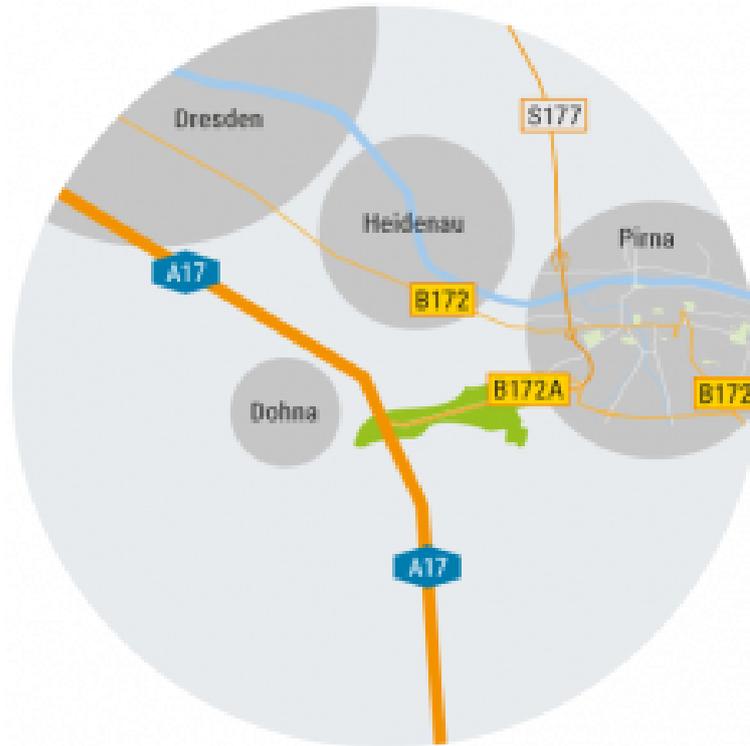


05. November 2019

Auftrag vom: 21.12.2018
Projektnummer (AN): W-10840

IndustriePark Oberelbe

Hydronumerische Modellierung der Oberflächenabflüsse



Endbericht

Auftraggeber: **Kaspertz-Kuhlmann GmbH**
Architektur- und Ingenieurbüro
Schirgiswalder Str. 30, 02681 Schirgiswalde-Kirschau

Auftragnehmer:



An der Pikardie 8, 01277 Dresden

Projektleiter: Dipl.-Ing. T. Noack

Bearbeiter: Dipl.-Ing. (FH) S. Richter

Inhaltsverzeichnis

1	Veranlassung und Zielstellung	3
2	Bearbeitungsgrundlagen	4
3	Beschreibung des Untersuchungsgebiets	5
3.1	Lage, Topografie und Verkehr	5
3.2	Landnutzung und Bodenverhältnisse.....	7
4	Geplanter IndustriePark Oberelbe.....	8
5	Hydrologie.....	10
5.1	Niederschlagsmengen und -verteilungen.....	10
5.2	Berechnung der Abflussbildung	12
6	Hydronumerische Modellierung.....	17
6.1	Verwendetes Berechnungsprogramm	17
6.2	Abgrenzung des Modellgebiets und verwendete Daten	18
6.3	Parametrisierung des Modells	19
6.4	Vorgehen bei der Ergebnisauswertung.....	20
7	Untersuchte Zustände.....	21
8	Berechnungsergebnisse	21
9	Diskussion von Kompensationsmöglichkeiten.....	23
10	Zusammenfassung und Ausblick	28

Anlagen

Anlage 1 -

1 VERANLASSUNG UND ZIELSTELLUNG

Die Städte Pirna, Heidenau und Dohna streben die Entwicklung eines rund 140 ha umfassenden Gebietes für Industrie- und Gewerbeansiedlungen entlang des Autobahnzubringers B172a an. Als IndustriePark Oberelbe (IPO) soll damit ein Entwicklungsschwerpunkt entlang der Achse Dresden – Sächsische Schweiz geschaffen werden.

Für das Vorhaben existieren bereits Vorstudien und ein städtebaulicher Rahmenplan, in dem mögliche Erschließungsvarianten untersucht wurden. Um die weiteren Planungen zentral organisiert zu leiten, wurde im Mai 2018 der Zweckverband IndustriePark Oberelbe (ZV IPO) gegründet.

Derzeit wird für den IndustriePark ein Realisierungskonzept entwickelt. In ihm wird dargelegt, wie die Herstellung und die Erschließung der Ansiedlungsflächen erfolgen sollen und welche Restriktionen dabei einzuhalten sind. Die vorliegende Untersuchung beschäftigt sich im Rahmen des Realisierungskonzepts mit der Frage, welche Oberflächenabflüsse heute bei Starkregen im Vorhabensgebiet auftreten. Diese Abflüsse dürfen durch den geplanten IndustriePark nicht zunehmen.

Zu diesem Zweck wurde eine computergestützte hydronumerische Modellierung der heute, also **ohne den IndustriePark auftretenden Oberflächenabflüsse bei Starkregen** vorgenommen. Errechnet und ausgewiesen wurden die maximalen Abflüsse mit ihren Geschwindigkeiten und Richtungen bei einem statistisch ein Mal in 100 Jahren eintretenden Starkregeneignis. Für die weitere Planung des IndustrieParks hat der Vorhabensträger diese Abflüsse als einzuhaltende Grenzwerte gewählt. Damit soll für die benachbarten Gebiete ein besonders weit gehender Neutralitätsanspruch verwirklicht werden.

Außerdem wurde mit dem hydronumerischen Modell ein Entwurf der Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen ohne eine künstliche Rückhaltung des Regenwassers untersucht. Ziel war es, auf diese Weise **potenziell drohende Zunahmen der Oberflächenabflüsse** zu lokalisieren. Damit konnte eine erste Einschätzung zu den Schwerpunkten eventuell nötiger Kompensationsmaßnahmen getroffen werden, ohne solche Maßnahmen im Einzelnen zu benennen und zu dimensionieren.

Maßnahmen und Anlagen, die zur Einhaltung der gewählten Grenzwerte von Oberflächenabflüssen notwendig sind, sollen in einem **nachgelagerten Regenwasserbewirtschaftungskonzept** entworfen werden, welches auf den hier gesammelten Erkenntnissen über die heute auftretenden Oberflächenabflüsse aufbauen soll. Diese Betrachtungen sind also nicht Gegenstand der vorliegenden Untersuchung.

2 BEARBEITUNGSGRUNDLAGEN

Für die Untersuchung wurden folgende Unterlagen genutzt:

- /1/ Städtebaulicher Rahmenplan „IndustriePark Oberelbe“, 1. Fortschreibung, AG: Städte Pirna/ Dohna/ Heidenau, Stand: 09/2018; übergeben von Kasporetz-Kuhlmann GmbH am 27.12.2018
- /2/ Geobasisdaten und Unterlagen zum bestehenden Verkehrsnetz (digital); übergeben von Kasporetz-Kuhlmann GmbH am 27.12.2018
- /3/ Planungsunterlagen B172 Ortsumgehung Pirna (digital); übergeben vom Ingenieurbüro Ulrich Karsch am 16.01.2019
- /4/ Hochwasserschutzkonzept für den Meusegastbach, PDF-Auszüge, AG: Stadt Dohna, Stand: 2014; übergeben von Ingenieurbüro K. Langenbach Dresden GmbH am 17.01.2019
- /5/ Nachhaltige Wiederaufbauplanung einschließlich einer Bewertung des Hochwasserrisikos nach §73 WHG für den Hospital- und Schlosserbusch, Dokumentation des N-A-Modells als PDF, AG: Städte Pirna und Heidenau, Stand: Dezember 2013; übergeben von ACI GmbH Dresden am 23.01.2019
- /6/ Geobasisdaten DTK10,25,50/ DLM (digital); übergeben von GeoSN am 23.01.2019
- /7/ KOSTRA-DWD-2010R, Starkniederschlagshöhen für Deutschland (Bezugszeitraum 1951 bis 2010), T = 1 bis 100 a, D = 5 Min. bis 72 Std. für KOSTRA-Zellen 55067 und 55068 (digital); heruntergeladen am 28.01.2019
- /8/ Bestandsdaten der Straßenentwässerung B172a, PDF-Auszüge; übergeben vom Ingenieurbüro Ulrich Karsch am 31.01.2019
- /9/ Planungsunterlagen IPO (digital); übergeben von Kasporetz-Kuhlmann GmbH am 14.02.2019

Die Bearbeitung erfolgt im Höhensystem DHHN2016 [mNHN] und im Lagesystem ETRS89 UTM32.

3 BESCHREIBUNG DES UNTERSUCHUNGSGEBIETS

3.1 Lage, Topografie und Verkehr

Das Untersuchungsgebiet befindet sich südlich der linkselbischen Stadtgebiete von Pirna, Heidenau und Dohna in etwa 1,8 km Entfernung von der Elbe (vgl. Abbildung 1). Es umfasst mindestens diejenigen Anteile des Zweckverbandsgebiets, in denen die geplanten Maßnahmen die Oberflächenabflüsse bei Starkregen potenziell beeinflussen könnten. Dort, wo weiter reichende Vorhabensauswirkungen nicht ausgeschlossen werden können, geht das Untersuchungsgebiet über die Grenzen des Zweckverbandsgebiets hinaus, so dass auch potenziell betroffene Nachbargebiete erfasst werden.

Die Bundesstraße B172a verbindet das Stadtgebiet Pirna im Osten mit der Autobahn A17 im Westen. Sie umfährt dabei zunächst südöstlich eine ehemalige Grube/ geschlossene Hausmülldeponie im Bereich Feistenberg, verläuft anschließend südlich des zu Heidenau gehörigen Barockgartens Großsedlitz nach Westen, überquert eine Kuppe und bindet schließlich östlich von Dohna an die A17 an. Die B172a verläuft im Untersuchungsgebiet teils in einem leichten Einschnitt und teils in leichter Dammlage. Etwa 2 km östlich der A17-Anschlussstelle befindet sich ein Regenrückhaltebecken (RRB), in welches Teile der B172a entwässern. Nähere Angaben zu den daran angeschlossenen Straßenabschnitten sind in /3/ enthalten.

Derzeit wird die B172n als Ortsumfahrung für Pirna südlich der Stadt gebaut. Sie soll spätestens 2022 unweit des Lindigtgründels, von Osten aus dem Seidewitztal kommend, an die B172a anbinden.

Den Geländehochpunkt im Untersuchungsgebiet mit rund 216 mNHN stellt eine Kuppe zwischen dem Barockgarten Großsedlitz und Dohna, unmittelbar östlich der Anschlussstelle der A17 dar. Zwei weitere Geländekuppen befinden sich ungefähr in der Mitte zwischen den Anschlussstellen der A17 und B172n nördlich der B172a mit ca. 200 mNHN und südlich der B172a mit ca. 198 mNHN. Von den drei Anhöhen neigt sich das Gelände in die Täler der Müglitz im Nordwesten, des Hospital-/ Schlosserbuschs im Norden, der Seidewitz im Osten sowie des Meusegastbachs im Süden, die zum Einzugsgebiet der Elbe gehören. Die B172a verläuft dabei über weite Strecken annähernd auf der Einzugsgebietsgrenze zwischen dem Hospital-/ Schlosserbusch und dem Meusegastbach.

Die Geländeneigungen liegen bei bis zu 7,5 % in Richtung des Müglitztals bzw. bis zu 4,5 % in Richtung des Seidewitztals. Noch steilere Lagen sind am Lindigtgründel und Merbitzens-Gründel zur Seidewitz bzw. den Zuflüssen zum Hospital-/ Schlosserbusch anzutreffen.

Die Dippoldiswalder Straße / Neubauernweg verläuft als Ortsverbindungsstraße zwischen Pirna und Großsedlitz nördlich der B172a. Von ihr zweigen die Ortsverbindungsstraße nach Krebs im Meusegastbachtal sowie drei landwirtschaftliche Wege ab. Während der westlichste landwirtschaftliche Weg die B172a mit einer Brücke überquert, unterqueren die anderen genannten Verkehrswege die Bundesstraße. Die Straße Schilfteichweg verläuft zwischen Großsedlitz und Dohna im Nordwesten des Untersuchungsgebiets. Sie unterquert die Autobahn nördlich der Anschlussstelle. Darüber hinaus sind im Untersuchungsgebiet einige weitere landwirtschaftliche Wege von untergeordneter Bedeutung zu finden.

Das Untersuchungsgebiet ist also topografisch als Kuppe zu betrachten, von der Hanglagen in alle Richtungen ausgehen. Ständig Wasser führende Gräben oder Bäche existieren nicht. Lediglich die talartigen Einschnitte des Lindigt- und des Merbitzens-Gründels sowie einiger Zuflüsse zum Hospital-/ Schlosserbusch fungieren zweitweise als Vorfluter. Das Gebiet wird bei Regen vorrangig durch oberflächigen Abfluss entwässert.

