



Überflutungsbetrachtung zum Plangebiet des Bebauungsplans ME 16

30.04.2018 - Entwässerungsstudie

Im Auftrag des

Abwasserwerkes des Stadtbetrieb Bornheim

bearbeitet durch

Franz Fischer Ingenieurbüro GmbH, Holzdam 8, 50374 Erftstadt

Dipl.-Ing. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Martin Bresser

Marie Eggers, M. Sc.

Erftstadt, im April 2018

INHALTSVERZEICHNIS

1.	Veranlassung und Aufgabenstellung	6
2.	Grundlagen	6
2.1.	Planungsunterlagen	6
2.2.	Programme und Berechnungsverfahren	7
2.3.	Anforderungen an die Leistungsfähigkeit	8
3.	Entwässerungsgebiet	9
3.1.	Einzugsgebiet	9
3.2.	Gebietsdaten	10
3.3.	Einwohner	14
3.4.	Gewässer	14
3.5.	Schutzgebiete	15
3.6.	Überschwemmungsgebiete	16
3.7.	Bodenverhältnisse	16
3.8.	Topographie	17
3.9.	Niederschlag	18
3.10.	Fremdwasseranfall	18
3.11.	Kategorisierung der Flächen nach „Trennerlass“ NRW	18
4.	Vorhandene Kanalisation	20
4.1.	Entwässerungssystem und Netzstruktur	20
4.2.	Kläranlage	20
5.	Geplante Kanalisation	20
5.1.	Entwässerungssystem und Netzstruktur	20
5.1.1.	Schmutzwassernetz	20
5.1.2.	Regenwasserkanal	21
5.1.3.	Zusammenfassendes Ergebnis	31
5.2.	Individualkonzept nach DWA A 110	32
6.	Hydraulische Nachweise	33
6.1.	Variante 3	33
6.1.1.	Kanalnetzberechnung mit Modellregen T = 5 a	33
6.1.2.	Kanalnetzberechnung mit Modellregen T = 20 a	33
6.1.3.	Kanalnetzberechnung mit Langzeitseriensimulation	33
6.2.	Überflutungsbetrachtung	34
7.	Zusammenfassung	37
7.1.	Planungsgrundlagen	38
7.2.	Planunterlagen	38

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 3-1:	Standort geplantes Baugebiet (Vorentwurf Bebauungsplan Me 16, Stadt Bornheim, März 2018)	10
Abb. 3-2:	Einzugsgebiet	11
Abb. 3-3:	Auszug Bebauungsplan Me 16 (Beratungsgesellschaft für kommunale Infrastruktur mbH)	12
Abb. 3-4:	Grundstücks- und Straßenflächen im Plangebiet	13
Abb. 3-5:	Gewässer	15
Abb. 3-6:	Überschwemmungsgebiet	16
Abb. 3-7:	Topographische Karte des Planungsgebietes	17
Abb. 3-8:	Belastungsstufen Niederschlagswasser	19
Abb. 5-1:	Ergebnisse Prognoseberechnungen GEP (2016), Modellregen T = 20 a und T = 30 a	21
Abb. 5-2:	Variante 1: Geplante Kanalisation	23
Abb. 5-3:	Variante 1: Längsschnitt R119-1 (Tiefpunkt) – Auslass	24
Abb. 5-4:	Variante 2: Regenwasser-Stauraumkanal	25
Abb. 5-5:	Variante 2: Längsschnitt R119-1 (Tiefpunkt) – 3460100 (Absturzbauwerk)	26
Abb. 5-6:	Variante 3: Standort Südosten	27
Abb. 5-7:	Variante 3: Notüberlauf	28
Abb. 5-8:	Geplantes RRB – Selbstentleerung Kanalnetz	29
Abb. 5-9:	Variante 3: Längsschnitt von Geländetiefpunkt über RBB und Wehr	29
Abb. 5-10:	Variante 3: Anschluss an die vorhandene Bachverrohrung (an Absturzbauwerk 3460100), Notüberlauf Mühlenbach in geplante Kanalisation	30
Abb. 5-11:	Variante 3: Längsschnitt der Schmutzwasserkanalisation: S119-1 bis 3411100	31
Abb. 6-1:	Überflutungsberechnung Variante 3, T = 20a	35
Abb. 6-2:	Überflutungsberechnung Variante 3, T = 100a	37

-

TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 2-1:	Planungsunterlagen	6
Tab. 2-2:	Abflussbildungsparameter der befestigten und unbefestigten Flächen	8
Tab. 2-3:	Empfohlene Überflutungshäufigkeiten (Quelle: DIN EN 752, alt)	8
Tab. 2-4:	Empfohlene Überstauhäufigkeiten (Quelle: DWA A118)	8
Tab. 3-1:	Ermittlung der befestigten Flächen	12
Tab. 3-2:	Flächen mit Berücksichtigung von Abflussbeiwerten gem. DWA A138	14
Tab. 3-3:	Schmutzwasserwerte	14
Tab. 5-1:	Ergebnisse Langzeitkontinuumsimulation	22
Tab. 5-2:	Berechnungsansätze Individualkonzept	32
Tab. 5-3:	Ermittlung der Häufigkeit von Hausanschluss/Straßeneinlauf pro 100 m Haltung	32
Tab. 6-1:	Variante 3: Ergebnisse Langzeitseriensimulation	34

1. Veranlassung und Aufgabenstellung

In der Ortslage Bornheim-Merten soll eine neue Wohnbebauung errichtet werden. Das Abwasserwerk der Stadtbetriebe Bornheim hat deshalb der Franz Fischer Ingenieurbüro GmbH den Auftrag zur Überflutungsbetrachtung zum Plangebiet des Bebauungsplan Me 16 erteilt. Dieser Bericht enthält die dafür vorgesehenen Grundlagen und Ergebnisse. Folgende Leistungen sind bearbeitet worden:

- Dimensionierung des Kanalnetzes im Trennsystem
- Berechnung der Rückhaltung vor Einleitung in das Gewässer Mühlenbach
- Überflutungsbetrachtung nach DIN EN 752 und DWA M119

Die Ergebnisse dieser Ausarbeitung werden hiermit vorgelegt.

2. Grundlagen

2.1. Planungsunterlagen

Für die Projektbearbeitung standen die nachfolgend aufgeführten Unterlagen zur Verfügung.

Tab. 2-1: Planungsunterlagen

Planungsunterlage	Quelle	Stand
Aktualisierung und Fortschreibung der Generalentwässerungsplanung 2000 im Einzugsgebiet der Kläranlage Sechtem	StadtBetrieb Bornheim AöR / Franz Fischer Ingenieurbüro GmbH, Erftstadt	07/2016
Nachweise nach BWK M3/M7 an Dickopsbach, Holzbach, Siebenbach, Breitbach und Mühlenbach	Franz Fischer Ingenieurbüro GmbH, Erftstadt	07/2016
Integrierte Hochwasservorsorge Bornheim	Franz Fischer Ingenieurbüro GmbH, Erftstadt	2015
Entwurf Bebauungsplan Me 16	Beratungsgesellschaft für kommunale Infrastruktur mbH	10/2017
Bodengutachten	GBU Geologie-, Bau- & Umweltconsult GmbH	10/2017

Planungsunterlage	Quelle	Stand
Niederschlagsdaten der Station: Bornheim Mertener Heide Zeitbereich vom 01.08.1982 - 31.07.2017	Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz NRW	11/2017
Topographisches Aufmaß	StadtBetrieb Bornheim AöR	2017
DGM Daten Bornheim	Geoportal.NRW	12/2016
Merkblatt DWA A 138, Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser	DWA	2005
Merkblatt DWA-M 119, Risikomanagement in der kommunalen Überflutungsvorsorge für Entwässerungssysteme bei Starkregen	DWA	11/2016
DIN EN 752: Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden	DIN	2005

2.2. Programme und Berechnungsverfahren

Folgende Programme wurden zur Berechnung verwendet:

Für die instationäre, hydraulische Berechnung wurde das Programm Hystem-Extran, Version 7.9 eingesetzt.

Die zweidimensionale Berechnung wurde mit dem Programm Mike Flood der DHI durchgeführt.

Das Programm Murisim wurde verwendet zur hydrologischen Langzeitkontinuumsimulation von Beckenanlagen.

Die Aufbereitung der Niederschlagsdaten erfolgte mit Kostra DWD und itwh Langzeit.

Die digitale Planbearbeitung erfolgte mit dem Programm ArcGIS, Version 10.3.

Durch die Verwendung des hydrodynamischen Berechnungsprogramms kann ein ungleichförmiger, instationärer Abfluss selbst bei Überlastung und Rückstau simuliert werden. Hierbei werden Wellenverformungen, das Kanalvolumen sowie Sonderbauwerke berücksichtigt. Nur mit Hilfe von hydrodynamischen Methoden können Entwässerungssysteme auf Überflutung hin überprüft werden.

Bei der Berechnung wurden die nachfolgend aufgeführten Abflussbildungsparameter für die befestigten und unbefestigten Flächen verwendet:

Tab. 2-2: Abflussbildungsparameter der befestigten und unbefestigten Flächen

Fläche	Benetzungsverlust [mm]	Muldenverlust [mm]	Anfangsabfluss [%]	Endabfluss [%]
Befestigt	0,7	1,8	25	85
Unbefestigt	0,0	5,0	50	50

2.3. Anforderungen an die Leistungsfähigkeit

Bei der Kanalnetzberechnung sind insbesondere die Zustände des Einstaus, Überstaus und der Überflutung von Interesse. Gemäß ATV-Arbeitsblatt A 118 bezeichnet Überstau „[...] einen Belastungszustand der Kanalisation, bei dem der Wasserstand ein definiertes Bezugsniveau überschreitet“. Als Bezugsniveau ist die Geländeoberkante definiert. Als Überflutung wird ein Zustand angesehen, „[...] bei dem Schmutzwasser und/oder Regenwasser aus dem Entwässerungssystem entweichen oder nicht in dieses eintreten können und entweder auf der Oberfläche verbleiben oder in Gebäude eindringen“ und somit einen Schaden verursachen. Die Überstauhäufigkeit ist für jeden Schacht des Kanalnetzes nachzuweisen.

Die Anforderungen an die Leistungsfähigkeit von Entwässerungsnetzen werden in der DIN EN 752 und im DWA A118 über den Überflutungsschutz und die Überstauhäufigkeit in Abhängigkeit von der Gebietsnutzung und dem damit einhergehenden Schadenspotenzial wie folgt definiert:

Tab. 2-3: Empfohlene Überflutungshäufigkeiten (Quelle: DIN EN 752, alt)

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

Tab. 2-4: Empfohlene Überstauhäufigkeiten (Quelle: DWA A118)

Ort	Überstauhäufigkeiten bei Neuplanung bzw. nach Sanierung (1-mal in „n“ Jahren)
Ländliche Gebiete	1 in 2
Wohngebiete	1 in 3
Stadtzentren, Industrie- und Gewerbegebiete	seltener als 1 in 5
Unterirdische Bahnanlagen, Unterführungen	seltener als 1 in 10 ¹⁾

Die in der DIN EN 752 und dem DWA A118 definierten Anforderungen gelten zunächst für Neuplanungen/ Entwurf bzw. nach Sanierung eines bestehenden Entwässerungsnetzes.

Für das im Rahmen dieser Berechnungen betrachtete Einzugsgebiet werden gemäß den Abstimmungen die Anforderungen erreicht, wenn Überstau seltener als einmal in fünf Jahren auftritt (Überstauwiederkehrzeit $T_n > 5$ a) und ein 20-jährlicher Überflutungsschutz in Wohngebieten und ein Nachweis mit Modellregen gewährleistet ist.

3. Entwässerungsgebiet

3.1. Einzugsgebiet

Das Bebauungsgebiet Me 16 liegt in der Ortschaft Bornheim-Merten. Das Planungsgebiet wird von der bestehenden Bebauung begrenzt: im Norden von der Beethovenstraße und im Süden von der Bebauung der Schubertstraße sowie der wasserwirtschaftlichen Fläche des Mühlenbaches. Im Westen bildet die Offenbachstraße die Abgrenzung, während im Osten die Bonn-Brühler-Straße die Grenze bildet. Das Einzugsgebiet weist ein Gefälle in östliche Richtung auf. Der niedrigste Punkt befindet sich nordöstlich auf 82,0 mNN und der höchste Punkt westlich auf 93,0 mNN. Aufgrund der Geländeneigung ist das Gebiet der Neigungsklasse 2 (Geländeneigung 1 – 4 %) zuzuordnen.

Gemäß Bebauungsplanentwurf ist eine Wohnnutzung mit überwiegend Doppelhaushälften vorgesehen. Die verkehrliche Anbindung wird über eine Zufahrt aus der Beethovenstraße sowie der Offenbachstraße sichergestellt.

Nachfolgende Abbildung zeigt das geplante Baugebiet.



Abb. 3-1: Standort geplantes Baugebiet (Vorentwurf Bebauungsplan Me 16, Stadt Bornheim, März 2018)

3.2. Gebietsdaten

Das Einzugsgebiet des BP Me 16 weist eine Fläche von 7,16 ha auf, während die kanalisierte Einzugsfläche 5,60 ha beträgt. Dieser Unterschied ist in nachfolgender Abbildung dargestellt.

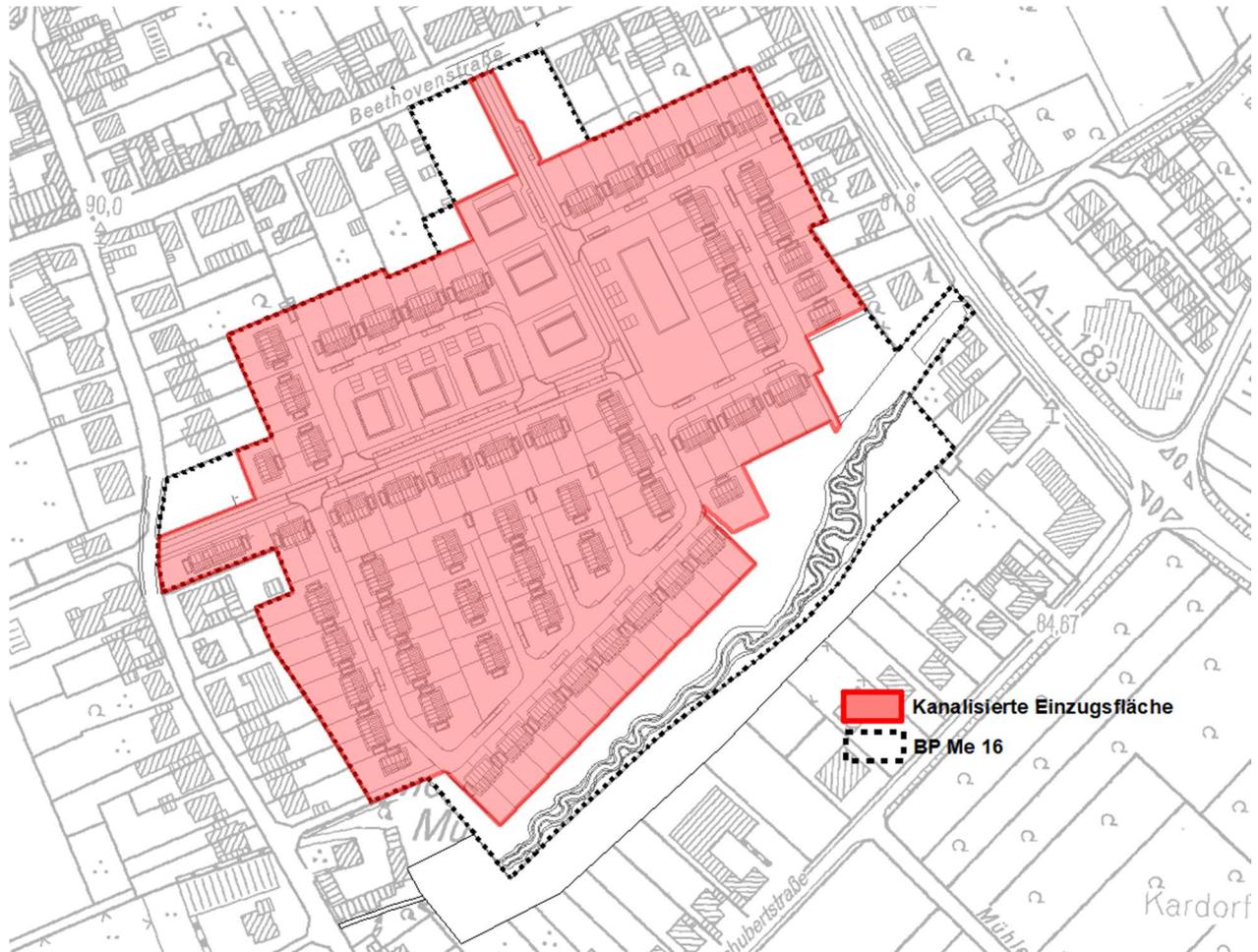


Abb. 3-2: Einzugsgebiet

Zwei Grundstücke im Norden sowie ein Grundstück im Westen sind nicht in der kanalisiertem Einzugsfläche des Me 16 enthalten, da diese bereits einen Anschluss an das bestehende Kanalnetz besitzen. Weiterhin werden ein Spielplatz im Norden und Grünflächen, Mühlenbach und ein weiterer Spielplatz im Süden des Plangebietes nicht an den Kanal angeschlossen. Diese Flächen sollten so ausgebildet werden, dass das darauf fallende Niederschlagswasser versickern kann.

