



**Lämmle Tuningen GmbH**  
**Wilhelm-Geiger-Straße 1**  
**87561 Oberstdorf**

INGENIEURBÜRO  
ROTH & PARTNER 

**Deponie Haldenwald**  
**Errichtung und Betrieb einer DK 0 Deponie**  
**Genehmigungsplanung**

**Anlage 2: Hydraulische Bemessung**

**INHALTSVERZEICHNIS**

	<b>Seite</b>
<b>1 Allgemein.....</b>	<b>- 4 -</b>
1.1 Einzugsgebiete.....	- 4 -
<b>2 Abflüsse.....</b>	<b>- 4 -</b>
2.1 Randentwässerung für Oberflächenwasser.....	- 5 -
2.1.1 Muldenrinne.....	- 6 -
2.1.2 Transportleitung Muldenrinne zum Schacht S3.....	- 6 -
2.2 Flächenfilter für Sickerwasser.....	- 7 -
2.2.1 Wassereinstau.....	- 7 -
2.2.2 Flächenentwässerung Rigolen.....	- 8 -
<b>3 Rückhaltebecken.....</b>	<b>- 9 -</b>
3.1 Ermittlung der erforderlichen Rückhaltevolumen.....	- 9 -
3.2 Rückhaltebecken Oberflächenwasser (RRB).....	- 9 -
3.3 Stauraum Sickerwasser.....	- 11 -
<b>4 Transportleitung S 3 zu RRB (Oberflächenwasser).....</b>	<b>- 12 -</b>
<b>5 Deponiefuß – Drainagesammelleitung Sickerwasser.....</b>	<b>- 12 -</b>
<b>6 Transportleitung S2 bis S4 (Sickerwasser).....</b>	<b>- 13 -</b>
<b>7 Abfluss aus S4 in die Vorflut (Weihaldengraben).....</b>	<b>- 14 -</b>
<b>8 Schächte.....</b>	<b>- 15 -</b>
8.1 Drosselschacht S4.....	- 15 -
8.1.1 Drosselschieber.....	- 15 -
8.2 Schächte S1, S2 und S3.....	- 16 -

## TABELLENVERZEICHNIS

<i>Tabelle 1: Berechnung der Flächenabflüsse je Verfüllphase. ....</i>	<i>- 4 -</i>
<i>Tabelle 2: Hydraulischer Nachweis der Muldenrinne. ....</i>	<i>- 6 -</i>
<i>Tabelle 3: Hydraulischer Nachweis der Rigolen im Flächenfilter. ....</i>	<i>- 8 -</i>
<i>Tabelle 4: Ermittlung des erforderlichen Volumens des Oberflächenwasser RRB. ....</i>	<i>- 10 -</i>
<i>Tabelle 5: Ermittlung des Volumens für den benötigten Stauraum. ....</i>	<i>- 11 -</i>
<i>Tabelle 6: Abfluss Sickerwasser für Drainagesammelleitung im Deponiefuß. ....</i>	<i>- 13 -</i>
<i>Tabelle 7: Abfluss Sickerwasser vom Schacht S2 zum Schacht S4. ....</i>	<i>- 13 -</i>
<i>Tabelle 8: Gedrosselter Abfluss aus dem Schacht S4 in den Weihaldengraben. ....</i>	<i>- 14 -</i>
<i>Tabelle 9: Berechnung der Drosselschieberöffnung. ....</i>	<i>- 15 -</i>

## 1 Allgemein

### 1.1 Einzugsgebiete

Als Grundlage für die Bemessung der Oberflächen- und Sickerwassersysteme wurden die einzelnen Teilflächen bzw. die jeweiligen Einzugsgebiete ermittelt.

Mit den ermittelten Abflussmengen können sodann die Entwässerungseinrichtungen als auch die Entwässerungsschicht dimensioniert werden. Weiterhin werden auf Grundlage der ermittelten Abflussmengen und der bereits vorgegebenen Einleitmenge die Volumina der benötigten Rückhaltebecken ermittelt.

Die zu berücksichtigenden Einzugsgebiete sind zeitlich variabel. Die Größe der zu betrachtenden Flächen wird durch die Phasen bzw. dem Fortschritt der Verfüllung bestimmt. Die Deponie Haldenwald wird mit zwei Bauabschnitten, BA 1 und BA 2, geplant. Der BA 1 kann nach derzeitigem Planungsstand durch den BA 2 erweitert werden. Die Realisierung der Erweiterung ist jedoch abhängig vom Stand des Tonabbaues. Aufgrund dessen werden die hydraulischen Systeme so dimensioniert als würde der BA 2 sicher gebaut. Die Einzugsgebiete entsprechen den Deponie- bzw. Verfüllabschnitten (I-1 bis III-3).