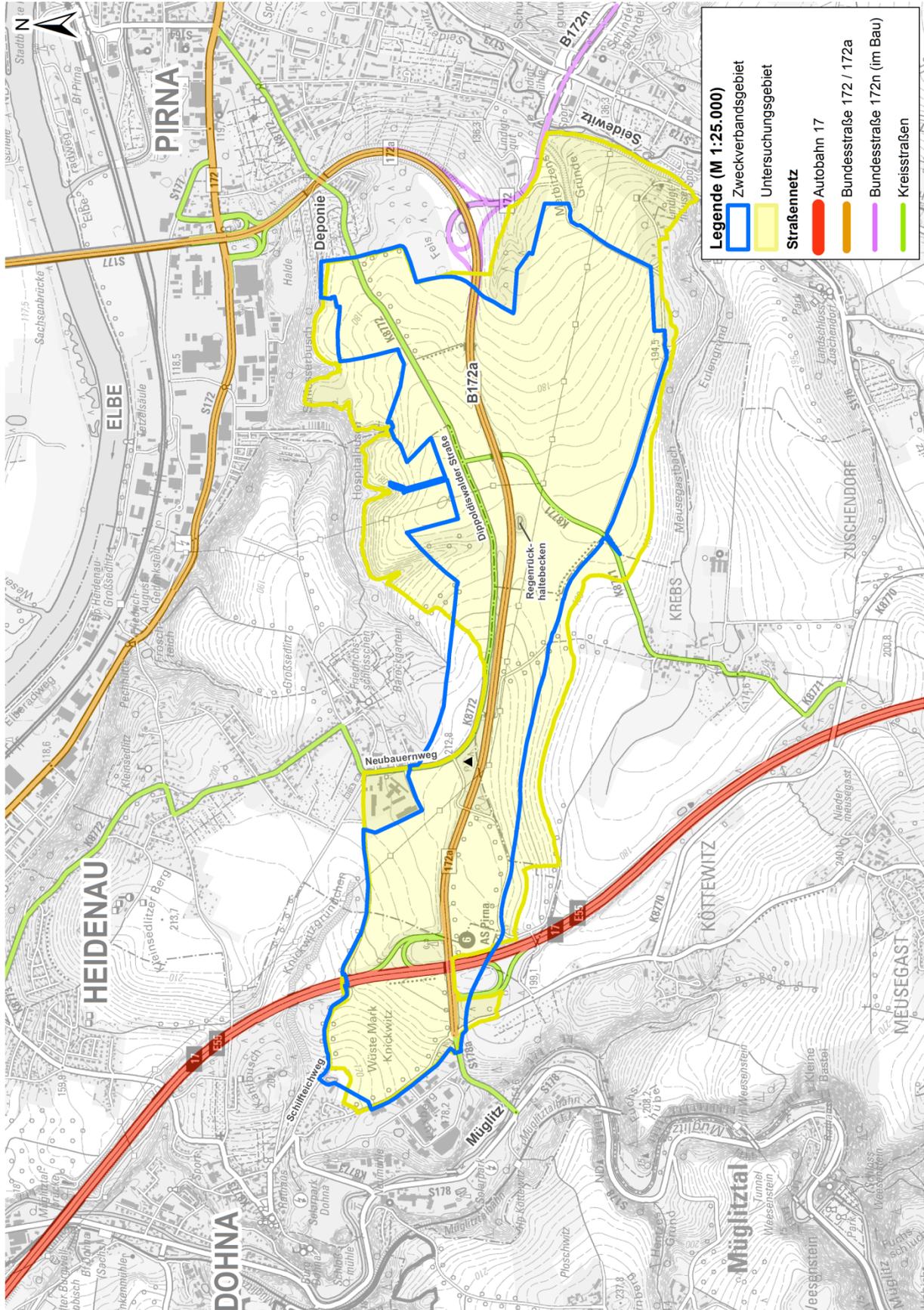


Abbildung 1: Topografische Gegebenheiten und wichtige Verkehrzüge im Untersuchungsgebiet

3.2 Landnutzung und Bodenverhältnisse

Im Untersuchungsgebiet dominieren Ackerflächen mit einem Flächenanteil von fast 80 %. Wald- und Gehölzflächen nehmen zusammen ca. 9 % ein. Sie werden von Grünlandflächen mit einem Anteil von ~ 6 % gefolgt. Hinsichtlich ihres Beitrags zum Oberflächenabfluss bei Regenereignissen dürften auch die Straßenflächen (B172a, B172n, A17...) nicht unbedeutend sein, die einen Anteil von 4 % am Untersuchungsgebiet ausmachen. Die übrigen Nutzungen sind im Untersuchungsgebiet mit zusammen weniger als 4 % nachrangig.

Die folgende Abbildung 2 zeigt die Verteilung der Landnutzung im Untersuchungsgebiet gemäß Basis-DLM aus [2]. Sie geht auch aus der Karte in der Abbildung 7 hervor.

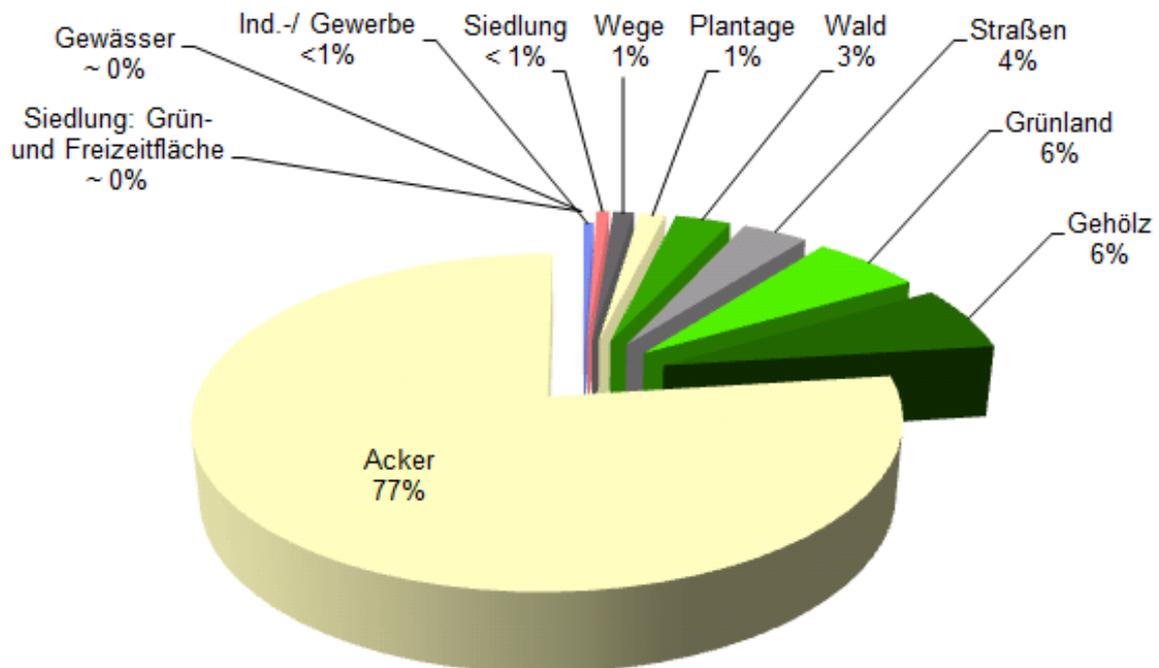


Abbildung 2: Verteilung der Landnutzung im Untersuchungsgebiet (vgl. auch Abbildung 7)

Regionalgeologisch ist das Untersuchungsgebiet der Elbtalweitung zuzuordnen. Im südlichen bzw. südöstlichen Bereich erfolgt der Übergang zur Weesensteiner Störung. Es herrschen kreidezeitliche Sedimentitgesteine (Räcknitzer Plänermergel, Pirnaer Quadersandstein) vor, welche größtenteils von quartären Bildungen überlagert werden. Die quartären Bildungen bestehen aus

- fluviatilen Sanden und Kiesen der Frühlsterkaltzeit,
- elsterkaltzeitlichem Grundmoränenmaterial,
- Sanden und Kiesen elsterkaltzeitlicher Schmelzwasserablagerungen,
- weichselkaltzeitlicher Löss bzw. Lösslehm.

Gemäß der Geologischen Karte des Freistaates Sachsen, Blatt Pirna, stehen oberflächennah vor allem Ablagerungen der elsterkaltzeitlichen Grundmoräne (Geschiebelehm mit sandigen und kiesigen Bestandteilen) sowie weichselkaltzeitlicher Lösslehm (Löss) an. Diese Böden besitzen hauptsächlich bindige Eigenschaften. Im südlichen bzw. südöstlichen Bereich des Untersuchungsgebiets stehen oberflächennah zum Teil Räcknitzer Mergel bzw. dessen Verwitterungsprodukte an. Erfahrungsgemäß verwittert dieser Mergel zu Böden mit vorrangig bindigen Eigenschaften.

Oberflächennah anstehender Pirnaer Quadersandstein sowie elsterkaltzeitliche Schmelzwasserablagerungen in Form von Sanden und Kiesen treten oberflächennah nur untergeordnet auf. Stellenweise sind die natürlichen Schichtenfolgen durch anthropogene Böden ersetzt bzw. überlagert worden.

4 GEPLANTER INDUSTRIEPARK OBERELBE

Der IndustriePark Oberelbe soll gemäß /1/ innerhalb der Zweckverbandsgrenze entlang der B172a zwischen der künftigen B172n-Anbindung und dem Stadtgebiet Dohna an der A17 entstehen. Das Gebiet umfasst vier Teilflächen A bis D, die mit jeweils unterschiedlichen Nutzungsstrukturen für die Ansiedlung von Industrie- und Gewerbe vorgesehen sind (vgl. Abbildung 3). Die 18 bzw. 16 ha großen Flächen A und B liegen nördlich der B172a westlich bzw. östlich der A17. Sie sind für mittelständisches Gewerbe, autobahnbezogene Dienstleistungsbetriebe (Fläche A) sowie nicht-störendes, produzierendes Gewerbe (Fläche B) vorgesehen. Die 21 ha große Fläche C befindet sich im Osten des IPO zwischen der B172a und der nördlich verlaufenden Dippoldiswalder Straße. Hier soll sich mittelständische Industrie ansiedeln. Die mit ~ 83 ha größte Fläche D liegt im Osten des IPO südlich der B172a und bietet Platz für großvolumige Industrie- und Gewerbeansiedlungen.

Ein Vergleich der Lage der Eingriffsbereiche mit den Hangneigungen und Wasserscheiden im Untersuchungsgebiet zeigt in einer ersten Einschätzung, dass die geplanten Eingriffe in Richtung Hospital-/ Schlosserbusch höchstens zu marginal veränderten Oberflächenabflüssen führen könnten, weil sie nicht in dem betreffenden Einzugsgebiet liegen.

Vielmehr können nach dieser ersten Grobanalyse positive oder negative Auswirkungen am ehesten in östliche Richtung (Feistenberg / Lindigtgründel / Merbitzens Gründel) durch die Teilflächen C und D sowie nach Westen / Nordwesten durch die Teilflächen A und B nicht ausgeschlossen werden.

Besonderes Augenmerk ist auch auf die Ortslage Krebs am Meusegastbach im Süden zu legen. Während die Teilflächen D3 und D5 heute partiell in Richtung der Ortslage entwässern, sind die Teilflächen D1, D2 und D4 zum Einzugsgebiet des Meusegastbachs östlich, also unterstrom von Krebs, zu rechnen und können die Ortslage deshalb nicht betreffen.

Für die hydronumerische Modellierung der Oberflächenabflüsse im Planzustand sind vorrangig die vorgesehenen Geländeprofilierungen, Neuversiegelungen / Entsiegelungen, Flächenumnutzungen sowie Entwässerungsanlagen und Rückhaltungen relevant. Entwürfe der Parzellierung und verkehrlichen Erschließung der Flächen A bis D liegen aus /9/ vor. Die Flächen sollen demnach durch Einschnitt oder Auffüllung geebnet und überwiegend horizontal gestaltet, teilweise aber auch mit leichten Gefällen ausgestattet werden. Für die parzellierten Ansiedlungsflächen A bis D ist ein maximaler Versiegelungsgrad von 80% vorgegeben.

Die Flächen werden über neu zu bauende Straßen an die B172a angeschlossen. Dafür ist u.a. der Bau von Wendemöglichkeiten, Unterführungen, Verkehrsknoten / Kreisverkehren vorgesehen. In einigen Bereichen außerhalb der Flächen A bis D sind zudem Umnutzungen bzw. Anpflanzungen im Rahmen von Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen geplant.

Der Entwurf in /9/ enthält noch keine Maßnahmen und Anlagen, die zur Regulierung der Oberflächenabflüsse bei Starkregen nötig sind (Rückhaltungen, Umleitungen u.ä.), weil deren Bedarf und Umfang bislang unbekannt waren. Solche Maßnahmen und Anlagen sollen erst, aufbauend auf den hier gesammelten Erkenntnissen über den Istzustand, in einem nachgelagerten Regenwasserbewirtschaftungskonzept entwickelt werden (vgl. Kapitel 1).