Die kanalisierte Einzugsfläche besteht aus 1,05 ha Straßenfläche und 4,60 ha Grundstücksflächen. Die Straßenflächen sind befestigt, während die Grundstücksfläche in befestigte und unbefestigte Fläche unterteilt werden müssen. Gemäß „Bebauungsplan Me 16 in der Ortschaft Merten - Allgemeine Ziele und Zwecke der Planung“ (Stadt Bornheim) beträgt die Grundflächenzahl 0,4. Zur Berücksichtigung der Nebenflächen darf die Grundflächenzahl nach BauNVO § 19 (4) um maximal 50 % überschritten werden, sodass eine maximal zulässige Bebauung von 60 % resultieren kann. Es wurde eine Bebauung der Grundstücke mit 55 % gewählt.

Da sich im Nordosten des Einzugsgebiets ein Geländetiefpunkt befindet (vgl. Kapitel 3.8), wurde hier eine Grundflächenzahl von 0,3 festgesetzt, um einer Überstauproblematik vorzubeugen.



Abb. 3-3: Auszug Bebauungsplan Me 16 (Beratungsgesellschaft für kommunale Infrastruktur mbH)

Folgende Tabelle enthält eine Übersicht der befestigten Flächen und dem daraus ermittelten Befestigungsgrad.

Tab. 3-1: Ermittlung der befestigten Flächen

Flächenwerte	
Einzugsgebiet gesamt	5,60 ha
Grundstücksflächen	4,55 ha
davon befestigte Grundstücksflächen	2,47 ha
davon unbefestigte Grundstücksflächen	2,08 ha
Verkehrsflächen	1,05 ha
Befestigungsgrad	62,8%

Es ergibt sich ein Gesamtbefestigungsgrad von 62,8 %.

Folgende Abbildung zeigt die Verteilung der Flächen. Die Neubauf Flächen bestehen aus 55 % befestigter und 45 % unbefestigter Fläche, im gelb markierten Bereich aus 45 % befestigter und 55 % unbefestigter Fläche.

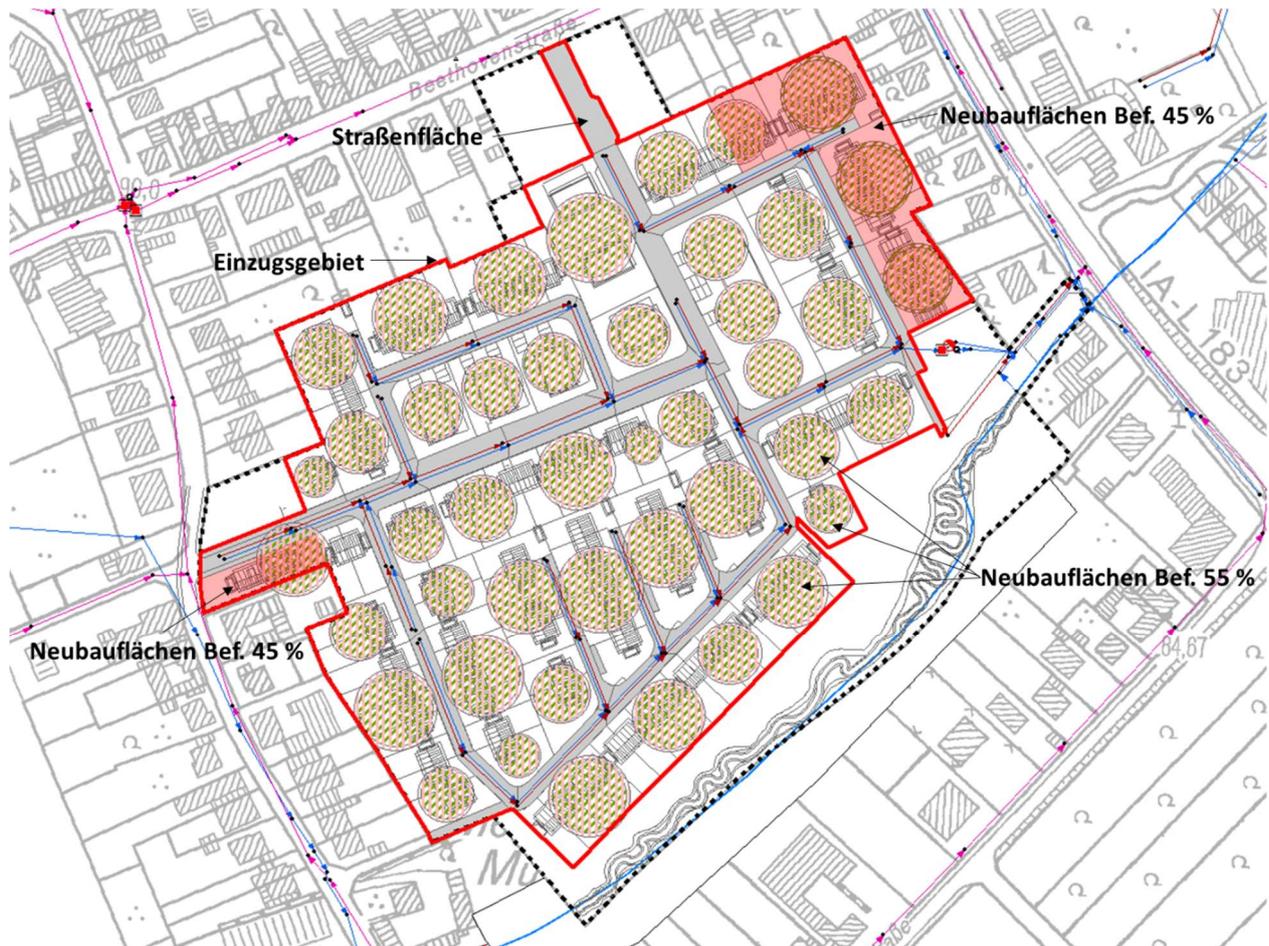


Abb. 3-4: Grundstücks- und Straßenflächen im Plangebiet

Betrachtet man diese Flächen mit den empfohlenen, mittleren Abflussbeiwerten Ψ_m nach DWA A138 ergeben sich folgende Aufteilungen. Diese Flächen sind maßgebend für die Dimensionierung des Regenrückhaltebeckens.

Tab. 3-2: Flächen mit Berücksichtigung von Abflussbeiwerten gem. DWA A138

Flächentyp	Art der Befestigung mit empfohlenen Abflussbeiwerten Ψ_m	Teilfläche $A_{E,i}$ [m ²]	Ψ_m gewählt	Teilfläche $A_{U,i}$ [m ²]
Schrägdach	Metall, Glas, Schiefer, Faserzement: 0,9 - 1,0	18.197	1,00	18.197
Flachdach	Metall, Glas, Faserzement: 0,9 - 1,0	3.412	0,95	3.241
Straße, Wege und Plätze	Asphalt, fugenloser Beton: 0,9	10.537	0,90	9.483
	Pflaster mit offenen Fugen: 0,5	3.412	0,50	1.706
Gärten, Wiesen	flaches Gelände: 0,0 - 0,1	20.471	0,05	1.024
Gesamtfläche Einzugsgebiet A_E [m²]		56.029		
Summe undurchlässige Fläche A_U [m²]		33.651		
resultierender mittlerer Abflussbeiwert Ψ_m [-]		0,60		

3.3. Einwohner

Im BP Me 16 sind ca. 150 Wohneinheiten vorgesehen, was laut Auftraggeber 400 – 450 Einwohnern entspricht. Für die Berechnungen wird eine gesamte Einwohneranzahl von 425 gewählt. Nach DWA A118 wird das Kanalnetz mit einem spezifischen Wasserverbrauch von 150 l/(E*d) bemessen.

Tab. 3-3: Schmutzwasserwerte

Kategorie	Wert
Einwohner	425
spezifischer Wasserverbrauch	150 l/E*d
Stundenmittel	10 h

3.4. Gewässer

Im Süden des Einzugsgebietes befindet sich der Mühlenbach. Dieser soll im Rahmen des Bebauungsplans Me 16 als Ausgleichsmaßnahme renaturiert werden.



Abb. 3-5: Gewässer

3.5. Schutzgebiete

Das Planungsgebiet liegt in keinen Wasser- oder Landschaftsschutzgebiet.

3.6. Überschwemmungsgebiete

Im Osten und Süden des Einzugsgebietes befindet sich das festgesetzte Überschwemmungsbiet des Mühlenbachs.

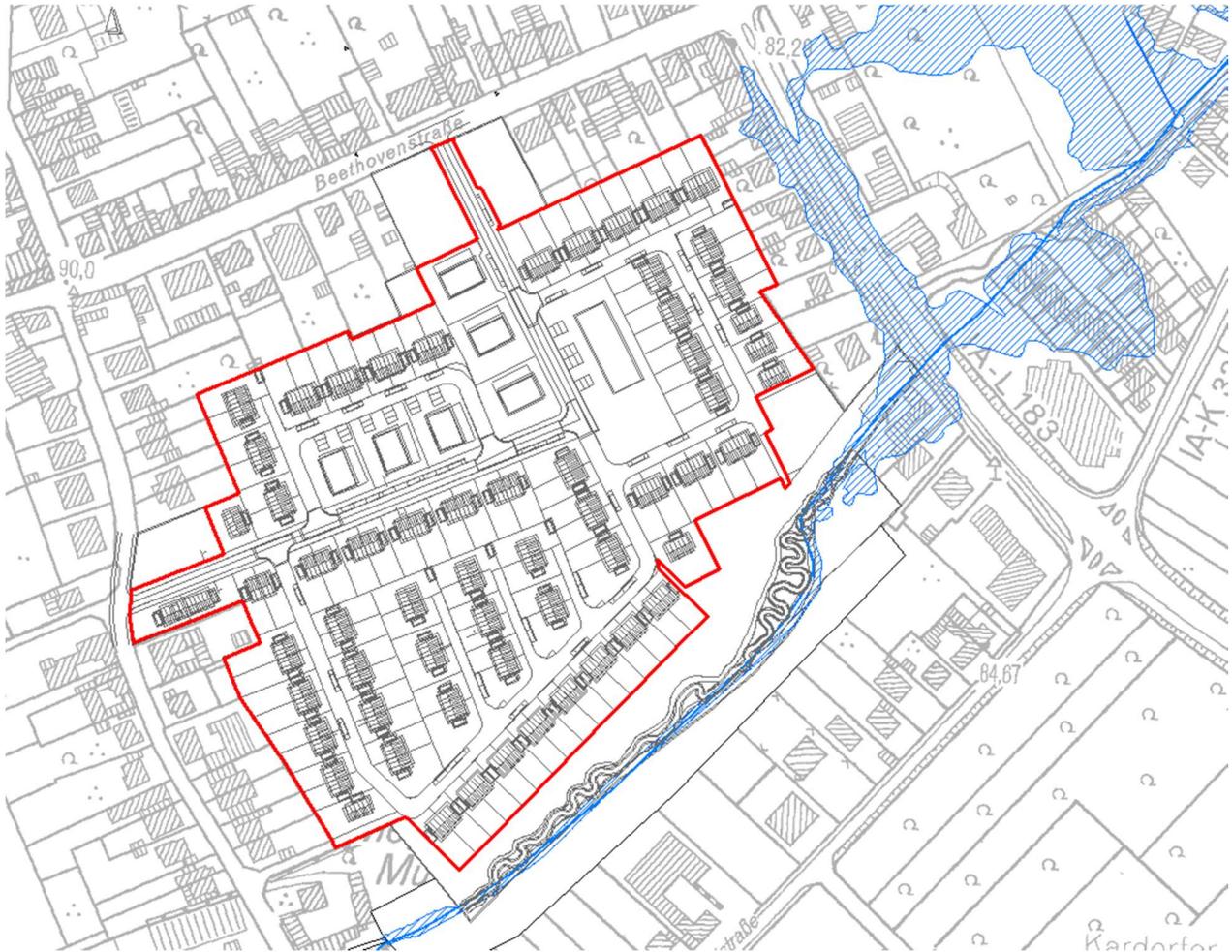


Abb. 3-6: Überschwemmungsgebiet

3.7. Bodenverhältnisse

Zur Beurteilung der Bodenverhältnisse, insbesondere mit Blick auf die Versickerungsfähigkeit des Bodens, wurde ein Bodengutachten durch GBU Geologie-, Bau- & Umweltconsult GmbH erstellt. Im Rahmen des Gutachtens wurden Rammkernsondierungen an verschiedenen Punkten im Gebiet durchgeführt.

Im Ergebnis wurden Schluff-Böden (Löß) vorgefunden. Sie bestehen bis zur Endteufe von max. 5,0 m aus bindigen Löß- / Lößlehmschichten. Gemäß Bodenansprache handelt es sich um einen Schluff mit Beimengungen an Feinsand und Ton.

Feldversuche ergaben einen mittleren Durchlässigkeitsbeiwert von $k_f = 1,82 \cdot 10^{-7}$ m/s, sodass der Boden nach DIN 18130-1 (1998) als schwach durchlässig eingestuft wird. Deshalb wird im Bodengutachten von einer Versickerung abgeraten.

Grundwasser wurde zum Zeitpunkt der Untersuchungen bis in eine Tiefe von 5 m nicht angetroffen.

3.8. Topographie

Folgende Abbildung zeigt das Höhenmodell auf Grundlage der DGM-Daten des Planungsgebietes. Das Gelände ist im Südwesten am Höchsten und fällt gegen Nordosten ab, sodass am nordöstlichen Rand ein Tiefpunkt vorliegt.

