

# GEMEINDE ALFTER



## Buschkauler Feld

Entwässerungstechnisches  
Gutachten zur Bauleitplanung

Stand: November 2019

**STÄDTEBAULICHE ARBEITSGEMEINSCHAFT  
BÜRO FÜR STÄDTEBAU UND SIEDLUNGSWESEN**

Thomas-Mann-Straße 41 · 53111 Bonn · Tel.: 0228 /227 236 10 · Fax: 0228 /227 236 19

Bearbeitung:

Stavros Iliadis M.Sc.

Dipl.-Ing. Ralf Thielecke

---

<b>1 Zusammenfassung</b>	<b>1</b>
<b>2 Plangebiet</b>	<b>2</b>
2.1 Städtebauliche Planung .....	2
2.2 Vorflut 2	
2.3 Topografie .....	3
2.4 Natürliche Vorflut .....	4
<b>3 Leitungsgebundene Entwässerung</b>	<b>5</b>
3.1 Schmutzwasser .....	5
3.2 Niederschlagswasser .....	5
3.2.1 Stationäre Bemessung .....	5
3.2.2 Hydrodynamische Berechnung .....	6
<b>4 Überflutungsbetrachtung</b>	<b>8</b>
4.1 Modellierung .....	8
4.2 Eingangsdaten .....	8
4.3 Berechnung .....	9
<b>5 Rückhaltung</b>	<b>11</b>
<b>6 Planungshinweise und Empfehlungen</b>	<b>12</b>
6.1 Vorflut 12	
6.2 Kanalnetz .....	12
6.3 Öffentliche Verkehrsflächen .....	12
6.4 Rückhaltung .....	13
<b>7 Anlagen</b>	<b>13</b>

## 1 Zusammenfassung

Die Gemeinde Alfter plant, nordwestlich der Ortslage Witterschlick rund 15 ha Siedlungsflächen zu entwickeln. Das vorliegende Gutachten untersucht für den hierzu aufzustellenden Bebauungsplan die Bedingungen für die Entwässerung des Plangebietes, die technischen Möglichkeiten und die daraus resultierenden Anforderungen an die Planung.

Hierzu wurde in mehreren iterativen Schritten zunächst ein Leitungsnetz auf die öffentlichen Verkehrsflächen abgestimmt und stationär mit einem 2-jährigen Bemessungsregen bemessen. In einem zweiten Schritt wurde das Netz hydrodynamisch auf sein Verhalten bei verschiedenen Starkregenereignissen bis zu 30-jährigen Ereignissen überprüft und in einzelnen Haltungen angepasst. Schließlich wurde eine Überflutungsbetrachtung des Straßennetzes unter Berücksichtigung der Überstaumengen bei einem 100-jährigen Ereignis durchgeführt.

Auf der Grundlage der natürlichen Abflussspende und den aus dem Bebauungsplanentwurf gebildeten Einzugsgebieten wurde das erforderliche Volumen für die Rückhaltung des Niederschlagswassers auf ein 100-jähriges Regenereignis ermittelt.

Abschließend werden aus den Simulationen und Berechnungen Planungshinweise zum Kanalnetz, zur Rückhaltung von Niederschlagswasser sowie zur Gestaltung der öffentlichen Verkehrsfläche gegeben.

Die Zuständigkeit für die Entwässerungsplanung liegt bei der e-regio GmbH & Co. KG als Betriebsführerin des Abwasserwerkes der Gemeinde Alfter.

Die Städtebauliche Arbeitsgemeinschaft, Bonn wurde von der Wirtschaftsförderungsgesellschaft Alfter mbH mit der Erarbeitung des vorliegenden Gutachtens zur Entwässerung des geplanten Baugebiets beauftragt.

## 2 Plangebiet

### 2.1 Städtebauliche Planung

Das Plangebiet liegt in der Ortslage Alter Witterschlick. Es umfasst den Geltungsbereich des „Buschkauler Feld“ mit einer Fläche von rund 15 ha. Es liegt westlich der Ramelshovener Straße und schließt im Süden an die bebaute Ortslage mit den Straßen „Am Gärtchen“, Buschkaulerweg und Neustraße an. Geplant ist ein Mischgebiet angrenzend an das Gewerbegebiet Witterschlick sowie zwei durch einen Grünzug verbundene Wohnquartiere.

Aus dieser Struktur leiten sich drei Teilgebiete und Größen für die zu entwässernden Flächen für die Niederschlagsentwässerung ab:

Gebiet	Nutzung	Fläche $A_E$	$\Psi_{\text{Mitte}}$	$A_{\text{Red}}$
RW1	Wohngebiet	4,345 ha	0,585	2,542 ha
RW2	Wohngebiet	3,259 ha	0,624	2,035 ha
RW3	Mischgebiet	2,626 ha	0,82	2,154 ha
Summen		10,230 ha		6,731 ha

Der Knotenpunkt der Raiffeisenstraße mit der B56 ist bereits entwässerungstechnisch nachgewiesen.

