatz im Rahmen dieser Arbeit auch durch eine Fallstudie auf seine Funktionalität überprüft werden soll, wird in einem zweiten Schritt das dafür ausgewählte Projektgebiet beschrieben.

### 3.1 Daten zur Modellerstellung

In den nachfolgenden Abschnitten werden alle Daten erläutert, welche zur Erstellung eines integrierten Modells notwendig sind. Dabei wird besonders auf die notwendige Datenqualität eingegangen.

#### 3.1.1 Digitales Höhenmodell

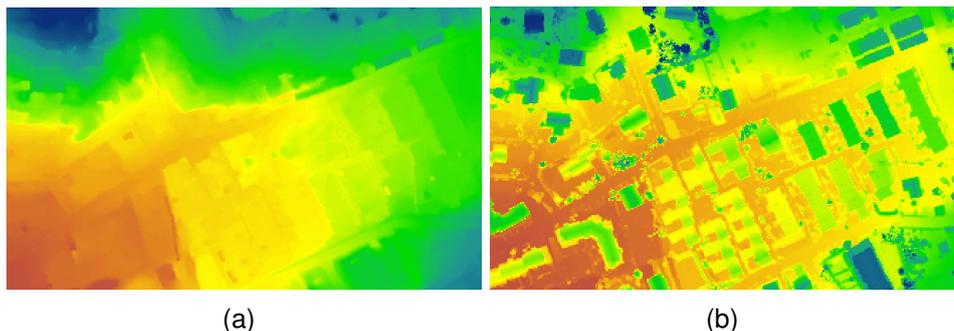
Das Fließverhalten an der Oberfläche hängt in erster Linie von den topographischen Verhältnissen eines Projektgebietes ab. Daher sind die topographischen Daten die wichtigste Information für die Erstellung eines Oberflächenabflussmodells. Um diese topographischen Daten digital erfassen zu können, wird die Oberfläche in ein Raster mit geeigneter Auflösung eingeteilt. Anschließend werden die einzelnen Rasterflächen mit dem realen Gelände verschnitten und jeder Rasterfläche der passende Höhenwert zugewiesen. Diese Zuweisung erfolgt mittels Überfliegung und der Airborne Laser Scanning-

### 3. Datengrundlage

---

Methode (ALS) (Muschalla u. a., 2015). Aus den daraus gewonnen Höhendaten wird ein digitales Höhenmodell (DGM) oder ein digitales Oberflächenmodell (DOM) generiert.

Das DGM erzeugt eine Abbildung des realen Geländes ohne Bewuchs, Gebäude, Fahrzeuge usw. Das DOM bildet hingegen das Gelände mit allen Erhebungen wie beispielweise Gebäuden ab. In Abbildung 3-1 sind die Unterschiede dieser beiden Modelle ersichtlich.



**Abbildung 3-1:** (a) Digitales Geländemodell (b) Digitales Oberflächenmodell  
(Blau: sehr hohe Lage, Grün: hohe Lage, Gelb: niedrige Lage, Orange: sehr niedrige Lage, Rot: tiefe Lage)

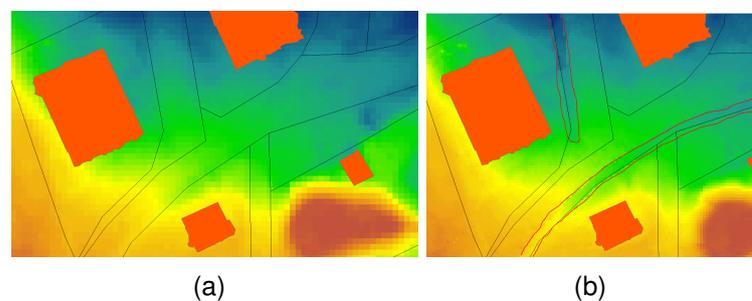
Die Auflösung beider Höhenmodelle mit der ALS-Methode ist nach derzeitigem Stand sehr gut. So kann alle 50 cm eine Rasterfläche generiert werden, der mit einem Höhenintervall von 0,1 Meter ein Höhenwert zugewiesen wird (Muschalla u. a., 2015). Das Problem eines DOM liegt eher daran, dass die gesamte Oberfläche des Projektgebietes zum Zeitpunkt der Überfliegung aufgenommen wird. Dadurch werden auch Straßenlaternen, temporäre Erhebungen wie zum Beispiel parkende Autos usw. mitaufgenommen, welche entweder keine abflusswirksamen Flächen darstellen oder nur temporäre Hindernisse sind. Das DGM stellt hingegen das Gelände mit einer Filterung dar. Dies bedeutet, dass temporäre (Autos, usw.) und dauerhafte Hindernisse (Gebäude, Straßenlaternen, usw.), aus dem Modell gefiltert werden. Das DGM stellt daher ein gefiltertes Gelände dar und ist aus diesem Grund für die Erstellung eines Oberflächenabflussmodells das geeignetere Modell.

#### 3.1.2 Bruchkanten

Bruchkanten werden alle Kanten bezeichnet, welche die Ebene der Straße unterbrechen und zu einem Höhenversatz führen. Durch diese Kanten wird der Straßenquerschnitt begrenzt. Tritt ein Starkregenereignis ein, kann der Straßenquerschnitt als Gerinne mit einer freien Oberfläche betrachtet werden, auf dem das Niederschlagswasser abfließen kann. Die Rauigkeit des entstehenden Gerinnes

ist im Vergleich zu einem natürlichen Gerinne sehr gering. Dadurch treten teilweise hohe Fließgeschwindigkeiten auf.

Die Kenntnis über die Lage der Bruchkanten ist insbesondere wichtig, da diese nicht durchgehend entlang der gesamten Straße vorkommen, sondern immer wieder Zwischenlücken aufweisen. Der Grund für diese Unterbrechungen sind beispielweise Fußgängerüberquerungen oder Gebäudeein- und ausfahrten (D. Muschalla u. a., 2013). Ist ein digitales Geländemodell mit sehr hoher Auflösung vorhanden, sind eigene Daten für die Bruchkanten in den meisten Fällen nicht notwendig. Ist die Auflösung des Höhenmodells zu gering, sind Informationen über die Lage der Bruchkanten erforderlich. Diese können in den meisten Fällen nur durch Ortsbegehungen manuell aufgenommen werden und anschließend mittels GIS-Werkzeugen mit dem DGM des Projektgebietes verschnitten werden. Diese Manipulation des Digitalen Geländemodells ist in Abbildung 3-2 dargestellt.



**Abbildung 3-2:** (a) Digitales Geländemodell vor der Verschneidung mittels der Bruchkanten als Rasterdaten (rote Flächen: Dachflächen)

(b) Digitales Geländemodell nach der Verschneidung der Bruchkanten als Rasterdaten (rote Linien markieren den Bereich der Bruchkanten, rote Flächen: Dachflächen)

### 3.1.3 Entwässerungssystem

Da es im Teilgebiet *Urbaner Raum* zu einer Interaktion zwischen Entwässerungssystem und Oberflächenwasser kommt, müssen Informationen über das Entwässerungssystem vorhanden sein, um ein Oberflächenabflussmodell mithilfe eines integrierten Modellansatzes aufbauen zu können. Insbesondere im *Urbanen Raum* sind die Kanalsysteme häufig in Mischsystem ausgeführt, wodurch das Schmutzwasser und das Niederschlagswasser in einer Haltung zusammen in Richtung Abwasserreinigungsanlage (ARA) geleitet werden (Fuchs-Hanusch u. a., 2014). Aus diesem Grund müssen Daten bezüglich des Anschlussgrades pro Haltung vorhanden sein, um den Trockenwetterabfluss ( $Q_T$ ) an Schmutzwasser ( $Q_S$ ) innerhalb des Kanalstranges bestimmen zu können. Zusätzlich muss auch noch die Information vorhanden sein, wie viel versiegelte Fläche an einer Haltung angeschlossen ist, damit der Regenabfluss ( $Q_R$ ) bestimmt werden kann. Sind Daten der angeschlossenen

### 3. Datengrundlage

---

versiegelten Flächen vorhanden, kann das Gesamtvolumen (Mischwasserabfluss  $Q_M$ ), welches in den Kanal geleitet wird, bestimmt werden.

Aus diesen Überlegungen können folgende Zusammenhänge zur Berechnung der Mischwassermenge abgeleitet werden, wobei in dieser Darstellung der gewerbliche Schmutzwasserabfluss ( $Q_G$ ) vernachlässigt wird (siehe Gleichung 3-1 und Gleichung 3-2 (Fuchs-Hanusch u. a., 2014)):

$$Q_M = Q_T + Q_R [L/s] \quad (\text{Gleichung 3-1})$$

$$Q_R = A_{E,k} * \psi_S * r_{D,T_n} [L/s] \quad (\text{Gleichung 3-2})$$

$Q_M$  = Mischwasserabfluss,  $Q_T$  = Trockenwetterabfluss,  $Q_R$  = Regenwetterabfluss  
 $A_{E,k}$  = Beitragsfläche,  $\psi_S$  = Spitzenabflussbeiwert,  $r_{D,T_n}$  = Bemessungsregenspende

Um  $Q_T$  bestimmen zu können, benötigt es neben dem spezifischen häuslichen Spitzenabfluss ( $q_H = 0,004 \text{ L/s*EW}$  (Fuchs-Hanusch u. a., 2014)) auch die Beitragsfläche ( $A_{E,k,i}$ ) und die Einwohnerdichte pro Haltung ( $ED_i$ ). Dieser Zusammenhang ist in Gleichung 3-3 dargestellt.

$$Q_T = \max Q_{H_i} = A_{E,k,i} * ED_i * q_H [L/s] \quad (\text{Gleichung 3-3})$$

$\max Q_{H_i}$  = maximaler häuslicher Schmutzwasseranfall

$Q_T$  = Trockenwetterabfluss,  $q_H$  = spezifischer Spitzenabfluss

$A_{E,k,i}$  = Beitragsfläche pro Haltung,  $ED_i$  = Einwohnerdichte pro Haltung

Aus diesen Zusammenhängen wird ersichtlich, dass zur Bestimmung von  $Q_M$  Einwohnerdaten, Daten über die angeschlossene Fläche pro Haltung sowie Regendaten benötigt werden. In Abschnitt 3.1.6 wird detailliert auf die Regendaten eingegangen. Sind größere Gewerbegebiete innerhalb eines Einzugsgebietes vorhanden, benötigt es zusätzliche Informationen über den betrieblichen Schmutzwasseranfall.

Die zuvor beschriebenen Daten werden einzig zur Bestimmung der Mischwassermenge im Kanal benötigt. Zusätzlich müssen noch Daten bezüglich der genauen Lage einzelner Haltungen und Schächte, sowie Informationen über Sonderbauwerken wie Mischwasserüberläufe vorhanden sein, um ein

hydrodynamisches Kanalnetzmodell erstellen zu können.

### 3.1.4 Landnutzungsdaten

Zwischen dem Effektivniederschlag und der abflusswirksame Fläche besteht ein linearer Zusammenhang (Muschalla u. a., 2015). Daraus lässt sich das abflusswirksame Abflussvolumen berechnen. Die Berechnung des Effektivniederschlags wurde in Abschnitt 2.2 erläutert, dieser wird für jedes Teilgebiet bestimmt. Die genauen Flächen, welche abflusswirksam sind, werden für die Bestimmung des Abflussvolumens noch benötigt.

Da jeder einzelne Flächentyp spezielle Oberflächeneigenschaften aufweist, muss die Gesamtfläche des Projektgebietes in Flächentypen eingeteilt werden, welche dieselben Oberflächenparameter aufweisen. Nachfolgend sind die wichtigsten Oberflächenparameter für die Einteilung aufgelistet:

- Muldenspeicher ( $S_O$ )
- Interzeptionsspeicher ( $S_I$ )
- Rauigkeit (Strickler-Rauigkeit  $k_s$ )

Die Einteilung kann mit Hilfe unterschiedlicher Methoden durchgeführt werden. Die einfachste Methode ist, die Oberfläche mittels Orthophoto einzuteilen. Diese Methode ist jedoch nur anwendbar, wenn ein Orthophoto in sehr guter Auflösung vorhanden ist. Eine weitere Methode stellt die Einteilung der Flächen mittels eines Flächenwidmungsplans dar. Da der Flächenwidmungsplan die Flächen nicht nach Oberflächenstruktur einteilt, sondern nach Nutzungseigenschaften wie Bauland oder Kerngebiet einer Stadt, existieren bei dieser Methode oftmals zu wenig Berührungspunkte mit der Oberflächenstruktur. Die genaueste Methode ist die Ortsbegehung, damit können die einzelnen Flächen je nach Anforderung manuell eingeteilt werden. Der große Nachteil bei dieser Methode ist jedoch der sehr hohe Zeitaufwand.

Je nach Anforderungsprofil des Projektes ändert sich auch der Anspruch an die Auflösung. Aus diesem Grund soll im Vorfeld geklärt werden, wie genau die Einteilung durchgeführt werden muss, um anschließend eine geeignete Methode für die Flächeneinteilung auswählen zu können.

### 3.1.5 Fließgewässerquerprofile

Da in dieser Arbeit auch das Teilgebiet Urbane Fließgewässer betrachtet wird, müssen Daten über das Profil des Fließgewässers vorhanden sein, damit der Abfluss mithilfe eines geeigneten Modellansatzes bestimmt werden kann (siehe Abschnitt 2.2.3).

### 3. Datengrundlage

---

Wird ein 1-D-Modellansatz verwendet, müssen Daten vorhanden sein, welche die Querprofile des Fließgewässers in geeigneter Auflösung darstellen. Diese Querprofile werden mittels terrestrischer Vermessung bestimmt, wobei die Auflösung im Freiland zwischen 50 bis 150 Meter und in bebauten Gebieten zwischen 10 und 50 Meter liegen soll (BMNT, 2014).

Ist ein DGM in einer sehr guten Auflösung vorhanden, kann durch dieses das Profil des Fließgewässers ausreichend genau abgebildet werden. Jedoch müssen spezielle Unterbrechungen wie Durchlässe und Brücken entlang des Fließgewässers sorgfältig kontrolliert werden und eventuell manuell korrigiert werden. Die Verschneidung des DGMs mit dem Fließgewässerschlauch ist eine weitere Möglichkeit, wie der gesamte Flussquerschnitt berücksichtigt werden kann. Dies ist jedoch nur sinnvoll, wenn die Querprofilaten, aus denen der Fließgewässerschlauch erzeugt wird, aus anderen Datenquelle stammen wie die Daten des DGMs.

#### 3.1.6 Regendaten

Der wichtigste Eingangsparameter für die Modellierung des Abflusses sowohl im Fließgewässer als auch an der Oberfläche und im Kanal sind die Daten des Niederschlags (Dyck & Peschke, 1995). Diese können auf unterschiedliche Art und Weise bestimmt oder gemessen werden. Die Einheit des Niederschlags wird in den meisten Fällen in Millimeter angegeben (Liter pro Quadratmeter).

Die einfachste Methode den Niederschlag und das daraus resultierende Abflussvolumen bestimmen zu können, ist die Berechnung mithilfe der Bemessungsregenspende ( $r_{D,T_n}$ ). Diese ist abhängig von der Dauerstufe (Minute) und der Wiederkehrzeit (1-mal jährlich, 2-mal jährlich usw.). Seitdem das ÖWAV-Regelblatt 11 zur Anwendung kommt, sind flächendeckend über gesamt Österreich die notwendigen Niederschlagsdaten über das eHYD-Portal öffentlich zugänglich, somit kann die Bemessungsregenspende bestimmt werden (Fuchs-Hanusch u. a., 2014). Dabei werden innerhalb von Österreich sogenannte Gitterpunkte erzeugt, welche in einer Auflösung von 6 km<sup>2</sup> angeordnet sind. An diesen Punkten sind alle notwendigen Daten zur Bestimmung der Bemessungsregenspende bekannt. Diese Methode kommt vor allem bei der Kanalnetzdimensionierung mittels Fließzeitverfahren zur Anwendung (Fuchs-Hanusch u. a., 2014).

Eine weitere Möglichkeit, wie die Niederschlagsmenge bestimmt werden kann, ist die Generierung eines Modellregens (wie zum Beispiel ein Modellregen nach Euler Typ 2). Ein solcher Modellregen liefert ähnliche Aussagen bezüglich des Abflussvolumens wie eine gemessene Langzeitregenreihe (OEWAV, 2009). Da eine gemessene Langzeitregenreihe in den meisten Fällen nicht vorhanden

ist, wird oftmals ein Modellregen zur Bestimmung des Abflussvolumens generiert. Dieser Modellregen ist von denselben Parametern (Wiederkehrzeit und Niederschlagsdauer) abhängig wie  $r_{D,T_n}$  und kann aus dem eHYD-Portal des österreichischen hydrographischen Dienstes entnommen werden.

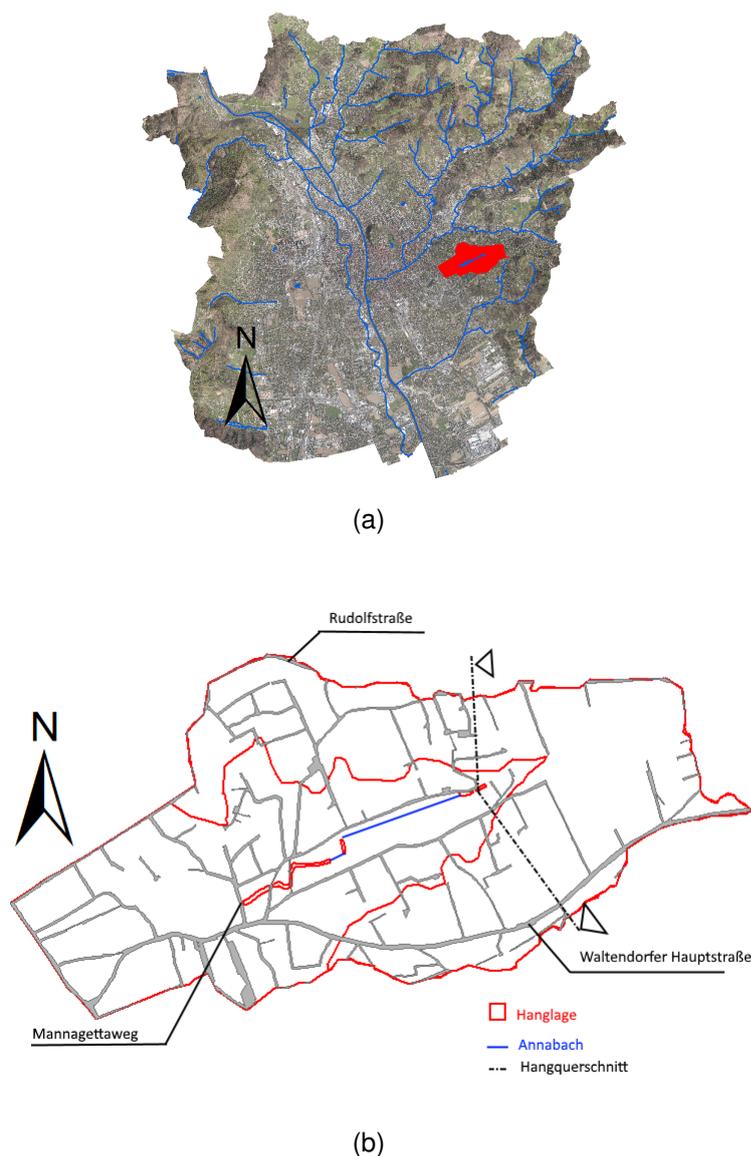
Der Niederschlag weist neben der zeitlichen auch eine starke räumliche Variabilität auf (Dyck & Peschke, 1995). Alle zuvor beschriebenen Methoden der Niederschlagsbestimmung beruhen auf Daten, welche durch Niederschlagsmessungen erzeugt werden. Eine solche Niederschlagsmessung wird beispielweise durch den Regenmesser nach Hellmann vorgenommen, welcher den Niederschlag mithilfe einer Auffangfläche von  $100 \text{ cm}^2$  misst. Da das Messnetz des eHYD-Portals nur eine äußerste geringe Auflösung aufweist ( $6 \text{ km}^2$ ), repräsentiert die geringe Auffangfläche der Regenmesser das Niederschlagsverhalten des gesamten Gebietes. Eine Auswertung von vergangenen Starkniederschlagsereignissen hat gezeigt, dass die Zentren vieler Starkniederschlagsereignisse mit den höchsten Intensitäten eine Fläche von kleiner als einen halben Quadratkilometer aufweisen. (Dyck & Peschke, 1995). Daraus kann geschlossen werden, dass die Messnetzdicke des eHYD-Portals im Starkregenfall viel zu gering ist, um das tatsächliche Niederschlagsverhalten aus den Daten einer einzelnen Niederschlagsmessung ableiten zu können.