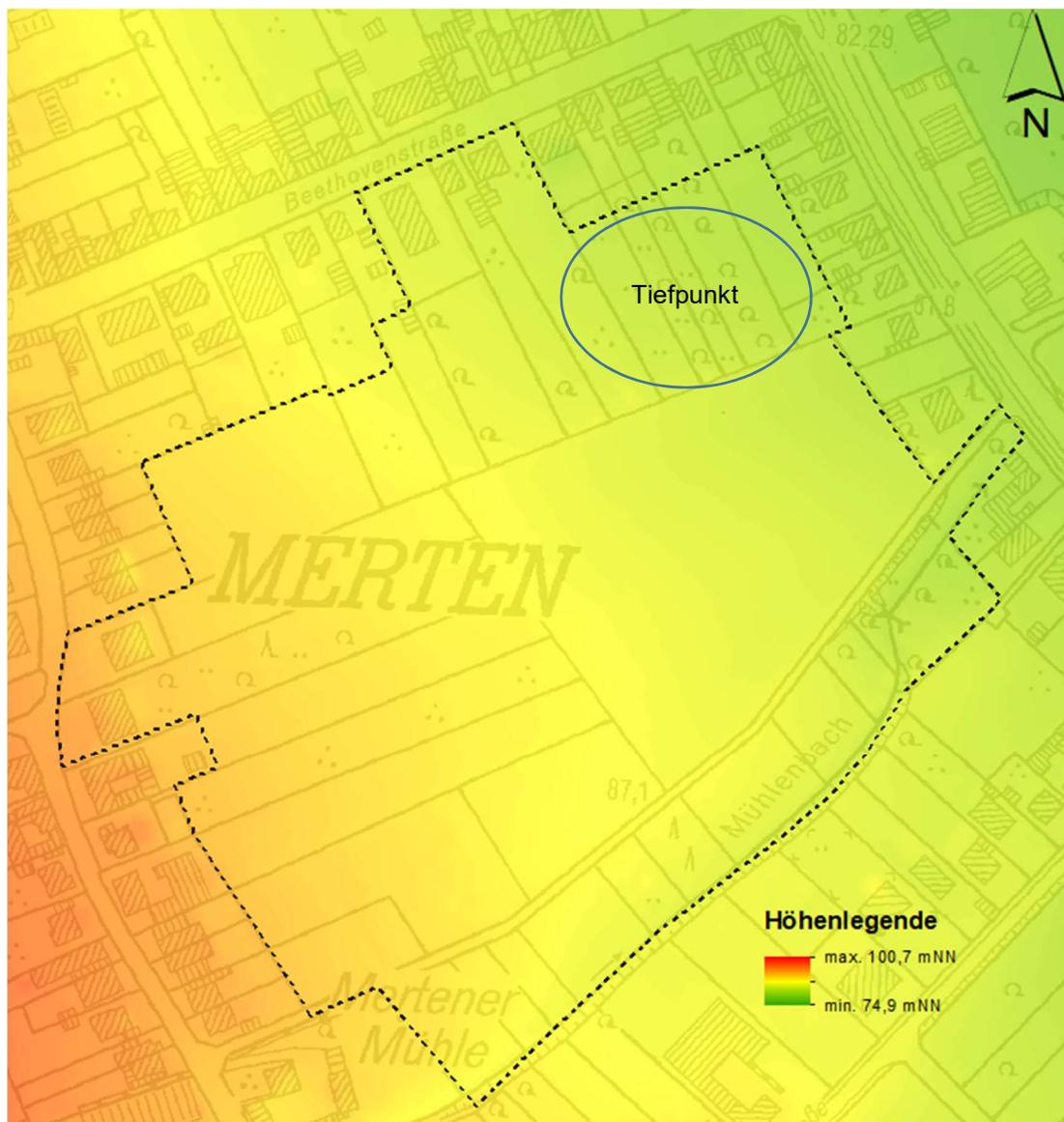


Abb. 3-7: Topographische Karte des Planungsgebietes

3.9. Niederschlag

Für die Berechnungen wurde vom Landesamt für Natur, Umwelt und Verbraucherschutz NRW die Niederschlagsdaten der Station Bornheim Mertener Heide freigegeben. Die Daten umfassen den Zeitbereich vom 01.08.1982 - 31.07.2017. Auf dieser Grundlage wurden die Niederschlagsdaten in Abgleich mit den Starkregendaten des KOSTRA-Atlasen zunächst analysiert und anschließend sowohl ein Modellregen nach Euler II als auch eine Starkregenserie gebildet. Die Starkregenserie wurde mit dem Programm LANGZEIT der itwh ermittelt. Auswahlkriterien hierfür waren:

- Trockenäquivalent	0,1 mm/5 Minuten
- Trockenzeit	8 Stunden
- Überstauhäufigkeit	0,33 1/a

Auf dieser Grundlage wurden insgesamt 88 Niederschlagsereignisse ausgewählt (siehe Anlage).

3.10. Fremdwasseranfall

Für das neu geplante Regenwasserkanalnetz wird kein Fremdwasser angesetzt.

3.11. Kategorisierung der Flächen nach „Trennerlass“ NRW

Gemäß Bebauungsplan handelt es sich bei dem Trenngebiet um ein Wohngebiet. Die Straßen unterteilen sich in Anlieger- und Wohnstraßen. Das Einzugsgebiet umfasst ca. 150 Wohneinheiten.

Nach dem Trennerlass wurden die vorhandenen Flächen wie folgt kategorisiert in:

- Kategorie I - unbelastetes Niederschlagswasser
Dachflächen, Fußwege, Garagenzufahrten
- Kategorie IIa - gering belastetes Niederschlagswasser
Wohn-/ Anliegerstraßen (DTV < 2.000Kfz/d, 150 Wohneinheiten im Gebiet)
 $150 \text{ WE} \times 1,5 \text{ Kfz/Wohneinheit} \times 4 \text{ Kfz-Bewegungen} / \text{Kfz/d} = 900 \text{ Kfz/d}$
- Kategorie IIb - mittel belastetes Niederschlagswasser
- nicht vorhanden –
- Kategorie III - Stark belastetes Niederschlagswasser
- nicht vorhanden –

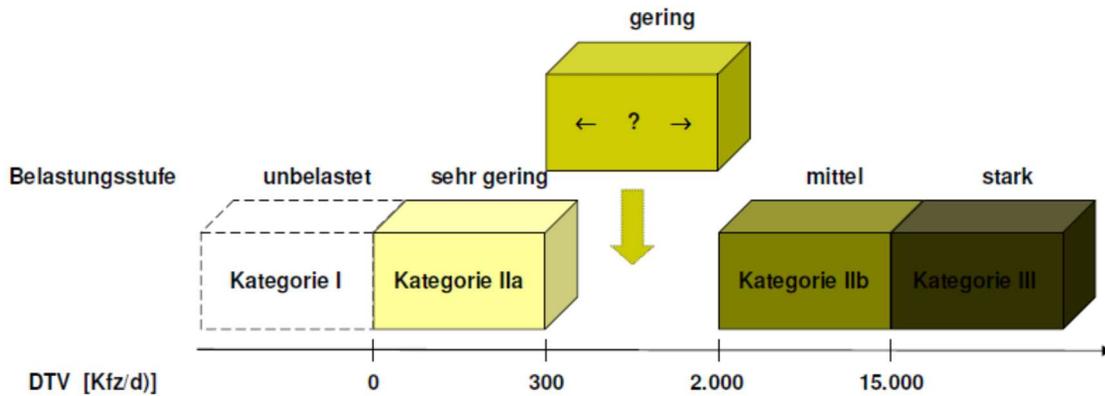


Abb. 3-8: Belastungsstufen Niederschlagswasser ¹

Nach dieser Beurteilung liegt jede Straße weit unter 2.000 Kfz/d, da hier die gesamten Wohneinheiten betrachtet wurden.

Die Flächenkategorien ergeben sich wie folgt:

Dachflächen, Fußwege, Garagenzufahrten: 2,53 ha - Kategorie I

Erschließungsstraße: 1,05 ha - Kategorie IIa

Das Teilgebiet kann daher in die Kategorie IIa - gering belastetes Niederschlagswasser eingeordnet werden und ist somit nicht behandlungsbedürftig.

Die Absprache der Stadtbetriebe Bornheim und der Unteren Wasserbehörde hat dieses Ergebnis bestätigt: Es ist keine Regenwasserbehandlung des Oberflächenwasser erforderlich.

¹ Aktuelle nordrheinwestfälische Aktivitäten bei der Abwasserableitung Vortrag V. Mertsch, Düsseldorf, Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen, März 2010

4. Vorhandene Kanalisation

4.1. Entwässerungssystem und Netzstruktur

Die Entwässerung im weiterführenden Kanalnetz erfolgt im Mischverfahren. Die Kanalisation ist entsprechend der Geländeneigung und der vorhandenen Vorflut in östliche Richtung orientiert. Das Abwasser wird direkt zur Kläranlage Sechtem geleitet und dort behandelt.

4.2. Kläranlage

Am Netzende der Entwässerung des Teileinzugsgebietes der Kläranlage Sechtem liegt die Kläranlage Bornheim-Sechtem. Die Kläranlage wird vom Ertverband betrieben. Die Zuflüsse werden über eine oder zwei Schnecken an der Ottostraße gehoben. Die Fördermenge beträgt $Q_p = Q_m = 190$ l/s. Die Kläranlage wird 2025 aufgegeben und das Abwasser wird weiter zur Kläranlage Bornheim geleitet.

Der geklärte Ablauf der Kläranlage erfolgt heute in den parallel verlaufenden Vorflutgraben.

5. Geplante Kanalisation

5.1. Entwässerungssystem und Netzstruktur

Die Kanalisation verläuft gemäß der Geländeneigung von Westen nach Osten. Das Gefälle der Haltungen entspricht hierbei der Geländeneigung. Ist die Geländeneigung zu gering oder verläuft gegenläufig, wird für die Schmutzwasserkanalisation das Mindestgefälle nach DWA A110 verwendet. Die Regenwasserkanalisation wird mit demselben Gefälle verlegt.

Das Regenwasser wird in einem Rückhaltebecken am südöstlichen Rand des Plangebietes gespeichert und gedrosselt in den Mühlenbach gegeben. Das Schmutzwasser soll an die bestehende Kanalisation in der Bonn-Brühler-Straße anschließen.

5.1.1. Schmutzwassernetz

Gemäß DWA A110 beträgt die Mindestnennweite für Schmutzwasserkanäle DN 250. Das Gefälle der Schmutzwasserkanäle orientiert sich an der Geländeneigung, außer dieses fällt geringer als das Mindestgefälle aus. Bei DN 250 ergibt sich nach DWA A118 ein Mindestgefälle von $J \geq 1/DN = 1/250 = 4$ ‰. Im Zuge der Vor- und Entwurfsplanung ist zu empfehlen das Gefälle der Schmutzwasserkanalisation zu optimieren und einen Schleppspannungsnachweis zu führen. Die Verlegetiefe der Kanalsole beträgt 2,3 m.

Der Anschluss des Schmutzwassers ist an die Mischwasserkanalisation (DN900) in der Bonn-Brühler-Straße geplant. An Schacht 3410940 ist eine Anschlusshaltung mit DN400 vorgesehen. Die Ergebnisse aus dem Generalentwässerungsplan 2016 zeigen auf, dass das Mischwasserkanal Rückstau belastet aber nicht überlastet ist. Der Rückstau kommt durch den Einstau aus dem Regenüberlauf 341 in der Lortzingstraße. Somit kann das Schmutzwasser aus dem Gebiet BP Me 16 an die bestehende Kanalisation angeschlossen werden.

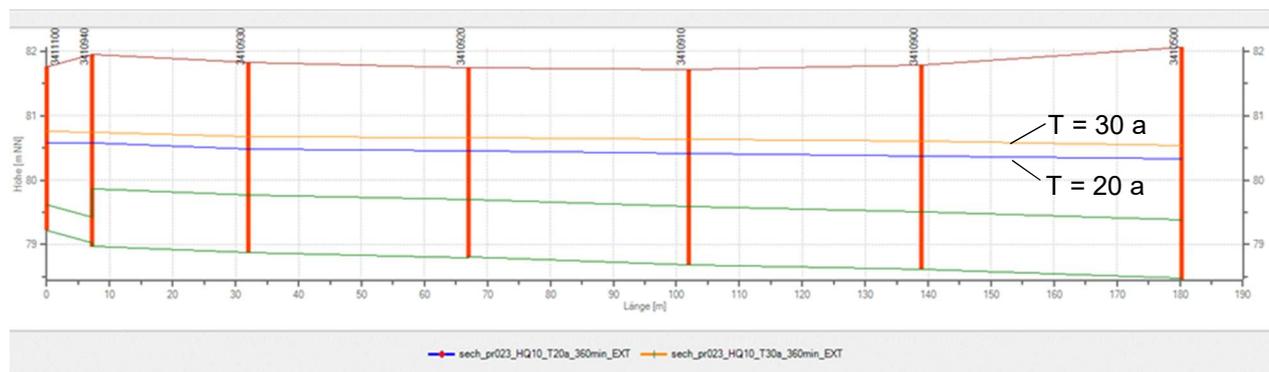


Abb. 5-1: Ergebnisse Prognoseberechnungen GEP (2016), Modellregen T = 20 a und T = 30 a

5.1.2. Regenwasserkanal

Der Regenwasserkanal wird stationär mit den neuen Kostra-Daten 2010R DWD für eine Häufigkeit von $n = 0,5 \text{ a}^{-1}$ bemessen. Beim Leistungsnachweis gemäß DIN EN 752 wird das Kanalnetz stationär und instationär berechnet. Für die Auslastung wird gemäß DWA A110 ein Q_t zu Q_{voll} von 90 % angesetzt. Ab Erreichen dieses Verhältnisses wird das Kanalprofil vergrößert. Die Anfangsverlegetiefe der Kanalsohle beträgt 1,8 m. Es wurden Nennweiten von DN 300 – DN 1.000 ermittelt. Gemäß DWA A118 beträgt die Mindestnennweite für Regenwasserkanäle DN 300. Diese wird eingehalten.

Im Planungsgebiet befindet sich im Nordosten ein Geländetiefpunkt. Da die Kanalisation in Richtung Osten verläuft, entstehen dadurch teilweise höhere Verlegetiefen. Aus diesem Grund wurden drei Varianten entwickelt.

5.1.2.1. Beckendimensionierung

Das Regenrückhaltebecken wurde gemäß DWA A117 vordimensioniert. Mit den Flächenwerten aus Tabelle 3.2 und einem Drosselabfluss von 40 l/s, ergibt sich für den 5-jährlichen Modellregen ein erforderliches Beckenvolumen von 917 m³ und für den 20-jährlichen Modellregen ein erforderliches Beckenvolumen von 1.339 m³.

Weiterhin wurde das Regenrückhaltebecken per Langzeitkontinuumsimulation mit dem Programm Murisim ermittelt. Dabei ergibt sich für den 5-jährlichen Modellregen ein erforderliches Beckenvolumen von ca. 800 m³.

Tab. 5-1: Ergebnisse Langzeitkontinuumsimulation

Nr.	Datum	Zeit	Dauer [min]	Max. Einstau [m]	Max. Einst. Vol. [m ³]	Max. Q _{zu} [l/s]	Max. Q _{ab} [l/s]	Max. Q _{üb} [l/s]	Einstau+Q _{üb} Vol [m ³]	n _{Vorh.} [1/a]
1	27.07.2011	15:55:00	595	4,01	1202,87	1311,13	40	322,44	1488,68	0,02
2	27.07.1995	03:55:00	595	4,01	1204,09	1740,73	40	458,55	1486,88	0,04
3	02.07.1995	15:10:00	690	4,01	1203,19	566,09	40	357,41	1363,21	0,07
4	26.07.2008	17:30:00	545	3,54	1060,7	724,42	40	0	1060,7	0,1
5	04.08.2006	19:20:00	655	3,32	994,9	670,94	40	0	994,9	0,13
6	20.06.1992	19:30:00	665	2,77	829,86	271,86	40	0	829,86	0,16
7	11.08.1986	16:00:00	400	2,65	796,46	459,89	40	0	796,46	0,18
8	04.06.1995	18:55:00	405	2,51	752,96	692,15	40	0	752,96	0,21
9	04.08.1982	22:50:00	435	2,45	735,88	649,41	40	0	735,88	0,24
10	05.08.2012	14:35:00	315	2,32	696,19	1222,72	40	0	696,19	0,27
...										

Der Unterschied zu dem ermittelten Wert mittels DWA A117 lässt sich durch den Zuschlagsfaktor f_z erklären, der erhoben wird, um einer möglichen Unterbemessung im Vergleich mit einer Berechnung per Langzeitkontinuumsimulation vorzubeugen. Es wurde ein Wert von 1,2 gewählt, der einem „geringen Risikomaß“ der Unterbemessung entspricht. Wählt man ein „hohes Risikomaß“ der Unterbemessung von 1,2, ergibt sich nach DWA A117 ein erforderliches Beckenvolumen von 841 m³ und weicht somit rund 40 m³ von dem Langzeitkontinuumsimulation-Ergebnis ab.