### 2.2 Vorflut

Der „Wassergraben“ quert das Plangebiet oberhalb des südlichen Drittels von Südwest nach Nordost und verläuft hiernach zwischen dem Gewerbegebiet Witterschlick und der Wohnbebauung „Am Wassergraben“ in Richtung Hauptstraße und von dort aus in Richtung Hardtbach. Er bildet die natürliche Vorflut für das Plangebiet.

Weiter bestehen zwei Mischwassersammler in der Raiffeisenstraße und in der Straße „Auf dem Schurweißel“, die das Wasser ebenfalls in Richtung der Hauptstraße und unter Zwischenschaltung eines unterirdischen Rückhaltebeckens in den Hardtbach leiten. Dieses Kanalnetz dient als Vorflut für die Schmutzwasserentwässerung. Die Dimensionierung beinhaltet zusätzlich ein Einzugsgebiet für das Niederschlagswasser aus dem zu untersuchenden Plangebiet.



Abbildung 1: Top25 - Lage im Raum  
(Quelle:tim-online.nrw.de)



Abbildung 2: ABK\* - Plangebiet  
(Quelle:tim-online.nrw.de)

## 2.3 Topografie

Das Gelände fällt relativ gleichmäßig von Südosten nach Nordwesten hin von ca. 145 mü.NHN am Buschkauer Weg auf 125 mü.NHN an der Raiffeisenstraße. Dies entspricht einem mittleren Gefälle von rund 5 %.



**Abbildung 3. Luftbild mit Höhenlinien**  
(Quelle: tim-online.nrw.de)

Zur Untersuchung des Bodenaufbaus und der hydrogeologischen Verhältnisse wurden im Mai 2016 durch Bohrversuche zwei Profilschnitte durch das Plangebiet erstellt.



**Abbildung 4. Lage der Sondagen**  
(Quelle: GBU OHG, Alfter, 2016)

Innerhalb der Schnittlage wurden acht Sickerversuche zur Ermittlung des Versickerungsbeiwertes durchgeführt. Die Untersuchungen zeigen zwei für die weitere Planung bedeutsame Ergebnisse. Zum einen werden die Bodenschichten bis zur Tiefe von 4 m durch schluffige, teils sogar tonige Schichten geprägt, die für eine dezentrale Versickerung ungeeignet sind. Zum anderen zeigt sich am südlichen Rand ein oberflächennaher Grundwasserstand von lediglich einem bis anderthalb Metern unter Flur, der sich zum Inneren des Plangebietes auf 2,5 m und schließlich nach Nordosten auf rund 4 m erhöht.

## 2.4 Natürliche Vorflut

Mit dem Einleitantrag nach §§ 8,9,10,11 WHG im Rahmen der Planfeststellung nach §§ 67,68 WHG für die geplante Erweiterung der Tongrube Witterschlick wurde die Gewässerhydraulik des Wassergrabens (hier Buschkauler Graben genannt) untersucht<sup>1</sup>. Vorausgegangen war ein Runder Tisch ‚Wasser‘ bei der Gemeinde Alfter zur Abstimmung der Anforderungen aus der Siedlungsentwicklung der Gemeinde Alfter und der beantragten Tagebauerweiterung.

Die Untersuchung kommt zu dem Schluss, dass nach Merkblatt BWK M3 eine Einleitung von insgesamt 75 l/s zum Buschkauler Graben gewässerverträglich ist. Dies erfordert nach Berechnung des Büros ein Rückhaltevolumen von 1.200 m<sup>3</sup> für die Entwässerung des Baugebiets. Die Untersuchung des Hochwasserschutzes zeigt, dass gegenüber dem IST-Zustand keine kritische Verschärfung des Hochwasserabflusses erfolgt.

Die Einleitmenge für das Baugebiet ist in der Betrachtung des Wassergrabens mit 55 l/s gesetzt.

---

<sup>1</sup> Kisters AG, Geplante Erweiterung Tongrube Witterschlick · Buschkauler Graben, Einleitantrag nach §§ 8,9,10,11 WHG, Februar 2017

### 3 Leitungsgebundene Entwässerung

#### 3.1 Schmutzwasser

Nach der Vorplanung des Entwässerungsnetzes erfolgt eine Entwässerung im Trennsystem. Das Schmutzwassernetz kann jeweils mit DN200 an die vorhandenen Mischwasserhaltungen DN900 in den Straßen „Auf dem Schurweibel“ und „Raiffeisenstraße“ angeschlossen werden.

Die auf der Grundlage des Bebauungsplanentwurfes ermittelte Schmutzwassermenge liegt bei 7 l/s und ist damit für den Mischwasserkanal der Vorflut hydraulisch nicht relevant. Entsprechend verändern sich die Bedingungen und Risiken für das bestehende Netz und die angrenzende Bebauung nicht.

#### 3.2 Niederschlagswasser

##### 3.2.1 Stationäre Bemessung

Zur Vorbemessung des Regenwasserkanals wurde ein Kanalnetz in den öffentlichen Verkehrsflächen aufgebaut.

