Professur für Hydrologie
der Albert-Ludwigs-Universität Freiburg i. Br.

Nico Wagner

Einfluss von Infiltrationspotential und Siedlungsentwässerung auf die 2D hydrodynamisch-numerische Modellierung von Starkregenereignissen

Referent: Prof. Dr. Markus Weiler
Korreferent: Jun.-Prof. Dr. Andreas Hartmann

Masterarbeit unter Leitung von Prof. Dr. Markus Weiler
Freiburg i. Br., April 2021

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis **III**

Tabellenverzeichnis **VI**

Kartenverzeichnis **VII**

Zusammenfassung **VIII**

1 Einleitung **1**

2 Zielsetzung **3**

3 Starkregenrisikomanagement **4**

3.1 Hydrologische Grundlagen und das Modell RoGeR 5

3.1.1 Verwendete Niederschlagsdaten 8

3.1.2 Ableitung der bodenhydrologischen Parameter 9

3.1.3 Einfluss der Bodenfeuchte unter RoGeR_WB 10

3.1.4 Komponenten des Modells RoGeR 11

3.2 Grundlagen der Siedlungsentwässerung 13

4 Modellaufbau **16**

4.1 Preprocessing 17

4.1.1 Aufbereitung der Geodaten 18

4.1.2 Modellnetzerstellung 19

4.1.3 Nachbearbeitung des Modellnetzes 21

4.2 Processing 22

4.3 Postprocessing 25

5 Methodik **26**

5.1 Vergleich der Berechnungsergebnisse 27

5.2 Aufbereitung der Rasterdaten 28

5.3 Berechnung der Verlustraster 29

5.4 Berechnung der OAK III 30

5.5 Umsetzung in Hydro_AS-2D 31

6 Untersuchungsgebiet **38**

6.1 Modellierung der Starkregenereignisse 41

6.1.1 Modellgebiet Landeck 41

6.1.2 Modellgebiet Emmendingen 47

6.1.3 Modellgebiet Mundingen 51

6.1.4 Modellgebiet Tennenbach 55

6.1.5 Diskussion Modellierungsergebnisse Starkregen 58

6.2 Berücksichtigung der Siedlungsentwässerung 60

6.2.1 Datengrundlage 60

6.2.2 Implementierung von Regeneinläufen in Hydro_AS-2D 62

6.2.3 Anwendung auf das Untersuchungsgebiet 63
6.2.4 Siedlungsentwässerung Mundingen 68
6.2.5 Siedlungsentwässerung Emmendingen 70
6.2.6 Diskussion Modellierungsergebnisse Siedlungsentwässerung 73

7 Fazit **75**

8 Literatur **77**

9 Anhang **81**

Eidesstattliche Erklärung **90**

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1 Darstellung eines Starkregenereignisses (Ministerium für Umwelt; Klima und Energiewirtschaft Baden-Württemberg 2019) 5
Abbildung 2 Modellvorstellung zu den in RoGeR berücksichtigten Abflussbildungsprozessen (Steinbrich et al. 2015) 7
Abbildung 3 Modellvorstellung zur Bildung des effektiven Niederschlags (Administration de la gestion de L'eau 2017) 7
Abbildung 4 Zeitlicher Verlauf von Niederschlag, Infiltration und Infiltrationsüberschuss (Steinbrich, Stölzle & Weiler 2016) 9
Abbildung 5 Ausgabe der Oberflächenabflusswerte im Rasterformat 11
Abbildung 6 Berechnung der Abflussganglinie mit Hilfe der Einheitsganglinie e(T, t) (Ostrowski 2011) 12
Abbildung 7 Abgrenzung kommunaler Überflutungsschutz – kommunales Starkregenrisikomanagement (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016) 14
Abbildung 8 Komponenten einer praxisorientierten 2D-HN-Modellierung. Abbildung verändert nach (Landesamt für Digitalisierung; Breitband und Vermessung 2018)) 16
Abbildung 9 Arbeitsablauf 2D-HN-Modellierung 17
Abbildung 10 Aufbereitung Gebäudedaten 19
Abbildung 11 Bruchkantenerkennung in Laser_AS-2D (Ansicht entnommen aus der graphischen Oberfläche SMS) 20
Abbildung 12 Einarbeitung der Gebäude als Fließhindernisse 21
Abbildung 13 Materialbelegung in SMS 22
Abbildung 14 Kontrollvolumen in der Kontinuitätsgleichung 23
Abbildung 15 Kontrollvolumen für Knoten ij (Hydrotec 2019) 25
Abbildung 16 Konzept zur Plausibilisierung der Modelle 27
Abbildung 17 Funktionsweise Int Tool Esri (2016a) 28
Abbildung 18 Berechnung des Verlustrasters für einen Zeitschritt 29
Abbildung 19 Berechnung der OAK III für einen Zeitschritt 30
Abbildung 20 Erstellung der sources-in Datei 32
Abbildung 21 Aufbau der sources-in Datei 33
Abbildung 22 Anpassung der Modellknotenpunkte im Testgebiet 33
Abbildung 23 Berechnung der Entnahmekapazität aus den negativen Senktermen 34
Abbildung 24 Abflussdaten am südlichen Auslass des Testgebiets mit negativen Quelltermen bis TS 20 min 35
Abbildung 25 Abflussdaten am südlichen Auslass des Testgebiets mit negativen Quelltermen bis TS 35 min 36
Abbildung 26 Vergleich der Überflutungstiefen aus dem Testgebiet 36
Abbildung 27 Übersichtskarte des Untersuchungsgebiets mit einzelnen Modellgrenzen. Fläche in km^2 angegeben 39
Abbildung 28 Verteilung der Landnutzung im Untersuchungsgebiet 40
Abbildung 29 Übersichtskarte Modellgebiet Landeck 41
Abbildung 30 Vergleich 1h Summe OAK II und OAK III 42

Abbildung 31 Differenz 1h Summe OAK II und OAK III 42
Abbildung 32 Abflussdaten am südlichen Auslass für das Modellgebiet Landeck . 44
Abbildung 33 Abflussdaten am Kontrollquerschnitt K_1 für das Modellgebiet Landeck 45
Abbildung 34 Vergleich der Modellläufe für Landeck 46
Abbildung 35 Überflutungstiefen im Vergleich für das Testgebiet Landeck 46
Abbildung 36 Differenz der Überflutungstiefen für OAK II und OAK III 47
Abbildung 37 Übersichtskarte Modellgebiet EZG01 Emmendingen 48
Abbildung 38 Abflussdaten Gebietsauslass EZG01 Emmendingen 50
Abbildung 39 Vergleich der Modellläufe für EZG01 Emmendingen 50
Abbildung 40 Übersichtskarte Modellgebiet EZG02 Mundingen 52
Abbildung 41 Abflussdaten Gebietsauslass EZG02 Mundingen 53
Abbildung 42 Vergleich der Modellläufe für EZG02 Mundingen 54
Abbildung 43 Übersichtskarte Modellgebiet EZG03 Tennenbach 55
Abbildung 44 Abflussdaten Gebietsauslass EZG03 Tennenbach 57
Abbildung 45 Vergleich der Modellläufe für EZG03 Tennenbach 57
Abbildung 46 Vergleich Überflutungsdifferenzen aus OAK II und III 59
Abbildung 47 Aufbau der nodesources Datei 63
Abbildung 48 Ausweisung der Teileinzugsgebiete im Ortszentrum von Mundingen 64
Abbildung 49 Maximale Überflutungstiefen im Ortszentrum von Mundingen . . 64
Abbildung 50 Abflussdaten am Kontrollquerschnitt S9 65
Abbildung 51 Übersicht am Kontrollquerschnitt S11 und S12 67
Abbildung 52 Abflussdaten am Kontrollquerschnitt S11 67
Abbildung 53 Abflussdaten am Kontrollquerschnitt S12 68
Abbildung 54 Platzierung der Regeneinläufe in EZG02 Mundingen 69
Abbildung 55 Abflussdaten EZG02 Mundingen unter Berücksichtigung der Siedlungsentwässerung 69
Abbildung 56 Differenz der Überflutungstiefen OAK II und OAK II Kanal Var.3 70
Abbildung 57 Platzierung der Regeneinläufe in EZG01 Emmendingen 71
Abbildung 58 Abflussdaten EZG01 Emmendingen unter Berücksichtigung der Siedlungsentwässerung 72
Abbildung 59 Differenz der maximalen Überflutungstiefen aus OAK II und OAK II Kanal Var.3 72
Abbildung 60 Topographische Übersichtskarte 81
Abbildung 61 Geologische Übersichtskarte 82
Abbildung 62 Bodenkundliche Übersichtskarte 83
Abbildung 63 Ausschnit Differenz Überflutungstiefen für EZG01 Emmendingen (vollständige Karte in Anlage 1) 84
Abbildung 64 Ausschnitt Differenz Überflutungsausbreitung für EZG01 Emmendingen (vollständige Karte in Anlage 1) 85
Abbildung 65 Ausschnit Differenz Überflutungstiefen für EZG02 Mundingen (vollständige Karte in Anlage 2) 86

Abbildung 66 Ausschnitt Differenz Überflutungsausbreitung für EZG02 Mundingen (vollständige Karte in Anlage 2) 87
Abbildung 67 Ausschnit Differenz Überflutungstiefen für EZG03 Tennenbach (vollständige Karte in Anlage 3) 88
Abbildung 68 Ausschnitt Differenz Überflutungsausbreitung für EZG03 Tennenbach (vollständige Karte in Anlage 3) 89

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1 Laser_AS-2D: Einstellungen zur Qualitätsstufe 1 20
Tabelle 2 Übersicht der Rauhigkeitsbelegung (kst-Wert in $m^{1/3}/s$) für die Landnutzung 22
Tabelle 3 Volumenbilanz Testgebiet bis einschl. TS 20 min 35
Tabelle 4 Übersichtsparameter der einzelnen Einzugsgebiete 38
Tabelle 5 Effektivniederschlag und Infiltrationspotential für das Testgebiet Landeck 43
Tabelle 6 Wasserbilanz Modellierung Landeck 44
Tabelle 7 Entwässerung des Modellgebiets Emmendingen 47
Tabelle 8 Effektivniederschlag und Infiltrationspotential für EZG01 Emmendingen 49
Tabelle 9 Wasserbilanz Modellierung EZG01 Emmendingen 49
Tabelle 10 Entwässerung des Modellgebiets Mundingen 51
Tabelle 11 Effektivniederschlag und Infiltrationspotential für EZG02 Mundingen 52
Tabelle 12 Wasserbilanz Modellierung EZG02 Mundingen 53
Tabelle 13 Effektivniederschlag und Infiltrationspotential für EZG03 Tennenbach 56
Tabelle 14 Wasserbilanz Modellierung EZG03 Tennenbach 57
Tabelle 15 Parameter zur Siedlungsentwässerung 60
Tabelle 16 Parameter zur Siedlungsentwässerung 2 61
Tabelle 17 Volumenbilanzierung am Kontrollquerschnitt S9 65
Tabelle 18 Volumenbilanzierung der Kontrollquerschnitte S11 und S12 67
Tabelle 19 Volumenbilanzierung Einfluss Siedlungsentwässerung EZG02 Mundingen 69
Tabelle 20 Volumenbilanzierung Einfluss Siedlungsentwässerung EZG01 Emmendingen 71

Kartenverzeichnis

EZG01 Emmendingen [Anlage 1]:
Überflutungstiefen
Anlage 1.1: Übersicht_UT_OAK_I
Anlage 1.2: Übersicht_UT_OAK_II
Anlage 1.3: Übersicht_UT_OAK_III
Anlage 1.4: Übersicht_UT_Diff
Anlage 1.5: Übersicht_UA_Diff
Anlage 1.6: Übersicht_UT_OAK_II_Kanal
Fließgeschwindigkeiten
Anlage 1.7: Übersicht_FG_OAK_I
Anlage 1.8: Übersicht_FG_OAK_II
Anlage 1.9: Übersicht_FG_OAK_III
Anlage 1.10: Übersicht_FG_Diff

EZG02 Mundingen [Anlage 2]:
Überflutungstiefen
Anlage 2.1: Übersicht_UT_OAK_I
Anlage 2.2: Übersicht_UT_OAK_II
Anlage 2.3: Übersicht_UT_OAK_III
Anlage 2.4: Übersicht_UT_Diff
Anlage 2.5: Übersicht_UA_Diff
Anlage 2.6: Übersicht_UT_OAK_II_Kanal
Fließgeschwindigkeiten
Anlage 2.7: Übersicht_FG_OAK_I
Anlage 2.8: Übersicht_FG_OAK_II
Anlage 2.9: Übersicht_FG_OAK_III
Anlage 2.10: Übersicht_FG_Diff

EZG03 Tennenbach [Anlage 3]:
Überflutungstiefen
Anlage 3.1: Übersicht_UT_OAK_I
Anlage 3.2: Übersicht_UT_OAK_II
Anlage 3.3: Übersicht_UT_OAK_III
Anlage 3.4: Übersicht_UT_Diff
Anlage 3.5: Übersicht_UA_Diff
Fließgeschwindigkeiten
Anlage 3.6: Übersicht_FG_OAK_I
Anlage 3.7: Übersicht_FG_OAK_II
Anlage 3.8: Übersicht_FG_OAK_III
Anlage 3.9: Übersicht_FG_Diff

Zusammenfassung

Starkregenereignisse stellen aufgrund ihrer räumlichen und zeitlichen Variabilität Geschehnisse dar, die mit gewaltigen Niederschlagsintensitäten ein hohes Schadenspotential für Mensch und städtische Infrastruktur bergen können. Da diese Ereignisse in den letzten Jahrzehnten immer häufiger auftreten, rückt das Thema zunehmend in den Fokus der Öffentlichkeit sowie der angewandten Wissenschaft. Um die resultierenden Gefahren besser einzuschätzen, findet im Rahmen des Starkregenrisikomanagements unter dem Leitfaden des Landesamtes für Umwelt Baden-Württemberg eine hydraulische Gefährdungsanlayse mittels 2D-hydrodynamisch-numerischer Modellierung statt. Die dazu benötigten Daten mit Informationen über den abflusswirksamen Niederschlag werden in Baden-Würrtemberg von der Professur für Hydrologie an der Universität Freiburg zur Verfügung gestellt. In der vorliegenden Arbeit wurden verschiedene Varianten der Oberflächenabflusskennwerte (OAK) verwendet, um deren Einfluss auf die Simulation von oberflächigen Abflussereignissen zu untersuchen. Insgesamt wurden zu diesem Zweck drei verschiedene Datensätze betrachtet, wovon ein Datensatz eine eigens angepasste Variante zur Umsetzung von Infiltrationsprozessen auf dem Fließweg darstellt. Die Anwendung auf vergleichbar große Modellgebiete im Raum Emmendingen zeigte, dass die Verwendung der aktualisierten Daten aus der OAK Phase II eine Verbesserung der Modellgenauigkeit bewirkt. Zudem konnten durch die Entwicklung einer Methodik, die verschiedene Rasteroperationen mit den Ausgangsdaten aus dem Niederschlag-Abfluss basierten Modell RoGeR beinhaltet, die Erkentnisse zu Infiltrationsprozessen aus RoGeR_dyn auf die Simulationssoftware Hydro_AS-2D übertragen werden. Weitere Untersuchungen zum Effekt der Siedlungsentwässerung zeigen auf, welche mengenmindernde Wirkung Schächte bei geeigneter Platzierung und zeitlich ausreichender Leistungsfähigkeit haben können. Hier wurde ebenfalls eine Methodik mit vereinfachter Vorgehensweise entwickelt, die eine generelle Implementierung von Regeneinläufen in Hydro_AS-2D ermöglicht.

Keywords:
Hydrodynamische Modellierung, Starkregen, Oberflächenabfluss, RoGeR, Hydro_AS-2D, Infiltrationsprozesse, Siedlungsentwässerung

1 Einleitung

Die Schadens- und Wetterberichte der letzten Jahre haben deutlich gezeigt, dass die Extreme zwischen Nässe und Dürre immer weiter zu nehmen und sich dabei Hitzeperioden mit verheerenden Stürmen und Sturzfluten abwechseln. Besonders in den Jahren 2016 und 2017 konnten in Deutschland heftige Starkregen festgestellt werden, die zu Überflutungen mit Sachschäden im Bereich von hunderten Millionen Euro führten. Damit zeichnet sich eine wiederkehrende Häufigkeit von entsprechenden Ereignissen ab, die eine Anpassung an die neuen Wetterextreme erfordert. Städte und Kommunen stehen vor der Herausforderung, einen geeigneten Umgang mit den anfallenden Wassermassen zu finden und damit eine Strategie für die Klimaanpassung zu entwickeln (Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft e.V. (GDV) 2018, 2019, 2020). Die zunehmenden Überflutungen infolge von Starkregenereignissen sind jedoch nicht nur in Deutschland ein Thema, sondern rücken auch in benachbarten Ländern immer weiter in den Fokus der Öffentlichkeit und der Wissenschaft. Da neben den möglichen Personenschäden auch ein erhebliches infrastrukturelles Schadenspotential betrachtet werden muss, entsteht aus ökonomischem Interesse eine Nachfrage zur Gefährdungsanalyse und Risikoabschätzung solcher Ereignisse. So werden Unternehmen, Ingenieurbüros sowie Forschungsprojekte in die Thematik mit einbezogen, um in den Städten Europas den Schäden der Sturzfluten entgegenzuwirken (ECMWF - Copernicus Programme 2021, AIR Worldwide 2021). Dennoch ist die systematische oder flächendeckende Vorgehensweise zur Behandlung der Starkregenereignisse relativ neu in Europa, weswegen aktuell lediglich in Deutschland, Österreich und England eine ganzheitliche Betrachtung dieses Themas stattfindet (Broer & Spira 2018). Der momentane Forschungsstand zeigt, dass zahlreiche Ansätze sowie Methoden zur Bearbeitung der Starkregenereignisse vorliegen, wobei vor allem die Qualität der Eingangsdaten und deren Aufbereitung, aber auch die Wahl der Modellierungssoftware entscheidend ist (Huber et al. 2021, Hunter et al. 2008, Broer & Spira 2018). Um flächendeckend einen qualitativen Anspruch der Modellierungsergebnisse zu gewährleisten, liegt für Baden-Württemberg ein Konzept zum kommunalen Starkregenrisikomanagement vor, welches vom Land mit einem Zuschuss von bis zu 70 % gefördert wird und ein einheitliches Verfahren zur Analyse von Gefahren und Risiken bei Starkregenereignissen darstellt. Dieses beinhaltet ein Gesamtkonzept aus kommunalen Starkregengefahrenkarten, nachfolgender Risikoanalyse und ein darauf aufbauendes Handlungskonzept (Regierungspräsidien Baden-Württemberg 2021). Zur Erstellung der Gefahrenkarten und Ermittlung der Überflutungsverhältnisse wird unter dem Leitfaden des Landesamtes für Umwelt Baden-Württemberg (LUBW) die Anwendung von zweidimensionalen, hydrodynamisch, numerischen Modellen (2D-HN-Modelle) empfohlen, die eine Simulation der Starkregenereignisse ermöglichen. In Kombination mit der Geoinformationssystem-basierten Aufbereitung der Daten gehört dieses Verfahren zu jenen Methoden mit dem größten Bearbeitungsaufwand (Broer & Spira 2018). Ein noch aufwendigeres Verfahren stellt eine gekoppelte 1D-2D hydraulische Modellierung dar, die Kanalnetz- und Oberflächenmodell kombiniert. Dabei können signifikante Anstiege in den Wasserspiegellagen im Vergleich zur getrennten Modellierung festgestellt werden, weswegen die Wechselwirkung von Oberflächen- und Kanalabfluss in urbanen Gebieten betrachtet werden sollten (Monschein & Gamerith 2021). Da diese Methode jedoch einen sehr hohen Modellierungsaufwand erfordert, empfiehlt die Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und

Abfall (DWA) eine Anwendung in besonders relevanten Bereichen, die eine genauere Betrachtung benötigen (DWA-Arbeitsgruppe ES-2.5 2016). Aus diesem Grund wird der Faktor der Siedlungsentwässerung im Leitfaden des LUBW nicht berücksichtigt. Hier wird grundsätzlich von einer Überlastung des Entwässerungssystems ausgegangen, sodass dieses während eines Starkregenereignisses kein Wasser mehr abführen kann (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016).

Als hydrologische Basis für den benötigten Modellabfluss dienen hier die Oberflächenabflusskennwerte (OAK), die als Eingangsdaten in die Simulationssoftware mit eingehen. Diese stellen den auf der Geländeoberfläche abflusswirksamen Niederschlag in einem Gebiet dar, also jenen Anteil des Niederschlagswassers, der aufgrund von Infiltrationsüberschuss im Boden, oberflächlich abfließt (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016). Die Daten des Oberflächenabflusses werden von der Professur für Hydrologie an der Universität Freiburg für ganz Baden-Württemberg durch die Anwendung des physikalisch basierten Niederschlags-Abfluss Modells RoGeR (Runoff Generation Research) berechnet und zur Ausarbeitung von hydraulischen Gefährdungsanalysen in den Ingenieurbüros bereitgestellt. Bezogen auf die hohe räumliche sowie zeitliche Auflösung und flächendeckende Verfügbarkeit der Daten, gibt es zurzeit außerhalb Baden-Württembergs keine vergleichbare Vorgehensweise. Seit der Veröffentlichung der OAK im Jahr 2016 fand eine stetige Weiterentwicklung von Seiten der Professur für Hydrologie statt, sodass unter anderem durch dynamisch hydraulische Ansätze weitere Erkenntnisse zu den vorhanden Prozessen bei der Abflussbildung von Oberflächenwasser zur Verfügung stehen. Diese beinhalten Modellläufe mit Berücksichtigung von Infiltrationsprozessen auf dem Fließweg an Bereichen mit zusätzlichem Versickerungspotential (Steinbrich, Leistert & Weiler 2016). Da die Vernachlässigung dieses Faktors zu einer Überschätzung der modellierten Abflussganglinien führen kann, ist durch die Implementierung eines Infiltrationspotentials eine Optimierung der Modellergebnisse zu erwarten (Ni et al. 2020). Da diese Prozesse allerdings nur innerhalb des dynamischen Moduls von RoGeR (RoGeR_dyn) abgebildet werden können, bestehen aktuell keine Erkenntnisse zur Übertragung auf andere hydraulische Modelle bzw. Modellierungssoftware. Zur Bearbeitung der hydraulischen Gefährdungsanalyse werden in den ansässigen Ingenieurs Büros, wie der BIT Ingenieure AG, lediglich die Ergebnisdaten aus dem „originalen“ RoGeR verwendet.

2 Zielsetzung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, die aktualisierten Oberflächenabflusswerte in die gängige Routine der BIT Ingenieure AG zur Bearbeitung der hydraulischen Gefährdungsanalyse im Rahmen des Starkregenrisikomanagements zu integrieren, um dabei mögliche Vor- und Nachteile der neuen Datengrundlage bzw. Methodik zu ermitteln. Des Weiteren soll der Fragestellung nachgegangen werden, ob es möglich ist, die durch RoGeR_dyn entwickelten Ansätze zu Infiltrationsprozessen auf dem Fließweg auf andere hydraulische Modelle zu übertragen und somit eine mögliche Optimierung der Modellergebnisse innerhalb der Anwendung des Leitfadens des LUBW zu erzielen. Zu diesem Zweck wird ein Arbeitsablauf entwickelt, der es ermöglicht, die neuen Erkenntnisse aus der quasi hydraulischen Modellierung von RoGeR_dyn auf die kommerzielle Simulationssoftware Hydro_AS-2D zu übertragen. Es ist zu untersuchen, ob auf diese Weise vergleichbare Ergebnisse erzielt werden können. Dabei findet der gesamte Modellierungsablauf nach den Richtlinien des Leitfadens zum kommunalen Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg statt. Eine weitere Methodik wird entwickelt, um unter vereinfachten Ansätzen den Effekt der Siedlungsentwässerung in Hydro_AS-2D zu berücksichtigen. Unter diesem Aspekt soll untersucht werden, welchen Einfluss ein kommunales Kanalnetz auf die Modellierung der Starkregenereignisse und die daraus resultierenden Oberflächenabflüsse haben kann.

Um vergleichbare Daten zu erhalten, werden insgesamt 3 Modellgebiete ausgewiesen, wovon zunächst ein kleineres Teilgebiet zur Ausarbeitung der Methodik verwendet wird. Jedes Modellnetz wird von Grund auf aufgebaut und nach den nötigen Qualitätsmerkmalen charakterisiert. Der abflusswirksame Oberflächenabfluss der verschiedenen OAK wird als zeitabhängiger Zufluss in die Berechnung eingegeben und dient somit als Simulationsgrundlage. Als Resultat soll für jedes der Modellgebiete und Niederschlagsszenarien eine Ausgabe von Überflutungstiefen, Überflutungsausbreitung und Fließgeschwindigkeiten stattfinden, um den Effekt der OAK zu untersuchen. Ein abschließender Modellvergleich der Abflussganglinien wird zeigen, ob mit den verwendeten Ansätzen vergleichbare Ergebnisse mit denen aus RoGer_dyn erzielt werden können, aber auch, ob es möglich ist, die Kanalnetzstrukturen unter vereinfachten Bedingungen in Hydro_AS-2D zu implementieren. Es folgt eine Einführung in die Thematik des Starkregenrisikomanagements und eine Ausarbeitung der modellierungstechnischen Grundlagen. Anschließend wird die angewandte Methodik erläutert und das Untersuchungsgebiet vorgestellt. Nach Ausarbeitung der Modellergebnisse werden separat die Modellläufe mit Einbezug der Siedlungsentwässerung aufgezeigt.

3 Starkregenrisikomanagement

Ein Starkregenereignis bezeichnet ein räumlich und zeitlich begrenztes Niederschlagsverhalten mit hoher Intensität, bei dem 10, 20 oder mehr als 40 mm innerhalb einer Stunde auf die Erdoberfläche treffen können. Im Vergleich dazu beträgt in Freiburg im Breisgau die Niederschlagssumme der Monate Mai bis September im Mittel 95 mm (DWD 2021). Damit können entsprechende Ereignisse Wassermengen mit sich bringen, die bei weitem die regulären Verhältnisse übersteigen. Aufgrund ihrer kurzen Dauer und räumlichen Variabilität sind diese schwer vorherzusagen und treten vor allem in den Sommermonaten in Verbindung mit heftigen Gewittern auf (Ministerium für Umwelt; Klima und Energiewirtschaft Baden-Württemberg 2019). Dabei kommen Kanalnetz und die städtische Infrastruktur schnell an ihre Grenzen, wodurch ein großer Anteil des Niederschlags oberirdisch abfließt und dabei Wege, Straßen und Gräben als präferentielle Fließwege nutzt. Besonders kritisch kann sich diese Situation auf Regionen mit hohem Gefällegradient auswirken, da sich hier das oberflächlich abfließende Wasser zu Sturzfluten entwickelt, die mit hohen Fließgeschwindigkeiten Treibgut mit sich führen. Dementsprechend werden Unterführungen, Verdolungen und sonstige hydraulisch relevanten Punkte blockiert und es kommt zusätzlich zu einem Rückstau der Wassermassen. Als Resultat dieser Ereignisse bleiben erhebliche Schäden an der Infrastruktur durch Wassereintritt in Gebäude und Erosion von deren Tragstrukturen. Durch geeignete Vorsorgemaßnahmen im Zuge des Starkregenrisikomanagements soll daher das Schadenspotential bzw. Gefährdungsrisiko verringert und ein bewusster Umgang mit den Überflutungsrisiken geschaffen werden. Zur Bewältigung dieser Aufgabe spielt die Erstellung von Starkregengefahrenkarten eine entscheidende Rolle, da diese eine Einsicht in die Verteilung der Überflutungsflächen- und Tiefen sowie mögliche Fließgeschwindigkeiten bei Starkregenereignissen verschiedener Szenarien geben. Somit können kritische Bereiche und gefährdete Objekte identifiziert werden (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016). Das Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg umfasst die Erstellung von Gefahrenkarten, die drei mögliche Oberflächenabflussereignisse betrachten:

- seltenes Ereignis: Statistisches Niederschlagsereignis (Dauer 1h) mit einer Jährlichkeit von 30 Jahren. Bei diesem Abflussszenario sind Anlagen der Stadtentwässerung i.d.R überlastet und Überflutungen in der Fläche treten auf.

- außergewöhnliches Ereignis: statistisches Niederschlagsereignis (Dauer 1h) mit einer Jährlichkeit von 100 Jahren. Bei diesem Abflussszenario können weite Bereiche überflutet werden.

- extremes Ereignis: extremes Niederschlagsereignis (128 mm in 1 Stunde). Bei diesem Szenario treten großflächige Überflutungen auf.

Dabei findet eine Abgrenzung zu Überflutungen aus Gewässern statt, welche sich vom Gewässerlauf ausbreiten und über die Ufer treten. Diese Ereignisse werden im Zuge der Europäischen Hochwasserrisikomanagement-Richtlinie (HWRM-RL) betrachtet. Dahingegen finden Überflutungen durch Starkregen vor allem auf der Geländeoberfläche, in Gräben und in kleinen Gewässern statt, sodass der Abfluss oberflächlig entlang des Gefälles zum nächsten Vorfluter

entwässert. Ein weiteres Unterscheidungsmerkmal ist, dass die Ergebnisse aus den Simulationen für die Oberflächenabflussszenarien keiner Jährlichkeit oder Wiederkehrzeit entsprechend der Hochwasserbemessungen zugeordnet werden und demzufolge keine baurechtlichen Konsequenzen haben. Aus den Hochwassergefahrenkarten hingegen werden Überschwemmungsgebiete festgelegt, die per Wasserhaushaltsgesetz besondere Vorschriften für deren Nutzung beinhalten und somit Einfluss auf die Ausweisung von Baugebieten haben (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016). In Abbildung 1 ist schematisch der Ablauf bzw. Prozess eines Starkregenereignisses dargestellt. Die Abbildung soll verdeutlichen, welche räumliche Variabilität ein solches Ereignis haben kann.

Die hydraulische Gefährdungsanalyse, als Teil des Starkregenrisikomanagements, wird unter Anwendung einer zweidimensionalen, instationären Berechnung von oberflächigen Abfluss- und Überflutungsvorgängen mithilfe eines hydrodynamisch-numerischen Simulationsmodells (2D-HN-Modell) durchgeführt. In der vorliegenden Arbeit wurde dazu die Software Hydro_AS-2D der Firma Hydrotec verwendet. Hydro_AS-2D wurde ursprünglich zur Berechnung von Gewässerhydraulik mit Dammbruchszenarien und Flutwellenausbreitungen entwickelt und eignet sich gut für Strömungs- und Abflusssimulationen bei Hoch- und Niedrigwasser. Eine ausführliche Beschreibung zur Simulation und Modellierung folgt in Abschnitt 4 (Hydrotec 2019).



Abbildung 1: Darstellung eines Starkregenereignisses (Ministerium für Umwelt; Klima und Energiewirtschaft Baden-Württemberg 2019)

3.1 Hydrologische Grundlagen und das Modell RoGeR

Als hydrologische Basis für die Berechnung der Starkregengefahrenkarten dienen die Oberflächenabflusskennwerte, die von der Professur für Hydrologie an der Universität Freiburg für ganz Baden-Württemberg bereitgestellt werden. Dabei werden die Abflussbildungsprozesse durch das physikalisch basierte Niederschlags-Abfluss Modell RoGeR (Runoff Generation Research) quantifiziert, das verschiedene bodenhydrologische Abläufe berücksichtigt, um den effektiven Niederschlag bei einem Starkregenereignis zu berechnen (Steinbrich et al. 2015), al-

so jener Anteil des Gebietsniederschlages, der in einem Einzugsgebiet unmittelbar nach einem Niederschlagsereignis als Direktabfluss an der Geländeoberfläche oder in einem Fließgewässer wirksam wird (Spektrum Akademischer Verlag 2000a). Die Abflusskonzentration wird für die Komponenten Oberflächenabfluss, schneller Zwischenabfluss, langsamer Zwischenabfluss und Tiefenperkolation anhand eines geomorphologischen Einheitsganglinienverfahrens realisiert (mehr dazu in Abbildung 6). Prozesse wie Matrixinfiltration, Makroporenabfluss, Infiltration und Tiefenperkolation werden berücksichtigt, um eine möglichst genaue Darstellung der Realität zu erhalten. In Abbildung 2 sind die einzelnen Komponenten und der schematische Modellablauf von RoGeR dargestellt.

Die Bildung von Oberflächenabfluss aus Niederschlag ergibt sich aus der Gegenüberstellung von Niederschlagsintensität und Infiltrationsleistung der Oberfläche, wobei letzteres abhängig von den spezifischen Eigenschaften des ortsgebundenen Bodens ist. Daher ist die Fähigkeit des Bodens, Wasser aufzunehmen, ein entscheidender Faktor beim Verlauf von Starkregenereignissen. Je nach Bodentyp bzw. Flächennutzung kann der Anteil der Abflusskomponenten unterschiedlich groß sein. Es kann angenommen werden, dass konvektive Regenereignisse mit hoher Intensität und kurzer Dauer, aufgrund des Infiltrationsüberschusses zu hortonischem Oberflächenabfluss (HOA) führen. Erst wenn die Feldkapazität eines Bodens überschritten ist, perkoliert das Wasser in tiefere Horizonte und kann als Zwischenabfluss abfließen (ZA). Ist der Boden einmal vollkommen gesättigt, kann kein weiteres Wasser mehr infiltrieren und es kommt zu Sättigungsflächenabfluss (SFA). Generell lässt sich sagen, dass mit zunehmender Dauer eines Ereignisses die Infiltrationsleistung eines Bodens abnimmt (siehe Abbildung 3). Durch unterschiedliche Modifikationen des Green & Ampt Verfahrens wird der Prozess der Matrix Infiltration, Makroporen Infiltration und Trockenriss Infiltration berücksichtigt. Unter dem Verfahren wird vereinfacht angenommen, dass Niederschlagswasser kolbenförmig in den Boden eindringt und dabei den verfügbaren Porenraum vollständig auffüllt. Auf diese Weise kann durch Werte für das effektive Porenvolumen, der hydraulischen Leitfähigkeit und der Saugspannung eine Gleichung aufgestellt werden, die eine Abschätzung der tatsächlichen Infiltrationsleistung ermöglicht (Heber Green & Ampt 1911). Damit wird unter der Modellierung mit RoGeR der Prozess der Infiltration ganzheitlich betrachtet und bei der Berechnung der Abflusskomponenten berücksichtigt. Durch die flächendeckenden Informationen des Boden'atlas' Baden-Württembergs (BK50) über die Beschaffenheit der Böden, können die nötigen Parameter direkt in RoGeR eingespeißt werden, sodass keine Kalibrierung des Modells notwendig ist und so, theoretisch, auf jedes Gebiet mit ausreichend Eingangsdaten anwendbar ist (Steinbrich, Leistert & Weiler 2016). Je nach Auflösung der Eingangsparameter kann auf diese Weise für jede Gridzelle mit einer Ausdehnung von 1 x 1 m ein Oberflächenabflusswert bestimmt werden. Die Validierung des Modells fand anhand von 13 Versuchsgebieten statt, die künstlich beregnet wurden, um ein Starkregenereignis zu simulieren (Steinbrich, Stölzle & Weiler 2016).

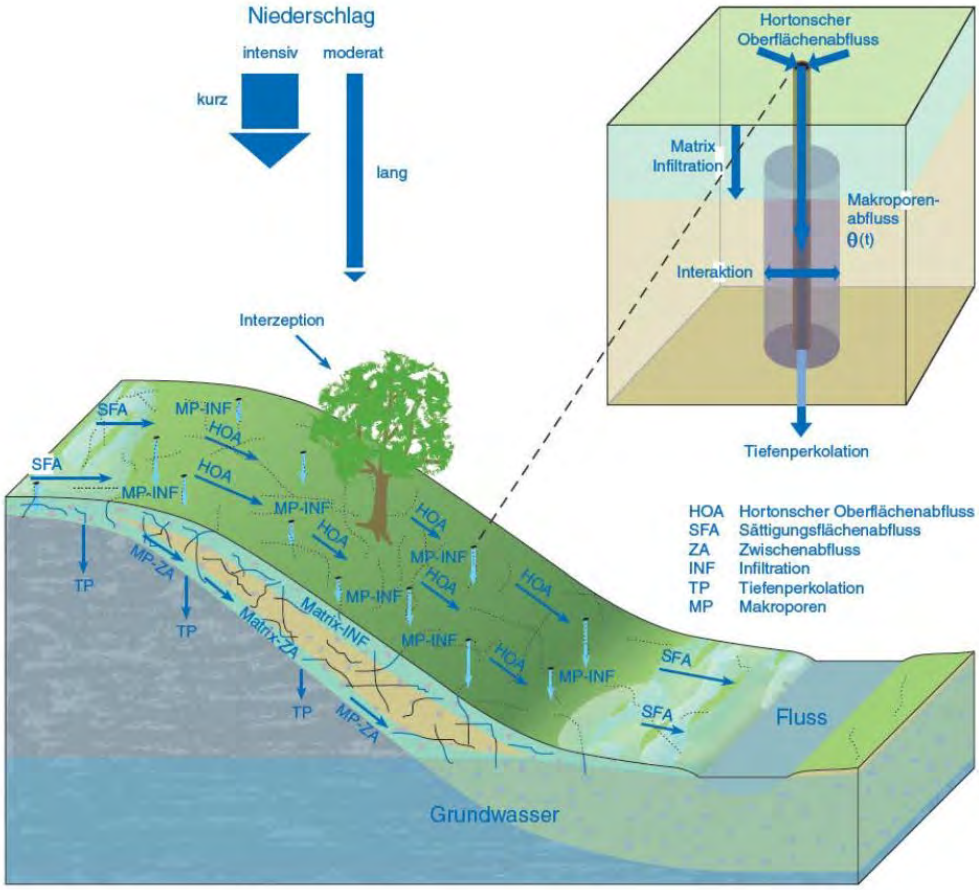


Abbildung 2: Modellvorstellung zu den in RoGeR berücksichtigten Abflussbildungsprozessen (Steinbrich et al. 2015)

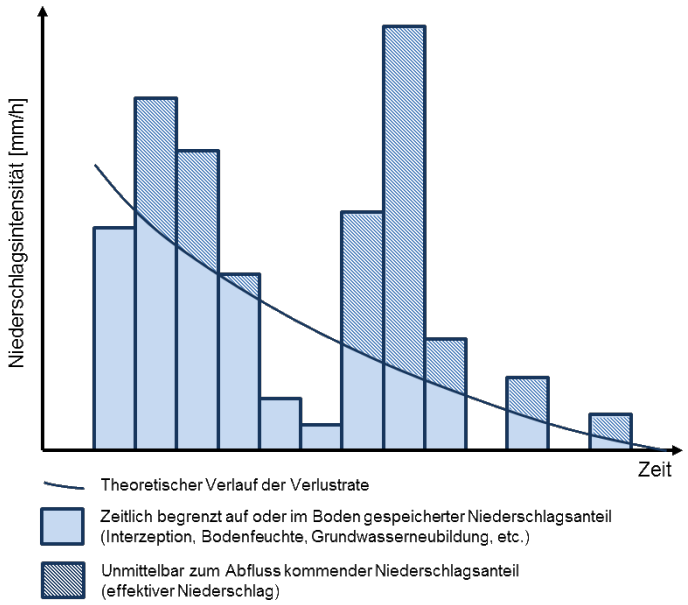


Abbildung 3: Modellvorstellung zur Bildung des effektiven Niederschlags (Administration de la gestion de L'eau 2017)

3.1.1 Verwendete Niederschlagsdaten

Ausgangspunkt aller hydraulischen Berechnungen von Oberflächenabfluss ist das Niederschlagswasser, das bei einem Regenereignis auf die Erdoberfläche trifft. Um mittels RoGeR eine Verteilung des gebildeten Oberflächenabflusses zu erhalten, sind zunächst konsistente Niederschlagsdaten notwendig, die Statistiken über Intensität und Dauer verschiedener Ereignisse liefern. Als Datengrundlage wurden von der Professur für Hydrologie der Universität Freiburg insgesamt 521 Niederschlagsstationendatensätze des LUBW und des Deutschen Wetterdienstes (DWD) analysiert. Diese zeigten jedoch eine starke Variabilität der zeitlichen und räumlichen Auflösung, womit deren Nutzbarkeit teilweise eingeschränkt war. Mehr als 60 % der Aufzeichnungen stammen aus dem Zeitraum 2000 bis 2015 und im Mittel erstrecken sich die Niederschlagszeitreihen über eine Dauer von 12 Jahren. Aufgrund der großen Heterogenität der Daten wurde ein Mutter-Tochter-Prinzip für die Niederschlagsstationen angewendet, sodass Informationen von benachbarten Stationen übertragen werden konnten, um so alle Niederschlagszeitreihen auf eine vergleichbare Länge von ca. 100 Stationsjahren anzupassen. Zur weiteren Herleitung von Niederschlagsmengen für die Ereignisse „selten“ (30 Jahre Wiederkehr) und „außergewöhnlich“ (100 Jahre Wiederkehr) wurden partielle Extremwertserien unter Anwendung der Paretoverteilung genutzt, die es ermöglichen aus einzelnen Jahren mehrere Ereignisse oder aus bestimmten Jahren auch gar keine Werte zu berücksichtigen. So können mehrere unabhängige Starkregenereignisse z.B. innerhalb eines Monats erfasst werden. Zur Abschätzung der statistischen Wiederkehrhäufigkeit von X Jahren werden Niederschläge verschiedener Dauerstufen der Jährlichkeit X als Modell-Input herangezogen, wobei dann der höchste modellierte Scheitelwert bzw. die Abflussfülle als Bemessungsgröße verwendet wird. Letztendlich wurde durch diese Vorgehensweise eine maximale Niederschlagsmenge von 62 mm für ein seltenes und 74 mm für ein außergewöhnliches Ereignis bemessen. Die Bemessungsniederschläge sind auf eine Dauerstufe von 60 Minuten angesetzt (Steinbrich, Stölzle & Weiler 2016). In Abbildung 4 ist der zeitliche Verlauf eines starken Niederschlagsereignisses und das Verhalten von Infiltration sowie Infiltrationsüberschuss für die Szenarien „selten“ und „außergewöhnlich“ aufgezeigt. Es zeigt sich, dass nach Erreichen der maximalen Niederschlagsintensität diese für etwa 10 - 15 Minuten relativ konstant bleibt, bevor ab etwa Minute 30 ein Rückgang der Intensität stattfindet. Zu diesem Zeitpunkt erreicht auch der Infiltrationsüberschuss sein Maximum, der sich gegenläufig zur Gesamtinfiltration verhält. Die Infiltrationsleistung der Böden nimmt bis zum Erreichen der konstanten Niederschlagsintensität zu. Zudem ist der Infiltrationsüberschuss auf verschlämmten Böden für beide Szenarien größer, als bei unverschlämmten Böden.