Das **erforderliche Beckenvolumen** wurde aufgrund dieser Untersuchungen auf ein Volumen für den 5-jährlichen Modellregen von mindestens **800 m³** bei einem **Drosselabfluss von 40 l/s** festgesetzt. Bedingt durch den Hochwasserschutz ist es möglich, dass ein größeres Beckenvolumen erforderlich wird, sodass die abschließende Dimensionierung erst nach der Berechnung mit dem Mühlenbach erfolgen kann.

5.1.2.2. Variante 1

Die Regenwasserkanalisation ist in Richtung Südosten ausgerichtet zur Einleitstelle in den Mühlenbach.



Abb. 5-2: Variante 1: Geplante Kanalisation

Durch die hohen Verlegetiefen resultiert eine Sohlhöhe des Regenrückhaltebeckens von 80,38 mNN bei einer Geländehöhe von 84,00 mNN. Die Sohle des Mühlenbachs befindet sich im Bereich des RRB auf Höhen von 82,03 mNN bis 83,9 mNN und liegt somit höher als die Sohle des RRB. Deshalb muss die Entleerung des Beckens mittels Pumpe erfolgen. Weiterhin könnte die Funktionsfähigkeit des Beckens durch Eintreten von Schichtenwasser des Mühlenbachs negativ beeinträchtigt werden.

Das RRB benötigt einen Notüberlauf in den Mühlenbach, der gemäß folgender Abbildung mindestens auf einer Höhe von 81,95 mNN liegen muss, sodass er unterhalb des Geländetiefpunktes im Nordosten des Planungsgebiets liegt. Dadurch resultiert als neue Sohlhöhe des RRBs 79,95 mNN. Bei dieser Tiefe lässt sich kein offenes Erdbecken realisieren, da der Flächenbedarf durch die notwendige Böschungsneigung zu groß wäre. Deshalb wird mit einem tiefen Rechteckbecken gerechnet.

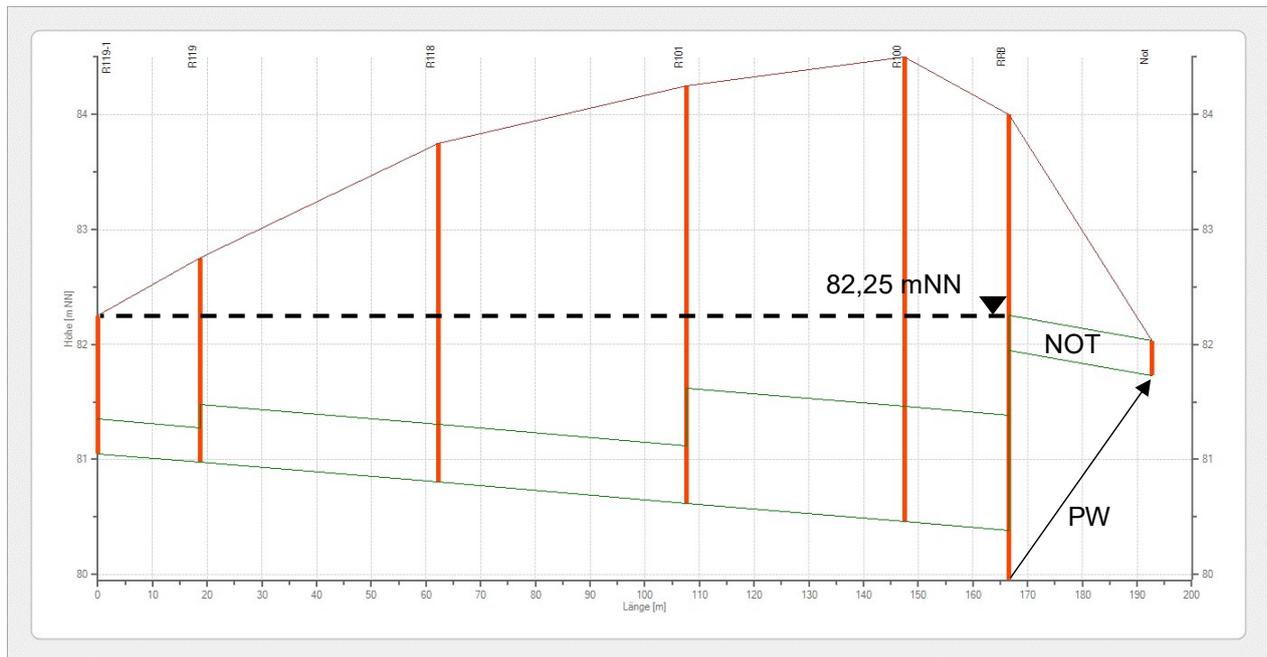


Abb. 5-3: Variante 1: Längsschnitt R119-1 (Tiefpunkt) – Auslass

Das Regenrückhaltebecken der Variante 1 wurde gemäß DWA A117 und mit der Langzeitkontinuumsimulation mit dem Programm Murisim dimensioniert (vgl. Kapitel 5.1.2.1). Im hydrodynamischen Modell wurde ein maximales Volumen von ca. 880 m³ ermittelt.

5.1.2.3. Variante 2

In Variante 2 wurden möglichst konstante Verlegetiefen von 1,8 m für das Regenwassersystem gewählt. Der in folgender Abbildung gekennzeichnete Bereich wird tiefer gelegt. Das Niederschlagswasser aus diesem Bereich wird in einem Stauraumkanal zwischen gespeichert und mittels Pumpe auf das Niveau der anschließenden Kanalisation befördert. Die Haltung in der Zufahrt von der Beethovenstraße (R122) wurde aufgrund der Geländeneigung ebenfalls tiefergelegt.

Durch den Geländetiefpunkt im Nordosten des Planungsgebietes darf der Scheitel des Notüberlaufes des Stauraumkanals max. auf einer Höhe von 82,25 mNN liegen. Dadurch kann eine unmittelbare Einleitung in den Mühlenbach nicht erfolgen, da die Sohle des RRBs bei 81,69 mNN liegt und die niedrigste Sohle in diesem Bereich bei 82,03 mNN liegt. Deshalb wurde im Berechnungsmodell die Entleerung des Beckens an das Absturzbauwerk 3460100 in der Bonn-Brühler-Straße angeschlossen.

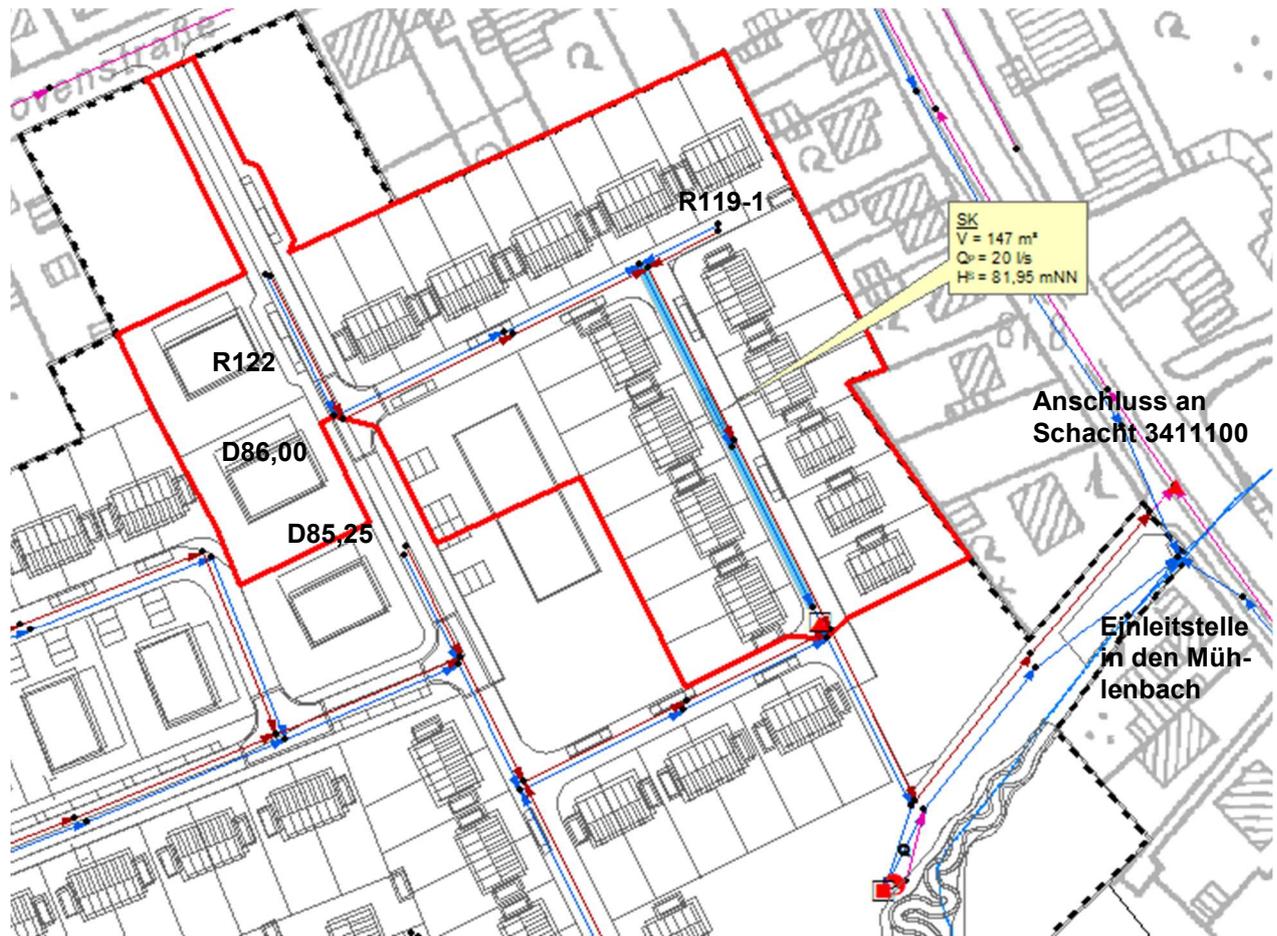


Abb. 5-4: Variante 2: Regenwasser-Stauraumkanal

Folgende Abbildung zeigt den Längsschnitt vom Geländetiefpunkt, über den Stauraumkanal und das RRB, zu dem Absturzbauwerk 3460100 des Mühlenbachs in der Bonn-Brühler-Straße.

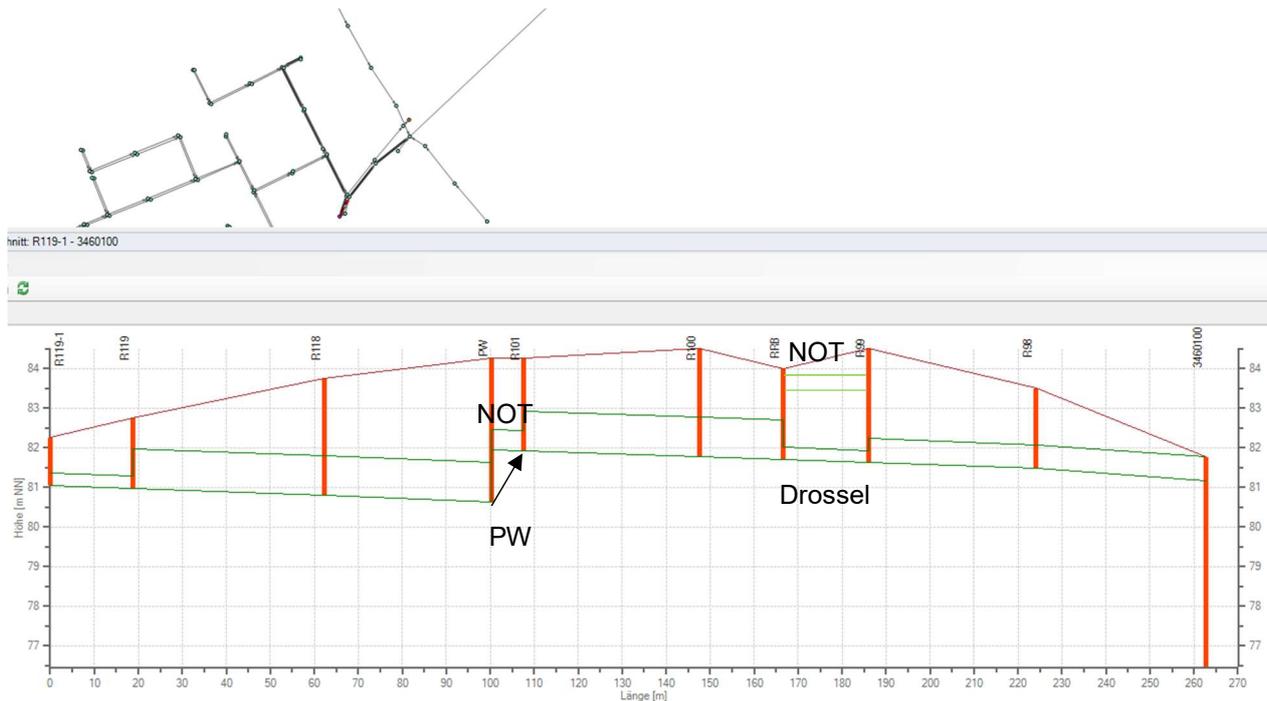


Abb. 5-5: Variante 2: Längsschnitt R119-1 (Tiefpunkt) – 3460100 (Absturzbauwerk)

Die Haltungen R118 und R119 wurden für den Stauraumkanal vorgesehen und mithilfe des Arbeitsblatts DWA A117 vordimensioniert. Bei einer Teileinzugsfläche von 1,3 ha (undurchlässige Fläche $A_U = 0,8$ ha) wird ein Stauraumvolumen von ca. 160 m³ erforderlich. Bei einer Gesamtlänge der beiden Haltungen von 89 m, ergibt sich mit einem Rechteckprofil ($h = 1.000$ m und $b = 1.800$ mm) ein Volumen von 160 m³ für $T=5a$. Hier wurde kein Kreisprofil gewählt, da bei einer Nennweite von DN 1.600 mm die Überdeckung bei Schacht R119 lediglich 17 cm betragen würde. Um eine Entleerungszeit des Stauraumkanals von maximal zwei Stunden zu erzielen, wurde eine Pumpenleistung von 20 l/s gewählt. Weiterhin wurde ein Notüberlauf DN 500 mit Rückschlagklappe am Stauraumkanal geplant, der auf einer Höhe von 81,95 mNN liegt.

Mittels Langzeitkontinuumsimulation ergibt sich ein erforderliches Stauraumvolumen von ca. 140 m³. Die Abweichung erklärt sich wiederum durch den Zuschlagsfaktor f_z im Merkblatt.

Das Regenrückhaltebecken am Mühlenbach wurde ebenfalls nach DWA A117 zu einem maximalen Volumen von 791 m³ bemessen. Die Langzeitkontinuumsimulation ergibt ein Beckenvolumen von 682 m³. Der Notüberlauf befindet sich auf einer Höhe von 83,54 mNN.

Die Schmutzwasserkanalisation ist in Variante 1 und 2 identisch.

5.1.2.4. Variante 3

Da der Anschluss des Baugebietes mit Variante 1 und 2 im Bereich des Geländetiefpunktes nicht überstaufrei gewährleistet werden kann, wurde vom Auftraggeber ein weiterer möglicher Standort für das RRB genannt. Dieser befindet sich im Südosten des Baugebietes.