Anhand des verwendeten digitalen Geländemodells stellte sich heraus, dass die Flächen des Mischgebietes entlang der Ramelshovener Straße zum größten Teil nicht im Freispiegel in Richtung Wassergraben entwässert werden können. Gleichzeitig handelt es sich bei diesem Abschnitt des Baugebietes um die am stärksten mit Verkehr belasteten Straßenflächen und zu einem wesentlichen Anteil um gewerbliche Nutzungen. Entsprechend wurde in Absprache mit der Unteren Wasserbehörde und der e-regio eine Entwässerung der fraglichen Teilbereiche über ein Trennsystem in den Mischwasserkanal DN900 in der Raiffeisenstraße vorgesehen. Dieser Bereich umfasst rund 2,626 ha und ist als Netz RW3 bezeichnet (Punkt 2.1).

Die Wohnbauflächen wurden ober- und unterhalb des Grünzuges in zwei Netze RW2 mit 3,259 ha und RW1 mit 4,345 ha geteilt. Beide Netze entlasten in ein gemeinsames Rückhaltebecken an der Kreuzung des Wassergrabens mit der Ramelshovener Straße.

Die hydraulische Berechnung des Kanalnetzes erfolgte nach DWA-A 110 bzw. DWA-A 118 mit einem EDV-Programm. Eingesetzt wurde da Programm "GEOvision<sup>3</sup>" Version 9.0, Release 4132, mit dem Modul Kanalbau des Softwareentwicklers K2-Computer.

Im Lageplan sind die Einzugsgebiete der einzelnen Kanalstränge mit Angaben der angeschlossenen Flächengröße und den entsprechenden Versieglungsgraden (Abflussbeiwerte in %) enthalten.

Es werden der nachfolgenden Bemessungsvorgaben zugrunde gelegt:

Regenspende:  $r_{15(1)} = 106,7$  [l/s\*ha] ; nach KOSTRA<sub>2010</sub> DWD Rasterfeld: Spalte 10, Zeile 58 gem. örtlichem Koordinatenbezug: Rechts 32.360.000 Hoch 5.617 900

Regendauer:  $T = 10$  [min],

Niederschlagshäufigkeit:  $n = 0,5$  [1/a] (DWA-A118, Tabelle 2)

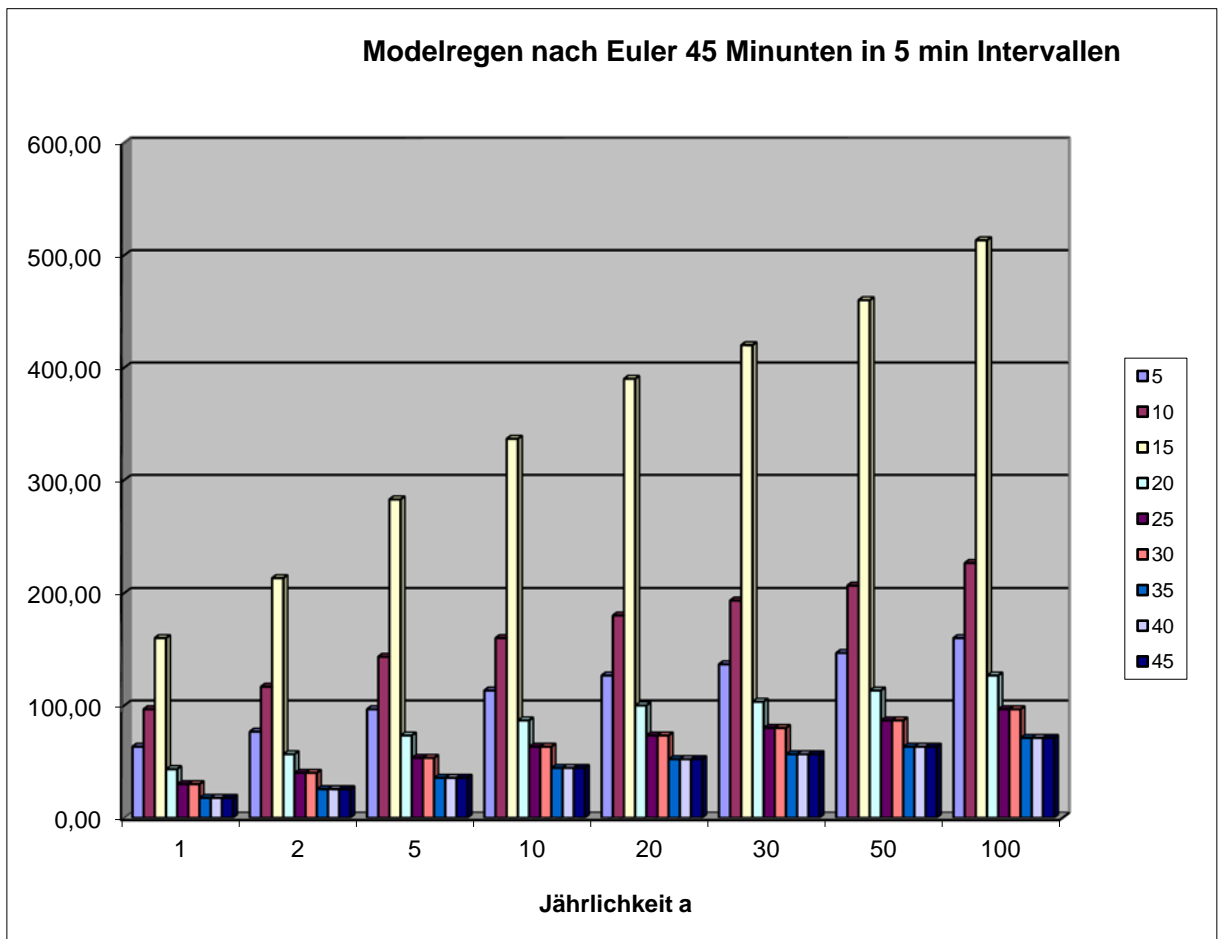
Für diese Ansätze ergibt sich für die Kanalnetzberechnung im Zeitbeiwertverfahren nach Imhoff ein Zeitbeiwert von 1,64, so dass eine Regenspende von  $106,7$  l/s \* 1,64 = 174,9 l/s zur Bemessung berücksichtigt wird.