## 2 Abflüsse

Die Abflüsse werden je Phase für Oberflächen- und Sickerwasser berechnet.

**Tabelle 1: Berechnung der Flächenabflüsse je Verfüllphase.**

Teilflächen [ha] A: unbefestigt B: befestigt		Abfluß- beiwert $\psi$	Bemessungs- regen $r_{10}$ [l/s*ha]	Oberflächen- abfluß $Q_{OFW}$ [l/s]	Entwässer- ungsschicht- abfluß $Q_{EWS}$ [l/s]	Abfluß- menge $Q$ [l/s]	
Phase 1	A <sub>1, reku</sub>	0,37	0,15	143	8,0	0,00	8,0
	A <sub>1, offen</sub>	1,04	0,7	143	103,8	1,20	105,0
Phase 2 - I	A <sub>1, reku</sub>	1,05	0,15	143	22,4	0,00	22,4
	A <sub>1, offen</sub>	1,10	0,7	143	110,3	1,28	111,6
Phase 2 - II	A <sub>1, reku</sub>	1,05	0,15	143	22,4	0,00	22,4
	A <sub>1, offen</sub>	1,25	0,7	143	124,6	1,44	126,1
	A <sub>1, offen</sub> + 1. Lage einbau	1,10	0,3	143	47,3	1,28	48,6
Phase 3	A <sub>1, reku</sub>	2,21	0,15	143	47,4	0,00	47,4
	A <sub>1, offen</sub>	0,49	0,7	143	48,6	0,56	49,2
Phase 9a	A <sub>1, reku</sub>	2,21	0,15	143	47,4	0,00	47,4
	A <sub>1, offen</sub>	0,49	0,7	143	48,6	0,56	49,2
Phase 9b - I	A <sub>1, reku</sub>	3,78	0,15	143	81,1	0,00	81,1
	A <sub>1, offen</sub>	1,56	0,7	143	156,0	1,80	157,9
Phase 9b - II	A <sub>1, reku</sub>	5,11	0,15	143	109,5	0,00	109,5
	A <sub>1, offen</sub>	0,97	0,7	143	97,3	1,12	98,4
Phase 9b - III	A <sub>1, reku</sub>	6,00	0,15	143	128,7	0,00	128,7
	A <sub>1, offen</sub>	1,73	0,7	143	173,0	2,00	175,0
Phase 10	A <sub>1, reku</sub>	7,53	0,15	143	161,5	0,00	161,5
	A <sub>1, offen</sub>	0,61	0,7	143	60,8	0,70	61,5
Phase 11	A <sub>1, reku</sub>	8,11	0,15	143	173,9	0,00	173,9
	A <sub>1, offen</sub>	1,29	0,7	143	129,0	1,49	130,5
Phase 12	A <sub>1, reku</sub>	9,35	0,15	143	200,6	0,00	200,6
	A <sub>1, offen</sub>	0,00	0,7	143	0,0	0,00	0,0

Die einzelnen Phasen sind in Anlage 12 in den Plänen 26 bis 33 dargestellt.

Folgende Formeln werden verwendet:

$$Q_{OFW} = (A \times \Psi_A + B \times \Psi_B) \times r_D$$

$\Psi_A = 0,15$  mittlerer Abflussbeiwert der unbefestigten Fläche

$\Psi_B = 0,7$  mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche

$\Psi_C = 0,3$  mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche (1. Lage eingebaut)

$r_D=10$  (Sickerwasser),  $r_D=25$  (Oberflächenwasser),  $T=1 =143$  l/sxha Niederschlagshöhe und -spende nach KOSTRA-DWD 2010R

Station Tuningen. Maßgebende kürzeste Regendauer:  $D=10$  in Anlehnung an DWA-A 118 Tab. 4

$$Q_{EWS} = q_s \cdot A$$

Der Abfluss in die Entwässerungsschicht wird gemäß der GDA-Empfehlung E 2-20 mit einer maßgeblichen Dränspende (Tagesspitzenwert) gerechnet:

$$q_s = 25 \text{ mm/d} = 25 \text{ l/m}^2 \cdot \text{d}$$

$$q_s = 2,9 \text{ l/sxha}$$

$$Q_i = Q_{OFW} + Q_{EWS}$$

Der gesammelte Abfluss der oberflächigen Wasser und der Entwässerungsschicht für jede Teilfläche.

$$Q_{ges} = Q_{i,A} + Q_{i,B}$$

Der gesamte Abfluss von den unbefestigten und befestigten Teilflächen für jedes Einzugsgebiet.

## 2.1 Randentwässerung für Oberflächenwasser

Das auf der Rekultivierungsschicht oberflächlich abfließende Wasser wird in einem offenen Rinnensystem gesammelt und zusammen mit dem aus der Entwässerungsschicht gefassten Wasser abgeleitet.

