



Bebauungsplan Gewerbegebiet  
„Gypenbusch H3“  
Gemeinde Nörvenich

Entwässerungskonzept

Erläuterungsbericht

Im Auftrag der

RWE Power AG, Stüttgenweg 2, 50935 Köln

bearbeitet durch

FISCHER TEAMPLAN Ingenieurbüro GmbH, Holzdam 8, 50374 Erftstadt

**gez. i.A. Olligschläger**

**gez. i.A. Reichelt**

i.A. Dipl.-Ing. (FH) Arne Olligschläger

i.A. M. Sc. Christian Reichelt

Erftstadt, im Mai 2021

**INHALTSVERZEICHNIS**

<b>1.</b>	<b>Veranlassung und Aufgabenstellung</b>	<b>5</b>
<b>2.</b>	<b>Verwendete Unterlagen</b>	<b>6</b>
<b>3.</b>	<b>Örtliche Gegebenheiten</b>	<b>6</b>
3.1.	Planungsgebiet	6
3.2.	Geplante Verkehrsanlagen	7
3.3.	Bestehendes Entwässerungssystem	8
3.4.	Gewässer und Überschwemmungsgebiete	8
3.5.	Schutzgebiete	9
3.6.	Bodenverhältnisse	9
3.7.	Grundwasser	10
3.8.	Altlasten	10
3.9.	Tektonische Störzone	11
<b>4.</b>	<b>Geplantes Entwässerungskonzept</b>	<b>12</b>
4.1.	Gebietsdaten	12
4.2.	Beurteilung der Beschaffenheit des Niederschlagswassers	13
4.3.	Entwässerungskonzeption	14
<b>5.</b>	<b>Planung Niederschlagswasserbewirtschaftung</b>	<b>16</b>
5.1.	Zentrales Versickerungsbecken	16
5.1.1.	Ermittlung der abflusswirksamen Flächen	16
5.1.2.	Regenwasserkanalisation	18
5.1.3.	Vorbehandlung	19
5.1.4.	Versickerungsbecken	20
5.1.4.1.	Bemessung nach DWA A 138	21
5.1.4.2.	Überflutungsprüfung	22
5.2.	Dezentrale Versickerung auf Baufeldern	23
5.2.1.	Ermittlung der abflusswirksamen Flächen des Mustergrundstückes	24
5.2.2.	Bemessung nach DWA A 138	25
<b>6.</b>	<b>Planung Schmutzwasserkanalisation</b>	<b>26</b>
6.1.	Anschlusspunkt Schmutzwasser	26
6.2.	Schmutzwasseraufkommen	27
6.3.	Schmutzwasserkanalisation Gewerbegebiet	28
6.4.	Schmutzwasserpumpwerk und -druckleitung	29
<b>7.</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>30</b>

### **ABBILDUNGSVERZEICHNIS**

Abb. 3-1:	Übersichtsplan Gewerbegebiet	7
Abb. 3-2:	Übersichtskarte Gewässer (Quelle ELWAS)	8
Abb. 3-3:	Übersichtskarte Schutzgebiete (Quelle ELWAS)	9
Abb. 4-1:	Fließbild Entwässerungskonzept Gypenbusch	15
Abb. 4-2:	Übersichtsplan Entwässerungskonzept Gypenbusch	15
Abb. 5-1:	Schema dezentrale Versickerung	23
Abb. 6-1:	Übersichtskarte Schmutzwasser	26

### **TABELLENVERZEICHNIS**

Tab. 4-1:	Flächenaufteilung im Planungsgebiet	12
Tab. 4-2:	Flächenkategorien nach Trennerlass	14
Tab. 5-1:	Zentrale Versickerung - Abflusswirksamen Fläche (Beckendimensionierung)	17
Tab. 5-2:	Zentrale Versickerung - Abflusswirksamen Fläche (Kanalnetzdimensionierung)	18
Tab. 5-3:	Dezentrale Versickerung - Abflusswirksame Flächen Mustergrundstück	24
Tab. 6-1:	Berechnung Schmutzwasseraufkommen	28

### **ANLAGENVERZEICHNIS**

Anlage 1:	Niederschlagsspenden gemäß KOSTRA DWD-2010R
Anlage 2:	Dimensionierung der Regenwasserkanalisation nach dem Zeitbeiwertverfahren
Anlage 3:	Nachweis der Überstauhäufigkeit der Regenwasserkanalisation
Anlage 4:	Überflutungsprüfung der Regenwasserkanalisation
Anlage 5:	Hydraulische Berechnung - Zentrales Versickerungsbecken
Anlage 6:	Hydraulische Berechnung - Dezentrale Versickerungsmulde für Mustergrundstück
Anlage 7:	Geotechnisches Gutachten (ohne Anlagen)

## 1. Veranlassung und Aufgabenstellung

Die RWE Power AG entwickelt als Grundstücksbesitzer am östlichen Ortsrand der Gemeinde Nörvenich, angrenzend an das Gut Gypenbusch ein Gewerbegebiet. Das städtebauliche Konzept sieht eine Entwicklung in drei Ausbaustufen vor. Die Entwässerung des Gesamtgebietes soll im Trennverfahren erfolgen.

Derzeit wird für alle Ausbaustufen des Gewerbegebietes der Bebauungsplan „Gypenbusch H3“ aufgestellt. Zur Offenlage des Bebauungsplanverfahrens ist es notwendig, die grundsätzliche Machbarkeit des Entwässerungskonzeptes für das Plangebiet einschließlich des erforderlichen Flächenbedarfs für die öffentlichen Entwässerungseinrichtungen nachzuweisen. Die Zielsetzungen sind mit dem Kreis Düren und der Gemeinde Nörvenich abzustimmen. Die Lage und die Einleitmenge des gewerblichen Schmutzwassers in die vorhandene Kanalisation sind mit dem Erftverband abzustimmen.

Gemäß § 44 LWG ist Niederschlagswasser von Grundstücken, die nach dem 1. Januar 1996 erstmals bebaut, befestigt oder an die öffentliche Kanalisation angeschlossen wurden, nach Maßgabe des § 55 Abs. 2 des Wasserhaushaltsgesetzes (WHG) zu beseitigen. Dabei sind die Anforderungen des RdErl. d. Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft vom 18.05.1998 „Niederschlagswasserbeseitigung gemäß § 51a des Landeswassergesetzes“ sowie die Leistungsfähigkeit der in der unmittelbaren Umgebung vorhandenen Kanalisation zu beachten. Laut der vorliegenden Entwässerungsstudie ist das Ziel des Entwässerungskonzeptes die ortsnahe Versickerung des Niederschlagswassers.

Mit den vorliegenden Unterlagen wird die geplante Entwässerung des Plangebietes beschrieben.

## **2. Verwendete Unterlagen**

Für die Projektbearbeitung sind folgende Unterlagen verwendet worden:

- [1] Kartenausschnitt Altlastverdachtsflächenkataster, Kreis Düren - Umweltamt, September 2020
- [2] Kanalbestand, Gemeinde Nörvenich, September 2020
- [3] Vorplanung Verkehrsanlagenplanung, Fischer Teamplan, Erftstadt, September 2020
- [4] Bodengutachten, Dr. Tillmanns & Partner, Bergheim, Juni 2020
- [5] Vorentwurf Städtebauliches Konzept, MWM Gietemann, Aachen, April 2020
- [6] Entwässerungsstudie Gewerbegebiet „Gypenbusch“, Dr. Jochims & Burtscheidt, Düren, März 2019

## **3. Örtliche Gegebenheiten**

### **3.1. Planungsgebiet**

Das zukünftige Gewerbegebiet Gypenbusch befindet sich am östlichen Rand der Ortslage Nörvenich in der Nachbarschaft des Guts Gypenbusch. Nördlich wird das Plangebiet in seiner Lage durch die Rather Straße und südlich durch die L263 begrenzt. Die Lage des Planungsgebietes ist in Abb. 3-1 dargestellt. Zur verkehrlichen Anbindung ist eine neue Verbindungsstraße zur L495 geplant, die über einen Kreisverkehr angebunden wird. Die L495 stellt die kürzeste Verbindung zur nächstgelegenen Autobahn A61 dar. Der Verkehrsknotenpunkt mit der L263 wird ebenfalls im Rahmen der Gewerbegebieterschließung ausgebaut.

Das bestehende Gelände fällt vom höher liegenden süd-westlichen Bereich mit einer Höhe von ca. 121 m NHN zum Tiefpunkt im Nord-Osten mit ca. 118 m NHN ab. Somit liegt ein durchschnittliches Geländegefälle von ca. 4 ‰ vor und das Plangebiet ist in die Neigungsklasse 1 (Geländeneigung < 1 ‰) einzuordnen. Im heutigen Zustand werden die Flächen landwirtschaftlich genutzt.

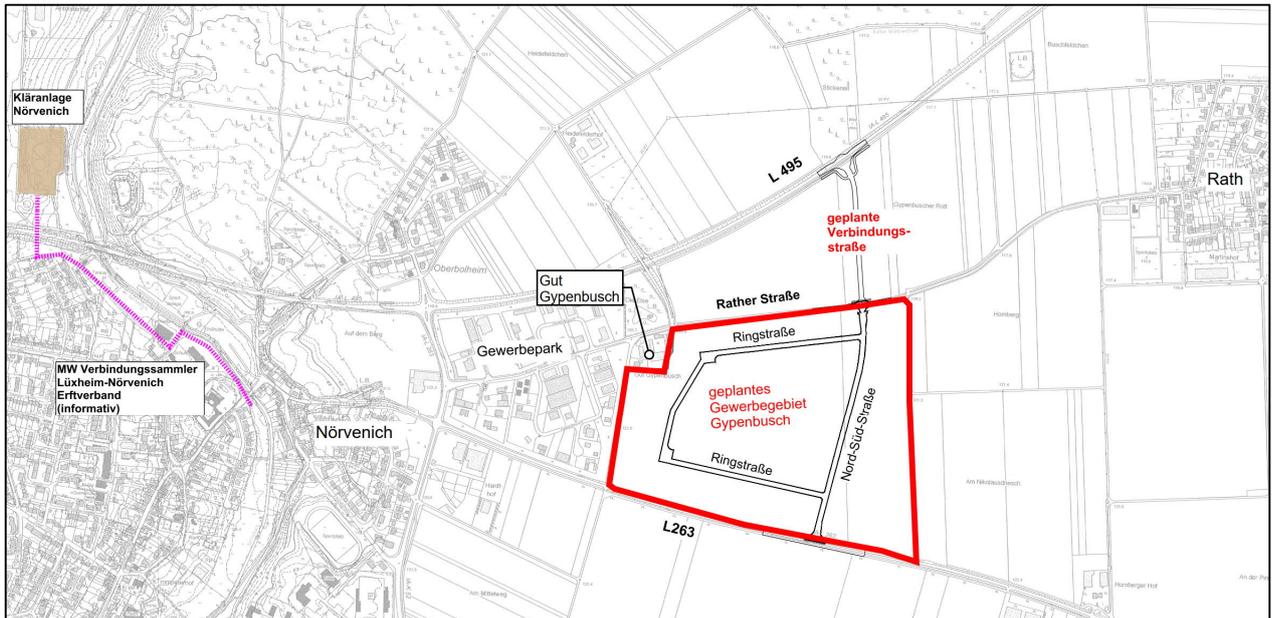


Abb. 3-1: Übersichtsplan Gewerbegebiet

Für die Erschließung des Gewerbegebietes sind nach derzeitigem Planungsstand 3 Ausbaustufen vorgesehen:

- Ausbaustufe 1 : Nord-Süd Straße sowie nördlicher Teil der Ringstraße
- Ausbaustufe 2 : Westlicher Teil der Ringstraße bis zum Hochpunkt im Süd-Westen.
- Ausbaustufe 3 : Südlicher Teil der Ringstraße bis zur Nord-Süd Straße.