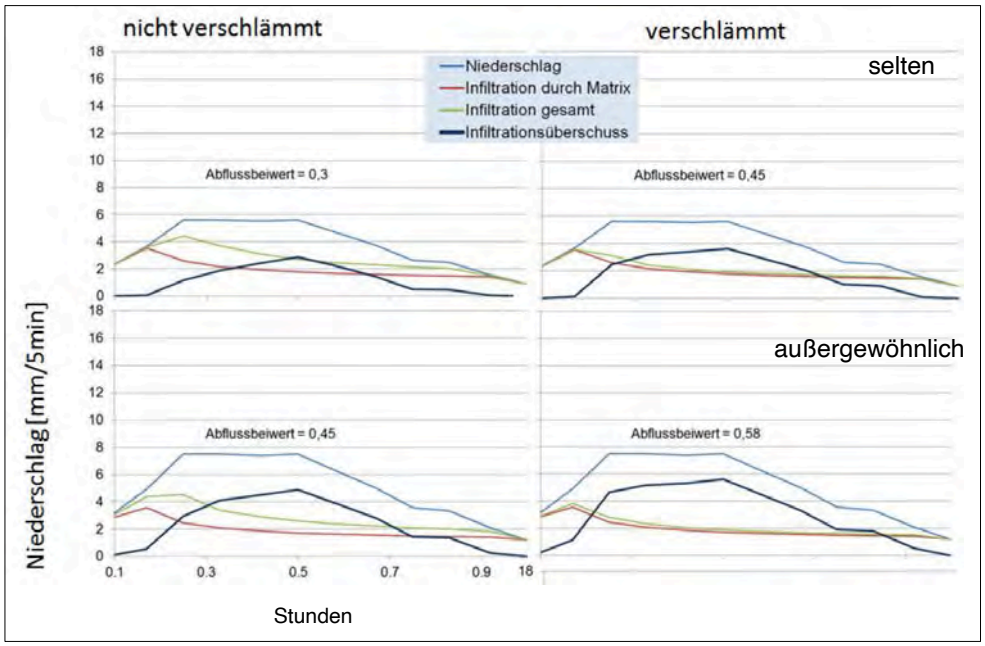


Abbildung 4: Zeitlicher Verlauf von Niederschlag, Infiltration und Infiltrationsüberschuss (Steinbrich, Stölzle & Weiler 2016)

3.1.2 Ableitung der bodenhydrologischen Parameter

Um unter Anwendung von RoGeR den Anteil des effektiven Niederschlags zu berechnen, benötigt es eine Vielzahl von Parametern, die verschiedene Informationen über die Beschaffenheit der Böden wiedergeben. Ein umfangreicher Einsatz des Modells ist nur möglich, da aufgrund von zurückliegenden Kartierarbeiten flächendeckend Daten zur Charakteristik der Böden in Baden-Württemberg vorliegen. Die Bodenkundlichen Karten im Maßstab 1:50000 (BK50) wurden durch das LRGB im Regierungspräsidium Freiburg harmonisiert und in ein einheitliches, digitales Format gebracht. Die qualitative Angabe von Bodeneigenschaften (z.T auch numerisch in Intervallangaben) ermöglichen es, relevante Parameter direkt aus der BK50 auszulesen und in RoGeR zu überführen. Dazu gehören unter anderem Parameter, wie Mächtigkeit des Ober- und Unterbodens, gesättigte hydraulische Durchlässigkeit des Ober- und Unterbodens, Luftkapazität des Ober- und Unterbodens sowie die Feldkapazität bzw. nutzbare Feldkapazität. Mit Hilfe geeigneter Pedotransferfunktionen ist aus den Informationen der BK50 eine Ableitung der Saugspannung an der Sättigungsfront für den Green&Ampt-Infiltrationsansatz möglich. Hierfür wurde der Ansatz nach Mein und Larson bei einem Lufteintrittspunkt von 0,58 cm Wassersäule gewählt. Somit stehen alle essentiellen Informationen zur Anwendung des Modells zur Verfügung, weswegen keine individuelle Kalibrierung notwendig ist. Um Datenlücken im Bereich der Siedlungsflächen zu schließen, wurden die geologischen Einheiten mit der BK50 verglichen. Da die Bodenbildung auch stark vom darunterliegenden Ausgangsgestein abhängig ist, wurde bei einer Übereinstimmung von gleichen geologischen Flächen, die Bodenart auf das Siedlungsgebiet übertragen. Dabei ist jedoch zu beachten, dass Böden im Bereich von Wohnbauflächen stark überprägt und durch Infrastruktur versiegelt sind (Steinbrich, Stölzle & Weiler 2016).

Zur Parametrisierung der maximal möglichen Tiefenperkolation wurde zusätzlich die bodenhydrologische Karte im Maßstab 1:50000 herangezogen, welche Informationen über die Durchlässigkeitsklassen der verschiedenen geologischen Einheiten enthält. In Kombination mit Daten zur Durchlässigkeit des Unterbodens kann die relevante Grenze für die Definition von Tiefenperkolation und Zwischenabfluss ermittelt werden. Ein weiterer zu berücksichtigender Faktor ist die Verschlämmungsneigung von Ackerböden. Diese können in unterschiedlichen Maßen verschlämmen, wobei ein Prozess gemeint ist, in dem durch Zerschlagung und Verlagerung von Bodenaggregaten Feinmaterial entsteht, welches eine dünne, gering durchlässige Schicht auf der Bodenoberfläche bildet, die vorhandene Makroporen verstopft (Winter 2013). Die dazu benötigte Kraft liefert die kinetische Energie der Regentropfen, die besonders groß während sommerlichen Niederschlagsereignissen ist. Aus diesem Ansatz ergeben sich zwei verschiedene Varianten für die Modellläufe und den entsprechenden Szenarien, einmal unter der Annahme von verschlämmten Böden und ein zweiter Durchlauf mit unverschlämmten Böden (Steinbrich, Stölzle & Weiler 2016).

3.1.3 Einfluss der Bodenfeuchte unter RoGeR_WB

Es hat sich gezeigt, dass bei der Anwendung von hydrologischen Niederschlag-Abfluss-Modellen (N-A-Modellen), wie RoGeR, die bei der Modellierung der Infiltration den Füllungszustand des Bodenspeichers berücksichtigen, die Abflussreaktion durch eine unterschiedliche Bodenfeuchte im Modellgebiet beträchtlich variieren kann. Bei gleichem Niederschlags-Input können sich so verschiedene Abflusswerte ergeben und damit eine Spanne an möglichen modellierten Abflüssen für den gleichen Niederschlag der Jährlichkeit X. Um für ein Einzugsgebiet die bestmöglichen Vorfeuchte-Bedingungen zu erhalten, also die Wassersättigung des Bodens vor dem eigentlichen Ereignis, wurde von der Professur für Hydrologie an der Universität Freiburg ein Verfahren entwickelt, das sowohl die Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Niederschlags als auch die Wahrscheinlichkeit des Auftretens einer gegebenen Bodenfeuchte berücksichtigt. Dabei handelt es sich um das Wasserhaushaltsmodell RoGeR_WB, welches die Prozesse der Abflussbildung und des Bodenwasserhaushalts in Abhängigkeit der auftretenden Niederschlagsintensität abbildet. RoGeR_WB ist eine Weiterentwicklung des rein ereignisbasierten N-A-Modells RoGeR und wurde weitreichend parametrisiert. Zudem enthält dieses aktualisierte Eingangsdaten für Grundwasserflurabstände und Versiegelungsgrade. Somit ist eine Abbildung der Verteilung der langjährigen Bodenfeuchte möglich, die anhand von Lysimeter-Aufzeichnungen und Messdaten validiert wurden (Steinbrich 2020b).

Aus diesem Ansatz ergibt sich für ein Abflussereignis eine kombinierte Wahrscheinlichkeit P(Q) aus Auftretenswahrscheinlichkeit des Niederschlagsereignisses P(N) und Auftretenswahrscheinlichkeit einer Bodenfeuchte P(BF) (siehe Gleichung 1). Dies bedeutet eine Anzahl quasi unendlicher Kombinationen, die jedoch durch eine Zieljährlichkeit (z.B. 100 Jahre) und entsprechenden Paarungen eingegrenzt werden können. Die daraus resultierenden Ergebnisse wurden für eine Anpassung der Extremwertstatistiken verwendet, woraus ein neuer Datensatz für die Oberflächenabflusswerte entstand (Steinbrich 2020b). Die Daten aus der OAK Phase II unterscheiden sich somit von den ursprünglichen Daten aus der OAK Phase I, die keine kombinierte Wahrscheinlichkeit berücksichtigen. In der weiteren Ausarbeitung der vorliegen-

den Arbeit, wird deren Einfluss auf die Ergebnisse der hydraulischen Gefährdungsanalyse und die dabei entstehenden Unterschiede erarbeitet.

$$P(Q) = P(N) * P(BF) \tag{1}$$

3.1.4 Komponenten des Modells RoGeR

Nachdem die zu erwartenden Niederschlagsmengen für die gegebene Dauerstufe und die vorgesehenen Jährlichkeiten ermittelt wurden, können unter Eingabe der notwendigen bodenhydrologischen Parameter die Niederschlagsszenarien für eine landesweite Modellierung simuliert werden, um so Werte für den abflusswirksamen Niederschlag zu berechnen. Unter der OAK Phase I beinhaltet dies Niederschlagsszenarien mit einer Dauer von einer Stunde und einer statistischen Wiederkehrwahrscheinlichkeit von 30 bzw. 100 Jahren sowie einem extremen Ereignis. Für die Modellierung der Abflussbildungsprozesse wurden hohe Vorfeuchtebedingungen im Sommer angenommen. Unter der OAK Phase II wird mittels RoGeR_WB ein Modelllauf mit einer kombinierten Auftretenswahrscheinlichkeit betrachtet. Die angenommenen Vorfeuchtebedingungen können sich hier von denen in der OAK Phase I unterscheiden. Der zeitliche Verlauf der Ereignisse wurde dabei aus einer Häufigkeitsverteilung aller Niederschlagsstationsdaten mit einer Dauer von einer Stunde ausgewertet. Daraus ergibt sich eine mediane zeitliche Entwicklung mit anfangsbetontem Niederschlagsverlauf. Letztendlich ergeben sich aus den Varianten verschlämmt und unverschlämmt ingesamt 5 Modellläufe aus der OAK Pahse I, wobei für das extreme Ereignis keine Annahme von unverschlämmten Böden stattfindet. Die Modelle laufen in einer zeitlichen Auflösung von 5 Minuten und haben eine räumliche Auflösung von 5 x 5 m. Die Ausgabe der Berechnungsergebnisse findet in einem Raster-Format mit der Einheit mm statt (siehe Abbildung 5).



Abbildung 5: Ausgabe der Oberflächenabflusswerte im Rasterformat

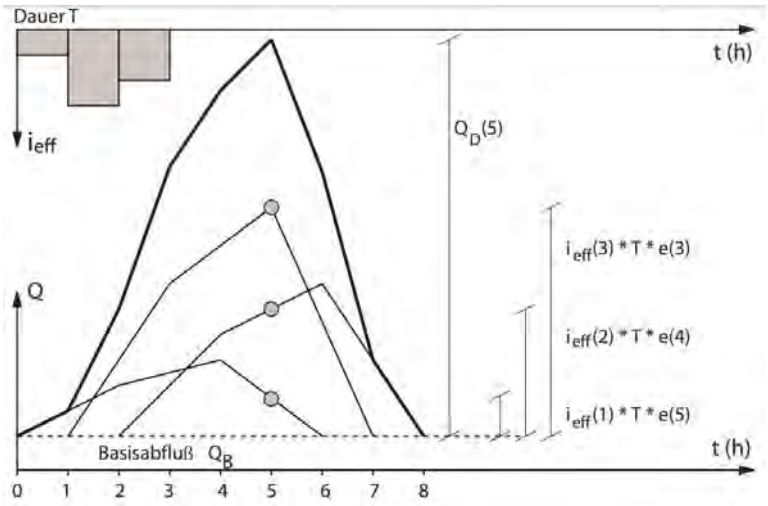


Abbildung 6: Berechnung der Abflussganglinie mit Hilfe der Einheitsganglinie e(T, t) (Ostrowski 2011)

Neben der Berechnung des Effektivniederschlags kann RoGeR unter Anwendung des Einheitsganglinienverfahrens den Abfluss am Gebietsauslass bestimmen. Dabei wird der effektive Niederschlag auf eine Direktabflussganglinie übertragen mit der Annahme, dass ein Einheitsniederschlagsereignis (auch Einheitsimpuls) zu einer Einheitsganglinie (auch Impulsantwortfunktion) führt. Dabei wird von einer gleichmäßigen Verteilung des Niederschlags sowie vom Prinzip der Linearität ausgegangen. Das heißt, trifft in einem Zeitschritt ein Vielfaches des Niederschlagseinheitsimpulses auf, so resultiert daraus das Vielfache der Einheitsganglinie. Zusätzlich gilt das Prinzip der Superposition, bei dem hintereinander auftretende Niederschlagsimpulse und deren entsprechende Impulsantwort addiert werden. Wird also angenommen, dass genau 1 mm Effektivniederschlag pro Dauerstufe T über einem Einzugsgebiet fällt, so entspricht der gemessene Abfluss der Einheitsganglinie, multipliziert mit dem Niederschlag (siehe Abbildung 6) (Ostrowski 2011).

Zusätzlich stehen weitere Komponenten des N-A-Modells zur Verfügung, die unter anderem quasi hydraulische Ansätze beinhalten und so die Ausgabe von weiteren relevanten Daten zu den einzelnen Abflussbildungsprozessen ermöglichen. Diese werden verwendet, um die Erkenntnisse zu Infiltrationsprozessen auf dem Fließweg auf die Simulation unter Hydro_AS-2D zu übertragen, aber auch um deren Ergebnisse direkt mit den Modellläufen der kommerziellen Software von Hydrotec zu vergleichen. Damit sind alle weiteren Grundlagen geschaffen zur Verwendung von konsistenten Eingangsdaten zur Verwendung in der 2D-HN-Modellierung. Es folgt eine kurze Übersicht der verschiedenen Erweiterungen bzw. Module, die in RoGeR enthalten sind (Steinbrich 2020a).

RoGeR
Berechnung der Abflusskomponenten im Einheitsganglinienverfahren mit Ausgabe des Abflusses am Gebietsauslass, OAK und Infiltration je Zeitschritt, sowie ein Fließzeitengrid.

Ro_dyn
OAK je Zeitschritt aus RoGeR gehen in die quasi hydraulische Modellierung des Modells

Ro_dyn mit ein und routet diesen dynamisch, quasi-hydraulisch zum Gebietsauslass. Als Ausgabe kann ebenfalls der Abfluss am Gebietsauslass ermittelt werden sowie zusätzliche Parameter, wie maximale Wasserstände und Fließgeschwindigkeiten. Hier findet keine Infiltration auf dem Fließweg statt.

RoGeR_dyn
Dieses Modul stellt eine Kombination der Abflussbildung, aus RoGeR und Ro_dyn dar und berechnet die Abflusskonzentration 2D-hydraulisch. In jedem Zeitschritt wird also der eingehende Niederschlag sowie das vom vorigen Zeitschritt lateral zugeflossene Wasser berücksichtigt, womit bei verfügbarer Infiltrationskapazität noch Wasser ganz oder teilweise versickern kann. Hiermit wird also eine Infiltration von Wasser auf dem Fließweg ermöglicht. In der Berechnung der OAK unter RoGeR hat der HOF keinen Einfluss mehr auf die Berechnungsergebnisse, es wird jede Rasterzelle einzeln betrachtet. RoGeR_dyn dagegen berücksichtigt ein mögliches Infiltrationspotential von benachbarten Zellen, in das oberflächig abfließendes Wasser versickern kann.

In den herkömmlichen Routinen zur hydraulischen Gefährdungsanalyse der Ingenieurbüros werden die Ausgangsdaten von RoGeR als Quellterm in die hydraulischen Modelle übernommen und dabei ein mögliches Versickerungspotential auf dem Fließweg nicht beachtet. Somit findet bei der Modellierung unter RoGer_dyn ein gewisser Verlust von Oberflächenwasser statt, dessen Effekt in anderen 2D-HN-Modellen zur Berechnung von Starkregenmodellen nicht wiederzufinden ist. Ein grundlegendes Ziel dieser Arbeit ist es daher zu untersuchen, ob es möglich ist, die in Roger_dyn entwickelten Ansätze auf andere Modelle zu übertragen bzw. nutzbar zu machen. Dazu mehr im Methodik Teil unter Abschnitt 5.

Ro_dyn_verlust
Hier findet eine Gegenüberstellung der modellierten Infiltration aus RoGeR und RoGeR_dyn statt und damit eine flächendeckende Bilanzierung von infiltrierendem Wasser auf dem Fließweg. Das dabei vorhandene Potential zur zusätzlichen Infiltration wird von Ro_dyn so lange berücksichtigt, bis es aufgebraucht ist. Die mit RoGeR_dyn je Zeitschritt ermittelte Infiltration auf dem Fließweg wird als Verlustterm betrachtet.

3.2 Grundlagen der Siedlungsentwässerung

Aufgabe der Siedlungsentwässerung ist es, Abwasser aller Art aus den Siedlungsgebieten herauszuführen und in Abwasserreinigungsanlagen bzw. direkt in angrenzende Vorfluter zu leiten. Dazu zählt, neben dem durch die Haushalte und betrieblichen Gewerbe anfallendem Schmutzwasser, auch der Regenwasserabfluss, der bei einem Niederschlagsereignis anfällt, sei es über die Entwässerung von Dachflächen oder der direkte Zulauf von Oberflächenwasser in Regeneinläufe entlang von Straßen und Wegen. Damit ist die Siedlungswasserwirtschaft essentiell für die urbane Entwicklung und ermöglicht es erst, eine städtische Infrastruktur in den heutigen Ausmaßen zu bewirtschaften (Gujer 2007). Unter der am 22. Dezember 2000 in Kraft getretenen Europäischen Wasserrahmenrichtlinie (EG-WRRL), die über dem bundesweiten Wasserhaushaltsgesetz steht, wird ein nachhaltiger Ansatz zur Entwässerung von Siedlungs-

gebieten verfolgt, der zur Begrenzung der Gewässerbelastung führen soll. Dabei steht der lokale Wasserhaushalt im Fokus mit einem weitestgehenden Erhalt der Flächendurchlässigkeit, um eine Reduzierung bzw. Begrenzung des oberflächigen Abflusses zu bewirken. So können Schadstoffemissionen, aber auch die hydraulische Gewässerbelastung reduziert und ein potenziell naturnaher Hochwasserabfluss erzielt werden (DWA-Arbeitsgruppe ES-2.1 2020). Um eine adäquate Entwässerung von Siedlungsgebieten zu gewährleisten, ist ein komplexes Abwassersystem notwendig, das ein kilometerlanges Kanalnetz mit zahlreichen Haltungen, Schächten und Bauwerken beinhaltet. Dabei ist die Entwässerungsleistung von Kanalnetzen auf eine Wassermenge ausgelegt, die bei häufig auftretenden Niederschlagsereignissen anfällt und ohne Überstau schadlos abgeführt werden kann. Zudem sind diese so zu bemessen, dass die Auswirkungen von Starkregen und die daraus resultierenden Überflutungen begrenzt werden. Damit liefert die Siedlungsentwässerung der Kommunen einen wesentlichen Teil zur kommunalen Überflutungsvorsorge. Jedoch ist es nicht vorgesehen, Kanalnetzstrukturen auf Wassermengen zu bemessen, die bei außergewöhnlichen oder extremen Niederschlagsereignissen anfallen. Diese Szenarien fallen dem kommunalen Starkregenrisikomanagement zu (siehe Abbildung 7) (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016).



Abbildung 7: Abgrenzung kommunaler Überflutungsschutz – kommunales Starkregenrisikomanagement (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016)

Die Kernaufgabe der Siedlungsentwässerung liegt also hauptsächlich darin, Niederschlagsereignisse im Bereich der Wiederkehrzeiten von 1 bis 5 Jahren zu bewältigen und die damit verbundenen Wassermassen unterirdisch in den Vorfluter bzw. in vorhandene Auslassbauwerke zu entwässern. Bei seltenen Abflussereignissen (bis 30 jährliche) kann die Kanalisation noch einen gewissen Einfluss auf die Überflutungssituation an der Oberfläche haben und gegebenenfalls mengenmindernd wirken. Dahingegen ist zu erwarten, dass bei außergewöhnlichen

und extremen Ereignissen der Kanalabfluss keine Rolle mehr spielt, da das System an seine Leistungskapazität kommt und das Oberflächenwasser nicht mehr in das Kanalnetz eintreten kann (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016). Daher erfolgt im Rahmen der Erstellung von Starkregengefahrenkarten eine Abgrenzung zur Siedlungsentwässerung und die Entwässerungsleistung des Kanalnetzes findet im Regelfall keine Berücksichtigung. In der vorliegenden Arbeit soll zusätzlich untersucht werden, ob es möglich ist, mit einfachen Ansätzen den Einfluss der Siedlungsentwässerung auf die Modellierung von Starkregenereignissen darzustellen.

4 Modellaufbau

„Modelle dienen sowohl der abstrakten Darstellung der betrachteten Wirklichkeit im Sinne einer Erkenntnisfunktion als auch der Gestaltung der betrachteten Realität im Sinne eines Rückschlusses“ (Fleischmann et al. 2018). Nach Herbert Stachowiaks allgemeiner Modelltheorie ist ein Modell als Replikation der Realität definiert. Dabei gibt es drei wesentliche Merkmale, die das Verhältnis von Urbild und Modell kennzeichnen. (1) Ein Modell ist stets eine vereinfachte Abbildung der Wirklichkeit und kann nicht identisch mit dem natürlichen oder künstlichen Original sein. (2) Dementsprechend können nur dem Konstrukt relevante Merkmale berücksichtigt und in die Modellierung mitaufgenommen werden. (3) Modelle erfüllen ihre Ersetzungsfunktion für bestimmte Fragestellungen und Anwender, wobei eine Einschränkung auf bestimmte gedankliche oder tatsächliche Operationen stattfindet (Stachowiak 1973).

Die Abbildung der Realität erfolgt in dieser Arbeit auf Basis mathematischer Modelle, die mittels Differentialgleichungen zweidimensionale Strömungsverhältnisse berechnen (vgl. Gleichung 4). Auf diese Weise werden die innerhalb des Modellgebiets ablaufenden orts- und zeitabhängigen Strömungsvorgänge detailliert beschrieben. Da eine direkte analytische Lösung der Differentialgleichungen jedoch nicht möglich ist, werden durch numerische Methoden Näherungslösungen erzeugt, die sich auf eine räumliche und zeitliche Diskretisierung stützen. Das numerische Modell basiert auf einer mathematischen Modellbildung, numerischen Methoden sowie Daten und Modellparametern. Wird ein solches Modell in seiner Gesamtheit zur Beschreibung von Strömungsvorgängen verwendet, spricht man von einer hydrodynamisch-numerischen Modellierung (Musall 2011). In Abbildung 8 sind die eingehenden Komponenten einer 2D-HN-Modellierung dargestellt. Dabei müssen in der Praxis viele Annahmen und Vereinfachungen implementiert werden, um eine Lösung der Flachwassergleichung auf größerer Fläche zu gewährleisten.

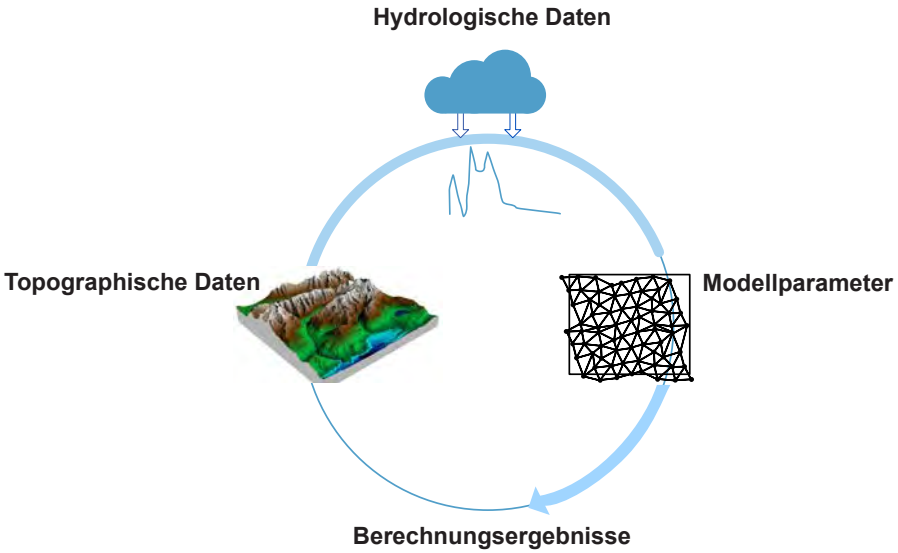


Abbildung 8: Komponenten einer praxisorientierten 2D-HN-Modellierung. Abbildung verändert nach (Landesamt für Digitalisierung; Breitband und Vermessung 2018))

Die Arbeitsschritte bei der Erstellung eines 2d-hydrodynamischen-Modells können in drei wesentliche Schwerpunkte gegliedert werden (siehe Abbildung 9). Das Preprocessing beinhaltet dabei die Aufbereitung der grundlegenden Geoinformationsdaten, also Rasterdaten und Shapefiles, mit denen die Geländetopographie, Infrastruktur und Widerstandsparameter dargestellt werden können. Je sorgfältiger die Geodaten im Preprocessing aufbereitet werden, desto mehr Fehler lassen sich bei der späteren Modellnetzerstellung vermeiden. So wird z.B. die Struktur von Häusern als Bruchkante in das Modell mit eingepflegt. Neben der Erstellung des Berechnungsgitters müssen Eingangsdaten bzw. Zuflüsse für die numerische Berechnung generiert werden. Dazu dienen die in Abschnitt 3 beschriebenen OAK. Danach folgt die eigentliche Berechnung, also das Processing, mit dem Informationen über Überflutungstiefen (UT) und Fließgeschwindigkeiten (FG) generiert werden. Der Aufwand der Simulation hängt dabei von Größe des Modellgebiets und der zeitlichen Diskretisierung ab, aber auch von der verwendeten Rechenleistung. Im Anschluss folgt das Postprocessing, also die Aufbereitung und Visualisierung der Ergebnisse. Um die Berechnungen zu validieren, wird eine Wasserbilanz aufgestellt in der Eingangs- und Ausgangsvolumen verglichen werden. Des Weiteren ist eine erste visuelle Prüfung der Wasserstände zu empfehlen. Danach kann entschieden werden, ob eine Anpassung und ein wiederholter Rechenlauf notwendig sind.

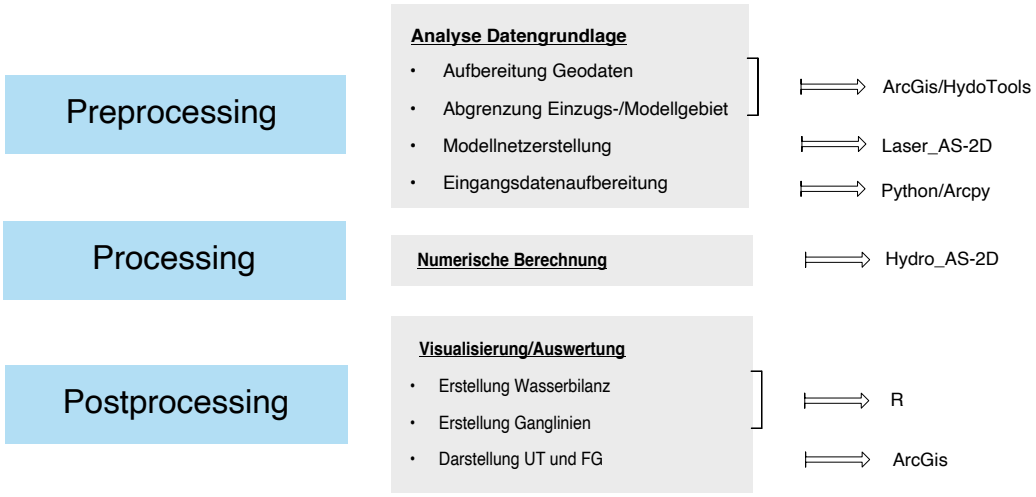


Abbildung 9: Arbeitsablauf 2D-HN-Modellierung

4.1 Preprocessing

Zwar ist ein Modell die vereinfachte Darstellung eines Vorgangs in der Natur, aber dennoch müssen gewisse Qualitätsmerkmale erfüllt werden, um eine plausible Modellierung durchzuführen. Je genauer das erstellte Modellnetz und die entsprechenden Daten zur Erstellung dieses Netzes sind, desto bessere Modellierungsergebnisse sind zu erwarten. Daher findet vor dem eigentlich Rechenlauf, also dem Processing, eine umfangreiche Aufbereitung der Eingangsdaten statt, das Preprocessing.

4.1.1 Aufbereitung der Geodaten

Die hier verwendeten Daten wurden der BIT Ingenieure AG von der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW) zur Ausarbeitung des Starkregenrisikomanagements der Stadt Emmendingen zur Verfügung gestellt. Dabei handelt es sich um georeferenzierte Daten aus dem Amtlichen Liegenschaftskatasterinformationssystem (ALKIS) mit Informationen über Infrastruktur und Gebäudepositionen. Die Gewässerdaten stammen aus dem Amtlichen Wasserwirtschaftlichen Gewässernetz (AWGN) und Landnutzungsinformationen aus dem Digitalen Landschaftsmodell-Basis DLM. Des Weiteren wird als topographische Grundlage ein hydraulisch relevantes Terrain (HydTerrain) zur Verfügung gestellt, das als Geländemodell die nötigen Höheninformationen enthält. Ebenfalls erfolgt eine Lieferung von Luftbildern in der Form von Orthofotos, die eine maßstabsgetreue Abbildung der Erdoberfläche zeigen. Unter Verwendung dieser Grundlagendaten soll ein möglichst genaues Modell zur Berechnung von Überflutungstiefen bei Starkregenereignissen aufgebaut werden (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2019). Zur weiteren Verarbeitung der Daten wurden auf bewehrte Arbeitsabläufe der BIT Ingenieure AG zurückgegriffen und für die hier vorliegende Arbeit angepasst.

Aufbereitung des Geländemodells (HydTerrain)

Da die Bewegung von Wasser immer abhängig vom Gefälle ist und das Geländemodell die topographischen Verhältnisse erfasst, spielt dieses eine entscheidende Rolle in der hydraulischen Simulation von Abflussvorgängen an der Oberfläche. Damit wichtige Fließwege und Fließhindernisse als Bruchkanten wiedergegeben werden, ist eine genaue Betrachtung des Geländemodells notwendig. Dies gilt besonders für Unterführungen, verrohrte Gewässerabschnitte, Gräben, Dämme und sonstige Durchlässe. Durch eine Nichtbeachtung essentieller Geländestrukturen, können sich Fließwege und somit Modellergebnisse verändern. Zudem ist eine ausreichende Auflösung der Vermessungsdaten notwendig. Das in dieser Arbeit verwendete Geländemodell hat eine Auflösung von 0,5 x 0,5 m.

Einzugsgebiets- und Fließweganalyse

Um den eingehenden Starkregen und den daraus resultierenden Oberflächenabfluss auf ein Gebiet bemessen zu können, ist eine Abgrenzung des verwendeten Einzugsgebiets nötig. Das heißt es wird ein in sich geschlossenes Areal betrachtet, welches durch die natürlichen Wasserscheiden abgegrenzt und durch einen Fluss sowie dessen Nebenflüsse entwässert wird (Spektrum Akademischer Verlag 2000b). Dabei kann die Abgrenzung auch durch den Verlauf von Straßen oder sonstigen erhöhten Bauwerken stattfinden. Zur Umsetzung der Fließweg- und Einzugsgebietsermittlung wurden die „Arc HydroTools“ in ArcGis Pro verwendet. Dabei werden folgende Schritte nacheinander ausgeführt:

- 1. Ein neues Geländemodell wird erstellt, in dem Senken ausgefüllt werden
- 2. Fließrichtung und Abflussakkumulation berechnen
- 3. Strom Definition
- 4. Strom Segmentierung

- 5. Einzugsgebietsabgrenzung
- 6. Entwässerungslinie erstellen

HWGK-Gewässer als Einzugsgebietsgrenze oder innerhalb des Modells

Große Gewässer, die bereits im Zuge der HWRM-RL in Hochwassergefahrenkarten ausgewiesen wurden, werden getrennt von der Starkregenmodellierung betrachtet und als maximal abflussführend angenommen. Das heißt Oberflächenwasser, welches in ein HWGK-Gewässer fließt, wird aus dem Modell genommen und kann nicht an anderer Stelle wieder auftreten. Daher können diese stellenweise als Einzugsgebietsgrenzen verwendet werden. Lediglich durch Bauwerke, also Straßen oder Brücken, besteht die Möglichkeit, dass Wasser über ein HWGK-Gewässer fließt. Innerhalb des Modells werden die großen Vorfluter als Löcher dargestellt (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016).

Gebäude Generalisierung

Gebäude Strukturen werden als Gelände-Bruchkanten in das Modellnetz übernommen, um anschließend ein Fließhindernis darzustellen. Da die Datenlieferung der Gebäude auf den Flurstücksdaten basiert und diese zahlreiche Überschneidungen der Liniensegmente beinhalten, ist eine weitere Vereinfachung der Shapefiles notwendig (siehe Abbildung 10). Zudem ist darauf zu achten, dass keine extreme Spitzewinkel (<2°) sowie extrem enge Passagen durch die Gebäudebruchkanten abgebildet werden. Dies kann zu Fehlern im Modellnetz und einer fälschlich hohen Fließgeschwindigkeit und damit Rechendauer führen (Hydrotec 2018).

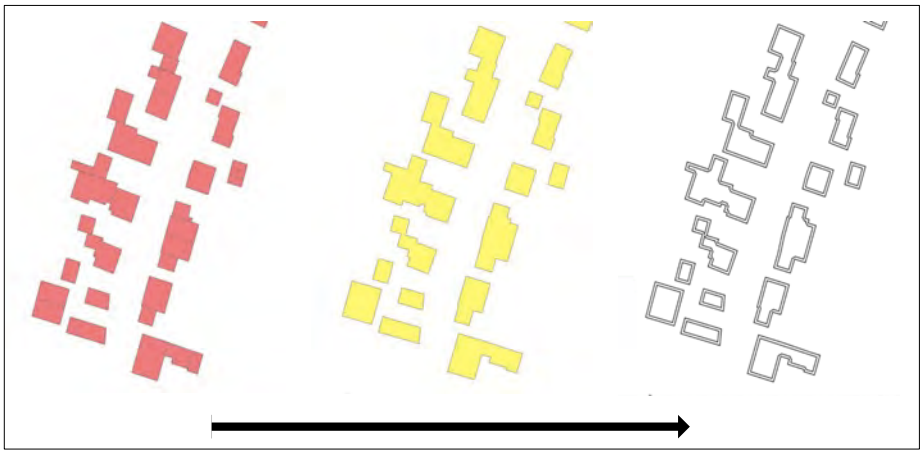


Abbildung 10: Aufbereitung Gebäudedaten

4.1.2 Modellnetzerstellung

Da die digitalen Geländemodelle mit einer Auflösung von 0,5 x 0,5 m teilweise schon sehr genau sind und dementsprechend große Datenmengen beinhalten, wird die von Hydrotec vertriebene Software Laser_AS-2D verwendet, um eine Ausdünnung sowie Aufbereitung der Laserscandaten durchzuführen. Ziel ist es dabei, wesentliche Strukturen zu erhalten und gleichzeitig ein Modellnetz aufzubauen, das einheitliche Elementstrukturen aufweist. Dazu gehören Kriterien, wie Winkelgrößen zwischen 5° und 160° sowie eine Anzahl von weniger als 10 Elementen pro Knotenpunkt. So sollen Fehler bei der Modellierung und unnötig lange

Rechenzeiten vermieden werden. Zudem besteht die Möglichkeit in hydraulisch weniger relevanten Bereichen, wie z.B. in Waldgebieten oder generell abseits von Wohnbauflächen, das Netz grobmaschiger aufzubauen. Diese Angabe von Höhentoleranzen ermöglicht eine bessere Bruchkantenerkennung, wodurch wichtige Strukturen genauer im Modellnetz abgebildet werden (Hydrotec 2018). In Abbildung 12 ist dargestellt, wie sich die Festlegung von Höhentoleranzen auf die Netzqualität auswirkt. Auf der rechten Seite wurden Wege, Gräben, Straßen und generell Bereiche in Wohnbauflächen eine höhere Auflösung zugewiesen, wodurch gewisse Strukturen besser zu erkennen sind. Es wurden also folgende Daten zur Modellnetzerstellung in Laser_AS-2D eingespeist:

- Das digitale Geländemodell im FLOAT-Format mit in einer Auflösung von 0,5 x 0,5 m
- Die Modellgrenze für das Einzugsgebiet
- Die Gebäudestrukturen als Bruchkanten
- HWGK-Gewässer als Löcher im Modellnetz
- Ein Shapefile zur Definition der Höhentoleranzen (delta Z)

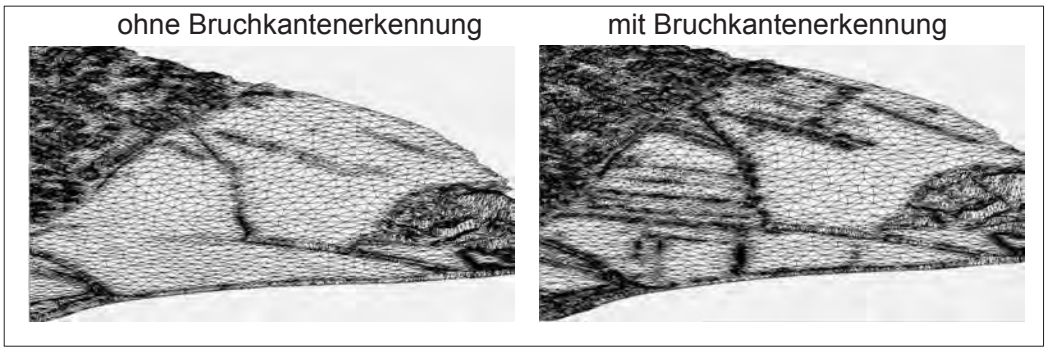


Abbildung 11: Bruchkantenerkennung in Laser_AS-2D (Ansicht entnommen aus der graphischen Oberfläche SMS)

Tabelle 1: Laser_AS-2D: Einstellungen zur Qualitätsstufe 1

Parameter	Syntax	Wert
Höhentoleranzen [m]	-d	0.2
Unterer Schwellenwert [m]	-l	0.1
Schwellenwert	-f	0.15
Umverteilung [m]	-r	6
Kurze Bruchkanten entfernen [m]	–remv. breaklines	4
Triangulation min. Winkel [°]	-t -q	25
Triangulation max. Fläche [m^2]	-t -a	200
Radius Optimierung für Knoten [m]	–optimize-radius	2
Minimale Höhe ü NN [m]	-m	10

In Tabelle 1 sind weitere Parameter aufgelistet, die zur Generierung des Modellnetzes in Laser_AS-2D verwendet wurden. Diese erfüllen die Qualitätsstufe 1 und stellen sicher, dass

das erstellte Netz plausibel ist. Als Resulat wird ein Berechnungsnetz im „2dm.“-Format ausgegeben, welches für jedes Element und jedem Knoten eine Nummerierung beinhaltet. In Abbildung 12 sind die Komponenten eines Modellnetzes aufgezeigt, wobei jedes Element aus drei Knotenpunkten aufgespannt wird.

4.1.3 Nachbearbeitung des Modellnetzes

Zur weiteren Bearbeitung und Prüfung wird das Modellnetz in SMS eingeladen, der graphischen Nutzeroberfläche von Hydro_AS-2D. Um die Gebäude als Fließhindernis darstellen zu können, werden die zuvor eingebrannten Bruchkanten der Gebäudeumrisse um 7 Meter erhöht, sodass diese ein unüberwindbares Hindernis darstellen. Des Weiteren erfolgt eine Reduktion der Netzknoten auf den Dach- und Seitenflächen der Gebäude. In Abbildung 12 ist das Modellnetz mit eingearbeiteten Gebäudestrukturen zu sehen.

