

**Antrag auf Erteilung einer  
wasserrechtlichen Erlaubnis  
zum Einleiten von gereinigtem Abwasser  
aus der Kläranlage Ahorntal  
in den Ailsbach (Aßbach)**

**Hydraulische Berechnungen**



**Vorhabensträger:**

**Gemeinde Ahorntal  
Kirchahorn 63  
95491 Ahorntal**

**Landkreis:**

**Bayreuth**

**Entwurfsverfasser:**

**Ing.-Gesellschaft für das Bauwesen  
Josef Wolf & Söhne GmbH  
Anzensteinstraße 10  
95478 Kemnath**



## **Hydraulische Berechnungen**

### **Wasserrechtliches Verfahren für die Einleitung gereinigten Abwassers aus der Kläranlage Ahorntal**

## Hydraulische Berechnung der Bestandssituation

### 1. Hydraulische Grunddaten - Bestand

$$Q_M = 50,0 \text{ l/s} = 180 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{RLS} = 37,5 \text{ l/s} = 135 \text{ m}^3/\text{h}$$

### 2. Vom Nachklärbecken (NKB) zum Belebungsbecken 1 (BB1) - Bestand

WSP im NKB:

Kote = 381,39 m ü. NN (vermessen)

$$Q_1 = Q_M + Q_{RL} = 50 \text{ l/s} + 37,5 \text{ l/s} = 87,5 \text{ l/s} \sim 88 \text{ l/s}$$

Innendurchmesser Königsstuhl:  $D_i = 2,0 \text{ m}$

$$\xi_{\text{Eint}} = 0,50$$

$$\xi_A = 1,2 (1 - A_{400}/A_{\text{König}})^2 = 1,20 \cdot 0,922 = 1,106$$

$$\xi_{\text{Bogen}} = 0,20 \times 2 \text{ Stück}$$

$k = 1 \text{ mm}$  (angenommen, weil Altbestand);  $k/D = 1/400$ ;  $Re = 160.443$

$$\lambda = 0,026$$

$$v = Q_1/A = 0,088 \text{ m}^3 / 0,1256 \text{ m}^2 = 0,70 \text{ m/s}$$

$$v^2/g = 0,025$$

$$h_{VR} = (1 + 0,5 + 1,106 + 0,2 \cdot 2 + 0,026 \cdot 12,25 \text{ m}/0,4 \text{ m}) \cdot 0,025 =$$
$$= 3,802 \cdot 0,025 = 0,09 \text{ m}$$

WSP im Belebungsbecken BB 1:  $381,39 + 0,09 = 381,48 \text{ m ü. NN}$

### 3. Vom Belebungsbecken BB 1 zum Auslauf Rechenanlage - Bestand

Leitungsquerschnitt: DN 300

$$Q = 50 \text{ l/s}$$

DN 300;

$$V_{300} = 0,707 \text{ m/s}; k = 1,0 \text{ mm}; Re = 161.908$$

$$\lambda = 0,028$$

$$L = 48,5 \text{ m}$$

3 Bögen:  $\xi = 0,20$

$$\xi_{\text{Ausl}} = 1,0$$

Verlusthöhe, gesamt:

$$h_{VR} = (1 + 3 \cdot 0,20 + 0,028 \cdot 48,5 \text{ m}/0,30) \cdot (0,707^2/2g) =$$
$$6,13 \cdot 0,0255 = 0,156 \text{ m}$$
$$= 0,16 \text{ m}$$

WSP am Auslauf Rechen:  
 $381,48 + 0,16 \text{ m} = 381,64 \text{ m ü. NN}$

Rechenauslauf (bzw. der Rechen gesamt) ist nicht eingestaut!

