

**Manzke Besitz GmbH & Co. KG**  
Günter-Manzke-Allee 1  
21397 OT Volkstorf (Vastorf)

---



**Oberflächenentwässerungskonzept  
zum Bebauungsplan Nr. 2  
„Industriegebiet Volkstorf-Nord“  
in der Gemeinde Vastorf**

---

**Inhaltsverzeichnis**

1	Erläuterungsbericht	1-35
2	Übersichtslageplan	M. 1 : 2.500
3	Flurkarte	M. 1 : 2.000
5	Wassertechnische Berechnung	1-24
6	Wassertechnischer Lageplan	M. 1 : 1000

Lüneburg, im Juli 2024

**igbv**

Ingenieurgesellschaft für Bau- und Vermessungswesen  
Käthe-Krüger-Straße 17, 21337 Lüneburg

---

**Manzke Besitz GmbH & Co. KG**  
Günter-Manzke-Allee 1  
21397 OT Volkstorf (VAstorf)

---



**Oberflächenentwässerungskonzept  
zum Bebauungsplan Nr. 2  
„Industriegebiet Volkstorf-Nord“  
in der Gemeinde Vastorf**

**Erläuterungsbericht**

Lüneburg, im Juli 2024

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Allgemeines.....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Berechnungsannahmen .....</b>	<b>4</b>
2.1.	Grundlagen .....	4
2.2.	Regenhäufigkeit.....	5
2.3.	Abflussbeiwerte.....	5
2.4.	Regenklärbecken.....	5
2.5.	Bemessung von Regenrückhalteräumen .....	6
2.6.	Dimensionierung von Versickerungsanlagen nach Arbeitsblatt DWA-A 138 .....	7
<b>3</b>	<b>Berechnungen.....</b>	<b>8</b>
3.1.	Lage des Entwässerungsgebietes .....	8
3.2.	Beschreibung der vorhandenen Entwässerungsanlagen.....	8
3.3.	geplante Entwässerungsanlagen .....	8
3.4.	Bewertung nach dem Arbeitsblatt DWA-A102 für die Einleitung in kleinen Flachlandbach .....	9
3.4.1	Allgemeines .....	9
3.5.	Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 1.....	11
3.6.	Bemessung Regenklärbecken RKB 1.....	11
3.7.	Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 2.....	15
3.8.	Bemessung Regenklärbecken RKB 2.....	15
3.9.	Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 3.....	19
3.10.	Bemessung Regenklärbecken RKB 3.....	20
3.11.	Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 4.....	23
3.12.	Bemessung Regenklärbecken RKB 4.....	24
3.13.	Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 5.....	27
3.14.	Bemessung Regenklärbecken RKB 5.....	28
3.15.	Bemessung Regenrückhaltebecken RRB 1 bis RRB 5.....	31
3.16.	Bewertung nach Merkblatt DWA-M 153.....	32
3.16.1	Einstufung Gewässer.....	32
3.16.2	Einflüsse aus der Luft .....	32
3.16.3	Verschmutzung der Oberflächen .....	33
3.16.4	Wirkung der Regenwasserbehandlung .....	33
3.16.5	Ergebnis des Bewertungsverfahrens nach Merkblatt DWA-M 153 .....	33
3.17.	Versickerungsmulde .....	33
3.18.	Zusammenfassung und Ausführung .....	35

---

Anlagen:

Unterlage 5.1: Regendaten nach dem KOSTRA-DWD 2020

Unterlage 5.2: Niederschlagsspenden KOSTRA-DWD 2020 nach DIN 1986-100:2016-12

Unterlage 5.3: Zusammenstellung der angeschlossenen Flächen

Unterlage 5.4: Dimensionierung von Regenrückhalteräumen nach Arbeitsblatt DWA-A 117

Unterlage 5.5: Bewertungsverfahren nach Merkblatt DWA-M 153

Unterlage 5.6: Bemessung der Versickerungsmulden nach Arbeitsblatt DWA-A 138

## 1 Allgemeines

Im Rahmen der Aufstellung des Bebauungsplans Nr. 2 „Industriegebiet Volkstorf-Nord“ der Gemeinde Vastorf, Samtgemeinde Ostheide, Landkreis Lüneburg, ist auf dem Betriebsgelände der Manzke Gruppe in der Günter-Manzke-Allee 1 in 21397 OT Volkstorf (Vastorf) die Oberflächenentwässerung neu zu ordnen.

Gegenstand dieser Unterlage ist die Aufstellung eines Oberflächenentwässerungskonzeptes im Rahmen der Aufstellung des Bebauungsplanes Nr. 2 „Industriegebiet Volkstorf-Nord“, welches im folgenden Erläuterungsbericht näher beschrieben wird.

## 2 Berechnungsannahmen

### 2.1. Grundlagen

Grundlage der Planung und Berechnung der Entwässerungsanlagen sind folgende Regelwerke und Unterlagen:

- Bebauungsplanentwurf Nr. 2 „Industriegebiet Volkstorf-Nord“, Gemeinde Vastorf, vom Planungsbüro Reinhold, Bückeburg, vom 27.08.2021
- Wasserwirtschaftlicher Fachbeitrag zum Bebauungsplan Nr. 2 „Industriegebiet Volkstorf-Nord“, Heidt & Peters, Bad Bevensen, vom Mai 2016
- Wasserrechtliche Erlaubnis für Oberflächenentwässerung eines vorhandenen KlärschlammLAGERPLATZES, Aktenzeichen 61.30-05397 vom 19.01.2016, Landkreis Lüneburg
- Wasserrechtliche Erlaubnis für Oberflächenwasser und Waschwasserentsorgung des Betriebsgeländes in Volkstorf, Aktenzeichen 61.30-01120, Landkreis Lüneburg
- Wasserrechtliche Erlaubnis Oberflächenwasserentsorgung einer Betriebshalle im Gewerbegebiet Volkstorf, Aktenzeichen 61.30-02576 vom 20.11.2009, Landkreis Lüneburg
- Bestandsvermessung, Manzke Besitz GmbH & Co. KG, Volkstorf, September 2021
- DGM 1, Landesamt für Geoinformationen und Landvermessung Niedersachsen (LGLN), 2022
- Bestandsvermessung, igbv Ingenieurgesellschaft für Bau- und Vermessungswesen, Lüneburg, Juli 2022
- Richtlinie für die Entwässerung von Straßen (REwS), Ausgabe 04/2022
- Arbeitsblatt DWA-A 117: Bemessung von Regenrückhalteräumen, Ausgabe 12/2013
- Arbeitsblatt DWA-A 118: Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen, Ausgabe 2006

- Arbeitsblatt DWA-A 102: Grundsätze zur Bewirtschaftung und Behandlung von Regenwetterabflüssen zur Einleitung in Oberflächengewässer, Ausgabe 12/2020
- Merkblatt DWA-M 153 Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Regenwasser, Ausgabe 08/2007
- Merkblatt DWA-M 176 Hinweise zur konstruktiven Gestaltung und Ausrüstung von Bauwerken der zentralen Regenwasserbehandlung und -rückhaltung, Ausgabe November 2013
- Niederschlagshöhen nach KOSTRA-DWD 2020 für Volkstorf (NI) mit dem Rasterfeld: Spalte 151, Zeile 91

## 2.2. Regenhäufigkeit

Gemäß dem Arbeitsblatt DWA-A 117 wird für die Bemessung des Rückhaltevolumens nach dem einfachen Verfahren für die zulässige Überschreitungshäufigkeit eine Regenhäufigkeit (Bemessungshäufigkeit) von  $n = 0,033$  angesetzt.

## 2.3. Abflussbeiwerte

In Anlehnung an das Arbeitsblatt DWA-M 153 werden folgende mittlere Abflussbeiwerte angesetzt:

Flächentyp	Art der Befestigung	mittlerer Abflussbeiwert
Abfluss von Dachflächen, Straßen, Wege, Plätze	Ziegel, Dachpappe, Metall, $\Psi_m = 0,90$ Asphalt, Pflaster	
Abfluss von nicht befestigten Flächen	flaches Gelände	$\Psi_m = 0,00$ bis 0,05

## 2.4. Regenklärbecken

Die Bemessung erfolgt gem. den Technischen Bestimmungen zum Bau und Betrieb von Anlagen zur Regenwasserbehandlung bei Trennkanalisation und in Anlehnung an die REwS.

Der Bemessungsabfluss  $Q_{RKB}$  ergibt sich aus der Summe des kritischen Regenabflusses  $Q_{rkrit}$ .

$$Q_{RKB} = r_{krit} \cdot A_{red} \quad [\text{l/s}]$$

Die kritische Regenspende beträgt

$$r_{krit} = 15,0 \text{ l/s·ha}$$

Das Mindestvolumen des Beckens muss  $50 \text{ m}^3$  betragen.

Das Beckenvolumen ergibt sich zu:

$$V = 3,6 \cdot Q_{RKB} \cdot \frac{h_B}{q_A} \quad [\text{m}^3]$$

Es bedeuten:

$$V \quad [\text{m}^3] = \text{Beckenvolumen}$$

$Q_{RKB}$  [m<sup>3</sup>/s] = Bemessungzufluss

$h_B$  [m] = nutzbare Beckentiefe

$q_A$  [m/h] = Oberflächenbeschickung = 10 m/h

Der Leichtflüssigkeitsabscheider erhält zur Rückhaltung von Leichtflüssigkeitsstoffen eine Tauchwand, die mindestens 20 cm in das Wasser taucht und die Geschwindigkeit unter der Wand höchstens 0,05 m/s beträgt.

## 2.5. Bemessung von Regenrückhalteräumen

Die Bemessung von Regenrückhalteräumen erfolgt nach dem einfachen Verfahren mittels statistischer Niederschlagsdaten. Das Verfahren ist für kleine und einfach strukturierte Entwässerungssysteme mit einer Einzugsgebietsfläche bis 200 ha anwendbar. Für die jeweilige Dauerstufe ergibt sich das spezifische Volumen zu:

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{Dr,R,u}) \cdot D \cdot f_Z \cdot f_A \cdot 0,06 \quad [\text{m}^3/\text{ha}]$$

Das erforderliche Volumen des RRR wird durch Multiplikation des maximalen spezifischen Volumens  $V_{s,u}$  mit der undurchlässigen Fläche  $A_U$  berechnet:

$$V = V_{s,u} \cdot A_U \quad [\text{m}^3]$$

Der Regenanteil der Drosselabflussspende bezogen auf  $A_U$  ergibt sich aus:

$$q_{Dr,R,u} = Q_{Dr} / A_U \quad [\text{l/s} \cdot \text{ha}]$$

Es bedeuten:

$V$  [m<sup>3</sup>] = Notwendiges Speichervolumen

$V_{s,u}$  [m<sup>3</sup>/ha] = Spezifisches Speichervolumen, bezogen auf  $A_U$

$A_U$  [m<sup>2</sup>] = angeschlossene undurchlässige Fläche

$r_{D(n)}$  [l/(s \* ha)] = Regenspende der Dauer D und der Häufigkeit n  
]

$q_{Dr,R,u}$  [l/(s \* ha)] = Regenanteil der Drosselabflussspende, bezogen auf  $A_U$   
]

$D$  [min] = Regendauer

$f_A$  [-] = Abminderungsfaktor in Abhängigkeit von  $t_f$ ,  $q_{Dr,R,u}$  und n

$f_Z$  [-] = Zuschlagsfaktor nach Tabelle 2, DWA-A 117

$Q_{Dr}$  [l/s] = Drosselabfluss des RRR

$f_Z$  [-] = Zuschlagsfaktor nach Tabelle 2, DWA-A 117

## 2.6. Dimensionierung von Versickerungsanlagen nach Arbeitsblatt DWA-A 138

Die Dimensionierung der Versickerungsanlagen, die als Regenwasserreinigungsstufe vor Einleitstellen in Gewässer angeordnet werden erfolgt nach dem Arbeitsblatt DWA-A 138.

$$V = \left[ (A_U + A_S) \cdot 10^{-7} \cdot r_{D(n)} - A_S \cdot \frac{k_f}{2} \right] \cdot D \cdot 60 \cdot f_Z \quad [\text{m}^3]$$

Für die Versickerungsmulden errechnet sich die mittlere Einstauhöhe wie folgt:

$$z_M = V / A_S \quad [\text{m}]$$

Nachweis der Entleerungszeit für n=1/a:

$$\text{vorh.} t_E = 2 \cdot z_M / k_f < \text{erf.} t_E = 24 \text{ h} \quad [\text{m}]$$

Es bedeuten:

V	[m³]	=	Notwendiges Speichervolumen
A <sub>U</sub>	[m²]	=	angeschlossene undurchlässige Fläche
A <sub>S</sub>	[m]	=	Zur Verfügung stehende Versickerungsfläche
r <sub>D(n)</sub>	[l/(s*ha)]	=	Regenspende der Dauer D und der Häufigkeit n
D	[min]	=	Regendauer
k <sub>f</sub>	[m/s]	=	Durchlässigkeitsbeiwert der gesättigten Zone
f <sub>Z</sub>	[·]	=	Zuschlagsfaktor gemäß DWA-A 117

### 3 Berechnungen

#### 3.1. Lage des Entwässerungsgebietes

Das Plangebiet befindet sich nordwestlich des Siedlungsbereiches Volkstorf und nördlich der Bahnlinie Lüneburg-Danneberg und erstreckt sich auf einer Fläche von rd. 27,1 ha.

Gemäß regionalem Raumordnungsprogramm liegt das Plangebiet in einem Vorbehaltsgebiet für Trinkwassergewinnung.

#### 3.2. Beschreibung der vorhandenen Entwässerungsanlagen

Der Großteil des B-Plangebietes umfasst das Betriebsgelände der Manzke Firmengruppe. Auf dem Betriebsgelände sind einige Flächen als Dachflächen von Gebäuden bzw. als Verkehrs- und Lageflächen befestigt. Die überwiegende Fläche des Betriebsgeländes ist unbefestigt.

In weiten Teilen gibt es auf dem Betriebsgelände keine geordnete Oberflächenentwässerung. Das anfallende Oberflächenwasser verteilt sich breitflächig in die Seitenräume und versickert bzw. verdunstet dort.

Insgesamt gibt es eine geordnete Ableitung von Oberflächenwasser über einen Durchlass DN 500 vom vorhandenen Regenrückhaltebecken nördlich des Kreisverkehrsplatzes der Kreisstraße 28 in den angrenzende öffentliche Straßenseitengräben auf der südwestlichen Straßenseite der K 28.

Die Einleitung erfolgt ohne Drosselung und Reinigung.

Das Oberflächenwasser, welches nicht im Straßenseitengraben der K 28 versickert wird ca. 960 m nordwestlich des KVP in einen kleinen Flachlandbach Gewässer 3. Ordnung eingeleitet (siehe Unterlage 2).

#### 3.3. geplante Entwässerungsanlagen

Im Zuge der Neuordnung der Oberflächenentwässerung des B-Plangebietes wurde das Betriebsgelände mit Hilfe einer Drohnenbefliegung vermessen. Weiter kam das amtliche DGM 1 des LGN von 2022 für den B-Planbereich zum Einsatz. Ergänzt wurde die Vermessung mit einer terrestrischen Geländeaufnahme. Mithilfe eines digitalen Geländemodells wurde das Gelände hinsichtlich der vorhandenen Geländeneigungen ausgewertet und entsprechende Höhenschichtlinien und Geländeneigungspfeile erzeugt und im Wassertechnischen Lageplan (Unterlage 6) dargestellt.

Anhand der Höhenschichtlinien und Geländeneigungspfeilen werden mehrere Einzugsgebiete festgelegt. Für jedes Einzugsgebiet wird ein separate Oberflächenentwässerung geplant.

Bei dem Betriebsgelände handelt es sich um ein Gelände, auf dem über Jahre Bodenbewegungen stattgefunden haben. Im Bereich der südlichen Flächen wurde z. B. eine Kiesgrube mehrere Meter mit verschiedenen Bodenarten aufgefüllt.

Die Ergebnisse von Baugrunduntersuchungen habe für die südlichen Flächen ergeben, dass die aufgefüllten Böden nicht für eine Versickerung von Oberflächenwasser geeignet sind.

Das anfallende Oberflächenwasser des größten Teils des Betriebshofes wird in Regenklär- und -rückhaltebecken gesammelt und gereinigt. Das anfallende Oberflächenwasser der Einzugsgebietsflächen „Zufahrt Nord-West“, „Zufahrt West“, „Dach 12“ und „Verkehrs- und Lagerfläche 6“ wird über straßenbegleitende Versickerungsmulden Mulde 1, Mulde 2 und Mulde 3 zur Versickerung in den Untergrund gebracht.

Für das gesamte Betriebsgelände wird die vorhandene Einleitungsstelle des Durchlasses DN 500 in den Straßenseitengraben der K 28 weiterhin genutzt. Der bestehende Durchlass DN 500 unter der K 28 bleibt erhalten. Die Einleitmenge in diesen Durchlass erfolgt jedoch gemäß den Einleitbeschränkungen der Genehmigungsbehörde nur gedrosselt.

Das vorhandene Regenrückhaltebecken RRB 1 wird zu einem Regenklär- und -rückhaltebecken umgeplant. Der Abfluss aus dem Regenklär und -rückhaltebecken wird über einen Drosselschacht R1 mit schwimmergesteuertem Abflussregler gedrosselt in den Straßenseitengraben der K 28 abgeleitet. Neben dem rechnerischen Drosselabfluss für das EZG 1 wird der Drosselabfluss aus dem RRB 2 ebenfalls über den Drosselschacht R1 abgeleitet.

Das gereinigte, gedrosselte Regenwasser des RKB 2 wird mit einem Pumpwerk und einer Druckrohrleitung in eine Entwässerungsrinne vom geplanten Parkplatz, welcher nordwestlich des RKB 2 angeordnet wird, eingeleitet. Über die Entwässerungsrinne des Parkplatzes fließt der gereinigte Drosselabfluss ins RKB 1.

Der gereinigte Drosselabfluss des RKB 3 wird mittels Graben im Freigefälle in das südwestlich des geplanten RKB 4 angrenzenden Überlaufbecken 1 / Versickerungsbecken 1 zum breitflächigen Überlauf in die angrenzende Grünfläche „Grün 5“ zur Versickerung in den Untergrund geleitet.

Der gereinigte Drosselabfluss des RKB 4 wird mit einem Pumpwerk und einer Druckrohrleitung in das südwestlich des geplanten RKB 4 angrenzenden Überlaufbecken 1 / Versickerungsbecken 1 zum breitflächigen Überlauf in die angrenzende Grünfläche „Grün 5“ zur Versickerung in den Untergrund geleitet.

Der gereinigte Drosselabfluss des RKB 5 wird mit mittels Rohrleitung DN 300 im Freigefälle in die westlich des Betriebsgeländes angrenzende Grünerhaltungsfläche 6 zur Versickerung geleitet.

Mit den breitflächigen Einleitungen in die vorhandenen Waldflächen wird gewährleistet, dass weiterhin ein Teil der jährlichen Niederschlagsmenge im B-Plangebiet zur Grundwasserneubildung und zur Bewässerung der Wald- und Grünflächen zur Verfügung steht.

In Abstimmung mit der Unteren Wasserbehörde errechnet sich der Drosselabfluss für ein 30-jähriges Regenereignis aus einer Abflussspende von 5,0 l/sxha bezogen auf das kanalisierte Einzugsgebiet  $A_{E,k}$ .

Bei dem kanalisierten Einzugsgebiet von  $A_{E,k} = 22,05 \text{ ha}$  (digital ermittelt) und einer Abflussspende von  $q_{Dr,k} = 5,0 \text{ l/sxha}$  ergibt sich ein Drosselabfluss von:

$$Q_{dr} = q_{Dr,k} \times A_{E,k} = 5,00 \times 22,05 \text{ ha} = 110,25 \text{ l/s}$$

Über den Drosselschacht R1 hinter dem RRB 1 wird ein Drosselabfluss von

$$Q_{dr} = Q_{dr\_RRB1} + Q_{dr\_RRB2} = 62,44 \text{ l/s} + 26,83 \text{ l/s} = 89,27 \text{ l/s} \text{ in den Straßenseitengraben der K 28 geleitet.}$$

Die Drosselabflüsse der RRB 3 und RRB 4 werden im Überlaufgraben1 / Versickerungsgraben 1 zur Versickerung in den Untergrund bzw. zur breitflächigen Verteilung in die Grünerhaltungsfläche 5 gebracht.

### **3.4. Bewertung nach dem Arbeitsblatt DWA-A102 für die Einleitung in kleinen Flachlandbach**

#### **3.4.1 Allgemeines**

Das Arbeitsblatt DWA-A 102 „Grundsätze zur Bewirtschaftung und Behandlung von Regenwetterabflüssen zur Einleitung in Oberflächengewässer“ ist im Dezember 2020 in Kraft getreten und löst für die Einleitung von Regenwasser in Oberflächengewässer das Merkblatt DWA-M 153 ab.

