

**Deponie „Odelsham“
Zossedter GmbH Abbruch und Entsorgung
„Errichtung und Betrieb einer Deponie der Klasse I“
Anlage 3a**

**- Hydraulische Nachweise-
In der Fassung vom 04.01.2016**

INHALTSVERZEICHNIS

1 Sickerwasser/Schmutzwasser	- 3 -
1.1 Dränageleitungen	- 3 -
1.2 Mineralische Entwässerungsschicht	- 4 -
1.3 Transportleitung/Spitzenabfluss	- 5 -
1.4 Speicherbecken.....	- 7 -
2 Oberflächenwasser	- 9 -
2.1 Entwässerungsschicht.....	- 9 -
2.2 Transportleitungen/ Spitzenabfluss.....	- 10 -

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: <i>Ermittlung Abfluss Sickerwasser für Dränleitungen</i>	- 3 -
Tabelle 2: <i>Ermittlung Summe des Sickerwasserabflusses</i>	- 5 -
Tabelle 3: <i>Ermittlung erforderliches Speichervolumen</i>	- 8 -
Tabelle 4: <i>Ermittlung Einstauhöhen Flächenfilter Oberflächenabdichtung</i>	- 9 -



1 Sickerwasser/Schmutzwasser

1.1 Dränageleitungen

Die nachfolgenden Nachweise für die in den Tieflinien der Deponiebasis angeordneten Dränageleitungen werden für die größte Einzugsfläche (Abschnitt 3) und die Einbauphase geführt.

Die Vorauswahl der Rohrdimension ergibt sich aus den Vorgaben der DIN 19667 nach denen ein Mindestinnendurchmesser von 250 mm einzuhalten ist.

Rohrkenndaten:

Durchmesser:	DA 315 (Wandstärke $s = 28,6$ mm)
Werkstoff:	HDPE
SDR-Klasse:	11*
Schlitzung:	12 mm, 2/3 des Umfangs, Schlitzabstand 140 mm
Freie Eintrittsfläche:	$f_1 \geq 190$ cm ² /m
Gefälle:	≥ 2 %
Länge:	120 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.

Sickerwasserspende gemäß GDA E 2-14	10 mm/d
Resultierender Abfluss	$q = 1,16$ (l/s*ha)
Einzugsfläche (Abschnitt 3)	$A = 11.524$ m ²
Abfluss	$Q_{\text{erf.}} = 1,34$ l/s

Tabelle 1: Ermittlung Abfluss Sickerwasser für Dränleitungen

Mit einem Mindestgefälle von 2 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von $k_b = 0,5$ können nach Tabellenwerk für PE Rohre etwa 130 l/s durch das Dränagerohr abgeleitet werden.

→ $Q_{\text{erf.}} = 1,34$ l/s < $Q_{\text{vorh.}} = 130$ l/s

Das Wassereintrittsvermögen durch die 2/3-Schlitzung des Dränagerohrs kann aus Erfahrungswerten der Hersteller mit min 0,3 (l/s)/m angesetzt werden. Bei einer Rohrleitungslänge von 120 m ergibt sich hiermit ein Eintrittsvermögen von insgesamt 36 l/s

→ $Q_{\text{erf.}} = 1,34$ l/s < $Q_{\text{vorh.}} = 36,0$ l/s

1.2 Mineralische Entwässerungsschicht

Der Bemessungsfall für den Flächenfilter der Deponiebasis ergibt sich für die größte Einzugsfläche (bzw. längste Fließstrecken) in dem Abschnitt 3 während der Betriebsphase. (Bis zum Einbau von Ablagerungsmaterialien ist der Flächenfilter im Zuge der Bauausführung ggf. mittels Folie oder Schutzmatte abzudecken)

Die mineralische Entwässerungsschicht ist entsprechend der DIN 19667 mit einem Kiesmaterial 16/32 (oder alternativ Splitt, doppelt gebrochen) in einer Schichtstärke von 0,3 m geplant.

Die über der mineralischen Entwässerung angeordnete Filterschicht besitzt eine Stärke von 0,2 m.

Für die hydraulische Bemessung des oberen Flächenfilters und zur Überprüfung der ausreichenden Schichtstärke sind die während des Betriebszustandes bei offener Einbaufläche anfallenden Sickerwasserspendsen maßgeblich. Hierzu wird gemäß GDA E 2-14 eine Sickerwasserspende von 10mm/d angesetzt.