### 3.2. Geplante Verkehrsanlagen

Im Gewerbegebiet sind zur inneren Erschließung eine Nord-Süd-Straße und eine daran anschließende Ringstraße vorgesehen (siehe Abb. 3-1). Die Nord-Süd-Straße stellt die Verbindung zwischen dem südlichen Knotenpunkt mit der L263 und den nördlichen Knotenpunkten mit Rather Straße und L495 dar. Die Erschließungsstraße hat den Tiefpunkt an der nördlichen Kreuzung zwischen Ringstraße und Nord-Süd-Straße. Die geplante Straßenoberkante liegt dort ca. 1 m unter dem Bestandsgelände auf ca. 117,2 m NHN. Vom Tiefpunkt steigen die Erschließungsstraßen mit konstanter Neigung in Richtung Hochpunkt im Südwesten an. Die Straßenoberkante dort hat eine Höhe von ca. 121,0 und liegt ca. 1,00 m über dem Bestandsgelände.

Die vorgesehenen öffentlichen Erschließungsstraßen bestehen aus Fahrbahn, Parkstreifen und Gehweg mit einer Gesamtbreite von 12,5 m (Ringstraße) und 13,0 m (Nord-Süd-Straße). Bis auf einzelne noch nicht festgelegte Baumscheiben sind die Erschließungsstraßen durchgängig asphaltiert und gepflastert [3].

### 3.3. Bestehendes Entwässerungssystem

Innerhalb des Plangebietes „Gewerbegebiet Gypenbusch“ sind derzeit keine öffentlichen Entwässerungsanlagen der Gemeinde Nörvenich vorhanden. Die Kanalisationen des westlich angrenzenden Gewerbe-parks und die Kanalisation der Ortslage Rath sind als Mischsysteme mit Regenüberlaufbecken ausgebaut. Die Ortslage Nörvenich entwässert zur Kläranlage Nörvenich und die Ortslage Rath entwässert zur Kläranlage Wissersheim [2+6].

Der nächstliegende Schmutzwasserkanal, der direkt an den Verbindungssammler „Lüxheim-Nörvenich“ angeschlossen ist, befindet sich in der Straße „Am Kreuzberg“ in der Ortslage Nörvenich.

### 3.4. Gewässer und Überschwemmungsgebiete

In direkter Nähe des Planungsgebietes befinden sich keine Gewässer und keine Überschwemmungsgebiete. Die Wasserscheide zwischen Rather Fließ und Neffelbach verläuft entlang der L263 (siehe Abb. 3-2). Das Gewerbegebiet liegt im Einzugsgebiet des Rather Fließes, welches in ca. 800 m Entfernung als Grabensystem durch die Ortslage Rath verläuft und dort teilweise verrohrt ist.

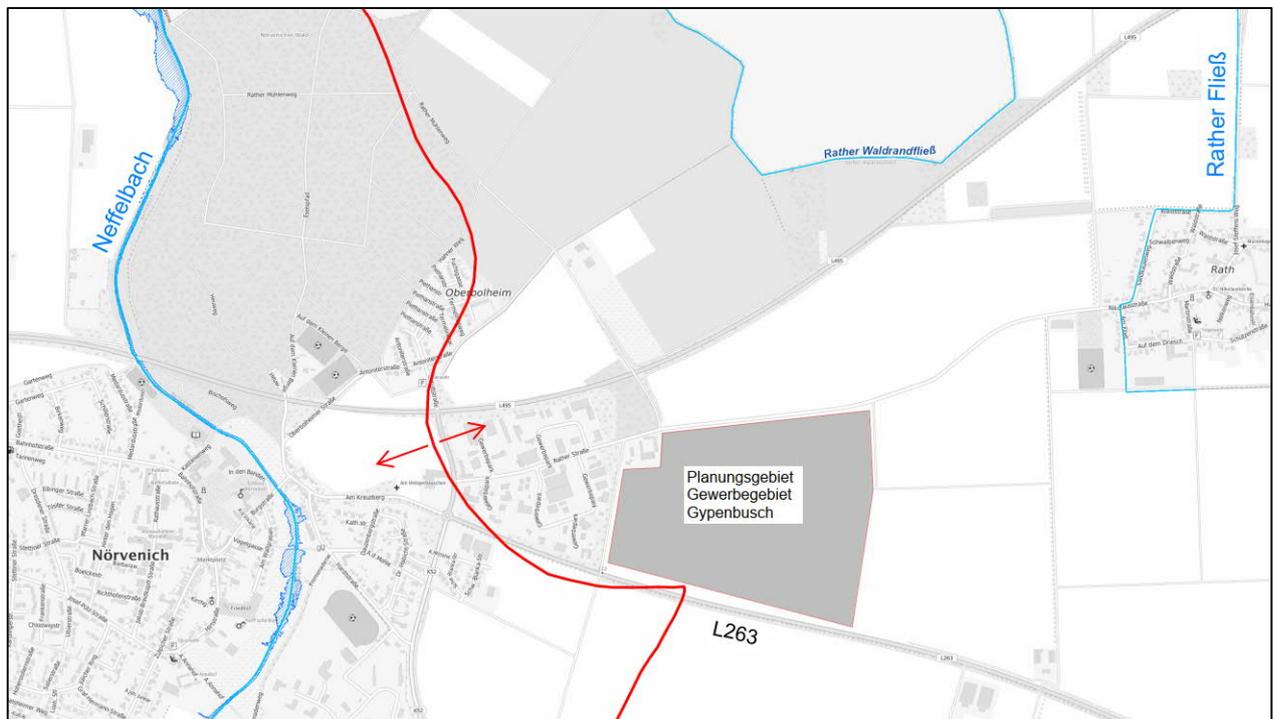


Abb. 3-2: Übersichtskarte Gewässer (Quelle ELWAS)

### 3.5. Schutzgebiete

Das Planungsgebiet liegt außerhalb von festgesetzten Schutzgebieten (siehe Abb. 3-3):

- Wasserschutzgebiete
- Landschafts-, Natur-, FFH- und Vogelschutzgebiete
- Geschützte Biotop nach §62

Das nächstgelegene Schutzgebiet ist ein geschütztes Biotop östlich des bestehenden Gewerbeparks.

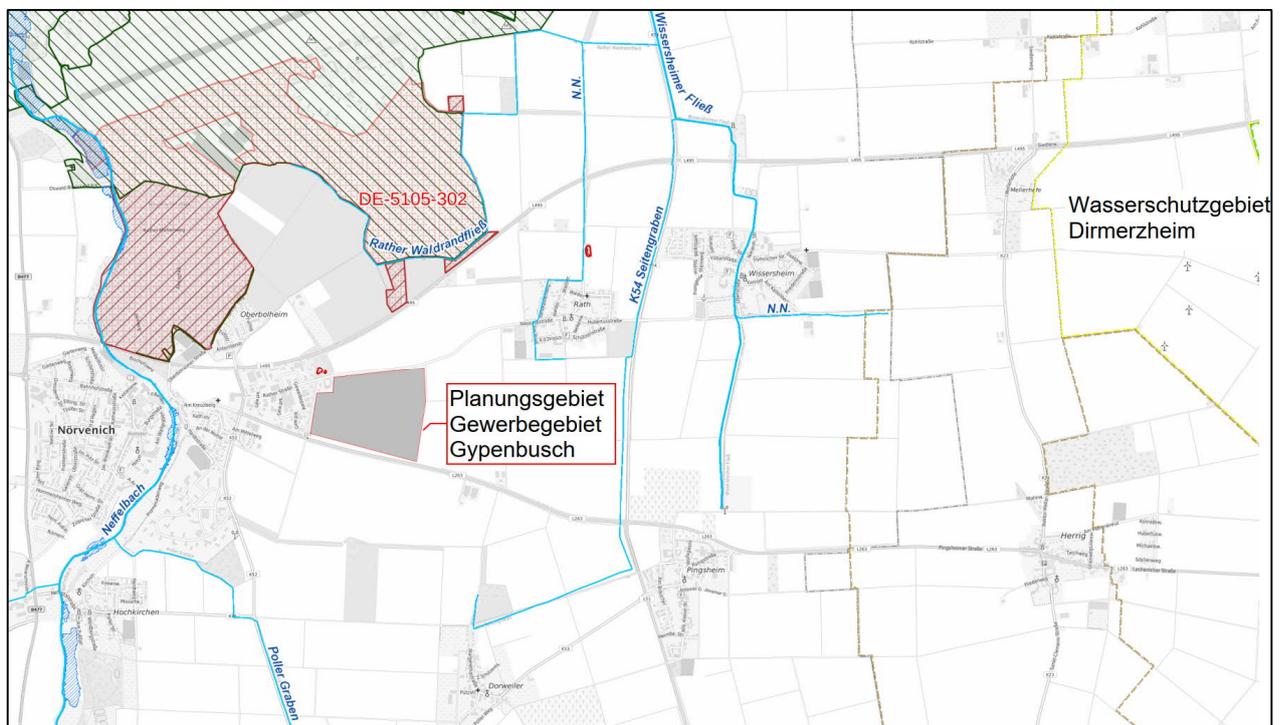


Abb. 3-3: Übersichtskarte Schutzgebiete (Quelle ELWAS)

### 3.6. Bodenverhältnisse

Für die Erstellung des Bebauungsplans ist ein Bodengutachten angefertigt worden. Im Rahmen der Geländearbeiten sind insgesamt 19 Kleinrammbohrungen (RKS) bis 6,0 m unter GOK abgeteuft worden, um die anstehenden Bodenschichten zu erkunden. Die Lagerungsdichte der Bodenschichten wurde mittels Rammsondierung (DPH) bestimmt. Zur Bestimmung der Versickerungsfähigkeit des Untergrundes wurden insgesamt 10 Sickerversuche in den Bohrlöchern der RKS durchgeführt. Der geotechnische Untersuchungsbericht ist dem Bericht als Anlage 7 beigelegt.

Unter einer 0,4 bis 1,0 m dicken Oberbodenschicht stehen feinkörnige Schluffe an, die bis in eine Tiefe von maximal 2,2 m reichen. Darunter liegen Sande und Kiese der Rheinterrasse, die laut geologischer Karte bis

in Tiefen von mindestens 20 m reichen. Die erkundete, obere Schicht der Rheinterrasse besteht vorwiegend aus schluffigen bis schwach-schluffigen Sand-Kies-Gemischen. Der Schluffanteil nimmt mit zunehmender Tiefe ab.