Die Befestigungsgrade in % der Grundstücksfläche werden anhand der vorgesehenen Grundflächenzahlen für die überbaubaren Flächen im Entwurf des Bebauungsplanes zuzüglich 50 % für Nebenanlagen festgelegt. Verkehrsflächen sind mit einem Ablaufbeiwert von 96 % angenommen (DWA-A118, Tabelle 6).

Der Mindestquerschnitt des Regenwasserkanals ist mit DN300 bestimmt (DWA-A118 Abschnitt 3.4). Der maximale Belastungsgrad  $Q_{Rt,n} / Q_{voll}$  wird mit 0,85 gesetzt. Die betriebliche Rauigkeit ist für Fertigteilrohre und –Schächte mit scheinbar gleichem Bermen mit einheitlich  $k_b = 0,75$  angenommen. Hydraulisch notwendige Dimensionssprünge erfolgen in 100er-Schritten.

### 3.2.2 Hydrodynamische Berechnung

Die nach 3.2.1 konstruierten Regenwassernetze wurden in einem zweiten Schritt hydrodynamisch nachgerechnet. Für die instationäre Berechnung wurde hierzu ein Euler<sub>2</sub> – Regen anhand der KOSTRA<sub>2010</sub> Werte für das Rasterfeld: Spalte 10, Zeile 58 gebildet.



Mit einem entsprechend aufgebauten Modellregen wird das Auftreten eines kurzzeitigen Extremereignisses (im obigen Diagramm der gelbe Balken) bei bereits teilgefülltem Netz simuliert. Jeweils nach Durchläufen mit Modellregen für 10-, 20- jährige Ereignisse wurden die Überlaufmengen an den einzelnen Schächten ausgewertet. Durch schrittweise Erhöhung einzelner Querschnitte wurden die Überlaufmengen iterativ beseitigt.

Nach instationärer Berechnung des Netzes mit einem Modellregen für das 30- jährige Ereignis wurde das Netz dann so angepasst, dass sich verbleibende Überlaufmengen auf ein zu vernachlässigendes Maß reduzierten.



Somit kann die im Regelbetrieb schadlose leitungsgebundene Entwässerung für das Baugebiet bis zu einem 30-jährigen Bemessungsregen nachgewiesen werden.

Die Auslastungsgrade der nach instationärer Berechnung angepassten Haltungen für  $a=2$  sowie die hydraulischen Zustände der Schächte für  $a=30$  können den Tabellen in den Anlagen entnommen werden.

## 4 Überflutungsbetrachtung

### 4.1 Modellierung

Aufbauend auf der Netzgeometrie und der Geometrie der öffentlichen Flächen wurde untersucht, ob und in wie weit extreme Niederschlagsmengen eines 100-jährigen Regenereignisses schadlos zurückgehalten und abgeführt werden können.

Hierzu wurden zunächst durch instationäre Berechnung der Regenwassernetze die Austrittsmengen an den Schächten ermittelt und in Ablaufmengen umgerechnet. Weiter wurde eine Zulaufmenge von den privaten Grundstücken auf die öffentlichen Flächen addiert. Hierbei wurden grundsätzlich alle Bauflächen berücksichtigt, auch wenn für ein Baugrundstück nach der DIN 1986-100 wegen einer Überbauung vom mehr als 800 m<sup>2</sup> bei der späteren Realisierung ein eigenständiger Überflutungsnachweis mit Rückhaltung auf dem Baugrundstück erforderlich wird.

Auf Grund der gegebenen Geländeneigung von im Mittel 5 % ist für Starkregenereignisse, aus denen eine Überflutung der öffentlichen Flächen folgt, für die Verkehrsanlagen ausschließlich mit einer Ableitung des Niederschlagswassers über die Oberfläche zu rechnen. Ein nennenswertes Potenzial für eine Rückhaltung auf den Verkehrsflächen besteht nicht.