Tabelle 3 des DWA-A 102 beschreibt die Behandlungsbedürftigkeit von Niederschlagswasser der drei Belastungskategorien zur Einleitung in Oberflächengewässer.

Gemäß Tabelle 3 erfordert eine Einleitung von stark belastetem Niederschlagswasser der Kategorie III grundsätzlich geeignete technische Behandlungen.

Nach dem DWA-A 102-2 Anhang A „Zuordnung von Belastungskategorien für Niederschlagswasser von bebauten oder befestigten Flächen nach Flächentyp und Flächennutzung“ werden die befestigten Verkehrsflächen als Betriebsflächen der Flächengruppe SV zugeordnet. Die Dachflächen werden der Flächengruppe D zugeordnet.

Flächenart	Flächenspezifizierung	Flächengruppe [Kurzzeichen]	Belastungskategorie
Dächer (D)	Alle Dachflächen $\leq 50 \text{ m}^2$ und Dachflächen $> 50 \text{ m}^2$ mit Ausnahme der unter Flächengruppe SD1 oder SD2 fallenden	D	I
Betriebsflächen (B) und sonstige Flächen mit besonderer Belastung (S)	Hof- und Verkehrsflächen sowie Park- und Stellplätze (V) innerhalb von Misch-, Gewerbe- und Industriegebieten, auf denen sonstige besondere Beeinträchtigungen der Niederschlagswasserqualität zu erwarten sind, z. B. Lagerflächen, Zufahrten Steinbruch	SV	III

Als Nachweisgröße für die Anforderungen an die Einleitung von Niederschlagswasser in Gewässer wird die ermittelte Fracht, beschrieben über die Summe der Feinanteile der Abfiltrierbaren Stoffe als AFS 63 eingeführt.

Gemäß Tabelle 4 des DWA-A 102 sind folgende Rechenwerte zu mittleren Konzentrationen im Regenwasserabfluss und flächenspezifischem jährlichem Stoffabtrag bR,a,AFS63 für AFS63 der Belastungskategorien I bis III (Bezugsgröße angeschlossene befestigte Fläche  $Ab,a \cdot hNa,eff = 560 \text{ mm/a}$ ) vorgegeben:

Kategorie	Mittlere Konzentrationen CR,AFS63 im Jahresregenwasserabfluss in mg/l	Flächenspezifischer Stoffabtrag bR,a,AFS63 in kg/(ha x a)
Kategorie I	50	280
Kategorie II	95	530
Kategorie III	136	760

Als zulässiger flächenspezifischer Stoffabtrag für AFS63 muss für die Summe der Einleitungen der Wert  $bR,e,zul.AFS63 = 280 \text{ kg/(ha x a)}$  eingehalten werden.

### 3.5. Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 1

#### Ermittlung der Gesamtstoffabtragmenge $B_{R,a,AFS63}$

$$BR,a,AFS63 = Ab,a,i \times bR,a,AFS63,i \quad \text{in kg/a}$$

mit  $Ab,a,Verkehrsflächen = 3,23 \text{ ha}$ ,  $Ab,a,Dachflächen = 0,31 \text{ ha}$ ,  $Ab,a, \text{Gesamt} = 3,54 \text{ ha}$

$$BR,a,AFS63 = 3,23 \times 760 + 0,31 \times 280 = 2.541,6 \text{ kg/a}$$

#### Ermittlung des resultierenden flächenspezifischen Stoffabtrages $b_{R,a,AFS63}$

$$bR,a,AFS63 = BR,a,AFS63 / Ab,a \quad \text{in kg/(ha x a)}$$

$$bR,a,AFS63 = 2.541,6 \text{ kg/a} / 3,54 \text{ ha} = 718,0 \text{ kg/(ha x a)}$$

#### Ermittlung des erforderlichen Wirkungsgrades $\eta_{erf}$ der Behandlungsanlage

$$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - bR,e,zul.AFS63 / bR,a,AFS63] \times 100 \quad \text{in \%}$$

$$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - 280 / 718] \times 100$$

$$\eta_{erf} = 61,0 \%$$

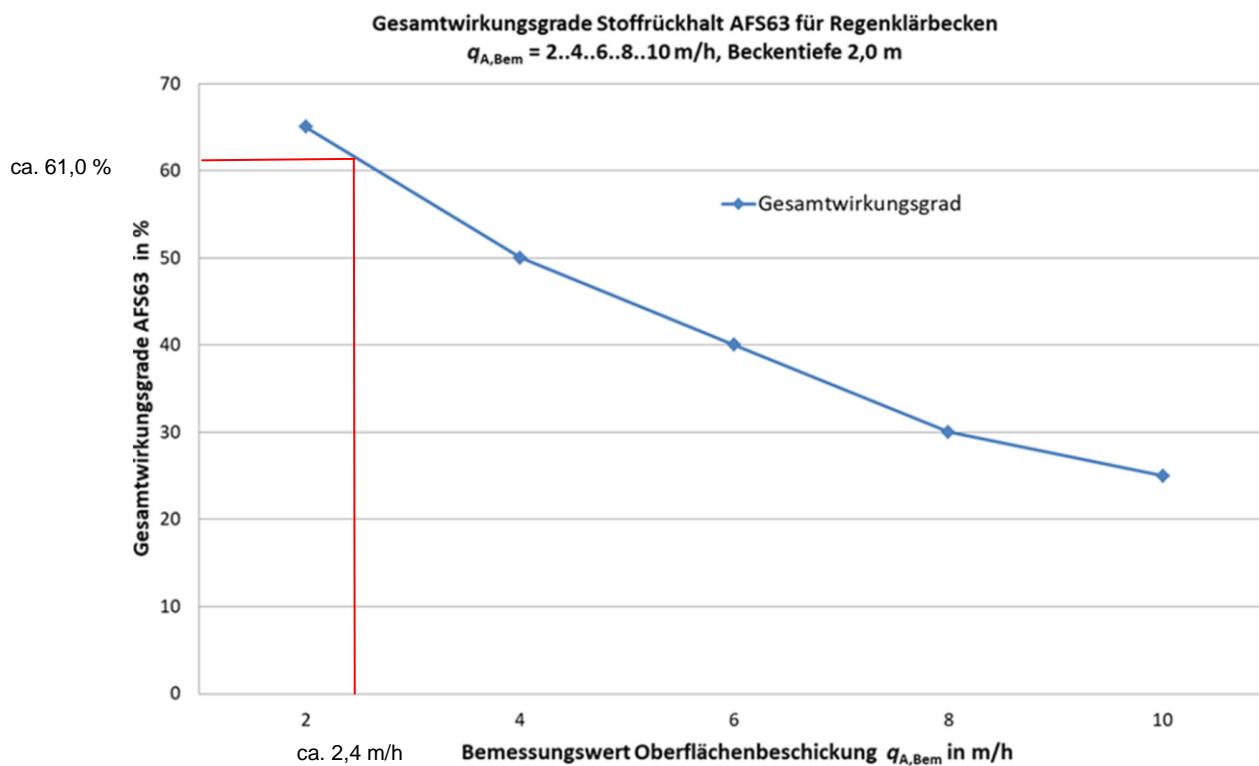
### 3.6. Bemessung Regenklärbecken RKB 1

Die Behandlung des abfließenden Niederschlagswassers erfolgt in einem Regenklärbecken. Für Unfälle zur Leichtstoffrückhaltung sollte ein Ölfangraum von mindestens  $30 \text{ m}^3$  Inhalt vorhanden sein.

Als Behandlungsanlage wird ein Regenklärbecken mit Dauereinstau ausgewählt. Das Regenklärbecken erhält zur Rückhaltung von Leichtflüssigkeiten eine schwimmende Tauchwand, die mindestens 20 cm in das Wasser taucht. Die horizontale Fließgeschwindigkeit zwischen Beckensohle und Tauchwand soll beim Beckenabfluss (QRKB) 0,05 m/s nicht überschreiten.

Die Behandlungsanlage wird für eine Jährlichkeit von  $n = 1,0$  dimensioniert und wird gemäß DWA-M 153 dem Behandlungstyp D21 mit einem Durchgangswert  $D = 0,20$  zugeordnet.

Das folgende Bild 4 des DWA-A 102 stellt den Gesamtwirkungsgrad von Regenklärbecken für AFS63 in Abhängigkeit von der in der Bemessung zugrunde liegender maximalen Oberflächenbeschickung  $qA,Bem$ ,  $rkrit = 15 \text{ l/(s x ha)}$  dar.



Danach muss für den erforderlichen Wirkungsgrad von  $\eta_{erf} = 61,0\%$  eine Oberflächenbeschickung von ca.  $q_{A,Bem} = 2,4 \text{ m/h}$  eingehalten werden.

Das Beckenvolumen des Regenklär- und Rückhaltebeckens beträgt bis zur Dauereinstauhöhe von 71,00 müNN ca. 325,5 m<sup>3</sup> bei einer Tiefe von 1,50 m.

Über einen schwimmergesteuerten Drosselschieber z.B. HydroSlide DR 400/88,31 VN der Firma Steinhardt im Drosselschacht hinter dem Beckenauslauf wird der Ablauf aus dem Regenklärbecken in den Vorfluter auf  $Q_{RKB} = Q_{dr} = 89,27 \text{ l/s}$  gedrosselt.

Das Regenklärbecken wird zur Rückhaltung von Leichtstoffen mit einer schwimmenden Tauchwand aus PEHD ausgeführt. Die Böschungsabschlüsse für die schwimmende Tauchwand werden aus 4 cm dicke Eichenspundbohlen mit verzinkter Profileinfassung und verzinkter Gleitschiene hergestellt. Die Tauchwand ragt ab der Dauereinstauhöhe von 71,00 müNN 35 cm tief ins Wasser. Die Fläche  $A_{oben}$  vor der Tauchwand beträgt bei der Dauereinstauhöhe von 71,00 müNN 185 m<sup>2</sup>. Die maßgebende Tiefe für die Berechnung des Ölfangraumes beträgt 25 cm (10cm Sicherheitsabschlag). Die Fläche  $A_{unten}$  beträgt 166 m<sup>2</sup>.

$$V_{Öfflängraum} = \frac{A_{oben} + A_{unten}}{2} \times h_{Auffangraum} = \frac{(185 \text{ m}^2 + 166 \text{ m}^2)}{2} \times 0,25 \text{ m} = 43,88 \text{ m}^3$$

Damit das eingeleitete Öl sicher vor der schwimmenden Tauchwand auftaucht und zurückgehalten wird, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{Tauch}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$v_{\text{ÖlSteig}} = 2,5 \text{ mm/s}$$

$v_{\text{max. unter der Tauchwand}} = 0,3 \text{ m/s}$  (0,05 m/s bei WSG)

$v Q (\text{m/s}) = \text{Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand}$   
 $= Q_{\text{Zufluss}} (\text{m}^3/\text{s}) / A_{\text{unter Tachwand}} (\text{m}^2)$

$$h(m) = \frac{L_{\text{Tauch}}(m)}{vQ(m/s)} \cdot v_{\text{Öl}}(m/s)$$

mit

$h$  = Höhe zwischen der Sohle des Regenklärbeckens und der Unterkante der Tauchwand

$H$  = Gesamttiefe im Regenklärbecken

Gemäß KOSTRA-DWD 2020 beträgt die Regenspende in Volkstorf für  $r(15,1,0) = 110,0 \text{ l/sxha}$ .

Die Anschlussfläche an der Sedimentationsanlage beträgt  $A_u = 3,64 \text{ ha}$ . Der Drosselzufluss aus dem RRB 2 beträgt  $24,75 \text{ l/s}$

$$Q_{\text{Zufluss}} = 3,64 \text{ ha} \times 110,0 \text{ l/s} \cdot \text{ha} + 26,83 = 427,23 \text{ l/s} = 0,427 \text{ m}^3/\text{s}$$

Das Regenklärbecken hat im Bereich der Einleitung eine Tiefe von ca. 1,50 m ( $H$ ). Für die Tauchwand wird eine Eintauchtiefe von 0,35 m gewählt. Dadurch ergibt sich die Höhe

$$h = 1,5 \text{ m} - 0,35 \text{ m} = 1,15 \text{ m}.$$

Die Fläche unterhalb der Tauchwand hängt von der Länge der Tauchwand ab. Die Länge der Tauchwand wird mit 13,0 m festgelegt.

Für  $L_{\text{Tauch}}$  (m) wird eine Länge von 21,0 m gewählt.

$$A_{\text{unter Tachwand}} (\text{m}^2) = L_{\text{Tauchwand}} * 1,15 \text{ m} = 13,0 * 1,15 = 14,95 \text{ m}^2$$

Die horizontale Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand ergibt sich wie folgt:

$$vQ = \frac{Q}{A} = \frac{0,427 \text{ m}^3/\text{s}}{14,95 \text{ m}^2} = 0,028 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$h(m) = \frac{L_{\text{Tauch}}(m)}{vQ(m/s)} \cdot v_{\text{Öl}}(m/s)$$

$$L_{\text{Tauch(erforderlich)}}(m) = \frac{h(m) \cdot vQ \left(\frac{\text{m}}{\text{s}}\right)}{v_{\text{Öl}} \left(\frac{\text{m}}{\text{s}}\right)} = \frac{1,15 \cdot 0,028}{0,0025} = 12,88 \text{ m}$$

Um die Steigbedingung des Öls zu erfüllen, reicht ein Abstand von 12,88 m.

Mit dem gewählten Abstand von 21,0 m werden die Bedingungen für  $v_{\text{ÖlSteig}}$  und  $v_{\text{max. unter der Tauchwand}}$  eingehalten.

Damit der eingeleitete Sand vor der schwimmenden Tauchwand absinkt und sich ablagern kann, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{Sandfang}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (m)}{vSand_{Sink} \left( \frac{m}{s} \right)} \times vQ \left( \frac{m}{s} \right)$$

Mit  $vSand_{Sink}$

$\emptyset$ Korn (mm)	$vSand_{Sink}$ (mm/s)
1	139
0,5	72
0,2	23
0,1	7
0,05	2

Der Nachweis erfolgt für das kleinste Korn mit 0,05 mm

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (m)}{vSand_{Sink} \left( \frac{m}{s} \right)} \times vQ \left( \frac{m}{s} \right) = \frac{1,5}{0,002} \times 0,028 = 21,0 \text{ m}$$

Mit dem gewählten Abstand von 21 m der Tauchwand vom Einleitungspunkt werden die Bedingungen für  $vSand_{Sink}$  eingehalten.

Die Oberflächenbeschickung bezogen auf die Wasserfläche in Ablaufhöhe ( $A = 302 \text{ m}^2$ ) für eine Drosselabflussmenge von  $Q_{dr} = 89,27 \text{ l/s} = 321,37 \text{ m}^3/\text{h}$  ergibt sich wie folgt:

$$q_A = Q/A = 321,37 \text{ m}^3/\text{h} / 302 \text{ m}^2 = 1,06 \text{ m/h}$$

$q_{A,vorh.} < q_{A,Bem} = 1,06 \text{ m/h} < 2,4 \text{ m/h}$  (gemäß Bild 4 des DWA-A 102, siehe oben)

Der erforderliche Schlammspeicher im RRB 1 hängt von der Häufigkeit der Reinigung ab. Gemäß DWA-A 166 sollte für Regenklärbecken im Dauereinstau und seltener Reinigung ein zusätzlicher Schlammspeicher zum Nutzungsvolumen vorgesehen werden. Häufig wird ein Wert von 1  $\text{m}^3$  je Hektar abflusswirksamer Fläche verwendet. Bei einer abflusswirksamen Fläche von  $A_u = 3,54 \text{ ha}$  für das Einzugsgebiet des RRB 1 ergibt sich ein Schlammspeicher von ca. 3,54  $\text{m}^3$ . Die Grundfläche des Regenklärbeckens beträgt vor der schwimmenden Tauchwand ca. 85  $\text{m}^2$ . Bei einem Schlammspeichervolumen von 3,54  $\text{m}^3$  ergibt sich eine Schlammspeicherhöhe von ca. 4,2 cm im Regenklärbecken. Das gesamte Beckenvolumen bis zum Dauereinstau beträgt ca. 325,5  $\text{m}^3$ . Abzüglich dem

vorhandenen Ölfangraum von 43,88 m<sup>3</sup> und dem Schlammspeichervolumen von 3,54 m<sup>3</sup> ergibt sich ein Restvolumen von 278,08 m<sup>3</sup>, welche als Nutzvolumen zur Einhaltung der Klärbedingung ausreichend groß ist.

Das Erdbecken wird mit einer **0,50 m** dicken **mineralischen Abdichtung** ausgeführt. Die mineralische Abdichtung wird entsprechend der REwS (Richtlinie für Entwässerung von Straßen) für Erdbecken hergestellt. Der mineralische Boden muss dabei einen **kf-Wert < 10-8 m/s** aufweisen. Über der mineralischen Abdichtung wird eine **0,20 m** dicke Schutzschicht aus lehmigem Kiessand 0/16 mm eingebaut.

Im Bereich des Erdbeckens muss die Abdichtung in Abhängigkeit vom Grundwasserstand gegen Auftrieb standsicher sein. Der Nachweis der Auftriebssicherheit wird im Rahmen der Ausführungsplanung geführt. Reicht die geplante mineralische Abdichtung von 0,50 m nicht aus, wird die Dicke der mineralischen Abdichtung entsprechend den Ergebnissen des Standsicherheitsnachweises vergrößert.

### 3.7. Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 2

#### Ermittlung der Gesamtstoffabtragmenge B<sub>R,a,AFS63</sub>

$$B_{R,a,AFS63} = A_{R,a,i} \times b_{R,a,AFS63,i} \quad \text{in kg/a}$$

mit A<sub>R,a,Verkehrsflächen</sub> = 4,03 ha, A<sub>R,a,Dachflächen</sub> = 0,48 ha, A<sub>R,a,Gesamt</sub> = 4,51 ha

$$B_{R,a,AFS63} = 4,51 \times 760 + 0,48 \times 280 = 3.562,0 \text{ kg/a}$$

#### Ermittlung des resultierenden flächenspezifischen Stoffabtrages b<sub>R,a,AFS63</sub>

$$b_{R,a,AFS63} = B_{R,a,AFS63} / A_{R,a} \quad \text{in kg/(ha x a)}$$

$$b_{R,a,AFS63} = 3.562 \text{ kg/a} / 4,51 \text{ ha} = 789,8 \text{ kg/(ha x a)}$$

#### Ermittlung des erforderlichen Wirkungsgrades η<sub>erf</sub> der Behandlungsanlage

$$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - b_{R,e,zul,AFS63} / b_{R,a,AFS63}] \times 100 \quad \text{in \%}$$

$$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - 280 / 789,8] \times 100$$

$$\eta_{erf} = 64,55 \%$$

### 3.8. Bemessung Regenklärbecken RKB 2

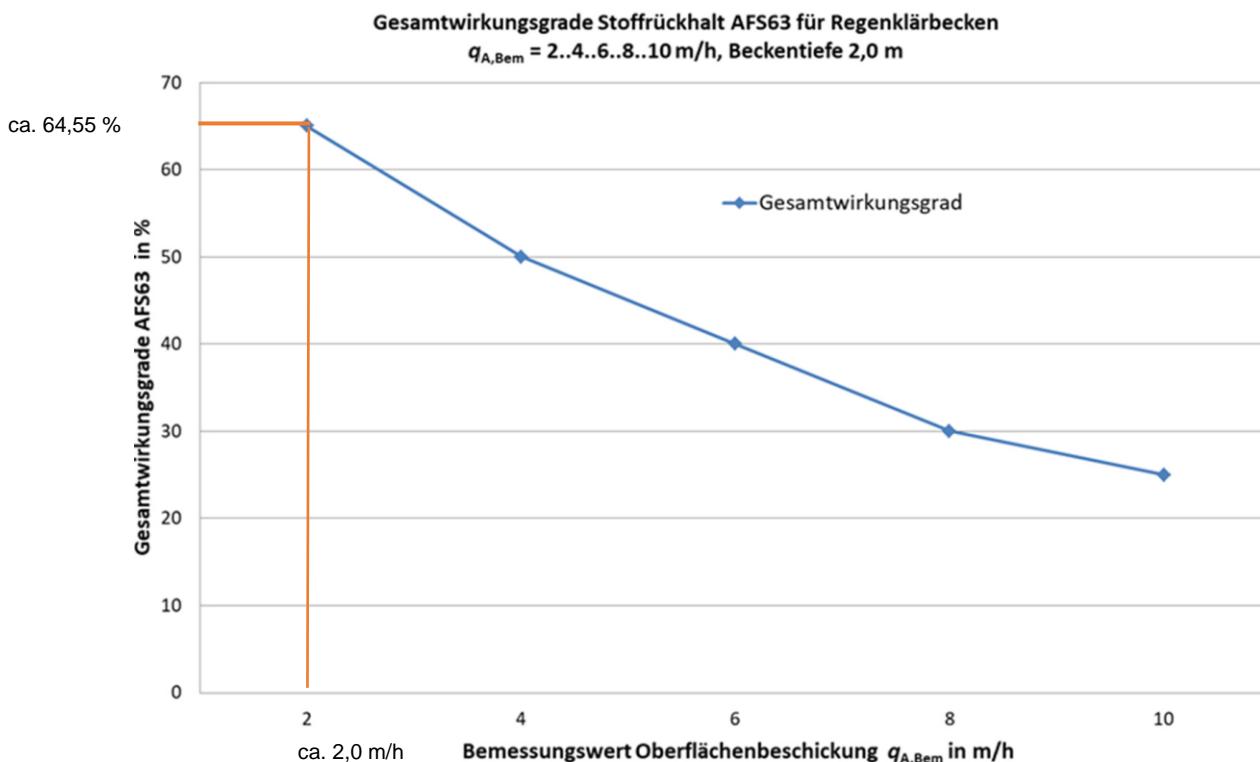
Die Behandlung des abfließenden Niederschlagswassers erfolgt in einem Regenklärbecken. Für Unfälle zur Leichtstoffrückhaltung sollte ein Ölfangraum von mindestens 30 m<sup>3</sup> Inhalt vorhanden sein.