Um diesem Problem entgegenzuwirken, kommen in den letzten Jahren verstärkt Niederschlagsradare zum Einsatz. Jedoch ist auch bei diesen Verfahren von einem Messfehler von ca. 20 Prozent auszugehen, da nicht alle ausgesendeten und von den Regenteilchen reflektierten Impulse vom Regenradar wieder empfangen werden (Dyck & Peschke, 1995).

Sind mehrere stationäre Niederschlagsmessgeräte innerhalb eines Einzugsgebietes vorhanden, können über die sogenannte Isohyetenmethode Niederschlagsmengen mit denselben Werten (Isohythen) linear interpoliert werden. Dadurch kann die räumliche Verteilung nach einem Niederschlagsereignis vereinfacht dargestellt werden.

## 3.2 Beschreibung des Projektgebietes

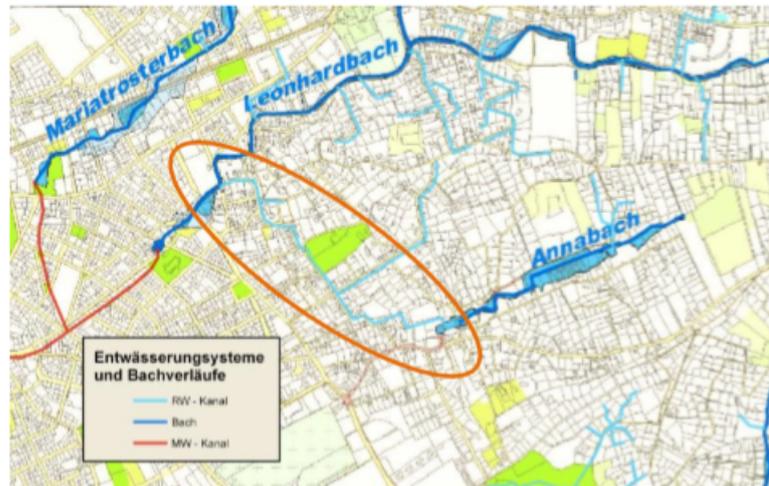
Für die Fallstudie wurde als Projektgebiet das Gebiet rund um den *Annabach* in Graz ausgewählt. Dieses befindet sich im Osten der Stadt Graz. Da das Projektgebiet *Annabach* durch alle drei Teilgebiete (*Hanglage, Urbane Fließgewässer und Urbaner Raum*) gekennzeichnet ist, weist das Gebiet alle notwendigen Kriterien auf, um den integrierten Modellansatz überprüfen zu können. In Abbildung 3-3 sind die Lage des Projektgebietes im Grazer Stadtgebiet und eine Übersichtskarte des Projektgebietes ersichtlich.



**Abbildung 3-3:** (a) Lage des Projektgebietes (rot: Projektgebiet Annabach, blau: Gewässernetz Graz)  
(b) Übersichtskarte des Projektgebietes

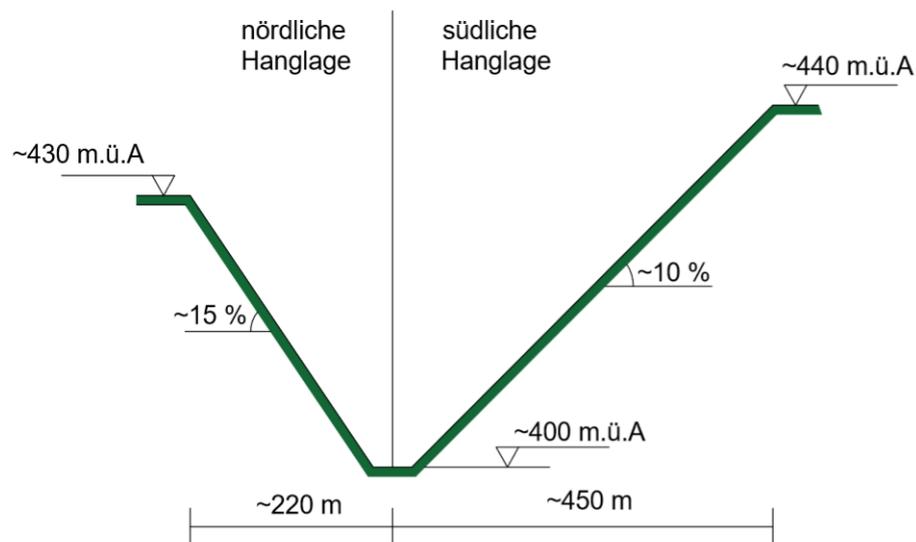
Das Projektgebiet weist eine geographische Talstruktur auf, welche im Norden durch die Rudolfstraße und im Süden durch die Waltendorfer Hauptstraße begrenzt ist. An der Talsohle entspringt der *Annabach*. Die ufernahen Gebiete werden im Norden durch die *Obere Teichstraße* und im Süden durch die *Untere Teichstraße* begrenzt.

Eine Besonderheit des Projektgebietes *Annabach* ist, dass das Gerinne in einen 1,4 km langen Regenwasserkanal eingeleitet wird, der das Abflussvolumen des *Annabaches* in den *Leonhardbach* einleitet (siehe Abbildung 3-4). Diese Einleitestelle liegt nahe des Kreuzungspunktes *Mannagettaweg* - *Waltendorfer Hauptstraße*.



**Abbildung 3-4:** Einleitung und Ausleitung des Annabachs (Assinger, 2012)

Das Teilgebiet *Hanglage* teilt sich zu einer nördlichen und einer südlichen gelegenen Hanglage auf und weist daher eine typische geographische Talstruktur auf. Beide Hanglagen weisen dabei eine durchschnittliche Hangneigung von 10 bis 15 Prozent auf. In Abbildung 3-5 ist ein Querschnitt durch das Projektgebiet am Ursprung des *Annabaches* dargestellt, der auf einem digitalen Geländemodell basiert.

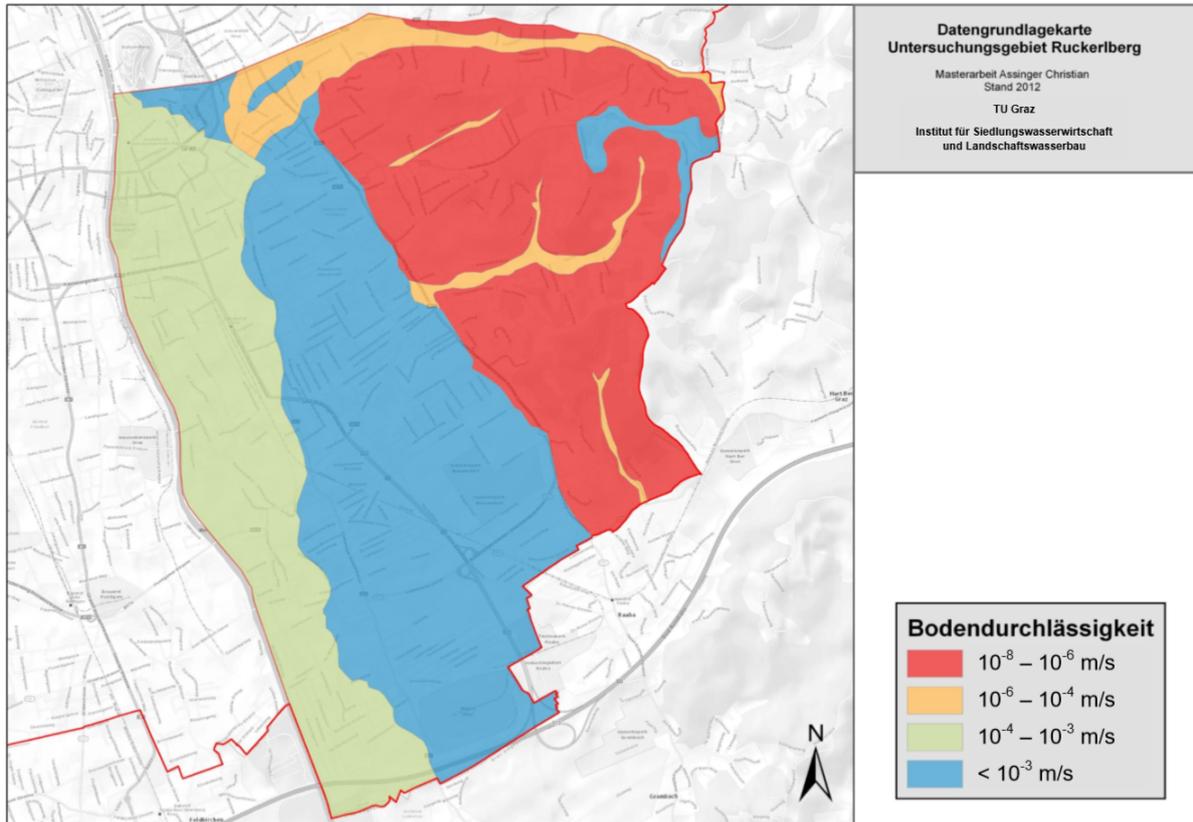


**Abbildung 3-5:** Schematische Darstellung der Hanglage mit den durchschnittlichen Hangneigungen

Das gesamte Einzugsgebiet weist eine Fläche von 132 Hektar auf, davon sind 33 Hektar versiegelt. Daraus ergibt sich ein Versiegelungsgrad von ca. 25 Prozent. Da sich das Projektgebiet in der Nähe des Ruckerlbergeinzugsgebietes befindet, kann angenommen werden, dass der Boden äußerst schlecht versickerungsfähig

### 3. Datengrundlage

ist ( $k_f = 10^{-6} - 10^{-8} [m/s]$ ) (Assinger, 2012). Daraus kann geschlossen werden, dass die Bodenart im Projektgebiet vorwiegend schluffig bis lehmig ist. In nachfolgender Abbildung 3-6 ist die Bodendurchlässigkeitskarte für das Ruckerlberggeinzugsgebiet dargestellt.



**Abbildung 3-6:** Bodendurchlässigkeitskarte im Projektgebiet (Assinger, 2012)

Das gewählte Projektgebiet *Annabach* weist eine homogene Siedlungsstruktur auf. Nur an der östlichen Randlage ist die Bebauungsdichte etwas geringer. Das Teilgebiet *Urbaner Raum* kann vom Teilgebiet *Hanglage* nur durch die erhöhte Oberflächenneigung unterschieden werden. Dadurch kann die in Abschnitt 2.2.4 beschriebene Notwendigkeit eines integrierten Modellansatzes in diesem Projektgebiet unterstrichen werden. In Tabelle 3-1 sind alle Eigenschaften des Projektgebietes noch einmal zusammengefasst.

**Tabelle 3-1:** Zusammenfassung der Projektgebietseigenschaften

Eigenschaften	Ausprägung
Geographie	Talstruktur
Fließgewässer	Annabach, teilweise kanalisiert
Projektgebietsfläche	132 Hektar
Versiegelungsgrad	25 Prozent
Hangneigung	zwischen 10-15 Prozent
Versickerungsverhältnisse	$10^{-6}$ bis $10^{-8}$ [Meter/Sekunde]
Bodenart	schluffig bis lehmig
Siedlungsstruktur	homogen



# Kapitel 4

## Methodik

Wie in Kapitel 2.2.4 erläutert wurde, ist ein integrierter Modellansatz notwendig, um alle abflussrelevanten Prozesse im voralpinen Raum zu berücksichtigen. Im folgenden Kapitel wird die methodische Vorgehensweise bei der Erstellung eines solchen Oberflächenabflussmodells beschrieben.

Da sowohl die Hydrologie als auch das hydraulische Verhalten modelltechnisch in jedem Teilgebiet abgebildet werden muss, wird in einem ersten Schritt ein Layerkonzept eingeführt, welches die einzelnen Modellebenen (Hydrologie und Hydraulik) beschreibt. In einem zweiten Schritt wird auf alle möglichen Interaktionen zwischen den einzelnen Modellebenen und den drei Teilgebieten eingegangen, insbesondere die Integration der einzelnen Modelle spielt in diesem Schritt eine wesentliche Rolle. In einem weiteren Schritt wird der daraus resultierende Modellansatz beschrieben. Dieser Modellansatz wird im Rahmen einer Fallstudie (siehe Abschnitt 3.2) getestet. Daher werden einzelne Testszenarien entwickelt, die in Kapitel 5 verglichen werden. Abschließend wird auf die numerische Stabilität der Modelle eingegangen. Dazu werden Kriterien festgelegt, anhand derer die einzelnen Modellszenarien verglichen werden.

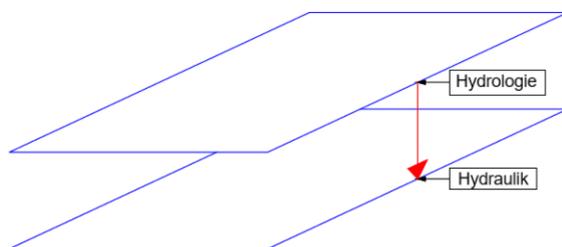
### 4.1 Layerkonzept

Wie beschrieben wurde, ist sowohl das hydrologische als auch das hydraulische Verhalten eines jeden Teilgebietes für die Erstellung eines Oberflächenabflussmodells sehr wichtig. Aus diesem Grund werden einzelne Modelllayer für jedes Teilgebiet definiert, welche für das betrachtete Teilgebiet zu einem Layerkonzept zusammengefasst werden. In diesem Layerkonzept werden sowohl das Verhalten als auch die Interaktionen zwischen den einzelnen Layern beschrieben. In Abbildung 4-1 ist das allgemeine Layerkonzept ersichtlich, welches für jedes Teilgebiet gültig ist. Dieses besteht aus einem Layer *Hydrologie* sowie einem Layer *Hydraulik*. Die Interaktion zwischen diesen beiden Layern ist in jedem Teilgebiet unidirektional, da der Effektivniederschlag als Ergebniswert in

## 4. Methodik

---

der Modellebene Hydrologie der wichtigste Eingangsparameter für die hydraulische Berechnung an der Oberfläche ist. Die Hydraulik hat jedoch keinen Einfluss auf das hydrologische Modell.



**Abbildung 4-1:** Schematische Darstellung des Layerkonzeptes und der Interaktion zwischen den Layern Hydrologie und Hydraulik

Anzumerken ist, dass aufgrund der Annahme von geringen Niederschlagsdauern in Kombination mit hohen Niederschlagsintensitäten (Starkregenereignis) eine unterirdische Interaktion zwischen Grundwasser und Oberflächenabfluss in dieser Arbeit nicht berücksichtigt wird. Die zeitliche Verzögerung ist zu lange, somit kann das Grundwasser den Oberflächenabfluss bei einem Starkregenereignis kaum beeinflussen (Maniak, 2016). Daher wird die unterirdische Modellebene in dieser Arbeit vernachlässigt. Ein Starkregenereignis muss nach Wussov folgendes Kriterium erfüllt haben (Maniak, 2016):

$$P \geq \sqrt{5D - \left(\frac{D}{24}\right)^2} \quad (\text{Gleichung 4-1})$$

$$P = \text{Niederschlag [mm]}, D = \text{Niederschlagsdauer [min]}$$

Aus diesem Zusammenhang geht hervor, dass ein Starkregenereignis primär durch den gefallenen Niederschlag ( $N$ ) und die Niederschlagsdauer ( $D$ ) definiert werden kann. In Tabelle 4-1 sind die Starkregenkriterien unterschiedlicher Niederschlagsdauern ersichtlich. Ab diesen Grenzwerten kann von einem Starkregenereignis gesprochen werden (Gao u. a., 2000).

**Tabelle 4-1:** Starkregenkriterien nach Wussov

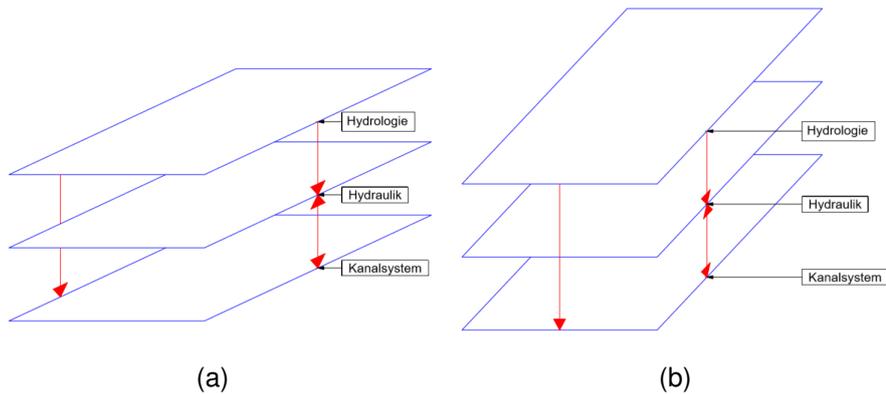
Regendauer [min]	Kriterium [mm]
10	7,1
15	8,7
20	10
30	12,2
45	15
60	17,1

#### 4.1.1 Layerkonzept im Teilgebiet Hanglage und Urbaner Raum

Da die Siedlungsstrukturen in vielen Städten im voralpinen Raum häufig homogen sind, sind die Layerkonzepte der Teilgebiete *Hanglage* und *Urbaner Raum* beinahe identisch. Der einzige Unterschied ist, dass die Oberflächenneigung im *Hanglage* äußerst groß ist.