Um eine Ableitung des Niederschlagswassers über die Verkehrsflächen untersuchen zu können wurde ein der bestehenden Topografie folgendes Straßen- und Wegenetz modelliert. Da die Straßen sowohl mit den Höhenlinien (geringes Gefälle) als auch senkrecht und schräg zu den Höhenlinien (großes Gefälle) verlaufen, wurde dieses Netz für die hydraulische Betrachtung in Abschnitte gleichen Gefälles unterteilt. Weitere sinnvolle Unterteilungen ergaben sich aus der Lage der Schächte mit Überstau, da die Überstaumengen von dort an ebenfalls über die Oberfläche abfließen.

### 4.2 Eingangsdaten

Für die Instationäre Berechnung wurde ein Euler<sub>2</sub> – Regen anhand der KOSTRA<sub>2010</sub> Werte für das Rasterfeld: Spalte 10, Zeile 58 für die Häufigkeit n=0,01 (100-jährig) gebildet (s. Abschnitt 3.2.2). Die Berechnung lieferte folgende Ergebnisse:

Leitung (Anfang Schacht)	Straßenabschnitt	Überlaufmenge nach 15 Minuten	
		m <sup>3</sup>	l/s
R3	Haupt 3	22,93	76,43
R4	Haupt 3	7,06	23,53
R6	südliche Straße 1	3,33	11,10
R7	südliche Straße 1	0,38	1,27
R9	Stich 1	16,06	53,53
R11	Stich 1	5,08	16,93
R13	Stich 2,2	16,32	54,40
R28	Nordwest unten 1/2	32,05	106,83
R31	Nordwest unten 3	22,34	74,47
R38	Stichstraße2_nordlich	33,43	111,43
R41	Haupt 6b	17,28	57,60
R53	Haupt 8	63,54	211,80
R54	Haupt 8	0,29	0,97

Für die Bemessung der Niederschlagsmengen auf den Verkehrsflächen wurde der 100-jährige Bemessungsregen für die Dauerstufe 5 Minuten nach KOSTRA<sub>2010</sub> mit  $r_{5/0,01} = 533,3 \text{ l/s*ha}$  herangezogen. Für dieses Ereignis wurde ein Ansatz von  $533,3 \text{ l/s*ha} * 0,03 \text{ ha} = 16 \text{ l/s}$  pro  $300 \text{ m}^2$  Fläche gewählt, um die Niederschlagsmengen zu berücksichtigen, die bei einem solchen Extremereignis über das Gerinne zu den Straßenabläufen abfließt.

Der unkontrollierte Zulauf von den angrenzenden Einzugsgebieten wird mit einem Ablaufbeiwert von  $\psi = 0,1$  berücksichtigt.

Die Funktion der leitungsgebundenen Entwässerung bis zum Überstau wird vorausgesetzt.

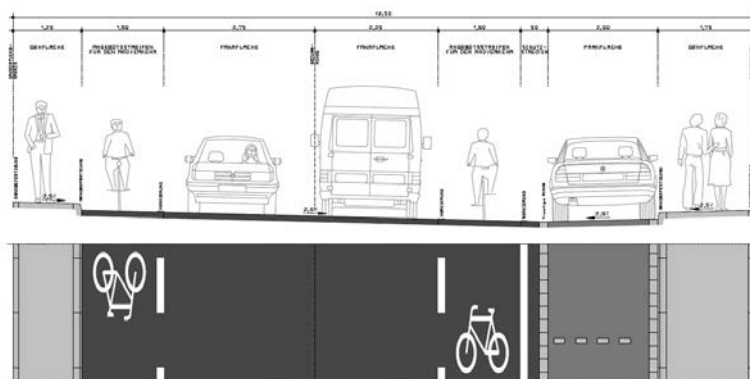
Die Geometrie der verschiedenen Straßenquerschnitte der Verkehrsflächen wurde als offene Gerinne mit Rauigkeitsbeiwert  $K_{st} = 68$  nach Manning-Strickler betrachtet.

### 4.3 Berechnung

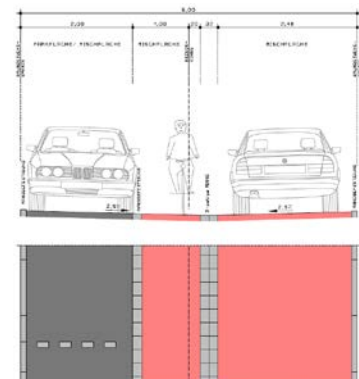
Die Berechnung der hydraulischen Leistung  $Q_R$  der Straßenoberfläche wurde in mehreren Schritten für verschiedene Regelprofile mit unterschiedlichen Höhen der Randeinfassung (Bordsteine/ Kantensteine) durchgeführt. Die zuvor für den jeweiligen Abschnitt ermittelten Abflussmengen  $Q_{Bem1}$  aus den Einzugsgebieten, die Überstaumenge aus dem Kanalnetz sowie die  $Q_{Konstant}$  aus den direkten Abflüssen der Verkehrsflächen und die hinzugefügte Menge von den vorherigen Abschnitten wurden zu einer Ablaufmenge  $Q_{Bem2}$  addiert und als Belastungsgrad in % zur hydraulischen Leistung in Bezug gesetzt. Eine Kartierung der Belastungsgrade diente der grafischen Kontrolle, welche Straßenabschnitte hydraulisch überlastet würden.

