

Universität für Bodenkultur Wien

University of Natural Resources and Life Sciences, Vienna

Department Wasser-Atmosphäre-Umwelt

Institut für Siedlungswasserbau, Industrieressourcenmanagement und Gewässerschutz

Leiter: Univ.Prof. DI Dr. Thomas Ertl



Beitrag zur Integration von Hangwassermodellen für den hydraulischen Nachweis in der Siedlungsentwässerung

**Masterarbeit
zur Erlangung des akademischen Grades
Diplomingenieur**

eingereicht von:
Mühlbacher, Fabian

Betreuer: Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Ertl, Thomas

Vorwort

Diese Arbeit wurde am Institut für Siedlungswasserbau, Industrierewasserwirtschaft und Gewässerschutz an der Universität für Bodenkultur Wien unter der Leitung von Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Thomas Ertl verfasst.

Diesem möchte ich als Betreuer meiner Arbeit ein großes Dankeschön aussprechen, vor allem für sein entgegengebrachtes Vertrauen und die daraus resultierende Chance frei arbeiten zu können. Die Möglichkeit des freien Arbeitens war für mich besonders reizend und motivierend. Daher möchte ich allen Beteiligten dafür danken, hier meinen eigenen Weg gefunden zu haben.

Im Zuge meiner beruflichen Tätigkeit durfte ich auch an den Vorgängerprojekten dieser Arbeit mitwirken. Ein großer Dank gilt daher auch meinen Arbeitgebern Ing. Thomas Zechmeister (IBZ) und Dipl.-Ing. Günther Humer (IBH) für ihr Vertrauen und ihre Unterstützung diese Arbeit fertigzustellen. Hervorheben möchte ich hier die gute Zusammenarbeit der beiden Büros, durch die eine fachlich so umfassende Betrachtung der Siedlungsentwässerung erst möglich gemacht wurde.

Da das Projekt auf dem generellen Entwässerungsplan (GEP) und der Hangwassermanagementplanung (Hillslope) der Stadtgemeinde Altheim aufbaut, möchte ich hier auch der Stadtgemeinde Altheim und dem Reinhaltverband Altheim und Umgebung einen großen Dank aussprechen.

Ein weiterer Dank gebührt dem Team von DHI Österreich, unter besonderer Hervorhebung von Dipl.-Ing. Thomas Telegdy, die mir auf Seite der Software des Öfteren aus einer Sackgasse geholfen haben und auch immer für die eine oder andere fachliche Diskussion offen waren.

Ebenso danken möchte ich allen die mir bei der Korrektur der Arbeit geholfen haben und allen die die fachliche Vorarbeit geleistet haben, auf die meine Arbeit aufbaut.

Ein riesengroßes Danke gilt auch meiner Familie, allen voran Eltern und Schwester, die mich bei meinen Vorhaben und dem Studium stets unterstützt haben und ohne die ich nie die Möglichkeit gehabt hätte eine so umfassende Bildung zu genießen. Auch meiner Freundin Stefanie möchte ich hier einen großen Dank aussprechen für ihre Unterstützung und Motivation, aus der ich immer Kraft tanken konnte.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung.....	1
2. Zielsetzung und Aufgabenstellung.....	3
3. Allgemeine Grundlagen.....	5
3.1 Definitionen und Begriffsbestimmungen	5
3.2 Gesetzliche Rahmenbedingungen.....	7
3.2.1 Mischwasserentlastungen	7
3.2.2 Betrieb & Instandhaltung von Kanalisationsanlagen	7
3.2.3 pluvialer Überflutungsschutz (Hutter, 2015)	8
3.3 Richtlinien und Regelblätter.....	9
3.3.1 ÖWAV Regelblatt 11	10
3.3.2 ÖWAV Regelblatt 19	12
3.3.3 ÖWAV Regelblatt 22	13
3.3.4 Leitfäden Modellierung in der Siedlungswasserwirtschaft (Kanal).....	14
3.3.4.1 DATMOD	14
3.3.4.2 Modellbasierte Urbane Überflutungsvorsorge	14
3.3.5 Leitfäden Fließgewässermodellierung (fluvial)	15
3.3.5.1 Fließgewässermodellierung – Arbeitsbehelf Hydrodynamik	15
3.3.5.2 Hochwasser Gefahren- und Risikokarten – Fachlicher Leitfaden	15
3.3.6 Leitfäden Hangwassermodellierung (pluvial)	16
3.3.6.1 Modellierung von Starkregen-Oberflächenabfluss / Hangwasser	16
3.3.6.2 Kommunales Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg.....	16
3.4 Grundlagen der Überflutungsmodellierung	16
3.4.1 Modell Kanal	19
3.4.2 Modell Fluvial.....	21
3.4.3 Modell Pluvial.....	23
3.4.4 Gekoppelte Modelle.....	25
3.5 Stand der Forschung.....	29
4. Material und Methoden.....	39
4.1 Methodik und Modellwahl	39
4.1.1 Modell 1D – hydrologisch	40
4.1.2 Modell 1D – 2D gekoppelt	42
4.1.3 Bemessungsereignisse	46
4.1.4 Gegenüberstellung der Modellansätze.....	47
4.2 Projektgebiet	49
4.2.1 Gewässer.....	51
4.2.2 Kanalanlagen.....	52
4.3 Vorhandene Projektunterlagen	53
4.3.1 Genereller Entwässerungsplan	53
4.3.2 Hillslope Altheim	54
4.4 Modellaufbau.....	55
4.4.1 Auswahl geeigneter Software.....	55
4.4.2 Modell 1D – hydrologisch	56
4.4.2.1 Einzugsgebietsbezogene Daten.....	56
4.4.2.2 Leitungsbezogene Daten.....	57
4.4.2.3 Hydrologische Daten	59
4.4.2.4 Monitoringdaten.....	60
4.4.3 Modell 1D – 2D gekoppelt	61
4.4.3.1 Einzugsgebietsbezogene Daten.....	61
4.4.3.2 Leitungsbezogene Daten.....	63
4.4.3.3 Hydrologische Daten	67
4.4.3.4 Monitoringdaten.....	70
4.4.4 Bemessungsereignisse	71

4.5	Rechenläufe	72
5.	Ergebnisse und Diskussion	74
5.1	Ergebnisdarstellung und Auswertung	74
5.1.1	Pluviale Überflutung / 2D Oberfläche	74
5.1.2	Kanalbelastung / 1D Kanalnetz	76
5.1.3	Kopplungsergebnisse	78
5.2	Vergleich Straßeneinläufe, volle und reduzierte Kapazität.....	80
5.3	Vergleich Überstau- und Überflutungsverhalten	84
5.4	Vergleich Mischwasserentlastungsverhalten	89
6.	Interpretation	92
7.	Schlussfolgerungen und Ausblick	94
8.	Zusammenfassung	97
9.	Literatur	100
10.	Abbildungsverzeichnis.....	104
11.	Tabellenverzeichnis.....	107
12.	Lebenslauf.....	108
13.	Eidesstattliche Erklärung.....	111

Kurzfassung

Viele Siedlungsentwässerungen werden durch Siedlungserweiterungen und der damit einhergehenden Flächenversiegelung sowie Starkniederschlagsereignisse an ihre Grenzen der Belastbarkeit gebracht. Um ihrer Aufgabe der Ableitung von Abwässern im Sinne der Siedlungshygiene und des Hochwasserschutzes weiterhin gerecht werden zu können, müssen sich diese historisch gewachsenen Systeme stetig weiterentwickeln.

Für den Nachweis der Leistungsfähigkeit eines Entwässerungssystems stehen in Österreich zwei Regelwerke zur Verfügung. Im ÖWAV Regelblatt 11 werden hydraulische Belange behandelt, während im ÖWAV Regelblatt 19 die Bemessung von Mischwasserentlastungen thematisiert wird. Im Zuge dieser Arbeit wurde ein 1D Kanalnetzmodell mit einem 2D Hangwassermodell gekoppelt und dieses Modell auf seine Anwendbarkeit hinsichtlich der vorgestellten Regelblätter geprüft.

Es konnte gezeigt werden, dass die Integration von Hangwassermodellen in und für den hydraulischen Nachweis in der Siedlungsentwässerung meist einen positiven Beitrag leisten kann. Die Nachweise gemäß ÖWAV Regelblatt 19 sind aus heutiger Sicht jedoch kaum mit gekoppelten Modellen führbar. Weiters konnte festgestellt werden, dass der Wahl der Kopplungsparameter eine große Rolle hinsichtlich der Ergebnisqualität zukommt und diese nicht einfach festzulegen sind.

Beim Vergleich des Überstau- und Überflutungsverhaltens hat sich gezeigt, dass gekoppelte Modelle sich dazu eignen, direkt die Überflutungshäufigkeit zu beurteilen. Ein Nachweis mithilfe der Hilfsgröße Überstau ist nicht mehr nötig und die Funktionalanforderung „Schutz vor kanalinduzierten Überflutungen“ aus der ÖNORM EN 752 kann über das direkte Nachweiskriterium der Überflutungshäufigkeit geführt werden.

Durch die umfassende Überflutungsbetrachtung konnte mit dieser Arbeit auch ein weiterer Schritt in Richtung gesamtheitlicher Betrachtung des Wasserkreislaufs in Modellen getan werden.

Abstract

Due to Urbanisation and heavy storm events a lot of urban drainage systems are brought to their limit of resilience. To fulfil their duty of wastewater drainage in terms of community hygiene and flood protection, these historically grown sewer systems must continuously develop.

There are two technical sets of rules in Austria to prove the performance of these drainage systems. The ÖWAV Regelblatt 11 is handling hydraulic issues, while the ÖWAV Regelblatt 19 deals with the dimensioning of combined sewer overflows. In this study a 1D hydrodynamic drainage model is coupled with a 2D hydrodynamic overland flow model and the coupled model is checked for its applicability in the previously mentioned sets of rules.

It could be demonstrated that the integration of overland flow models into the hydraulic proof of urban drainage systems can usually make a positive contribution. From today's perspective, however, the verifications in accordance with the ÖWAV Regelblatt 19 are hardly feasible with coupled models. It was also found that the choice of coupling parameters plays a major role in terms of the quality of the results and that these parameters are not easy to determine.

A comparison of the sewer overflow and flooding behaviour has shown that coupled models are suitable for directly assessing the frequency of flooding. A proof using the proxy sewer overflow is therefore no longer necessary and the functional requirement "protection against sewer induced flood" from the ÖNORM EN 752 can be judged using the direct criteria of the flooding frequency.

With this work and through the comprehensive flood analysis, a further step in the direction of a holistic consideration of the water cycle in models could be taken.

1. Einleitung

„Die Siedlungsentwässerung hat die Aufgabe, verschmutztes und unverschmutztes Abwasser aus den Siedlungen abzuleiten und dadurch die Siedlungshygiene und den Hochwasserschutz zu gewährleisten.“ (GUJER, 2007)

Durch Siedlungserweiterungen und der damit einhergehenden Flächenversiegelung, sowie Starkniederschlagsereignisse werden Siedlungsentwässerungen heute vor allem im Bereich des Hochwasser- und Überflutungsschutzes an ihre Grenzen gebracht.

Für den Nachweis der Leistungsfähigkeit eines Siedlungsentwässerungsnetzes (Bestand als auch Neubau und Sanierung) stehen in Österreich zwei Regelwerke zur Verfügung. Das ÖWAV Regelblatt 11, welches die Richtlinien für die abwassertechnische Berechnung und Dimensionierung von Abwasserkanälen festlegt und das ÖWAV Regelblatt 19 als Richtlinie für die Bemessung von Mischwasserentlastungen.

Im Regelblatt 11 wird hauptsächlich auf hydraulische Belange eingegangen, wobei das Hauptaugenmerk dieses Regelwerks auf dem Nachweis der Überstau- und Überflutungshäufigkeit liegt. Als Überstau wird ein Kanalbelastungszustand festgelegt, bei dem der Wasserstand ein definiertes Bezugsniveau überschreitet (ÖWAV, 2009). Dieses Bezugsniveau wird meist mit der Geländeoberkante festgelegt. Der Zustand, bei dem Schmutzwasser und/oder Niederschlagswasser aus einem Entwässerungssystem entweichen oder nicht mehr in dieses eintreten können, mit der Folge von Schädigungen oder dergleichen wird als Überflutung definiert (ÖWAV, 2009). Für beide Zustände werden im Regelwerk Häufigkeiten festgelegt, wie oft diese eintreten dürfen. Nachgewiesen werden diese über die Modellierung von Einzelereignissen (Einzelmodellregen, Einzelereignis) oder langjähriger Regenreihen. Dafür verwendete Modelle bestehen meist aus einer 1D Kanalnetz Berechnung (hydrodynamische Modelle), welche mit Regen- beziehungsweise Abflusspenden aus hydrologischen Einzugsgebieten beaufschlagt werden.

Aus diesem Modellaufbau ergibt sich jedoch, dass eine Beurteilung der Überflutungshäufigkeit nur sehr begrenzt möglich ist. Wasser, das aus dem Kanalnetz ausdringt oder nicht in dieses fließen kann, wird nicht mit der hierfür benötigten Auflösung behandelt. Hinzu kommt, dass in solchen Modellen oft nur versiegelte Flächen als Einzugsgebiete behandelt werden. Versickerungsfähige Flächen werden, unter der Annahme, dass diese für die verwendeten Auftrittshäufigkeiten und Jährlichkeiten T von Niederschlagsereignissen (bis ca. $T = 5$) keine maßgebende Rolle spielen, vernachlässigt. Wie aktuelle Entwicklungen jedoch zeigen, wird die Siedlungsentwässerung immer öfter bis zu Jährlichkeiten von $T = 30$ in der Verantwortung gesehen.

Versickerungsfähige Flächen als auch das Potential für Abflusskapazität und Stauraum von Straßenquerschnitten müssen daher in Zukunft stärker in den Fokus rücken. Eine Forderung dazu lässt sich auch aus der ONÖRM EN 752 ableiten in der verlangt wird, dass kanalindizierte Überflutungshäufigkeiten, die Fließwege der Überflutung und das Überflutungsrisiko vom Planer untersucht werden (ON, 2017).

Für das ausgewählte Projektgebiet liegen sowohl ein genereller Entwässerungsplan als auch eine Modellierung fluvialer und pluvialer Hochwässer vor. Im Zuge dieser Arbeit konnten Synergien aus diesen Projekten gezogen werden, um ein umfassendes Modell der Siedlungsentwässerung, entsprechend den oben angeführten Anforderungen, zu erstellen. Die Bearbeitung fand im Zeitraum 2020 bis 2021 statt, wobei die Vorgängerprojekte aus den Jahren 2019 bis 2021 stammen.

2. Zielsetzung und Aufgabenstellung

Der in der Einleitung erwähnte Trend in Richtung hydrodynamischer Prozessabbildung des Oberflächenabflusses in der Siedlungsentwässerung führt zu folgender These: „Welchen Beitrag leistet die Integration von Hangwassermodellen in und für den hydraulischen Nachweis der Siedlungsentwässerung?“

Um diese Fragestellung beantworten zu können, soll im Zuge dieser Arbeit ein Modell aufgebaut werden, welches anstatt der üblichen hydrologischen Einzugsflächen die Oberfläche als hochaufgelöstes Netz mit allen relevanten Abflusshindernissen (zum Beispiel Mauern oder Straßen) abbildet. Dieses Netz soll hydrodynamisch berechnet werden und mit der 1D Kanalnetzrechnung synchron gekoppelt sein.

Dieses gekoppelte Modell (Modell 1D – 2D gekoppelt) soll mit einem klassischen 1D Kanalnetzmodell mit hydrologisch beaufschlagten Einzugsflächen (Modell 1D – hydrologisch) verglichen werden. Der größte Unterschied dieser zwei Modelle liegt in der Abbildung des Oberflächenabflusses und den Kopplungsansätzen zum Kanalnetz. Eine wichtige Rolle bei den Wechselwirkungen zwischen Kanal und Oberfläche kommt dabei den Straßeneinläufen zu. Da der Schwerpunkt dieser Arbeit auf pluvialen Überflutungen aus dem Blickwinkel der Siedlungswasserwirtschaft liegen soll, werden fluviale Überflutungen nicht weiter berücksichtigt.

Die folgenden Punkte werden als Forschungsfragen bearbeitet:

- Das Kopplungsverhalten und die dadurch beeinflusste hydraulische Auslastung des Kanals sowie die Fließwege an der Oberfläche sollen untersucht werden. Hierfür werden zwei verschiedene Varianten analysiert. Dabei soll eine Variante mit voller Aufnahmekapazität der Straßeneinläufe einer Variante reduzierter Kapazität (simulierter Störfall) gegenübergestellt werden.
- Analyse und Vergleich des geänderten Überstau- und Überflutungsverhaltens zwischen dem Modell 1D – 2D gekoppelt und dem Modell 1D – hydrologisch nach ÖWAV Regelblatt 11.
- Vergleich der zwei Modelle angelehnt an die Anforderungen aus dem ÖWAV Regelblatt 19. Da aufgrund des unverhältnismäßigen Rechenaufwands im Modell 1D – 2D gekoppelt keine langjährigen Regenkontinuen oder Starkregenserien simuliert werden können, sollen diese Vergleiche soweit möglich aus Einzelmodellregen abgeleitet werden.

Die Untersuchungen sollen helfen, das Systemverständnis in der Modellierung zu vertiefen und dadurch eine Argumentationsgrundlage für mögliche Vereinfachungen, Vernachlässigungen und Annahmen zu bieten. Annahmen, welche trotz hochaufgelöstem Entwässerungsmodell weiterhin bestehen, sollen ermittelt und diskutiert werden. Der Fokus liegt daher in der Analyse und Diskussion der Modellergebnisse und weniger darauf einen Handlungsleitfaden zur Modellerstellung anzubieten. Hierfür wird im Zuge der Arbeit auf andere Arbeiten und Quellen verwiesen. Die Ergebnisse dieser Arbeit sollen daher im weitesten Sinne helfen, die Siedlungsentwässerung treffsicherer zu machen und die Methodik vor allem im Bereich der Modellierung voranzutreiben.

3. Allgemeine Grundlagen

3.1 Definitionen und Begriffsbestimmungen

Da die pluviale Überflutungsvorsorge im Fachgebiet der Siedlungs- und Wasserwirtschaft eine breit aufgestellte Querschnittsmaterie darstellt, kursieren in Fachkreisen und der Literatur auch dementsprechend viele unterschiedliche Definitionen und Begriffsbestimmungen. In diesem Kapitel sollen daher unter anderem jene Begriffe beschrieben werden, die nicht einheitlich definiert sind, um in weiterer Folge eine konsistente Verwendung in dieser Arbeit zu gewährleisten. Die Definitionen dazu stammen zum Großteil aus Normen, Regelblättern und Leitfäden.

Hochwasser (fluvial)

„Als Hochwasser wird die Wasserführung von Flüssen und Bächen bezeichnet, die zu einer vorübergehenden Wasserbedeckung von Geländeteilen führt, die üblicherweise nicht wasserbedeckt sind. Die Überflutungen bei Hochwasser betreffen Teile des Gewässerquerschnittes, flussnahe Bereiche oder auch weiter entfernte Bereiche des Talbodens, wenn eine große Überlastung des Flussbettes auftritt.“ (ÖWAV, 2013)

Oder: *„Hochwasser ist eine zeitlich beschränkte Überflutung von Land, das normalerweise nicht mit Wasser bedeckt ist, insbesondere durch Ströme, Flüsse, Bäche und Seen. Davon ausgenommen sind Überflutungen aus Abwassersystemen.“ (WRG, 1959)*

Hangwasser (pluvial) (ÖWAV, 2013)

„Hochwasser, das nicht durch Bäche und Flüsse, sondern in sonst trockenen Einzugsgebieten durch flächenhaften Abfluss von Oberflächenwässern insbesondere aus Hanglagen infolge von Niederschlag und Schmelzwasser (Tauflut) entsteht.“

In dieser Arbeit werden die Begriffe Hochwasser und Hangwasser auch als fluviale beziehungsweise pluviale Überflutung bezeichnet.

Überflutung (ÖWAV, 2009)

„Zustand, bei dem Schmutzwasser und/oder Niederschlagswasser aus einem Entwässerungssystem entweichen oder nicht in dieses eintreten können und entweder auf der Oberfläche verbleiben oder in Gebäude eindringen.“ (ÖWAV, 2009)

Überlastung (ÖWAV, 2009)

„Zustand, bei dem Schmutzwasser und/oder Niederschlagswasser in einem Freispiegelsystem oder in einer Kanalisation unter Druck abfließen, aber nicht an die Oberfläche gelangen und so keine Überflutung verursachen.“

Überstau (ÖWAV, 2009)

„Belastungszustand der Kanalisation, bei dem der Wasserstand ein definiertes Bezugsniveau überschreitet.“

Oft wird hierfür die Geländeoberkante oder das Straßenniveau als Bezugsebene festgelegt.

Als grundlegender Auslöser für pluviale und fluviale Überflutungen ist der Niederschlag die wichtigste Eingangsgröße bei wasserwirtschaftlichen Fragestellungen. Es folgt eine kurze Zusammenstellung der wichtigsten Begriffe, die vor allem hinsichtlich der modelltechnischen Umsetzung relevant sind.

Einzugsgebiet (ÖWAV, 2009)

„Gebiet mit Abfluss zu einer Abwasserleitung, einem Abwasserkanal oder Gewässer.“

Dauerstufe (REINSTALLER et. al., 2020)

„Zeitspanne oder Dauer eines realen Regenereignisses oder eines Modellregens.“

Regenintensität (ON, 2017)

Niederschlagshöhe (meist in Millimeter) je Zeiteinheit.

Wiederkehrzeit (Jährlichkeit) (LUBW, 2016)

„Das statistische Wiederkehrintervall eines Ereignisses (berechnet aus Überschreitungswahrscheinlichkeiten bestimmter Grenzwerte). Ein 100-jährliches Ereignis tritt im statistischen Mittel alle 100 Jahre wieder auf, was, wie bei allen statistischen Werten, nicht ausschließt, dass es sich auch in zwei aufeinanderfolgenden Jahren ereignen kann.“

Starkregen (Starkniederschlag) (KOCH et. al., 2016)

„Lokal begrenzte Regenereignisse mit großer Niederschlagsmenge und hoher Intensität. Sie sind meist von sehr geringer räumlicher Ausdehnung und kurzer Dauer (konvektive Niederschlagsereignisse) und stellen daher ein nur schwer zu kalkulierendes Überschwemmungsrisiko dar.“

Aufgrund der geringen räumlichen und zeitlichen Ausdehnung gibt es meist nur eine sehr geringe bis keine Vorwarnzeit. Außerdem führt dieser Umstand dazu, dass pluviale Starkregenereignisse eher selten auch zu fluvialen Überflutungen führen. Eine direkte Überlagerung tritt selten und eher bei kleineren Gewässern auf, kann jedoch auch bei größeren Flusseinzugsgebieten nicht ausgeschlossen werden.

Regenkontinuum (MUSCHALLA et. al., 2015)

„Umfasst sämtliche Regenereignisse (Regenintensitäten) eines mehrjährigen Zeitraumes, damit verbunden ist ein entsprechend hoher Rechenaufwand.“

Starkregenserie (MUSCHALLA et. al., 2015)

„Umfasst nur die aussagekräftigsten Regenereignisse (Regenintensitäten) eines mehrjährigen Zeitraumes, der Rechenaufwand kann damit reduziert werden.“

Modellregen (MUSCHALLA et. al., 2015)

„Unter den Begriff Modellregen fallen Einzelmodellregen und Blockregenserien. Diese werden aus statistischen Auswertungen in Form von Regenspendenlinien generiert und bauen daher nicht auf originale Daten auf. Eine Berechnung mit Modellregen erfolgt durch die Auswahl der Regenhäufigkeit, bei der es zu beachten gilt, dass diese wiederum von der Versagenshäufigkeit (Überstau, Überflutung) des Kanalsystems mehr oder weniger abweicht.“

Einzelmodellregen (MUSCHALLA et. al., 2015)

„Der am häufigsten in der Praxis verwendete Einzelmodellregen ist Euler Typ 2. Die Aussage des Eulerregens kommt einer Langzeitsimulation mit Starkregenserien sehr nahe. Das Niederschlagsverhalten wird aber nicht ausreichend in allen Fragestellungen abgedeckt.“

Blockregen (MUSCHALLA et. al., 2015)

Mit ihrer charakteristischen konstanten Intensitätsverteilung kommen Blockregen in der Natur nicht vor. Dies führt zu einer tendenziellen Unterschätzung der tatsächlichen Belastung, weshalb Einzelmodellregen den Blockregen in den meisten modelltechnischen Anwendungsfällen vorzuziehen sind.

Wird das Niederschlagsgeschehen im Modell über ein Regenkontinuum oder eine Starkregenserie simuliert, spricht man von einer Langzeitsimulation. Bei Verwendung eines

Modellregens (Einzelmodellregen oder Blockregen) spricht man hingegen von einer Simulation mittels Bemessungsregen.

Genereller Entwässerungsplan (GEP) (GUJER, 2007)

Als umfassender Plan definiert der GEP die Ziele und die zukünftige Entwicklung der Siedlungsentwässerung. GUJER (2007) ordnet den GEP als Nachfolger genereller Kanalisationsprojekte und als Vorläufer eines umfassenden, siedlungswasserwirtschaftlichen Raumplans, der alle Aspekte der Siedlungswasserwirtschaft koordiniert, ein. Durch die Notwendigkeit einer einzugsgebietsbezogenen Betrachtung der Entwässerung (über Gemeindegrenzen hinaus) bildet der GEP auch die Grundlage für einen regionalen Entwässerungsplan.

3.2 Gesetzliche Rahmenbedingungen

3.2.1 Mischwasserentlastungen

Nach § 1 (AAEV, 1996) gilt die allgemeine Abwasseremissionsverordnung unter anderem für die Einleitung von Mischwasser in Fließgewässer oder öffentliche Kanalisationen. Nicht oder nur gering verunreinigtes Niederschlagswasser aus Siedlungsgebieten mit Mischkanalisation soll weiters nach § 3 Abs. 3 (AAEV, 1996) und wenn möglich, vor dem Eintritt in die Kanalisation dem natürlichen Abflussgeschehen überlassen werden.

In § 4 Abs. 2 (AAEV, 1996) wird Mischwasser aus Mischkanalisationen aus den Emissionsbegrenzungen der Verordnung ausgenommen. Die dafür eigens vorgesehene Mischwasseremissionsverordnung liegt nach heutigem Stand nur als Entwurf vor und ist nicht rechtskräftig. Für die Einhaltung der Mindestanforderungen an die Mischwasserbehandlung, entsprechend dem Stand der Technik, ist daher das, an diesen Entwurf der Verordnung über die Begrenzung der Emissionen aus Mischwasserentlastungen in Mischkanalisationen angelehnte, ÖWAV Regelblatt 19 anzuwenden.

Im österreichischen Wasserrecht finden sich außerdem Umweltziele für Oberflächengewässer. Darin werden in § 30g Abs. 1 (WRG, 1959) die Emissionsbegrenzungen entsprechend dem Stand der Technik oder der besten verfügbaren Umweltpraxis gefordert. Sind diese für die Einhaltung der Umweltziele nicht ausreichend, können nach § 30g Abs. 2 (WRG, 1959) auch dementsprechend strenge Emissionsbegrenzungen festgelegt werden.

3.2.2 Betrieb & Instandhaltung von Kanalisationsanlagen

Verpflichtungen hinsichtlich der Einhaltung vom Stand der Technik sowie zur Instandhaltung von wasserbaulichen Anlagen und Anlagenteilen finden sich im Wasserrechtsgesetz (WRG, 1959) und in anderen Rechtsnormen (zum Beispiel Allgemeine Abwasseremissionsverordnung (AAEV, 1996), Landesgesetze).

Nach § 50 Abs. 1 (WRG, 1959) *„...haben die Wasserberechtigten ihre Wasserbenutzungsanlagen einschließlich der dazugehörigen Kanäle in einem der Bewilligung entsprechenden Zustand zu erhalten, sodass eine Verletzung öffentlicher Interessen und fremder Rechte nicht stattfindet.“*

Weiters in § 3 Abs. 5 (AAEV, 1996) sollen Kanalisationen *„...in regelmäßigen Zeitabständen kontrolliert, gewartet sowie auf Bestand und Funktionsfähigkeit überprüft*

werden (§§ 50 und 134 WRG 1959); die Ergebnisse der Überprüfungen sollen dokumentiert werden.“

Die technischen Umsetzungen hinsichtlich der oben genannten Vorschriften finden sich in den ÖWAV Regelblättern 11 und 22.

3.2.3 pluvialer Überflutungsschutz (Hutter, 2015)

Nach der Definition von Hochwasser aus dem Wasserrechtsgesetz (siehe 3.1) werden pluviale Überflutungen, die aus Starkniederschlagsereignissen herrühren, nicht erwähnt. Überflutungen aus dem Abwassersystem werden sogar explizit ausgenommen.

Der haftungsrechtlichen Frage in Bezug auf pluviale Überflutungen nach Starkniederschlägen, und ab wann höhere Gewalt geltend gemacht werden kann, stellt sich Hutter (2015). Klassisches Schadensbild sind dabei kurzzeitig überflutete Keller und überlastete Kanalanlagen. Die hierfür relevanten Rechtstexte finden sich in den allgemeinen Schadenersatzregelungen der §§ 1293 ff ABGB und den nachbarrechtlichen Bestimmungen in den §§ 364 ff ABGB.

Im Schadenersatzrecht wird geregelt, wann ein Geschädigter Anspruch auf Wiedergutmachung durch andere hat. Dabei darf auch der Präventionsgedanke, durch die Androhung einer Haftpflicht, nicht außer Acht gelassen werden. So ein Schaden kann durch eine Handlung oder auch durch das Unterlassen einer Handlung durch den Schädiger eintreten. Dabei sind unterlassene Handlungen nur bei gesetzlicher Verpflichtung zur Handlung schadenersatzrechtlich relevant. Die so entstehende Haftung wird im Rahmen der Kausalität begrenzt, um uneingeschränkte Ausweitungen der Haftung zu verhindern. Im konkreten Fall heißt dies, dass der Eintritt des Schadens vorhersehbar und nicht außerhalb jeder Lebenserfahrung sein darf.

Die Rechtswidrigkeit eines Verhaltens (Handlung oder Nicht-Handlung) lässt sich jedoch nicht nur aus dem Schadenersatzrecht ableiten. Normen und Rechtsordnungen, die eben diese Schäden verhindern sollen, müssen berücksichtigt werden.

Als weiterer wichtiger Begriff muss noch das Verschulden als persönliche Vorwerfbarkeit des Verhaltens festgelegt werden.

Erst wenn Schaden, Verursachung (Kausalität), Rechtswidrigkeit und Verschuldung erfüllt sind, liegt eine Ersatzfähigkeit eines Schadens vor.

Das Nachbarrecht ist im Regelungsbereich des Eigentumsrechts angesiedelt und soll den Nachbar vor Zuleitungen und Immissionen, die von einem anderen Grundstück ausgehen, schützen. Als Nachbar gelten dabei nicht nur unmittelbare Anrainer. Betroffen sind auch beeinträchtigte Grundstücke, die im Einflussbereich des störenden Grundstückes liegen. Als Immissionen, gegen die sich ein betroffener Nachbar jedenfalls wehren kann, gelten unmittelbare Zuleitungen und grobkörperliche Immissionen. In diesem Kontext relevante unmittelbare Zuleitungen sind unter anderem Zuleitungen durch Abwasserrohre, Brunnenüberläufe oder Verschlechterungen der Abflussverhältnisse durch Boden- und Nutzungsänderungen des Oberliegigers, welche als jedenfalls unzulässig gelten. Der oberste Gerichtshof qualifiziert auch Wassermassen aus Kanalrückstauungen als unmittelbare Zuleitungen.

Auch der Betreiber einer der Allgemeinheit dienenden Kanalanlage muss sich dementsprechend wie ein ordentlicher Nachbar verhalten und haftet eventuell für Immissionen. Ausgenommen von der Haftungsfrage wird der Betreiber, wenn die Immission durch Dritte ausgelöst wird. Dies ist zum Beispiel der Fall, wenn durch die Öffnung eines Kanaldeckels bei einem ausreichend dimensionierten Kanal Überstau

auftritt und der Betreiber nachweisen kann, dass er nicht in der Lage war diese rechtswidrige Handlung zu verhindern.

Vor allem bei Überflutungen aus dem Kanal durch Starkregenereignisse, auf welche die Kanalisation laut Betreiber nicht ausgerichtet hätte sein müssen, werfen oft die Frage nach Haftungsausschluss aufgrund höherer Gewalt auf.

Laut Schadensersatzrecht haftet niemand für Zufälle, die einen Schaden verursachen. Der Geschädigte trägt daher, wenn keine Gründe vorliegen den Schaden auf einen Dritten abzuwälzen, den Schaden an seinem Eigentum selbst.

Als höhere Gewalt wird nach österreichischem Rechtsverständnis ein Ereignis definiert, das *„von außen auf den Betrieb einwirkt, elementar und außergewöhnlich ist, keine typische Betriebsgefahr darstellt und an sich oder in seinen Auswirkungen trotz äußerst zumutbarer Sorgfalt unabwendbar ist.“*

Dabei gelten vor allem Naturereignisse als jene Ereignisse, die von außen auf den Betrieb einwirken. Als außergewöhnlich gelten diese weiters, wenn diese nicht mit einer gewissen Häufigkeit auftreten und von einem sorgfältigen Unternehmen nicht in Kauf genommen werden müssen. Ist dieses Ereignis nach menschlicher Einsicht und Erfahrung unvorhersehbar und mit wirtschaftlich erträglichen Mitteln nicht verhinderbar oder unschädlich zu machen war, so kann es als unabwendbar eingestuft werden

Für Österreich lassen sich aus den vorangegangenen Ausführungen folgende Einordnungen herleiten:

- Niederschläge, die häufiger als alle 30 Jahre vorkommen fallen in den Haftungsbereich des Kanalbetreibers.
- Niederschläge, die seltener als alle 100 Jahre auftreten sind wohl als höhere Gewalt anzusehen.
- Niederschläge mit Wiederkehrzeiten von 30 bis 100 Jahren, bei denen man höhere Gewalt diskutieren aber nicht klar annehmen oder ausschließen kann.

3.3 Richtlinien und Regelblätter

Unter dem Arbeitstitel „Integration von Hangwassermodellen für den hydraulischen Nachweis in der Siedlungsentwässerung“ liegt der Fokus dieser Arbeit auf der Sichtweise der Siedlungswasserwirtschaft. Dementsprechend liegt auch der Schwerpunkt in diesem Kapitel eher auf Richtlinien und Regelblättern aus der Siedlungswasserwirtschaft. Aufgrund der Überschneidung des Themengebietes mit der Hochwasser- und Starkregenmodellierung, werden folglich auch die dort geltenden Richtlinien und Regelblätter erwähnt.

Mit der ÖNORM EN 752 liegt auf europäischer Ebene ein Werk vor, das sehr breit aufgestellt Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden regelt. Dabei werden die folgenden vier Ziele für Entwässerungssysteme festgelegt:

- Öffentliche Gesundheit und Sicherheit
- Gesundheit und Sicherheit des Betriebspersonals
- Umweltschutz
- Nachhaltige Entwicklung

Diese Ziele sollen durch eine Vielzahl an Funktionalanforderungen erreicht werden. Um einen Überblick über die Fülle an Themengebieten, die in der ÖNORM EN 752 behandelt werden, zu erhalten, sollen auch diese hier kurz aufgelistet werden:

- Schutz vor kanalinduzierter Überflutung
- Unterhaltbarkeit
- Schutz der aufnehmenden Oberflächengewässer
- Grundwasserschutz
- Vermeidung von Gerüchen sowie giftigen, explosiven oder korrosiven Gasen
- Vermeidung von Lärm und Erschütterungen
- Nachhaltige Verwendung von Produkten und Werkstoffen
- Nachhaltiger Energieeinsatz
- Bauliche Zustand und geplante Nutzungsdauer
- Aufrechterhaltung des Abflusses
- Wasserdichtheit
- Angrenzende Bauten sowie Ver- und Entsorgungseinrichtungen nicht gefährden
- Beschaffenheit der Abwassereinleitungen in das System

In Österreich wird diese europäische Normung unter anderem in den Richtlinien der folgenden ÖWAV Regelblättern umgesetzt.

3.3.1 ÖWAV Regelblatt 11

Die Funktionalanforderung „Schutz vor kanalinduzierter Überflutung“ wird im ÖWAV Regelblatt 11 als Richtlinie für die abwassertechnische Berechnung und Dimensionierung von Abwasserkanälen behandelt. Angewendet wird das Regelblatt bei *„der hydraulischen Berechnung von Schmutzwasser-, Regenwasser-, und Mischwasserkanäle, welche hauptsächlich als Freispiegelsysteme betrieben werden, und daher nur fallweise – z.B. bei Starkregenereignissen – unter Druck gehen.“* (ÖWAV, 2009)

Eine zentrale Rolle spielt darin die Modellierung von diesen Entwässerungssystemen, wobei im Kontext dieser Arbeit vor allem die Modellsimulation komplexer Systeme von Regenwasser und Mischwasserkanälen relevant ist. Dabei wird die zeitliche Dynamik der Vorgänge in hydrologischen und hydrodynamischen Modellen betrachtet.

Die hydraulische Nachweisführung im Regelblatt basiert auf dem Risikoansatz. Kosten von Schutzmaßnahmen (zum Beispiel Abflusskapazität im Kanal) werden dem Risiko (Produkt aus Schadenshöhe mal Eintrittswahrscheinlichkeit) gegenübergestellt. Die wichtigsten Kenngrößen für diese Betrachtung stellen die in Kapitel 3.1 definierten Vorgänge des Überstaus und der Überflutung dar.

In der ÖNORM EN 752 wird die Überflutungshäufigkeit beziehungsweise der Schutz vor Überflutung als Nachweiskriterium festgelegt. Da der Vorgang der Überflutung in hohen Maßen von den Abflussverhältnissen an der Oberfläche abhängig und nach gegenwärtigem Stand modelltechnisch nur schwer abbildbar ist, wird im ÖWAV Regelblatt 11 die Überstauhäufigkeit in Anlehnung an das DWA-Arbeitsblatt A 118 als Zielgröße definiert (ÖWAV, 2009). Während die Beurteilung des Überflutungsvorgangs immer eine genauere Betrachtung der örtlichen Gegebenheiten an der Oberfläche

bedarf, kann der Überstaunachweis relativ einfach durch Überschreiten eines Bezugsniveaus nachgewiesen werden.

Für eben diese Zielgröße werden bei Neuplanungen beziehungsweise nach Sanierungen die folgenden Wiederkehrzeiten (siehe Tabelle 1) empfohlen. Diese können von zuständigen Stellen wie Kanalbetreibern oder Wasserrechtsbehörden angepasst werden. Aufgrund unterschiedlicher Schadenspotentialen und Schutzbedürfnissen wird darin auch zwischen verschiedenen örtlichen Gegebenheiten unterschieden.

Tabelle 1 Empfohlene Überstauhäufigkeiten für den rechnerischen Nachweis bei Neuplanungen bzw. nach Sanierungen nach DWA-Arbeitsblatt A 118 (ÖWAV, 2009)

Ort	Überstauhäufigkeiten bei Neuplanungen bzw. nach Sanierungen	
	Wiederkehrzeit (1 Mal in „n“ Jahren)	Wahrscheinlichkeit für eine Überschreitung in 1 Jahr
Ländliche Gebiete	1 in 2	50 %
Wohngebiete	1 in 3	33 %
Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete	1 in 5	20 %
Unterirdische Verkehrsanlagen, Unterführungen	1 in 10 ¹⁾	10 %
¹⁾ Bei Unterführungen ist zu beachten, dass bei Überstau über Gelände i. d. R. unmittelbar eine Überflutung einhergeht, sofern nicht besondere örtliche Sicherungsmaßnahmen bestehen. Hier entsprechen sich Überstau- und Überflutungshäufigkeit mit dem in Tabelle 7–3 genannten Wert „1 in 50“!		

Da die Überschreitung einer bestimmten Überstauhäufigkeit nicht unbedingt auch zur Folge hat den Risikoansatz der Überflutung zu überschreiten (örtliche Begebenheiten), werden in Tabelle 2 auch Zielgrößen für die Überflutungshäufigkeit definiert. Die darin empfohlenen Wiederkehrzeiten sind folglich auch geringer als im Überstaunachweis.

Tabelle 2 Empfohlene Überflutungshäufigkeiten bei komplexen Bemessungsverfahren nach ÖNORM EN 752 (ÖWAV, 2009)

Ort	Überflutungshäufigkeiten	
	Wiederkehrzeit (1 Mal in „n“ Jahren)	Wahrscheinlichkeit für eine Überschreitung in 1 Jahr
Ländliche Gebiete	1 in 10	10 %
Wohngebiete	1 in 20	5 %
Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete	1 in 30	3 %
Unterirdische Verkehrsanlagen, Unterführungen	1 in 50	2 %

Das Regelblatt empfiehlt bei der hydrodynamischen Berechnung als ersten Schritt die Nachweise der Überstauhäufigkeit zu führen. Danach soll für Objekte und Bereiche mit hohem Schadenpotenzial die Überflutungssicherheit geklärt werden (ÖWAV, 2009).

Die Wahl der Niederschlagsbelastung für die rechnerische Ausführung dieser Nachweise kann je nach Datenlage flexibel erfolgen. So können zum Beispiel Starkregenserien, Regenkontinuen oder auch Einzelmodellregen verwendet werden.

3.3.2 ÖWAV Regelblatt 19

Um der Funktionalanforderung „Schutz der aufnehmenden Oberflächengewässer“ aus ÖNORM EN752 gerecht zu werden, werden im ÖWAV Regelblatt 19 verschiedene Anforderungen an Mischwasserkanalisationen beziehungsweise an deren Entlastungsbauwerke gestellt. Als Ziel wird dabei die bestmögliche Reduzierung der Gesamtemission aus Mischwasserentlastungen und Kläranlagen im Rahmen der wasserwirtschaftlichen Erfordernisse definiert (ÖWAV, 2007a).

Da eine kontinuierliche Überwachung dieser Emissionsbegrenzungen wirtschaftlich schwer realisierbar ist, bietet das ÖWAV Regelblatt 19 einen rechnerischen Nachweis als indirekte Methode der Überwachung. Dabei wird ein Mindestwirkungsgrad definiert, der die Weiterleitung eines bestimmten Anteils der Inhaltsstoffe des Mischwasser im Jahresmittel zur biologischen Abwasserreinigungsanlage gewährleisten soll. Dieser ist nicht für einzelne Entlastungsbauwerke, sondern für das gesamte Einzugsgebiet der Mischwasserkanalisation zu ermitteln. Der Mindestwirkungsgrad wird über einen maßgeblichen Regen und die Bemessungsgröße der Kläranlage, zu der die Mischwasserkanalisation entwässert, definiert. Abfiltrierbare sowie gelöste Stoffe werden dabei getrennt betrachtet (siehe Tabelle 3 und Tabelle 4). Als maßgeblicher Regen wird dabei die Regenspende $r_{720,1}$ (Niederschlagshöhe in mm bei einer Regendauer von 12 Stunden mit einer Wiederkehrzeit von 1 Jahr) verwendet.

Tabelle 3 Mindestwirkungsgrade η der Weiterleitung gelöster Stoffe in % der im gesamten Einzugsgebiet der Mischkanalisation im Regenwetterfall im Kanal abfließenden Schmutzfrachten (ÖWAV, 2007a)

Mindestwirkungsgrad [%] für gelöste Stoffe	Bemessungsgröße der Kläranlage (EW), zu der die Mischkanalisation entwässert	
maßgeblicher Regen	≤ 5.000	≥ 50.000
$r_{720,1} \leq 30 \text{ mm}/12\text{h}$	50	60
$r_{720,1} \geq 50 \text{ mm}/12\text{h}$	40	50
Zwischenwerte sind linear zu interpolieren		

Tabelle 4 Mindestwirkungsgrade η der Weiterleitung abfiltrierbarer Stoffe in % der im gesamten Einzugsgebiet der Mischkanalisation im Regenwetterfall im Kanal abfließenden Schmutzfrachten (ÖWAV, 2007a)

Mindestwirkungsgrad [%] Abfiltrierbare Stoffe	Bemessungsgröße der Kläranlage (EW), zu der die Mischkanalisation entwässert	
maßgeblicher Regen	≤ 5.000	≥ 50.000
$r_{720,1} \leq 30 \text{ mm}/12\text{h}$	65	75
$r_{720,1} \geq 50 \text{ mm}/12\text{h}$	55	65
Zwischenwerte sind linear zu interpolieren		

Die modelltechnische Nachweisführung erfolgt dabei über Langzeit Simulationen (meist hydrologische Modelle). Als deren Eingangsgröße stehen beispielsweise ein Regenkontinuum oder eine Starkregenserie. Für eine genauere Erläuterung der Berechnung des Wirkungsgrades der Weiterleitung wird hier auf das ÖWAV Regelblatt 19 verwiesen.

Neben dem Wirkungsgrad der Weiterleitung werden im Regelblatt noch weitere Anforderungen definiert, die zum Teil auch auf einzelne Entlastungsbauwerke anzuwenden sind. Auch diese bauen zum Großteil auf statistischen Auswertungen von Langzeitsimulationen auf. Neben den Anforderungen an das Verdünnungsverhältnis an Mischwasserüberläufen betrachten diese weitergehenden Anforderungen auch den Immissionsfall und somit die Auswirkung einzelner Mischwasserentlastungen auf die Gewässergüte. Als Immissionsanforderungen werden angeführt:

- Hydraulische Belastung
- Akute Ammoniaktoxizität
- Sauerstoffgehalt
- Feststoffe
- Hygienische Verunreinigungen
- Grobstoffe

Für eine genaue Erläuterung der Nachweisführung im Immissionsfall soll hier wieder auf das ÖWAV Regelblatt 19 verwiesen werden.

Ergänzend zum ÖWAV Regelblatt 19 wurde außerdem 2020 der ÖWAV Arbeitsbehelf 62 „Leitfaden zur Umsetzung des ÖWAV Regelblattes 19“ veröffentlicht, der als Präzisierung und Erläuterung des Regelblattes dienen soll.

3.3.3 ÖWAV Regelblatt 22

Im ÖWAV Regelblatt 22 mit dem Titel „Betrieb von Kanalisationsanlagen“ finden sich neben den Grundlagen für den Kanalbetrieb auch Informationen zur Zustandserfassung und Wartung von Kanalanlagen. Als Ziel für den Betreiber wird darin das Wissen über den baulichen, hydraulischen und umweltrelevanten Zustand des Entwässerungssystems definiert (ÖWAV, 2015).

Mittels vorrausschauender Planung und Maßnahmen soll die Betriebsführung von Kanalnetzen weg von reaktionären „Feuerwehrstrategien“ in Richtung von Präventivstrategien und in weitere Folge zu zustands- beziehungsweise bedarfsorientierten Strategien übergeführt werden. Die Voraussetzung für eine solche bedarfsorientierte Betriebsführung ist unter anderem die Kenntnis der hydraulischen Zustände.

Hinsichtlich der hydraulischen Untersuchung wird auf das ÖWAV Regelblatt 11 verwiesen. Aus den Ergebnissen der hydrodynamischen Simulation gemäß ÖWAV Regelblatt 11 kann die Funktionsfähigkeit und Auslastung des Kanalsystems beurteilt werden. Dabei werden fünf hydraulische Zustandsklassen unterschieden (siehe Tabelle 5).

Tabelle 5 hydraulische Zustandsklassen (für Freispigelleitungen), (ÖWAV,2015)

Zustands- klasse	Beurteilungskriterium	Hydraulische Funktionsfähigkeit	Handlungsbedarf
1	Druckfreier Abfluss (Teilfüllung)	Die hydraulische Funktionsfähigkeit ist voll gegeben	Kein Handlungsbedarf
2	Abfluss unter Druck, der Wasserspiegel liegt nur unwesentlich über Rohrscheitel (Vollfüllung)	Die hydraulische Funktionsfähigkeit ist gegeben	Grundsätzlich kein Handlungsbedarf; bei Erweiterungen ist ein hydr. Nachweis erforderlich
3	Abfluss unter Druck, Wasserspiegel liegt noch unter der Deckeloberkante	Die hydraulische Funktionsfähigkeit ist zwar eingeschränkt, aber tolerierbar	Grundsätzlich kein Handlungsbedarf; bei Sanierungen, Änderungen im Abfluss oder Erweiterungen ist ein Handlungsbedarf gegeben
4	Überstau, Wasser kann (auch auf der Oberfläche) schadlos gespeichert oder abgeführt werden	Die hydraulische Funktionsfähigkeit ist stark eingeschränkt	Kurzfristiger Handlungsbedarf ist gegeben
5	Überflutung, Wasser kann nicht mehr schadlos gespeichert oder abgeführt werden	Die hydraulische Funktionsfähigkeit ist nicht mehr gegeben	Sofortiger Handlungsbedarf ist gegeben

Eine klare Grenze zwischen den Klassen 4 (Überstau) und 5 (Überflutung) kann, auch mit dem Stand der Technik entsprechenden hydrodynamischen Modellen, nur schwer gefunden werden. Vorgaben ab wann Wasser nicht mehr als „schadlos“ eingestuft wird sind momentan nicht einheitlich definiert. Wird keine detaillierte Betrachtung des Abflussgeschehens an der Oberfläche durchgeführt, kann die Quantifizierung des Überstauvolumens der einzelnen Schächte als Grenzwerte zwischen den Zustandsklassen 4 und 5 dienen.

3.3.4 Leitfäden Modellierung in der Siedlungswasserwirtschaft (Kanal)

3.3.4.1 DATMOD

Eine Hilfestellung zur modelltechnischen Umsetzung der geforderten Nachweise aus den ÖWAV Regelblätter 11, 19 und 22 stellt auf österreichischer Ebene der Leitfaden DATMOD „auf effizientem Wege von den Daten zum Modell“ dar. Neben der Nachweisführung für den hydraulischen Zustand (RB 11) und von Mischwasserentlastungen (RB 19), wird darin auch eine kombinierte Nachweisführung vorgestellt, welche die Anforderungen der beiden Regelblätter in einem Modell vereint (MUSCHALLA et. al., 2015).