## Hydraulische Berechnung des Planungszustandes

### 1. Hydraulische Grunddaten - Planung

$$Q_M = 50,0 \text{ l/s} = 180 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{RLS} = 37,5 \text{ l/s} = 135 \text{ m}^3/\text{h}$$

### 2. Vom Nachklärbecken (NKB) zum GFK-Schacht in Belebungsbecken 1 (BB1)

WSP im NKB:

Kote = 381,39 m ü. NN

Über den Bodeneinlauf DN 400 im BB1 wird ein GFK-Schacht errichtet, der das Abwasser nebst belebtem Schlamm aus dem BB1 durch 2 Öffnungen DN 300 (angefornt an den GFK-Schachtkörper) aufnimmt.

$$Q_1 = Q_M + Q_{RL} = 50 \text{ l/s} + 37,5 \text{ l/s} = 87,5 \text{ l/s} \sim 90 \text{ l/s}$$

Innendurchmesser Königsstuhl:  $D_i = 2,0 \text{ m}$

$$\xi_{\text{Einl}} = 0,50$$

$$\xi_A = 1,2 (1 - A_{400}/A_{\text{König}})^2 = 1,20 \cdot 0,922 = 1,106$$

$$\xi_{\text{Bogen}} = 0,20 \times 2 \text{ Stück}$$

$$k = 1 \text{ mm}; k/D = 1/400; Re = 164.886$$

$$\lambda = 0,026$$

$$v = Q_1/A = 0,09 \text{ m}^3 / 0,1256 \text{ m}^2 = 0,72 \text{ m/s}$$

$$v^2/g = 0,026$$

$$h_{VR} = (1 + 0,5 + 1,106 + 0,2 \cdot 2 + 0,026 \cdot 12,25 \text{ m}/0,4) \cdot 0,026 =$$
$$= 3,802 \cdot 0,026 = 0,10 \text{ m}$$

WSP im GFK-Schacht:  $381,39 + 0,10 = \underline{381,49}$

### 3. Vom GFK-Schacht in das Belebungsbecken BB 1

Kleine Öffnung in Becken

$$A_{DN300} = 0,0962 \text{ m}^2$$

$$\text{Zufluss je Öffnung: } Q = 0,5 \cdot (1530 \text{ m}^3/2500 \text{ m}^3) \cdot 87,5 \text{ l/s} = 0,5 \cdot 53,55 \text{ l/s} \sim 27,5 \text{ l/s}$$

$$v_2 = Q / A_{DN350} = 0,0275 \text{ m}^3/\text{s} / 0,0962 = 0,286 \text{ m/s}$$

$$\xi_{\text{Einl. } \varnothing 300} = 0,50$$

$$\xi_A = 0,83$$

$$h_{VR} = (\xi_A + \xi_{\varnothing 300}) \cdot v_2^2/2g = 0,005 \text{ m}$$

WSP im BB1:

Kote:  $381,49 + 0,01 \sim 381,50 \text{ m ü. NN}$

### 3.1 Havariebetrachtung: 2 außer Betrieb

Zufluss zu BB1 = 87,5 l/s ~ 90 l/s

Zufluss je Öffnung:  $Q = 0,5 \cdot 87,5 \text{ l/s} = 0,5 \cdot 90 \text{ l/s} \sim 45 \text{ l/s}$

$v_2 = Q / A_{DN350} = 0,045 \text{ m}^3/\text{s} / 0,0962 = 0,468 \text{ m/s}$

$\xi_{\text{Einl. } \varnothing 300} = 0,50$

$\xi_A = 0,83$

$h_{VR} = (\xi_A + \xi_{\varnothing 300}) \cdot v_2^2 / 2g = 0,014 \text{ m}$

WSP im BB1:

Kote:  $381,49 + 0,014 \sim 381,51 \text{ m ü. NN}$

## 4. Vom BB1 zum Verteilerbauwerk (VT-BW)

$Q_3 = V_{BB1} / V_{BBges} = 1530 \text{ m}^3 / 2500 \text{ m}^3 = 0,612 \cdot (Q_M + Q_{RL}) = 53,55 \text{ l/s} \sim 55 \text{ l/s}$