In vielen Städten ist der Prozentsatz von Haushalten, welche an das öffentliche Kanalnetz angeschlossen sind, sehr hoch. So sind beispielsweise 94 Prozent der Haushalte in Österreich an das öffentliche Kanalnetz angeschlossen (Stand 2014 (Fuchs-Hanusch u. a., 2014)). Daher wird in diesen beiden Teilgebieten ein weiterer Layer hinzugefügt. Dieser hydraulischer Modelllayer repräsentiert das Kanalnetz, welches in vielen Städten im Mischsystem ausgeführt ist, als Modellebene (Fuchs-Hanusch u. a., 2014). Dieser Layer steht in bidirektionaler Verbindung mit dem hydraulischen Verhalten an der Oberfläche, da sowohl Oberflächenwasser über die Schächte ins Kanalnetz eingespeist wird, als auch Wasser durch einen Überstau aus der Kanalisation an die Oberfläche gelangen kann.

Zusätzlich kann eine unidirektionale Verbindung vom hydrologischen Modelllayer zum Kanalnetzlayer angenommen werden. Dies berücksichtigt die Möglichkeit, dass Flächen des hydrologischen Modelllayers direkt an das Kanalnetz angeschlossen sind. Ein gutes Beispiel dafür sind die direkt an das Kanalnetz angeschlossenen Dachflächen. In der nachfolgenden Abbildung 4-2 sind die Layerkonzepte der Teilgebiete *Urbaner Raum* und *Hanglage* dargestellt.

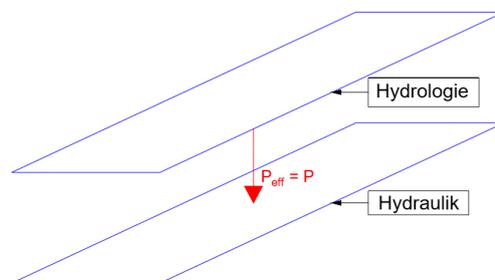


**Abbildung 4-2:** (a) Layerkonzept des Teilgebietes *Urbaner Raum* (b) Layerkonzept des Teilgebietes *Hanglage*

#### 4.1.2 Layerkonzept im Teilgebiet Urbane Fließgewässer

Das Teilgebiet *Urbane Fließgewässer* wird im Starkregenfall genauso wie die restlichen Teilgebiete berechnet. Aus diesem Grund muss der Abfluss mit Hilfe eines hydrologischen Modells berechnet werden. Dieses wird im Layerkonzept mittels eines hydrologischen Modelllayers berücksichtigt. Innerhalb dieses Layers wird der Effektivniederschlag berechnet. Eine Besonderheit dieses Teilgebietes ist, dass der Effektivniederschlag annähernd denselben Wert wie der gefallene Niederschlag aufweist (siehe Abschnitt 2.1.2). Daher bildet das Trockenwettervolumen im Gerinne zusammen mit dem gefallenen Niederschlag das Abflussvolumen im Gerinne. Dieser Abfluss wird anschließend als Randbedingung dem hydraulischen Modelllayer übergeben. Wie in Abschnitt 2.1.2 beschrieben wurde, kann das hydraulische Verhalten innerhalb dieses Layers mit mehreren Modellansätzen (Konzeptiv, 1-D, 2-D, 3-D Modelle) berechnet werden.

Aus diesen Überlegungen kann abgeleitet werden, dass das Layerkonzept im Teilgebiet *Urbane Fließgewässer* nur die Modelllayer *Hydrologie* und *Hydraulik* beinhaltet (siehe Abbildung 4-3)



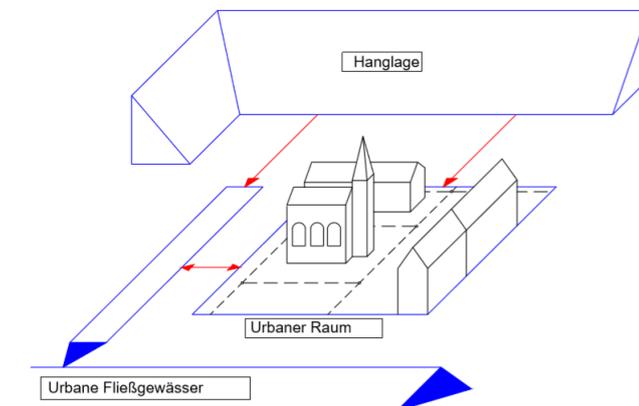
**Abbildung 4-3:** Schematische Darstellung des Layerkonzeptes des Teilgebietes *Urbane Fließgewässer*

## 4.2 Interaktion zwischen den Teilgebieten

Im Vorangegangenen wurde jedes Teilgebiet für sich betrachtet. Um ein notwendiges kombiniertes Oberflächenabflussmodell generieren zu können, müssen jedoch die Interaktionen zwischen den drei Teilgebieten berücksichtigt werden. Die Interaktionen können dabei in zwei Haupttypen eingeteilt werden:

- bidirektional (in zwei Richtungen)
- unidirektional (nur in einer Richtung)

In Abbildung 4-4 sind alle Teilgebiete sowie deren Interaktionen dargestellt. Es ist zu erkennen, dass die *Hanglage* eine unidirektionale Verbindung mit dem Teilgebiet *Urbane Fließgewässer* als auch mit dem Teilgebiet *Urbanen Raum* hat. Die Interaktion zwischen *Urbane Fließgewässer* und *Urbanen Raum* ist bidirektional. Aus diesen beschriebenen Interaktionen wird ersichtlich, dass das Teilgebiet *Hanglage* als einziges Teilgebiet alle anderen Teilgebiete direkt beeinflusst, wodurch der *Hanglage* eine große Bedeutung für den integrierten Modellansatz zukommt.



**Abbildung 4-4:** Interaktion zwischen den Teilgebieten

### 4.3 Modellintegration

Ziel dieser Arbeit ist es, ein realitätsnahes Oberflächenabflussmodell zu erstellen, welches das Abflussverhalten der drei Teilgebiete (*Hanglage, Urbane Fließgewässer und Urbaner Raum*) im voralpinen Raum modelltechnisch abbildet. Da sich das Abflussverhalten der Teilgebiete stark unterscheidet und daher verschiedene Modellansätze verwendet werden (siehe Abschnitt 2.2), wird in diesem Abschnitt erläutert, wie die verschiedenen Modelle der Teilgebiete zu einem gemeinsamen Modell integriert werden können. Grundsätzlich können drei verschiedene Modellintegrationstypen unterschieden werden (Knapen u. a., 2013). Diese werden im Folgenden hierarchisch geordnet erläutert.

#### 4.3.1 Methodische Modellintegration

Die hierarchisch erste Ebene der Modellintegration ist die methodische Modellintegration. Diese beschäftigt sich mit dem Austausch der Eingangs- und Ergebniswerte zwischen zwei verschiedenen Modellen. Dabei wird der Ergebniswert eines Modells A dem Modell B als Randbedingung übergeben. Dieser Wert wird direkt übergeben oder mit Hilfe einer Schnittstelle ausgetauscht. Der Austausch kann dabei sowohl unidirektional als auch bidirektional erfolgen.

In dieser Arbeit kommt in erster Linie die methodische Modellintegration zur Anwendung. Dies ist in den Layerkonzepten der unterschiedlichen Teilgebiete ersichtlich (siehe Abbildung 4-2 und Abbildung 4-3).

#### 4.3.2 Semantische Modellintegration

Die nächste Ebene ist die semantische Modellintegration. Im Rahmen dieser wird geklärt, ob die beiden Modelle A und B miteinander kommunizieren können. Es muss dabei die Frage beantwortet werden, welche Einheiten die jeweiligen Ergebnis- und Eingangswerte der beiden Modelle haben. Ein Modell A kann dabei nur mit Modell B direkt kommunizieren, wenn die Einheiten der Ergebnis- und Eingangsdaten dieselben sind.

Beispielweise wird die Abflussbildung in der Hydrologie nicht in derselben Einheit wie die Abflusskonzentration angegeben. Daher ist eine direkte Übergabe der Ergebniswerte aus dem Abflussbildungsmodell ( $P_{eff}$ ) in ein Abflusskonzentrationsmodell nicht möglich.

### 4.3.3 Technische Modellintegration

Abschließend wird die technische Modellintegration durchgeführt. Diese automatisiert den Datenaustausch zwischen Modell A und Modell B. Dafür werden sehr häufig eigene Skripte programmiert, welche beispielsweise die Transformation von unterschiedlichen Einheiten der Modelle automatisieren.

### 4.3.4 Modellansätze zur Erstellung eines Abflussmodells an der Oberfläche

Werden die einzelnen Layerkonzepte der verschiedenen Teilgebiete mit den Interaktionen zwischen den Teilgebieten sowie den Modellintegrationen verschnitten, ergibt sich ein integrierter Modellansatz zur Erstellung eines Oberflächenabflussmodells. Dieser Modellansatz wird nachfolgend detailliert beschrieben.

Zuerst werden die verwendeten hydrologischen und hydraulischen Modellansätze erläutert, welche für den integrierten Modellansatz verwendet werden. Anschließend werden die einzelnen Modelle gekoppelt.

Letztendlich resultiert aus den Modellkoppelungen ein integrierter Ansatz zur Erstellung eines realitätsnahen Oberflächenabflussmodells im voralpinen Raum.

#### 4.3.4.1 Hydrologischer Modellansatz

Um den Effektivniederschlag ( $P_{eff}$ ) berechnen zu können, benötigt es ein hydrologisches Modell an der Oberfläche. Dieses hat die Aufgabe den Abfluss an der Oberfläche, welcher zum Abfluss kommt, zu berechnen. Wie in Kapitel 2.2.1.2 erläutert wurde, lässt sich  $P_{eff}$  im Falle eines Starkregenereignisses mithilfe einer vereinfachten Wasserhaushaltsgleichung berechnen.

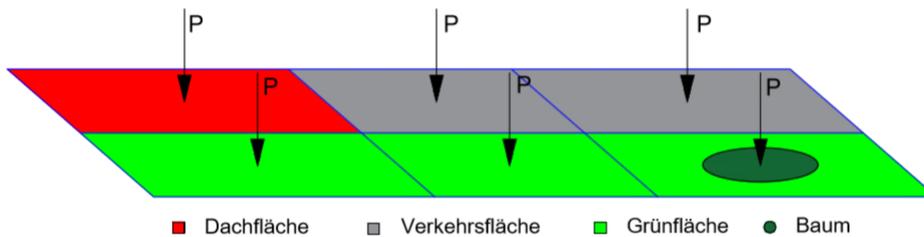
Damit die gesamte Oberfläche des betrachteten Einzugsgebietes erfasst werden kann, wird die Oberfläche in ein 2-D Raster eingeteilt. Zur Erstellung dieses Rasters muss die Auflösung der Oberfläche definiert werden. Aus einer kleinen Auflösung resultiert eine sehr detaillierte Abbildung der Oberfläche, jedoch ist die Rechenzeit zur Bestimmung von  $P_{eff}$  dann länger als bei einer großen Rasterauflösung.

Die Oberfläche wird anschließend in Klassen eingeteilt. Diese Klassen beschreiben die jeweiligen Oberflächeneigenschaften, welche die Berechnung von  $P_{eff}$  beeinflussen, insbesondere die Infiltrationsparameter und die Rauigkeit haben einen großen Einfluss auf das Ergebnis.

Für die Definition dieser Klassen wird die Oberfläche in Flächen mit gleichem hydrologischen Verhalten eingeteilt (HRU - Hydrological Response Units) (Fürst, 2006). Für die Bestimmung dieser Flächen wird sehr häufig die Landnutzung im Einzugsgebiet herangezogen. Die Landnutzung teilt die Oberfläche zunächst in

## 4. Methodik

versiegelte und durchlässige Flächen ein. Je nach gefordertem Detaillierungsgrad und vorliegender Fragestellung werden diese Flächen weiter differenziert. Beispielweise können die versiegelten Flächen in Verkehrsflächen und Dachflächen aufgeteilt werden, durchlässige Flächen in Grünflächen und Waldflächen. Für den integrierten Modellansatz ist es notwendig, das Rastermodell mit dem HRU-Modell zu verschneiden. Dadurch wird jeder einzelnen Rasterfläche eine Oberflächenklasse zugewiesen. Anschließend wird in den Rasterflächen  $P_{eff}$  bestimmt. In Abbildung 4-5 ist eine schematische Darstellung des verschrittenen hydrologischen Modells ersichtlich.



**Abbildung 4-5:** Schematische Darstellung des hydrologischen Modellansatzes

### 4.3.4.2 Hydraulischer Modellansatz für den Oberflächenabfluss

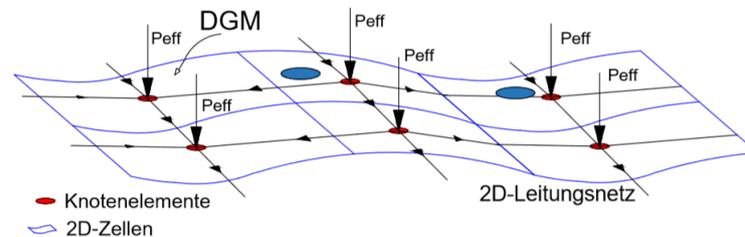
Das Ziel des hydraulischen Modelllayers ist es den Oberflächenabfluss mit einem geeigneten Modellansatz modelltechnisch abzubilden. Als eine mögliche Lösungsvariante wird in dieser Arbeit ein fiktives 2-D Leitungsnetzwerk verwendet (siehe andere Lösungsansätze in Abschnitt 2.2), welcher nachfolgend erläutert wird. Dieser Modellansatz wird auch integrierter 1D-2D Modellansatz genannt.

Der integrierte 1D-2D Modellansatz zur Berechnung des Oberflächenabflusses verschneidet ein DGM mit einem fiktiven Leitungsnetz. Dabei werden in einem ersten Schritt Knotenelemente generiert, welchen durch die Verschneidung mit dem DGM jeweils ein Höhenwert zugewiesen wird.

Wie beim hydrologischen Modell wird das gesamte Einzugsgebiet in einzelne Raster mit einer bestimmten Auflösung eingeteilt. Diese Rasterflächen werden in diesem Modellansatz 2-D Zellen genannt. Jeder 2-D Zelle wird anschließend ein Knotenelement zugewiesen. Jedem Knotenelement wird der berechnete Effektivniederschlag der Rasterfläche im darüberliegenden hydrologischen Modell übergeben. Zwischen diesen Knotenelementen wird in einem letzten Schritt ein fiktives 1-D Leitungsnetzwerk generiert. Durch die Höhenwerte der einzelnen Knoten ist die Fließrichtung in den Leitungen vorgegeben. Der Querschnitt der einzelnen Leitungen im fiktiven Netzwerk wird in einem offenen Rechtecksgewinn ausgeführt. Die Breite der Leitungen ist abhängig von der Auflösung der

zugeordneten 2-D Zelle.

Durch diesen Ansatz kann ein zweidimensionales Problem mit Hilfe eines 1-D Modellansatzes gelöst werden. Die De-Saint-Venant Gleichungen (siehe Gleichung 2-13) werden dabei mithilfe der numerischen Lösungsmethode der Finiten Differenzen (FD) gelöst (CHI-water, 2018c). In Abbildung 4-6 ist der integrierte 1D-2D Modellansatz schematisch dargestellt.

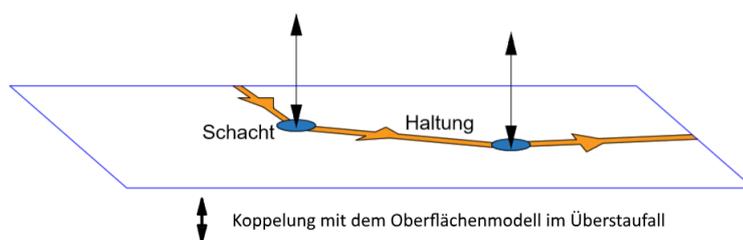


**Abbildung 4-6:** Integrierter 1D-2D Modellansatz zur Bestimmung des Oberflächenabflusses

### 4.3.4.3 Hydraulischer Modellansatz für den Kanal

Durch die homogene Siedlungsstruktur sind sowohl das Teilgebiet *Hanglage* als auch das Teilgebiet *Urbaner Raum* kanalisiert. Wie das Layerkonzept in diesen beiden Teilgebieten (siehe Abschnitt 4.1.1) gezeigt hat, beeinflusst das Kanalsystem im Falle eines Überstaus das Abflussverhalten an der Oberfläche.

Das Abflussverhalten im Kanalsystem wird mit Hilfe eines hydrodynamischen 1-D Kanalmodells modelliert. Dabei werden wie beim integrierten 1D-2D Modellansatz die De-Saint-Venant Gleichungen mit Hilfe der Finiten Differenzen numerisch gelöst. In Abbildung 4-7 ist das Schema des Kanalnetzmodells dargestellt.



**Abbildung 4-7:** Hydrodynamisches Kanalnetzmodell

### 4.3.4.4 Hydraulischer Modellansatz für das Fließgewässer

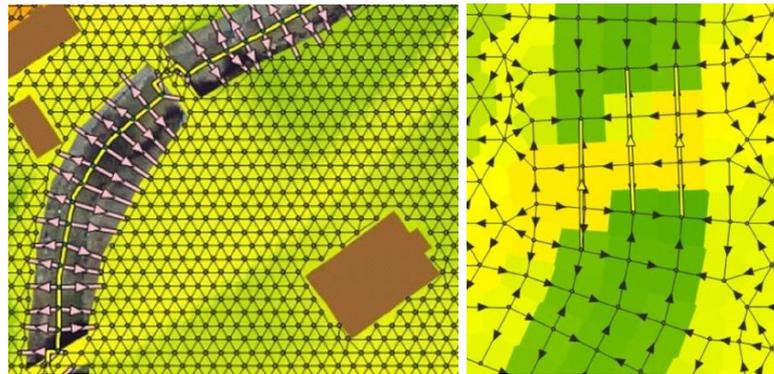
Um das Fließverhalten im Fließgewässer modelltechnisch abbilden zu können, kann aus zwei möglichen Modellansätzen gewählt werden.

- Reiner 1-D Modellansatz
- Integrierter 1D-2D Modellansatz

Das Abflussverhalten im Fließgewässer wird beim reinen 1-D Modellansatz mit Hilfe eines Flussschlauches abgebildet. Bei diesem Ansatz muss an den Knotenelementen des 1-D Modells eine Randbedingung für den möglichen Austausch zwischen Oberflächenabflussmodell und Abflussmodell des Fließgewässers angeordnet werden. Besonders notwendig ist bei diesem Ansatz eine genaue Aufnahme der Querprofile des Fließgewässers. Je genauer diese vorhanden sind, umso realitätsnaher lässt sich das Abflussverhalten im Fließgewässer modellieren.