In den Sickerversuchen wurden in Tiefen von 4 bis 6 m Durchlässigkeitsbeiwerte ( $k_f$ -Werte) von  $2 \times 10^{-5}$  m/s bis  $1 \times 10^{-4}$  m/s bestimmt. Lediglich bei einem Sickerversuch (SV6) wurde eine schlechte Durchlässigkeit des Bodens festgestellt. Laut Aussage des Bodengutachters ist dies möglicherweise auf eine lokal begrenzte Verschlierung zurückzuführen. Eine solche Verschlierung kann durch einen tieferen Bodenaustausch durchstoßen werden. Somit ist auch im Bereich des Sickerversuchs SV6 von einem grundsätzlich versickerungsfähigem Boden auszugehen.

Für das Plangebiet kann nach den Ergebnissen des Bodengutachtens als Berechnungsgrundlage ein mittlerer Durchlässigkeitsbeiwert von  $k_f = 4,5 \times 10^{-5}$  m/s angenommen werden.

Versickerungsbecken werden mit belebten Bodenzonen versehen, die einen  $k_f$  - Wert von  $1 \times 10^{-5}$  m/s erhalten. Da dieser Wert geringer ist als die ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte im Plangebiet, wird der  $k_f$  - Wert von  $1 \times 10^{-5}$  m/s für die Bemessung der Versickerungsanlagen angesetzt.

Aufgrund des höheren Schluffanteils in den oberen Bodenschichten wird die Versickerung ab Tiefen von 4 m unter der vorhandenen Geländeoberkante empfohlen.

### **3.7. Grundwasser**

Im Bereich des Planungsgebietes bilden die Sande und Kiese der Rheinterrasse das oberste Grundwasserstockwerk. Durch den Braunkohleabbau ist der natürliche Grundwasserstand um ca. 1 m abgesenkt. In den beiden nächstgelegenen Grundwassermessstellen sind die höchsten Grundwasserstände mit 103,44 m NHN und 103,50 m NHN ausgewiesen. Auf Grundlage der höchsten Grundwasserstände und dem Wegfall der Absenkung durch den Braunkohleabbau empfiehlt das Bodengutachten [4] für das Planungsgebiet ein Grundwasserstand von 105,0 m NHN zu berücksichtigen.

### **3.8. Altlasten**

Im Altlastenverdachtsflächenkataster des Kreises Düren ist im südöstlichen Bereich des Plangebietes ein Bombenrichter verzeichnet, in dem möglicherweise Trümmerschuttablagerungen vorhanden sind [1]. Dieser ist in den beiliegenden Planunterlagen nachrichtlich eingetragen. Laut Bodengutachten [4] gibt es im gesamten Gebiet keine Hinweise auf Altlasten, so dass eine Versickerung grundsätzlich möglich ist.

### **3.9. Tektonische Störzone**

Durch das Planungsgebiet verläuft von Nord-Westen nach Süd-Osten eine tektonische Störzone. Laut Auskunft der Bergschadensabteilung der RWE Power AG ist deswegen im Einflussbereich eine Versickerung von Niederschlagswasser nicht möglich und spezielle Vorkehrmaßnahmen zum Schutz von Rohrleitungen sind erforderlich. Der süd-westlich der Verwerfungszone liegende Bereich setzt sich gegenüber dem nord-östlichen Bereich um etwa 9 mm/a mehr, so dass das vorhandene Geländegefälle über die Zeit abflacht. Sofern Kreuzungen von Freispiegelkanälen entgegen der Setzungsrichtung nicht vermeidbar sind, ist ein möglichst großes Sohlgefälle im Kreuzungsbereich der Verwerfungszone vorzusehen. Zusätzlich sollen die Kanalrohre aus PE-100 der Druckstufe SDR17 verwendet werden und die Schachtanschlüsse sind flexibel auszuführen.

#### 4. Gepantes Entwässerungskonzept

##### 4.1. **Gebietsdaten**

Das Einzugsgebiet des geplanten Gewerbegebietes umfasst ca. 32,1 ha und ist unterteilt in 29,7 ha Baufelder und 2,4 ha öffentliche Erschließungsstraße. Für das Gewerbegebiet ist ein maximaler Befestigungsgrad von 80% der privaten Baufeldflächen festgelegt worden. Geringfügige Überschreitungen des Befestigungsgrades sind nicht zulässig. Die befestigte Fläche auf den Baufeldern ist somit auf 23,73 ha beschränkt. Das geplante Gewerbegebiet hat somit inklusive der öffentlichen Verkehrsfläche eine befestigte Fläche von 26,1 ha und eine unbefestigte Fläche von 5,9 ha. Zur Aufteilung der befestigten Flächen der privaten Baufelder ist eine Verteilung von 60% Dachflächen und 40% Hofflächen angesetzt worden. Die beschriebene Flächenermittlung und Aufteilung ist in Tab. 4-1 zusammengefasst.

Tab. 4-1: Flächenaufteilung im Planungsgebiet

Flächen	Fläche $A_{E,k}$ [ha]	GRZ [ - ]	Nicht bef. Fläche $A_{E,nb}$ [ha]	Bef. Fläche $A_{E,b}$ [ha]	Aufteilung Private Flächen	
					Anteil Dachfläche (60%) [ha]	Anteil Hofffläche (40%) [ha]
Private Baufelder	29,67	0,80	5,93	23,73	14,24	9,49
Öffentl. Verkehrsfläche	2,38		0,00	2,38		
<b>Summe</b>	<b>32,05</b>		<b>5,93</b>	<b>26,11</b>	<b>14,24</b>	<b>9,49</b>

Laut Bebauungsplan sind die folgenden drei Dachformen erlaubt:

- Flachdach
- Pultdach
- Scheddach

Die Flach- und Pultdächer dürfen eine Neigung bis 15° haben und müssen nach den Festlegungen des Bebauungsplans begrünt werden. Lediglich Scheddächer müssen nicht begrünt werden. Der Anteil von Gründächern ist aufgrund der Ausnahme für Scheddächer nicht vorgegeben.

## **4.2. Beurteilung der Beschaffenheit des Niederschlagswassers**

Das Niederschlagswasser ist nach Runderlass „Anforderungen an die Niederschlagsentwässerung im Trennverfahren“ des MUNLV vom 26.05.2004 – ausgehend von den Herkunftsbereichen – in die Kategorien unbelastet / schwach belastet und stark belastet einzustufen. Die Anforderungen an die Art der Versickerung / Behandlung des Niederschlagswassers regelt der Runderlass „Niederschlagswasserbeseitigung gemäß § 51a des Landeswassergesetzes“ des MURL vom 18.05.1998.

Das Gewerbegebiet „Gypenbusch H3“ ist teilweise als Gewerbegebiet (GE) und teilweise als Industriegebiet (GI) kategorisiert. Nutzungsarten auf denen im Sinne des Trennerlasses stark belastetes Oberflächenwasser der Kategorie III anfällt, sind nicht vorgesehen. Die Gemeinde Nörvenich kontrolliert dies im Rahmen von Einzelfallprüfungen, die bei der Auswahl der anzusiedelnden Betriebe durchgeführt werden.

Die Flächenkategorisierung zur Beurteilung der Beschaffenheit des im Plangebiet anfallenden Niederschlagswassers ist im Dezember 2020 mit der Unteren Wasserbehörde des Kreises Düren abgestimmt worden. Als Ergebnis des Abstimmungsgesprächs kann das anfallende Niederschlagswasser je nach Herkunft und Lage wie folgt beurteilt und künftig entwässert werden:

### **Private Dachflächen**

Das Niederschlagswasser von den Dachflächen wird als gering verschmutzt und nicht behandlungsbedürftig eingestuft (Kategorie IIa). Die Dachflächen müssen über die belebte Bodenzone versickert werden. Eine Kombination zwischen technischen Methoden zur Vorbehandlung mit anschließender Versickerung über Rigolen ist nicht zulässig. Auch Dachbegrünungen dienen nicht der Vorbehandlung.

Für die Dachflächen dürfen keine unbeschichteten Metalleindeckungen verwendet werden.

### **Private Hofflächen**

Das Niederschlagswasser von den privaten Hofflächen wird als gering verschmutzt und behandlungsbedürftig eingestuft (Kategorie IIb). Die Hofflächen werden nach Vorbehandlung über die belebte Bodenzone versickert.

### **Öffentliche Verkehrsflächen**

Das Niederschlagswasser von der öffentlichen Erschließungsstraße wird als gering verschmutzt und behandlungsbedürftig eingestuft (Kategorie IIb). Die öffentlichen Verkehrsflächen werden nach Vorbehandlung über die belebte Bodenzone versickert.

Aus den beschriebenen Flächengrößen in Kapitel 4.1 und den oben beschriebenen Beurteilungen ergeben sich die folgende Aufteilung nach Flächenkategorien.

Tab. 4-2: Flächenkategorien nach Trennerlass

Flächenkategorie	A <sub>EK</sub> [ha]
I	-
II a	14,24
II b	11,87
III	-
	<b>26,11</b>

Die unbefestigten Flächen mit einer Gesamtfläche von 5,93 ha werden als Grünflächen eingestuft. Die Flächenkategorien nach Trennerlass sind in Plan Blatt 02 dargestellt. Die Verteilung der Flächen innerhalb der Baufelder ist rein schematisch.

### 4.3. Entwässerungskonzeption

Laut vorliegendem Bodengutachten ist der anstehende Untergrund ab einer Tiefe von 4 m unter der vorhandenen GOK grundsätzlich für eine Versickerung geeignet.

Im Bereich der tektonischen Störzone ist eine Versickerung nicht möglich. Hiervon sind die Baufelder 1 bis 16 (siehe Plan Blatt 3) mit einer Gesamtfläche von 5,5 ha betroffen. Diese werden zusammen mit den 2,4 ha öffentlicher Verkehrsflächen an eine zentrale Versickerungsanlage angeschlossen. Das Einzugsgebiet der zentralen Versickerungsanlage beträgt demnach 7,9 ha. Die Ableitung soll über eine gemeinsame Regenwasserkanalisation erfolgen. Die erforderlichen Entwässerungsanlagen sind im Rahmen der Entwässerungsplanung entsprechend dimensioniert worden und werden im vorliegenden Bericht beschrieben. Der wasserrechtliche Antrag für die zentrale Versickerungsanlage wird im Rahmen der weiteren Erschließungsplanung durch den Vorhabensträger erstellt.

Auf den restlichen Baufeldern 17 bis 43 mit einer Gesamtfläche von 24,2 ha wird das Niederschlagswasser innerhalb der Grundstücksgrenzen zurückhalten und versickert. Die Planungen der individuellen Entwässerungsanlagen sind durch die ansiedelnden Unternehmen zu erstellen und zur Genehmigung bei der Unteren Wasserbehörde einzureichen.