Als Behandlungsanlage wird ein Regenklärbecken mit Dauereinstau ausgewählt. Das Regenklärbecken erhält zur Rückhaltung von Leichtflüssigkeiten eine schwimmende Tauchwand, die mindestens 20 cm in das Wasser

taucht. Die horizontale Fließgeschwindigkeit zwischen Beckensohle und Tauchwand soll beim Beckenabfluss (QRKB) 0,05 m/s nicht überschreiten.

Die Behandlungsanlage wird für eine Jährlichkeit von  $n = 1,0$  dimensioniert und wird gemäß DWA-M 153 dem Behandlungstyp D21 mit einem Durchgangswert  $D = 0,20$  zugeordnet.

Das folgende Bild 4 des DWA-A 102 stellt den Gesamtwirkungsgrad von Regenklärbecken für AFS63 in Abhängigkeit von der in der Bemessung zugrunde liegender maximalen Oberflächenbeschickung  $q_{A,Bem}$ ,  $r_{krit} = 15 \text{ l/(s x ha)}$  dar.



Danach muss für den erforderlichen Wirkungsgrad von  $\eta_{erf} = 64,55\%$  eine Oberflächenbeschickung von ca.  $q_{A,Bem} = 2,0 \text{ m/h}$  eingehalten werden.

Das Beckenvolumen des Regenklär- und Rückhaltebeckens beträgt bis zur Dauereinstauhöhe von 73,00 müNN ca. 481 m<sup>3</sup> bei einer Tiefe von 1,50 m.

Über einen schwimmergesteuerten Drosselschieber z.B. HydroSlide DR 300/24,75 VN der Firma Steinhardt im Drosselschacht hinter dem Beckenauslauf wird der Ablauf aus dem Regenklärbecken in den Vorfluter auf  $Q_{RKB} = Q_{dr} = 26,83 \text{ l/s}$  gedrosselt.

Das Regenklärbecken wird zur Rückhaltung von Leichtstoffen mit einer schwimmenden Tauchwand aus PEHD ausgeführt. Die Böschungsabschlüsse für die schwimmende Tauchwand werden aus 4 cm dicke Eichenspundbohlen mit verzinkter Profileinfassung und verzinkter Gleitschiene hergestellt. Die Tauchwand ragt ab der Dauereinstauhöhe von 73,00 müNN 20 cm tief ins Wasser. Die Fläche  $A_{oben}$  vor der Tauchwand beträgt bei der Dauereinstauhöhe von 73,00 müNN 366 m<sup>2</sup>. Die maßgebende Tiefe für die Berechnung des Ölfangraumes beträgt 10 cm (10cm Sicherheitsabschlag). Die Fläche  $A_{unten}$  beträgt 388 m<sup>2</sup>.

$$V_{\text{Öfflangraum}} = \frac{A_{\text{oben}} + A_{\text{unten}}}{2} \times h_{\text{Aufangraum}} = \frac{(366 \text{ m}^2 + 338 \text{ m}^2)}{2} \times 0,10 \text{ m} = 35,2 \text{ m}^3$$

Damit das eingeleitete Öl sicher vor der schwimmenden Tauchwand auftaucht und zurückgehalten wird, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{\text{Tauch}}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$v_{\text{Ölsteig}} = 2,5 \text{ mm/s}$$

$$v_{\text{max. unter der Tauchwand}} = 0,3 \text{ m/s (0,05 m/s bei WSG)}$$

$$\begin{aligned} v_{\text{Q (m/s)}} &= \text{Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand} \\ &= Q_{\text{Zufluss}} (\text{m}^3/\text{s}) / A_{\text{unter Tauchwand}} (\text{m}^2) \end{aligned}$$

$$h(m) = \frac{L_{\text{Tauch}}(m)}{vQ(m/s)} \cdot v_{\text{Ölsteig}}(m/s)$$

mit

$h$  = Höhe zwischen der Sohle des Regenklärbeckens und der Unterkante der Tauchwand

$H$  = Gesamttiefe im Regenklärbecken

Gemäß KOSTRA-DWD 2020 beträgt die Regenspende in Volkstorf für  $r(15,1,0) = 110,0 \text{ l/sxha}$ .

Die Anschlussfläche an der Sedimentationsanlage beträgt  $A_u = 4,83 \text{ ha}$ .

$$Q_{\text{Zufluss}} = 4,83 \text{ ha} \times 110,0 \text{ l/s} \cdot \text{ha} = 531,3 \text{ l/s} = 0,531,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Das Regenklärbecken hat im Bereich der Einleitung eine Tiefe von ca. 1,50 m ( $H$ ). Für die Tauchwand wird eine Eintauchtiefe von 0,20 m gewählt. Dadurch ergibt sich die Höhe

$$h = 1,5 \text{ m} - 0,20 \text{ m} = 1,30 \text{ m}.$$

Die Fläche unterhalb der Tauchwand hängt von der Länge der Tauchwand ab. Die Länge der Tauchwand wird mit 10,46 m festgelegt.

Für  $L_{\text{Tauch}}$  (m) wird eine Länge von 27,0 m gewählt.

$$A_{\text{unter Tauchwand}} (\text{m}^2) = L_{\text{Tauchwand}} * 1,30 \text{ m} = 10,46 * 1,30 = 13,60 \text{ m}^2$$

Die horizontale Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand ergibt sich wie folgt:

$$vQ = \frac{Q}{A} = \frac{0,531 \text{ m}^3/\text{s}}{13,60 \text{ m}^2} = 0,039 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$h(m) = \frac{L_{\text{Tauch}}(m)}{vQ(m/s)} \cdot v_{\text{Ölsteig}}(m/s)$$

$$L_{Tauch(erforderlich)}(m) = \frac{h(m) \cdot vQ \left(\frac{m}{s}\right)}{vÖl_{Steig} \left(\frac{m}{s}\right)} = \frac{1,30 \cdot 0,039}{0,0025} = 20,28m$$

Um die Steigbedingung des Öls zu erfüllen, reicht ein Abstand von 20,28 m.

Mit dem gewählten Abstand von 29,25 m werden die Bedingungen für  $v Öl_{Steig}$  und  $v_{max}$  unter der Tauchwand eingehalten.

Damit der eingeleitete Sand vor der schwimmenden Tauchwand absinkt und sich ablagern kann, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{Sandfang}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (m)}{vSand_{Sink} \left(\frac{m}{s}\right)} \times vQ \left(\frac{m}{s}\right)$$

Mit  $vSand_{Sink}$

$\emptyset$ Korn (mm)	$vSand_{Sink}$ (mm/s)
1	139
0,5	72
0,2	23
0,1	7
0,05	2

Der Nachweis erfolgt für das kleinste Korn mit 0,05 mm

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (m)}{vSand_{Sink} \left(\frac{m}{s}\right)} \times vQ \left(\frac{m}{s}\right) = \frac{1,5}{0,002} \times 0,039 = 29,25 m$$

Mit dem gewählten Abstand von 29,25 m der Tauchwand vom Einleitungspunkt werden die Bedingungen für  $vSand_{Sink}$  eingehalten.

Die Oberflächenbeschickung bezogen auf die Wasserfläche in Ablaufhöhe ( $A = 441 m^2$ ) für eine Drosselabflussmenge von  $Q_{dr} = 26,83 l/s = 96,59 m^3/h$  ergibt sich wie folgt:

$$q_A = Q/A = 96,59 m^3/h / 441 m^2 = 0,22 m/h$$

$q_{A,vorh.} < q_{A,Bem} = 0,22 m/h < 2,0 m/h$  (gemäß Bild 4 des DWA-A 102, siehe oben)

Der erforderliche Schlammspeicher im RRB 1 hängt von der Häufigkeit der Reinigung ab. Gemäß DWA-A 166 sollte für Regenklärbecken im Dauereinstau und seltener Reinigung ein zusätzlicher

Schlammsspeicher zum Nutzvolumen vorgesehen werden. Häufig wird ein Wert von 1 m<sup>3</sup> je Hektar abflusswirksamer Fläche verwendet. Bei einer abflusswirksamen Fläche von Au = 4,46 ha für das Einzugsgebiet des RRB 1 ergibt sich ein Schlammsspeicher von ca. 4,46 m<sup>3</sup>. Die Grundfläche des Regenklärbeckens beträgt vor der schwimmenden Tauchwand ca. 178 m<sup>2</sup>. Bei einem Schlammsspeichervolumen von 4,46 m<sup>3</sup> ergibt sich eine Schlammsspeicherhöhe von ca. 2,5 cm im Regenklärbecken. Das gesamte Beckenvolumen bis zum Dauereinstau beträgt ca. 481 m<sup>3</sup>. Abzüglich dem vorhandenen Ölfangraum von 35,20 m<sup>3</sup> und dem Schlammsspeichervolumen von 4,46 m<sup>3</sup> ergibt sich ein Restvolumen von 441,3 m<sup>3</sup>, welche als Nutzvolumen zur Einhaltung der Klärbedingung ausreichend groß ist.

Das Erdbecken wird mit einer 0,50 m dicken mineralischen Abdichtung ausgeführt. Die mineralische Abdichtung wird entsprechend der REwS (Richtlinie für Entwässerung von Straßen) für Erdbecken hergestellt. Der mineralische Boden muss dabei einen kf-Wert < 10-8 m/s aufweisen. Über der mineralischen Abdichtung wird eine 0,20 m dicke Schutzschicht aus lehmigem Kiessand 0/16 mm eingebaut.

Im Bereich des Erdbeckens muss die Abdichtung in Abhängigkeit vom Grundwasserstand gegen Auftrieb standsicher sein. Der Nachweis der Auftriebssicherheit wird im Rahmen der Ausführungsplanung geführt. Reicht die geplante mineralische Abdichtung von 0,50 m nicht aus, wird die Dicke der mineralischen Abdichtung entsprechend den Ergebnissen des Standsicherheitsnachweises vergrößert.

### 3.9. Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 3

#### Ermittlung der Gesamtstoffabtragmenge B<sub>R,a,AFS63</sub>

$$BR,a,AFS63 = Ab,a,i \times bR,a,AFS63,i \quad \text{in kg/a}$$

mit Ab,a,Verkehrsflächen = 2,25 ha, Ab,a,Dachflächen = 0,15 ha, Ab,a, Gesamt = 2,4 ha

$$BR,a,AFS63 = 2,25 \times 760 + 0,15 \times 280 = 1.752,0 \text{ kg/a}$$

#### Ermittlung des resultierenden flächenspezifischen Stoffabtrages b<sub>R,a,AFS63</sub>

$$bR,a,AFS63 = BR,a,AFS63 / Ab,a \quad \text{in kg/(ha x a)}$$

$$bR,a,AFS63 = 1.752,0 \text{ kg/a} / 2,40 \text{ ha} = 730 \text{ kg/(ha x a)}$$

#### Ermittlung des erforderlichen Wirkungsgrades $\eta_{erf}$ der Behandlungsanlage

$$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - bR,e,zul.AFS63 / bR,a,AFS63] \times 100 \quad \text{in \%}$$

$$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - 280 / 730] \times 100$$

$$\eta_{erf} = 61,6 \%$$

### 3.10. Bemessung Regenklärbecken RKB 3

Die Behandlung des abfließenden Niederschlagswassers erfolgt in einem Regenklärbecken. Für Unfälle zur Leichtstoffrückhaltung sollte ein Ölfangraum von mindestens  $30 \text{ m}^3$  Inhalt vorhanden sein.

Als Behandlungsanlage wird ein Regenklärbecken mit Dauereinstau ausgewählt. Das Regenklärbecken erhält zur Rückhaltung von Leichtflüssigkeiten eine schwimmende Tauchwand, die mindestens 20 cm in das Wasser taucht. Die horizontale Fließgeschwindigkeit zwischen Beckensohle und Tauchwand soll beim Beckenabfluss (QRKB)  $0,05 \text{ m/s}$  nicht überschreiten.

Die Behandlungsanlage wird für eine Jährlichkeit von  $n = 1,0$  dimensioniert und wird gemäß DWA-M 153 dem Behandlungstyp D21 mit einem Durchgangswert  $D = 0,20$  zugeordnet.

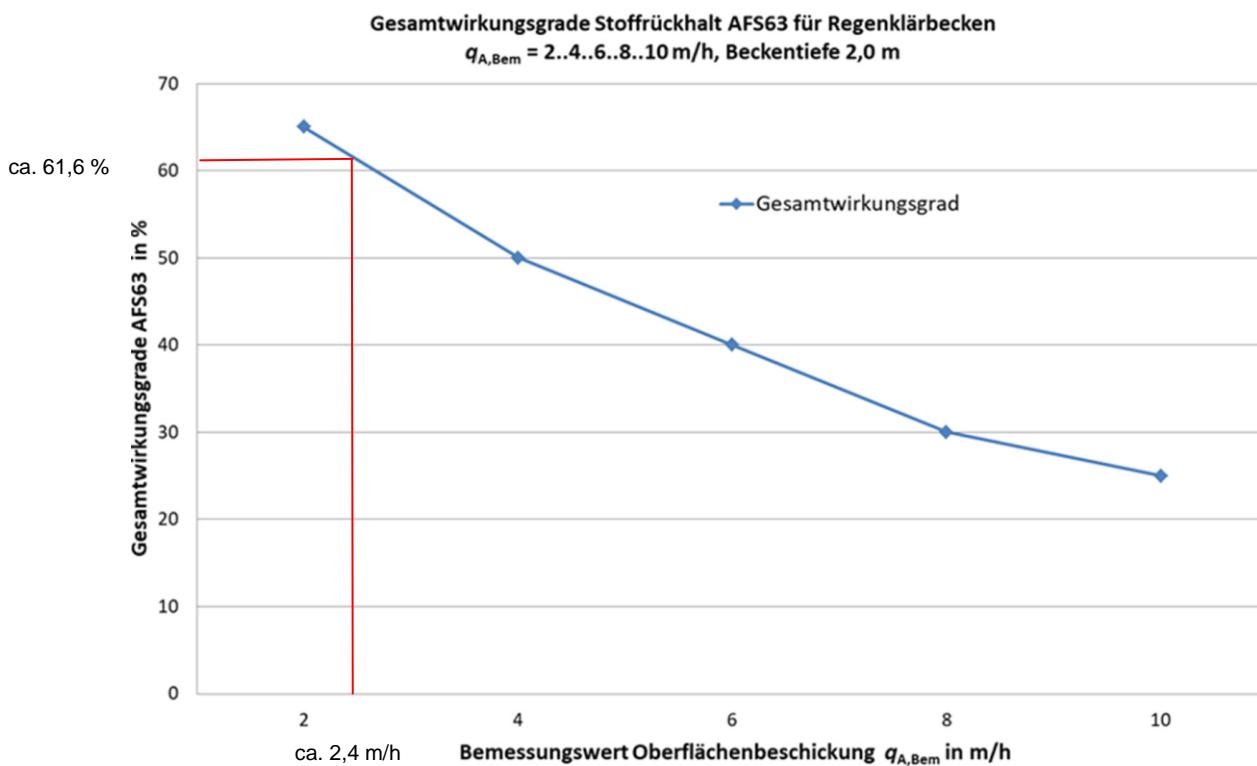
Das folgende Bild 4 des DWA-A 102 stellt den Gesamtwirkungsgrad von Regenklärbecken für AFS63 in Abhängigkeit von der in der Bemessung zugrunde liegender maximalen Oberflächenbeschickung  $q_{A,Bem}$ ,  $r_{krit} = 15 \text{ l/(s x ha)}$  dar.

Danach muss für den erforderlichen Wirkungsgrad von  $\eta_{erf} = 61,6 \%$  eine Oberflächenbeschickung von ca.  $q_{A,Bem} = 2,4 \text{ m/h}$  eingehalten werden.

Das Beckenvolumen des Regenklärbeckens beträgt bis zur Dauereinstauhöhe von 73,80 müNN ca.  $263 \text{ m}^3$  bei einer Tiefe von 1,50 m.

Über einen Drosselschacht hinter dem Beckenauslauf wird der Ablauf aus dem Regenklärbecken in die angrenzende westliche Wald- und Grünfläche auf  $Q_{RKB} = Q_{dr} = 4,68 \text{ l/s}$  gedrosselt zur Versickerung eingeleitet.

Das Regenklärbecken wird zur Rückhaltung von Leichtstoffen mit einer schwimmenden Tauchwand aus PEHD ausgeführt. Die Böschungsabschlüsse für die schwimmende Tauchwand werden aus 4 cm dicke Eichenspundbohlen mit verzinkter Profileinfassung und verzinkter Gleitschiene hergestellt. Die Tauchwand ragt ab der Dauereinstauhöhe von 73,80 müNN 35 cm tief ins Wasser. Die Fläche  $A_{oben}$  vor der Tauchwand beträgt bei der Dauereinstauhöhe von 73,80 müNN  $153 \text{ m}^2$ . Die maßgebende Tiefe für die Berechnung des Ölfangraumes beträgt 25 cm (10cm Sicherheitsabschlag). Die Fläche  $A_{unten}$  beträgt  $128 \text{ m}^2$ .



$$V_{\text{Öfflängraum}} = \frac{A_{\text{oben}} + A_{\text{unten}}}{2} \times h_{\text{Auffangraum}} = \frac{(153 \text{ m}^2 + 128 \text{ m}^2)}{2} \times 0,25 \text{ m} = 35,13 \text{ m}^3$$

Damit das eingeleitete Öl sicher vor der schwimmenden Tauchwand auftaucht und zurückgehalten wird, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{\text{Tauch}}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$v_{\text{Ölsteig}} = 2,5 \text{ mm/s}$$

$$v_{\text{max. unter der Tauchwand}} = 0,3 \text{ m/s} (0,05 \text{ m/s bei WSG})$$

$$v Q (\text{m/s}) = \text{Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand} \\ = Q_{\text{Zufluss}} (\text{m}^3/\text{s}) / A_{\text{unter Tachwand}} (\text{m}^2)$$

$$h(m) = \frac{L_{\text{Tauch}}(m)}{vQ(m/s)} \cdot v_{\text{Ölsteig}}(m/s)$$

mit

$h$  = Höhe zwischen der Sohle des Regenklärbeckens und der Unterkante der Tauchwand

$H$  = Gesamt tiefe im Regenklärbecken

Gemäß KOSTRA-DWD 2020 beträgt die Regenspende in Volkstorf für  $r(15,1,0) = 110,0 \text{ l/sxha}$ .

Die Anschlussfläche an der Sedimentationsanlage beträgt  $A_u = 2,48 \text{ ha}$ .

$$Q_{\text{Zufluss}} = 2,48 \text{ ha} \times 110,0 \text{ l/sxha} = 272,8 \text{ l/s} = 0,273 \text{ m}^3/\text{s}$$

Das Regenklärbecken hat im Bereich der Einleitung eine Tiefe von ca. 1,50 m (H). Für die Tauchwand wird eine Eintauchtiefe von 0,20 m gewählt. Dadurch ergibt sich die Höhe

$$h = 1,50 \text{ m} - 0,20 \text{ m} = 1,30 \text{ m.}$$

Die Fläche unterhalb der Tauchwand hängt von der Länge der Tauchwand ab. Die Länge der Tauchwand wird mit 15,4 m festgelegt.