Der integrierte 1D-2D Modellansatz für die Modellierung des Abflusses in einem Fließgewässer wird bereits auch für die modelltechnische Abbildung des Abflusses an der Oberfläche verwendet (siehe Abschnitt 4.3.4.2). Dieser kann ebenso für die hydraulische Modellierung des Abflusses in einem Fließgewässer verwendet werden. Bei diesem Modellansatz ist ein hoch aufgelöstes DGM sehr

wichtig, da das Profil des Fließgewässers dadurch realitätsnaher abgebildet werden kann und sich so die Genauigkeit des Abflussmodells erhöht. Eine Koppelung mit dem Oberflächenabflussmodell mit Hilfe von Randbedingungen ist bei diesem Modellansatz nicht notwendig, da derselbe Ansatz verwendet wird. In Abbildung 4-8 sind die beiden möglichen Modellansätze zur modelltechnischen Abbildung des Abflusses im Teilgebiet *Urbane Fließgewässer* dargestellt. Beide Modellansätze lösen die eindimensionalen De-Saint-Venant Gleichungen mit Hilfe der numerischen Lösungsmethodik der Finiten Differenzen.



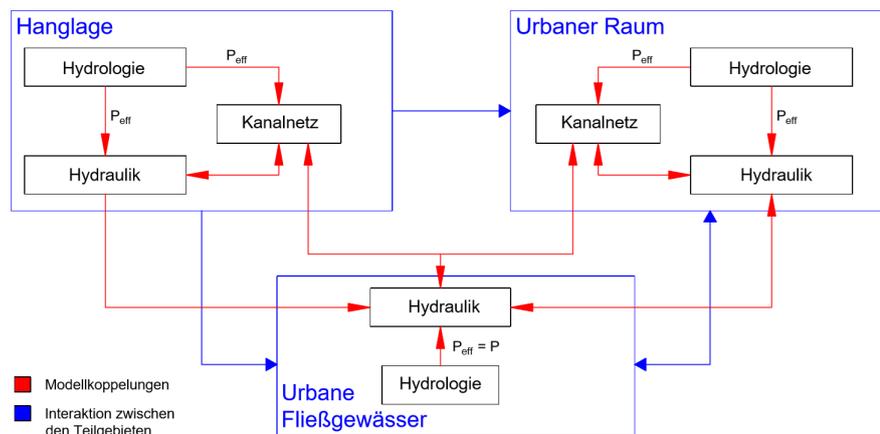
(a) (Beck, 2016)

(b) (Beck, 2016)

**Abbildung 4-8:** (a) Reiner 1D Modellansatz mit Koppelung des Oberflächenabflusses  
(b) Integrierter 1D-2D Modellansatz

#### 4.3.4.5 Kopplung der Modelleansätze

In einem letzten Schritt werden die oben genannten Modellansätze für die Beschreibung des Abflussverhaltens in den einzelnen Teilgebieten gekoppelt. Das Ergebnis dieser Kopplung ist ein Modellansatz zur Erstellung eines integrierten Oberflächenabflussmodells im voralpinen Raum. In Abbildung 4-9 ist dieser Ansatz schematisch dargestellt. Nachfolgend werden die einzelnen Kopplungen innerhalb der Teilgebiete erläutert. Die Interaktionen zwischen den Teilgebieten sind ebenfalls in Abbildung 4-9 ersichtlich, diese wurden in Abschnitt 4.2 bereits beschrieben.



**Abbildung 4-9:** Schematischer Aufbau eines kombinierten Oberflächenabflussmodells (Blau: Teilgebiete und Interaktionen, Schwarz: Modelllayer in den Teilgebieten, Rot: Modellkoppelungen)

Im Teilgebiet *Hanglage* wird der Oberflächenabfluss mit Hilfe des integrierten 1D-2D Modellansatzes berechnet. Der Effektivniederschlag als Ergebniswert des hydrologischen Modells ist der Eingangswert für die hydraulischen Modelle sowohl an der Oberfläche als auch im Kanal. Zusätzlich wird eine bidirektionale Koppelung von hydraulischen Kanalnetzmodell und dem hydraulischen Oberflächenmodell vorgenommen. Dabei kann die Koppelung entweder direkt (Knoten Kanal - Knoten Oberfläche) oder über eine Schnittstelle (Knoten Kanal - Schnittstellenelement - Knoten Oberfläche) erfolgen.

Weist ein Einzugsgebiet eine homogene Siedlungsstruktur auf, sind die Kopplungen innerhalb des Teilgebietes *Urbane Raum* dieselben wie im Teilgebiet *Hanglage*.

Wie in Abschnitt 4.3.4.4 beschrieben wurde, existieren für das Teilgebiet *Urbane Fließgewässer* zwei verschiedene Modellansätze. Kommt der integrierte 1D-2D Ansatz zur Anwendung, ist für die Berechnung des Oberflächenabflusses keine Koppelung mit den Oberflächenabflussmodellen der Teilgebiete *Hanglage* und *Urbane Raum* notwendig, da diese Modelle denselben Modellansatz verwenden.

den.

Wird der Abfluss im Fließgewässer mit dem 1-D Modellansatz berechnet, ist eine Koppelung über eine Schnittstelle notwendig. Die Koppelung erfolgt, wie zwischen Kanalnetzmodell und Oberflächenabflussmodell, über ein Schnittstellenelement.

Über die Mischwasserüberläufe kann Niederschlagswasser im Falle eines Starkregenereignisses aus dem Kanalsystem in das Fließgewässer geleitet werden. Erreicht der Wasserstand im Fließgewässer die Höhenlage des Überlaufes und ist keine Rückstauklappe vorhanden, kann Wasser in das Kanalsystem eindringen. Daher ist eine bidirektionale Modellkoppelung notwendig. Die Koppelung wird ebenfalls mit Hilfe eines Schnittstellenelementes durchgeführt.

## 4.4 Modellerstellung

Der zuvor eingeführte Modellansatz für ein integriertes 1D-2D Oberflächenabflussmodell wird in weiterer Folge mit Hilfe einer Fallstudie auf seine Durchführbarkeit untersucht. Für die Fallstudie wurde der *Annabach* in Graz als Projektgebiet ausgewählt. Das Projektgebiet mit den gebietsbezogenen Eigenschaften wurde bereits in Abschnitt 3.2 erläutert. Ein Oberflächenabflussmodell für das Projektgebiet wird mit Hilfe der Simulationssoftware *PCSWMM-2D* erstellt. Mit diesem Modell werden anschließend ausgewählte Szenarien simuliert. Als Datengrundlage für die Modellerstellung kommt ein DGM mit einer Rasterauflösung von 0,5 Metern zur Anwendung. In dieses werden die Umriss der Gebäude als Polygonflächen mithilfe von GIS-Werkzeugen in das Projektgebiet eingefügt. Rund um die Gebäude wird anschließend das fiktive Leitungsnetz zur Bestimmung des Oberflächenabflusses (siehe Abschnitt 4.3.4.2) aufgebaut.

### 4.4.1 Vereinfachungen und Annahmen

Da jedes Projektgebiet besondere Eigenschaften aufweist (siehe Tabelle 3-1), sind einige spezifische Annahmen bei der Modellerstellung zu treffen.

#### 4.4.1.1 Modellauflösung

Für die Anwendung des integrierten 1D-2D Modellansatzes muss im Vorfeld festgelegt werden, welche Auflösung zur Generierung der einzelnen 2-D Zellen in den jeweiligen Teilgebieten gewählt wird. Die Wahl der Auflösung beeinflusst massiv das Simulationsergebnis sowie die Simulationszeit, da von dieser Wahl die Längen der einzelnen Leitungen im fiktiven Leitungsnetz abhängig sind. In Tabelle 4-2 sind die gewählten Auflösungen im Projektgebiet Annabach dargestellt.

**Tabelle 4-2:** Modellauflösung der Rasterflächen in den Teilgebieten

Teilgebiet	Auflösung [m]	Rasterform
Hanglage	7	Sechseck
Urbane Fließgewässser	3	Rechteck
Urbaner Raum	2	Sechseck

Anzumerken ist, dass die Wahl der Auflösungen, der erste Schritt in der Modellerstellung ist. Von den Auflösungen sind daher alle weiteren Schritte abhängig. Kommt der Anwender oder die Anwenderin zu einem späteren Zeitpunkt der Modellerstellung zu der Erkenntnis, dass die Auflösungen falsch gewählt worden sind, führt eine Änderung der Auflösungen zu erhöhtem Aufwand in der Modellierung.

### 4.4.1.2 Landnutzungsklassen

Im hydrologischen Modell wird nach der Wahl der Auflösung, jeder 2-D Zelle eine Landnutzungsklasse zugeordnet. Aus diesem Grund muss definiert werden, wie detailliert die Klasseneinteilung der Landnutzung durchgeführt wird. Dafür wird für das Projektgebiet ein Landnutzungsdiagramm erstellt, in welchem die einzelnen Klassen hierarchisch dargestellt werden. Dieses Landnutzungsdiagramm für das Projektgebiet *Annabach* ist in Abbildung 4-10 dargestellt.

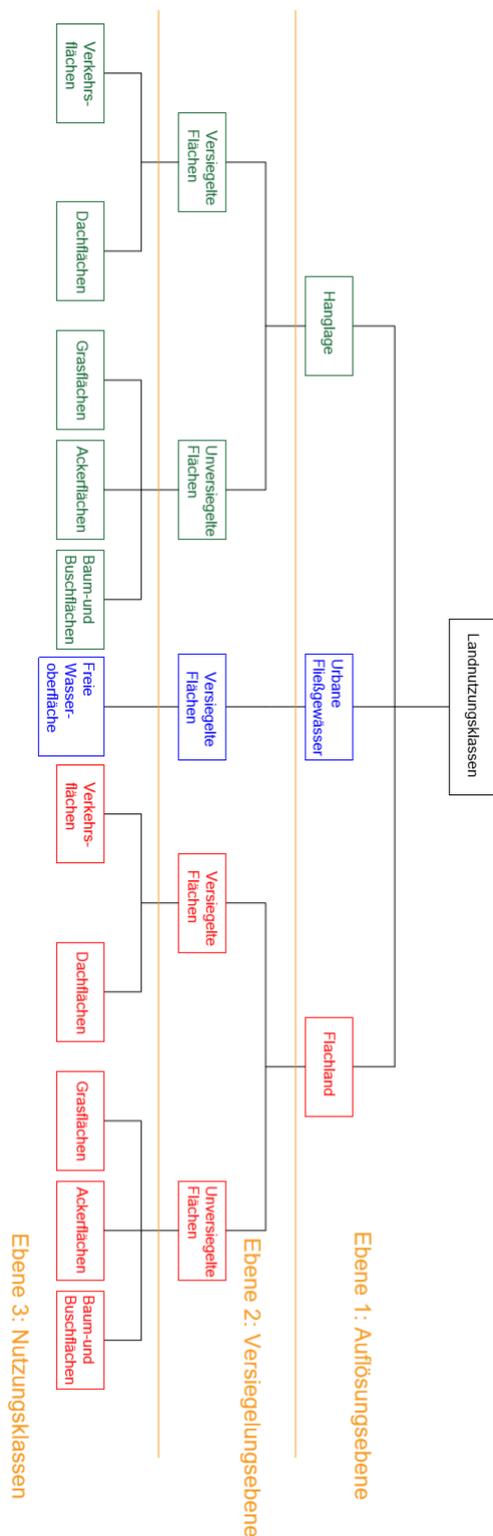


Abbildung 4-10: Landnutzungsdiagramm

#### 4.4.1.3 Modellparameter für die Oberflächeneigenschaften

Die Nutzungsklassen in den einzelnen Teilgebieten haben teilweise unterschiedliche Oberflächeneigenschaften, diese wirken sich auf die Berechnung von  $P_{eff}$

#### 4. Methodik

aus. Aus diesem Grund müssen den Nutzungsklassen und daher jeder 2-D Zelle im Einzugsgebiet die Oberflächeneigenschaften als Modellparameter zugewiesen werden. In den Tabellen 4-3 bis 4-5 werden die wichtigsten Modellparameter der jeweiligen Teilgebiete zusammengefasst. Diese sind aus der Literatur entnommen worden (Quellen: (Dyck & Peschke, 1995),(Rossman & Huber, 2016) und (Patt u. a., 2010)).

**Tabelle 4-3:** Modellparameter zur Bestimmung des Effektivniederschlags für die *Hanglage*

Parameter	Dachf.	Verkehrsf.	Grasf.	Ackerf.	Baum u. Busch
Muldenspeicher [mm]	1	0,75	4	5	5
Rauigkeit [ $1/k_{St}$ ]	0,01	0,011	0,15	0,2	0,06
Infiltrationsmodell	-	-	Horton	Horton	Horton
Max. Infiltrationsrate	-	-	25,4	25,4	25,4
Min. Infiltrationsrate	-	-	0,25	0,25	0,25
D-Konstante	-	-	3	3	3

**Tabelle 4-4:** Modellparameter zur Bestimmung des Effektivniederschlags für Urbane Fließgewässer

Parameter	Wasserflächen
Muldenspeicher [mm]	-
Rauigkeit [ $1/k_{St}$ ]	0,014
Infiltrationsmodell	-
Max. Infiltrationsrate	-
Min. Infiltrationsrate	-
D-Konstante	-

**Tabelle 4-5:** Modellparameter zur Bestimmung des Effektivniederschlags für den urbanen Raum

Parameter	Dachf.	Verkehrsf.	Grasf.	Ackerf.	Baum u. Busch
Muldenspeicher [mm]	2	1,5	8	10	10
Rauigkeit [ $1/k_{St}$ ]	0,01	0,011	0,15	0,2	0,06
Infiltrationsmodell	-	-	Horton	Horton	Horton
Max. Infiltrationsrate	-	-	25,4	25,4	25,4
Min. Infiltrationsrate	-	-	0,25	0,25	0,25
D-Konstante	-	-	3	3	3

Anzumerken ist, dass die Interzeption nur in den Nutzungsklassen *Baum und Buschflächen* vereinfacht über den Muldenspeicher berücksichtigt wird. Der Modellparameter *Muldenspeicher* wird dabei erhöht, da die Interzeption in dieser Nutzungsklasse eine zusätzliche Anfangsverlustgröße für die Berechnung des Effektivniederschlags darstellt (siehe Gleichung 2-7). Da außerdem von einem lehmigen Untergrund ausgegangen werden kann (siehe Abbildung 3-6), wurden alle Infiltrationsparameter dementsprechend gewählt.

#### 4.4.1.4 Vereinfachung des Kanalnetzes

In den beiden Teilgebieten *Hanglage* sowie *Urbaner Raum* ist ein Kanalsystem im Projektgebiet vorhanden (siehe Abbildung 4-11). Da der integrierte Modellansatz (siehe Abbildung 4-9) nur für Starkregenereignisse angewendet werden kann, wird der Trockenwetterabfluss ( $Q_T$ ) vernachlässigt. Diese Vereinfachung kann angenommen werden, da der Niederschlagswasseranteil ( $Q_R$ ) im Falle eines Niederschlags um ein Vielfaches höher ist als  $Q_T$ . Aus diesem Grund werden im Projektgebiet nur Mischwasserkanäle (KM) und Regenwasserkanäle (KR) berücksichtigt, da nur in diesen beiden Kanaltypen Niederschlagswasser eingeleitet werden kann.



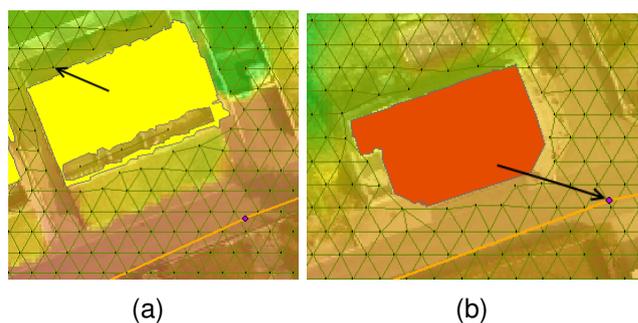
**Abbildung 4-11:** Auszug des Mischwasserkanalsystems (Orange) in den Teilgebieten Hanglage (Rot) und Urbaner Raum (Grün) im Projektgebiet Annabach (Gelb: Gebäude)

#### 4.4.1.5 Angeschlossene Dachflächen

Wie in Abschnitt 3.1.3 beschrieben wurde, sind detaillierte Daten notwendig, in denen definiert wird, welche Dachflächen direkt an das Kanalsystem angeschlossen sind. Im Projektgebiet ist eine solche Datengrundlage nicht vorhanden. Seit dem Jahr 2011 darf in Graz jedoch bei Neubauten kein Niederschlagswasser in

## 4. Methodik

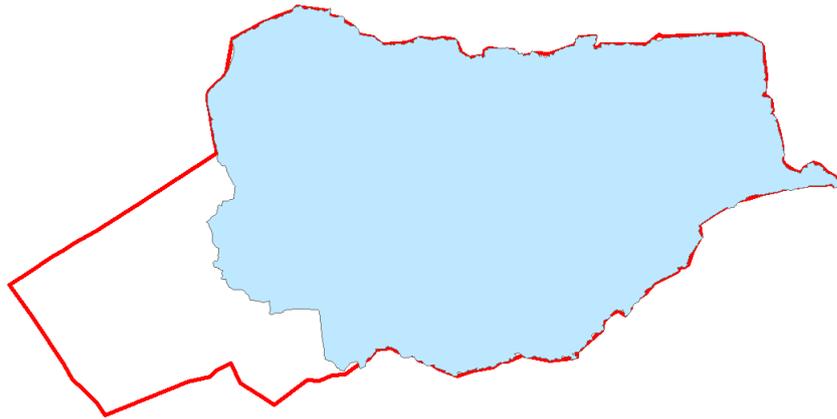
den Kanal eingeleitet werden (Holding Graz Services Wasserwirtschaft, 2011). Das Niederschlagswasser muss am Grundstück versickert, zwischengespeichert oder gedrosselt abgeleitet werden. Aus diesem Grund kann bezüglich der direkt angeschlossenen Dachflächen die konservative Annahme getroffen werden, dass Gebäude, die vor dem Jahr 2011 erbaut worden sind, das Niederschlagswasser direkt in das Kanalnetz einleiten. Alle Gebäude, welche nach 2011 erbaut wurden, müssen daher sogenannte Niederschlagsbewirtschaftungsmaßnahmen am Grundstück integrieren. Dadurch wird sichergestellt, dass kein Niederschlagswasser in das Kanalsystem geleitet wird.