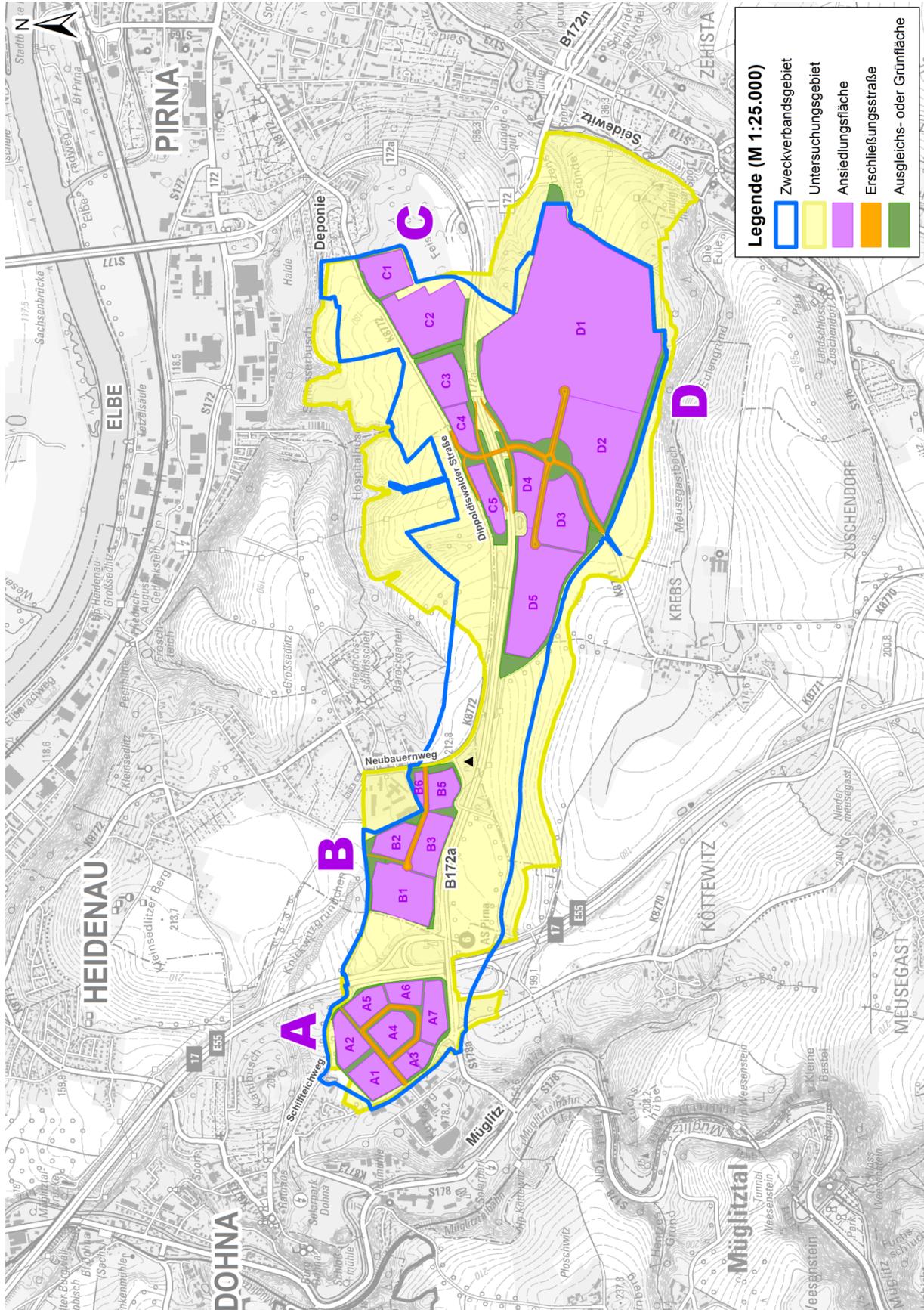


Abbildung 3: Übersicht geplanter IndustriePark Oberelbe aus dem städtebaulichen Rahmenplan

5 HYDROLOGIE

5.1 Niederschlagsmengen und -verteilungen

Die charakteristischen Niederschläge für statistische Wiederkehrintervalle / Häufigkeiten zwischen $T = 1$ und 100 Jahren wurden dem Projekt KOSTRA-DWD-2010R /7/ entnommen. Als Analyse der Höhe $P(T, D)$ [mm], Dauer D [Min. / Std.] und Häufigkeit T [a] eines Niederschlags decken diese Daten Niederschlagsdauern zwischen 5 Minuten und 72 Stunden ab.

Für das Untersuchungsgebiet gelten die KOSTRA-Raster-Zellen 55067 im Westen auf ca. 56% und 55068 im Osten auf ca. 44% der Gesamtfläche (vgl. Abbildung 4).

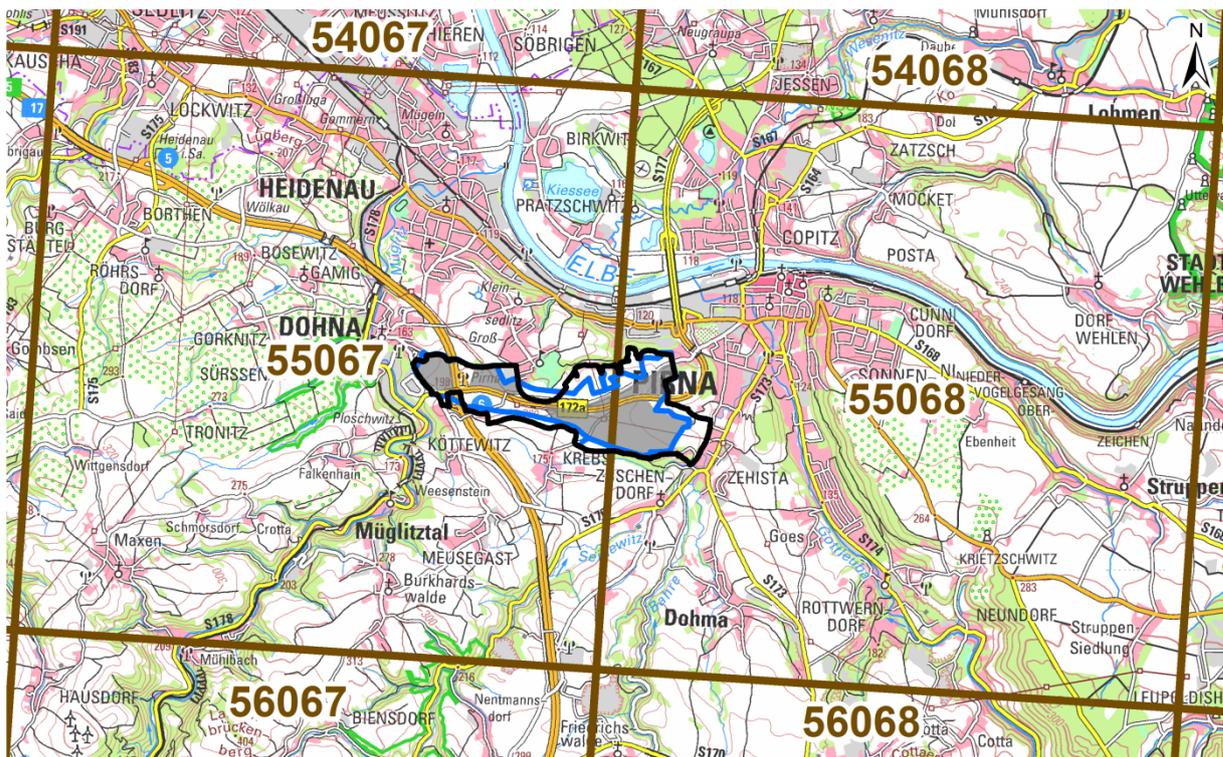


Abbildung 4: Untersuchungsgebiet mit verwendeten KOSTRA-Raster-Zellen

Beide Zellen nennen für die verschiedenen Dauern und Wiederkehrintervalle Niederschlagsmengen, die sich für Dauern ≤ 1 Stunde höchstens im Promillebereich unterscheiden. Bei größeren Dauern liegen für $T \geq 2$ Jahre die Niederschlagsmengen der östlichen Zelle 55067 um bis zu 11% über denen der Zelle 55068. Für $T = 1$ Jahr mit Dauern zwischen 1,5 und 24 Stunden werden in /7/ für die westliche Zelle 55068 um bis zu 3% größere Niederschlagsmengen als für die Zelle 55067 angegeben.

Weil im Untersuchungsgebiet die kurzen Niederschlagsdauern ≤ 1 Stunde die größten Abflüsse hervorrufen (vgl. Kapitel 6) und weil die Unterschiede zwischen den Niederschlagsmengen der beteiligten KOSTRA-Zellen bei Dauern > 1 Stunde gering sind, wurden für die hier zu durchgeführten hydrnumerische Modellierung die jeweils größten Niederschlagsmengen $P(T, D)$ angesetzt (vgl. Tabelle 1).

Tabelle 1: angesetzte Niederschlagsmengen P(T, D) [mm] im Untersuchungsgebiet gemäß /7/ als Maximalwerte der KOSTRA-Zellen 55067 und 55068

D \ T [a]	1	2	3	5	10	20	30	50	100
5 Min.	5,6	7,8	9,1	10,7	12,9	15,1	16,4	18,0	20,2
10 Min.	8,7	11,6	13,2	15,3	18,1	20,9	22,6	24,7	27,5
15 Min.	10,7	14,0	15,9	18,3	21,6	24,9	26,8	29,2	32,5
20 Min.	12,1	15,7	17,8	20,5	24,2	27,8	30,0	32,7	36,3
30 Min.	13,8	18,1	20,5	23,7	27,9	32,1	34,6	37,7	42,0
45 Min.	15,3	20,2	23,1	26,7	31,7	36,6	39,5	43,1	48,0
60 Min.	16,2	21,7	24,9	29,0	34,4	39,9	43,2	47,2	52,7
1,5 Std.	18,1	24,1	27,6	32,1	38,2	44,3	47,8	52,3	58,4
2,0 Std.	19,5	25,9	29,7	34,5	41,1	47,6	51,4	56,2	62,8
3,0 Std.	21,8	28,7	33,0	38,3	45,5	52,7	57,0	62,3	69,5
4,0 Std.	23,5	30,9	35,5	41,2	49,0	56,7	61,3	67,0	74,7
6,0 Std.	26,2	34,3	39,3	45,7	54,3	62,8	67,9	74,2	82,8
9,0 Std.	29,2	38,1	43,6	50,6	60,1	69,6	75,2	82,2	91,7
12,0 Std.	31,6	41,0	46,9	54,5	64,7	74,9	80,9	88,4	98,6
18,0 Std.	35,2	45,5	52,1	60,4	71,7	83,0	89,6	97,9	109,2
24,0 Std.	38,0	48,9	56,0	65,0	77,1	89,2	96,3	105,3	117,4
48,0 Std.	42,9	59,2	68,8	80,8	97,1	113,4	122,9	134,9	151,2
72,0 Std.	47,0	65,7	76,7	90,5	109,2	128,0	139,0	152,8	171,5

Zur Bestimmung von Niederschlagsdauern und –verteilungen, die im Untersuchungsgebiet für den Istzustand zu den höchsten Abflüssen führen, erfolgten im Rahmen der hydrnumerischen Modellierung Testrechnungen für Bemessungsniederschläge mit dem Wiederkehrintervall $T = 100$ a und variablen Niederschlagsdauern D zwischen 5 und 120 Minuten. Innerhalb der Regendauer wurden jeweils eine anfangs-, mitten- und endbetonte Niederschlagsverteilung sowie eine Blockregenverteilung verwendet, so dass für die sieben Dauerstufen insgesamt 36 Testberechnungen durchgeführt wurden. Die zeitliche Disaggregation der KOSTRA2010R-Bemessungsniederschlagssummen erfolgte mittels der in Abbildung 5 dargestellten standardisierten Verteilungstypen¹.

Die höchsten Abflussscheitel treten bei Regendauern im Bereich von 60 (bei sehr kleinen Teileinzugsgebieten) bis 90 Minuten (bei mittleren bis großen Teileinzugsgebieten) jeweils mit einer endbetonten Niederschlagsverteilung auf, was sich mit den Erkenntnissen aus /4/ zum benachbarten bzw. teils identischen Einzugsgebiet des Meusegastbachs deckt. Deswegen wurde entschieden, die weiteren Berechnungen im Ist- und auch im untersuchten virtuellen Planzustand für den Entwurf aus /9/ für die Regendauer 90 Minuten (1,5 Std.) mit der endbetonten Niederschlagsverteilung durchzuführen.

¹ DVWK 113 (1984): Arbeitsanleitung zur Anwendung von Niederschlag-Abfluß-Modellen in kleinen Einzugsgebieten: Teil 2: Synthese. DVWK Regeln zur Wasserwirtschaft. Hamburg : Verlag Paul Parey, 1984. Bd. 113.

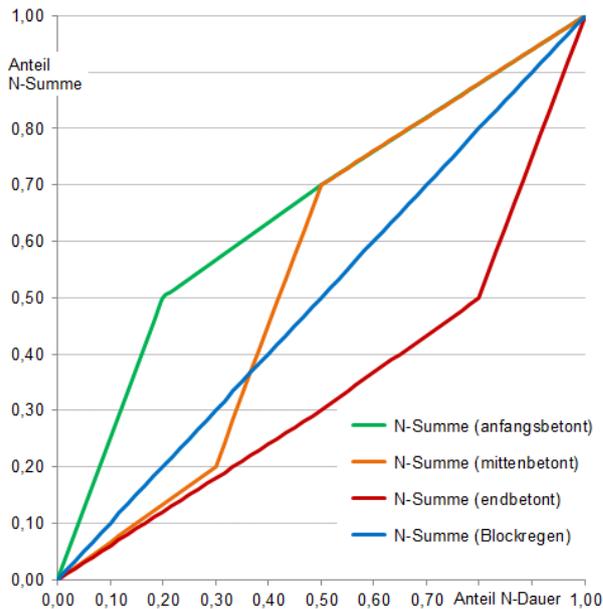


Abbildung 5: Niederschlagsverteilung anfangs-, mitten-, endbetont sowie als Blockregen nach DVWK 113

5.2 Berechnung der Abflussbildung

Die ersten Wasseranteile eines Regens kommen wegen Benetzung-/ Interzeptionseffekten (Aufnahme durch die Vegetation) meist nicht zum Abfluss. Außerdem füllen sich in der Anfangsphase noch Geländemulden mit Wasser. Erst wenn diese Reservoirs aufgebraucht sind, bildet sich ein Oberflächenabfluss aus. Über praktisch die gesamte Regendauer steht meist auch ein gewisser Verdunstungsanteil nicht für den Oberflächenabfluss zur Verfügung.