Der hydraulische Nachweis wird in Anlehnung an die GDA E 2-20 geführt:

Gleichung nach Lesaffre et al:

$$\frac{l}{h_{\max}} = \left[\frac{4 \cdot k}{V_n} + \left(\frac{k}{V_n} - 1 \right)^2 \cdot (\tan \alpha)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

l = Böschungslänge

h' = Wassereinstau

k = Durchlässigkeit = 1×10^{-3} m/s (nach GDA E 2-20)

V_n = Dränspende, gewählt 10 mm/d ($\triangleq 1,16 \times 10^{-7}$ m/s)

α = Böschungsneigung

Gemäß der gewählten Anordnung der Abschlagsdränage in der Tiefinie ergibt die Überprüfung der kritischen Fließwege folgende maximale Einstauhöhen:

Kritischer Fließweg	mittlere Neigung	Böschungslänge	Wassereinstau
Böschung Bereich Abschnitt 3	1 : 33	75 m	22,9 cm

Der Flächenfilter wird im Bereich der negativsten Fließstrecke maximal bis zu 22,9 cm eingestaut. Der gewählte Aufbau von 30 cm ist damit ausreichend dimensioniert und weist in Verbindung mit der darüber hinaus vorhandenen Filterschicht von 20 cm eine ausreichende Reserve für die Auffüllungsphase des Bauabschnitts auf.



1.3 Transportleitung/Spitzenabfluss

Entsprechend der Anforderungen an eine geordnete Entwässerung müssen die noch nicht oberflächenabgedichteten Abschnitte an das Schmutz-/Sickerwassersystem angeschlossen werden. Der Bemessungsabfluss ergibt sich dementsprechend in der Ablagerungsphase während eines oberflächenabflusswirksamen Niederschlagsereignisses. und setzt sich aus den folgenden Teilströmen zusammen:

- Oberflächenabfluss aus offenen Einbaubereichen und Deponieböschungen und während des Bemessungsniederschlags nach DWA-A 118
- Sickerwasserspende aus der Basisentwässerung nach GDA E2-14

Der Bemessungsfall ergibt sich in der Ablagerungsphase für die größte „offene“, nicht abgedichtete oder abgedeckte Fläche. Hierzu wird von einer „offenen“ Fläche von max. 15.000 m² ausgegangen (Gesamtfläche in 3 Bauabschnitte unterteilt).

Nach DWA-A 118 ist für die Bemessung des Spitzenabflusses des geplanten Standorts eine Niederschlagsdauer $D = 10$ min (nach Tabelle 4) mit der Wiederkehrzeit $T=2$ (nach Tabelle 2 Ländliche Gebiete) anzusetzen.

Nach KOSTRA-Atlas V 1.0.3 ergibt sich für die Station Wasserburg am Inn ein Bemessungsniederschlag von $rN = 210,1$ l/(s*ha).

Gleichzeitig ist gemäß GDA E 2-14 eine Sickerwasserspende für den Zustand „abgedeckt“ (Oberflächenabdichtung) mit 1 mm/d und für die „offene“ Einbaufläche mit 10 mm/d anzusetzen.

Der Spitzenabfluss ergibt sich entsprechend:

Abfluss Sickerwasser, abgedeckter Bereich	
Sickerwasserspende „abgedeckt“ (gemäß GDA E 2-14)	1 mm/d
resultierende Sickerwasserspende	$q = 0,12$ (l/s*ha)
Einzugsfläche (2 Abschnitte zu je 15.000 m ²)	$A = 30.000$ m ²
resultierender Abfluss „abgedeckter Deponiebereich“	$Q_{\text{abgedeckt}} = 0,36$ l/s
Abfluss Sickerwasser aus Einbaubereich	
Sickerwasserspende „offen“ (gemäß GDA E 2-14)	10 mm/d
resultierende Sickerwasserspende	$q = 1,16$ (l/s*ha)
Einzugsfläche (1 Abschnitte mit 15.000 m ²)	$A = 15.000$ m ²
resultierender Abfluss „offener Deponiebereich“	$Q_{\text{offen}} = 1,74$ l/s
Abfluss verschmutztes Oberflächenwasser aus Einbaubereich	
Bemessungsniederschlag	$rN = 210,1$ l/(s*ha)
Abflussbeiwert (in Anlehnung an DWA-A 118 Tab. 6)	0,1
resultierender Oberflächenabfluss	$q = 21,01$ (l/s*ha)
Einzugsfläche (offener Bereich letzter Abschnitt)	$A = 15.000$ m ²
resultierender Abfluss „Niederschlag“	$Q_{\text{offen}} = 31,52$ l/s
Spitzenabfluss gesamt	$Q_{\text{gesamt}} = 33,62$ l/s

Tabelle 2: Ermittlung Summe des Sickerwasserabflusses

Die Vorauswahl der Rohrdimension ergibt sich aus der Vorgabe zur Gewährleistung einer guten Kontrollierbarkeit mit einem Innendurchmesser von min. 300 mm.