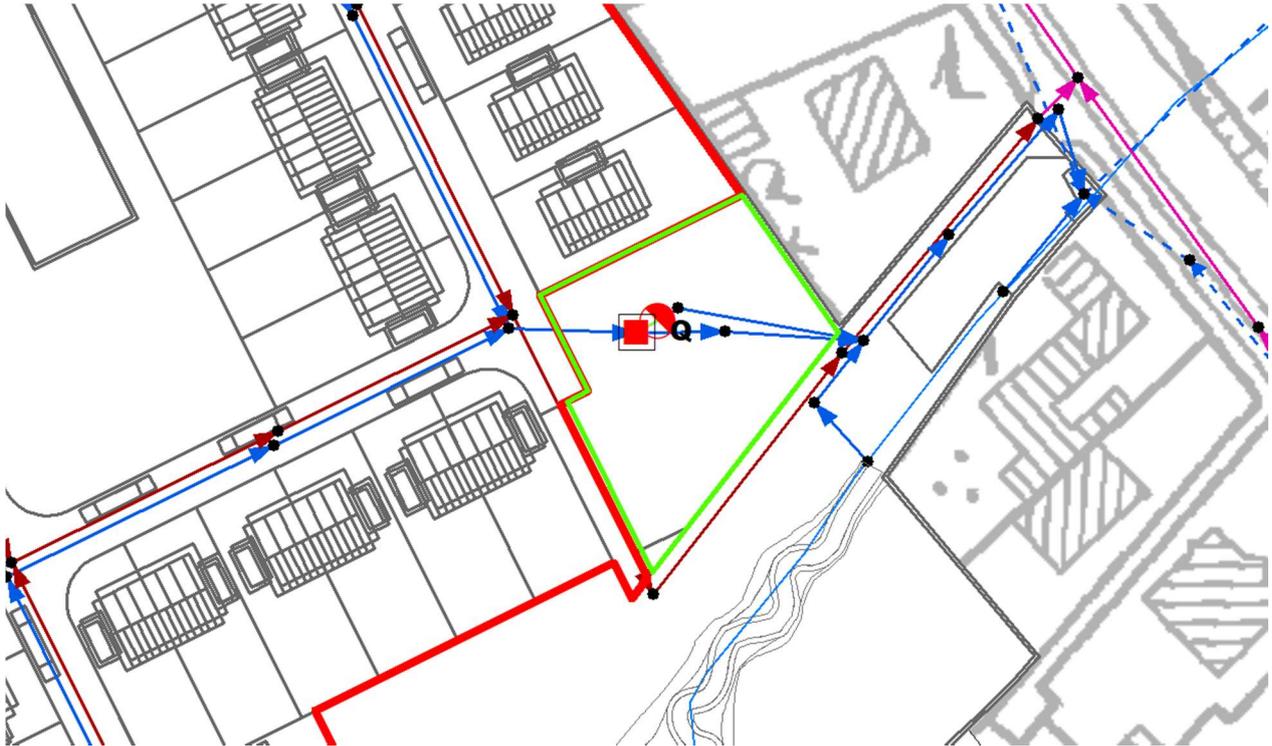


Abb. 5-6: Variante 3: Standort Südosten

Die Entleerungshaltung des Beckens soll an die südlich gelegene Bachverrohrung in der Bonn-Brühler-Straße (Schacht 3460100, Sohlhöhe 76,46 mNN) angeschlossen werden, da die Sohle des Gewässers zu hoch für einen direkten Anschluss liegt.

Weiterhin ergibt sich hier der Vorteil, dass nur ein Betriebspunkt entsteht.

Die Gestaltung eines offenen Erdbeckens ist hier nicht möglich, da der Notüberlauf auf einer Höhe von 82,93 mNN liegen müsste und so über dem Geländetiefpunkt liegen würde (vgl. folgende Abbildung).

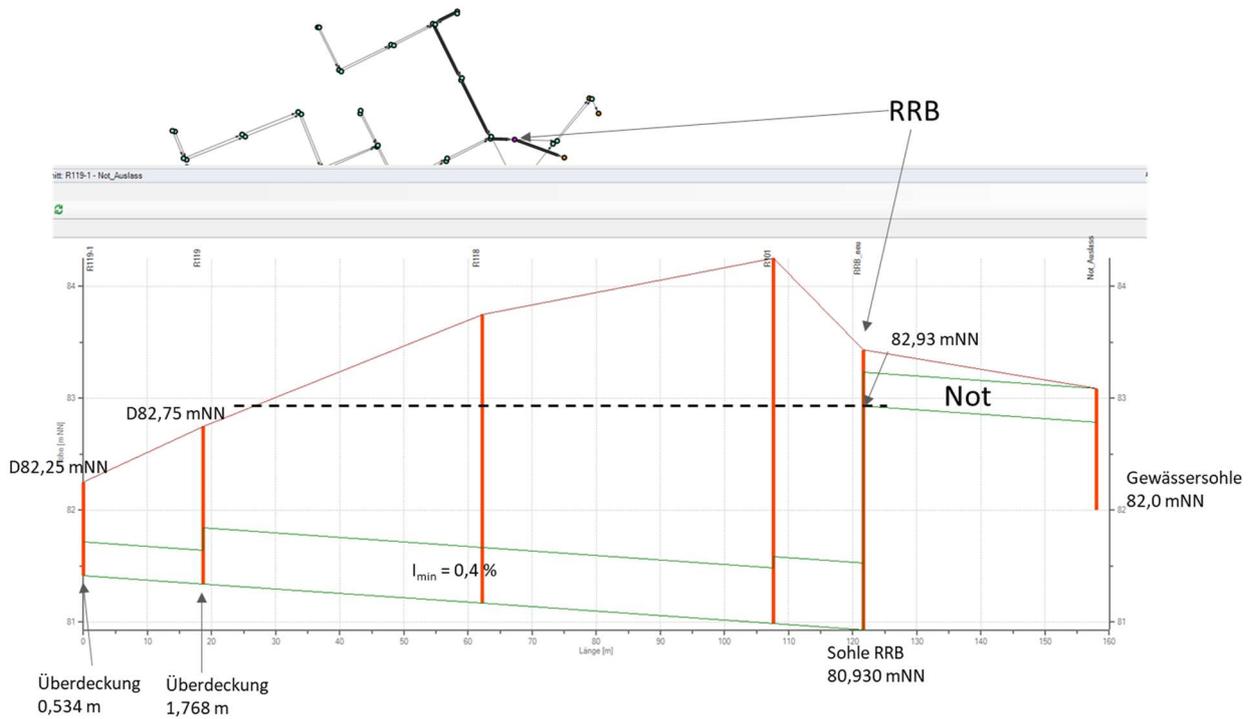


Abb. 5-7: Variante 3: Notüberlauf

Deshalb wird in dieser Variante ein geschlossenes Betonbecken mit einem Notüberlauf auf einer Höhe von 81,25 mNN realisiert, sodass der Scheitel des Notüberlaufes 1 m unterhalb des Geländetiefpunktes liegt. Von der verfügbaren Fläche für den Standort des RRB, wird ein Abstand von 5 m zur angrenzenden Bebauung und Straßen eingehalten. Dadurch resultiert eine Grundfläche des RRB von ca. 500 m². Mit den Ergebnissen der Langzeitkontinuumsimulation ergeben sich folgende Sohlhöhen des RRBs.

$$V_{\text{eff}}(T=5a) = 800 \text{ m}^3 \quad \rightarrow \quad h = 1,65 \text{ m} \quad \text{Sohle RRB: } 81,25 \text{ mNN} - 1,65 \text{ m} = 79,6 \text{ mNN}$$

$$V_{\text{eff}}(T=20a) = 1487 \text{ m}^3 \quad \rightarrow \quad h = 3,00 \text{ m} \quad \text{Sohle RRB: } 81,25 \text{ mNN} - 3,00 \text{ m} = 78,25 \text{ mNN}$$

Um zu ermöglichen, dass ein-jährliche Regenereignisse nicht in die Kanalisation rückstauen, sondern direkt in das RRB fließen, wurde das RRB tiefer gelegt, was eine geringere erforderliche Grundfläche nach sich zieht. Bei einem maximalen Wasserstand von 2,2 m im RRB (Sohle bei 79,050 NN) wird eine Grundfläche von 375 m² benötigt.

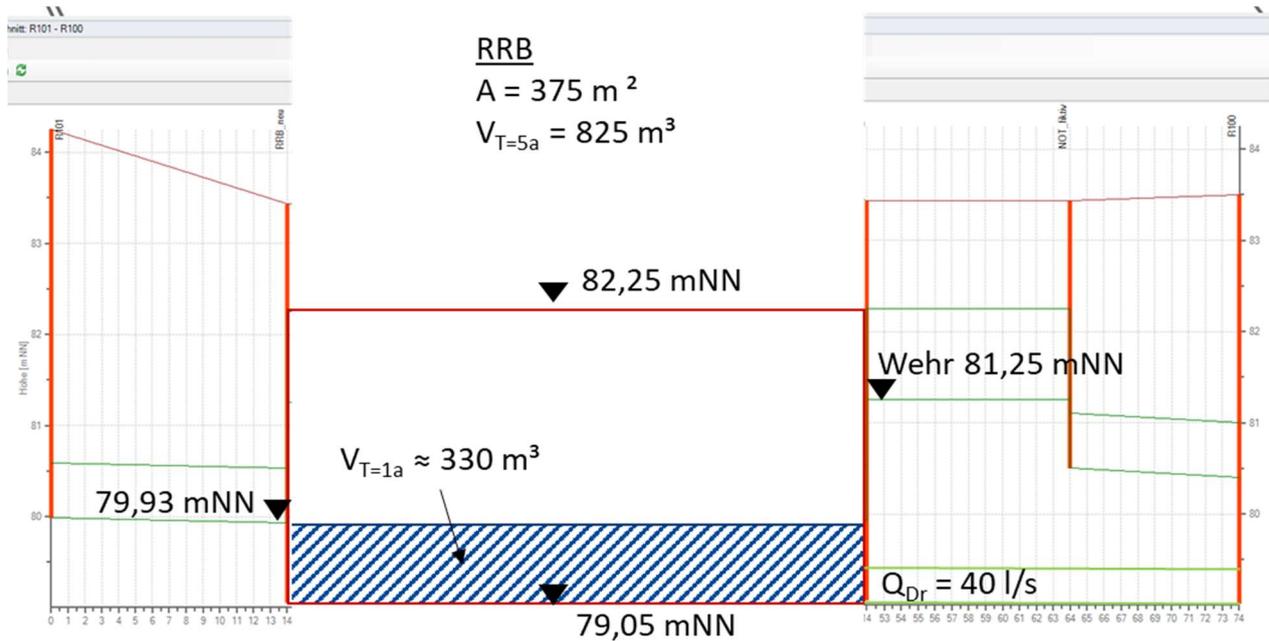


Abb. 5-8: Geplantes RRB – Selbstentleerung Kanalnetz

Durch diese Planung liegt der Schacht RW119-1 am Geländetiefpunkt auf einer Sohlhöhe von 80,416 mNN. In folgender Abbildung sieht man den Längsschnitt dieser Planung vom Geländetiefpunkt über das RRB.

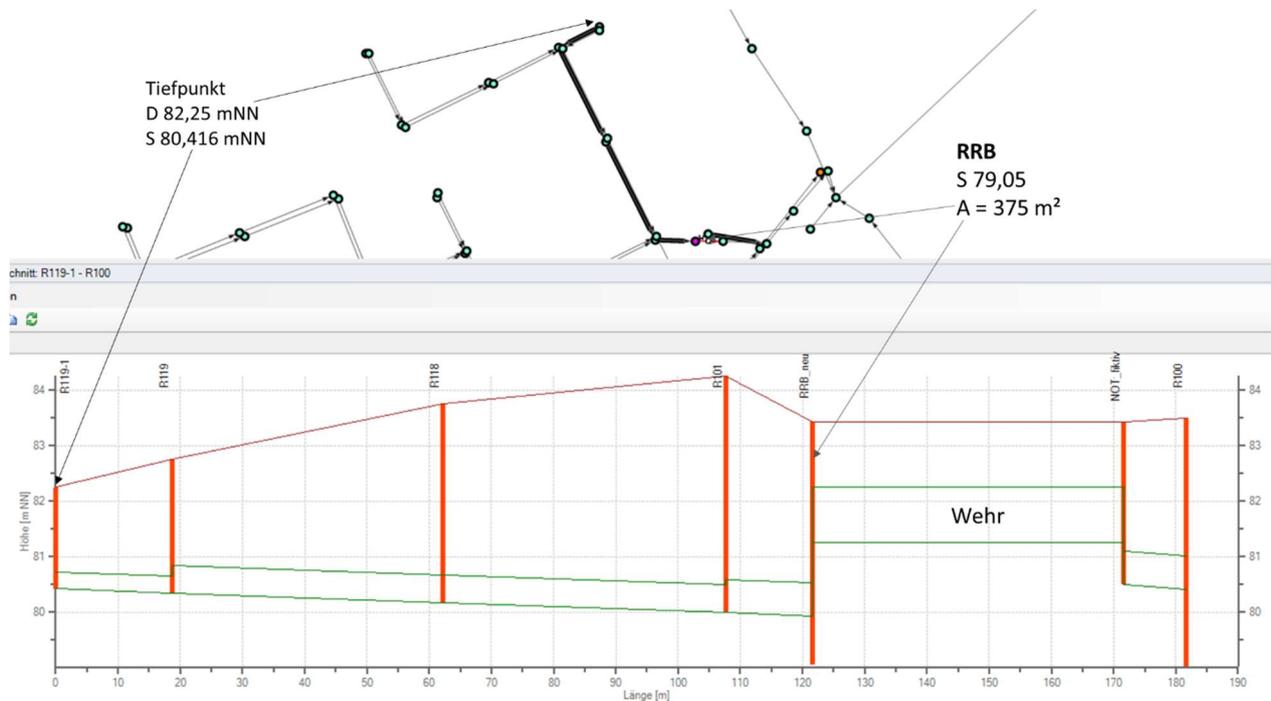


Abb. 5-9: Variante 3: Längsschnitt von Geländetiefpunkt über RRB und Wehr

Um die Varianten vergleichen zu können, wurden die Auslasswasserstände des Mühlenbachs bisher nicht berücksichtigt. Bei Variante 3 erfolgt der Anschluss an das Absturzbauwerk 3460100. Bisher ist noch nicht

geklärt, ob die anschließende Bachverrohrung einen Durchmesser von DN1000 oder DN1400 aufweist. Die bisherigen Überflutungsberechnungen wurden mit DN1000 durchgeführt, während in Bestandsunterlagen des Bachverbands ein DN1400 angegeben ist. Aus diesem Grund wird die Bachverrohrung von den Stadtbetrieben Bornheim neu aufgemessen (März 2018), sodass weitere Untersuchungen erfolgen.