Zunächst wurden durchgängig Mischflächen mit Einseitenneigung von 2,5 % mit Flachbordstein F5 gewählt und als Gerinne in Dreieckform berechnet. Hierbei ergab sich eine Vielzahl von Überlastungen des Gerinnes, was mit einem Übertritt oberflächlich über die Straßen ablaufenden Niederschlagswassersauf auf private Grundstücksflächen gleichzusetzen ist. Eine versuchsweise Vertiefung der Gerinne durch Flachbordsteine F7 konnte die Überlastung des Gerinnes nur in einzelnen Abschnitten beseitigen.

Da eine weitere Erhöhung der Borde eine wesentliche Erschwernis bei der Herstellung der Grundstückszufahrten darstellt, deren Ausbildung zudem fehleranfällig ist und die betriebliche Rauigkeit des Gerinnes gegebenenfalls erheblich erhöht, wurden an Stelle der Querschnitte mit Einseitenneigung solche mit Kehlprofil sowie mit separaten Gehwegen auf Hochborden untersucht.



Querprofil [1] Ramelshovener Straße 11,00 m Hochbord, Trennprinzip



Querprofil [2] 6,00 m Mischungsprinzip

Entsprechend den für das Regenwassernetz gebildeten Teilnetzen lässt sich anhand der Auswertung des Oberflächenabflusses auch das Straßennetz in drei Teilgebiete aufteilen. Von diesen Teilgebieten erfolgt der Ablauf des südlichen Wohnquartiers in die öffentliche Grünfläche entlang des Wassergrabens, des nördlichen Wohnquartiers in das Regenrückhaltebecken an der Ramelshovener Straße und des Mischgebietes in Richtung Raiffeisenstraße.

Eine Übersicht über die Auslastung bei einer Wassertiefe von 8 cm (Querprofil 2) bis zu 16,6 cm (Querprofil 1) gibt die folgende Tabelle:

Abschnitt	Breite (m)	A	Straße Gefälle	$Q_{Rinne}$	Psi	$Q_{Bem1}$	Überstaumenge	$Q_{konstant}$	$Q_{Bem2}$	Belastungsgrad	Planstraße	Teilnetz
1	6	2.210,68	2,28%	327,53	0,1	11,79	0,00	16,00	27,79	8%	Haupttrasse_Süd nach Nord	Teilnetz I
2	6	3.689,50	4,42%	456,03	0,1	19,68	0,00	32,00	51,68	11%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
3	6	2.701,60	0,80%	194,01	0,1	14,41	99,97	35,68	150,05	77%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
1	6	4.584,26	4,54%	462,18	0,1	24,45	12,37	43,79	80,61	17%	südliche Straße	
4	8	5.191,90	4,44%	784,55	0,1	27,69	0,00	230,66	258,35	33%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
2	6	2.318,30	1,46%	262,09	0,1	12,36	0,00	16,00	28,36	11%	südliche Straße	
3	6	2.553,00	4,70%	470,25	0,1	13,62	0,00	36,36	49,98	11%	südliche Straße	
1	6	2.161,08	1,96%	303,67	0,1	11,53	0,00	16,00	27,53	9%	Südwest	
4	6	1.902,70	2,39%	335,33	0,1	10,15	0,00	61,51	71,65	21%	südliche Straße	
5	8	2.919,50	2,12%	542,13	0,1	15,57	0,00	298,00	313,57	58%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
6a	8	476,50	0,60%	288,41	0,1	4,35	0,00	281,57	285,92	99%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
1	6	2.714,80	1,19%	236,62	0,1	14,48	53,42	8,00	75,90	32%	Nordwest unten	Teilnetz II
2	8	3.995,97	3,47%	693,58	0,1	21,31	53,42	91,90	166,62	24%	Nordwest unten	
3	8	1.225,50	4,21%	763,96	0,1	6,54	74,47	158,62	239,63	31%	Nordwest unten	
4	8	1.719,90	0,80%	333,02	0,1	9,17	0,00	255,63	264,80	80%	Nordwest unten	
1	6	2.372,40	1,56%	270,92	0,1	12,65	0,00	16,00	28,65	11%	Nordwest oben	
2	6	1.990,60	5,55%	511,01	0,1	10,62	0,00	28,65	39,27	8%	Nordwest oben	
3	8	818,50	2,12%	542,13	0,1	4,37	0,00	39,27	43,63	8%	Nordwest oben	
1	6	3.292,70	0,80%	252,91	0,1	17,56	111,43	16,00	144,99	57%	Stichstraße_nordlich	
5	8	6.170,10	4,97%	1.745,44	0,1	32,91	0,00	437,43	470,34	27%	Nordwest unten	
6b	8	4087,80	0,60%	288,41	0,1	21,80	57,60	48,00	127,40	44%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
7a	8	1.827,60	3,09%	1.376,29	0,1	9,75	0,00	533,74	543,48	39%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
3	10,5	1.839,50	1,48%	1.464,13	0,1	9,81	0,00	32,00	41,81	3%	Nordost	Teilnetz III
7b	8	1.047,00	3,09%	1.376,29	0,1	5,58	0,00	16,00	21,58	2%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
8	8,5/ 10,5	11.763,70	0,80%	1.572,42	0,1	62,74	212,77	119,39	394,90	25%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
9	10,5	2.037,00	3,20%	3.144,83	0,1	10,86	0,00	314,90	325,76	10%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
10	10,5	6.253,40	4,20%	3.602,85	0,1	33,35	0,00	333,76	367,12	10%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
11	8	2.639,30	1,24%	787,01	0,1	14,08	0,00	367,12	381,19	48%	Haupttrasse_Süd nach Nord	
1	6	3708,10	1,90%	389,76	0,1	19,78	70,47	16,00	106,24	27%	Stichstraße1_südlich	straßen
1	6	542,31	0,91%	269,74	0,1	2,89	0,00	16,00	18,89	7%	Stichstraße2_südlich	
2	6	2628,00	1,96%	395,87	0,1	14,02	54,40	18,89	87,31	22%	Stichstraße2_südlich	
1	8	468,2	1,56%	1.503,18	0,1	2,50	0,00	24,00	26,50	2%	Nordost	
2	10,5	1500,4	0,90%	1.141,75	0,1	8,00	0,00	16,00	24,00	2%	Nordost	