Das Oberflächenentwässerungssystem der Deponie besteht aus trapezförmigen Erdmulden im Bereich des Deponiefußes.

Das gesammelte Oberflächenwasser wird über eine Rinne zum Tiefpunkt TP (765,70 m ü NHN) geleitet und von dort über eine Rohrleitung dem Schacht S 3 zugeführt. Die Leitung mündet bei 765,33 m ü NHN in den S3. Eine weitere Rohrleitung leitet das im S3 gesammelte Wasser (765,05 m ü NHN) zum neu zu errichtenden Rückhaltebecken (RRB).

Die in Trapezform geplante Entwässerungsrinne der Randentwässerung weist folgende Dimensionen auf:

- Höhe 0,3 m
- Breite<sub>oben</sub> 1,0 m

Die geplanten Entwässerungsrinnen werden nach der Manning / Strickler Formel überprüft.

$$V = k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I_E^{1/2}$$

$$r_{hy} = A / I_u ; Q = V \cdot A$$

v : Fließgeschwindigkeit (m/s)

k<sub>St</sub> : Rauheitsbeiwert (m<sup>1/3</sup>/s)

r<sub>hy</sub> : hydraulischer Radius (m)

A : Fließquerschnitt (m<sup>2</sup>)

I<sub>u</sub> : benetzter Umfang (m)

Q : Durchfluss (l/s)

I<sub>E</sub> : Energiehöhegefälle

Für die Rinnen werden Manning -Strickler-Rauheitsbeiwerte (k<sub>St</sub>) für offene Gräben nach der Tabelle 2 der RAS verwendet <sup>1</sup>.

### 2.1.1 Muldenrinne

Die Muldenrinne wird im Bereich des Deponiefußes hin zum Schacht S3 gebaut. Eine einfache Reinigung und Wartung der Rinnen ist von den Wegen aus möglich.

**Tabelle 2:** Hydraulischer Nachweis der Muldenrinne.

Mulden- rinnen	Eingangsdaten				Hydraulischer Nachweis				
	Rinne [m ü. NN.]		Länge [m]	Rauigkeit kSt	mittleres Gefälle J [%]	Fließgeschwindigkeit nach G.-M.-Strickler [m/s]	Abflußkapazität [l/s]	Flächenabfluß	
	oben	unten						[l/s]	siehe Tabelle 1
Q <sub>Deponiefuß</sub>	770,7	765,7	196	30	2,6	1,5	338,13	>	200,62 Phase 12

Die Muldenrinne ist ausreichend dimensioniert.

### 2.1.2 Transportleitung Muldenrinne zum Schacht S3

Das in der Rinne gesammelte Oberflächenwasser wird im Tiefpunkt der Rinne über eine Rohrleitung zum Schacht S3 weitergeleitet. Der Bemessungsabfluss ergibt sich aus den in der Ablagerungsphase oberflächenabflusswirksamen Niederschlagsereignissen. Zur Bemessung des Rohrdurchmessers und der Rohrleitung wird der maximal durch die Muldenrinne abgeführte Flächenabfluß zugrunde gelegt. Der Tiefpunkt der Muldenrinne liegt bei 765,7 m ü. NHN. Der Einlauf der Rohrleitung in den Schacht S3 liegt bei 765,33 m ü. NHN. Daraus ergibt sich für die Leitung ein Gefälle von ca. 20,6%.

#### Rohrkenndaten:

Durchmesser: DA 450 / DN 400 (Wandstärke s = 25,5 mm)

Werkstoff: PE-HD

SDR-Klasse: 17\* (PN 6)

Gefälle: ≥ 20 %

Länge: 1,8 m

Mit einem Gefälle von ≥ 20 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von k<sub>b</sub> = 0,5 können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und –leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, ING-WIS-Verlag“ etwa 240 l/s durch das Rohr abgeleitet werden.

→ **Q<sub>erf.</sub> = 200,62 l/s < Q<sub>vorh.</sub> = 240 l/s**

<sup>1</sup> Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Entwässerung RAS-Ew.

## 2.2 Flächenfilter für Sickerwasser

### 2.2.1 Wassereinstau

Gemäß DepV ist beim Flächenfilter eine Schichtstärke von 0,3 m vorgeschrieben. Von dieser Vorgabe, kann allerdings mit Zustimmung der zuständigen Genehmigungsbehörde abgewichen werden, wenn der Nachweis erbracht wird, dass es langfristig zu keinem Wassereinstau im Deponiekörper kommt (DepV, Anhang 1, Abs. 2.2). Nachfolgend wird der dafür nötige hydraulische Nachweis nach GDA E 2-20 geführt. Grundlage des rechnerischen Nachweises ist die Gleichung nach LESAFFRE (1987).