3.3.4.2 Modellbasierte Urbane Überflutungsvorsorge

In diesem jungen Leitfaden (2020) liegt der Fokus auf einer sehr breiten urbanen Überflutungsbetrachtung, in der neben dem Kanalsystem auch pluviale und fluviale Überflutungen sowie Kombinationen (Kopplungen) aus diesen behandelt werden. Dabei wird die Thematik aus der Sicht der Modellierung behandelt und bietet daher eine fundierte Grundlage für die Erstellung gekoppelter Überflutungsmodelle in urbanen Gebieten. Es wird zwischen drei Teilsystemen unterschieden:

- Teilsystem A: Urbaner Raum (Oberfläche und Kanalsystem)
- Teilsystem B: Urbane Fließgewässer
- Teilsystem C: Hanglage (Oberfläche und eventuell Kanalsystem)

Für jedes dieser Teilsysteme werden Modelle zur Ermittlung der Überflutungsvorgänge (Wasserstand und Fließgeschwindigkeiten) benötigt, für welche auch ein Austausch zwischen den Teilsystemen implementiert ist (siehe Abbildung 1). Ein hydrodynamischer Berechnungsansatz ist daher eine Grundvoraussetzung für diese modellgestützte urbane Überflutungsvorsorge (REINSTALLER et. al., 2020).

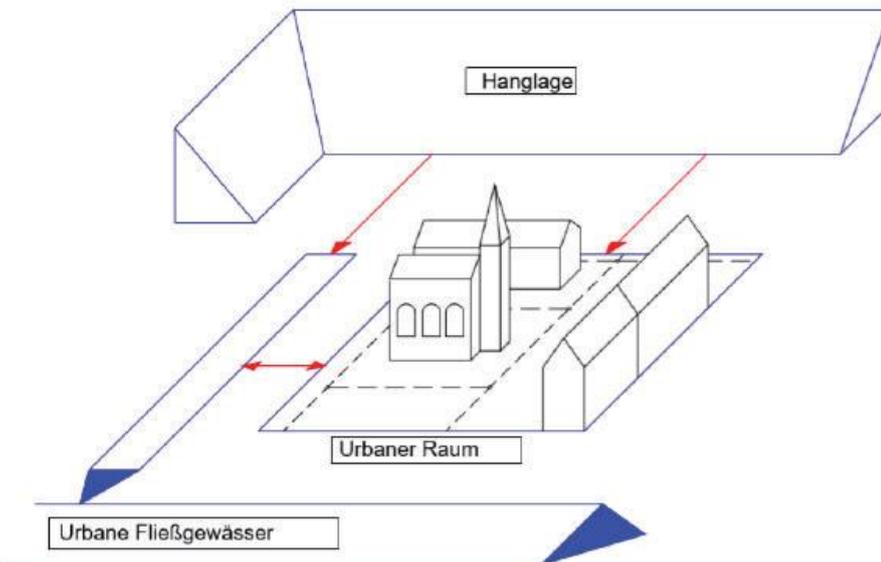


Abbildung 1 schematische Darstellung der Teilsysteme und Interaktionen (LEITNER, 2018)

Das Endprodukt dieses Leitfadens stellen Risikokarten dar, die, aus den Ergebnissen der gekoppelten hydrodynamischen Berechnungen, überflutungsgefährdete Gebiete ausweisen.

3.3.5 Leitfäden Fließgewässermodellierung (fluvial)

3.3.5.1 Fließgewässermodellierung – Arbeitsbehelf Hydrodynamik

Dieser Arbeitsbehelf dient als nationales Nachschlagewerk im Fachgebiet der Fließgewässermodellierung und behandelt unter anderem die folgenden Themen:

- Grundlagen der Hydrodynamik und Fließgewässermodellierung
- Numerische Methoden
- Modelaufbau, -auswahl und Datengrundlagen
- Kalibrierung, Sensitivitätsanalyse und Validierung
- Visualisierung
- Praxisorientierte Einsatzmöglichkeiten und praktische Anwendung

(ÖWAV, 2007b)

3.3.5.2 Hochwasser Gefahren- und Risikokarten – Fachlicher Leitfaden

Gemäß § 55 k Wasserrechtsgesetz sind für bestimmte Gebiete mit potenziellem signifikantem Hochwasserrisiko auf Ebene der Flussgebietseinheiten Hochwassergefahrenkarten und Hochwasserrisikokarten zu erstellen (WRG, 1959). In diesen zwei Leitfäden werden österreichweit einheitliche und verbindliche Standards hinsichtlich der Erstellung, Darstellung und Datenlieferung dieser Karten festgelegt.

Dabei sind die folgenden Hochwasser Szenarien zu bestimmen und darzustellen (BMLRT, 2014a; BMLRT, 2014b):

- Niedrige Wahrscheinlichkeit (Wiederkehrzeit von 300 Jahre oder Extremereignis)
- Mittlere Wahrscheinlichkeit (Wiederkehrzeit von 100 Jahre)
- Hohe Wahrscheinlichkeit (Wiederkehrzeit von 30 Jahre)

3.3.6 Leitfäden Hangwassermodellierung (pluvial)

Im Gegensatz zu fluvialen Überflutungen gibt es für die Hangwassermodellierung und die Ausweisung von pluvialen Überflutungen in Österreich keine gesetzlich einheitliche Regelung. Vereinzelt gibt es jedoch bundesländerspezifische Vorgaben und Leitfäden. Folgend werden ein Leitfaden, der aus einem EU Interreg Projekt hervorging, sowie ein Leitfaden aus Deutschland vorgestellt.

3.3.6.1 Modellierung von Starkregen-Oberflächenabfluss / Hangwasser

Der Leitfaden bietet Vorschläge zur methodischen Vorgehensweise bei der Modellerstellung, Berücksichtigung relevanter Strukturen, kartographischen Darstellung und bei Plausibilitätskontrollen. Da es bei der hydrodynamischen Modellierung von Oberflächenabfluss mittlerweile eine wachsende Anzahl an verfügbaren Softwareprodukten gibt, werden im Leitfaden außerdem vier Softwarepakete auf ihre Aussagekraft und Qualität geprüft und miteinander verglichen.

Hinsichtlich der Wahl eines Bemessungsereignisses wird an das Amt der oberösterreichischen Landesregierung verwiesen und die Verwendung eines 100-jährlichen eHYD-Bemessungsregens mit der Dauerstufe 60 min empfohlen (ACHLEITNER S. et. al., 2020a).

3.3.6.2 Kommunales Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg

Als einer der ersten Leitfäden in diesem Themengebiet und im deutschsprachigen Raum nimmt das kommunale Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg eine Vorreiterrolle ein und dient fachlich als Anknüpfungspunkt für andere Arbeiten. Die Landesanstalt für Umwelt in Baden-Württemberg bietet Ingenieurbüros außerdem die Validierung einer hydraulischen Oberflächenabflussmodellierung in einem Testgebiet an, die bei zufriedenstellenden Ergebnissen mit einer Standardreferenz zertifiziert wird.

Hinsichtlich der Wahl der Bemessungsereignisse werden dort drei Szenarien empfohlen, die aufgrund der Kombination von unterschiedlichen Modellparametern keinen statistischen Jährlichkeiten zugeordnet werden (KOCH et. al., 2016).

- Seltenes Ereignis: Niederschlag der Jährlichkeit 30 (Dauerstufe 1 h)
- Außergewöhnliches Ereignis: Niederschlag der Jährlichkeit 100 (Dauerstufe 1 h)
- Extremes Ereignis: Niederschlag mit 128 mm (Dauerstufe von 1 h)

3.4 Grundlagen der Überflutungsmodellierung

Um Überflutungen hinsichtlich ihres Ausmaßes und dadurch potenziell entstehende Risiken beschreiben zu können, wird in der Regel auf die Darstellung von charakteristischen Abflusskenngrößen wie Wasserstand und Fließgeschwindigkeiten zurückgegriffen. Diese werden dabei meist für hydrologische Einheiten oder für projektrelevante Einzelgebiete flächig dargestellt. Neben den flächig dargestellten Ergebnissen können in der

Überflutungsmodellierung auch punktuelle (zum Beispiel Überstau eines Schachtbauwerks) oder linienförmige Ergebnisse (zum Beispiel Abfluss am Flussquerschnitt) für eine Interpretation wertvoll sein.

Die Grundlage für solche hydraulischen Kenngrößen stellen dabei hydrodynamische Berechnungsansätze dar. Deren Grundgleichungen beruhen auf den Erhaltungsgleichungen der Physik (Massen-, Impuls-, und Energieerhaltung). Aus diesen lassen sich wiederum die Navier-Stokes Gleichungen ableiten, die gemeinsam mit den Impulsgleichungen und der Kontinuitätsgleichung ein System aus Gleichungen bilden mit dem 3D Strömungen unter Vernachlässigung thermischer Energie berechnet werden können (siehe Abbildung 2).

$$\rho \frac{D\vec{u}}{Dt} = \frac{\partial(\rho\vec{u})}{\partial t} + \nabla(\rho\vec{u} \cdot \vec{u}) = -\nabla p + \rho\vec{g} + \eta\Delta\vec{u} + \frac{1}{3}\eta(\nabla(\nabla\vec{u}))$$

Abbildung 2 Navier-Stokes Gleichungen für kompressible Fluide (ÖWAV, 2007b)

Da die Gleichung von Navier-Stokes (in obiger Form) keine Vereinfachung enthält, müssen für eine korrekte Lösung die kleinsten räumlichen und zeitlichen Skalen aufgelöst werden. Um den Rechenaufwand für konkrete Anwendungsfälle in Grenzen zu halten beziehungsweise eine Lösung zu ermöglichen, werden Vereinfachungen verwendet. Dabei werden entweder Dimensionalitäten reduziert oder Terme der Ausgangsgleichungen vereinfacht beziehungsweise vernachlässigt. Aus diesen Vereinfachungen gehen die Flachwassergleichungen heraus, die bei der Überflutungsmodellierung die wichtigste Rolle einnehmen. Es wird unterschieden zwischen der eindimensionalen und der zweidimensionalen Flachwassergleichung (siehe Abbildung 3).

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial r}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial t} q + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{q^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q \cdot r}{h} \right) = gh(I_{Sx} - I_{Ex})$$

$$\frac{\partial}{\partial t} r + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{q \cdot r}{h} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{r^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \right) = gh(I_{Sy} - I_{Ey})$$

Abbildung 3 zweidimensionale Flachwassergleichung (ÖWAV, 2007b)

Bei der eindimensionalen Flachwassergleichung werden zwei Dimensionen „vernachlässigt“ (Quer- und Höhenausdehnung y & z), bei der zweidimensionalen Flachwassergleichung eine Dimension (Höhenausdehnung z). Dies hat zur Folge, dass beispielsweise die Geschwindigkeit bei der zweidimensionalen Flachwassergleichung über die Wassertiefe gemittelt werden muss. Bei der Anwendung dieser vereinfachten Gleichungen ist es daher wichtig sich immer die Frage zu stellen, ob durch die getroffenen Vereinfachungen die konkrete Fragestellung noch ausreichend beantwortet werden kann. (ÖWAV, 2007b)

Die hydrodynamische Berechnung von Kanalmodellen baut auf einem ähnlichen Ansatz auf. Hier werden die eindimensionalen Strömungsgleichungen von Saint-Venant für die Berechnung der instationären Transportvorgänge verwendet. Auch hier gibt es wieder weitere vereinfachte Ansätze durch die Berücksichtigung beziehungsweise Vernachlässigung von

Termen. Es wird zwischen dem kinematischen, diffusions- und dynamischen Wellenansatz unterschieden (siehe Abbildung 4). (MUSCHALLA et. al., 2015)

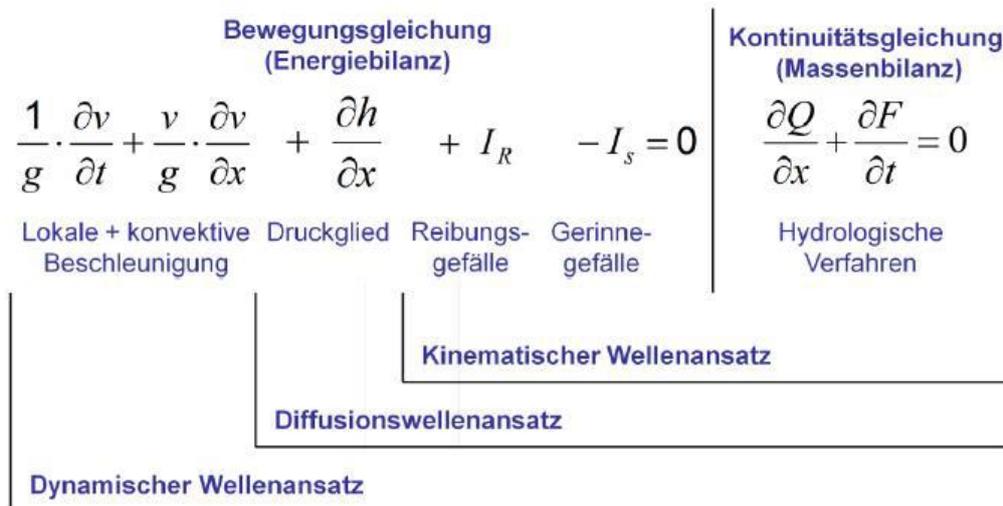


Abbildung 4 Abflusstransport - Ansatz bei hydrodynamischen Kanalmodellen (MUSCHALLA et. al., 2015)

Die Grundlage für die hydrodynamische Belastung in Kanalmodellen stellen oft Ergebnisse aus Abflussbildungs- und Abflusskonzentrationsmodellen dar. Dabei wird aus einem vorgegebenen Niederschlag eine Ganglinie des abflusswirksamen Teils berechnet. Hierfür werden vorwiegend hydrologische oder konzeptionelle Ansätze mit unterschiedlichen Detaillierungsgraden verwendet (siehe Abbildung 5 und Abbildung 6). (MUSCHALLA et. al., 2015)

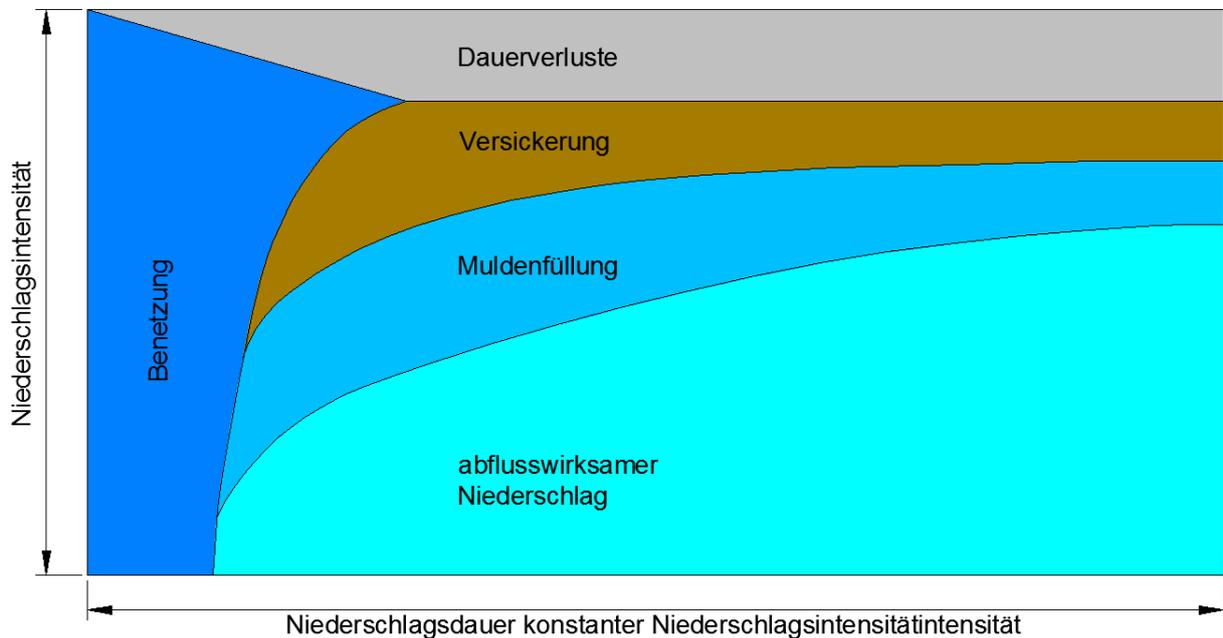


Abbildung 5 prinzipieller Verlauf der Abflussbildung (MUSCHALLA et. al., 2015)

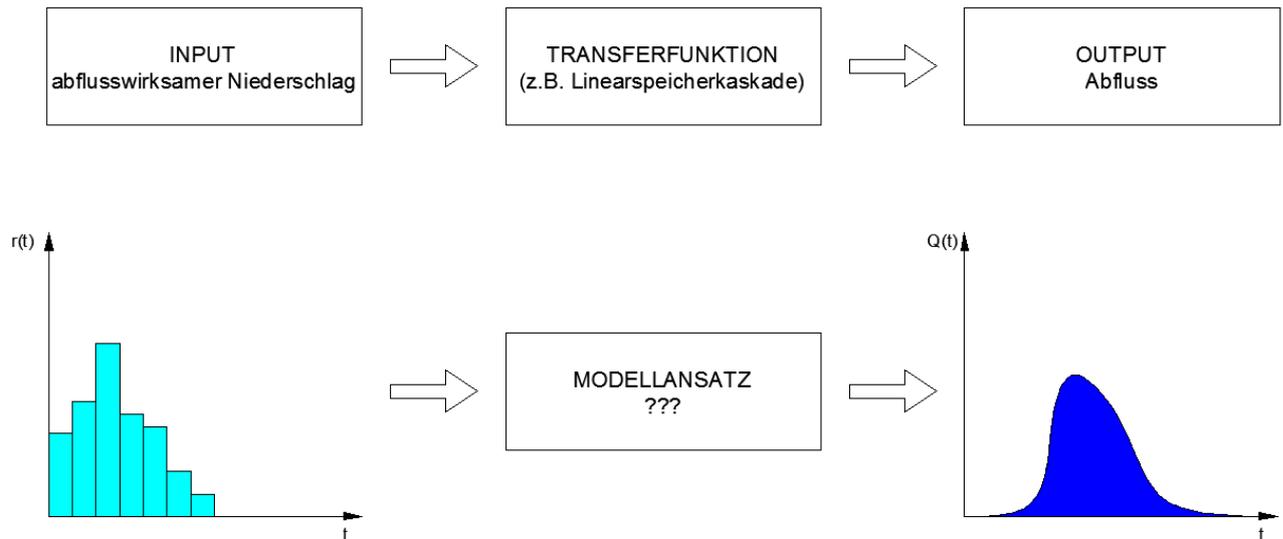


Abbildung 6 Prinzip der Abflussbildung (MUSCHALLA et. al., 2015)

Die hier angeführten Erläuterungen und Beispiele für Gleichungen in der Überflutungsmodellierung stellen nicht den Anspruch umfassend zu sein. Der Leser soll lediglich auf die Hintergrundprozesse und Grundlagen gängiger Softwarepakete aufmerksam gemacht werden. Für weiterführende Informationen wird hier auf einschlägige Fachliteratur oder auch auf die Dokumentation des jeweils verwendeten Softwarepaketes verwiesen.

In den folgenden Unterkapiteln werden die gängigsten Modellarten, die sich in der Überflutungsmodellierung wiederfinden, vorgestellt. Dabei sollen die relevantesten Merkmale und Unterschiede zueinander hervorgehoben werden. Um ein besseres Gefühl für die Verwendung und Anwendbarkeit dieser Modelle zu bekommen, werden hier auch die meistverwendeten Bemessungsergebnisse vorgestellt.

3.4.1 Modell Kanal

Die Prozesse, die in der Siedlungsentwässerungsmodellierung (folgend Modell Kanal genannt) auftreten, können grundlegend in zwei Systeme unterteilt werden.

Die Prozesse vom Auftreffen des Niederschlags auf der Oberfläche bis zur Einleitung an einem bestimmten Punkt in beispielsweise das Kanalnetz, stellen das System des Oberflächenabflusses beziehungsweise der Hydrologie dar. Im System des Oberflächenabflusses wird weiters eine Unterscheidung zwischen Abflussbildung und Abflusskonzentration im Einzugsgebiet getroffen.

Ab dem Eintritt in das Kanalnetz befindet sich das Wasser im System des Abflusstransports im Entwässerungsnetz beziehungsweise der Hydraulik. Hier werden die Prozesse der Überlagerung und Weiterleitung des Abflusses bis zur Einleitung in ein Oberflächengewässer oder einer anderen Ausleitung dargestellt. Das System des Abflusstransportes kann über hydrologisch beziehungsweise konzeptionelle Ansätze oder über hydrodynamische Ansätze gelöst werden. Eine wichtige Entscheidungsgrundlage für die Wahl des entsprechenden Ansatzes stellen die zu beantwortenden Fragestellungen dar. (MUSCHALLA et. al., 2015)

Eine beispielhafte Visualisierung der zwei Teilsysteme findet sich in Abbildung 7. Die Prozesse des Oberflächenabflusses finden auf den farbigen Flächen (versiegelte Bereiche wie Dächer) statt. Über die violetten Linien wird der dort generierte Abfluss

dem Entwässerungsnetz zugeordnet. Der Abflusstransport findet in weiterer Folge entlang der Haltungen (schwarze Linien) und Schächte (graue Punkte) statt.



Abbildung 7 Visualisierung Modell Kanal (eigene Darstellung)

Eine weitere wichtige Einflussgröße in Kanalmodellen stellen die Sonderbauwerke der Kanalisation dar. Beachtet werden müssen unter anderem Mischwasserüberläufe, Aufteilungen, Speicherbecken, Stauraumkanäle, Düker, Ausläufe und Pumpwerke (nicht enthalten in Abbildung 7).

Die Anwendungsmöglichkeiten und führbaren Nachweise solcher Modelle beziehen sich zum Großteil auf die Funktionalanforderungen „Schutz der aufnehmenden Oberflächegewässer“ und „Schutz vor kanalinduzierter Überflutung“ der ÖNORM EN 752. Die nationalen Umsetzungen dazu finden sich in den ÖWAV Regelblättern 11, 19 und 22. Es können die folgenden Nachweise geführt werden:

- Schutz vor kanalinduzierter Überflutung
 - hydraulische Auslastung
 - Überstau gefährdete Bereiche und Häufigkeiten
 - Überflutungsgefährdete Bereiche und Häufigkeiten
 - hydraulische Zustandsbeurteilung
- Schutz der aufnehmbaren Oberflächengewässer
 - Weiterleitungsgrad im gesamten Einzugsgebiet
 - Verdünnungsverhältnis einzelner Mischwasserüberläufe
 - Jahressummen entlastetes Mischwasser
 - Belastung der Vorfluter (hydraulisch, stofflich, etc.)

Ziel dieser Nachweise ist es das Kanalsystem auf den Stand der Technik zu bringen, diesen nachzuweisen oder um Maßnahmen zur Optimierung des Systems zu evaluieren.

Die grundlegende Belastung für die meisten Fragestellungen ist das Niederschlagsgeschehen. Je nach Fragestellung ist die Wahl eines entsprechend aussagekräftigen Niederschlages daher sehr wichtig. Die wichtigsten Unterscheidungsmerkmale sind dabei neben der Niederschlagsmenge, die zeitliche und räumliche Ausdehnung. Während für die Nachweise gemäß ÖWAV Regelblatt 19 Langzeitniederschlagsauswertungen (zum Beispiel ein Regenkontinuum oder eine Starkregenserie mit mindestens 10 Jahren) benötigt werden, können die Nachweise gemäß ÖWAV Regelblatt 11 beziehungsweise 22 auch mit einzelnen Niederschlagsereignissen (zum Beispiel Einzelmodellregen) geführt werden. Bei der Wahl von Modellregen wird meist mit geringen Wiederkehrzeiten (10 bis 30 Jahre und darunter) gearbeitet. Entsprechende Ereignisse lassen sich beispielsweise aus den Auswertungen des hydrografischen Dienstes ableiten. Die Wiederkehrzeit eines Niederschlagsereignisses aus langjährigen Reihen ergibt sich entsprechend der statistischen Auswertung der Niederschlagsdaten.

Bei der Auswertung der hydraulischen Ergebnisse von Kanalmodellen wird meist die elementare Annahme getroffen, dass ein Niederschlagsereignis der Wiederkehrzeit X auch eine Abflussspitze oder Überflutung der Wiederkehrzeit X auslöst (GUJER, 2007; ÖWAV, 2009).

3.4.2 Modell Fluvial

Gegenstand dieser Modelle sind Fließgewässer und deren umliegende Überflutungsflächen (Vorländer). Überflutungen, die keinem Gewässer zugeordnet werden können (pluvialer Ursprung) werden nicht behandelt. Bei der Abflussmodellierung können vier verschiedene Modellarten unterschieden werden (ÖWAV, 2007b):

- Konzeptive Modelle: Starke Vereinfachung der auftretenden Prozesse mit nicht hydrodynamischen Ansätzen (siehe Abbildung 8).

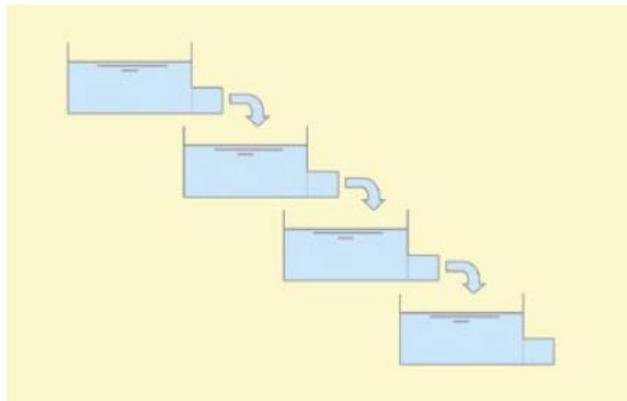


Abbildung 8 Speicher-kaskade als konzeptives Modell (ÖWAV, 2007b)

- Numerische 1D Modelle: Darstellung der Gewässer als „Linien“ über die eindimensionalen Flachwassergleichungen (siehe Abbildung 9). Besonders dort anwendbar, wo Fließwege und Überflutungsbereich bereits bekannt sind.

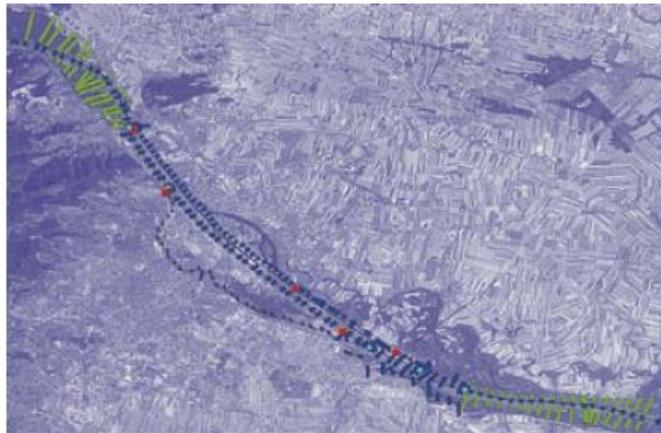


Abbildung 9 1D Modell (ÖWAV, 2007b)

- Numerische 2D Modelle: Ermittlung der Überflutungsflächen über die zweidimensionalen Flachwassergleichungen (siehe Abbildung 10). Da die Fließwege nicht im Vorhinein bekannt sein müssen, stellen diese Modelle momentan die bevorzugte Wahl bei der fluvialen Modellierung dar. Der Nachteil gegenüber den numerischen 1D Modellen ist der größere Aufwand zur Modellerstellung sowie die größere Rechenzeit.

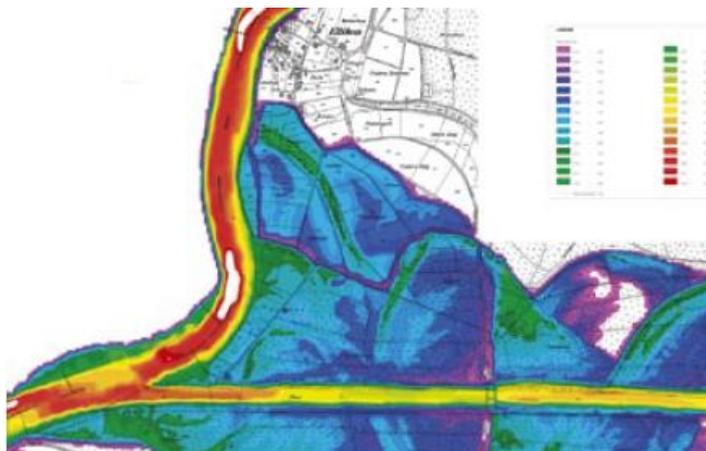


Abbildung 10 2D Modell (ÖWAV, 2007b)

- Numerische 3D Modelle: Diese stellen noch größere Anforderungen an Modellerstellung und Rechenleistung und werden deshalb nur für Detailuntersuchungen verwendet. Diese Modelle können eher als Gegenstand der Forschung betrachtet werden (siehe Abbildung 11).

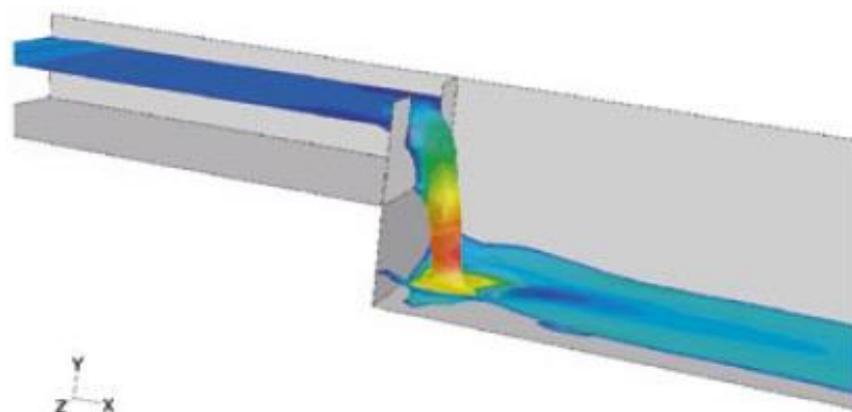


Abbildung 11 3D Modell (ÖWAV, 2007b)

Die bedeutendste Eingangsgröße fluvialer Modelle stellt, im Gegensatz zu Kanalmodellen, der Abfluss im Gewässer dar, welcher primär aus dem Niederschlag entsteht. Es gilt jedoch zu beachten, dass ein Niederschlagsereignis der Häufigkeit X nicht unweigerlich ein Abflussereignis mit derselben Häufigkeit hervorruft. Die benötigten Abflusskennwerte werden in der Regel hydrologischen Grundlagendaten entnommen, die von den hydrografischen Diensten der Bundesländer zur Verfügung gestellt werden. Eher selten werden die Prozesse der Abflussbildung in vorgeschalteten Modellen (Modellkette, Niederschlags-Abflussmodellierung) berechnet. Der Abfluss wird entweder stationär oder instationär angesetzt. Während bei instationären Abflussberechnungen der Abfluss über Ganmlinien angesetzt wird, verwendet die stationäre Abflussberechnung konstante Eingangsgrößen. Kombinationen dieser zwei Ansätze in einem Modell sind möglich. Die verwendeten Abflüsse können meist einem gewissen Wiederkehrintervall zugeordnet werden, welches in weiterer Folge als Bemessungshochwasser festgelegt wird. (ÖWAV, 2007b)

Bei der Wahl der zu berechnenden Abflussszenarios muss bei fluvialen Modellen zwischen der Gefahrenzonenausweisung der Bundeswasserbauverwaltung und der Gefahrenzonenplanung der Wildbach- und Lawinenverbauung unterschieden werden.

Als Bemessungsereignisse gemäß der Gefahrenzonenausweisung der Bundeswasserbauverwaltung werden Hochwasserabflüsse mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren (HQ_{100}) verwendet. Weiters ist der Gefahrenbereich der bei Überschreitung des Bemessungsereignisses bis zum HQ_{300} , inklusive des damit einhergehenden Versagens von schutzwasserbaulichen Anlagen, darzustellen. Als Zone der wasserrechtlichen Bewilligungspflicht wird weiters der Bereich innerhalb der Anschlaglinie des HQ_{30} definiert. Wobei dieser Bereich hinsichtlich der vorherrschenden Abflusstiefen und Fließgeschwindigkeit in weitere Teilzonen eingeteilt werden kann. Die Gefahren- und Risikokarten gemäß Wasserrechtsgesetz 1959 enthalten daher die drei Hochwasserszenarien HQ_{30} , HQ_{100} und HQ_{300} (siehe auch 3.3.5). (ÖWAV, 2007b)

Die Gefahrenzonenplanung der Wildbach- und Lawinenverbauung ist im § 11 Forstgesetz 1975 gesetzlich verankert und wird in der Richtlinie für die Gefahrenzonenplanung der Wildbach und Lawinenverbauung geregelt. Als Basisbemessungswerte werden auch dort Ereignisse der Wiederkehrzeit 30, 100 und 300 angegeben, wobei das Bemessungsereignis bei einigen Leitprozessen nicht mit 100 sondern mit 150 Jahren festgelegt ist. (BMLRT, 2011)

Um das Ausmaß der berechneten Überflutung zu ermitteln, wird bei der fluvialen Modellierung die Hochwasseranschlagslinien herangezogen, welche als Trennlinie zwischen nassen und trockenen Elementen dargestellt werden kann. Um die natürlichen Abflussvorgänge möglichst genau nachzubilden, gilt es hier vor allem die Strukturen und Bauwerke in Gewässernähe (zum Beispiel wasserbauliche Anlagen) dementsprechend im Modell zu implementieren.

3.4.3 Modell Pluvial

Die pluvialen Modelle knüpfen grundsätzlich an die Modellerstellung und Eigenschaften von fluvialen Modellen an, jedoch werden hier andere Abflussbildungsprozesse im Modell berücksichtigt (Abflussbildung aus Niederschlag). Daraus ergibt sich, dass auch die Modellgrenzen anders zu wählen sind. Pluviale Modelle enden daher nicht an den Überflutungsbereichen von Gewässern, sondern müssen anhand von Einzugsgebieten abgegrenzt werden (siehe Abbildung 12). Überflutungen fluvialen Ursprungs werden bei pluvialen Modellen in der Regel nicht berücksichtigt, wobei es hier zu beachten gilt, dass in der Natur auch mit Überlagerungen zu rechnen ist (vor allem bei kleineren Gewässern).

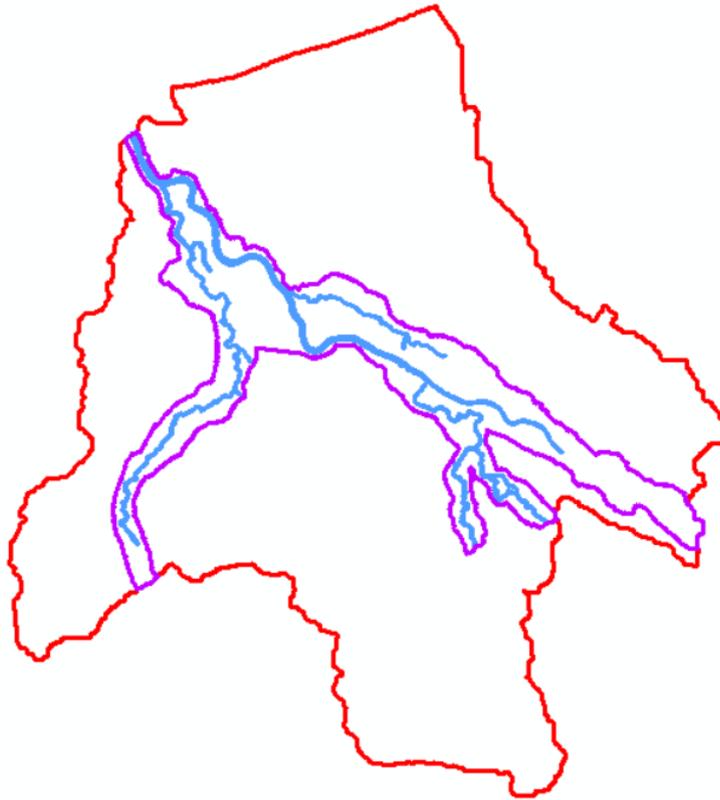


Abbildung 12 Vergleich Modellgrenzen, rote Linie = pluviales Modell, violette Linie = fluviales Modell, blaue Linie = Gewässer (eigene Darstellung)

Die bedeutendste Eingangsgröße stellt der Niederschlag dar, der flächig auf das Einzugsgebiet aufgebracht wird. Im Zuge eines Rechenlaufs werden daher der Großteil aller Elemente benetzt und der Wasserstand wird fast im gesamten Modell > 0 m. Dadurch können die Anschlaglinien von Überflutungen nicht wie in fluvialen Modellen über die Unterscheidung nasser und trockener Elemente ausgewiesen werden. Die Verwendung eines Grenzwertes, ab dem die Wasserstände dargestellt werden, hat sich daher in der Praxis etabliert. (ACHLEITNER S. et. al., 2020b)

Verwendet werden Einzelmodellregen oder Einzelereignisse die einer bestimmten Häufigkeit oder einem bestimmten Niederschlagsereignis (hauptsächlich zur Validierung) zugeordnet werden. Auf die Verwendung von Langzeitniederschlägen wird aufgrund der dadurch steigenden Rechenzeiten verzichtet.

Wie bereits erwähnt gibt es für die Wahl des Bemessungsereignisses in Österreich keine gesetzlich einheitliche Regelung (siehe 3.3.6). Im deutschsprachigen Raum liegen die Bemessungsereignisse meist im Bereich von 30 bis 100 Jahren. So empfiehlt der Leitfaden für das kommunale Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg drei Szenarien, T30, T100 und ein extremes Ereignis, siehe 3.3.6.2 (KOCH et. al., 2016). In der Schweiz wird für das gesamte Bundesgebiet eine Gefährdungskarte Oberflächenabfluss zur Verfügung gestellt, die auf der Basis eines Niederschlagsereignisses mit einer Wiederkehrzeit von rund 100 Jahren erstellt wurde (KIPFER et. al., 2018).

„In den einzelnen Regionen Österreichs zeigt sich ein differenziertes Bild in der Verfügbarkeit und in der Verwendung von Gefahrenhinweiskarten“ (ÖWAV, 2020)

In Oberösterreich wird beispielsweise online eine Starkregengefahrenkarte, die auf einem Regenereignis mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren und einer Dauerstufe von 60 min basiert, angeboten (HUMER, 2016).

Ähnlich zu Kanalmodellen wird auch in der pluvialen Modellierung meist davon ausgegangen, dass ein Niederschlagsereignis mit der Wiederkehrzeit X auch Überflutungen der Wiederkehrzeit X auslöst. Teilweise wird auch von der Angabe konkreter statistischer Auftrittswahrscheinlichkeiten oder Jährlichkeiten Abstand genommen (KOCH et. al., 2016).

Neben der Darstellung rein hydraulischer Ergebnisse gibt es auch in den pluvialen Modellierungen, ähnlich zu den Gefahren- und Risikohinweiskarten der fluvialen Modellierung, Überlegungen hinsichtlich einer risikobasierten Darstellungsform. Einen einheitlichen Standard auf Bundesebene gibt es hierfür nicht. Lösungsvorschläge finden sich beispielsweise in den Leitfäden „Modellierung von Starkregenoberflächenabfluss/Hangwasser“ (ACHLEITNER S. et. al., 2020a) und „Modellbasierte urbane Überflutungsvorsorge“ (REINSTALLER et. al., 2020).

Um den Ergebnissen eine gewisse Aussagekraft zu verleihen, kommt, vor allem in Siedlungsgebieten, der Erhebung und Berücksichtigung von Bruchkanten (Abflusshindernisse) eine besondere Bedeutung zu. Je nach Größe des Projektgebietes und der gewünschten Auflösung, werden diese vollkommen vernachlässigt oder werden sehr detailreich eingearbeitet.

Ergebnisverfälschungen bei fehlender Auflösung werden zum Teil über modelltechnische Tricks behoben. So können zum Beispiel gewisse Landnutzungskategorien im Geländemodell gezielt abgesenkt werden um bevorzugte Abflusswege (zum Beispiel Straßen) „besser“ darzustellen.

Andererseits kann auch eine detailreiche Einarbeitung zu Missinterpretationen führen. Bei geringen Abflüssen und einer detailreichen Oberflächenabbildung können Interaktionen mit anderen Teilsystem immer weniger vernachlässigt werden. Um solche Fehlerquellen zu verhindern, müssen daher auch die Berücksichtigung von Kanalsystemen oder lokaler Versickerungsmaßnahmen in Betracht gezogen werden (ACHLEITNER S. et. al., 2020b).

3.4.4 Gekoppelte Modelle

Durch Modelle sollen die Prozesse und Vernetzungen, die in der natürlichen Welt stattfinden, abgebildet werden. Dabei werden oft gezwungener Maßen Vereinfachung und Abgrenzungen getroffen. Das beste Beispiel für so einen Zwang ist die Rechenkapazität beziehungsweise generell die Möglichkeiten der EDV. Mit den rasant steigenden Möglichkeiten der EDV in den letzten Jahren sind auch die Möglichkeiten gestiegen die Vernetzungen aus der Realität auch in Modellen wiederzugeben. Immer öfter wird dies über Modellkopplungen bewerkstelligt.

Dabei sollen gekoppelte Modelle hier nicht als vierte Modellart neben Kanal, Fluvial und Pluvial vorgestellt werden, sondern eher als Erweiterung dieser verstanden werden. Vor allem kleinere Modellkopplungen sind bei vielen Modellansätzen bereits als State of the Art implementiert.

Es können drei Arten der Modellkopplung unterscheiden werden (GEGENLEITHNER, DORFMANN & SCHNEIDER, 2020):

- Standardsprachen und Standardschnittstellen: Kopplung erfolgt über einheitliche Programmiersprachen, zum Beispiel Python
- Workflow-Pakete: Kopplung einzelner Komponenten in serieller Weise
- Frameworks: Kopplung erfolgt innerhalb der Modellierungsumgebung. In der Regel werden hierfür Softwarepakete eines Unternehmens verwendet.

Weitere Unterscheidungen können hinsichtlich der Kopplungsansätze getroffen werden:

- Dynamisch: „gleichzeitige“ Berechnung der gekoppelten Modelle. Die Zeitschritte der Modelle werden aufeinander abgestimmt und es erfolgt ein Austausch zu festgelegten Intervallen.
- Offline: Die Modelle werden seriell bearbeitet und die Ergebnisse des vorangegangenen Modells in das folgende Modell integriert (Modellkette). Je nach Fragestellung kann auch eine iterative Rückkopplung angestrebt werden, in der ein stabiler Kopplungszustand gesucht wird.
- Unidirektional: Die Modellkopplung erfolgt nur in eine Richtung (bei zwei Modellen). Ergebnisse aus Modell 1 werden im Modell 2 berücksichtigt, jedoch nicht umgekehrt.
- Bidirektional: Die Modellkopplung erfolgt in beide Richtungen (bei zwei Modellen). Dies könnte beispielsweise bei einer Kopplung eines Kanalnetzes mit den Abflussprozessen der Oberfläche der Fall sein (siehe Abbildung 13).

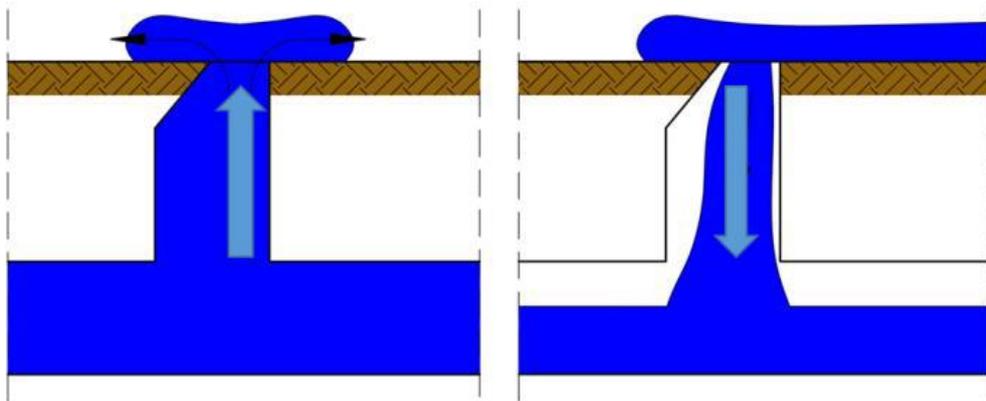


Abbildung 13 Beispiel bidirektionale Modellkopplung (SCHLAUSS & GROTTKER, 2016)

Es folgen einige Beispiele aus der Überflutungsmodellierung:

- Kanal Modell mit hydrologischen Einzugsflächen: Diese Modellkopplung entspricht dem Stand der Technik für die Nachweise gemäß den ÖWAV Regelblättern 11 und 19. Dabei wird das Teilsystem des Oberflächenabflusses als hydrologisches Oberflächenmodell dargestellt. Das Teilsystem des Abflustransportes wird über ein eindimensionales hydrodynamisches Modell abgebildet. Der Austausch der zwei Modelle erfolgt dabei unidirektional vom hydrologischen Modell in das hydrodynamische Kanalmodell.
- Kanal Modell mit 1D Oberfläche: Bei dieser Modellkopplung wird der Überflutungsprozess aus und in Kanalschächte über eine Kopplung (bidirektional) genauer dargestellt. Die 1D Oberfläche stellt dabei vor allem Strukturen dar, deren Abflussquerschnitte und potenzielle Überflutungsbereiche bekannt sind. So werden beispielsweise Straßen als abflussführende Strukturen integriert oder der Abfluss aus Mischwasserüberläufen einem 1D-fluvalen Modell zugeführt. Aufgrund der geringen Rechenzeit kann diese Modellkopplung als Vorgänger der aufwändigeren Kopplung 1D Kanal – 2D Oberfläche betrachtet werden.
- Kanal Modell mit 2D Oberfläche: Bei dieser Kopplung kann die Oberfläche gänzlich ins Modell integriert werden. Auch zuvor nicht bekannte Abflussvorgänge abseits von beispielsweise Straßen können gefunden werden. Dementsprechend größer sind auch der Bearbeitungsaufwand und die benötigte Rechenzeit. Mögliche Kopplungsprozesse zwischen dem Entwässerungssystem und der Oberfläche finden sich beispielweise bei Schächten, Straßeneinläufen, Mischwasserüberläufen oder Sickerschächten.

Auch Mehrfachkopplungen sind möglich. So könnte beispielsweise ein Kanalmodell mit hydrologischen Einzugsgebieten (Dachflächen) und einer 2D Oberfläche gekoppelt werden. Ein weiteres Beispiel stellt die Kopplung eines Kanalmodells mit einem 1D Fließgewässer und einer 2D Oberfläche dar.

Weiters ist zu erwähnen, dass auch eine „modellinterne Kopplung“ möglich ist. So können nicht aneinandergrenzende Elemente oder Knoten über Beziehungen oder einen direkten Wasseraustausch miteinander verbunden werden.

Gekoppelte Modelle müssen auch nicht immer denselben Fachbereich entspringen. Eine zunehmend gesamtheitliche, einzugsgebietsbezogene Betrachtung von Prozessen und deren Wechselwirkungen erfordert immer öfter die Kopplung von Modellen, die aus völlig unterschiedlichen Fachbereichen stammen (GEGENLEITHNER, DORFMANN & SCHNEIDER, 2020).

Es zeigt sich, dass die Thematik der Kopplung ein sehr breites Spektrum im Bereich der Modellierung abdeckt. Welcher Ansatz zu wählen ist und welche Modelle zu koppeln sind, muss daher für jede Fragestellung separat ermittelt werden.

Wird im Zuge dieser Arbeit der Begriff der Kopplung verwendet, so bezieht sich dieser, sofern nicht anders definiert, auf Kopplung zwischen einem 1D Kanalmodell und einem 2D Modell für pluviale Überflutungen.

Nicht nur die Begriffsdefinition bedarf einer besonderen Aufmerksamkeit, sondern auch bei der Wahl der Kopplungsparameter ist besondere Vorsicht geboten. Diese können zum Teil einen signifikanten Einfluss auf die Ergebnisse haben und praktische Erfahrungswerte oder Vorschläge aus der Literatur sind spärlich gesät. So liefern verschiedene Softwarepakete beispielweise im Bereich der Kopplung zwischen 2D Oberfläche und 1D Gewässer teilweise signifikant unterschiedliche Ergebnisse hinsichtlich des Überflutungszeitpunktes, der Wassertiefen, der Fließgeschwindigkeiten und der ausgetauschten Wasservolumen. (NELZ & PÉENDER, 2013)

Vergleicht man die Anwendungsgebiete und Bemessungsereignisse, der in diesem Kapitel vorgestellten Modelle, zeigt sich, dass Kanal Modelle eher im Jährlichkeitsbereich von 5 bis 30 Jahren angesiedelt sind, während bei pluvialen und fluvialen Modellen eher mit Bemessungsereignissen mit Wiederkehrzeiten ab 30 Jahren gearbeitet wird.

Bei kleineren Jährlichkeiten kann davon ausgegangen werden, dass ein hoher Abflussanteil vom Entwässerungssystem aufgenommen werden kann. Steigen die betrachteten Jährlichkeiten sinkt auch der Einfluss des Entwässerungssystems, bis zu einem Grad wo dessen Einfluss auf das Überflutungsgeschehen vernachlässigt werden kann. In Abbildung 14 wird eine Abgrenzungssystematik am Beispiel des Starkregenerisikomanagements in Baden-Württemberg dargestellt.



Abbildung 14 Abgrenzung der Ziele des Überflutungsschutzes anhand der betrachteten Jährlichkeiten (KOCH et. al., 2016)

Eine ähnliche Einteilung hinsichtlich der Wahl der Bemessungsereignisse und deren Anwendungsbereich findet sich auch im ÖWAV-ExpertInnenpapier zum Thema Klimawandelanpassung Wasserwirtschaft – pluviales Hochwasser / Oberflächenabfluss (siehe Tabelle 6).