**Abbildung 4-12:** (a) Dachfläche (Gelb) welche nicht an das Kanalnetz (Orange: Haltung, Violett: Schacht) angeschlossen ist  
(b) Dachfläche (Rot) welche an das Kanalnetz (Orange: Haltung, Violett: Schacht) angeschlossen ist

### 4.4.2 Hydrologisches Einzugsgebiet

Um die Größe des Einzugsgebietes (EG) bestimmen zu können, muss das hydrologische Einzugsgebiet (HEG) definiert werden. Dafür wird die geographische Fließweganalyse (D8-Methode/Rolling-Ball-Methode) verwendet. Diese wurde bereits in Abschnitt 2.2.1.1 erläutert. Das EG wird anschließend noch flussabwärts vergrößert, damit ersichtlich wird, wohin sich der Oberflächenabfluss, welcher im HEG entsteht, ausbreitet. In diesem Kontext ist zu erwähnen, dass immer ein Kompromiss zwischen Einzugsgebietsgröße und Genauigkeit der Auflösung eingegangen werden muss, da ansonsten die Rechenzeiten für die Simulationen zu groß werden würden. Eine Möglichkeit ist, für kritische Bereiche innerhalb des Einzugsgebietes eine genauere Auflösung zu wählen und das restliche Einzugsgebiet gröber aufzulösen. In Abbildung 4-13 ist sowohl das hydrologische als auch das gesamte Einzugsgebiet für das Projektgebiet *Annabach* ersichtlich.

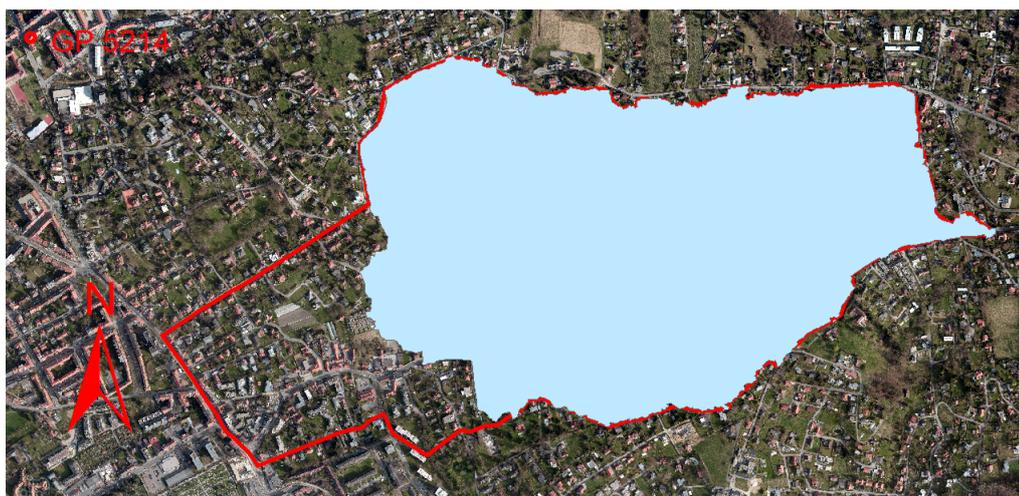


**Abbildung 4-13:** Gesamtes Einzugsgebiet und hydrologisches Einzugsgebiet des Projektgebietes Annabach (rote Umrandung: gesamtes EG, blaue Fläche: HEG)

#### 4.4.3 Modellszenarien

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Modellszenarien erläutert, welche in dieser Arbeit angewendet werden, um den integrierten Modellansatz zur Bestimmung des Oberflächenabflusses im *voralpinen Raum* auf seine Durchführbarkeit zu überprüfen.

In dieser Arbeit wird die räumliche Verteilung des Niederschlags nicht mitberücksichtigt. Als Eingangswert für den Niederschlag werden die Niederschlagsmessungen des Hydrographischen Dienstes für den Gitterpunkt 5214 gewählt. In Abbildung 4-14 ist die Lage des Gitterpunktes ersichtlich.



**Abbildung 4-14:** Lage des Gitterpunktes 5214 (Rot) (Rot: EG Annabach, Blau: HEG)

Die Niederschlagsdauer ist für jedes Modellszenario zwei Stunden lang. Um die Ausbreitung des Oberflächenabflusses im gesamten EG darzustellen, ist die Simulationsdauer für jedes Szenario drei Stunden lang. Zusätzlich wird eine Anlaufzeit von 10 Minuten angesetzt, damit ist sichergestellt, dass der Trockenwetterabfluss des Fließgewässers am Beginn des Niederschlagsereignisses im gesamten Gerinne vorhanden ist. Der Trockenwetterabfluss im Gerinne wird für jedes Modellszenario mit 0,5 Liter pro Sekunde angesetzt. Da keine Abflussmessung des Gerinnes in dieser Arbeit durchgeführt wurde, ist dieser Abfluss eine weitere Modellannahme.

### 4.4.3.1 Szenario 1: Euler Typ 2 Modellregen, Wiederkehrzeit 5 Jahre

Ein Euler Typ 2 Modellregen mit einer Wiederkehrzeit von 5 Jahren wird im innerstädtischen Gebiet als Dimensionierungsgrundlage verwendet (Fuchs-Hanusch u. a., 2014). Aus diesem Grund wird ein Euler Typ 2 Modellregen als erstes Simulationsszenario gewählt. In Tabelle 4-6 sind die Dauerstufen sowie die Bemessungsniederschlagshöhen eines solchen Niederschlags im Gitterpunkt 5214 aufgezeigt. Die Niederschlagsdauer wird mit 2 Stunden festgelegt.

**Tabelle 4-6:** Euler Typ 2 Modellregen, Wiederkehrzeit: 5 Jahre, GP 5214

Dauerstufe [min]	Bemessungsniederschlagshöhe [mm]
5	13,4
10	19
15	22,7
20	25,6
30	30
45	34,8
60	38,1
90	42,4
120	45,2

### 4.4.3.2 Szenario 2: Euler Typ2 Modellregen, Wiederkehrzeit 30 Jahre

Da das Oberflächenabflussmodell vor allem Starkregenereignisse simulieren soll, wird ein solches ebenfalls als Testszenario verwendet. Wiederum wird ein Euler Typ 2 Modellregen dafür herangezogen. Die Wiederkehrzeit beträgt 30 Jahre. Ein Abfluss mit einer Wiederkehrzeit von 30 Jahren ist der geringste Hochwasserabfluss für die fluvialen Überschwemmungsgebiete (siehe Abbildung 2-2). In Tabelle 4-7 sind die gewählten Bemessungsniederschlagshöhen und Dauerstufen ersichtlich.

**Tabelle 4-7:** Euler Typ 2 Modellregen, Wiederkehrzeit: 30 Jahre, GP 5214

Dauerstufe [min]	Bemessungsniederschlagshöhe [mm]
5	18,7
10	28,1
15	34,2
20	38,6
30	45,4
45	52,4
60	57,3
90	63
120	66,7

#### 4.4.3.3 Szenario 3: Euler Typ2 Modellregen mit Verklausung, Wiederkehrzeit 100 Jahre

Im Falle eines Starkregenereignisses gelangt häufig Unterholz und Geröll von ufernahen Gebieten und der Oberfläche selbst in das Fließgewässer. Diese Fremdkörper können an Engstellen im Gerinne zu Verklausungen führen. Besonders bei kleineren Fließgewässern wie dem Annabach kann eine solche Verklausung schnell auftreten. Für dieses Szenario wird ein Euler Typ 2 Modellregen mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahre gewählt. Die Niederschlagshöhen des Modellregens sind in Tabelle 4-8 ersichtlich. Die Verklausung wird in diesem Szenario am Übergang vom Gerinne in den Regenwasserkanal fiktiv angeordnet. Ab einer Dauerstufe von 40 Minuten gelangen nur mehr Zehn Prozent des maximal möglichen Abflusses des Gerinnes in den nachfolgenden Regenwasserkanal. Die Verklausung wird im Modell mit Hilfe eines Wehrs modelliert, welches ab der oben genannten Dauerstufe die Öffnung teilweise verschließt. In Abbildung 4-15 ist der Ort der Verklausung im Modell dargestellt.



**Abbildung 4-15:** Anordnung der Verklausung (roter Kreis, Rot: Gebäude, Gelb: KM, Dunkelblau: KR und Hellblau: Wehr)

**Tabelle 4-8:** Euler Typ 2 Modellregen, Wiederkehrzeit: 100 Jahre, GP 5214

Dauerstufe [min]	Bemessungsniederschlagshöhe [mm]
5	22,4
10	34,1
15	41,9
20	47,4
30	55,8
45	64,8
60	70,4
90	77
120	81,2

### 4.5 Modellverifikation

Um die Ergebnisse der Modellszenarien bewerten zu können, werden Verifikationsparameter definiert. Diese Parameter bewerten zum einen die numerische Berechnung der Hydraulik und zum anderen die Wasserbilanz der Hydrologie. Dadurch können nur Aussagen über die Richtigkeit der numerische Berechnungsmethode, welche in diesem Fall die Finiten Differenzen Methode ist, erzielt werden. Für die Bewertung der Simulationsergebnisse können diese Verifizierungsparameter nicht herangezogen werden.

#### 4.5.1 Courant-Bedingung

Der integrierte Modellansatz löst sowohl im Kanal als auch an der Oberfläche die De-Saint-Venant Gleichungen mit Hilfe der Finiten Differenzen Methode. Das Ergebnis ist vor allem von der zeitlichen Diskretisierung abhängig, welche über den Zeitschritt  $\Delta t$  gesteuert wird. Um festzustellen, ob das numerische Ergebnis aussagekräftig ist, wird ein Kriterium für die Stabilität eingeführt, welche Courant-Bedingung genannt wird (Martin, 2011). Diese besagt, dass der Zeitschritt so klein sein muss, dass ein Wasserteilchen nicht die gesamte Länge der Leitung innerhalb des gewählten Zeitschrittes durchfließen kann. Die Courant-Bedingung ist in Gleichung 4-2 und Gleichung 4-3 ersichtlich.

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{|v| + c} \quad (\text{Gleichung 4-2})$$

$$c = \sqrt{g * \frac{A}{b_{sp}}} \quad (\text{Gleichung 4-3})$$

$\Delta t = \text{Zeitschritt [sec]}, \Delta x = \text{Haltungslänge [m]}$

$v = \text{Geschwindigkeit in der Haltung [m/sec]}, g = \text{Erdbeschleunigung [m/sec}^2]$

$A = \text{Querschnittsfläche der Haltung [m}^2], b = \text{Breite der Haltung [m]}$

### 4.5.2 Kontinuitätsfehler

Ein weiteres Kriterium ist der Volumenfehler. Dieser berechnet ein Verhältnis zwischen dem Wasservolumen, welches durch den Niederschlag in das System kommt, und dem Wasservolumen welches das System wieder verlässt. Die numerische Berechnung liefert ein aussagekräftiges Ergebnis, wenn der Kontinuitätsfehler zwischen Null und Zehn Prozent liegt (Rossman, 2017). Es sollte jedoch ein geringerer Kontinuitätsfehler von maximal Fünf Prozent angestrebt werden. Die Grundlage für die Berechnung des Volumenfehlers ist die allgemeine Wasserhaushaltsgleichung (siehe Gleichung 2-6).

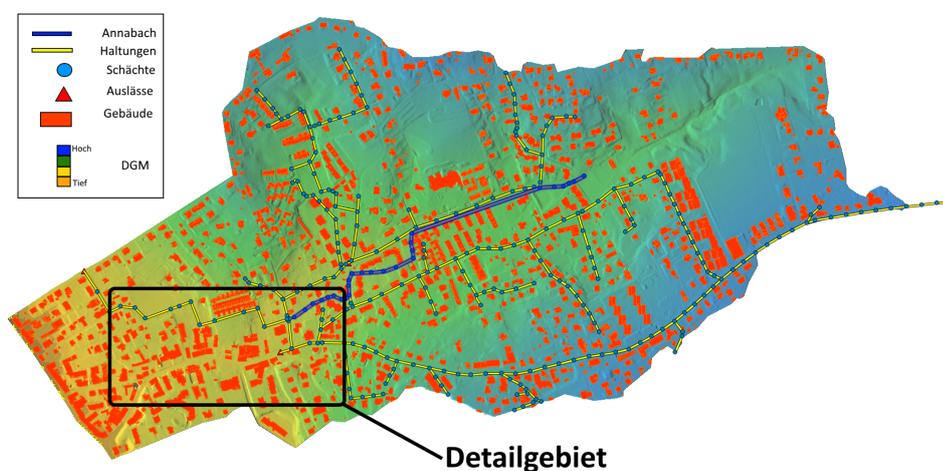


# Kapitel 5

## Ergebnisse

In diesem Kapitel wird in einem ersten Schritt das Oberflächenabflussmodell beschrieben, welches für das Projektgebiet *Annabach* erstellt wurde. Dafür wird der in Kapitel 4 eingeführte integrierte Modellansatz zur Erstellung eines Oberflächenabflussmodells angewendet.

Anschließend wird auf die Ergebnisse der einzelnen Modellszenarien eingegangen, welche mit diesem Modell simuliert wurden. Das Modell berechnet dazu an jedem Knoten des fiktiven Leitungsnetzes die Wasserstände über die gesamte Simulationsdauer. Dieser Wasserstände sind über die 2-D Zellen im gesamten Projektgebiet darstellbar. Speziell die maximalen Wasserstände an den einzelnen Knoten sind ein entscheidender Qualitätsparameter und werden für die qualitative Überprüfung des hydrodynamischen Oberflächenabflussmodells herangezogen. Für die Darstellung der Simulationsergebnisse, insbesondere der maximalen Wasserstände, wird ein kleineres Detailgebiet definiert, in dem die Ergebnisse der Wasserstandberechnungen der einzelnen Szenarien besser ersichtlicher sind. Das ausgewählte Detailgebiet ist in Abbildung 5-1 dargestellt.



**Abbildung 5-1:** Lage des Detailgebietes (schwarzes Viereck)

### 5.1 Oberflächenabflussmodell der Fallstudie

Wie zuvor beschrieben wurde, soll der integrierte Modellansatz zur Erstellung eines Oberflächenabflussmodells innerhalb einer Fallstudie überprüft werden. Die Kopplungen der einzelnen Modelle und die Interaktionen zwischen den Teilgebieten (*Hanglage*, *Urbane Fließgewässer* und *Urbaner Raum*) sind der wesentliche Teil des integrierten Modellansatzes zur Erstellung eines Oberflächenabflussmodell, daher wird in den folgenden Abschnitten insbesondere auf die Koppelungen innerhalb des erstellten Oberflächenabflussmodells eingegangen. In Abbildung 5-2 ist das gesamte Oberflächenabflussmodell des Projektgebietes *Annabach* ersichtlich. In dieser Darstellung ist das Kanalnetzmodell, die Dachflächen innerhalb des Projektgebietes sowie das Fließgewässer *Annabach* und das DGM abgebildet.



**Abbildung 5-2:** Integriertes Oberflächenabflussmodell des Projektgebietes Annabach

#### 5.1.1 Modellkopplung Hydrologie und Hydraulik mit PCSWMM-2D

Um den integrierten Modellansatz zur Bestimmung des Oberflächenabflusses anwenden zu können, ist eine Kopplung zwischen dem hydrologischen und dem hydraulischen Modell notwendig.

Die verwendete Simulationssoftware *PCSWMM-2D* berücksichtigt diese Modellkopplung bereits automatisiert. Durch diese technische Modellintegration muss keine zusätzliche Modellkopplung zwischen dem hydrologischen Modell und dem hydraulischen Modell vorgenommen werden.

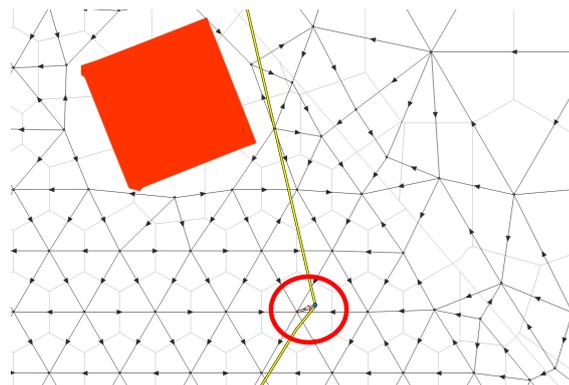
### 5.1.2 Modellkopplung im Teilgebiet Hanglage

Das Oberflächenabflussmodell in der *Hanglage* ist nur mit dem Oberflächenabflussmodell im *Urbanen Raum* direkt verbunden. Eine direkte Verbindung zum Fließgewässer existiert in diesem Projektgebiet nicht.

Da das Projektgebiet insbesondere im Grenzbereich der Teilgebiete *Hanglage* mit dem Teilgebiet *Urbaner Raum* eine homogene Siedlungsstruktur aufweist, wird derselbe hydraulische 1D-2D Ansatz zur Bestimmung des Oberflächenabflusses verwendet (siehe Abschnitt 4.3.4.2). Es sind daher keine Kopplungselemente notwendig. Um Rechenzeit zu sparen, sind die Auflösungen der beiden Modellgebiete unterschiedlich gewählt worden (*Hanglage*: sieben Meter und *Urbaner Raum*: drei Meter).

### 5.1.3 Modellkopplung im Kanalnetz

Im Projektgebiet *Annabach* ist in den Teilgebieten *Hanglage* und *Urbaner Raum* ein Kanalnetz vorhanden. Das Kanalnetz wird mithilfe von einer Schnittstelle mit dem hydraulischen Oberflächenmodell verbunden. Der Austausch des Abflusses kann dabei in beide Richtungen erfolgen. In Abbildung 5-3 sind das Kanalnetzmodell, das Schnittstellenelement und das hydraulische Oberflächenabflussmodell ersichtlich. Anzumerken ist, dass der Zu- beziehungsweise Abfluss des Schnittstellenelementes begrenzt werden kann. Dies repräsentiert durchaus die Realität, da die Öffnungen im Kanaldeckel teilweise sehr klein sind oder auch verstopft sein können. Diese Begrenzung wird auch als Schluckvolumen bezeichnet. Für das vorliegende Modell wurde das Schluckvolumen nicht begrenzt.

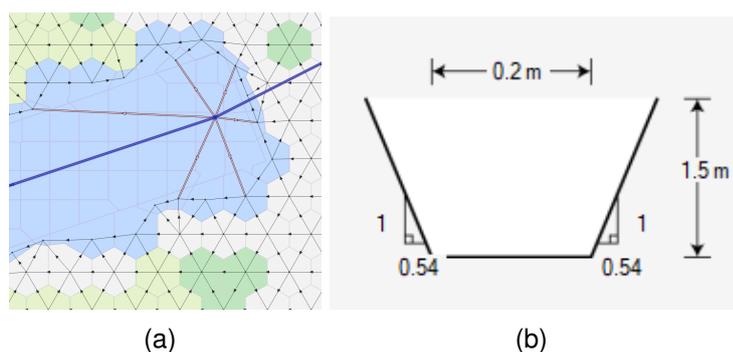


**Abbildung 5-3:** Beispiel für die Kopplung (roter Kreis: Stelle der Kopplung) des Kanalnetzmodells (Gelb) mit dem Oberflächenmodell (Schwarz) über eine Schnittstelle (Rot: Gebäude)

### 5.1.4 Modellkopplung im Fließgewässer

Da das Gerinne im Projektgebiet sehr steile Uferzonen aufweist, würden die Neigungen im fiktiven Leitungsnetz bei der Anwendung des integrierten 1D-2D Ansatzes sehr groß werden. Da die Auflösung in diesem Bereich sehr genau ist (zwei Meter), sind die Leitungslängen des fiktiven Leitungsnetzes zusätzlich sehr kurz. In Kombination mit der hohen Neigung würde es zu numerischen Stabilitätsproblemen bei der Lösung der De-Saint-Venant Gleichungen kommen. Aus diesem Grund wurde der entkoppelte 1-D Modellansatz gewählt, welcher das Abflussmodell des Fließgewässers über eine Schnittstelle mit dem Oberflächenmodell im urbanen Bereich verbindet.