Für  $L_{Tauch}$  (m) wird eine Länge von 12,0 m gewählt.

$$A_{unter \ Tauchwand} (\text{m}^2) = L_{Tauchwand} * 1,30 \text{ m} = 15,4 * 1,30 = 20,02 \text{ m}^2$$

Die horizontale Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand ergibt sich wie folgt:

$$vQ = \frac{Q}{A} = \frac{0,273 \text{ m}^3/\text{s}}{20,02 \text{ m}^2} = 0,014 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$h(m) = \frac{L_{Tauch}(m)}{vQ(\text{m/s})} \cdot vOl_{Steig}(\text{m/s})$$

$$L_{Tauch(erforderlich)}(m) = \frac{h(m) \cdot vQ \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)}{vOl_{Steig} \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} = \frac{1,50 \cdot 0,014}{0,0025} = 8,4 \text{ m}$$

Um die Steigbedingung des Öls zu erfüllen, reicht ein Abstand von 7,8 m.

Mit dem gewählten Abstand von 30,0 m werden die Bedingungen für  $vOl_{Steig}$  und  $v_{max}$  unter der Tauchwand eingehalten.

Damit der eingeleitete Sand vor der schwimmenden Tauchwand absinkt und sich ablagern kann, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{Sandfang}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (\text{m})}{vSand_{Sink} \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} \times vQ \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

Mit  $vSand_{Sink}$

$\emptyset$ Korn (mm)	$vSand_{Sink}$ (mm/s)
1	139
0,5	72
0,2	23
0,1	7
0,05	2

Der Nachweis erfolgt für das kleinste Korn mit 0,05 mm

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (m)}{vSand_{Sink} \left( \frac{m}{s} \right)} \times vQ \left( \frac{m}{s} \right) = \frac{1,5}{0,002} \times 0,014 = 10,5 \text{ m}$$

Mit dem gewählten Abstand von 12 m der Tauchwand vom Einleitungspunkt werden die Bedingungen für  $vSand_{Sink}$  eingehalten.

Die Oberflächenbeschickung bezogen auf die Wasserfläche in Ablaufhöhe ( $A = 258 \text{ m}^2$ ) für eine Drosselabflussmenge von  $Q_{dr} = 4,68 \text{ l/s} = 16,85 \text{ m}^3/\text{h}$  ergibt sich wie folgt:

von  $Q = 16,85 \text{ m}^3/\text{h}$  ergibt sich wie folgt:

$$q_A = Q/A = 16,85 \text{ m}^3/\text{h} / 258 \text{ m}^2 = 0,065 \text{ m/h}$$

$q_{A,\text{vorh.}} < q_{A,\text{Bem}} = 0,065 \text{ m/h} < 2,4 \text{ m/h}$  (gemäß Bild 4 des DWA-A 102, siehe oben)

Der erforderliche Schlammspeicher im RRB 4 hängt von der Häufigkeit der Reinigung ab. Gemäß DWA-A 166 sollte für Regenklärbecken im Dauereinstau und seltener Reinigung ein zusätzlicher Schlammspeicher zum Nutzungsvolumen vorgesehen werden. Häufig wird ein Wert von 1  $\text{m}^3$  je Hektar abflusswirksamer Fläche verwendet. Bei einer abflusswirksamen Fläche von  $A_u = 2,52 \text{ ha}$  für das Einzugsgebiet des RRB 3 ergibt sich ein Schlammspeicher von ca. 2,52  $\text{m}^3$ . Die Grundfläche des Regenklärbeckens beträgt vor der schwimmenden Tauchwand ca. 62  $\text{m}^2$ . Bei einem Schlammspeichervolumen von 2,52  $\text{m}^3$  ergibt sich eine Schlammspeicherhöhe von ca. 4,0 cm im Regenklärbecken. Das gesamte Beckenvolumen bis zum Dauereinstau beträgt ca. 263  $\text{m}^3$ . Abzüglich dem vorhandenen Ölfangraum von 35,13  $\text{m}^3$  und dem Schlammspeichervolumen von 2,52  $\text{m}^3$  ergibt sich ein Restvolumen von 225,35  $\text{m}^3$ , welche als Nutzvolumen zur Einhaltung der Klärbedingung ausreichend groß ist.

Das Erdbecken wird mit einer 0,50 m dicken mineralischen Abdichtung ausgeführt. Die mineralische Abdichtung wird entsprechend der REwS (Richtlinie für Entwässerung von Straßen) für Erdbecken hergestellt. Der mineralische Boden muss dabei einen kf-Wert  $< 10\text{-}8 \text{ m/s}$  aufweisen. Über der mineralischen Abdichtung wird eine 0,20 m dicke Schutzschicht aus lehmigem Kiessand 0/16 mm eingebaut.

Im Bereich des Erdbeckens muss die Abdichtung in Abhängigkeit vom Grundwasserstand gegen Auftrieb standsicher sein. Der Nachweis der Auftriebssicherheit wird im Rahmen der Ausführungsplanung geführt. Reicht die geplante mineralische Abdichtung von 0,50 m nicht aus, wird die Dicke der mineralischen Abdichtung entsprechend den Ergebnissen des Standsicherheitsnachweises vergrößert.

### 3.11. Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 4

#### Ermittlung der Gesamtstoffabtragmenge $B_{R,a,AFS63}$

$$BR,a,AFS63 = Ab,a,i \times bR,a,AFS63,i \quad \text{in kg/a}$$

mit  $Ab,a,Verkehrsflächen = 7,11 \text{ ha}$ ,  $Ab,a,Dachflächen = 0,11 \text{ ha}$ ,  $Ab,a, \text{Gesamt} = 7,22 \text{ ha}$

$$BR,a,AFS63 = 7,22 \times 760 + 0,11 \times 280 = 5.518,0 \text{ kg/a}$$

### Ermittlung des resultierenden flächenspezifischen Stoffabtrages $b_{R,a,AFS63}$

$b_{R,a,AFS63} = BR,a,AFS63 \text{ w/ } Ab,a \quad \text{in kg/(ha x a)}$

$b_{R,a,AFS63} = 5.518,0 \text{ kg/a} / 7,22 \text{ ha} = 764 \text{ kg/(ha x a)}$

### Ermittlung des erforderlichen Wirkungsgrades $\eta_{erf}$ der Behandlungsanlage

$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - b_{R,e,zul.AFS63} / b_{R,a,AFS63}] \times 100 \quad \text{in \%}$

$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - 280 / 764] \times 100$

$\eta_{erf} = 63,3 \%$

### **3.12. Bemessung Regenklärbecken RKB 4**

Die Behandlung des abfließenden Niederschlagswassers erfolgt in einem Regenklärbecken. Für Unfälle zur Leichtstoffrückhaltung sollte ein Ölfangraum von mindestens 30 m<sup>3</sup> Inhalt vorhanden sein.

Als Behandlungsanlage wird ein Regenklärbecken mit Dauereinstau ausgewählt. Das Regenklärbecken erhält zur Rückhaltung von Leichtflüssigkeiten eine schwimmende Tauchwand, die mindestens 20 cm in das Wasser taucht. Die horizontale Fließgeschwindigkeit zwischen Beckensohle und Tauchwand soll beim Beckenabfluss (QRKB) 0,05 m/s nicht überschreiten.

Die Behandlungsanlage wird für eine Jährlichkeit von  $n = 1,0$  dimensioniert und wird gemäß DWA-M 153 dem Behandlungstyp D21 mit einem Durchgangswert  $D = 0,20$  zugeordnet.

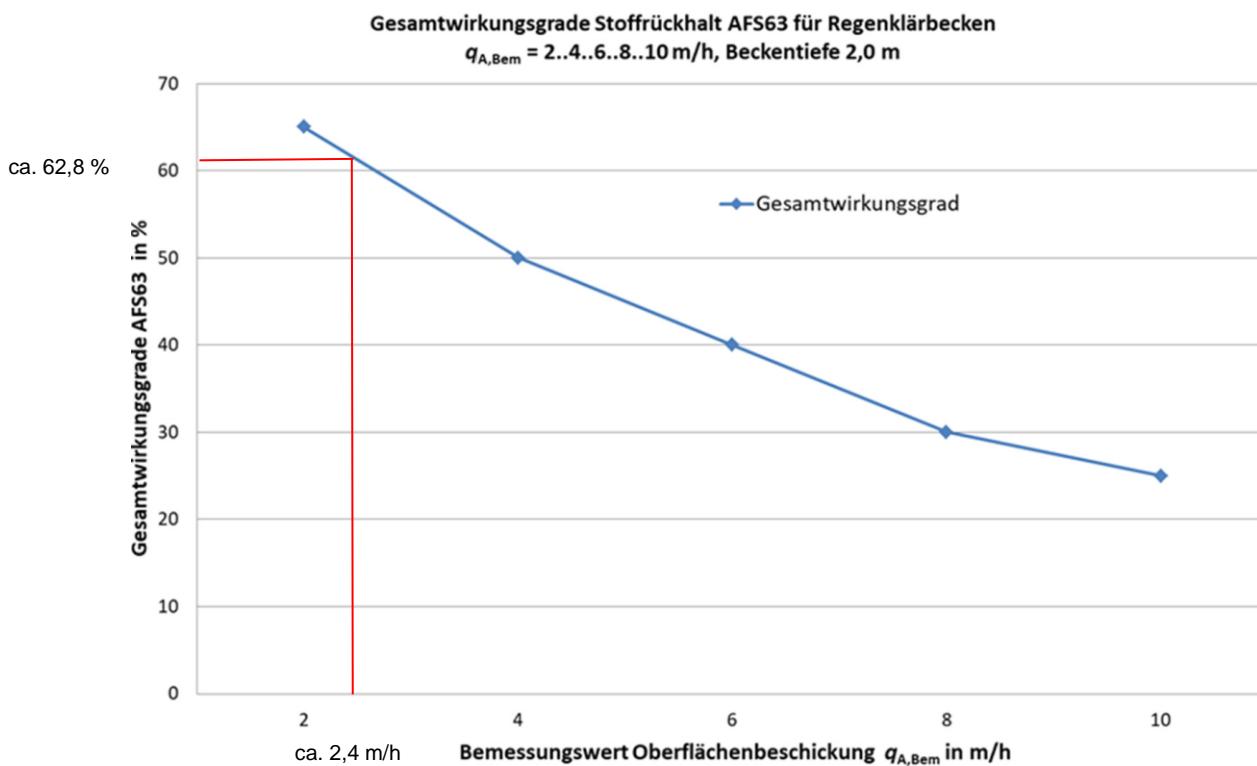
Das folgende Bild 4 des DWA-A 102 stellt den Gesamtwirkungsgrad von Regenklärbecken für AFS63 in Abhängigkeit von der in der Bemessung zugrunde liegender maximalen Oberflächenbeschickung  $q_{A,Bem}$ ,  $r_{krit} = 15 \text{ l/(s x ha)}$  dar.

Danach muss für den erforderlichen Wirkungsgrad von  $\eta_{erf} = 63,3 \%$  eine Oberflächenbeschickung von ca.  $q_{A,Bem} = 2,4 \text{ m/h}$  eingehalten werden.

Das Beckenvolumen des Regenklärbeckens beträgt bis zur Dauereinstauhöhe von 69,60 müNN ca. 777 m<sup>3</sup> bei einer Tiefe von 1,50 m.

Über ein Pumpwerk hinter dem Beckenauslauf wird der Ablauf aus dem Regenklärbecken in die angrenzende westliche Wald- und Grünfläche auf  $Q_{RKB} = Q_{dr} = 14,18 \text{ l/s}$  gedrosselt zur Versickerung eingeleitet.

Das Regenklärbecken wird zur Rückhaltung von Leichtstoffen mit einer schwimmenden Tauchwand aus PEHD ausgeführt. Die Böschungsabschlüsse für die schwimmende Tauchwand werden aus 4 cm dicke Eichenspundbohlen mit verzinkter Profileinfassung und verzinkter Gleitschiene hergestellt. Die Tauchwand ragt ab der Dauereinstauhöhe von 69,60 müNN 20 cm tief ins Wasser. Die Fläche  $A_{oben}$  vor der Tauchwand beträgt bei der Dauereinstauhöhe von 69,60 müNN 554 m<sup>2</sup>. Die maßgebende Tiefe für die Berechnung des Ölfangraumes beträgt 10 cm (10cm Sicherheitsabschlag). Die Fläche  $A_{unten}$  beträgt 516 m<sup>2</sup>.



$$V_{\text{Öffl angrau}} = \frac{A_{\text{oben}} + A_{\text{unten}}}{2} \times h_{\text{Auf fangraum}} = \frac{(554 \text{ m}^2 + 516 \text{ m}^2)}{2} \times 0,10 \text{ m} = 53,5 \text{ m}^3$$

Damit das eingeleitete Öl sicher vor der schwimmenden Tauchwand auftaucht und zurückgehalten wird, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{\text{Tauch}}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$v_{\text{Ölsteig}} = 2,5 \text{ mm/s}$$

$$v_{\text{max. unter der Tauchwand}} = 0,3 \text{ m/s} (0,05 \text{ m/s bei WSG})$$

$$v Q (\text{m/s}) = \text{Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand} \\ = Q_{\text{Zufluss}} (\text{m}^3/\text{s}) / A_{\text{unter Tachwand}} (\text{m}^2)$$

$$h(m) = \frac{L_{\text{Tauch}}(m)}{vQ(m/s)} \cdot v_{\text{Ölsteig}}(m/s)$$

mit

$h$  = Höhe zwischen der Sohle des Regenklärbeckens und der Unterkante der Tauchwand

$H$  = Gesamt tiefe im Regenklärbecken

Gemäß KOSTRA-DWD 2020 beträgt die Regenspende in Volkstorf für  $r(15,1,0) = 110,0 \text{ l/sxha}$ .

Die Anschlussfläche an der Sedimentationsanlage beträgt  $A_u = 7,5 \text{ ha}$ .

$$Q_{\text{Zufluss}} = 7,5 \text{ ha} \times 110,0 \text{ l/s*ha} = 825,0 \text{ l/s} = 0,825 \text{ m}^3/\text{s}$$

Das Regenklärbecken hat im Bereich der Einleitung eine Tiefe von ca. 1,50 m (H). Für die Tauchwand wird eine Eintauchtiefe von 0,20 m gewählt. Dadurch ergibt sich die Höhe

$$h = 1,50 \text{ m} - 0,20 \text{ m} = 1,30 \text{ m.}$$

Die Fläche unterhalb der Tauchwand hängt von der Länge der Tauchwand ab. Die Länge der Tauchwand wird mit 14,2 m festgelegt.

Für  $L_{Tauch}$  (m) wird eine Länge von 34,0 m gewählt.

$$A_{unter Tauchwand} (\text{m}^2) = L_{Tauchwand} * 1,30 \text{ m} = 13,8 * 1,30 = 17,94 \text{ m}^2$$

Die horizontale Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand ergibt sich wie folgt:

$$vQ = \frac{Q}{A} = \frac{0,825 \text{ m}^3/\text{s}}{17,94 \text{ m}^2} = 0,046 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$h(m) = \frac{L_{Tauch}(m)}{vQ(\text{m/s})} \cdot vOl_{Steig}(\text{m/s})$$

$$L_{Tauch(erforderlich)}(m) = \frac{h(m) \cdot vQ \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)}{vOl_{Steig} \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} = \frac{1,50 \cdot 0,046}{0,0025} = 27,6 \text{ m}$$

Um die Steigbedingung des Öls zu erfüllen, reicht ein Abstand von 26,4 m.

Mit dem gewählten Abstand von 34,5 m werden die Bedingungen für  $vOl_{Steig}$  und  $v_{max}$  unter der Tauchwand eingehalten.

Damit der eingeleitete Sand vor der schwimmenden Tauchwand absinkt und sich ablagern kann, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{Sandfang}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (\text{m})}{vSand_{Sink} \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} \times vQ \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

Mit  $vSand_{Sink}$

$\emptyset$ Korn (mm)	$vSand_{Sink}$ (mm/s)
1	139
0,5	72
0,2	23
0,1	7
0,05	2

Der Nachweis erfolgt für das kleinste Korn mit 0,05 mm

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (m)}{vSand_{Sink} \left( \frac{m}{s} \right)} \times vQ \left( \frac{m}{s} \right) = \frac{1,5}{0,002} \times 0,046 = 34,5 \text{ m}$$

Mit dem gewählten Abstand von 34,5 m der Tauchwand vom Einleitungspunkt werden die Bedingungen für  $vSand_{Sink}$  eingehalten.

Die Oberflächenbeschickung bezogen auf die Wasserfläche in Ablaufhöhe ( $A = 714 \text{ m}^2$ ) für eine Drosselabflussmenge von  $Q_{dr} = 14,18 \text{ l/s} = 51,05 \text{ m}^3/\text{h}$  ergibt sich wie folgt:

von  $Q = 51,05 \text{ m}^3/\text{h}$  ergibt sich wie folgt:

$$q_A = Q/A = 51,05 \text{ m}^3/\text{h} / 714 \text{ m}^2 = 0,071 \text{ m/h}$$

$q_{A,vorh.} < q_{A,Bem} = 0,071 \text{ m/h} < 2,4 \text{ m/h}$  (gemäß Bild 4 des DWA-A 102, siehe oben)

Der erforderliche Schlammspeicher im RRB 4 hängt von der Häufigkeit der Reinigung ab. Gemäß DWA-A 166 sollte für Regenklärbecken im Dauereinstau und seltener Reinigung ein zusätzlicher Schlammspeicher zum Nutzungsvolumen vorgesehen werden. Häufig wird ein Wert von 1  $\text{m}^3$  je Hektar abflusswirksamer Fläche verwendet. Bei einer abflusswirksamen Fläche von  $A_u = 7,51 \text{ ha}$  für das Einzugsgebiet des RRB 4 ergibt sich ein Schlammspeicher von ca. 7,51  $\text{m}^3$ . Die Grundfläche des Regenklärbeckens beträgt vor der schwimmenden Tauchwand ca. 290  $\text{m}^2$ . Bei einem Schlammspeichervolumen von 7,51  $\text{m}^3$  ergibt sich eine Schlammspeicherhöhe von ca. 2,6 cm im Regenklärbecken. Das gesamte Beckenvolumen bis zum Dauereinstau beträgt ca. 806  $\text{m}^3$ . Abzüglich dem vorhandenen Ölfangraum von 53,5  $\text{m}^3$  und dem Schlammspeichervolumen von 7,51  $\text{m}^3$  ergibt sich ein Restvolumen von 744,99  $\text{m}^3$ , welche als Nutzvolumen zur Einhaltung der Klärbedingung ausreichend groß ist.

Das Erdbecken wird mit einer 0,50 m dicken mineralischen Abdichtung ausgeführt. Die mineralische Abdichtung wird entsprechend der REwS (Richtlinie für Entwässerung von Straßen) für Erdbecken hergestellt. Der mineralische Boden muss dabei einen kf-Wert  $< 10-8 \text{ m/s}$  aufweisen. Über der mineralischen Abdichtung wird eine 0,20 m dicke Schutzschicht aus lehmigem Kiessand 0/16 mm eingebaut.

Im Bereich des Erdbeckens muss die Abdichtung in Abhängigkeit vom Grundwasserstand gegen Auftrieb standsicher sein. Der Nachweis der Auftriebssicherheit wird im Rahmen der Ausführungsplanung geführt. Reicht die geplante mineralische Abdichtung von 0,50 m nicht aus, wird die Dicke der mineralischen Abdichtung entsprechend den Ergebnissen des Standsicherheitsnachweises vergrößert.

### 3.13. Bilanzierung des Stoffeintrages durch Niederschlagswasser ins RKB 5

#### Ermittlung der Gesamtstoffabtragmenge $B_{R,a,AFS63}$

$$BR,a,AFS63 = Ab,a,i \times bR,a,AFS63,i \quad \text{in kg/a}$$

mit  $Ab,a,Verkehrsflächen = 0,89 \text{ ha}$ ,  $Ab,a,Dachflächen = 0,08 \text{ ha}$ ,  $Ab,a, \text{Gesamt} = 0,97 \text{ ha}$

$$BR,a,AFS63 = 0,89 \times 760 + 0,08 \times 280 = 698,8 \text{ kg/a}$$

### Ermittlung des resultierenden flächenspezifischen Stoffabtrages $b_{R,a,AFS63}$

$b_{R,a,AFS63} = BR,a,AFS63 \text{ w/ } Ab,a \quad \text{in kg/(ha x a)}$

$b_{R,a,AFS63} = 698,8 \text{ kg/a} / 0,97 \text{ ha} = 720,4 \text{ kg/(ha x a)}$

### Ermittlung des erforderlichen Wirkungsgrades $\eta_{erf}$ der Behandlungsanlage

$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - b_{R,e,zul.AFS63} / b_{R,a,AFS63}] \times 100 \quad \text{in \%}$

$\eta_{erf} = \text{Max} [0; 1 - 280 / 720] \times 100$

$\eta_{erf} = 61,1 \%$

#### **3.14. Bemessung Regenklärbecken RKB 5**

Die Behandlung des abfließenden Niederschlagswassers erfolgt in einem Regenklärbecken. Für Unfälle zur Leichtstoffrückhaltung sollte ein Ölfangraum von mindestens 30 m<sup>3</sup> Inhalt vorhanden sein.