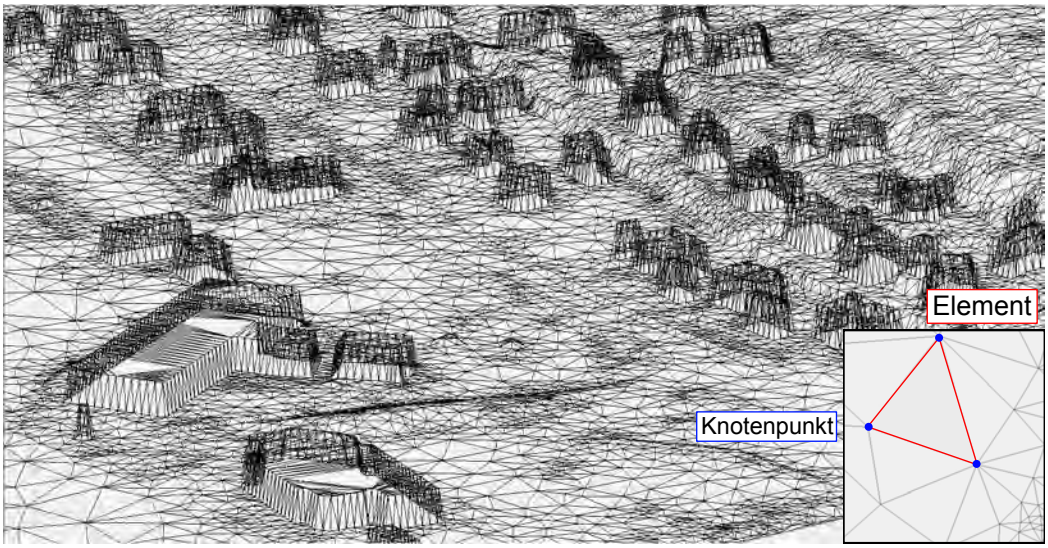


Abbildung 12: Einarbeitung der Gebäude als Fließhindernisse

Neben dem Gefälle ist der Fließwiderstand ein entscheidender Faktor für die hydraulische Modellierung. Daher werden die von der LUBW gelieferten Daten zur Landnutzung verwendet, um für jedes Element des Modellnetzes eine Materialbelegung zu definieren. Je nach Belegung unterscheiden sich Rauheits- und Widerstandsverhalten der Oberfläche zum fließenden Wasser. Dieses Verhalten wird über den Strickler-Beiwert (k_{kst}) charakterisiert, der sich aus dem Fließgesetz nach Gauckler-Manning-Strickler ableiten lässt (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2003):

$$\nu = k_{st} * \sqrt{I_E} * (r_{hy})^{2/3} \tag{2}$$

$$Q = \nu * A = k_{st} * \sqrt{I_E} * (r_{hy})^{2/3} * A \tag{3}$$

In Gleichung 3 ist zu sehen, dass der Strickler-Beiwert direkt proportional zur Fließgeschwindigkeit bzw. zum Abfluss ist und somit das Rechenergebnis maßgeblich beeinflussen kann. In Tabelle 2 ist eine Übersicht der Rauhigkeitsbelegung der Landnutzungsklassen für die jeweiligen Wassertiefen dargestellt. Die Zuweisung der Stricklerbeiwerte erfolgt aufgrund von

allgemeinen Erfahrungswerten. Die Werte werden auf das Berechnungsnetz übertragen und in der Simulierung berücksichtigt. Für die oberflächige Strömungsberechnung wurde die Annahme getroffen, dass die Stricklerbeiwerte ihre Gültigkeit erst ab einer bestimmten Wassertiefe über Gelände erlangen (BIT Ingenieure AG 2021). In Abbildung 13 ist die dazugehörige Materialbelegung für ein Modellnetz in SMS dargestellt. Das fertige Modellnetz kann nun im Zuge des Processings „beregnet“ werden.

Tabelle 2: Übersicht der Rauhigkeitsbelegung (kst-Wert in $m^{1/3}/s$) für die Landnutzung

Landnutzung nach BasisDLM	15 cm	10 cm	5 cm
Fläche besonderer funktionaler Prägung	25	12,5	5
Fläche gemischter Nutzung	15	7,5	3
Fließgewässer	30	15	6
Friedhof	12,5	6,25	2,5
Gehölz	10	5	2
Industrie- und Gewerbefläche	30	15	6
Landwirtschaft	20	10	4
Platz	40	20	8
Sport-, Freizeit- und Erholungsfläche	25	12,5	5
Stehendes Gewässer	30	15	6
Straßenverkehr	45	22,5	9
Wald	12	6	2,4
Wohnbaufläche	12,5	6,25	2,5
Gebäude	45	22,5	9



Abbildung 13: Materialbelegung in SMS

4.2 Processing

Grundlage für die Modellierung von Strömungsvorgängen und Flutwellenausbreitung ist die dreidimensionale Kontinuitätsgleichung, welche auf der Bilanzierung von Massenflüssen in

einem nahezu unendlich kleinen, starren Kontrollvolumen in Quaderform basiert (vgl. Abbildung 14). Bei einem Massefluss beträgt das in einem Zeitschritt Δt eingetragene Volumen $\Delta x \Delta y \Delta z$ der Größe des Kontrollvolumens. Die über eine Grenzfläche einströmende Masse pro Zeit kann demnach über die Beziehung Masse = Dichte * Volumen definiert werden (Musall 2011).

$$\rho \frac{\Delta x}{\Delta t} \Delta y = \rho u \Delta y \Delta z \tag{4}$$

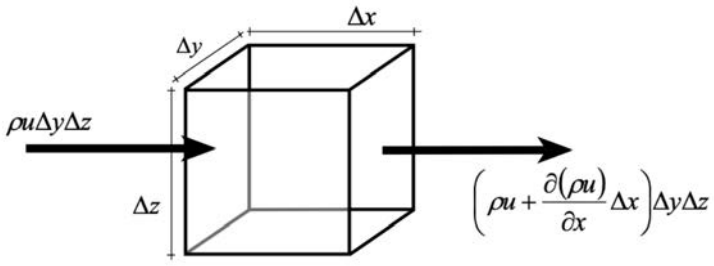


Abbildung 14: Kontrollvolumen in der Kontinuitätsgleichung

Bei der Gesamtmassenbilanzierung ist es wichtig, den einströmenden als auch ausströmenden Massenfluss zu betrachten, da beim Durchströmen des Kontrollvolumens, z.B. durch Änderung der Geschwindigkeit, ρu eine Veränderung erfahren kann. Diese Betrachtung kann für alle Koordinatenrichtungen angewendet werden. Wird zusätzlich eine mögliche lokale Massenänderung (Ansammlungsrate) innerhalb des Kontrollvolumens berücksichtigt, so können alle für die Kontinuitätsgleichung relevanten Terme aufgetragen werden. Bei einer Bilanzierung der Terme in der Form von Ansammlungsrate = einströmende Masse - ausströmende Masse und gleichzeitiger Division durch das Kontrollvolumen ($\Delta x \Delta y \Delta z$) ergibt sich die folgende Kontinuitätsgleichung (Musall 2011):

$$\frac{\Delta \rho}{\Delta t} + \frac{\Delta(\rho u)}{\Delta x} + \frac{\Delta(\rho \nu)}{\Delta y} + \frac{\Delta(\rho w)}{\Delta z} = 0 \tag{5}$$

Zur Vervollständigung der Strömungsgleichung ist eine Berücksichtigung der Druckkräfte durch die Impulsgleichung, sowie der Turbulenzen durch die Reynolds-Gleichung nötig. Da jedoch eine Lösung der gesamtheitlichen Navier-Strokes-Gleichung sehr aufwendig ist, werden Vereinfachungen angenommen, die für die Anwendung in der Praxis hinzunehmen sind. Ein zeitlicher Mittelwert der Strömungsparameter ist meist ausreichend, womit für die Turbulenz eine statistische Mittelung verwendet werden kann. Zudem werden vertikale Impulskräfte in z-Richtung vernachlässigt. Weitere Integration der Kontinuitäts- und Bewegungsgleichungen in vertikaler Richtung unter Annahme einer Tiefenmittelung der Geschwindigkeitsverteilung führt auf die 2D- tiefengemittelten Flachwassergleichungen. Diese ist Grundlage für die Berechnung von Strömungsvorgängen und Flutwellenausbreitung in Hydro_AS-2D mit folgenden Elementen (Hydrotec 2019):

$$\frac{\Delta w}{\Delta t} + \frac{\Delta f}{\Delta x} + \frac{\Delta g}{\Delta y} + s = 0 \tag{6}$$

$$w = \begin{bmatrix} H \\ uh \\ \nu h \end{bmatrix} \tag{7}$$

$$f = \begin{bmatrix} uh \\ u^2h + 0.5gh^2 - \nu h\frac{\Delta u}{\Delta x} \\ u\nu h - \nu h\frac{\Delta \nu}{\Delta x} \end{bmatrix} \tag{8}$$

$$s = \begin{bmatrix} i_r \\ gh(I_{Rx} - I_{Sx}) \\ gh(I_{Ry} - I_{Sy}) \end{bmatrix} \tag{9}$$

$$g = \begin{bmatrix} \nu h \\ u\nu h - \nu h\frac{\Delta u}{\Delta y} \\ \nu^2 h + 0.5gh^2 - \nu h\frac{\Delta \nu}{\Delta y} \end{bmatrix} \tag{10}$$

Hierbei bezeichnet H = h + z den Wasserspiegel über einem Bezugsniveau, u und v sind die Geschwindigkeitskomponenten in x- und y-Richtung. Der Quellterm s beinhaltet Ausdrücke für das Reibungsgefälle I_R (mit den Komponenten I_{Rx} und I_{Ry}) und für die Sohlenneigung (I_{Sx}, I_{Sy})(*Hydrotec* 2019).

Um die aufgezeigte Strömungsgleichung lösen zu können, ist eine zeitliche und räumliche Diskretisierung notwendig. Dabei werden möglichst exakte Näherungslösungen unter Einsatz numerischer Verfahren erzeugt, also ein Algorithmus zur Diskretisierung und näherungsweisen Lösung der grundlegenden Differentialgleichungen. Zu diesem Zweck wird das Untersuchungsgebiet in eine endliche Anzahl von Stützstellen oder Knotenpunkten unterteilt. Die Gleichungen können dann für jedes Element einzeln gelöst werden (vgl. Abbildung 12). Die Ortsdiskretisierung findet in der hier durchgeführten Modellierung durch den Einsatz der Finite-Volumen-Methode (FVM) statt. Das Modellgebiet wird dabei in ein aus Dreieckselementen zusammengesetztes Berechnungsnetz überführt, das wichtige Bruchkanten und geometrische Anpassungen wiedergibt. Dabei werden die Flachwassergleichungen in integraler Form verwendet und über das Kontrollvolumen bilanziert (vgl. Abbildung 15) (Hydrotec 2019). Die zeitliche Änderung einer Größe im Inneren eines Kontrollvolumens (z.B. Geschwin-

digkeit, Druck) wird durch Bilanzierung der Flüsse über dessen Ränder sowie der Quellen und Senken im Volumen quantifiziert (Musall 2011). Die Berechnungen werden in Zeitschritten von einer Minute durchgeführt.

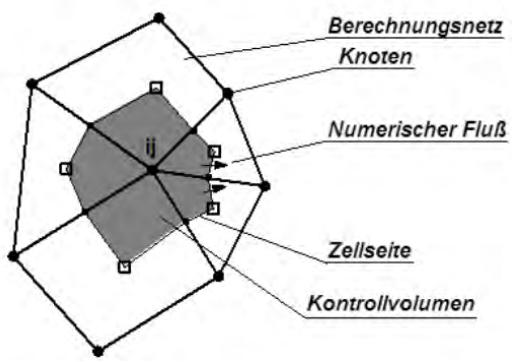


Abbildung 15: Kontrollvolumen für Knoten ij (Hydrotec 2019)

Zur Simulation von Starkregenereignissen und Anwendung der 2D-Flachwassergleichung in Hydro_AS-2D gibt es die Möglichkeit für den in Gleichung 9 dargestellten Quellterm, Niederschläge als zeitabhängige Zuflüsse zu definieren. Diese gehen als Intensität (mm/h) in die Strömungsgleichung mit ein. Dabei besteht auch die Möglichkeit, negative Werte zu definieren, die Infiltrationsprozesse beschreiben (Wolff 2012). Dazu mehr in Abschnitt 5.5.

4.3 Postprocessing

Im Postprocessing erfolgt eine Auf- bzw. Nachbearbeitung der berechneten Ausgabedaten, die mittels Hydro_AS-2D erzeugt wurden. Diese beinhalten einen Datensatz zu den simulierten Abflusswerten für die jeweiligen Modellauslässe und Kontrollquerschnitte sowie Datensätze zu den berechneten Fließgeschwindigkeiten und Überflutungstiefen. Generell haben alle Rechenergebnisse eine zeitliche Auflösung von einer Minute, also insgesamt 240 Werte für eine Simulationsdauer von 4 Stunden. Dabei liegen die Abflussdaten in einem einfachen Textformat vor, während die Wasserspiegellagen und Fließgeschwindigkeiten in einem komplexeren h5 Format (Hierachical Data Format 5 File) ausgegeben werden. Zur Öffnung und Weiterverarbeitung dieser Formate wird das Python Paket „pandas“ verwendet. Über diverse GRASS GIS Tools erfolgt eine Erstellung von Rasterdatensätzen, die eine Darstellung der maximalen Überflutungstiefen bzw. Fließgeschwindigkeiten ermöglicht. Hierfür wird für jede Zelle jener Wert aus dem Zeitschritt verwendet, in dem während der gesamten Simulation der höchste Wert ermittelt wurde. So werden im finalen Kartensatz, unabhängig vom Zeitpunkt, die Maximalwerte auf einen Blick dargestellt. Zusätzlich werden Shapefiles generiert, die Überflutungsausbreitung und Fließrichtung wiedergeben (BIT Ingenieure AG 2021). Da im Zuge der Modellnetzerstellung eine Erhöhung der Gebäude um 7 Meter stattfand, müssen vor der Ausgabe der Ergebnisraster die Gebäudehochpunkte bereinigt werden. Andernfalls kann es zu einer Interpolation der Wasserspiegellagen zwischen Geländefläche und Gebäudeoberkante kommen, wodurch überhöhte Werte dargestellt werden. Die Auswertung der Abflussdaten erfolgt über das Statistikprogramm R, in dem die Zeitreihen aufbereitet und in ein einheitliches Format gebracht werden.

5 Methodik

Im Folgenden wird aufgezeigt, wie die Verarbeitung der gelieferten Daten von der Professur für Hydrologie der Universität Freiburg erfolgt, um die unterschiedlichen Eingangswerte des Effektivniederschlags im Rahmen einer 2D-HN-Modellierung vergleichen zu können. Es ist zu untersuchen, welchen Einfluss die unterschiedlichen Rasterdaten auf die Starkregenmodelle haben, aber auch, ob es möglich ist, sich den Modellergebnissen von RoGeR_dyn durch Implementierung eines fließwegunabhängigen Verlustrasters anzunähern. Insgesamt stehen drei verschiedene Datensätze zur Verfügung, die als zeitabhängige Zuflüsse in die Modellierungssoftware mit eingehen.

OAK I

Oberflächenabflusskennwerte, die mittels RoGeR für ganz Badem-Württemberg berechnet wurden und nach Leitfaden des LUBW von Ingenieurbüros zur Erstellung der Starkregengefahrenkarten verwendet werden. Das Szenario aus OAK I hat eine Dauer von 60 Minuten, eine Niederschlagsjährlichkeit von 100 und eine Bodenfeuchte, die in 50 % der Tage vor einem Niederschlag im Sommer erreicht oder überschritten wird. Die Bodenfeuchte wurde hier aufgrund des Modells GWN-BW ermittelt. Dieses Szenario entspricht dem in Abschnitt 3.1.4 beschriebenen, „außergewöhnlichen“ Niederschlagsereignis. Die als „selten“ und „extrem“ definierten Niederschlagsereignisse werden in dieser Arbeit nicht modelliert.

OAK II

Für die OAK Phase II wurden aktualisierte Eingangsdaten verwendet mit einer Dauerstufe von 60 Minuten und eine Bodenfeuchte, die in 40 % der Tage vor einem Niederschlag im Sommer erreicht oder überschritten wird. Der Niederschlag hat eine Jährlichkeit von 60, wobei die kombinierte Jährlichkeit 100 beträgt. Die aktualisierten Daten für OAK II nutzen zur Ermittlung der Bodenfeuchte RoGeR_WB_1D und enthalten neue Werte zu Versiegelungsgraden und Grundwasser-Flurabstände. Es hat sich gezeigt, dass durch die aus dem älteren GWN-BW abgeleiteten Werte zur Bodenfeuchte eine Überschätzung des im Boden gespeicherten Wassers stattfand. Da RoGeR_WB den Wasserhaushalt auf Tagesbasis modelliert, ist es in der Lage, die Abflussbildung adäquater darzustellen. Zudem wurde 2018 ein landesweiter Datensatz der Grundwasserflurabstände erarbeitet, der eine realitätsnähere Abbildung ermöglicht. Ebenfalls kann der Einfluss von Sättigungsflächenabfluss bei Starkregen besser abgeschätzt werden.

OAK III

Bei den Abflusskennwerten für OAK III handelt es sich um eine eigens angepasste Variante der OAK II Daten. Durch die Verrechnung mit einem fließwegunabhängigen Verlustraster wird hier zusätzlich die mögliche, potentielle Infiltration auf dem Fließweg berücksichtigt. Die Etablierung eines neuen Datensatzes ist nötig, da in Hydro_AS-2D keine getrennte Eingabe von Bereichen mit Oberflächenabfluss und Versickerungspotential möglich ist.

5.1 Vergleich der Berechnungsergebnisse

Zur Beurteilung der verwendeten Daten und den daraus resultierenden Ergebnissen werden für jedes Szenario und jedes Modellgebiet Abflussganglinien sowie Wasserbilanzen erstellt. Mit Hilfe der Ganglinie soll festgestellt werden, wie sich die unterschiedlichen Eingangsdatensätze auf die Wasserführung an den Gebietsauslässen auswirkt und ob eine Volumenreduzierung bei Anwendung der OAK III stattfindet. Die Plausibilisierung der Modelle findet durch eine Bilanzierung von zugeführtem Volumen des Oberflächenabflusses (m^3), berechnetes Abflussvolumen am Gebietsauslass (m^3) und verbleibendem Abflussvolumen im Modellgebiet nach ca. 4h Rechenzeit (m^3) statt (siehe Abbildung 16). Das Gesamteingangsvolumen wird durch Anwendung der Rasterzellenstatistik der OAK in ArcGIS bzw. Arcpy ermittelt, während das verbleibende Abflussvolumen aus der graphischen Oberfläche SMS ausgelesen wird. Aus der Gegenüberstellung von Input, Output und verbleibendem Volumen ergibt sich eine gewisse Abweichung, die eine quantitative Aussage über die Modellungenauigkeiten ermöglicht. In der Praxisanwendung liegen diese mit Werten von etwa 5 % noch im Toleranzbereich (BIT Ingenieure AG 2021). Da die OAK III eigens modifizierte Raster darstellen, wird ein Augenmerk auf deren Validierung gelegt. Die bereits in der Routine der Ingenieurbüros verwendeten OAK I werden lediglich im Gesamtmodellvergleich hinzugezogen. Für die OAK III wird zudem der Wasserverlust durch Infiltration auf dem Fließweg beziffert und mit den Ergebnissen aus RoGeR_dyn verglichen. Zusätzlich werden die aus dem Postprocessing generierten Raster zu Überflutungsausbreitung, Überflutungstiefen und Fließgeschwindigkeiten gegenübergestellt. Für jede der zuvor vorgestellten OAK Versionen wird eine Starkregengefahrenkarte erstellt, die im Anhang dieser Arbeit einsehbar ist (siehe Kartenverzeichnis). Da es jedoch schwierig ist, die Unterschiede in den Modellergebnissen direkt aus den Karten herauszulesen, werden diese lediglich stellenweise an relevanten Bereichen erwähnt bzw. aufgezeigt. Findet ein direkter Bezug auf eine erstelle Starkregengefahrenkarte statt, so befindet sich der entsprechende Ausschnitt im Anhang.

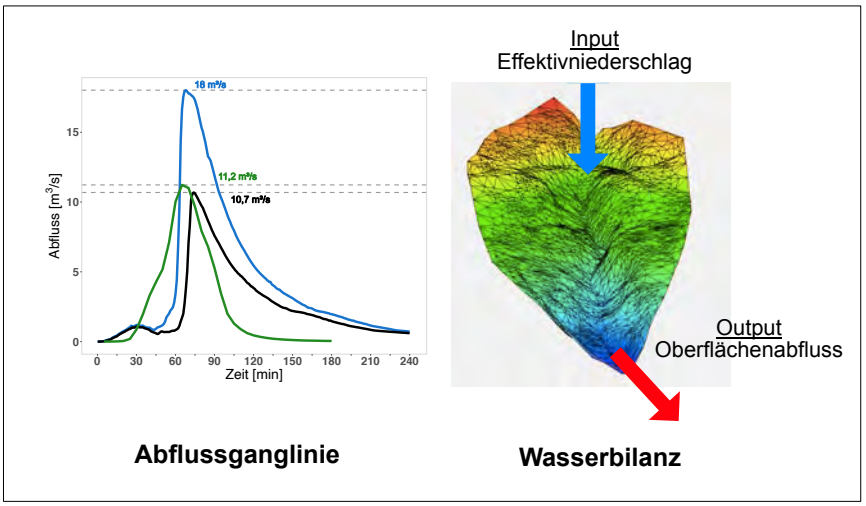


Abbildung 16: Konzept zur Plausibilisierung der Modelle

5.2 Aufbereitung der Rasterdaten

Um einen geeigneten Vergleich der Modelle durchführen zu können, ist sicherzustellen, dass die verwendeten Eingangsdaten ein einheitliches Format haben. Da verschiedenste Rasteroperationen und Berechnungen durchgeführt werden, sollten gewisse Kriterien erfüllt sein:

1. Einheitliches Koordinatensystem definieren
Um eine Verschiebung bzw. einen Versatz der georeferenzierten Rasterdaten zu vermeiden, wird eine einheitliche Projektion des Koordinatensystems festgelegt. Hierbei handelt es sich um ETRS89 UTM Zone 32N (EPSG:25832).

2. NoData-Werte entfernen
Da NoData-Werte bei Rechenoperationen mit Rastern ignoriert werden, ist es notwendig, die entsprechenden Werte anzupassen. Weist das Raster innerhalb der gewünschten Modellgrenze Datenlücken auf, wird mit dem Tool „Focal Statistics“ für jede Eingabezellenposition eine Statistik der Werte innerhalb einer angegebenen Nachbarschaft berechnet. Dies ermöglicht es, die NoData-Werte mit einem Mittelwert aus den anliegenden Zellen zu ersetzen. Esri (2016b).

3. GeoTIFF-Format und Zellenwerte von mm auf mm/10
Die Ausgangsdatensätze des Modells RoGeR liegen im Floating-Binary-Format vor und werden zur besseren Handhabung in das GeoTiff-Format gebracht. Zusätzlich werden die Zellenwerte von mm auf $\frac{mm}{10}$ geändert, um bei der Umwandlung in ganzzahlige Werte Rundungsfehler zu vermeiden.

4. Rasterdaten in Integer Format transformieren
Mit Hifle des Tools „Int“ können die einzelnen Zellenwerte eines Rasters durch Abschneiden in eine Ganzzahl konvertiert werden.

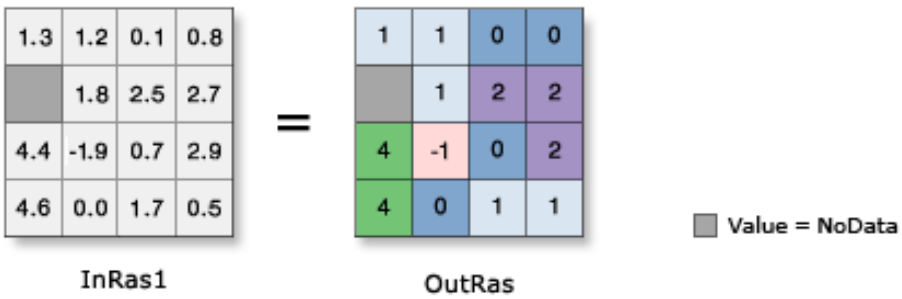


Abbildung 17: Funktionsweise Int Tool Esri (2016a)

5. Resample Raster auf 1 x 1 m
Bewirkt eine Änderung der räumlichen Auflösung des Raster-Datasets und legt Regeln zum Aggregieren oder Interpolieren von Werten für die neuen Pixelgrößen fest. Zur besseren statistischen Auswertung werden die Daten der OAK II durch das „Resampling Tool“ in ein 1 x 1 m Format gebracht. Dadurch ist eine einfachere Analyse der Zellenstatistik möglich. Esri (2016c).

5.3 Berechnung der Verlustraster

Nachdem die von RoGeR ausgegebenen Ergebnisraster zum entstehenden Oberflächenabfluss bzw. zur Infiltration in ein einheitliches Format gebracht wurden, werden die Datensätze der Infiltration zur weiteren Berechnung der Verlustraster verwendet. Als Ergebnis der Verrechnung soll ein Differenzengrid entstehen, welches räumlich für jede Zelle einen Wert zum Versickerungspotential wiedergibt. Für die weiteren Rasteroperationen werden dafür folgende Datensätze benötigt:

- RoGeR_D60p40 OA II
- RoGeR_D60p40 INF II
- RoGeR_infinityD60p40 INF II

Das Infiltrationsraster aus RoGeR_infinity beschreibt die mögliche Infiltration bei unendlich verfügbarem Niederschlag für jeden Zeitschritt während des Niederschlagsereignisses. Eine Gegenüberstellung mit der „tatsächlichen“ Infiltrationsleistung aus RoGeR, ermöglicht es, eine Infiltrationsdifferenz pro Zeitschritt zu berechnen. Auf diese Weise kann der Niederschlagsüberschuss im gesamten Einzugsgebiet dargestellt werden. Daraus ergibt sich ein fließwegunabhängiges Verlustraster (INF_{Diff}), welches zusätzliche mögliche Infiltration an Stellen im Einzugsgebiet mit Infiltrationsdefizit wiedergibt:

$$INF_{Infinity} - INF_{Roger} = INF_{Diff} \tag{11}$$

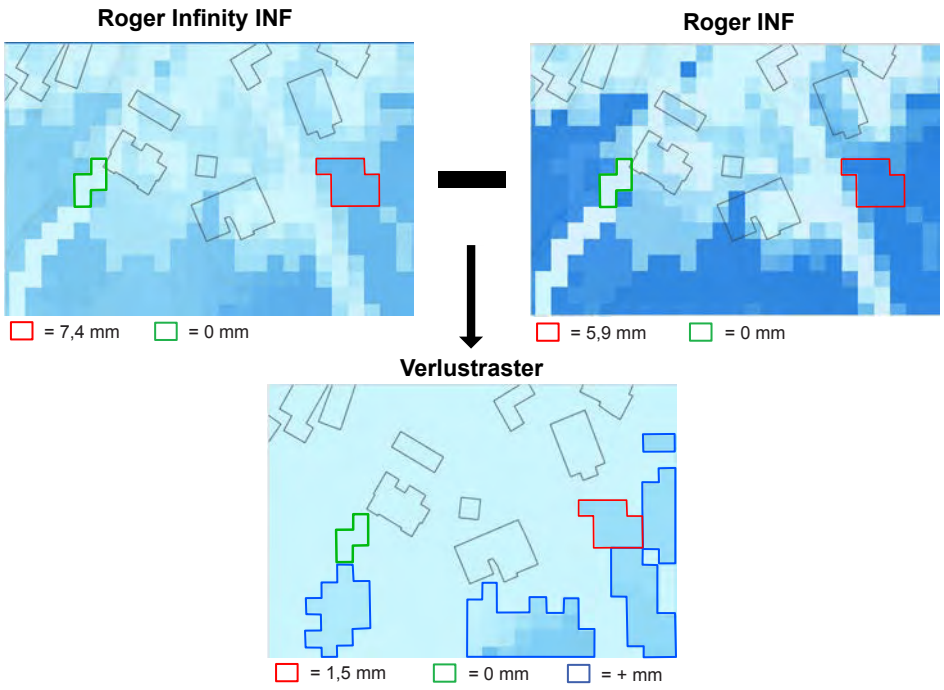


Abbildung 18: Berechnung des Verlustrasters für einen Zeitschritt

In Abbildung 18 ist für den Zeitschritt 10 - 15 Minuten (TS 15) die Rechenoperation für zwei Bereiche genauer dargestellt. Innerhalb der roten Markierung beträgt die maximale Infiltration 7,4 mm während die „tatsächliche“ aus RoGeR 5,9 mm beträgt. Daraus ergibt sich für

diesen Bereich ein zusätzliches Infiltrationspotential von 1,5 mm. Im Bereich der grünen Markierung beträgt das Infiltrationspotential für beide Rasterdaten 0 mm. In diesem Fall zeigt das Verlustraster kein weiteres Potential zur Infiltration. Dementsprechend gibt es nur ein Potential, wenn $INF_{Infinity} > INF_{Roger}$. Dies trifft für die blau sowie rot markierten Rasterzellen zu. Damit enthält das Verlustraster entweder positive Einträge oder Nullwerte. Diese Vorgehensweise soll ermöglichen, die Verluste pro Zeitschritt durch zusätzliche Infiltration auf andere hydraulische Modelle zu übertragen.

5.4 Berechnung der OAK III

Als nächster Schritt findet eine Verrechnung des Oberflächenabflusses (RoGeR_D60p40 OA II) mit der potentiellen Infiltration/Verlustraster statt, indem für jeden Zeitschritt folgende Rasteroepration durchgeführt wird:

$$OA_{Roger} - Inf_{Diff} = OAK_{III} \tag{12}$$

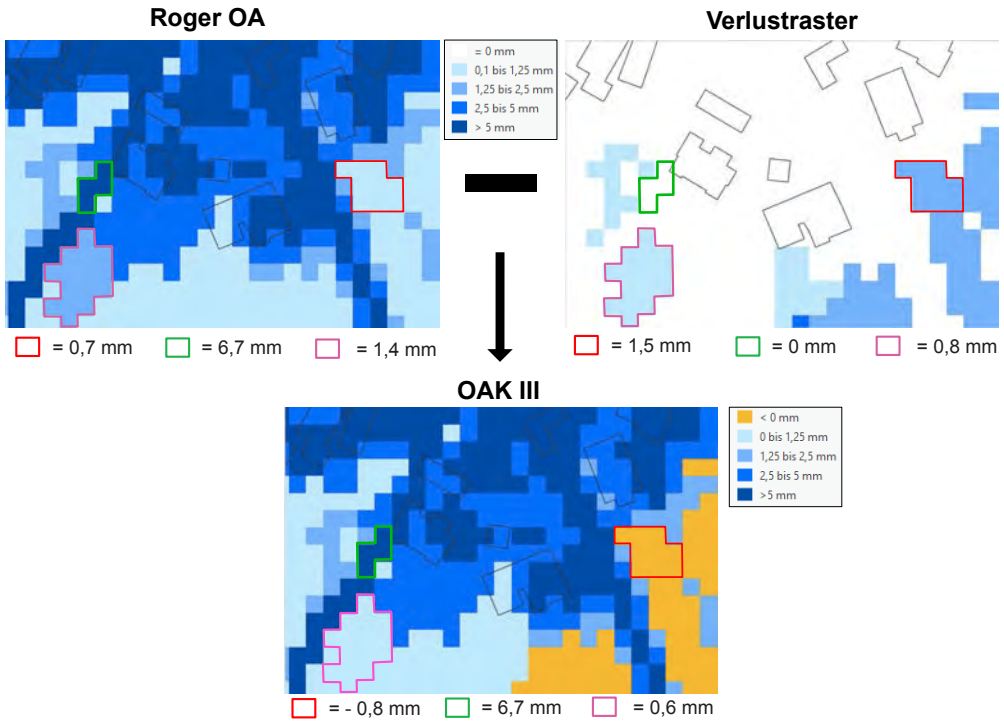


Abbildung 19: Berechnung der OAK III für einen Zeitschritt

In Abbildung 19 ist exemplarisch für TS 15 die Berechnung der neuen Eingangsdaten OAK III dargestellt. Dabei ergeben sich vier verschiedene Möglichkeiten, wobei vor allem Option 1 maßgeblich für die Anpassung der OAK ist.

- 1. $OA_{Roger} = 0 \quad \& \quad Inf_{Diff} = +$
  In dieser Zelle entseht unter Anwendung von RoGeR kein Oberflächenabfluss, jedoch besteht nach RoGeR_infinity noch Potential zur weiteren Infiltration. Somit ergibt sich als resultierender Wert ein negativer Eintrag für diese Zelle (Zellen in Orange).

- 2. $OA_{Roger} = +$ & $Inf_{Diff} = +$
  In dieser Zelle entsteht Oberflächenabfluss während gleichzeitig noch zusätzlich Potential zur weiteren Infiltration besteht. Diese Bedingungen treten auf, wenn für die Matrixinfiltration die Sättigungszeiten unterschiedlich sind, was sich speziell zu Beginn des Niederschlagsereignisses zeigt. Zudem kann in Bezug auf Matrix- und Tiefenperkolation nur ein Teil des Wassers in die großen Poren infiltrieren, während der Rest als Oberflächenabfluss abfließt (roter Bereich).

- 3. $OA_{Roger} = +$ & $Inf_{Diff} = 0$
  Es findet keine Anpassung der Rasterdaten statt (grüner Bereich)

- 4. $OA_{Roger} = 0$ & $Inf_{Diff} = 0$
  Es findet keine Anpassung der Rasterdaten statt

Als Resultat erhält man also ein Raster, das sowohl „negative“ als auch positive Werte für den Oberflächenabfluss enthält. Dabei ist jedoch zu beachten, dass die „negativen“ Werte nicht, wie die positiven Werte, als zeitabhängige Zu- bzw. Abflüsse in das Modell eingehen sollen. Vom Prinzip her stellt dieser Rasterdatensatz eine Erweiterung der OAK II dar, die jenen Zellen mit zusätzlichem Infiltrationspotential die Möglichkeit gibt, weiteres zufließendes Oberflächenwasser aufzunehmen. Das heißt Bereiche, in denen kein Oberflächenabfluss stattfindet, die aber gleichzeitig nach den Ergebnissen von RoGeR_Infinity noch Wasser aufnehmen können, erhalten negative Werte und werden nach Gleichung 9 als Senkterme definiert, die Oberflächenwasser aus dem Modell „nehmen“. Ohne eingehenden Oberflächenabfluss soll das negative Potential keinen Einfluss auf das Verhalten des Modells oder die Quellterme haben. Da Hydro_AS-2D nicht die Möglichkeit bietet, beide Situationen getrennt zu betrachten, erfolgt die in Gleichung 12 aufgezeigte Verrechnung der Raster (dazu mehr im folgenden Abschnitt). Ein positiver Wert des OAK III Rasters stellt den Effektivniederschlag als Quellterm dar und geht, wie unter Anwendung der OAK II, in die Berechnung als zeitabhängiger Zufluss mit ein.

5.5 Umsetzung in Hydro_AS-2D

In Hydro_AS-2D gibt es die Möglichkeit, verschiedene Randbedingungen für Netzknoten zu definieren. Niederschläge können so als zeitabhängige Zuflüsse angegeben werden und sind als spezielle Quellterme dargestellt („sources-in.dat“). Der Haupteinsatz für diese Option ist die Simulation von Starkregenereignissen in urbanen Gebieten. Dabei wird für jeden Knoten und jeden Zeitschritt eine Intensität in mm/h angegeben. Zwischen den Zeitpunkten wird nicht interpoliert, sondern der Wert gilt bis zum nächsten in der Datei angegeben Zeitschritt. Demnach wird also mit Blockwerten gerechnet (Hydrotec 2019). Modellnetz und Rasterdaten werden zusammengeführt, sodass jeder Knotenpunkt des Modells einen Oberflächenabflusswert zugewiesen bekommt und als Randbedingung in die Berechnung mit eingeht. Dabei wird jener Zellenwert übernommen, auf dem der entsprechende Knotenpunkt liegt. Abbildung 20 veranschaulicht die Vorgehensweise. Das Raster mit den OAK liegt in einer Auflösung von 1 x 1 m vor, während das Modellnetz durch die Anwendung von Laser_AS-2D wesentlich weniger Knotenpunkte aufweist. Es gibt keine räumliche Übereinstimmung zwischen Rasterzellen und Knotenpunkten, weswegen sich deren Werte auch nicht exakt übertragen lassen.

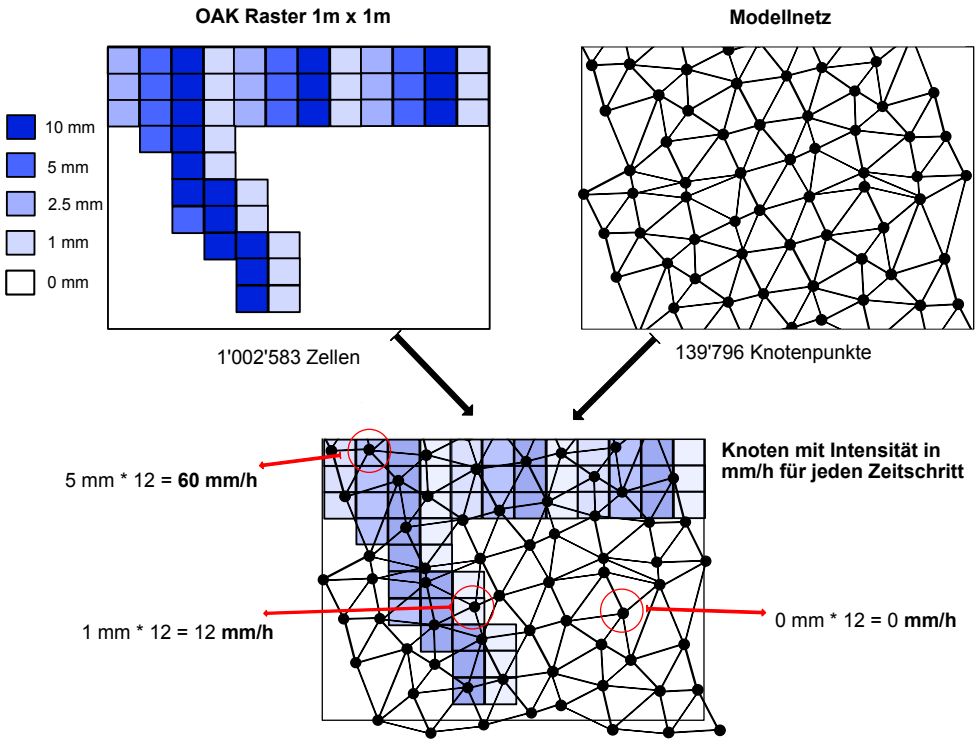


Abbildung 20: Erstellung der sources-in Datei

Neben der „sources-in“ Datei definiert auch die „feflow-in“ Datei Quellterme für jeden Modellknoten. Diese ermöglicht es für jeden Knoten eine Versickerungsrate festzulegen und somit Wasser aus dem Modell zu leiten. Da die Daten jedoch zeitlich nicht variabel sind, wird die „feflow-in“ Datei nicht zur Definition von Versickerungspunkten verwendet (Hydrotec 2019). Stattdessen wird das Prinzip für die zeitabhängigen Zuflüsse in der „sources-in“ Datei übernommen. Wie schon in Gleichung 9 aufgezeigt, ist es möglich, durch eine negative Intensität (mm/h) eine zeitabhängige Versickerung von Oberflächenwasser zu beschreiben. Entsprechend der Kontinuitäts-/Bilanzgleichung besteht durch die Implementierung eines Senkterms die Möglichkeit, Wasservolumen aus dem Modell zu nehmen (vgl. Gleichung 6). In Abbildung 21 ist der Aufbau der „sources-in“ Datei aufgezeigt. Dabei enthält jeder Knotenpunkt im Modellnetz einen Quell/-Senkterm pro angegebenem Zeitschritt, bei einer Dauer von 60 Minuten und einer zeitlichen Auflösung von 5 Minuten, gibt es also für jeden Knotenpunkt 12 Werte. Die negativen Werte entsprechen dabei den nach Abbildung 19 definierten Zellen mit zusätzlichem Potential zur Infiltration. Demnach kann ein Knotenpunkt für einen Zeitschritt entweder als Quell- oder Senkterm fungieren.

```
DATASET
OBJTYPE "mesh2d"
BEGSCL
ND   605994
NC   1209686
NAME "sn_in_sr_typ_OAK_3"
TIMEUNITS seconds
TS 0 0
9.6
39.6
39.6
-44.4
39.6
39.6
18.0
18.0
9.6
-44.4
-44.4
-44.4
```