$$\frac{l}{a} = \left( \frac{4 * k}{q_s} + \left( \frac{k}{q_s} - 1 \right)^2 * (\tan \alpha)^2 \right)^{\frac{1}{2}}$$

<i>l</i>	:	<i>Böschungslänge [m]</i>
<i>a</i>	:	<i>Wassereinstau [m]</i>
<i>k</i>	:	<i>Durchlässigkeitsbeiwert [m/s]</i>
<i>q<sub>s</sub></i>	:	<i>Drainspende [m/s]</i>

Das Ergebnis der Berechnung des Wassereinstaues bzw. der Entfernung der einzelnen Rigolen zu einander ist nachfolgend dargestellt. Als maßgeblicher Berechnungswert für die Entwässerung der Deponiebasis gemäß GDA E 2-14 wird eine Sickerwasserspende von 10 mm/d bzw. 1,16 m/s angesetzt.

Dränspende gemäß GDA E 2-14	10 mm/d
Dränspende [ <i>q<sub>s</sub></i> ]	<i>q<sub>s</sub></i> = 1,16 m/s
Durchlässigkeit [ <i>k</i> ]	<i>k</i> = 0,0010 m/s
Gefälle kritischer Weg [%]	3,6 %
mittlere Neigung	1:2
Böschungslänge [m]	65 m
<b>Wassereinstau [m]</b>	<b>0,18 m</b>

Der Wassereinstau wird auf maximal 0,18 m begrenzt. Der Flächenfilter ist mit 0,20 m Dicke ausreichend dimensioniert. Dabei werden an den Rigolen, die als Hauptsammler fungieren, Querschläge so angeschlossen das mögliches Niederschlags- oder Sickerwasser im Flächenfilter maximal eine freie Fließstrecke von 65 m zurücklegt. Die Bemessung der Hauptsammler und der Querschläge sind unter Kapitel 2.2.2 dargestellt.

Der Flächenfilter wird gemäß GDA E2-14 und der DIN 19667 aus Material der Körnung 16/32 ausgeführt.

## 2.2.2 Flächenentwässerung Rigolen

Das Planum wird in der Fläche durch mehrere Rigolen (Hauptsammler und Querschläge) entwässert. Die Rigolen sind mit Dränagematerial (Körnung 16/32), aus der auch die Entwässerungsschicht aufgebaut wird, verfüllt. Die Berechnung erfolgte gemäß den Richtlinien für die Anlage von Straßen Teil: Entwässerung (RAS-Ew) nach MANNING-STRICKLER.

$$Q = A * k_{St} * r_{hy}^{\frac{2}{3}} * I_E^{\frac{1}{2}}$$

- Q : Durchfluss [m³/s]  
 A : Fließquerschnitt [m²]  
 Kst : Rauheitsbeiwert (m<sup>1/3</sup>/s)  
 v : mittlere Fließgeschwindigkeit [m/s]  
 r<sub>hy</sub> : hydraulischer Radius [m]  
 I<sub>E</sub> : Energiehöhengefälle [m/m]

Als Profil der Rigolen wurde die Trapezform gewählt. Vorgesehen sind eine Sohlbreite und eine Abflusstiefe von ca. 0,5 m sowie eine Böschungslänge von 0,75 m. Der hydraulische Radius r<sub>hy</sub> ergibt sich dabei aus dem Fließquerschnitt A und dem benetzten Umfang l<sub>U</sub>.

$$A = h * (b + m * h)$$

$$l_U = b + 2h * \sqrt{1 + m^2}$$

$$r_{hy} = \frac{A}{l_U}$$

- A : Fließquerschnitt [m²]  
 l<sub>U</sub> : benetzter Umfang [m]  
 r<sub>hy</sub> : hydraulischer Radius [m]  
 h : Abflusstiefe [m]  
 b : Sohlbreite [m]  
 m : Böschungsneigung (aus 1:m)

Die berechneten Abflusskapazitäten der Hauptsammler sind in der nachfolgenden Tabelle dargestellt.

**Tabelle 3:** Hydraulischer Nachweis der Rigolen im Flächenfilter.

Rigolen in Flächenfilter	Eingangsdaten				Hydraulischer Nachweis					
	Rinne [m ü. NN.]		Länge [m]	Rauigkeit kSt	mittleres Gefälle J [%]	Fließgeschwindigkeit nach G.-M.-Strickler [m/s]	Abflusskapazität [l/s]	Flächenabfluß		
	oben	unten						[l/s]	siehe Tabelle	
Q <sub>NR1</sub>	776,0	764,5	342	18	3,4	1,3	573,08	>	175,02	Phase 9b-III
Q <sub>NR2</sub>	776,0	764,0	341	18	3,5	1,3	586,26	>	175,02	Phase 9b-III
Q <sub>NR3</sub>	776,0	764,0	342	18	3,5	1,3	585,40	>	175,02	Phase 9b-III

Die Hauptsammler sind für das anfallende Sickerwasser ausreichend dimensioniert.