Als Behandlungsanlage wird ein Regenklärbecken mit Dauereinstau ausgewählt. Das Regenklärbecken erhält zur Rückhaltung von Leichtflüssigkeiten eine schwimmende Tauchwand, die mindestens 20 cm in das Wasser taucht. Die horizontale Fließgeschwindigkeit zwischen Beckensohle und Tauchwand soll beim Beckenabfluss (QRKB) 0,05 m/s nicht überschreiten.

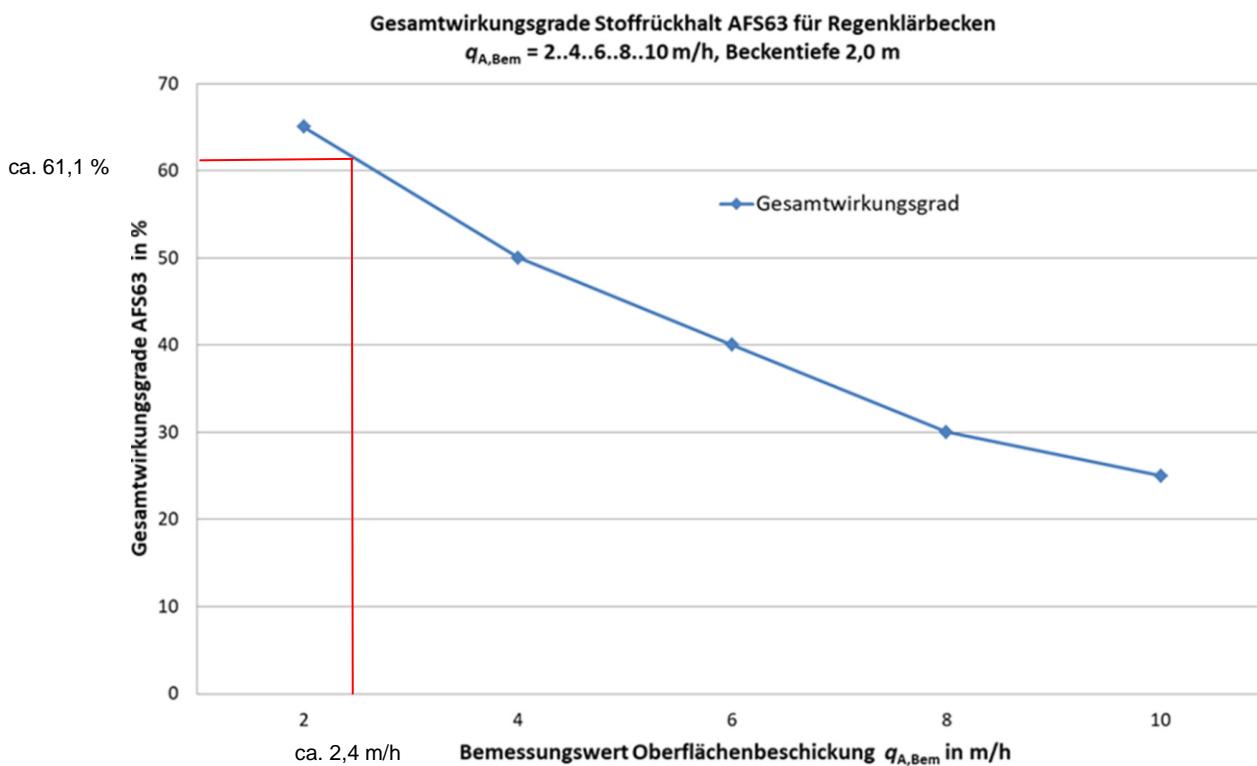
Die Behandlungsanlage wird für eine Jährlichkeit von n = 1,0 dimensioniert und wird gemäß DWA-M 153 dem Behandlungstyp D21 mit einem Durchgangswert D = 0,20 zugeordnet.

Das folgende Bild 4 des DWA-A 102 stellt den Gesamtwirkungsgrad von Regenklärbecken für AFS63 in Abhängigkeit von der in der Bemessung zugrunde liegender maximalen Oberflächenbeschickung qA,Bem, rkrit = 15 l/(s x ha) dar.

Danach muss für den erforderlichen Wirkungsgrad von  $\eta_{erf} = 61,1 \%$  eine Oberflächenbeschickung von ca. qA,Bem = 2,4 m/h eingehalten werden.

Das Beckenvolumen des Regenklärbeckens beträgt bis zur Dauereinstauhöhe von 72,2 müNN ca. 203 m<sup>3</sup> bei einer Tiefe von 1,50 m.

Über einen Drosselschacht hinter dem Beckenauslauf wird der Ablauf aus dem Regenklärbecken in die angrenzende westliche Wald- und Grünfläche auf Q<sub>RKB</sub> = Q<sub>dr</sub> = 2,75 l/s gedrosselt zur Versickerung eingeleitet. Das Regenklärbecken wird zur Rückhaltung von Leichtstoffen mit einer schwimmenden Tauchwand aus PEHD ausgeführt. Die Böschungsabschlüsse für die schwimmende Tauchwand werden aus 4 cm dicke Eichenspundbohlen mit verzinkter Profileinfassung und verzinkter Gleitschiene hergestellt. Die Tauchwand ragt ab der Dauereinstauhöhe von 72,20 müNN 35 cm tief ins Wasser. Die Fläche A<sub>oben</sub> vor der Tauchwand beträgt bei der Dauereinstauhöhe von 72,20 müNN 149 m<sup>2</sup>. Die maßgebende Tiefe für die Berechnung des Ölfangraumes beträgt 25 cm (10cm Sicherheitsabschlag). Die Fläche A<sub>unten</sub> beträgt 123 m<sup>2</sup>.



$$V_{\text{Öffl angrau}} = \frac{A_{\text{oben}} + A_{\text{unten}}}{2} \times h_{\text{Auf fangraum}} = \frac{(149 \text{ m}^2 + 123 \text{ m}^2)}{2} \times 0,25 \text{ m} = 34,0 \text{ m}^3$$

Damit das eingeleitete Öl sicher vor der schwimmenden Tauchwand auftaucht und zurückgehalten wird, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{\text{Tauch}}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$v_{\text{ÖlSteig}} = 2,5 \text{ mm/s}$$

$$v_{\text{max. unter der Tauchwand}} = 0,3 \text{ m/s} (0,05 \text{ m/s bei WSG})$$

$$v Q (\text{m/s}) = \text{Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand} \\ = Q_{\text{Zufluss}} (\text{m}^3/\text{s}) / A_{\text{unter Tachwand}} (\text{m}^2)$$

$$h(m) = \frac{L_{\text{Tauch}}(m)}{vQ(m/s)} \cdot v_{\text{ÖlSteig}}(m/s)$$

mit

$h$  = Höhe zwischen der Sohle des Regenklärbeckens und der Unterkante der Tauchwand

$H$  = Gesamt tiefe im Regenklärbecken

Gemäß KOSTRA-DWD 2020 beträgt die Regenspende in Volkstorf für  $r(15,1,0) = 110,0 \text{ l/sxha}$ .

Die Anschlussfläche an das Regenklärbecken beträgt  $A_u = 1,01 \text{ ha}$ .

$$Q_{\text{Zufluss}} = 1,01 \text{ ha} \times 110,0 \text{ l/s*ha} = 111,1 \text{ l/s} = 0,111 \text{ m}^3/\text{s}$$

Das Regenklärbecken hat im Bereich der Einleitung eine Tiefe von ca. 1,50 m (H). Für die Tauchwand wird eine Eintauchtiefe von 0,35 m gewählt. Dadurch ergibt sich die Höhe

$$h = 1,50 \text{ m} - 0,35 \text{ m} = 1,15 \text{ m.}$$

Die Fläche unterhalb der Tauchwand hängt von der Länge der Tauchwand ab. Die Länge der Tauchwand wird mit 5,0 m festgelegt.

Für  $L_{Tauch}$  (m) wird eine Länge von 15,0 m gewählt.

$$A_{unter Tauchwand} (\text{m}^2) = L_{Tauchwand} * 1,30 \text{ m} = 5,0 * 1,15 = 5,75 \text{ m}^2$$

Die horizontale Fließgeschwindigkeit unter der Tauchwand ergibt sich wie folgt:

$$vQ = \frac{Q}{A} = \frac{0,111 \text{ m}^3/\text{s}}{5,75 \text{ m}^2} = 0,02 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$h(m) = \frac{L_{Tauch}(m)}{vQ(\text{m/s})} \cdot vOl_{Steig}(\text{m/s})$$

$$L_{Tauch(erforderlich)}(m) = \frac{h(m) \cdot vQ \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)}{vOl_{Steig} \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} = \frac{1,50 \cdot 0,02}{0,0025} = 12,0 \text{ m}$$

Um die Steigbedingung des Öls zu erfüllen, reicht ein Abstand von 12,0 m.

Mit dem gewählten Abstand von 15,0 m werden die Bedingungen für  $vOl_{Steig}$  und  $v_{max}$  unter der Tauchwand eingehalten.

Damit der eingeleitete Sand vor der schwimmenden Tauchwand absinkt und sich ablagern kann, muss die Länge des Abstandes der Tauchwand von der Einleitstelle  $L_{Sandfang}$  (m) berechnet werden. Folgende Definitionen und Rahmenbedingungen gelten bzw. müssen eingehalten werden:

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (m)}{vSand_{Sink} \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)} \times vQ \left( \frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

Mit  $vSand_{Sink}$

$\emptyset$ Korn (mm)	$vSand_{Sink}$ (mm/s)
1	139
0,5	72
0,2	23
0,1	7
0,05	2

Der Nachweis erfolgt für das kleinste Korn mit 0,05 mm

$$L_{Sandfang}(m) = \frac{H_{Bemessungswasserstand} (m)}{vSand_{Sink} \left( \frac{m}{s} \right)} \times vQ \left( \frac{m}{s} \right) = \frac{1,5}{0,002} \times 0,02 = 15,0 \text{ m}$$

Mit dem gewählten Abstand von 15 m der Tauchwand vom Einleitungspunkt werden die Bedingungen für  $vSand_{Sink}$  eingehalten.

Die Oberflächenbeschickung bezogen auf die Wasserfläche in Ablaufhöhe ( $A = 206 \text{ m}^2$ ) für eine Drosselabflussmenge von  $Q_{dr} = 2,75 \text{ l/s} = 9,90 \text{ m}^3/\text{h}$  ergibt sich wie folgt:

$$q_A = Q/A = 9,9 \text{ m}^3/\text{h} / 206 \text{ m}^2 = 0,048 \text{ m/h}$$

$q_{A,vorh.} < q_{A,Bem} = 0,048 \text{ m/h} < 2,4 \text{ m/h}$  (gemäß Bild 4 des DWA-A 102, siehe oben)

Der erforderliche Schlammspeicher im RRB 5 hängt von der Häufigkeit der Reinigung ab. Gemäß DWA-A 166 sollte für Regenklärbecken im Dauereinstau und seltener Reinigung ein zusätzlicher Schlammspeicher zum Nutzungsvolumen vorgesehen werden. Häufig wird ein Wert von 1 m<sup>3</sup> je Hektar abflusswirksamer Fläche verwendet. Bei einer abflusswirksamen Fläche von  $A_u = 1,06 \text{ ha}$  für das Einzugsgebiet des RRB 5 ergibt sich ein Schlammspeicher von ca. 1,06 m<sup>3</sup>. Die Grundfläche des Regenklärbeckens beträgt vor der schwimmenden Tauchwand ca. 53 m<sup>2</sup>. Bei einem Schlammspeichervolumen von 1,06 m<sup>3</sup> ergibt sich eine Schlammspeicherhöhe von ca. 2,0 cm im Regenklärbecken. Das gesamte Beckenvolumen bis zum Dauereinstau beträgt ca. 203 m<sup>3</sup>. Abzüglich dem vorhandenen Ölfangraum von 34,0 m<sup>3</sup> und dem Schlammspeichervolumen von 1,06 m<sup>3</sup> ergibt sich ein Restvolumen von 167,94 m<sup>3</sup>, welche als Nutzvolumen zur Einhaltung der Klärbedingung ausreichend groß ist.

Das Erdbecken wird mit einer 0,50 m dicken mineralischen Abdichtung ausgeführt. Die mineralische Abdichtung wird entsprechend der REwS (Richtlinie für Entwässerung von Straßen) für Erdbecken hergestellt. Der mineralische Boden muss dabei einen kf-Wert < 10-8 m/s aufweisen. Über der mineralischen Abdichtung wird eine 0,20 m dicke Schutzschicht aus lehmigem Kiessand 0/16 mm eingebaut.

Im Bereich des Erdbeckens muss die Abdichtung in Abhängigkeit vom Grundwasserstand gegen Auftrieb standsicher sein. Der Nachweis der Auftriebssicherheit wird im Rahmen der Ausführungsplanung geführt. Reicht die geplante mineralische Abdichtung von 0,50 m nicht aus, wird die Dicke der mineralischen Abdichtung entsprechend den Ergebnissen des Standsicherheitsnachweises vergrößert.

### 3.15. Bemessung Regenrückhaltebecken RRB 1 bis RRB 5

Die Bemessung des erforderlichen Regenrückhalteraums erfolgt nach dem Arbeitsblatt DWA-A 117, „Bemessung von Regenrückhalteräumen“.

Hierach kommt das einfache Bemessungsverfahren zur Anwendung. Das erf. Regenrückhaltevolumen wird nach dem Arbeitsblatt DWA-A 117 für ein Wiederkehrintervall (=Jährlichkeit)  $n = 1/30 = 0,033$  für die RRB 1, RRB 2, RRB 3, RRB 4 und RRB 5 dimensioniert.

Die maßgebende Regendauer ergibt sich unter Verwendung von ausgewerteten Niederschlagsdaten auf iterativem Weg. Für die schrittweise Berechnung des erforderlichen Speichervolumens werden die Regenspenden nach dem KOSTRA-Atlas (Unterlage 5.1) herangezogen.

In Abstimmung mit der Unterne Wasserbehörde errechnet sich der Drosselabfluss für ein 30-jähriges Regenereignis aus einer Abflussspende von 5,0 l/sxha bezogen auf das kanalisierte Einzugsgebiet  $A_{E,k}$ .

Bei dem kanalisierten Einzugsgebiet von  $A_{E,k} = 22,05 \text{ ha}$  (digital ermittelt) und einer Abflussspende von  $q_{Dr,k} = 5,0 \text{ l/sxha}$  ergibt sich ein Drosselabfluss von:

$$Q_{dr} = q_{Dr,k} \times A_{E,k} = 5,00 \times 22,05 \text{ ha} = 110,25 \text{ l/s}$$

Das Ergebnis der Bemessung ist in Unterlage 5.3 dargestellt. Danach ergibt sich für den erforderlichen Regenrückhalteraum ein erforderliches Volumen von  $V = 7.604,96 \text{ m}^3$ .

Die Entleerungszeit für  $n = 1/a = 0,033$  beträgt gemäß Berechnungsergebnis der Unterlage 5.4 vorh.  $t_E = 19,16 \text{ h}$ .

Insgesamt werden auf dem Betriebsgelände vier Regenrückhaltebecken geplant, die je nach Einzugsgebiet und Flächenverfügbarkeit unterschiedlich groß ausgebildet werden. Das RRB 1 wird im Bereich des vorhandenen RRB ausgebaut. Da für das RRB 1 nicht genügend Platz vorhanden ist, werden für die vier geplanten RRBs unterschiedliche Drosselabflussspenden angesetzt. In der folgenden Tabelle werden die Ergebnisse der Bemessungen (Unterlage 5.4) dargestellt:

Bezeichnung	$A_{E,k}$ [ha]	$A_u$ [ha]	$q_{Dr,k}$ [l/s*ha]	$Q_{Dr,max}$ [l/s]	Rückhaltevolumen erforderlich ( $n = 0,033$ ) [m <sup>3</sup> ]	Rückhaltevolumen vorhanden [m <sup>3</sup> ]
RRB 1	4,46	3,64	14,0	62,44	1.113,59	1.155,00
RRB 2	5,37	4,83	5,0	26,83	1.898,52	1.902,56
RRB 3	2,75	2,48	1,7	4,68	1.345,44	1.355,00
RRB 4	8,34	7,51	1,7	14,18	4.074,63	4.371,51
RRB 5	1,12	1,06	1,93	2,17	530,39	532,95
<b>Summe RRB</b>	<b>22,04</b>	<b>19,52</b>	<b>5,00</b>	<b>110,3</b>	<b>8.962,57</b>	<b>9.317,02</b>

### 3.16. Bewertung nach Merkblatt DWA-M 153

#### 3.16.1 Einstufung Gewässer

Die Einleitung des Oberflächenwassers aus den Einzugsgebieten 1 und 2 erfolgt in einen Bach. Es handelt sich somit um einen kleinen Flachlandbach, der dem Gewässertyp G15 zuzuordnen ist.

Die Einleitung des Oberflächenwassers aus den Einzugsgebieten „Zufahrt-Nord-West“, „Zufahrt West“, „Dach 12“ und „Verkehrs- und Lagerfläche 6“ erfolgt in das Grundwasser innerhalb eines Trinkwasserschutzgebietes Zone IIIB. Es handelt sich somit um den Gewässertyp G25.

#### 3.16.2 Einflüsse aus der Luft

Es handelt sich um einen Siedlungsbereich im Einflussbereich von Gewerbe und Industrie, so dass die Luft gemäß Typ L4 eingestuft wird.

### 3.16.3 Verschmutzung der Oberflächen

Die an das geplante Regenrückhaltebecken angeschlossenen Flächen weisen unterschiedliche Nutzungen auf. Grünflächen werden als Flächentyp F1 eingestuft. Bei den Verkehrsflächen handelt es sich um stark befahrene Lkw-Zufahrten im Gewerbegebiet, so dass diese Flächen als Flächentyp F7 eingestuft werden. Die Dachflächen werden dem Flächentyp F2 zugeordnet.

Bei den an die geplanten Versickerungsmulde 1 und 2 angeschlossenen Flächen gibt es unterschiedliche Nutzungen. Die Dachflächen werden dem Flächentyp F2 zugeordnet. Bei den Verkehrsflächen handelt es sich um Straßen und Plätze mit starker Verschmutzung. Die Verkehrsflächen werden dem Flächentyp F6 bzw. F7 zugeordnet.

### 3.16.4 Wirkung der Regenwasserbehandlung

Das Oberflächenwasser der Verkehrsflächen und der Dachflächen werden an Regenklärbecken mit Dauereinstau und maximal  $1,06 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{h})$  angeschlossen. Die Regenklärbecken RKB 1, RKB 2, RKB 3, RKB 4 und RKB 5 werden dem Behandlungstyp D21 zugeordnet.

Die Versickerungsanlage erhält eine 30 cm dicke bewachsene Oberbodenschicht, so dass die Mulde als Behandlungstyp D1 eingestuft wird.

Da unter der Versickerungsmulde eine mindestens 3,0 m mächtige Bodenpassage mit einer Durchlässigkeit  $k_f = 10\text{-}4$  bis  $10\text{-}6 \text{ m/s}$  ansteht, kann für die Regenwasserbehandlung der Behandlungstyp D4 zusätzlich angesetzt werden.

### 3.16.5 Ergebnis des Bewertungsverfahrens nach Merkblatt DWA-M 153

Als Emissionswert E ergibt sich nach dem Bewertungsverfahren für die Regenklärbecken folgender Wert:

Reinigungsanlage	Emissionswert
Regenklärbecken RKB 1 bis RKB 5	9,83
Mulde 1	3,87
Mulde 2	3,27
Mulde 3	3,87

Die Regenklärbecken RKB 1, RKB 2, RKB 3, RKB 4 und RKB 5 und die Versickerungsmulden mit Bodenpassage reichen gemäß Merkblatt DWA-M 153 als Behandlungsanlagen aus, da der Emissionswert E den Wert G nicht überschreitet. Die Ergebnisse des Bewertungsverfahrens sind in Unterlage 5.5 aufgeführt.