Für das Projektgebiet *Annabach* wird wie oben beschrieben der hydraulische 1-D Modellansatz gewählt. Dies bedeutet, dass das Abflussmodell im Gerinne vom Oberflächenabflussmodell im *Urbanen Raum* entkoppelt wird. Das Fließgewässer wird anschließend mithilfe eines eindimensionalen Fließgewässerschlauches abgebildet. Über Knotenelemente, welche alle 20 bis 30 Meter entlang des Fließgewässerschlauches angeordnet werden, wird der Fließgewässerschlauch mit der ufernahen Oberfläche über eine oder mehrere Schnittstellen verbunden. In Abbildung 5-4 sind sowohl die Kopplung mit dem Oberflächenmodell als auch ein Querschnitt des Fließgewässerschlauches ersichtlich. Alle Querschnitte entlang des Fließgewässerschlauches sind vereinfacht in offene Trapeze ausgebildet.



**Abbildung 5-4:** (a) Koppelung des Fließgewässers (Blau) über Schnittstellen (Rosarot) mit der Oberfläche (Schwarz)

b) Vereinfachter Querschnitt des 1-D Fließgewässerschlauch

## 5.2 Simulationsergebnisse

Für die Überprüfung des integrierten Modellansatzes zur Erstellung eines Oberflächenabflussmodells, wurden drei unterschiedliche Szenarien mit dem Oberflächenabflussmodell im Projektgebiet *Annabach* simuliert. Die Randbedingungen für die unterschiedlichen Szenarien wurden bereits in Abschnitt 4.4.3 erläutert.

Mit den numerischen Stabilitätsparametern (Courant-Bedingung und Kontinuitätsfehler) wird überprüft, ob die Lösung der numerischen Berechnung stabil ist. Die verwendete Simulationssoftware *PCSWMM-2D* hat kein automatisiertes Werkzeug zur Überprüfung der Courant-Bedingung implementiert. Aus diesem Grund muss die Überprüfung der Courant-Bedingung manuell erfolgen. Dazu wird für jedes Szenario die Leitung mit der geringsten Länge und der größten maximalen Fließgeschwindigkeit im fiktiven Leitungsnetz ausgewählt. Mit diesen beiden Werten und den gewählten Zeitschritten kann überprüft werden, ob die Courant-Bedingung eingehalten wird.

Zusätzlich wird der Kontinuitätsfehler für jedes Szenario berechnet. Dieser soll unter zehn Prozent liegen, wobei anzumerken ist, dass ein Kontinuitätsfehler von kleiner als fünf Prozent anzustreben ist.

Sind diese beiden Bedingungen erfüllt, wird das numerische Berechnungsergebnis als stabil bewertet. In Tabelle 5-1 ist die Modellstabilität der einzelnen Szenarien dargestellt. In dieser ist auch die Simulationsdauer der einzelnen Szenarien ersichtlich.

**Tabelle 5-1:** Überprüfung der Modellstabilität der einzelnen Modellszenarien

Parameter	Einheit	Euler 5 Jahre	Euler 30 Jahre	Verklauung
Haltung	[-]	C20364	C22024	C30207
Zeitschritt	[sec]	0,09	0,09	0,08
Haltungslänge	[m]	1,77	1,77	1,475
Fließgeschwindigkeit	[m/s]	5,14	7,72	15,217
Courant-Bedingung	-	erfüllt	erfüllt	erfüllt
Kontinuitätsfehler	[-]	0,011	0,014	0,018
Simulationsdauer	[hr:min]	04:29	06:18	05:37

Für das Projektgebiet *Annabach* sind weder Daten einer Abflussmessung noch Informationen über Wasserstände an der Oberfläche vorhanden, daher werden zusätzlich zur numerischen Stabilitätskontrolle die errechneten Wasserstände im Projektgebiet qualitativ beurteilt und teilweise quantitativ zueinander verglichen. Es wird dabei überprüft, ob die aus einem Starkregenereignis entstehende urbane Sturzflut realitätsnah abgebildet wird. Da eine Darstellung der Wasserstände für das gesamte Einzugsgebiet unübersichtlich ist, werden die Wasserstände der

## 5. Ergebnisse

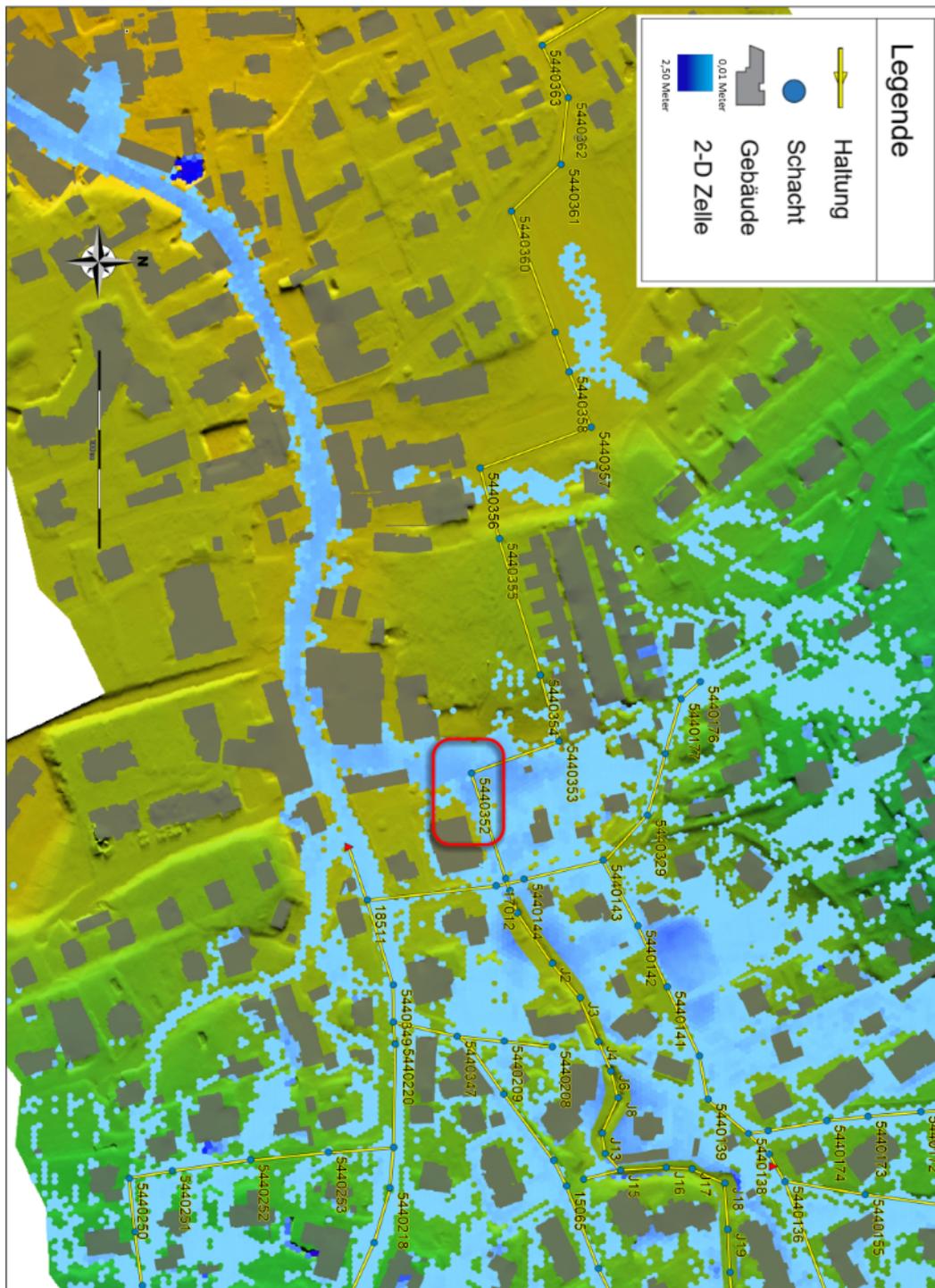
---

einzelnen Szenarien im Detailgebiet dargestellt. In den nachfolgenden Abschnitten wird die qualitative Untersuchung der einzelnen Modellszenarien des Detailgebietes dargestellt und erläutert. Dafür werden an einzelne kritische Stellen die Szenarien quantitativ zueinander verglichen.

Die Darstellungen der Wasserstände im gesamten Projektgebiet sind dem Anhang zu entnehmen.

### **5.2.1 Szenario 1: Maximale Wasserstände an der Oberfläche**

In Abbildung 5-5 sind die maximal errechneten Wasserstände, welche aus der Simulation eines Modellregens mit einer Wiederkehrzeit von fünf Jahren stammen, qualitativ im Detailgebiet dargestellt. Der Wertebereich der Wasserstände liegt bei dieser Simulation zwischen 0,01 und 2,22 Metern. Der höchste Wasserstand stellt sich im Süd-Westen des Detailuntersuchungsgebietes ein. An dieser Stelle wird ein Wasserstand von bis zu 2,22 Metern erreicht. Dieser Wert ist äußerst unrealistisch, daher wird dieser Bereich genauer untersucht und quantitativ bewertet.

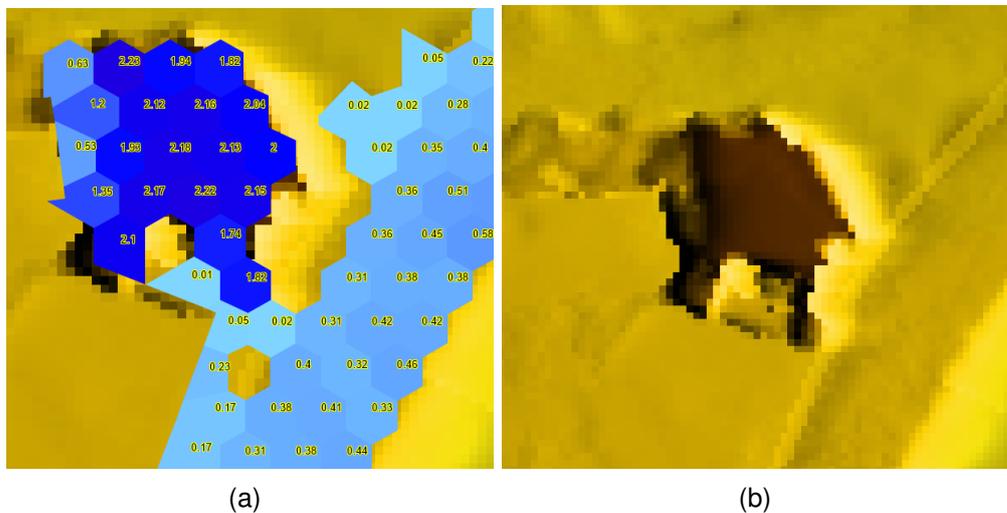


**Abbildung 5-5:** Wasserstände im Detailgebiet für das Szenario 1: Einzelmodellregen, Wiederkehrzeit = 5 Jahre

In Abbildung 5-6 ist sowohl der quantitative Wasserstand der einzelnen Zellen als auch das digitale Geländemodell des oben genannten Bereiches dargestellt. Es ist ersichtlich, dass sich zum Zeitpunkt der Erstellung des DGMs durch eine Überfliegung eine Baugrube für ein Wohnprojekt an dieser Stelle befand. Dadurch sind die hohen Wasserstände an dieser Stelle erklärbar. Im restlichen Gebiet werden durchschnittliche Wasserstände von 0,3 Metern erreicht.

## 5. Ergebnisse

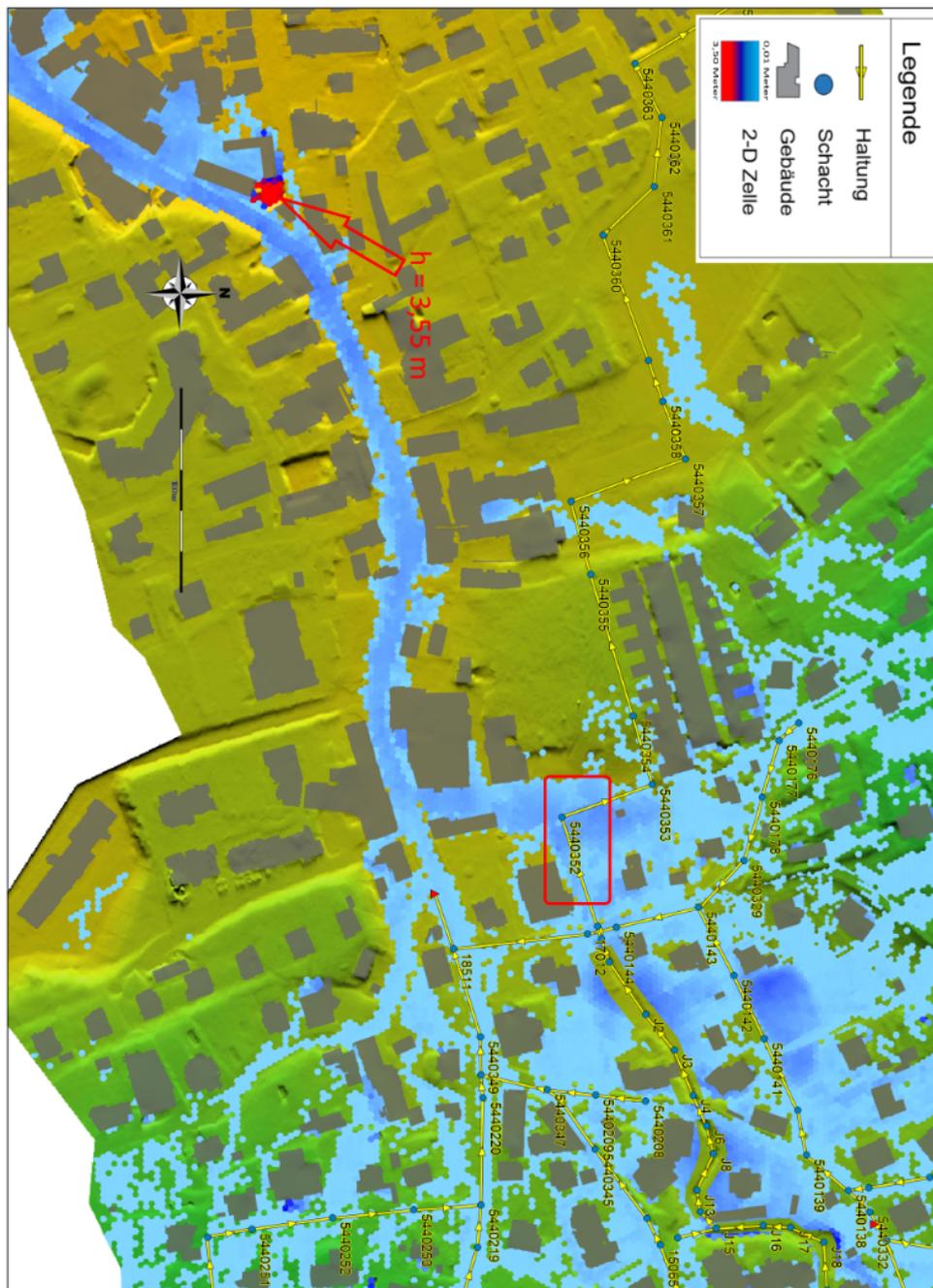
Zusätzlich ist am Knoten 5440352 ein Überstauereignis zu beobachten (Rot markierter Bereich in Abbildung 5-5), welches den Oberflächenabfluss südlich des Knotens zusätzlich erhöht.



**Abbildung 5-6:** (a) Quantitative Wasserstände (Blau: Wasserstände und Gelb: DGM) b) Digitales Geländemodell im Bereich der größten Wasserstände

### 5.2.2 Szenario 2: Maximale Wasserstände an der Oberfläche

In Abbildung 5-7 sind die Wasserstände, welche sich bei der Simulation eines Modellregens Euler Typ 2 mit einer Wiederkehrzeit von 30 Jahren ergeben dargestellt. Es ist zu erkennen, dass sich die Wasserstände an der Oberfläche zwischen 0,01 Metern und 3,50 Metern einstellen. Die maximalen Wasserstände von 3,50 Metern (roter Bereich) stellen sich wie im Szenario 1 im Süd-Westen des Detailgebietes ein. Wie in Szenario 1 beschrieben wurde, sind die Wasserstände aufgrund einer Baugrube an dieser Stelle plausibel. Der Oberflächenabfluss wird durch einen Überstau am Knoten 5440352 wie im Szenario 1 zusätzlich erhöht, wodurch sich die Wasserstände süd-westlich des Knotens erhöhen.