Tabelle 6 Wiederkehrzeiten unterschiedlicher Anwendungsbereiche bei pluvialen Überflutungen (ÖWAV, 2020)

Wiederkehrzeit (Jährlichkeit) T des Niederschlags	Anwendungsbereich
T = 5 – 10 Jahre	Anwendung im Siedlungsbereich. <ul style="list-style-type: none"> ● Empfohlene Bemessungshäufigkeiten bei einfachen Bemessungsverfahren von Kanälen, wobei keine Überlastungen dabei auftreten dürfen (ÖWAV-RB 11/ ÖNORM EN 752). ● Ereignisgröße für den Nachweis der Überstauhäufigkeiten von Kanälen bei Nachweis mit hydrodynamischen Verfahren (ÖWAV-RB 11/DWA-A118). Fachlich befasst sind primär Kanalbetreiber und Stadtplaner.
T = 20 – 50 Jahre	Anwendung im Siedlungsbereich. <ul style="list-style-type: none"> ● Ereignisgröße für den Nachweis der erforderlichen Überflutungssicherheit im urbanen Bereich (ÖWAV-RB 11/ÖNORM EN 752). Fachlich befasst sind dabei Kanalbetreiber, Stadtplaner, Schutzwasserwirtschaft und ev. Wildbachverbauung.
T = 100 Jahre	Schutzziel gemäß den Technischen Richtlinien für die Bundeswasserbauverwaltung RIWA-T 2016 sowie der OIB-Richtlinie 3 (2019). Bei Anwendung von Niederschlägen im Bereich T = 100 spielt der Kanal eine untergeordnete Rolle. Eine Ausnahme stellen Situationen dar, in welchen durch den Kanal Wasser umgeleitet werden, sodass Überflutungen an unerwarteten Örtlichkeiten auftreten.

Bei der Kopplung eines 1D Kanalmodelles mit einem 2D Modell für pluviale Überflutungen sind daher eher bei jenen Bemessungsereignissen aufschlussreiche Ergebnisse zu erwarten, bei denen auch mit einem Einfluss des Kanalnetzes auf das Überflutungsgeschehen zu rechnen ist. Sollen weiters die Auswirkungen einer solche Kopplung auf die klassische Nachweise der Siedlungsentwässerung (ÖWAV Regelblatt 11, 19 und 22) untersucht werden, empfiehlt es sich die in diesen Nachweisen empfohlenen Bemessungsereignisse als Belastungsgröße zu wählen.

3.5 Stand der Forschung

Da die primäre Zielsetzung dieser Arbeit einerseits in der Analyse des Überstau-beziehungsweise Überflutungsverhaltens und andererseits in der Analyse der Parameter und Auswirkungen von Kopplungsansätzen liegt, werden in diesem Kapitel hauptsächlich zwei Themenfelder vorgestellt, die sich zum Teil überschneiden.

Beide Gebiete werden in der Forschung oft dem Überbegriff des „dual drainage concepts“ zugeordnet. Darunter wird die Notwendigkeit verstanden, in der urbanen Überflutungsmodellierung die Zusammenhänge eines Haupt- und eines Nebensystems zu berücksichtigen. Das Hauptssystem stellt dabei alle Abflusswege auf der Oberfläche dar (Modell pluvial). Als Nebensystem wird das Kanalnetz samt Schächten und anderen Ein- und Ausläufen verstanden (Modell Kanal). (DJORDJEVIĆ et. al., 2005)

Im Themenfeld der Überstau- und Überflutungsmodellierung wird das Hauptsystem des Oberflächenabflusses gemäß dem Stand der Technik meist über abstrakte Flächen und hydrologische Ansätze berücksichtigt. Diese Flächen sind über fixe Zuordnungen zu Schächten oder Haltungen mit dem Nebensystem des Kanals verbunden. Im Leitfaden DATMOD werden hierfür vier Arten der räumlichen Abstraktion angegeben (siehe Abbildung 15). Ein bidirektionaler Austausch des Haupt- und Nebensystems ist nicht gegeben.

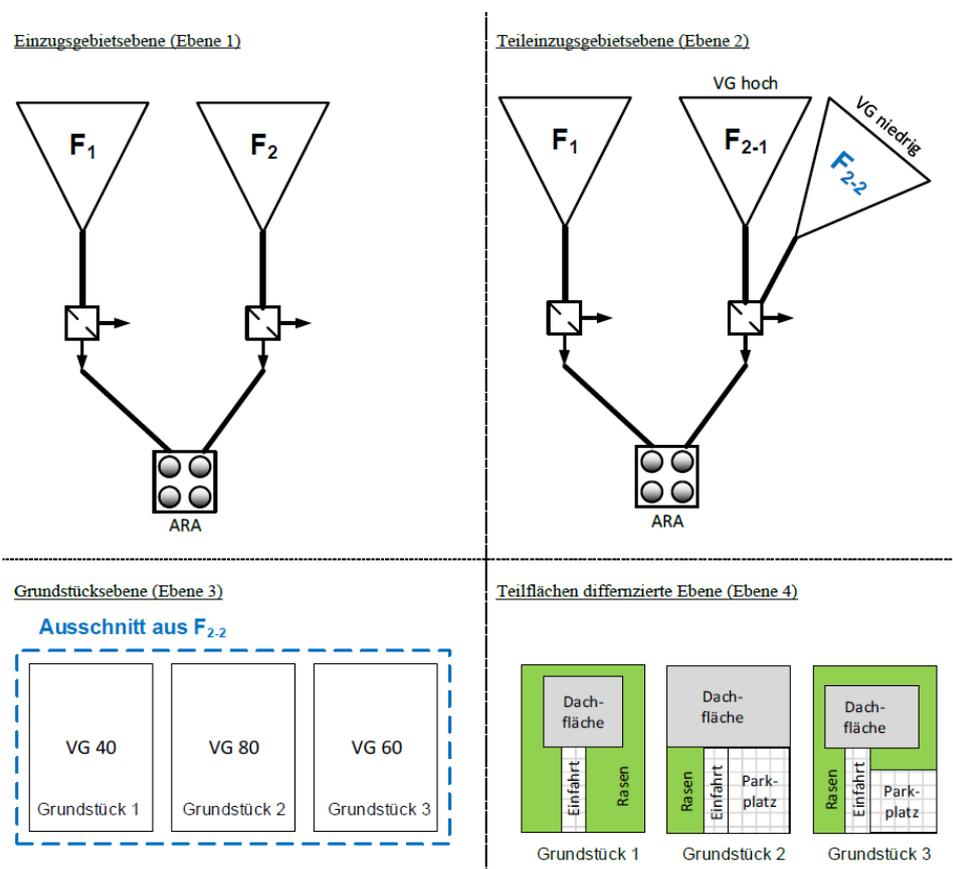


Abbildung 15 räumliche Auflösung der Oberfläche (MUSCHALLA et. al., 2015)

Im Gegensatz dazu ermöglicht eine hydrodynamische Modellierung des Hauptsystems einen bidirektionalen Austausch der zwei Systeme. Der Oberflächenabfluss ist dadurch auch nicht mehr an fixe Zuordnungen zum Nebensystem gebunden und tritt gemäß seiner Lage im Raum mit dem Nebensystem in Verbindung. Um die Abflussaggregation im betrachteten Gebiet darstellen zu können, müssen im hydrodynamischen Modell auch Außengebiete berücksichtigt werden. Der Oberflächenabfluss aus diesen Gebieten wird dabei in der Regel als unverschmutzt angenommen. Bei der räumlichen Abstraktion gemäß DATMOD wird diesen Außengebieten eine untergeordnete Bedeutung zugeordnet (MUSCHALLA et. al., 2015). Unter der Annahme, dass diese Gebiete bei den üblichen niedrigen Bemessungsereignissen keine große Rolle spielen, werden ebendiese bei klassischem 1D Kanalnetzmodellen teilweise gar nicht in die Modellierung integriert.

Durch die umfassendere Abbildung der Entwässerungssituation können Modelle des „dual drainage concepts“ auch dafür genutzt werden, die Gründe für urbane pluviale Überflutungen genauer zu lokalisieren. Schematisch können drei Gründe unterschieden werden (SIMPERLER, KRETSCHMER & ERTL, 2019):

- Engpässe im Kanalsystem
- Niedrige Oberflächenversickerung in urbanen Gebieten (hoher Versiegelungsgrad)
- Hangwasser

Weitere Unterschiede zwischen hydrodynamischer und hydrologischer Oberflächendarstellung lassen sich beim Umgang mit Überstauereignissen feststellen. Grundsätzlich können vier Ansätze unterschieden werden (ÖWAV, 2009):

- Wasser durch Überstau entfernen und nicht ins Netz zurückführen
- Verwendung fiktiver Speicherbecken am Schacht, das Wasser wird dem System bei sinkenden Wasserspiegeln wieder zugeführt.
- Druckdichte Deckel ohne Wasseraustritt
- Modellierung des Abflusses nach Austritt an der Oberfläche

Bei der Dichtheit von Schachtabdeckungen muss gemäß ÖNORM B 5110-1 zwischen Dichtheit für Tagwasser oder für Rückstau unterschieden werden. Um Dichtheit gegen Rückstau gewährleisten zu können, müssen der Schacht und dessen Abdeckung einem Staudruck von 50 kPa (5 m Wassersäule) standhalten können. (ON, 2019)

Während in Modellen aus der Praxis eher die ersten drei Punkte Anwendung finden, spielt der vierte Punkt beim „dual drainage concept“ eine zentrale Rolle.

Dieser stellt die Grundlage für das zweite hier vorgestellte Themengebiet der Kopplungsansätze dar. Die wichtigsten Verbindungselemente zwischen dem Haupt- und dem Nebensystem sind dabei Schächte und Straßeneinläufe. Während die Abflussvorgänge im Haupt- und Nebensystem meist über physikalisch basierte Formeln berechnet werden, greift man für die Darstellung der Kopplungsprozesse auf verschiedene empirische Formeln zurück. Häufig verwendete Ansätze sind:

- Ausfluss aus Öffnungen
- Überfall beziehungsweise Wehrformeln
- Andere exponentiell empirische Formeln
- Festlegung von maximalen Austauschkapazitäten

Im Zuge des Projektes RainAhead wurde ein Modell gemäß dem „dual drainage concept“ mit den Softwarepaketen der Firma DHI aufgebaut. Ein besonderes Augenmerk wurde dabei auf die Kopplungsgegenstände (Schächte und Straßeneinläufe) und Parameter gelegt. In Abbildung 16 ist der softwarespezifische Modellaufbau schematisch dargestellt.

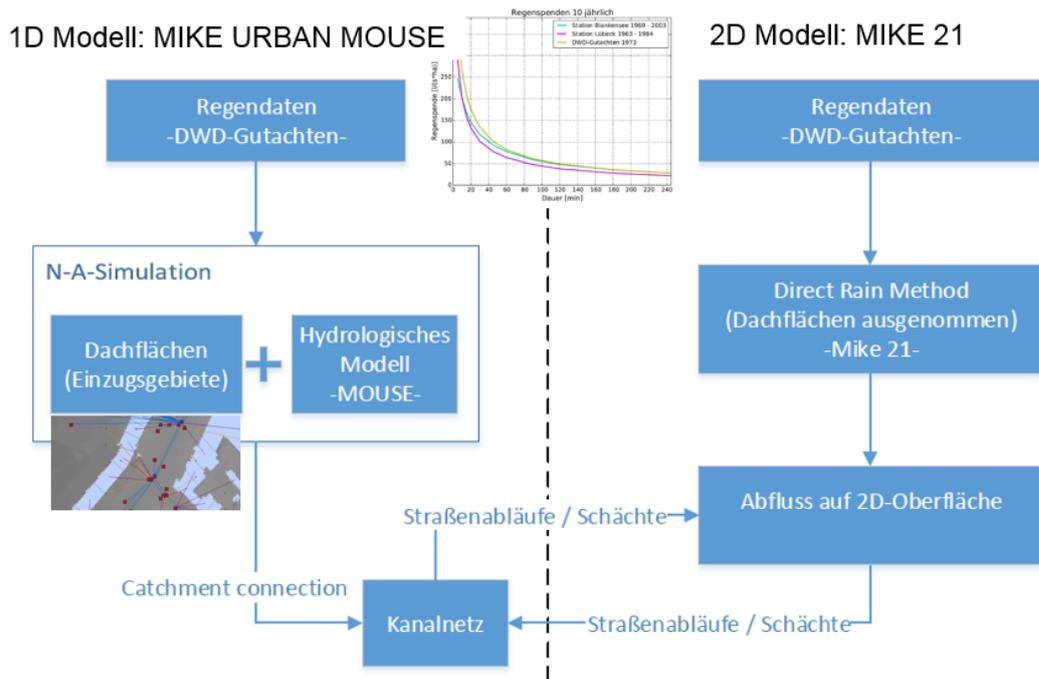


Abbildung 16 Aufbau des Modells im Projekt RainAhead (SCHLAUSS et. al., 2018)

Die untersuchten Parameter an den Kopplungsknoten sind die Einlauffläche, die Limitierung der Einlaufkapazität und der Verlustbeiwert. Für die Berechnung des Volumenstroms zwischen Haupt- und Nebensystem wurde die Toricelli Formel (Ausfluss aus Öffnungen) verwendet (siehe Abbildung 17).

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

mit

Q = Abfluss, entspricht Ek [m^3/s]

μ = Verlustbeiwert [--]

A = Fläche, entspricht Eq [m^2]

g = Erdbeschleunigung [m/s^2]

h = Wasserstand an der Oberfläche, entspricht hU [m]

Abbildung 17 verwendete Toricelli Formel in RainAhead (SCHLAUSS et. al., 2018)

Durch die Variation dieser Parameter wurden deren Auswirkungen und Änderungen auf die Überflutungshöhe und Einstaudauer untersucht. Die Parameter für die maximale Einlaufkapazität und die Einlauffläche wurden dabei zum Teil aus der deutschen Richtlinie für die Anlage von Straßen, Teil Entwässerung (RAS-Ew) entnommen (FGSV, 2015). So wird die Einlaufkapazität von Straßenabläufen (500 mm x 500 mm) beispielsweise auf 5 l/s begrenzt.

Beim Vergleich von Modellläufen mit und ohne Limitierung der Einlaufkapazität konnte festgestellt werden, dass sich die Überflutungshöhen nur im Bereich von wenigen cm unterscheiden. Einen wesentlichen Einfluss hat die Limitierung jedoch auf die Einstaudauer. Durch den hydraulischen Engpass wird das Wasser zum Teil über mehrere Stunden länger an der Oberfläche gehalten. (SCHLAUSS et. al., 2018)

Bei der Variierung des Verlustbeiwertes wurde festgestellt, dass dieser nur einen sehr geringen Einfluss auf die Überflutungshöhen und Durchflussmengen hat. Bei einer Variation im Rahmen der üblichen verwendeten Werte in der Toricelli Formel konnten keine wesentlichen Unterschiede festgestellt werden. (SCHLAUSS & GROTTKER, 2016)

Es konnte außerdem festgestellt werden, dass bei nicht begrenzten geöffneten Schächten (kein Deckel) die Einlaufkapazität weit über der Kapazität von Straßeneinläufen liegt. Daher wurde in weiterer Folge nur der Lüftungsquerschnitt als maximal wirksame Austauschfläche verwendet, da davon ausgegangen wurde, dass die Druckhöhe in flach geneigten Gebieten nicht ausreicht, um Deckel aus den Öffnungen zu heben. Aufgrund fehlender Literaturwerte erfolgte die Begrenzung des Durchflusses bei den Schächten über die Einlauffläche, anstatt über eine Limitierung der Einlaufkapazität. (SCHLAUSS & GROTTKER, 2016)

Die Autoren kommen weiters zum Schluss, dass sich hydrodynamisch gekoppelte Modelle gut zur Überprüfung von Maßnahmen und veränderter Abflussverhältnisse eignen. Einer wohl überlegten und gut begründeten Wahl der Kopplungsparameter kommt jedoch eine wichtige Rolle zu, da diese nur selten durch Messungen überprüft werden. Weiters wird empfohlen die gewählten Parameter und Ansätze eindeutig zu beschreiben, um gekoppelte Modelle in Zukunft vergleichbarer zu machen. Dies ist derzeit aufgrund fehlender einheitlicher Definitionen und Bandbreiten der Kopplungsparameter nur sehr begrenzt möglich. (SCHLAUSS et. al., 2018)

Erschwert wird diese Standardisierung auch durch die Variabilität der Schacht- und Straßeneinlaufgeometrie in unterschiedlichen Ländern. So lassen sich zwar einige wenige Untersuchungen an hydraulischen Modellversuchen zur Validierung von Modellparametern finden (siehe (LOPES et. al., 2012) oder (LOPES et. al., 2015)), in dem meisten Fällen werden, die untersuchten Schächte und Straßeneinläufe jedoch nicht oder nur zum Teil mit den projektspezifischen Entwässerungsanlagen vergleichbar sein.

Zu einem ähnlichen Schluss kommt auch eine Studie der Universidad Nacional de Colombia bei der die gekoppelte hydrodynamische Modellierung nicht zur Analyse eines bestehenden Entwässerungssystems genutzt wurde, sondern über eine optimale Verteilung der Entwässerungsanlage in der Topografie die Planungskriterien urbaner Straßenentwässerung verbessert werden sollten (QUINTERO, CARVAJAL-SERNA & MARBELLP-PÉREZ, 2019).

Ein Versuch einen solchen Standard für die Planung zumindest auf deutscher Ebene zu entwickeln, wurde im Zuge einer Dissertation an der Bergischen Universität Wuppertal unternommen. Im Fokus stehen dabei Straßenabläufe als wesentliches hydraulisches Element der Kopplung zwischen Haupt- und Nebensystem. Als Ziel wurde die Entwicklung eines parametrisierten Ansatzes zur Ermittlung des Austausches zwischen den beiden Systemen gesetzt, welcher auch in Simulationsmodellen integriert werden kann. Hierfür wurden unter anderem hydraulische Modellversuche mit standardmäßig eingesetzten Straßenablaufaufsätzen durchgeführt (siehe Abbildung 18).

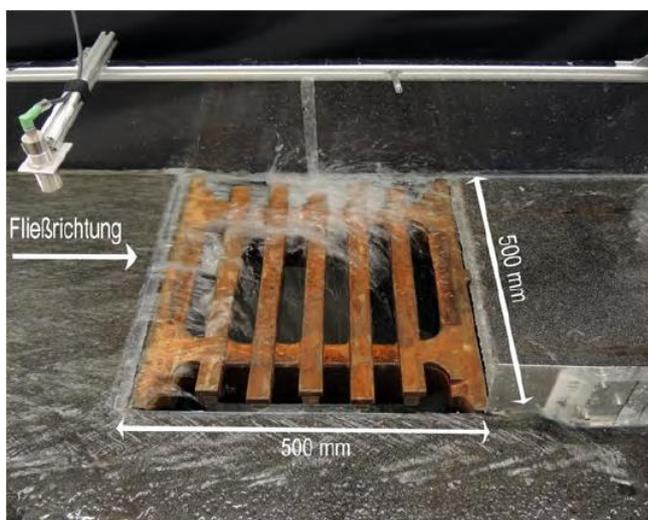


Abbildung 18 Beispiel hydraulischer Modellversuch Straßenablauf 500 mm x 500 mm (KEMPER, 2017)

Die Leistungsfähigkeit Q_I wurde weiters als Funktion der hydraulischen Parameter h und v sowie einiger geometrischen Parameter hergeleitet. Geometrisch relevant sind dabei die Aufsatzbreite B_A , die Aufsatzlänge L_A , die Öffnungsfläche A_0 und die Strebenanordnung. Für ein besseres Verständnis dieser Parameter sind diese in Abbildung 19 für drei verschiedene Aufsätze angeführt.

Bezeichnung	300x500	500x500	500x780
			
L_A [m]	0,50	0,50	0,78
B_A [m]	0,30	0,50	0,50
A_0 [m ²]	0,0582	0,0980	0,1567

Abbildung 19 geometrische Abmessungen der Aufsätze (KEMPER, 2017)

Aus diesen Abhängigkeiten wurde die folgende Formel (siehe Abbildung 20) für die Leistungsfähigkeit und die typspezifische Effizienz von Straßenabläufen hergeleitet.

$$Q_I = E_T \cdot Q_F$$

$$= \left(1 - Fr_A^{9,5} \cdot \left(\frac{h_A^{1,5} \cdot B_A}{\sqrt{L_A \cdot A_0}} \right)^S \right) \cdot Q_F$$

Abbildung 20 Formel für Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen (KEMPER, 2017)

Mit $Q_F = h_a \cdot v_a \cdot B_A$ und $S =$ Parameter abhängig von Strebenanordnung

Fließgeschwindigkeit, Wassertiefe und Froudezahl werden wie folgt definiert (siehe Abbildung 21).

Fließquerschnitt $A_A = h_A \cdot B_A$

Mittlere Fließgeschwindigkeit $v_{m,A} = \frac{Q_F}{A_A}$

Aufsatzbezogene Froudezahl $Fr_A = \frac{v_{m,A}}{\sqrt{g \cdot h_A}}$

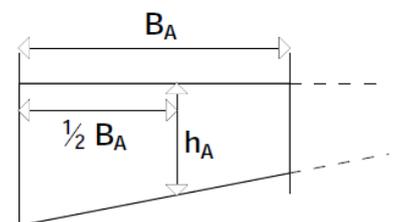


Abbildung 21 Definition Fließgeschwindigkeit, Wassertiefe und Froudezahl (KEMPER, 2017)

Weiter sind die Anwendungsgrenzen der hergeleiteten Formel zu beachten:

- Schießender und rückstaufreier Abfluss ($Fr_A > 1$)
- $0,0061 \text{ m} \leq h_a \leq 0,0258 \text{ m}$
- $0,6592 \leq v_a \leq 1,6777 \text{ m/s}$
- Keine vollständige Überströmung des Straßenablaufes

(KEMPER, 2017)

Im oben vorgestellten Ansatz zeigt sich, dass es mehrere Parameter, die einen Einfluss auf die Leistungsfähigkeit haben können, bei der Kopplung zu beachten gilt. Neben dem Problem der Geometrievariabilität solcher Entwässerungsanlagen besteht auch die Herausforderung diese komplexe Abhängigkeit im verwendeten Modell umsetzen zu können. Vor allem bei kommerziellen Softwarepaketen sind mögliche Ansätze meist vordefiniert. Die Möglichkeit Kopplungsansätze über eigens definierte Beziehung festzulegen, beschränkt sich eher auf OPEN-Source Software und findet eher in der Forschung Anwendung.

Neben der potenziellen Leistungsfähigkeit spielt bei der realen Entwässerung auch die Leistungsfähigkeit im Störfall eine große Rolle, da diese das Schluckvermögen, vor allem von Straßeneinläufen, signifikant beeinflussen kann. Die Gründe für eine Verstopfung (Clogging) können dabei sehr variabel sein und sind unter anderem abhängig von der Lage und der Jahreszeit. Ein möglicher Ansatz eine solche Verstopfung bei der Modellierung zu berücksichtigen, ist die Anwendung eines Clogging Faktors (in Prozent) der auf die Öffnungsfläche angewandt wird, um diese zu reduzieren. Die Festlegung welche Entwässerungsanlagen in welchem Ausmaß als verstopft anzunehmen sind, hängt stark von der projektspezifischen Fragestellung ab und kann sehr schwer pauschal beantwortet werden. In einer Studie zur hydraulischen Effizienz im Verstopfungsfall der University of Colorado Denver wird empfohlen einen Clogging Faktor von 50 % für Einzeleinläufe zu wählen und diesen bei Mehrfacheinläufen entlang der Fließrichtung zu verringern (siehe Abbildung 22 und Abbildung 23) (GUO & MACKENZIE, 2012).

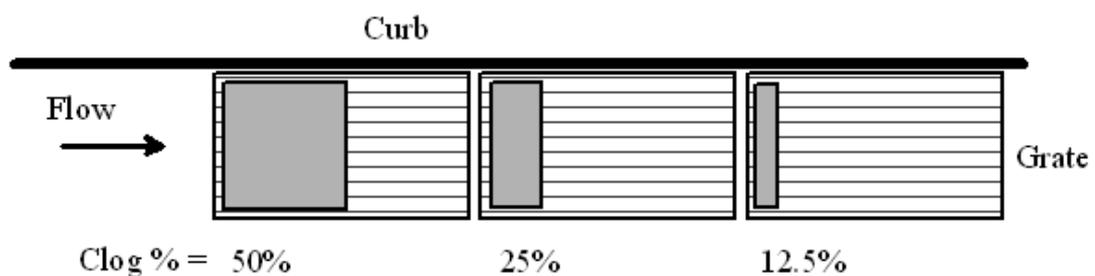


Abbildung 22 schematische Darstellung der Abnahme des Clogging Faktors bei Mehrfacheinläufen (GUO & MACKENZIE, 2012)



Abbildung 23 Abnahme der Verstopfung entlang der Mehrfacheinläufe (GUO & MACKENZIE, 2012)

Bei der Reduzierung der Leistungsfähigkeit von Straßeneinläufen können weiters drei Gründe unterschieden werden:

- Verlegung des Einlaufgitters durch Laub
- Verstopfung des Einlaufgitters durch getrockneten Schlamm oder Ähnliches
- Verstopfung des Straßenablaufunterteils und der Anschlussleitung

Im Zuge einer Studie wurden diese drei Ursachen auf ihren Einfluss auf die Aufnahmekapazität unterschiedlicher Einläufe mithilfe hydraulischer Modellversuche und hydrodynamischer 3D Modellierungen untersucht. Die folgenden Schlussfolgerungen wurden daraus gezogen (SCHLENKHOFF et. al., 2018):

- Bei Verlegung durch Laub sinkt die Effizienz der Einlaufgitter im Mittel um 10%.
- Hinsichtlich der Verstopfung wurde kein pauschaler mittlerer Verstopfungsgrad empfohlen. Eine Reduktion des Einlaufquerschnitts verhält sich jedoch proportional zur Abnahme der Effizienz (50% Verstopfung = 50% Aufnahmekapazität).
- Die unterirdischen Bauteile des Straßeneinlaufs stellen auch bei zugesetztem Schlammeimer keine Begrenzung der Leistungsfähigkeit dar.
- Die Einlaufgitter und dessen Verlegung beziehungsweise Verstopfung stellen den begrenzenden Faktor hinsichtlich der Leistungsfähigkeit dar.

Der Einfluss der zeitlich variablen Verstopfung wurde für ein urbanes Einzugsgebiet in Portugal mit einem gekoppelten hydrodynamischen Modell untersucht. Dabei wurde von einem nicht verstopften Ausgangszustand ausgegangen, der über verschiedene Verstopfungszeiten TC (0, 5, 15, 30, 45, 60, 75 und 90 min) in vier unterschiedliche Verstopfungszustände übergeht (10, 20, 40 und 80 %) (siehe Abbildung 24). Der Clogging Faktor stellt dabei den Prozentanteil der vollen Einlaufkapazität dar.

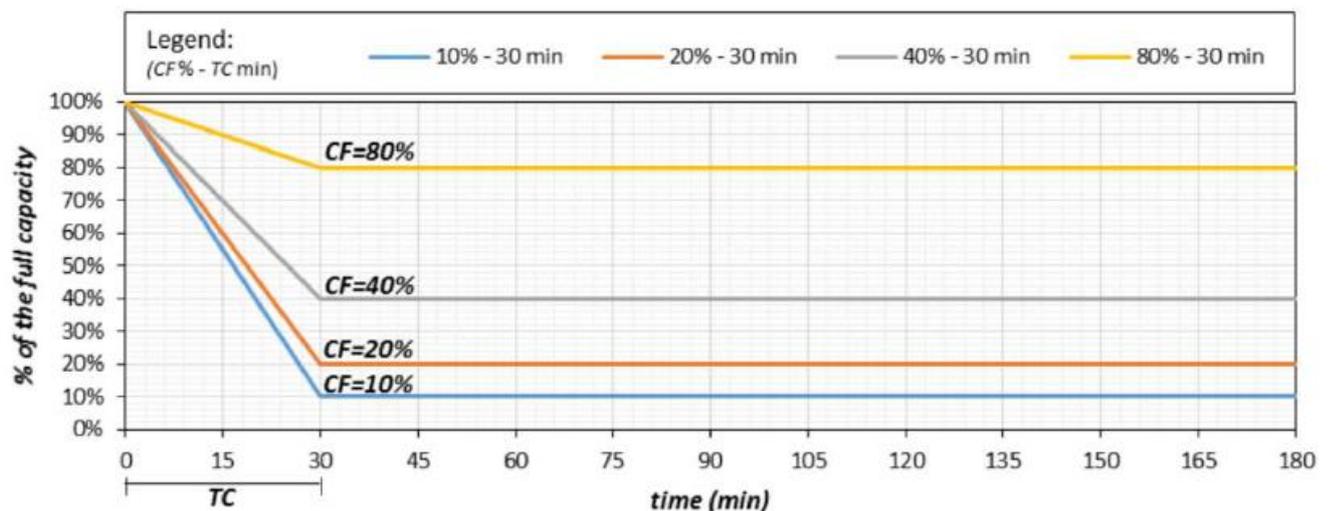


Abbildung 24 untersuchte Verstopfungszustände und untersuchter zeitlicher Verlauf,

Beispiel TC = 30 min (PINA, 2017)

In Abbildung 25 sind die ermittelten Überflutungsflächen in Abhängigkeit der Verstopfungszeit und des Clogging Faktors dargestellt. Es lassen sich unter anderem die folgenden Schlussfolgerungen daraus ziehen:

- Größere Verstopfungen haben größere Überflutungsflächen zur Folge.
- Die Verstopfungszeit hat vor allem bei kleinen Clogging Faktoren (= große Verstopfung) einen größeren Einfluss.

- Große Verstopfungszeiten bringen Überflutungsflächen, die einem nicht verstopften Zustand ähneln.
- Geringe Verstopfungszeiten die unter der Anlaufzeit im Einzugsgebiet (Zeit von der Abflussbildung bis zum Erreichen des Entwässerungssystems) liegen, bringen ähnliche Ergebnisse (bei gleichem Clogging Faktor).

(PINA, 2017)

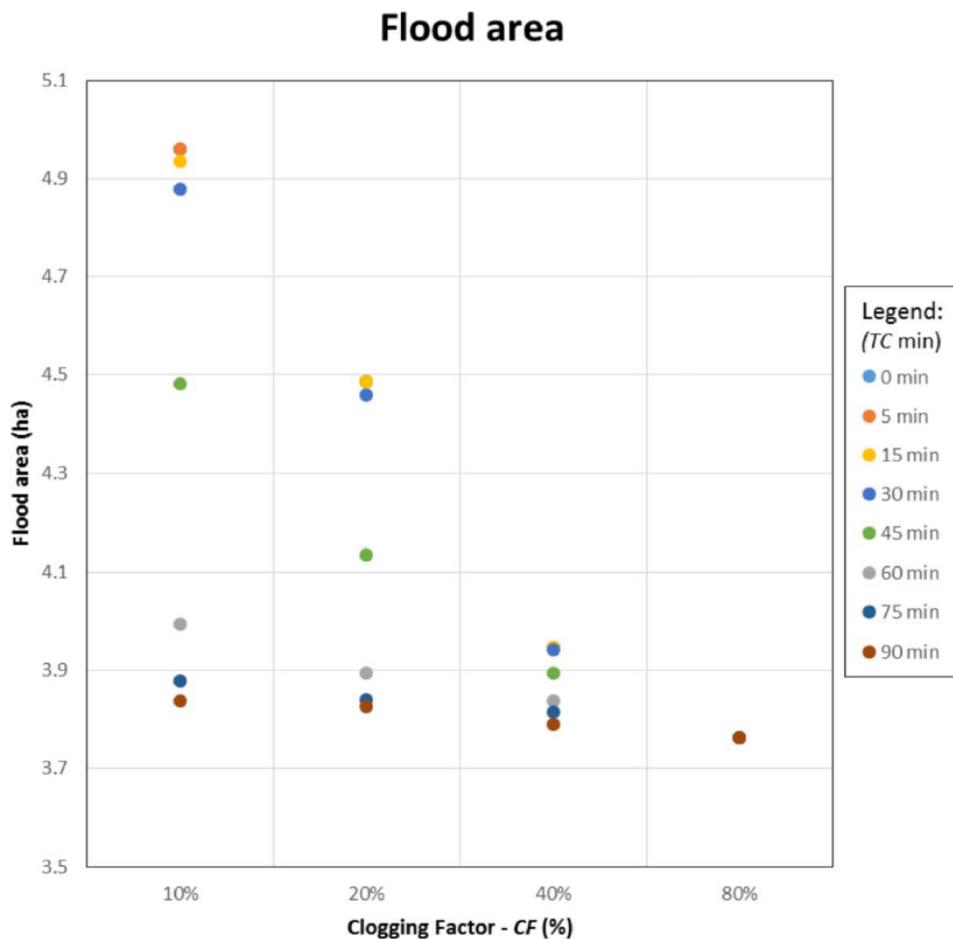


Abbildung 25 Überflutungsfläche abhängig von Verstopfungszeit und Clogging Faktor (PINA, 2017)

Beim bidirektionalen Austausch über Schächte und Straßeneinläufe kann sowohl Einlauf in als auch Auslauf aus dem Kanalsystem stattfinden. Neben der Einlaufkapazität muss daher auch der Ansatz einer Auslaufkapazität (die nicht unbedingt der Einlaufkapazität entsprechen muss) berücksichtigt werden. Werden Einlauf- und Auslaufkapazität genauer betrachtet, zeigt sich, dass auch hier noch weitere Unterscheidungen möglich sind.

- Entwässerung Oberfläche zu Kanal: Ist der Wasserspiegel an der Oberfläche größer als die Druckhöhe im Schacht, erfolgt ein Zufluss zum Schacht. Liegt die Druckhöhe im Schacht unter dem Geländeniveau, so wird dieser am besten über Überfallbeziehungswise Wehrformeln dargestellt. Liegt die Druckhöhe im Schacht über Geländeniveau empfiehlt sich die Verwendung von Formeln für den Ausfluss aus Öffnungen. (CHEN, LEANDRO & DJORDJEVIĆ, 2015)
- Überlauf Kanal zu Oberfläche: Die meisten gekoppelten Modelle verwenden den Ansatz, dass der Überlauf aus dem Schacht, sobald die Druckhöhe im Schacht die Geländehöhe erreicht, sofort auftritt. In der Praxis wird dieser Prozess jedoch durch das Gewicht des Schachtdeckels verzögert und auch die Überlaufmenge wird durch diesen

Prozess beeinflusst. Tritt der Überlauf zwischen dem Schlitz aus angehobenem Schachtdeckel und Schachtrahmen auf, so verhält sich dieser wie ein Ausfluss aus Öffnungen. Wird der Druck groß genug wird der Schachtdeckel durch diesen komplett entfernt. So ein hoher Druck ist jedoch in den seltensten Fällen zu erwarten. Da ein versetzter Schachtdeckel jedoch eine potenzielle Gefahrenquelle darstellt, ist dieser Vorgang vor allem aus praktischer Sicht von großer Bedeutung. (CHEN, LEANDRO & DJORDJEVIĆ, 2015)

Auch der Prozess der Abflussweiterleitung vom Straßeneinlauf zu Schacht oder Haltung kann mit unterschiedlichen Detaillierungsgraden abgebildet werden. Diese reichen von der kompletten Vernachlässigung der Straßeneinläufe und dem Austauschprozess nur an den Stellen der Schächte bis zur detailreichen Berücksichtigung des Entwässerungssystems Straßeneinlauf samt Lage, Einlaufkapazitäten, Speicherkapazitäten durch Volumen und hydrodynamischer Berücksichtigung des Abflusses zu Schacht oder Haltung (siehe Abbildung 26).

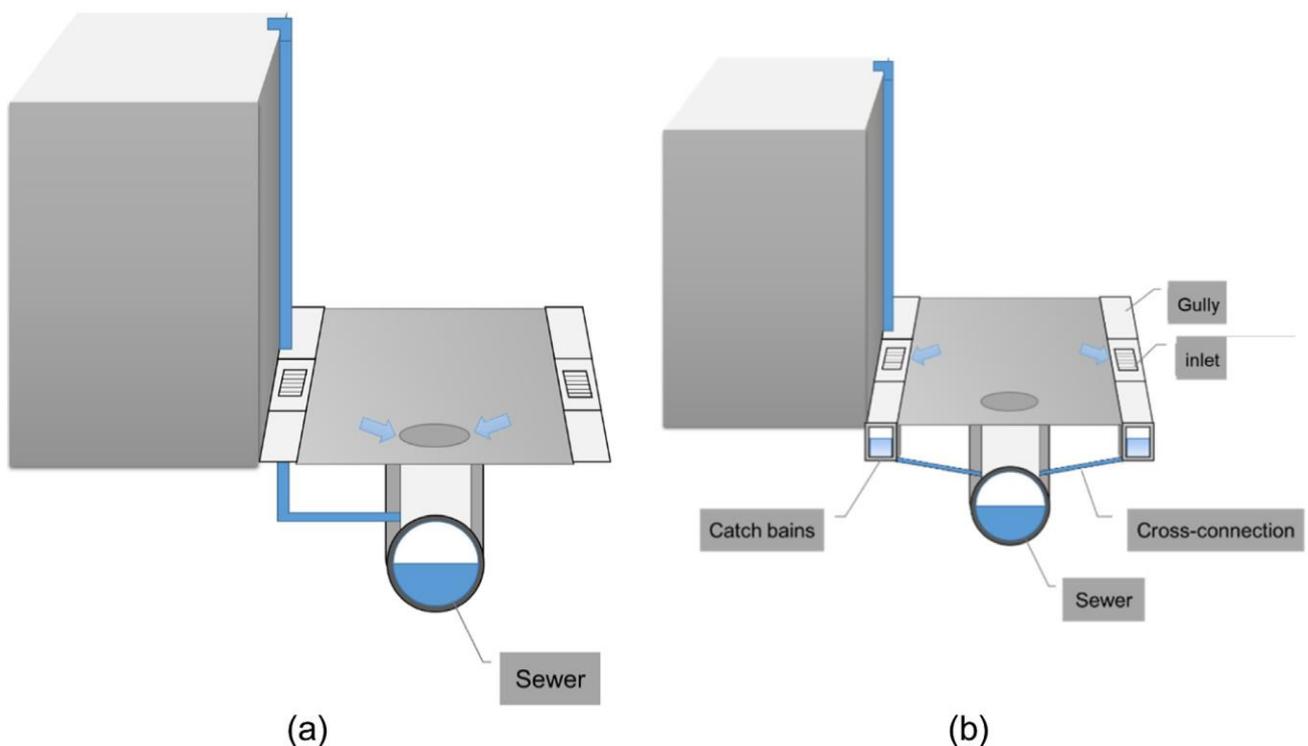


Abbildung 26 mögliche Berücksichtigung Straßeneinläufe, a) Vernachlässigung, b) Detailreich
(CHANG et. al., 2018)

Neben den Austauschprozessen zwischen Oberfläche und Kanal über Schächte und Straßeneinläufe finden auch andere Austauschprozesse statt. So können zum Beispiel auch die Kopplungsprozesse zwischen Dachflächen, Oberfläche und Kanal auf unterschiedlichste Arten vereinfacht oder im Detail dargestellt werden (siehe Abbildung 27).

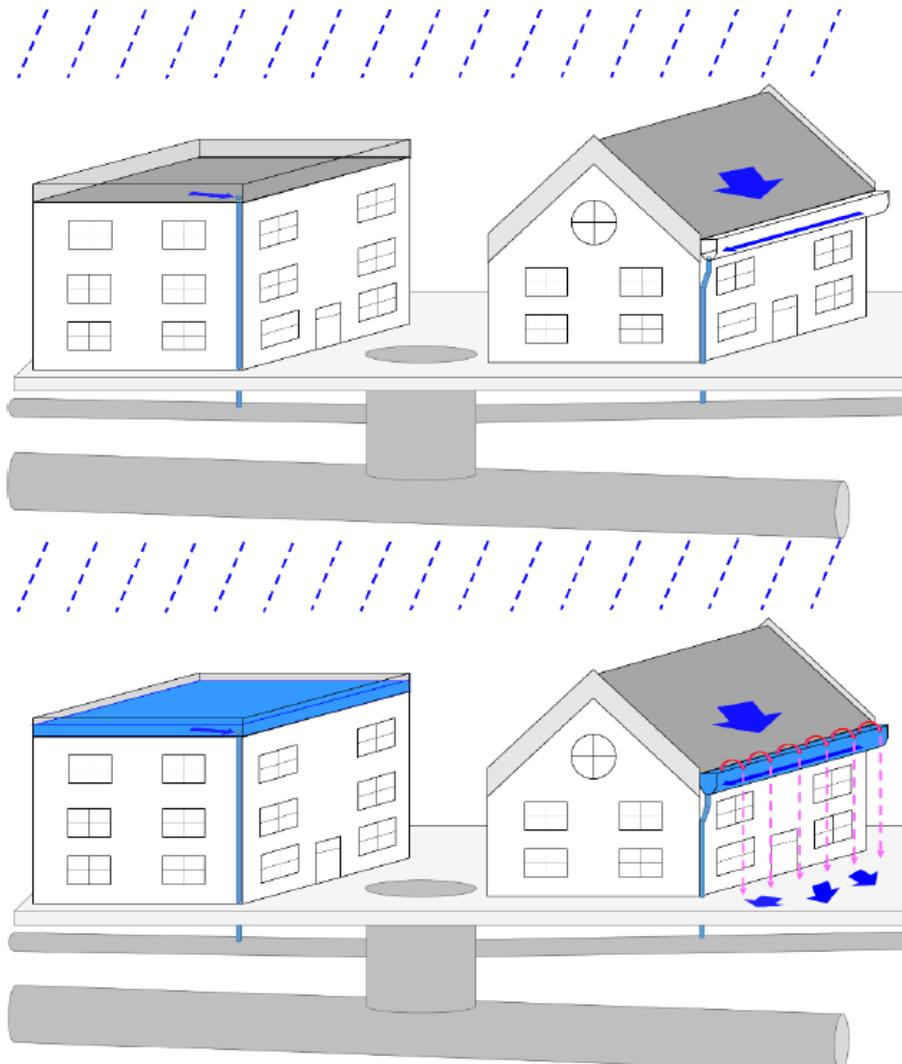


Abbildung 27 unterschiedliche Ansätze der Dachentwässerung (CHANG, WANG & CHEN, 2015)

Um den Umfang dieser Arbeit nicht zu sprengen und die Ergebnisse relativ spezifisch interpretieren zu können, sollen in dieser Arbeit keine zusätzlichen Austauschprozesse untersucht werden, sondern die Austauschprozesse über Schächte und Straßeneinläufe vertieft betrachtet werden.

Zusammenfassend zeigt sich das Bild, dass Modelle des „dual drainage concepts“ bereits im Fokus der Forschung liegen, eine breite praktische Anwendung im Alltag eines Planers jedoch noch als unrealistisch einzustufen ist. Dies lässt sich auch durch einen Blick auf österreichische Normen und Regelblätter bestätigen, in denen die gekoppelte Überflutungsmodellierung eher als Forschungsfeld dargestellt wird und eine Anwendung nicht explizit gefordert wird.

Während sich zu spezifischen Modellen (Kanal, Fluvial oder Pluvial) und deren Anwendung bereits eine Vielzahl an Informationen finden lässt, ist die Literatur und die Standardisierung zur Modellkopplung noch eher rar gesät. Bis der Wissensstand um gekoppelte Modelle dem der spezifischen Modelle entspricht, ist noch einiges an Grundlagenarbeit notwendig. Durch die wachsenden Möglichkeiten in der EDV gewinnt jedoch auch dieses Gebiet immer mehr an Relevanz. Diese Einschätzung bestätigt sich auch durch die steigende Dichte an Neupublikationen.

4. Material und Methoden

4.1 Methodik und Modellwahl

Die wichtigsten Kriterien bei der Modellwahl stellen die zu untersuchenden Prozesse und die dafür notwendigen Ergebnisse dar. Bei einer Gegenüberstellung verschiedener Modelle muss außerdem darauf geachtet werden, dass eine gewisse Vergleichbarkeit gewährleistet ist. Dabei gilt es vor allem hydrologische Randbedingungen und Parametersätze mit Bedacht zu wählen. Die folgenden Prozesse sollen im Zuge dieser Arbeit untersucht werden:

- Untersuchung des Kopplungsverhaltens: Durch die Variation der angesetzten Aufnahmekapazitäten der Straßeneinläufe soll deren Auswirkung auf die hydraulische Auslastung des Kanals und die Fließwege an der Oberfläche untersucht werden. Verglichen wird ein Variante voller Aufnahmekapazität mit einer Variante reduzierter Kapazität (simulierter Störfall). Modellvoraussetzungen sind dabei die Abbildung pluvialer Überflutungsvorgänge an der Oberfläche und ein entsprechender Kopplungsansatz zum Kanalnetz. Für diese Untersuchungen werden zwei 1D – 2D gekoppelte Modelle mit verschiedenen Kopplungsparametern benötigt.
- Überstau- und Überflutungsverhalten: Hier soll das Überstau- und Überflutungsverhalten eines 1D – hydrologischen Modells mit einem gekoppelten 1D – 2D Modell unter gleichbleibenden hydrologischen Randbedingungen und in Bezug auf das ÖWAV Regelblatt 11 verglichen werden. Da sich die Modellansätze dieser zwei Modelle an der Oberfläche stark unterscheiden, ist eine besondere Sorgfalt bei der Parameterwahl gefordert. Werden diese nicht vergleichbar gewählt, besteht die Gefahr, dass der Vergleich mehr einem geänderten Abflussereignis als den Modellansätzen gilt.
- Mischwasserentlastungsverhalten: Ähnlich zum vorherigen Punkt sollen auch die Nachweise gemäß ÖWAV Regelblatt 19 in Bezug auf ein 1D – hydrologisches Modell und ein gekoppeltes 1D – 2D Modell verglichen werden. Da die meisten Nachweise auf der statistischen Ergebnisauswertung von langjährigen Regenkontinuen oder Starkregenserien beruhen, können diese, aufgrund des unverhältnismäßigen Rechenaufwands im 1D – 2D gekoppelten Modell, nicht 1:1 gemäß dem Regelblatt geführt werden. Vergleiche sollen daher, soweit möglich, mit Einzelmodellregen und den Modellen und Rechenläufen aus dem vorherigen Punkt (Vergleich ÖWAV Regelblatt 11) gemacht werden. Der Schwerpunkt liegt dabei auf den Zulaufmengen zur Kläranlage und den entlasteten Mischwassermengen. Es werden keine eigenen Rechenläufe für die Untersuchung der Mischwasserentlastung durchgeführt.

Es folgt eine allgemeine Übersicht über die notwendigen Modelle und Ansätze mit einigen Anmerkungen in Bezug auf diese Arbeit. Für eine genauere Methodik hinsichtlich des Modellaufbaus soll an dieser Stelle auf weiterführende Fachliteratur verwiesen werden:

- Modell 1D – hydrologisch: DATMOD (auf effizientem Wege von den Daten zum Modell) (MUSCHALLA et. al., 2015)
- Modell 1D – 2D gekoppelt: modellbasierte urbane Überflutungsvorsorge (REINSTALLER et. al., 2020)

Außerdem soll hier vorab angemerkt werden, dass die Modelldaten aus bestehenden Projekten im Projektgebiet (genereller Entwässerungsplan und Modellierung fluvialer sowie pluvialer Hochwässer) stammen und der Modellaufbau auch entsprechend der verfügbaren Daten angepasst werden musste.

Der projektspezifische Modellaufbau und die gewählten Parameter und Randbedingungen finden sich in Kapitel 4.4.

4.1.1 Modell 1D – hydrologisch

Diese Modellart kann als Stand der Technik hinsichtlich der Nachweise nach ÖWAV Regelblatt 11 und 19 (Stichwort kombinierte Nachweisführung) betrachtet werden. Es kann zwischen einzugsgebietsbezogenen, leitungsbezogenen, hydrologischen und Monitoring- Daten unterschieden werden (MUSCHALLA et. al., 2015).

Einzugsgebietsbezogene Daten

In Abbildung 28 findet sich ein Überblick über den Datenbedarf, um die Einzugsgebiete im Modell abbilden zu können. Dazu wird neben den Einzugsgebieten und deren Zuordnung zum Kanalnetz auch der anfallende Trockenwetterabfluss gezählt.

Um den Trockenwetterabfluss korrekt im Modell zu berücksichtigen, muss entweder eine Vorlaufzeit bei den Simulationsläufen gewählt werden, bis sich eine Konstanz im Trockenwetterabfluss einstellt oder mit „Hotstart“ Funktionen gearbeitet werden, die diese Konstanz schon zu Simulationsbeginn herstellen.

Auf Ebene der Einzugsgebiete wird meist zwischen Dächern, Verkehrsflächen und befestigten privaten Flächen unterschieden. Das dort anfallende Oberflächenwasser wird einem Schacht oder einer Haltung zugeordnet (meist der/die Nächstgelegene). Dabei erfolgt kein Wasserrückhalt in der Fläche, wenn der zugeordnete Schacht oder die zugeordnete Haltung bereits unter Druck stehen. Das Wasser wird dem bereits überlasteten System zugeführt und führt dort zu einer noch höheren Belastung. Ein flächenhafter Rückhalt im Rückstaufall oder ein Überlaufen von Einzugsgebieten in andere Entwässerungseinrichtungen (anderer Schacht oder Haltung) oder abseits des Entwässerungssystems (neuer oberflächlicher Abflussweg) werden nicht berücksichtigt.

Einzugsgebietsbezogene Daten

- Bemessungsgröße der ARA
- EW angeschlossen an TS
- EW angeschlossen an MS
- Fläche des EZG
- Breite des EZG
- Gelände- / Flächenneigung
- Befestigungsgrad des EZG (befestigte und nicht befestigte Fläche im EZG)
- Art / Beschaffenheit der Fläche (zB Dach / Verkehr / etc.)
- Teil-EZG je MW-Entlastung
- Anfangsverlust
- Dauerverlust

Abbildung 28 erforderliche einzugsgebietsbezogene Daten nach den ÖWAV Regelblättern 11 und 19 (MUSCHALLA et. al., 2015)

Leitungsbezogene Daten

In Abbildung 29 findet sich ein Überblick über den Datenbedarf, um das Kanalnetz plus Sonderbauwerke im Modell abbilden zu können. Im Rahmen dieser Arbeit liegt der Fokus auf dem Umgang mit Überstauereignissen bei den Schächten und anderen Bauwerken. Diese können jeweils als überlaufend, speichernd (fiktives Speicherbecken) oder druckdicht definiert werden. Einen Austausch mit einer 2D Oberfläche gibt es bei

diesem Modellansatz nicht, dementsprechend werden Straßeneinläufe und deren Kopplungen nicht berücksichtigt.