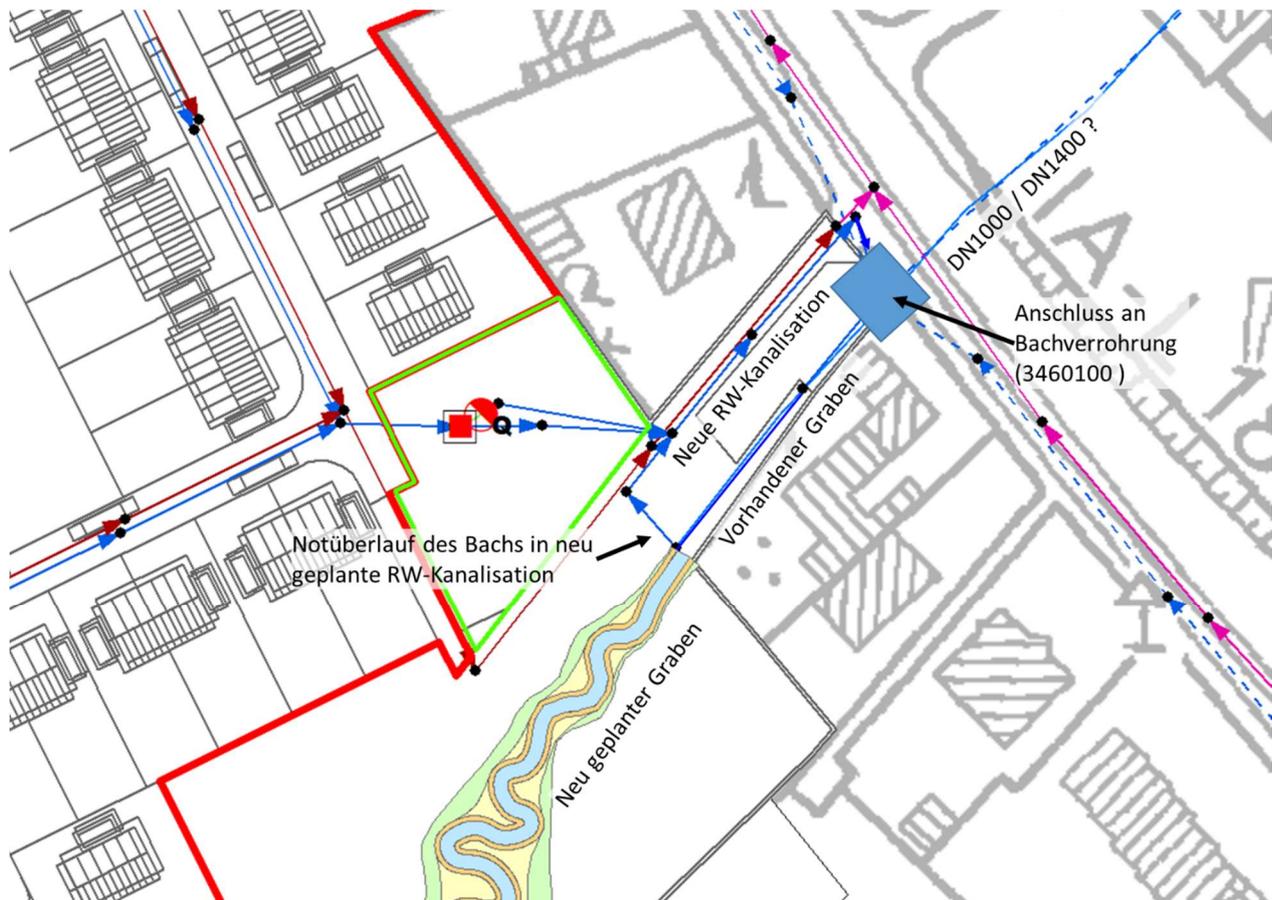


Abb. 5-10: Variante 3: Anschluss an die vorhandene Bachverrohrung (an Absturzbauwerk 3460100), Notüberlauf Mühlenbach in geplante Kanalisation

Ob ein andiskutierter Notüberlauf aus dem Mühlenbach an den Überlaufsammler des RRBs angeschlossen wird, ist noch abschließend zu untersuchen.

Die Schmutzwasserkanalisation entspricht der Kanalisation der beiden anderen Varianten. Es ist hierbei nicht möglich, dass das Schmutzwasser konstant unter der Regenwasserkanalisation liegt, da der vorgehene Anschlusschacht 3411100 mit einer Sohlhöhe von 79,22 mNN und das Mindestgefälle des Schmutzwasserkanals maßgebend ist. In der folgenden Abbildung ist die bestehende Schmutz- und Mischwasserkanalisation nicht dargestellt.

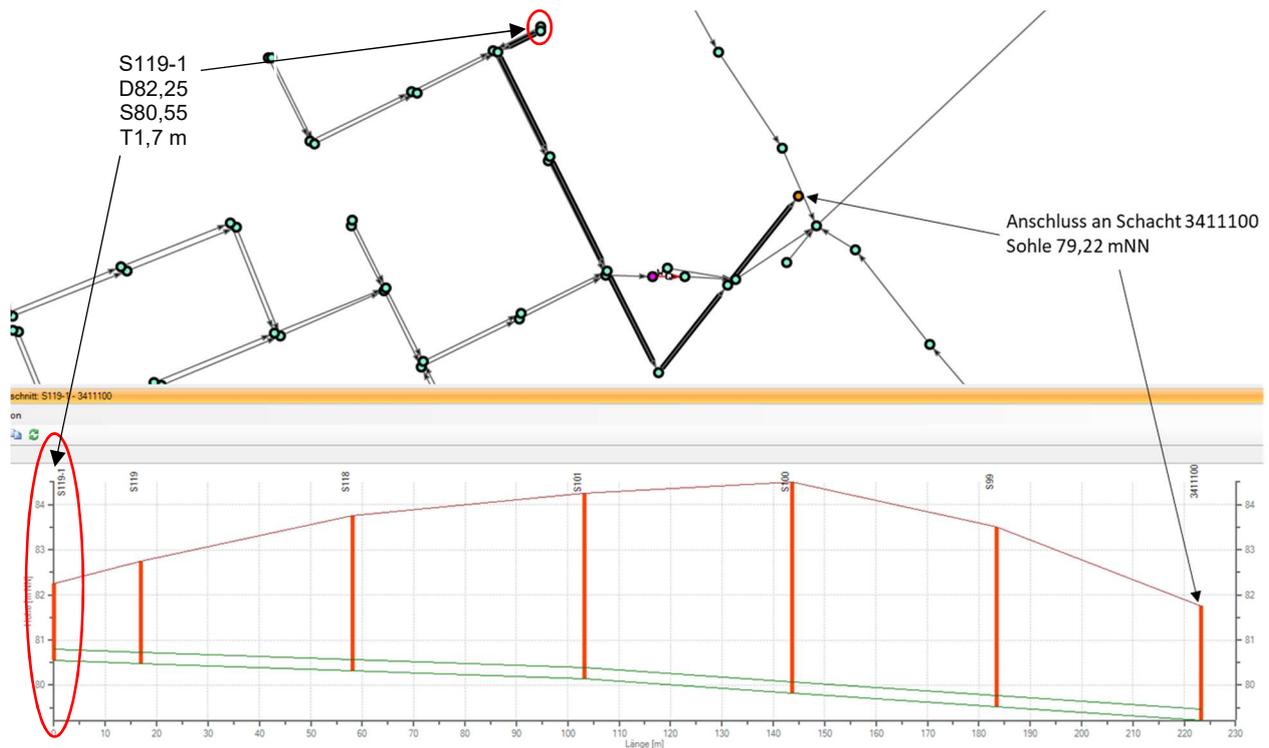


Abb. 5-11: Variante 3: Längsschnitt der Schmutzwasserkanalisation: S119-1 bis 3411100

5.1.3. Zusammenfassendes Ergebnis

Die Stadtbetriebe Bornheim geben an, dass das Entwässerungsnetz nach Möglichkeit nur einen Betriebspunkt und keine Pumpe beinhalten soll. Variante 1 und 2 erfüllen diese Kriterien nicht, weshalb Variante 3 entwickelt wurde. Weiterhin weisen Variante 1 und 2 im Ergebnis mehr Überstaupunkte und höhere Überstauvolumina auf als Variante 3. Aus diesen Gründen wird Variante 3 favorisiert und im weiteren Verlauf des Berichts vorgestellt.

Variante 1

Regenrückhaltebecken

1 Pumpe à 40 l/s

Variante 2

Regenrückhaltebecken
und
Stauraumkanal

1 Pumpe à 20 l/s

Variante 3

Regenrückhaltebecken

-

Das Regenrückhaltebecken in Variante 3 besitzt eine modelltechnische Grundfläche von 375 m², es sollte jedoch eine Grundstücksgröße von ca. 1.000 m² vorgehalten werden. Grund hierfür ist unter anderem, dass es sich bei dieser Studie um keine Detailplanung handelt. Abgesehen von dem reinen Baukörper muss auch noch ein Bewirtschaftungsweg, eine Zaunanlage und Grünflächen berücksichtigt werden. Des Weiteren ist es möglich, dass die Genehmigungsbehörde einen geringeren Drosselabfluss fordert, sodass das Becken entsprechend vergrößert werden muss. Wie in Kapitel 5.1.2.4 beschrieben, ist die hydraulische

Leistungsfähigkeit der Bachverrohrung derzeit noch nicht bekannt, weshalb hier Sicherheiten zu berücksichtigen sind.

5.2. Individualkonzept nach DWA A 110

Für das zu betrachtende Berechnungsmodell wurde ein Individualkonzept gemäß ATV-Arbeitsblatt A 110 angelegt, welches die Rauheitsbeiwerte haltungsweise berechnet. Folgende Festsetzungen wurden für die Erschließungskanalisation getroffen:

Tab. 5-2: Berechnungsansätze Individualkonzept

Rauheit k Rohrrinnenwandung	0,1 mm
Einzelrohrlänge	2,0 m
Durchmesser Hausanschlüsse	150 mm
Durchmesser Straßenanschlüsse	150 mm
Schachtart	Regelschacht
Schachtart	Regelschacht

Im Planungsgebiet befinden sich 108 Doppelhaushälften, 9 Einfamilienhäuser, 6 Mehrfamilienhäuser und eine Kita. Da für die Mehrfamilienhäuser und die Kita zwei Hausanschlüsse angenommen wurden, resultieren 131 Hausanschlüsse. Die vorläufige Ermittlung der Anzahl der Straßeneinläufe erfolgte, indem die gesamte Straßenfläche durch 400 m^2 dividiert wurde: $A_{\text{Straße}}/400 \text{ m}^2 = 26,25$. Für die Modelltechnik wird dieser vereinfachte Ansatz mit einer Anzahl von 26 Straßeneinläufen verwendet. Im Rahmen der Deckenhöhenplanung ist eine detaillierte Planung erforderlich, eine abweichende Anzahl ist möglich.

Tab. 5-3: Ermittlung der Häufigkeit von Hausanschluss/Straßeneinlauf pro 100 m Haltung

Anzahl	Haltungslänge	Häufigkeit	Häufigkeit
26 Straßeneinläufe	1342 m	Alle 51,56 m ein Straßeneinlauf (SE)	1,80 SE / 100 m
131 Hausanschlüsse	1342 m	Alle 10,13 m ein Hausanschluss (HA)	9,87 HA / 100 m

Die für das Individualkonzept ermittelten Häufigkeiten belaufen sich auf folgende Werte:

Gewählt: 10 Hausanschlüsse pro 100 m Haltung

Gewählt: 2 Straßeneinläufe pro 100 m Haltung

Die Haltungen, welche einen höheren Rauheitsbeiwert als 70 mm vorweisen, werden auf Plausibilität untersucht und anschließend auf einen Rauheitsbeiwert von 70 mm begrenzt, damit realistische Ergebnisse berechnet werden können.

6. Hydraulische Nachweise

6.1. Variante 3

6.1.1. Kanalnetzberechnung mit Modellregen T = 5 a

Im Ergebnis ist das Kanalnetz im Bereich des BP Me 16 überstaufrei.

6.1.2. Kanalnetzberechnung mit Modellregen T = 20 a

Im Ergebnis ist das Kanalnetz im Bereich des BP Me 16 überstaufrei. Der Notüberlauf des RRBs wird aktiviert und das Überlaufvolumen beträgt ca. 119 m³.

6.1.3. Kanalnetzberechnung mit Langzeitseriensimulation

Im Ergebnis entsteht an einem Schacht bei dem Regenereignis vom 27.07.1995 ein Überstau von 7 m³. Dieses Regenereignis besitzt eine maximale Wiederkehrzeit von 60,4 a bei einer Dauerstufe von 5 Minuten.

Der Notüberlauf des Beckens wird in 36 Jahren sechsmal aktiviert. In folgender Tabelle sind diese sechs Ereignisse zu sehen. Die Tabelle ist nach dem maximalen Durchflussvolumen der Notüberlauf-Haltung des Beckens sortiert.

Tab. 6-1: Variante 3: Ergebnisse Langzeitseriensimulation

Lfd. Nr.	Beginn	Dauer Niederschlagsereignis	Max. Wiederkehrzeit [a]	Q max, Notüberlauf [m³/s]	Überlaufvolumen, Notüberlauf [m³]	Vol. max, RRB_neu [m³]
71	27.07.2011 15:50	08:20	60,4	1,01	651,07	826,20
30	27.07.1995 03:55	10:50	60,4	0,87	639,39	826,17
29	02.07.1995 15:05	07:50	60,4	0,58	542,33	826,12
57	04.08.2006 17:05	06:25	10,1	0,40	175,76	826,08
65	26.07.2008 17:25	06:30	10,1	0,19	139,91	826,02
	Modellregen		20,0	0,12	117,01	826,00
22	20.06.1992 01:00	26:00:00	60,4	0,10	95,07	825,99
	Modellregen		5,0	0,00	0,00	611,75
1	04.08.1982 20:00	16:00	6,5	0,00	0,00	652,45
2	07.10.1982 01:40	28:40:00	22,6	0,00	0,00	233,71
...

6.2. Überflutungsbetrachtung

Im nächsten Schritt wurde mit dem Programm MIKE FLOOD die Überflutungsbetrachtung durchgeführt. Folgende Abbildung zeigt das Ergebnis des 20-jährlichen Modellregens. Es werden die maximal auftretenden Wasserstände ab 2 cm abgebildet. Wie man der Abbildung entnehmen kann, gibt es lediglich im nord-westlichen Bereich auf der Straße einen Punkt, an dem Wasser auf der Straße steht (2 – 10 cm).

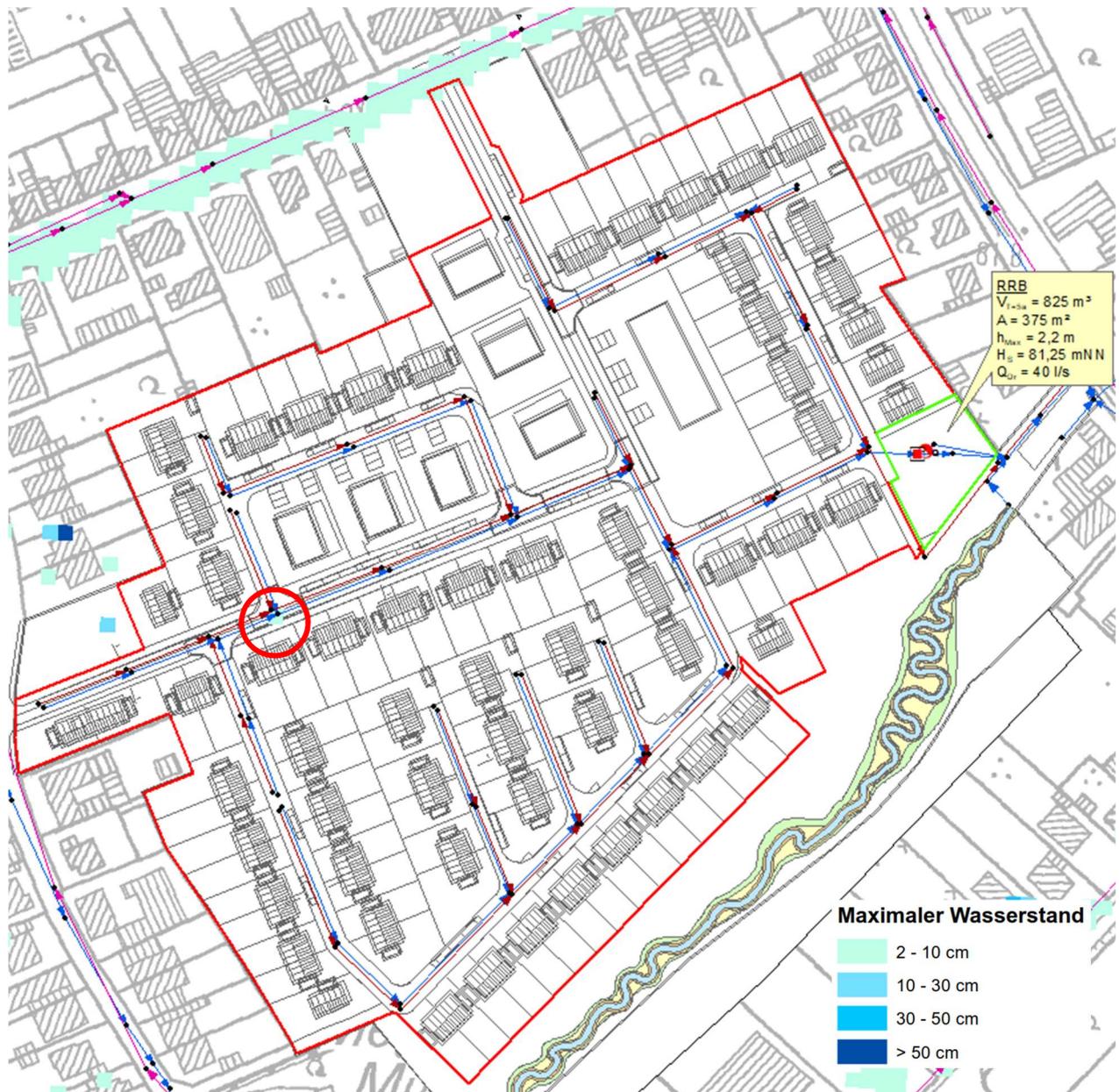


Abb. 6-1: Überflutungsberechnung Variante 3, T = 20a

Nachfolgende Abbildung zeigt das Überflutungsergebnis des 100-jährigen Modellregens. Die Verantwortlichkeit des Überflutungsschutzes liegt bei einem solchen Regenereignis nicht mehr bei dem Abwasserbetrieb, sondern bei den Grundstückseigentümer. Generell wird hier auf die Einhaltung der Bemessungshinweise in der DIN 1986 Teil 100 hingewiesen. In der Abbildung sind auch die Überstaupunkte aus der 1D-Berechnung gekennzeichnet. Es ergeben sich im Wesentlichen drei Bereiche in denen maximale Wasserstände von 2 bis 10 cm auftreten: zentral im Gebiet im Bereich einer geplanten Straße (1), im Süden des Gebietes (2) und am Geländetiefpunkt im Nordosten des Planungsgebietes (3). Von Punkt 3 fließt das Wasser Richtung Nordosten über bestehende Grundstücke, auf denen laut Berechnungsergebnis auch