Intensität in mm/h

ND = Anzahl Modellknotenpunkte

TS 0 0 = Zeitschritt 0 bis 5 min

TS 0 300 = Zeitschritt 5 bis 10 min

Abbildung 21: Aufbau der sources-in Datei

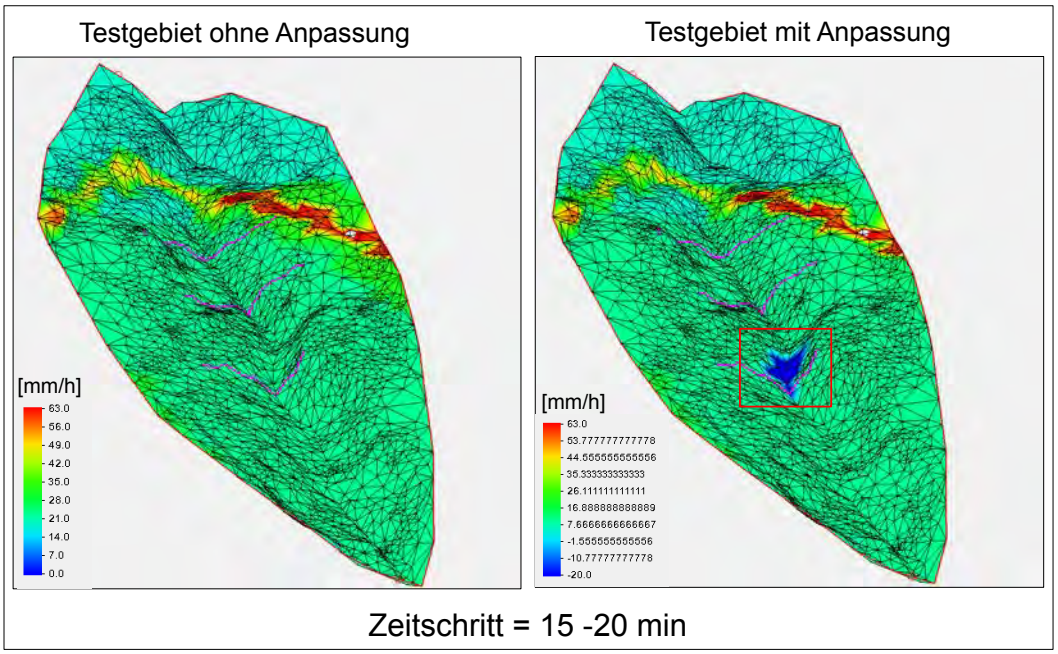


Abbildung 22: Anpassung der Modellknotenpunkte im Testgebiet

Um den Simulationsablauf bei gleichzeitiger Eingabe von Quell- und Senkterm genauer zu untersuchen, wurde zunächst ein kleines Testareal als Modellgebiet betrachtet, welches mit einer Fläche von etwa 12000 m^2 und einer Höhendifferenz von 31 m eine gezielte Adaption der Knotenpunkte ermöglicht. Hierzu wurden für 12 Modellknotenpunkte, bis einschließlich TS 20 Minuten, die Intensität auf - 20 mm/h gesetzt, um einen Versickerungsbereich zu definieren. Fließt während der Simulation Oberflächenwasser durch bzw. über diesen definierten Bereich, so soll entsprechend der Entnahmekapazität, dort Wasser versickern (siehe Abbildung 22). Die Senkterme simulieren also einen „negativen“ Oberflächenabflusswert an diesen Punkten. Somit entsteht auf dem Fließweg zum südlichen Auslass im Hang ein Bereich mit einer Fläche von ca. 157 m^2, in dem Wasser versickern kann und demzufolge nicht mehr am Gebietsauslass

erfasst wird. Aus den 12 Knotenpunkten ergeben sich ingesamt 44 Elemente mit negativen Volumina, wobei für jedes Element ein Mittelwert aus den drei benachbarten Knotenpunkten gebildet wird. Da jeder Zeitschritt einzeln betrachtet wird, ist eine Volumenberechnung pro 5 Minuten nötig ($\frac{mm/h}{12}$). Je nach Fläche und „negativer Intensität“ ergibt sich so für jedes der Elemente ein negatives Volumen und somit ein Potential zur Versickerung von Wasser. In Abbildung 23 ist die Verteilung der Werte für den Zeitschritt 0 bis 5 Minuten genauer dargestellt. Dabei wird das Volumen für das rot markierte Element nach Gleichung 13 berechnet. Bei Aufsummierung aller negativen Volumina der Elemente, die als Senkterm definiert sind, ergibt sich eine Entnahmekapazität von $-0.516m^3$ für die Zeitschritte 5 bis 20 Minuten (siehe Tabelle 3). Ohne Anpassung der Quellterme steht dort ein positiver Input von $0.236m^3$ (V_{orig}).

$$V = A * h \tag{13}$$

$$V_{5min} = 6,117m^2 * -1.667\frac{mm}{5min} = -0.0102m^3$$

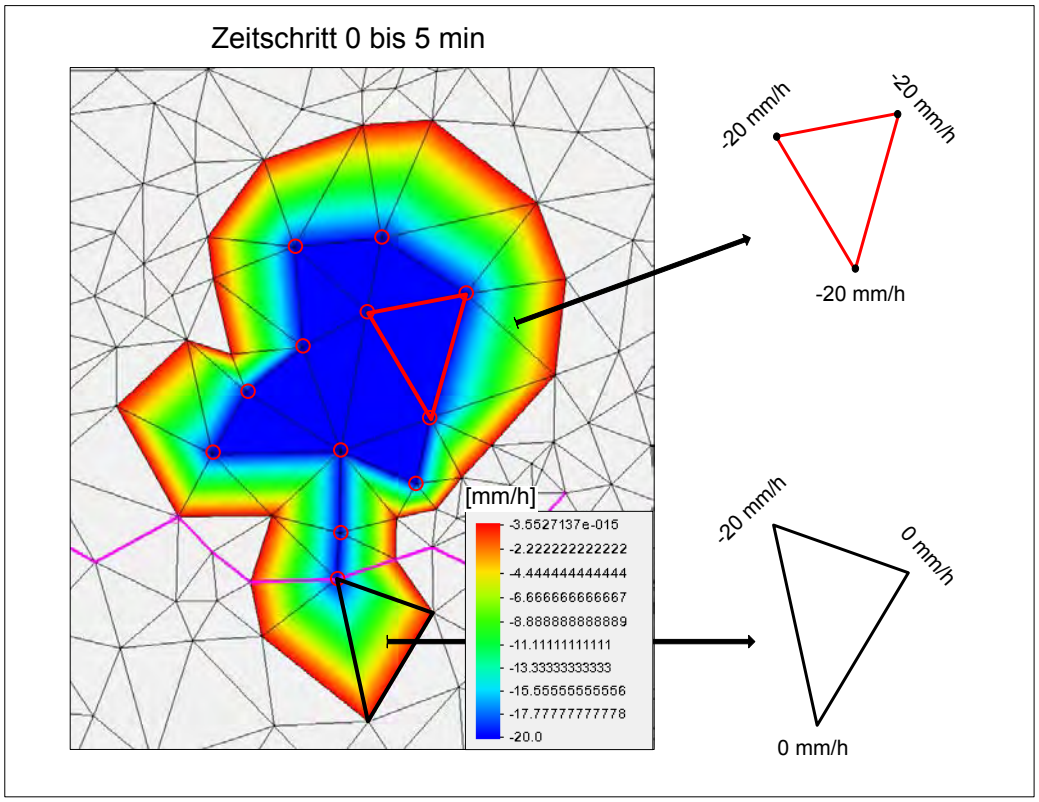


Abbildung 23: Berechnung der Entnahmekapazität aus den negativen Senkterm

Bei Betrachtung der Abflussdaten am südlichen Auslass zeigt sich, dass durch die Implementierung eines Senkterms für die 12 gewählten Knotenpunkte eine Volumendifferenz (V_{diff}) von $0.72m^3$ im Vergleich zum Original entseht (siehe Abbildung 24). Die Abflussganglinien decken sich bis etwa Minute 36. Danach kommt im Modelllauf mit angepassten Quelltermen

weniger Wasser am Modellauslass an. Es wird also eine gewisse Menge an Oberflächenwasser aus dem Gebiet „entnommen“. Allerdings hat sich durch die Anpassung der Randbedingungen auch die Menge des Wasserzuflusses, die in das Modell eingeht, verringert. Aus den in Tabelle 3 aufgelisteten Volumina für die einzelnen Zeitschritte ergibt sich ein fehlendes Volumen (V_{minus}) von $0.236m^3$ und eine zusätzliche mögliche Infiltration (V_{PotInf}) von $0.516m^3$. Dies kommt zustande, wenn trotz vorhandenem Oberflächenabflusses ein Potential zur Infiltration entsteht (siehe Option 2 in Abschnitt 5.4). Unter diesen Bedingungen werden die eingehenden Effektivniederschläge verringert. Dementsprechend lässt sich nur ein Teil der Volumendifferenz durch den Senkterm beziffern. Die tatsächliche Wassermenge, die aus dem Modellgebiet durch zusätzliche Infiltration „entommen“ wird, beträgt dann:

$$V_{INFminus} = V_{diff} - V_{minus} \tag{14}$$

$$V_{INFminus} = 0,72m^3 - 0,236m^3 = 0,484m^3$$

Tabelle 3: Volumenbilanz Testgebiet bis einschl. TS 20 min

$Zeitschritt\ [min]$	$V_{orig}\ [m^3]$	$V_{adapt}\ [m^3]$
5min	0.000	-0.153
10min	0.016	-0.147
15min	0.094	-0.114
20min	0.126	-0.101
sum	0.236	-0.516

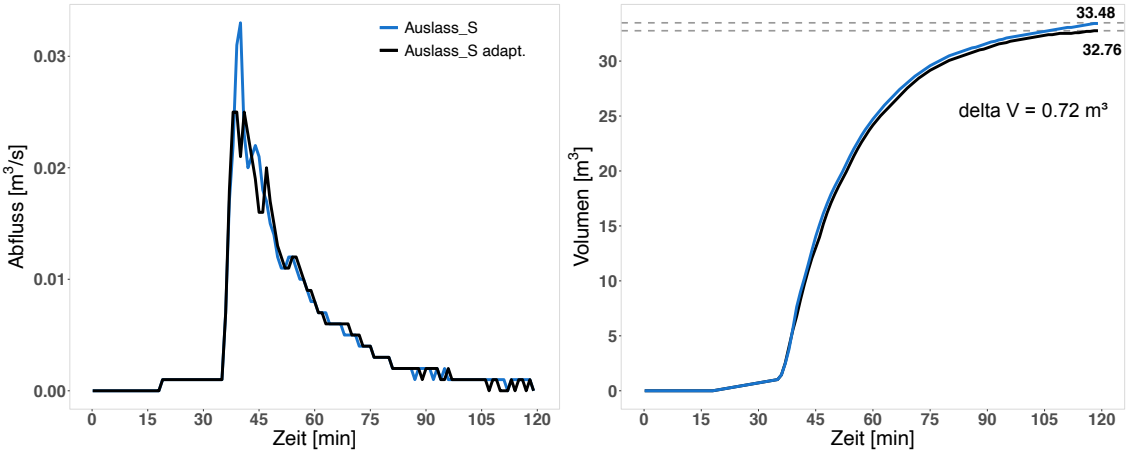


Abbildung 24: Abflussdaten am südlichen Auslass des Testgebiets mit negativen Quelltermen bis TS 20 min

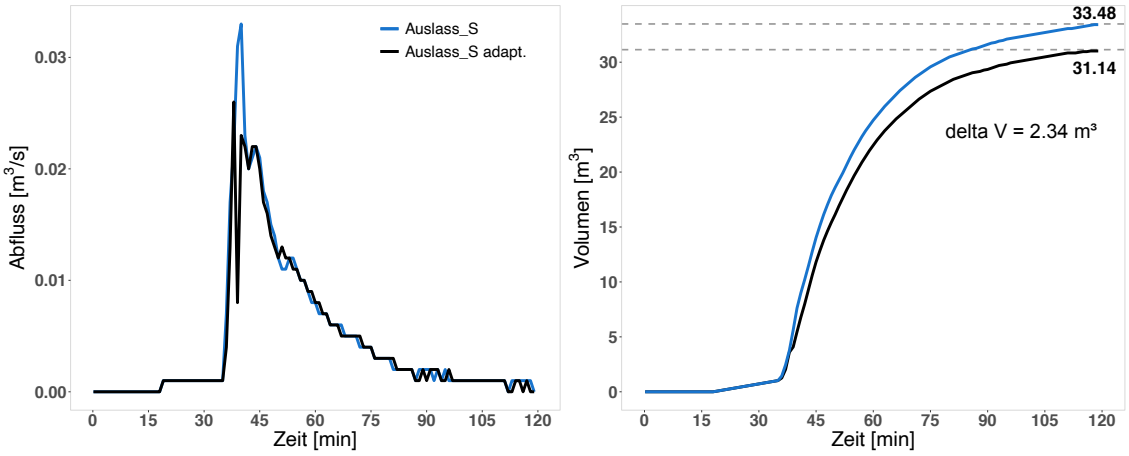


Abbildung 25: Abflussdaten am südlichen Auslass des Testgebiets mit negativen Quelltermen bis TS 35 min

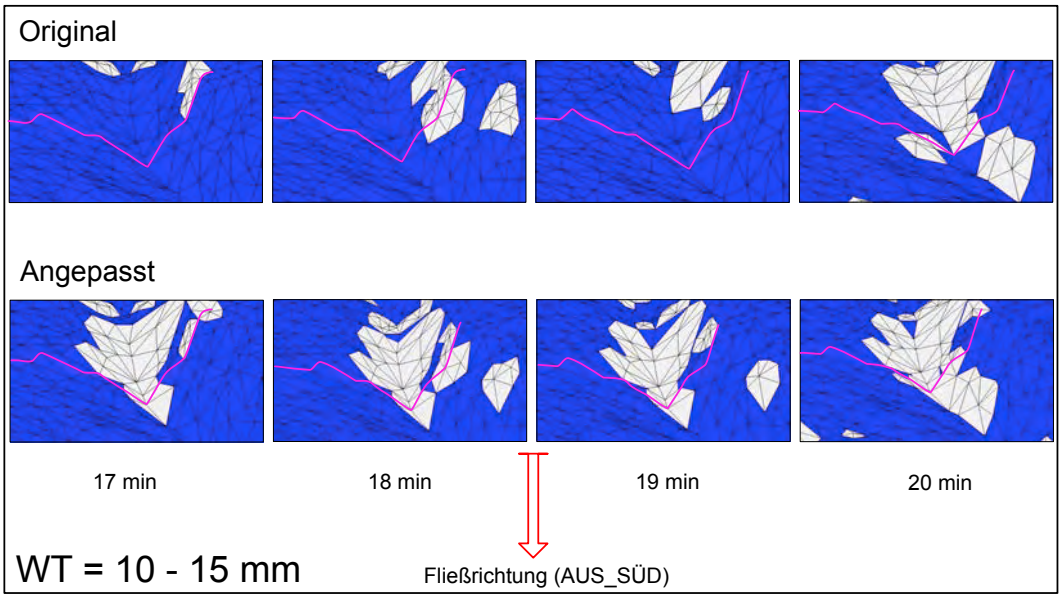


Abbildung 26: Vergleich der Überflutungstiefen aus dem Testgebiet

Um den zeitlichen Einfluss der Senkterme auf den Oberflächenabfluss genauer zu untersuchen, wurden in einem weiteren Modelllauf die negativen Senkterme bis einschließlich Minute 35 definiert. Das heißt die Dauer bis zur Sättigung wurde verlängert und damit die mögliche Entnahmekapazität durch zusätzliche Versickerung erhöht. In Abbildung 25 ist zu sehen, dass die Verlängerung der Infiltrationsleistung einen erheblichen Einfluss auf das am Gebietsauslass ankommende Wasser hat. Hier wird der Abflussscheitelwert nicht nur gedämpft, sondern stark verringert, sodass schlagartig weniger Wasser ankommt. Somit ist nicht nur das vorhandene Potential entscheidend, sondern auch wie lange die Versickerungspunkte während eines Niederschlagsereignisses wirksam sind. Insgesamt findet hier eine Volumenreduzierung von 2.34 m^3 statt. Bei genauerer Betrachtung der berechneten Überflutungstiefen im Modellgebiet ist vor allem zwischen Minute 17 und 20 ein Unterschied des Oberflächenabflusses zu erkennen. In Abbildung 26 sind die beiden Ergebnisse der Modellläufe gegenüber gestellt. Diese zeigen, dass beim Rechenlauf mit den angepassten Eingangsdaten im Bereich der de-

finierten Senken für diesen Zeitraum kein sichtbarer Oberflächenabfluss stattfindet. Unter Anwendung der vorgestellten Methodik ist es also möglich, gleichzeitig Quell- und Senkterme in die 2D-HN-Modellierung mittels Hydro_AS-2D einzubinden und so Versickerungspunkte zur zusätzlichen Infiltration auf dem Fließweg zu definieren. Dies gewährleistet die Möglichkeit, einen Vergleich mit den Modellergebnissen aus RoGeR_dyn aufzustellen. Damit sind die Grundlagen zum weiteren Arbeitsablauf geschaffen.

6 Untersuchungsgebiet

Zur weiteren Anwendung der vorgestellten Methoden wurde der Landkreis Emmedingen gewählt und dort drei geeignete Teileinzugsgebiete definiert, um Simulationen von Starkregenereignissen durchzuführen (siehe Abbildung 27). Auswahlkriterien waren dabei eine vergleichabare Flächengröße, die nicht mehr als 10 km^2 beträgt sowie geeignete Möglichkeiten zur Abgrenzung der Modellgebiete. Hierzu wurde ein Augenmerk auf die natürlichen Wasserscheiden, den Verlauf von erhöhten Straßen, aber vor allem auf die im Süden fließenden HWGK-Gewässer gelegt. Die Region liegt zwischen der Vorbergzone des Schwarzwaldes und dem Kaiserstuhl in der Rheinebene, etwa 14 km nördlich von Freiburg im Breisgau. Somit hat das Untersuchungsgebiet Anteil am Mittleren Schwarzwald sowie am Mittleren und Südlichen Oberrheintiefland (Reichelt 1964). Die daraus resultierende Topographie bedingt einen großen Höhengradienten. Im Süden verläuft die Elz in der Rheinebene bzw. der Freiburger Bucht auf etwa 186 m NHN, während sich im Norden und Osten das Vorgebirge des Schwarzwaldes mit einer Höhenlage von bis zu 500 m NHN abzeichnet. Dementsprechend lässt sich in diesem Gebiet eine diverse Geologie sowie Bodenbeschaffenheit ausmachen und ist daher für einen Modellvergleich auf kleinerem Raum gut geeignet. Im Süden werden die Modellgebiete durch die Hochwassergefahrenkarten-Gewässer Brettenbach und Mühlbach begrenzt. Diese können als Modellgrenze fungieren, da bei einem Starkregenereignis davon ausgegangen werden kann, dass die Gewässer die Kapazitäten haben, das zufließende Oberflächenwasser aufzunehmen und abzuführen (Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg 2016). Generell entwässern alle definierten Einzugsgebiete nach Süden in Richtung Freiburger Bucht. In Tabelle 4 ist eine Übersicht der wichtigsten Einzugsgebietscharakteristika aufgelistet. Für jedes Modellgebiet liegen unterschiedliche Anteile an versiegelter Fläche vor.

Tabelle 4: Übersichtsparameter der einzelnen Einzugsgebiete

EZG	$Fläche$ $[km^3]$	$Höhe$ $[m]$	$Vers._{0-5}$ [%]	$Vers._{5-40}$ [%]	$Vers._{40-60}$ [%]	$Vers._{>60}$ [%]	Hauptauslauf
00	1.00	207 - 410	60	31	8	1	S
01	5.90	194 - 369	43	29	15	13	SW/SE
02	5.20	188 - 410	62	28	8	2	SE
03	5.80	259 - 472	74	23	2.8	0.2	S

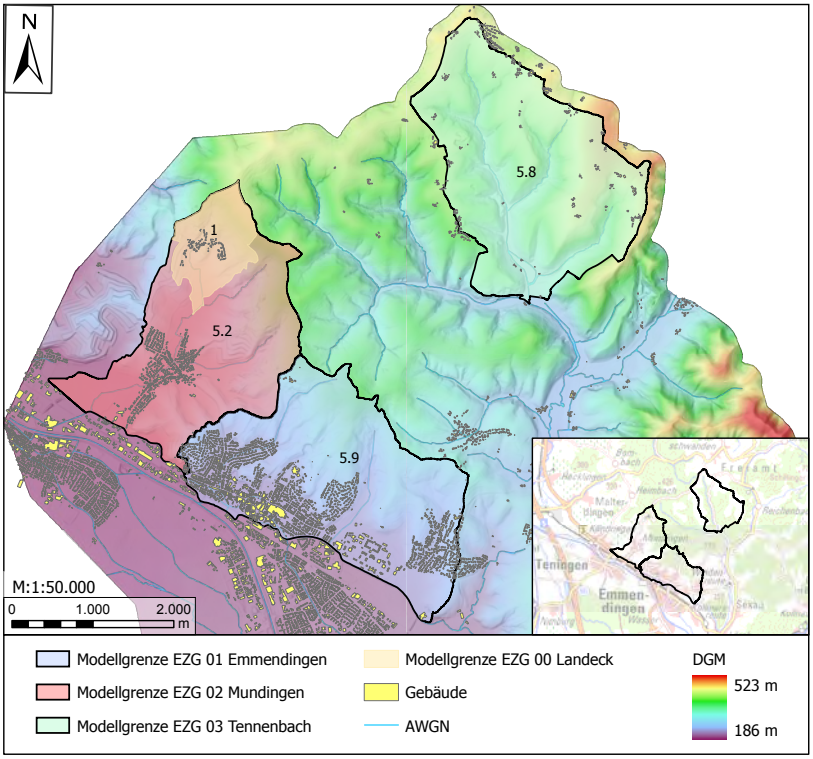


Abbildung 27: Übersichtskarte des Untersuchungsgebiets mit einzelnen Modellgrenzen. Fläche in km^2 angegeben

EZG 01 Emmendingen

In Abbildung 28 ist die Verteilung der Landnutzung im Untersuchungsgebiet dargestellt. Es zeigt sich, dass im Norden die Nutzung durch Waldgebiete und Landwirtschaft geprägt ist, während im Süden, in der Freiburger Bucht, die Stadt Emmendingen sowie die Gemeinde Teningen das Landschaftsbild mit ihrer Infrastruktur prägen. Einzugsgebiet 01, welches das Zentrum der Stadt Emmendingen abdeckt und im Süden durch den Brettenbach sowie im Norden durch den Kirchberg bzw. Eichberg begrenzt wird, weist demnach den höchsten Versiegelungsgrad auf (siehe Tabelle 4). Zudem verläuft das HWGK-Gewässer Mühlbach-Nord von Südosten nach Nordwesten direkt oberhalb der Bahnschienen und der südlichen Einzugsgebietsgrenze (siehe Abbildung 60 Topographische Übersichtskarte im Anhang). Da das Gebiet teilweise im Schwemmfächer der Flüsse Elz, Glotter und Dreisam liegt, finden sich im Südwesten Bach- und Flussablagerungen, also quartäre Sedimente (Mäckel & Friedmann 1999). 90 % des Einzugsgebiets sind jedoch, bedingt durch die Nähe zur Vorbergzone, geprägt durch Muschelkalk-Formationen (siehe Abbildung 61 Geologische Übersichtskarte im Anhang). Aufgrund des hohen Versiegelungsgrades sind die Böden im Süden, bis zur Grenze an die Waldgebiete weiter nördlich, stark verändert und überbaut. Im Bereich des Weiher- und Kirchbergs schließen sich Böden aus Parabraunerde aus umgelagertem Lößlehm an (siehe Abbildung 62 Bodenkundliche Übersichtskarte im Anhang).

EZG 02 Mundingen

Direkt angrenzend, im Westen, umfasst Einzugsgebiet 02 den Stadtteil Mundingen und wird im Süden durch den in die Elz fließenden Mühlbach abgesteckt. Im Norden wird die Wasserscheide durch die Topographie des Vierdörferwaldes festgelegt, welcher Teil des Mittle-

ren Talschwarzwaldes ist und hier Vorkommen von Muschelkalk und Buntsandstein aufweist (Reichelt 1964). Dahingegen finden sich weiter im Süden, Richtung Freiburger Bucht, Ablagerungen von quartären Sedimenten, aber auch Formationen aus Löss und Lehm (siehe Abbildung 61 im Anhang). Durch den geringeren Siedlungsanteil in Einzugsgbiet 02 sind lediglich 19 % der Böden stark verändert oder überbaut. Etwa 30 % sind als Pararendzina aus Löss definiert und weitere 36 % im Norden als Parabraunerde aus Löss. Die Einteilung der Bodentypen folgt hier dem Verlauf des Vierdörferwaldes. Das Einzugsgebiet um Mundingen enthält ebenfalls Landeck, welches als erstes, kleineres Testgebiet zur Anwendung der entwickelten Methodik dient.

EZG 03 Tennenbach

Um zusätzlich Modellierungsergebnisse aus einem Bereich mit sehr geringer Infrastruktur bzw. Siedlungsfläche zu erhalten, wurde etwa 5 km nordöstlich vom Stadtzentrum Emmendingen ein weiteres Einzugsgebiet definiert. Dieses beginnt im Süden am Kloster Tennenbach und entwässert in unmittelbarer Nähe in das „Tennen-“ bzw. „Aubächle“. Zudem findet die Abgrenzung des Modells im Norden, Osten und Westen größtenteils durch den Verlauf der Landstraßen statt. Geologisch gesehen sind im Norden Muschelkalk Vorkommen und im Süden Buntsandstein Formationen anzutreffen. Die Bodentypen lassen sich als Braunerde und Parabraunerde definieren (siehe Abbildung 61 und Abbildung 62 im Anhang).

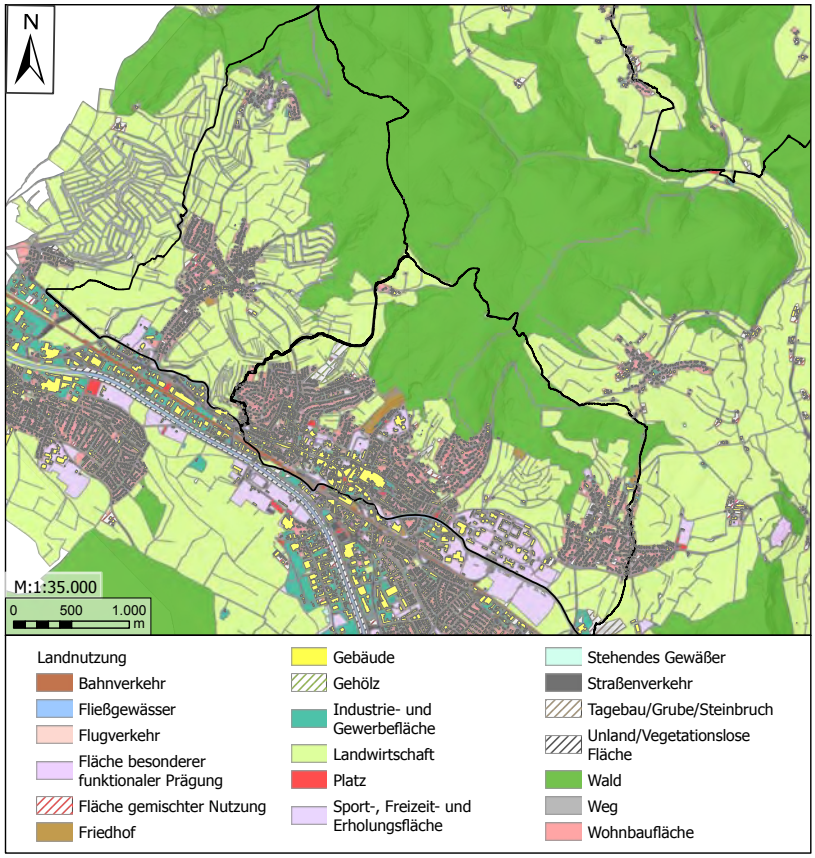


Abbildung 28: Verteilung der Landnutzung im Untersuchungsgebiet

6.1 Modellierung der Starkregenereignisse

Im Folgenden wird für jedes der vorgestellen Einzugsgebiete eine hydraulische Gefährdungsanalyse durchgeführt, die den Aufbau des Modellnetzes, eine Aufbereitung des eingehenden Effektivniederschlags und eine Simulation des Oberflächenabflusses beinhaltet. Für jedes der Modellgebiete werden drei Rechenläufe durchgeführt, die sich lediglich anhand der verwendeten Werte für den Effektivniederschlag unterscheiden. Auf diese Weise kann der Effekt der OAK I, II und III auf die 2D-HN-Modellierung genauer untersucht werden.

6.1.1 Modellgebiet Landeck

Um die in Abschnitt 5 beschriebene Methodik zur Verarbeitung der Rasterdaten und Implementierung von negativen Senktermen weiter auszuarbeiten, wurde zunächst ein kleineres Einzugsgebiet im Bereich von Landeck, im Norden des Stadtteils Mundigen, bearbeitet. Mit einer geringen Fläche von ca. 1 km^2 und wenig Bebauung, liegt die Berechnungsdauer des Modells bei etwa 30-45 Minuten. Damit lassen sich wiederholte Rechenläufe mit Anpassungen schnell durchführen. Zudem ist anhand der Entwässerungslinien in Abbildung 29 zu erkennen, dass das Oberflächenwasser durch einen fokussierten Bereich im Süden aus dem Modell tritt. Der Hauptauslauf im Süden erfasst 97 % des aus dem Modellgebiet fließenden Wassers, womit alle vorgenommenen Anpassungen im Modellierungsablauf gut quantifiziert werden können.

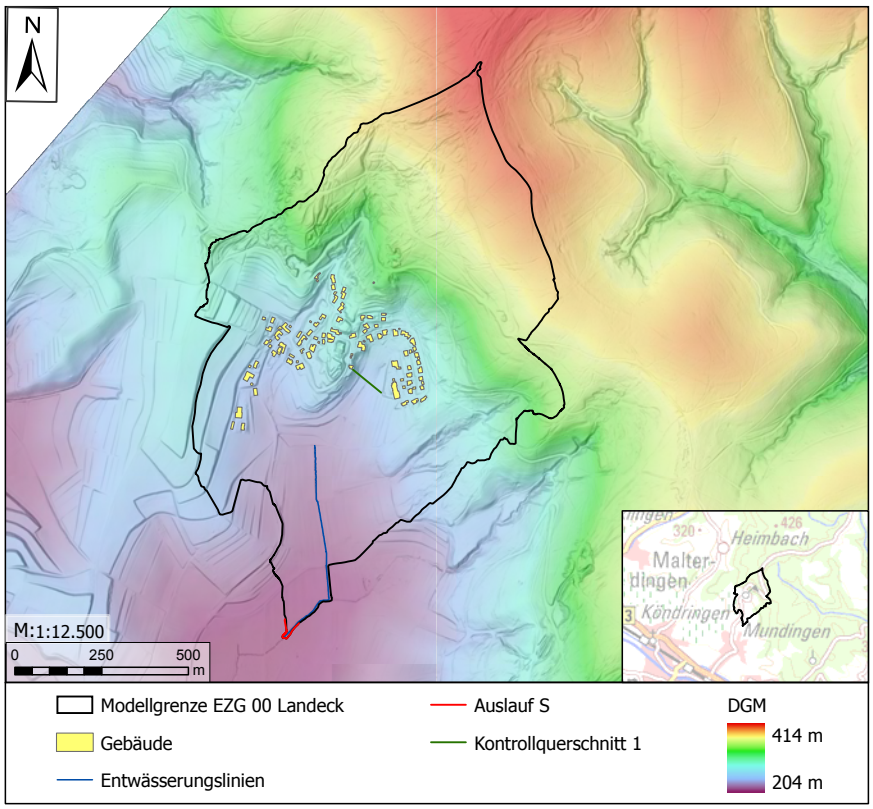


Abbildung 29: Übersichtskarte Modellgebiet Landeck

In Abbildung 30 ist die räumliche Verteilung der modifizierten Oberflächenabflusswerte im direkten Vergleich dargestellt. Dabei wurden die Raster der einzelnen Zeitschritte aufsum-

miert (12 x 5 Minuten). Es zeigt sich, dass mit der Verrechnung nach Gleichung 12 vor allem eine Änderung der OAK im Bereich von bewaldeter und landwirtschaftlich genutzter Fläche stattfindet. In der nördlichen Häflte des Einzugsgebiets entsteht fast flächendeckend ein Potential zur zusätzlichen Infiltration von Oberflächenwasser. Lediglich in einigen Zellen, die den Verlauf einer Straße eines Weges kennzeichnen oder direkt im Graben/Vorfluter liegen, gab es keine Veränderungen der Eingangsdaten (siehe Abbildung 31). In Bereich von Siedlungsflächen im Zentrum des EZG findet nur eine geringe Anpassung der OAK statt. Dies lässt sich dadurch erklären, dass auf versiegelten Flächen kein weiteres Potential zur Infiltration vorhanden sein kann. Die Verteilung der Werte für die OAK III decken sich also mit der Landnutzung (vgl Abbildung 28 und Abbildung 30).

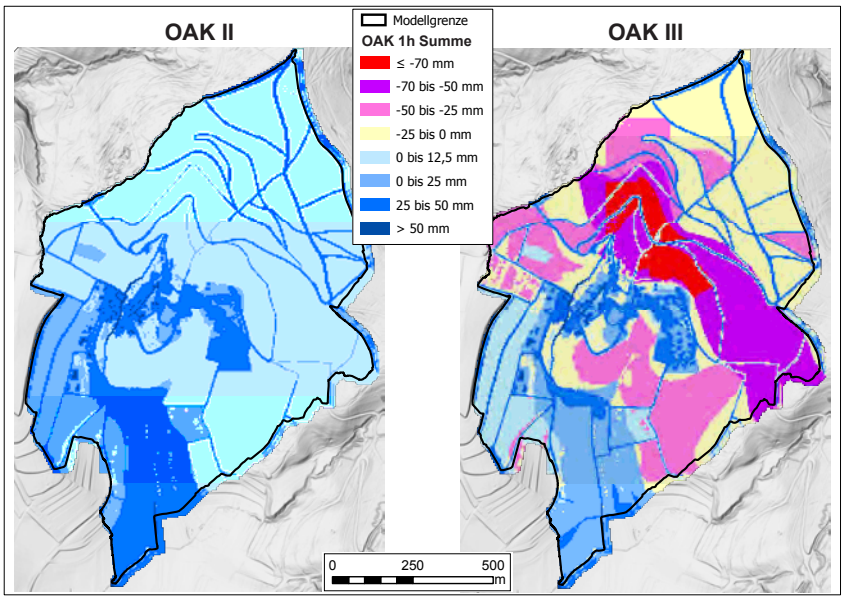


Abbildung 30: Vergleich 1h Summe OAK II und OAK III

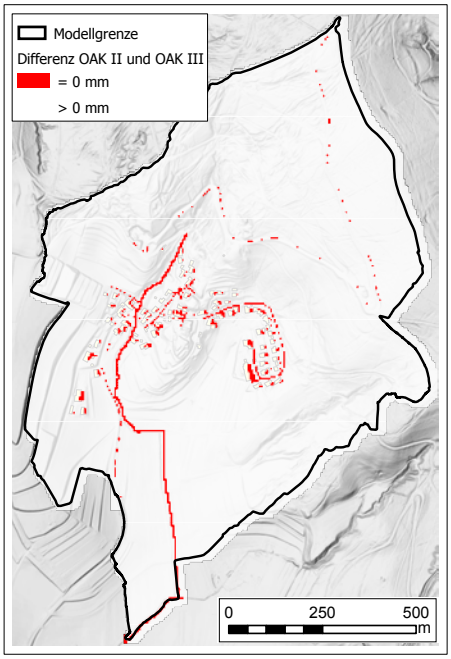


Abbildung 31: Differenz 1h Summe OAK II und OAK III

Somit sind die angepassten Eingangsdaten der OAK III für die 2d-hydrodynamische Modellierung entweder geringer als der originale Datensatz, negativ oder zeigen keine Veränderung. Das heißt der Datensatz definiert gleichzeitig die Zuflüsse für jeden Zeitschritt, aber auch die zusätzlichen Verluste auf dem Fließweg durch die negativen Senkterme. Um das ganze klarer aufzuschlüsseln, ist eine getrennte Betrachtung bzw. Aufsummierung der OAK III nötig. In Tabelle 5 ist für jeden Zeitschritt das durch die OAK Raster gegebene Eingangsvolumen aufgelistet. Bei getrennter Betrachtung der positiven wie auch negativen Werte, ist eine Gegenüberstellung von Input und verfügbarem Infiltrationspotential möglich. Es zeigt sich, dass fast doppelt so viel Potential zur Infiltration besteht wie Wasser, das in die Modellierung eingeht. Dies lässt sich durch das hohe Potential in den ersten Zeitschritten erklären, da hier bei der Berechnung des Verlustrasters große Negativwerte entstehen. Jene Situation trifft auf die in Abbildung 19 orange markierten Rasterzellen zu, für die $OA_{Roger} = 0 \quad \& \quad Inf_{Diff} = +$ (Option 1), denn eine Sättigung der Böden findet erst im zeitlichen Verlauf des Niederschlagsereignisses statt (vgl. Abbildung 3 und Abbildung 4). In jedem Zeitschritt, bis auf TS 25, wird weniger Wasser in das Modellgebiet gegeben als beim Original. V_{minus} beträgt damit in der Summe 898 m^3. Dieses fehlende Volumen muss bei der Aufstellung der Wasserbilanz beachtet werden, um den Wert für den Verlust durch Infiltration korrekt zu quantifizieren.

Tabelle 5: Effektivniederschlag und Infiltrationspotential für das Testgebiet Landeck

$Zeitschritt\ [min]$	$OAKII_{in}\ [m^3]$	$OAKIII_{in}\ [m^3]$	$Diff\ [m^3]$	$\text{Pot}_{INF}\ [m^3]$
1hsum	13725	12827	898	-25910
05	161	93	68	-11190
10	702	602	100	-4376
15	1655	1456	199	-1780
20	2339	2184	155	-667
25	2714	2714	0	0
30	2435	2360	75	-331
35	1795	1707	88	-407
40	1059	976	83	-625
45	558	473	85	-989
50	209	187	22	-1479
55	67	56	11	-1884
60	31	21	10	-2183

Modellierungsergebnisse

In Tabelle 6 sind die jeweiligen Wasserbilanzen der Modellläufe aufgelistet. V_{in} beschreibt das zugeführte Volumen als Effektivniederschlag, V_{remain} das verbleibende Wasservolumen im Modellgebiet nach 4 Stunden Rechenzeit, V_{out} das berechnete Abflussvolumen am Gebietsauslass und V_{Diff} die Volumendifferenz zwischen Input und Output bzw. verbliebenem Wasser. Hieraus ergibt sich eine prozentuale Abweichung von zugeführtem Volumen aus den OAK und Restvolumen plus Abflussvolumen. Diese beträgt unter Verwendung der OAK I über 5,5 %, während die Abweichung bei den OAK II unter 5 % liegt. Diese nicht nachvollziehbaren Verluste entstehen durch Parameterunschärfe und Berechnungsungenauigkeiten, sind aber für die Anwendung einer Modellierung des Oberflächenabflusses in der Praxis so hinzu-

nehmen. Zusätzlich wurde für die OAK III nach Gleichung 14 ein fehlendes Eingabevolumen V_{minus} und der tatsächliche Verlust durch Infiltration auf dem Fließweg $V_{INFminus}$ berechnet. Da sich $V_{INFminus}$ aus der Volumendifferenz berechnet und diese eine Unsicherheit von etwa 5 % hat, ist zu beachten, dass der Wert für die infiltrierende Wassermenge nicht exakt sein kann. Weiterhin wurde untersucht, wie sich eine Sättigung des Infiltrationspotentials ab Minute 35 (TS 2100) und 55 (TS 3300) auf die Modellergebnisse auswirkt. Dazu wurden die negativen Werte innerhalb der OAK III ab dem entsprechenden Zeitschritt auf eine Intensität von 0 mm/h gesetzt. Die verschiedenen Ansätze zur Dauer des Infiltrationspotenials zeigen, dass eine Sättigung ab 35 Minuten zu deutlich weniger Wasserverlust auf dem Fließweg führt. Hier werden lediglich 366 m^3 durch die definierten Senkterme zurückgehalten, während der Verlust ohne Sättigung 1620 m^3 beträgt. Das heißt bei gegebenem Infiltrationspotential in den Zeitschritten 40 - 60 min wird ein Großteil des Oberflächenwassers nicht zeitnah am Gebietsauslass erfasst. Dahingegen zeigte sich kein Unterschied bei einem Modelllauf mit Sättigung des Infiltrationspotetnial für den letzten Zeitschritt.

Tabelle 6: Wasserbilanz Modellierung Landeck

OAK	V_{in} $[m^3]$	V_{remain} $[m^3]$	V_{out} $[m^3]$	V_{diff} $[m^3]$	Abweichung [%]	V_{minus} $[m^3]$	$V_{INFminus}$ $[m^3]$
I	17731	2361	14367	1002	5.65		
II	13725	2032	11037	665	4.85		
III	12827	1762	8546	2519		898	1621
TS 2100	13040	1984	10005	1051		685	366
TS 3300	12827	1762	8546	2519		898	1621

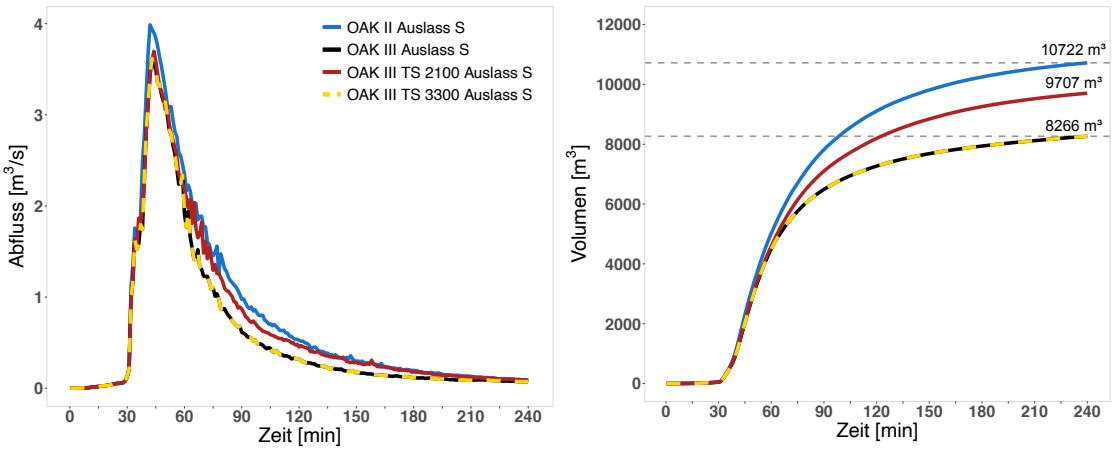


Abbildung 32: Abflussdaten am südlichen Auslass für das Modellgebiet Landeck

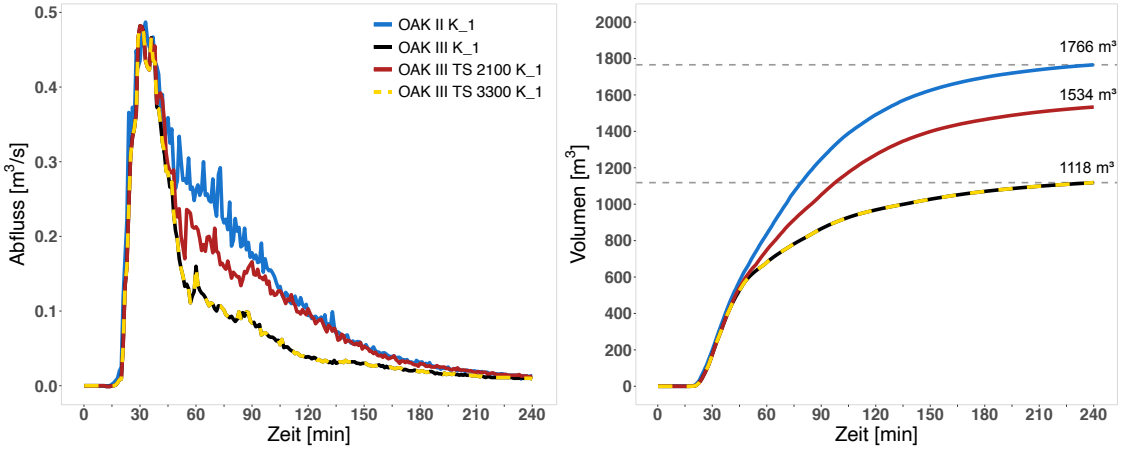


Abbildung 33: Abflussdaten am Kontrollquerschnitt K_1 für das Modellgebiet Landeck

In Abbildung 32 sind die Abflussdaten des südlichen Modellauslasses dargestellt. In der Abflussganglinie zeigen sich nur geringe Unterschiede, allerdings findet eine Verringerung der Abflussspitzen statt und dementsprechend erfolgt eine schnellere Regression der Abflusskurve. Gleichzeitig wird das am Gebietsauslass erfasste Gesamtvolumen reduziert. In Abbildung 33 sind die Daten für einen Kontrollquerschnitt aufgezeigt, der etwa 750 m nördlich des südlichen Gebietsauslass liegt (siehe Abbildung 29). Die Abflussdaten zeigen hier ein ähnliches Muster wie am südlichen Modellrand.

