

Antragsteller:
Gemeinde Weitramsdorf
Ummerstadter Str. 11
96479 Weitramsdorf



Entwurfsverfasser:
GAUL INGENIEURE GmbH
Gundelsheimer Str. 110
96052 Bamberg

**Einleitung von Abwasser aus der Kläranlage
Tambachtal in den Tambach sowie aus
Mischwasseranlagen in verschiedene Gewässer**

BEANTRAGUNG DER WASSERRECHTLICHEN ERLAUBNIS

Anlage 4.5: Hydraulische Berechnung Kläranlage

Aufgestellt:
Bamberg, 25.07.2024

GAUL INGENIEURE GmbH · Gundelsheimer Str. 110 · 96052 Bamberg

Inhalt

1.	Allgemeines.....	3
2.	Zulauf-Schneckenhebewerk.....	3
3.	Mechanische Abwasserreinigung	4
3.1	Rechenanlage	4
3.2	Sandfang	5
3.3	Fettfang	5
4.	Venturigerinne	6
5.	Vorschacht - Dükerleitung - Einlauf Belebung	6
6.	Dükerleitung Belebungsbecken - Nachklärbecken	7
7.	Nachklärbecken	8
8.	Dükerleitung Auslauf Nachklärbecken - Schacht 1	8
9.	Verbindungsleitung Schacht 1 - Schacht 2.....	9
10.	Verbindungsleitung Schacht 2 - Schacht 3.....	10
11.	Verbindungsleitung Schacht 3 - Auslauf	10
12.	Zusammenstellung der max. Wasserstände bei Q_{max}	11
12.1	Abschnitt 1: Nachklärbecken - Auslauf in Gewässer	11
12.2	Abschnitt 2: Wasserspiegel Nachklärbecken - Ablaufgerinne	12
12.3	Abschnitt 3: Belebungsbecken - Nachklärbecken.....	13
12.4	Abschnitt 3: Venturigerinne - Vorschacht - Belebungsbecken	13
12.5	Abschnitt 4: Rechenanlage - Sandfang.....	13
13.	Fazit	14

1. Allgemeines

Im ursprünglichen Bescheid vom 23.01.2013 besitzt die Gemeinde Weitramsdorf eine Erlaubnis zur Einleitung der von der Kläranlage behandelten Abwässer in den Tambach mit folgenden Abflüssen:

$$\begin{aligned} Q_T &= 3.000 \text{ m}^3/\text{d} \\ Q_T &= 198 \text{ m}^3/\text{h} \quad \triangleq \quad 55,0 \text{ l/s} \\ Q_M &= 396 \text{ m}^3/\text{h} \quad \triangleq \quad 110,0 \text{ l/s} \end{aligned}$$

Der prognostizierte Mischwasserzufluss zur Kläranlage Tambachtal wurde nach DWA-Arbeitsblatt 198 neu ermittelt (siehe Auswertung, Anlage 2, Kapitel 7.3) und mit der Schmutzfrachtberechnung (siehe Anlage 3) abgestimmt

$$\begin{aligned} \text{Betriebstagebuchauswertung: } Q_{M,\text{Bescheid 2013}} &= 110 \text{ l/s} \quad \triangleq \quad 396 \text{ m}^3/\text{h} \\ \text{Betriebstagebuchauswertung: } Q_{M,\text{Bestand}} &= 68,3 \text{ l/s} \quad \triangleq \quad 245,9 \text{ m}^3/\text{h} \\ \text{Prognosewert: } Q_{M,\text{Prognose}} &= 78,7 \text{ l/s} \quad \triangleq \quad 283,3 \text{ m}^3/\text{h} \end{aligned}$$

Die nachfolgende hydraulische Berechnung erfolgt mit dem maximalen Mischwasserzufluss von 110 l/s.

2. Zulauf-Schneckenhebewerk

Im Zulaufbauwerk sind laut Typenschild folgende Förderschnecken verbaut:

$$\begin{aligned} \text{Hebeschnecken:} & \quad 2 \times \quad Q_P = 51 \text{ l/s} \quad \triangleq \quad 183,6 \text{ m}^3/\text{h} \\ \text{Entlastungsschnecke:} & \quad 1 \times \quad Q_P = 150 \text{ l/s} \quad \triangleq \quad 540,0 \text{ m}^3/\text{h} \end{aligned}$$

Die Hebeschnecken können parallel betrieben werden. Die Hebeschnecken fördern das Abwasser auf eine Höhe von 274,05 mNN im Gerinne vor der Rechenanlage. Sie sind regelungstechnisch auf Q_M begrenzt. Unter Vordruck im Regenwetterfall (Niveau Wsp. Vorschacht) erreichen die Schnecken im Parallelbetrieb die geforderte Mischwassermenge von 110 l/s.