## 3.17. Versickerungsmulde

Die Bemessung des erforderlichen Speichervolumens der Versickerungsmulde 1, 2 und 3 auf den erfolgen in Anlehnung an das Arbeitsblatt A138 mit dem Berechnungsprogramm A138-XP, freigegeben vom ATV-DVWK (siehe Unterlage 5.6)

Die Versickerungsmulden werden für ein Wiederkehrintervall (=Jährlichkeit)  $n = 1/30 = 0,033$  bemessen. Die maßgebende Regendauer ergibt sich unter Verwendung von ausgewerteten Niederschlagsdaten auf

iterativem Weg. Für die schrittweise Berechnung des erforderlichen Speichervolumens werden die Regenspenden nach dem KOSTRA-Atlas (Unterlage 5.1) herangezogen.

Der maßgebende kf-Wert ist der kf-Wert, des Oberbodens, der mit

$$k_f = 5,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

angenommen wird.

An die Versickerungsmulde sind die in der Tabelle 1 aufgeführten Flächen angeschlossen.

Die Bestimmung des erforderlichen Speichervolumens ist der Unterlage 5.6 zu entnehmen.

Die Ergebnisse der Muldenbemessung werden in folgender Tabelle zusammengestellt:

Mulde Nr.	Einstauhöhe [m]	erforderliches Speichervolumen [m³]	Gewählte Muldentiefe [m]	vorhandenes Speichervolumen [m³]
1	0,12	11,8	0,15	15,0
2	0,30	47,8	0,30	48,3
3	0,30	13,5	0,30	13,5

Der Drosselabfluss der Regenrückhaltebecken RRB 3 und RRB 4 wird in über den angrenzenden Überlaufgraben 1 / Versickerungsgraben 1 in die angrenzende westliche Waldfläche zur Versickerung in den Untergrund eingeleitet. Folgende Versickerungsflächen müssen dafür zur Verfügung gestellt werden:

$$Q_{dr\_RRB\_3} = 18,86 \text{ l/s} = Q_s = k_f / 2 \times A_s \times 1.000 \text{ l/s}$$

mit  $k_f = 5,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

$$A_s = Q_s \times 2 / k_f = 18,86 \times 2 / (0,00005 \times 1000) = 754,4 \text{ m}^2$$

Im Bereich der Einleitung des Drosselabflusses  $Q_{dr\_RRB\_3}$  stehen mit dem Überlaufbecken 1 / Versickerungsbecken 1 und der „Grünerhaltungsfläche 5“ mit 603 m<sup>2</sup> und 4.425 m<sup>2</sup> ausreichend Fläche für die Versickerung zur Verfügung.

Der Drosselabfluss der Regenrückhaltebecken RRB 5 wird in die angrenzende westliche Wald- und Grünfläche zur Versickerung in den Untergrund eingeleitet. Folgende Versickerungsflächen müssen dafür zur Verfügung gestellt werden:

$$Q_{dr\_RRB\_5} = 2,75 \text{ l/s} = Q_s = k_f / 2 \times A_s \times 1.000 \text{ l/s}$$

mit  $k_f = 5,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$

$$A_s = Q_s \times 2 / k_f = 2,75 \times 2 / (0,00005 \times 1000) = 110 \text{ m}^2$$

Im Bereich der Einleitung des Drosselabflusses  $Q_{dr\_RRB\_5}$  stehen mit der „Grünerhaltungsfläche 6“ mit 2.493 m<sup>2</sup> ausreichend Fläche für die Versickerung zur Verfügung.

### 3.18. Zusammenfassung und Ausführung

Folgende Wassermengen werden durch Einleitung in den Bach beantragt:

Bezeichnung	Einleitmengen Q [l/s]
Einleitstelle 1	89,27
Mulde 1	2,5
Mulde 2	5,25
Mulde 3	1,13
Qdr_RRB_3	4,68
Qdr_RRB_4	14,14
Qdr_RRB_5	2,75

Die Regenrückhaltebecken und die Regenklärbecken werden jeweils mit einer 0,50 m dicken mineralischen Abdichtung ausgeführt. Die mineralische Abdichtung wird entsprechend der REwS (Richtlinie für Entwässerung von Straßen) für Erdbecken hergestellt. Der mineralische Boden muss dabei einen kf-Wert < 10-8 m/s aufweisen. Im Bereich der Regenklärbecken wird über der mineralischen Abdichtung eine 0,20 m dicke Schutzschicht aus lehmigem Kiessand 0/16 mm eingebaut. Außerhalb des Dauereinstaubereichs wird über der mineralischen Abdichtung eine 0,20 m dicke Oberbodenschicht angeordnet.

Die Sohle der Versickerungsmulden werden mit einer ca. 0,30 m starken sandigen Oberboden von kf  $\geq 5,0 \cdot 10^{-5}$  m/s angedeckt (Filterschicht). Zum Schutz vor Erosion werden die Böschungsflächen mit einer Oberbodenschicht und einer Rasensaat hergestellt.

#### Wartung und Unterhaltung der Regenrückhaltebecken und Regenklärbecken

Die Anfahrbarkeit der Regenrückhaltebecken und Regenklärbecken (RRB / RKB) wird durch den Maßnahmenträger sichergestellt. Hierzu können z.B. Barrieresteine rund um einen Unterhaltungsstreifen (5 m) an der Böschungsoberkante der betreffenden RRB / RKB errichtet werden. Jedes RRB / RKB ist von mindestens zwei Seiten von befestigten Flächen aus anfahrbar.

Die Unterhaltung der RRB / RKB soll mindestens 1x jährlich (voraussichtlich eher 2x jährlich) und bei besonderen Erfordernissen (z.B. großer Schlammeintrag, solange nicht alle Flächen endgültig befestigt worden sind) erfolgen. Die Unterhaltung soll durch entsprechende Fachfirmen oder ggf. in Kooperation mit einem Unterhaltungsverband realisiert werden.

bearbeitet:

igbv

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAU- UND VERMESSUNGWESEN

Lüneburg, 31.07.2024

gez. i. A. Meermöller



2.			
1.			
Nr.	Art der Änderung	Datum	Name

**GENEHMIGUNGSPLANUNG** Stand: 30.07.2024

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAU - UND VERMESSUNGSWESEN <b>igbv</b>	André Novotny - Beratender Ingenieur -	21082.01-04-02-001-24-07-30
Kathe-Kräger-Straße 17 21337 Lüneburg Tel. 04131 98 34-0 Fax: 04131 98 34-10 planung@igbv.de	Neue Straße 16 21244 Borsum, d. N. Tel. 04181 28 77-0 Fax: 04181 28 77-11 planung@igbv.de	bearbeitet Juli 2024 Meermöller gezeichnet Juli 2024 Nagel geprüft Juli 2024 Novotny
Lüneburg, den 30.07.2024		

Manzke Besitz GmbH & Co. KG  
Günter-Manzke-Allee 1  
21397 OT Volkstorf (Vastorf)



<b>Übersichtslageplan</b>	
Oberflächenentwässerungskonzept Bebauungsplan Nr. 2 "Industriegebiet Volkstorf-Nord" in der Gemeinde Volkstorf	
Maßstab: 1:2.500 Unterlage: 2 Blatt Nr.: 1 Reg. Nr.:	
Aufgestellt: <b>Manzke Besitz GmbH &amp; Co. KG</b> Günter-Manzke-Allee 1 21397 Volkstorf	Genehmigt: <b>Landkreis Lüneburg</b> Fachdienst 61 Umwelt Horn-Nickel-Strasse 4 21337 Lüneburg
Volkstorf, den ..... Lüneburg, den .....	





## KOSTRA-DWD 2020

Nach den Vorgaben des Deutschen Wetterdienstes - Hydrometeorologie -

### Niederschlagshöhen nach KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld : Spalte 151, Zeile 91  
 Ortsname : Volkstorf (NI)  
 Bemerkung :

Dauerstufe D	Niederschlagshöhen hN [mm] je Wiederkehrintervall T [a]								
	1 a	2 a	3 a	5 a	10 a	20 a	30 a	50 a	100 a
5 min	7,4	9,1	10,1	11,5	13,5	15,5	16,8	18,6	21,1
10 min	8,9	11,0	12,2	13,9	16,3	18,7	20,4	22,5	25,5
15 min	9,9	12,2	13,6	15,4	18,0	20,8	22,6	24,9	28,3
20 min	10,6	13,1	14,6	16,5	19,4	22,3	24,2	26,8	30,4
30 min	11,7	14,4	16,1	18,2	21,4	24,6	26,7	29,5	33,5
45 min	12,9	15,9	17,7	20,1	23,5	27,1	29,4	32,5	36,9
60 min	13,8	17,0	18,9	21,5	25,2	29,0	31,5	34,8	39,5
90 min	15,2	18,7	20,8	23,6	27,7	31,9	34,7	38,2	43,4
2 h	16,2	20,0	22,3	25,3	29,6	34,1	37,0	40,9	46,4
3 h	17,8	21,9	24,4	27,8	32,5	37,5	40,7	44,9	51,0
4 h	19,1	23,4	26,1	29,7	34,8	40,0	43,5	48,0	54,5
6 h	20,9	25,7	28,7	32,6	38,2	44,0	47,8	52,7	59,8
9 h	23,0	28,2	31,5	35,8	41,9	48,3	52,4	57,9	65,7
12 h	24,6	30,2	33,7	38,2	44,8	51,6	56,0	61,8	70,2
18 h	27,0	33,1	36,9	42,0	49,2	56,6	61,5	67,9	77,0
24 h	28,8	35,4	39,5	44,8	52,5	60,5	65,7	72,5	82,3
48 h	33,8	41,5	46,3	52,6	61,6	70,9	77,0	85,0	96,5
72 h	37,1	45,5	50,8	57,7	67,6	77,9	84,6	93,3	105,9
4 d	39,6	48,7	54,3	61,6	72,2	83,2	90,3	99,7	113,2
5 d	41,7	51,2	57,1	64,9	76,0	87,5	95,1	105,0	119,1
6 d	43,5	53,4	59,6	67,6	79,3	91,3	99,1	109,4	124,2
7 d	45,0	55,3	61,7	70,1	82,1	94,6	102,7	113,4	128,7

#### Legende

- T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
- D Dauerstufe in [min, h, d]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
- hN Niederschlagshöhe in [mm]

## Niederschlagsspenden nach KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld : Spalte 151, Zeile 91  
 Ortsname : Volkstorf (NI)  
 Bemerkung :

Dauerstufe D	Niederschlagsspenden rN [ $\text{I}/(\text{s}\cdot\text{ha})$ ] je Wiederkehrintervall T [a]								
	1 a	2 a	3 a	5 a	10 a	20 a	30 a	50 a	100 a
5 min	246,7	303,3	336,7	383,3	450,0	516,7	560,0	620,0	703,3
10 min	148,3	183,3	203,3	231,7	271,7	311,7	340,0	375,0	425,0
15 min	110,0	135,6	151,1	171,1	200,0	231,1	251,1	276,7	314,4
20 min	88,3	109,2	121,7	137,5	161,7	185,8	201,7	223,3	253,3
30 min	65,0	80,0	89,4	101,1	118,9	136,7	148,3	163,9	186,1
45 min	47,8	58,9	65,6	74,4	87,0	100,4	108,9	120,4	136,7
60 min	38,3	47,2	52,5	59,7	70,0	80,6	87,5	96,7	109,7
90 min	28,1	34,6	38,5	43,7	51,3	59,1	64,3	70,7	80,4
2 h	22,5	27,8	31,0	35,1	41,1	47,4	51,4	56,8	64,4
3 h	16,5	20,3	22,6	25,7	30,1	34,7	37,7	41,6	47,2
4 h	13,3	16,3	18,1	20,6	24,2	27,8	30,2	33,3	37,8
6 h	9,7	11,9	13,3	15,1	17,7	20,4	22,1	24,4	27,7
9 h	7,1	8,7	9,7	11,0	12,9	14,9	16,2	17,9	20,3
12 h	5,7	7,0	7,8	8,8	10,4	11,9	13,0	14,3	16,3
18 h	4,2	5,1	5,7	6,5	7,6	8,7	9,5	10,5	11,9
24 h	3,3	4,1	4,6	5,2	6,1	7,0	7,6	8,4	9,5
48 h	2,0	2,4	2,7	3,0	3,6	4,1	4,5	4,9	5,6
72 h	1,4	1,8	2,0	2,2	2,6	3,0	3,3	3,6	4,1
4 d	1,1	1,4	1,6	1,8	2,1	2,4	2,6	2,9	3,3
5 d	1,0	1,2	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,4	2,8
6 d	0,8	1,0	1,1	1,3	1,5	1,8	1,9	2,1	2,4
7 d	0,7	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,7	1,9	2,1

**Legende**

- T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
- D Dauerstufe in [min, h, d]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
- rN Niederschlagsspende in [ $\text{I}/(\text{s}\cdot\text{ha})$ ]

## Toleranzwerte der Niederschlagshöhen und -spenden nach KOSTRA-DWD 2020

Rasterfeld : Spalte 151, Zeile 91  
 Ortsname : Volkstorf (NI)  
 Bemerkung :

Dauerstufe D	Toleranzwerte UC je Wiederkehrintervall T [a] in [ $\pm\%$ ]								
	1 a	2 a	3 a	5 a	10 a	20 a	30 a	50 a	100 a
5 min	11	12	13	13	14	15	16	16	17
10 min	13	15	16	17	18	19	19	20	20
15 min	14	16	17	18	20	21	21	22	22
20 min	15	17	18	19	21	22	22	23	23
30 min	15	18	19	20	21	22	23	24	24
45 min	15	18	19	20	21	23	23	24	24
60 min	15	17	19	20	21	22	23	24	24
90 min	14	17	18	19	21	22	22	23	24
2 h	14	16	17	19	20	21	22	22	23
3 h	13	15	16	18	19	20	21	21	22
4 h	12	15	16	17	18	19	20	20	21
6 h	11	14	15	16	17	18	19	19	20
9 h	11	13	14	15	16	17	18	18	19
12 h	10	12	13	14	15	16	17	17	18
18 h	10	12	12	13	15	15	16	16	17
24 h	10	11	12	13	14	15	15	16	16
48 h	11	11	12	12	13	14	14	15	15
72 h	12	11	12	12	13	13	14	14	15
4 d	12	12	12	12	13	13	14	14	14
5 d	13	12	12	13	13	13	14	14	14
6 d	14	13	13	13	13	13	14	14	14
7 d	14	13	13	13	13	13	14	14	14

**Legende**

- T Wiederkehrintervall, Jährlichkeit in [a]: mittlere Zeitspanne, in der ein Ereignis einen Wert einmal erreicht oder überschreitet
- D Dauerstufe in [min, h, d]: definierte Niederschlagsdauer einschließlich Unterbrechungen
- UC Toleranzwert der Niederschlagshöhe und -spende in [ $\pm\%$ ]



## KOSTRA-DWD 2020

Nach den Vorgaben des Deutschen Wetterdienstes - Hydrometeorologie -

### Berechnungsregenspenden für Dach- und Grundstücksflächen nach DIN 1986-100:2016-12

Rasterfeld : Spalte 151, Zeile 91  
 Ortsname : Volkstorf (NI)  
 Bemerkung :  
 Berechnungsmethode : kein Zuschlag

#### Berechnungsregenspenden für Dachflächen

##### Maßgebende Regendauer 5 Minuten

Bemessung  $r_{5,5} = 383,3 \text{ l / (s · ha)}$   
 Jahrhundertregen  $r_{5,100} = 703,3 \text{ l / (s · ha)}$

#### Berechnungsregenspenden für Grundstücksflächen

##### Maßgebende Regendauer 5 Minuten

Bemessung  $r_{5,2} = 303,3 \text{ l / (s · ha)}$   
 Überflutungsprüfung  $r_{5,30} = 560,0 \text{ l / (s · ha)}$

##### Maßgebende Regendauer 10 Minuten

Bemessung  $r_{10,2} = 183,3 \text{ l / (s · ha)}$   
 Überflutungsprüfung  $r_{10,30} = 340,0 \text{ l / (s · ha)}$

##### Maßgebende Regendauer 15 Minuten

Bemessung  $r_{15,2} = 135,6 \text{ l / (s · ha)}$   
 Überflutungsprüfung  $r_{15,30} = 251,1 \text{ l / (s · ha)}$

**Hinweis:** Der von der DIN1986-100 geforderte "Wert an der oberen Bereichsgrenze" ist in der KOSTRA-DWD-2020-Auswertung nicht mehr enthalten. Der angewendete Zuschlag ist eine Ersatzlösung.

Die ausgewiesenen Regenspenden basieren auf den nachfolgenden Grunddaten:

Wiederkehrintervall	Parameter	Dauerstufe		
		5 min	10 min	15 min
2 a	$rN \text{ [l / (s · ha)]}$	303,3	183,3	135,6
	UC [ $\pm\%$ ]	12	15	16
5 a	$rN \text{ [l / (s · ha)]}$	383,3	-	-
	UC [ $\pm\%$ ]	13	-	-
30 a	$rN \text{ [l / (s · ha)]}$	560,0	340,0	251,1
	UC [ $\pm\%$ ]	16	19	21
100 a	$rN \text{ [l / (s · ha)]}$	703,3	-	-
	UC [ $\pm\%$ ]	17	-	-

##### Legende

$rN$  Niederschlagsspende in [ $\text{l}/(\text{s} \cdot \text{ha})$ ]  
 UC Toleranz in [ $\pm\%$ ]



**Zusammenstellung der angeschlossenen Flächen**

Grundlage: Wassertechnischer Lageplan Oberflächenentwässerungskonzept

**Einzugsflächen RRB 1**

Bezeichnung	Abflussbeiwert	Größe	Au	Au	fi
Verkehrs- und Lagerfläche 1	0,90	33.582,00m <sup>2</sup>	30.223,80m <sup>2</sup>		
Parkplatz 1	0,50	4.206,00m <sup>2</sup>	2.103,00m <sup>2</sup>	32.326,80m <sup>2</sup>	0,89
Dach 3	0,90	2.118,00m <sup>2</sup>	1.906,20m <sup>2</sup>		
Dach 4	0,90	231,00m <sup>2</sup>	207,90m <sup>2</sup>		
Dach 5	0,90	179,00m <sup>2</sup>	161,10m <sup>2</sup>		
Dach 6	0,90	47,00m <sup>2</sup>	42,30m <sup>2</sup>		
Dach 7	0,90	11,00m <sup>2</sup>	9,90m <sup>2</sup>		
Dach 8	0,90	17,00m <sup>2</sup>	15,30m <sup>2</sup>		
Dach 9	0,90	336,00m <sup>2</sup>	302,40m <sup>2</sup>		
Dach 10	0,90	522,00m <sup>2</sup>	469,80m <sup>2</sup>	3.114,90m <sup>2</sup>	0,09
Grün 1	0,05	908,00m <sup>2</sup>	45,40m <sup>2</sup>		
Grün 2	0,05	26,00m <sup>2</sup>	1,30m <sup>2</sup>		
Grün 3	0,05	292,00m <sup>2</sup>	14,60m <sup>2</sup>		
Grün 4	0,05	1.067,00m <sup>2</sup>	53,35m <sup>2</sup>		
Grün 5	0,05	84,00m <sup>2</sup>	4,20m <sup>2</sup>		
RKB 1/RRB 1	0,90	974,00m <sup>2</sup>	876,60m <sup>2</sup>	995,45m <sup>2</sup>	0,03
Summe RRB 1		44.600,00m <sup>2</sup>	36.437,15m <sup>2</sup>	36.437,15m <sup>2</sup>	1,00

**Einzugsflächen RRB 2**

Bezeichnung	Abflussbeiwert	Größe	Au	Au	fi
Verkehrs- und Lagerfläche 2	0,90	44.796,00m <sup>2</sup>	40.316,40m <sup>2</sup>	40.316,40m <sup>2</sup>	0,83
RRB 2 u. Graben	0,90	3.494,00m <sup>2</sup>	3.144,60m <sup>2</sup>	3.144,60m <sup>2</sup>	0,07
Dach 1	0,90	3.721,00m <sup>2</sup>	3.348,90m <sup>2</sup>		
Dach 2	0,90	1.652,00m <sup>2</sup>	1.486,80m <sup>2</sup>	4.835,70m <sup>2</sup>	0,10
Summe RRB 2		53.663,00m <sup>2</sup>	48.296,70m <sup>2</sup>	48.296,70m <sup>2</sup>	1,00