Das Entwässerungskonzept für das geplante Gewerbegebiet ist in Abb. 4-1 im Fließbild und in Abb. 4-2 im Übersichtsplan dargestellt.

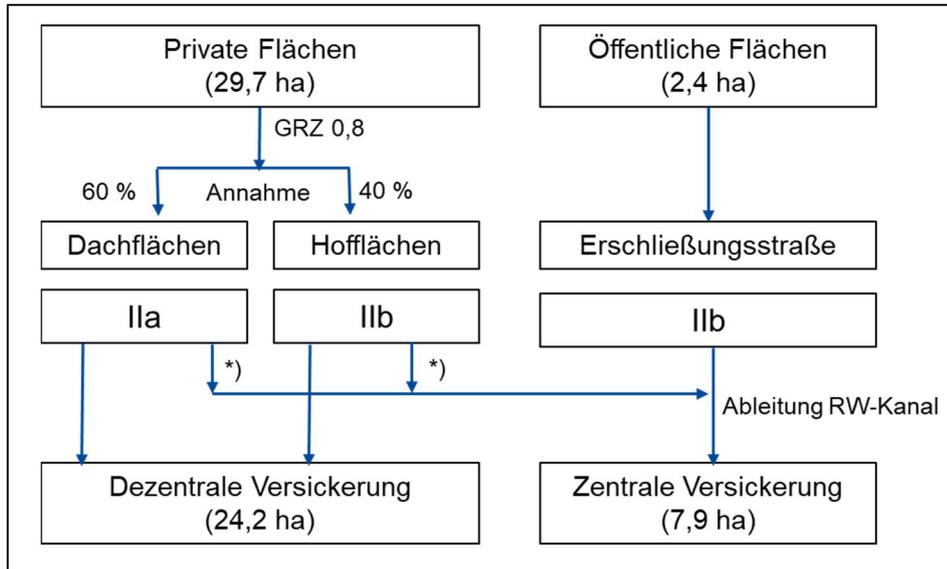


Abb. 4-1: Fließbild Entwässerungskonzept Gypenbusch

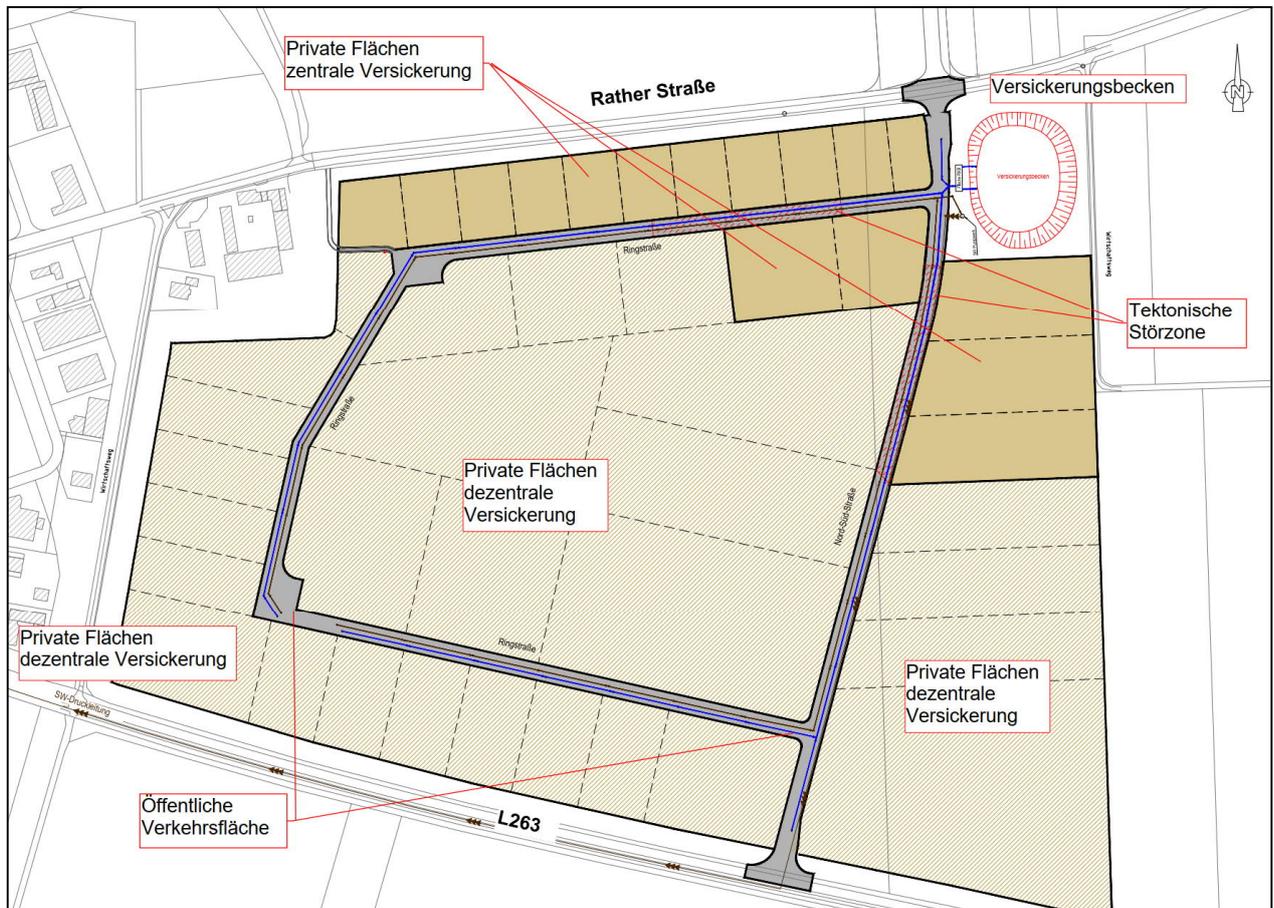


Abb. 4-2: Übersichtsplan Entwässerungskonzept Gypenbusch

## **5. Planung Niederschlagswasserbewirtschaftung**

### **5.1. Zentrales Versickerungsbecken**

Wie in Kapitel 4.3 beschrieben, soll die öffentliche Verkehrsfläche als auch die im Bereich der tektonischen Störzone liegenden Baufelder an die zentrale Versickerungsanlage angeschlossen werden.

Die mit der Unteren Wasserbehörde des Kreises Düren im Dezember 2020 abgestimmten Anforderungen sind bei der Planung der zentralen Versickerungsanlage berücksichtigt.

#### **5.1.1. Ermittlung der abflusswirksamen Flächen**

Die Gesamtfläche des Einzugsgebietes des zentralen Versickerungsbeckens beträgt etwa 7,87 ha. Diese teilt sich in 2,38 ha öffentliche Verkehrsfläche und in 5,49 ha private Baufelder auf.

Die öffentlichen Erschließungsstraßen sind bis auf einzelne noch nicht festgelegte Baumscheiben durchgängig asphaltiert und gepflastert [3]. Aufgrund des geringen Flächenanteils werden die Baumscheiben vereinfachend den Pflasterflächen zugeordnet.

Die privaten Baufelder dürfen nach Bebauungsplan nur zu 80% befestigt werden. Zur Aufteilung der befestigten Flächen von 4,39 ha der privaten Baufelder wurden die folgenden Annahmen getroffen:

- Dachflächen – 60 %, hiervon
  - Begrünte Dächer (Flach- und Pultdächer) – 20%
  - Schrägdächer (Scheddach) – 80 %
- Hofflächen, asphaltiert – 20 %
- Hofflächen, gepflastert – 20 %

Wie in Kapitel 4.1 beschrieben ist die Aufteilung der Dachflächentypen im Bebauungsplan nicht vorgeschrieben. Aufgrund der aufwendigeren und teureren Konstruktion der Scheddächer ist davon auszugehen, dass der Anteil an Flach- und Pultdächern höher ist. Der Schrägdachanteil mit einem hohen Abflussbeiwert ist dennoch mit 80% angesetzt, um die Dimensionierung und den Flächenbedarf der zentralen Entwässerungsanlagen für den ungünstigeren Fall abzubilden. Die restlichen 20 % der Dachflächen sind als Gründächer mit einer Aufbaustärke von kleiner 10 cm sowie einer Neigung bis 15° berücksichtigt.

Die Aufteilung der Hofflächen in Asphalt- und Pflasterflächen ist mit je 50% angenommen.

Die unbefestigten Flächen der privaten Baufelder mit insgesamt 1,10 ha sind grundsätzlich so auszubilden, dass kein Oberflächenabfluss in die Kanalisation entsteht. Um die Dimensionierung und den Flächenbedarf der zentralen Entwässerungsanlagen auch hier für den ungünstigeren Fall abzubilden, sind die unbefestigten Flächen bei der Abflussermittlung berücksichtigt. Der gewählte Abflussbeiwert entspricht dem Wert für begrünte Flächen für flaches Gelände.

Zur Ermittlung der abflusswirksamen Flächen werden die Teilflächen mit den entsprechenden Abflussbeiwerten für die verschiedenen Befestigungsarten multipliziert. Die Ermittlungen der abflusswirksamen Flächen sind getrennt für die befestigten und unbefestigten Flächen aufgelistet, um den durchschnittlichen mittleren Abflussbeiwert separat für die befestigten Flächen und die Gesamtfläche angeben zu können.

Die mittleren Abflussbeiwerte  $c_m$  werden für die Bemessung des Versickerungsbeckens und die Spitzenabflussbeiwerte  $c_s$  für die Kanalnetzrechnung angewandt. Die Ermittlung der abflusswirksamen Flächen für die Dimensionierung des Versickerungsbeckens ist in Tab. 5-1 und für die Dimensionierung des Kanalnetzes in Tab. 5-2 zusammengefasst.