Übersteigt der Zufluss aus dem Hauptsammler den maximalen Zufluss Q_M zur Kläranlage, so wird über die Entlastungsschnecke in das vorhandene Regenüberlaufbecken (RÜB 1) entlastet.

Ergebnis:

Der Zufluss $Q_M = 110 \text{ l/s}$ kann mit dem Zulauf-Schneckenhebewerk bewältigt werden. Die vorhandene Pumpleistung ist im Parallelbetrieb ausreichend. Auch $Q_{T,2hmax}$ kann mit den Hebeschnecken gefördert werden.

Durch die maschinelle, stationäre Schlammwässerung kommt theoretisch Prozesswasser als interner Rückfluss als zusätzliche „hydraulische Belastung“ zu Q_M hinzu. Da die Schneckenpresse allerdings kontinuierlich über die tägliche Arbeitszeit mit geringer Leistung betrieben wird, wird der Rückfluss mit $< 1 \text{ l/s}$ in der Hydraulik vernachlässigt.

3. Mechanische Abwasserreinigung

Das Zulauf-Schneckenhebewerk fördert das Abwasser auf eine Gerinnesohlhöhe von 274,05 mNN vor die Rechenanlage.

Der maximale Wasserspiegel vor dem Rechen kann laut Herstellerangaben 274,60 mNN betragen.

3.1 Rechenanlage

Zur Entfernung von Fremd- und Feststoffen ist ein Trommelrechen der Firma Huber, Berching, Typ Rotamat RO2, mit einer Spaltweite von 4 mm und anschließender Rechengutwäsche und -presse im Rechengebäude verbaut. Der Rechen ist laut Herstellerangaben auf einen Zulauf von 100 l/s ausgelegt. Die Einstauhöhe im Gerinne vorm Rechen soll 520 mm und nach dem Rechen 230 mm betragen. Die Rechenanlage bewältigt im Betrieb 110 l/s. Die Einstauhöhe wurde vor Ort mit ca. 550 mm bzw. ca. 230 mm gemessen. Nach Auskunft des Betreibers gibt es trotz höherer Beaufschlagung keine Einschränkungen bei der Abscheideleistung.

Die Angaben zur Rechengutmenge wurden den Betriebstagebüchern (2016 - 2023) der Kläranlage Tambachtal entnommen:

- minimaler Rechengutmenge: 2,5 m³/Monat \triangleq 0,082 m³/d
- maximaler Rechengutmenge: 2,9 m³/Monat \triangleq 0,095 m³/d
- mittlerer Rechengutmenge: 3,5 m³/Monat \triangleq 0,115 m³/d

Nachweis des rechteckigen Gerinnes mit DWA Hydraulik-Expert Version 3.3 mit:

Kammerbreite: B = 0,61 m, Trapezgerinne

$k_{ST} = 70 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

Gefälle I = 10,6 ‰

Fülltiefe bei maximalem Zufluss von $Q_{\max} = 110 \text{ l/s}$ (198 m³/h) (Teilfüllung)

Ergebnisausgabe:

$Q = 0,110 \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 0,257 \text{ m}$ $v = 0,703 \text{ m/s}$

Dies deckt sich ca. mit den 230 mm der Herstellerangabe bzw. der Nachmessung.

Ergebnis:

Die vorhandene Rechenanlage mit einer Spaltweite von 4 mm bewältigt den maximalen Zufluss. Hydraulische Probleme wurden bei Maximalzufluss (110 l/s) während der Betriebszeit bisher nicht festgestellt.

3.2 Sandfang

Im Anschluss der Rechenanlage durchfließt das Abwasser einen unbelüfteten Langsandfang mit manuell betätigtem Längsräumer, Modell Fa. Schreiber. Bei manueller Räumung des Sandfangs wird das Sandgut mittels Pumpe über ein offenes Gerinne ins Rechengebäude gefördert. Dort wird der Sand bis zur Entsorgung in einem Entwässerungscontainer gelagert.