In Abbildung 34 werden die zuvor dargestellten Modellläufe mit RoGeR_dyn verglichen sowie die Rechenergebnisse aus der Simulation mit den OAK I aufgezeigt. Die Aktualisierung der OAK I auf OAK II zeigt einen klaren Einfluss auf den berechneten Abfluss am Gebietsauslass. Durch die Anpassung der Vorfeuchtebedingungen und der Darstellung des Wasserhaushalts durch RoGeR_WB ist das Eingangsvolumen aus Effektivniederschlag wesentlich geringer. Dementsprechend werden in der hydraulischen Modellierung mittels Hydro_AS-2D geringere Abflussspitzen und Volumina berechnet. Die Ganglinie unter OAK I hat einen steileren Verlauf und flacht langsamer ab. Zudem besteht eine Differenz des berechneten Gesamtvolumens am Gebietsauslass von über 3000 m^3. Durch die Implementierung des Verlustrasters unter OAK III konnte eine Annäherung an den Modellverlauf von RoGer_dyn erzielt werden. Hier stimmen die Werte für die Gesamtabflusssumme etwa überein, auch wenn das Gesamtvolumen unter dem dynamischen RoGeR-Modell früher erreicht wird und somit das Wasser schneller durch das Modellgebiet fließt. Dies könnte sich anhand unterschiedlicher Materialbelegung oder Bruchkantenzuordnung erklären. Es ist zu beachten, dass aufgrund abweichender Vorgehensweisen beim Modellaufbau, die 2D-Modelle von RoGeR_dyn und Hydro_AS-2D sich stellenweise stark voneinander unterscheiden können. Generell ist eine Abnahme der berechneten Abflussspitzen von OAK I über OAK II zu OAK III zu beobachten. Die Abflussspitzen unter Verwendung der OAK III sind geringer als bei RoGeR_dyn.

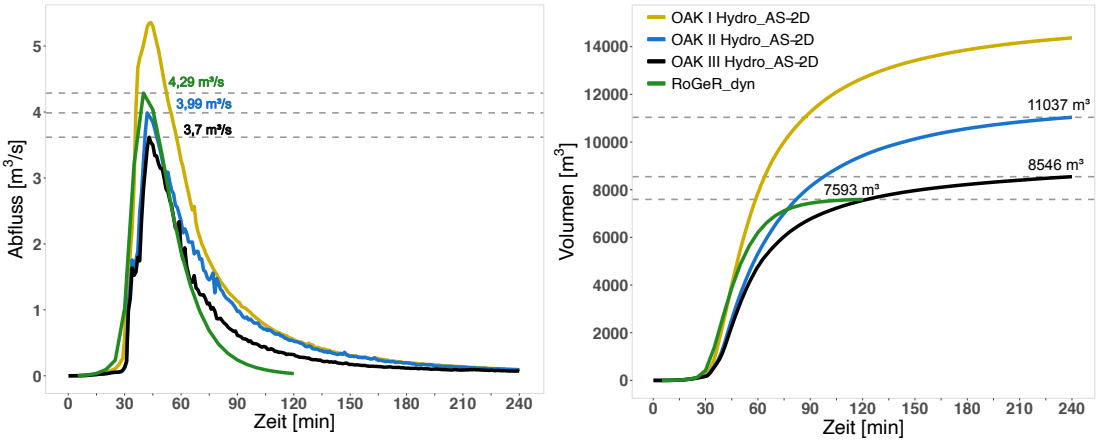


Abbildung 34: Vergleich der Modellläufe für Landeck

Um den Einfluss der verschiedenen OAK auf die hydraulische Gefährdungsanalyse weiter zu beurteilen, sind in Abbildung 35 die maximalen Überflutungstiefen (UT) aus den verschiedenen Modellläufen dargestellt. Zwischen der Berechnung mit den OAK II und OAK III können stellenweise Unterschiede in Überflutungsausbreitung- aber auch -tiefen festgestellt werden. Abbildung 36 zeigt ein Differenzgrid der beiden Ergebnisse. Die berechneten UT mit den OAK III sind überwiegend geringer als beim Original. Die Wasserstände unterscheiden sich dabei bis zu 50 mm, jedoch liegen die Werte für den Großteil des EZG im Bereich von < 10 mm. Somit sind ganzheitlich gesehen nur relativ geringe Differenzen festzustellen. Ein direkter optischer Vergleich mit den Ergebnisrastern aus RoGeR_dyn ist so nicht möglich, da deren Auflösung 5 x 5 m beträgt, während die Ergebnisraster aus Hydro_AS-2D eine Auflösung von 1 x 1 m haben. Die vollständigen Karten finden sich im Anhang unter Anlage 2 (EZG02 Mundingen).

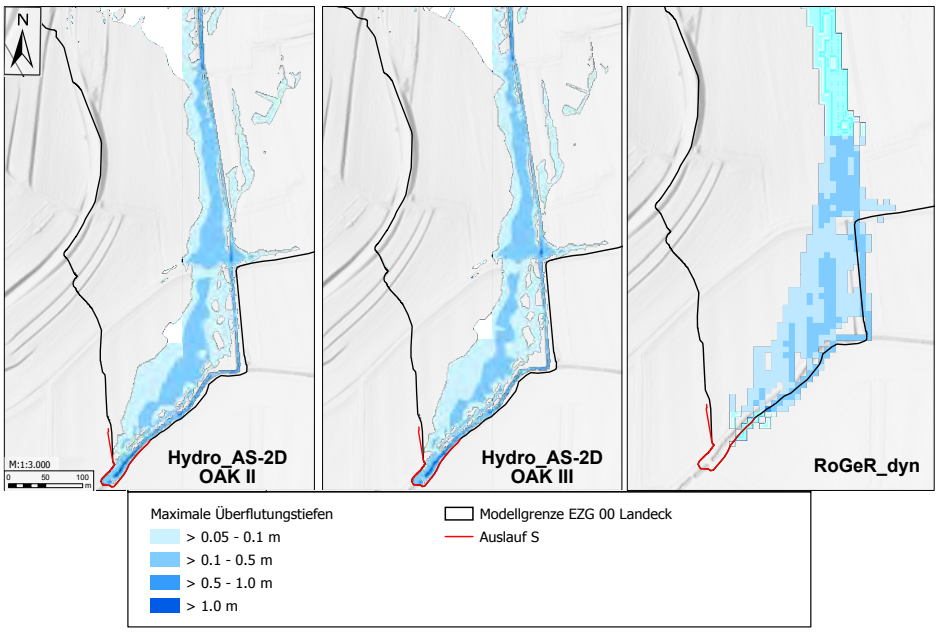


Abbildung 35: Überflutungstiefen im Vergleich für das Testgebiet Landeck

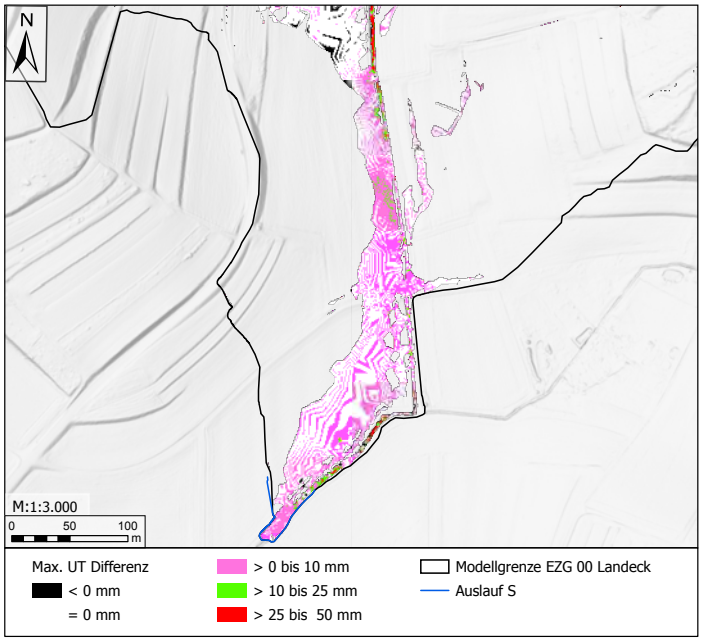


Abbildung 36: Differenz der Überflutungstiefen für OAK II und OAK III

6.1.2 Modellgebiet Emmendingen

Als erstes größeres Modell wurde das Einzugsgebiet rund um das Stadtzentrum von Emmendingen betrachtet. Durch den Verlauf der Topographie und der daraus resultierenden Landnutzung lässt sich das Gebiet in einen nördlichen und südlichen Bereich einteilen. Im Norden reichen bis zu einer Höhenlage von 369 m NHN die Wälder mit zuvor anschließenden landwirtschaftlich geprägten Flächen. Im Süden dahingegen ist entlang der Flüsse eine hohe Siedlungsdichte anzutreffen. Hier dienen die HWGK-Gewässer Elz und Mühlbach als Modellrand bzw. Auslass. Die Entwässerungslinien zeigen, dass der im nördlichen Teil entstehende Oberflächenabfluss vollständig durch die Wohnbauflächen in die Elz und in den Mühlbach fließt (siehe Abbildung 37). Dabei lassen sich zwei Himmelsrichtungen als Ausläufe für das Modell definieren, nämlich Südosten und Südwesten. Da jedoch das HWGK-Gewässer Mühlbach ebenfalls als Modellauslauf fungiert, und direkt oberhalb von Auslauf SW liegt, werden am südwestlichen Auslauf lediglich etwa 6 % des aus dem Gebiet fließenden Oberflächenabflusses erfasst. Die Auslässe rund um die HWGK-Gewässer entwässern etwa 44 % des gesamten Oberflächenabflusses. Auslass SE hat einen Anteil von etwa 49 %. Dabei unterscheiden sich die Szenarien OAK I, II und III nur gering voneinander (siehe Tabelle 7).

Tabelle 7: Entwässerung des Modellgebiets Emmendingen

OAK	AUS_{SE} [%]	AUS_{SW} [%]	$AUS_{HWGK-Gew}$ [%]
I	49.2	5.6	43.5
II	48.8	5.8	43.6
III	48.2	6.4	44

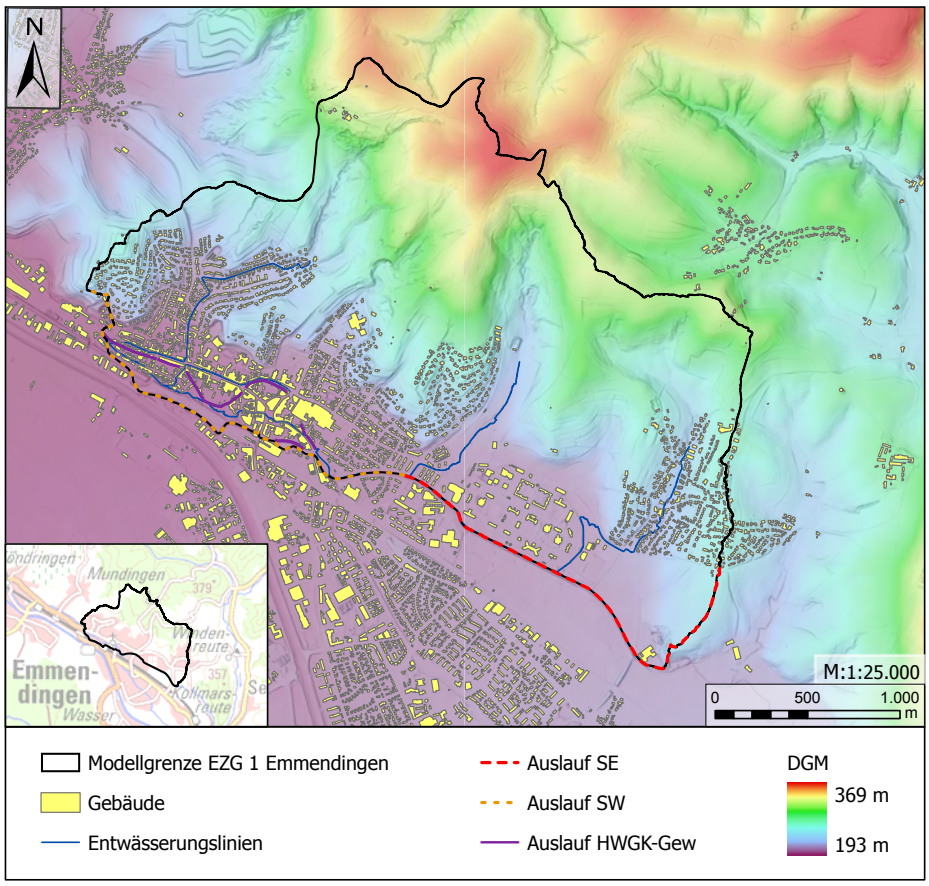


Abbildung 37: Übersichtskarte Modellgebiet EZG01 Emmendingen

In Tabelle 8 ist für jeden Zeitschritt das durch die OAK Raster gegebene Eingangsvolumen aufgelistet. Durch die Anpassung der Daten nach Gleichung 12 wird in der Variante OAK III, im Vergleich zu OAK II, 9378 m^3 weniger Wasser als Effektivniederschlag in das Modellgebiet gegeben. In jedem Zeitschritt besteht ein Potential zur weiteren Infiltration, wobei dieses vor allem am Anfang der Simulation besonders groß ist. Der Verlauf der Werte deckt sich mit denen in Tabelle 5 aus dem Modellgebiet Landeck. Das Potential zur zusätzlichen Infiltration lässt mit anhaltender Dauer des Niederschlagsereignisses nach. Für TS 25 wird innerhalb von 5 Minuten am meisten abflusswirksamer Niederschlag in das Modellgebiet gegeben. Danach findet eine stetige Abnahme der eingehenden Wassermassen statt. Die größte Differenz zwischen OAK II und OAK III erfolgt unter TS 15. Nach der Hälfte der Zeit des Niederschlagereignisses erfolgt erneut ein Anstieg des Potentials zur Infiltration.

Tabelle 8: Effektivniederschlag und Infiltrationspotential für EZG01 Emmendingen

$Zeitschritt\ [min]$	$OAKII_{in}\ [m^3]$	$OAKIII_{in}\ [m^3]$	$Diff\ [m^3]$	$\text{Pot}_{INF}\ [m^3]$
1hsum	158223	148845	9378	-98296
05	3372	2467	905	-39582
10	11419	9998	1421	-20278
15	20916	18927	1989	-7922
20	26455	24800	1655	-1658
25	27640	27000	640	-571
30	24471	24076	395	-453
35	18601	18052	549	-530
40	12389	11628	761	-1304
45	7356	6710	646	-3161
50	3550	3313	237	-5369
55	1419	1337	82	-7477
60	635	537	98	-9991

Modellierungsergebnisse

In Tabelle 9 sind die Wasserbilanzen für die jeweils gerechneten OAK Varianten aufgelistet. In der Variante von OAK I auf OAK II findet eine Reduzierung des eingetragenen Effekftivniederschlags von fast 20000 m^3 statt. Durch die Anpassung der OAK II erfolgt unter der Variante der OAK III eine weitere Reduzierung von fast 10000 m^3. Nach 4 Stunden Berechnungszeit bleiben etwa 40 % des zugeführten Effektivniederschlag (V_{in}) im Modellgebiet zurück, also jene Wassermassen, die nicht an den Modellausläufen erfasst wurden. Die Modellungenauigkeiten sind mit Abweichungen von 1.9 - 4.6 % geringer als im Modellgebiet Landeck. Durch die Verwendung der Senkterme unter den Eingangsrastern der OAK III, kann ein Infiltrationsverlust ($V_{INFminus}$) von 3924 m^3 beziffert werden. In Abbildung 38 sind die berechneten Abflussdaten für die Entwässerung über die Modellränder für die Szenarien OAK II und III aufgezeigt. Die Abflussganglinie zeigt unter Verwendung der OAK III einen leicht gedämpften Verlauf, wobei der Abflussscheitelwert, je nach Auslass, um 0.6 bis 0.7 m^3/s reduziert wird. Zudem flacht die Ganglinie der OAK III wieder schneller ab. In der Summe entsteht am Auslass SE eine Volumendifferenz von 6851 m^3 ($\Delta 1$) und an den Auslässen des HWGK-Gewässers eine Volumendifferenz von 5357 m^3 ($\Delta 2$). „Auslass komb." stellt eine Zusammenführung der restlichen Modellauslässe dar.

Tabelle 9: Wasserbilanz Modellierung EZG01 Emmendingen

OAK	V_{in} $[m^3]$	V_{remain} $[m^3]$	V_{out} $[m^3]$	V_{diff} $[m^3]$	Abweichung [%]	V_{minus} $[m^3]$	$V_{INFminus}$ $[m^3]$
I	173334	67463	97835	8036	4.6		
II	158223	66257	88942	3024	1.9		
III	148845	59499	76044	13302		9378	3924

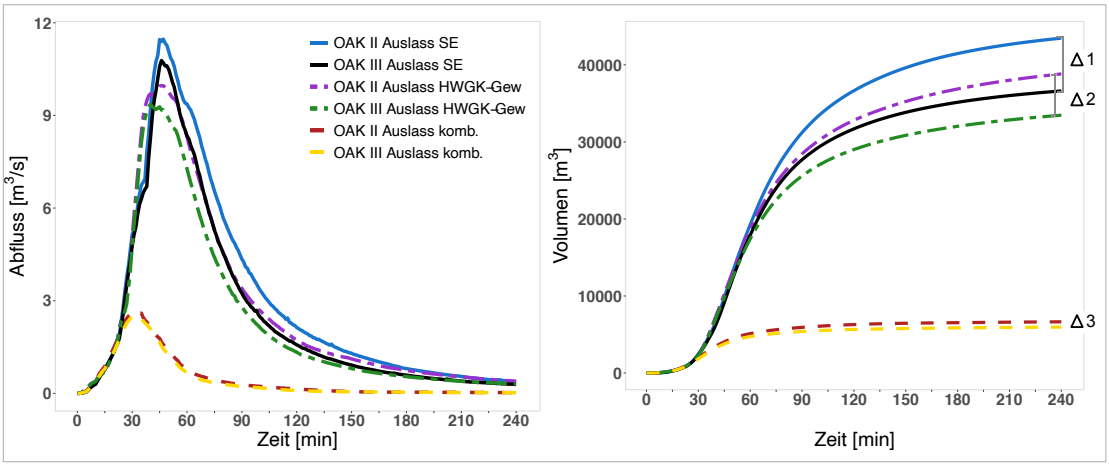


Abbildung 38: Abflussdaten Gebietsauslass EZG01 Emmendingen

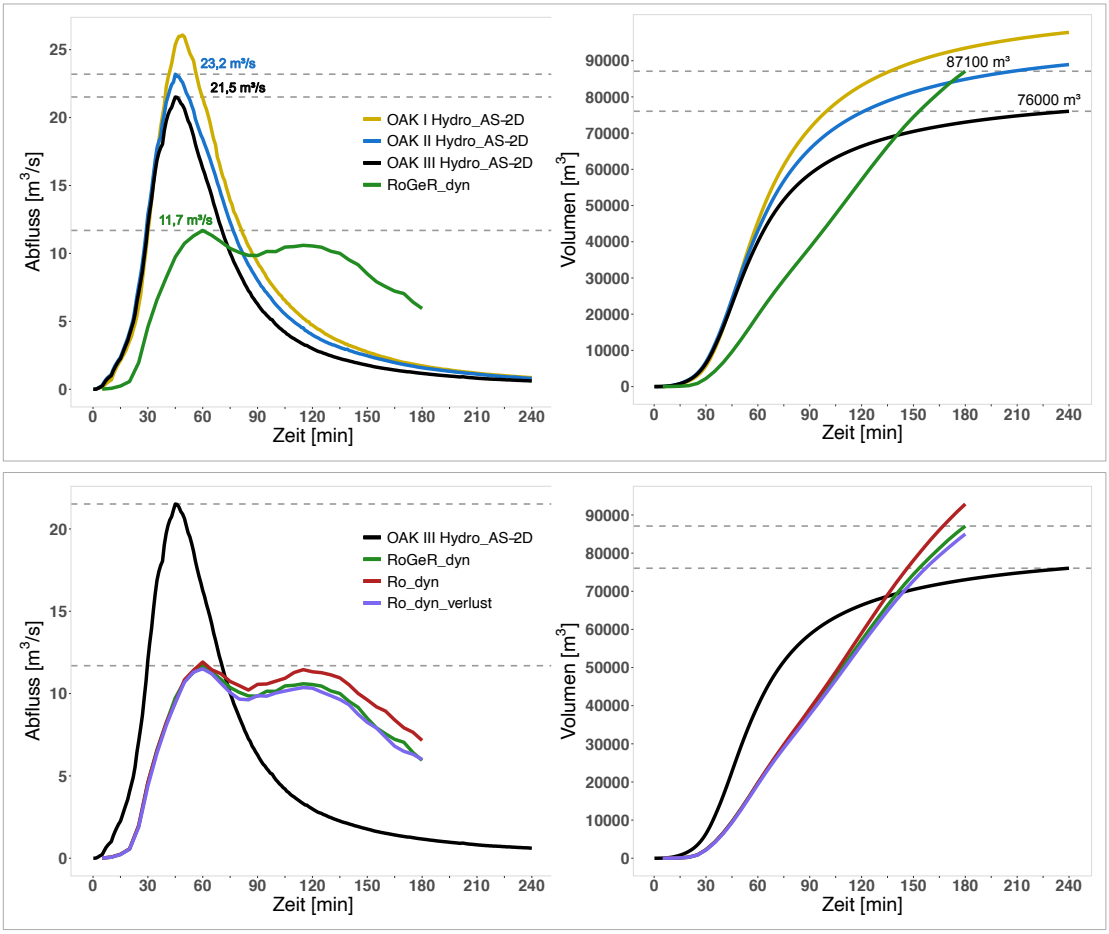


Abbildung 39: Vergleich der Modellläufe für EZG01 Emmendingen

In Abbildung 39 werden die verschiedenen Modellläufe mit RoGeR_dyn verglichen. Um eine einheitliche Darstellung zu erhalten, wurden die Abflusswerte der Auslässe zusammengefasst. Durch die Verwendung der neuen OAK aus Phase II findet eine Reduzierung des Abflussscheitelwertes unter gleichzeitiger Abnahme des Gesamtvolumens statt. So wird die Abflussspitze um fast 2.9 m^3/s reduziert. Die Abflussganglinie von RoGeR_dyn zeigt einen sehr unterschiedlichen Verlauf im Gegensatz zu den mittels Hydro_AS-2D berechneten Modellen. Das

aus dem Modellgebiet fließende Gesamtvolumen deckt sich zwar mit den ermittelten Werten der OAK II Simulation, allerdings zeigen sich unter RoGeR_dyn wesentlich reduzierte Abflussspitzen, die mit maximal 11,7 m^3/s um fast 50 % geringer sind als jene unter OAK II/OAK III. Auch die Regression der Abflussganglinie kann nicht mit den anderen Modellläufen in Einklang gebracht werden. Hier unterscheiden sich die Modelle klar voneinander. Im unteren Teil der Abbildung sind zusätzlich die Ergebnisse der quasi hydraulischen Modelle Ro_dyn und Ro_dyn_verlust aufgezeigt. Ro_dyn berücksichtigt nicht den Effekt von Infiltration auf dem Fließweg, wodurch hier mehr Wasser am Gebietsauslass ankommt. Die Karte bezüglich der Differenzen in den Überflutungstiefen zeigt, dass aus der Anwendung der OAK III geringe Unterschiede in den Wasserspiegellagen resultieren (siehe Abbildung 63 im Anhang). Diese betragen an den meisten Stellen unter 5 cm, vereinzelt jedoch auch bis zu 50 cm. Daraus ergibt sich für das ganze Gebiet im Durchschnitt eine Reduktion der Überflutungstiefen um fast 10 cm. Auch in der Ausbreitung der Überflutungsflächen entstehen Differenzen (siehe Abbildung 64 im Anhang). Unter Anwendung der OAK III findet eine Reduzierung der Überflutungsflächen um etwa 67000 m^2 statt.

6.1.3 Modellgebiet Mundingen

Das zweite betrachtete Modellgebiet umfasst im Zentrum den Stadtteil Mundingen, hat eine Fläche von etwas mehr als 5 km^2 und befindet sich direkt westlich vom zuvor betrachteten Gebiet. Hier lässt sich ein geringerer Anteil an versiegelter Fläche als in EZG01 ausmachen (siehe Tabelle 4). Mit einem topographischen Höhenverlauf von 188 bis 410 m NHN hat das Areal den größten Höhengradient. Die Entwässerung erfolgt ebenfalls in Richtung Freiburger Bucht nach Süden und Südwesten, wobei Auslauf Süd durch das HWGK-Gewässer Mühlbach Nord definiert wird. Fast 75 % des Oberflächenabflusses verlassen das Modellgebiet am südlichen Auslass (siehe Tabelle 10). Der Oberflächenabfluss aus dem gesamten nördlichen Teil des EZG verläuft durch die Wohnbauflächen, die sich in einem topographisch niedriger gelegenen Bereich befinden (siehe Abbildung 40). Zudem findet die Entwässerung des östlichen Teils ebenfalls über das Zentrum von Mundingen statt. In Tabelle 11 sind die eingehenden Effektivniederschläge der Szenarien sowie die potentielle Infiltration unter OAK III aufgelistet. Auch hier zeigt sich, wie in den Modellgebieten zuvor, eine Abnahme des Infiltrationspotentials mit zunehmender Dauer des Niederschlagsereignisses. Der maximale Eintrag an zugeführtem Oberflächenwasser für das Event findet hier ebenfalls während dem Zeitschritt „25 Minuten“ statt. Danach erfolgt eine stetige Abnahme des zugeführten Effektivniederschlags. Nach dem Zeitschritt „30 Minuten“ nimmt das Infiltrationspotential bis zum Ende des Ereignisses wieder zu.

Tabelle 10: Entwässerung des Modellgebiets Mundingen

OAK	AUS_S [%]	AUS_{SW} [%]
I	74	25
II	75.2	23.7
III	74.7	24.2

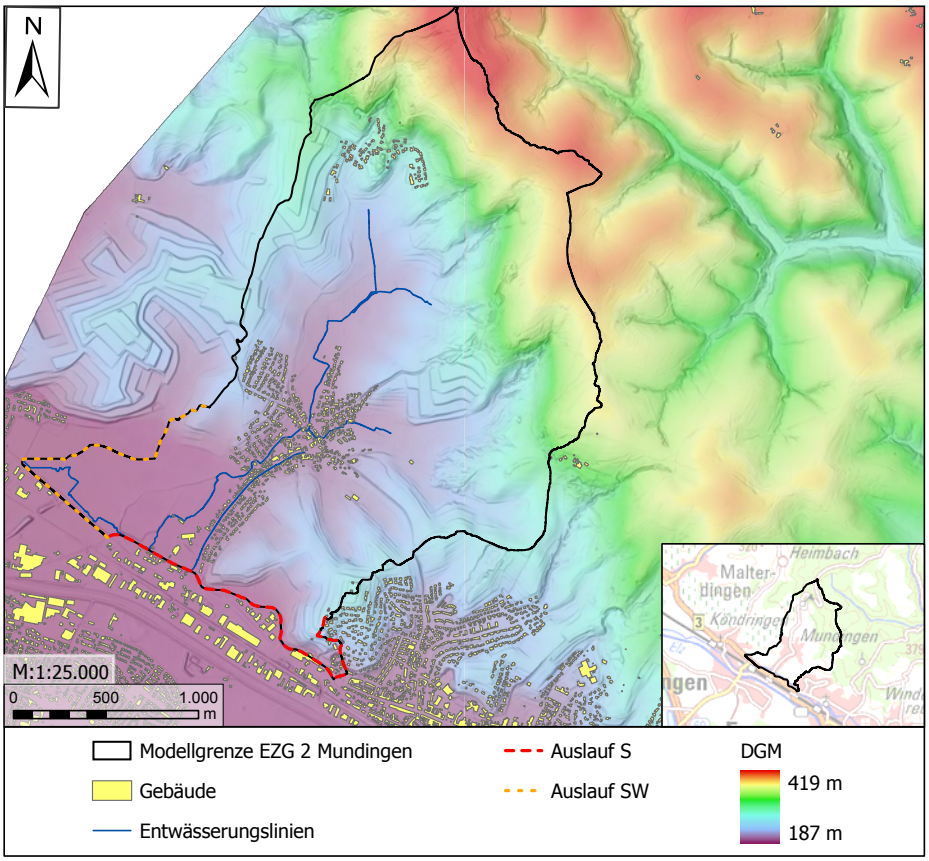


Abbildung 40: Übersichtskarte Modellgebiet EZG02 Mundingen

Tabelle 11: Effektivniederschlag und Infiltrationspotential für EZG02 Mundingen

$Zeitschritt\ [min]$	$OAKII_{in}\ [m^3]$	$OAKIII_{in}\ [m^3]$	$Diff\ [m^3]$	$\mathrm{Pot}_{INF}\ [m^3]$
1hsum	102044	91270	10774	-134907
05	1139	707	432	-45758
10	5996	4307	1689	-25134
15	13277	11202	2075	-12216
20	17916	15894	2022	-4678
25	19138	18037	1101	-2548
30	16950	16166	784	-2081
35	12640	11809	831	-2222
40	8102	7229	873	-3294
45	4370	3794	576	-5342
50	1790	1502	288	-7645
55	510	459	51	-10333
60	217	164	53	-13656

Modellierungsergebnisse

In Tabelle 12 sind die Wasserbilanzen für die jeweiligen Modellläufe aufgelistet. Es zeigt sich, dass V_{in} durch die Aktualisierung bzw. Anpassung der OAK reduziert wird. Im Gegensatz zu EZG01, bleibt hier mit etwa 30 % des Gesamtinputs etwas weniger Wasser nach 4 Stunden Berechnungszeit im Modellgebiet zurück. Dass ein Teil des Oberflächenabflusses nicht am Gebietsauslass erfasst wird, lässt sich durch die örtliche Topographie erklären. Im Zentrum von Mundingen und südlich der Ortslage ist ein Bereich mit geringem Höhengradient auszumachen, der einen Abfluss des Oberflächenwassers verhindert. Die Ausbreitung der Überflutungsflächen erfolgt somit ohne einen zeitnahen Abfluss der Wassermassen (siehe auch Anlage 2 Überflutungstiefen). Die Modellungenauigkeiten betragen 3 bis 5,2 % und liegen damit im Rahmen der Toleranzen. Für die Modellläufe unter der Variante OAK III konnte zusätzlich eine Volumenentnahme durch Infiltration von 2935 m^3 bestimmt werden, womit hier 25 % weniger Wasser durch Infiltration aus dem Modell „genommen“ wurde, als in EZG01. In Abbildung 41 sind die Abflussganglinien der berechneten Oberflächenabflüsse am Gebietsauslass aufgezeigt. Ähnlich wie in EZG01 ist eine Dämpfung der Ganglinien zu beobachten. Unter Verwendung der OAK III findet eine Reduzierung des Abflussscheitelwertes, je nach Auslass, von 1,12 bis 2,27 m^3/s bei gleichzeitiger Abnahme des Gesamtvolumens statt. An Auslass Süd ergibt sich eine Differenz von 12644 m^3 ($\Delta 1$), während die Volumendifferenz am Auslass Südwest, 3635 m^3 ($\Delta 2$) beträgt.

Tabelle 12: Wasserbilanz Modellierung EZG02 Mundingen

OAK	V_{in} $[m^3]$	V_{remain} $[m^3]$	V_{out} $[m^3]$	V_{diff} $[m^3]$	Abweichung [%]	V_{minus} $[m^3]$	$V_{INFminus}$ $[m^3]$
I	115198	31954	77214	6030	5.2		
II	102044	31220	67760	3064	3		
III	91270	26295	51266	13709		10774	2935

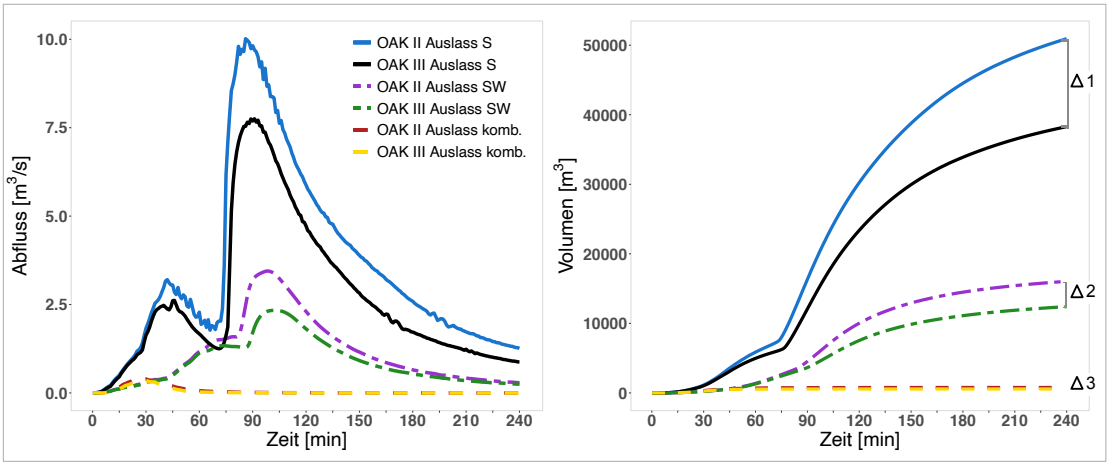


Abbildung 41: Abflussdaten Gebietsauslass EZG02 Mundingen

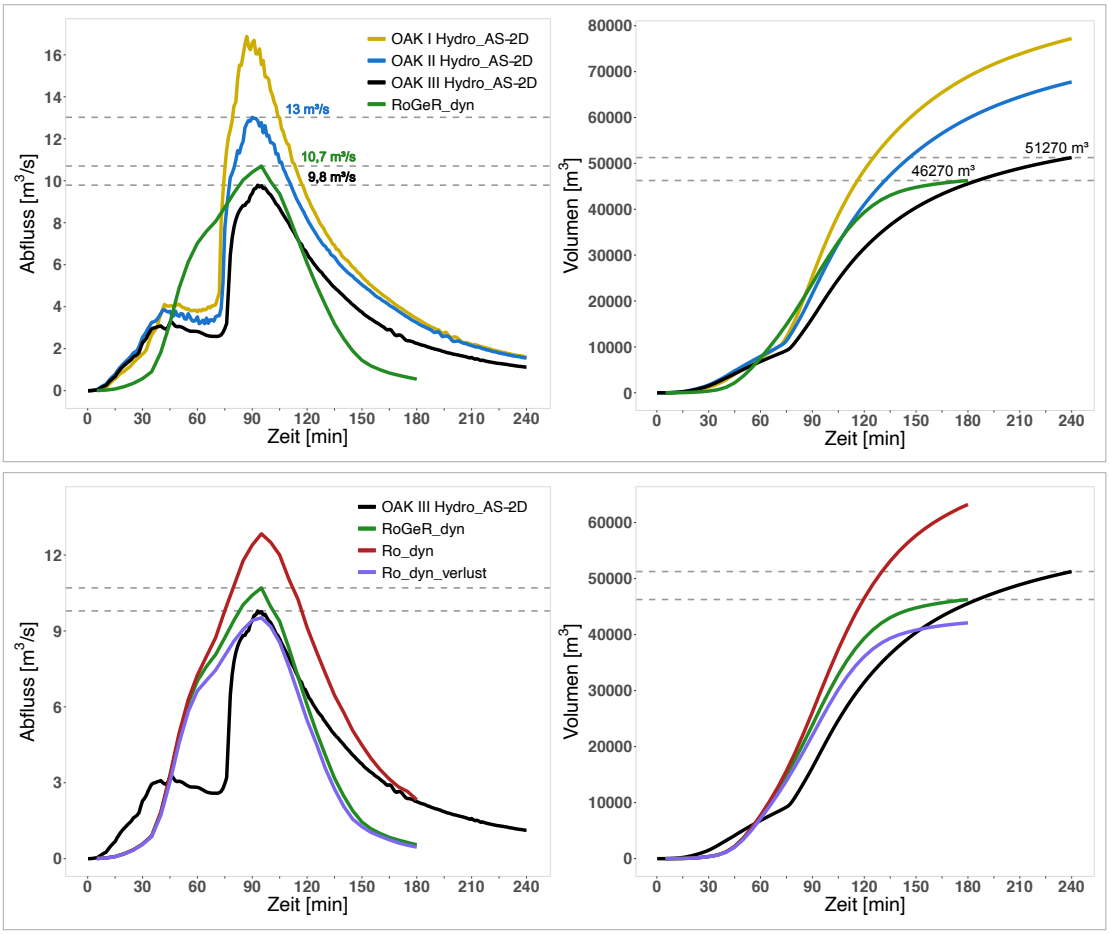


Abbildung 42: Vergleich der Modellläufe für EZG02 Mundingen

In Abbildung 42 werden die Modellläufe bezüglich Abfluss und Gesamtvolumen untereinander verglichen. Auch hier ist ein Effekt der neuen OAK aus Phase II merkbar. Unter Verwendung der aktualisierten Daten findet eine Reduzierung des Abflussscheitelwerts um fast 3,9 m^3/s mit einem einhergehenden Volumenverlust statt. Durch die Verwendung der OAK III konnte eine Annäherung an die Modellergebnisse von RoGeR_dyn erfolgen. Im erfassten Volumen am Gebietsauslass ergibt sich zwischen den zwei Modellen eine Differenz von 5000 m^3. Auch die Abflussspitzen liegen mit 10,7 und 9,8 m^3/s relativ dicht beinander. Allerdings ergibt sich aus der Modellierung mit RoGeR_dyn ein unterschiedlicher Verlauf des Abflusses über den Gebietsauslass. Hier findet ab Minute 35 wesentlich früher ein Anstieg der Abflusskurve statt, während bei den Modellläufen unter Verwendung der OAK zunächst ein kleiner Anstieg mit darauffolgendem Rückgang des Durchflusses festzustellen ist. In der Modellierung unter Hydro_AS-2D ist erst ab Minute 75 ein deutlicher Anstieg des erfassten Abflusses zu verzeichnen. Im unteren Teil der Abbildung sind zusätzlich die Ergebnisse der quasi hydraulischen Modelle Ro_dyn und Ro_dyn_verlust aufgezeigt. Dabei decken sich die Modellläufe aus Ro_dyn relativ gut mit denen aus der Simulation mit Hydro_AS-2D unter Verwendung der OAK II. Die Karte bezüglich der Differenzen in den Überflutungstiefen zeigt, dass aus der Anwendung der OAK III geringe Unterschiede in den Wasserspiegellagen resultieren (siehe Abbildung 65 im Anhang). Diese betragen an den meisten Stellen unter 5 cm, vereinzelt jedoch auch über 10 cm. Daraus ergibt sich für das ganze Gebiet im Durchschnitt eine Re-

duktion der Überflutungstiefen um 15 cm. Auch in der Ausbreitung der Überflutungsflächen entstehen Differenzen (siehe Abbildung 66 im Anhang). Unter Anwendung der OAK III findet eine Reduzierung der Überflutungsflächen um etwa 76000 m^2 statt.

6.1.4 Modellgebiet Tennenbach

Als letztes Modellgebiet wurde ein Einzugsgebiet etwa 5 km nordöstlich vom Stadtzentrum Emmendingen gewählt, das eine sehr geringe Verbauung aufweist und somit auch von allen vorgestellten Modellgebieten den geringsten Anteil an versiegelter Fläche besitzt (siehe Tabelle 4). Die Modellfläche beträgt etwa 5.8 km^2, wobei fast 98 % des aus dem Einzugsgebiet fließenden Oberflächenwasser am südlichen Auslass erfasst wird. Die Entwässerung des Gebiets ist charakterisiert durch den Verlauf des Tennenbächles und einer entsprechenden Topographie, die einen Zufluss von Osten und Westen bewirkt, sodass das Oberflächenwasser im Süden „gebündelt“ aus dem Modellgebiet fließt. In Tabelle 13 sind die eingehenden Effektivniederschläge sowie das Infiltrationspotential aus den OAK III aufgelistet. Hier ist das Gesamtpotential zur zusätzlichen Infiltration wesentlich höher als bei den vorherigen Modellgebieten. Selbst in den Zeitschritten 25 und 30 Minuten, die mit 18000 bzw. 16000 m^3 den höchsten effektiven Niederschlag mit sich bringen, können bei gegebenem Zufluss noch 2500 bzw. 2000 m^3 Wasser durch zusätzliche Infiltration aus dem Modellgebiet „genommen“ werden.