**Abbildung 5-7:** Wasserstände im Detailuntersuchungsgebiet für das Szenario 2: Einzelmodellregen, Wiederkehrzeit 30 Jahren

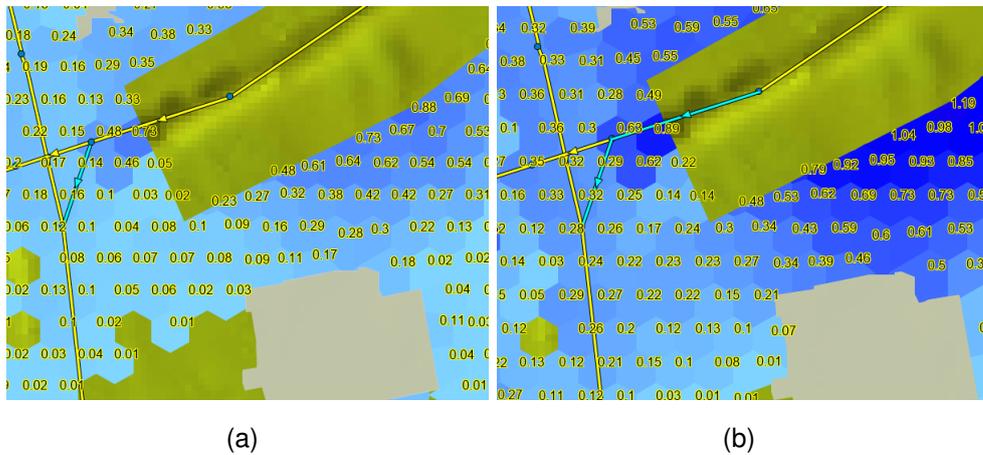
### 5.2.3 Szenario 3: Maximale Wasserstände an der Oberfläche

Szenario 3 simuliert ein mögliches Verklausungsereignis des Annabachs. Durch die Verklausung beginnt sich das Gerinne aufzustauen, dadurch kommt es zu einer Überflutung an dieser Stelle. Die quantitativen Wasserstände der 2-D Zellen an der Stelle der Verklausung sind in Abbildung 5-8 dargestellt. Um vergleichen zu können, sind die maximalen Wasserstände der Simulation von Szenarios 2 ebenfalls quantitativ in Abbildung 5-8 dargestellt. Dieser Vergleich zeigt, dass sich die Wasserstände im Szenario 3 an den Uferzonen deutlich

## 5. Ergebnisse

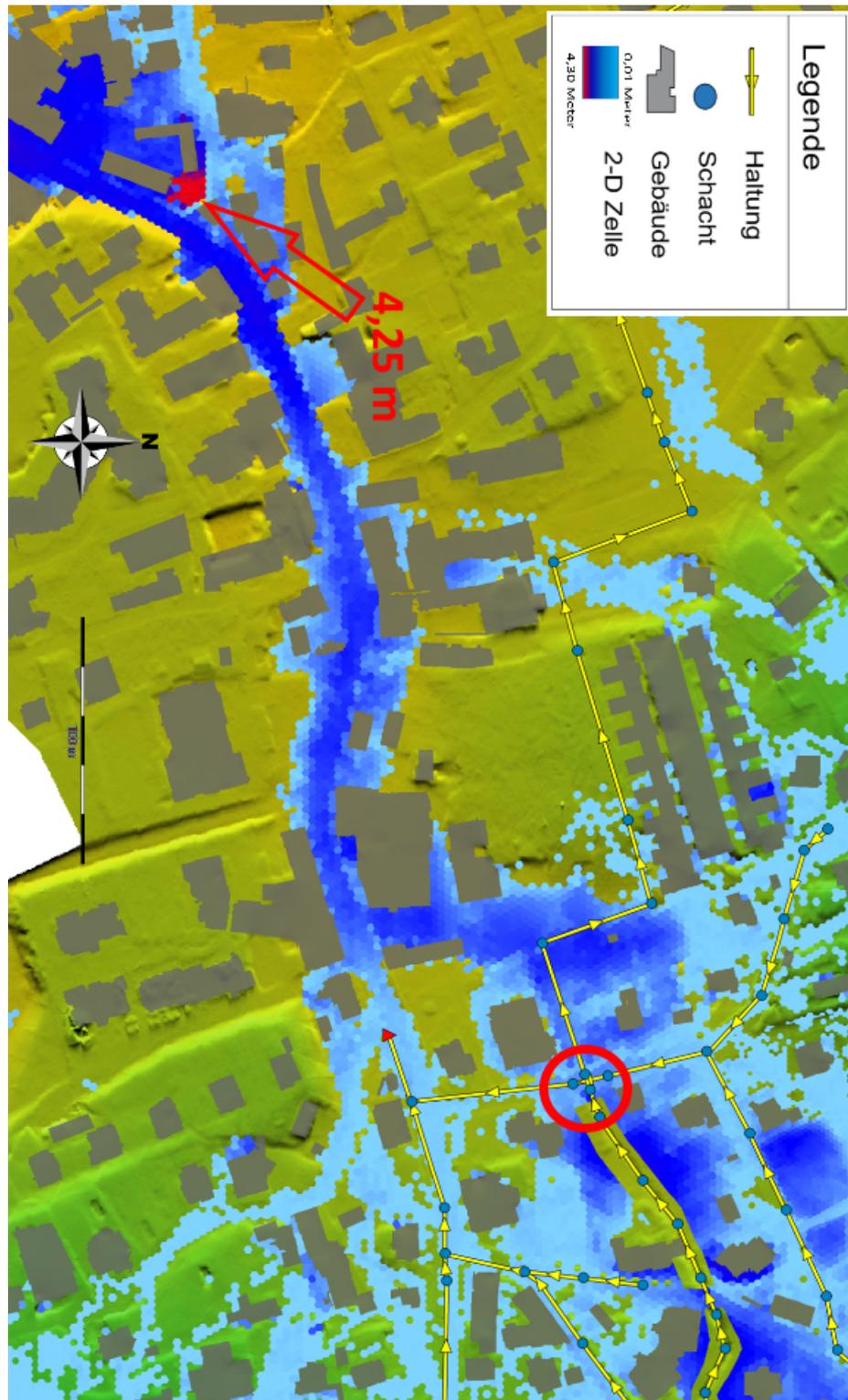
---

erhöhen.



**Abbildung 5-8:** (a) Quantitative maximale Wasserstände des Szenarios 2 (Blau: Wasserstände, Gelb: DGM, Grau: Gebäude)  
b) Quantitative maximale Wasserstände des Verkläusungsszenarios (Szenario 3) (Blau: Wasserstände, Gelb: DGM, Grau: Gebäude)

In Abbildung 5-9 sind die maximalen Wasserstände des ausgewählten Detailgebietes aus der Simulation des Szenarios 3 ersichtlich. Es ist zu erkennen, dass die maximalen Wasserstände von 4,25 Metern wie in Szenario 1 und 2 an der Stelle der Baugrube zu finden sind. Im gesamten Detailuntersuchungsgebiet sind die Wasserstände zwischen 0,1 Metern und 0,9 Metern, diese sind im Vergleich zu Szenario 1 und Szenario 2 deutlich höher, da für das Szenario 3 eine Euler Typ 2 Modellregen mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren verwendet wird.



**Abbildung 5-9:** Wasserstände im Detailgebiet für das Szenario 3: Einzelmodellregen, Wiederkehrzeit 100 Jahren und Verklausung (roter Kreis)



# Kapitel 6

## Diskussion

In Kapitel 5 sind die Simulationsergebnisse der einzelnen Modellszenarien, welche mit einem Oberflächenabflussmodell des Projektgebietes *Annabach* simuliert wurden, erläutert worden. Diese Ergebnisse werden nachfolgend diskutiert. Dabei wird speziell auf die Fragestellung in dieser Masterarbeit eingegangen, welche die Frage beantworten soll wie urbane Sturzfluten modelltechnisch abgebildet werden müssen, sodass alle abflussrelevanten Prozesse im voralpinen Raum berücksichtigt werden. Abschließend wird diskutiert, ob die aus den Ergebnissen gewonnen Erkenntnisse ausreichen, um die Fragestellung zu beantworten. Dafür werden zuerst die unterschiedlichen Szenarien qualitativ bewertet und auf numerische Stabilität untersucht. Anschließend wird beurteilt ob aus dem Modellergebnissen auch plausible qualitative Wasserstände errechnet werden konnten. Abschließend wird diskutiert, ob die im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Szenarien für eine vollständige Bewertung ausreichen.

Über die Verifikationsparameter (Kontinuitätsfehler und Courant Bedingung) wurde die numerischen Lösung für jedes Szenario überprüft. Dabei wurden die betrachteten Kriterien (Kontinuitätsfehler kleiner als 5 Prozent und Courant-Bedingung) für jedes Szenario erfüllt, wodurch bestätigt werden kann, dass der integrierte 1D-2D Ansatz, welcher von der Simulationssoftware *PCSWMM-2D* für die hydraulische Berechnung des Oberflächenabflusses verwendet wird, numerisch stabile ist. Allerdings musste aufgrund der hohen Neigungen in Verbindung mit sehr geringen Leitungslängen im fiktiven Leitungsnetz an den Uferzonen des Fließgewässers eine Modellentkopplung durchgeführt werden, da ansonsten die Courant-Bedingung nicht mehr erfüllt werden kann. Dies hätte zwangsläufig zu Stabilitätsproblemen geführt, da das Verhältniss von Oberflächenneigung zu den Leitungslängen zu groß werden würde. Aus diesem Grund wurde das Fließgewässer mithilfe des 1-D Ansatzes modelliert (siehe Abschnitt 5.1.4)

## 6. Diskussion

---

Zusätzlich zur Kontrolle auf numerische Stabilität sind die maximalen Wasserstände qualitativ überprüft worden. Dabei ist bewertet worden, ob das Abflussverhalten an der Oberfläche plausibel ist. Im Zuge dieser Überprüfung ist festgestellt worden, dass die Überflutungsflächen des Szenarios 3 größer sind als jene, welche sich aus der Simulation des Szenarien 1 und 2 ergeben. Dieses Ergebnis ist plausibel, da im Szenario 3 der Oberflächenabfluss aus einem Modellregen mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren simuliert wurde während bei den Szenarien 1 und 2 ein Modellregen mit einer Wiederkehrzeit von 5 beziehungsweise 30 Jahren simuliert wurde.

In Szenario 3 konnte zudem erfolgreich eine Verklausung simuliert werden. Im Bereich der Verklausung ergeben sich erhöhte maximale Wasserstände. In diesem Bereich kann der Annabach den entstehenden Abfluss aus dem Modellregen Typ 2 mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren nicht mehr aufnehmen, wodurch in diesem Bereich erhöhte Wasserstände an den Uferzonen entstehen. Es kann nicht mit Bestimmtheit geklärt werden, ob diese Wasserstände durch den Rückstau durch die Verklausung verursacht wurden oder ob der Annabach einen Abfluss aus einem Modellregen mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren nicht aufnehmen kann. Es ist zu beobachten, dass bereits beim Szenario 1 erhöhte Wasserstände an den Uferzonen auftreten, wodurch vermutet werden kann, dass die hohen Wasserstände in Szenario 3 im Bereich des Einlaufbauwerks des Annabachs in den Regenwasserkanal durch die Verklausung verursacht werden.

Eine weitere Methode, die Szenarien qualitativ zu bewerten, wäre eine sogenannte *Hot-Spot-Analyse*. Bei dieser werden die Wasserstände mit bekannten kritischen Punkten im Projektgebiet verglichen. Diese kritischen Punkte können anhand von Einsatzprotokollen der Feuerwehr sowie Versicherungsdaten definiert werden. Da solche Daten für das Projektgebiet *Annabach* nicht vorhanden sind, konnte diese qualitative Beurteilung nicht durchgeführt werden.

In jedem Szenario wurde festgestellt, dass sich im süd-westlichen Teil des Detailgebietes eine temporäre Baugrube befindet, welche im Falle eines Starkregenereignisses geflutet wird. Die Wasserstände, welche sich in der Baugrube ergeben, stellen dabei vereinfacht Richtwerte für den Effektivniederschlag dar. Die Wasserstände in Szenario 1 erreichen einen Wert von 2,50 Metern. In Szenario 2 werden 3,50 Meter und in Szenario 3 4,25 Meter erreicht. Diese Ergebnisse sind plausibel, da das Gesamtvolumen des Niederschlags in Szenario 3 höher ist als in Szenario 1 und Szenario 2.

Insgesamt kann dennoch geschlossen werden, dass das erstellte Oberflächenabflussmodell im Projektgebiet *Annabach* qualitativ plausible Ergebnisse liefert und das Abflussverhalten an der Oberfläche realitätsnah abgebildet

werden kann.

Ob die errechneten maximalen Wasserstände aus dem Modell auch quantitativ zu plausiblen Ergebnissen führen, ist äußerst schwer zu überprüfen. Dafür würde es Daten zu Wasserständen von vergangenen Starkregenereignissen im Projektgebiet benötigen. Solche Daten sind für das Projektgebiet *Annabach* nicht vorhanden. Aus diesem Grund konnte weder eine Modellkalibrierung noch eine Modellvalidierung für das Oberflächenabflussmodell in dieser Arbeit durchgeführt werden. Durch eine Messung des Durchflusses am Annabach könnten die Modellparameter angepasst werden, um den Abfluss im Fließgewässer realitätsnah abzubilden. Da der in dieser Arbeit entwickelte integrierte Modellansatz alle abflussrelevanten Prozesse bei einem Starkregenereignis berücksichtigt, wäre eine Abflussmessung ein erster Richtwert für eine Modellanpassung. Um eine noch aussagekräftigere quantitative Beurteilung über die Wasserstände im Modell zu erhalten, wären jedoch mehrere Wasserstandsmessungen an der Oberfläche notwendig.

Wenn eine Modellkalibrierung durchgeführt wird, muss neben der Anpassung der Modellparameter auch hinterfragt werden, inwiefern das simulierte Regenereignis dem realen Niederschlag entspricht. In dieser Arbeit wurde für jedes Modellszenario ein Euler Typ 2 Modellregen verwendet. Diese konservative Annahme repräsentiert nicht das reale Niederschlagsverhalten im Projektgebiet (siehe Abschnitt 3.1). Selbst wenn Niederschlagsdaten aus einer Niederschlagsmessung verwendet werden würden, kann die räumliche Verteilung des Niederschlags nicht abgebildet werden. Allerdings bilden reale Niederschlagsdaten den Niederschlag zumindest für einen kleinen Bereich realitätsnah ab, sodass eine Niederschlagsmessung einen ersten Richtwert für das reale Niederschlagsverhalten in einem Gebiet liefert. Daher sollten noch weitere Szenarien mit dem Modell simuliert werden, welche sowohl ein reales Regenereignis als auch die räumliche Verteilung des Niederschlags berücksichtigen. Beispielsweise könnten im Projektgebiet mehrere Niederschlagsmessungen angeordnet werden, sodass mithilfe der Isohyetenmethode die räumliche Verteilung des Niederschlags abgebildet werden kann.

Ein großer Vorteil des verwendeten integrierten 1D-2D Modellansatzes mit PCSWMM-2D ist, dass jedem 2-D Knoten des fiktiven Leitungsnetzwerkes ein eigenes Regenereignis zugeordnet werden kann. Dadurch kann mithilfe dieses Berechnungsansatzes ein räumlich verteiltes Niederschlagsereignis sehr einfach simuliert werden, ohne eine weitere Modellintegration durchführen zu müssen.

## 6. Diskussion

---

Abschließend kann zusammengefasst werden, dass der entwickelte integrierte Modellansatz ein hilfreiches Werkzeug zur Erstellung eines Oberflächenabflussmodells im voralpinen Raum ist. Dieser berücksichtigt alle abflussrelevanten Prozesse im Falle einer urbanen Sturzflut. Mit dem in dieser Arbeit erstellten Oberflächenabflussmodell für das Projektgebiet *Annabach* konnten qualitativ plausible Ergebnisse erzielt werden. Allerdings sind weitere Szenarien notwendig, um weiterführende Rückschlüsse über das Abflussverhalten im Projektgebiet ziehen zu können. Um das Modell generell quantitativ beurteilen zu können, ist eine Modellkalibrierung zwangsläufig notwendig.

# Kapitel 7

## Fazit und Ausblick

In dieser Masterarbeit wurde untersucht, wie urbane Sturzfluten im voralpinen Raum modelliert werden können, um alle abflussrelevanten Prozesse zu berücksichtigen. Dafür wurde ein integrierter Modellansatz entwickelt, welcher innerhalb von drei Modellszenarien auf seine Durchführbarkeit untersucht wurde. Anhand der Ergebnisse, konnte schlussgefolgert werden, dass das Abflussverhalten im voralpinen Raum mithilfe dieses integrierten Modellansatzes realitätsnah simuliert werden kann. Die numerische Berechnung des Modells führt zu einer stabilen Lösung. Mit numerischen Stabilitätsproblemen ist nur zu rechnen, wenn das Verhältniss von Oberflächenneigung zur Leitungslänge zu groß wird. Allerdings sollten weiter Szenarien mit dem integrierten Modellansatz simuliert werden, um eine höhere Sicherheit darüber zu erhalten, dass der integrierte Modellansatz zu realitätsnahen Ergebnissen führt. Weiterführend soll insbesondere untersucht werden, welche Auswirkung ein räumlich verteilter realer Niederschlag hat.

Die Wasserstände, wurden qualitativ für plausibel befunden. Um die Wasserstände quantitativ bewerten zu können, wird empfohlen eine Modellkalibrierung durchzuführen. Dafür ist entweder eine Wasserstandsmessung an kritischen Punkten im Projektgebiet oder eine Abflussmessung im Fließgewässer notwendig. Da es äußerst schwierig ist, an der Oberfläche eine Wasserstandsmessung durchzuführen, wird empfohlen, für die Modellkalibrierung eine Abflussmessung am Annabach durchzuführen.

Eine weitere Möglichkeit um das Abflussverhalten im Modell mit dem realen Abflussverhalten zu vergleichen, wäre eine *Hot-Spot-Analyse*. Da weder Schadensdaten noch Einsatzprotokolle von der Feuerwehr im Projektgebiet *Annabach* vorhanden sind, konnte keine *Hot-Spot-Analyse* im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt werden. Eine solcher Vergleich ist jedoch anzustreben, da dadurch die Sicherheit der Modellergebnisse weiter erhöht wird.

Insgesamt hat diese Arbeit einen ersten Schritt zur Entwicklung eines integrierten Ansatzes zur Erstellung eines Oberflächenabflussmodells für die Simulation von urbanen Sturzfluten beigetragen. Weiterführend ist dieser Ansatz nun noch durch eine Modellkalibrierung zu bestätigen.

# Literaturverzeichnis

- Assinger, C (2012). *Niederschlagswasserbewirtschaftung - Analyse, Möglichkeiten und Empfehlungen für Graz*. Graz, Austria: Master Thesis, Graz University of Technology.
- Beck, John (2016). *Comparison of Three Methodologies for Quasi-2D River Flood Modeling with SWMM5*. Techn. Ber. Guelph, Ontario, Canada: Journal of water managment modeling. URL: <https://www.chijournal.org//C402> (besucht am 12.05.2018).
- BMNT (Sep. 2014). *Fließgewässermodellierung-Arbeitsbehelf Hydrodynamik*. Deutsch. Techn. Ber. Wien: Bundesministerium für Nachhaltigkeit und Tourismus.
- CHI-water (2018a). *About dual drainage systems*. Techn. Ber. Guelph, Ontario, Canada: Computational Hydraulics International (CHI). URL: <https://support.chiwater.com/79149/about-dual-drainage-systems> (besucht am 26.04.2018).
- (2018b). *Modeling a catchbasin*. Englisch. Techn. Ber. Guelph, Ontario, Canada: Computational Hydraulics International (CHI). URL: <https://support.chiwater.com/83831/modeling-a-catchbasin> (besucht am 26.04.2018).
- (2018c). *PCSWMM 2D theoretical background*. Englisch. Techn. Ber. Guelph, Ontario, Canada: Computational Hydraulics International (CHI). URL: <https://support.chiwater.com/123651/pcswmm-2d-theoretical-background> (besucht am 10.05.2018).
- Das Land Steiermark (2018). *Digitaler Atlas Steiermark :: Gewässer & Wasserinformation*. URL: [http://gis2.stmk.gv.at/atlas/\(S\(lacejo45b0rspwlg4lesfado\)\)/init.aspx?karte=gew%5C&ks=das%5C&cms=da%5C&massstab=800000](http://gis2.stmk.gv.at/atlas/(S(lacejo45b0rspwlg4lesfado))/init.aspx?karte=gew%5C&ks=das%5C&cms=da%5C&massstab=800000) (besucht am 14.04.2018).
- Davies, Richard (Juni 2017). *Germany – Berlin Streets Under Water After 150mm of Rain in 24 Hours*. ENG. URL: <http://floodlist.com/europe/germany-berlin-flood-june-2017> (besucht am 12.03.2018).
- Dyck, Siegfried & Gerd Peschke (1995). *Grundlagen der Hydrologie*. 3., stark bearb. Aufl. Berlin: Verlag für Bauwesen. URL: <http://tocs.ulb.tu-darmstadt.de/30373859.pdf> (besucht am 04.11.2015).