Die Angaben zur Sandmenge wurden den Betriebstagebüchern (2016 - 2023) der Kläranlage Tam-bachtal entnommen bei:

	IST	SOLL*
• minimaler Sandmenge:	2,5 m ³ /Monat	10,85 m ³ /a
• maximaler Sandmenge:	3,5 m ³ /Monat	108,5 m ³ /a
• mittlerer Sandmenge:	2,94 m ³ /Monat	

*(Soll Sandanfall = 2 - 20 l/(E a) bei 5.426 EW)

Durch die geplanten Bau- und Gewerbegebiete sowie durch bauliche Erschließung wird sich die Sandfangmenge anteilig erhöhen.

Der vorhandene Sandfang hat folgende Abmessungen:

- Breite B = 1,20 m
- Länge L = 18,0 m
- Tiefe T_{eff} = 0,30 m
- Querschnitt Q_A = 0,27 m²
- Oberfläche A = 21,6 m²
- Volumen V = 4,86 m³

Nachweise:

- vorhandene horizontale Fließgeschwindigkeit:

$$v_h = 0,110 \text{ m}^3/\text{s} / 0,27 \text{ m}^2 = 0,41 \text{ m/s} \quad (\text{Soll} \leq 0,30 \text{ m/s})$$

- Aufenthaltszeit bei Regenwetter:

$$t_{\text{RW}} = \frac{V}{A_{\text{Qmax}}} = \frac{4,86 \text{ m}^3}{396 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,012 \text{ h} \sim 43 \text{ s} \quad (\text{Soll} > 10 \text{ min})$$

- Oberflächenbeschickung:

$$q_A = \frac{Q_{\text{max}}}{A} = \frac{396 \text{ m}^3/\text{h}}{21,6 \text{ m}^2} = 18,3 \text{ m/h} \quad (\text{Soll} = 36 \text{ m/h})$$

Ergebnis:

Der vorhandene Sandfang entspricht nicht mehr den aktuellen Bemessungsgrundlagen. Zudem fehlt eine Fettabscheidung durch einen belüfteten Fettfang. Mittelfristig sollte dieser Anlagenteil als Rechen-Sand-/Fettfang-Kompaktanlage oder als Stahlbeton-Neubau erneuert bzw. ergänzt werden.

3.3 Fettfang

Es ist kein Fettfang vorhanden.

4. Venturigerinne

Venturigerinne:

$$Q = \mu \times c \times b_2 \times \sqrt{g} \times h_1^{3/2}$$

Mit b_2 Einschnürungsbreite = 0,3 m

μ Ausrundungsbeiwert = 0,9

c Faktor Breitenverhältnis = 0,58

h_1 Höhe Wasserspiegel vor der Einschnürung

$$h_1^{3/2} = Q / (\mu \times c \times b_2 \times \sqrt{g}) = 0,11 / (0,9 \times 0,58 \times 0,3 \times \sqrt{9,81}) = 0,224$$

$$h_1 = 0,37 \text{ m}$$

5. Vorschacht - Dükerleitung - Einlauf Belebung

Im Vorschacht zur Belebung wird der Rücklaufschlammstrom aus der Nachklärung mittels Rücklaufschlammschnecke hinzugefördert. Die maximale Durchflussmenge ergibt sich aus der Summe von $Q_M = 110 \text{ l/s}$ und $Q_{RLS} = 75 \text{ l/s}$.

Ggf. geförderte Zöpfe aus der Nachklärung sollen über einen Grobrechen (Stababstand 10 mm, Rechenlänge 2,40 m) im Vorschacht zurückgehalten werden.

Die im Vorschacht vorhandene Schwelle dient nur der „Umleitung“ des Abwasserstroms über den Grobrechen. Die Durchlassbreite zur Dükerleitung Richtung Belebung beträgt 40 cm. Rechnerisch können die Verluste durch Grobrechen und Durchlass nicht nachgewiesen werden. Im Betrieb zeigt sich, dass sich die Wasserspiegel vor und nach dem Grobrechen / Durchlass ausgleichen.



Abbildung: Vorschacht mit Grobrechen und Durchlass zur Belebung sowie Rücklaufschlammschnecke

Dückerleitung Vorschacht - Einlauf Belebung:

DN 600, L = 8,0 m, $Q_{\max} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s} + 0,075 \text{ m}^3/\text{s} = 0,185 \text{ m}^3/\text{s}$

$$v = \frac{Q_{\max}}{A} = \frac{0,185 \text{ m}^3/\text{s}}{0,283 \text{ m}^2} = 0,654 \text{ m/s} < 1,0 \text{ m/s}$$

Ermittlung der Ein-, Umlenkungs-, Reibungs- und Auslaufverluste:

Reynoldszahl: $Re = \frac{v \cdot d}{\nu} = \frac{0,654 \text{ m/s} \cdot 0,6 \text{ m}}{1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} \approx 3,0 \cdot 10^5$

Bei turbulenter Strömung $Re > 2.320$ gilt:

$$\lambda = \frac{0,309}{(\lg(Re/7))^2} = \frac{0,309}{(\lg(3,0 \cdot 10^5/7))^2}$$

$$\lambda \approx 0,014$$

Reibungsverluste: $h_{vr} = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,014 \cdot \frac{8,0 \text{ m}}{0,6 \text{ m}} \cdot \frac{(0,654 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,004 \text{ m}$

Örtliche Verluste: $h_{v\ddot{o}} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 1,5 \cdot \frac{(0,654 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,033 \text{ m}$

Mit Verlustbeiwert ζ :

Einlaufverlust:	$\zeta = 0,50$
Umlenkungsverlust:	-
Auslaufverlust:	$\zeta = 1,0$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \Sigma \zeta = 1,5$$

$$\rightarrow h_v = h_{vr} + h_{v\ddot{o}} = 0,004 \text{ m} + 0,033 \text{ m} = 0,037 \text{ m} \approx 0,04 \text{ m}$$

6. Dückerleitung Belebungsbecken - Nachklärbecken

DN 500, L = 16 m, $Q_{\max} = 0,185 \text{ m}^3/\text{s}$

$$v = \frac{Q_{\max}}{A} = \frac{0,185 \text{ m}^3/\text{s}}{0,196 \text{ m}^2} = 0,94 \text{ m/s} < 1,0 \text{ m/s}$$

Ermittlung der Ein-, Umlenkungs-, Reibungs- und Auslaufverluste:

Reynoldszahl: $Re = \frac{v \cdot d}{\nu} = \frac{0,94 \text{ m/s} \cdot 0,5 \text{ m}}{1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} \approx 3,6 \cdot 10^5$

Bei turbulenter Strömung $Re > 2.320$ gilt:

$$\lambda = \frac{0,309}{(\lg(Re/7))^2} = \frac{0,309}{(\lg(3,6 \cdot 10^5/7))^2}$$

$$\lambda \approx 0,014$$

Reibungsverluste: $h_{vr} = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,014 \cdot \frac{16,0 \text{ m}}{0,5 \text{ m}} \cdot \frac{(0,94 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,02 \text{ m}$

Örtliche Verluste: $h_{v\ddot{o}} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 3,1 \cdot \frac{(0,94 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,14 \text{ m}$

Mit Verlustbeiwert ζ :

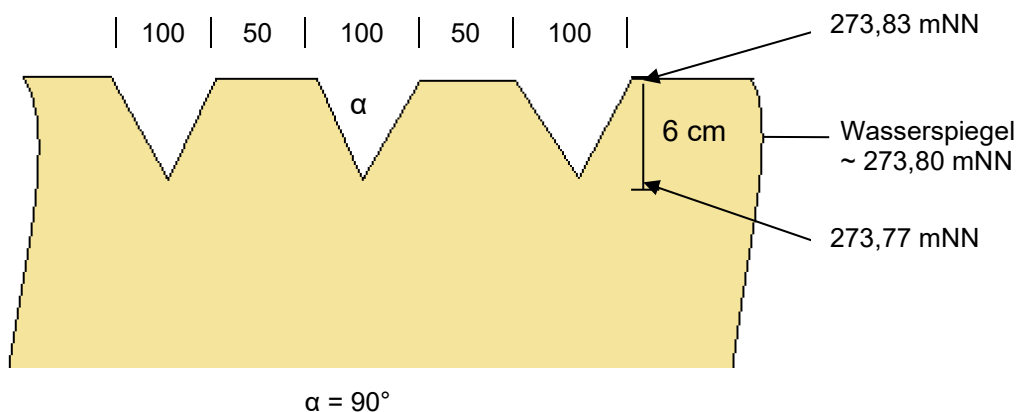
Einlaufverlust:	$\zeta = 1,0$	} $\Sigma \zeta = 3,1$
Umlenkungsverlust:	$\zeta = 2 \times 0,5 + 0,1 = 1,1$	
Auslaufverlust:	$\zeta = 1,0$	

$$\rightarrow h_v = h_{vr} + h_{v\ddot{o}} = 0,02 \text{ m} + 0,14 \text{ m} = 0,16 \text{ m}$$

7. Nachklärbecken

Überlauf: Zahnschwelle DIN 19558, Form A

Skizze Bestand (kein Maßstab):