Leitungsbezogene Daten

- Bezeichnung, Lage und Geometrie der Mischwasserüberläufe (Wehrhöhe, etc.)
- Bezeichnung, Lage und Geometrie der Speicherbauwerke (Zu-, Ab-, Überlauf)
- Bezeichnung, Lage und Geometrie der Pumpenstümpfe
- Pumpenkennlinien
- Ein- / Ausschaltpunkte der Pumpen
- Lage der Schächte
- Schachtbezeichnung
- Schachthöhen (GOK, Sohle)
- Schachtgeometrie
- Leitungsbezeichnung / -art
- Lage der Haltungen (Anfangs- / Endschacht)
- Profil / Durchmesser / Material (Rauigkeit) je Haltung
- Höhe Rohranfang und –ende
- Länge der Haltungen
- Gefälle der Haltungen
- Schieberausgangs- / -endstellungen
- Durchflussquerschnitte / -beiwerte von Regelorganen und Schiebern

Abbildung 29 erforderliche leitungsbezogene Daten nach den ÖWAV Regelblättern 11 und 19 (MUSCHALLA et. al., 2015)

Hydrologische Daten

Als Haupteingangsgröße für die Modellbelastung stellen Niederschlagsdaten den wichtigsten Teil der hydrologischen Daten dar (siehe Abbildung 30). Weitere hydrologische Randbedingungen, die keine Niederschlagsdaten sind, werden für einige weitergehende Anforderungen im Immissionsfall gemäß ÖWAV Regelblatt 19 gebraucht. So wird beispielsweise der einjährige Hochwasserabfluss des Gewässers für die Beurteilung der hydraulischen Belastung benötigt. Für eine Beurteilung der akuten Ammoniaktoxizität im Gewässer wird wiederum die Ammoniumkonzentration ($c(\text{NH}_4\text{-N})$) im Gewässerabfluss oberhalb der Einleitung benötigt.

Hydrologische Daten

- Ganglinie der Regenintensität (Regenkontinuum, (Stark-) Regenserien, Modellregen)
- Ausgewertete Niederschlagsstatistiken
- Niederschlagszeitreihen

Abbildung 30 erforderliche hydrologische Daten nach den ÖWAV Regelblättern 11 und 19 (MUSCHALLA et. al., 2015)

Monitoringdaten

Bei diesen Daten handelt es sich um Messungen im Einzugsgebiet und im Kanalnetz welche für die Kalibrierung benötigt werden (siehe Abbildung 31).

Der Trockenwetterabfluss kann dabei oft aus bereits bestehenden Zuflussmessungen zur Kläranlage im Trockenwetterfall ermittelt werden. Andere Messungen müssen oft erst im Zuge der Projektdurchführung erhoben werden. Die Planung und Auswertung von Messkampagnen stellen daher oft einen integralen Bestandteil in der Kanalnetzmodellierung dar.

Im Einzugsgebiet können Niederschlag sowie Abflussbildung und -konzentration („Fließzeit im EZG“) gemessen werden. Jedoch wird auf Messungen der Abflussbildung und -konzentration oft verzichtet. Transferfunktionen wie Einheitsganglinie oder vereinfachte Ansätze aus der Gerinnehydraulik werden im Modell meist mit Literatur- oder Erfahrungswerten bedient und nur bei konkretem Bedarf weiter kalibriert.

Im Kanalnetz können zum Beispiel Wasserstand, Durchfluss, Überlaufmengen von Mischwasserentlastungen oder Wasserqualität gemessen werden. Eine überlegte Positionierung dieser Messstellen ist dabei von hoher Bedeutung für eine erfolgreiche Messkampagne.

Monitoring Daten
<ul style="list-style-type: none">• Trockenwetterabfluss• Fließzeit im EZG• Niederschlagsereignisse

Abbildung 31 erforderliche Monitoring Daten nach den ÖWAV Regelblättern 11 und 19 (MUSCHALLA et. al., 2015)

4.1.2 Modell 1D – 2D gekoppelt

Bei dieser Modellart können die Prozesse der Oberflächenentwässerung detailreicher als bei 1D – hydrologischen Modellen abgebildet werden. Jedoch sind die 1D – 2D gekoppelten Modelle noch vorwiegend im Bereich der Forschung angesiedelt. Ein wichtiger Bestandteil ist dabei die Wechselwirkung zwischen dem Haupt- und dem Nebensystem. Analog zur vorherigen Modellart wird auch hier zwischen einzugsgebietsbezogenen, leitungsbezogenen, hydrologischen und Monitoring- Daten unterschieden.

Einzugsgebietsbezogene Daten

Die Prozesse der Abflussbildung und -konzentration erfolgen bei diesem Modelltyp zum Großteil über die 2D Oberfläche. Für befestigte private Flächen und Straßen werden, im Vergleich zum Modell 1D – hydrologisch, keine hydrologischen Einzugsgebiete samt Zuordnung zum Kanalnetz angesetzt.

Dachflächen werden weiterhin über hydrologische Einzugsgebiete berücksichtigt. Auch der Trockenwetterabfluss wird analog zum Modell 1D – hydrologisch angesetzt.

Um den Oberflächenabfluss und dessen Fließwege auf der 2D Oberfläche möglichst naturgetreu abbilden zu können, bedarf es einer möglichst detaillierten Abbildung der Oberfläche. Auch kleine Strukturen wie Bordsteinkanten können dabei zum Teil große Auswirkungen auf das Abflussgeschehen haben. Die Auflösung der Oberfläche und der

damit verbundene Arbeitsaufwand sind daher entsprechend größer als bei der reinen hydrologischen Betrachtung.

Um die zweidimensionalen Flachwassergleichungen an der 2D Oberfläche lösen zu können, wird diese mithilfe eines Berechnungsnetzes raumdiskretisiert. Diese Netze können weiter in strukturierte und unstrukturierte Gitter unterteilt werden (siehe Abbildung 32). Strukturierte Netze zeichnen sich dadurch aus, dass die Anzahl der Unterteilungen einer Raumdimension immer konstant ist. Bei unstrukturierten Netzen hingegen ist die Unterteilung in den Raumdimensionen flexibel und die Möglichkeit geometrisch komplexe Formen im Netz abzubilden entsprechend größer. (ÖWAV, 2007b)

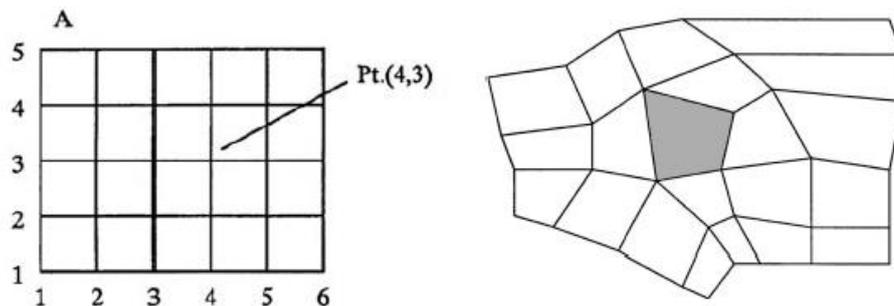


Abbildung 32 strukturiertes Netz (links), unstrukturiertes Netz (rechts) (ÖWAV, 2007b)

Die folgenden Daten sind für die Darstellung der 2D Oberfläche relevant:

- **Topografie:** Informationen zur Topografie können beispielsweise über terrestrische Vermessungen oder Laserscan Vermessungen bezogen werden. Weiters gilt es zwischen pluvialen Überflutungsgebieten beziehungsweise Vorländer und Flussschläuchen zu unterscheiden, da diese bei der Netzerstellung meist unterschiedlich behandelt werden. Es empfiehlt sich außerdem die Punktdichte des Berechnungsnetzes in hydraulisch relevanten und geometrisch komplexen Bereichen zu erhöhen.
- **Bruchkanten:** Als Teil der Topografie werden Bruchkanten hier aufgrund der großen Relevanz als eigener Punkt geführt. Wie bereits erwähnt kann eine entsprechend aufgelöste Darstellung der Bruchkanten in der 2D Oberfläche einen großen Einfluss auf das Abflussgeschehen haben. Als relevante Strukturen können hier Bordsteinkanten, Zaunsockel, Mauern, Dämme oder Ähnliches genannt werden.
- **Abflusshindernisse:** Einen weiteren wichtigen Teil stellen Abflusshindernisse dar. Die Unterscheidung zu Bruchkanten kann in der Regel dadurch charakterisiert werden, dass Bruchkanten im Modell ab einer gewissen Wassertiefe überströmt werden und Abflusshindernisse unabhängig von der Wassertiefe nicht überströmt werden. Als Abflusshindernisse werden beispielsweise Häuser im Vorland, Brückenpfeiler in den Flussschläuchen oder auch Bruchkanten, bei denen aufgrund ihrer Höhe nicht mit einem Überströmen zu rechnen ist, definiert.
- **Spezielle Abflussstrukturen:** Strukturen wie Durchlässe (nicht mit dem Kanalnetz verbunden), Wehre oder Brücken weisen oft ein komplexes hydraulisches Verhalten auf und müssen meist gesondert in die 2D Oberfläche eingearbeitet werden.
- **Beschaffenheit der Oberflächen:** Über beispielsweise Landnutzungskategorien werden Parameter wie Rauigkeit oder Anfangsverluste abgeleitet.
- **Rand- und Anfangsbedingungen:** Um die hydrodynamische Berechnung der 2D Oberfläche mathematisch auflösen zu können, müssen die Anfangs- und Randbedingungen des Systems definiert werden. Klassische Rand- und

Anfangsbedingungen sind dabei der Anfangswasserstand, Zulaufganglinien oder Auslaufbedingungen an Modellrändern.

Leitungsbezogene Daten

Grundsätzlich werden dieselben Daten für das Kanalnetz plus Sonderbauwerke wie beim Modell 1D – hydrologisch verwendet.

Da das Kanalnetz bei diesem Modellansatz mit der 2D Oberfläche gekoppelt ist, ergeben sich jedoch Unterschiede beim Umgang mit Überstauereignissen. Während als druckdicht definierte Schächte weiterhin nicht überstauen oder mit der Oberfläche in Verbindung treten, werden jene Schächte, die als überlaufend oder speichernd definiert wurden, hier mit der 2D Oberfläche gekoppelt. Die Speicher- beziehungsweise Ableitungsfunktion der Oberfläche wird nicht über eine Klassifizierung festgelegt, sondern kann sich entsprechend den Abflussverhältnissen dynamisch entwickeln.

Die Kopplung der 2D Oberfläche mit dem Kanalsystem erfolgt meist über die räumliche Lage. Dabei werden Elemente des Berechnungsnetzes mit den Kanalschächten verknüpft. Diese Kopplung erfolgt entweder über einzelne Elemente (zum Beispiel das Element, welches genau über dem Schachtmittelpunkt liegt) oder über eine Auswahl mehrerer Elemente (zum Beispiel alle Elemente, die im Umkreis von 1 m um den Schachtmittelpunkt liegen).

Durch diese Kopplung können nun, im Gegensatz zum Modell 1D – hydrologisch, die Prozesse des flächenhaften Wasserrückhalts im Überstaufall und die Ausbildung neuer oberflächlicher Abflusswege samt Wechselwirkung an einer nicht überlasteten Stelle des Kanalsystems abgebildet werden.

Dies gilt jedoch nicht für den Abfluss von Dachflächen, da diese weiterhin als hydrologische Einzugsgebiete behandelt werden. Dieser Abfluss wird unabhängig von der Kanalbelastung dem zugeordneten Schacht zugeführt. Ein flächiger Rückhalt auf den Dachflächen oder ein Überlaufen der Dachentwässerung wurden in dieser Arbeit nicht berücksichtigt (siehe Abbildung 27).

Neben den Schächten als Kopplungsgegenstand werden bei dem in dieser Arbeit verwendeten Modellansatz auch Straßeneinläufe berücksichtigt. Die Straßeneinläufe werden dabei entweder über eine fiktive Zuleitung mit einem zugehörigen Schacht oder Haltung verknüpft (ähnlich zur Zuordnung der hydrologischen Einzugsgebiete) oder die Anschlussleitung vom Straßeneinlauf zum Kanalsystem wird, analog zu den Haltungen, direkt im hydrodynamischen Kanalmodell eingebaut. Die Kopplung der Straßeneinläufe mit der 2D Oberfläche erfolgt über ihre Lage im Raum. Die Kopplung an sich basiert auf denselben Ansätzen wie bei den Schächten. Straßeneinläufe werden jedoch nicht als druckdicht verschlossen ausgewiesen und die Austauschkapazität ist, aufgrund der unterschiedlichen Geometrie, anders als bei Schächten.

Bei den Kopplungsansätzen können generell dynamische/offline und unidirektionale/bidirektionale Ansätze unterschieden werden (siehe 3.4.4). Um einen wechselseitigen Austausch zwischen Kanal und 2D Oberfläche synchron (während der Simulation) gewährleisten zu können wird ein dynamischer bidirektionaler Ansatz benötigt. Dieser Ansatz kann beispielsweise über die folgenden Formeln mathematisch umgesetzt werden (siehe auch 3.5).

- Auslauf aus Öffnungen
- Überfall beziehungsweise Wehrformeln
- Andere exponentiell empirische Formeln
- Festlegung von maximalen Austauschkapazitäten

Die wichtigsten geometrischen Parameter der Einlaufgegenstände (Schächte und Straßeneinläufe) sind dabei die Öffnungsfläche und die Ausführung des Einlaufs (zur Festlegung von Form- beziehungsweise Verlustbeiwerten).

Um das Kopplungsverhalten untersuchen zu können, sollen im Zuge dieser Arbeit zwei Varianten des 1D – 2D gekoppelten Modells erstellt werden. Variiert wird dabei die Aufnahmekapazität (Öffnungsfläche und maximale Austauschkapazität) der Straßeneinläufe.

- Variante 1: volle Aufnahmekapazität der Straßeneinläufe
- Variante 2: reduzierte Kapazität der Straßeneinläufe, simulierter Störfall

Hydrologische Daten

Auch bei diesem Modelltyp stellt der Niederschlag die Haupteingangsgröße für die Modellbelastung dar. Aufgrund des höheren Rechenaufwandes können mit 2D Oberflächen in der Regel keine langjährigen Regenkontinuen oder Starkregenserien simuliert werden. Bei der Niederschlagsauswahl ist man daher auf Einzelereignisse und Einzelmodellregen beschränkt.

Neben dem Niederschlag können bei diesem Modellansatz auch fluviale Belastungen der 2D Oberfläche berücksichtigt werden. In Form von Rand- und Anfangsbedingungen werden diese im Berechnungsnetz berücksichtigt. Die Belastung kann dabei zum Beispiel in Form von Zuflussganglinien oder konstanten Abflussmengen angesetzt werden.

Da der Fokus dieser Arbeit auf pluvialen Überflutungen liegt, wird auf den Ansatz fluvialer Belastungen verzichtet. Der zweite Grund für den Verzicht auf die fluviale Belastung ist die Wahrscheinlichkeit eines kombinierten Ereignisses. Während kanalinduzierte und pluviale Überflutungsereignisse meistens aus demselben Belastungsszenario herrühren (Niederschlag), sind fluviale Überflutungsereignisse nicht zwingend mit diesen verknüpft. Durch eine Überlagerung eines N-jährlichen Regenereignisses mit einem N-jährlichen Hochwasserereignis würde daher ein noch selteneres Belastungsszenario als N-jährlich simuliert werden.

Sollen jedoch Mischwasserentlastungen in einem 1D – 2D gekoppelten Modell genauer untersucht werden, empfiehlt sich eine Berücksichtigung einer gewissen fluvialen Belastung, da die unterstromseitige Beeinflussung der Entlastung einen großen Einfluss auf den Entlastungsabfluss und die Entlastungsmengen haben kann (SITZENFREI, FACH & RAUCH, 2008).

Eine weitere hydraulische Randbedingung bei diesem Modelltyp stellt die Infiltration dar, da die 2D Oberfläche auch unbefestigte Flächen enthält, die einen Teil des Niederschlages und Abflussgeschehens in den Boden versickern lassen. Das Infiltrationsvermögen des Untergrundes kann räumlich stark variieren und ist auch von der Vorgeschichte und dem Niederschlagsereignis abhängig. Eine allgemeine Empfehlung zur Wahl eines Ansatzes ist daher schwer zu treffen. Die zu wählenden Infiltrationsansätze sind daher stark projektvariabel und fachlich zu begründen. Liegen für das Projektgebiet lokal validierte Ansätze vor, empfiehlt es sich daher, diese soweit möglich auch anzuwenden. (REINSTALLER et. al., 2020)

Monitoringdaten

Messungen im Kanalnetz können analog zum Modell 1D – hydrologisch durchgeführt werden.

Auch die zu messenden Parameter im Einzugsgebiet sind bei der 2D Oberfläche sehr ähnlich zum hydrologischen Ansatz (Niederschlag, Abflussbildung und -konzentration). Der Fokus einer Messkampagne sollte hier stärker auf unbefestigten Flächen liegen, da diese komplexer und dadurch schwieriger zu parametrisieren sind. Möglicherweise können auch Messungen zur Infiltration nötig sein.

Auf Monitoring in Gewässern soll hier nicht näher eingegangen werden, da in dieser Arbeit keine fluviale Belastung berücksichtigt wird. Es sei jedoch angemerkt, dass Pegel- und Durchflussmessungen auch für die Kalibrierung und Validierung pluvialer Ereignisse nützlich sein können.

4.1.3 Bemessungsereignisse

Die grundlegende Belastung der vorgestellten Modelle stellt der Niederschlag dar. Da, wie bereits erwähnt, langjährige Regenreihen aufgrund der großen Rechenzeiten bei der Wahl der Bemessungsereignisse ausscheiden, werden in diesem Projekt Einzelmodellregen für die Bemessungsereignisse herangezogen. Die Wahl der Bemessungsereignisse hängt dabei hauptsächlich davon ab, welche Nachweise geführt beziehungsweise welche Prozesse analysiert werden sollen. Wichtige Kennzahlen sind dabei die Wiederkehrzeit und die Dauerstufe des Regenereignisses. Weiters kann der Niederschlag über dessen Regenmenge und -intensität beschrieben werden, welche beide auch in Zusammenhang mit der Wiederkehrzeit und der Dauerstufe stehen. Eine weitere Charakterisierung des Niederschlags ist dessen Verteilung im Raum.

Bei der Wahl der Dauerstufe des Niederschlagsereignisses ist jener Zustand anzustreben, bei dem sich Abflusskonstanz oder ein maximaler Abfluss an einem Punkt im System einstellt. Oft wird hierfür der Punkt mit dem längsten Fließweg festgelegt. Bei Kanalmodellen ist dies in der Regel der Zulauf zur Kläranlage. Der maximale Abfluss an diesem Punkt wird meist bei jener Dauerstufe erwartet, ab der alle angehängten Einzugsgebiete zum Abfluss beitragen. Für andere Stellen im System (zum Beispiel Endstränge) muss dies bei eben dieser Dauerstufe nicht der Fall sein.

Da die Untersuchungen dieser Arbeit im Sinne der siedlungswasserwirtschaftlichen Sichtweise und der dort geltenden Regelblätter geführt werden sollen, soll der üblicherweise für die Bemessung und Modellierung von Entwässerungssystemen verwendete Einzelmodellregen nach Euler (Typ II) verwendet werden.

Dieser Regentyp ist einem natürlichen Niederschlagsereignis mit steigenden und sinkenden Niederschlagsintensitäten nachempfunden, wobei die Niederschlagsintensität anfangs steigt, bei der 0,3-fachen Regendauer ein Maximum erreicht und danach wieder sinkt. Ein weiteres wichtiges Merkmal dieses Regens ist, dass durch dessen Konstruktionsregeln auch alle Intensitäten geringerer Dauerstufen enthalten sind. Mehrere Berechnungen mit unterschiedlichen Dauerstufen nach Euler bringen daher in der Regel keine Vorteile mit sich (ÖWAV, 2009). Das ÖWAV Regelblatt 11 empfiehlt, die Dauerstufe mit der doppelten Fließzeit im Kanal zu wählen, wobei eine Mindestdauer von einer Stunde nicht unterschritten werden soll (ÖWAV, 2009).

In verschiedenen Regelblättern wird darauf hingewiesen, dass durch die Verwendung von Eulerregen die Systembelastung eher überschätzt wird (REINSTALLER et. al., 2020). Da in dieser Arbeit jedoch primär modellübergreifende Vergleiche behandelt werden und weniger die absolut korrekte Ermittlung des Überstau- und Überflutungsverhaltens, werden Eulerregen Typ II dennoch verwendet.

Auf eine räumliche Verteilung der Niederschlagsereignisse wird aufgrund der Komplexität verzichtet.

Für die Untersuchungen sollen drei Bemessungsereignisse mit den Wiederkehrzeiten T3, T5 und T30 verwendet werden. Bei der Auswertung der Ergebnisse wird in weiterer

Folge davon ausgegangen, dass Niederschlagsereignisse der Wiederkehrzeit X auch Abflussspitzen und Überstauhäufigkeiten der Wiederkehrzeit X auslösen (siehe 3.4.1).

Die Wiederkehrzeiten T3 und T5 wurden auf Grundlage des ÖWAV Regelblattes 11 gewählt, da in diesem Überstauhäufigkeiten von 3 Jahren für Wohngebiete und 5 Jahren für Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete für den hydrodynamischen Nachweis festgelegt sind (siehe 3.3.1).

Das Bemessungsereignis T30 wurde gewählt, da diese Wiederkehrzeit als Grenze für den Haftungsbereich des Kanalbetreibers gesehen werden kann (siehe 3.2.3).

4.1.4 Gegenüberstellung der Modellansätze

In Tabelle 7 findet sich eine Gegenüberstellung und Übersicht der in dieser Arbeit verwendeten Modelle. Aufgrund der Untersuchung hinsichtlich unterschiedlicher Einlaufkapazitäten bei Straßeneinläufen werden für das Modell 1D – 2D gekoppelt zwei Varianten benötigt.

Die größten Unterschiede zwischen den Modellen finden sich hinsichtlich der Berücksichtigung der Einzugsgebiete. Während beim Modell 1D – hydrologisch nur undurchlässige Flächen in Form hydrologischer Einzugsgebiete enthalten sind, werden beim Modell 1D – 2D gekoppelt auch durchlässige Flächen berücksichtigt. Das im erstgenannten Modell keine durchlässigen Flächen berücksichtigt werden, beruht unter anderem auf der Datengrundlage der Vorgängerprojekte.

Auch bei den Monitoringdaten ist die Datengrundlage aus den Vorgängerprojekten dünn gesät (siehe Ausweisung als „*nicht enthalten, aber möglich*“ in Tabelle 7). Zusätzliche Messkampagnen konnten im Zuge dieser Arbeit aufgrund der begrenzten Mittel nicht durchgeführt werden. Kalibrierung und Validierung wurden soweit möglich anhand der Vorgängerprojekte durchgeführt.

Nichtsdestotrotz sollten sich aus den Modellergebnissen aussagekräftige Schlüsse ziehen lassen, da die Kernaussagen dieser Arbeit primär auf den Vergleichen der nun vorgestellten Modellansätze beruhen.

Tabelle 7 Gegenüberstellung der Modellansätze

Modellaufbau	1D – hydrologisch	1D – 2D gekoppelt
<p>Einzugsgebietsbezogene Daten</p> <ul style="list-style-type: none"> • Trockenwetterabfluss • hydrologische EZG + Zuordnung <ul style="list-style-type: none"> ○ Dächer ○ Straßen ○ befestigte private Flächen • 2D Oberfläche (inkl. Topografie, Bruchkanten, Abflusshindernisse usw.) 	<p>X</p> <p>X</p> <p>x</p> <p>x</p> <p>x</p> <p>-</p>	<p>X</p> <p>X</p> <p>x</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>X</p>
<p>Leitungsbezogene Daten</p> <ul style="list-style-type: none"> • Kanalnetz • Sonderbauwerke • Überstau an Schächten <ul style="list-style-type: none"> ○ überlaufend ○ speichernd ○ druckdicht ○ gekoppelt mit 2D Oberfläche • Straßeneinläufe (volle & reduzierte Kapazität) <ul style="list-style-type: none"> ○ gekoppelt mit 2D Oberfläche 	<p>X</p> <p>X</p> <p>X</p> <p>x</p> <p>x</p> <p>x</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>-</p>	<p>X</p> <p>X</p> <p>X</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>x</p> <p>x</p> <p>X</p> <p>x</p>
<p>Hydrologische Daten</p> <ul style="list-style-type: none"> • Niederschlag • fluviale Belastung • Infiltration 	<p>X</p> <p>-</p> <p>-</p>	<p>X</p> <p>○</p> <p>X</p>
<p>Monitoring Daten</p> <ul style="list-style-type: none"> • Trockenwetterabfluss • Niederschlag • Kanalmonitoring • Abflussbildung und -konzentration <ul style="list-style-type: none"> ○ befestigte Flächen ○ unbefestigte Flächen • Infiltration • Gewässer 	<p>X</p> <p>(X)</p> <p>(X)</p> <p>○</p> <p>○</p> <p>-</p> <p>-</p> <p>-</p>	<p>X</p> <p>(X)</p> <p>(X)</p> <p>○</p> <p>○</p> <p>○</p> <p>○</p> <p>○</p>
Bemessungsereignis	Euler Typ II T3, T5 und T30	

X enthalten **(X)** teilweise enthalten - nicht enthalten **○** nicht enthalten, aber möglich

4.2 Projektgebiet

Das Projektgebiet liegt im Bundesland Oberösterreich und umfasst das Gemeindegebiet der Stadtgemeinde Altheim und dem damit verbundenen Einzugsgebiet (EZG) über die politischen Grenzen hinaus (siehe Abbildung 33). Das somit behandelte hydrologische EZG mit einer ungefähren Größe von 6300 ha ist in Abbildung 34 dargestellt.



Abbildung 33 Übersichtskarte Projektgebiet, Quelle: <http://doris.ooe.gv.at/>



Abbildung 34 Projektgebiet, hydrologisches Einzugsgebiet Altheim, Kartenmaterial: OpenStreetMap (eigene Darstellung)

Die Höhenlagen im EZG reichen von rund 530 müA (Gaugshamerwald im Süden) bis 330 müA (nördlicher Bereich Vorfluter). Die an die Siedlungsgebiete angrenzenden Hanglagen weisen ein Oberflächengefälle im Bereich von 8 Prozent auf. Stellenweise werden Gefälle von rund 60 Prozent erreicht.

Im Einzugsgebiet herrschen die geologischen Einheiten Niederterrasse sowie Hochterrasse vor. In den höheren Lagen lassen sich auch ältere Deckenschotter sowie Braunau- und Vöckla-Formation finden (siehe Abbildung 35).

Vor allem in den Bereichen der Hochterrassen findet sich unter dem Humushorizont und einer Lehmschicht erst in größeren Tiefen eine versickerungsfähige Kiesschicht. In den Bereichen der Niederterrassen und in der Nähe der Vorfluter liegt der Grundwasserabstand zum Teil nur knapp unter der Geländeoberkante.

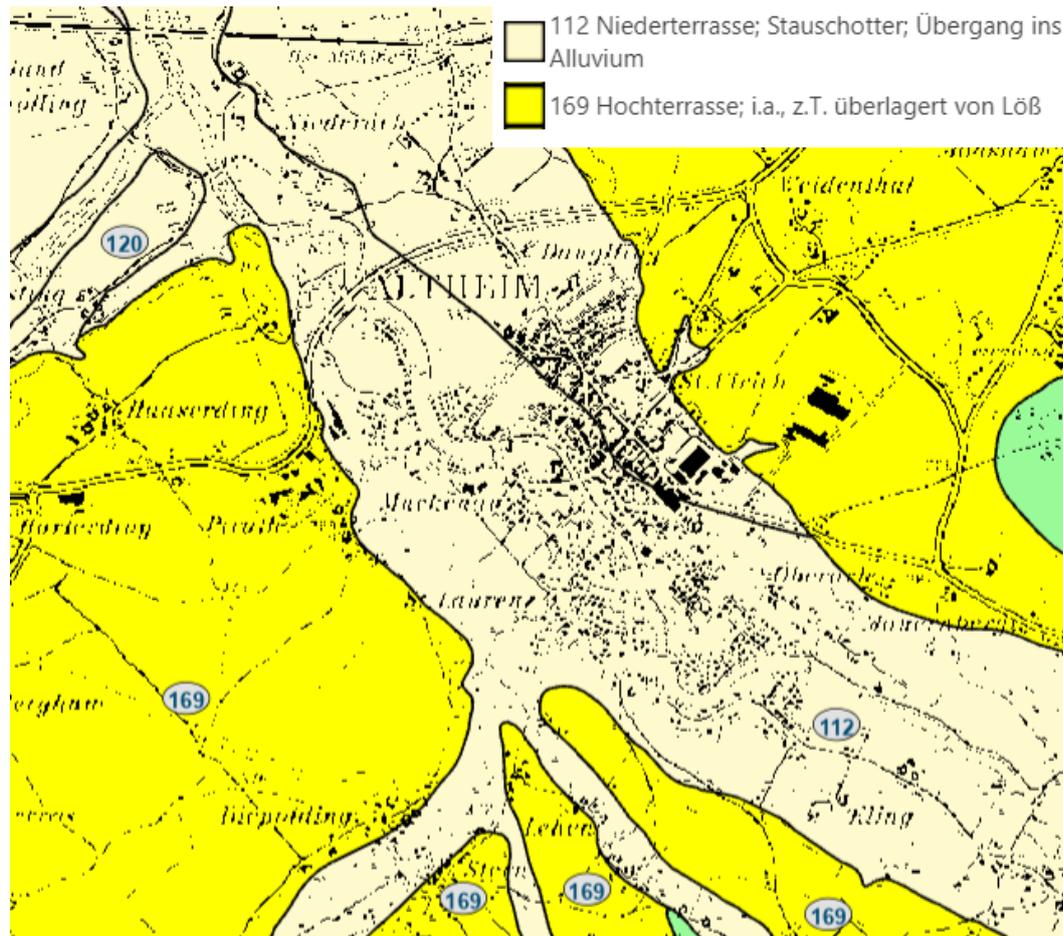


Abbildung 35 vorherrschende geohydrologische Situation im Projektgebiet, Quelle: <http://doris.ooe.gv.at/>

Die Bebauungsstruktur und daraus folgende Versiegelungsgrad im EZG können als heterogen eingestuft werden. An dicht bebaute Gebiete im städtischen Kern grenzen offene Siedlungsstrukturen bis hin zu unbebauten Gebieten mit land- oder forstwirtschaftlicher Nutzung.

Durch seine spezielle Lage besteht für das Siedlungsgebiet ein Überflutungsrisiko aus drei verschiedenen Teilsystemen (Kanal, Fluvial und Pluvial) und deren Interaktionen. Eine genaue Trennung der Überflutungsvorgänge ist aufgrund der starken Wechselwirkungen vor allem im Bereich Pluvial und Kanal nur teilweise möglich.

4.2.1 Gewässer

Hauptgewässer im Projektgebiet ist die Ache mit den Zubringern Mettmach, St.Veiterbach, Altbach, Roßbach und Mühlbach. Im Projektgebiet selbst entspringt weiters der Amaisbach, der in den Mühlbach mündet. Der Mühlbach wird beim Stieglmüllerwehr zum Teil in die Ache geleitet. Der andere Teil durchfließt den Stadtkern und mündet danach auch in die Ache. Ein Zubringer des Mühlheimerbachs (liegt außerhalb des Projektgebiets) findet sich im äußersten Norden des Projektgebiets (siehe Abbildung 36).

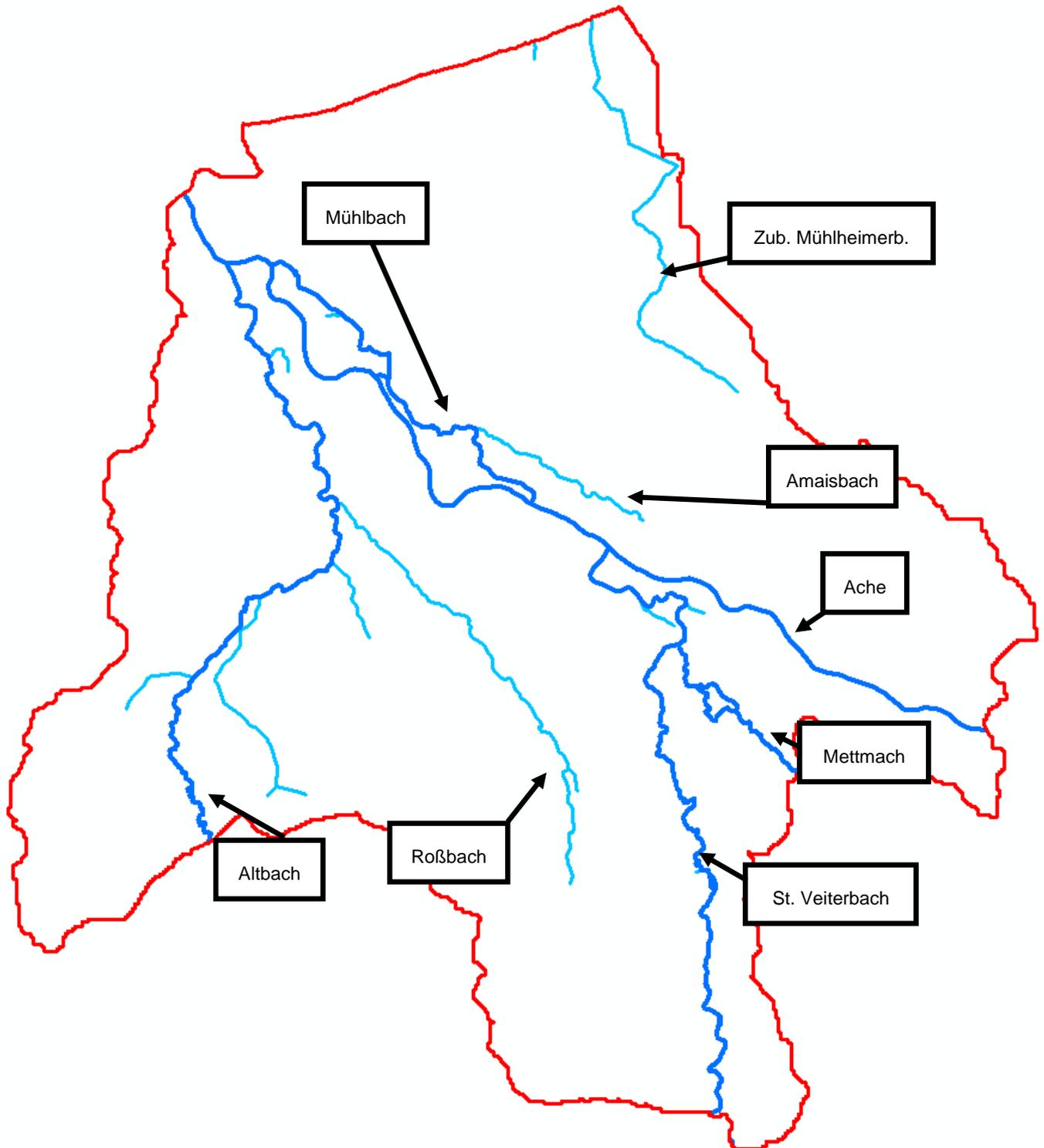


Abbildung 36 Gewässernetz im Projektgebiet (eigene Darstellung)

4.2.2 Kanalanlagen

Die Abwasserbehandlung der Stadtgemeinde Altheim erfolgt über die Kanalanlagen und die Kläranlage des Reinhalteverbands (RHV) Altheim und Umgebung. Folgende Gemeinden leiten in die Kläranlage des RHV Altheim und Umgebung ein:

- Bezirk Braunau: Altheim, Moosbach, Weng im Innkreis, Polling (nur Ortsteil Aigelsberg)
- Bezirk Ried: Geinberg

Die Einleitungen der Gemeinde Moosbach, Weng im Innkreis und Geinberg werden über zwei Druckleitungen direkt zur Abwasserreinigungsanlage (ARA) geführt und sind nicht Gegenstand dieses Projektes (Schmutzwasser und keine Interaktion mit fluvialen oder pluvialen Abflüssen). Der Ortsteil Aigelsberg und ein Teilgebiet Weng sind mit Schmutzwasser an das Ortsnetz der Stadtgemeinde Altheim an die Kläranlage des RHV Altheim und Umgebung angeschlossen. Das Gemeindegebiet der Stadt Altheim selbst entwässert im Mischsystem.

Die ARA wurde im Jahr 1976 erstmals in Betrieb genommen und 1991 an den Stand der Technik aus-/umgebaut. Heute (Stand 2019) weist die ARA eine Ausbaugröße von 16900 EW₆₀ auf.

Die Mischwasserentlastungen der Gemeinde Altheim werfen in die Mühlheimer Ache beziehungsweise in den Alheimer Altbach (nur Regenbecken ARA) ab. Eine Übersicht über das Kanalnetz findet sich in Abbildung 37.

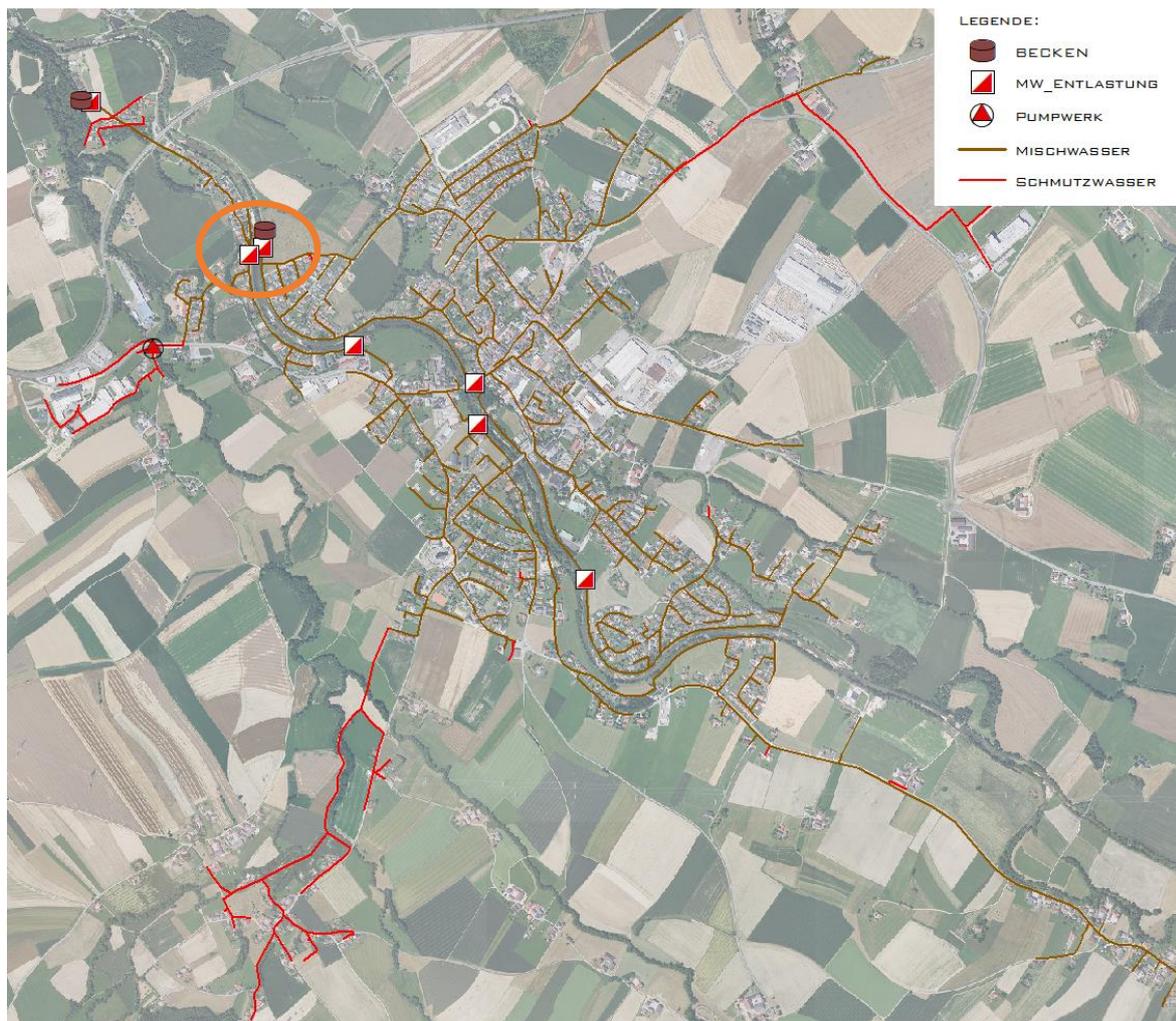


Abbildung 37 Übersicht Kanalnetz Altheim (eigene Darstellung)

In Tabelle 8 findet sich ein Überblick über das im Projektgebiet liegende Misch- und Schmutzwasserkanalnetz.

Tabelle 8 Kennzahlen MW & SW-Kanalnetz Altheim

Profiltyp	Länge [km]
Kreisprofil	33,87
Standard-Eiprofil (3:2)	10,52
Sonderprofil	3,07
Summe	47,46

Die Mischwasserkanalisation wird dabei über 7 Regenentlastungen und 2 Regenüberlaufbecken entlastet. Im Bereich der Mischwasserentlastungen und Regenbecken RUE3 wird das weitergeleitete Abwasser über eine Wirbeldrossel und ein Dükerbauwerk unter der Ache hindurchgeführt (siehe orange Markierung in Abbildung 37).

Der Zufluss zur Kläranlage wird durch einen dahinter liegenden Rechen auf 140 l/s gedrosselt.

Im Osten des Projektgebietes liegt die Ortschaft Polling, die über die Kanalanlagen und Kläranlage des RHV Polling im Innkreis entwässert. Da im gegenständlichen Projekt nur die Kanalanlagen der Stadtgemeinde Altheim beziehungsweise RHV Altheim und Umgebung untersucht werden sollen, ist das Kanalnetz des RHV Polling und Umgebung nicht im Projekt enthalten.

4.3 Vorhandene Projektunterlagen

4.3.1 Genereller Entwässerungsplan

Im Jahr 2019 wurde für den RHV Altheim und Umgebung und die Stadtgemeinde Altheim durch das Ingenieurbüro IBZ GmbH ein genereller Entwässerungsplan (GEP) erstellt. Um im Rahmen eines Sanierungskonzeptes die optimale Sanierungsstrategie auswählen zu können, wurde hierfür die hydraulische Leistungsfähigkeit des Kanalnetzes nach ÖWAV-Regelblatt 11 nachgewiesen. Weiters wurde die Mischwasserbehandlung (Regenentlastungen) nach ÖWAV-Regelblatt 19 überrechnet.

Hierfür wurde ein hydrodynamisches Modell der Kanalanlage und der Einleiter im Softwarepaket MIKE URBAN (DHI) erstellt. Berücksichtigt im Modell wurden unter anderem:

- Kanalnetz (Haltungen und Schächte), hydrodynamisch
- Sonderbauwerke (Regenüberläufe, Regenrückhaltebecken, Pumpen, Düker)
- Befestigte abflusswirksame Oberflächen (Dachflächen, befestigte private Flächen und öffentliche Verkehrsflächen), hydrologisch
- Trockenwetterabfluss (Häusliches und gewerbliches Schmutzwasser, Fremdwasser)

Da das Kanalnetz auch in Zukunft dem Stand der Technik entsprechen soll, wurden außerdem Konzepte und Modelle für mögliche Siedlungserweiterungen erarbeitet, die in Zukunft als fundierte Entscheidungsbasis dienen sollen.

Da Hangwässer im Gemeindegebiet ein bekanntes Problem darstellen, wurde auch die Untersuchung von Ursache und Wirkung in Bezug auf hangwasserbezogene Überflutungen als Ziel definiert. Mithilfe einer Fließpfadanalyse wurden im Projekt bevorzugte Fließwege und Einzugsgebiete abgegrenzt. Diese wurden nach Gesprächen mit Mitarbeitern der Gemeinde, dem Kanalnetzbetreiber und Anrainern dazu genutzt hangwassergefährdete Gebiete auszuweisen. Da unbefestigte Oberflächen jedoch im Modell selbst nicht berücksichtigt wurden, konnten keine Wechselwirkungen des Hangwasser mit dem Kanalnetz simuliert werden.

4.3.2 Hillslope Altheim

Über das Interreg Projekt Hillslope werden grenzübergreifend für mehrere Gemeinden Handlungskonzepte und Maßnahmenplanungen für das Management von Hangwasserabflüssen erarbeitet. Gegenstand des Projektteils in Altheim ist eine 2D-Modellierung pluvialer Hochwässer sowie die Erstellung von Maßnahmenkonzepten im Gemeindegebiet von Altheim. Dabei sollen neben pluvialen Überflutungen auch Einflüsse durch fluviale Hochwasser und das Kanalnetz berücksichtigt werden.

Bei der Wahl der Bemessungsereignisse wurde darauf Rücksicht genommen, dass im Projektgebiet die direkte Überlagerung von fluvialem Hochwasser mit einem pluvialen Starkregenereignis sehr selten und unwahrscheinlich ist.

Flussschläuche und Vorland wurden, sofern vorhanden, aus bestehenden Modellnetzen der Gefahrenzonenplanung entnommen und zusammengeführt. Fehlende Flussschläuche und das Vorlandnetz für das Hangwassereinzugsgebiet wurden im Zuge der Projektbearbeitung erstellt. Weiters im pluvialen und fluvialen Modell enthalten sind abflussrelevante Strukturen wie Bruchkanten im Vorland, Brücken, Wehre und Durchlässe. Eine mögliche Versickerung in den Untergrund wurde auch berücksichtigt.

Für Überlagerungsszenarien mit dem Kanalnetz wurden die Daten und das Modell aus dem generellen Entwässerungsplan übernommen und an die projektspezifischen Anforderungen angepasst. Die Überlagerungsszenarien (Pluvial + Fluvial + Kanal) wurden in weiter Folge mit Szenarien ohne Berücksichtigung des Kanalnetzes (Pluvial + Fluvial) verglichen. Ergänzend wurden im Projekt außerdem die Auswirkung unterschiedlicher Methoden der Bruchkantenerhebung auf die Abflussberechnung analysiert.

Umgesetzt wurden die Modellrechnungen über die Software Hydro_AS-2D (Hydrotec) sowie im Softwarepaket MIKE+ (DHI).

Durch die Kombination des Kanalmodells aus dem generellen Entwässerungsplan und der 2D Oberfläche des pluvial/fluvialen Modells konnten in diesem Projekt Wechselwirkungen pluvialer und kanalinduzierter Überflutungen simuliert werden. Da das Hauptaugenmerk im Projekt auf der Untersuchung pluvialer Überflutungen lag und die Bemessungsereignisse auch dementsprechend gewählt wurden (T10 bis T300, siehe auch 3.4.3), lassen sich daraus nur begrenzt Schlüsse auf den Einfluss der Integration von Hangwassermodellen auf den hydraulischen Nachweis in der Siedlungsentwässerung ziehen.

4.4 Modellaufbau

Der generelle Entwässerungsplan und das Hillslope Projekt Altheim stellen die Hauptdatengrundlage für die unter 4.1 vorgestellten Modelle dar. Neben den grundlegenden Modelldaten wie Berechnungsnetz oder Kanalsystem wurden, soweit möglich, auch Ansätze, Kalibrierung und Validierung aus den Vorgängerprojekten übernommen.

Die erstellten Modelle umfassen auf der 2D Oberfläche das Gemeindegebiet der Stadtgemeinde Altheim und dem damit verbundenen EZG. Das Kanalnetz und die damit verbundenen hydrologischen EZG umfassen die Kanalanlagen der Stadtgemeinde Altheim beziehungsweise des RHV Altheim und Umgebung. Die Modelle sind daher nicht nur in Bezug auf den Detaillierungsgrad, sondern auch hinsichtlich der räumlichen Ausdehnung sehr umfangreich. Aufgrund dieser gesamtheitlichen Abbildung können in weiterer Folge auch ausgedehntere Wechselwirkungen und Auswirkungen auf das gesamte Kanalnetz analysiert werden.

Im folgenden Kapitel soll der projektspezifische Modellaufbau genauer beschrieben werden. Bei Verwendung von Daten aus anderen Projekten wird dabei auf die Datengrundlage hingewiesen.

4.4.1 Auswahl geeigneter Software

Bevor mit dem Modellaufbau begonnen werden kann, muss eine Softwarelösung gefunden werden, die einerseits die projektspezifische Fragestellung beantworten und andererseits auch mit den vorliegenden Grundlagendaten bespielt werden kann. Gewählt wurde schließlich das Softwarepaket Mike+ (Version 2021) der Firma DHI. Die folgenden Punkte sprachen für die Wahl dieses Softwarepaketes:

- Das Kanalmodell des GEP wurden im Softwarepaket MIKE URBAN (DHI) erstellt. Als Vorgänger, hinsichtlich der Kanalmodellierung, von Mike+ ist eine Konvertierung in die neuere Variante einfach möglich.
- Mike+ bietet einen umfassenden Modellaufbau. 2D Oberfläche, Kanalnetz und Kopplung können über dieselbe Programmoberfläche bearbeitet werden.
- Das gekoppelte Modell aus dem Hillslope Projekt wurde auch in Mike+ erstellt, daher ist keine Konvertierung der Daten oder Modelle nötig. Das Hillslope Projekt konnte außerdem als Pilotprojekt für die neue Software (Mike+ 2021 & Cloudanwendung Mike Mesh Builder) genutzt werden, um deren Anwendung in einem praxisorientierten Projekt zu testen. Aus den dort gewonnenen Erkenntnissen kann auch diese Arbeit profitieren.
- Das Softwarepaket MIKE FLOOD (Vorgänger und Grundlage von Mike+) wurde im Zuge eines Benchmarking Projektes für die Modellierung von Sturzfluten auf dessen Anwendbarkeit und Qualität getestet und mit anderen Softwarepaketen verglichen. Von den 26 untersuchten Softwarepaketen wird MIKE FLOOD dabei unter den Top 10 eingestuft. (COMPASS PTS JV, 2019)

Die folgenden Ausführungen zum Modellaufbau sollen möglichst softwareunabhängig beschrieben werden und dabei helfen die Ergebnisse dieser Arbeit bei Bedarf reproduzieren zu können. Die gewählten Vorgehensweisen orientieren sich jedoch an den softwaretechnischen Eigenheiten und Vorteilen von Mike+, weshalb eine rein objektive Betrachtung nicht immer gegeben ist.