Je nach Beschaffenheit, Bewuchs, Versiegelungsgrad und Vorfeuchte der oberen Bodenschicht kann ein mehr oder weniger großer Anteil des Regenwassers versickern und, unter gewissen Umständen, verzögert andernorts als so genannter Zwischenabfluss wieder hervortreten. Zu Beginn des Regens ist die Aufnahmefähigkeit des Bodens üblicherweise noch relativ hoch. Mit zunehmender Niederschlagssumme und Bodensättigung nimmt sie ab, so dass mit anhaltender Regendauer der Anteil der zum oberflächigen Abfluss kommenden, der so genannten effektiven Niederschlagsmenge wächst.

Diese Prozesse und die Frage, welche Regenanteile zum oberflächigen Abfluss gelangen, werden in der Hydrologie als Abflussbildung bezeichnet. Für die Berechnung der Abflussbildung kam hier das Kurvennummernverfahren² (SCS-Verfahren) in einer erweiterten Form nach [Zaiß, 1989] zum Einsatz.

Für die Ermittlung der CNII-Werte (Kurvennummern) wurden zunächst die Flächenanteile nach den vier SCS-Bodenklassen A bis D bestimmt (vgl. Abbildung 6). Die Einteilung wurde nach bodenkundlichen Erfahrungswerten ausgehend von den in der Bodenkarte BK50 /2/ ausgewiesenen Bodentypen und unter Beachtung der in [Thürkow, 2002]³ getroffenen Zuordnungen der SCS-Bodenklassen zur Wasserdurchlässigkeit gesättigter Böden k_f (vgl. Tabelle 2) getroffen. Die Abflussbereitschaft steigt von A nach D an.

² US Department of Agriculture (1985): Soil Conservation Service: National Engineering Handbook. Section 4 - Hydrology. Washington, DC.

³ Thürkow, D. (2002): GIS - basierte Methoden zur Analyse der Wasserqualitätsentwicklung in Trinkwasserbrunnen am Beispiel des Einzugsgebietes der Saldenbachtalsperre (Erzgebirge). Diss., Fak. f. Mathematik und Naturwissenschaften d. Univ. Halle.

Tabelle 2: Zuordnung von Bodenarten zu SCS-Bodenklassen nach [Thürkow, 2002]

Klasse	Beschreibung der Bodenarten	k_f - Wert
A	Böden mit großem Versickerungsvermögen (z.B. tiefgründige Sande und Kiese)	> 18 cm/d
B	Böden mit mittlerem Versickerungsvermögen, tief- bis mäßig tiefgründige Böden mit mäßig feiner bis mäßig grober Textur (z.B. Sandböden, Löss)	≤ 18 bis > 9 cm/d
C	Böden mit geringem Versickerungsvermögen, Böden mit feiner bis mäßig feiner Textur oder mit wasserstauer Schicht, (z.B. flachgründige Sandböden, sandiger Lehm)	≤ 9 bis > 3 cm/d
D	Böden mit sehr geringem Versickerungsvermögen, Tonböden, sehr flache Böden über nahezu undurchlässigem Material, Böden mit dauernd sehr hohem Grundwasserspiegel	≤ 3 cm/d

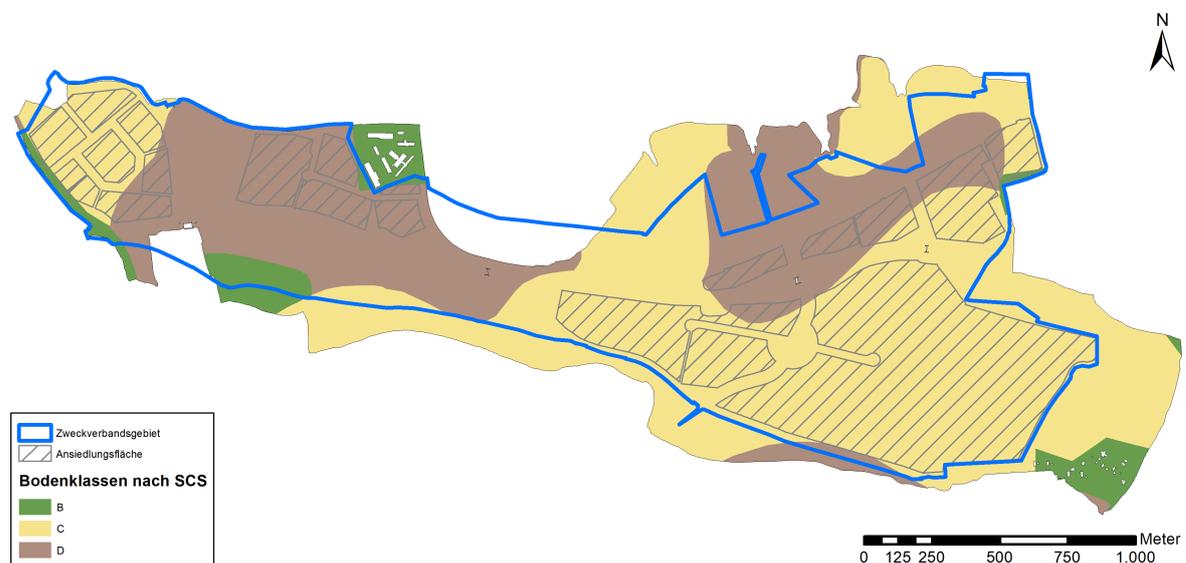


Abbildung 6: Karte der SCS-Bodenklassen im Untersuchungsgebiet

Böden der Klasse A mit großem Versickerungsvermögen sind im Untersuchungsgebiet also nicht anzutreffen. Es dominieren Böden der Klassen C und D, was auf ein geringes bis sehr geringes Versickerungsvermögen und eine hohe Abflussbereitschaft hindeutet, wie das bereits nach der Analyse der geologischen Verhältnisse im Untersuchungsgebiet (vgl. Kapitel 3.2) vermutet werden konnte.

Die Festlegung der CNII-Werte erfolgt für jede SCS-Bodenklasse in Abhängigkeit von der Landnutzung und Bewirtschaftung nach SCS-Vorgaben. Die für das Untersuchungsgebiet nach /2/ geltenden Landnutzungstypen zeigt die Abbildung 7. Einen Auszug aus der Zuordnungstabelle gemäß dem SCS-Handbuch enthält die Tabelle 3.

Für die Kombinationen aus Boden und Landnutzung im Untersuchungsgebiet ergeben sich Kurvennummern CNII zwischen 55 und 91. Die Abflussbereitschaft wächst mit steigenden CNII-Werten. Der flächengewichtete CNII-Mittelwert für das Untersuchungsgebiet beträgt 80. Hauptsächlich wegen der Bodeneigenschaften sind folglich große Abflussspenden zu erwarten. Die Abbildung 8 zeigt die flächenhafte Verteilung der CNII-Werte.

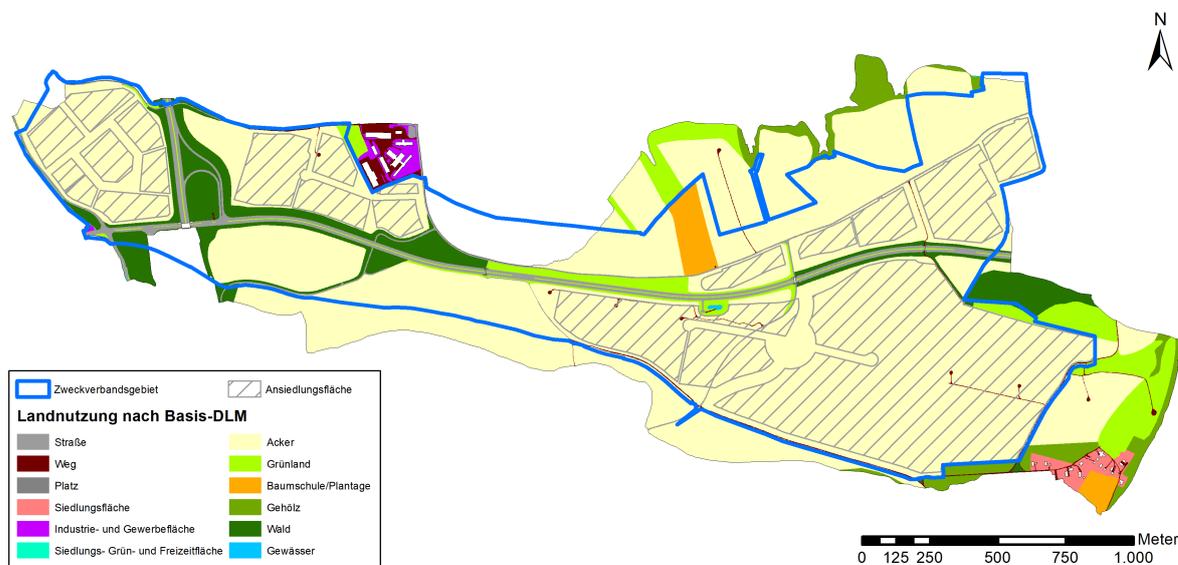


Abbildung 7: Karte der Landnutzungstypen im Untersuchungsgebiet

Art der Landnutzung		hydrologische Bodentypen			
		A	B	C	D
Landwirtschaftlich genutzte Ackerfläche ¹⁾	mit Erosionsschutzmaßnahmen	72	81	88	91
	ohne Erosionsschutzmaßnahmen	62	71	78	81
Weideland	in schlechtem Zustand	68	79	86	89
	in gutem Zustand	39	61	74	80
Wiese	in gutem Zustand	30	58	71	78
Wald	lichter Bestand, schlechte Bodenbedeckung, kein Mulch	45	66	77	83
	gute Bodenbedeckung ²⁾	25	55	70	77
Innerstädtische Freifläche: Rasen, Parks, Golfplätze, Friedhöfe etc.	guter Zustand, Grasbewuchs auf mind. 75% der Fläche	39	61	74	80
	mäßiger Zustand: Grasbewuchs auf 50-75% der Fläche	49	69	79	84
Städt. Wohn- und Geschäftsviertel (85% Versiegelungsgrad)		89	92	94	95
Industriegebiete (72% Versiegelungsgrad)		81	88	91	93
Wohngebiete ³⁾ Durchschnittliche Grundstücksgröße [m ²] bis	Versiegelungsgrad ⁴⁾ [%]				
	500	65	77	85	90
	1000	38	61	75	83
	1500	30	57	72	81
	2000	25	54	70	80
4000	20	51	68	79	

Tabelle 3: Bestimmung der CNII-Werte (Auszug SCS-Handbuch)

Die ermittelten CNII-Werte bilden die Grundlage für die Berechnung des abflusswirksamen Niederschlagsanteils bei der Abflussbildung. Dafür wurde das erweiterte SCS-Verfahren nach [Zaiß, 1989] angewendet. Die Erweiterungen des Original-SCS-Verfahrens durch [Zaiß, 1989] beziehen sich auf folgende Punkte:

- verbesserte Berücksichtigung der Vorgeschichtsabhängigkeit
- Ansatz eines Verlustverhältnisses VV von 0,05 statt 0,20
- Ansatz eines variablen Abflussbeiwerts in Abhängigkeit von der akkumulierten Niederschlagssumme

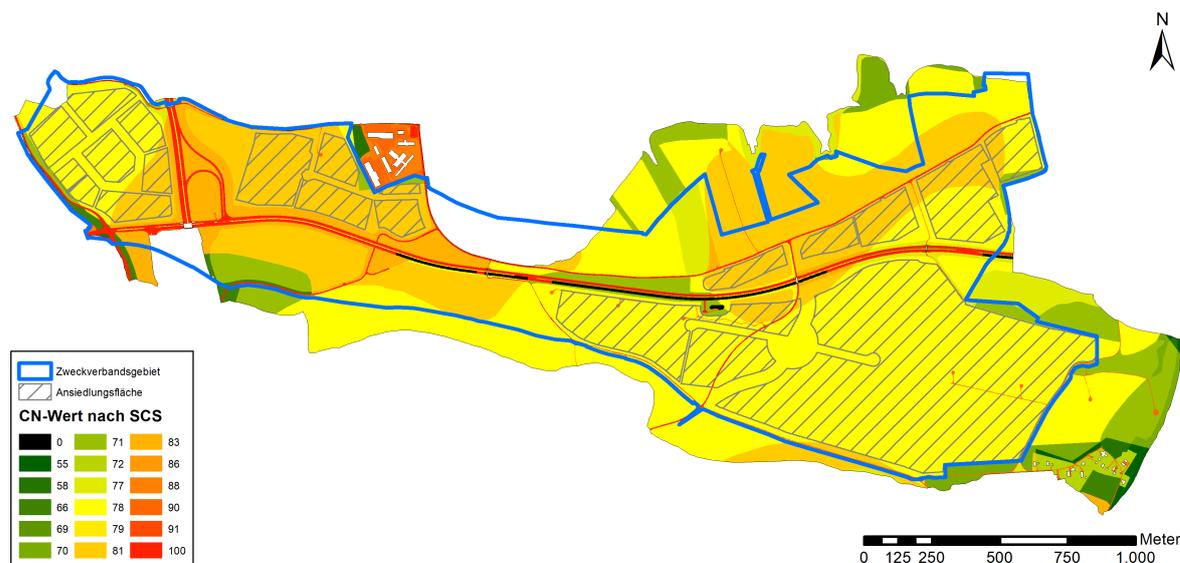


Abbildung 8: Flächenhafte Verteilung der CNII - Werte im Untersuchungsgebiet

Die benetzungs- und interzeptionsbedingten Anfangsverluste AV_0 werden im Zaiß-Verfahren nach einer Abminderung der CNII- auf CNI-Werte wie folgt berechnet:

$$CNI = \frac{CNII}{2,334 - 0,01334 \cdot CNII}$$

$$AV_0 = \frac{1270}{CNI} - 12,7$$

Eine etwaige Vorfeuchte wird im Verfahren nach [Zaiß, 1989] durch den Vorregenindex VN21 berücksichtigt, der die Niederschläge der vorangegangenen 21 Tage in Abhängigkeit davon abbildet, in welcher Jahreszeit bzw. Kalenderwoche das Ereignis auftritt. Hier wurde davon ausgegangen, dass kein Vorregen stattgefunden hat, folglich $VN21 = 0$ ist. Der Anfangsverlust AV_0 entspricht in diesem Fall dem Gesamtanfangsverlust AV .