Tab. 5-1: Zentrale Versickerung - Abflusswirksamen Fläche (Beckendimensionierung)

Fläche	Art der Befestigung	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Aufteilung	Teilfläche A <sub>E,i</sub> [m <sup>2</sup> ]	c <sub>m</sub>	Teilfläche A <sub>U,i</sub> [m <sup>2</sup> ]
					gewählt	
<b>Befestigte Flächen</b>						
Dachflächen (privat)		26.359				
	Gründach bis 15°, < 10 cm		20%	5.272	0,50	2.636
	Schrägdach		80%	21.087	1,00	21.087
Hofflächen (privat)		17.573				
	Hofflächen (asphaltiert)		50%	8.786	0,90	7.907
	Hofflächen (gepflastert mit offenen Fugen)		50%	8.786	0,75	6.590
Verkehrsfläche (öffentlich)*		23.800				
	Verkehrsflächen (asphaltiert)			19.000	0,90	17.100
	Verkehrsflächen (gepflastert mit offenen Fugen)			4.800	0,75	3.600
<b>Summe befestigte Flächen</b>				<b>67.731</b>	<b>0,87</b>	<b>58.920</b>
<b>Unbefestigte Flächen</b>						
Grünflächen (privat)	Flaches Gelände	10.983		10.983	0,10	1.098
<b>Summe unbefestigte Flächen</b>				<b>10.983</b>	<b>0,10</b>	<b>1.098</b>
<b>Zentrale Versickerung</b>						
<b>Gesamtfläche Einzugsgebiet A<sub>E</sub> [m<sup>2</sup>]</b>				<b>78.714</b>		
<b>Summe undurchlässige Fläche A<sub>U</sub> [m<sup>2</sup>]</b>				<b>60.018</b>		
<b>Durchschnittlicher mittlerer Abflussbeiwert c<sub>m</sub> [-]</b>				<b>0,762</b>		

\*) Aufteilung gemäß Verkehrsplanung

Tab. 5-2: Zentrale Versickerung - Abflusswirksamen Fläche (Kanalnetzdimensionierung)

Fläche	Art der Befestigung	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Aufteilung	Teilfläche A <sub>E,i</sub> [m <sup>2</sup> ]	c <sub>s</sub>	Teilfläche A <sub>U,i</sub> [m <sup>2</sup> ]
					gewählt	
<b>Befestigte Flächen</b>						
Dachflächen (privat)		26.359				
	Gründach bis 15°, < 10 cm		20%	5.272	0,70	3.690
	Schrägdach		80%	21.087	1,00	21.087
Hoffflächen (privat)		17.573				
	Hoffflächen (asphaltiert)		50%	8.786	1,00	8.786
	Hoffflächen (gepflastert mit offenen Fugen)		50%	8.786	0,90	7.907
Verkehrsfläche (öffentlich)*		23.800				
	Verkehrsflächen (asphaltiert)			19.000	1,00	19.000
	Verkehrsflächen (gepflastert mit offenen Fugen)			4.800	0,90	4.320
<b>Summe befestigte Flächen</b>				<b>67.731</b>	<b>0,96</b>	<b>64.791</b>
<b>Unbefestigte Flächen</b>						
Grünflächen (privat)	Flaches Gelände	10.983		10.983	0,20	2.197
<b>Summe unbefestigte Flächen</b>				<b>10.983</b>	<b>0,20</b>	<b>2.197</b>
<b>Zentrale Versickerung</b>						
<b>Gesamtfläche Einzugsgebiet A<sub>E</sub> [m<sup>2</sup>]</b>				<b>78.714</b>		
<b>Summe undurchlässige Fläche A<sub>U</sub> [m<sup>2</sup>]</b>				<b>66.987</b>		
<b>Durchschnittlicher Spitzenabflussbeiwert c<sub>s</sub> [-]</b>				<b>0,851</b>		

\*) Aufteilung gemäß Verkehrsplanung

### 5.1.2. Regenwasserkanalisation

Die Niederschlagsabflüsse der Erschließungsstraße sowie der privaten Dach- und Hofflächen werden in einem gemeinsamen Regenwasserkanal gesammelt und abgeleitet. Die Regenwasserkanalisation beginnt im süd-westlichen Bereich am Hochpunkt der Ringstraße. Vom Hochpunkt sind 2 Kanalstränge geplant. Strang 1 verläuft nord-westlich über die Ringstraße und Strang 2 und süd-östlich über die Ringstraße und Nord-Süd-Straße zum Straßentiefpunkt. Die Sohlgefälle der Regenwasserkanäle verlaufen in etwa parallel zur geplanten Straßenoberkante. Die Verlegetiefen der Kanäle richten sich nach der Nennweite der Kanäle und reichen von 1,50 m im Bereich der Anfangshaltungen bis ca. 2,3 m im Bereich des Tiefpunktes.

Im Bereich der Kreuzung mit der Verwerfungszone ergibt sich das Kanalsohlgefälle aus der der Länge des Kanals mit einem Mindestgefälle von 5 ‰ zuzüglich dem möglichen Setzungsunterschied (siehe Kapitel 3.9). Der Bestimmung des Setzungsunterschiedes liegt ein angesetztter Zeitraum von 50 Jahren mit der vorgegebenen, jährlichen Setzungsrate von 9 mm/a zugrunde. Unter der Annahme, dass bei vollständiger

Setzung von 0,45 m die Kanäle beschädigt sind und ausgetauscht werden müssen, ist zur hydraulischen Dimensionierung das Gesamtgefälle angesetzt. Als Rohrleitungsmaterial ist PE-100 der Druckstufe SDR17 vorgesehen.

Die Vordimensionierung des Kanalnetzes wird mit dem Zeitbeiwertverfahren durchgeführt. Die Regenwasserkanäle werden stationär mit den neuen KOSTRA Daten 2010R DWD für eine Häufigkeit von  $n = 0,5 \text{ a}^{-1}$  bemessen. Für die Auslastung wird gemäß DWA A110 ein  $Q_t$  zu  $Q_{\text{voll}}$  von 90 % angesetzt. Ab Erreichen dieses Verhältnisses wird das Kanalprofil vergrößert. Für das Gewerbegebiet sind Nennweiten zwischen DN 300 und DN 800 erforderlich. Der hydraulische Ergebnisbericht ist als Anlage 2 beigefügt.

Nach Arbeitsblatt DWA-A 118 sind die Anforderungen an die Leistungsfähigkeit von Entwässerungsnetzen für Industrie- und Gewerbegebiete eingehalten, wenn ein Überstau seltener als einmal in fünf Jahren auftritt (Überstauwiederkehrzeit  $T_n > 5 \text{ a}$ ) und ein 30-jährlicher Überflutungsschutz beim Nachweis mit Modellregen gewährleistet ist. Für den Überstaunachweis ist der Abfluss im Kanalnetz bei einem 5-jährlichen Modellregen berechnet worden. Für diesen Lastfall tritt an keinem Schacht ein Überstau auf. Der Nachweis ist somit eingehalten. Der hydraulische Ergebnisbericht des Überstaunachweises ist als Anlage 3 beigefügt.

Zur Überprüfung des Überflutungsschutzes ist der Abfluss im Kanalnetz bei einem 30-jährlichen Modellregen berechnet worden. In diesem Fall kommt es an 4 Schächten zum Überstau mit einem maximalen Überstauvolumen von insgesamt ca.  $15 \text{ m}^3$ . Aufgrund der durchgängigen Längsneigung der Erschließungsstraße bis zum Versickerungsbecken und der erhöhten Lage der Grundstücke gegenüber der geplanten Straßenoberkante im unteren Abschnitt, ist nicht mit einer Gefährdung der Bebauung zu rechnen. Der 30-jährige Überflutungsschutz ist somit auch gewährleistet. Der hydraulische Ergebnisbericht der Überflutungsprüfung ist als Anlage 4 beigefügt.

### 5.1.3. Vorbehandlung

Gemäß den geführten Abstimmungen ist dem Versickerungsbecken zur Vorbehandlung des anfallenden Niederschlagswassers ein als Durchlaufbecken ausgebildetes Regenklärbecken mit Dauerstau (RKBmD) vorzuschalten. Die folgenden Vorkehrungen und baulichen Komponenten sind für das RKBmD zu berücksichtigen:

- vorgeschalteter Beckenüberlauf
- halb eingetauchtes Zulaufrohr
- Einlauf- und Verteilungsbauwerk
- Sedimentationskammer mit einer Mindestdiefe von 2 m
- Klärüberlauf mit Tauchwand
- Drossel

Die Höhe des Dauerstaus im Becken ergibt sich aus der Sohlhöhe der Regenwasserkanalisation im Zulaufbereich zur Behandlungsanlage, die auf ca. 114,9 m NHN liegt. Abzüglich der geschätzten Höhenverluste im Klärüberlauf und der weiteren Kanäle ergibt sich eine Kanalsohlhöhe im Zulauf zum Versickerungsbecken von ca. 114,6 m NHN.

Die weitere Objektplanung des Regenklärbeckens mit den beschriebenen Komponenten wird in den folgenden Planungsphasen durchgeführt.

#### 5.1.4. Versickerungsbecken

Das Versickerungsbecken soll im nord-östlichen Teil am Tiefpunkt des Plangebietes errichtet werden. Die bestehende Geländeoberkante am geplanten Standort liegt auf ca. 118,0 m NHN. Im süd-östlichen Teil des Flurstücks steigt das Gelände auf ca. 119,8 m NHN an. Laut Bodengutachten ist der Untergrund ab einer Tiefe von ca. 4 m unter Geländeoberkante (ca. 114,0 m NHN) versickerungsfähig. Zur Behandlung des Niederschlagswassers wird das Becken mit einer ca. 20 cm starken belebten Oberbodenschicht angedeckt. Gemäß Kapitel 3.6 wird für diese zur Berechnung ein  $k_f$ -Wert von  $1 \times 10^{-5}$  m/s angesetzt. Die Sohle des Versickerungsbeckens ist unter Berücksichtigung der erforderlichen Bodenzone auf 114,2 m NHN festgelegt, damit das Versickerungsbecken unmittelbar an den versickerungsfähigen Untergrund anschließt. Die Beckensohle liegt somit ca. 3,8 m unterhalb der vorhandenen Geländeoberkante und ca. 3,0 m unterhalb der Straßenoberkante am Tiefpunkt. Mit einem Abstand von mindestens 9 m wird der erforderliche Mindestabstand von  $\geq 1,0$  m zum Bemessungsgrundwasserstand eingehalten.

Gemäß der Forderung der Unteren Wasserbehörde ist für das Versickerungsbecken ein Verhältnis von abflusswirksamer Fläche zur Versickerungsfläche von mindestens 15 : 1 zu wählen. Für die ermittelte abflusswirksame Fläche von 6,0 ha ergibt sich somit eine erforderliche Versickerungsfläche von ca. 4.000 m<sup>2</sup>. Aufgrund der geringen Durchlässigkeit des anstehenden Bodens wird die Versickerung über die Böschungen nicht berücksichtigt. Die Sohlfläche des Beckens ist mit 4.050 m<sup>2</sup> angesetzt.

In Abstimmung mit dem Erftverband sind die Böschungen mit einer Neigung von 1 : 2,5 auszubilden und für den ordnungsgemäßen Betrieb und die Wartung des Versickerungsbeckens ein umlaufender, 3,0 m breiter Betriebsweg und eine Zufahrtsrampe aus Schotterrasen vorzusehen. Um die Versickerungsanlage vor unbefugtem Zutritt zu schützen, werden das Versickerungsbecken und das Regenklärbecken mit einer umlaufenden, 2,0 m hohen Zaunanlage eingefasst.

Wie in Kapitel 5.1.3 beschrieben liegt die Sohlhöhe der Regenwasserkanalisation im Zulaufbereich zum Versickerungsbecken auf ca. 114,6 m NHN und damit ca. 0,40 m über der geplanten Sohle des Versickerungsbeckens.