Wasserstände größer 10 cm auftreten. Durch den Anschluss des Baugebietes dürfen keine Verschlechterungen für bestehende, unterhalb liegende Bebauungen entstehen. Deshalb muss verhindert werden, dass das Niederschlagswasser aus dem Baugebiet auf die angrenzenden Grundstücke fließen kann. Dies kann beispielsweise mit einer Mauer erfolgen. Den Überflutungsbereichen 1 und 2 kann ebenfalls durch lokale Maßnahmen vorgebeugt werden. Hier kann auf die Schutzrichtvorrichtungen nach DIN 1986 Teil 100 zurückgegriffen werden. Als generelle Maßnahmen am Gebäude aus der Norm sind hier auszugsweise folgende Beispiele aufgelistet:

- Schutz der Lichtschächte (hohe Lichtschachtmauerung von 15 – 30 cm)
- Hauseingänge sollten grundsätzlich oberhalb der Verkehrsfläche angeordnet sein
- Rückstauverschlüsse bei Hausanschlüssen

Weiterhin sollten die Öffnungen von Gebäuden und Grundstücken generell über der Rückstauenebene angelegt sein, um einen Zufluss von Oberflächenwasser der Gebäude umgebenden Flächen zu vermeiden. In den gekennzeichneten Überflutungsbereichen in Abbildung 6-2 sollte die OKF mindestens 15 cm höher liegen. Bei Zufahrten zu tiefer liegenden Garagen oder Räumen können mittels Rampen und Bodenschwellen zur Erhöhung der Einfahrt ein Überfließen und den Eintritt von Regenwasser verhindert werden.

Im Straßenbau sollten hohe Bordsteine in den gekennzeichneten Überflutungsbereichen als Maßnahmen durchgeführt werden. Gleichfalls muss barrierefreies Bauen gemäß DIN 18040-3 berücksichtigt werden. Der Überflutungsschutz und die Barrierefreiheit sind planerisch aufeinander abzustimmen.

Insbesondere am Tiefpunkt sind die genannten Maßnahmen am Gebäude und im Straßenbau durchzuführen. Tiefliegende Straßenabläufe am Punkt 3 (Tiefpunkt) sollten mit Rückstauverschlüssen versehen werden, sodass bei vollgefüllter Kanalisation kein Wasser aus diesen austreten kann. Zusätzlich sind hier Sicherungen der Grundstücke in der Bonn-Brühler-Straße durchzuführen (Mauer). Die konstruktive Umsetzung des Überflutungsschutzes ist im weiteren Planungsverfahren zu berücksichtigen.

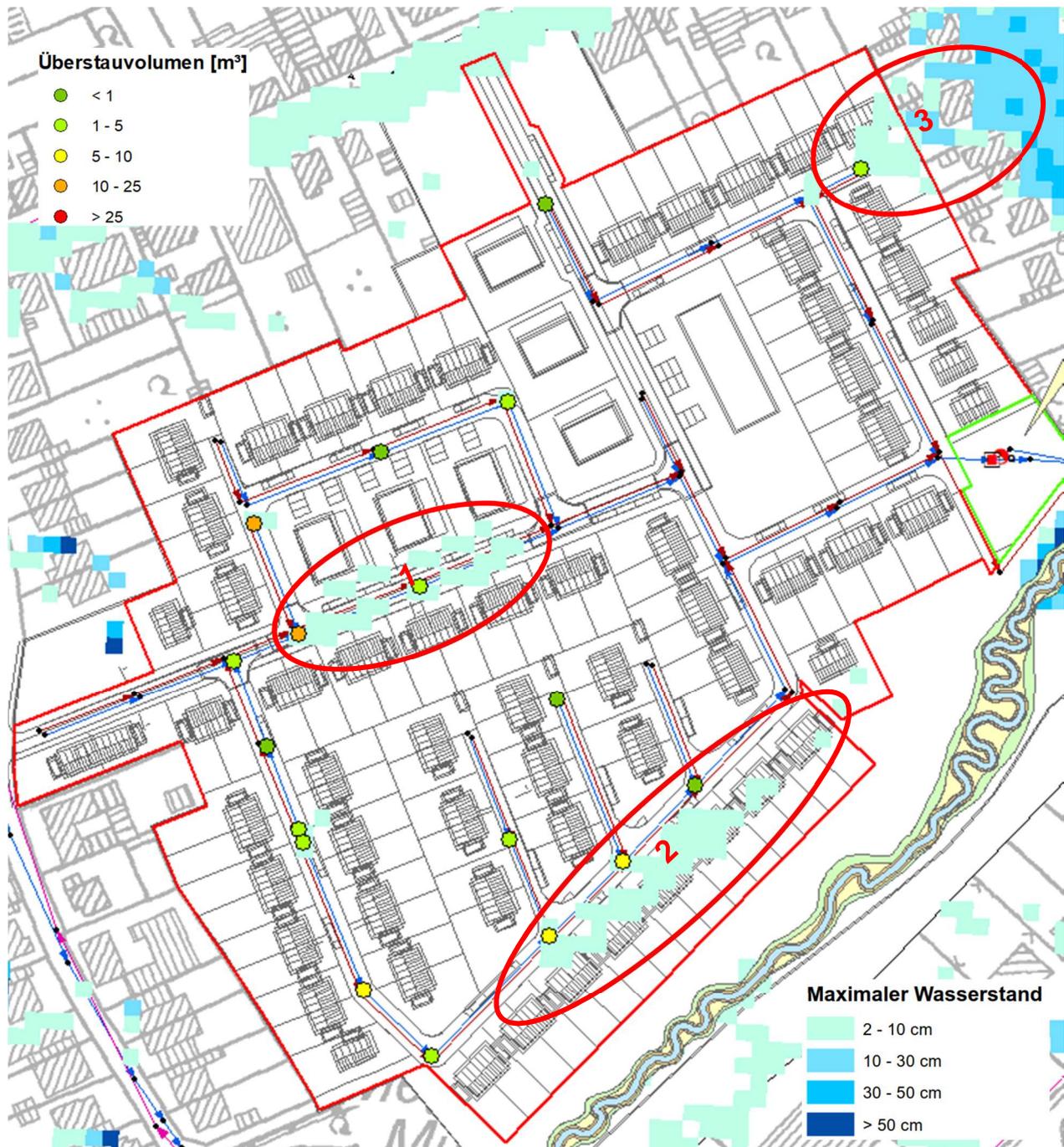


Abb. 6-2: Überflutungsberechnung Variante 3, T = 100a

7. Zusammenfassung

Für das Planungsgebiet des BP Me 16 wurden drei Entwässerungsvarianten entworfen. Variante 1 sieht ein Regenrückhaltebecken vor, dessen Sohle unter der Sohle des Mühlenbachs liegt und die Entleerung deshalb mittels Pumpe erfolgen muss. Variante 2 besteht aus einem Regenrückhaltebecken und einem Stauraumkanal. Der Stauraumkanal und das zugehörige Einzugsgebiet liegen tiefer und muss deshalb auf

das Niveau der übrigen Kanalisation gepumpt werden. In Variante 3 ist der Beckenstandort am östlichen Rand des Baugebietes vorgesehen. Aufgrund des Geländetiefpunktes ist auch hier ein geschlossenes Becken geplant, welches an das Absturzbauwerk 3460100 in der Bonn-Brühler-Straße anschließt. Das Becken wurde für ein 5-jährliches Regenereignis zu ca. 800 m³ dimensioniert und besitzt einen Drosselabfluss von 40 l/s. Der Notüberlauf wird in 36 Jahren sechs Mal aktiviert. Die abschließende Beckendimensionierung erfolgt nach der zweidimensionalen Berechnung inklusive des Mühlenbachs, sodass sich durch den Hochwasserschutz bedingt ein größeres Beckenvolumen ergeben kann.

Die Stadtbetriebe Bornheim gaben an, dass das Entwässerungsnetz nach Möglichkeit nur einen Betriebspunkt und keine Pumpe beinhalten soll. Nach Abwägung der Varianten wurde Variante 3 als favorisierte und weiter zu planende Variante verabschiedet.

Für das Kanalnetz mit Regenrückhaltebecken wurde eine Überflutungsbetrachtung durchgeführt. Das Ergebnis zeigt, dass bei einem 20-jährlichen Modellregen keine Problematik vorliegt. Bei einem 100-jährlichen Modellregen entstehen Überflutungsbereiche, denen durch örtliche Maßnahmen vom Straßenbauasträger wie auch von den privaten Grundstückseigentümer vorgebeugt werden soll.

Nach Vorlage der weiteren Deckenhöhenplanung und der notwendigen Gewässermaßnahmen ist die Überflutungsberechnung unter Berücksichtigung der lokalen Maßnahmen mit einem detaillierten Modell zu wiederholen.

7.1. Planungsgrundlagen

Die Planungsgrundlagen sind in den Kapiteln 2 – 4 des vorliegenden Erläuterungsberichtes aufgeführt. Darüber hinaus sind einige Grundlagen detailliert in den Anlagen zu diesem Bericht dokumentiert:

ANLAGE 1: Niederschlagsauswertung

ANLAGE 2: Maximalwerte des Regenrückhaltebeckens

ANLAGE 3: Flächen je Haltung

ANLAGE 4: Zebev Ergebnisse

ANLAGE 5: Modelldaten und Simulationsergebnisse zur Regenwasserbewirtschaftung, STORM

Der Bericht ist einschließlich Anlagen außerdem auf der mitgelieferten Daten-CD enthalten.

7.2. Planunterlagen

Lageplan M 1:10.000

Befestigungsplan M 1:1.000

Überstauplan 1D Variante 3, Modellregen T = 5 a, M 1:1.000

Überstauplan 1D Variante 3, Modellregen T = 20 a, M 1:1.000

Überstauplan 1D Variante 3, Langzeitregenreihe Mertener Heide, M 1:1.000

Anlage 1: Langzeitserie der Regenstation Mertener Heide

Lfd. Nr.	Beginn	Dauer	Ende	Max. Wiederkehrzeit [a]	Dauerstufe von max. Wiederkehrzeit [min]	Regenspende [l/(s*ha)]	Regensumme [mm]
22	20.06.1992 01:00	02:00	21.06.1992 03:00	60,4	1440	8,6122	80,61
29	02.07.1995 15:05	07:50	02.07.1995 22:55	60,4	360	19,9397	56,23
30	27.07.1995 03:55	10:50	27.07.1995 14:45	60,4	5	14,5359	56,69
71	27.07.2011 15:50	08:20	28.07.2011 00:10	60,4	90	18,0567	54,17
2	07.10.1982 01:40	28:40:00	08.10.1982 06:20	22,6	1440	6,3779	65,82
75	05.08.2012 06:25	15:40	05.08.2012 22:05	13,9	5	4,8901	27,58
38	10.05.1999 12:15	10:40	10.05.1999 22:55	10,1	5	8,3984	32,25
46	10.06.2003 17:30	00:50	10.06.2003 18:20	10,1	10	72,7333	21,82
57	04.08.2006 17:05	06:25	04.08.2006 23:30	10,1	30	22,1126	51,08
65	26.07.2008 17:25	06:30	26.07.2008 23:55	10,1	60	17,7863	41,62
72	25.08.2011 14:35	00:20	25.08.2011 14:55	7,9	5	127,4167	15,29
1	04.08.1982 20:00	16:00	05.08.1982 12:00	6,5	30	6,8056	39,2
11	11.08.1986 15:55	01:15	11.08.1986 17:10	6,5	60	68,4889	30,82
20	05.06.1992 16:20	03:00	05.06.1992 19:20	6,5	180	30,713	33,17
50	18.07.2004 11:30	13:00	19.07.2004 00:30	6,5	5	5,4979	25,73
21	10.06.1992 14:40	03:00	10.06.1992 17:40	5,5	15	22,4537	24,25
28	04.06.1995 16:50	05:55	04.06.1995 22:45	5,5	45	15,1315	32,23
66	16.04.2009 19:45	22:00	17.04.2009 17:45	5,5	720	5,7374	45,44
70	07.06.2011 22:00	07:05	08.06.2011 05:05	5,5	360	14,0039	35,71
80	08.07.2014 04:20	15:45	09.07.2014 20:05	5,5	1440	5,8029	83,04
31	07.06.1997 19:30	24:35:00	08.06.1997 20:05	4,8	480	5,896	52,18
62	30.05.2008 03:45	03:45	30.05.2008 07:30	4,8	10	10,6963	14,44
24	24.09.1993 21:05	17:55	26.09.1993 15:00	4,2	720	3,2856	49,58
59	08.08.2007 23:35	03:00	10.08.2007 02:35	4,2	1440	5,6461	54,88
13	22.08.1987 20:35	08:15	23.08.1987 04:50	3,8	10	8,8653	26,33
23	30.05.1993 08:30	10:45	30.05.1993 19:15	3,4	15	5,186	20,07

Lfd. Nr.	Beginn	Dauer	Ende	Max. Wiederkehrzeit [a]	Dauerstufe von max. Wiederkehrzeit [min]	Regenspende [l/(s*ha)]	Regensumme [mm]
74	27.07.2012 14:20	20:55	28.07.2012 11:15	3,4	20	3,9309	29,6
86	06.07.2017 15:25	00:20	06.07.2017 15:45	3,4	5	91,5	10,98
40	01.07.2000 13:35	01:15	01.07.2000 14:50	3,1	10	35,4222	15,94
42	01.10.2000 03:00	07:50	01.10.2000 10:50	3,1	360	12,617	35,58
58	24.08.2006 09:30	05:10	24.08.2006 14:40	3,1	5	8,5484	15,9
61	21.08.2007 17:30	13:10	22.08.2007 06:40	3,1	720	7,8755	37,33
82	25.08.2014 18:10	04:40	26.08.2014 22:50	3,1	1440	4,7074	48,58
16	08.07.1989 11:05	00:45	08.07.1989 11:50	2,9	5	56,5926	15,28
78	07.09.2013 17:20	14:50	08.09.2013 08:10	2,7	240	6,279	33,53
17	14.08.1990 07:15	10:40	14.08.1990 17:55	2,5	180	8,1354	31,24
26	28.07.1994 16:40	00:40	28.07.1994 17:20	2,3	30	83,0833	19,94
3	24.06.1983 13:15	00:45	24.06.1983 14:00	2,2	30	66,0741	17,84
12	21.10.1986 11:15	11:40	22.10.1986 22:55	2,2	1440	3,1316	40,21
18	30.08.1990 16:10	01:50	31.08.1990 18:00	2,2	720	4,0559	37,72
19	08.08.1991 06:15	06:15	08.08.1991 12:30	2,2	360	11,9022	26,78
27	10.08.1994 17:25	06:05	10.08.1994 23:30	2,2	10	6,4795	14,19
85	26.06.2016 15:55	00:40	26.06.2016 16:35	2,2	5	57,9583	13,91
73	29.06.2012 12:25	01:30	29.06.2012 13:55	2,1	45	38,1667	20,61
25	08.06.1994 17:00	03:15	08.06.1994 20:15	1,9	30	19,5556	22,88
36	01.08.1998 21:45	01:45	01.08.1998 23:30	1,9	90	34,3333	21,63
51	21.07.2004 12:05	09:25	21.07.2004 21:30	1,9	5	7,8791	26,71
67	11.05.2009 00:30	12:10	11.05.2009 12:40	1,9	480	7,089	31,05
15	01.07.1989 12:50	15:05	02.07.1989 03:55	1,8	240	5,3683	29,15
39	03.06.2000 12:45	09:45	03.06.2000 22:30	1,8	5	6,1425	21,56
53	22.09.2004 15:10	39:45:00	24.09.2004 06:55	1,8	1440	2,7994	40,06
83	10.08.2015 03:15	19:30:00	10.08.2015 22:45	1,8	480	5,3818	37,78
55	30.07.2005 15:10	01:30	30.07.2005 16:40	1,7	10	29,1111	15,72