Die Querschläge werden in einem Abstand von ca. 65 m (siehe Kap. 2.2.1) an die Hauptsammler angeschlossen.

Die Lage der Rigolen (Hauptsammler und Querschläge) ist in Anlage 12 Plan 15 dargestellt.

### 3 Rückhaltebecken

Das Oberflächen- und Sickerwasser der Deponie wird getrennt voneinander gesammelt.

Das Oberflächenwasser wird in einem oberirdischen, offenen Becken gesammelt. Das Sickerwasser wird unterirdisch, je nach Bedarf, in einem im Bereich des Deponiefußes befindlichen Stauraum gespeichert.

#### 3.1 Ermittlung der erforderlichen Rückhaltevolumen

Die erforderlichen Rückhaltevolumen die für das Oberflächen- und Sickerwasser vorgehalten werden müssen, werden im Folgenden in Anlehnung an das „Einfache Verfahren zur Ermittlung der Regenrückhaltung“ nach ATV-DVWK A 117 berechnet. Das Oberflächenwasser wird in ein neuzubauendes Becken geleitet.

Für die jeweilige Dauerstufe ergibt sich das spezifische Speichervolumen zu:

$$V_{s,u} = (r_{D,n} - q_{dr,r,u}) \cdot D \cdot f_z \cdot f_a \cdot 0,06 \text{ [m}^3\text{/ha]}$$

$$V_{\text{erf}} = V_{s,u} \times A_u \text{ [m}^3\text{]}$$

#### 3.2 Rückhaltebecken Oberflächenwasser (RRB)

Die Phase 12 (siehe Tabelle 1) wird für die Berechnung der erforderlichen Mindestbeckengröße des Oberflächenwassers herangezogen.

Unbefestigte Fläche	$A_{E,nb} =$	<b>9,35</b>	ha
mittlerer Abflussbeiwert der unbefestigten Fläche	$\Psi_{m,nb} =$	<b>0,15</b>	[-]
Befestigte Fläche	$A_{E,b} =$	<b>0,00</b>	ha
mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche	$\Psi_{m,b} =$	<b>0,7</b>	[-]
Undurchlässige Fläche	$A_u =$	<b>1,40</b>	ha
Drosselabfluss des RRB	$Q_{Dr} =$	<b>8,5</b>	l/s
Trockenwetterabfluß des direkten Einzugsgebiets	$Q_{T,d,aM} =$	<b>0,0</b>	l/s
Drosselabflußspende	$q_{Dr,R,u} =$	<b>6,06</b>	l/s·ha
Abminderungsfaktor	$f_a =$	<b>0,98</b>	
Zuschlagsfaktor	$f_z =$	<b>1,2</b>	Geringes Risikomaß

**Tabelle 4:** Ermittlung des erforderlichen Volumens des Oberflächenwasser RRB.

Dauerstufe	Regen- spende	Drossel- abfluss- spende	Differenz	erf. Speicher- volumen	erf. Speicher- volumen
D	r für T=2	qDr,R,u	(r-qDr,R,u)	$V_{s,u}$	$V_{erf}$
[min]	[l/(s*ha)]	l/s*ha	l/s*ha	m <sup>3</sup> / ha	m <sup>3</sup>
5	296,7	6,1	290,6	103	143,86
10	215,0	6,1	208,9	147	206,83
15	171,1	6,1	165,0	175	245,07
20	142,5	6,1	136,4	193	270,13
30	107,8	6,1	101,7	215	302,15
45	79,6	6,1	73,5	234	327,60
60	63,3	6,1	57,2	242	339,98
90	46,5	6,1	40,4	257	360,30
120	37,2	6,1	31,1	264	369,93
180	27,3	6,1	21,2	270	378,49
240	21,9	6,1	15,8	268	376,36
360	16,1	6,1	10,0	255	357,84
540	11,9	6,1	5,8	223	312,25

Das neue Rückhaltebecken des Oberflächenwassers hat ein Nutzvolumen von ca. 520 m<sup>3</sup> und ist damit ausreichend dimensioniert. Darüber hinaus erhält es einen 2 m tiefen Dauereinstaubereich mit einem Volumen von ca. 380 m<sup>3</sup>. Dieser Bereich wird bewachsen. Die Sohle des Beckens liegt bei 762,80 m ü. NHN. Der Ablauf liegt bei 764,80 m ü. NHN. Das Gesamtvolumen des Beckens wird ca. 900 m<sup>3</sup> betragen.

Die Beckenabdichtung nach unten erfolgt mittels Auskleidung mit Ton (Opalinuston). Die Außen- und Innenwände des Beckens werden zum Schutz vor Erosion mit Begrümmungsmatten belegt.