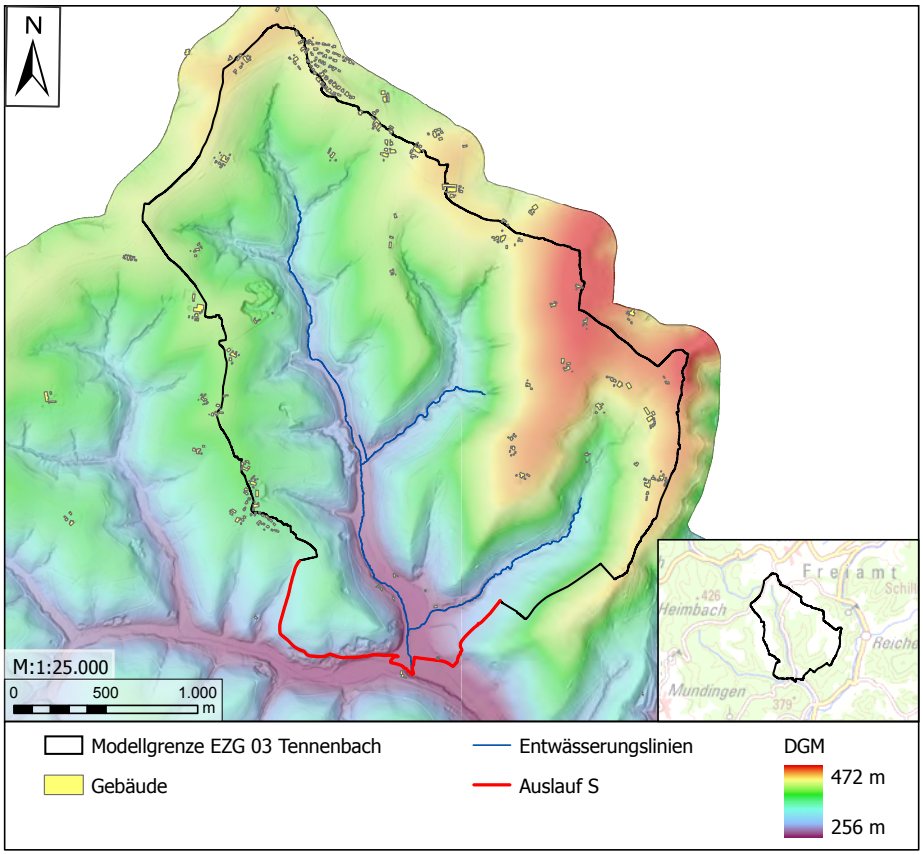


Abbildung 43: Übersichtskarte Modellgebiet EZG03 Tennenbach

Tabelle 13: Effektivniederschlag und Infiltrationspotential für EZG03 Tennenbach

$Zeitschritt\ [min]$	$OAKII_{in}\ [m^3]$	$OAKIII_{in}\ [m^3]$	$Diff\ [m^3]$	$\text{Pot}_{INF}\ [m^3]$
1hsum	79869	72704	7165	-206060
05	669	340	329	-63367
10	3718	2845	873	-38695
15	8957	7359	1598	-19945
20	13927	12736	1191	-9108
25	16543	15620	923	-5412
30	14893	14188	705	-4381
35	10779	10220	559	-4569
40	6040	5716	324	-5697
45	2815	2402	413	-7738
50	1079	924	155	-11039
55	338	282	56	-15233
60	111	72	39	-20876

Modellierungsergebnisse

In Tabelle 14 sind die Wasserbilanzen für die jeweiligen Modellläufe aufgelistet. Im Gegensatz zu den vorherigen Modellgebieten findet hier durch die Anpassung der OAK nur eine geringe Reduzierung des zugeführten Effektivniederschlags statt. Während in EZG01 der zugeführte Oberflächenabfluss von OAK I auf OAK II um 20000 m^3 verringert wird, reduziert sich dieser hier lediglich um etwas mehr als 2500 m^3. Durch die Anpassung auf die Variante OAK III gehen weitere 7000 m^3 als eingehender Oberflächenabfluss „verloren“. Es ist zu beachten, dass das Gebiet, trotz seiner vergleichbaren Größe mit EZG01, einen wesentlich geringeren Eintrag an effektivem Niederschlag erfährt. Dies lässt sich durch den hohen Anteil an landwirtschaftlicher und bewaldeter Fläche erklären, da Böden auf diesen Standorten eine größere Kapazität zur Aufnahme von Wasser haben. Durch die grundlegende Gegenüberstellung von Niederschlagsintensität und Infiltrationsleistung in RoGeR werden für diese Gebiete geringere OAK berechnet als für solche, die einen hohen Anteil an versiegelten Flächen besitzen. Dementsprechend konnten in der Modellierung mit der Variante OAK III ca. 13500 m^3 des oberflächig abfließenden Wassers durch zusätzliche Inifltration „abflussunwirksam“ gemacht werden. Dies entspricht etwa 18,5 % des Gesamtinputs und liegt somit deutlich höher als in den vorherigen Modellgebieten. In Abbildung 44 sind die Abflussganglinien am südlichen Modellauslass und eine Kombination aus den restlichen Auslässen dargestellt. Es zeigt sich, dass unter Verwendung der OAK III eine Reduzierung der Abflussspitzen von fast 7.3 m^3/s stattfindet und damit der Verlauf des Ereignisses erheblich gedämpft wird. Auch das berechnete Gesamtvolumen an oberflächig abfließendem Wasser wurde damit gemindert.

Tabelle 14: Wasserbilanz Modellierung EZG03 Tennenbach

OAK	V_{in} $[m^3]$	V_{remain} $[m^3]$	V_{out} $[m^3]$	V_{diff} $[m^3]$	Abweichung [%]	V_{minus} $[m^3]$	$V_{INFminus}$ $[m^3]$
I	82465	17613	60546	4306	5.2		
II	79869	17341	60637	1891	2.4		
III	72704	15550	36482	20672		7165	13507

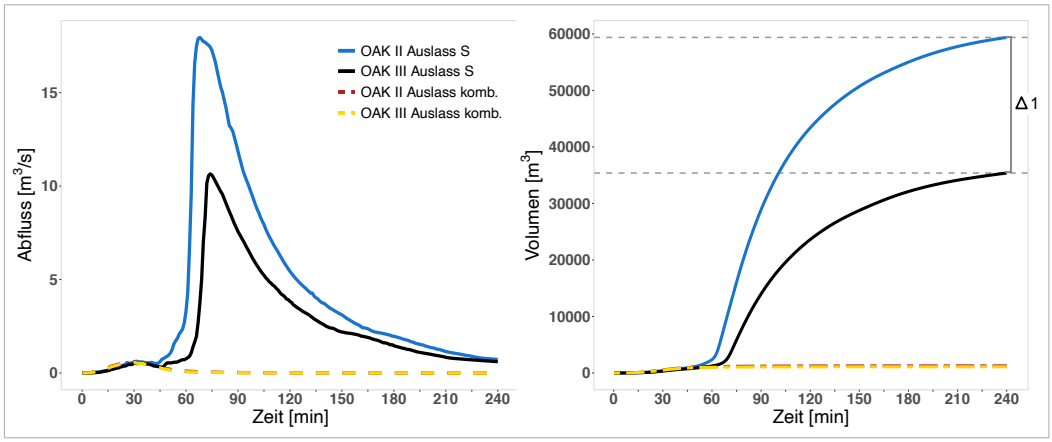


Abbildung 44: Abflussdaten Gebietsauslass EZG03 Tennenbach

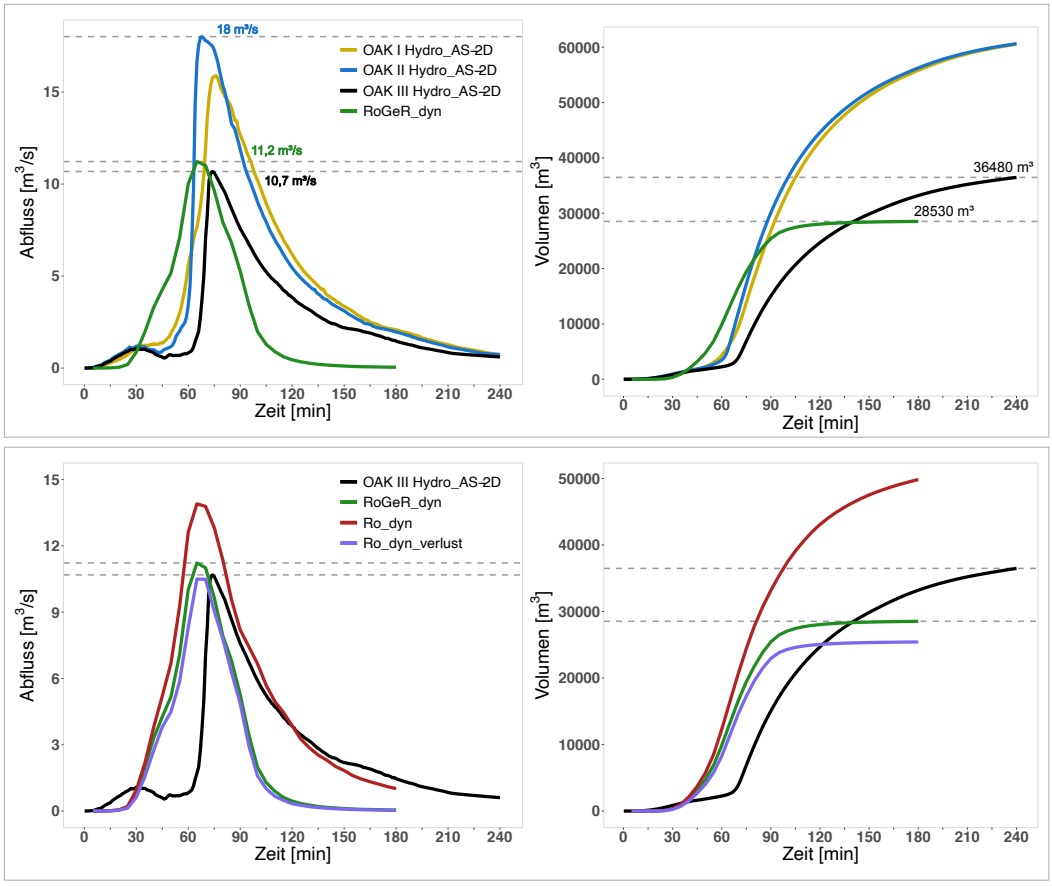


Abbildung 45: Vergleich der Modellläufe für EZG03 Tennenbach

In Abbildung 45 werden die verschiedenen Modellläufe, mit denen aus RoGeR_dyn verglichen. Besonders auffällig ist hier, dass unter Verwendung der OAK II ein größerer Abflussscheitelwert berechnet wurde als unter OAK I. Generell gibt es in diesem Modellgebiet keine großen Unterschiede zwischen den beiden Modellen, sodass neben dem Abflussverhalten auch das erfasste Gesamtvolumen nahe zu identisch ist. Durch die Implementierung des Verlustrasters unter den OAK III konnte eine Annäherung an die Modellergebnisse von RoGeR_dyn erzielt werden. Jedoch ist hier, ähnlich wie in den vorherigen Modellgebieten, ein früherer Anstieg des Durchflusses unter RoGeR_dyn festzustellen. Das Wasser kommt schon nach 30 Minuten Modelllaufzeit am Gebietsauslass an, während in der Modellierung mit Hydro_AS-2D erst ab Minute 60 ein Anstieg verzeichnet wird. Abflussspitzen und Gesamtvolumen am Gebietsauslass stimmen jedoch recht gut überein. In der unteren Hälfte der Abbildung sind zusätzlich die Modellergebnisse aus Ro_dyn und Ro_dyn_verlust aufgezeigt. Die Abflussganglinien aus Ro_dyn passen zu denen aus den Modellläufen der Szenarien OAK II und OAK III. Die Karte bezüglich der Differenzen in den Überflutungstiefen zeigt, dass aus der Anwendung der OAK III geringe Unterschiede in den Wasserspiegellagen resultieren (siehe Abbildung 67 im Anhang). Diese varrieren großflächig zwischen 0 und 10 cm, können vereinzelt entlang von Hängen jedoch auch über 25 cm betragen. Daraus ergibt sich für das ganze Gebiet im Durchschnitt eine Reduktion der Überflutungstiefen um 33 cm. Auch in der Ausbreitung der Überflutungsflächen entstehen Differenzen (siehe Abbildung 68 im Anhang). Unter Anwendung der OAK III findet eine Reduzierung der Überflutungsflächen um etwa 33000 m^2 statt. Generell weist dieses EZG aufgrund der steilen Topographie weniger Überflutungsflächen auf, als die zuvor gezeigten EZG's.

6.1.5 Diskussion Modellierungsergebnisse Starkregen

Nach Auswertung der Simulationsergebnisse der drei Haupteinzugsgebiete lässt sich ein klarer Unterschied in der Anwendung der ursprünglichen OAK I und den OAK II mit angepassten Vorfeuchtebedingungen und aktualisierten Eingangsdaten feststellen. Für die OAK II liegen in allen Modellgebieten geringere Werte für den abflusswirksamen Oberflächenabfluss vor. Dabei können sich bei ähnlicher Einzugsgebietsgröße sehr unterschiedliche Differenzen zwischen OAK I und OAK II ergeben. Die Modellierung des EZG01 Emmendingen läuft mit dem größten Input an effektivem Niederschlag, wobei hier auch mit ca. 20000 m^3 die größte Volumendifferenz zu den OAK II entsteht. Betrachtet man dahingegen EZG03 Tennenbach, so ist hier die Volumendifferenz mit etwas mehr als 2500 m^3 wesentlich geringer. Gleichzeitig entsteht in diesem Gebiet, bei vergleichbarer Fläche zu EZG01, nur etwa 50 % des abflusswirksamen Oberflächenabflusses. Durch die unterschiedliche Landnutzung werden in den von RoGeR berechneten OAK hier merkbare Unterschiede ersichtlich. Die Verwendung der aktualisierten OAK II zeigt also in der 2D-HN Modellierung, die in Gebieten mit wenig versiegelter Fläche durchgeführt wird, einen geringeren Unterschied auf die Berechnungsergebnisse. Dahingegen ergeben sich für die Gebiete mit mehr bebauter Fläche bzw. Wohnbauflächen Unterschiede in den Abflussspitzen und dem am Auslass erfassten Gesamtvolumen. Im Durchschnitt wurden die maximalen Abflusswerte am Gebietsauslass um 2,93 m^3/s reduziert. Zusätzlich konnte durch die Verwendung der OAK II eine bessere Modellgenauigkeit erzielt werden, sodass in allen untersuchten Gebieten die Abweichungen der Wasserbilanzen

verringert werden konnten. Im Durchschnitt wurden diese um 2.6 % reduziert. Somit erfolgte hinsichtlich der Modellungenauigkeiten eine Verbesserung durch die Verwendung der OAK II als eingehender zeitabhängiger Effektivniederschlag.

Die Verwendung eines fließwegunabhängigen Verlustrasters zur Berücksichtigung von zusätzlicher Infiltration während des Abflussereignisses konnte erfolgreich in Hydro_AS-2D implementiert werden. Die Modellierungsergebnisse zeigen, dass durch die gleichzeitige Eingabe von Quell- und Senkterm in der hydraulischen Berechnung, eine Annäherung an die Simulationsergebnisse von RoGeR_dyn erfolgte. Unter Verwendung der OAK III werden Abflussspitzen und Gesamtvolumen verringert. Im Durchschnitt gehen fast 6800 m^3 Wasser über Infiltration auf dem Fließweg „verloren“, da dieses nicht mehr oberflächig abfließt und somit während der Rechendauer nicht mehr im Modell erfasst wird. Hier liegen die Werte für EZG03 Tennenbach mit etwa 13500 m^3 deutlich über denen von EZG01 und EZG02, die ein $V_{INFminus}$ von lediglich 3924 bzw. 2935 m^3 aufweisen. Die Infiltrationsdifferenz zwischen RoGeR und RoGer_Infinity ist in ländlichen Gebieten mit landwirtschaftlicher und bewaldeter Flächennutzung also besonders groß. Daraus ergibt sich an vielen Stellen unter Verwendung der OAK III ein Senkterm, der Infiltration auf dem Fließweg ermöglicht. Dies ist ebenfalls in den berechneten Rastern der Überflutungstiefen festzustellen. Abbildung 46 zeigt die Zellenstatistik für die Differenzen der simulierten Wasserspiegellagen zwischen OAK II und III. Während in EZG01 der Mittelwert bei 0,1 m und in EZG02 bei 0,15 m liegt, wurden in EZG03 die Überflutungstiefen durchschnittlich um 0,33 m reduziert. Hier gibt es also eine Korrelation zum Anteil der versiegelten Flächen bzw. der Landnutzung (vgl. Tabelle 4. Ebenfalls wurde die Ausbreitung der Überflutungsflächen reduziert. Entweder wurde eine vorhandene Fläche verringert oder auf 0 gesetzt, womit an diesen Stellen keine Überflutungen mehr stattfanden. Bei Betrachtung der dazugehörigen Kartenausschnitte wird allerdings ersichtlich, dass die Reduktion der Wassertiefen großflächig gesehen, weniger als 5 cm oder 5 bis 10 cm beträgt (siehe Anhang Kartenausschnitte oder Kartenanlage). Es ist also festzuhalten, dass sich der Effekt der Infiltration auf dem Fließweg nicht nur auf die Gesamtwasserbilanz auswirkt, sondern auch stellenweise sichtbar auf die berechneten Überflutungstiefen bzw. deren Ausbreitung.

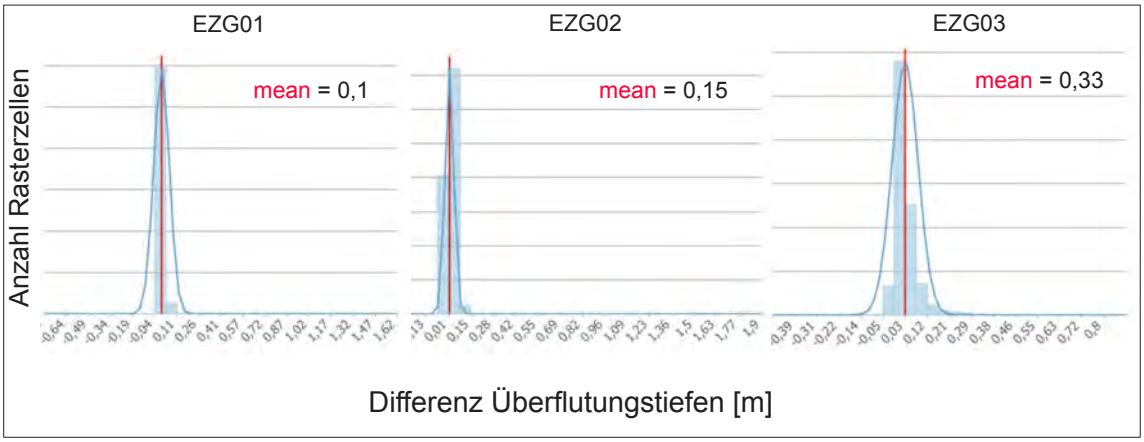


Abbildung 46: Vergleich Überflutungsdifferenzen aus OAK II und III

6.2 Berücksichtigung der Siedlungsentwässerung

Neben der Anpassung von Starkregenmodellen durch die Implementierung des vorher aufgezeigten Verlustrasters soll untersucht werden, welchen möglichen Einfluss die Siedlungsentwässerung auf die Abflussspitzen und Überflutungstiefen bei einem Starkregenereignis haben kann. Zu diesem Zweck werden zum einen verschiedene Annahmen für den zeitlichen Verlauf der Entwässerung über das Kanalnetz getroffen und zum anderen unterschiedliche Volumenentnahmen in Erwägung gezogen. Auf diese Weise soll der Zeitpunkt eines Rückstaus im Kanalnetz mit einem möglichen mengenmindernden Effekt in Zusammenhang gebracht werden. Die weitere Vorgehensweise beinhaltet eine Aufarbeitung der Datengrundlagen aus den Projekten der BIT Ingenieure AG sowie eine Ausarbeitung einer weiteren Methodik zur Anwendung auf das bereits vorgestellte Untersuchungsgebiet. Dabei werden zunächst einzelne Areale der Gebiete betrachtet, um dann erneut eine Modellierung für EZG01 und EZG02 unter Berücksichtigung des Kanalnetzes durchzuführen. Auch hier soll ein vereinfachter Ansatz über Hydro_AS-2D gewählt werden, der es ermöglicht, eine Verbindung zwischen Oberflächen- und Kanalnetzmodellierung herzustellen, ohne eine aufwendige Kopplung zweier Modelle anzuwenden. Aufgrund der geringeren Siedlungsdichte und Infrastruktur wird zunächst EZG02 Mundingen behandelt.

6.2.1 Datengrundlage

Um einen allgemeinen Ansatz in Bezug auf die Interaktion von Oberflächenabfluss und Siedlugnsentwässerung zu erhalten, wurden verschiedene Datenbanken ausgewertet, die der BIT Ingenieure AG durch aktuelle oder bereits abgeschlossene Projekte vorliegen. Für eine vereinfachte Auswertung wurde ein Fokus auf jene Parameter gelegt, die eine Abschätzung der Leistungsfähigkeit des kommunalen Abwassersystems ermöglichen oder in direktem Zusammenhang damit stehen. Dazu gehören unter anderem die Parameter Einwohneranzahl, Kanalnetzlänge, Volumen der Haltungen sowie gemessener Abfluss an den Auslässen. Zusätzlich werden die dazugehörigen Regenereignisse aufgelistet (siehe Tabelle 15 und Tabelle 16).

Tabelle 15: Parameter zur Siedlungsentwässerung

ID	Ew	Kanalnetzlänge [m]	$n_{Haltungen}$	$V_{Haltungen}$ $[m^3]$	$V_{Haltung}sngl.$ $[m^3]$
1	3513	44148	1472	9437	6.41
2	3907	43498	1495	9600	6.42
3	4062	46191	1620	9558	5.90
4	49058	260264	8276	70886	8.57
5	10245	89485	2505	16958	6.77
6	2596	145728	4229	20858	4.93

Die in Tabelle 16 aufgezeigten Abflusswerte wurden durch eine hydraulische Kanalnetzberechnung für die jeweiligen Szenarien mit dem Softwarepaket HYSTEM-EXTRAN im Rahmen der Erstellung von Entwässerungsplänen ermittelt. Das Programm stammt vom Institut für technische- wissenschaftliche Hydrologie in Hannover und ist getrennt in ein Modul für die Berechnung des Oberflächenabflusses und ein Modul für die Berechnung des Abflusstransports. Der Oberflächenabfluss beschreibt die Abflussvorgänge an der Oberfläche vom Auftreffen des

Tabelle 16: Parameter zur Siedlungsentwässerung 2

ID	$Q_{Auslass}$ $[m^3/s]$	$Q_{Schacht}$ $[m^3/s]$	$V_{Auslass}$ $[m^3]$	SZEN
1	16.65	0.30	59940	D60T05
1	12.80	0.23	46080	D60T02
2	11.00	0.15	39600	D30T03
3	10.10	0.23	36360	D60T05
3	7.90	0.17	28440	D60T02
4	64.70	0.25	232920	D12A05
5	30.50	0.25	109800	D90T05
6	30.20	0.20	108720	D12T05

Regens auf den Boden bis zum Eintritt des Wassers in das Kanalnetz und wird durch das hydrologische Modell Hystem ermittelt. Die anschließende Berechnung des Kanalabflusses erfolgt mit dem hydrodynamischen Modell Extran (Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH 2014). Die Niederschlagswerte werden aus Rasterdatensätzen des Deutschen Wetterdienstes (DWD) konstruiert, welche im KOSTRA-Atlas (Kostra-DWD-2010R), Stand 2017, zur Verfügung stehen. Diese Datensätze enthalten sogenannte Bemessungsniederschlagswerte $h_n(D,T)$, die abhängig von der Andauer D sowie der mittleren statistischen Wiederkehrzeit T sind und einen Zeitraum von 1951 bis 2010 referenzieren (DWD 2020). Damit liegen die in Tabelle 16 aufgeführten Szenarien mit einer Wiederkehrzeit von bis zu maximal 5 Jahren, deutlich unterhalb der betrachteten Wiederkehrzeiten im Starkregenrisikomanagement (vgl. Abschnitt 3). In Tabelle 15 sind für jedes der sechs Gebiete die Anzahl der Haltungen ($n_{Haltungen}$), also die Strecke eines Abwasserkanals zwischen zwei Schächten und/oder Sonderbauwerken sowie deren Gesamtvolumen ($V_{Haltungen}$) angegeben (Bundesministerium des Inneren - für Bau und Heimat 2020). Unabhängig der Betrachtung von Kanalnetzlänge und Einwohneranzahl ergibt sich daraus für jede der Haltungen ein mittleres Fassungsvolumen von 6.5 m^3. Aus Tabelle 16 kann ein Mittelwert für den berechneten Abflusswert an den jeweiligen Schächten entnommen werden der sich, je nach Szenario, zwischen 0.15 und 0.3 m^3/s befindet. Dementsprechend würde sich das Volumen einer Haltung, ohne weiteren Abfluss über den Auslass in einen Vorfluter, je nach Starkregenereignis, in etwa 20 bis 40 Sekunden füllen. Bei der Betrachtung von Gebiet 1 (ID 1) und einem Regenereignis mit der Dauer von 60 Minuten und einer Wiederkehrzeit von 5 Jahren (D60T05) wird ein Gesamtvolumen von etwa 60'000 m^3 in den Vorfluter bzw. in die Kläranlage und sämtliche Regenüberlaufbecken geleitet. Somit wird innerhalb eines Ereignisses das sechsfache des Haltungsvolumens des Kanalnetzes über die Auslässe entwässert. Aus den vorliegenden Erkenntnissen werden für die weitere Vorgehensweise folgende Annahmen getroffen:

- 1. Der durchschnittliche Abfluss an einem Schacht während eines Regenereignisses mit häufiger Wiederkehrzeit beträgt maximal $0,3m^3/s$.
- 2. Das mittlere Volumen einer Haltung beträgt $6.5m^3$.
- 3. Ohne gegebenen Ablauf der Wassermassen ist das Haltungsvolumen und damit die Kapazität des Kanalnetztes schnell erreicht.
- 4. Während eines Ereignisses kann ein Wasservolumen abgeführt werden, das maximal die sechsfache Menge des gesamten Haltungsvolumen beträgt.

6.2.2 Implementierung von Regeneinläufen in Hydro_AS-2D

Um die Interaktion mit einem Kanalsystem zu ermöglichen, wurde in Hydro_AS-2D die Option hinzugefügt für Schächte oder Regenwassereinläufe zeitabhängige Abflüsse vorzugeben. Ähnlich wie der Aufbau der „sources-in“ Datei wird dabei für jeden Zeitschritt ein Wert festgelegt, der bis zum nächsten Zeitschritt gilt. Die Abflüsse werden in m^3/s über eine Kennung dem jeweiligen Knoten im Modellnetz zugewiesen und über die „nodesources“ Datei ebenfalls als Quellterm miteinbezogen. Somit muss vom Anwender selbst der Zeitpunkt der Leistungsgrenze festgelegt werden, indem für den entsprechenden Zeitschritt die Abflusswerte auf 0 gesetzt werden. Dieser Zeitpunkt simuliert dann einen Wasserrückstau im Kanalnetz. Eine exakte Platzierung von Regeneinläufen ist nur möglich, wenn diese zuvor als Bruchkanten in die Modellerstellung unter Laser_AS-2D berücksichtigt wurden. Ist dies nicht der Fall, müssen jene Knoten gewählt werden, die am nähesten an der gewünschten Position liegen. In Abbildung 47 ist der Aufbau der „nodesources“ Datei dargestellt, wobei jede Spalte einen Knotenpunkt repräsentiert, der als Schacht definiert ist. „TS“ beinhaltet die Angaben für die Länge der jeweiligen Zeitschritte in Sekunden. Um das Verhalten der Modelle bei unterschiedlichen Kanalnetzleistungen zu untersuchen, wurden insgesamt drei verschiedene Varianten für die zeitabhängigen Abflüsse der Regeneinläufe erstellt. Die erhobenen Werte zu Einwohnerzahlen und Kanalnetzstrukturen aus den Datengrundlagen dienten zur Anpassung der Abflussleistungen an die hier gewählten Einzugsgebiete.

- Var.1: Bis einschließlich 1800 Sekunden erhalten die Schächte einen Abflusswert von -0.3 m^3/s. Somit ergibt sich pro Regeneinlauf eine potentielle Entnahmekapazität von 540 m^3 mit einem simulierten Wasserrückstau ab Minute 30. Bei einer gegebenen Anzahl von über 1000 Schächten, wie in den Vergleichsgebieten unter Tabelle 15, würde damit das Abflussvolumen deutlich überschritten werden. Da die Definition der Regeneinläufe unter Hydro_AS-2D allerdings recht aufwendig ist, wird die Entnahmeleistung erhöht, um trotz einer geringeren Anzahl an Regeneinläufen plausible Werte für ein potentielles Entnahmevolumen erzielen zu können.

- Var.2: Bis einschließlich 3600 Sekunden erhalten die Schächte einen Abflusswert von -0.3 m^3/s. Somit ergibt sich pro Regeneinlauf eine potentielle Entnahmekapazität von 1080 m^3. Unter dieser Variante ist mit einem hohen Verlust von Oberflächenwasser durch das Kanalnetz zu rechnen. Es wird kein Wasserrückstau simuliert.

- Var.3: Die Schächte erhalten einen gestaffelten Abflusswert, der mit zunehmender Dauer des Ereignisses abnimmt (siehe Abbildung 47). Somit ergibt sich pro Regeneinlauf eine Entnahmekapazität von 660 m^3 bei einem simulierten Wasserrückstau ab Minute 50.

	TS	S_1	S_2	S_3	S_4	S_5	S_6	S_7	S_8	S_9	S_10	S_11	S_12	S_13
1	0	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
2	300	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
3	600	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
4	900	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3	-0.3
5	1200	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
6	1500	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
7	1800	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
8	2100	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2	-0.2
9	2400	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
10	2700	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
11	3000	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	3300	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Abbildung 47: Aufbau der nodesources Datei

6.2.3 Anwendung auf das Untersuchungsgebiet

Da im Umfang der Bearbeitung des Starkregenrisikomanagements aufgrund der Abgrenzung zur kommunalen Überflutungsvorsorge meistens keine Kanalnetzdaten zur Verfügung stehen, werden die zuvor getroffenen Vereinfachungen verwendet, um in Abschnitt 6 aufgezeigten Untersuchungsgebiet den Einfluss der Siedlungsentwässerung auf Starkregenereignisse zu untersuchen. Dazu benötigt es zunächst eine Ermittlung von relevanten Positionen zur Platzierung von Regeneinläufen, die oberflächlich abfließendes Wasser aus dem Modellgebiet leiten. Die Auswertung der in Tabelle 15 aufgelisteten Datenbanken zeigen, dass in den urbanen Bereichen entlang von Verkehrswegen eine hohe Dichte an Regeneinläufen vorzufinden ist. So kann in regelmäßigen Abständen von durchschnittlich 30 m, maximal aber etwa 50 m mit Regeneinläufen gerechnet werden. Um sicherzugehen, dass die platzierten Schächte ihre Leistung durch gegebenen Oberflächenabfluss bringen können werden die erzeugten Entwässerungslininen als weiteren Anhaltspunkt verwendet. Durch die Einteilung des Einzugsgebiets in kleinere Teilgebiete, können für spezifische Bereiche Entwässerungspunkte sowie das eingehende Volumen aus den OAK genauer bestimmt werden. Nicht zuletzt können aus bereits bestehenden Modellergebnissen zur Überflutungstiefe, zusätzliche Informationen zu sinnvollen Positionen der Regeneinläufe entnommen werden.

Die Ermittlung von Teileinzugsgebieten und relevanten Fließwegen findet, wie bereits in Abschnitt 4.1.1 beschrieben, durch die Anwednung der ArcHydroTools unter ArcGis Pro statt. Abbildung 48 zeigt das Ortszentrum von Mundingen mit den vorhanden Gebäudestrukturen und dem Verlauf der Straßen sowie den ausgewiesenen TEZG mit dazugehörigen Entwässerungslinien. Der rot markierte Bereich grenzt ein Wohngebiet ab, dessen Oberflächenabfluss gebündelt über eine Hauptstraße nach Südosten entwässert. Die Hauptfließwege bilden sich an zwei parallelen Straßen, die im weiteren Verlauf aufeinandertreffen und somit durch einen Kontrollquerschnitt leicht zu erfassen sind. Damit ist dieses Teileinzugsgebiet gut für erste Tests geeignet und bietet die Möglichkeit einfache Wasserbilanzen aus In- und Output aufzustellen. Der Wasser Zu- und Abfluss in diesem Wohngebiet kann also gut quantifiziert werden. In Abbildung 49 ist zusätzlich das Ergebnis aus den Simulationen der OAK II mit den maximalen Überflutungstiefen dargestellt. Die Ansicht ist direkt aus der graphischen Oberfläche SMS entnommen. Es zeigt sich, dass entlang der Fließwege maximale Überflutungstiefen von 0,05 bis etwa 0,4 m entstehen. Die roten Punkte stellen die Position von Knotenpunkten dar,

die als Regeneinläufe definiert wurden, während die schwarze Markierung einen Kontrollquerschnitt (K_S9) darstellt. Somit befinden sich 4 Regeneinläufe an essentiellen Fließwegen, noch vor dem Kontrollquerschnitt am Auslass des Teileinzugsgebiets.

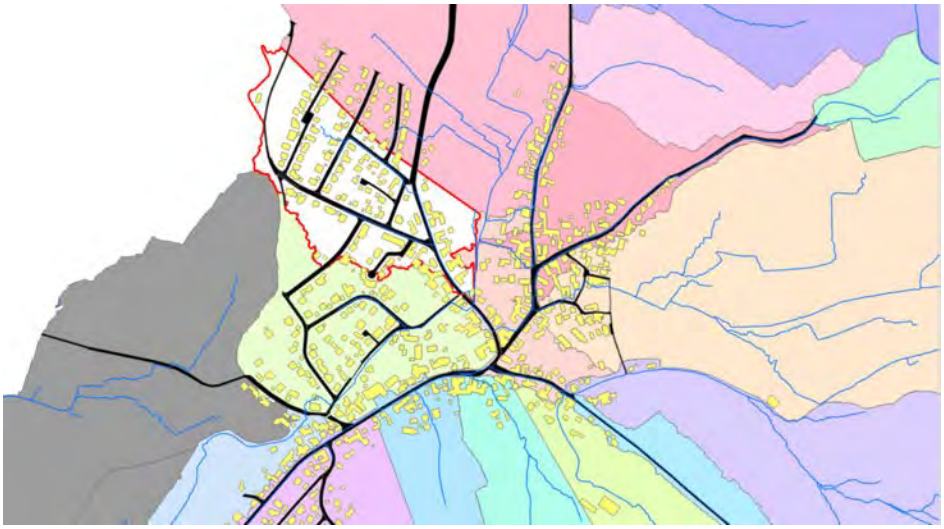


Abbildung 48: Ausweisung der Teileinzugsgebiete im Ortszentrum von Mundingen

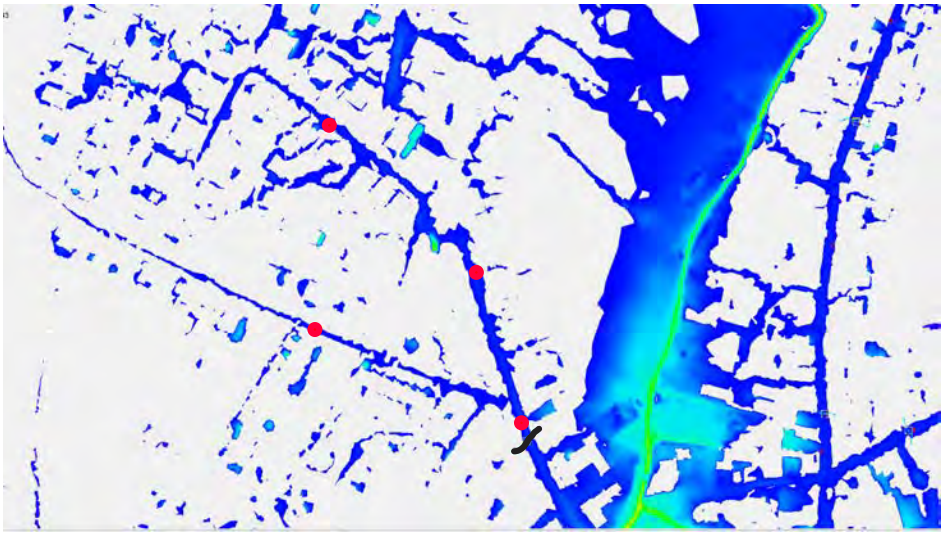


Abbildung 49: Maximale Überflutungstiefen im Ortszentrum von Mundingen

In Abbildung 50 sind die Rechenläufe mit den drei Varianten für die Abflussleistung der Schächte dem originalen Modell gegenübergestellt. Die dazugehörige Volumenbilanzierung ist in Tabelle 17 aufgezeigt. Für das Wohngebiet konnte ein eingehendes Gesamtvolumen (V_{in}) von 3169 m^3 aus den Werten für den Oberflächenabfluss abgeleitet werden. Bei angenommener voller Leistung und verfügbarem Wasser kann, je nach Variante, ein Gesamtvolumen von 2160 bis 3960 m^3 über die Regeneinläufe abgeführt werden (V_{pot}). Die Varianz der Entnahmekapazität zwischen Variante 1 und 2 ergibt sich lediglich aus der unterschiedlichen Dauer, in der die Schächte Wasser abführen können (vgl. Abschnitt 6.2.2). Das heißt, bei Variante 1 wird ab Minute 30 ein Rückstau im Kanalnetz simuliert und damit die Leistungsgrenze erreicht. Die Differenz aus originalem Volumen und berechnetem Volumen bei Implementierung der Schächte beschreibt den Effekt der Regeneinläufe auf die Wasserbilanz. Die tatsächliche men-

genmindernde Wirkung der Haltungen beträgt dann, je nach Variante, 312 bis 1292 m^3 (ΔV). Prozentual gesehen wird das berechnete Gesamtabflussvolumen am Kontrollquerschnitt um 15,8 bis 65,3 % verringert. Bei Betrachtung der erreichten Kapazitäten wird ersichtlich, dass unter Variante 2 und 3 in etwa gleiche Werte erzielt werden. Das heißt, hier ist nicht die Entnahmekapazität der regulierende Faktor, sondern die verfügbare Wassermenge. Der Einfluss der Entnahmedauer wird in den Abflussganglinien deutlich. Ein simulierter Rückstau ab Minute 30 bewirkt eine schlagartige Annäherung der Ganglinie am originalen Scheitelwert. In diesem Fall können Abflussspitzen und Volumen nur leicht reduziert werden. Die Ausschöpfung der Kanalleistung beträgt lediglich 14,5 %. Dahingegen ist eine Abflusseinleitung bis zum Ende des Ereignisses eher unwahrscheinlich, jedoch wird so die Ganglinie erheblich beeinflusst, sodass im Endeffekt 65 % weniger Abfluss am Kontrollquerschnitt S9 ankommt (Variante 2). Bei einer gestaffelten Abflussleistung, wie in Variante 3 dargestellt, verläuft die Ganglinie entsprechend dem Original, allerdings gedämpft mit einer geringeren Abflussspitze, wodurch das berechnete Wasservolumen am Kontrollquerschnitt um 44 % reduziert wird. Bezogen auf die Gesamtwassermenge, die auf das TEZG trifft, entspricht dies etwa 28 %. Für keine der gewählten Varianten wird vor Erreichen der Leistungsgrenze das verfügbare Entnahmevolumen (V_{pot}) ausgeschöpft. Dies lässt auf drei mögliche Optionen schließen. Erstens, die Leistung der Regeneinläufe ist zu hoch gewählt. Zweitens, zu wenig Oberflächenwasser erreicht die Schächte oder drittens, der Effektivniederschlag im betrachteten TEZG ist zu gering, um die definierte Entnahmekapazität auszuschöpfen.