Lfd. Nr.	Beginn	Dauer	Ende	Max. Wiederkehrzeit [a]	Dauerstufe von max. Wiederkehrzeit [min]	Regenspende [l/(s*ha)]	Regensumme [mm]
60	15.08.2007 20:05	02:25	15.08.2007 22:30	1,6	120	25,6437	22,31
81	24.07.2014 13:45	00:30	24.07.2014 14:15	1,6	10	59,8333	10,77
41	18.08.2000 20:10	12:45	19.08.2000 08:55	1,5	5	4,4728	20,53
45	04.05.2002 16:25	15:00	05.05.2002 07:25	1,5	720	6,363	34,36
64	11.07.2008 08:10	05:25	11.07.2008 13:35	1,5	90	10,4205	20,32
76	20.06.2013 21:40	02:15	20.06.2013 23:55	1,5	10	20,9753	16,99
4	06.02.1984 14:55	16:20:00	07.02.1984 07:15	1,4	720	6,5901	38,75
8	07.09.1984 15:50	23:35	09.09.1984 15:25	1,4	1440	2,9352	50,28
14	11.07.1988 16:25	02:25	11.07.1988 18:50	1,4	120	24,2299	21,08
35	31.05.1998 21:15	06:45	01.06.1998 04:00	1,4	360	10,6379	25,85
37	06.04.1999 15:50	00:50	06.04.1999 16:40	1,4	30	48,9667	14,69
44	03.08.2001 11:20	00:30	03.08.2001 11:50	1,4	5	67,8333	12,21
79	09.06.2014 12:35	07:50	09.06.2014 20:25	1,4	20	5,7199	16,13
87	12.07.2017 04:20	09:55	12.07.2017 14:15	1,4	5	4,4342	15,83
88	19.07.2017 14:20	01:20	19.07.2017 15:40	1,4	10	21,9583	10,54
7	03.06.1984 20:15	18:00	04.06.1984 14:15	1,3	720	5,7361	37,17
34	27.08.1997 16:45	20:20	28.08.1997 13:05	1,3	60	3,4645	25,36
47	24.07.2003 16:00	00:25	24.07.2003 16:25	1,3	10	68,5333	10,28
68	11.08.2010 14:50	4:45:00	11.08.2010 19:35	1,3	5	5,8304	9,97
9	22.11.1984 02:35	00:15	23.11.1984 02:50	1,2	1440	3,8076	33,24
43	30.06.2001 12:40	06:55	30.06.2001 19:35	1,2	10	8,008	19,94
52	10.08.2004 16:45	14:20	11.08.2004 07:05	1,2	720	6,4457	33,26
63	25.06.2008 07:35	06:25	25.06.2008 14:00	1,2	120	8,9134	20,59
69	22.08.2010 13:45	05:05	22.08.2010 18:50	1,2	5	7,5738	13,86
77	24.07.2013 17:15	01:25	24.07.2013 18:40	1,2	60	31,7451	16,19
10	23.07.1986 10:10	09:50	23.07.1986 20:00	1,1	180	7,5056	26,57
32	13.06.1997 14:00	05:10	14.06.1997 19:10	1,1	1440	3,3152	34,81

Lfd. Nr.	Beginn	Dauer	Ende	Max. Wiederkehrzeit [a]	Dauerstufe von max. Wiederkehrzeit [min]	Regenspende [l/(s*ha)]	Regensumme [mm]
33	27.06.1997 11:05	04:30	27.06.1997 15:35	1,1	5	7,5802	12,28
48	06.05.2004 16:40	09:35	08.05.2004 02:15	1,1	1440	2,9504	35,67
54	29.06.2005 18:40	06:45	30.06.2005 01:25	1,1	90	10,214	24,82
84	16.09.2015 00:30	17:45	16.09.2015 18:15	1,1	15	3,6761	23,49
5	21.05.1984 07:45	22:55	22.05.1984 06:40	0,9	720	4,8424	39,95
6	30.05.1984 00:05	16:50	30.05.1984 16:55	0,9	480	5,4158	32,82
49	09.06.2004 16:40	05:15	09.06.2004 21:55	0,9	240	13,2751	25,09
56	07.07.2006 13:45	09:15	07.07.2006 23:00	0,9	30	8,4294	28,07

Anlage 2: Maximalwerte des Regenrückhaltebeckens

Vol. = Maximalwerte des Volumens

H = relativer Wasserstand (Differenz Wasserstand – Sohle)

Lfd. Nr.	Max. Wiederkehrzeit nach KOSTRA a	Beginn des Regenereignisses	RRB Var. 1		RRB Var. 2		RRB Var. 3	
			Vol. max m ³	H max relativ m	Vol. max m ³	H max relativ m	Vol. max m ³	H max relativ m
Modellregen								
	20		907,2	2,02	782,0	1,48	826,0	2,26
	5		585,3	1,30	516,9	1,01	611,7	1,63
Langzeitregenreihe Mertener Heide								
30	60,4	27.07.1995 03:55	1.036,3	2,48	1014,4	2,23	826,2	2,44
71	60,4	27.07.2011 15:50	1.036,3	2,46	1014,3	2,20	826,2	2,47
29	60,4	02.07.1995 15:05	1.023,4	2,27	1014,3	2,21	826,1	2,38
57	10,1	04.08.2006 17:05	934,6	2,08	835,3	1,57	826,1	2,34
65	10,1	26.07.2008 17:25	924,1	2,05	792,6	1,50	826,0	2,29
22	60,4	20.06.1992 01:00	870,5	1,94	904,3	1,69	826,0	2,26
11	6,5	11.08.1986 15:55	664,6	1,48	571,3	1,11	691,5	1,84
28	5,5	04.06.1995 16:50	643,6	1,43	562,8	1,09	684,3	1,83
75	13,9	05.08.2012 06:25	627,1	1,39	516,2	1,01	656,7	1,75
1	6,5	04.08.1982 20:00	622,3	1,38	533,2	1,04	652,4	1,74
20	6,5	05.06.1992 16:20	542,6	1,21	529,8	1,03	585,0	1,56
50	6,5	18.07.2004 11:30	527,1	1,17	460,1	0,90	572,1	1,53
70	5,5	07.06.2011 22:00	512,0	1,14	456,7	0,90	527,2	1,41

Lfd. Nr.	Max. Wiederkehrzeit nach KOSTRA	Beginn des Regenereignisses	RRB Var. 1		RRB Var. 2		RRB Var. 3	
			Vol. max	H max relativ	Vol. max	H max relativ	Vol. max	H max relativ
13	3,8	22.08.1987 20:35	501,6	1,11	418,5	0,83	515,1	1,37
46	10,1	10.06.2003 17:30	498,4	1,11	402,7	0,80	512,3	1,37
38	10,1	10.05.1999 12:15	486,4	1,08	395,8	0,78	500,8	1,34
17	2,5	14.08.1990 07:15	484,0	1,08	431,2	0,85	503,4	1,34
21	5,5	10.06.1992 14:40	478,2	1,06	391,5	0,78	492,6	1,31
74	3,4	27.07.2012 14:20	464,3	1,03	376,7	0,75	478,5	1,28
26	2,3	28.07.1994 16:40	431,9	0,96	355,8	0,71	445,3	1,19
73	2,1	29.06.2012 12:25	418,3	0,93	351,6	0,70	431,8	1,15
25	1,9	08.06.1994 17:00	414,9	0,92	378,1	0,75	453,9	1,21
23	3,4	30.05.1993 08:30	381,4	0,85	306,3	0,61	389,0	1,04
31	4,8	07.06.1997 19:30	372,9	0,83	370,3	0,73	420,0	1,12
36	1,9	01.08.1998 21:45	371,7	0,83	348,6	0,69	400,3	1,07
3	2,2	24.06.1983 13:15	371,0	0,82	307,8	0,62	379,8	1,01
72	7,9	25.08.2011 14:35	359,6	0,80	284,0	0,57	364,4	0,97
64	1,5	11.07.2008 08:10	343,1	0,76	318,4	0,64	363,3	0,97
60	1,6	15.08.2007 20:05	338,3	0,75	306,4	0,61	369,4	0,98
40	3,1	01.07.2000 13:35	336,4	0,75	270,1	0,54	339,7	0,91
19	2,2	08.08.1991 06:15	327,9	0,73	299,8	0,60	358,7	0,96
51	1,9	21.07.2004 12:05	326,1	0,72	265,0	0,53	329,1	0,88
16	2,9	08.07.1989 11:05	313,2	0,70	256,6	0,52	316,3	0,84
79	1,4	09.06.2014 12:35	311,4	0,69	264,0	0,53	323,7	0,86
78	2,7	07.09.2013 17:20	311,3	0,69	322,3	0,64	330,0	0,88
62	4,8	30.05.2008 03:45	309,9	0,69	247,3	0,50	312,1	0,83
84	1,1	16.09.2015 00:30	303,0	0,67	292,8	0,59	347,5	0,93

Lfd. Nr.	Max. Wiederkehrzeit nach KOSTRA	Beginn des Regenereignisses	RRB Var. 1		RRB Var. 2		RRB Var. 3	
			Vol. max	H max relativ	Vol. max	H max relativ	Vol. max	H max relativ
34	1,3	27.08.1997 16:45	296,9	0,66	264,6	0,53	304,4	0,81
55	1,7	30.07.2005 15:10	296,0	0,66	262,2	0,53	320,3	0,85
15	1,8	01.07.1989 12:50	293,7	0,65	278,3	0,56	327,9	0,87
77	1,2	24.07.2013 17:15	288,4	0,64	263,0	0,53	309,4	0,83
37	1,4	06.04.1999 15:50	284,1	0,63	241,9	0,49	289,9	0,77
27	2,2	10.08.1994 17:25	274,9	0,61	225,0	0,46	276,7	0,74
76	1,5	20.06.2013 21:40	275,4	0,61	228,5	0,46	279,8	0,75
54	1,1	29.06.2005 18:40	271,8	0,60	286,0	0,57	293,1	0,78
39	1,8	03.06.2000 12:45	271,3	0,60	263,0	0,53	300,8	0,80
43	1,2	30.06.2001 12:40	270,1	0,60	240,4	0,48	291,6	0,78
41	1,5	18.08.2000 20:10	259,8	0,58	258,7	0,52	290,9	0,78
85	2,2	26.06.2016 15:55	257,0	0,57	221,6	0,45	258,2	0,69
10	1,1	23.07.1986 10:10	257,0	0,57	273,2	0,55	291,1	0,78
14	1,4	11.07.1988 16:25	254,4	0,56	253,4	0,51	256,1	0,68
56	0,9	07.07.2006 13:45	250,9	0,56	215,2	0,44	255,3	0,68
9	1,2	22.11.1984 02:35	246,6	0,55	248,8	0,50	286,9	0,77
58	3,1	24.08.2006 09:30	242,0	0,54	210,6	0,43	256,5	0,68
44	1,4	03.08.2001 11:20	240,4	0,53	202,5	0,41	243,3	0,65
87	1,4	12.07.2017 04:20	239,7	0,53	219,5	0,44	262,8	0,70
86	3,4	06.07.2017 15:25	216,5	0,48	181,5	0,37	219,8	0,59
49	0,9	09.06.2004 16:40	216,5	0,48	209,2	0,42	231,7	0,62
83	1,8	10.08.2015 03:15	213,4	0,47	249,0	0,50	249,8	0,67
63	1,2	25.06.2008 07:35	210,4	0,47	221,2	0,45	223,3	0,59
59	4,2	08.08.2007 23:35	208,4	0,46	258,1	0,52	254,8	0,68

Lfd. Nr.	Max. Wiederkehrzeit nach KOSTRA	Beginn des Regenereignisses	RRB Var. 1		RRB Var. 2		RRB Var. 3	
			Vol. max	H max relativ	Vol. max	H max relativ	Vol. max	H max relativ
81	1,6	24.07.2014 13:45	189,4	0,42	166,8	0,34	194,3	0,52
47	1,3	24.07.2003 16:00	183,1	0,41	161,1	0,33	188,7	0,50
88	1,4	19.07.2017 14:20	181,9	0,40	157,3	0,32	187,5	0,50
2	22,6	07.10.1982 01:40	177,6	0,39	218,7	0,44	233,7	0,62
4	1,4	06.02.1984 14:55	176,5	0,39	205,3	0,42	199,0	0,53
52	1,2	10.08.2004 16:45	173,9	0,39	202,9	0,41	219,7	0,59
69	1,2	22.08.2010 13:45	160,1	0,36	161,8	0,33	185,7	0,50
32	1,1	13.06.1997 14:00	152,5	0,34	155,9	0,32	178,5	0,48
68	1,3	11.08.2010 14:50	148,7	0,33	137,8	0,28	154,7	0,41
24	4,2	24.09.1993 21:05	142,5	0,32	185,6	0,38	177,9	0,47
42	3,1	01.10.2000 03:00	138,9	0,31	200,2	0,41	181,8	0,48
61	3,1	21.08.2007 17:30	123,3	0,27	190,4	0,39	179,6	0,48
33	1,1	27.06.1997 11:05	118,9	0,26	119,2	0,24	136,3	0,36
6	0,9	30.05.1984 00:05	110,8	0,25	124,0	0,25	134,2	0,36
18	2,2	30.08.1990 16:10	110,0	0,24	177,3	0,36	165,7	0,44
66	5,5	16.04.2009 19:45	107,4	0,24	167,3	0,34	155,4	0,41
7	1,3	03.06.1984 20:15	105,1	0,23	163,8	0,33	154,1	0,41
82	3,1	25.08.2014 18:10	67,5	0,15	128,8	0,26	119,0	0,32
80	5,5	08.07.2014 04:20	62,9	0,14	133,8	0,27	121,8	0,33
35	1,4	31.05.1998 21:15	59,2	0,13	115,9	0,24	103,2	0,28
53	1,8	22.09.2004 15:10	44,6	0,10	93,9	0,19	86,8	0,23
12	2,2	21.10.1986 11:15	41,7	0,09	113,6	0,23	100,1	0,27
67	1,9	11.05.2009 00:30	33,9	0,08	104,7	0,22	90,3	0,24
8	1,4	07.09.1984 15:50	32,9	0,07	87,8	0,18	77,5	0,21

Lfd. Nr.	Max. Wiederkehrzeit nach KOSTRA	Beginn des Regenereignisses	RRB Var. 1		RRB Var. 2		RRB Var. 3	
			Vol. max	H max relativ	Vol. max	H max relativ	Vol. max	H max relativ
48	1,1	06.05.2004 16:40	22,0	0,05	74,5	0,15	67,1	0,18
5	0,9	21.05.1984 07:45	16,7	0,04	80,3	0,17	70,6	0,19
45	1,5	04.05.2002 16:25	1,9	0,00	71,5	0,15	61,4	0,16