Die Lage und der Regelaufbau des Rückhaltebeckens ist in Anlage 12 in den Plänen Nr. 15 und Nr. 19 im Detail dargestellt.

### 3.3 Stauraum Sickerwasser

Zur Bemessung des Stauraums für das Sickerwasser wird die Phase 9b – III herangezogen. Hier fällt der größte Abfluss an.

Unbefestigte Fläche	$A_{E,nb} =$	<b>0,00</b>	Ha
mittlerer Abflussbeiwert der unbefestigten Fläche	$\Psi_{m,nb} =$	<b>0,15</b>	[-]
Befestigte Fläche	$A_{E,b} =$	<b>1,73</b>	ha
mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche	$\Psi_{m,b} =$	<b>0,7</b>	[-]
Undurchlässige Fläche	$A_u =$	<b>1,21</b>	ha
Drosselabfluss des RRB	$Q_{Dr} =$	<b>7,2</b>	l/s
Trockenwetterabfluß des direkten Einzugsgebiets	$Q_{T,d,aM} =$	<b>0,0</b>	l/s
Drosselabflußspende	$q_{Dr,R,u} =$	<b>5,98</b>	l/s·ha
Abminderungsfaktor	$f_a =$	<b>0,98</b>	
Zuschlagsfaktor	$f_z =$	<b>1,2</b>	

**Tabelle 5:** Ermittlung des Volumens für den benötigten Stauraum.

Dauerstufe	Regen-spende	Drossel-abfluss-spende	Differenz	erf. Speicher-volumen	erf. Speicher-volumen
D	r für T=2	qDr,R,u	(r-qDr,R,u)	$V_{s,u}$	$V_{erf}$
[min]	[l/(s*ha)]	l/s*ha	l/s*ha	m³/ ha	m³
5	296,7	6,0	290,7	103	124,10
10	215,0	6,0	209,0	147	178,45
15	171,1	6,0	165,1	175	211,45
20	142,5	6,0	136,5	193	233,10
30	107,8	6,0	101,8	216	260,79
45	79,6	6,0	73,6	234	282,84
60	63,3	6,0	57,3	243	293,63
90	46,5	6,0	40,5	257	311,36
120	37,2	6,0	31,2	264	319,88
180	27,3	6,0	21,3	271	327,69
240	21,9	6,0	15,9	270	326,28
360	16,1	6,0	10,1	257	311,16
540	11,9	6,0	5,9	226	273,11

Der für das Sickerwasser vorgesehene Stauraum hat ein Nutzvolumen von ca. 330 m³ und ist damit ausreichend dimensioniert. Der Stau- bzw. Speicherraum des Sickerwassers wird unterirdisch im Böschungsfuß gebaut.

Die Lage und der Regelaufbau des Stauraumes bzw. der Rückhalteschicht ist in Anlage 12 im Plan Nr. 11 dargestellt.

#### 4 Transportleitung S 3 zu RRB (Oberflächenwasser)

Der Bemessungsabfluss ergibt sich dementsprechend in der Ablagerungsphase während eines oberflächenabflusswirksamen Niederschlagsereignisses und wird gemäß des potenziell maximal abzuführenden Oberflächenwassers dimensioniert.

Der Bemessungsfall ergibt sich in der Ablagerungsphase mit der größten oberflächenabflusswirksamen Fläche.

##### Rohrkenndaten:

Durchmesser:	DA 450 / DN 400 (Wandstärke $s = 25,5$ mm)
Werkstoff:	PE-HD
SDR-Klasse:	17*
Gefälle:	$\geq 1$ %
Länge:	34,5 m

Mit einem Mindestgefälle von 1 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von  $k_b = 0,5$  können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und -leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, INGWIS-Verlag“ etwa 240 l/s durch das Drainagerohr abgeleitet werden.

→  $Q_{\text{erf.}} = 200,62$  l/s <  $Q_{\text{vorh.}} = 240$  l/s

#### 5 Deponiefuß – Drainagesammelleitung Sickerwasser

Der nachfolgende Nachweis für die Drainagesammelleitung im Deponiefuß wird als „worst-case“ Szenario für die größtmögliche Einzugsfläche und die Einbauphase geführt.

Die Rohrdimension von DA 355 wurde aus Gründen der besseren Befahrbarkeit gewählt. Die Forderung der DIN 19667 nach einem Mindestinnendurchmesser von 250 mm ist einzuhalten.