Der zeitliche Verlauf des Effektivregens wird nach [Zaiß, 1989] durch den variablen Abflussbeiwert φ_i in Abhängigkeit der akkumulierten Niederschlagssumme S_{Ni} bis zur Mitte des aktuellen Zeitintervalls i bestimmt (integrale Form):

$$\varphi_i = 1 - \left(\frac{AV}{0,05 \cdot \sum h_{Ni} + 0,95 \cdot AV} \right)^2$$

mit: φ_i Abflussbeiwert im aktuellen Zeitintervall
 S_{Ni} Summe der Niederschläge im aktuellen Intervall
 AV : Anfangsverlust, gesamt

Abweichend davon wurde bei vollversiegelten Flächen ein benetzungsbedingter Anfangsverlust von 1 mm und ansonsten ein Abflussbeiwert von 1,0 angenommen. Bei Straßenflächen mit eigenen Entwässerungsanlagen wurde ein Abflussbeiwert von 0,0 angenommen.

Unter den beschriebenen Ansätzen ergeben sich bei der hydronumerischen Modellierung des Istzustands (vgl. Kapitel 6) für das Wiederkehrintervall $T = 100$ Jahre und die relevante Regendauer $D = 1,5$ Std. plausible Oberflächenabflüsse.

So wurde beispielsweise für das Lindigtgründel an seiner Querung der künftigen B172n mit endbetonter Niederschlagsverteilung ein Scheitelabfluss von 3,4 m³/s errechnet (vgl. Abbildung 9). Beim Ansatz eines Blockregens beträgt der errechnete Scheitelabfluss 2,7 m³/s, bei einer mittebetonten Verteilung 2,4 m³/s.

Bei einem zu Teilen auch durch Straßenzüge befestigten Einzugsgebiet von etwas mehr als 0,91 km² entspricht dies einer maximalen Abflussspende von 3,7 m³/s·km². Die Niederschlag-Abfluss-Modellierung für den Meusegastbach in /4/ hat für das Wiederkehrintervall T = 100 a und eine Regendauer von 60 Min. in vergleichbaren, obschon kleineren Teileinzugsgebieten (TEG) ähnliche Spenden (/4/: 3,3 m³/s·km² im TEG 28 bzw. 3,5 m³/s·km² im TEG 30 sowie bis 5,7 m³/s·km² in weitgehend befestigten Teilgebieten) erbracht. In /4/ wurde die Plausibilität von Abflussspenden dieser Größenordnung im Untersuchungsgebiet ausführlich diskutiert und nachgewiesen.

Sensitivitätsberechnungen haben ergeben, dass der errechnete Scheitelabfluss des Lindigtgründels an der B172n-Querung bei einer Erhöhung der CNII-Werte um 2 auf 4,0 m³/s (4,4 m³/s·km²) zunimmt und bei ihrer Verringerung um 2 auf 2,9 m³/s (3,2 m³/s·km²) sinkt (vgl. Abbildung 9). Die Modellergebnisse reagieren also beträchtlich auf eine Veränderung der angesetzten CNII-Werte.

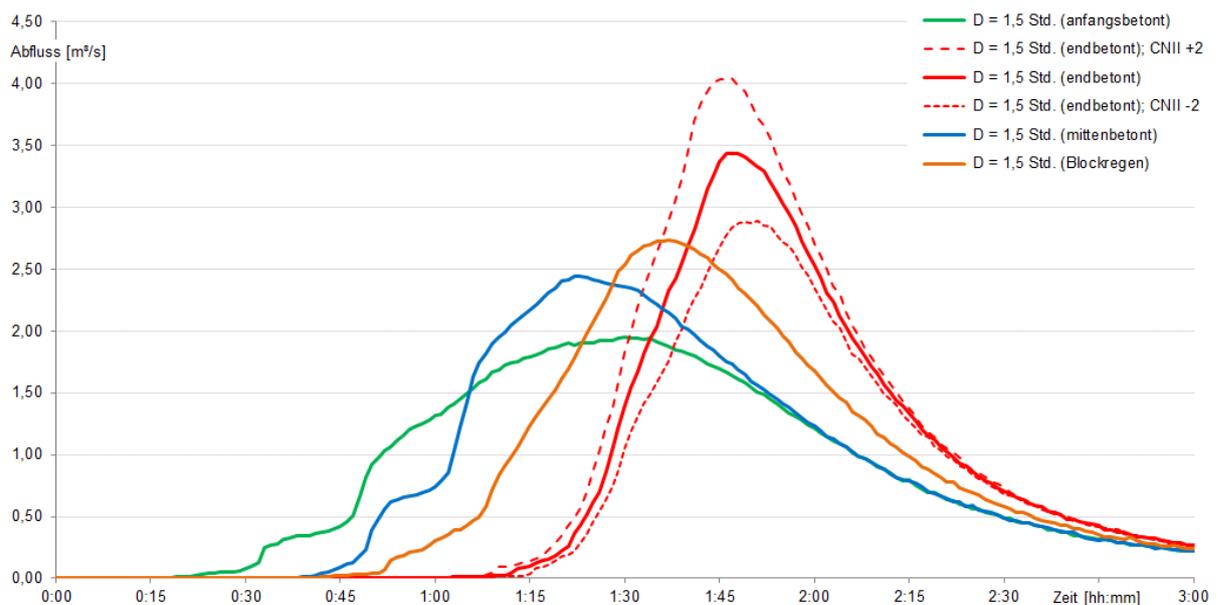


Abbildung 9: Für T = 100 a und D = 1,5 Std. errechnete Abflussganglinien im Lindigt-Gründel an der Querung der künftigen B172n

Der gewählte Ansatz liefert Ergebnisse in der erwartbaren Größenordnung und erscheint damit plausibel. Für die anstehende Aufgabe, den Einfluss des IPO-Vorhabens auf die Oberflächenabflüsse bei Starkregen zu ermitteln und zu diskutieren, spielt die Frage nach den genauen Abflussspenden bzw. Oberflächenabflüssen im Istzustand letztlich eine eher untergeordnete Rolle, weil diesbezüglich im untersuchten Planzustand dieselben etwaigen Modellgenauigkeiten enthalten sind. Wichtiger sind hier vielmehr die Fragen, ob und wo sich Oberflächenabflüsse in Richtung der benachbarten Gebiete durch das Vorhaben verändern und welche Abflüsse auf den neu versiegelten Flächen entstehen. Letztere können wegen der klaren Vorgabe eines maximalen Versiegelungsgrades sehr genau bestimmt werden.

6 HYDRONUMERISCHE MODELLIERUNG

6.1 Verwendetes Berechnungsprogramm

Um den sich bei Regenereignissen im Untersuchungsgebiet ausbildenden Oberflächenabfluss ermitteln und analysieren zu können, wurde eine zweidimensionale hydrodynamisch-numerische Modellierung (kurz: hydronumerische oder 2D-HN-Modellierung) vorgenommen. Die Modellierung erfolgte mit dem Programmpaket SMS 12 / HYDRO_AS-2D 4.4.2. Damit lassen sich wichtige Parameter des Oberflächenabflusses wie bspw. Wasserstände/ -tiefen, Fließgeschwindigkeiten/ -richtungen, Schubspannungen und spezifische Abflüsse/ Teilabflüsse realitätsnah ermitteln.

Basis der Modellierung ist ein Berechnungsnetz aus Dreiecks- und Viereckselementen, die durch so genannte Knoten (Nodes) an ihren Ecken miteinander verbunden sind. Dieses Netz bildet die Geländeform des Modellgebiets mit allen hydraulisch relevanten Strukturen nach und stellt somit ein digitales Geländemodell (DGM) dar (vgl. Abbildung 10).

Die Netzelemente müssen programmspezifischen Qualitätskriterien entsprechen, so dass bspw. zu spitze Innenwinkel und unnötige Knotenanhäufungen zu vermeiden sind. Während in hydraulisch sensiblen Bereichen (als Abflussbahn fungierende Verkehrswege, abflusslenkende Bauwerke u.ä.) eine hohe Netzauflösung erforderlich ist, lassen sich Gebiete mit nur wenig bewegtem Gelände und nahezu gleichförmiger Überströmung mit größeren Elementen ausreichend genau erfassen.

Die Software SMS stellt den Pre- und Postprozessor dar und bietet somit eine Benutzeroberfläche mit Möglichkeiten der Netzgenerierung sowie der Visualisierung von Ergebnisdateien. Demgegenüber bildet HYDRO_AS-2D den Berechnungskern und fungiert damit als Solver für die Modellierung. Er löst Finite-Volumen-Gleichungen anhand der zweidimensionalen tiefengemittelten Strömungsgleichungen. Dies geschieht durch Integration der dreidimensionalen Kontinuitätsgleichung und der Reynolds- bzw. Navier-Stokes-Gleichungen für inkompressible Flüssigkeiten über die Wassertiefe unter Annahme einer hydrostatischen Druckverteilung. Damit ist die Berechnung komplizierter stationärer sowie instationärer Abflusssituationen bei strömenden wie auch schießenden Abflusszuständen möglich.

Die Simulation liefert skalare und vektorielle Ergebnisse (Wasserstandshöhen, Größe und Richtung von Fließgeschwindigkeiten etc.) für die benetzten Knoten des Modellnetzes und gibt Aufschluss zu Überflutungsgrenzen und Abflussaufteilungen. Bei instationären Berechnungen kann zusätzlich der zeitliche Ablauf der Überflutungen nachvollzogen werden. Außerdem lassen sich aus den Primärergebnissen weitere Parameter, wie bspw. die spezifischen Abflüsse sowie die Froude-Zahlen oder Energiehöhen unkompliziert berechnen.

Um die Modellierungsergebnisse in Grafiken/ Karten darzustellen, vertiefend auszuwerten und in üblichen Austauschformaten vorzuhalten, wurden sie von den Originalformaten zusätzlich auch in die GIS-Formate ESRI-Shape, ESRI-TIN und ESRI-Grid konvertiert. Die kartografische Bearbeitung erfolgte mit dem Programm ESRI-ArcGIS 10.

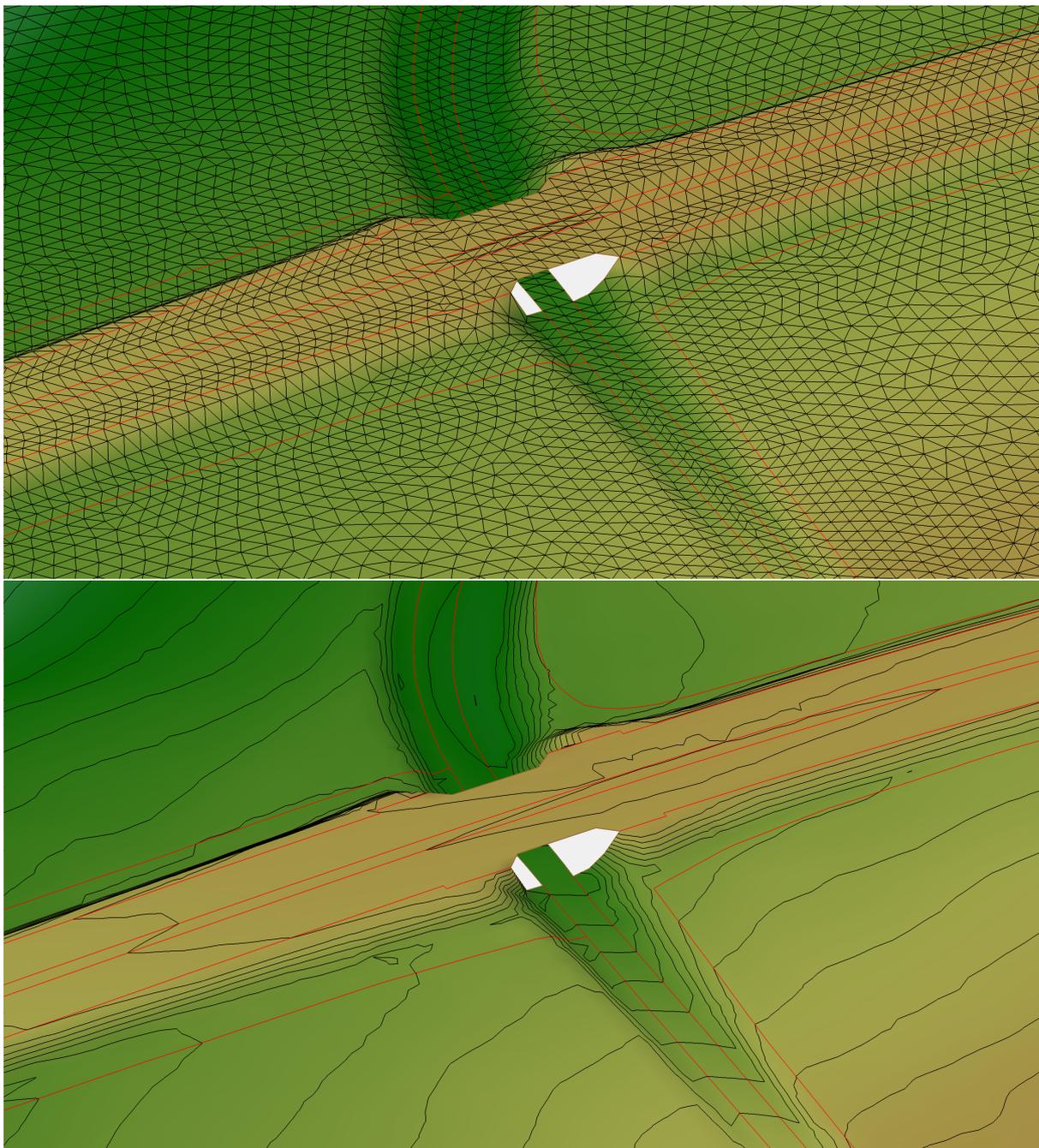


Abbildung 10: Ausschnitte der Netzstruktur des Modellnetzes (oben) und der farbig abgestuften Geländehöhen mit Isolinien (unten)