Rohrkenndaten:

Durchmesser:	DA 355 (Wandstärke $s = 21,1$ mm)
Werkstoff:	HDPE
SDR-Klasse:	17*
Gefälle:	$\geq 1,5$ %

*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.

Mit einem Mindestgefälle von 1,5 % und einer angesetzten betrieblichen Rauigkeit von $k_b = 0,5$ (Transportkanal mit Schacht) kann nach Tabellenwerk (Prandtl-Colebrook) für PE Rohre bei Vollfüllung etwa 158 l/s abgeleitet werden.

→ $Q_{\text{erf.}} = 33,62$ l/s < $Q_{\text{vorh.}} = 158$ l/s

1.4 Speicherbecken

Das gefasste Sickerwasser wird in einem Becken so gespeichert, dass seine gesicherte Abfuhr zur Reinigungsanlage der Fa. InfraServ gewährleistet wird. Das Becken wird so ausgelegt, dass auch bei einem Starkregen und maximal an die Entwässerung angeschlossener Fläche eine Pufferung von mindestens 2 Tagen zur Verfügung steht.

Der Bemessungsfall ergibt sich analog zum Spitzenabfluss für die größte „offene“ (nicht abgedichtete oder abgedeckte) Einbaufläche.

Das erforderliche Speichervolumen wird im Folgenden in Anlehnung an das „Einfache Verfahren zur Ermittlung der Regenrückhaltung“ nach ATV- DVWK A 117 berechnet.

Annahmen:

geschotterte Betriebswege im Ablagerungsbereich an Schmutzwasser angeschlossen:	1.500 m ²
größter Deponieabschnitt komplett offen:	15.000 m ²

Niederschlagshöhen und -spenden nach KOSTRA-DWD V 1.0.3 für Wasserburg

Wiederkehrzeit: T=2 nach DIN 1986-100 Berechnungsregenspende
für Grundstücksflächen

Nicht befestigte Fläche $A_{E,nb}$ =	1,5 ha
mittlerer Abflussbeiwert der nicht befestigten Fläche $\Psi_{m,nb}$ =	0,1
Befestigte Fläche $A_{E,b}$ =	0,15 ha
mittlerer Abflussbeiwert der befestigten Fläche $\Psi_{m,b}$ =	0,6
$A_u = A_{E,b} \times \Psi_{m,b} + A_{E,nb} \times \Psi_{m,nb}$ =	0,24 ha
zulässige max. Ableitmenge:	0,0 l/s
Q_{dr} = (Drosselabfluss	0,0 l/s
Drosselabflussspende: $q_{dr,r,u} = Q_{dr}/A_u$ =	0 l/s
Abminderungsfaktor: f_a =	1
Zuschlagsfaktor: f_z =	1,15

Für die jeweilige Dauerstufe ergibt sich das spezifische Speichervolumen zu:

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

$$V_{erf} = V_{s,u} \times A_u$$



Dauerstufe		Regenspende	Drosselabfluss	Differenz	erf. Speichervolumen
D		r für T = 2	qdr	rDn - qdr	Verf
min	h	l/s*ha	l/s*ha	l/s*ha	m*3
5	0,08	262	0	262	21,69
10	0,17	196,1	0	196,1	32,47
15	0,25	159,4	0	159,4	39,59
20	0,33	134,9	0	134,9	44,68
30	0,50	103,8	0	103,8	51,57
45	0,75	77,5	0	77,5	57,75
60	1,00	62,1	0	62,1	61,70
90	1,50	46,1	0	46,1	68,71
120	2,00	37,3	0	37,3	74,12
180	3,00	27,7	0	27,7	82,57
240	4,00	22,5	0	22,5	89,42
360	6,00	16,7	0	16,7	99,56
540	9,00	12,4	0	12,4	110,89
720	12,00	10	0	10	119,23
1080	18,00	7,6	0	7,6	135,92
1440	24,00	6,3	0	6,3	150,23
2880	48,00	4,9	0	4,9	233,69
4320	72,00	3,4	0	3,4	243,23

Tabelle 3: Ermittlung erforderliches Speichervolumen

Nach obiger Vorbemessung ergibt sich ein erforderliches Speichervolumen von **V erf = 233,69 m³**.

Gewählt wird ein Speichervolumen von **V = 300 m³**.



2 Oberflächenwasser

2.1 Entwässerungsschicht

Der Bemessungsfall für die oberhalb der Abdichtungskomponente (KDB) angeordnete Entwässerungsschicht ergibt aus den kritischen Fließwegen nach Fertigstellung der Oberflächenabdichtung.

Der obere Flächenfilter ist entsprechend der DepV in einer Schichtstärke von 0,3 m auszuführen. Das Flächenfiltermaterial muss eine Durchlässigkeit von min. $k \geq 1 \times 10^{-3}$ m/s aufweisen.