## 5 Rückhaltung

Mit dem Wassergraben ist eine natürliche Vorflut im Gewässersystem des Hardtbachs gegeben.

Nach § 55 Wasserhaushaltsgesetz soll Niederschlagswasser ortsnah versickert, verrieselt oder direkt oder über eine Kanalisation ohne Vermischung mit Schmutzwasser in ein Gewässer eingeleitet werden. Die Böden im Plangebiet sind für eine Versickerung des Niederschlagswassers aus den Siedlungsflächen auf Grund der anstehenden Bodenschichten und des Flurabstands des Grundwassers nicht geeignet. Eine leitungsgebundene Vorflut im Trennsystem über ein bestehendes Kanalnetz ist nicht gegeben.

Die Untersuchungen im Rahmen des Einleitungsantrages zum Genehmigungsantrag für den Rahmenbetriebsplan für die Erweiterung des südlich angrenzenden Tontagebaus hat gezeigt, dass aus dem natürlichen Einzugsgebiet des Wassergraben eine gewässerverträgliche Einleitmenge von 75 l/s zu ermitteln ist. Für den Hardtbach ist im Gewässerabschnitt oberhalb der Henri-Spaak-Straße eine Reserve von rund 300 l/s für einen schadlosen regelmäßigen Abfluss ausgewiesen.

Dem gesamten neuen Siedlungsbereich südlich der Ramelshovener Straße wird aus dem zur Verfügung Einleitmenge 75 l/s ein Kontingent von 55 l/s zugeordnet. Da der vorliegende Bebauungsplan lediglich eine Teilfläche der Gesamten betrachteten Siedlungsfläche umfasst, wird für die Einleitung eine der Fläche proportionale Teilmenge von 45 l/s gewählt.

Die abflusswirksame Fläche des Einzugsgebietes ist auf der Grundlage des Entwurfes zum Bebauungsplan mit  $A_u=50.556 \text{ m}^2$  ermittelt.

Zur Ermittlung des maßgeblichen Bemessungsregens  $r_{D(n)}$  in l/(s\*ha) wurde die Regenreihe nach KOSTRA<sub>2010</sub> DWD Rasterfeld: Spalte 10, Zeile 58 gem. örtlichem Koordinatenbezug: Rechts 32.360.000 Hoch 5.617 900 verwendet. Die Niederschlagshäufigkeit wurde zur Gewährleistung einer umfassenden Vorsorge für die Unterlieger des Baugebietes entlang des Wassergrabens auf  $n=0,01$  (100-jährig) gesetzt. Die vorliegende Betrachtung des Hochwassers  $HQ_{100}$  gibt für den Wassergraben im Plangebiet im Bestand eine Ablaufmenge von 764 l/s oberhalb und 1.030 l/s unterhalb der Ramelshovener Straße an. Im Planzustand wurden die Ablaufmenge unterhalb der Ramelshovener Straße für  $HQ_{100}$  mit 972 l/s ermittelt.

Die Bemessung des Regenrückhaltebeckens erfolgt mit Hilfe des Bemessungsprogramms DWA-A 138.XLS Version 7.1 des Instituts für technisch- wissenschaftliche Hydrologie GmbH ITWH, Hannover als Erdbecken mit praktisch undurchlässiger Sohle.