6.2 Abgrenzung des Modellgebiets und verwendete Daten

Für die Aufbereitung des Modellnetzes wurden die Daten des ATKIS-DGM1 und der bestehenden Verkehrswege aus /2/, des ATKIS-DLM aus /6/ sowie die geometrischen Informationen zur im Bau befindlichen B172n aus /3/ genutzt. Die Festlegung der Modellgrenzen erfolgte in Orientierung an Linien gleicher Geländehöhen, Höhenrücken (also Wasserscheiden als Einzugsgebietsgrenzen), für Wasser unüberwindbaren Verkehrswege (B172n im Osten) oder darin befindlichen Öffnungen (Lindigt-Gründel, Merbitzens-Gründel).

Bei einer simulierten Berechnung des 2D-HN-Modells kann der Oberflächenabfluss an den Modellrändern frei auslaufen. Die Auslaufrandbedingungen wurden dazu als ein Energielini-

engefälle vorgegeben, welches dem mittleren Geländegefälle entspricht. Weil eine solche Vorgabe unvermeidlich Ungenauigkeiten in den Berechnungsergebnissen nahe dem jeweiligen Auslauf hervorruft, müssen die Ausläufe in so weiter Entfernung vom Betrachtungsgebiet liegen, dass die Ungenauigkeiten bis dahin aufgelöst sind. Das 2D-HN-Modell reicht aus diesem Grund bei abfälligem Gelände weiter stromab als das Untersuchungsgebiet innerhalb der Zweckverbandsgrenze und deckt eine Gesamtfläche von ca. 350 ha ab. In einigen Bereichen konnte die Ausdehnungen des 2D-HN-Modells kleiner als die von der Zweckverbandsgrenze definierte Fläche gehalten werden, weil dort Auswirkungen des IPO-Vorhabens auf den Oberflächenabfluss wegen des ansteigenden Geländes oder unbeteiligter Einzugsgebiete ausgeschlossen werden können.

Gebäudegrundflächen (betrifft kleine Gebiete in Großsedlitz südlich Schilfweg/ westlich Neubauernweg sowie in Oberlindigt im Südosten) wurden aus dem Modellnetz ausgespart, um sie als undurchströmbar zu definieren. Das bedeutet, dass der auf diese Flächen fallende Regen rechnerisch nicht zum Oberflächenabfluss kommt. Weil diese Annahme im Ist- wie auch im untersuchten virtuellen Planzustand getroffen wurde, wird der Vergleich beider Zustände dadurch nicht beeinträchtigt.

An mehreren Stellen im Modellgebiet über-/ unterqueren Verkehrswege andere Verkehrswege (mehrfach entlang der B172a und im Bereich der Autobahnanbindung). Das Modellnetz wurde hier nötigenfalls so gestaltet, dass der Oberflächenabfluss sowohl den unterquerenden Verkehrsweg als auch den überquerenden Verkehrsweg entlang fließen kann (vgl. Abbildung 10).

6.3 Parametrisierung des Modells

Die Oberflächenrauheiten in den einzelnen Landnutzungsbereichen wurden im 2D-HN-Modell mit Beiwerten nach Manning/ Strickler k_{St} anhand von Erfahrungswerten und Literaturempfehlungen erfasst. Bei vegetationsbeeinflussten Nutzungen (bspw. Acker, Grünland, Wald...) wurde dabei aus dem fachlich vertretbaren Spektrum ein mittlerer Ansatz gewählt. Die gewählten Oberflächenrauheiten sind in der nachfolgenden Tabelle 4 gezeigt.

Tabelle 4: für die Oberflächenrauheiten angesetzte Beiwerte k_{St}

Landnutzung/ Vegetation/ Befestigung	k_{St}
Straße, asphaltiert	50 m ^{1/3} /s
Weg, befestigt	45 m ^{1/3} /s
Siedlung, stark versiegelt	24 m ^{1/3} /s
Industrie und Gewerbe	18 m ^{1/3} /s
Sport, Freizeit und Erholung	18 m ^{1/3} /s
Acker	18 m ^{1/3} /s
Grünland	20 m ^{1/3} /s
Obst- und Weinbau, Gartenland	18 m ^{1/3} /s
Wald	16 m ^{1/3} /s
Gehölz	16 m ^{1/3} /s

Für alle durchgeführten Rechengänge wurden folgende Grundlagenparameter („global parameters“) in HYDRO_AS-2D festgelegt (Einzelheiten im Benutzerhandbuch des Programms):

- Simulationszeit: Dauer des zu berechnenden Abflussereignisses; gewählt mit 10.800 Sekunden \cong 3,0 Stunden
- Zeitintervall SMS: Zeitschrittlänge zwischen den Ausschreibungen vollständiger Ergebnisdateien „Wasserstand“, „Fließgeschwindigkeit“ u.a.; gewählt mit 60 Sekunden \cong 1 Minute
- Zeitintervall Q_Strg / Pegel.dat: Zeitschrittlänge für die Zuflussganglinien und die Ausschreibungen tabellarischer Ergebnisdateien für Kontrollquerschnitte und Pegelpunkte; gewählt mit 60 Sekunden \cong 1 Minute
- Hmin: minimale Wassertiefe, ab der ein Abflussgeschehen am jeweiligen Knoten angenommen wird; gewählt mit 0,0001 m
- VELMAX: maximale Fließgeschwindigkeit, die an einem Knoten in die Berechnungen eingehen kann; gewählt mit 15,0 m/s
- CMUVISC: Koeffizient c_{μ} in der Formel für Viskosität = 0,6 (Standardwert)
- CFL: programminterner Berechnungskoeffizient = 0,8 (Standardwert)
- Amin: minimal erlaubte Elementgröße; gewählt mit 0,01 m²

Der zuletzt genannte Amin-Wert ist mit 0,01 m² relativ klein zu wählen, weil die kleinräumigen, filigranen Strukturen an den modellierten Bächen teilweise mit einem sehr engmaschigen Netz abgebildet werden müssen, um korrekte Ergebnisse zu erzielen. Größere Amin-Werte führen teilweise zu verfälschten und unbrauchbaren Modellergebnissen.

6.4 Vorgehen bei der Ergebnisauswertung

Von den Ergebnisparametern, die das Berechnungsprogramm liefert, sind für die vorliegende Aufgabe weniger die Wassertiefen oder Fließgeschwindigkeiten relevant. Vielmehr sind die Oberflächenabflüsse in [m³/s] oder [l/s] und deren Strömungsrichtungen von Interesse, die im Vorhabensgebiet bei Starkregen generiert werden und in die benachbarten Bereiche gelangen. Zu diesem Zweck wurden die vom Berechnungsprogramm nicht explizit gelieferten spezifischen Abflüsse, d.h. die pro [m] Breite abfließenden Wassermengen [m³/(s·m) bzw. m²/s] als Produkt von Wassertiefe und Geschwindigkeit mit einer Zeitschrittauflösung von 60 Sek. ermittelt. Ausgewertet wurden die über die Dauer des simulierten Ereignisses eintretenden maximalen spezifischen Abflüsse gemeinsam mit ihren Strömungsrichtungen.

Der digitalen Auslieferung dieses Projekts liegen die bei T = 100 a, D = 1,5 Std. und endbetonter Niederschlagsverteilung über die Ereignisdauer maximalen Wassertiefen, Fließgeschwindigkeiten und -richtungen sowie spezifischen Abflüsse als GIS-Daten (ESRI-Grid) bei.

Die Auswirkungen des untersuchten virtuellen Planzustands ohne Rückhaltmaßnahmen / -anlagen nach dem Entwurf aus /9/ auf den Oberflächenabfluss bei Starkregen wurden schließlich durch den Vergleich der maximalen spezifischen Abflüsse im Istzustand mit denen des Planzustands ermittelt.

Wo die Werte des untersuchten Planzustands höher als im Istzustand liegen, drohen durch das Vorhaben größere Oberflächenabflüsse, wenn keine Gegenmaßnahmen ergriffen werden. Die betreffenden Bereiche zeigen damit einen Bedarf an Maßnahmen und Anlagen an, die im Rahmen eines nachgelagerten Regenwasserbewirtschaftungskonzepts entworfen werden sollen (vgl. Kapitel 1).

7 UNTERSUCHTE ZUSTÄNDE

Der Schwerpunkt der Untersuchung lag auf der Ermittlung von Oberflächenabflüssen, die im **Istzustand** statistisch ein Mal in 100 Jahren drohen. Wie eingangs im Kapitel 1 beschrieben, stellen diese Abflüsse die vom Vorhabensträger gewählten Grenzwerte für die weitere Planung des Industrieparks dar. Sie dürfen künftig nicht überschritten werden.

Im Rahmen einer weiteren Betrachtung wurden die nach /9/ geplanten Ansiedlungsflächen, einschließlich der Böschungen, und Erschließungsstraßen in das Istzustand-Modell eingearbeitet und als **virtueller Planzustand ohne Maßnahmen und Anlagen zur zielgerichteten Verringerung der Oberflächenabflüsse** (Rückhaltungen, Umleitungen u.ä.) untersucht. Dieser soll einen Eindruck von den Abflusszunahmen liefern, die durch das Vorhaben potenziell drohenden, wenn keine Gegenmaßnahmen ergriffen werden. Für die Ansiedlungsflächen wurde dabei ein realistischer Versiegelungsgrad von 72% angenommen, der also geringfügig unter dem maximal zulässigen Wert von 80% liegt.

Die in verschiedenen anderen Bereichen geplanten Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen durch Flächenumnutzungen, Anpflanzungen u.ä. blieben unberücksichtigt. Sie haben auf den Oberflächenabfluss prinzipiell und ausschließlich dämpfende Auswirkungen, so dass die Modellierungsergebnisse diesbezüglich auf der sicheren Seite liegen.

Wie mit dem Istzustand-Modell wurde auch mit dem Planzustand-Modell ein Starkregenereignis mit dem Wiederkehrintervall $T = 100$ Jahre, der relevanten Regendauer $D = 1,5$ Std. und einer endbetonten Niederschlagsverteilung simuliert.

Als zwei Unterversionen wurden zusätzlich ein theoretisch denkbarer Planzustand mit einer 100%igen Versiegelung der Ansiedlungsflächen als maximal negatives Szenario und ein theoretisch denkbarer Planzustand mit einem vollständigen Rückhalt des auf den Ansiedlungsflächen anfallenden Regenwassers als maximal positives Szenario untersucht. Damit kann die Spannweite möglicher Auswirkungen des Vorhabens angegeben und zudem besser beurteilt werden, wo im Rahmen des nachgelagerten Regenwasserbewirtschaftungskonzepts für die Bemessung von Kompensationsmaßnahmen unter Umständen ein größerer Sicherheitspuffer angebracht wäre.

8 BERECHNUNGSERGEBNISSE

Die folgende Abbildung 11 zeigt die maximalen spezifischen Abflüsse und ihre Strömungsrichtungen beim untersuchten HQ(100) für den Istzustand. Demnach bilden sich bevorzugte Abflussbahnen insbesondere in Richtung des Lindigt- und des Merbitzens-Gründel im Osten, in einem markanten Taleinschnitt des Hospitalbuschs nach Norden sowie nach Dohna im Nordwesten entlang des Schilfteichwegs bzw. zum Gebiet „An der Bodlitz“ aus.

Nach Süden zum Meusegastbach bzw. nach Krebs ergießt sich das Wasser aus Richtung des Höhenrückens, auf dem die B172a verläuft, eher gleichmäßig. Es zeigen sich aber auch einige Bereiche, in denen sich das Wasser zunächst entlang von Verkehrswegen sammelt und dann, an Stellen mit flacherem Gefälle, konzentriert wieder auf das freie Gelände nach Süden abfließt.