**Einzugsflächen RRB 1 + RRB 2**

	Größe	Au	Größe	Au	fi
Verkehrsflächen <sub>gesamt</sub>	82.584,00m <sup>2</sup>	72.643,20m <sup>2</sup>	8,26ha	7,26ha	0,86
Dachflächen <sub>gesamt</sub>	8.834,00m <sup>2</sup>	7.950,60m <sup>2</sup>	0,88ha	0,80ha	0,09
Grünflächen <sub>gesamt</sub>	6.845,00m <sup>2</sup>	4.140,05m <sup>2</sup>	0,68ha	0,41ha	0,05
Summe RRB 1 + RRB 2	98.263,00m <sup>2</sup>	84.733,85m <sup>2</sup>	9,83ha	8,47ha	1,00

**Einzugsflächen RRB 3**

Bezeichnung	Abflussbeiwert	Größe	Au	Au	fi
Verkehrs- und Lagerfläche 5	0,90	25.032,00	22.528,80m <sup>2</sup>	22.528,80ha	0,91
Dach 21	0,90	60,00m <sup>2</sup>	54,00m <sup>2</sup>		
Dach 22	0,90	1.047,00m <sup>2</sup>	942,30m <sup>2</sup>		
Dach 23	0,90	483,00m <sup>2</sup>	434,70m <sup>2</sup>		
Dach 24	0,90	22,00m <sup>2</sup>	19,80m <sup>2</sup>		
Dach 25	0,90	24,00m <sup>2</sup>	21,60m <sup>2</sup>		
Dach 26	0,90	47,00m <sup>2</sup>	42,30m <sup>2</sup>		
Dach 27	0,90	22,00m <sup>2</sup>	19,80m <sup>2</sup>	1.534,50ha	0,06
RKB 3/RRB 3	0,90	805,00m <sup>2</sup>	724,50m <sup>2</sup>	724,50m <sup>2</sup>	0,03
Summe RRB 3		27.542,00m <sup>2</sup>	24.787,80m <sup>2</sup>		1,00

**Einzugsflächen RRB 4**

Bezeichnung	Abflussbeiwert	Größe	Au	Au	fi
Verkehrs- und Lagerfläche 3	0,90	78.974,00m <sup>2</sup>	71.076,60m <sup>2</sup>	71.076,60m <sup>2</sup>	0,95
Dach 13	0,90	381,00m <sup>2</sup>	342,90m <sup>2</sup>		
Dach 14	0,90	291,00m <sup>2</sup>	261,90m <sup>2</sup>		

Bezeichnung	Abflussbeiwert	Größe	Au	Au	fi
Dach 15	0,90	98,00m <sup>2</sup>	88,20m <sup>2</sup>		
Dach 16	0,90	212,00m <sup>2</sup>	190,80m <sup>2</sup>		
Dach 17	0,90	194,00m <sup>2</sup>	174,60m <sup>2</sup>		
Dach 18	0,90	17,00m <sup>2</sup>	15,30m <sup>2</sup>	1.073,70m <sup>2</sup>	0,01
RKB 4/RRB 4	0,90	3.243,00m <sup>2</sup>	2.918,70m <sup>2</sup>	2.918,70m <sup>2</sup>	0,04
Summe RRB 4		83.410,00m <sup>2</sup>	75.069,00m <sup>2</sup>	75.069,00m <sup>2</sup>	1,00

#### Einzugsflächen RRB 5

Bezeichnung	Abflussbeiwert	Größe	Au	Au	fi
Verkehrs- und Lagerfläche 4	0,90	9.920,00m <sup>2</sup>	8.928,00m <sup>2</sup>	8.928,00m <sup>2</sup>	0,88
Dach 11	0,90	848,00m <sup>2</sup>	763,20m <sup>2</sup>	763,20m <sup>2</sup>	0,08
RKB 5/RRB 5	0,90	472,00m <sup>2</sup>	424,80m <sup>2</sup>	424,80m <sup>2</sup>	0,04
Summe RRB 5		11.240,00m <sup>2</sup>	10.116,00m <sup>2</sup>	10.116,00m <sup>2</sup>	1,00

Einzugsflächen <sub>gesamt</sub>	Größe	Au	Größe	Au	fi
Verkehrsflächen <sub>gesamt</sub>	196.510,00m <sup>2</sup>	175.176,60m <sup>2</sup>	19,65ha	17,52ha	0,900
Dachflächen <sub>gesamt</sub>	12.580,00m <sup>2</sup>	11.322,00m <sup>2</sup>	1,26ha	1,13ha	0,058
Grünflächen <sub>gesamt</sub>	11.365,00m <sup>2</sup>	8.208,05m <sup>2</sup>	1,14ha	0,82ha	0,042
Summe RRB 1 + RRB 2 + RRB 3 + RRB 4+ RRB 5	220.455,00m <sup>2</sup>	194.706,65m <sup>2</sup>	22,05ha	19,47ha	1,00

#### Einzugsflächen Mulde 1

Bezeichnung	Abflussbeiwert	Größe	Au	Au	fi	A <sub>S</sub>
Zufahrt Nord-West	0,90	521,00m <sup>2</sup>	468,90m <sup>2</sup>	468,90m <sup>2</sup>	1,00	
Summe Mulde 1		521,00m <sup>2</sup>	468,90m <sup>2</sup>	468,90m <sup>2</sup>	1,00	100,00

#### Einzugsflächen Mulde 2

Bezeichnung	Abflussbeiwert	Größe	Au	Au	fi	A <sub>S</sub>
Verkehrs- und Lagerfläche 6	0,90	1.024,00m <sup>2</sup>	921,60m <sup>2</sup>	921,60m <sup>2</sup>	0,55	
Dach 12	0,90	841,00m <sup>2</sup>	756,90m <sup>2</sup>	756,90m <sup>2</sup>	0,45	
Summe Mulde 2		1.865,00m <sup>2</sup>	1.678,50m <sup>2</sup>	1.678,50m <sup>2</sup>	1,00	161,00

#### Einzugsflächen Mulde 3

Bezeichnung	Abflussbeiwert	Größe	Au	Au	fi	A <sub>S</sub>
Zufahrt West	0,90	525,00m <sup>2</sup>	472,50m <sup>2</sup>	472,50m <sup>2</sup>	1,00	
Summe Mulde 3		525,00m <sup>2</sup>	472,50m <sup>2</sup>	472,50m <sup>2</sup>	1,00	45,00

**Einzugsflächen durch Flächenversickerung vor Ort ohne weiteren Nachweis**

Bezeichnung	Größe
Grünerhaltfläche 1	1.716,00m <sup>2</sup>
Grünerhaltfläche 2	480,00m <sup>2</sup>
Grünerhaltfläche 3	4.862,00m <sup>2</sup>
Grünerhaltfläche 4	5.090,00m <sup>2</sup>
Grünerhaltfläche 5	4.425,00m <sup>2</sup>
Grünerhaltfläche 6	2.493,00m <sup>2</sup>
Grünerhaltfläche 7	1.145,00m <sup>2</sup>
Pflanzstreifen 1	1.493,00m <sup>2</sup>
Ausgleichsfläche 1	16.117,00m <sup>2</sup>
Grün 6	359,00m <sup>2</sup>
Grün 7	2.347,00m <sup>2</sup>
Grün 8	68,00m <sup>2</sup>
Straßenverkehrsfläche 1	4.863,00m <sup>2</sup>
Straßenverkehrsfläche 2	1.421,00m <sup>2</sup>
Straßenverkehrsfläche 3	29,00m <sup>2</sup>
Straßenverkehrsfläche 4	446,00m <sup>2</sup>
	<hr/>
	47.354,00m <sup>2</sup>

**Gesamtfläche B-Plangebiet**

Bezeichnung	Größe
B-Plan Nr. 2	270.720,00m <sup>2</sup>
digital ermittelt	271.262,53m <sup>2</sup>

### DWA-A 117, "Bemessung von Regenrückhalteräumen"

#### Bemessung des gesamten erforderlichen Rückhaltevolumen $RRB_{gesamt}$

Wiederkehrzeit  $T_n$  in a = 30  
 Überschreitungshäufigkeit  $n$  in 1/a = 0,033

Fließzeit  $t_f$  in min = 10  
 $q_{dr,r,u}$  in l/sxha = 5,66

$f_z$  = 1,10  
 $f_a$  = 1,00

#### Anwendung des einfachen Verfahrens :

Einzugsgebiet	$A_{E,k}$ in ha	$A_u$ in ha	$f_z$	$f_a$	$Q_{dr}$ in l/s	$q_{dr,r,u}$ in l/s*ha	erf. V in m³
	22,05	19,47	1,10	1,00	110,23	5,66	7.604,96

#### Niederschlag

$T = 30$			
D in min	$h_N$ in mm	$r_n$ in l/(s*ha)	erf. V <sub>s,u</sub> in m³/ha
5	16,8	560	182,93
10	20,4	340	220,66
15	22,6	251,1	242,98
20	24,2	201,7	258,77
30	26,7	148,3	282,42
45	29,4	108,9	306,62
60	31,5	87,5	324,08
90	34,7	64,3	348,31
120	37	51,4	362,25
180	40,7	37,7	380,62
240	43,5	30,2	388,69
<b>360</b>	<b>47,8</b>	<b>22,1</b>	<b>390,59</b>
540	52,4	16,2	375,60
720	56	13	348,74
1080	61,5	9,5	273,63
1440	65,7	7,6	184,26
2880	77	4,5	-220,72
4320	84,6	3,3	-673,23

Gleichung 3

Gleichung 2

gewählt :	RRB 1	1.155,00 m³
	RRB 2	1.902,56 m³
	RRB 3	1.355,00 m³
	RRB 4	4.371,51 m³
	RRB 5	532,95 m³

Das gewählte Beckenvolumen beträgt =  $RRB_{gesamt}$  9.317,02 m³ > V erf = 7.604,96 m³

$q_{Dr,k}$  = 5,00 vorgegebene Drosselabflussspende in l/(sxha)  
 $Q_{Dr,max}$  =  $q_{Dr,k} \times A_{E,k}$   
 = 110,23 (Drosselabfluss in l/s)

$q_{dr,r,u} = Q_{dr}/A_u$  = 5,66 (spez. Drosselabfluss in Bezug auf undurchlässige Flächen in l/(sxha))

#### Ermittlung der Entleerungszeit $t_E$

$t_E$  =  $V / (Q_{dr,max}/1000 \times 3600)$   
 $t_E$  = 19,16 (Entleerungszeit in h)

**DWA-A 117, "Bemessung von Regenrückhalteräumen"**

**Bemessung des RRB 1**

Wiederkehrzeit  $T_n$  in a = **30**  
 Überschreitungshäufigkeit  $n$  in 1/a = **0,033**

Fließzeit  $t_f$  in min = **10**  
 $q_{dr,r,u}$  in l/sxha = **17,14**

$f_z$  = **1,10**  
 $f_a$  = **1,00**

**Anwendung des einfachen Verfahrens :**

Einzugsgebiet	$A_{E,k}$ in ha	$A_u$ in ha	$f_z$	$f_a$	$Q_{dr}$ in l/s	$q_{dr,r,u}$ in l/s*ha	erf. V in m³
	4,46	3,64	1,20	1,00	62,44	<b>17,14</b>	<b>1.113,59</b>

**Niederschlag**

<b>T = 30</b>			
D in min	$h_N$ in mm	$r_n$ in l/(s*ha)	erf. V <sub>s,u</sub> in m³/ha
5	16,8	560	195,43
10	20,4	340	232,46
15	22,6	251,1	252,68
20	24,2	201,7	265,77
30	26,7	148,3	283,31
45	29,4	108,9	297,31
<b>60</b>	<b>31,5</b>	<b>87,5</b>	<b>303,97</b>
<b>90</b>	<b>34,7</b>	<b>64,3</b>	<b>305,62</b>
120	37	51,4	296,04
180	40,7	37,7	266,50
240	43,5	30,2	225,74
360	47,8	22,1	128,66
540	52,4	16,2	-36,41
720	56	13	-214,43
1080	61,5	9,5	-593,80
1440	65,7	7,6	-988,73
2880	77	4,5	-2.620,27
4320	84,6	3,3	-4.303,66

Gleichung 3

Gleichung 2

gewählt :

**RRB 1 :Teilvolumen 1**

Sohlenabmessung :

Fläche A,unten = **302,00 m<sup>2</sup>** ( digital ermittelt )  
 $h = 1,40$  m

Böschungsneigung 1 : m = **2**

Oberkantenabmessung :

Fläche A,oben = **508,00 m<sup>2</sup>** ( digital ermittelt )

**Das gewählte Beckenvolumen beträgt =**

**Teilvolumen 1      567 m<sup>3</sup>**

gewählt :

**RRB 1 :Teilvolumen 2**

Sohlenabmessung :

Fläche A,unten = **0,00 m<sup>2</sup>** ( digital ermittelt )  
 $h = 0,75$  m

Böschungsneigung 1 : m = **2**

Oberkantenabmessung :

Fläche A,oben = **180,00 m<sup>2</sup>** ( digital ermittelt )

**Das gewählte Beckenvolumen beträgt =**

**Teilvolumen 2      67,5 m<sup>3</sup>**

**gewählt :** RRB 1 :Teilvolumen 3

Sohlenabmessung :

$$\begin{aligned} \text{Fläche A,unten} &= 694,00 \text{ m}^2 \text{ ( digital ermittelt )} \\ h &= 0,75 \text{ m} \\ \text{Böschungsneigung } 1:m &= 2 \end{aligned}$$

Oberkantenabmessung :

$$\text{Fläche A,oben} = 694,00 \text{ m}^2 \text{ ( digital ermittelt )}$$

**Das gewählte Beckenvolumen beträgt = Teilvolumen 3 520,5 m<sup>3</sup>**

$$\text{RRB 1, gesamt: } 1.155,00 \text{ m}^3 > V_{\text{erf}} = 1.113,59 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} q_{Dr,k} &= 14,00 && \text{vorgegebene Drosselabflussspende in l/(sxha)} \\ Q_{Dr,max} &= q_{Dr,k} \times A_{E,k} \\ &= 62,44 && \text{(Drosselabfluss in l/s)} \end{aligned}$$

$$q_{dr,r,u} = Q_{dr}/A_u = 17,14 \quad (\text{spez. Drosselabfluss in Bezug auf undurchlässige Flächen in l/(sxha)})$$

**Ermittlung der Entleerungszeit t<sub>E</sub>**

$$t_E = V / (Q_{dr,max}/1000 \times 3600)$$

$$t_E = 4,95 \quad (\text{Entleerungszeit in h})$$

### DWA-A 117, "Bemessung von Regenrückhalteräumen"

#### Bemessung des RRB 2

Wiederkehrzeit  $T_n$  in a = **30**  
 Überschreitungshäufigkeit  $n$  in 1/a = **0,033**

Fließzeit  $t_f$  in min = **10**  
 $q_{dr,r,u}$  in l/sxha = **5,56**

$f_z$  = **1,10**  
 $f_a$  = **1,00**

#### Anwendung des einfachen Verfahrens :

Einzugsgebiet	$A_{E,k}$ in ha	$A_u$ in ha	$f_z$	$f_a$	$Q_{dr}$ in l/s	$q_{dr,r,u}$ in l/s*ha	erf. V in m³
	5,37	4,83	1,10	1,00	26,83	5,56	<b>1.898,52</b>

#### Niederschlag

<b>T = 30</b>			
D in min	$h_N$ in mm	$r_n$ in l/(s*ha)	erf. V <sub>s,u</sub> in m³/ha
5	16,8	560	182,97
10	20,4	340	220,73
15	22,6	251,1	243,09
20	24,2	201,7	258,91
30	26,7	148,3	282,63
45	29,4	108,9	306,93
60	31,5	87,5	324,50
90	34,7	64,3	348,94
120	37	51,4	363,09
180	40,7	37,7	381,88
240	43,5	30,2	390,37
<b>360</b>	<b>47,8</b>	<b>22,1</b>	<b>393,10</b>
540	52,4	16,2	379,37
720	56	13	353,76
1080	61,5	9,5	281,16
1440	65,7	7,6	194,30
2880	77	4,5	-200,64
4320	84,6	3,3	-643,10

Gleichung 3

Gleichung 2

gewählt :

**RRB 2**

Sohlenabmessung :

Fläche A,unten = **1.008,00 m²** ( digital ermittelt )

$h = 1,53$  m

Böschungsneigung 1 : m = **2**

Oberkantenabmessung :

Fläche A,oben = **1.479,00 m²** ( digital ermittelt )

**Das gewählte Beckenvolumen beträgt = RRB 2    1.902,56 m³ > V erf = 1.898,52 m³**

$q_{dr,k} = 5,00$  vorgegebene Drosselabflussspende in l/(sxha)

$Q_{dr,max} = q_{dr,k} \times A_{E,k}$   
 $= 26,83$  (Drosselabfluss in l/s)

$q_{dr,r,u} = Q_{dr}/A_u = 5,56$  (spez. Drosselabfluss in Bezug auf undurchlässige Flächen in l/(sxha))

#### Ermittlung der Entleerungszeit $t_E$

$t_E = V / (Q_{dr,max}/1000 \times 3600)$

$t_E = 19,65$  (Entleerungszeit in h)

### DWA-A 117, "Bemessung von Regenrückhalteräumen"

#### Bemessung des RRB 3

Wiederkehrzeit  $T_n$  in a = **30**  
 Überschreitungshäufigkeit  $n$  in 1/a = **0,033**

Fließzeit  $t_f$  in min = **10**  
 $q_{dr,r,u}$  in l/sxha = **1,89**

$f_z$  = **1,10**  
 $f_a$  = **1,00**

#### Anwendung des einfachen Verfahrens :

Einzugsgebiet	$A_{E,k}$ in ha	$A_u$ in ha	$f_z$	$f_a$	$Q_{dr}$ in l/s	$q_{dr,r,u}$ in l/s*ha	erf. V in m³
	2,75	2,48	1,10	1,00	4,68	1,89	<b>1.345,44</b>

#### Niederschlag

<b>T = 30</b>			
D in min	$h_N$ in mm	$r_n$ in l/(s*ha)	erf. V <sub>s,u</sub> in m³/ha
5	16,8	560	184,18
10	20,4	340	223,15
15	22,6	251,1	246,72
20	24,2	201,7	263,75
30	26,7	148,3	289,89
45	29,4	108,9	317,82
60	31,5	87,5	339,02
90	34,7	64,3	370,72
120	37	51,4	392,13
180	40,7	37,7	425,44
240	43,5	30,2	448,45
360	47,8	22,1	480,22
540	52,4	16,2	510,05
720	56	13	528,00
1080	61,5	9,5	542,52
<b>1440</b>	<b>65,7</b>	<b>7,6</b>	<b>542,78</b>
2880	77	4,5	496,32
4320	84,6	3,3	402,34

Gleichung 3

Gleichung 2

gewählt :

**RRB 3**

Sohlenabmessung :

Fläche A,unten = **260,00 m²** ( digital ermittelt )  
 $h = 2,71 \text{ m}$

Böschungsneigung 1 : m = **2**

Oberkantenabmessung :

Fläche A,oben = **740,00 m²** ( digital ermittelt )

**Das gewählte Beckenvolumen beträgt =**

**RRB 3      1.355,00 m³      >      V erf =      1.345,44 m³**

$q_{dr,k} = 1,70$  vorgegebene Drosselabflussspende in l/(sxha)

$Q_{dr,max} = q_{dr,k} \times A_{E,k}$   
 $= 4,68$  (Drosselabfluss in l/s)

$q_{dr,r,u} = Q_{dr}/A_u = 1,89$  (spez. Drosselabfluss in Bezug auf undurchlässige Flächen in l/(sxha))

#### Ermittlung der Entleerungszeit $t_E$

$t_E = V / (Q_{dr,max}/1000 \times 3600)$

$t_E = 79,82$  (Entleerungszeit in h)

### DWA-A 117, "Bemessung von Regenrückhalteräumen"

#### Bemessung des RRB 4

Wiederkehrzeit  $T_n$  in a = 30  
 Überschreitungshäufigkeit  $n$  in 1/a = 0,033

Fließzeit  $t_f$  in min = 10  
 $q_{dr,r,u}$  in l/sxha = 1,89

$f_z$  = 1,10  
 $f_a$  = 1,00

#### Anwendung des einfachen Verfahrens :

	$A_{E,k}$ in ha	$A_u$ in ha	$f_z$	$f_a$	$Q_{dr}$ in l/s	$q_{dr,r,u}$ in l/s*ha	erf. V in m³
Einzugsgebiet	8,34	7,51	1,10	1,00	14,18	1,89	4.074,63