#### 5.1.4.1. Bemessung nach DWA A 138

Die Berechnungsblätter des geplanten Versickerungsbeckens befinden sich in Anlage 5. Der Bemessung des Versickerungsbeckens liegen die folgenden Werte zu Grunde:

mittlere Länge der Sohlfläche	L	=	81,0 m
mittlere Breite der Sohlfläche	B	=	50,0 m
Fläche der Beckensohle	A	=	4.050 m <sup>2</sup>
Böschungsneigung	m	=	1:2,5
Durchlässigkeit der Belebtsbodenschicht	k <sub>f</sub>	=	1 · 10 <sup>-5</sup> m/s

Der Zuschlagsfaktor  $f_z$  wurde mit 1,20 gewählt. Damit kann davon ausgegangen werden, dass nach DWA - A 117 das Risiko auf Unterbemessung des Speichervolumens als gering anzusehen ist. Der Abminderungsfaktor  $f_A$  wurde mit 1,0 gewählt. Dadurch bleiben rechnerisch Abminderungen durch Dämpfung der Zuflussganglinie nach DWA-A117 unberücksichtigt.

Bei einem zehnjährlichen Niederschlagsereignis (Wiederkehrzeit  $T= 10$  a) wird das Versickerungsbecken zu ca. 0,61 m eingestaut. Das benötigte Speichervolumen beträgt

$$V_{\text{erf}} = 2.570 \text{ m}^3$$

mit einer rechnerischen Entleerungszeit von ca. 35,6 Stunden.

Um häufige und lange Einstaudauern zu vermeiden und somit die Funktionalität der belebten Bodenzone zu bewahren, ist bei einem einjährigen Regenereignis (Häufigkeit  $n= 1 \text{ a}^{-1}$ , Wiederkehrzeit  $T= 1$  a) eine Entleerungszeit  $< 24$  h einzuhalten. Bei einem einjährlichen Niederschlagsereignis (Wiederkehrzeit  $T= 1$  a) wird das Versickerungsbecken zu ca. 0,30 m eingestaut und liegt somit 0,1 m unterhalb der Zulaufhöhe. Das benötigte Speichervolumen beträgt

$$V_{\text{erf}} = 1.220 \text{ m}^3$$

mit einer rechnerischen Entleerungszeit von ca. 17,1 Stunden. Die Anforderungen an die Entleerungszeit sind somit eingehalten.

#### 5.1.4.2. Überflutungsprüfung

Gemäß der Forderung der Unteren Wasserbehörde ist die Rückhaltung für das 100-jährliche Regenereignis zu dimensionieren. Weiterhin sind das Überflutungsrisiko und die damit verbundene Gefährdung von Unterliegern für darüber hinausgehende Regenereignisse zu bewerten. Die Bemessung des Speichervolumens erfolgt für das Versickerungsbecken nach dem Arbeitsblatt DWA-A 138 (Hennef, April 2005) im vereinfachten Verfahren auf der Grundlage des Arbeitsblattes DWA-A 117 (Hennef, Dezember 2013). Dieses Bemessungsverfahren kann für Einzugsgebiete bis maximal 200 ha Größe, Fließzeiten bis zum Becken von  $\leq 15$  Minuten und einer zulässigen Überschreitungshäufigkeit des Speichervolumens  $\leq 0,1$  1/a (alle 10 Jahre) angewendet werden. Bei Überschreitung der Anwendungsgrenzen des Berechnungsverfahrens kann das ermittelte Speichervolumen nur zur groben Beurteilung des vorhandenen Volumens verwendet werden.

Bei einem 100-jährlichen Niederschlagsereignis (Häufigkeit  $n = 0,01 \text{ a}^{-1}$ , Wiederkehrzeit  $T = 100 \text{ a}$ ) wird das geplante Versickerungsbecken zu ca. 0,9 m eingestaut. Das benötigte Speichervolumen beträgt ca.

$$V_{\text{erf}} = 4.000 \text{ m}^3$$

mit einer rechnerischen Entleerungszeit von ca. 55 Stunden.

Das geplante Versickerungsbecken verfügt bei einer minimalen Beckentiefe von ca. 3,0 m über ein rechnerisches Gesamtvolumen von ca. 15.000 m<sup>3</sup>. Das vorhandene Beckenvolumen liegt somit um mehr als das Dreifache über dem erforderlichen Volumen für das 100-jährliche Ereignis. Aufgrund des verfügbaren rechnerischen Gesamtvolumens des Versickerungsbeckens ist somit eine ausreichende Sicherheit gegen Überflutung gegeben. Durch die gewählte Straßengradiente fließt das Niederschlagswasser auch im Versagensfall der Kanalisation in Richtung Beckenanlage.

Da das vorhandene Beckenvolumen weit über dem erforderlichen liegt, ist eine Überflutung der Beckenanlage und daraus resultierende Gefährdung der Unterlieger für darüber hinausgehende Regenereignisse nicht wahrscheinlich.

## 5.2. Dezentrale Versickerung auf Baufeldern

Wie in Kapitel 4.3 beschrieben, sollen alle Baufelder mit einer Gesamtfläche von 24,2 ha, die nicht im Bereich der tektonischen Störzone liegen, das anfallende Niederschlagswasser innerhalb der Grundstücksgrenzen zurückhalten und über die belebte Bodenzone versickern. Gemäß Trennerlass dürfen nur Oberflächenwässer, die nicht oder nur schwach belastet sind, an die Mulden angeschlossen werden (siehe Kapitel 4.2). Die belebte Bodenzone muss mindestens 20 cm stark sein. Eine Kombination zwischen technischen Methoden zur Vorbehandlung mit anschließender Versickerung über Rigolen unter Umgehung der belebten Bodenzone ist nicht zulässig (siehe Abb. 5-1 und Plan Blatt 4). Auch Dachbegrünungen dienen nicht der Vorbehandlung.

Laut Bodengutachten ist die Versickerung erst ab Tiefen von ca. 4 m möglich. Um große Muldentiefen zu vermeiden, sind daher Rigolen in Kombination mit punktuellen Sickerfenstern oder ein flächiger Bodenaustausch unter der belebten Bodenzone der dezentralen Versickerungsmulden erforderlich.

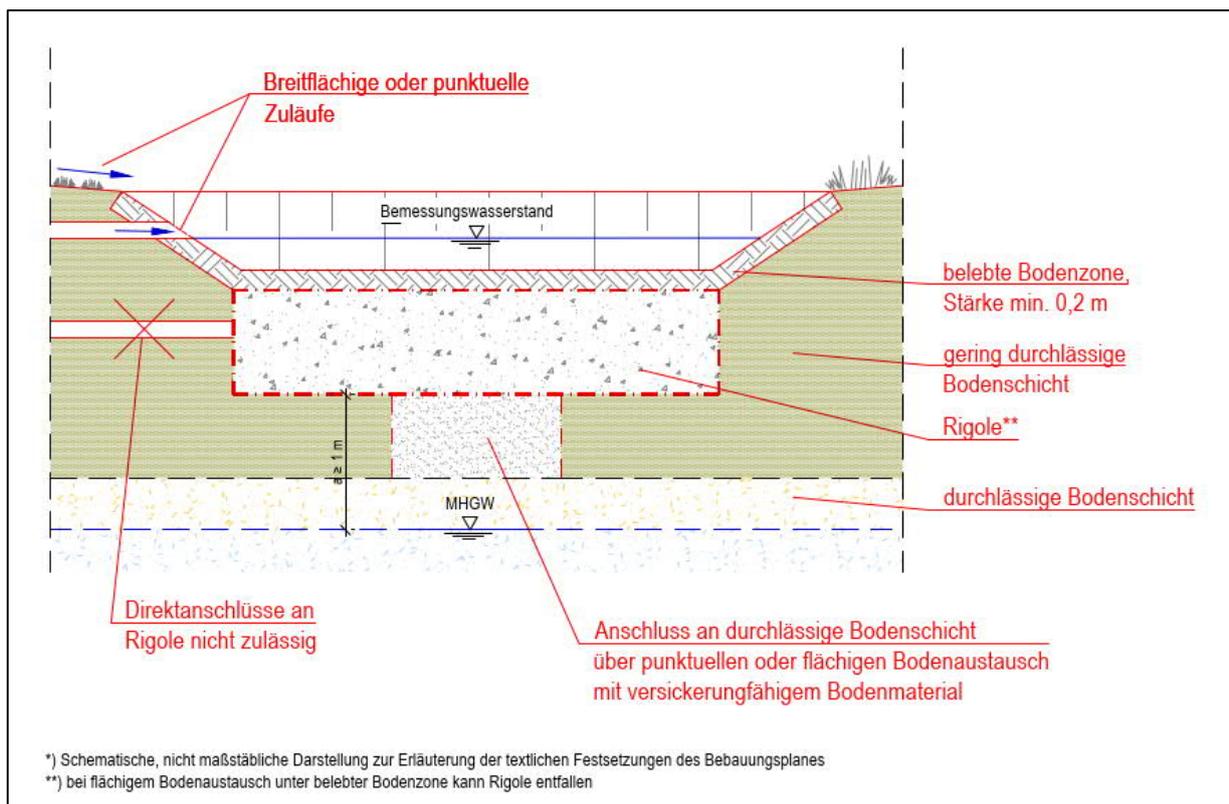


Abb. 5-1: Schema dezentrale Versickerung

Eine konkrete Ausweisung von Freihalteflächen für dezentrale Versickerungsanlagen im Bebauungsplan ist zum Zeitpunkt der Aufstellung nicht möglich, weil die Unterteilungen der Baufelder nicht abschließend fest-

zulegen sind. In Abstimmung mit der Unteren Wasserbehörde ist den textlichen Festsetzungen zum Bebauungsplan ein Flächenverhältnis von Versickerungsfläche zu Grundstücksfläche vorzuschreiben. Das erforderliche Flächenverhältnis wird anhand der folgenden Beispielrechnung für ein 1 ha großes Mustergrundstück hergeleitet.

### 5.2.1. Ermittlung der abflusswirksamen Flächen des Mustergrundstückes

Der Ermittlung der abflusswirksamen Flächen des Mustergrundstücks liegen die festgelegte Flächengrundzahl (GRZ) von 0,8 und die folgenden Annahmen zur Aufteilung der privaten, befestigten Flächen zugrunde:

- Dachflächen – 60 %, hiervon
  - Schrägdächer (Scheddach) – 100 %
- Hofflächen, asphaltiert – 20 %
- Hofflächen, gepflastert – 20 %

Die Dachflächen sind vollständig als Schrägdächer mit hohem Abflussbeiwert angesetzt, um den Flächenbedarf für den ungünstigsten Fall abzubilden. Basierend auf den beschriebenen Grundlagen und Annahmen ergibt sich die folgende Berechnung der abflusswirksamen Fläche (siehe Tab. 5-3).