4.4.2 Modell 1D – hydrologisch

4.4.2.1 Einzugsgebietsbezogene Daten

Sowohl der Trockenwetterabfluss als auch die hydrologischen Einzugsgebiete und deren Zuordnung zum Kanalnetz wurden aus dem GEP entnommen.

Beim Trockenwetterabfluss wurde zwischen drei Komponenten unterschieden. Dem häuslichen Schmutzwasser, gewerblichen Schmutzwasser und Fremdwasser, welche räumlich verteilt im Kanalnetz anfallen.

Da Fremdwasser, nach Angaben des Geschäftsführers des Reinhaltverbandes, durch die erfolgreiche Innensanierung im Kanalsystem der Stadtgemeinde Altheim zum Projektzeitpunkt keine bedeutende Rolle spielte, wurde Fremdwasser beim Trockenwetterabfluss nicht explizit berücksichtigt.

Der mittlere Trockenwetterabfluss des häuslichen Schmutzwassers wurde aus Wasserverbrauchsdaten für den Zeitraum Sommer 2017 bis 2018 ermittelt und anhand der Verbrauchsadressen räumlich verteilt.

Gewerbliche Einleitungen wurden anhand von Indirekteinleiteruntersuchungen und Indirekteinleiterbescheiden genauer betrachtet. Hier wurden mittlere gemessene Einleitungsmengen beziehungsweise, falls nicht genauer vorhanden, der zugelassene Konsens angesetzt.

Der mittlere Trockenwetterzufluss zur Kläranlage beläuft sich auf 11,31 l/s (nach Kalibrierung) und wurde über räumlich verteilte Punktlasten dem Kanalnetz zugeordnet. Um bei den Rechenläufen Abflusskonstanz des Trockenwetterabflusses gewährleisten zu können, wurde eine „Hotstart“ Funktion verwendet, die das Kanalsystem bereits bei Simulationsbeginn mit den konstanten Trockenwetterabflüssen befüllt.

Auf Ebene der Einzugsgebiete wurde zwischen den abflusswirksamen Flächen von Dächern, Straßen und befestigten privaten Flächen unterschieden. Die abflusswirksamen Flächen beinhalten alle befestigten Flächen, die in das Kanalnetz entwässern. Diese drei Flächentypen wurden in weiterer Folge zu hydrologischen Einzugsgebieten aggregiert, wobei Flächen die eine klare gemeinsame Entwässerung aufweisen demselben EZG zugeordnet wurden. Die Abgrenzung der EZG erfolgte dabei meist über Grundstücke. Für jedes dieser EZG wurde in weiterer Folge eine Zuordnung zu einem Schacht, in den es entwässert, erstellt.

Befestigte private Flächen und Straßen wurden auf Grundlage von Orthofotos und der digitalen Katastralmappe erfasst. Die Abflusswirksamkeit dieser Flächen wurde dann anhand von Erfahrungswerten und in enger Abstimmung mit der Stadtgemeinde Altheim ermittelt.

Von Seiten der Stadtgemeinde wurde außerdem eine Liste zum Anschluss der Dachflächen (am Kanal ja/nein und Flächenangaben) zur Verfügung gestellt. Eine Digitalisierung und Ermittlung der Abflusswirksamkeit für die Dachflächen war daher nicht notwendig.

Die Zuordnung der EZG zum Kanalnetz erfolgte im ersten Schritt über eine automatische Zuweisung zum nächstgelegenen Kanalschacht. Diese Zuordnung wurde dann anhand von Orthofotos auf Plausibilität geprüft und abschließend in Abstimmung mit der Stadtgemeinde nachbearbeitet.

Der Oberflächenabfluss dieser EZG wurde in der Software über das hydrologische Modell der kinematischen Welle (Modell B) simuliert. Die folgenden Parameter wurden dafür benötigt und gewählt:

- Abflusswirksame Oberfläche: Beim Model B wird zwischen steilen und flachen Flächen unterschieden. Der Anteil der Dachflächen wurde dabei als steile Flächen und die befestigten privaten Flächen und Straßen als flache Flächen definiert.
- Benetzungs- und Muldenverluste: wurden pauschal mit 1,0 mm angesetzt (Empfehlung DHI). In DATMOD werden Werte zwischen 0,5 und 2,0 mm für Benetzungs- und Muldenverluste bei undurchlässig befestigten Flächen empfohlen (MUSCHALLA et. al., 2015).
- Versickerung nach Horton: Da nur befestigte Flächen im Modell angesetzt wurden, wurde keine Versickerung berücksichtigt.
- Gebietsgefälle: Je nach dem Verhältnis zwischen steilen und flachen Flächen wurden zwei Gefälle unterschieden. Bei Einzugsgebieten in denen steile Flächen überwiegen, wurde ein Gefälle von 100 Promille gewählt. Bei EZG mit eher flachen Flächen wurden 10 Promille gewählt. (Empfehlung DHI)
- Fließlänge: Wurde als die Wurzel der Einzugsgebietsfläche berechnet (vereinfachte Annahme als Seitenlänge eines quadratischen EZG).
- Manning Rauigkeit: Für steile Flächen wurden eine Rauigkeit von $80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angesetzt. Für flache Flächen $70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$. (Standardeinstellung DHI)

In Abbildung 38 ist die Unterteilung der hydrologischen EZG, Zuordnungen und der abflusswirksamen Flächen beispielhaft dargestellt. Wobei die hydrologischen EZG im Bereich der Straßen aufgrund der direkten Überlagerung mit den abflusswirksamen Flächen der Straßen nicht sichtbar sind. Auch die Zuordnung dieser hyd. EZG ist aufgrund der Nähe zum Kanal meist nur begrenzt sichtbar.

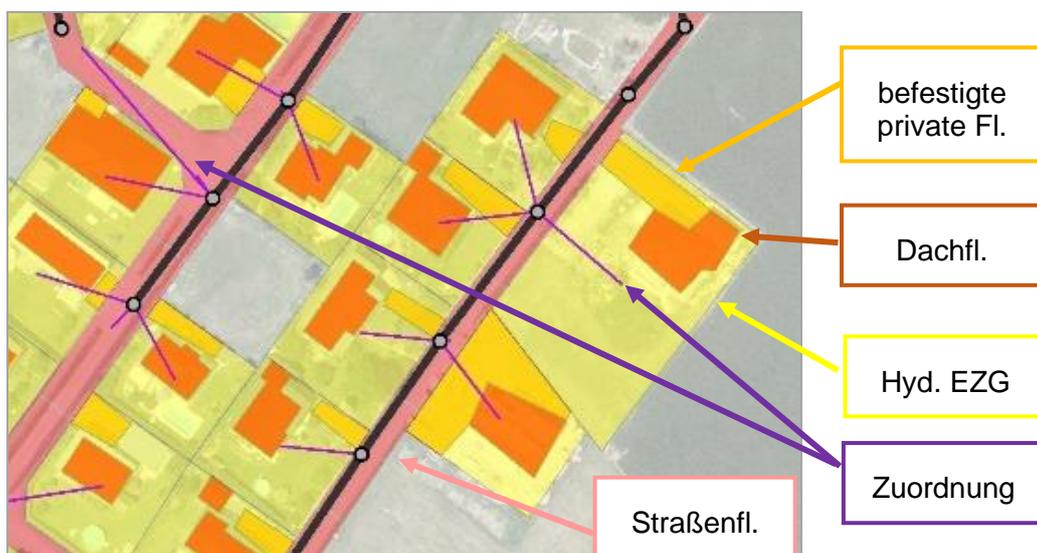


Abbildung 38 Beispiel zu hyd. Einzugsgebiete und abflusswirksame Flächen (eigene Darstellung)

4.4.2.2 Leitungsbezogene Daten

Auch Kanalnetz und Sonderbauwerke wurden aus dem GEP übernommen.

Die Stammdaten des Kanalnetzes stammen dabei aus dem Leitungsinformationssystem der Stadtgemeinde. Dies beinhaltet Schmutz- und Mischwasserkanäle. Regenwasserkanäle sind nicht enthalten.

Rauigkeitsverluste von Kreisprofilen wurden über die Ansätze nach Colebrook-White mit einer betrieblichen Rauigkeit k_b von 1,5 mm berechnet. Eiprofile und andere

Sonderprofile wurden nach Manning-Strickler mit einer betrieblichen Rauigkeit von $85 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ gelöst. Diese betrieblichen Rauigkeiten beinhalten bereits kleinere örtliche Verluste. Größere Verluste, wie zum Beispiel bei Regenüberläufen, wurden über Auslaufverluste an den Schächten nach Engelund mit einem Formbeiwert von 0,25 berücksichtigt.

Um numerische Stabilität gewährleisten zu können, müssen die Simulationszeitschritte ausreichend klein und/oder die Haltungslänge nicht zu kurz sein. Die Haltungslänge wurde auf ein Minimum von 2 m begrenzt. Kürzere Haltungen werden im Zuge der Simulation automatisch auf 2 m verlängert.

Bei der Behandlung des Überstaus bei den Schächten wurden zwischen speichernd, überlaufend und druckdicht unterschieden. Druckdichte Schächte wurden gemäß ihrer Ausweisung im Leitungsinformationssystem gefunden. Bei diesen kann es zu keinem Überstau kommen, im System baut sich aber durchaus ein Druckabfluss auf. Überlaufende Schächte wurden anhand von Ortsbefahrungen und Informationen des Kanalbetreibers als solche ausgewiesen. Bei überlaufenden Schächten wird Wasser, das durch Überstau an die Oberfläche tritt, dem System komplett entzogen. Alle anderen Schächte wurden als speichernd ausgewiesen. Dabei wird ein fiktives Speicherbecken mit 100-facher Querschnittsfläche des Schachtes auf diesen aufgesetzt und das Wasser bei sinkender Belastung wieder dem System zugeführt. Eine Übersicht über die Ausweisung der Schächte findet sich in Tabelle 9.

Tabelle 9 Übersicht Überstaubehandlung bei Schächten

Kategorie	Anzahl	Proz. Anteil
Speichernd	1424	88,23 %
Überlaufend	41	2,54 %
Druckdicht	149	9,23 %
Gesamt	1614	100,00 %

Für den Einbau der Sonderbauwerke wurden Bauwerkspläne des Reinhaltverbandes verwendet. Unklarheiten wurden dabei mit dem Ortsplaner oder Fachleuten vor Ort sowie durch Besichtigungen abgeklärt.

Für den Einbau der 7 Regentlastungen wurden die folgenden Bauwerkskenndaten verwendet:

- Bauweise des Wehrs
- Wehrhöhe und -länge
- Abmessungen Zulauf, Ablauf und Entlastung
- Einleitung und gegebenenfalls Beeinflussung durch Wasserstand im Vorfluter

Die zwei Regenüberlaufbecken werden ab dem Anspringen der davor liegenden Regentlastungen befüllt und entlasten nach Befüllung in den Vorfluter. Die Becken werden außerdem durch Pumpen entleert, welche das gesammelte Wasser nach dem Niederschlagsereignis wieder in das Kanalsystem zurückpumpen. Für den Einbau der Becken waren die folgenden Kennwerte relevant:

- Beckenvolumen
- Höhe und Ausführung Becken- und Klärüberlauf
- Abmessungen der Zu- und Ableitungen

- Förderleistung der Pumpe
- Betriebsinformationen zur Pumpe (zum Beispiel Schaltpunkte müA.)

Im Kanalnetz befinden sich zwei gedrosselte Stellen. Der Zulauf zur Kläranlage wird über einen Rechen auf 140 l/s gedrosselt. Der Zulauf zum Dükerbauwerk unter der Ache (siehe orange Markierung in Abbildung 37) wird durch eine davor liegende Wirbeldrossel auf 100 l/s gedrosselt. Die Dükerleitung wurde im Modell als normale Haltung abgebildet, da der Durchfluss ohnehin durch die davor liegende Wirbeldrossel bestimmt wird und mögliche Betriebsspülungen oder dergleichen keinen nennenswerten Einfluss auf das System haben.

Über ein Pumpwerk wird das Schmutzwasser einiger Wohnhäuser und Betriebe im Ortsteil Pirath angehoben und in den Mischwasserkanal eingeleitet. Das Pumpwerk wurde über Angaben zu den Schaltpunkten, zur Druckleitung und der maximalen Förderleistung im Modell eingebaut.

Um einen Überblick über die Mengenverteilungen der Entlastungsvolumina zu erhalten sind in Abbildung 39 die Jahresmittel der Entlastungsvolumina der Regenentlastungen, Becken- beziehungsweise Klärüberläufe sowie das überlaufende Wasser aus den Schächten im Bestandsnetz des GEP dargestellt. Es zeigt sich, dass rund 60 % beim Regenüberlaufbecken 3 (RRB 3) entlastet werden. Zweitgrößter Einleiter ist das Regenüberlaufbecken vor der Kläranlage (RRB ARA) mit rund 21 %.

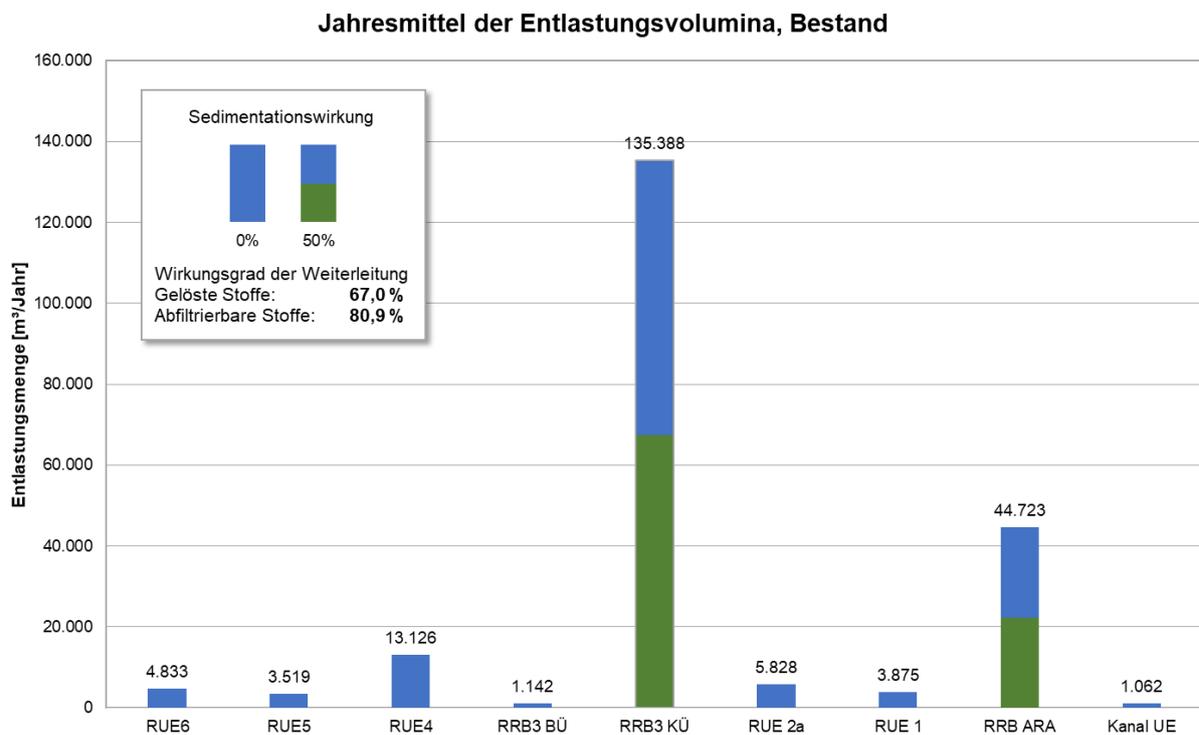


Abbildung 39 Jahresmittel der Entlastungsvolumina, Bestand (MÜHLBACHER & ZECHMEISTER, 2019)

4.4.2.3 Hydrologische Daten

Als Hauptbelastung des Kanalsystems wird der Niederschlag auf die hydrologischen EZG aufgetragen. Der abflusswirksame Niederschlag wird in weiterer Folge bei den Berechnungen der Abflussbildung der hydrologischen EZG direkt im Modell ermittelt. Der Niederschlag wird dem Modell als Zeitserie der mittleren Niederschlagsintensitäten über festgelegte Zeitintervalle (zum Beispiel 10 mm/h für 5 min) übergeben. Die angesetzten Bemessungsereignisse finden sich unter 4.4.4.

4.4.2.4 Monitoringdaten

Da der Modellaufbau des Modells 1D – hydrologisch zum Großteil aus dem GEP übernommen wurde, kann davon ausgegangen werden, dass die im GEP durchgeführten Plausibilitätstest, die Validierung und Kalibrierung auch für dieses Modell ihre Gültigkeit behalten.

Im Zuge des GEP wurde keine verpflichtende Messkampagne vorgesehen. Tests wurden vorerst mit vorliegenden Daten durchgeführt und die Ergebnisse als Entscheidungsgrundlage für weiterführende Messungen herangezogen. Die folgenden Punkte wurden untersucht:

- Im Zuge eines ersten Plausibilitätschecks wurden bekannte Überstaubereiche mit den Modellergebnissen verglichen. Diese wiesen eine gute Übereinstimmung auf.
- Die Eingangsgrößen und Parametereinstellungen im Modell wurden auf Sensibilität geprüft. Untersucht wurden Niederschlagsdauer und -intensität, Wehrbeiwerte, Leitungsräumigkeiten und lokale Verluste.
- Der Trockenwetterabfluss wurde mithilfe der Zulaufdaten zur Kläranlage validiert und kalibriert. Im Zuge der Kalibrierung wurden alle räumlich verteilt anfallenden Trockenwetterabflüsse um den Faktor 1,3 erhöht.
- Die Zulaufmengen zur Kläranlage wurden über einige ausgewählte Einzelereignisse im Sommer 2018 mit Modellregen verglichen. Auch hier konnte eine gute Übereinstimmung erzielt werden.
- Die Anspruchshäufigkeiten und Überlaufmengen des Regenüberlaufbeckens vor der Kläranlage wurden mit den Ergebnissen einer Langzeitregenserie abgeglichen. Für diesen Vergleich konnte keine erfolgreiche Validierung durchgeführt werden. Möglicher Grund dafür könnte unter anderem sein, dass die aufgezeichneten Daten, nach Aussagen des Betriebspersonals, nicht verlässlich sind.
- Die abflusswirksamen Flächen, die an das Pumpwerk für den Ortsteil Pirath angeschlossen sind, wurden über die Betriebsstunden des Pumpwerks zwischen 2016 und 2017 an die Fördermengen angepasst und kalibriert. Da es sich um ein Schmutzwassersystem handelt, sollten eigentlich keine abflusswirksamen Flächen an diesen System hängen. Dies ist jedoch, nach Information von Mitarbeitern des Kanalbetreibers, für einige Straßenbereiche nicht der Fall. Der Anteil mit dem diese Straßen am System hängen wurde so ermittelt und kalibriert.
- Das Modell wurde weiters mit einem Niederschlagsereignis vom 29.05.2019 auf Plausibilität geprüft, bei dem während des Ereignisses vor Ort festgestellt wurde, welche Mischwasserentlastungen aktiviert wurden. Die Modellergebnisse entsprachen dabei dem beobachteten Verhalten.
- Abschließend wurden die Modellergebnisse mit einem nächtlichen Starkniederschlagsereignis von 26.08.2019 auf 27.08.2019 verglichen, welches zahlreiche Überflutungen zur Folge hatte. Dabei wurden die Einsatzorte der örtlichen Feuerwehr mit den Modellergebnissen und dem bereits gewonnenen Wissen über die Entwässerungssituation im Ort abgeglichen. Die Einsatzorte deckten sich dabei zum Großteil mit den Modellergebnissen.

Aufgrund der überwiegend guten Übereinstimmungen der oben angeführten Punkte wurde im Zuge des GEP auf eine weiterführende Messkampagne verzichtet und die abflusswirksamen Flächen in diesem Projekt nicht weiterkalibriert.

4.4.3 Modell 1D – 2D gekoppelt

4.4.3.1 Einzugsgebietsbezogene Daten

Trockenwetterabfluss sowie die hydrologischen EZG der Dächer und deren Zuordnungen zum Kanal wurden auch hier aus dem GEP entnommen (siehe auch 4.4.2.1). Alle anderen Flächentypen wurde über die 2D Oberfläche abgebildet. Diese wurde samt den einhergehenden Parametern und Randbedingungen aus dem Hillslope Projekt übernommen. Das Berechnungsnetz im Hillslope Projekt wurde zusammengeführt aus bestehenden Netzen der Gefahrenzonenplanung sowie neu erstellten Netzteilen. Da die rein fluvialen und pluvialen Berechnungen in Hillslope jedoch in der Software Hydro AS-2D durchgeführt wurden, musste das Netz für die gekoppelte Berechnung in einer MIKE+ tauglichen Form erstellt werden. Dieses „DHI-Netz“ baut auf dem Hydro AS-2D Netz auf und wurde mithilfe der Cloudanwendung Mike Mesh Builder (DHI) erstellt. Die 2D Oberfläche wurde als unstrukturiertes Netz mit Dreieckselementen erstellt und weist die folgenden Eigenschaften auf:

- Topografie: Die Topografie baut grundsätzlich auf vorhandenen Netzdaten aus Gefahrenzonenplänen und dem digitalen Geländemodell des Land OÖ (Laserdaten, Punktdichte 0,5 m, Genauigkeit +/- 0,15 m) auf. Als maximaler Punktabstand wurden 15 m festgelegt. In Bereichen hoher hydraulischer Tätigkeit (Gewässer), bei kleinräumigen Abflusshindernissen und Bereichen mit großen Geländeänderungen, wurde das Netz jedoch verdichtet. Dies wurde zum Teil manuell und zum Teil über eine Verdichtungsfunktion bewerkstelligt. Bei einer Größe von 62,87 km² besteht das Berechnungsnetz aus:
 - 2.219.684 Elemente
 - 1.140.078 Punkte
- Bruchkanten: Diese wurden im Zuge einer Begehung vor Ort erhoben (siehe Abbildung 40). Erhoben wurde vor allem in abflussrelevanten Bereichen (Hot-Spot Analyse, (REINSTALLER et. al., 2020)). Die meisten Bruchkanten wurden dabei an den Grenzen der Siedlungsgebiete erhoben. Hingegen wurden im Siedlungsgebiet selbst teilweise keine Bruchkanten erhoben. Das Netz kann daher je nach Erhebungsumfang unterschiedliche Detaillierungsgrade hinsichtlich der Bruchkanten aufweisen. Die Bruchkanten wurden im Netz linienförmig samt Höhenangaben berücksichtigt. Strukturen mit einer Höhe von über 50 cm wurden als Abflusshindernisse im Netz berücksichtigt.



Abbildung 40 Beispiel für erhobene Bruchkanten (eigene Darstellung)

- Abflusshindernisse: Dachflächen (bereits über hydrologische EZG berücksichtigt), Brückenpfeiler und Strukturen mit einer Höhe über 50 cm (zum Beispiel hohe Gartenmauern) wurden aus dem Netz ausgeschnitten.
- Spezielle Abflussstrukturen: Durchlässe, Wehre und Brückenbauwerke (KUK, Durchlassprofil) wurden entweder aus bestehenden Gefahrenzonenplänen übernommen oder im Zuge einer Begehung vor Ort erhoben und vermessen. Diese wurden im Modell dem Netz als 1D Berechnungselemente aufgesetzt.
- Beschaffenheit der Oberflächen: Die Rauigkeit der Oberflächen wurde anhand der vorliegenden Gefahrenzonenpläne und den Nutzflächen aus der digitalen Katastralmappe abgegrenzt. Für die Rauigkeitsbeiwerte (k_{st} -Wert) wurden Erfahrungswerten aus vorangegangenen Projekten verwendet. Dabei wurde zwischen pluvialen und fluvialen Überflutungsbereichen unterschieden, da hier mit unterschiedlichen Abflusstiefen und somit unterschiedlichen Beiwerten zu rechnen ist. Als Grenze wurde die HQ_{100} -Anschlaglinie gewählt. Die unterschiedlichen Flächentypen und deren Rauigkeitsbeiwerte sind in der folgenden Tabelle 10 ersichtlich.

Tabelle 10 Flächentypen und Rauigkeitsbeiwerte

Flächentyp	k_{st} [$m^{1/3}/s$]
Wiese	10-20
Waldfläche	6-10
Verkehrsfläche	35-60
Garten	6,5-12
Friedhof	2
Fluss und Gewässer	5-50
Eisenbahn	20
Acker	6-14

Um die Rechenkapazität zu reduzieren, wird bei der Abflussberechnung in MIKE+ zwischen nassen und trockenen Elementen unterschieden. Hierfür müssen Grenzwerte definiert werden, die zur Klassifizierung der Elemente verwendet werden. Diese Klassifizierung ähnelt einem Anfangs- oder Interzeptionsverlust, da erst ab einer gewissen Wassertiefe eine Abflussbildung stattfindet. Es wurden die folgenden Werte gewählt:

- $h_{dry} = 0,5$ mm
- $h_{wet} = 2,0$ mm
- Rand- und Anfangsbedingungen: Im Modell wurden keine Anfangswasserstände (keine Vorbelastung des Systems) oder Zuläufe am Rand beziehungsweise im Modell (keine fluviale Belastung) berücksichtigt. Die Modellränder im Süden liegen am niedrigsten und wurden als Auslaufrandbedingungen (freier Auslauf) definiert. Die Auslaufrandbedingung wurde für Gewässer als auch für das Vorland definiert. An allen anderen Modellrändern kann das Wasser das Modell nicht verlassen. Diese wurden als geschlossen mit einer Normalfließgeschwindigkeit von Null definiert. Neben den äußeren

Modellgrenzen beinhaltet dies auch die ausgeschnittenen Dachflächen, Brückenpfeiler und andere Strukturen.

Informationen zur Kopplung der 2D Oberfläche mit dem Kanalsystem finden sich im Folgekapitel der leitungsbezogenen Daten.

4.4.3.2 Leitungsbezogene Daten

Das Kanalnetz und die Sonderbauwerke wurden auch hier aus dem GEP übernommen. Das Kanalnetz wurde, im Vergleich zum Modell 1D – hydrologisch, um die Straßeneinläufe und deren Zuleitungen zum Netz erweitert. Unterschiede ergeben sich außerdem beim Umgang mit Überstauereignissen durch die Kopplung der Schächte und Straßeneinläufe mit der 2D Oberfläche.

In der verwendeten Software können hierfür die Schachtpunkte des Kanalnetzes mit dem 2D Berechnungsnetz gekoppelt werden. Die Kopplung erfolgt dynamisch und bidirektional. Eine unidirektionale Kopplung ist in der verwendeten Software nicht möglich. Auch ein mögliches Abheben der Abdeckungen durch den Überstaudruck und die damit einhergehende Änderung der Kopplungseigenschaften wurden beziehungsweise können nicht abgebildet werden. Wenn die Geländehöhe des 2D Modells nicht mit der Geländehöhe beziehungsweise Deckeloberkante des gekoppelten Schachtpunktes übereinstimmt, wird von der verwendeten Software die Geländehöhe des 2D Modells zur Berechnung von Austauschmengen verwendet.

Informationen zur Kopplung der Schächte wurden aus dem Leitungsinformationssystem und dem GEP entnommen. Nicht gekoppelt wurde jene Schächte die:

- Im GEP bereits als druckdicht ausgewiesen wurden.
- Nach den Angaben im LIS keine Deckelventilationsöffnungen aufweisen (siehe Abbildung 41).

Nicht verschraubte Schachtdeckel ohne Lüftungsöffnungen wurden daher nicht mit der 2D Oberfläche gekoppelt. Mit einem Einlauf aus der Oberfläche in den Kanal ist bei diesen Deckeln nicht zu rechnen. Bei ausreichender Überstauhöhe könnten diese Schachtdeckel jedoch abgehoben werden und ein Austritt aus dem Kanal erfolgen. Im Zuge eines ersten Testlaufs konnte jedoch festgestellt werden, dass nur bei einer sehr kleinen Anzahl dieser Schächte mit einem Überstau aus dem Kanal zu rechnen ist. Dies kann zum einen daran liegen, dass der Kanal in diesen Bereichen nicht ausgelastet ist und zum anderen, dass der Wasserspiegel an der 2D Oberfläche höher als das Überstauniveau liegt und trotz eines potenziellen Überstaus kein Wasser aus dem System austreten kann. Gekoppelt wurden die Schächte direkt über ihre Lage im Raum mit allen Elementen der 2D Oberfläche, die innerhalb eines Quadrats mit einer Seitenlänge von 1 m um den Deckel liegen.

Während die Schächte aus dem GEP beziehungsweise dem Leitungsinformationssystem bereits vorlagen, mussten die Straßeneinläufe und deren Zulaufleitungen zum Kanalnetz erst erhoben werden. Die Straßeneinläufe wurden im Zuge des Hillslope Projektes digitalisiert. Eine Vermessung und Erhebung vor Ort konnte dabei, aufgrund der begrenzten monetären Ressourcen, nicht durchgeführt werden. Digitalisiert wurden diese auf Grundlage der folgenden Daten und Entscheidungskriterien:

- Orthofotos (Auflösung 0,2 m) mit erhöhtem Kontrast, um Straßeneinläufe besser ausmachen zu können.

- Kanalnetz aus dem LIS mit differenzierter Darstellung der Entwässerungssysteme (MW und SW). Bei Schmutzwassersystemen ist mit keinem Anschluss von Straßeneinläufen zu rechnen.
- Naturbestandsvermessungen lagen für Teile des Projektgebiets vor. In diesen wurden Einlaufgitter explizit ausgewiesen.
- Informationen über den Anschluss von Straßen und befestigten privaten Flächen aus GEP (Abflusswirksamkeit).

Der so erstellte Datensatz der Straßeneinläufe stellt keinen Anspruch auf 100-prozentige Richtigkeit, da manche Straßeneinläufe im Orthofoto aufgrund von darüber parkenden Autos schlicht nicht ersichtlich sind oder andere Deckel fälschlicherweise als Straßeneinläufe erfasst werden. Im Zuge einer kurzen Ortsbefahrung wurde der Datensatz jedoch für einige Straßenzüge validiert und es konnte eine gute Übereinstimmung festgestellt werden.

Für die Digitalisierung der Zulaufleitungen der Straßeneinläufe zu den Schachtbauwerken wurde auf die Datensätze aus dem GEP zurückgegriffen. Dabei wurden die Zuordnungen der hydrologischen Einzugsgebiete für die darin liegenden Straßeneinläufe übernommen und auf Grundlage einer kurzen visuellen Kontrolle gegebenenfalls korrigiert. Die Zulaufleitung entspricht dabei der Luftlinie zwischen Einlauf und Schacht.

Da über die Zulaufleitungen keine Stammdaten vorlagen, wurden die folgenden Annahmen getroffen:

- Deckeloberkante Straßeneinlauf = Deckeloberkante zugeordnetes Schachtbauwerk
- Straßeneinlaufschächte sind 0,5 m tief mit einem Durchmesser von 1 m.
- Zulaufleitungen weisen ein Kreisprofil DN 125 auf.

Durch die Mitberücksichtigung der Zulaufleitungen im Kanalnetz entsteht bei der hydrodynamischen Berechnung ein zusätzliches Speichervolumen. Bei einer Gesamtlänge dieser Zulaufleitungen von 9610 m und DN 125 ergibt sich dadurch ein zusätzliches Stauraumvolumen von rund 120 m³. Neben der Kopplung an sich kann auch dieses zusätzliche Volumen einen Einfluss auf die Ergebnisse nehmen. Aufgrund der kleinen Dimension ist jedoch mit einem kaum merkbaren Einfluss zu rechnen.

Gekoppelt wurden die Straßeneinläufe, analog zu den Schächten, direkt über ihre Lage im Raum mit allen Elementen der 2D Oberfläche, die innerhalb eines Quadrats mit einer Seitenlänge von 1 m um den Einlauf liegen.

Eine Übersicht über die gekoppelten Gegenstände findet sich in Tabelle 11.

Tabelle 11 Übersicht Kopplung zur 2D Oberfläche

Kategorie	Anzahl	Proz. Anteil
Schacht, gekoppelt	1113	48,75 %
Schacht, nicht gekoppelt	489	21,42 %
Straßeneinlauf	681	29,83 %
Gesamt	2283	100,00 %

Neben den räumlichen Parametern der Kopplung werden auch einige hydraulische Parameter benötigt. Mathematisch umgesetzt wurde die Kopplung im Modell über die

Standardformel für den Ausfluss aus Öffnungen (siehe auch Abbildung 17) sowie über die Festlegung einer maximalen Austauschkapazität. Dadurch ergeben sich drei Parameter, die für eine vollständige Definition einer Kopplung notwendig sind.

- Öffnungsfläche A [cm^2]
- Formbeiwert μ []
- Maximale Austauschkapazität Q_{max} [l/s]

Für jede Kopplung können diese drei Parameter separat eingestellt werden. Dies ermöglicht eine unterschiedliche Behandlung von Schachtdeckeln und Straßeneinläufen.

Sowohl die Formel für den Ausfluss aus Öffnungen als auch die maximale Austauschkapazität werden in der verwendeten Software für beide Fließrichtungen angewandt.

Da aufgrund fehlender Monitoringdaten keine Kalibrierung oder Validierung der Kopplungsparameter möglich war, wurde bei der Wahl der Parameter versucht, Erfahrungen aus ähnlichen Projekten einfließen zu lassen und Ergebnisse zumindest auf hydraulische Plausibilität zu prüfen.

Einen guten Anhaltspunkt bot dabei eine Untersuchung aus Deutschland zum „dual drainage concept“ im Zuge des Projektes RainAhead (siehe auch 3.5). Darin wird unter anderem hervorgehoben, dass die Austauschkapazitäten möglichst zu begrenzen sind, da diese ansonsten unrealistisch groß werden können (SCHLAUSS et. al., 2018). Die Parameterwahl erfolgte angelehnt an diese Studie, es wurde jedoch darauf geachtet, so weit wie möglich, auf österreichische Normen und Empfehlungen aufzubauen.

In der ÖNORM EN 124-1 mit dem Titel „Aufsätze und Abdeckungen für Verkehrsflächen“ finden sich Angaben zu Lüftungsöffnungen von Schachtdeckeln und Einlaufquerschnitten von Einlaufgittern. Darin werden jedoch nur Mindestflächenangaben angeführt. Für Schachtdeckel werden mindestens 5 % der Deckelfläche (bei lichter Weite < 600 mm) beziehungsweise mindestens 140 cm^2 (bei lichter Weite > 600 mm) gefordert. Bei Einlaufgittern muss der Einlaufquerschnitt zumindest 30 % der lichten Fläche betragen. (ON, 2015)

Da sich aus diesen Vorgaben noch keine Öffnungsflächen ableiten lassen, wurden diese im Zuge einer Ortserhebung an zufällig ausgewählten Schachtdeckeln und Straßeneinläufen erhoben (siehe Abbildung 41 und Abbildung 42). Bei den gemessenen Schachtdeckeln wurden Lüftungsöffnungen im Bereich von 200 cm^2 gemessen. Der Einlaufquerschnitt von den Einlaufgittern lag im Bereich von 1000 cm^2 . Die Vorgaben nach ÖNROM EN 124-1 wurden bei allen Stichproben eingehalten. Die angetroffenen Schachtdeckel wiesen eine lichte Weite größer 600 mm sowie alle Straßeneinläufe die Maße 500×500 mm auf. Nach Angaben der Stadtgemeinde sind die Deckel und Einlaufgrößen im Projektgebiet einheitlich. Die erhobenen Parameter der durchgeführten Stichproben wurden daher auf das gesamte Projektgebiet angewandt.



Abbildung 41 Schachtdeckel (D > 600 mm) mit und ohne Lüftungsöffnungen (eigene Darstellung)

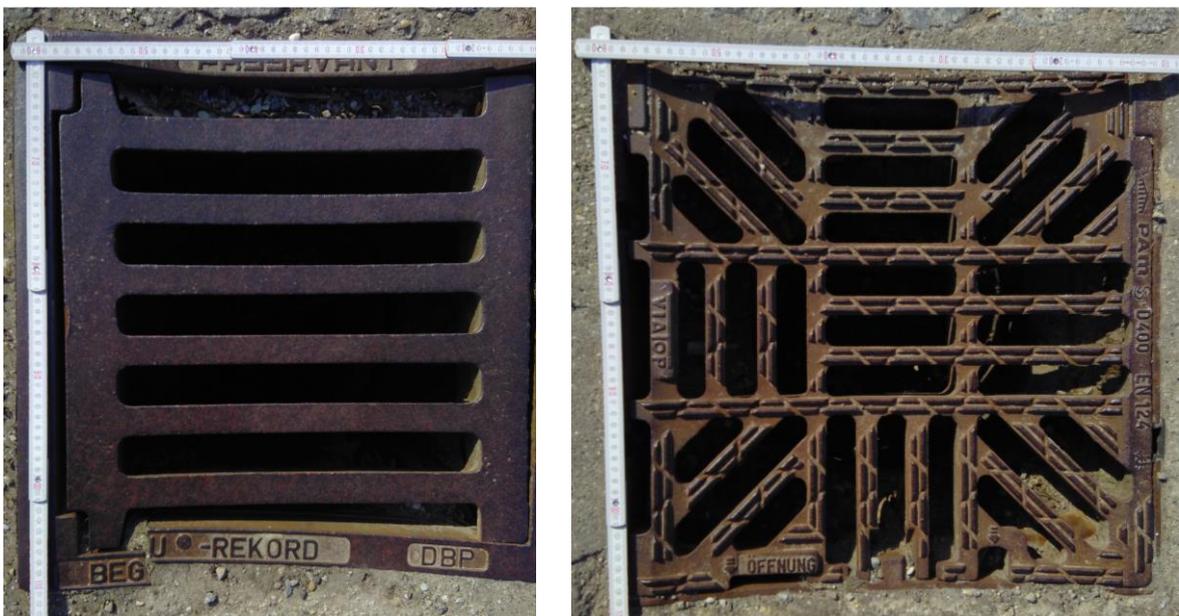


Abbildung 42 Straßeneinläufe 500 x 500 mm (eigene Darstellung)

Während sich in der ÖNORM EN 124-1 auch Anforderungen hinsichtlich der Tragfähigkeit, Beschaffenheit, usw. der Abdeckungen finden lassen, sind Verweise auf die hydraulische Leistungsfähigkeit spärlich gesät. Bei Einlaufgittern wird lediglich darauf verwiesen, dass auf eine ausreichende hydraulische Leistung des Rostes zu achten ist. Schachtabdeckungen werden hydraulisch nicht weiter erwähnt. (ON, 2015)

Hinsichtlich der Einlaufkapazität der Straßeneinläufe wurde daher, analog zu SCHLAUSS et. al., 2018, die deutsche Richtlinie für die Anlage von Straßen, Teil Entwässerung (RAS-Ew) herangezogen. Die Bemessungstabellen zum Schluckvermögen aus der RAS-Ew basieren auf Modellversuchen, die unter anderem auch für Einlaufgitter 500 x 500 mm durchgeführt wurden. Für Längsneigungen von 2 % und einer Gerinnequerneigung von 2,5 % werden für diese Aufsätze maximale Aufnahmekapazitäten von 5 l/s angegeben (FGSV, 2005).

Für Schachtdeckel wurde keine maximale Austauschkapazität festgelegt. Die Austauschmengen über die Schachtdeckel sind bereits durch ihre geringe Öffnungsfläche stärker begrenzt als dies bei den Straßeneinläufen der Fall wäre

(SCHLAUSS & GROTTKER, 2016). Ohne Q_{max} kann außerdem bei großen Überstauhöhen weiterhin ein ungedrosselter Ausfluss aus dem Kanalsystem stattfinden. Außerdem wird in der verwendeten die Maximale Austauschkapazität Q_{max} nicht nur für die Kopplung zwischen 2D Oberfläche und Kanalnetz angewandt, sondern auch für den Zufluss aus den hydrologischen Einzugsgebieten (Dächer) zum Kanalnetz. Da kein Q_{max} für die Schachtdeckel festgelegt wurde, wird daher der Zufluss aus den hydrologischen Einzugsgebieten nicht ungewollt gedrosselt.

Beim Formbeiwert für den Ausfluss aus Bodenöffnungen wurde zwischen Schächten und Straßeneinläufen unterschieden. Dadurch soll die unterschiedliche Einlaufausführung berücksichtigt werden, wobei Straßeneinläufe als günstig geformt ($\mu = 0,96$) und Schachtdeckel aufgrund der vielen kleinen Öffnungen als ungünstig ($\mu = 0,63$) angenommen wurden (FREIMANN, 2014).

Für die Modellvariante des simulierten Störfalls wurde die Aufnahmekapazität der Straßeneinläufe angepasst. Hierfür wurden die Öffnungsfläche und maximale Austauschkapazität reduziert. Die Kopplungsparameter der Schächte wurden nicht geändert. Für den simulierten Störfall wurde die Annahme getroffen, dass alle Straßeneinläufe zu 50 % verstopft sind. Öffnungsfläche und maximale Austauschkapazität wurden daher um 50 % reduziert. Dabei wurden alle Straßeneinläufe gleichbehandelt und keine räumliche Verteilung angewandt. Der Verstopfungszustand wurde außerdem für die gesamte Simulationsdauer angenommen (keine zeitliche Komponente).

Die folgenden Kopplungsparameter wurden gewählt (siehe Tabelle 12).

Tabelle 12 gewählte Kopplungsparameter

Parameter	Gekoppelte Schächte	Straßeneinläufe	
		Volle Kapazität	Reduzierte Kapazität
Öffnungsfläche A [cm ²]	200	1000	500
Formbeiwert μ []	0,63	0,96	0,96
Max. Austauschkapazität Q_{max} [l/s]	-	5	2,5

4.4.3.3 Hydrologische Daten

Der Niederschlag wird bei diesem Modelltyp auf die hydrologischen EZG und die 2D Oberfläche aufgetragen. Der abflusswirksame Niederschlag und die Prozesse der Abflussbildung an den hydrologische EZG und der 2D Oberfläche werden direkt im Modell ermittelt. Die angesetzten Bemessungsereignisse finden sich unter Punkt 4.4.4.

Wie bereits erwähnt wurden im Projekt keine zusätzlichen fluvialen Belastungen angesetzt.

Wasser aus der pluvialen Belastung, welches sich im Zuge der Abflussakkumulation in den Gewässern und im Vorland sammelt und nicht zuvor versickert oder vom Kanalsystem aufgenommen wird, wird dem Modell entsprechend den gewählten Randbedingungen des Netzes an den Modellrändern entzogen.

Die Infiltrationsansätze wurden aus dem Projekt Hillslope übernommen. Die dort gewählten Ansätze entstammen einer Untersuchung zur Ableitung von abflussbildungsrelevanten Parametern für Oberösterreich, die flächendeckende

Abflussbeiwerte für Oberösterreich zur Verfügung stellt. Diese Untersuchung wiederum basiert auf den Ergebnissen und Methoden der HydroBod NÖ II Studie. Die ermittelten Abflussbeiwerte beziehen sich auf Abflusskonstanz und liegen einem Bemessungsregen mit konstant 100 mm/h zugrunde. Simuliert wurde weiters mit feuchten Anfangsbedingungen und einer Verschlammungsneigung bei landwirtschaftlich genutzten Flächen. Basis und Abgrenzungskriterium für den Abflussbeiwert stellen dabei die Landnutzungseigenschaften und die Geologie dar. (ACHLEITNER, 2019)

Für die Ermittlung einer Infiltrationsrate (mm/h) wurden im Hillslope Projekt die Abflussbeiwerte (zwischen 0 und 100 %) mit der Regenintensität der Bemessungsregen (mm/h) multipliziert. Lediglich bei einer kleinen Fläche wurde die Infiltration nicht über den Abflussbeiwert bestimmt. Bei dieser Fläche handelt es sich um ein Sickerbecken, welches mit einer pauschalen Infiltrationsrate von 500 mm/h berücksichtigt wurde. Die Infiltration wurde konstant über die gesamte Simulationsdauer angesetzt. Da sich die gewählten Infiltrationsansätze im Hillslope Projekt als praktikabel erwiesen und erfolgreich validiert wurden, wurden diese Ansätze für das gegenständliche Modell übernommen.

Die verwendeten Flächentypen und Abflussbeiwerte finden sich in Tabelle 13.

Tabelle 13 Flächentypen und Abflussbeiwerte für Infiltration

Flächentyp	Abflussbeiwert [%]
Forstwirtschaft	10
Grünland Typ 1	30
Siedlungs- und Betriebsflächen	50
Grünland Typ 2	70
Grünland Typ 3	90
Straßen, Parkflächen und Gewässer	100

Ein grober Überblick zur räumlichen Verteilung und der Flächenanteile dieser Typen im Projektgebiet findet sich in Abbildung 43.

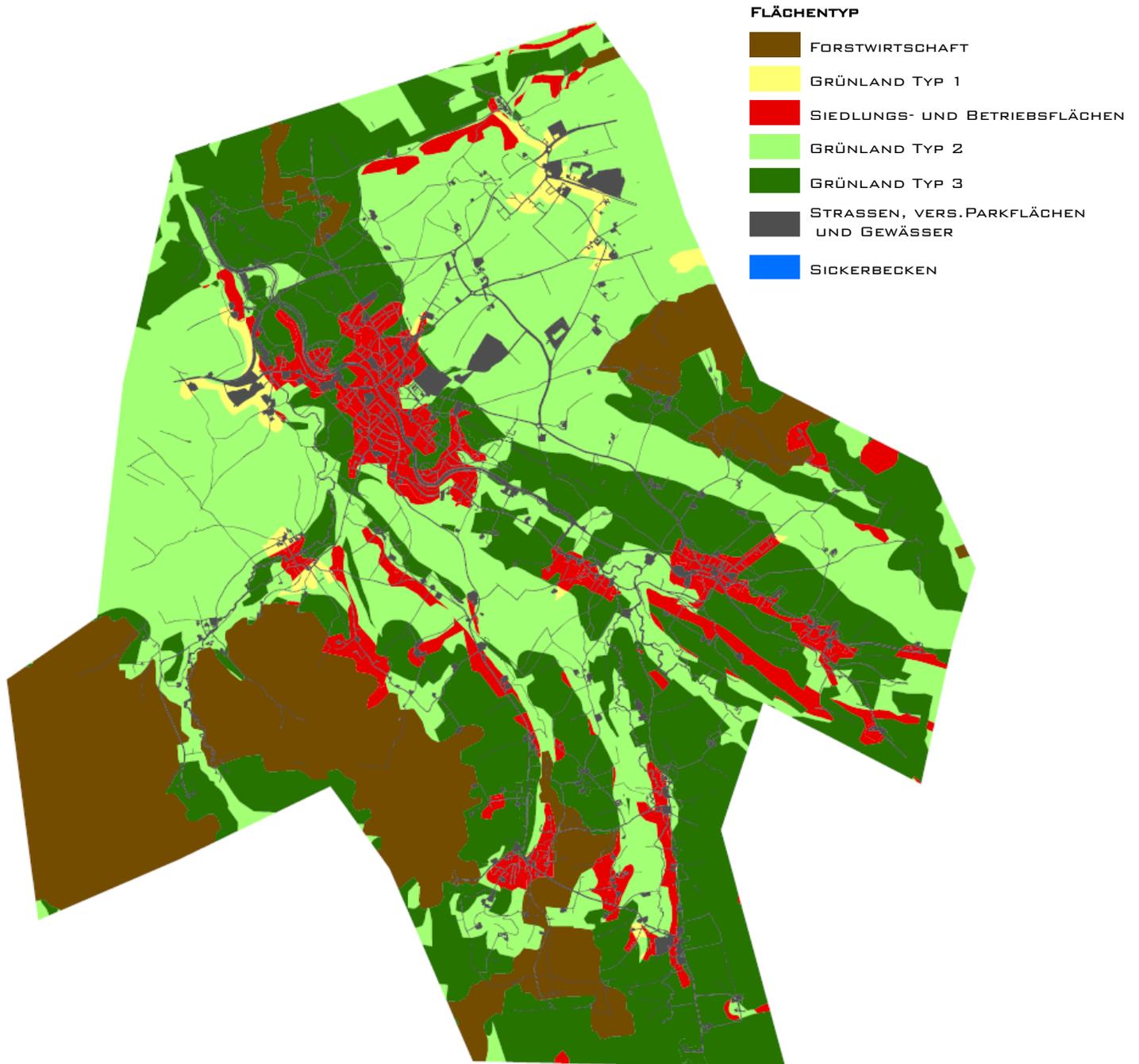


Abbildung 43 räumliche Verteilung der Flächentypen für Infiltration (eigene Darstellung)

Zur Berechnung der Regenintensität wurde im gegenständlichen Projekt die mittlere Intensität des Niederschlagsereignisses (mm/h aus der Niederschlagssumme des Niederschlagsereignisses) verwendet und nicht für jede Intensitätsstufe des Eulerregens eine eigene Infiltrationsrate berechnet und angesetzt. Die Infiltration bleibt über das gesamte Niederschlagsereignis und darüber hinaus im Modell konstant. Bei einer mittleren Niederschlagsintensität von beispielsweise 30 mm/h würden daher beim Flächentyp „Forstwirtschaft“ potenziell 27 mm/h über die gesamte Simulationsdauer versickern.

4.4.3.4 Monitoringdaten

Da im gekoppelten 1D – 2D Modell dasselbe Kanalnetz wie im Modell 1D – hydrologisch verwendet wird, können die unter 4.4.2.4 angeführten Monitoringdaten samt Validierung auch für dieses Modell geltend gemacht werden. Die Plausibilität des Kanalnetzes, des Trockenwetterabflusses und der hydrologischen EZG (Dachflächen) dieses Modells soll daher durch die im GEP durchgeführten Tests gewährleistet werden.