Beckendurchmesser bis Überfallwehr = 21,20 m

Länge bzw. Umfang Überfallwehr = 66,60 m

Aus Tabelle der DIN 19558, Form A mit $5,95 \text{ m}^3/(\text{h} \times \text{m})$ folgt:

$$h_{\ddot{u}} = 0,03 \text{ m}$$

8. Dükerleitung Auslauf Nachklärbecken - Schacht 1

DN 400; L = 20,00 m

$$Q_{\max} = 0,110 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = \frac{Q_{\max}}{A} = \frac{0,110 \text{ m}^3/\text{s}}{0,126 \text{ m}^2} = 0,873 \text{ m/s} < 1,0 \text{ m/s}$$

Ermittlung der Ein-, Umlenkungs-, Reibungs- und Auslaufverluste:

Reynoldszahl:
$$Re = \frac{v \cdot d}{\nu} = \frac{0,873 \text{ m/s} \cdot 0,4 \text{ m}}{1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} \approx 2,57 \cdot 10^5$$

Bei turbulenter Strömung $Re > 2.320$ gilt:

$$\lambda = \frac{0,309}{(\lg Re/7)^2} = \frac{0,309}{(\lg (2,57 \cdot 10^5/7))^2}$$

$$\lambda \approx 0,015$$

Reibungsverluste:
$$h_{vr} = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,015 \cdot \frac{20,0 \text{ m}}{0,4 \text{ m}} \cdot \frac{(0,873 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,03 \text{ m}$$

Örtliche Verluste:
$$h_{v\ddot{o}} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 4 \cdot \frac{(0,873 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,155 \text{ m}$$

Mit Verlustbeiwert ζ :

Einlaufverlust:	$\zeta = 0,50$
Umlenkungsverlust:	$\zeta = 3 \times 0,50$
Auslaufverlust:	$\zeta = 2,0$

} $\sum \zeta = 4$

$$\rightarrow h_v = h_{vr} + h_{v\ddot{o}} = 0,03 \text{ m} + 0,16 \text{ m} = 0,19 \text{ m}$$

9. Verbindungsleitung Schacht 1 - Schacht 2

DN 600; $L = 16,44 \text{ m}$

$Q_{\max} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$

$$v = \frac{Q_{\max}}{A} = \frac{0,11 \text{ m}^3/\text{s}}{0,283 \text{ m}^2} = 0,39 \text{ m/s}$$

Ermittlung der Ein-, Umlenkungs-, Reibungs- und Auslaufverluste:

Reynoldszahl:
$$Re = \frac{v \cdot d}{\nu} = \frac{0,39 \text{ m/s} \cdot 0,60 \text{ m}}{1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 1,79 \cdot 10^5$$

Bei turbulenter Strömung $Re > 2.320$ gilt:

$$\lambda = \frac{0,309}{(\lg Re/7)^2} = \frac{0,309}{(\lg (1,79 \cdot 10^5/7))^2}$$

$$\lambda \approx 0,016$$

Reibungsverluste:
$$h_{vr} = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,016 \cdot \frac{16,44 \text{ m}}{0,6 \text{ m}} \cdot \frac{(0,39 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,034 \text{ m}$$

Örtliche Verluste:
$$h_{v\ddot{o}} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 1,5 \cdot \frac{(0,39 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,012 \text{ m}$$

Mit Verlustbeiwert ζ :

Einlaufverlust:	$\zeta = 0,50$
Umlenkungsverlust:	$\zeta = \text{---}$
Auslaufverlust:	$\zeta = 1,0$

} $\sum \zeta = 1,5$

$$\rightarrow h_v = h_{vr} + h_{v\ddot{o}} = 0,034 \text{ m} + 0,012 \text{ m} = 0,046 \text{ m} \approx 0,05 \text{ m}$$

10. Verbindungsleitung Schacht 2 - Schacht 3

DN 600; L = 34,16 m

$Q_{\max} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$

$$v = \frac{Q_{\max}}{A} = \frac{0,11 \text{ m}^3/\text{s}}{0,283 \text{ m}^2} = 0,39 \text{ m/s}$$

Ermittlung der Ein-, Umlenkungs-, Reibungs- und Auslaufverluste:

Reynoldszahl: $Re = \frac{v \cdot d}{\nu} = \frac{0,39 \text{ m/s} \cdot 0,60 \text{ m}}{1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 1,79 \cdot 10^5$