Tab. 5-3: Dezentrale Versickerung - Abflusswirksame Flächen Mustergrundstück

Fläche	Art der Befestigung	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Aufteilung	Teilfläche A <sub>E,i</sub> [m <sup>2</sup> ]	c <sub>m</sub>	Teilfläche A <sub>U,i</sub> [m <sup>2</sup> ]
					gewählt	
<b>Befestigte Flächen</b>						
Dachflächen (privat)						
	Schrägdach	4.800		4.800	1,00	4.800
Hofflächen (privat)		3.200				
	Hofflächen (asphaltiert)		50%	1.600	0,90	1.440
	Hofflächen (gepflastert mit offenen Fugen)		50%	1.600	0,75	1.200
<b>Summe befestigte Flächen</b>				<b>8.000</b>	<b>0,93</b>	<b>7.440</b>
<b>Unbefestigte Flächen</b>						
Grünflächen (privat)	Flaches Gelände	2.000		2.000	0,10	200
<b>Summe unbefestigte Flächen</b>				<b>2.000</b>	<b>0,10</b>	<b>200</b>
<b>Mustergrundstück</b>						
Einzugsgebiet Mustergrundstück A <sub>E</sub> [m <sup>2</sup> ]				<b>10.000</b>		
Summe undurchlässige Fläche A <sub>U</sub> [m <sup>2</sup> ]				<b>7.640</b>		
Durchschnittlicher mittlerer Abflussbeiwert c <sub>m</sub> [-]				<b>0,764</b>		

### 5.2.2. Bemessung nach DWA A 138

Es wird angenommen, dass ein flächiger Bodenaustausch bis zum versickerungsfähigen Untergrund durchgeführt wird. In diesem Fall kann erfolgt die Versickerung über eine Mulde ohne Rigole. Gemäß Kapitel 3.6 wird demnach auch für die Berechnung der Mulde ein  $k_f$ -Wert von  $1 \times 10^{-5}$  m/s angesetzt.

Die Berechnungsblätter der dezentralen Versickerungsmulde für das Mustergrundstück befinden sich in Anlage 6. Der Bemessung liegen die folgenden Werte zu Grunde:

$$\text{Einstauhöhe} \quad h = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Durchlässigkeit der Belebtsbodenschicht} \quad k_f = 1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

Der Zuschlagsfaktor  $f_z$  wurde mit 1,20 gewählt. Damit kann davon ausgegangen werden, dass nach DWA - A 117 das Risiko auf Unterbemessung des Speichervolumens als gering anzusehen ist. Der Abminderungsfaktor  $f_A$  wurde mit 1,0 gewählt. Dadurch bleiben rechnerisch Abminderungen durch Dämpfung der Zuflussganglinie nach DWA-A117 unberücksichtigt.

Bei einem fünfjährlichen Niederschlagsereignis (Wiederkehrzeit  $T= 10$  a) wird das Versickerungsbecken zu ca. 0,3 m eingestaut. Die benötigte mittlere Versickerungsfläche beträgt

$$\mathbf{A_S = 900 \text{ m}^2}$$

mit einer rechnerischen Entleerungszeit von ca. 16,7 Stunden.

Unter Berücksichtigung eines Zuschlags für Böschungen ist ein Flächenverhältnis von 10% Versickerungs- zu Grundstücksfläche erforderlich, um eine Versickerung über die belebte Bodenzone zu garantieren.

## 6. Planung Schmutzwasserkanalisation

### 6.1. Anschlusspunkt Schmutzwasser

Wie in Kapitel 3.3 beschrieben, sind in der näheren Nachbarschaft nur Mischwassersysteme vorhanden. Laut der Entwässerungsstudie [6] ist ein Anschluss an die Mischwasserkanäle aufgrund der hohen Auslastung der bestehenden Regenüberläufe nicht möglich. Demnach erfolgt der Anschluss an den Schmutzwasserkanal in der Straße „Am Kreuzberg“, weil dieser direkt an den Transportsammler zur Kläranlage Nörvenich angeschlossen ist.

Durch die vorhandene Topographie ist ein Anschluss im Freigefälle nicht möglich. Der Hochpunkt der Trasse liegt in der Ortslage Nörvenich im Bereich der Kreuzung der L263 mit der K52. Ab der Kreuzung fällt das Gelände steil in Richtung Neffelbach ab. Um die Druckleitung so kurz wie möglich zu halten und den Druckrohrleitungsendschacht aus der Bebauung zu verlagern, soll der vorhandene Schmutzwasserkanal bis zum Hochpunkt verlängert werden. Das Schmutzwasser des Gewerbegebietes wird über ein Pumpwerk mit einer ca. 1,5 km langen Druckleitung zum Hochpunkt gefördert und fließt ab dort im Freigefälle dem vorhandenen Schmutzwasserkanal zu (siehe Abb. 6-1).

Abstimmungen zum Anschluss des gewerblichen Schmutzwassers sind mit dem Ertfverband durchgeführt worden. Es dürfen maximal 6 l/s Schmutzwasser gefördert und in den Schmutzwasserkanal „Am Kreuzberg“ eingeleitet werden.

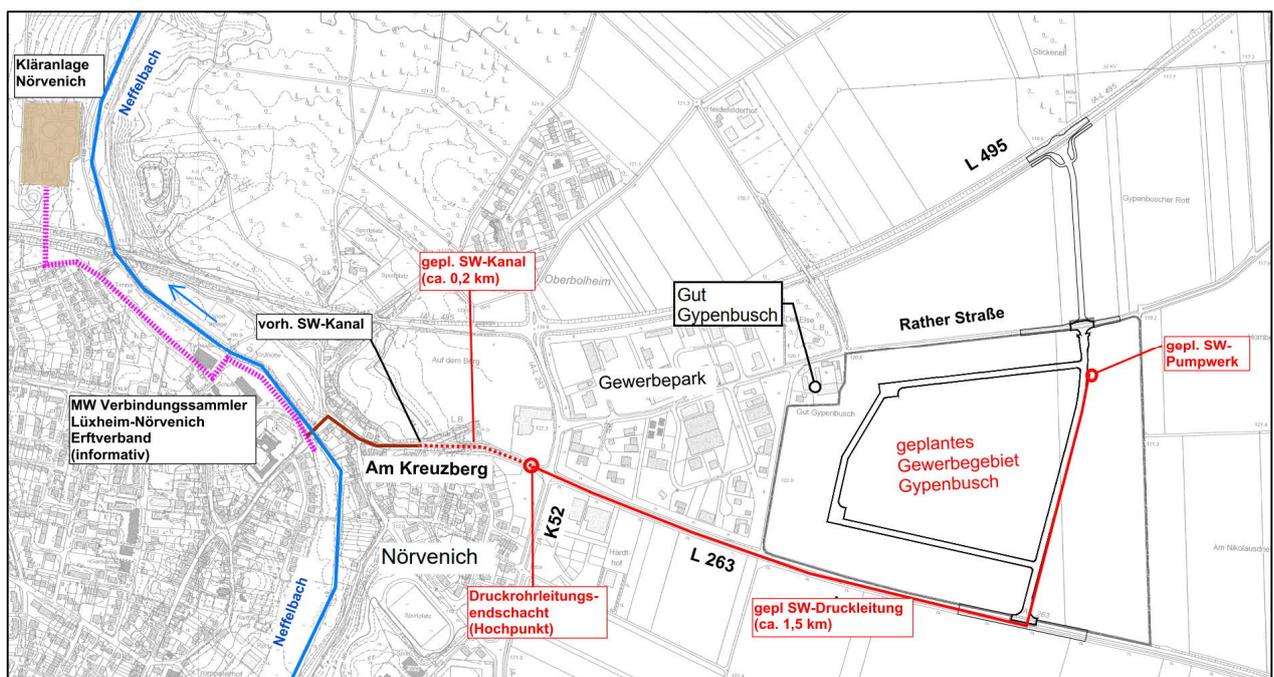


Abb. 6-1: Übersichtskarte Schmutzwasser

## 6.2. Schmutzwasseraufkommen

Bei der Planung der Entwässerungsanlagen für Schmutzwasser ist ein für Gewerbegebiete üblicher Schmutzwasseranfall für Betriebe mit geringem Wasserverbrauch angesetzt. Die Ansiedlung von abwasserintensiven Betrieben ist nicht zu erwarten. Gemäß DWA-A 118 wird eine betriebliche Schmutzwasserabflussspende  $q_G$  von = 0,2 bis 0,5 l/s/ha für Betriebe mit geringem Wasserverbrauch empfohlen. Da die betrieblichen Schmutzwasserabflussspenden nach A 118 hoch angesetzt sind, wurde eine mittlere Schmutzwasserabflussspende  $q_{G,d}$  von 0,05 l/s/ha angesetzt. Mit der Annahme eines 8-stündigen Arbeitstages und durchschnittlich 250 Arbeitstagen pro Jahr ergibt sich daraus eine spezifische, stündliche Schmutzwasserabflussspende  $q_{G,x}$  von 0,219 l/s/ha.

Das Schmutzwasseraufkommen im Planungsgebiet setzt sich aus dem betrieblichen Schmutzwasserabfluss, dem Fremdwasserabfluss und dem unvermeidbaren Regenwasserabfluss im Schmutzwasserkanal von Trenngebieten zusammen und wird nach folgender Formel (nach A 118) berechnet:

$$Q_{S,x RW} = Q_{G,x} + Q_F + Q_{R,Tr} = A_{TW-EZG} * q_G + A_{TW-EZG} * q_F + A_{Straße} * q_{R,Tr}$$

$Q_S$	Schmutzwasserabfluss in [l/s]
$Q_{G,x}$	stündlicher Spitzenwert des gewerblichen Schmutzwasserabflusses [l/s]
$Q_F$	Fremdwasserabfluss in [l/s]
$Q_{R,Tr}$	Regenabfluss aus Trenngebieten [l/s]
$q_{G,x}$	stündlicher Spitzenwert der betriebliche Schmutzwasserabflussspende in [l/s/ha]
$q_F$	Fremdwasserabflussspende in [l/s/ha]
$q_{R,Tr}$	Unvermeidbare Regenabflussspende im Schmutzwasserkanal [l/s/ha]
$A_{TW-EZG}$	Trockenwettereinzugsgebiet in [ha]
$A_{Straße}$	Straßenfläche in [ha]

Die Fremdwasserabflussspende ist mit 0,01 l/s/ha angesetzt. Bezogen auf den täglichen Schmutzwasseranfalls von 1,48 l/s im Gewerbegebiet, liegt der Fremdwasseranfall bei 20%. Die unvermeidbare Regenabflussspende berücksichtigt das über Schachtdeckel in die Schmutzwasserkanalisation eindringende Niederschlagswasser im Regenwetterfall. Dieses wird 0,7 l/s/ha bezogen auf die Straßenfläche angesetzt und ergibt sich somit zu 1,67 l/s.

Im Ergebnis ergibt sich ein stündlicher Spitzenwert des gewerblichen Schmutzwasserabfluss  $Q_{S,x}$  von 6,46 l/s bei Trockenwetter und 8,41 l/s bei Regenwetter (siehe Tab. 6-1).