Die 2D Oberfläche und die damit einhergehenden Parameter wurden hingegen zum Großteil aus dem Hillslope Projekt übernommen. Die Daten von Hillslope wurden unter der Annahme übernommen, dass die dort durchgeführten Plausibilitätstests, Validierung und Kalibrierung auch für dieses Projekt ihre Gültigkeit behalten. Analog zum GEP wurde auch bei Hillslope keine eigens konzipierte Messkampagne vorgesehen. Tests sowie Modellanpassungen wurden mit vorliegenden Datensätzen durchgeführt. Die folgenden Punkte wurden untersucht:

- In einem ersten Schritt wurden die eher fluvial beeinflussten Gebiete betrachtet. Hierfür wurden die Ergebnisse der vorliegenden Gefahrenzonenpläne (HQ₁₀₀, stationär) mit den Modellergebnissen verglichen und auf Plausibilität geprüft. Grundsätzlich konnte eine gute Übereinstimmung festgestellt werden. In einigen Bereichen wurde daraufhin eine Netzverdichtung auf Basis einer zusätzlichen terrestrischen Vermessung durchgeführt.
- Das pluviale Abflussverhalten wurde anhand von drei verschiedenen Datenquellen validiert. Eine direkte Kalibrierung war aufgrund fehlender Messdaten nicht möglich.
 - Die pluvialen Hauptabflusswege wurden mit der Hangwasserhinweiskarte der Gemeinde Weng verglichen.
 - Für das Hochwasserereignis vom 30.05.2016 bis 01.06.2016 lagen vermessene Wasserspiegelhöhen sowie eine Fotodokumentation vor, welche für die Vergleiche herangezogen wurden. Dieses Ereignis wies sowohl eine fluviale als auch eine pluviale Komponente auf.
 - Für das Starkniederschlagsereignis vom 26.08.2019 auf 27.08.2019 wurden Einsatzberichte und Fotodokumentation der freiwilligen Feuerwehr für Vergleiche herangezogen. Aufgrund der starken räumlichen Abgrenzung konnte bei diesem Ereignis von einer rein pluvialen Belastung ausgegangen werden.

Die oben angeführten Vergleiche flossen maßgeblich in die Wahl der Abflussbeiwerte ein. Aufgrund einer zufriedenstellenden Übereinstimmung und der mangelhaften Kalibrierungsdaten wurde auf eine weitere Kalibrierung (zum Beispiel Rauigkeitsbeiwerte) verzichtet.

Auch die Kopplung zwischen 2D Oberfläche und dem Kanalnetz konnte mangels Messdaten lediglich auf Plausibilität geprüft werden. Untersucht wurden dabei beispielsweise das Austauschverhalten und -mengen.

Um einen schnellen Überblick über die nun vorgestellten Modellansätze und deren Unterschiede zu bekommen, werden in Abbildung 44 die wichtigsten Modellgegenstände exemplarisch dargestellt.

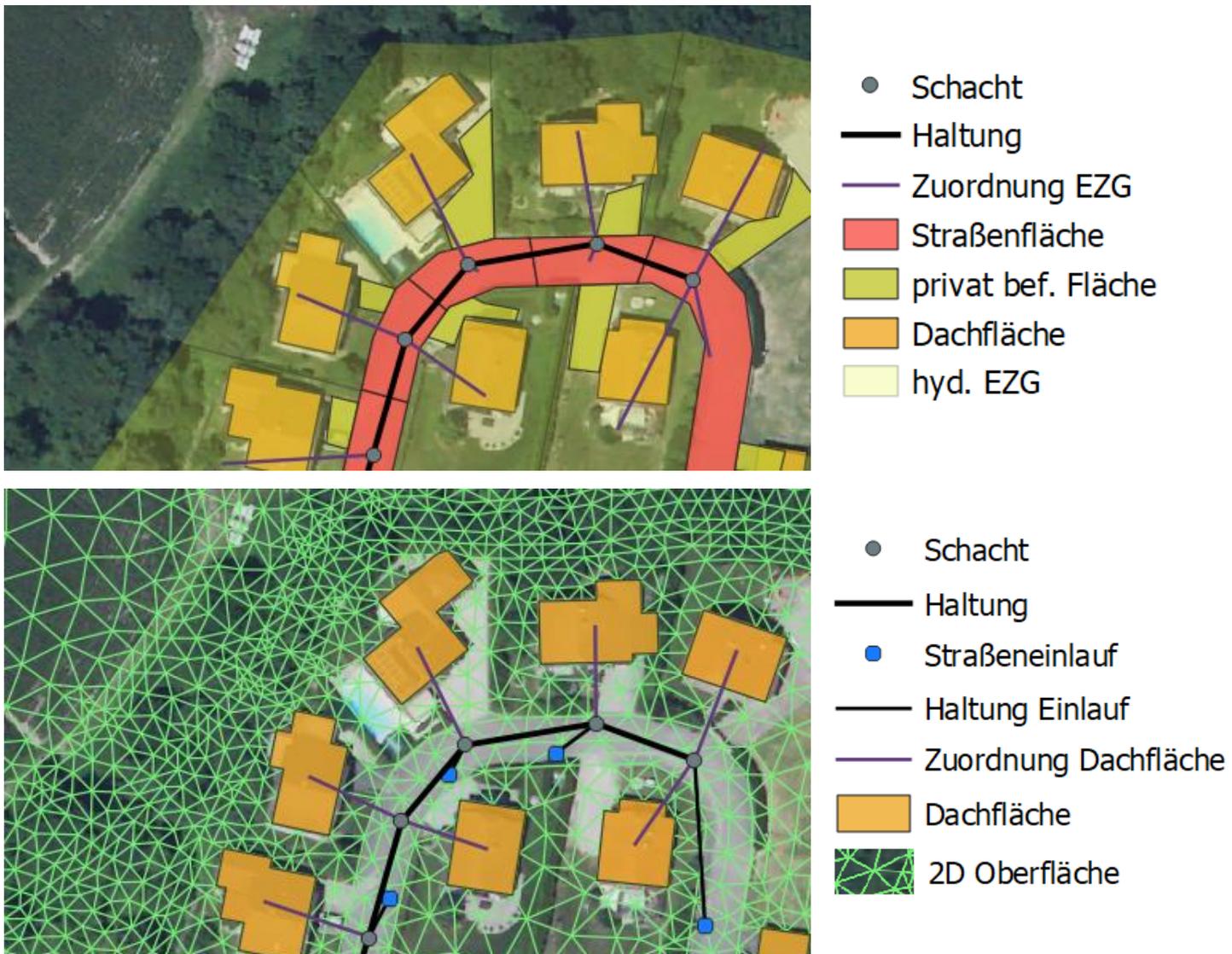


Abbildung 44 Vergleich Modelansätze, oben: Modell 1D – hydrologisch, unten: Modell 1D – 2D gekoppelt (eigene Darstellung)

4.4.4 Bemessungsereignisse

Als Bemessungsereignisse werden Euler Typ II Modellregen mit den Wiederkehrzeiten T3, T5 und T30 verwendet. Die Bemessungsereignisse weisen keine räumliche Verteilung auf. Die zu wählende Dauerstufe wurde dabei aus dem GEP übernommen. Gewählt wurde eine Dauerstufe von 2 Stunden. Dies entspricht in etwa der doppelten Fließzeit im Kanal, welche im ÖWAV Regelblatt 11 bei der Wahl der Dauerstufe empfohlen wird.

Die Bemessungsniederschläge wurden der Fachkarte „Bemessungsniederschlag 2020“ des hydrografischen Dienstes entnommen (online verfügbar unter: <https://ehyd.gv.at/#>). Analog zum GEP wurde der Gitterpunkt 2727 verwendet. In Kombination mit einer

Dauerstufe von 2 Stunden ergeben sich für diesen Gitterpunkt die folgenden Niederschlagssummen:

- T3: 34,1 mm
- T5: 39,8 mm
- T30: 59,8 mm

Aus diesen Niederschlägen wurden in weiterer Folge Euler Typ II Regen mit Intervallstufen von 5 Minuten erstellt (siehe Abbildung 45).

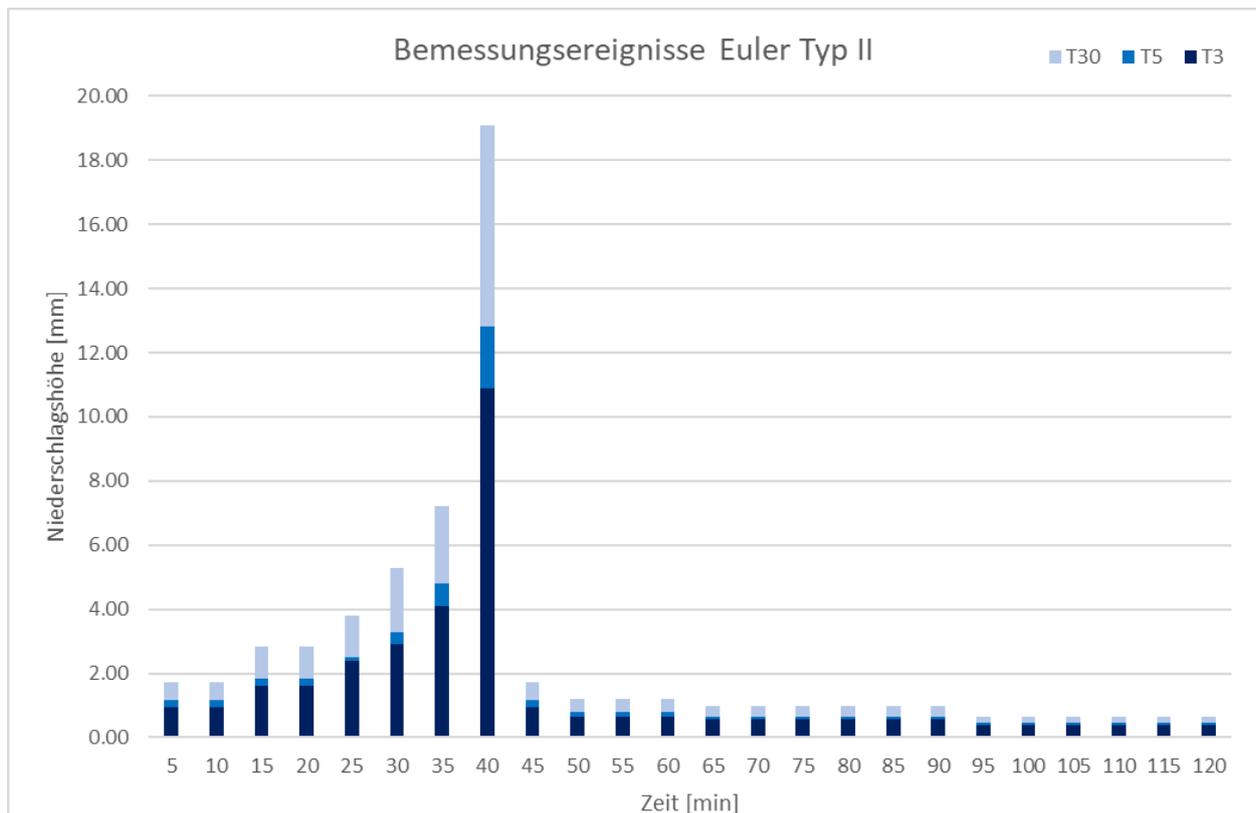


Abbildung 45 gewählte Bemessungsereignisse T3, T5 und T30 / Euler Typ II / Dauer 2 h / 5 min Intervalle

4.5 Rechenläufe

Die Rechenläufe wurden über eine Simulationsdauer von 5 h berechnet. Diese beinhalten das 2 h andauernde Niederschlagsereignis und eine 3-stündige Nachlaufzeit. Die Simulationsdauer wurde im Zuge von Testrechnungen festgelegt, mit dem Kriterium, dass alle relevanten Überflutungsvorgänge und Spitzen von der Simulationsdauer abgedeckt werden und sich die notwendige Rechendauer beim Modell 1D – 2D gekoppelt in einem vertretbaren Bereich befindet. Mit der verwendeten Hardware und bei einer Simulationsdauer von 5 h benötigt ein Rechenlauf mit dem Modell 1D – 2D gekoppelt in etwa 60 bis 75 h Rechenzeit.

Die folgenden Berechnungsparameter wurden gewählt:

- Zeitschritt Kanalmodell: 0,1 s
- Zeitschritt 2D Oberfläche: min. 0,01 s und max. 0,1 s
- Zeitschritt hydrologische EZG: 10 sek
- Maximale CFL Nummer: 0,8

- Intervall für Ergebnisspeicherung: 5 min

In Tabelle 14 finden sich die durchgeführten Rechenläufe, die sich aus der Kombination der vorgestellten Modellvarianten und den Bemessungsereignissen ergeben. Die Auswertung dieser Rechenläufe findet sich im nächsten Kapitel.

Tabelle 14 durchgeführte Rechenläufe

Bemessungsregen	Modell 1D – hydrologisch	Modell 1D – 2D gekoppelt	
		Volle Kapazität	Reduzierte Kapazität
T 3	X	X	X
T 5	X	X	X
T 30	X	X	X

5. Ergebnisse und Diskussion

5.1 Ergebnisdarstellung und Auswertung

Es folgt eine kurze Erklärung zu den gewählten Darstellungen und Auswertungen, um die Fragestellungen dieser Arbeit zu beantworten. Dabei wird zwischen drei Ergebnistypen unterschieden:

- Pluviale Überflutung / 2D Oberfläche
- Kanalbelastung / 1D Kanalnetz
- Kopplungsergebnisse

5.1.1 Pluviale Überflutung / 2D Oberfläche

Die Ergebnisse der pluvialen Überflutung an der Oberfläche werden in der Regel für jeweils eine Wiederkehrzeit beziehungsweise einen Rechenlauf dargestellt (keine Darstellung mehrerer Wiederkehrzeiten in derselben Kartendarstellung).

Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit

Eine flächige Darstellung der Wassertiefe oder der Fließgeschwindigkeit ist meist sehr hilfreich, um einen ersten Eindruck über das Überflutungsmaß und mögliche Gefahrenpotentiale zu erhalten. Häufig wird dabei auf eine Darstellung von Maximalwerten zurückgegriffen. Bei der Darstellung der Fließgeschwindigkeiten können die skalaren Werte mit Vektoren der Fließrichtung überlagert werden. Um das zeitliche Verhalten des Abflussereignisses besser beurteilen zu können, hilft es oft Ergebnisse bestimmter Zeitschritte zu analysieren. Auch eine Überlagerung von Wassertiefen und Fließgeschwindigkeit ist möglich (siehe Abbildung 46).

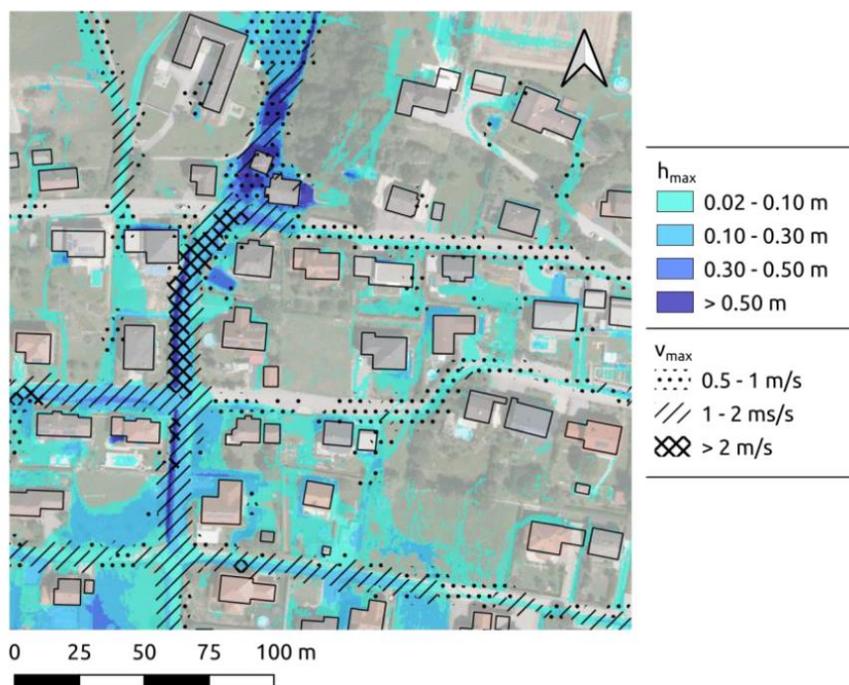


Abbildung 46 gemeinsame Darstellung Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten
(ACHLEITNER S. et. al., 2020a)

Die Wahl der Darstellungsklassen muss vor allem bei der Wassertiefe auf die Grenzen der Interpretierbarkeit angepasst werden (siehe 3.4.3). Ein weiterer Einflussfaktor für die Wahl der Darstellungsklassen sind die Schlussfolgerungen, die aus der Kartendarstellung abgeleitet werden sollen. So empfiehlt es sich beispielsweise für Karten zur Beurteilung des Schadenspotentials eine andere Klassifizierung wie zur Analyse der Fließwege heranzuziehen (REINSTALLER et. al., 2020). In diesem Projekt wurde eine untere Grenze von 2 cm für die Darstellung der Wassertiefen gewählt.

Risiko und Gefährdungskarten

Eine weiterführende Darstellung zur Beurteilung des Gefahrenpotentials pluvialer Überflutungen stellen Risiko- und Gefährdungskarten dar. Dabei werden die Simulationsergebnisse (Gefahren: Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit usw.) mit Schadenspotentialen von beispielsweise Gebäuden kombiniert, um eine Risikoanalyse durchzuführen und diese im Plan darzustellen. Die so berechneten Risikoklassen werden oft in Kombination mit der Überflutungsgefahr (Wassertiefe) dargestellt (Abbildung 47).

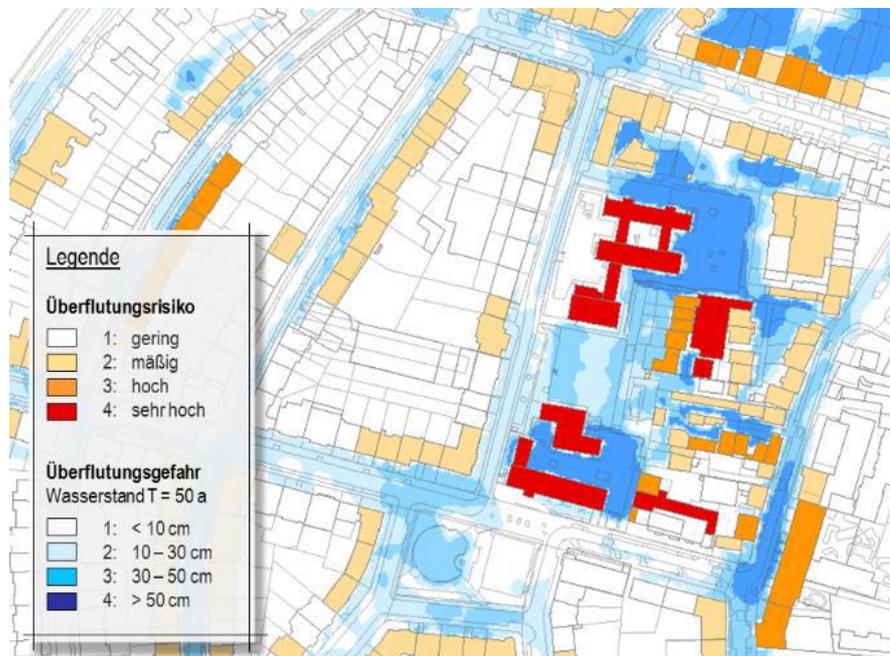


Abbildung 47 Starkregenrisikokarte mit kombinierter Darstellung von gebäudebezogenen Risikoklassen und Überflutungstiefen (ILLGEN M, 2019)

Differenzpläne

Um die Auswirkungen und Unterschiede verschiedener Planstände darzustellen, empfiehlt es sich Differenzpläne zu erstellen. Dabei werden beispielweise die Ergebnisse eines Planzustandes vom Bestand subtrahiert und dargestellt. Im Zuge dieser Arbeit bezieht sich die Differenzdarstellung auf die unterschiedlichen Kopplungsansätze (Variante reduzierte Kapazität minus Variante volle Kapazität). Vor allem im Bereich der Kopplung sind nicht nur die Differenzen der Wassertiefen (Maximum oder bestimmter Zeitschritt) von Bedeutung, sondern auch die zeitliche Differenz der Einstaudauer. Die Einstaudauer wird dabei als Zeit zwischen dem Überschreiten einer Grenzwassertiefe bis zum Unterschreiten dieser Tiefe festgelegt. Im gegenständlichen Projekt wurde diese Grenztiefe mit 2 mm festgelegt. Dieser Wert wurde gewählt, da in der hydrodynamischen Berechnung diese Tiefe auch als Grenzwert zur Ausweisung überfluteter beziehungsweise nasser Elemente verwendet

wurde. In Abbildung 48 und Abbildung 49 finden sich Beispiele für solche Differenzpläne. Positive Differenzen stellen dabei eine Erhöhung des maximalen Wasserspiegels oder der Einstaudauer bei der Variante reduzierter Kapazität im Vergleich zur vollen Kapazität dar. Ähnlich zur Darstellung pluvialer Wassertiefen, werden die Differenzen erst ab einem gewissen Grenzwert dargestellt. In dieser Arbeit wurde eine Darstellungsgrenze von +/- 1 cm für die Differenz der Wassertiefen und +/- 10 min für die Differenz der Einstaudauer gewählt.

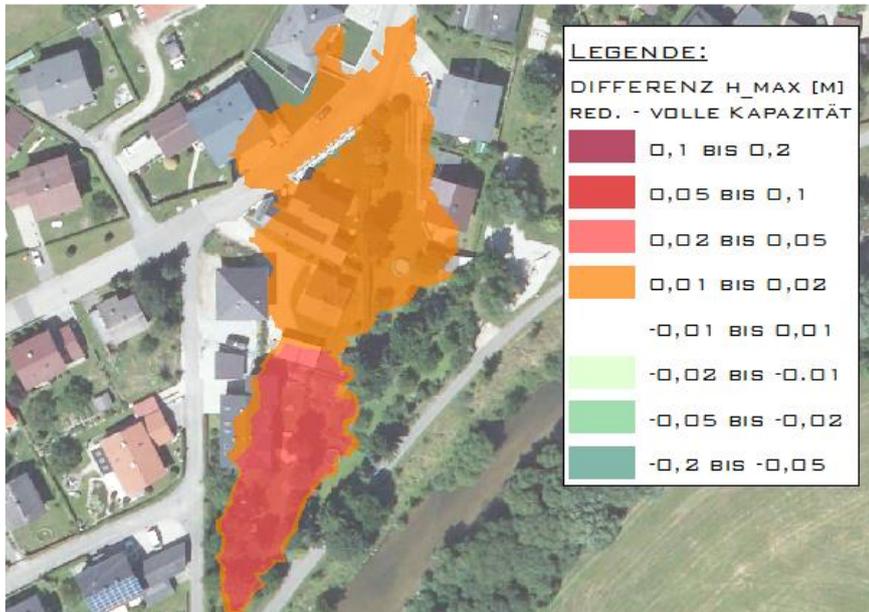


Abbildung 48 Beispiel Differenz maximaler Wassertiefen (eigene Darstellung)

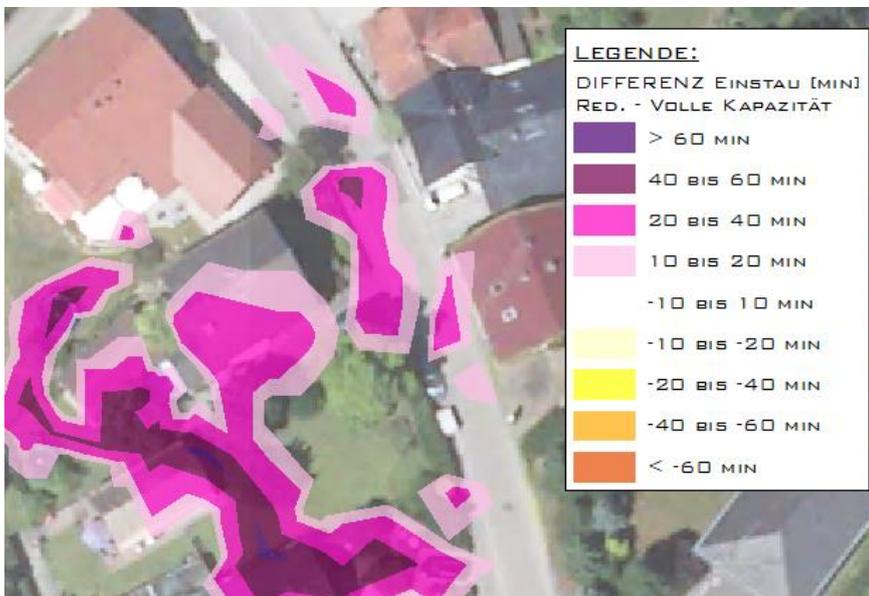


Abbildung 49 Beispiel Differenz Einstaudauer (eigene Darstellung)

5.1.2 Kanalbelastung / 1D Kanalnetz

Die Kanalbelastung kann entweder pro Wiederkehrzeit beziehungsweise Rechenlauf dargestellt werden oder es werden die Ergebnisse unterschiedlicher Wiederkehrzeiten in einer Karte dargestellt. Um ein tiefergreifendes Systemverständnis zu erhalten, empfiehlt es sich außerdem hydraulische Längenschnitte (Maximalwert beziehungsweise zeitlich animierter Verlauf) oder die zeitabhängigen Ergebnisse an Einzelpunkten zu analysieren.

Darstellung Einzelbemessungsereignis

Diese Darstellungsform eignet sich besonders um die hydraulische Funktionsfähigkeit in Bezug auf ein bestimmtes Bemessungsereignis darzustellen (siehe ÖWAV RB 22 und 3.3.3). Bei Schächten kann dabei der maximale Wasserstand im Schacht zur Beurteilung der fünf hydraulischen Zustandsklasse (siehe Tabelle 5) herangezogen werden. Bei Haltungen kann zwischen einer Auslastung größer und kleiner 100 % unterschieden werden. Eine mögliche Darstellung des hydraulischen Zustandes nach ÖWAB Regelblatt 22 findet sich in Abbildung 50.

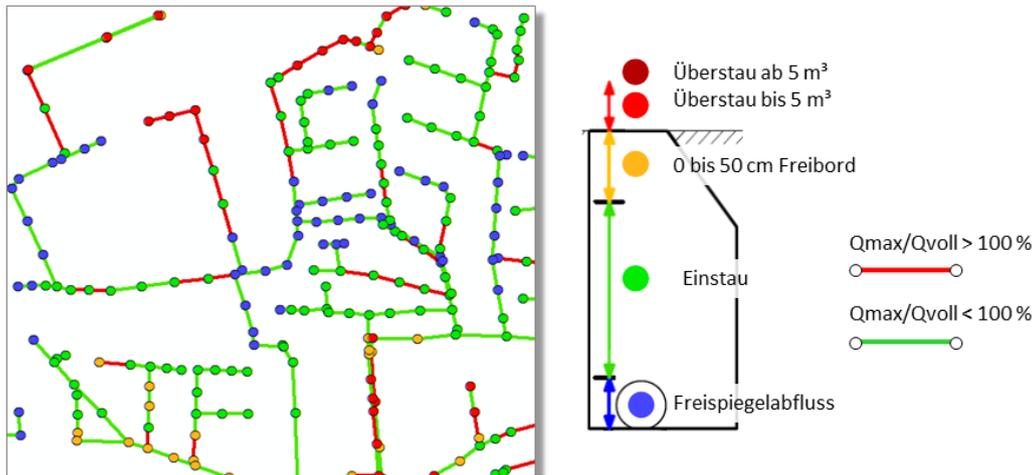


Abbildung 50 hydraulischer Kanalzustand nach ÖWAV Regelblatt 22 (DHI, 2021)

Darstellung mehrerer Bemessungsereignisse

Diese Darstellungsform eignet sich um die Ergebnisse des Überstaunachweises nach ÖWAV Regelblatt 11 (siehe 3.3.1) im Plan darzustellen. Dargestellt wird dabei die Überstauhäufigkeit (abhängig von der Wiederkehrzeit) von Schächten und Haltungen. Auch eine Darstellung der unterschiedlichen Berechnungsansätze des Überstaunachweises in einem Plan ist möglich. So können beispielsweise die Auswertungen einer Langzeitsimulation und die Ergebnisse von Berechnungen mit Modellregen in einer Karte dargestellt werden (siehe Abbildung 51).

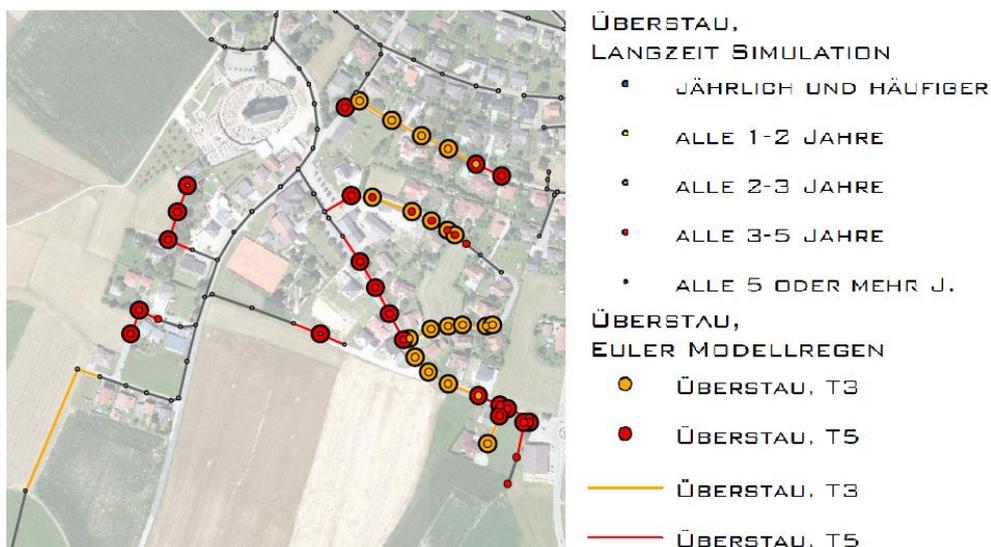


Abbildung 51 Darstellung Überstaunachweis nach ÖWAV Regelblatt 11 (eigene Darstellung)

Die geforderten Überstauhäufigkeiten (siehe Tabelle 1) können dann je nach Lage im Ort getrennt beurteilt werden.

Mischwasserentlastung

Diese Auswertungen beziehen sich in der Regel auf das ÖWAV Regelblatt 19 (siehe 3.3.2). Dabei handelt es sich um statistische Auswertungen und Vergleiche mit Mindestkennwerten, die in Form einfacher Zahlen-Gegenüberstellungen oder Diagrammen dargestellt werden können. Da die klassische Nachweise nach ÖWAV Regelblatt 19 in dieser Arbeit nicht durchgeführt wurden, werden diese an dieser Stelle auch nicht näher vorgestellt.

5.1.3 Kopplungsergebnisse

Die Ergebnisse der Kopplung werden meist für jeweils eine Wiederkehrzeit beziehungsweise einen Rechenlauf dargestellt. Es kann zwischen detailreichen Auswertungen an einzelnen Kopplungsgegenständen und flächigen Darstellungen der Kopplungsgegenstände und Ergebnisse unterschieden werden.

Auswertung einzelner Punkte

Darstellen lassen sich zum Beispiel der Wasserstand im Schacht, der Wasserstand an der Oberfläche oder die Austauschmengen zwischen dem Kanal und der Oberfläche. Bei der Auswertung einzelner Punkte können diese Ergebnisse in Form von Diagrammen mit einer zeitlichen Abhängigkeit abgebildet werden. In solchen Diagrammen können auch die Ergebnisse unterschiedlicher Planzustände, Parametersätze oder Modellansätze dargestellt und verglichen werden (siehe Abbildung 52).

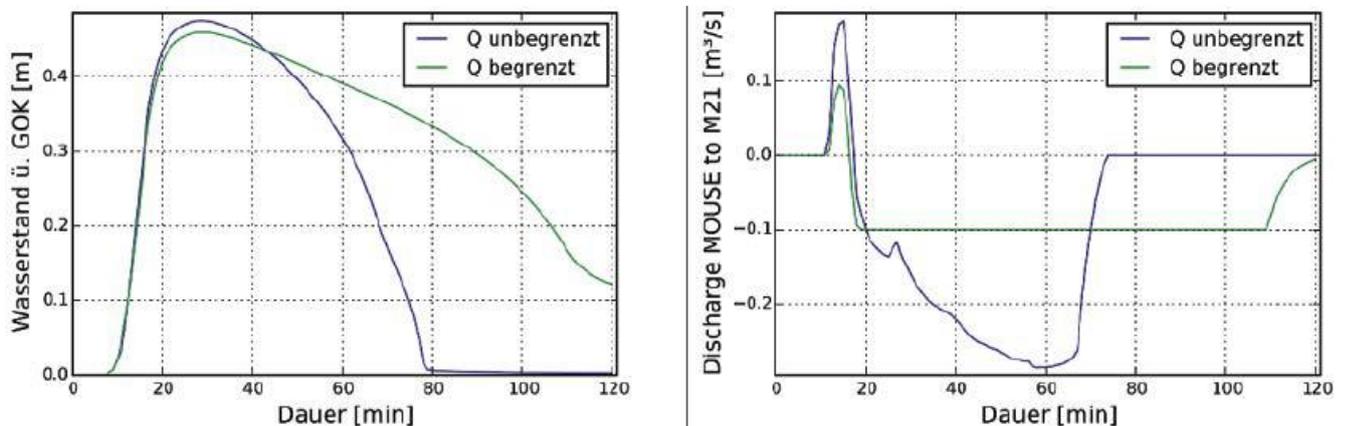


Abbildung 52 Beispiel Wasserstand an der Oberfläche und Austauschmengen an einem Schacht (SCHLAUSS et. al., 2018)

Flächige Darstellungen, akkumulierte Austauschmengen

Um den Einfluss der Kopplung über die gesamte Simulationsdauer mit einem Wert darstellen zu können, kann die Austauschmenge zwischen Kanal und Oberfläche über die Simulationsdauer akkumuliert werden. Das so erhaltene Ein- beziehungsweise Auslaufvolumen kann pro Kopplungsgegenstand (Schacht oder Straßeneinlauf) dargestellt werden. Um noch aussagekräftiger zu werden, lässt sich diese Darstellung gut mit Ergebnissen der pluvialen Überflutung wie Wassertiefen oder Differenz kombinieren (siehe Abbildung 53). Ähnlich zu den Differenzplänen der Wassertiefe oder Einstaudauer lassen sich auch für die Austauschmengen Differenzpläne für einen Variantenvergleich erstellen.

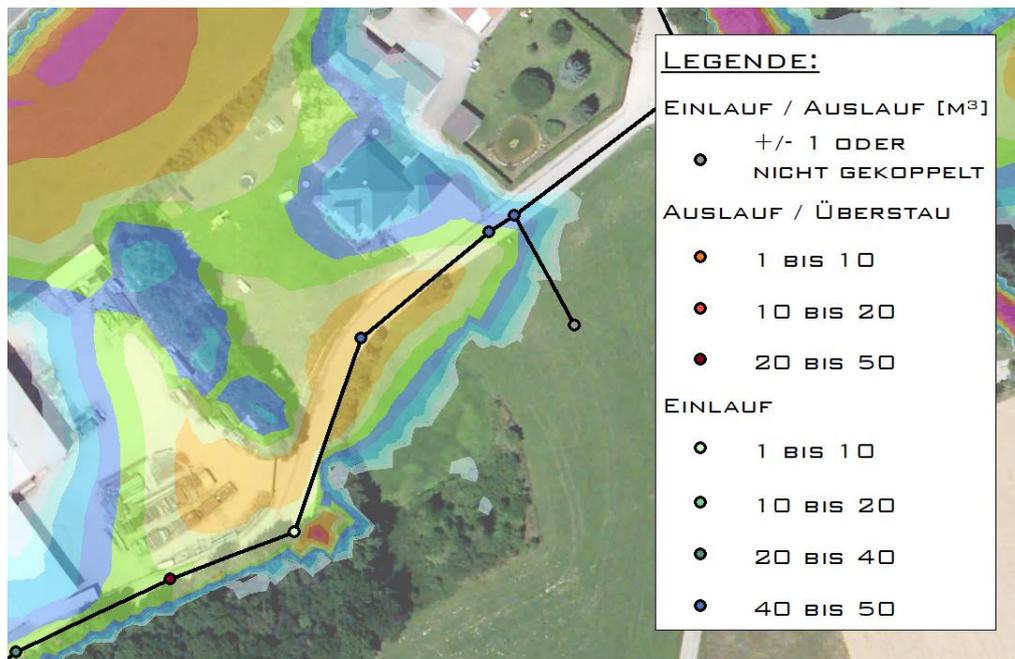


Abbildung 53 kombinierte Darstellung akkumulierter Austauschmengen und Wassertiefen (eigene Darstellung)

In den folgenden Kapiteln werden die Ergebnisse der Modellvergleiche vorgestellt, wobei der Fokus hier auf der Erklärung der Ergebnisse anhand exemplarischer Teilbereiche und der statistischen Auswertung der Gesamtergebnisse liegt. Auf flächige Kartendarstellungen für das gesamte Projektgebiet wurde bewusst verzichtet, da mit dem generellen Entwässerungsplan und der Hangwassermanagementplanung Hillslope bereits zwei umfassende Planungsprojekte vorliegen, die durch diese Arbeit weder in Frage gestellt noch ersetzt werden sollen.

Die Ergebnisse der Modellrechnungen dieser Arbeit wurden auf Plausibilität geprüft, indem sie mit den Ergebnissen aus den Vorgängermodellen (GEP und Hillslope) abgeglichen wurden. Eine weiterführende Validierung und Kalibrierung, über den Kalibrierungsstand der Vorgängermodelle hinaus, konnte aufgrund fehlender zusätzlicher Monitoringdaten nicht durchgeführt werden. Da das Hauptaugenmerk der Ergebnisinterpretation auf den Modellvergleichen liegt, wurde außerdem darauf verzichtet die Modelle untereinander beziehungsweise aufeinander zu kalibrieren, da dies die Aussagequalität der Vergleiche stark reduzieren würde.

5.2 Vergleich Straßeneinläufe, volle und reduzierte Kapazität

Zur Untersuchung des Kopplungsverhaltens werden die zwei 1D – 2D gekoppelten Modelle (mit unterschiedlichen Aufnahmekapazitäten der Straßeneinläufe) verglichen. In Abbildung 54 werden an einem beispielhaft ausgewählten Schacht und Straßeneinlauf die Austauschmengen der Kopplung über die gesamte Simulationsdauer dargestellt. Dabei lässt sich beim Straßeneinlauf die gewählte Begrenzung auf 5 l/s (volle Kapazität) und 2,5 l/s (reduzierte Kapazität) beobachten. Für Schächte wurde, wie bereits erwähnt, keine derartige Begrenzung festgelegt. Bei einigen besonders stark eingestauten Schächten lassen sich trotz der geringen Öffnungsfläche maximale Austauschmenge im Bereich von 30 l/s beobachten.

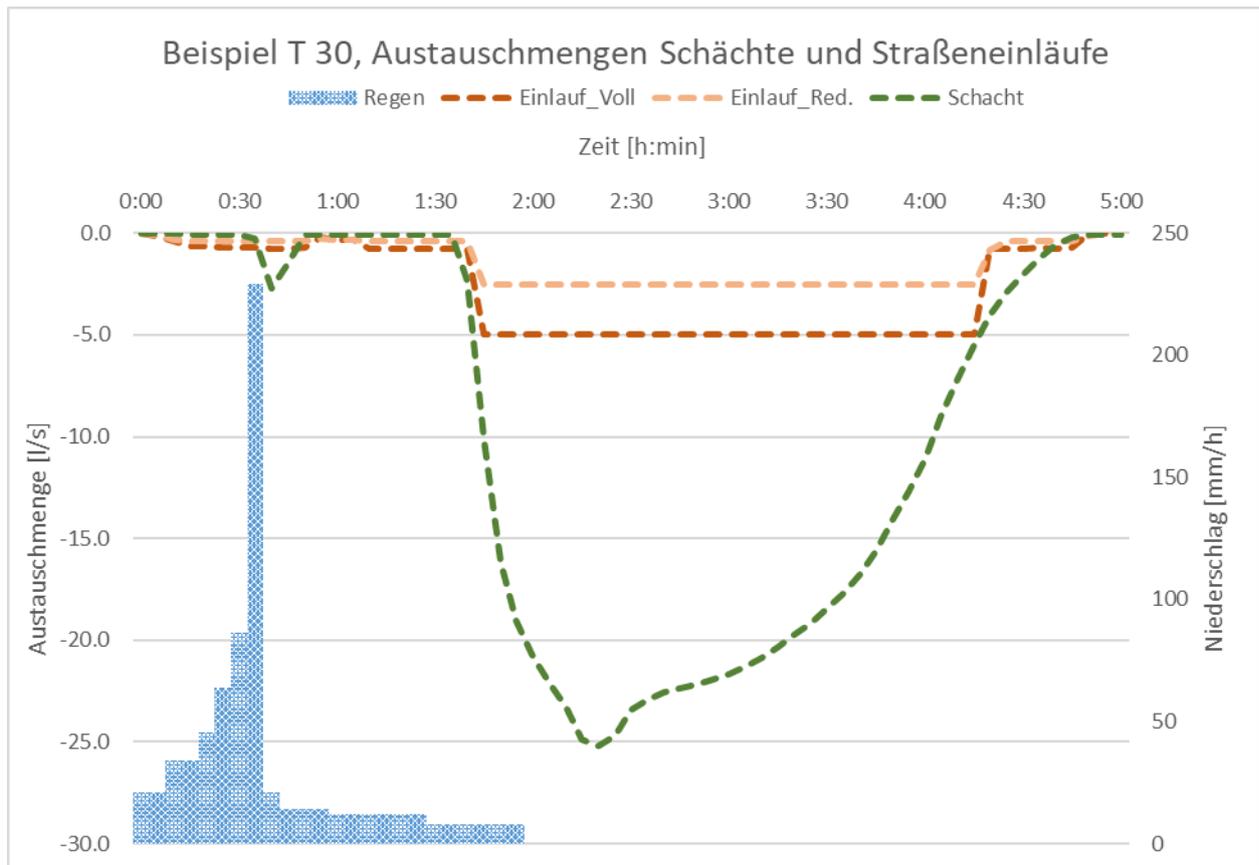


Abbildung 54 Beispiel zu Austauschmengen zwischen Kanalnetz und 2D Oberfläche (eigene Darstellung)

Der Großteil des Austausches findet bei beiden Modellvarianten von der 2D Oberfläche in Richtung Kanalnetz statt (Senken, negative Austauschmengen in Abbildung 54). In Summe überwiegt der Einlauf in das Kanalnetz. Bei nur wenigen einzelnen Kopplungsgegenständen überwiegt der Auslauf aus dem Kanalnetz.

Abbildung 55 zeigt einen beispielhaften Bereich, in dem der Einlauf in das Kanalsystem überwiegt. In Abbildung 56 wird ein Bereich dargestellt in dem auch ein Auslauf aus dem Kanalnetz stattfindet. Dargestellt werden jeweils die akkumulierten Austauschmengen an den Kopplungsgegenständen, der maximale Füllungsgrad der Leitungen und die maximalen Wassertiefen. Die Abbildung 57 und 58 zeigen die Differenzen zwischen den Varianten reduzierter und voller Kapazität. Dargestellt werden die Differenzen der akkumulierten Austauschmengen, der maximalen Wassertiefen und der Einstaudauer. Aus Gründen der Übersicht wurde auf die zusätzliche Darstellung der aus dem Modell ausgeschnittenen Dachflächen verzichtet. Bei der Beurteilung der Ergebnisse ist daher zu beachten, dass über den Dachflächen keine Wassertiefen zu erwarten sind.

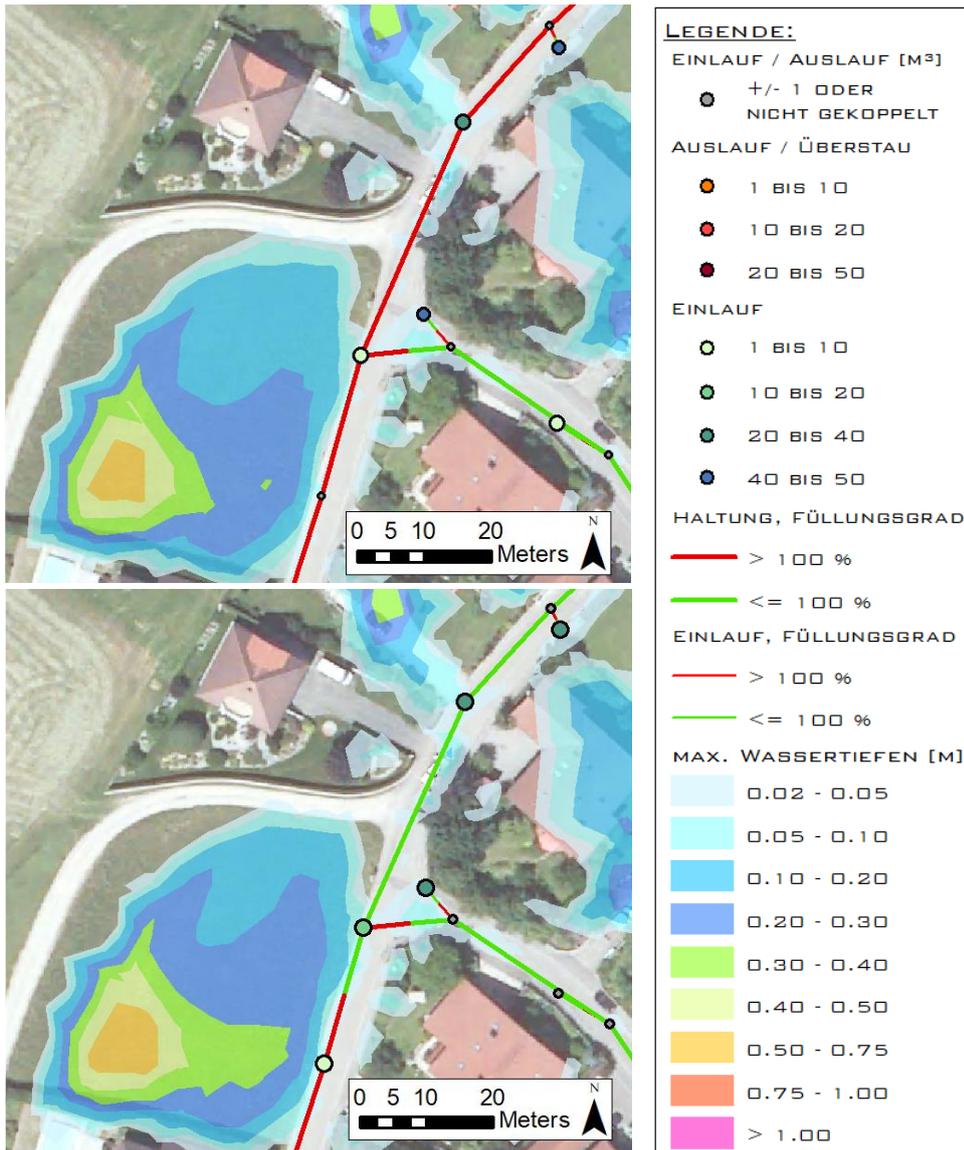


Abbildung 55 Vergleich Wassertiefen und Austauschmengen 1, T3 (eigene Darstellung)
oben: Variante volle Kapazität, unten: Variante reduzierte Kapazität

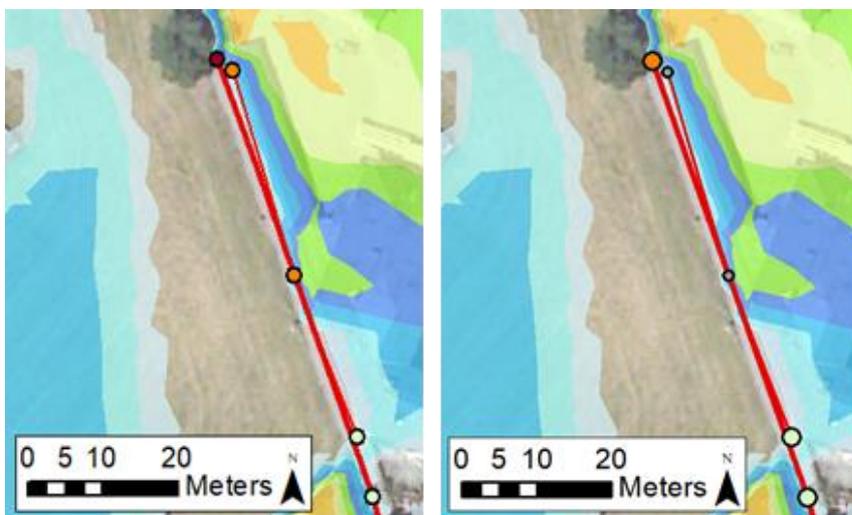


Abbildung 56 Vergleich Wassertiefen und Austauschmengen 2, T3 (eigene Darstellung)
links: Variante volle Kapazität, rechts: Variante reduzierte Kapazität



Abbildung 57 Vergleich Differenz maximale Wassertiefe und Einstaudauer 1, T3 links: Differenz h_{max} , rechts: Differenz Einstaudauer (eigene Darstellung)

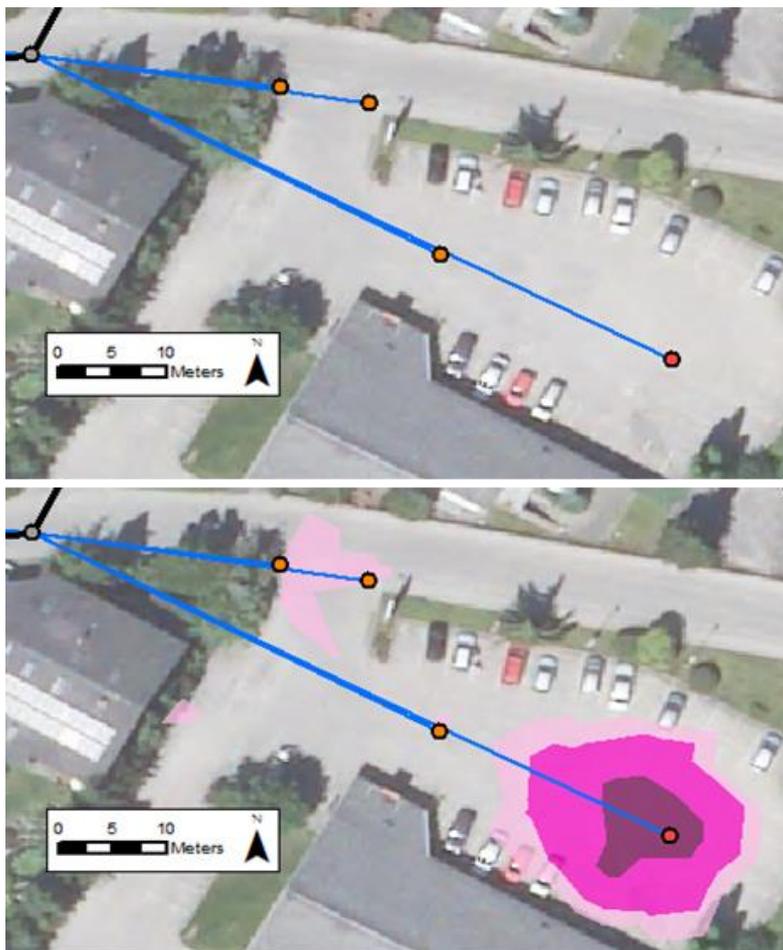


Abbildung 58 Vergleich Differenz maximale Wassertiefe und Einstaudauer 2, T3 (eigene Darstellung) oben: Differenz h_{max} unten: Differenz Einstaudauer

Vergleicht man die Ergebnisse der beiden Modellvarianten in Abbildung 55 zeigt sich, dass die Austauschmengen an den Straßeneinläufen durch die Reduktion der Aufnahmekapazität zurückgehen. An den gekoppelten Schächten (keine Begrenzung der Austauschkapazität) steigen die Austauschmengen hingegen. Jenes Wasser, welches durch die Straßeneinläufe nicht mehr aufgenommen werden kann, wird nun über die Simulationsdauer hinweg von den Schächten aufgenommen. Bei diesen Schächten steigen die Austauschmengen dadurch. Im südwestlichen Bereich lässt sich eine leichte Wasserspiegelerhöhung beobachten. Im direkten Umfeld um die Kopplungsgegenstände lassen sich keine merkbaren Änderungen der Wassertiefen finden. Da infolge der Aufnahmekapazitätsreduktion der Straßeneinläufe auch die maximale Kanalbelastung zurückgeht, reduziert sich auch der Auslauf beziehungsweise Überstau aus dem Kanalnetz (siehe Abbildung 56).