Bei turbulenter Strömung $Re > 2.320$ gilt:

$$\lambda = \frac{0,309}{(\lg Re/7)^2} = \frac{0,309}{(\lg(1,79 \cdot 10^5/7))^2}$$

$$\lambda \approx 0,016$$

Reibungsverluste: $h_{vr} = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,016 \cdot \frac{34,16 \text{ m}}{0,6 \text{ m}} \cdot \frac{(0,39 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,007 \text{ m}$

Örtliche Verluste: $h_{v\ddot{o}} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 1,5 \cdot \frac{(0,39 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,012 \text{ m}$

Mit Verlustbeiwert ζ :

Einlaufverlust:	$\zeta = 0,50$
Umlenkungsverlust:	$\zeta = \dots$
Auslaufverlust:	$\zeta = 1,0$

} $\Sigma \zeta = 1,5$

$$\rightarrow h_v = h_{vr} + h_{v\ddot{o}} = 0,007 \text{ m} + 0,012 \text{ m} = 0,019 \text{ m} \approx 0,02 \text{ m}$$

11. Verbindungsleitung Schacht 3 - Auslauf

DN 600; L = 25,59 m

$Q_{\max} = 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$

$$v = \frac{Q_{\max}}{A} = \frac{0,11 \text{ m}^3/\text{s}}{0,283 \text{ m}^2} = 0,39 \text{ m/s}$$

Ermittlung der Ein-, Umlenkungs-, Reibungs- und Auslaufverluste:

Reynoldszahl: $Re = \frac{v \cdot d}{\nu} = \frac{0,39 \text{ m/s} \cdot 0,60 \text{ m}}{1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 1,79 \cdot 10^5$

Bei turbulenter Strömung $Re > 2.320$ gilt:

$$\lambda = \frac{0,309}{(\lg Re/7)^2} = \frac{0,309}{(\lg(1,79 \cdot 10^5/7))^2}$$

$$\lambda \approx 0,016$$

Reibungsverluste: $h_{vr} = \lambda \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 0,016 \cdot \frac{25,59 \text{ m}}{0,6 \text{ m}} \cdot \frac{(0,39 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,005 \text{ m}$

Örtliche Verluste: $h_{v\ddot{o}} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g} = 1,5 \cdot \frac{(0,39 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,012 \text{ m}$

Mit Verlustbeiwert ζ :

Einlaufverlust:	$\zeta = 0,50$
Umlenkungsverlust:	$\zeta = \dots$
Auslaufverlust:	$\zeta = 1,0$

} $\Sigma \zeta = 1,5$

$$\rightarrow h_v = h_{vr} + h_{v\ddot{o}} = 0,005 \text{ m} + 0,012 \text{ m} = 0,017 \text{ m} \approx 0,02 \text{ m}$$

12. Zusammenstellung der max. Wasserstände bei Q_{\max}

In Verbindung mit dem hydraulischen Längsschnitt der Kläranlage und der maximalen Zulaufmenge aus dem Ortsnetz der Gemeinde Weitramsdorf ($Q_{\max} = 110 \text{ l/s}$) wird die hydraulische Belastung der einzelnen Anlagenteile nachgewiesen.

Der hydraulische Nachweis wird gegen die Reinigungsfließrichtung geführt.

12.1 Abschnitt 1: Nachklärbecken - Auslauf in Gewässer

Der Auslauf der Kläranlage in den Vorfluter (Graben zum Tambach) befindet sich auf 271,30 mNN Rohrsohle.

Normalpegel Vorfluter = ca. 271,10 mNN

Q_{\max} = 110 l/s (= 396 m³/h)

Hinweis HW₁₀₀:

Laut Hochwassergefahrenfläche HW₁₀₀ besteht keine Überflutung der Kläranlage (siehe nachfolgende Abbildung). Ein HQ₁₀₀ Pegel an der Einleitstelle in den Graben liegt laut Auskunft von Herrn Pöhlmann, Wasserwirtschaftsamt Kronach, (E-Mail vom 31.03.2023) nicht vor.

Laut Auskunft vom Betriebspersonal liegt der höchste in der Vergangenheit festgestellte Hochwasserpegel auf Böschungshöhe, ca. 272,09 mNN. Mit dieser Angabe wird nachfolgend die Rückstaulinie betrachtet:

Rückstaulinie Auslauf - Messschacht – Nachklärung:

Schacht S 3	= 272,09 mNN + 0,02	= 272,11 mNN
Schacht S 2	= 272,19 mNN + 0,02	= 272,21 mNN
Schacht S 1	= 272,28 mNN + 0,05	= 272,33 mNN
Ablauf Nachklärung	= 273,77 mNN + 0,03	= 273,80 mNN

(UK Zahnschwelle)

➔ D. h. freier Auslauf vom Nachklärbecken in den Vorfluter bzw. Graben!