Tab. 6-1: Berechnung Schmutzwasseraufkommen

<b>Gewerbliches Schmutzwasser</b>	
Stundenmittel $x =$	8 h/d
Arbeitstage	250 d/a
$q_G =$	0,2-0,5 l/s/ha (aus DWA-A 118)
$q_{G,d} =$	0,050 l/s/ha
$q_{G,x} =$	0,219 l/s/ha
$A_{E,k}$	296.665 m <sup>2</sup>
$Q_{G,d} =$	1,48 l/s
$Q_{G,x} =$	<b>6,50 l/s</b>
<b>Fremdwasser</b>	
$q_F =$	0,05-0,15 l/s/ha (aus DWA-A 118)
gewählt	0,01 l/s/ha
$Q_F =$	<b>0,30 l/s</b>
Verhältnis $Q_F/Q_{G,d}$	0,20
<b>Unvermeidbarer Regenwasserabfluss</b>	
$A_{\text{straße}} =$	23.800 m <sup>2</sup>
$q_{R,Tr} =$	0,2-0,7 l/s/ha (aus DWA-A 118)
gewählt	0,7 l/s/ha
$Q_{R,Tr} =$	<b>1,67 l/s</b>
<b>Schmutzwasser, Gesamt</b>	
$Q_{S,d, TW} =$	154 m <sup>3</sup> /d
$Q_{S,x, TW} =$	6,79 l/s
$Q_{S,x, RW} =$	8,46 l/s

Der durchschnittliche, tägliche Schmutzwasseranfall von 1,5 l/s ist demnach deutlich kleiner als die erlaubte maximale Einleitmenge von 6 l/s. Die Differenzen zu den etwas höheren stündlichen Schmutzwasseranfall von 6,8 l/s bzw. 8,5 l/s werden durch das Volumen des Pumpensumpfes ausgeglichen. Der Anschluss des Schmutzwassers an den Schmutzwasserkanal Am Kreuzberg ist demnach möglich.

### 6.3. Schmutzwasserkanalisation Gewerbegebiet

Die Schmutzwasserkanalisation wird parallel zur geplanten Regenwasserkanalisation verlegt. Der Standort des Schmutzwasserpumpwerks befindet sich am Tiefpunkt im Bereich des Versickerungsbeckens.

Die Verlegetiefen der Schmutzwasserkanäle berücksichtigen die folgenden Rahmenbedingungen:

- Der Schmutzwasserkanal liegt unterhalb des Regenwasserkanals, um flach verlaufende Anschlussleitungen von beiden Straßenseiten zu ermöglichen.

- Die Sohlhöhe des Schmutzwasserkanals liegt 1,5 m unter der bestehenden Geländeoberkante auf den angrenzenden Baufeldern. Die 1,5 m ergeben sich aus einer minimalen Tiefe von 0,9 m, dem Sohlgefälle einer 50 m langen Grundleitung mit 1% Gefälle, sowie einem Höhenversatz am Anschlusspunkt von 0,1 m.
- Im Kreuzungsbereich der Verwerfungszone sind die Schmutzwasserkanäle analog zur Regenwasserkanalisation mit erhöhtem Sohlgefälle verlegt und als PE 100 Rohre der Druckstufe SDR17 vorgesehen.

Unter diesen Vorgaben hat die am Pumpwerk ankommende Kanalsole eine Höhe von 114,30 m NHN.

Der Schmutzwasserkanal wird im ganzen Gewerbegebiet mit einer konstanten Mindestnennweite von DN 250 verlegt. Der nach Tab. 6-1 ermittelte stündliche Schmutzwasseranfall von 8,4 l/s tritt nur in den Endhaltungen vor dem Pumpwerk auf. In den Anfangshaltungen ist der Schmutzwasserabfluss geringer. Die Vollfüllungsleistung eines Kanalrohrs der Nennweite DN250 beträgt 46,9 l/s bei einem Mindestsohlgefälle von 5‰ und einer betrieblichen Rauheit von 0,75 mm (FBS Tabellenbuch). Demnach liegt die Auslastung  $Q_v/Q_v$  des Schmutzwasserkanals DN250 bei unter 20%. Auf hydraulische Einzelnachweise der restlichen Haltungen kann somit verzichtet werden.

In den Anfangshaltungen des Durchmessers DN250 mit 5‰ ergeben sich bei Abflüssen bis ca. 1 l/s Fließtiefen kleiner 10% der Nennweite. Für diese Bedingungen empfiehlt die DWA-A 110 in Tabelle 13 ein größeres Mindestgefälle von  $1/DN = 1/250 = 0,4 \%$ . Die geplanten Sohlgefälle der Schmutzwasserkanäle variieren zwischen 5 und 8 ‰ und halten somit die Anforderungen an das Mindestgefälle in den Anfangshaltungen ein.

#### **6.4. Schmutzwasserpumpwerk und -druckleitung**

Der Standort des Schmutzwasserpumpwerks ist neben dem geplanten Versickerungsbecken vorgesehen. Die geplante Sohle des zulaufenden Schmutzwasserkanals liegt auf 114,3 m NHN. Die Geländehöhe am Hochpunkt im Bereich des Übergabeschachtes liegt auf ca. 122,5 m NHN und die abgehende Sohle des Schmutzwasserkanals auf ca. 120,2 m NHN.

Aufgrund der geringen Fördermenge und geodätischen Höhenunterschieds sind nass aufgestellte Tauchmotorpumpen vorgesehen. Um einen sicheren Betrieb zu gewährleisten sind 2 Pumpen erforderlich. Gemäß den Vorgaben des Ertfverbandes dürfen die Pumpen maximal 6 l/s Schmutzwasser fördern. Das erforderliche Volumen des Pumpensumpfes, der Durchmesser der Druckleitung sowie erforderliche Armaturen-schächte werden im Rahmen der weiteren Objektplanung bearbeitet.

## 7. Zusammenfassung

Die RWE Power AG entwickelt als Grundstücksbesitzer am östlichen Ortsrand der Gemeinde Nörvenich, angrenzend an das Gut Gypenbusch ein Gewerbegebiet. Das städtebauliche Konzept sieht eine Entwicklung in drei Ausbaustufen vor. Für das gesamte Plangebiet ist ein Entwässerungskonzept erarbeitet worden, welches im Vorfeld mit der Unteren Wasserbehörde des Kreises Düren und der Gemeinde Nörvenich abgestimmt worden ist. Ziel des Entwässerungskonzeptes ist es, das anfallende Niederschlagswasser vor Ort unter Beachtung der Anforderungen des Durchführungserlasses zum § 51a LWG zu versickern und das Schmutzwasser über eine zentrales Schmutzwasserpumpwerk in die bestehende Schmutzwasserkanalisation der Gemeinde Nörvenich zu fördern. Die Bedingungen zu Standort und Einleitmenge des Schmutzwasseranschlusses sind mit dem Erftverband abgestimmt worden.

Nach dem Runderlass „Anforderungen an die Niederschlagsentwässerung im Trennverfahren“ kann das von den Dachflächen anfallende Niederschlagswasser als schwach belastet – „nicht behandlungsbedürftig“ (Kategorie IIa) eingestuft werden. Das auf den privaten Hofflächen und von den öffentlichen Verkehrsflächen anfallende Niederschlagswasser ist dagegen als schwach belastet „behandlungsbedürftig“ (Kategorie IIb) einzustufen. Das Niederschlagswasser beider Flächenkategorien ist über die belebte Bodenzone zu versickern. Eine Kombination zwischen technischen Methoden zur Vorbehandlung mit anschließender Versickerung über Rigolen ist auch für „nicht behandlungsbedürftiges“ Niederschlagswasser nicht zulässig. Auch Dachbegrünungen dienen nicht der Vorbehandlung. Nutzungsarten auf denen im Sinne des Trennerlasses stark belastetes Oberflächenwasser der Kategorie III anfällt, sind nicht vorgesehen.

Laut Bodengutachten ist im Planungsgebiet die Versickerung ab einer Tiefe von 4 m möglich. Auf den Baufeldern wird das Niederschlagswasser dezentral zurückgehalten und innerhalb der Grundstücksgrenzen versickert. Um eine Versickerung über die belebte Bodenzone zu sichern, wird im Bebauungsplan ein Verhältnis von vorzuhaltender Versickerungsfläche zu privater Grundstücksfläche von 10 % festgesetzt. Die individuellen Entwässerungsplanungen und wasserrechtlichen Anträge sind durch die ansiedelnden Betriebe zu erstellen.

Im Plangebiet ist eine tektonische Störzone vorhanden. In deren Bereich ist eine dezentrale Versickerung nicht möglich. Das Niederschlagswasser der betroffenen Baufelder wird daher zusammen mit dem Niederschlagswasser der öffentlichen Verkehrsfläche über eine gemeinsame Regenwasserkanalisation zu einem zentralen Versickerungsbecken abgeleitet. An das Versickerungsbecken ist eine abflusswirksame Fläche von insgesamt 6 ha angeschlossen. Gemäß der Forderung der Unteren Wasserbehörde ist für das Versickerungsbecken ein Verhältnis von abflusswirksamer Fläche zur Versickerungsfläche von mindestens 15 : 1 zu wählen. Die Sohlfläche des Beckens ist entsprechend mit 4.050 m<sup>2</sup> angesetzt. Vor der Versickerung über die belebte Bodenzone ist ein Regenklärbecken mit Dauerstau zur Vorreinigung vorgesehen.

Das Versickerungsbecken hat ein Gesamtvolumen von ca. 15.000 m<sup>3</sup> bis zur niedrigsten Beckenoberkante. Das große Volumen ist durch die tiefliegende, versickerungsfähige Bodenschicht und die große Sohlfläche begründet. Das erforderliche Beckenvolumen für ein 100-jährliches Regenereignis liegt weit unter dem vorhandenen Beckenvolumen. Ein Überflutungsrisiko der Beckenanlage und eine daraus resultierende Gefährdung der Unterlieger bei Starkregenereignissen sind somit unwahrscheinlich. Im Versagensfall der Kanalisation ermöglicht die Straßengradiente einen oberirdischen Abfluss in das Versickerungsbecken.

Das Schmutzwasser des Gewerbegebietes wird über ein Pumpwerk und eine rund 1,5 km lange Druckleitung in den Schmutzwasserkanal der Gemeinde Nörvenich gefördert. Die erlaubte Einleitmenge beträgt maximal 6 l/s. Der zu erwartende, tägliche Schmutzwasseranfall liegt mit 1,5 l/s unterhalb der erlaubten Einleitmenge. Die Differenz zu den stündlichen Spitzenabflüssen wird durch das Volumen des Pumpensumpfes ausgeglichen. Das Schmutzwasserpumpwerk wird auf dem Grundstück des Versickerungsbeckens angeordnet.

Für das zentrale Versickerungsbecken mit Umfahrung, das Regenklärbecken und das Schmutzwasserpumpwerk ist eine Fläche von insgesamt ca. 1,2 ha vorgesehen. Das Grundstück liegt am Tiefpunkt des Plangebietes um eine Ableitung im Freigefälle zu ermöglichen.

Die geplante Schmutz- und Regenwasserkanalisation im Planungsgebiet wird innerhalb der öffentlichen Verkehrsfläche verlegt. Im Bereich der tektonischen Störzone sind besondere Vorkehrungen zum Schutz der Leitungen vorgesehen.

Die grundsätzliche Machbarkeit der Entwässerung ist durch das vorliegende Entwässerungskonzept nachgewiesen.