Tabelle 17: Volumenbilanzierung am Kontrollquerschnitt S9

Var.	$V_{in}[m^3]$	Leistung bis [min]	$V_{pot}[m^3]$	$\Delta V[m^3]$	$\Delta V[\%]$	Kapazität [%]
1	3169	30	2160	312	15,8	14,5
2	3169	60	3960	1292	65,3	32,6
3	3169	50	2640	884	44,7	33,5

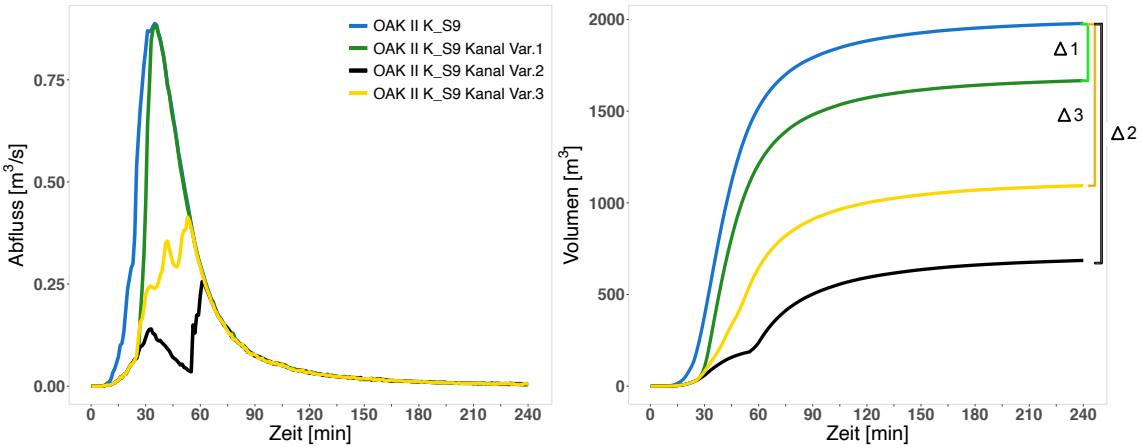


Abbildung 50: Abflussdaten am Kontrollquerschnitt S9

Dieselbe Vorgehensweise wurde noch einmal für zwei weitere Bereiche innerhalb des EZG02 Mundingen durchgeführt. Hierbei handelt es sich allerdings nicht um abgegrenzte Teileinzugsgebiete, sondern lediglich um Areale, in denen Oberflächenwasser an klar definierten Punkten

zusammenfließt. Entlang der essentiellen Fließwege wurden Regeneinläufe platziert und für deren Entnahmeleistung die drei vorgestellten Varianten angenommen. Unterhalb der definierten Schächte befindet sich ein Kontrollquerschnitt zur Bilanzierung der Wassermassen. In Abbildung 51 ist die Position der Kontrollquerschnitte (schwarze Markierung) mit den jeweiligen Regeneinläufen (rote Markierung) dargestellt. Die dazugehörigen Abflussganglinien sind in Abbildung 52 und Abbildung 53 aufgezeigt. In Tabelle 18 ist die Wasserbilanz der beiden Kontrollquerschnitte ablesbar. Es zeigt sich ein ähnliches Muster wie bei Kontrollquerschnitt S9. Die Volumendifferenzen liegen, je nach Variante, zwischen 80 und 848 m^3, was prozentual einen Anteil von 8 bis 62 % ergibt. Die verwendeten Kapazitäten des möglichen Entnahmevolumens zeigen unter Variante 1 und 3 keine großen Unterschiede. Für Kontrollquerschnitt S12 ist der mengenmindernde Effekt am geringsten, was sich durch die reduzierte Anzahl an Regeneinläufen erklären lässt. Hier wurden, im Gegensatz zu S9 und S11, nur 3 anstatt 4 Schächte entlang der Fließwege definiert. Der Verlauf des Abflussgeschehens wird ähnlich beeinflusst wie bei Kontrollquerschnitt S9. Allerdings ist auch hier in der Bilanzierung von S12 der fehlende Regeneinlauf bemerkbar. Aus der einzelnen Betrachtung der Kontrollquerschnitte lassen sich also folgende Punkte festhalten:

- Die Dauer der Leistungsfähigkeit des Kanalnetzes hat großen Einfluss auf die berechneten Abflussspitzen.
- Bei gegebenem Oberflächenabfluss und gezielter Positionierung von Regeneinläufen, können diese den simulierten Oberflächenabfluss unmittelbar reduzieren.
- Die Anzahl der Regeneinläufe entlang der Fließwege wirkt sich auf den mengenmindernden Effekt aus.
- Die Entnahmekapazität wird unter den gerechneten Varianten zu keinem Zeitpunkt erreicht.

Um eine Ausschöpfung der Kapazitätsgrenze zu erreichen, müssten die Abflussmengen an den Regeneinläufen bei gleicher Entnahmedauer reduziert werden. Da in der Realität jedoch wesentlich mehr Schächte pro Straßenabschnitt vorhanden sind, findet hier keine weitere Anpassungen der Kanalnetzvarianten statt. So wird gewährleistet, dass für ein Gesamteinzugsgebiet ausreichend Wasser abgeführt werden kann. Aufgrund der vereinfachten Ansätze wird so ein Fokus auf eine gezielte Entnahme an Punkten mit hoher Leistungsfähigkeit gelegt und gleichzeitig die Genauigkeit der räumlichen Verteilung vernachlässigt. Die Datenbanken der aufgelisteten Gebiete in Tabelle 16 dienen dann zur Plausibilisierung der Gesamtwassermengen in den hier simulierten Modellen.

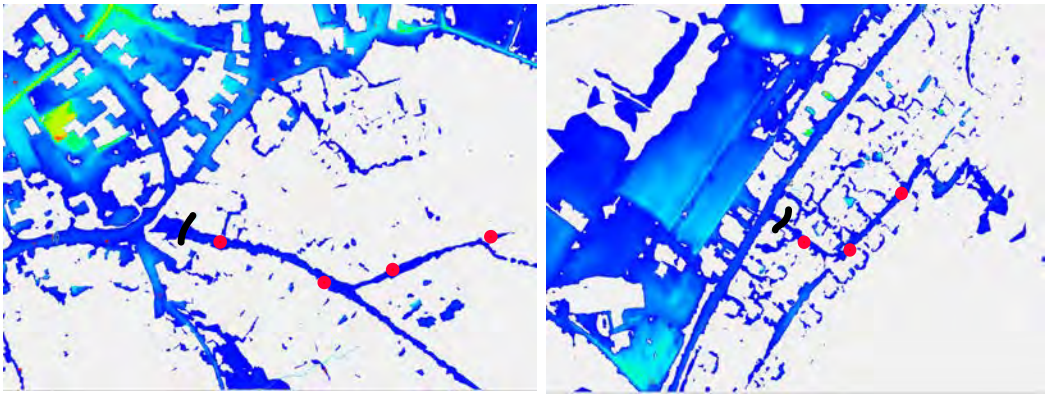


Abbildung 51: Übersicht am Kontrollquerschnitt S11 und S12

Tabelle 18: Volumenbilanzierung der Kontrollquerschnitte S11 und S12

K	Var.	Leistung bis [min]	$V_{pot}[m^3]$	$\Delta V[m^3]$	$\Delta V[\%]$	Kapazität [%]
S11	1	30	2160	250	18	11,6
S11	2	60	3960	848	62	21,4
S11	3	50	2640	669	49	25,3
S12	1	30	1620	80	8	5
S12	2	60	2970	479	50	16,1
S12	3	50	1980	325	34	16,4

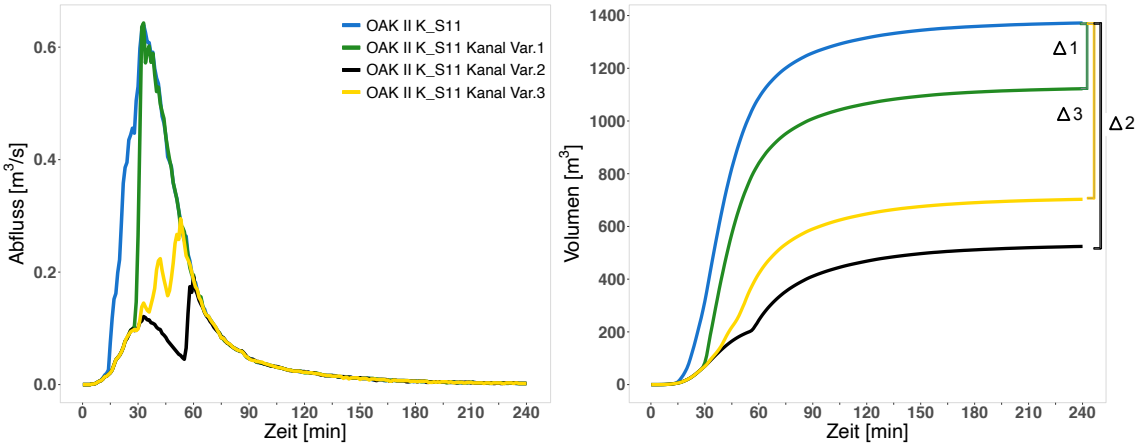


Abbildung 52: Abflussdaten am Kontrollquerschnitt S11

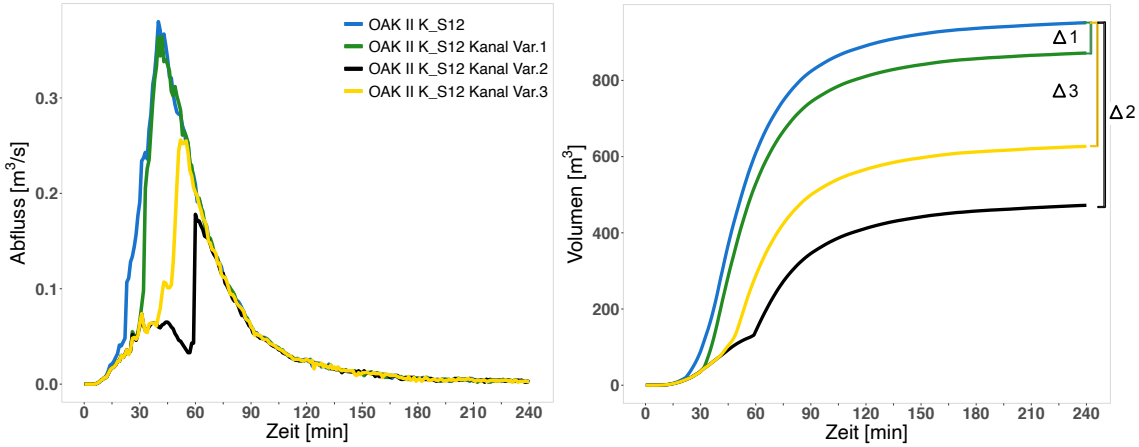


Abbildung 53: Abflussdaten am Kontrollquerschnitt S12

6.2.4 Siedlungsentwässerung Mundingen

Im Folgenden wird die zuvor aufgezeigte Vorgehensweise auf das gesamte Einzugsgebiet von Mundingen (EZG02) angewendet und eine hydrodynamische Modellierung des Oberflächenabflusses unter Berücksichtigung der Abflussleistungen des Kanalnetzes von Variante 1 und 3 durchgeführt. Somit wird unter Variante 1 die Auswirkung eines Rückstaus im Kanalnetz nach 30 Minuten Simulationsdauer untersucht, während unter Variante 3 eine stetige Abnahme bis Minute 50 erfolgt mit anschließendem Stop der Abflussleistung. Zu diesem Zweck wurden 43 Regeneinläufe an relevanten Fließwegen entlang der Hauptstraßen platziert sowie 13 Kontrollquerschnitte an möglichen Mündungspunkten definiert (siehe Abbildung 54). Das Modell enthält ebenfalls die zuvor aufgezeigten Kontrollquerschnitte S9, S11 und S12. Dabei wurde ein Fokus auf das Stadtzentrum und den südlichen Bereich des Einzugsgebiets gelegt. Durch die gegebene Topographie entwässert der nördliche und östliche Teil des Modellgebiets über die Siedlungsgebiete, womit ein Einsatz der Regeneinläufe gewährleistet wird. In Tabelle 19 ist die Wasserbilanz für die jeweiligen Varianten aufgezeigt. Unter Annahme einer gestaffelten Entwässerungsleistung des Kanalnetzes (Variante 3) wurde der Abflusscheitel am Gebietsauslass von 13 m/s auf 11.4 m^3/s reduziert sowie das Gesamtvolumen von 67760 m^3 auf 60985 m^3 (siehe zusätzlich Abbildung 55). Daraus ergibt sich eine Reduzierung des Oberflächenabflusses am Gebietsauslass von etwa 10 %, womit die genutzte Entnahmekapazität fast 25 % beträgt. Unter Variante 1 fällt der Effekt auf die Abflusswerte am südlichen Gebietsauslass wesentlich geringer aus. Hier findet mit einem ΔV von 2025 m^3 lediglich eine Volumenreduzierung von 3 % statt. Im Vergleich zu der Volumenbilanz der einzelnen Kontrollquerschnitte (vgl. Tabelle 17 und Tabelle 18) ist die Abflussreduzierung am Gebietsauslass damit wesentlich geringer. Dies lässt sich durch die Tatsache erklären, dass nach Ende der Simulationsdauer von 4 Stunden etwa 30 % des eingehenden Effiktivniederschlags im Modellgebiet zurückbleiben (siehe Tabelle 12). Somit kann der Effekt der Regeneinläufe nicht ganzheitlich über den Gebietsauslass beziffert werden.

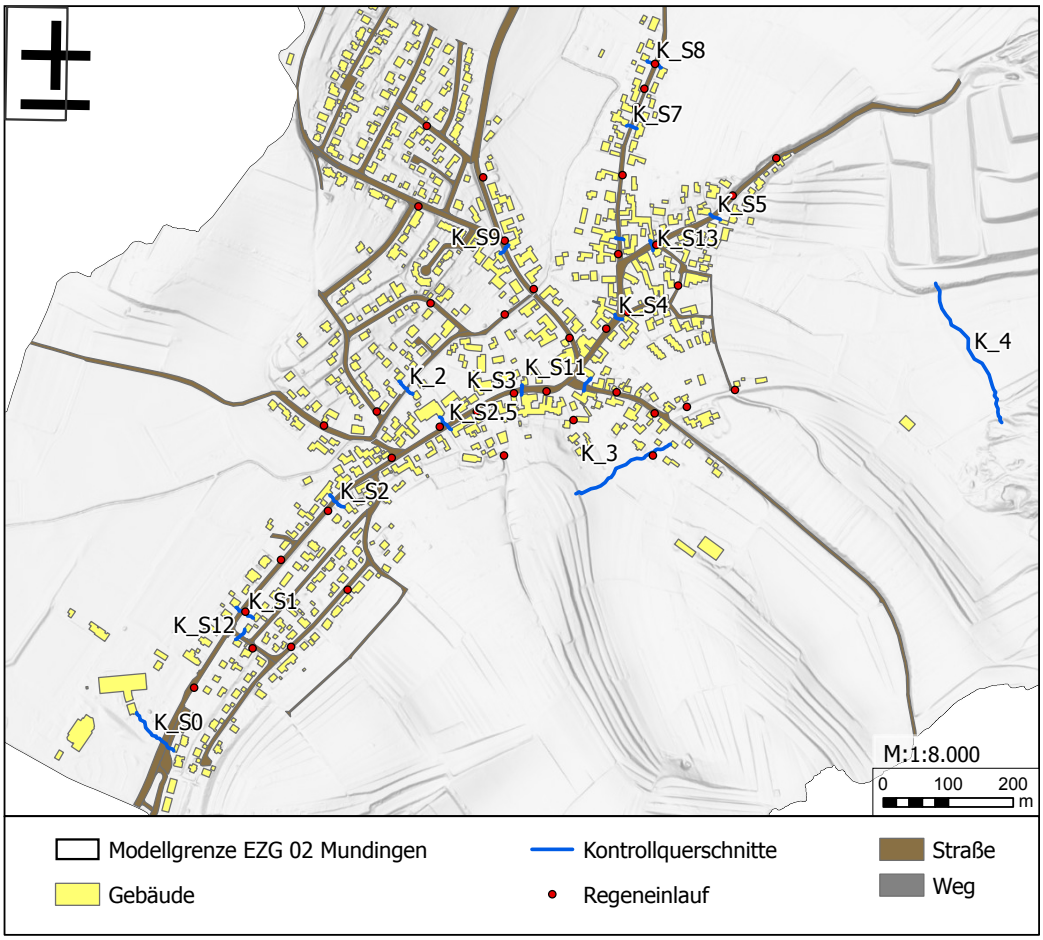


Abbildung 54: Platzierung der Regeneinläufe in EZG02 Mundingen

Tabelle 19: Volumenbilanzierung Einfluss Siedlungsentwässerung EZG02 Mundingen

Var.	Leistung bis [min]	$V_{pot}[m^3]$	$\Delta V[m^3]$	$\Delta V[\%]$	Kapazität [%]
1	30	23220	2025	3	8,7
3	50	28380	6865	10	24.2

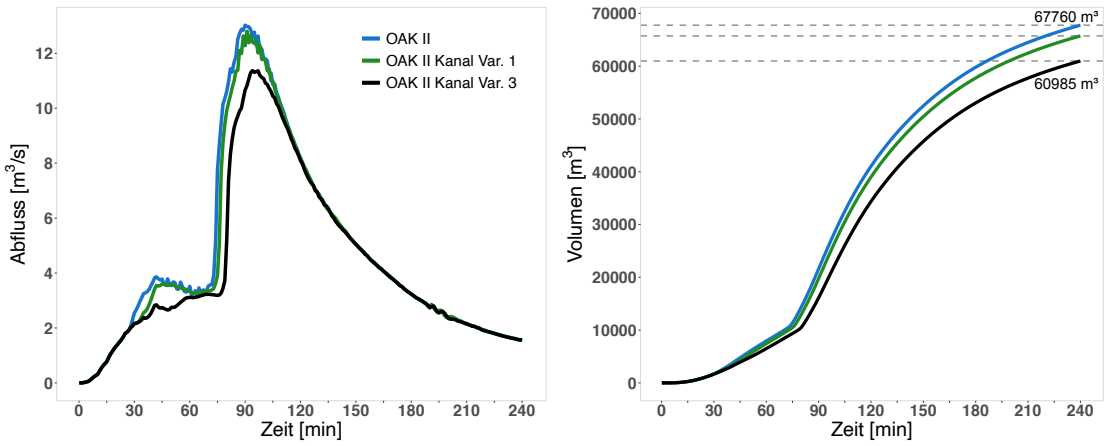


Abbildung 55: Abflussdaten EZG02 Mundingen unter Berücksichtigung der Siedlungsentwässerung

In Abbildung 65 ist die Differenz der berechneten maximalen Überflutugnstiefen zwischen der Simulation mit den originalen OAK II Daten und dem angepassten Modell für die Siedlungsentwässerung nach Variante 3 dargestellt. Es zeigt sich, dass sich Unterschiede von mehr als 10 cm Wassertiefe ergeben können. Vor allem am Gebietsauslass (Ausschnitt K_S0) und an zusammenlaufenden Hauptfließwegen (Ausschnitt K_S9) macht sich eine Reduzierung der Wassertiefen bemerkbar. Die vollständigen Karten zu den Überflutungstiefen unter Berücksichtigung des Kanalsystems findet sich im Anhang unter Anlage 2.

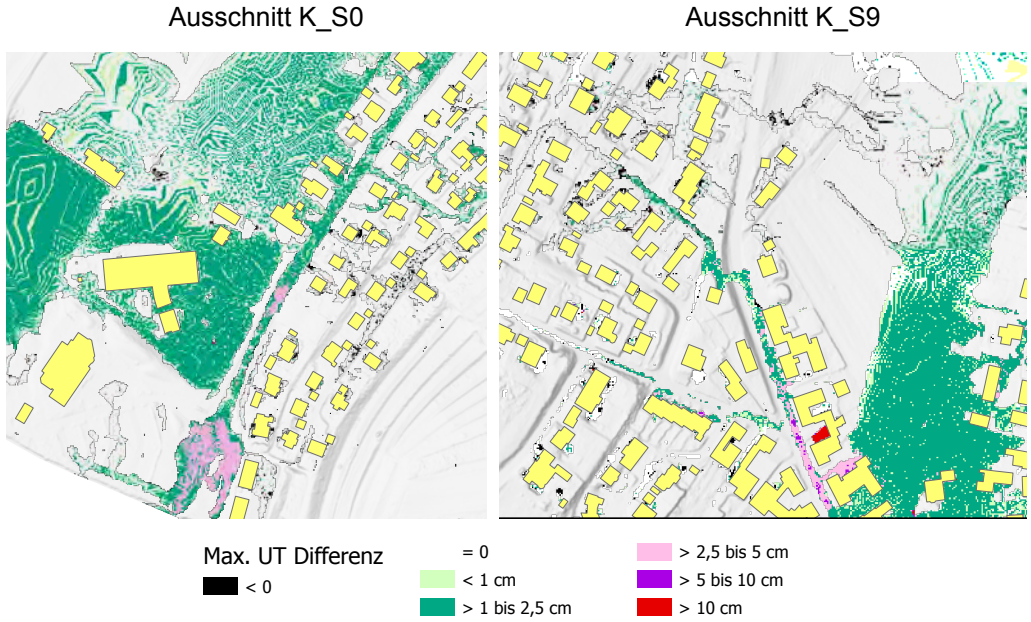


Abbildung 56: Differenz der Überflutungstiefen OAK II und OAK II Kanal Var.3

6.2.5 Siedlungsentwässerung Emmendingen

Da EZG01 Emmendingen eine wesentlich höhere Siedlungsdichte besitzt als das zuvor betrachtete EZG02 Mundingen, wurde die Platzierung der Regeneinläufe auf ein hydrologisch abgegrenztes Gebiet im Westen fokussiert. Dies ermöglicht, trotz unterschiedlicher Randbedingungen, wie Einwohnerzahl, Wohnbaufläche und Kanalnetzlänge, vergleichbare Ergebnisse zu erzielen. So wurden im betrachteten Teileinzugsgebiet unter der gleichen Vorgehensweise wie in EZG02 insgesamt 50 Regeneinläufe entlang von essentiellen Fließwegen definiert (siehe Abbildung 57). Das TEZG umfasst eine Fläche von etwa 1.65 km^2 und entwässert zu 99.6 % über die als Auslässe definierten HWGK-Gewässer. Somit lässt sich der Volumeninput aus dem Effektivniederschlag der OAK mit dem Abflussvolumen am Gebietsauslass gegenüberstellen. Auf diese Weise kann ein unmittelbarer Effekt der positionierten Regeneinläufe untersucht werden. In Tabelle 20 sind die Wasserbilanzen der Modellläufe unter Kanalnetz Variante 1 und 3 aufgelistet. Der Wasserinput innerhalb des TEZG beträgt ingesamt 41630 m^3. Davon können etwa 93 % am Modellauslass erfasst werden, womit nur ein geringer Teil des Oberflächenwassers nach dem Ereignis im Modellgebiet zurückbleibt. Unter der Annahme einer gestaffelten Entwässerungsleistung des Kanalnetzes (Variante 3) kann am Gebietsauslass (Auslass HWGK) eine Volumendifferenz von 8242 m^3 berechnet werden, was einer Reduzie-

rung von etwa 21,2 % entspricht. Dabei wird das verfügbare Entnahmevolumen zu 24,4 % ausgeschöpft. Bei Betrachtung der Abflussganglinien in Abbildung 58 wird eine Reduzierung der Abflussspitzen um 2.8 m^3/s ersichtlich, wobei zusätzlich ein zeitlicher Versatz stattfindet. Die Änderung der Entnahmeleistungen während des Ereignisses machen sich unmittelbar auf das Abflussgeschehen bemerkbar. Nach 50 Minuten Laufzeit und dem darauf folgenden Entnahmestopp des Kanalsystems passt sich die Abflussganglinie mit geringer Verzögerung wieder an den Original-Verlauf an. Im Gegensatz zu EZG02 Mundingen, ist hier ein direkter Effekt der Regeneinläufe auf den Wasserdurchfluss am Gebietsauslass zu beobachten. Dahingegen findet unter der Kanalnetz Variante 1 lediglich eine Volumenreduzierung von 7,7 % statt, die eine geringe Abnahme der berechenten Abflussspitzen mit sich bringt. Ebenfalls ist hier eine zeitliche Verzögerung des Abflussgeschehens zu beobachten.

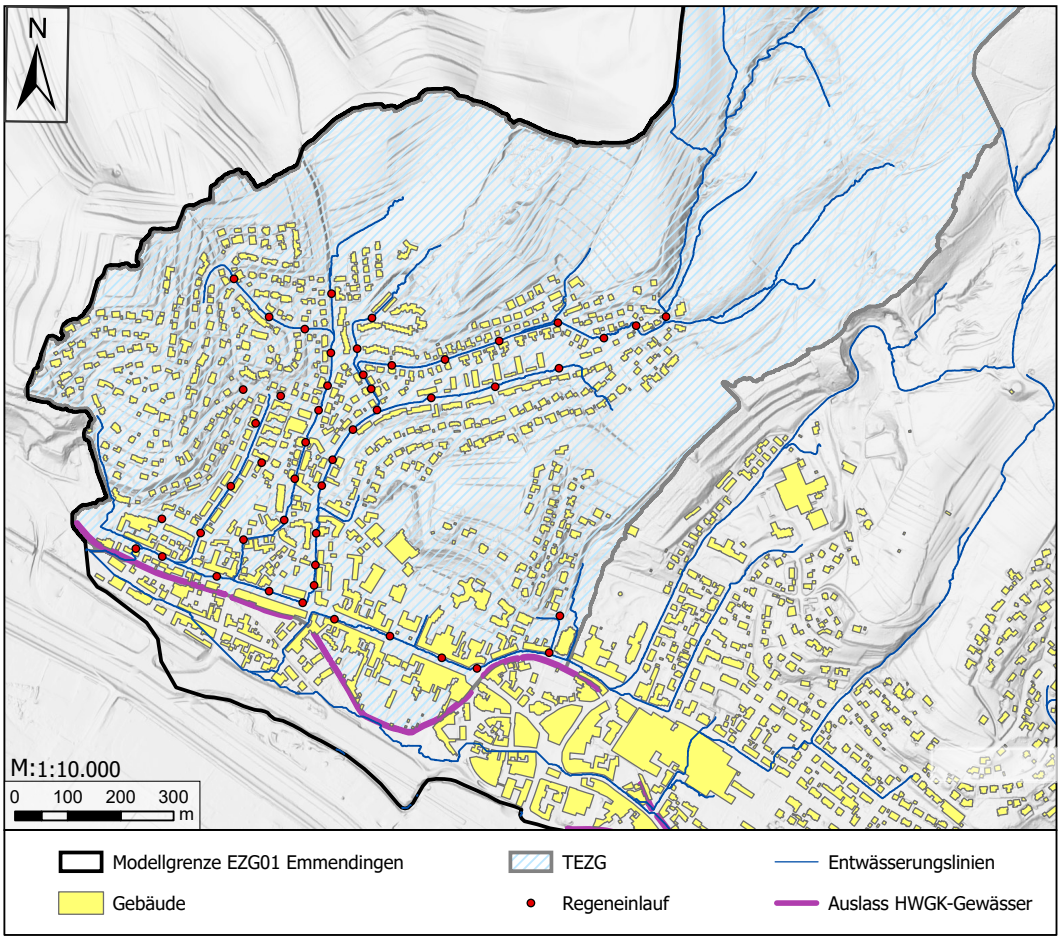


Abbildung 57: Platzierung der Regeneinläufe in EZG01 Emmendingen

Tabelle 20: Volumenbilanzierung Einfluss Siedlungsentwässerung EZG01 Emmendingen

Var.	V_{in} $[m^3]$	Leistung [min]	V_{pot} $[m^3]$	ΔV_{HWGK} $[m^3]$	ΔV_{HWGK} [%]	Kapazität [%]
1	41630	30	27000	2976	7,7	11
3	41630	50	33000	8242	21,2	24.3

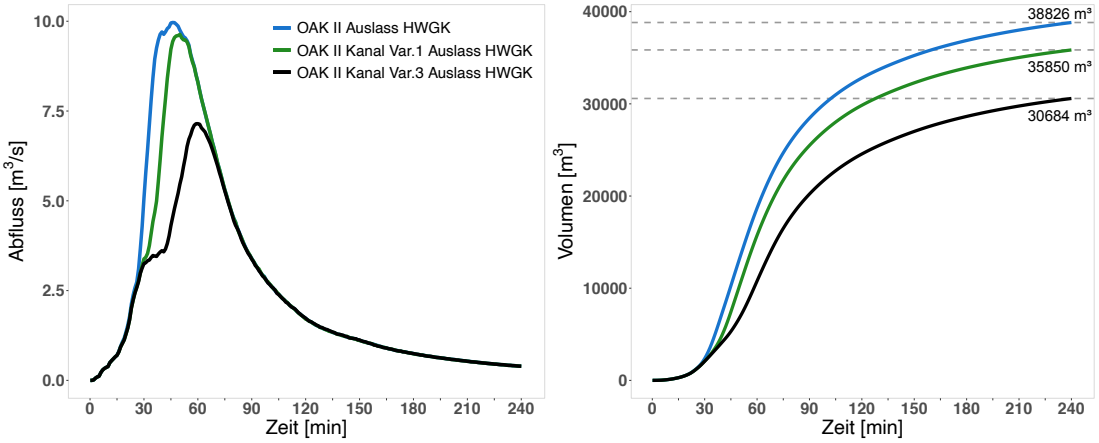


Abbildung 58: Abflussdaten EZG01 Emmendingen unter Berücksichtigung der Siedlungsentwässerung

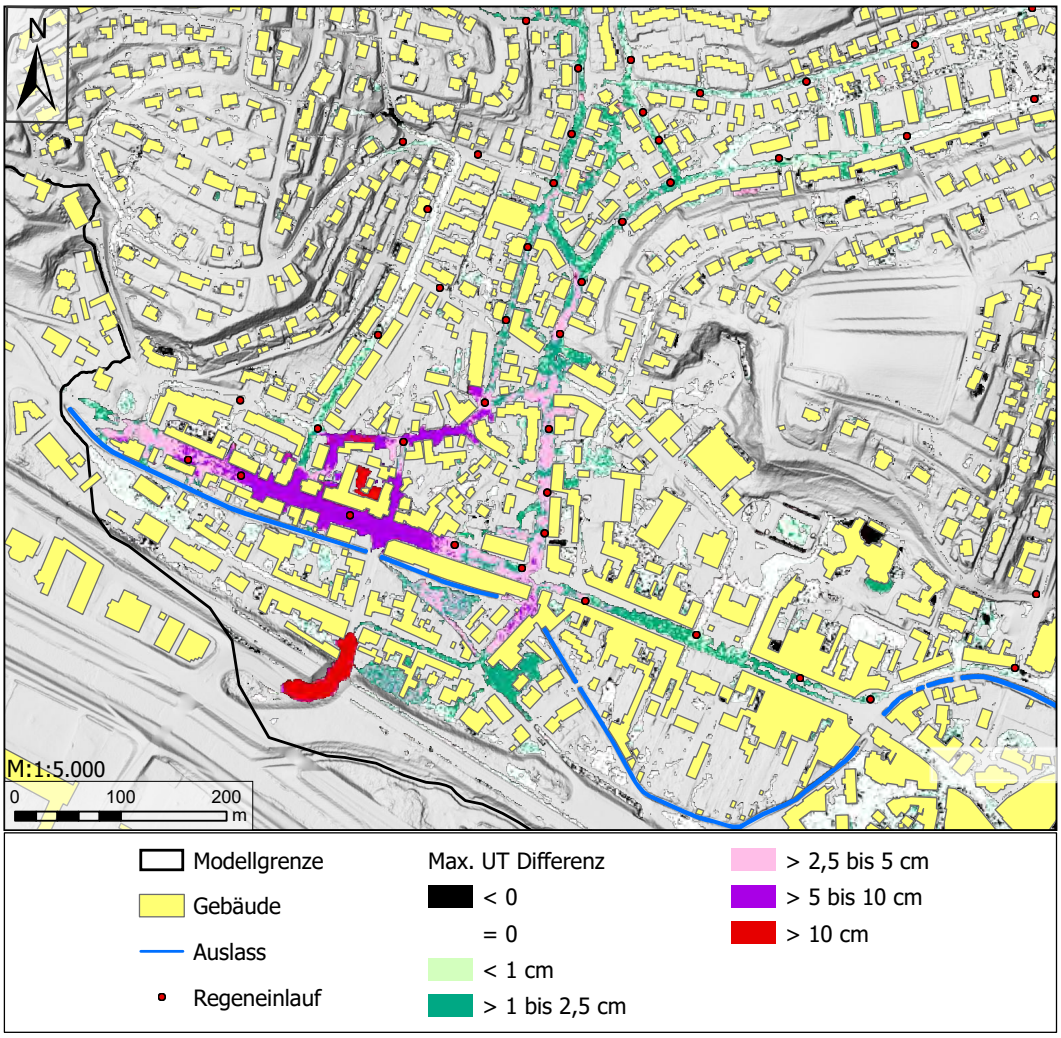


Abbildung 59: Differenz der maximalen Überflutungstiefen aus OAK II und OAK II Kanal Var.3

In Abbildung 59 sind die Differenzen der Überflutungstiefen aus dem originalen Rechenlauf und dem Modelllauf unter der Annahme der Kanalnetzvariante 3 dargestellt. Hier sind im Gegensatz zu EZG02 größere Unterschiede in den maximalen Überflutungstiefen festzustel-

len. Vor allem in der großen Hauptsraße von Westen nach Osten ergibt sich eine Reduzierung um 5 bis 10 cm. Stellenweise ergeben sich Differenzen von bis zu 19 cm. Der Effekt der Regeneinläufe macht sich besonders in den topographisch niedriger gelegenen Bereichen bemerkbar bzw. an Stellen, an denen Fließwege zusammenlaufen. In diesem Fall erwirkt die Implementierung des Kanalnetzes also vereinzelnd eine merkliche Minderung der Überflutungstiefen. Die vollständigen Karten sind im Anhang unter Anlage 1 einzusehen.

6.2.6 Diskussion Modellierungsergebnisse Siedlungsentwässerung

Die vorgestellten Ansätze zur Untersuchung des Einflusses der Siedlungsentwässerung auf die Starkregenmodellierungen haben gezeigt, dass vor allem der Zeitpunkt des Wasserrückstaus im Kanalnetz entscheidend für einen abflussreduzierenden Effekt ist. In allen aufgezeigten Abflussganglinien findet nach Erreichen der Entnahmekapazität eine schnelle Anpassung an die Ausgangsbedingungen des originalen Modelllaufs statt. Daraus ergeben sich unter Annahme der Kanalnetzvariante 1 mit einem simulierten Wasserrückstau ab Minute 30 keine großen Auswirkungen auf die berechneten Wasserbilanzen. Die Reduzierung des Gesamtwasservolumens sowie des Abflussscheitelwerts findet nur in geringem Maße statt ($\Delta V = 3 - 7,7\%$). Bevor das Maximum des Durchflusses am Gebietsauslass erreicht ist, sind die Regeneinläufe nicht mehr aufnahmefähig. Jedoch ist eine kleine zeitliche Verzögerung des Abflussgeschehens festzustellen. Bei Vergleich der aufgestellten Volumenbilanzen unter Variante 1 und 3 wird auffällig, dass trotz geringer Unterschiede der verfügbaren Entnahmekapazität (V_{pot}), im Modelllauf mit Variante 3 deutlich mehr Wasser über die definierten Regeneinläufe abgeführt werden kann. Dies unterstreicht noch einmal die Relevanz der Leistungsdauer für einen mengenmindernden Effekt, da vor allem im späteren Verlauf des Starkregenereignisses das Potential genutzt wird. Im Gegensatz dazu konnten mit einer gestaffelten Abflussleistung unter Variante 3 mengenmindernde Effekte erzielt werden, die das Abflussgeschehen durch eine Reduzierung des Gesamtwasservolumens sowie des Abflussscheitelwerts nachhaltig beeinflussen ($\Delta V = 10 - 21,7\%$). Da in EZG01 nur ein Teilgebiet mit Siedlungsfläche betrachtet wurde, dessen Oberflächenentwässerung unmittelbar und fast vollständig über die anschließenden HWGK-Gewässer stattfindet, konnten hier größere Auswirkungen der Schächte beobachtet werden. In den Abflussganglinien konnte zudem eine direkte Reaktion auf die Änderung der Entnahmeleistungen festgestellt werden. Dies zeigt zum einen, dass aufgrund von Senken und Mulden der Effekt der Regeneinläufe nicht ganzheitlich über den Abfluss am Modellauslass beziffert werden kann und zum anderen, dass die Position der Schächte ebenfalls entscheidend ist. Im westlichen Teilgebiet von EZG01 wird letztendlich 19,8 % des eingehenden Effektivniederschlags durch die Regeneinläufe abgeführt, während es im gesamten EZG02 lediglich 6,7 % sind.

Für die ganzheitliche Betrachtung der Siedlungsentwässerung ist jedoch zu beachten, dass die Strukturen der Kanalsysteme sehr komplex sind und große örtliche Variabilitäten mit sich bringen. Während in der einen Haltungen ein Rückstau der Wassermassen stattfindet, kann an anderer Stelle noch mit voller Leistungsfähigkeit gerechnet werden (Gujer 2007). Auch der Faktor von Rückstau durch blockierendes Schwemmgut wurde hier nicht berücksichtigt. Generell handelt es sich um Annahmen von vereinfachten und homogenen Randbedingun-

gen, die notwendig sind, um Kanalnetzstrukturen unter Anwednung von Hydro_AS-2D in die Oberflächenmodellierung einzubringen. Zudem wurden die verwendeten Regeneinläufe an Punkten platziert, die eine optimale Nutzung der Entwässerungsleistung gewährleisten.

7 Fazit

Durch die Anwendung der vorgestellten Methodik auf das Untersuchungsgebiet rund um Emmendingen konnte gezeigt werden, dass es möglich ist, die aus RoGeR_dyn entwickelten Ansätze zu Infiltrationsprozessen auf dem Fließweg erfolgreich auf andere hydraulische Modelle zu übertragen. Um dies unter der kommerziellen Simulationssoftware Hydro_AS-2D zu ermöglichen, ist eine Verrechnung von Oberflächenabfluss und Infiltrationspotential in Form einer Rasteroperation notwendig, da das Programm keine gleichzeitige Definition von zeitabhängigen Zu- bzw. Abflüssen an Knotenpunkten zulässt. Die Nutzung der hier konzipierten OAK III als Eingangsdaten zur Modellierung von Oberflächenabflüssen, resultiert in einer Reduzierung des berechneten Gesamtvolumens sowie in einer Dämpfung des Abflussgeschehens mit verringerten Abflussspitzen. Dabei ist dieser Effekt am größten in Modellgebieten mit wenig versiegelter Fläche. Ebenfalls findet eine Reduktion der berechneten Überflutungstiefen sowie deren Flächen statt. Des Weiteren hat sich gezeigt, dass die Verwendung der aktualisierten Daten aus der OAK Phase II eine Optimierung der Modellergebnisse bewirkt. Aus der Annahme einer kombinierten Auftretenswahrscheinlickeit sowie genaueren Daten für Grundwasserflurabstände ergeben sich verringerte Effektivniederschläge im Vergleich zu den Daten aus der OAK Phase I. Daraus resultiert eine geringere Abweichung in den Wasserbilanzen und somit eine höhere Modellgenauigkeit. Ebenfalls konnten Erkenntnisse über den Effekt der Siedlungsentwässerung auf die Starkregenmodellierung gesammelt werden. Schächte und Haltungen können einen mengenmindernden Effekt auf das Abflussvolumen haben, sofern diese für eine ausreichende Dauer leistungsfähig bleiben. Bei einem frühzeitigen Wasserrückstau kehrt das Abflussgeschehen wieder schnell zum originalen Verlauf zurück und die Entnahmeleistung kann nicht zur Geltung kommen. Bei gegebener Leistungsfähigkeit und vorteilhafter Platzierung der Regeneinläufe werden die Überflutungstiefen jedoch stellenweise merklich reduziert. Allerdings ist zu beachten, dass hier vielfach vereinfachte Annahmen getroffen wurden, die eine Implementierung des Kanalnetzes in Hydro_AS-2D erst ermöglichten.

Generell ist infrage zu stellen, ob es sich lohnt, die aufgezeigte Vorgehensweise zur Berücksichtigung von Infiltrationsprozessen auf dem Fließweg in der hydraulischen Gefährdungsanalyse anzuwenden. Zwar konnten die Abflussspitzen und das Gesamtwasservolumen an den Gebietsauslässen reduziert werden, jedoch ist der Effekt auf die berechneten Überflutungstiefen und Fließgeschwindigkeiten überschaubar. Vor allem in Modellgebieten mit hohem Anteil an versiegelter Fläche ergeben sich nur geringe Differenzen in den Wassertiefen. Mit Durchschnittlichen Werten von 10 bis 15 cm ist es schwer einzuschätzen, welche Relevanz diese tatsächlich für ein reales Ereignis haben. Da diese die ausschlaggebenden Ergebnisse der Starkregenmodellierung darstellen, liegt es also am Anwender zu beurteilen, ob eine Verwendung der hier aufgzeigten OAK III nützlich ist. Soll eine Optimierung der Modellergebnisse durch eine weitere Anpassung an die realen Zustände erzielt werden, so bietet die vorgestellte Methode diese Möglichkeit. Aufgrund der wenigen Adaptionen die durchgeführt werden müssen, spricht nichts dagegen, in Zukunft im Rahmen des Starkregenrisikomangements, die aus RoGer_dyn gewonnenen Erkenntnisse in Form eines Verlustrasters in die Oberflächemodellierung mit einzubinden. Vor allem in Ingenieurbüros, die mit Hydro_AS-2D arbeiten und

die Option der Quellterme als zeitabhängige Zuflüsse verwenden, muss kein großer Eingriff in die herkömmliche Routine stattfinden. Es liegen jedoch keine Erkenntnisse vor, wie es sich für eine andere Simulationssoftware verhält. Zur weiteren Kalibrierung oder Einschätzung der hier vorgestellten Modellergebnisse, wäre ein direkter Vergleich mit realen Ereignissen sinnvoll.

8 Literatur

Administration de la gestion de L'eau (2017), 'Informationen zur Hochwasservorsorge Luxembourg'. Letzter Zugriff: 24.02.2021.
URL: https://www.inondations.lu/information/forecast?lang=lb

AIR Worldwide (2021), 'The Inland Flood Model for Central Europe | AIR Worldwide'. Letzter Zugriff: 01.04.2021.
URL: https://www.air-worldwide.com/models/flood2/AIR-Inland-Flood-Model-for-Central-Europe/

BIT Ingenieure AG (2021), 'Projektberichte und Arbeitsabläufe'.

Broer, M. & Spira, Y. (2018), 'Scoping Study Existing Approaches and Methods for Heavy Rain Modelling , Mapping and Risk Assessment'.

Bundesministerium des Inneren - für Bau und Heimat (2020), 'Baufachliche Richtlinien Abwasser'. Letzter Zugriff: 11.02.2021.
URL: https://www.bfr-abwasser.de/html/A12Glossar.html

DWA-Arbeitsgruppe ES-2.1 (2020), 'DWA-Regelwerk: Grundsätze zur Bewirtschaftung und Behandlung von Regenwetterabflüssen zur Einleitung in Oberflächengewässer'.

DWA-Arbeitsgruppe ES-2.5 (2016), 'DWA-Regelwerk Merkblatt DWA-M119: Risikomanagement in der der kommunalen Überflutungsvorsorge für Entwässerungsysteme bei Starkregen'.

DWD (2020), 'Unterstützungsdokumentation - Hinweise zur Verwendung der KOSTRA-DWD-Datensätze'.