##### Rohrkenndaten:

Durchmesser:	DA 355 / DN 280 (Wandstärke $s = 32,2$ mm)
Werkstoff:	PE-HD
SDR-Klasse:	11*
Schlitzung:	Länge $\geq 25$ mm, Breite $\geq 10$ mm, 2/3 des Umfangs
Freie Eintrittsfläche:	$f_1 \geq 100$ cm <sup>2</sup> /m
Gefälle:	$\geq 1$ %
Länge:	127 m

\*Gewählte Druckstufe nach vergleichbaren Anwendungen. Die endgültigen statischen Nachweise sind im Zuge der Ausführungsplanung bzw. der Ausführung auf Grundlage des Merkblattes DWA-(ATV-DVWK) M 127, Teil 1, „Richtlinie für die statische Berechnung von Entwässerungsleitungen für Sickerwasser aus Deponien“ zu erbringen.

Für die hydraulische Bemessung sind die während des Betriebszustandes bei offener Einbaufäche anfallenden Sickerwasserspenden maßgeblich. Hierzu wird (gemäß GDA E 2-14) ein gegenüber der durchschnittlichen Sickerwasserspende 10-fach erhöhter Wert von 10mm/d angesetzt.

**Tabelle 6:** Abfluss Sickerwasser für Drainagesammelleitung im Deponiefuß.

Sickerwasserspénde gemäß GDA E 2-14	10 mm/d
Resultierender Abfluss	$q = 1,16 \text{ (l/s x ha)}$
Einzugsfläche	$A = 17.284 \text{ m}^2$
<b>Abfluss</b>	<b><math>Q_{\text{erf.}} = 2,00 \text{ l/s}</math></b>

Mit einem Mindestgefälle von 1 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von  $k_b = 0,5$  können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und –leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, INGWIS-Verlag“ etwa 93,8 l/s durch das Drainagerohr abgeleitet werden.

→  $Q_{\text{erf.}} = 2,00 \text{ l/s} < Q_{\text{vorh.}} = 93,8 \text{ l/s}$

## 6 Transportleitung S2 bis S4 (Sickerwasser)

Der Bemessungsabfluss ergibt sich dementsprechend in der Ablagerungsphase während eines oberflächenabflusswirksamen Niederschlagsereignisses und ist gemäß GDA E 2-14 als Sickerwasserspénde aus der Basisentwässerung mit 10 mm/d anzusetzen.

Der Bemessungsfall ergibt sich in der Ablagerungsphase mit der größten oberflächenabflusswirksamen Fläche.

### Rohrkenndaten:

Durchmesser: DA 355 / DN 280 (Wandstärke  $s = 32,2 \text{ mm}$ )  
 Werkstoff: PE-HD  
 SDR-Klasse: 11\*  
 Gefälle:  $\geq 1 \%$   
 Länge: 34,5 m

**Tabelle 7:** Abfluss Sickerwasser vom Schacht S2 zum Schacht S4.

Sickerwasserspénde gemäß GDA E 2-14	10 mm/d
Resultierender Abfluss	$q = 1,16 \text{ (l/s x ha)}$
Einzugsfläche	$A = 17.284 \text{ m}^2$
<b>Abfluss</b>	<b><math>Q_{\text{erf.}} = 2,00 \text{ l/s}</math></b>

Mit einem Mindestgefälle von 1 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von  $k_b = 0,5$  können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und –leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, INGWIS-Verlag“ etwa 93,8 l/s durch das Drainagerohr abgeleitet werden.

→  $Q_{\text{erf.}} = 2,00 \text{ l/s} < Q_{\text{vorh.}} = 93,8 \text{ l/s}$

## 7 Abfluss aus S4 in die Vorflut (Weihaldengraben)

Die Wassermenge die in den Vorfluter (Weihaldengraben) eingeleitet wird ergibt sich aus der bereits bestehenden wasserrechtlichen Genehmigung aus dem Tonabbau. Die Wasser aus der Deponie (Sicker- und Oberflächenwasser) und von den noch im Abbau befindlichen Tonflächen werden bereits gedrosselt in den Schacht S4 eingeleitet. Die maximale Wassermenge, die in den Weihaldengraben eingeleitet werden darf, ist auf 8,5 l/s beschränkt. Je nach fortschritt der Verfüllung und des Tonabbaues werden den jeweiligen Wasserströmen unterschiedliche Anteile an der Drosselwassermenge zugeschlagen.

### Rohrkenndaten:

Durchmesser: DA 315 / DN 280 (Wandstärke s = 18,7 mm)  
 Werkstoff: PE-HD  
 SDR-Klasse: 17\*  
 Gefälle:  $\geq 1 \%$   
 Länge: 126 m

**Tabelle 8:** Gedrosselter Abfluss aus dem Schacht S4 in den Weihaldengraben.

Gedrosselte Wasserspende	8,5 l/s
<b>Abfluss</b>	<b>Q<sub>erf.</sub> = 8,5 l/s</b>

Mit einem Mindestgefälle von 1 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von  $k_b = 0,5$  können nach Tabellenwerk „P. Unger, Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Abwasserkanälen und -leitungen aus PVC-U und PE-HD, nach ATV A 110, INGWIS-Verlag“ etwa 93,8 l/s durch das Drainagerohr abgeleitet werden.