Durch die Reduktion der Aufnahmekapazität der Straßeneinläufe lässt sich in Abbildung 57 eine leichte Wasserspiegelerhöhung feststellen. Während sich die Austauschmengen an den Straßeneinläufen reduzieren, erhöht sich diese an einem Schacht. Durch die größere Überflutung und die langsamere Entwässerung des Bereiches erhöht sich die Einstaudauer um bis zu 60 min. Auch in Abbildung 58 lässt sich eine Reduktion der Austauschmengen an den Straßeneinläufen und eine Erhöhung der Einstaudauer beobachten. Hier lässt sich jedoch keine Auswirkung auf die maximalen Wassertiefen (keine Differenz) beobachten. Es lässt sich feststellen, dass die reduzierte Einlaufkapazität eine direkte Auswirkung auf die Einstaudauer hat, während die maximalen Wassertiefen nicht immer davon beeinflusst werden.

Ein ähnliches Bild des geänderten Systemverhaltens zeigt sich bei einer statistischen Betrachtung der Modellergebnisse im gesamten Projektgebiet.

In Tabelle 15 sind die akkumulierten Austauschmengen dargestellt. Unterschieden wird dabei zwischen den drei Bemessungsereignissen T3, T5 und T30 sowie den gesamten Austauschmengen und den Austauschmengen an den Schächten und Straßeneinläufen.

Tabelle 15 Vergleich akkumulierte Austauschmengen nach Bemessungsereignis,

*Prozent in Bezug auf Gesamtmenge

Bemessungs- regen	Gesamt [m³]		Schächte [m³] (%) *		Straßeneinläufe [m³] (%) *	
	Volle Kap.	Red. Kap.	Volle Kap.	Red. Kap.	Volle Kap.	Red. Kap.
T3	28.519	26.849	22.221 (78 %)	23.005 (86 %)	6.297 (22 %)	3.843 (14%)
T5	33.211	31.044	25.832 (78 %)	26.638 (86 %)	7.378 (22 %)	4.405 (14 %)
T30	49.112	45.581	38.087 (78 %)	39.303 (86 %)	11.024 (22 %)	6.278 (14 %)

Um die Auswirkungen des geänderten Einlaufverhaltens auf die maximalen Überflutungsflächen beurteilen zu können, sind in Tabelle 16 die Differenzen der Austauschmengen und der Überflutungsflächen im Siedlungsgebiet dargestellt.

Tabelle 16 Vergleich Differenz Austauschmengen und Überflutung im Siedlungsgebiet

Bemessungsregen	Differenz Austauschmengen (Red. Kap. – Volle Kap.) [m³]	Differenz Überflutungsflächen (Red. Kap. – Volle Kap.) [m³]
T3	- 1.670	+ 300
T5	-2.167	+ 410
T30	- 3.531	+ 333

Aus Tabelle 15 zeigt sich, dass die Straßeneinläufe weitaus geringer zu den gesamten Austauschmengen beitragen als die Schächte. Dabei betragen die Austauschmengen bei den Straßeneinläufen im Bezug zu den Schächten rund ein Drittel bei der Variante voller Kapazität und rund ein Sechstel bei der Variante reduzierter Kapazität. Die Unterschiede zwischen den Gesamtaustauschmengen zwischen der vollen und der reduzierten Varianten fallen daher auch entsprechend gering aus. Weiters lassen sich bei beiden Varianten keine Abhängigkeiten in Bezug auf die Wiederkehrzeit des Bemessungsereignisses feststellen.

Wie bereits an den charakteristischen Beispielen festgestellt, zeigt sich auch in Tabelle 16, dass das geänderte Einlaufverhalten nur einen sehr begrenzten Einfluss auf die Überflutungsflächen hat. Auch hier lässt sich keine Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit beobachten. Bei dieser Auswertung ist jedoch hervorzuheben, dass für die Auswertung der Überflutungsflächen die maximalen Wassertiefen herangezogen wurden. Durch die Entwässerung der Oberfläche über das Kanalsystem ist jedoch eher mit einer zeitlich ausgedehnten Entwässerung zu rechnen. Spitzenabflüsse an der Oberfläche können dadurch nicht signifikant verringert werden. Diese eher zeitliche Einflussnahme bestätigt sich auch bei Betrachtung von Abbildung 57 und Abbildung 58.

Für ein Analyse des geänderten Überstauverhaltens der zwei Modellvarianten (volle und reduzierte Kapazität) wird auf das folgende Kapitel verwiesen.

5.3 Vergleich Überstau- und Überflutungsverhalten

Da sich die Kanalmodelle zwischen Modell 1D – hydrologisch und den Modellen 1D – 2D gekoppelt unterscheiden (Straßeneinläufe und deren Zulaufleitungen), mussten, um eine Vergleichbarkeit der Überstauanzahl zu gewährleisten, einige Überlegungen hinsichtlich der Ausweisung eines Überstaus getroffen werden. Die Auswertungen beziehen sich auf die Gesamtanzahl der Schächte. Die Anzahl der Straßeneinläufe ist dabei nicht beinhaltet. Die folgenden Vorgehensweisen wurden bei den Modellen zur Ausweisung eines Überstaus angewandt:

- Modell 1D – hydrologisch: Als Überstaukriterium wurden die Ergebnisse an den Schächten herangezogen. Es waren keine weiteren Überlegungen notwendig, da keine Straßeneinläufe in diesem Model enthalten sind.
- Modelle 1D – 2D gekoppelt: Ob ein Schacht mit einem Überstau auszuweisen ist, wurde anhand der Ergebnisse an den Schächten und den damit verbundenen Straßeneinläufen beurteilt. Überstau am Schacht wurde ausgewiesen, wenn:
 - Überstau am Schacht, kein Überstau an den verbundenen Straßeneinläufen
 - Überstau am Schacht und den verbundenen Straßeneinläufen
 - Überstau an verbundenen Straßeneinläufen aber kein Überstau am Schacht selbst

Bei den folgenden beispielhaften Darstellungen wurden die Straßeneinläufe und deren Zulaufleitungen der 1D – 2D gekoppelten Modelle aus Gründen der Vergleichbarkeit und Übersicht nicht dargestellt.

In Abbildung 59 und Abbildung 60 wird das Überstauverhalten der Modelle 1D – hydrologisch und 1D – 2D gekoppelt (volle und reduzierte Kapazität) gegenübergestellt. Dargestellt werden der Überstau an den Schächten und der Füllungsgrad an den Haltungen, wobei jeweils die Ergebnisse der kleinsten Wiederkehrzeit mit Überlastung dargestellt werden. Ein Schacht bei dem Beispielsweise sowohl bei T5 als auch bei T30 ein Überstau auftritt, wird daher als T5 dargestellt.

Ergebnisse und Diskussion

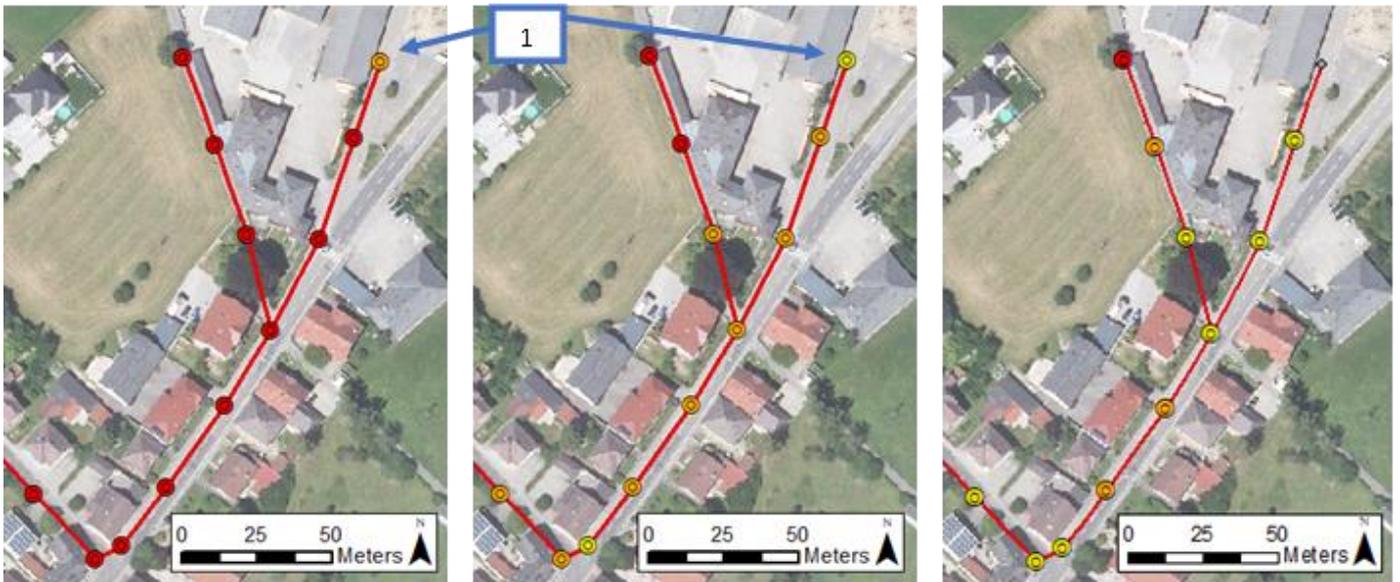


Abbildung 59 Vergleich Überstau 1 (eigene Darstellung)
 Modell 1D – hydrologisch (links), Modell 1D – 2D gekoppelt: volle Kap. (mitte) und red. Kap. (rechts)

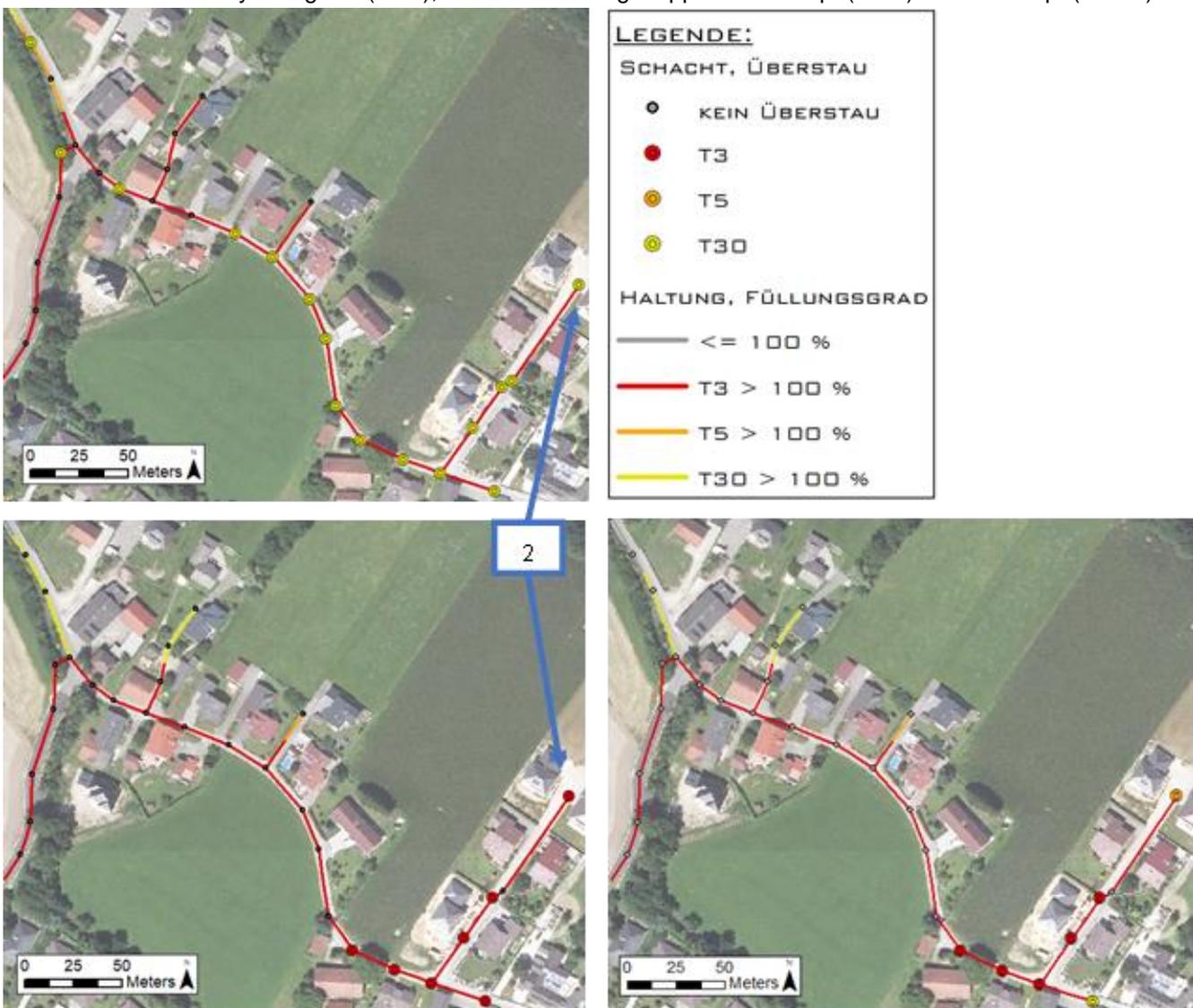


Abbildung 60 Vergleich Überstau 2 (eigene Darstellung)
 Modell 1D – hydrologisch (oben), Modell 1D – 2D gekoppelt: volle Kap. (links) und red. Kap. (rechts)

Vergleicht man das Überstauverhalten aus Abbildung 59 lässt sich feststellen, dass das Modell 1D – hydrologisch die größte Kanalbelastung aufweist. Die reduzierte Variante des Modells 1D – 2D gekoppelt weist die geringste Belastung auf. Grundsätzlich lassen sich zwischen den Überstauverhalten der zwei unterschiedlichen Kopplungsvarianten nur sehr geringe Unterschiede feststellen. Im Projektgebiet lassen sich jedoch auch Bereiche finden, in denen der Kanal bei der gekoppelten Variante nicht nur weniger belastet ist, sondern auch ein gänzlich anderes Belastungsbild zeigt. Ein Beispiel dafür findet sich in Abbildung 60. Beim Modell 1D – hydrologisch zeigt sich hier eine konstante und leichte Belastung des Kanalsystems (meist Schächte mit Überstau bei T30). Ein heterogenes Belastungsbild zeigt sich dafür bei den Modellvarianten 1D – 2D gekoppelt. Dabei ist ein Strang im Osten recht stark belastet (Überstau bei T3) während bei den restlichen Schächten kein Überstau auftritt.

Dieser Unterschied ist auf die unterschiedlichen Modellansätze zurückzuführen. Während beim Modell 1D – hydrologisch der generierte Abfluss entsprechend den Zuordnungen in nahegelegene Schächte geleitet wird, kann sich der Oberflächenabfluss beim Modell 1D – 2D gekoppelt frei ausbilden und sich vermehrt in bestimmten Bereichen (wie zum Beispiel Senken) sammeln und in das Kanalsystem fließen.

Ein weiterer Grund für dieses unterschiedliche Verhalten lässt sich bei der Berücksichtigung der Hangwässer finden, deren Einfluss sich durch die Analyse der zeitlichen Komponente des Überstaus ausmachen lässt. Bei Bereichen, die kaum durch das Hangwasser beeinflusst werden (Markierung 1 in Abbildung 59), treten die Überstauspitzen bei allen Modellvarianten in etwa zum Zeitpunkt des Niederschlagsmaximums auf (siehe Vergleich in Abbildung 61).

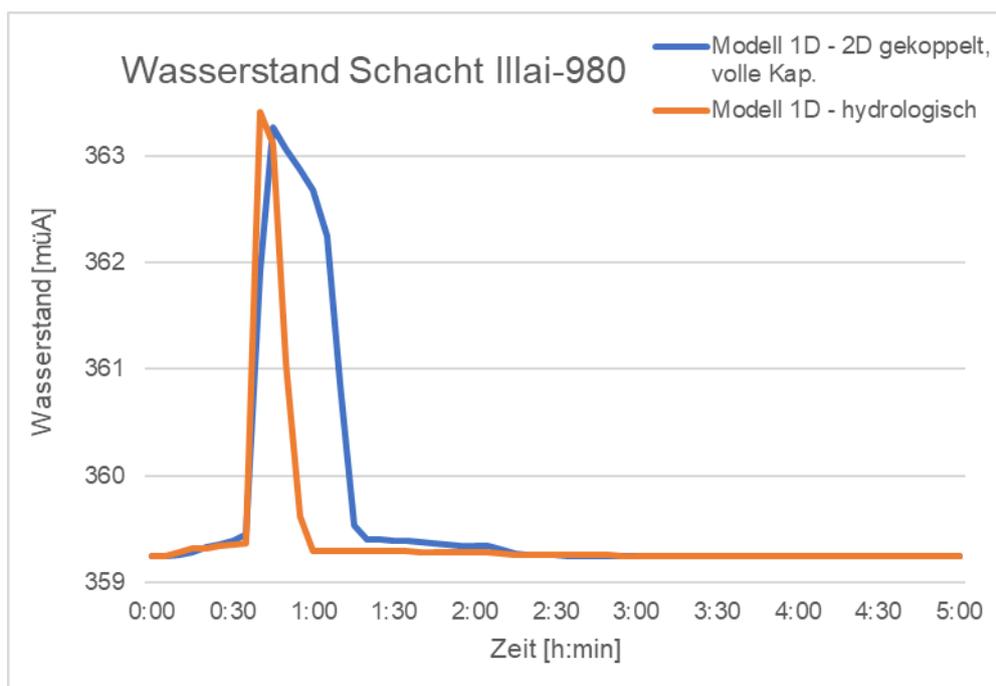


Abbildung 61 Vergleich Wasserstand Schacht Illai-980 bei T 3 (eigene Darstellung)

Bei Bereichen die stärker vom Hangwasser betroffen sind (Markierung 2 in Abbildung 60), lässt sich beim Modell 1D – 2D gekoppelt neben einer Überstauspitze zum Zeitpunkt des Niederschlagsmaximums eine zweite und weitaus später auftretende Spitze beobachten (siehe Vergleich in Abbildung 62). Da großflächige Hangwassereinzugsgebiete im Modell 1D – hydrologisch nicht abgebildet wurden, kann diese Spitze dort nicht gefunden werden.

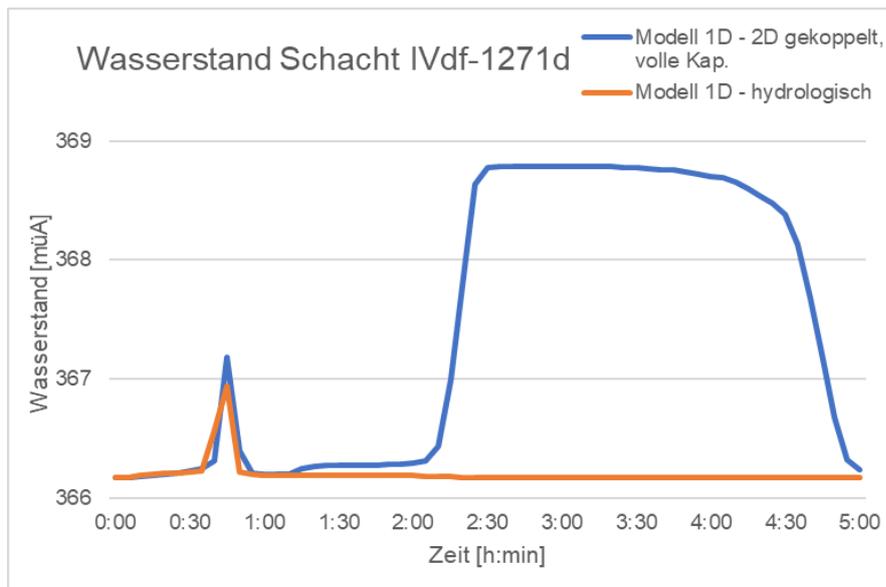


Abbildung 62 Vergleich Wasserstand Schacht IVdf-1271d bei T 3 (eigene Darstellung)

Die oben geführten Schlüsse anhand charakteristischer Bereiche lassen sich bei einer statistischen Betrachtung der Modellergebnisse im gesamten Projektgebiet bestätigen. In Tabelle 17 und Abbildung 63 werden die Überstauhäufigkeiten der untersuchten Modelle gegenübergestellt.

Tabelle 17 Vergleich Überstauhäufigkeiten nach Bemessungsereignis

Bemessungsregen	Modell 1D – hydrologisch	Modell 1D – 2D gekoppelt	
		Volle Kapazität	Reduzierte Kapazität
T 3	32 von 1.614 2,0 %	42 von 1.614 2,6 %	39 von 1.614 2,4 %
T 5	90 von 1.614 5,6 %	59 von 1.614 3,7 %	51 von 1.614 3,2 %
T 30	380 von 1.614 23,5 %	141 von 1.614 8,7 %	123 von 1.614 7,6 %

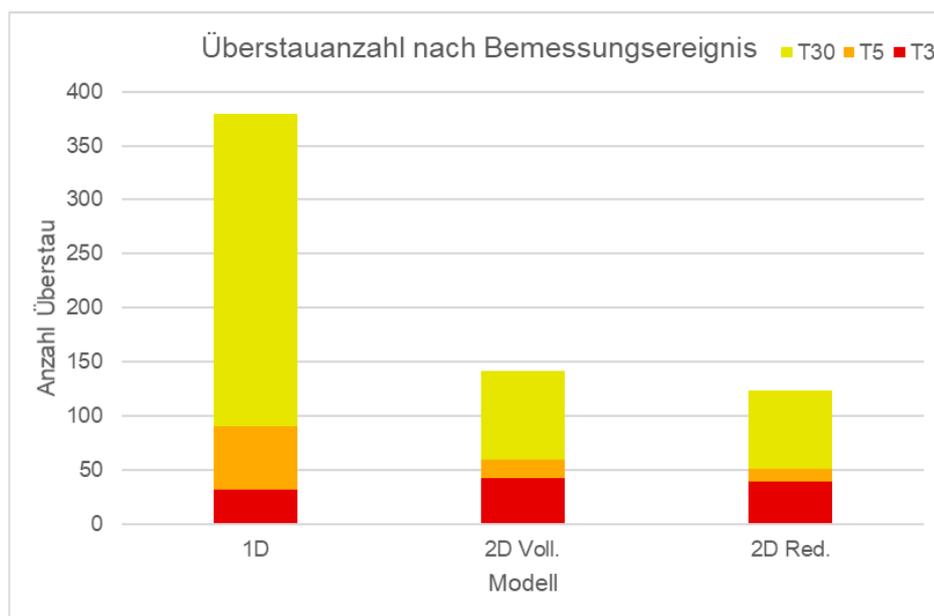


Abbildung 63 Grafik Überstauhäufigkeiten nach Bemessungsereignis (eigene Darstellung)

Im ÖWAV Regelblatt 11 wird je nach örtlicher Gegebenheit die Einhaltung unterschiedlicher Überstauhäufigkeiten gefordert. Im Zuge des GEP wurde das Projektgebiet in Wohngebiet und Stadtzentrum beziehungsweise Gewerbegebiet eingeteilt (siehe Abbildung 64). In)

Tabelle 18 findet sich eine Auswertung des Überstauverhaltens anhand dieser Einteilung.

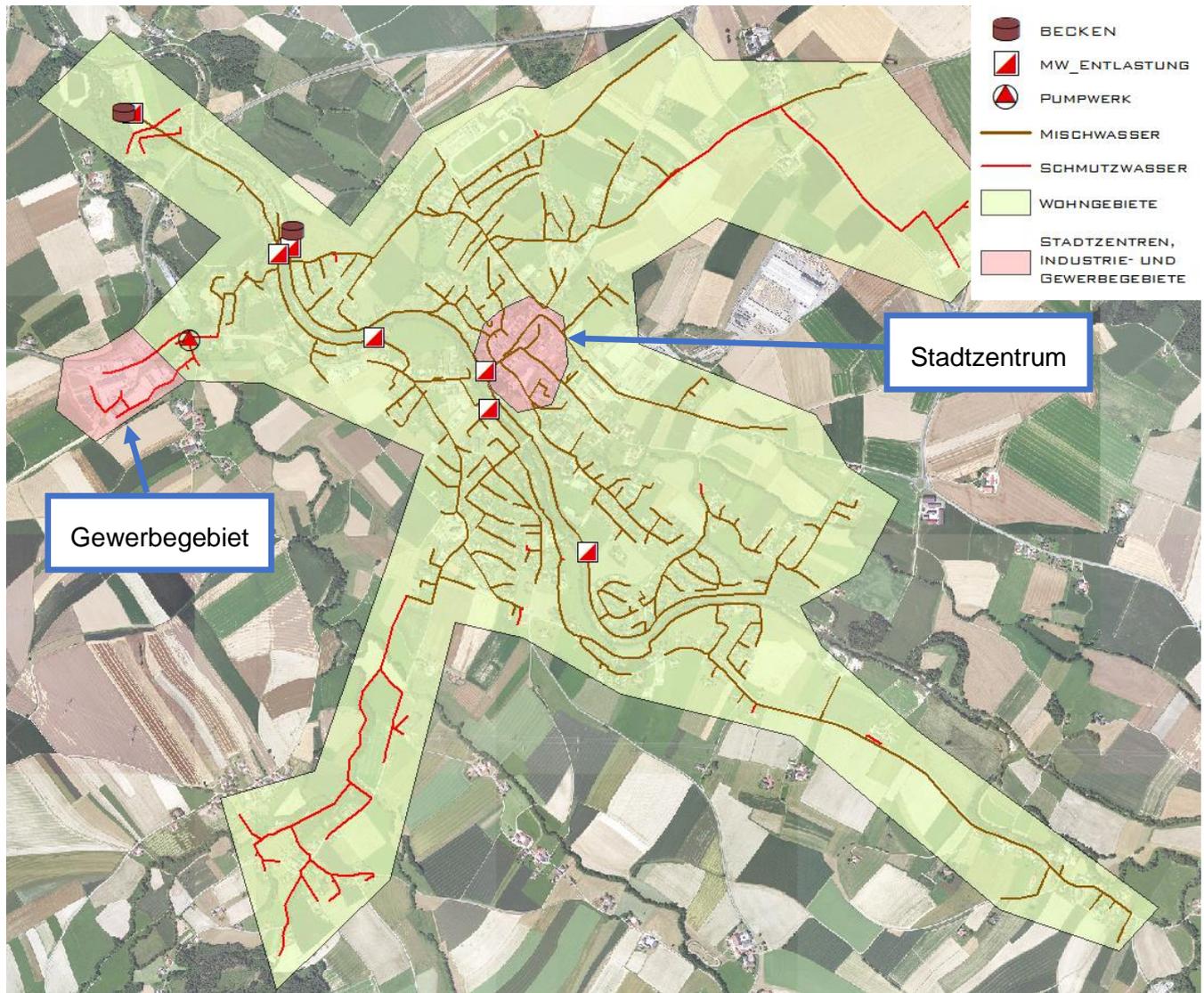


Abbildung 64 Übersicht Ortseinteilung nach ÖWAV Regelblatt 11 (eigene Darstellung)

Tabelle 18 Vergleich Überstauhäufigkeiten nach Ort gemäß ÖWAV Regelblatt 11

Ort	Modell 1D – hydrologisch	Modell 1D – 2D gekoppelt	
		Volle Kapazität	Reduzierte Kapazität
Wohngebiete 1 in 3	29 von 1.504 1,9 %	42 von 1.504 2,8 %	39 von 1.504 2,6 %
Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete 1 in 5	5 von 110 4,5 %	2 von 110 1,8 %	0 von 110 0,0 %

Wie bereits anhand der charakteristischen Beispiele gezeigt wurde, lässt sich auch in Tabelle 17 eine geringere Überstauhäufigkeit beim Modell 1D – 2D gekoppelt feststellen. Dieser Trend ist jedoch nicht allgemein gültig. Während im Modell 1D – hydrologisch beim Bemessungsereignis T30 rund die dreifachen Überstauhäufigkeit zu beobachten ist, nimmt dieser Unterschied mit sinkender Wiederkehrzeit ab. Beim Bemessungsereignis T3 sind die Überstauhäufigkeiten der Modellvarianten sehr ähnlich beziehungsweise tritt sogar etwas mehr Überstau beim Modell 1D – 2D gekoppelt auf.

Vergleicht man die Überstauhäufigkeiten der beiden Varianten für das 1D – 2D gekoppelte Modell so lassen sich keine großen Unterschiede feststellen. Diese Feststellung stimmt auch mit den Ergebnissen aus 5.2 zusammen, da beide Varianten ähnliche Gesamtaustauschmengen vorweisen und daraus folgend auch die Kanalbelastung ähnlich sein muss.

Betrachtet man die Gegenüberstellung anhand der Ortseinteilung aus Tabelle 18, zeigt sich ein sehr ähnliches Bild wie bei der Gesamtauswertung. Es lassen sich keine weiteren Trends hinsichtlich der Überstauhäufigkeit feststellen. Insofern scheint die Überstauhäufigkeit mehr von der Wiederkehrzeit des Bemessungsereignisses als von der Gebietseinteilung gemäß ÖWAV Regelblatt 11 beeinflusst zu sein.

Werden jedoch kleinere Teilbereiche und einzelne Stränge untersucht, so kann sich der Vergleich der Überstauhäufigkeiten auch völlig anders zeigen. Wie bereits anhand der charakteristischen Beispiele gezeigt, können die Überstauhäufigkeiten vor allem bei Bereichen, die durch Hangwasser beeinflusst werden, stark voneinander abweichen.

Die Auswirkungen der unterschiedlichen Kanalbelastungen auf die Mischwasserentlastungen werden im folgenden Kapitel untersucht.

5.4 Vergleich Mischwasserentlastungsverhalten

Der Fokus dieses Kapitels liegt auf dem Vergleich der Überlaufmengen an den Mischwasserentlastungen und den Zulaufmengen zur Kläranlage. In Abbildung 65 ist der zeitliche Verlauf des entlasteten Mischwassers am Regenüberlauf 1 beim Bemessungsereignis T 5 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Entlastung zu Simulationsende beim Modell 1D – 2D gekoppelt noch nicht vollständig abgeschlossen ist. Dieser Umstand ist bei den folgenden Vergleichen immer zu berücksichtigen. Die Überlaufspitze und deren Zeitpunkt sind jedoch bei beiden Modellvarianten durchaus vergleichbar. Ähnliches lässt sich auch bei den anderen Mischwasserentlastungen und Bemessungsereignissen feststellen.

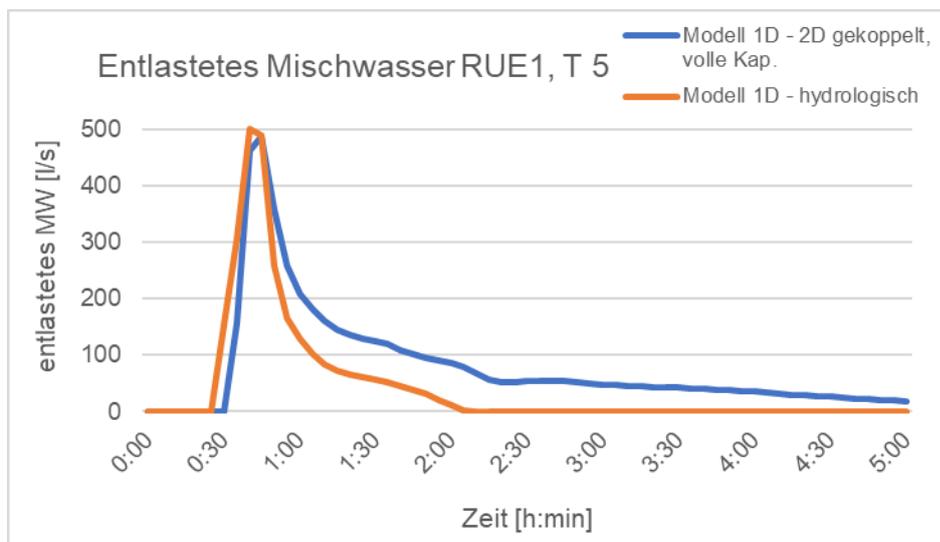


Abbildung 65 entlastetes Mischwasser an RUE1 bei T 5 (eigene Darstellung)

In Tabelle 19 wird das entlastete Mischwasser der Simulationsläufe aufgeführt. Die Zulaufmengen zur ARA werden in Tabelle 20 gegenübergestellt.

Tabelle 19 Vergleich entlastetes Mischwasser nach Bemessungsereignis

Bemessungsregen	Modell 1D – hydrologisch	Modell 1D – 2D gekoppelt	
		Volle Kapazität	Reduzierte Kapazität
T 3	14.070 m ³	29.899 m ³	28.267 m ³
T 5	16.971 m ³	35.776 m ³	33.667 m ³
T 30	27.195 m ³	55.985 m ³	52.538 m ³

Eine genauere Aufstellung der Entlastungsmengen findet sich in Abbildung 66. Darin werden neben den entlasteten Mengen der Regenüberläufe und Becken, der Überlauf aus dem Kanal angeführt. Dafür wurde beim Modell 1D – hydrologisch jenes Volumen verwendet, das bei überlaufenden Schächten das System verlässt. Beim Modell 1D – 2D gekoppelt wurde jenes Volumen angesetzt, das im Zuge der Kopplung vom Kanalnetz auf die 2D Oberfläche gebracht wird. Diese beiden Kennzahlen unterscheiden sich dadurch, dass bei überlaufenden Schächten das Wasser der hydrodynamischen Berechnung komplett entzogen wird, während beim gekoppelten Modell das Wasser zu einem anderen Zeitpunkt oder an einem anderen Ort wieder in das Kanalnetz treten kann.

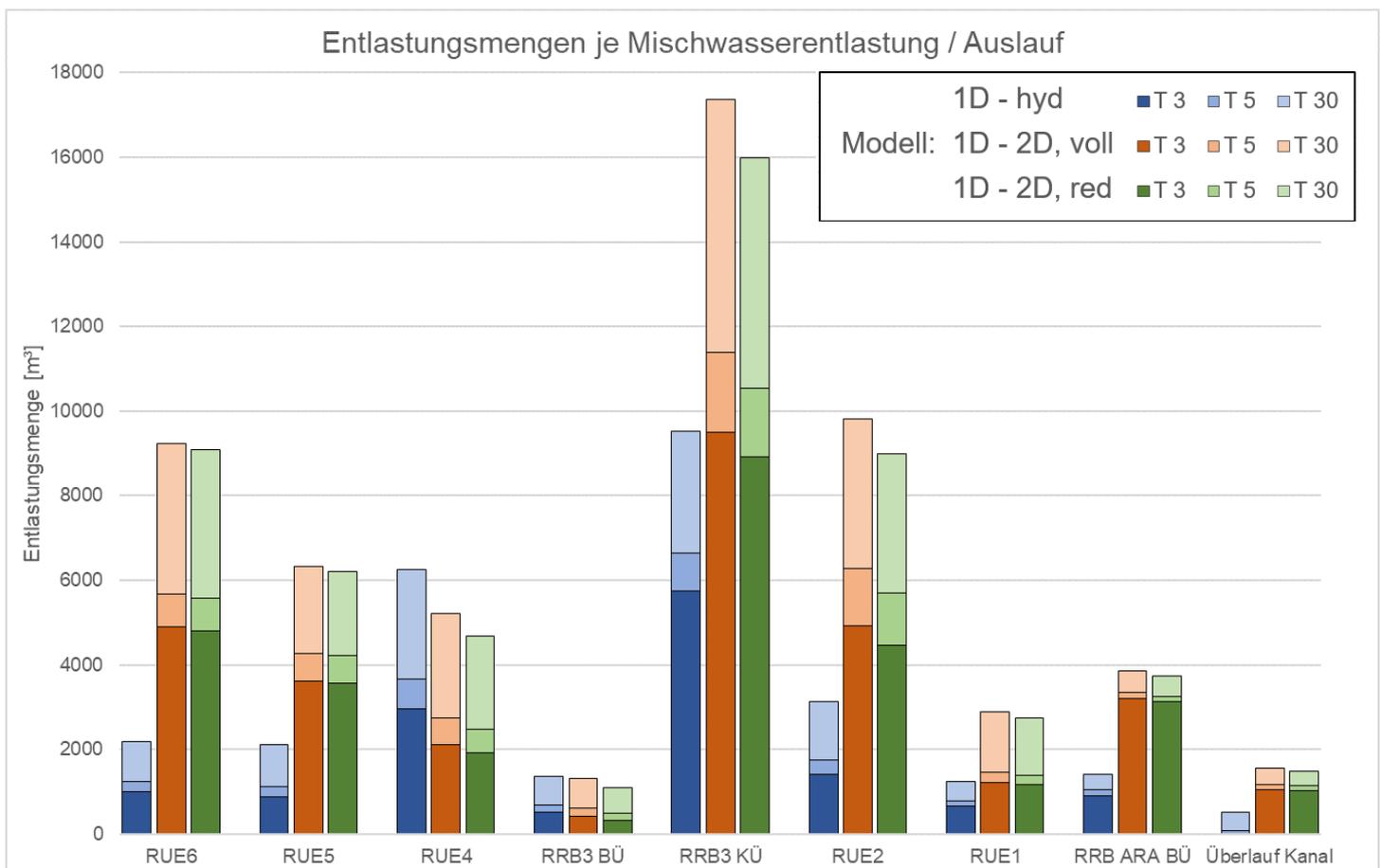


Abbildung 66 entlastetes Mischwasser je Mischwasserentlastung / Auslauf (eigene Darstellung)

Tabelle 20 Vergleich Zulaufmengen ARA nach Bemessungsereignis

Bemessungsregen	Modell 1D – hydrologisch	Modell 1D – 2D gekoppelt	
		Volle Kapazität	Reduzierte Kapazität
T 3	2.290 m ³	2.548 m ³	2.544 m ³
T 5	2.312 m ³	2.565 m ³	2.562 m ³
T 30	2.363 m ³	2.604 m ³	2.601 m ³

Anhand der Entlastungsmengen aus Tabelle 19 zeigt sich, dass diese bei den 1D – 2D gekoppelten Modellen in etwa doppelt so groß sind wie beim Modell 1D – hydrologisch. Die Verteilung auf die einzelnen Mischwasserentlastungen ist dabei grundsätzlich sehr ähnlich (siehe Abbildung 66). So liefert beispielweise der Klärüberlauf des Regenrückhaltebeckens 3 bei allen Modellvarianten die größten Entlastungsmengen. Beim Regenüberlauf 4 sind hingegen die Entlastungsmengen beim Modell 1D – hydrologisch am größten. Es lassen sich also örtliche Unterschiede feststellen.

Vergleicht man die einzelnen Wiederkehrzeiten beziehungsweise Bemessungsereignisse, so zeigen diese die gleichen Muster. Es lassen sich keine auffälligen Abhängigkeiten von der Wiederkehrzeit erkennen.

Auch zwischen den Modellvarianten 1D – 2D gekoppelt lassen sich keine großen Unterschiede finden. Dies lässt sich gut mit der Feststellung aus 5.2 vereinen, nach der beide Varianten ähnliche Gesamtaustauschmengen vorweisen und daraus folgend auch die Belastung der Mischwasserüberläufe vergleichbar sein sollte.

Die Überlaufspitzen an den Mischwasserentlastungen und deren Auftrittszeitpunkte liegen bei allen Modellen in einem ähnlichen Bereich. Bei der Dauer der Entlastung lässt sich jedoch feststellen, dass diese bei den 1D – 2D gekoppelten Modellen nach der Simulationsdauer von 5 Stunden noch nicht vollständig abgeschlossen sind. Beim 1D – hydrologischen Modell ist die Entlastung nach 2 bis 3 Stunden vollständig abgeschlossen.

Bei Betrachtung der Zulaufmengen zur ARA (siehe Tabelle 20) lässt sich feststellen, dass diese bei allen Modellvarianten und Bemessungsereignissen fast gleich ist.

6. Interpretation

Vor der Diskussion der Ergebnisse aus Kapitel 5 muss hervorgehoben werden, dass sich die Ergebnisse und Interpretationen auf die Auswertung nur einer Fallstudie beziehen. Eine allgemeine Gültigkeit kann daraus nur beschränkt abgeleitet werden.

Straßeneinläufe, volle und reduzierte Kapazität

Da die Straßeneinläufe jeweils nur einen eher geringen Anteil an den gesamten Austauschmengen haben ($\frac{1}{3}$ bei voller und $\frac{1}{6}$ bei reduzierter Kapazität), lässt sich die Vermutung aufstellen, dass hier ein gewisses Missverhältnis vorliegt, da ein Vergleich von Anzahl und Öffnungsfläche der gekoppelten Schächte und Straßeneinläufe (siehe Tabelle 11 und Tabelle 12) eher ein umgekehrtes Verhältnis erwarten lässt. Ein Grund dafür findet sich wohl bei der Wahl der Kopplungsparameter. Der Vorschlag Schachtdeckel lediglich über ihre Öffnungsfläche zu begrenzen (SCHLAUSS & GROTTKER, 2016), kann zumindest für das gewählte Softwarepaket nicht bestätigt werden.

Durchaus bestätigen lässt sich jedoch, dass eine Limitierung der Einlaufkapazitäten (simulierter Störfall) eher geringe Auswirkungen auf die maximalen Überflutungstiefen hat, während die Einstaudauer um einiges stärker davon beeinflusst wird.

Die Ergebnisse zeigen außerdem wie wichtig einerseits eine gut überlegte Wahl der Kopplungsparameter und andererseits auch eine Beschreibung dieser in technischen Berichten oder Ähnlichem sind.

Rückblickend lässt sich feststellen, dass die Schächte im Verhältnis zu den Straßeneinläufen vermutlich zu große Austauschmengen liefern. Eine Reduktion der Aufnahmekapazität der Schächte bei gleichzeitiger Erhöhung dieser für die Straßeneinläufe und ungefähr gleichbleibender Gesamtaustauschmenge würde sich daher für mögliche Folgeprojekte anbieten. Dabei muss jedoch weiterhin gewährleistet werden, dass bei einem extremen Überstau aus dem Kanalnetz weiterhin auch große Mengen aus dem Kanalsystem austreten können.

Eine „korrekte“ Abbildung der Kopplung ist wohl noch nicht möglich, da viele dabei auftretende Prozesse (zum Beispiel Deckelabhebung oder Überströmen der Einläufe bei größerem Gefälle) komplex und aus heutiger Sicht schwer im Modell abzubilden sind.

Überstau- und Überflutungsverhalten

Vergleicht man die Ergebnisse hinsichtlich der Überstauhäufigkeiten, lassen sich Unterschiede in quantitativer Hinsicht mit einer gewissen Abhängigkeit vom Bemessungsereignis beziehungsweise der Wiederkehrzeit erkennen.

Da beim Modell 1D – hydrologisch der gesamte Oberflächenabfluss immer direkt dem Kanalsystem zugeführt wird, wird das System schnell überlastet und vor allem bei hohen Wiederkehrzeiten (hohe Niederschlagsbelastung) tritt im Vergleich zur anderen Modellart mehr Überstau auf. Der Überstau aus dem Modell 1D – hydrologisch wird in weiterer Folge bei den meisten Schächten in fiktiven Becken gesammelt und dem System auch wieder rückgeführt. Beim gekoppelten Modell hingegen wird der Einlauf des Oberflächenabflusses durch die gewählten Parameter begrenzt. Wasser, welches nicht in das Kanalsystem eintreten kann, bleibt daher an der Oberfläche und fließt je nach Topografie auch anderweitig ab. Das Wasser „wartet“ hier daher nicht immer, bis ein Einlaufen in das Kanalsystem möglich ist. Eine oberflächige Überflutung kann, trotzdem oder gerade weil das Wasser nicht schnell genug in das Kanalsystem findet, auftreten. 1D – 2D gekoppelte Modelle eignen sich daher direkt dazu, eine Überflutungsbetrachtung durchzuführen.

Weiters lassen sich auch Unterschiede hinsichtlich der Lage der Überstaubereiche feststellen. Abweichungen in der Lage können meist auf die Berücksichtigung der großflächigen Einzugsgebiete und des damit einhergehenden Hangwassers beim 1D – 2D gekoppelten Modell zurückgeführt werden. Wie von SIMPERLER, KRETSCHMER & ERTL (2019) vorgestellt, lassen sich die unterschiedlichen Überstaugründe durch deren Auftrittszeitpunkt gut abgrenzen.

Mischwasserentlastungsverhalten

Beim Modell 1D – 2D gekoppelt lassen sich in etwa doppelt so große Entlastungsmengen wie beim Modell 1D – hydrologisch beobachten. Da die Überlaufspitzen und deren Auftrittszeitpunkt bei beiden Modellen gut übereinstimmen, findet sich eine Erklärung für die größeren Entlastungsmengen in der längeren Dauer der Entlastungsereignisse, welche wiederum auf das relativ spät auftretende Hangwasser zurückzuführen ist.

Da für die Nachweise nach ÖWAV Regelblatt 19 jedoch das Jahresmittel des entlasteten Mischwassers für die Ermittlung des Weiterleitungsgrades heranzuziehen ist, lassen sich aus den gewonnenen Ergebnissen nur schwer Rückschlüsse auf das Regelblatt 19 ziehen. Alle Simulationsläufe wurden mit Wiederkehrzeiten geführt, die zum Teil weit über einem jährlichen Auftreten liegen. Wie erwartet bringt bei diesen Ereignissen die Berücksichtigung des Hangwassers erhöhte Entlastungsmengen. Bei kleineren Ereignissen, die unter einer Jährlichkeit von 1 liegen, dürfte dieser Einfluss weitaus geringer sein. Unter der Annahme, dass vor allem diese kleineren und häufig auftretenden Ereignisse das Jahresmittel des entlasteten Mischwassers beeinflussen, könnten die Jahresmittel für beide Modellvarianten durchaus ähnlich sein.

Die Ergebnisse der Zulaufmengen zur ARA lassen sich nicht weiter interpretieren, weil diese bei allen Rechenläufen fast gleich sind. Dies kann damit begründet werden, dass bei allen Modellen im Zuge der Simulation der Drosselzulaufwert zur ARA recht schnell erreicht und bis zum Simulationsende nicht mehr unterschritten wird.

Sowohl für die Entlastungsmengen als auch für die Zulaufmengen zur ARA ist die gewählte Simulationsdauer von 5 Stunden nicht ausreichend, um sämtliche Entlastungsereignisse vollständig abzudecken und sich wieder ein konstanter Abfluss im System einstellt.

Um die Unterschiede in Bezug auf das Regelblatt 19 besser beurteilen zu können, wäre es daher hilfreich weitere Rechenläufe mit längerer Simulationsdauer durchzuführen und auch kleinere Ereignisse ($T < 1$) zu untersuchen.

Stellt man die benötigte Zeit zur Projekterstellung der Rechenzeit eines Simulationslaufes gegenüber, so beträgt die Rechenzeit nur einen geringen Anteil der benötigten Arbeitszeit. In Hinblick auf den gesamten Zeitaufwand ist daher eine großzügige Wahl bei der Simulationsdauer sinnvoll. Eine längere Simulationsdauer konnte aufgrund der begrenzten Rechenkapazitäten in diesem Projekt jedoch nicht gewählt werden.

Ein Simulationslauf mit dem Modell 1D – 2D gekoppelt benötigte im gegenwärtigen Projekt in etwa 70 Stunden und mit dem Modell 1D – hydrologisch in etwa 20 Minuten Rechenzeit. Daraus lässt sich schließen, dass Änderungen und Variantentests mit 1D – hydrologischen Modellen, um einiges leichter handzuhaben sind. In Hinblick auf die Rechenzeit muss hier jedoch angemerkt werden, dass diese immer von der verfügbaren Hardware und Softwarelizenz (möglicher Nutzungsgrad der Hardware) abhängt. Durch eine hydrodynamische Simulation der 2D Oberfläche über eine Grafikkarte (GPU) wären beispielsweise noch große Zeiteinsparungen beim Modell 1D – 2D gekoppelt möglich.

7. Schlussfolgerungen und Ausblick

Die gewonnenen Ergebnisse zeigen, dass die Integration von Hangwassermodellen in und für den hydraulischen Nachweis in der Siedlungsentwässerung durchaus einen positiven Beitrag leisten kann. Der Informationsgewinn ist jedoch je nach Fragestellung sehr unterschiedlich.

Straßeneinläufe, volle und reduzierte Kapazität

Es konnte festgestellt werden, dass der Wahl der Kopplungsparameter eine große Rolle hinsichtlich der Ergebnisqualität zukommt und diese nicht einfach festzulegen sind. Eine gewisse Standardisierung dieser Parameter (zum Beispiel Formbeiwert, maximale Austauschkapazität oder anzusetzende Öffnungsfläche) und auch der generellen Ansätze, in Form eines Leitfadens auf Basis einiger kalibrierter Fallstudien wäre wünschenswert. Dies würde auch der Vergleichbarkeit von gekoppelten Modellen zugutekommen.