Die genaue Körnung wird innerhalb der Vorgaben zur Durchlässigkeit, Verwendung von Rundkorn, Größtkorn max. 32 mm und abschlämmbarer Anteil max. 0,5 Masse-% im Zuge der Ausführung und in Abhängigkeit des Schutzwirksamkeitsnachweises KDB-Schutzvlies-Flächenfilter festgelegt.

Der hydraulische Nachweis ist für den Flächenfilter der Oberflächenabdichtung nach GDA E- 2-20 mit einer Dränspende von 10 mm/d zu führen.

Der hydraulische Nachweis wird in Anlehnung an die GDA E 2-20 geführt:

Gleichung nach Lesaffre et al:

$$\frac{l}{h_{\max}} = \left[\frac{4 \cdot k}{V_n} + \left(\frac{k}{V_n} - 1 \right)^2 \cdot (\tan \alpha)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

l = Böschungslänge

h' = Wassereinstau

k = Durchlässigkeit = 1×10^{-3} m/s (nach GDA E 2-20)

V_n = Dränspende, gewählt 10 mm/d ($\triangleq 1,16 \times 10^{-7}$ m/s)

α = Böschungsneigung

Gemäß der geplanten Endgestaltung ergeben sich für die betrachteten kritischen Fließwege folgende maximale Einstauhöhen:

Kritischer Fließweg	mittlere Neigung	Böschungslänge	Wassereinstau
Südöstliche Böschung Bereich Abschnitt 1	1 : 5,3 1 : 12,1	77 m 39 m	Insgesamt 8,3 cm

Tabelle 4: Ermittlung Einstauhöhen Flächenfilter Oberflächenabdichtung

Der Flächenfilter wird im Bereich der negativsten Fließstrecke maximal bis zu 8,3 cm eingestaut. Der Aufbau von 30 cm ist damit ausreichend dimensioniert und weist eine ausreichende Reserve auf.



2.2 Transportleitungen/ Spitzenabfluss

Das im Bereich der Deponie anfallende Oberflächenwasser wird über einen Sammel-schacht im Eingangsbereich und einen Transportkanal als Direkteinleitung in den Inn abgeschlagen (vgl. „Direkteinleitungsantrag“, Anlage 7 zum Antrag auf Planfeststellung).

Der Bemessungsfall für die Transportleitungen und Fassungselemente des Oberflä-chenwassersystems ergibt sich für die zu erwartende Spitzenabflussmenge.

Die größte Wassereinzugsfläche und damit der Spitzenabfluss sind nach Abschluss der Deponie zu erwarten.

Entsprechend der Berechnung zum Direkteinleitungsantrag (vgl. Anlage 7 zum Antrag auf Planfeststellung) ergibt sich eine Spitzenabflussmenge von:

Q Spitzenabfluss, Einleitung = 242,5 l/s

Als Transportkanal wird folgende Leitung verlegt:

Durchmesser: DN 500
Rohr: Betonrohr/ Stahlbetonrohr nach DIN EN 1916 und DIN V 1201
K_p: 1,00 mm (Rauigkeit gemäß ATV A110)
Gefälle: mindestens 1,0 %

Gemäß den Tabellen zur hydraulischen Bemessung von Stahlbetonrohren nach Prandtl-Colebrook ergibt sich ein maximaler Ablauf von 399 l/s.

Q_{vorh.} = 242,5 l/s < Q_{zul.} = 399 l/s

Die geplante Entwässerungsrinne weist folgende Dimensionen auf:

- Höhe: 0,5 m
- Breite_{unten}: 0,4 m
- Breite_{oben}: 1,0 m

Durch die geplante Entwässerungsrinne wird bei nahezu Vollfüllung (Freibord von 10 cm) folgende Abflussleistung bereitgestellt:

Gleichung nach Manning/ Strickler:

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

v : Fließgeschwindigkeit in m/s

k_{St} : Manning/ Strickler- Beiwert in m^{1/3}/s

r_{hy} : hydraulischer Radius in m

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

A : Fließquerschnitt in m^2

l_u : benetzter Umfang in m

Q : Durchfluss in l/s

I_E : Energiehöhengefälle

$$v = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s} \cdot (0,28 \text{ m}^2 / 1,34 \text{ m})^{2/3} \cdot 0,01^{1/2} = 2,46 \text{ m/s}$$

$$Q = 2,46 \text{ m/s} \cdot 0,28 \text{ m}^2 = \mathbf{688 \text{ l/s}}$$

Die Entwässerungsrinne ist ausreichend dimensioniert.

Karlsruhe, 12.12.2011
In der Fassung vom 04.01.2016

INGENIEURBÜRO ROTH
& PARTNER GMBH



Dipl. Ing. Johann Roth