DWD (2021), 'Niederschlag: vieljährige Mittelwerte 1981 - 2010'. Letzter Zugriff: 03.03.2021.
URL: https://www.dwd.de/DE/leistungen/klimadatendeutschland/mittelwerte/nieder_8110_fest_html.html?view=nasPublication&nn=16102

ECMWF - Copernicus Programme (2021), 'Urban flooding: Northern Europe | Copernicus'. Letzter Zugriff: 01.04.2021.
URL: https://climate.copernicus.eu/urban-flooding-northern-europe

Esri (2016a), 'Int—Hilfe | ArcGIS for Desktop'. Letzter Zugriff: 08.01.2021.
URL: https://desktop.arcgis.com/de/arcmap/10.3/tools/spatial-analyst-toolbox/int.htm

Esri (2016b), 'NoData-Werte in Raster-Datasets—Hilfe | ArcGIS for Desktop'. Letzter Zugriff: 04.01.2021.
URL: https://desktop.arcgis.com/de/arcmap/10.3/manage-data/raster-and-images/nodata-in-raster-datasets.htm

Esri (2016c), 'Resampling—Hilfe | ArcGIS for Desktop'. Letzter Zugriff: 08.01.2021.
URL: https://desktop.arcgis.com/de/arcmap/10.3/tools/data-management-toolbox/resample.htm

Fleischmann, A., Oppl, S., Schmidt, W. & Stary, C. (2018), Ganzheitliche Digitalisierung von Prozessen.

Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft e.V. (GDV) (2018), 'Naturgefahrenreport 2018. Die Schaden-Chronik der deutschen Versicherer'.

Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft e.V. (GDV) (2019), 'Naturgefahrenreport 2019 - Die Schaden-Chronik der deutschen Versicherer'.

Gesamtverband der Deutschen Versicherungswirtschaft e.V. (GDV) (2020), 'Naturgefahrenreport 2020 - Die Schaden-Chronik der deutschen Versicherer'.

Gujer, W. (2007), Siedlungswasserwirtschaft: mit 84 Tabellen.

Heber Green, W. & Ampt, G. A. (1911), 'Studies on Soil Phyics.', The Journal of Agricultural Science **4**(1), 1–24.

Huber, A., Lumassegger, S., Kohl, B., Spira, Y., Weingraber, F. & Achleitner, S. (2021), 'Modellierung pluvialer Sturzfluten – Anforderungen und Sensitivitäten der 2D-hydraulischen ModellierungModeling of pluvial flash floods – requirements and sensitivities of 2D hydraulic modeling', Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft pp. 116–133.

Hunter, N. M., Bates, P. D., Neelz, S., Pender, G., Villanueva, I., Wright, N. G., Liang, D., Falconer, R. A., Lin, B., Waller, S., Crossley, A. J. & Mason, D. C. (2008), 'Benchmarking 2D hydraulic models for urban flooding', Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Water Management **161**(1), 13–30.

Hydrotec (2018), 'LASER _ AS-2D Benutzerhandbuch'.

Hydrotec (2019), 'HYDRO _ AS-2D Benutzerhandbuch'.

Institut für technisch-wissenschaftliche Hydrologie GmbH (2014), 'HYSTEM-EXTRAN: Kanalnetzberechnung, Hydrodynamische Abfluss-Transport und Schmutzfrachtberechnung'.

Landesamt für Digitalisierung; Breitband und Vermessung (2018), 'Bayerische Vermessungsverwaltung - Produkte - 3D-Produkte - Geländemodell'. Letzter Zugriff: 25.02.2021.
URL: `https://www.ldbv.bayern.de/produkte/3dprodukte/gelaende.html`

Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg (2003), 'Hydraulik naturnaher Fließgewässer - Teil 3'.

Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg (2016), 'Leitfaden Kommunales Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg'.

Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg (2019), 'Aufgabenbeschreibung zum Referenzprojekt - Kommunales Starkregenrisikomanagement'.

Mäckel, R. & Friedmann, A. (1999), 'Holozäner Landschaftswandel im südlichen Oberrheintiefland und Schwarzwald', Eiszeitalter und Gegenwart **49**, 1 – 20.

Ministerium für Umwelt; Klima und Energiewirtschaft Baden-Württemberg (2019), 'Kommunales Starkregenrisikomanagement in Baden-Württemberg'.

Monschein, M. & Gamerith, V. (2021), 'Gekoppelte 1D-2D hydraulische Modellierung urbaner Sturzfluten – RAINMAN-Pilotstudie Graz Eggenberg', Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft **73**(3-4), 104–115.

Musall, M. (2011), 'Mehrdimensionale hydrodynamisch-numerische Modelle im praxisorientierten und operationellen Einsatz'.

Ni, Y., Cao, Z., Liu, Q. & Liu, Q. (2020), 'A 2D hydrodynamic model for shallow water flows with significant infiltration losses', Hydrological Processes **34**(10), 2263–2280.

Ostrowski, M. (2011), 'Ingenieurhydrologie'.

Regierungspräsidien Baden-Württemberg (2021), 'Starkregenrisikomanagement'. Letzter Zugriff: 12.03.2021.
URL: `https://rp.baden-wuerttemberg.de/themen/wasserboden/seiten/starkregenrisikomanagement/`

Reichelt, G. (1964), 'Die naturräumlichen Einheiten auf Blatt 185 Freiburg im Breisgau, Bundesanstalt für Landeskunde und Raumforschung'.

Spektrum Akademischer Verlag (2000a), 'Effektivniederschlag - Lexikon der Geowissenschaften'. Letzter Zugriff: 21.02.2021.
URL: `https://www.spektrum.de/lexikon/geowissenschaften/effektivniederschlag/3720`

Spektrum Akademischer Verlag (2000b), 'Einzugsgebiet - Lexikon der Geographie'. Letzter Zugriff: 08.02.2021.
URL: `https://www.spektrum.de/lexikon/geographie/einzugsgebiet/1947`

Stachowiak, H. (1973), Allgemeine Modelltheorie.

Steinbrich, A. (2020a), 'Anwendung von RoGeR - Benutzeranweisungen ausgestellt vom Autor'.

Steinbrich, A. (2020b), 'Beschreibung zu den Modelläufen für 44 Einzugsgebiete von Hochwasserrückhaltebecken mit dem Modell RoGeR'.

Steinbrich, A., Leistert, H. & Weiler, M. (2016), 'Model-based quantification of runoff generation processes at high spatial and temporal resolution', Environmental Earth Sciences **75**(21), 1–16.

Steinbrich, A., Stölzle, M. & Weiler, M. (2016), 'Generierung von konsistenten Grundlagendaten zur Berechnung von Starkregenereignissen für eine Starkregengefahrenkartierung in BW'.

Steinbrich, A., Weiler, M. & Leistert, H. (2015), 'Alles RoGeR? Modellierung von Sturzfluten aufgrund von Starkniederschlägen', Aktuelle Herausforderungen im Flussgebiets-

und Hochwassermanagement - Prozess, Methoden, Konzepte. Tagungsband des Tags der Hydrologie 2015 in Bonn (März 2015), 275–285.

Winter, F. (2013), 'Prozessorientierte Modellierung der Abflussbildung und -konzentration auf verschlämmungsgefährdeten landwirtschaftlichen Nutzflächen', PhD Proposal **1**(Januar 2014).

Wolff, A. (2012), 'Simulation of Pavement Surface Runoff using the Depth-Averaged Shallow Water Equations', **93**(März).

9 Anhang

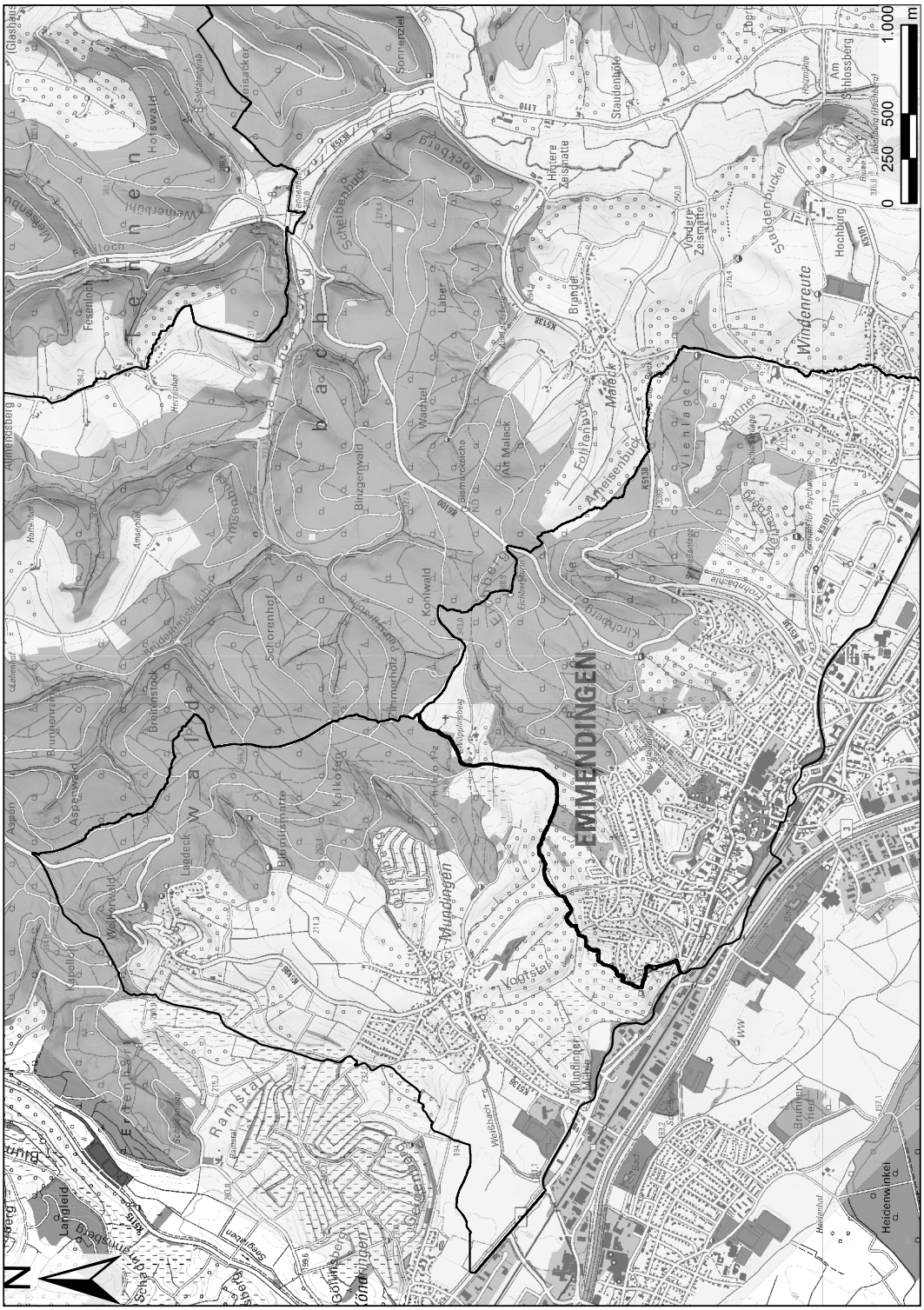


Abbildung 60: Topographische Übersichtskarte

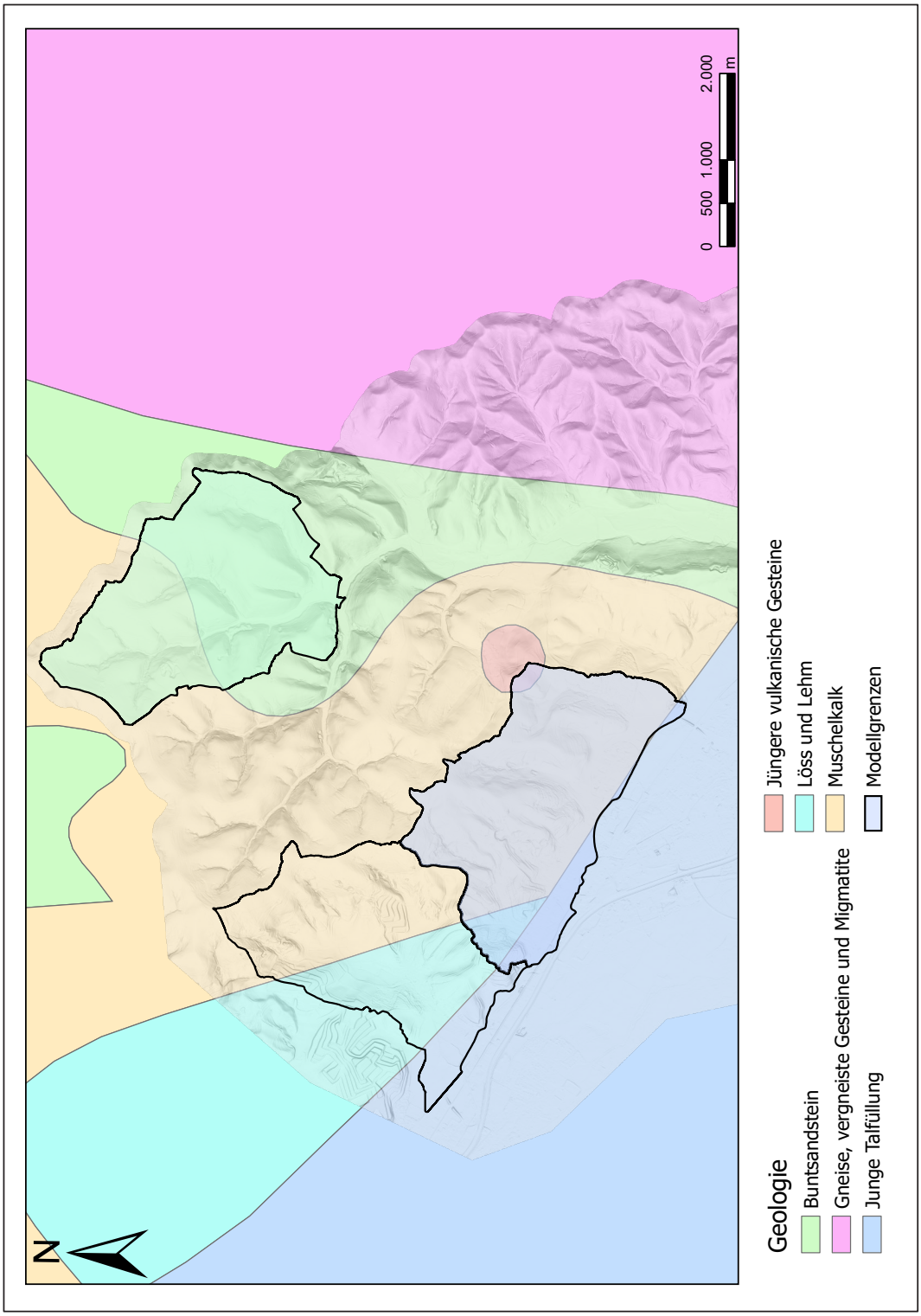


Abbildung 61: Geologische Übersichtskarte

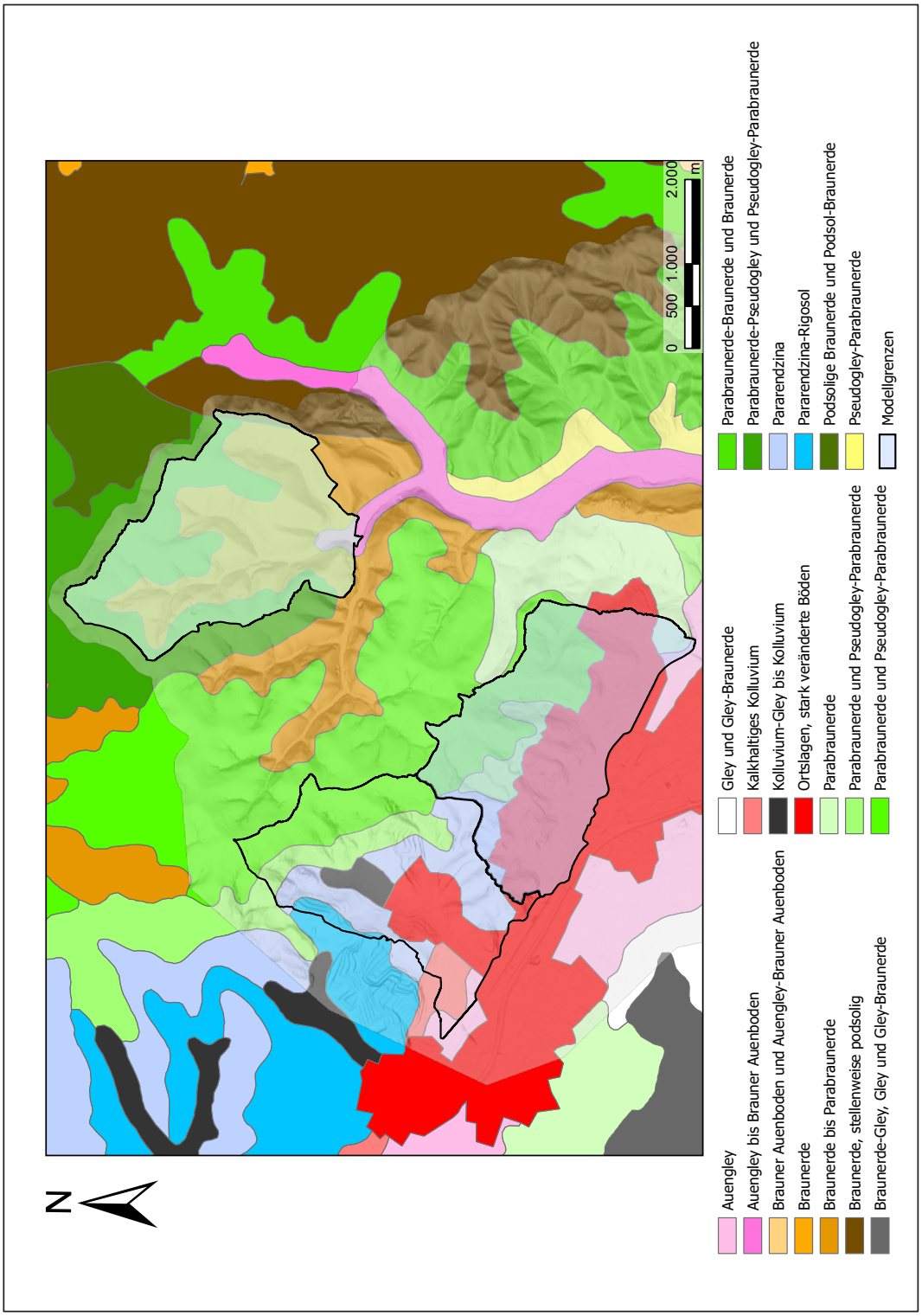


Abbildung 62: Bodenkundliche Übersichtskarte

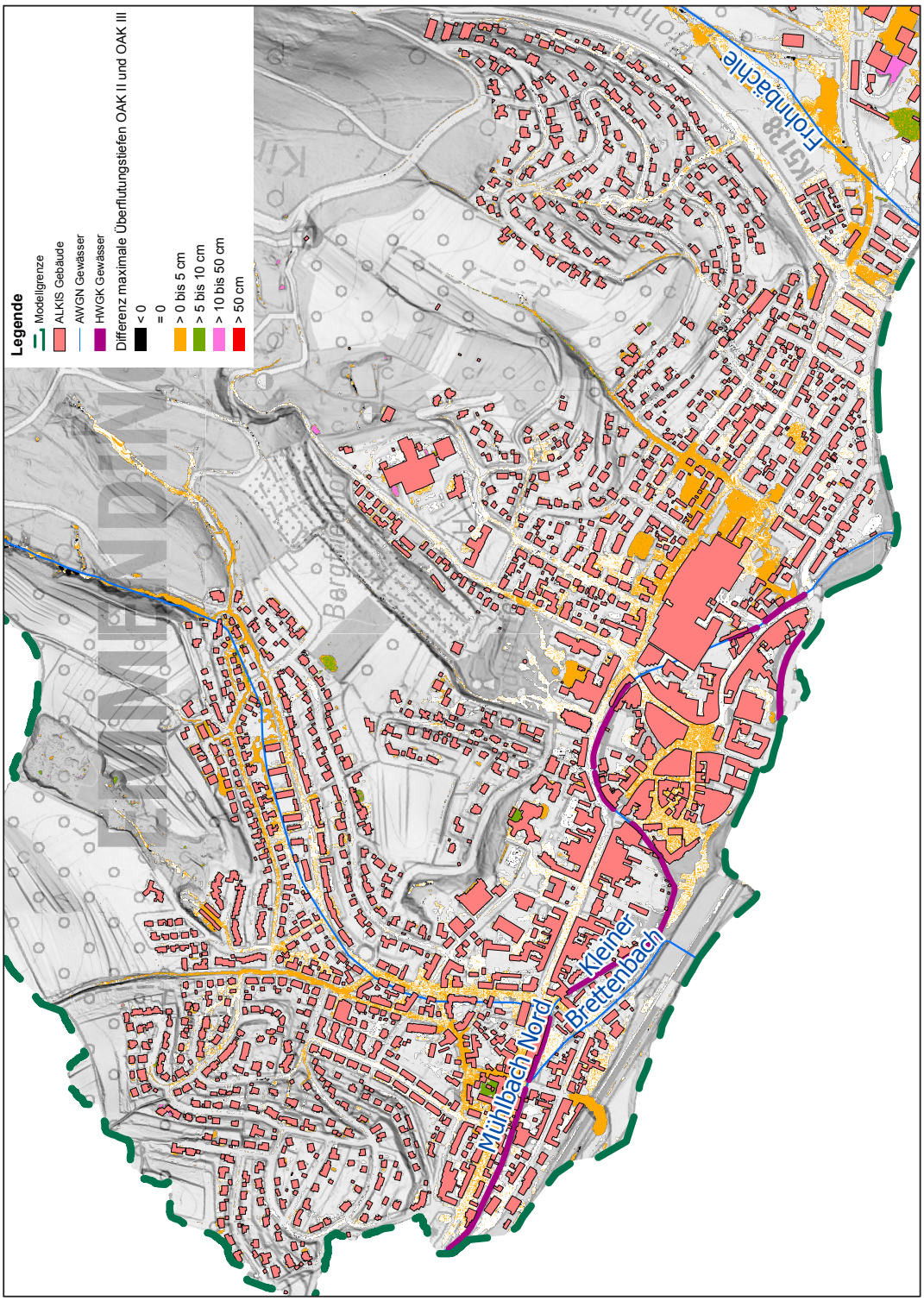


Abbildung 63: Ausschnit Differenz Überflutungstiefen für EZG01 Emmendingen (vollständige Karte in Anlage 1)

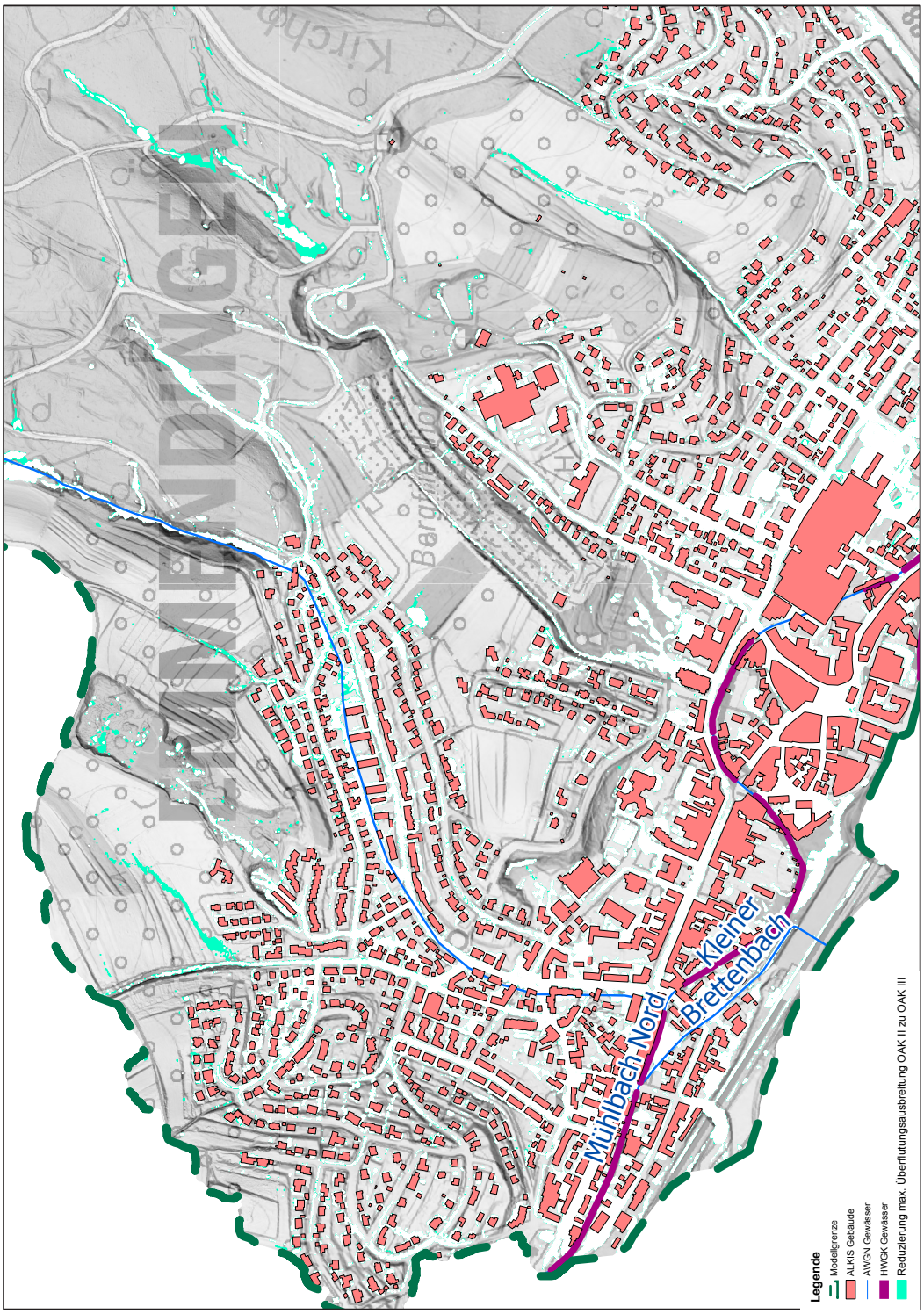


Abbildung 64: Ausschnitt Differenz Überflutungsausbreitung für EZG01 Emmendingen (vollständige Karte in Anlage 1)

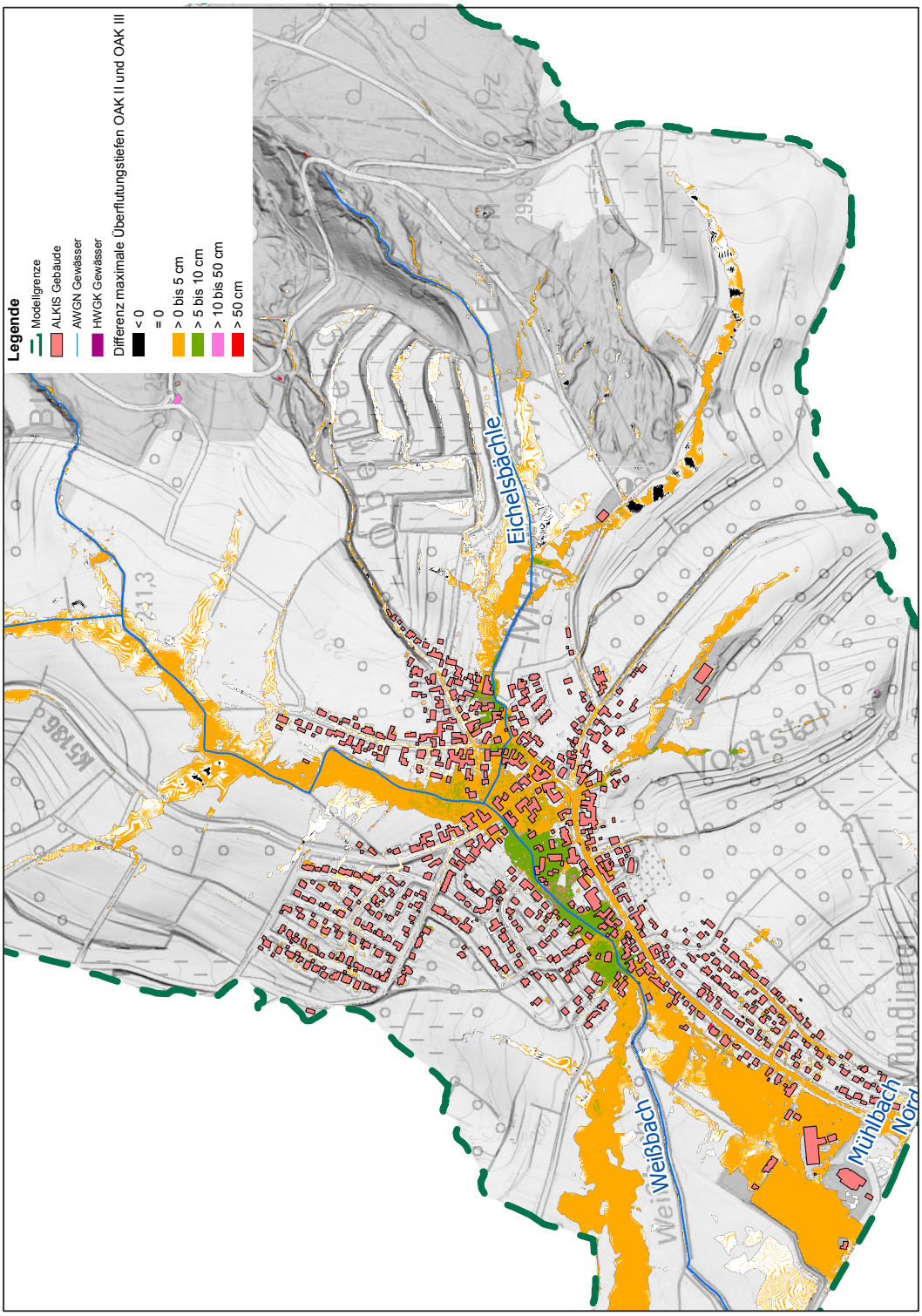


Abbildung 65: Ausschnit Differenz Überflutungstiefen für EZG02 Mundingen (vollständige Karte in Anlage 2)

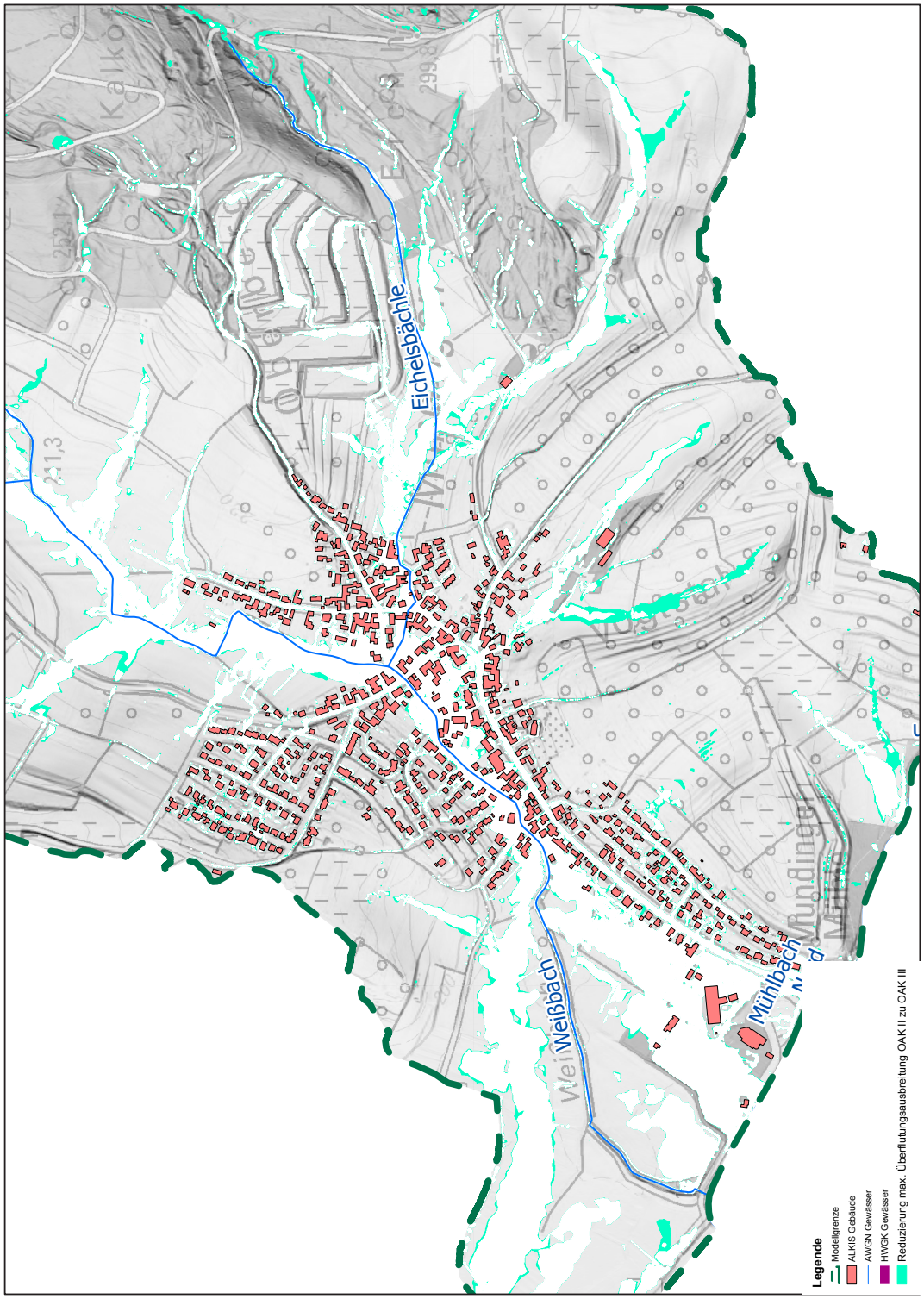


Abbildung 66: Ausschnitt Differenz Überflutungsausbreitung für EZG02 Mundingen (vollständige Karte in Anlage 2)

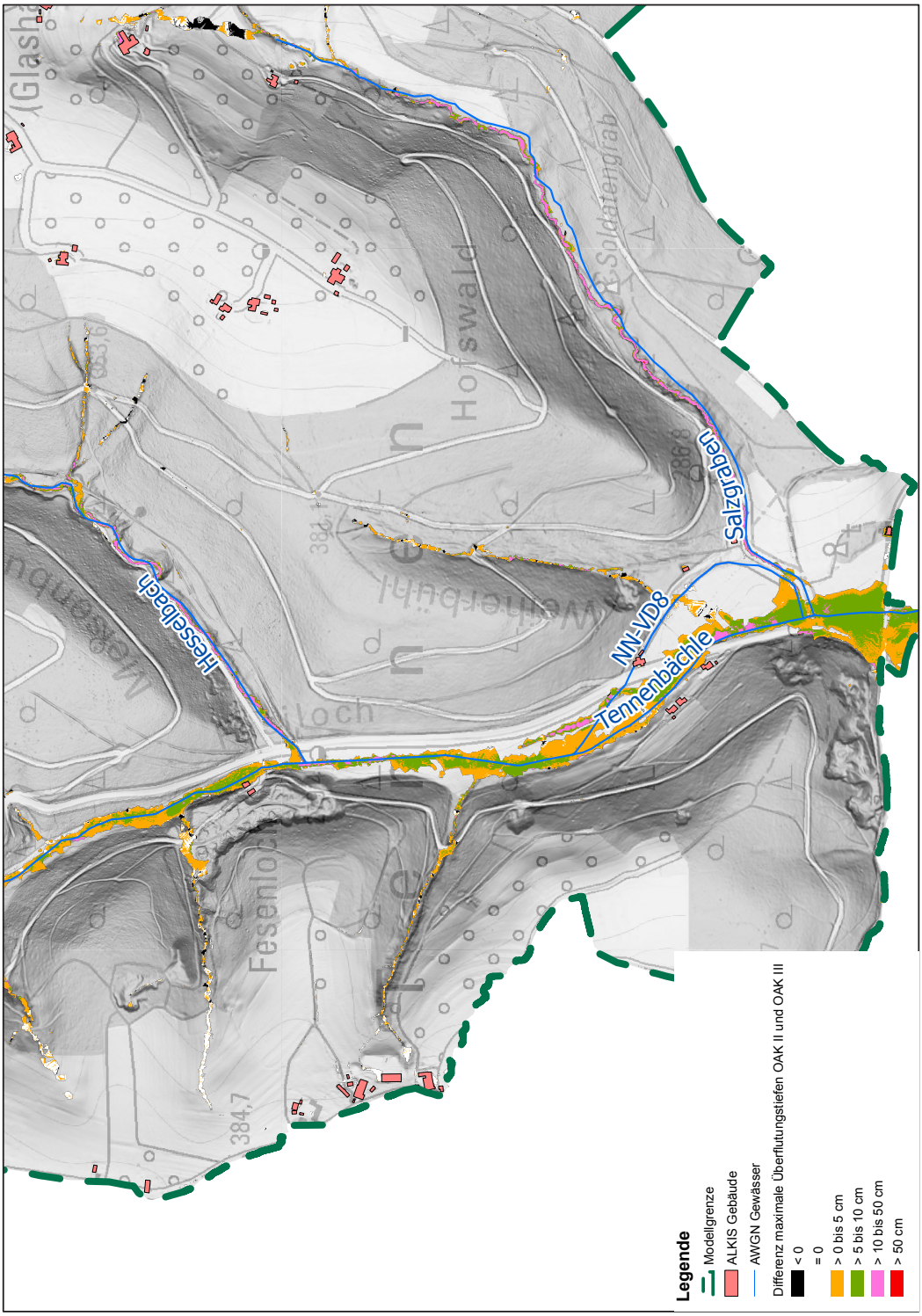


Abbildung 67: Ausschnit Differenz Überflutungstiefen für EZG03 Tennenbach (vollständige Karte in Anlage 3)

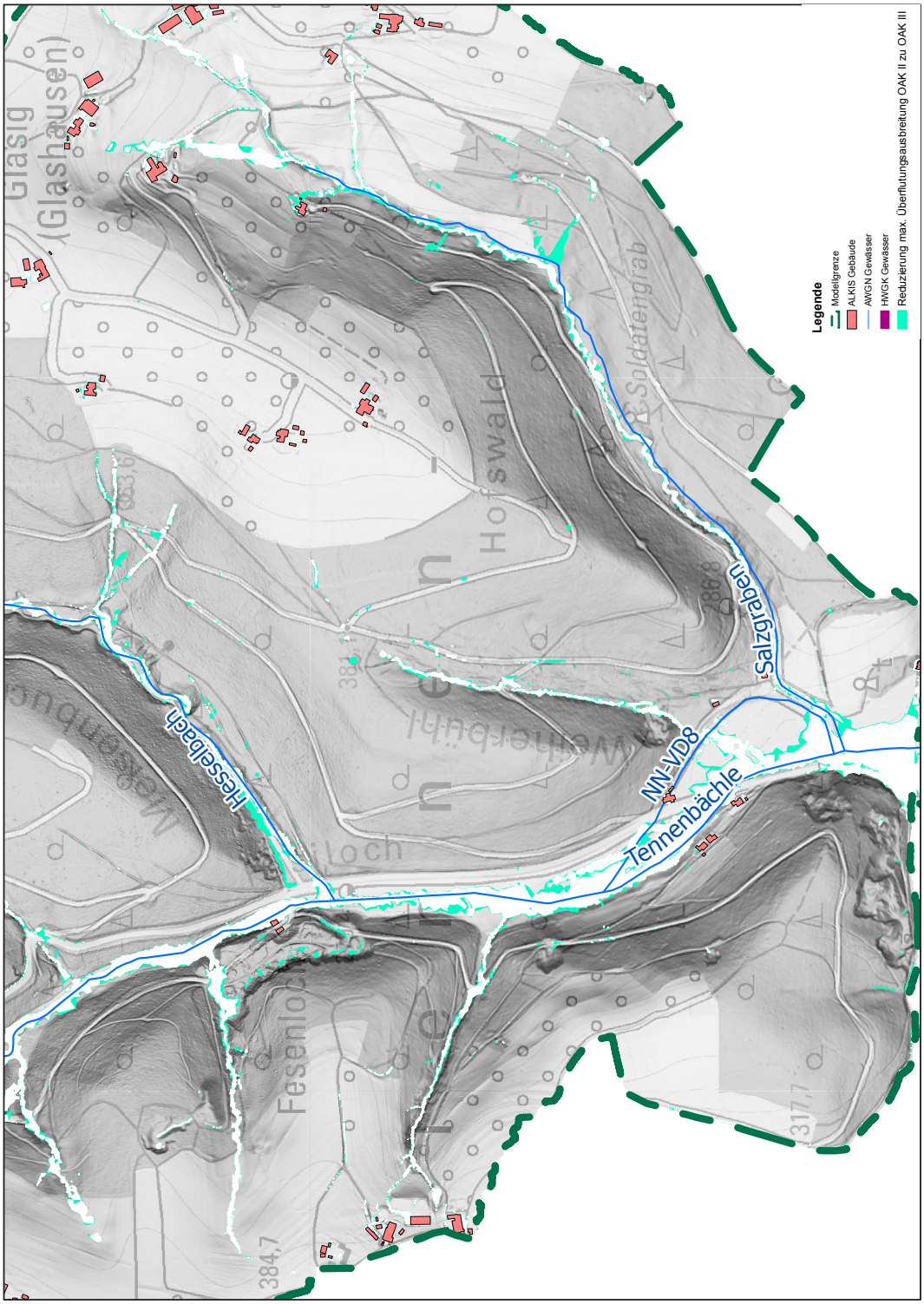


Abbildung 68: Ausschnitt Differenz Überflutungsausbreitung für EZG03 Tennenbach (vollständige Karte in Anlage 3)

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich, _____ (Matr.-Nr.:_____), dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Quellen oder Hilfsmittel (einschließlich elektronischer Medien und Online-Quellen) benutzt habe.

Diese Arbeit ist bislang keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch nicht veröffentlich worden.

Ort, Datum Unterschrift