#### Niederschlag

$T = 30$			
$D$ in min	$h_N$ in mm	$r_n$ in l/(s*ha)	erf. V <sub>s,u</sub> in m³/ha
5	16,8	560	184,18
10	20,4	340	223,15
15	22,6	251,1	246,72
20	24,2	201,7	263,75
30	26,7	148,3	289,89
45	29,4	108,9	317,82
60	31,5	87,5	339,02
90	34,7	64,3	370,72
120	37	51,4	392,13
180	40,7	37,7	425,44
240	43,5	30,2	448,45
360	47,8	22,1	480,22
540	52,4	16,2	510,05
720	56	13	528,00
1080	61,5	9,5	542,52
<b>1440</b>	<b>65,7</b>	<b>7,6</b>	<b>542,78</b>
2880	77	4,5	496,32
4320	84,6	3,3	402,34

Gleichung 3

Gleichung 2

gewählt :

RRB 4

Sohlenabmessung :

Fläche A,unten = 943,00 m² ( digital ermittelt )

$h = 2,86$  m

Böschungsneigung 1 : m = 2

Oberkantenabmessung :

Fläche A,oben = 2.114,00 m² ( digital ermittelt )

Das gewählte Beckenvolumen beträgt =

RRB 4      4.371,51 m³      >      V erf =      4.074,63 m³

$q_{dr,k} = 1,70$  vorgegebene Drosselabflussspende in l/(sxha)

$Q_{dr,max} = q_{dr,k} \times A_{E,k}$   
 $= 14,18$  (Drosselabfluss in l/s)

$q_{dr,r,u} = Q_{dr}/A_u = 1,89$  (spez. Drosselabfluss in Bezug auf undurchlässige Flächen in l/(sxha))

#### Ermittlung der Entleerungszeit $t_E$

$t_E = V / (Q_{dr,max}/1000 \times 3600)$

$t_E = 79,82$  (Entleerungszeit in h)

### DWA-A 117, "Bemessung von Regenrückhalteräumen"

#### Bemessung des RRB 5

Wiederkehrzeit  $T_n$  in a = **30**  
 Überschreitungshäufigkeit  $n$  in 1/a = **0,033**

Fließzeit  $t_f$  in min = **10**  
 $q_{dr,r,u}$  in l/sxha = **2,14**

$f_z$  = **1,10**  
 $f_a$  = **1,00**

#### Anwendung des einfachen Verfahrens :

Einzugsgebiet	$A_{E,k}$ in ha	$A_u$ in ha	$f_z$	$f_a$	$Q_{dr}$ in l/s	$q_{dr,r,u}$ in l/s*ha	erf. V in m³
	1,12	1,01	1,10	1,00	2,17	2,14	<b>530,39</b>

#### Niederschlag

<b>T = 30</b>			
D in min	$h_N$ in mm	$r_n$ in l/(s*ha)	erf. V <sub>s,u</sub> in m³/ha
5	16,8	560	184,09
10	20,4	340	222,98
15	22,6	251,1	246,47
20	24,2	201,7	263,41
30	26,7	148,3	289,39
45	29,4	108,9	317,06
60	31,5	87,5	338,01
90	34,7	64,3	369,20
120	37	51,4	390,10
180	40,7	37,7	422,40
240	43,5	30,2	444,40
<b>360</b>	<b>47,8</b>	<b>22,1</b>	<b>474,14</b>
540	52,4	16,2	500,94
720	56	13	515,86
<b>1080</b>	<b>61,5</b>	<b>9,5</b>	<b>524,30</b>
1440	65,7	7,6	518,50
2880	77	4,5	447,74
4320	84,6	3,3	329,47

Gleichung 3

Gleichung 2

gewählt :

**RRB 5**

Sohlenabmessung :

Fläche A,unten = 206,00 m² ( digital ermittelt )  
 $h = 1,65$  m

Böschungsneigung 1 : m = 2

Oberkantenabmessung :

Fläche A,oben = 440,00 m² ( digital ermittelt )

**Das gewählte Beckenvolumen beträgt =**

**RRB 5      532,95 m³      >      V erf =      530,39 m³**

$q_{dr,k} = 1,93$  vorgegebene Drosselabflussspende in l/(sxha)

$Q_{dr,max} = q_{dr,k} \times A_{E,k}$   
 $= 2,17$  (Drosselabfluss in l/s)

$q_{dr,r,u} = Q_{dr}/A_u = 2,14$  (spez. Drosselabfluss in Bezug auf undurchlässige Flächen in l/(sxha))

#### Ermittlung der Entleerungszeit $t_E$

$t_E = V / (Q_{dr,max}/1000 \times 3600)$

$t_E = 67,92$  (Entleerungszeit in h)

## Bewertungsverfahren nach Merkblatt DWA-M 153

**Projekt:** Oberflächenentwässerungskonzept Bebauungsplan Nr. 2 "Industriegebiet Volkstorf-Nord"  
RKB 1, RKB 2, RKB 3, RKB 4 und RKB 5

Gewässer (Tabellen A.1a und A.1b)	Typ	Gewässerpunkte G
Fließgewässer (kleiner Flachlandbach)	G15	G = 15

Flächenanteil $f_i$ (Abschnitt 4)		Luft $L_i$ (Tabelle A.2)		Flächen $F_i$ (Tabelle A.3)		Abflussbelastung $B_i$
$A_{u,i}$	$f_i$	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
175.176,60	0,9	L4	8	F7	45	47,70
11.322,00	0,058	L4	8	F2	8	0,93
8.208,05	0,042	L4	8	F1	5	0,55
$\Sigma = 192.616,20$	$\Sigma = 1,0$	Abflussbelastung $B = \Sigma B_i$ :				49,17

keine Regenwasserbehandlung erforderlich, wenn  $B \leq G$

maximal zulässiger Durchgangswert $D_{max} = G / B$ :	$D_{max} = 15 / 49,17 = 0,31$
-------------------------------------------------------	-------------------------------

vorgesehene Behandlungsmaßnahmen (Tabellen A.4a, A.4b und A.4c)	Typ	Durchgangswerte $D_i$
Regenklärbecken mit Dauereinstau, Leichtstoffrückhalt und 0,05 m³/(m²·h) bis 1,04 m³/(m²·h)	D21	0,2
	D _____	
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i$ (Abschnitt 6.2.2):		$D = 0,20$

Emissionswert $E = B \cdot D$ :	$E = 49,17 \cdot 0,20 = 9,83$
---------------------------------	-------------------------------

$E = 9,83$

$G = 15$

Anzustreben:

$E \leq G$

Behandlungsbedürftigkeit genauer prüfen, wenn:

$E > G$

## Bewertungsverfahren nach Merkblatt DWA-M 153

**Projekt:** Oberflächenentwässerungskonzept Bebauungsplan Nr. 2 "Industriegebiet Volkstorf-Nord"  
Versickerungsmulde 1

Gewässer (Tabellen A.1a und A.1b)	Typ	Gewässerpunkte G
Grundwasser Wasserschutzzone III B	G25	G = 8

Flächenanteil $f_i$ (Abschnitt 4)		Luft $L_i$ (Tabelle A.2)		Flächen $F_i$ (Tabelle A.3)		Abflussbelastung $B_i$
$A_{u,i}$	$f_i$	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
468,90	1	L4	8	F6	35	43
$\Sigma = 468,9$	$\Sigma = 1,0$	Abflussbelastung $B = \Sigma B_i$ :				43

keine Regenwasserbehandlung erforderlich, wenn  $B \leq G$

maximal zulässiger Durchgangswert  $D_{\max} = G / B$ :  $D_{\max} = 8/43 = 0,19$

vorgesehene Behandlungsmaßnahmen (Tabellen A.4a, A.4b und A.4c)	Typ	Durchgangswerte $D_i$
Versickerung durch 30 cm bewachsenen Oberboden	D1	0,2
Bodenpassage unter Mulden, Rigolen, Schächten	D4	0,45
	$D$ _____	
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i$ (Abschnitt 6.2.2):		$D = 0,09$

Emissionswert  $E = B \cdot D$ :  $E = 43 * 0,09 = 3,87$

$E = 3,87$

$G = 8$

Anzustreben:  $E \leq G$   
Behandlungsbedürftigkeit genauer prüfen, wenn:  $E > G$

## Bewertungsverfahren nach Merkblatt DWA-M 153

**Projekt:** Oberflächenentwässerungskonzept Bebauungsplan Nr. 2 "Industriegebiet Volkstorf-Nord"  
Versickerungsmulde 2

Gewässer (Tabellen A.1a und A.1b)	Typ	Gewässerpunkte G
Grundwasser Wasserschutzzone III B	G25	G = 8

Flächenanteil $f_i$ (Abschnitt 4)		Luft $L_i$ (Tabelle A.2)		Flächen $F_i$ (Tabelle A.3)		Abflussbelastung $B_i$
$A_{u,i}$	$f_i$	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
921,60	0,55	L4	8	F7	45	29,15
756,90	0,45	L4	8	F2	8	7,2
$\Sigma = 1.678,50$	$\Sigma = 1,0$	Abflussbelastung $B = \Sigma B_i$ :				36,35

keine Regenwasserbehandlung erforderlich, wenn  $B \leq G$

maximal zulässiger Durchgangswert  $D_{\max} = G / B$ :  $D_{\max} = 8 / 36,35 = 0,22$

vorgesehene Behandlungsmaßnahmen (Tabellen A.4a, A.4b und A.4c)	Typ	Durchgangswerte $D_i$
Versickerung durch 30 cm bewachsenen Oberboden	D1	0,2
Bodenpassage unter Mulden, Rigolen, Schächten	D4	0,45
	$D$ _____	
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i$ (Abschnitt 6.2.2):		$D = 0,09$

Emissionswert  $E = B \cdot D$ :  $E = 36,35 * 0,09 = 3,27$

$E = 3,27$

$G = 8$

Anzustreben:  $E \leq G$   
Behandlungsbedürftigkeit genauer prüfen, wenn:  $E > G$

## Bewertungsverfahren nach Merkblatt DWA-M 153

**Projekt:** Oberflächenentwässerungskonzept Bebauungsplan Nr. 2 "Industriegebiet Volkstorf-Nord"  
Versickerungsmulde 3

Gewässer (Tabellen A.1a und A.1b)	Typ	Gewässerpunkte G
Grundwasser Wasserschutzzone III B	G25	G = 8

Flächenanteil $f_i$ (Abschnitt 4)		Luft $L_i$ (Tabelle A.2)		Flächen $F_i$ (Tabelle A.3)		Abflussbelastung $B_i$
$A_{u,i}$	$f_i$	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
472,50	1	L4	8	F6	35	43
$\Sigma = 472,5$	$\Sigma = 1,0$	Abflussbelastung $B = \Sigma B_i :$				43

keine Regenwasserbehandlung erforderlich, wenn  $B \leq G$

maximal zulässiger Durchgangswert  $D_{\max} = G / B:$   $D_{\max} = 8/43 = 0,19$

vorgesehene Behandlungsmaßnahmen (Tabellen A.4a, A.4b und A.4c)	Typ	Durchgangswerte $D_i$
Versickerung durch 30 cm bewachsenen Oberboden	D1	0,2
Bodenpassage unter Mulden, Rigolen, Schächten	D4	0,45
	D _____	
Durchgangswert $D = \text{Produkt aller } D_i$ (Abschnitt 6.2.2):		$D = 0,09$

Emissionswert  $E = B \cdot D:$   $E = 43 * 0,09 = 3,87$

$E = 3,87$

$G = 8$

Anzustreben:  $E \leq G$   
Behandlungsbedürftigkeit genauer prüfen, wenn:  $E > G$

**Arbeitsblatt DWA-A 138**

Seite 1



Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft,  
Abwasser und Abfall e.V.

**A138-XP**

Version 2006

Dimensionierung von Versickerungsanlagen

Ingenieurgesellschaft für Bau- und Vermessungswesen

IGBV

Käthe-Kräger-Straße 17

21337 Lüneburg

Lizenznr.: 400-0706-0372

**Projekt**

Bezeichnung: Betriebshof Manzke, Günter-Manzke-Allee 1, 21397 Volkstorf Datum: 01.03.2023  
 Bearbeiter: Jörg Meermöller  
 Bemerkung: Versickerungsmulde 1, n= 0,033

**Angeschlossene Flächen**

Nr.	angeschlossene Teilfläche A_E [m <sup>2</sup> ]	mittlerer Abflussbeiwert Psi,m [-]	undurchlässige Fläche A_u [m <sup>2</sup> ]	Beschreibung der Fläche
1	521,00	0,90	468,90	Zufahrt-Nord-West
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
<b>Gesamt</b>	<b>521,00</b>	<b>0,90</b>	<b>468,90</b>	

**Risikomaß**

Verwendeter Zuschlagsfaktor f\_z 1,1



## Projekt

Bezeichnung:	Betriebshof Manzke, Günter-Manzke-Allee 1, 21397 Volkstorf	Datum: 01.03.2023
Bearbeiter:	Jörg Meermöller	
Bemerkung:	Versickerungsmulde 1, n= 0,033	

## Eingangsdaten

angeschlossene undurchlässige Fläche	A_u	469 m <sup>2</sup>
mittlere Versickerungsfläche	A_S	100 m <sup>2</sup>
wassergesättigte Bodendurchlässigkeit	k_f	0,00005 m/s
Niederschlagsbelastung	Station	Volkstorf
Zuschlagsfaktor	n	0,033 1/a
	f_z	1,1

## Bemessung der Versickerungsmulde

D [min]	r_D(n) [l/(s·ha)]	V [m <sup>3</sup> ]	Erforderliche Größe der Anlage
5	560,0	9,7	
10	340,0	11,1	<u>erforderliches Speichervolumen</u>
15	251,1	11,7	<b>V = 11,8 m<sup>3</sup></b> $V = \left[ (A_u + A_S) \cdot 10^{-7} \cdot r_{D(n)} - A_S \cdot \frac{k_f}{2} \right] \cdot D \cdot 60 \cdot f_z$
<b>20</b>	<b>201,7</b>	<b>11,8</b>	
30	148,3	11,8	
45	108,9	11,0	
60	87,5	9,8	<u>mittlere Einstauhöhe</u>
90	64,3	6,9	<b>z = 0,12 m</b> $z = V / A_S$
120	51,4	3,4	
180	37,7	0,0	
240	30,2	0,0	
360	22,1	0,0	<u>rechnerische Entleerungszeit</u>
540	16,2	0,0	<b>t_E = 1,32 h</b> $t_E = 2 \cdot z / k_f$
720	13,0	0,0	
1080	9,5	0,0	
1440	7,6	0,0	<u>Nachweis der Entleerungszeit für n=1/a</u>
2880	4,5	0,0	
4320	3,3	0,0	<b>vorh. t_E = 0,44 h &lt; erf. t_E = 24 h</b>



Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft,  
Abwasser und Abfall e.V.

## A138-XP

Version 2006

Dimensionierung von Versickerungsanlagen

Ingenieurgesellschaft für Bau- und Vermessungswesen

IGBV

Käthe-Kräger-Straße 17

21337 Lüneburg

Lizenznr.: 400-0706-0372

### Projekt

Bezeichnung: Betriebshof Manzke, Günter-Manzke-Allee 1, 21397 Volkstorf Datum: 19.06.2023  
Bearbeiter: Jörg Meermöller  
Bemerkung: Versickerungsmulde 2, n= 0,033

### Angeschlossene Flächen

Nr.	angeschlossene Teilfläche A_E [m²]	mittlerer Abflussbeiwert Psi,m [-]	undurchlässige Fläche A_u [m²]	Beschreibung der Fläche
1	1024,00	0,90	921,60	Verkehrs- und Lagerfläche 6
2	841,00	0,90	756,90	Dach 12
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
Gesamt	<b>1865,00</b>	<b>0,90</b>	<b>1678,50</b>	

### Risikomaß

Verwendeter Zuschlagsfaktor f\_z 1,1



## Projekt

Bezeichnung:	Betriebshof Manzke, Günter-Manzke-Allee 1, 21397 Volkstorf	Datum: 19.06.2023
Bearbeiter:	Jörg Meermöller	
Bemerkung:	Versickerungsmulde 2, n= 0,033	

## Eingangsdaten

angeschlossene undurchlässige Fläche	A_u	1679 m <sup>2</sup>
mittlere Versickerungsfläche	A_S	161 m <sup>2</sup>
wassergesättigte Bodendurchlässigkeit	k_f	0,00005 m/s
Niederschlagsbelastung	Station	Volkstorf
Zuschlagsfaktor	n	0,033 1/a
	f_z	1,1

## Bemessung der Versickerungsmulde

D [min]	r_D(n) [l/(s·ha)]	V [m <sup>3</sup> ]	Erforderliche Größe der Anlage
5	560,0	32,7	
10	340,0	38,6	<u>erforderliches Speichervolumen</u>
15	251,1	41,7	<b>V = 47,8 m<sup>3</sup></b> $V = \left[ (A_u + A_S) \cdot 10^{-7} \cdot r_{D(n)} - A_S \cdot \frac{k_f}{2} \right] \cdot D \cdot 60 \cdot f_z$
20	201,7	43,7	
30	148,3	46,0	
45	108,9	47,5	
<b>60</b>	<b>87,5</b>	<b>47,8</b>	<u>mittlere Einstauhöhe</u>
90	64,3	46,3	$z = V / A_S$
120	51,4	43,0	$z = 0,30 \text{ m}$
180	37,7	34,6	
240	30,2	24,2	<u>rechnerische Entleerungszeit</u>
360	22,1	1,0	$t_E = 2 \cdot z / k_f$
540	16,2	0,0	$t_E = 3,30 \text{ h}$
720	13,0	0,0	
1080	9,5	0,0	
1440	7,6	0,0	<u>Nachweis der Entleerungszeit für n=1/a</u>
2880	4,5	0,0	
4320	3,3	0,0	<b>vorh. t_E = 1,11 h &lt; erf. t_E = 24 h</b>



Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft,  
Abwasser und Abfall e.V.

## A138-XP

Version 2006

Dimensionierung von Versickerungsanlagen

Ingenieurgesellschaft für Bau- und Vermessungswesen

IGBV

Käthe-Krüger-Straße 17

21337 Lüneburg

Lizenznr.: 400-0706-0372

### Projekt

Bezeichnung: Betriebshof Manzke, Günter-Manzke-Allee 1, 21397 Volkstorf Datum: 19.06.2023  
Bearbeiter: Jörg Meermöller  
Bemerkung: Versickerungsmulde 3, n= 0,033

### Angeschlossene Flächen

Nr.	angeschlossene Teilfläche A_E [m²]	mittlerer Abflussbeiwert Psi,m [-]	undurchlässige Fläche A_u [m²]	Beschreibung der Fläche
1	525,00	0,90	472,50	Zufahrt West
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
Gesamt	<b>525,00</b>	<b>0,90</b>	<b>472,50</b>	

### Risikomaß

Verwendeter Zuschlagsfaktor f\_z 1,1



## Projekt

Bezeichnung:	Betriebshof Manzke, Günter-Manzke-Allee 1, 21397 Volkstorf	Datum: 19.06.2023
Bearbeiter:	Jörg Meermöller	
Bemerkung:	Versickerungsmulde 3, n= 0,033	

## Eingangsdaten

angeschlossene undurchlässige Fläche	A_u	473 m <sup>2</sup>
mittlere Versickerungsfläche	A_S	45 m <sup>2</sup>
wassergesättigte Bodendurchlässigkeit	k_f	0,00005 m/s
Niederschlagsbelastung	Station	Volkstorf
Zuschlagsfaktor	n	0,033 1/a
	f_z	1,1

## Bemessung der Versickerungsmulde

D [min]	r_D(n) [l/(s·ha)]	V [m <sup>3</sup> ]	Erforderliche Größe der Anlage
5	560,0	9,2	
10	340,0	10,9	<u>erforderliches Speichervolumen</u>
15	251,1	11,8	<b>V = 13,5 m<sup>3</sup></b> $V = \left[ (A_u + A_S) \cdot 10^{-7} \cdot r_{D(n)} - A_S \cdot \frac{k_f}{2} \right] \cdot D \cdot 60 \cdot f_z$
20	201,7	12,3	
30	148,3	13,0	
45	108,9	13,4	
<b>60</b>	<b>87,5</b>	<b>13,5</b>	<u>mittlere Einstauhöhe</u>
90	64,3	13,1	$z = V / A_S$
120	51,4	12,2	$z = 0,30 \text{ m}$
180	37,7	9,8	
240	30,2	6,9	
360	22,1	0,4	<u>rechnerische Entleerungszeit</u>
540	16,2	0,0	$t_E = 3,33 \text{ h}$ $t_E = 2 \cdot z / k_f$
720	13,0	0,0	
1080	9,5	0,0	
1440	7,6	0,0	<u>Nachweis der Entleerungszeit für n=1/a</u>
2880	4,5	0,0	
4320	3,3	0,0	<b>vorh. t_E = 1,12 h &lt; erf. t_E = 24 h</b>