Im untersuchten virtuellen Planzustand ohne Maßnahmen und Anlagen zur zielgerichteten Verringerung der Oberflächenabflüsse (Rückhaltungen, Umleitungen u.ä.) verändert sich der Oberflächenabfluss in den Eingriffsbereichen sowie in Gebieten, die hangabwärts daran angrenzen. Dafür sind einerseits veränderte Versiegelungsgrade verantwortlich. Neu oder stärker versiegelte Flächen (neu angelegte Straßen/ Wege, Flächenbefestigungen, Gebäude-

neubauten etc.) führen dabei naturgemäß zu größeren Netto Regenmengen als im Istzustand et vice versa. Die während eines Regens auf der neu oder stärker versiegelten Fläche insgesamt oberflächlich anfallende Wassermenge ist damit unvermeidlich größer als vor der Versiegelung.

Andererseits beeinflussen auch veränderte Geländeneigungen den Oberflächenabfluss. Eine größere Netto Regenmenge führt deswegen nicht zwangsläufig zu einem größeren maximalen Oberflächenabfluss. Ist nämlich das nach einer Maßnahme stärker versiegelte Gelände weniger geneigt als zuvor, kann die größere Wassermenge langsamer abgeleitet werden und der Spitzenabfluss geringer als vor der Maßnahme ausfallen. Schließlich könnte dadurch auch die Entwässerung in ein anderes Einzugsgebiet umgeleitet werden. In diesem Fall würde sich der Oberflächenabfluss im ursprünglichen Einzugsgebiet verringern und im neu beaufschlagten Einzugsgebiet vergrößern.

Die beschriebenen Effekte sind bei der Analyse der Planzustand-Ergebnisse in mehreren Bereichen zu erkennen. Die Abbildung 12 zeigt dafür die maximalen spezifischen Abflüsse und ihre Strömungsrichtungen beim untersuchten HQ(100).

Die außerhalb der Eingriffsbereiche berechneten Differenzen der spezifischen Abflüsse zwischen dem Ist- und dem untersuchten virtuellen Planzustand bei HQ(100) sind in der Abbildung 13 für die Teilflächen A und B bzw. in der Abbildung 14 für die Teilflächen C und D dargestellt. Daraus lassen sich einige Bereiche erkennen, in denen das Vorhaben bereits ohne zusätzliche Maßnahmen die heute zu erwartenden Oberflächenabflüsse nicht verändert oder gar dämpft. Das betrifft folgende Bereiche:

- Die zum Meusegastbach bzw. zur Ortslage Krebs gerichteten Abflüsse, weil das heute aus dem Gebiet der geplanten Teilfläche D3 nach Süden strömende Wasser wegen der in D3 vorgesehenen Flächenneigung nach Osten und damit in ein anderes Einzugsgebiet umgeleitet wird.
- Das Lindigtgründel im Osten, weil der Großteil seines Einzugsgebiets über die vorgesehenen Neigungen der geplanten Teilflächen D1 und D2 dem Lindigtgründel verloren geht.
- Die Nachbargebiete der Teilfläche B, weil die geplante Flächenneigung dort geringer als im Istzustand ist und damit trotz stärkerer Versiegelung kleinere Oberflächenabflüsse in die umliegenden Bereiche abgegeben werden.

In der Abbildung 13 ist dafür beispielhaft die nördlich der Teilfläche B bei HQ(100) am Schilfteichweg nach Norden abströmende Abflussganglinie für den Ist- und den Planzustand gezeigt. Der maximale Ausfluss aus dem Gebiet wird dort also von 1,4 auf 0,6 m³/s stark gedämpft. Die während des Regens und danach insgesamt abzuleitende Wassermenge fällt aber wegen der stärkeren Versiegelung größer als im Istzustand aus.

Andererseits sind aber auch Bereiche auszumachen, in denen durch das Vorhaben eine Zunahme der Oberflächenabflüsse bei HQ(100) droht, wenn keine kompensierenden Maßnahmen ergriffen werden. Davon sind folgende Gebiete betroffen:

- Das Gebiet „An der Bodlitz“ in Dohna, weil die geplanten Neigungen der Teilfläche A in Verbindung mit der stärkeren Versiegelung eine Zunahme der Netto Regenmenge und gleichzeitig eine Konzentration des Oberflächenabflusses nach Dohna bewirken.

Die Abflussganglinie HQ(100) für den Ist- und den Planzustand ist in der Abbildung 13 gezeigt. Der Spitzenabfluss nimmt von 1,5 auf 2,5 m³/s zu.

- Das Merbitzens-Gründel im Osten, weil große Teile des Einzugsgebiets des Lindigtgründels und auch des Meusegastbachs durch die Geländeprofilierung der Teilfläche D dem Merbitzens-Gründel zugeschlagen und zudem stärker versiegelt werden. Die Abflussganglinie HQ(100) für den Ist- und den Planzustand ist in der Abbildung 14 gezeigt. Der Spitzenabfluss nimmt von 1,4 auf 6,4 m³/s zu.
- Der Bereich am Feistenberg im Nordosten, weil die Geländeprofilierung und Versiegelung der Teilfläche C eine Zunahme der Netto Regenmenge und gleichzeitig eine Konzentration des Oberflächenabflusses bewirken. Die Abflussganglinie HQ(100) für den Ist- und den Planzustand ist in der Abbildung 14 gezeigt. Der Spitzenabfluss nimmt von 1,4 auf 2,1 m³/s zu.

9 DISKUSSION VON KOMPENSATIONSMÖGLICHKEITEN

Die Planzustand-Modellierung hat auch gezeigt, dass mit einem hypothetisch angenommenen Rückhalt des gesamten, auf den Ansiedlungsflächen anfallenden Regenwassers jegliche negative Beeinträchtigung von Nachbargebieten des Vorhabens vermieden werden kann. Die geplanten Geländeumformungen führen folglich nirgendwo dazu, dass Oberflächenabflüsse umgelenkt werden und so andernorts zunehmen. Es ist also prinzipiell möglich, die im Kapitel 8 beschriebenen Verschlechterungen für Nachbargebiete durch geeignete Rückhalte- bzw. Entwässerungseinrichtungen vollständig zu kompensieren.

Dabei sind verschiedene technische Lösungen denkbar. Dazu zählen beispielsweise unterirdische Stauräume, Versickerungsanlagen/ Rigolen und oberflächige Regenrückhaltebecken. Sie müssen so angeordnet und dimensioniert werden, dass das überschüssige Wasser zu ihnen geleitet, von ihnen zwischengespeichert und nach dem Regenende auf ein verträgliches Maß gedrosselt wieder abgegeben werden kann. Dafür müssen verschiedene technische Voraussetzungen, beispielsweise die Flächen-/ Raumverfügbarkeit und bei Rigolenlösungen die ausreichende Versickerungsfähigkeit des anstehenden Bodens, erfüllt sein.

Rückhaltungen können auf den Ansiedlungsflächen selbst oder außerhalb davon installiert werden. Es ist aber, beispielsweise im Bereich Lindigt- und Merbitzens-Gründel, auch denkbar, Teile des anfallenden Regenwassers aufzufangen und gezielt ihrem ursprünglichen Einzugsgebiet zuzuleiten, um drohende Abflusszuwächse auszugleichen.

Aus den Modellberechnungen ergibt sich, dass die Entwässerungen der Teilflächen A und B jeweils separat betrachtet werden können. Änderungen an einer der drei anderen Teilflächen haben keinen Einfluss auf die Fläche A bzw. B.

Die Teilflächen C und D sind wegen ihrer räumlichen Nähe und der daraus resultierenden gegenseitigen Beeinflussung für die Planung von Rückhalte-/ Entwässerungsmaßnahmen jedoch zusammenhängend zu betrachten. Von den Teilflächen A und B werden die Flächen C und D nicht beeinflusst.

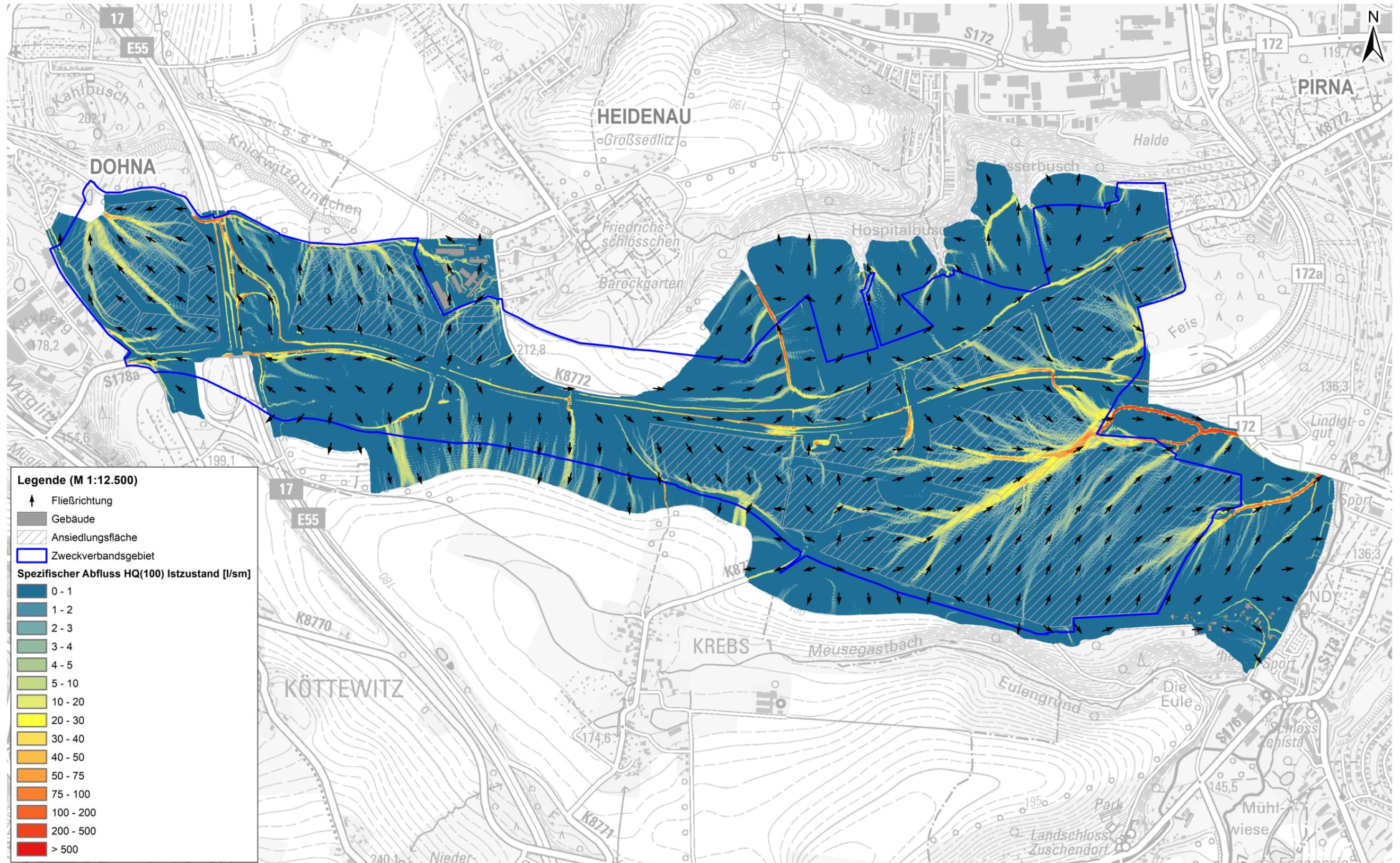


Abbildung 11: Mit dem 2D-HN-Modell für den Istzustand bei HQ(100) mit D = 1,5 Std. und endbetonter Verteilung berechnete spezifische Abflüsse und Abflussrichtungen