- Engels, Ralf (2007). *MIKE URBAN FLOOD: Modellkopplung von Kanalnetzmodell und 2D Oberflächenmodell*. Deutsch. Techn. Ber. Aachen: Fachhochschule Aachen, S. 170.
- Europäisches Parlament (Okt. 2007). *Richtlinie 2007/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2007 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik*. Techn. Ber. Europäisches Parlament.
- Fuchs-Hanusch, D., G. Gruber & E. P. Kauch (2014). *Siedlungswasserbau und Abfallwirtschaft*. 6. überarbeitete Auflage. Wien, Österreich.: MANZ Verlag Schulbuch GmbH. ISBN: 978-3-7068-4688-2.
- Fürst, Josef (2006). *Geographische Informationssysteme zur Unterstützung von Regionalisierungsaufgaben in der Hydrologie*. Techn. Ber. Wien, S41–54. URL: <http://www.hydro.tuwien.ac.at/uploads/media/fuerst.pdf> (besucht am 03.04.2018).
- Gamerith, Valentin, Bernhard Sackl & Thomas Scaria (Juli 2017). *2d-hydraulische Modellierung von Hangwassereinzugsgebieten im stadtnahen Bereich*. Deutsch. Schriftenreihe. Graz: Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau - Technische Universität Graz.
- Gao, J., H.W. Weinmeister & E Lang (2000). *Ermittlung der Starkregenhöhen in Abhängigkeit von Regendauer und Jährlichkeit im Einzugsgebiet des Gradenbaches / Österreich*. Deutsch. Tagungspublikation. Villach, S. 89–97. (Besucht am 05.05.2018).
- Holding Graz Services Wasserwirtschaft (2011). *Geschäftsbedingungen für Indirekteinleitungen in die öffentliche Kanalisationsanlage der Landeshauptstadt Graz*.
- Kirkby, Mike (Jän. 1988). "Hillslope Runoff Processes and Models". Englisch. In: *Journal of Hydrology*.
- Knapen, R, S Janssen, O Roosenschoon, P Verweij, W de Winter, M Uiterwijk & J E Wien (2013). "Evaluating OpenMI as a model integration platform across disciplines". Englisch. In: *Environmental Modelling & Software* 39, S. 274–282. DOI: 10.1016/j.envsoft.2012.06.011. URL: <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2012.06.011>. URL: <https://www.wos.com/doi/10.1016/j.envsoft.2012.06.011>
- Maniak, Ulrich (2016). *Hydrologie und Wasserwirtschaft: eine Einführung für Ingenieure*. ger. 7., neu bearbeitete Auflage. Lehrbuch. OCLC: 945131861. Berlin: Springer Vieweg. ISBN: 978-3-662-49087-7 978-3-662-49086-0.
- Martin, Helmut (2011). *Numerische Strömungssimulation in der Hydrodynamik Grundlagen und Methoden*. German. OCLC: 712205199. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. ISBN: 978-3-642-17208-3. URL: <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-17208-3> (besucht am 06.04.2018).

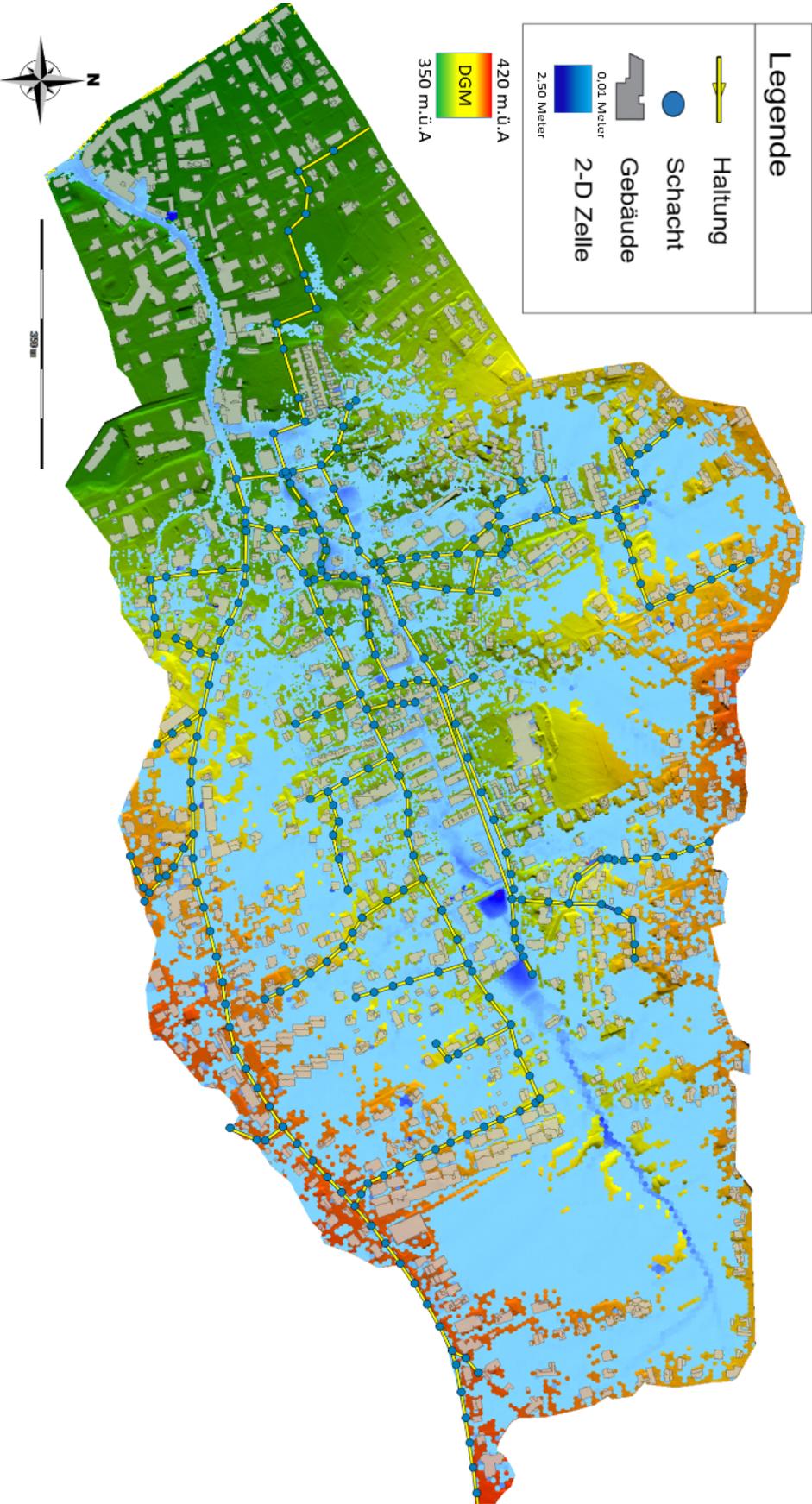
- Muschalla, D., G. Gruber, R. Sulzbacher & R. Scheucher (2013). *Schutz- und siedlungswasserwirtschaftliche Modellstudie Bründlbach Graz-West - Endbericht*. Techn. Ber. Graz: Institut für Siedlungswasserwirtschaft und Landschaftswasserbau - Technische Universität Graz.
- Muschalla, D, R M Sulzbacher, J Leimgruber, R Maier, T Ertl, R Neunteufel, F Kretschmer, M Kleidorfer & F Tscheikner-Gratl (2015). *Auf effizientem Wege von den Daten zum Modell (DATMOD) - Sanierungs- und Anpassungsplanung von kleinen und mittleren Kanalnetzen*. German. Wien, Österreich: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft. URL: [https://www.umweltfoerderung.at/fileadmin/user\\_upload/media/umweltfoerderung/Dokumente\\_Betriebe/Wasser\\_Betriebe/Studien\\_Wasserwirtschaft/DATMOD\\_Leitfaden\\_160217.pdf](https://www.umweltfoerderung.at/fileadmin/user_upload/media/umweltfoerderung/Dokumente_Betriebe/Wasser_Betriebe/Studien_Wasserwirtschaft/DATMOD_Leitfaden_160217.pdf).
- Muschalla, Dirk, Günther Gruber & Robert Scheucher (Nov. 2014). *ECOSTOR-MA - Ökologische und ökonomische Maßnahmen der Niederschlagswasserbewirtschaftung*. Deutsch. Techn. Ber. Wien.
- OEWA (2009). *ÖWA - Regelblatt 11 - Richtlinien für die abwassertechnische Berechnung und Dimensionierung von Abwasserkanälen*. Wien, Österreich: Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband.
- Ostrowski, Manfred W. (Mai 2011). *Ingenieurhydrologie 1*. Deutsch. Techn. Ber. Skriptum. Darmstadt: Technische Universität Darmstadt- Institut für Wasserbau und Wasserbau, Fachgebiet Ingenieurhydrologie und Wasserbewirtschaftung.
- Patt, Heinz, Peter Jürging & Werner Kraus (Juli 2010). *Naturnaher Wasserbau Entwicklung und Gestaltung von Fließgewässern*. 4., aktualisierte Auflage. Bonn, Germany: Springer. ISBN: 978-3-642-12171-5.
- Rademacher, Klaus-Dieter (Juni 2016). *Handlungsoptionen für urbane Sturzfluten*. Techn. Ber. Ingenieurbüro Reinhard Beck GmbH & CO.HG. (Besucht am 21.04.2018).
- Rossmann, L. A. (2017). *Storm Water Management Model Reference Manual Volume II - Hydraulics*. Techn. Ber. EPA/600/R-17/111. Cincinnati, Ohio, USA: US EPA National Risk Management Research Laboratory.
- Rossmann, L. A. & Wayne C. Huber (2016). *Storm Water Management Model Reference Manual Volume I - Hydrology*. Techn. Ber. EPA/600/R-15/162A. Cincinnati, Ohio, USA: US EPA National Risk Management Research Laboratory.
- Zahnt, Nina, Markus Eder & Helmut Habersack (Nov. 2017). "Herausforderung durch pluviale Überflutungen-Grundlagen, Schäden und Lösungsansätze". In: *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft* 70, S. 64–77. URL: <https://link.springer.com/article/10.1007/s00506-017-0451-7> (besucht am 28.03.2018).



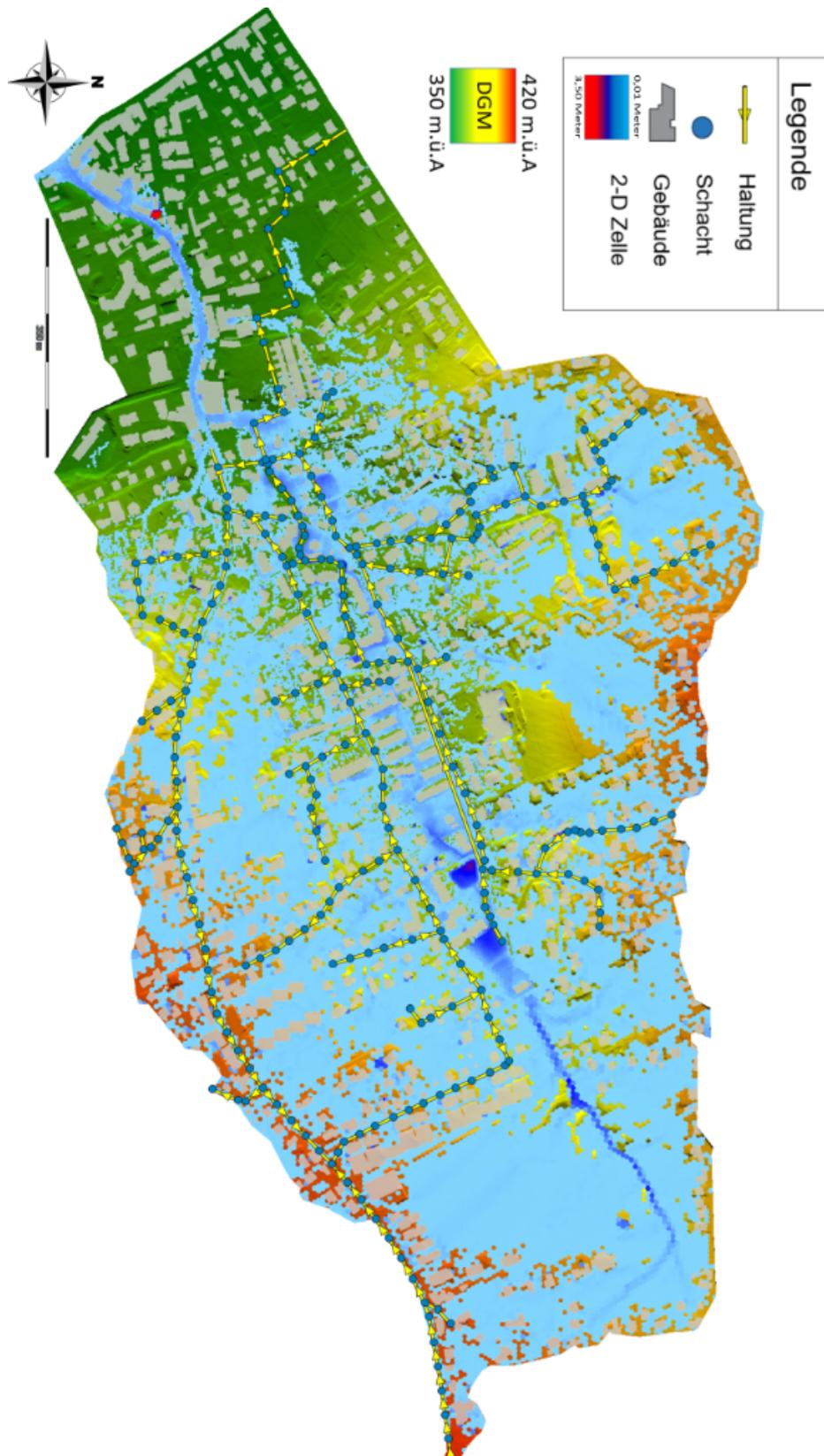
# **Kapitel 8**

## **Anhang**

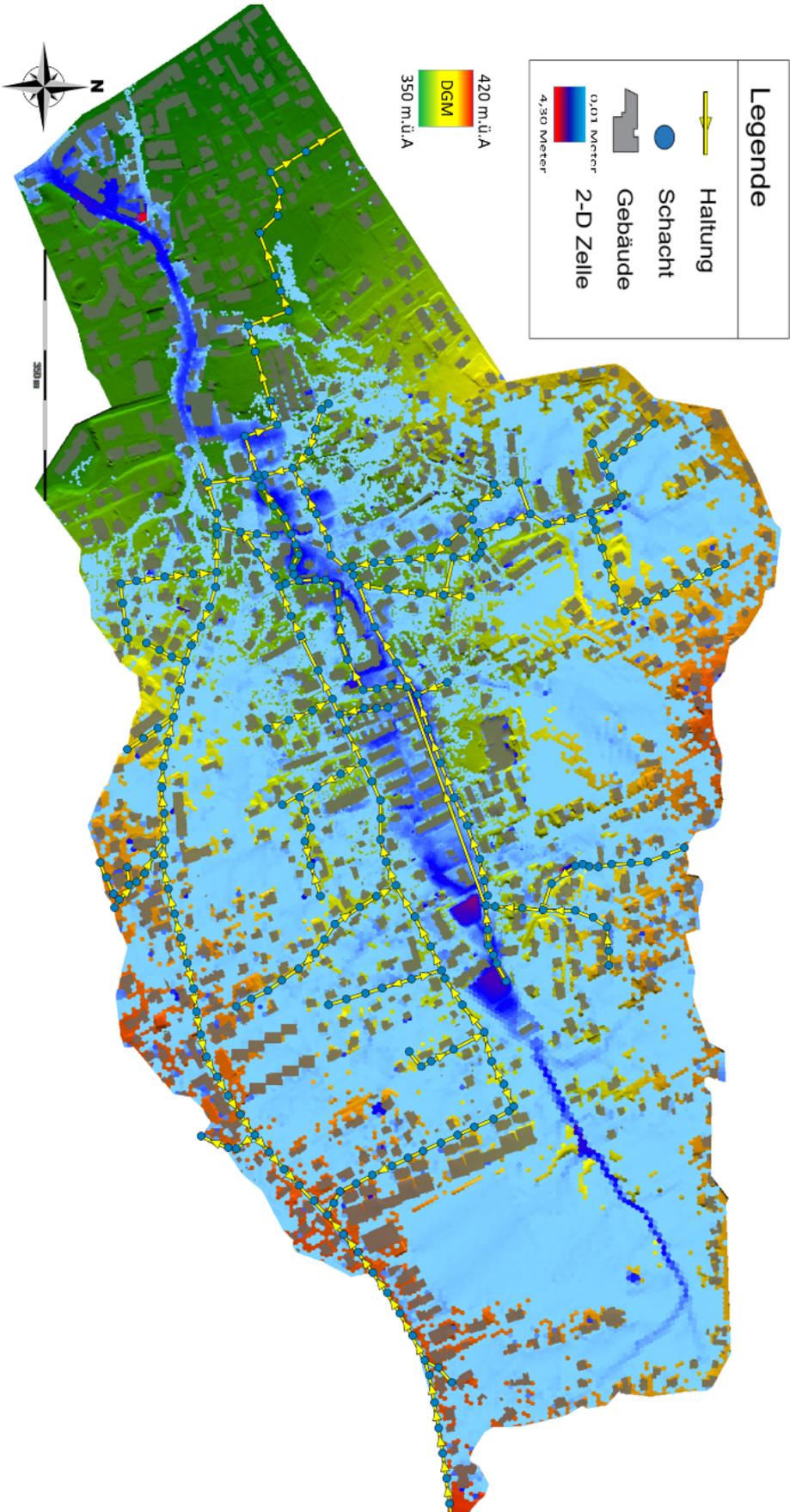
Im diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Wasserstände für jedes Modellszenario aus Abschnitt 5.2 dargestellt.



**Abbildung 8-1:** Qualitative Darstellung der Wasserstände für das Szenario 1 im gesamten Projektgebiet



**Abbildung 8-2:** Qualitative Darstellung der Wasserstände für das Szenario 2 im gesamten Projektgebiet



**Abbildung 8-3:** Qualitative Darstellung der Wasserstände für das Szenario 3 im gesamten Projektgebiet