→ Q<sub>erf.</sub> = 8,5 l/s < Q<sub>vorh.</sub> = 93,8 l/s

## 8 Schächte

### 8.1 Drosselschacht S4

Im Drosselschacht S4 fließen die Ströme aus dem Regenrückhaltebecken, dem Sickerwasser und dem Tonabsetzbecken zusammen.

Zur Einhaltung der maximalen Einleitmenge wird jeder Zulauf mit einem variabel einstellbaren Drosselschieber versehen.

#### 8.1.1 Drosselschieber

Die Bemessung der notwendigen Öffnung erfolgt nach dem Arbeitsblatt DWA-A 111 „Hydraulische Dimensionierung und betrieblicher Leistungsnachweis von Anlagen zur Abfluss- und Wasserstandbegrenzung in Entwässerungssystemen, Dez. 2010“:

Die Bestimmung der notwendigen Schieberöffnungen A zum Zustand 1 (nur Ton) und zum Zustand 2 (max. Sickerwasserabfluß und min. Oberflächenwasserabfluß) erfolgt mit der Formel nach TORRICELLI für den Ausfluss aus einer Öffnung und ergibt mit den Eingangsparametern:

**Tabelle 9:** Berechnung der Drosselschieberöffnung.

Zustand 1	Zustand 2	
	Sickerwasser	Oberflächenwasser
$Q_{Dr,B} = 0,0085 \text{ m}^3/\text{s}$ $\mu = 0,62$ $h_b = 1,30$ $h_s = 1,30 - 0,129/2 = 1,23 \text{ m}$  ein A von $1,73 \text{ cm}^2$ .	$Q_{Dr,B} = 0,0072 \text{ m}^3/\text{s}$ $\mu = 0,62$ $h_b = 1,10$ $h_s = 1,10 - 0,129/2 = 1,03 \text{ m}$  ein A von $2,58 \text{ cm}^2$ .	$Q_{Dr,B} = 0,0013 \text{ m}^3/\text{s}$ $\mu = 0,62$ $h_b = 1,10$ $h_s = 1,10 - 0,129/2 = 1,03 \text{ m}$  ein A von $0,50 \text{ cm}^2$ .

Das verwendete DA 355 Rohr hat einen Innendurchmesser von 280 mm und Öffnungsfläche von  $A = 6,20 \text{ cm}^2$ .

In Zustand 1 ist mit einer Drosselblende, die  $4,47 \text{ cm}^2$  abdeckt, die Drosselabflussspende von  $8,5 \text{ l/s}$  eingehalten.

In Zustand 2 ist mit einer Drosselblende, die  $3,62 \text{ cm}^2$  der von S2 kommenden Sickerwasserleitung abdeckt, die Drosselabflussspende von  $8,5 \text{ l/s}$  eingehalten. Die Drosselblende der Transportleitung vom RRB kommend deckt dabei  $5,70 \text{ cm}^2$  ab.

Weitere Zustände müssen für die verschiedenen Bauphasen jeweils berechnet werden.

## 8.2 Schächte S1, S2 und S3

Alle Schächte werden aus Stahlbeton gefertigt und sind mit einem Durchmesser von 1,20 m begehbar. Die Anschlüsse sind mit DN 280 ausreichend dimensioniert.

Im nördlichen Bereich der Deponie, unterhalb der eingekapselten Altablagerung, markiert der Schacht S1 den Beginn der Sickerwasserdrainageleitung im Deponiefuß. Der Ablauf der Leitung aus dem Schacht heraus liegt auf 764,5 m ü. NHN. Von dort fällt die Drainageleitung mit einem Mindestgefälle von 1 % ab und endet in einem T-Stück in Richtung Schacht S2. Die Schächte S2 und S3 dienen der Beprobung des Sicker- und Oberflächenwassers.

Der Schacht S2 fasst das Sickerwasser. Der Ablauf in Richtung Schacht S4 liegt auf Höhe 762,85 m ü. NHN.

Das Oberflächenwasser fließt im Schacht S3 auf einer Höhe von 765,05 m ü. NHN mit einem Gefälle von 1 % ab und mündet bei 764,80 m ü. NHN im neuen RRB.

Die Schächte sind in Anlage 12 Pläne 18 und 21 dargestellt.

Karlsruhe, den 22.03.2022

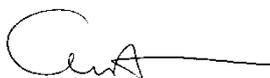
INGENIEURBÜRO ROTH  
& PARTNER GMBH

Projektleiter:



Dipl.-Ing. Volker Bischoff

Bearbeiter:



i. A. Dipl.-Ing. Frank Lust

Bearbeiterin:



i. A. M.Sc. Theresa Huber