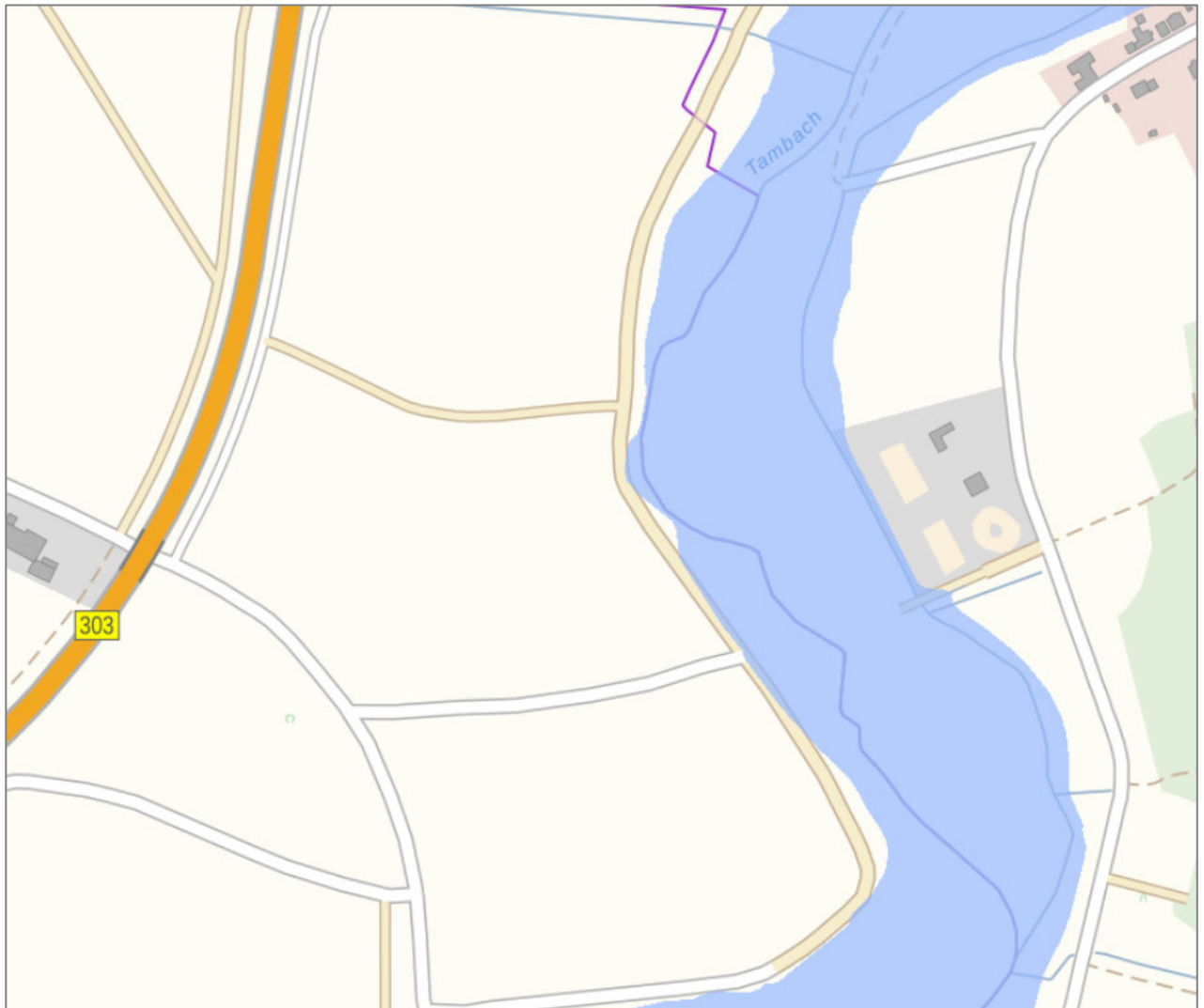


Abbildung 1: Hochwassergefahrenfläche HQ₁₀₀, Bereich Kläranlage Tambachtal
(Quelle: geoportal.bayern.de, Stand Mai 2024)

12.2 Abschnitt 2: Wasserspiegel Nachklärbecken - Ablaufgerinne

Zahnschwelle DIN 19558, Form A,

Unterkante Zahnschwelle = 273,77 mNN (Bestand)

$Q_{\max} = 110 \text{ l/s}$

Überfallhöhe: 0,03 m (siehe Kapitel 7.)