Zusätzlich soll hier hervorgehoben werden, dass die Kopplungsparameter auch jene Parameter darstellen, die für eine Kalibrierung des Modells verwendet werden können und müssen. Auch hinsichtlich der Kalibrierung dieser Parameter lassen sich nur wenige Verweise in der Literatur finden. Die Schaffung einer breiten Forschungsgrundlage, auf der die Anwendung in der Praxis aufbauen kann, scheint im Bereich der 1D – 2D gekoppelten Modellierung erst im Entstehen zu sein.

Straßeneinläufe und deren Anschlussleitungen sind in der Praxis als auch in der Literatur ein eher stiefmütterlich behandeltes Thema und Datengrundlagen der Stammdaten kaum bis gar nicht vorhanden. Diese werden nicht im Leitungsinformationssystem oder anderen Katastern geführt und auch die Zuständigkeit liegt oft nicht beim Kanalbetreiber. Für die Funktionsfähigkeit des Überflutungsschutzes und der Entwässerung stellen diese jedoch einen wichtigen Teil dar. Die Wartung und Säuberung dieser sollten daher nicht vernachlässigt werden. Ein gesteigertes Bewusstsein für die Wichtigkeit dieser Anlagenteile wäre daher erstrebenswert. Während der Großteil der Anlagenteile in der Siedlungsentwässerung meist unter der Zuständigkeit der Kanalnetzbetreiber liegt, liegt die Zuständigkeit für die Straßeneinläufe in der Regel bei der Straßenverwaltung beziehungsweise dem Straßenbaulastträger (Straßenmeisterei). Diese Trennung könnte im Sinne eines gesamtheitlichen Überflutungsmanagement zu einem erhöhten Aufwand und Effizienzverlusten führen.

Überstau- und Überflutungsverhalten

Beim Vergleich des Überstau- und Überflutungsverhaltens hat sich gezeigt, dass 1D – 2D gekoppelte Modelle sich dazu eignen direkt die Überflutungshäufigkeit zu beurteilen. Ein Nachweis mithilfe der Hilfsgröße Überstau ist nicht mehr nötig und die Funktionalanforderung „Schutz vor kanalinduzierten Überflutungen“ aus der ÖNORM EN 752 kann über das direkte Nachweiskriterium der Überflutungshäufigkeit geführt werden. Die Ergebnisse können auch zur hydraulischen Zustandsklassifizierung gemäß ÖWAV Regelblatt 22 genutzt werden.

Durch die Integration der 2D Oberfläche lassen sich außerdem Überflutungsbetrachtungen auch in jenen Bereichen durchführen, wo das Oberflächenwasser gar nicht in das Kanalsystem einfließen kann. Diese Betrachtung der Oberflächenabflüsse bringt einige Vorteil mit sich, da die Notwendigkeit auch oberflächliche Abflusswege in die Siedlungsentwässerung miteinzubeziehen, vor allem bei großen Wiederkehrzeiten und hohen Niederschlagsbelastungen, nicht geleugnet werden kann. Wird die Möglichkeit der Überflutungsbetrachtung einen Schritt weitergeführt, so könnte sich bei der generellen Entwässerungsplanung ein Trend in Richtung der Betrachtung von Überflutungsrisiko und -gefährdung abzeichnen.

Aber auch wenn die Überflutungsbetrachtung und die Beurteilung von Schadenspotentialen immer genauer werden, verbleiben doch einige Komponenten, die nicht von Modellen berücksichtigt werden können. Beim Überflutungsereignis können diese jedoch oft entscheidend darüber sein, ob ein Schaden eintritt. Unsicherheiten in Bezug auf kleinere Objektschutzmaßnahmen (Rückstauklappen), mobile Hindernisse (Container, Autos), den Grundwassereinfluss oder undichte Keller lassen sich nicht berücksichtigen und sind im Schadensfall teilweise nur schwer zurückzuverfolgen. Hier muss daher eine Trennlinie zwischen der Analyse von Gefahren, Risiken und Schadenspotentialen und dem tatsächlichen Überflutungsschutz gezogen werden.

Ein Augenmerk sollte daher in Zukunft nicht nur auf immer genaueren Modellen und größeren Datenmengen an Ergebnissen liegen, sondern auch auf der Interpretation und Verwendung dieser generierten Daten. Auch darf der Umstand nicht vergessen werden, dass die verwendeten Modelle meist auf Grundlagen und Annahmen beruhen, die einen sehr großen Einfluss auf die Ergebnisse haben können (zum Beispiel Niederschlag oder Infiltration). Umso wichtiger ist es daher sich der Datengrundlagen bewusst zu sein und diese nur innerhalb derer Anwendungsgrenzen zu verwenden.

Aus der Wahl der zu betrachtenden Bemessungsereignisse ergibt sich weiters auch eine Frage hinsichtlich der Zuständigkeit. Soll eine Überflutungsbetrachtung in Zukunft bis Jährlichkeiten von $T = 30$ und sogar mehr durchgeführt werden, so kann der Kanalbetreiber allein diesen Überflutungsschutz nicht mehr gewährleisten, da die dafür entscheidenden Anlagen (Straßen als Abflusswege, Straßeneinläufe) in der Regel nicht in dessen Besitz sind. Für ein erfolgreiches Überflutungsmanagement ist daher eine breite Zusammenarbeit innerhalb von Gemeinden nötig.

Nachweisführung Mischwasserentlastung

Wie gezeigt wurde, lassen sich aus einer 1D – 2D gekoppelten Modellierung einige zusätzliche Erkenntnisse für die Nachweise und Planung in der Siedlungsentwässerung ableiten. Einige Informationen können dadurch jedoch auch verloren gehen. Als Beispiel dafür können hier die Nachweise nach ÖWAV Regelblatt 19 angeführt werden, die aus heutiger Sicht aufgrund der großen Rechenzeiten bei langjährigen Regenkontinuen oder Starkregenserien kaum mit 1D -2D gekoppelten Modellen führbar sind. Diese Modellvariante kann daher aus heutiger Sicht die konventionell verwendeten Modelle (1D – hydrologisch) in manchen Fragestellungen nicht ersetzen.

Während die vorangegangenen Ausführungen die Vorzüge und breite Anwendungsmöglichkeit der untersuchten Modelle zeigen sollen, zeichnet sich in der Praxis aus der Sicht des Autors noch ein anderes Bild ab. Auch die einfacher handhabbaren 1D – hydrologischen Modelle und generelle Entwässerungspläne sind noch nicht flächendeckend vorhanden und die Anreize für Gemeinden und Kanalbetreiber stärker auf solche Modelle und Projekte zurückzugreifen noch eher gering. Das in Österreich insgesamt nur etwa 50 Prozent aller Kanäle in Informationssystemen erfasst sind bestätigt diese Einschätzung (ASSMANN et. al., 2019). Von der Etablierung gekoppelter Modelle kann daher keine Rede sein. Ein erklärtes Ziel sollte hier daher sein, einerseits generelle Entwässerungspläne für Auftraggeber attraktiver zu machen und andererseits deren Betrachtungen langsam umfassender zu gestalten. Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Untersuchungen sollen daher keinen Ersatz zu den konventionellen Modellen und Nachweisen darstellen, sondern Anregungen schaffen und die Thematik generell bereichern. Die Technik und Software dazu stehen jedenfalls zur Verfügung. Nun gilt es, ein breites Wissen in der Ingenieurpraxis zu schaffen, um den Respektabstand von Planern, Auftraggebern, Entscheidungsträgern und Behörden in Bezug auf den GEP zu verringern (GUJER, 2007).

Der Einsatz der hier vorgestellten Ansätze mag in der Praxis noch eher utopisch wirken. Mit dieser Arbeit wurde jedoch versucht den Trend in Richtung gesamtheitlicher Wasserkreislaufbetrachtung in Modellen (SCHNEIDER & DORFMANN, 2020) zu bestärken und mit einer umfassenden Überflutungsbetrachtung auch einen Beitrag dazu zu leisten. Durch die Berücksichtigung der angrenzenden Einzugsgebiete über die politischen Grenzen der Projektgemeinde hinweg, wurde außerdem ein weiterer Schritt vom generellen Entwässerungsplan (GEP) zum regionalen Entwässerungsplan (REP) vorgeschlagen (GUJER, 2007).

Auch eine interdisziplinäre Erweiterung des Blickwinkels und Zusammenarbeit mit anderen Fachgebieten bei der Planung von Maßnahmen und Managementkonzepten, basierend auf den hier vorgestellten Modellergebnissen, wäre erstrebenswert. Als Beispiel soll hier das Feld der Klimawandelanpassung genannt werden. Während Starkregenschutz meist mit flächigen Rückhalteoptionen verbunden ist, werden dezentrale Versickerungsmaßnahmen oft zur Reduktion der Kanalbelastung verwendet. Bei beiden Beispielen könnten Synergien zur gezielten Grundwasserneubildung und Verbesserung des lokalen Mikroklimas genutzt werden.

Beobachtet man die rasanten Fortschritte in der EDV hinsichtlich der Rechenleistung und im Bereich der Quantenprozessoren, so ist es durchaus realistisch, dass beispielsweise Nachweise nach ÖWAV Regelblatt 19 in Zukunft auch mit einem gekoppelten Modell geführt werden können. Dieser Fortschritt bei der Rechenleistung wird dabei oft mit dem Moore'schen Gesetz in Verbindung gebracht, nach dem sich die Rechenleistung in Abständen von ca. 18 Monaten verdoppelt (MOORE, 1965). Neben der steigenden Rechenleistung lässt sich auch ein Trend in Richtung Web-basierter Modellierung erkennen, mit deren Hilfe auch kleinere Anwender auf sehr starke Rechensysteme zugreifen können (ABBOT & VOJINOVIC, 2009). Möglicherweise wird daher in Zukunft weniger Zeit und Aufwand benötigt, um ein qualitativ hochwertiges Modell aufzubauen und Rechenläufe durchzuführen. Die gewonnene Zeit könnte einer umfassenderen Interpretation, Verwendung und Kommunikation der generierten Daten zugutekommen.

8. Zusammenfassung

Viele Siedlungsentwässerungen werden durch Siedlungserweiterungen und der damit einhergehenden Flächenversiegelung sowie Starkniederschlagsereignisse an ihre Grenzen der Belastbarkeit gebracht. Um ihrer Aufgabe der Ableitung verschmutzter und unverschmutzter Abwässer im Sinne der Siedlungshygiene und des Hochwasserschutzes weiterhin gerecht werden zu können, müssen sich diese historisch gewachsenen Systeme stetig weiterentwickeln.

Für den Nachweis der Leistungsfähigkeit eines Siedlungsentwässerungssystems stehen in Österreich zwei Regelwerke zur Verfügung. Im ÖWAV Regelblatt 11 werden hauptsächlich hydraulische Belange behandelt, während im ÖWAV Regelblatt 19 die Bemessung von Mischwasserentlastungen thematisiert wird. Die Nachweise beider Regelblätter werden meist über hydrodynamische Kanalnetzmodelle geführt. Betrachtet werden dabei Niederschlagsereignisse mit Auftrittshäufigkeiten bis ca. 5 Jahren. Komplexere Abflussprozesse an der Oberfläche, oft ausgelöst durch Abflussprozesse in Hanglagen, werden dabei außer Acht gelassen. Wie aktuelle Entwicklungen jedoch zeigen, wird die Siedlungsentwässerung immer öfter bei Auftrittshäufigkeiten von bis zu 30 Jahren in der Verantwortung gesehen (Hutter, 2015). Um das Überflutungsrisiko auch für diese Auftrittshäufigkeiten beurteilen zu können und einen entsprechenden Schutz bieten zu können, ist es daher notwendig, in Zukunft Abflussprozesse an der Oberfläche stärker in die Beurteilung des Überflutungsschutzes einzubinden.

Eine mögliche Vorgehensweise wurde im Zuge dieser Arbeit erprobt. Hierfür wurde ein Kanalnetzmodell mit einem Hangwassermodell gekoppelt und dieses gekoppelte Modell auf seine Anwendbarkeit hinsichtlich der entsprechenden Regelblätter geprüft. Verglichen wurde dieses 1D – 2D gekoppelte Modell mit einem konventionellen 1D – hydrologischen Modell, welche in der Regel für die Nachweise nach ÖWAV Regelblatt 11 und 19 verwendet werden. Für die Untersuchungen wurden drei Bemessungsereignisse mit den Wiederkehrzeiten T3, T5 und T30 verwendet.

Die größten Unterschiede zwischen den Modellen finden sich hinsichtlich der Berücksichtigung der Einzugsgebiete (siehe Abbildung 67). Während beim Modell 1D – hydrologisch nur undurchlässige Flächen in Form hydrologischer Einzugsgebiete enthalten sind, werden beim Modell 1D – 2D gekoppelt auch durchlässige Flächen berücksichtigt. Alle angrenzenden Einzugsgebiete werden dabei über eine 2D Oberfläche hydrodynamisch berücksichtigt und berechnet. Ein weiteres Unterscheidungsmerkmal ist der Umgang mit Überstauereignissen. Während Schächte beim 1D – hydrologischen Modell als überlaufend, speichernd oder druckdicht definiert werden, wird beim 1D – 2D gekoppelten Modell zwischen druckdichten und gekoppelten (mit der 2D Oberfläche) Schächten unterschieden. Da den Verbindungen zwischen dem Kanalnetz und der 2D Oberfläche eine besondere Bedeutung zukommt, wurden beim gekoppelten Modell auch Straßeneinläufe und deren Zulaufleitungen berücksichtigt.

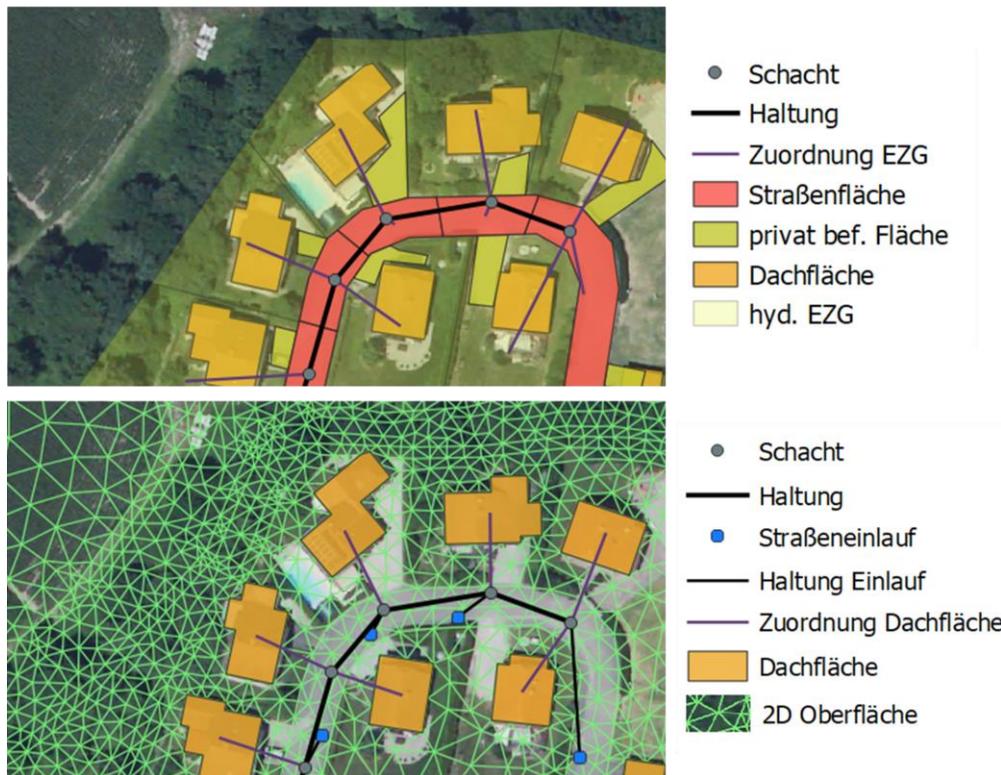


Abbildung 67 Vergleich Modellansätze, oben: Modell 1D – hydrologisch, unten: Modell 1D – 2D gekoppelt (eigene Darstellung)

Straßeneinläufe, volle und reduzierte Kapazität

Zur Untersuchung des Kopplungsverhaltens wurden zwei 1D – 2D gekoppelte Modelle mit unterschiedlicher Aufnahmekapazität der Straßeneinläufe verglichen. Dafür wurde eine Variante mit reduzierter Kapazität der Straßeneinläufe erstellt, die einen Störfall durch Verstopfung darstellen soll.

Beim Vergleich der gesamten Austauschmengen hat sich gezeigt, dass die Aufnahmekapazität der Straßeneinläufe im Vergleich zu den Schächten vermutlich zu gering beziehungsweise die Aufnahmekapazität der Schächte zu groß angesetzt wurde. Weiters konnte festgestellt werden, dass eine Limitierung der Einlaufkapazitäten (simulierter Störfall) eher geringe Auswirkungen auf die maximalen Überflutungstiefen hat, während die Einstaudauer um einiges stärker davon beeinflusst wird.

Überstau- und Überflutungsverhalten

Hierfür wurde ein 1D – hydrologisches Modell mit einem 1D – 2D gekoppelten Modell in Bezug auf die Anforderungen aus dem ÖWAV Regelblatt 11 verglichen.

Dabei ließen sich Unterschiede in quantitativer Hinsicht mit einer gewissen Abhängigkeit von der Wiederkehrzeit erkennen. Da beim Modell 1D – hydrologisch der gesamte Oberflächenabfluss immer direkt dem Kanalsystem zugeführt wird, wird das System schnell überlastet und vor allem bei hohen Wiederkehrzeiten tritt im Vergleich zum gekoppelten Modell mehr Überstau auf. Beim 1D – 2D gekoppelten Modell hingegen wird der Oberflächenabfluss nicht zwingend dem Kanalsystem zugeführt. Dieser kann sich, je nach Topografie und der Kopplung zum Kanalnetz, auch auf der Oberfläche ausbreiten. Weiters lassen sich auch Unterschiede in der Lage der Überstaubereiche feststellen. Abweichungen können dabei meist auf die Berücksichtigung der großflächigen Einzugsgebiete und das damit einhergehende Hangwasser beim 1D – 2D gekoppelten Modell zurückgeführt werden.

Nachweisführung Mischwasserentlastung

Da die meisten Nachweise gemäß ÖWAV Regelblatt 19 auf der Auswertung langjähriger Regenkontinuen oder Starkregenserien beruhen und diese aufgrund des unverhältnismäßigen Rechenaufwandes im gekoppelten Modell nicht geführt werden konnten, wurde hier ein Schwerpunkt auf Vergleiche der entlasteten Mischwassermengen und der Zulaufmengen zur Kläranlage gesetzt.

Beim Modell 1D – 2D gekoppelt lassen sich in etwa doppelt so große Entlastungsmengen wie beim Modell 1D – hydrologisch beobachten. Da die Überlaufspitzen und deren Auftrittszeitpunkt beider Modelle gut übereinstimmen, findet sich eine Erklärung für die größeren Entlastungsmengen in der längeren Dauer der Entlastungsereignisse, welche wiederum auf das relativ spät auftretende Hangwasser zurückzuführen ist. Unter der Annahme, dass vor allem kleinere und häufig auftretende Niederschlagsereignisse ($T < 1$) das Jahresmittel des entlasteten Mischwassers beeinflussen und alle untersuchten Bemessungsereignisse im Bereich $T > 1$ lagen, könnten die Jahresmittel der beiden Modellvarianten durchaus ähnlich sein. Die Ergebnisse der Zulaufmengen zur ARA lassen sich nicht weiter interpretieren, weil diese bei allen Rechenläufen fast gleich sind. Dies kann damit begründet werden, dass bei allen Modellen im Zuge der Simulation recht schnell der Drosselzulaufwert zur ARA erreicht und bis zum Simulationsende nicht mehr unterschritten wird. Die Unterschiede und Anwendbarkeit in Bezug auf das Regelblatt 19 konnten im Zuge dieser Arbeit nicht vollständig beurteilt werden und könnten im Zuge von Folgeprojekten noch genauer untersucht werden.

Die gewonnenen Ergebnisse zeigen, dass die Integration von Hangwassermodellen in und für den hydraulischen Nachweis in der Siedlungsentwässerung durchaus einen positiven Beitrag leisten kann. Der Informationsgewinn ist jedoch je nach Fragestellung sehr unterschiedlich.

Die Nachweise gemäß ÖWAV Regelblatt 19 sind aus heutiger Sicht kaum mit 1D – 2D gekoppelten Modellen führbar.

Weiters konnte festgestellt werden, dass der Wahl der Kopplungsparameter eine große Rolle hinsichtlich der Ergebnisqualität zukommt und diese nicht einfach festzulegen sind. Eine gewisse Standardisierung und weitere Forschungsarbeit hinsichtlich der Kalibrierung dieser Parameter wäre wünschenswert. Vor allem im Bereich der Straßeneinläufe und deren Anschlussleitungen lassen sich nur wenige Literaturhinweise und auch Datengrundlagen finden.

Beim Vergleich des Überstau- und Überflutungsverhaltens hat sich gezeigt, dass 1D – 2D gekoppelte Modelle sich dazu eignen, direkt die Überflutungshäufigkeit zu beurteilen. Ein Nachweis mithilfe der Hilfsgröße Überstau ist nicht mehr nötig und die Funktionalanforderung „Schutz vor kanalinduzierten Überflutungen“ aus der ÖNORM EN 752 kann über das direkte Nachweiskriterium der Überflutungshäufigkeit geführt werden. Durch die Integration der 2D Oberfläche lassen sich außerdem Überflutungsbetrachtung auch in jenen Bereichen durchführen, wo das Oberflächenwasser gar nicht in das Kanalsystem einfließen kann.

Ein breiter Einsatz der hier vorgestellten Ansätze mag in der Praxis noch eher utopisch wirken, da auch die einfacher handhabbaren 1D – hydrologischen Modelle und generelle Entwässerungspläne noch nicht flächendeckend in der österreichischen Siedlungswasserwirtschaft etabliert sind. Mit dieser Arbeit wurde jedoch versucht den Trend in Richtung gesamtheitlicher Wasserkreislaufbetrachtung in Modellen (SCHNEIDER & DORFMANN, 2020) zu bestärken und mit einer umfassenden Überflutungsbetrachtung auch einen Beitrag dazu zu leisten.

9. Literatur

AAEV (1996) *allgemeine Abwasseremissionsverordnung*

ABBOT M.B. & VOJINOVIC Z. (2009) Applications of numerical modelling in hydroinformatics, *Journal of Hydroinformatics*, 11(3–4), Seite 308-319. doi: 10.2166/hydro.2009.051

ACHLEITNER (2019) *Untersuchung zur flächendeckenden Ableitung von abflussbildungsrelevanten Parametern für Oberösterreich Übertragbarkeit von Parametern des HydroBod NÖ II Modells auf Basis von Landnutzungseigenschaften und Geologie.* (unveröffentlicht)

ACHLEITNER S., HUBER A., LUMASSEGGER S., KOHL B., SPIRA Y. & WEINGRABER F. (2020a) *Pilotstudie Oberösterreich, Modellierung von Starkregenoberflächenabfluss/Hangwasser Leitfaden.* Verfügbar unter: https://rainman-toolbox.eu/wp-content/uploads/2020/06/AU_Leitfaden.pdf [Abruf 28.01.2021]

ACHLEITNER S., HUBER A., LUMASSEGGER S., KOHL B., SPIRA Y. & WEINGRABER F. (2020b) *Pilotstudie Oberösterreich, Modellierung von Starkregenoberflächenabfluss/Hangwasser technischer Bericht.* Verfügbar unter: https://rainman-toolbox.eu/wp-content/uploads/2020/06/AU_TechnischerBericht.pdf [Abruf 28.01.2021]

ASSMANN M., HABERFELLNER-VEIT E., LABER J., LINDTNER S. & TSCHIESCHE U. (2019) *Branchenbild der österreichischen Abwasserwirtschaft 2020.* Wien: Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband

BMLRT (2011) *die.wildbach – Richtlinie für die Gefahrenzonenplanung.* Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft

BMLRT (2014a) *Hochwasser Gefahrenkarten fachlicher Leitfaden.* Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft

BMLRT (2014b) *Hochwasser Risikokartenfachlicher Leitfaden.* Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft

CHANG T.J., WANG C.H. & CHEN A.S (2015) A novel approach to model dynamic flow interactions between storm sewer system and overland surface for different land covers in urban areas, *Journal of Hydrology*, 524, Seite 662-679. doi: 10.1016/j.jhydrol.2015.03.014.

CHANG T.J., WANG C.H., CHEN A.S. & DJORDJEVIĆ S. (2018) The effect of inclusion of inlets in dual drainage modelling. *Journal of Hydrology*, 559, Seite 541-555. doi: 10.1016/j.jhydrol.2018.01.066.

CHEN A.S, LEANDRO J. & DJORDJEVIĆ S. (2015) Modelling sewer discharge via displacement of manhole covers during flood events using 1D/2D SIPSON/P-DWave dual drainage simulations, *Urban Water Journal*. doi: 10.1080/1573062X.2015.1041991

COMPASS PTS JV (2019) *Rapid Response Flood Modeling Final Report.* Verfügbar unter: https://zbook.org/rapid-response-flood-modeling-final-report_MzE2MTI2.html [Abruf 28.01.2021]

- DHI (2021) *Hydraulische Zustandsklasse berechnen*. Online im Internet: URL: <http://wiki.mikepoweredbydhi.com/mikeurbanplus/anleitungen/hydraulische-zustandsklasse-berechnen> [Abruf 28.01.2021]
- DJORDJEVIĆ S., PRODANOVIĆ D., MAKSIMOVIĆ C., IVETIĆ M. & SAVIĆ D. (2005) SIPSON – Simulation of Interaction between Pipe flow and Surface Overland flow in Networks, *Water Science and Technology*, 52(5), Seite 275–283. doi: 10.2166/wst.2005.0143.
- FGSV (2005) *Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS), Teil: Entwässerung (RAS-Ew)*. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)
- FREIMANN R. (2014) *Hydraulik für Bauingenieure*. 3. Überarbeitete Auflage. München: Carl Hanser Verlag
- GEGENLEITHNER S, DORFMANN C. & SCHNEIDER J. (2020) Hydronumerische Modellierungsmittels frei verfügbarer Software: ein kurzer Überblick, *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 72, Seite 273-280. doi: 10.1007/s00506-020-00679-4
- GUJER W. (2007) *Siedlungswasserwirtschaft*. 3. Überarbeitete Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer Verlag
- GUO J.C.Y & MACKENZIE K. (2012) Hydraulic efficiency of grate and curb-opening inlet under clogging effect. Denver: Colorado Department of Transportation – Research. Verfügbar unter: <https://rosap.ntl.bts.gov/view/dot/24517> [28.01.2021]
- HUTTER D. (2015) Fragen der Haftung bei pluvialen Überflutungen, *Wiener Mitteilungen*, Band 233, S. G1-23.
- DIPL.-ING. GÜNTHER HUMER GmbH (2016) *Starkregengefahrenkarte Oberösterreich*. Verfügbar unter: <https://ffrm.hangwasser.at/> [Abruf 28.01.2021]
- ILLGEN M. (2019) *Handlungsempfehlungen zur Erstellung von Starkregengefahrenkarten im Saarland*. Verfügbar unter: https://www.saarland.de/SharedDocs/Downloads/DE/muv/wasser/dl_handlungsempfehlungstarkregen_muv.pdf?__blob=publicationFile&v=1 [Abruf 28.01.2021]
- KEMPER S. (2017) *Hydraulische Leistungsfähigkeit von Straßenablauf-Aufsätzen*. Dissertation. Bergische Universität Wuppertal
- KIPFER A., BERGER C., MANI P., HULLIGER R., CADUFF U., DOBMANN J., GSTEIGER P., PAULI M. & SCHNEIDER M. (2018) *Gefährdungskarte Oberflächenabfluss Schweiz, technischer Bericht*. Bern: geo7 AG
- KOCH M., HENNEGRIF W., MOSER M., GROTEKLAES M., KRAUSE L., RÖDER S., GOSCH L., WEINBRENNER D., CASSEL M. & WILKINSON K. (2016) *Leitfaden Kommunales Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg*. Karlsruhe: Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg
- LEITNER S. (2018) *Integrierte 2-D Modellierung urbaner Sturzfluten im voralpinen Raum* Masterarbeit. Technische Universität Graz
- LOPES P., LEANDRO J., CARVALHO R.F. & MARTINS R. (2012) Hydraulic behaviour of a gully under surcharge conditions, *International 9th Conference on Urban Drainage Modelling*. Belgrade 2012.

- LOPES P., LEANDRO J., CARVALHO R.F., PASCOA P. & MARTINS R. (2015) Numerical and experimental investigation of a gully under surcharge conditions, *Urban Water Journal*, 12 (6), Seite 468–476. doi: 10.1080/1573062X.2013.831916.
- LUBW (2016) *Kommunales Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg Anhang 2, 3, 4 und 5*. Karlsruhe: Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg
- MOORE E. (1965) Cramming more components onto integrated circuits, *Electronics*, 38 (8), Seite 114-117. doi: 10.7551/mitpress/12274.003.0027
- MUSCHALLA D., SULZBACHER M.R., LEIMGRUBER J., MAIER R., ERTL T., NEUNTEUFEL R., KRETSCHMER F., KLEIDORFER M. & TSCHAIKNER-GRATL F. (2015) *Auf effizientem Wege von den Daten zum Modell (DATMOD)*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft
- MÜHLBACHER F. & ZECHMEISTER T. (2019) *Genereller Entwässerungsplan Altheim 2019*. Braunau: IBZ GmbH
- NELZ S. & PÉENDER G. (2013) *Benchmarking the latest generation of 2D hydraulic modelling packages*. Bristol (UK): Environment Agency
- ON (2015) ÖNORM EN 124-1. Verfügbar unter: https://shop.austrian-standards.at/action/de/public/details/549814/OENORM_EN_124-1_2015_09_15;jsessionid=4FC9F0ABDB4CEAC796503E5E29FE4145 [Abruf 28.01.2021]
- ON (2017) ÖNORM EN 752. Verfügbar unter: https://shop.austrian-standards.at/action/de/public/details/606616/OENORM_EN_752_2017_07_01 [Abruf 03.02.2021]
- ON (2019) ÖNORM B 5110-1. Verfügbar unter: https://shop.austrian-standards.at/action/de/public/details/658343/OENORM_B_5110-1_2019_07_01 [Abruf 28.01.2021]
- ÖWAV (2007a) *ÖWAV-Regelblatt 19 Richtlinien für die Bemessung von Mischwasserentlastungen*. 2. Überarbeitete Auflage. Wien: Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
- ÖWAV (2007b) *Fließgewässermodellierung – Arbeitsbehelf Hydrodynamik*. Wien: Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
- ÖWAV (2009) *ÖWAV-Regelblatt 11 Richtlinien für die abwasser-technische Berechnung und Dimensionierung von Abwasserkanälen*. 2. Überarbeitete Auflage. Wien: Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
- ÖWAV (2013) *ÖWAV-Leitfaden Wassergefahren für Gebäude und Schutzmaßnahmen*. Wien: Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
- ÖWAV (2015) *ÖWAV-Regelblatt 22 Betrieb von Kanalisationsanlagen*. 2. Überarbeitete Auflage. Wien: Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband

- ÖWAV (2020) *ÖWAV-ExpertInnenpapier Klimawandelanpassung Wasserwirtschaft – Pluviales Hochwasser/Oberflächenabfluss*. Wien: Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband
- PINA R.D., SIMÕES N.E., LEITÃO J.P. & MARQUES A.S. (2017) The impact of time-varying sewer inlet capacity on surface flooding, *14th International Conference on Urban Drainage*. Prague 2017.
- REINSTALLER S., MAIER R., JÖBSTL C., HORNICH R. & MUSCHALLA D. (2020) *Leitfaden Modellbasierte urbane Überflutungsvorsorge*. Verfügbar unter: <https://rainman-toolbox.eu/wp-content/uploads/2020/06/Leitfaden-Modellbasierte-Urbane-Ueberflutungsvorsorge.pdf> [Abruf 28.01.2021]
- SCHLAUS S. & GROTTKER M. (2016) Coupling Process for 1D-2D Numerical Flash Flood Simulation: A Parameter Study of Involved Variables for Gullies and Manholes, *International Junior Researcher and Engineer Workshop on Hydraulic Structures*. Utah State University 2016. doi: 10.15142/T3759N.
- SCHLAUSS S., KÜHNEL J., EINFALT T. & GROTTKER M. (2018) Gekoppeltes, hydrodynamisches 1D-Kanalnetz-2D-Oberflächenmodell zur Abbildung urbaner Sturzfluten sowie zur Maßnahmenentwicklung und -bewertung im Projekt RainAhead, *Aqua Urbanica*. TU Graz 2017. *Korrespondenz Wasserwirtschaft*, 11, Seite 678-684. doi: 10.3243/kw2018.11.004.
- SCHLENKHOFF A., ABRIGATA J., GREBIEN F. & KEMPER S. (2018) Ableitung von extremen Niederschlagsereignissen im urbanen Raum: Begrenzung des Schluckvermögens von Straßenabläufen durch Verlegung und Verschmutzung. Verfügbar unter: https://www.lanuv.nrw.de/fileadmin/forschung/181201_Ableitungen_von_extremen_Niederschlagereignissen_im_urbanen_Raum_Begrenzung_des_Schluckvermögens_von_Straßenabläufen_durch_Verlegung_und_Verschmutzung/Abschlussbericht_BUW_Verlegung.pdf [Abruf 28.04.2021]
- SCHNEIDER J. & DORFMANN C. (2020) Numerische Modellierung mit frei verfügbarer Software, *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft*, 72, Seite 270-272. doi: 10.1007/s00506-020-00704-6
- SIMPERLER L., KRETSCHMER F. & ERTL T. (2019) A methodical framework for analysing the cause of urban pluvial flooding in a hillside settlement. *Water Science and Technology*, 79(9). doi: 10.2166/wst.2019.181.
- SITZENFREI R., FACH S. & RAUCH W. (2008) Auswirkungen von Vereinfachungen bei der Bestimmung von Mischwasserentlastungsmengen – quo vadis, Poleni?, *Wiener Mitteilungen, Band 209, S. H1-23*.
- QUINTERO M.C, CARVAJAL-SERNA L.F & MARBELL-PÉREZ (2019) Two-dimensional hydrodynamic analysis of surface drainage on an urban road, *Dyna (Medellin, Colombia)*, 86(211), Seite 102-111. doi: 10.15446/dyna.v86n211.79524.
- WRG (1959) *idGF. Wasserrechtsgesetz*

10. Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1 schematische Darstellung der Teilsysteme und Interaktionen (LEITNER, 2018)...	15
Abbildung 2 Navier-Stokes Gleichungen für kompressible Fluide (ÖWAV, 2007b).....	17
Abbildung 3 zweidimensionale Flachwassergleichung (ÖWAV, 2007b).....	17
Abbildung 4 Abflusstransport - Ansatz bei hydrodynamischen Kanalmodellen (MUSCHALLA et. al., 2015).....	18
Abbildung 5 prinzipieller Verlauf der Abflussbildung (MUSCHALLA et. al., 2015).....	18
Abbildung 6 Prinzip der Abflussbildung (MUSCHALLA et. al., 2015).....	19
Abbildung 7 Visualisierung Modell Kanal (eigene Darstellung).....	20
Abbildung 8 Speicherkaskade als konzeptives Modell (ÖWAV, 2007b).....	21
Abbildung 9 1D Modell (ÖWAV, 2007b).....	22
Abbildung 10 2D Modell (ÖWAV, 2007b).....	22
Abbildung 11 3D Modell (ÖWAV, 2007b).....	22
Abbildung 12 Vergleich Modellgrenzen, rote Linie = pluviales Modell, violette Linie = fluviales Modell, blaue Linie = Gewässer (eigene Darstellung).....	24
Abbildung 13 Beispiel bidirektionale Modellkopplung (SCHLAUSS & GROTTKER, 2016).....	26
Abbildung 14 Abgrenzung der Ziele des Überflutungsschutzes anhand der betrachteten Jährlichkeiten (KOCH et. al., 2016).....	28
Abbildung 15 räumliche Auflösung der Oberfläche (MUSCHALLA et. al., 2015).....	29
Abbildung 16 Aufbau des Modells im Projekt RainAhead (SCHLAUSS et. al., 2018).....	31
Abbildung 17 verwendete Toricelli Formel in RainAhead (SCHLAUSS et. al., 2018).....	31
Abbildung 18 Beispiel hydraulischer Modellversuch Straßenablauf 500 mm x 500 mm (KEMPER, 2017).....	32
Abbildung 19 geometrische Abmessungen der Aufsätze (KEMPER, 2017).....	33
Abbildung 20 Formel für Leistungsfähigkeit von Straßenabläufen (KEMPER, 2017).....	33
Abbildung 21 Definition Fließgeschwindigkeit, Wassertiefe und Froudezahl (KEMPER, 2017).....	33
Abbildung 22 schematische Darstellung der Abnahme des Clogging Faktors bei Mehrfacheinläufen (GUO & MACKENZIE, 2012).....	34
Abbildung 23 Abnahme der Verstopfung entlang der Mehrfacheinläufe (GUO & MACKENZIE, 2012).....	34
Abbildung 24 untersuchte Verstopfungszustände und untersuchter zeitlicher Verlauf,.....	35
Abbildung 25 Überflutungsfläche abhängig von Verstopfungszeit und Clogging Faktor (PINA, 2017).....	36
Abbildung 26 mögliche Berücksichtigung Straßeneinläufe, a) Vernachlässigung, b) Detailreich.....	37
Abbildung 27 unterschiedliche Ansätze der Dachentwässerung (CHANG, WANG & CHEN, 2015).....	38
Abbildung 28 erforderliche einzugsgebietsbezogene Daten nach den ÖWAV Regelblättern 11 und 19 (MUSCHALLA et. al., 2015).....	40

Abbildung 29 erforderliche leitungsbezogene Daten nach den ÖWAV Regelblättern 11 und 19 (MUSCHALLA et. al., 2015)	41
Abbildung 30 erforderliche hydrologische Daten nach den ÖWAV Regelblättern 11 und 19 (MUSCHALLA et. al., 2015)	41
Abbildung 31 erforderliche Monitoring Daten nach den ÖWAV Regelblättern 11 und 19 (MUSCHALLA et. al., 2015)	42
Abbildung 32 strukturiertes Netz (links), unstrukturiertes Netz (rechts) (ÖWAV, 2007b)	43
Abbildung 33 Übersichtskarte Projektgebiet, Quelle: http://doris.ooe.gv.at/	49
Abbildung 34 Projektgebiet, hydrologisches Einzugsgebiet Altheim, Kartenmaterial: OpenStreetMap (eigene Darstellung)	49
Abbildung 35 vorherrschende geohydrologische Situation im Projektgebiet, Quelle: http://doris.ooe.gv.at/	50
Abbildung 36 Gewässernetz im Projektgebiet (eigene Darstellung)	51
Abbildung 37 Übersicht Kanalnetz Altheim (eigene Darstellung)	52
Abbildung 38 Beispiel zu hyd. Einzugsgebiete und abflusswirksame Flächen (eigene Darstellung)	57
Abbildung 39 Jahresmittel der Entlastungsvolumina, Bestand (MÜHLBACHER & ZECHMEISTER, 2019)	59
Abbildung 40 Beispiel für erhobene Bruchkanten (eigene Darstellung)	61
Abbildung 41 Schachtdeckel (D > 600 mm) mit und ohne Lüftungsöffnungen (eigene Darstellung)	66
Abbildung 42 Straßeneinläufe 500 x 500 mm (eigene Darstellung)	66
Abbildung 43 räumliche Verteilung der Flächentypen für Infiltration (eigene Darstellung)	69
Abbildung 44 Vergleich Modelansätze, oben: Modell 1D – hydrologisch, unten: Modell 1D – 2D gekoppelt (eigene Darstellung)	71
Abbildung 45 gewählte Bemessungsereignisse T3, T5 und T30 / Euler Typ II / Dauer 2 h / 5 min Intervalle	72
Abbildung 46 gemeinsame Darstellung Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten	74
Abbildung 47 Starkregenrisikokarte mit kombinierter Darstellung von gebäudebezogenen Risikoklassen und Überflutungstiefen (ILLGEN M, 2019)	75
Abbildung 48 Beispiel Differenz maximaler Wassertiefen (eigene Darstellung)	76
Abbildung 49 Beispiel Differenz Einstaudauer (eigene Darstellung)	76
Abbildung 50 hydraulischer Kanalzustand nach ÖWAV Regelblatt 22 (DHI, 2021)	77
Abbildung 51 Darstellung Überstauachweis nach ÖWAV Regelblatt 11 (eigene Darstellung)	77
Abbildung 52 Beispiel Wasserstand an der Oberfläche und Austauschmengen an einem Schacht (SCHLAUSS et. al., 2018)	78
Abbildung 53 kombinierte Darstellung akkumulierter Austauschmengen und Wassertiefen (eigene Darstellung)	79
Abbildung 54 Beispiel zu Austauschmengen zwischen Kanalnetz und 2D Oberfläche (eigene Darstellung)	80
Abbildung 55 Vergleich Wassertiefen und Austauschmengen 1, T3 (eigene Darstellung)	81

Abbildung 56 Vergleich Wassertiefen und Austauschmengen 2, T3 (eigene Darstellung)
links: Variante volle Kapazität, rechts: Variante reduzierte Kapazität..... 81

Abbildung 57 Vergleich Differenz maximale Wassertiefe und Einstaudauer 1,
T3 links: Differenz h_{max} , rechts: Differenz Einstaudauer (eigene Darstellung)..... 82

Abbildung 58 Vergleich Differenz maximale Wassertiefe und Einstaudauer 2, T3 (eigene
Darstellung) oben: Differenz h_{max} unten: Differenz Einstaudauer..... 82

Abbildung 59 Vergleich Überstau 1 (eigene Darstellung)
Modell 1D – hydrologisch (links), Modell 1D – 2D gekoppelt: volle Kap. (mitte) und red. Kap.
(rechts)..... 85

Abbildung 60 Vergleich Überstau 2 (eigene Darstellung)
Modell 1D – hydrologisch (oben), Modell 1D – 2D gekoppelt: volle Kap. (links) und red. Kap.
(rechts)..... 85

Abbildung 61 Vergleich Wasserstand Schacht Illai-980 bei T 3 (eigene Darstellung) 86

Abbildung 62 Vergleich Wasserstand Schacht IVdf-1271d bei T 3 (eigene Darstellung)..... 87

Abbildung 63 Grafik Überstauhäufigkeiten nach Bemessungsereignis (eigene Darstellung) 87

Abbildung 64 Übersicht Ortseinteilung nach ÖWAV Regelblatt 11 (eigene Darstellung)..... 88

Abbildung 65 entlastetes Mischwasser an RUE1 bei T 5 (eigene Darstellung) 89

Abbildung 66 entlastetes Mischwasser je Mischwasserentlastung / Auslauf (eigene Darstellung)
..... 90

Abbildung 67 Vergleich Modellansätze, oben: Modell 1D – hydrologisch, unten: Modell 1D – 2D
gekoppelt (eigene Darstellung)..... 98

11. Tabellenverzeichnis

Tabelle 1 Empfohlene Überstauhäufigkeiten für den rechnerischen Nachweis bei Neuplanungen bzw. nach Sanierungen nach DWA-Arbeitsblatt A 118 (ÖWAV, 2009)	11
Tabelle 2 Empfohlene Überflutungshäufigkeiten bei komplexen Bemessungsverfahren nach ÖNORM EN 752 (ÖWAV, 2009).....	11
Tabelle 3 Mindestwirkungsgrade η der Weiterleitung gelöster Stoffe in % der im gesamten Einzugsgebiet der Mischkanalisation im Regenwetterfall im Kanal abfließenden Schmutzfrachten (ÖWAV, 2007a)	12
Tabelle 4 Mindestwirkungsgrade η der Weiterleitung abfiltrierbarer Stoffe in % der im gesamten Einzugsgebiet der Mischkanalisation im Regenwetterfall im Kanal abfließenden Schmutzfrachten (ÖWAV, 2007a)	12
Tabelle 5 hydraulische Zustandsklassen (für Freispiegelleitungen), (ÖWAV,2015)	14
Tabelle 6 Wiederkehrzeiten unterschiedlicher Anwendungsbereiche bei pluvialen Überflutungen (ÖWAV, 2020).....	28
Tabelle 7 Gegenüberstellung der Modellansätze.....	48
Tabelle 8 Kennzahlen MW & SW-Kanalnetz Altheim.....	53
Tabelle 9 Übersicht Überstaubehandlung bei Schächten	58
Tabelle 10 Flächentypen und Rauigkeitsbeiwerte.....	62
Tabelle 11 Übersicht Kopplung zur 2D Oberfläche	64
Tabelle 12 gewählte Kopplungsparameter.....	67
Tabelle 13 Flächentypen und Abflussbeiwerte für Infiltration	68
Tabelle 14 durchgeführte Rechenläufe.....	73
Tabelle 15 Vergleich akkumulierte Austauschmengen nach Bemessungsereignis,	83
Tabelle 16 Vergleich Differenz Austauschmengen und Überflutung im Siedlungsgebiet.....	83
Tabelle 17 Vergleich Überstauhäufigkeiten nach Bemessungsereignis	87
Tabelle 18 Vergleich Überstauhäufigkeiten nach Ort gemäß ÖWAV Regelblatt 11	88
Tabelle 19 Vergleich entlastetes Mischwasser nach Bemessungsereignis	90
Tabelle 20 Vergleich Zulaufmengen ARA nach Bemessungsereignis.....	91

12. Lebenslauf

Fabian Mühlbacher, B.Sc.

Wassermanagement- und Umweltingenieur

Geburtstag: 26.10.1993

Adresse: Dollinergasse 1, 3a
1190 Wien, Österreich

Tel.Nr.: +43 664 / 4181499

Email: fabian.muehlbacher@gmx.at



Bildung

03/2018 –xx/xx Masterstudium Kulturtechnik und Wasserwirtschaft an der Universität für Bodenkultur in Wien,
mit Spezialisierung auf:

- Siedlungs-, Industrierewasserwirtschaft und Gewässerschutz
- Hydrologie und Wasserwirtschaftliche Planung
- Gewässerökologie
- Konstruktiver Wasserbau und Flussgebietsmanagement

SS/2020 Auslandssemester an der Norwegian University of Science and Technology im Rahmen des Masterstudiums

10/2014 – 03/2018 Bachelorstudium Kulturtechnik und Wasserwirtschaft an der Universität für Bodenkultur in Wien

09/2008 – 07/2013 Matura höhere technische Lehranstalt (HTL Braunau)

Praktische Erfahrung

03/2020 freiberufliche Tätigkeit für ILA, <http://www.i-la.at/>
Tätigkeit: gewässerökologische Planung

seit 09/2018 Teilzeitbeschäftigung bei IBZ-GmbH, <http://www.i-bz.at/>
Tätigkeit: Siedlungswasserwirtschaft, hydrologische und hydraulische Planung

WS/2018 Tutor für Lehrveranstaltung Verkehrsplanung und Mobilität

- LV-Nr. 856102 an der Universität für Bodenkultur in Wien
- 08/2018 freiberufliche Tätigkeit für ILA
Tätigkeit: gewässerökologische Planung
- SS/2018 Tutor für die Lehrveranstaltung Hydraulik & Hydromechanik
LV-Nr. 815100 an der Universität für Bodenkultur in Wien
- WS/2017 Tutor für Lehrveranstaltung Verkehrsplanung und Mobilität
LV-Nr. 856102 an der Universität für Bodenkultur in Wien
- 07-09/2017 freiberufliche Tätigkeit für IBZ-GmbH
Tätigkeit: Erhebungen und Bewertungen der Einhaltung des hydraulischen und stofflichen Konsenses bei einem Abwasserverband, Bachelorarbeit
- SS/2017 Tutor für die Lehrveranstaltung Hydraulik & Hydromechanik
LV-Nr. 815100 an der Universität für Bodenkultur in Wien
- WS/2016 Tutor für Lehrveranstaltung Verkehrsplanung und Mobilität
LV-Nr. 856102 an der Universität für Bodenkultur in Wien
- 10/2016 freiberufliche Tätigkeit für ILA
Tätigkeit: gewässerökologische Planung
- 08/2016 vierwöchiges Praktikum bei IBZ-GmbH
Tätigkeit: Siedlungswasserwirtschaft, hydrologische und hydraulische Planung
- SS/2016 Tutor für die Lehrveranstaltung Hydraulik & Hydromechanik
LV-Nr. 815100 an der Universität für Bodenkultur in Wien
- 03/2016 zweiwöchiges Praktikum bei IBZ-GmbH
Tätigkeit: Siedlungswasserbau, hydrologische und hydraulische Planung
- 08/2015 vierwöchiges Praktikum bei IBZ-GmbH
Tätigkeit: Siedlungswasserwirtschaft, hydrologische und hydraulische Planung
- 11/2013 – 07/2014 Zivildienst als Rettungssanitäter beim Roten Kreuz Braunau

Weitere Kenntnisse und Erfahrungen

Software: Arc-Gis, GIS Erweiterung IP Syscon, AutoCad, MS-Office, MIKE-Urban, MIKE21, MIKE-Flood, MIKE+, HydroAS-2D, Surface-Water Modeling System (SMS), HEC-HMS, HEC-RAS

Sprachen: Deutsch (Muttersprache), Englisch (B2/C1), Norwegisch (A1/A2), Spanisch (A1)

Erhalt eines Leistungsstipendiums nach dem Studienförderungsgesetz für die Studienjahre 2015/2016, 2016/2017, 2017/2018 & 2018/2019

Freiberufliche Tätigkeit als Bass Lehrer, in diversen Musikprojekten und als Proberaumvermieter

Teilnahme an Maturaprojektwettbewerben mit dem Projekt FoodStock,
Tausch & Verteilungsplattform (APP) für nicht gebrauchte Lebensmittel:
talents-austria 2013 (2. Platz)
jugend-innovativ (Finalteilnahme)

13. Eidesstattliche Erklärung

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

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

Wien, 22.06.2021 Fabian Mühlbacher



Ort, Datum, Vorname Nachname, Unterschrift