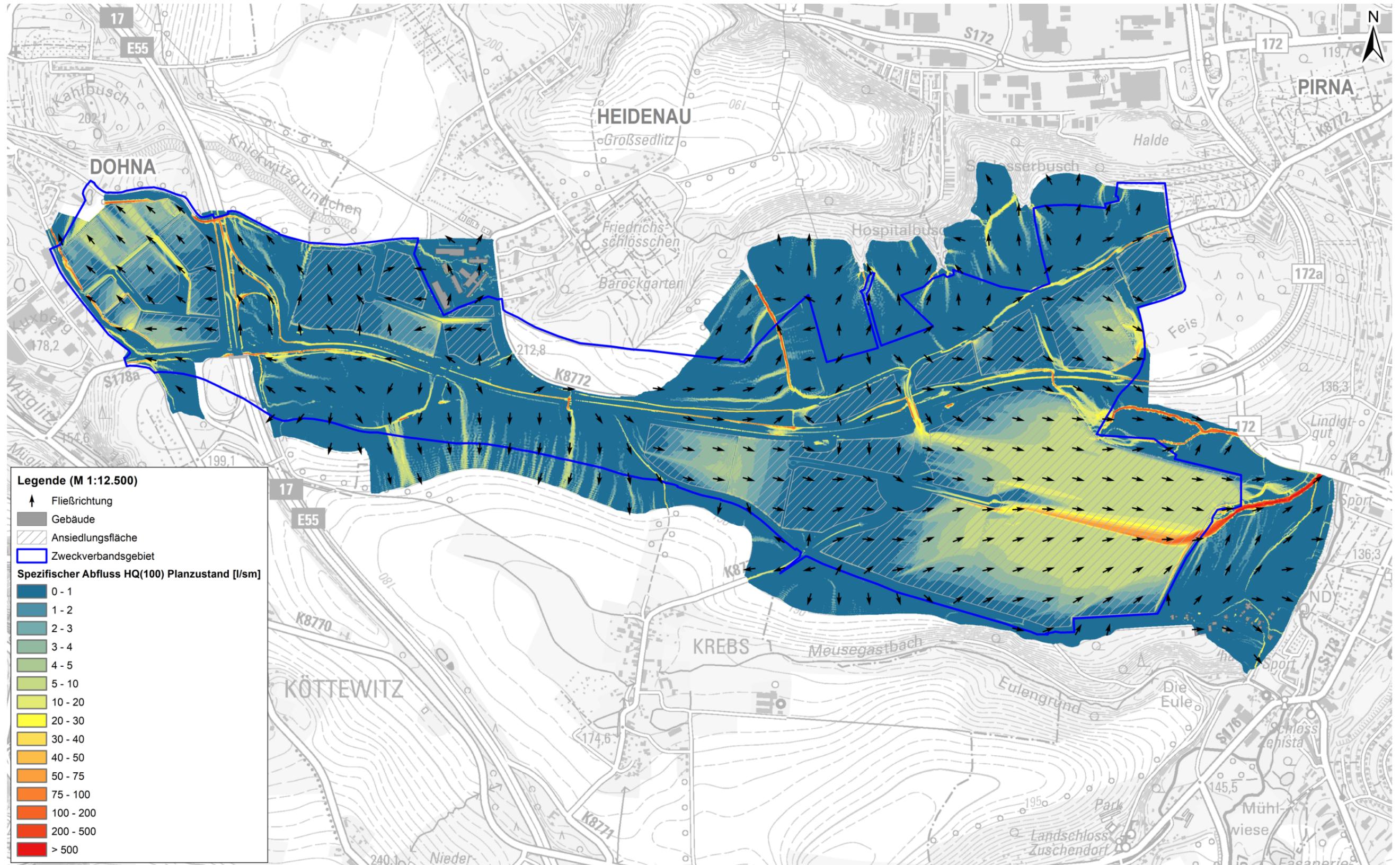


Abbildung 12: Mit dem 2D-HN-Modell für den untersuchten virtuellen Planzustand ohne Maßnahmen und Anlagen zur zielgerichteten Verringerung der Oberflächenabflüsse bei HQ(100) mit $D = 1,5$ Std. und endbetonter Verteilung berechnete spezifische Abflüsse und Abflussrichtungen

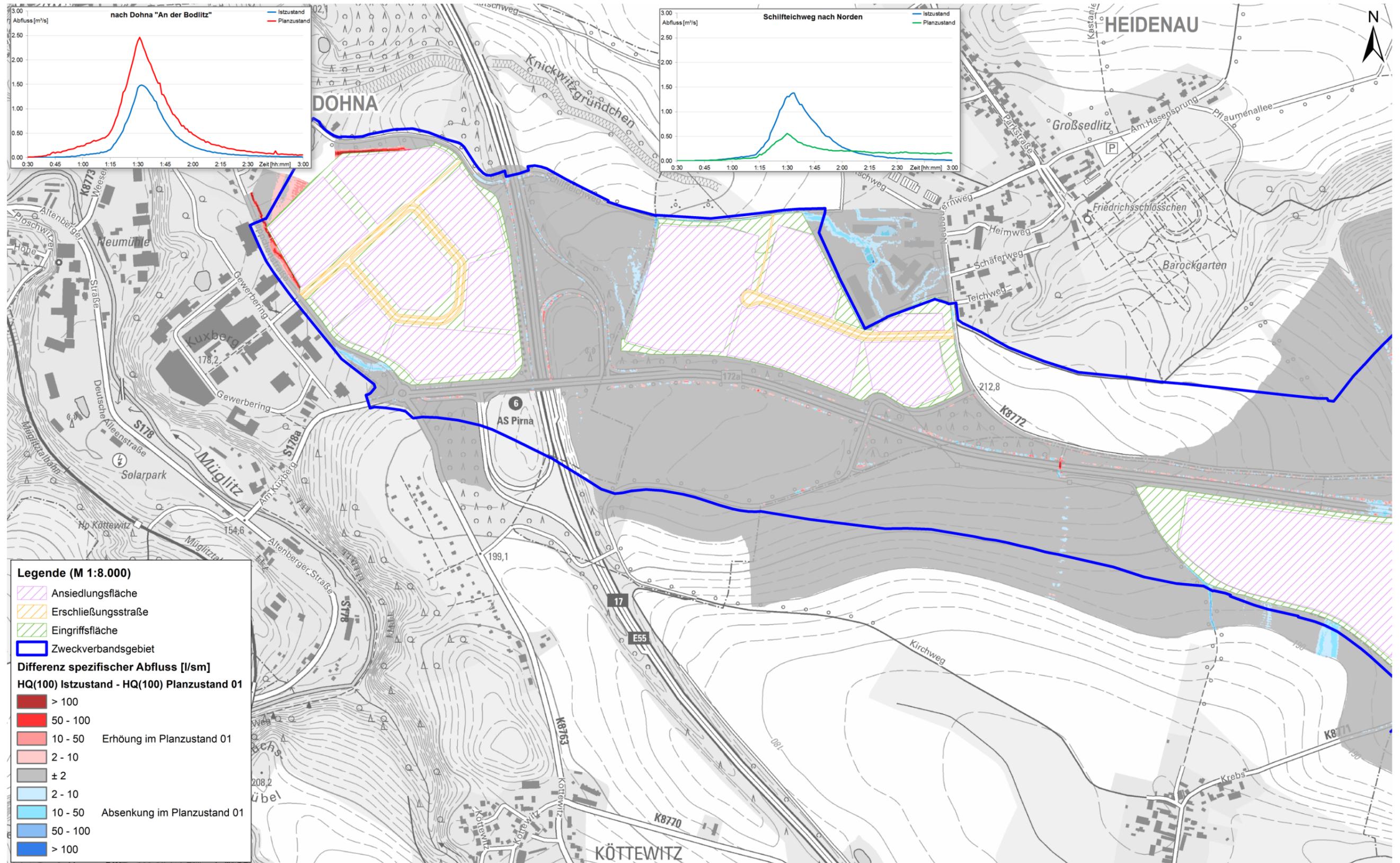


Abbildung 13: Differenzen der spezifischen Abflüsse zwischen dem Ist- und dem untersuchten virtuellen Planzustand bei HQ(100) mit D = 1,5 Std. und endbetonter Verteilung im Bereich der Teilflächen A und B, wenn keine Maßnahmen gegen eine Zunahme der Oberflächenabflüsse ergriffen werden

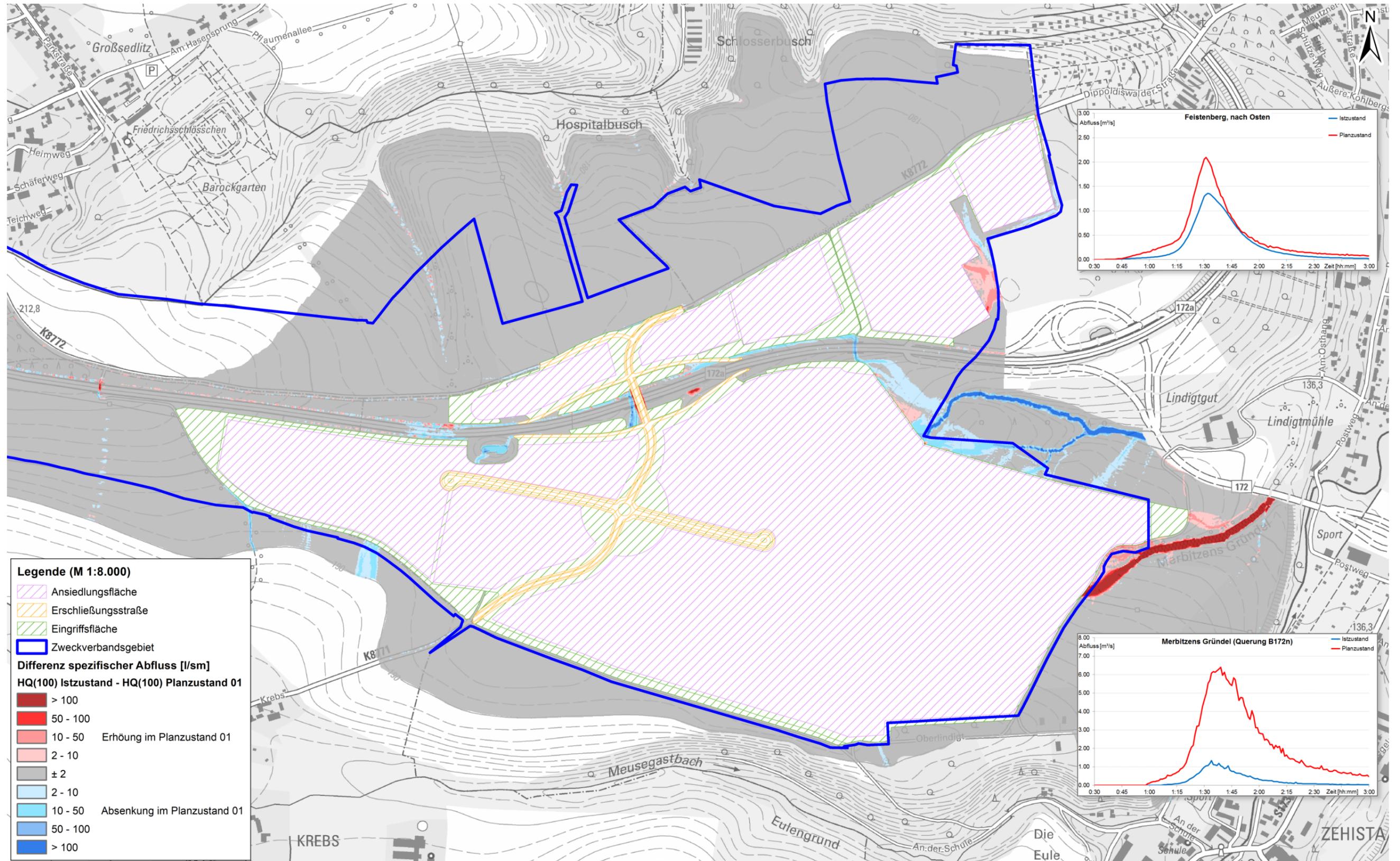


Abbildung 14: Differenzen der spezifischen Abflüsse zwischen dem Ist- und dem untersuchten virtuellen Planzustand bei HQ(100) mit D = 1,5 Std. und endbetonter Verteilung im Bereich der Teilflächen C und D, wenn keine Maßnahmen gegen eine Zunahme der Oberflächenabflüsse ergriffen werden

10 ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Ziel der vorliegenden Untersuchung war die Ermittlung und Ausweisung von Oberflächenabflüssen, die heute im Gebiet des geplanten Industrieparks Oberelbe bei Starkregenereignissen auftreten. Mittels einer computergestützten hydronumerischen Modellierung wurden die maximalen Abflüsse und deren Richtungen bei einem statistisch ein Mal in 100 Jahren auftretenden Starkregen simuliert. Der Vorhabensträger hat diese Abflüsse als einzuhaltende Grenzwerte für die weitere Planung des Industrieparks gewählt. Damit soll für die benachbarten Gebiete ein besonders weit gehender Neutralitätsanspruch verwirklicht werden.

In einem virtuellen Szenario wurde anschließend auch ein Planzustand der Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen ohne jegliche Rückhaltemaßnahmen/ -anlagen modelliert. Damit konnte gezeigt werden, wo und in welchem Maße durch das Vorhaben eine Zunahme der Oberflächenabflüsse beim betrachteten Regenereignis droht, wenn keine Gegenmaßnahmen ergriffen werden. Für andere Gebiete konnte anhand der Planzustandsuntersuchung eine vorhabensbedingte Verschlechterung der Abflusssituation ausgeschlossen werden.

Der Entwurf von konkreten Maßnahmen und Anlagen zur Drosselung der Oberflächenabflüsse auf die Referenzwerte des Istzustands war nicht Gegenstand der vorliegenden Untersuchung. Diese Aufgabe bleibt einem noch zu erstellenden Regenwasserbewirtschaftungskonzept vorbehalten.

In diesem Konzept sollten Kompensationsmaßnahmen ausschließlich außerhalb der Ansiedlungsflächen entworfen werden, um unabhängig von den künftigen Nutzungen im Industriepark die Neutralität des Vorhabens bezüglich der Oberflächenabflüsse bei Starkregen nachweisen zu können. Dabei sollten sowohl der Übergangszustand, in dem die Erschließungsstraßen und Ansiedlungsflächen hergestellt sind, aber noch keine Ansiedlung stattgefunden hat, als auch der hinsichtlich der Entwässerungsproblematik ungünstigste Endzustand mit voller Auslastung und maximal in Anspruch genommenem Versiegelungsgrad von 80% betrachtet werden. Um im Zuge des Ansiedlungsprozesses flexibel darauf reagieren zu können, dass durch eigene Maßnahmen der Gewerbebetriebe unter Umständen weniger Wasser zurückzuhalten ist, sollten die Maßnahmen möglichst modular ausgelegt werden.

Für das Regenwasserbewirtschaftungskonzept sind begleitende Modellberechnungen notwendig, aus denen die erforderlichen Rückhaltevolumina hergeleitet werden können und mit denen die Wirksamkeit der konzipierten Maßnahmen nachgewiesen werden kann. Das Konzept sollte so ausgelegt werden, dass es künftig mit jeder Ansiedlung und der damit immer konkreter werdenden Nutzung fortgeschrieben werden kann.