Häufigkeit Jahr	Maßgebliches Ereignis		Einstauhöhe gewählt	Volumen Min m <sup>3</sup>	Entleerungszeit < 24h bei n=1
	Dauer	Regenspende			
n=0,033	120 min	60,14 l/s*ha	1,14 m	2.254 m <sup>3</sup>	14,0 h
n=0,01	180 min	51,48 l/s*ha	1,39 m	2.819 m <sup>3</sup>	17,4 h

Die zugehörigen Berechnungstabellen sind jeweils im Anhang abgebildet.

## 6 Planungshinweise und Empfehlungen

Auf der Grundlage der vorliegenden Untersuchungen zum Hardtbach und zum Wassergraben, der Untersuchung zum Bodenaufbau und den Vorgesprächen mit der Unteren Wasserbehörde wurde die Entwässerung des Plangebietes in verschiedenen Varianten betrachtet und untersucht. Aus den Ergebnissen werden die folgende Planungshinweise und Empfehlungen formuliert.

### 6.1 Vorflut

Auf Grund der Topografie sollte das Entwässerungsnetz auf zwei Punkte aufgeteilt werden:

- den Wassergraben nördlich seiner Kreuzung mit der Ramelshovener Straße
- den Kanal in der Raiffeisenstraße

Für das Schmutzwasser steht neben dem Mischwasserkanal DN900 in der Raiffeisenstraße zusätzlich der Mischwasserkanal DN900 in der Straße „Auf dem Schurweißel“ zur Verfügung

### 6.2 Kanalnetz

Das Kanalnetz ist als Trennsystem auszuführen. Für das Niederschlagswasser wird die Aufteilung in drei Teilnetze

- Wohngebiet südlich des Grünzuges
- Wohngebiet nördlich des Grünzuges und
- Mischgebiet

empfohlen.

Es wird empfohlen, die Dimensionierung des Regenwassernetzes zunächst stationär mit großer Jährlichkeit ( $n=0,2$  – 2-jährig) bis zu 85 % Teilfüllung durchzuführen. Seltenerere Ereignisse sollten auf der Grundlage des so gebildeten Netzes instationär berechnet werden. Die sich bei instationärer Berechnung ergebenden kritischen Zustände einzelner Netzelemente können dann durch gezielte Vergrößerung einzelner Nennweiten auf die gewünschte Sicherheit angepasst werden.

### 6.3 Öffentliche Verkehrsflächen

Die Längsneigungen der öffentlichen Straßen sind so zu wählen, dass abflusslose Mulden mit Tiefen, die die Höhen der äußeren Borde überschreiten, vermieden werden.

Stichstraßen mit einer Neigung gegen das Ende des Stichts sind vor Kopf mit einem Notwasserweg zu versehen. Abweichend kann eine schadlose Rückhaltung durch Faltung der Oberfläche nachgewiesen werden, sofern diese die Niederschlagsmengen und die gegebenenfalls vorhandenen Überstaumengen aus dem Regenwasserkanal angemessen berücksichtigt.

Die Querprofile der Straßen sind grundsätzlich als Kehlprofile auszubilden. Abweichend kann eine Einseitenneigung zur Ausführung kommen, wenn der Nachweis eines ausreichenden Gerinnes für den jeweiligen Einzelfall erbracht werden kann.

Die Gradienten der Ramelshovener Straße ist im Bereich der Einmündung der Raiffeisenstraße so auszubilden, dass der Abfluss eines Extremregenereignisses über die Straßenoberfläche nicht in Richtung der B56 erfolgt. Da die Raiffeisenstraße in diesem Bereich zunächst nach Osten hin ansteigt, sollte die entstehende Mulde durch eine Reihe zusätzlicher Stra-

ßenabläufe entwässert werden, die hier an hinreichend leistungsfähigen Mischwasserkanal angeschlossen werden können.

#### **6.4 Rückhaltung**

Das notwendige Rückhaltevolumen von rund 2.800 m<sup>3</sup> kann gegebenenfalls nicht wirtschaftlich innerhalb eines einzelnen Beckens bereitgestellt werden, da der Anstieg des Geländes bei größerer Ausdehnung des Beckens zu große Aushubtiefen und Böschungslängen erfordert. Zudem ist die Begrenzung der Aushubtiefe durch den Flurabstand des Grundwassers zu beachten. Als Lösung sind hier zwei oder mehrere kaskadierende Rückhaltebecken möglich.

Das Rückhaltebecken kann bei einer Dimensionierung für  $n=0,01$  unter dem Aspekt der unschädlichen Ablaufmengen des Wassergrabens bei Hochwasser zusätzlich mit einem Notüberlauf versehen werden.

Bonn, den 04.11.2019

## **7 Anlagen**

- Übersichtsplan
- Einzugsgebietsplan

- Listenrechnung Regenwasserkanal
- Bemessung Rückhaltebecken
- Ergebnisse der Überflutungsbetrachtung
- KOSTRA<sub>2010</sub> DWD