Der maximale Wasserspiegel im Nachklärbecken:

$273,77 \text{ mNN} + 0,03 \text{ m} = 273,80 \text{ mNN}$

12.3 Abschnitt 3: Belebungsbecken - Nachklärbecken

Der maximale Wasserspiegel im Nachklärbecken beträgt ca. 273,80 mNN. Der Zulauf vom Belebungsbecken zum Nachklärbecken erfolgt über eine Dükerleitung. Über zwei Öffnungen (Breite $b = 0,5$ m; Höhe $h = 0,4$ m) gelangt das Wasser-Schlammgemisch in das Verteilerbecken und wird von dort aus über 9 Öffnungen (Breite $b = 0,2$ m, Höhe $h = 0,3$ m) in das Nachklärbecken geleitet. Da Belebungsbecken und Nachklärung als eine Einheit zu betrachten sind und Rücklaufschlamm von der Nachklärung in die Belebung gepumpt wird, ist hier eine zusätzliche hydraulische Beaufschlagung (Rücklaufverhältnis RV) zu berücksichtigen. Das Rücklaufverhältnis wird mit $RV = 0,75$ angenommen.

Wasserspiegel im Nachklärbecken:	273,80 mNN
Dükerleitung Nachklärbecken - Belebungsbecken:	$h_v = 0,06$ m
Wasserspiegel im Belebungsbecken:	273,86 mNN
Höhe Beckenkronen Belebungsbecken:	274,19 mNN
Verbleibender Freiboard = $274,19$ mNN - $273,86$ mNN =	0,33 m

12.4 Abschnitt 3: Venturigerinne - Vorschacht - Belebungsbecken

Der maximale Wasserspiegel im Belebungsbecken beträgt ca. 273,86 mNN. Der Zulauf vom Vorschacht zum Belebungsbecken erfolgt über ein Rohr DN 600. Vor dem Vorschacht befindet sich das Venturigerinne zur Ermittlung des Abwasserdurchflusses.

Wasserspiegel im Belebungsbecken:	273,86 mNN
Dükerleitung Vorschacht - Belebungsbecken:	$h_v = 0,04$ m
Wasserspiegel im Vorschacht:	273,90 mNN
Wasserhöhe vor dem Venturigerinne:	$h_1 = 0,37$ m
Wasserspiegel vor dem Venturigerinne:	274,24 mNN

12.5 Abschnitt 4: Rechenanlage - Sandfang

Zwischen Rechen, Sandfang und Venturigerinne bestehen keine Schwellen. Der Sandfang besitzt ein Gerinne mit Sonderform. Für die Berechnung der Verlusthöhen bedürfte es eine Modellierung der Gegebenheit mit einem gesonderten Hydraulikprogramm.

Das Rechengerinne ($b = 61$ cm) mit einem Längsgefälle von $I = 10,6$ ‰ hat eine Sohlhöhe im Übergangsbereich von ca. 274,05 mNN. Bei maximalem Zulauf von 110 l/s stellt sich im Rechengerinne ein maximaler Wasserstand von $(274,05$ mNN + $0,55$ m) = 274,60 mNN vor dem Rechen ein. Nach dem Rechen beträgt der Wasserstand $274,01$ mNN + $0,23$ m = 274,24 mNN. Dies entspricht theoretisch dem Wasserspiegel vor dem Venturi.

13. Fazit

Die Kläranlage Weitramsdorf ist für einen maximalen Mischwasserzufluss von $Q_m = 110 \text{ l/s}$ ausreichend bemessen.

Auch im Betrieb der Anlage wurde in den letzten Jahren keinerlei Rückstau festgestellt.

Für HQ_{100} im Vorfluter ist ein Abfluss im Freispiegel gewährleistet.

Die mit diesem Antrag neu ermittelten Werte

Betriebstagebuchauswertung: $Q_{M, \text{Bestand}} = 68,3 \text{ l/s} \triangleq 245,9 \text{ m}^3/\text{h}$

Prognosewert: $Q_{M, \text{Prognose}} = 78,7 \text{ l/s} \triangleq 283,3 \text{ m}^3/\text{h}$

können über Anpassung der Frequenzumformer bzw. Automatiksteuerung eingestellt werden.

Aufgestellt:

Bamberg, 25.07.2024 Bru/sta

GAUL INGENIEURE GmbH



Christian Brückner, Dipl.-Ing. (FH)
(Geschäftsführer)