Verbindungsleitung: DN 300 - PP

$A_{300} = 0,070 \text{ m}^2$

$v_3 = Q_3 / A_{300} = 0,786 \text{ m/s}$

$v_3^2 / 2g = 0,0315 \text{ m}$

$k = 0,5 \text{ mm}; k/D = 1,667 \cdot 10^{-3}; Re = 180.000$

$\lambda = 0,024$

$\xi_{\text{Einl.}} = 0,50$

$\xi_{\text{Aus.}} = 1,2 (1 - A_{300} / A_{GFK})^2 = 1,20 \cdot (1 - 0,07 / 1,131)^2 = 1,06$

$\xi_{\text{Bogen}} = 0,20 \quad 2 \text{ St.}$

$h_{VR} = (1 + 0,5 + 1,06 + 0,20 \cdot 2 + 0,024 \cdot 10 \text{ m} / 0,30) \cdot 0,0315 =$   
 $= 3,76 \cdot 0,0315 = 0,118 \text{ m}$

WSP-Lage im VT-BW, ablaufseitig:

$381,50 + 0,12 \text{ m} = 381,62 \text{ m ü. NN}$

OK-Überfall-Blech: Gewählt: 381,75 m ü. NN, vollkommener Überfall

### 4.1 Havariebetrachtung: 2 außer Betrieb

Zufluss zu BB1 = 87,5 l/s ~ 90 l/s

$v_3 = Q/A = 0,09 / 0,0707 = 1,27 \text{ m/s}$

$v_3^2 / 2g = 0,082 \text{ m}$

$h_{VR} = (1 + 0,5 + 1,06 + 0,20 \cdot 2 + 0,026 \cdot 10 / 0,3) \cdot 0,082 =$   
 $3,83 \cdot 0,082 = 0,315 \text{ m}$

WSP = 381,50 + 0,32 = 381,82 m ü. NN; unvollkommener Überfall

OK Schachtbauwerk: 382,20 m ü. NN

## 5. Berechnung Überfallhöhe

Schwellenlänge: 1,50 m jede Seite      Q = 55 l/s

Seitenkontraktion:  $\Psi = 0,95$

Überfallbeiwert:  $\mu = 0,50$

$$\begin{aligned} \text{Überfallhöhe: } h_{\bar{u}} &= [(1,5 \cdot Q) / (L \cdot \mu \cdot \Psi \cdot \sqrt{2g})]^{2/3} = \\ &= [0,0675 \text{ m}^3/\text{s} / (1,5 \text{ m} \cdot 0,95 \cdot 0,5 \cdot \sqrt{2g})]^{2/3} = \\ &= (0,135 / 3,156)^{2/3} = 0,088 \sim 0,09 \text{ m} \end{aligned}$$

WSP vor dem Überfallblech im VT-BW:

Kote: 381,75 + 0,09 = 381,84 m ü. NN

### 5.1 Havariebetachtung: BB2 außer Betrieb

$$h_u = 381,82 - 381,75 = 0,07 \text{ m}$$

$h_{\bar{u}} = 0,142 \text{ m}$  angenommen; unvollkommener Überfall

$c = 0,80 =$  Abminderungsfaktor für  $h_u/h_{\bar{u}} \cong 0,5$

$$\begin{aligned} Q &= \frac{2}{3} \cdot c \cdot \mu \cdot L \cdot \Psi \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\bar{u}}^{1.5} = \\ &= \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot 1,5 \text{ m} \cdot 0,95 \cdot \sqrt{2g} \cdot 0,142^{1.5} = \\ &= 1,6832 \cdot h_{\bar{u}}^{1.5} = 0,090 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

WSP-Lage, zulaufseitig VT-BW = 381,75 + 0,142 m  $\cong$  381,90 m ü. NN

OK Schachtbauwerk: 382,20 m ü. NN

## 6. Vom VT-BW zum Auslauf Rechenanlage

Leitungsabschnitt: DN 350

Q = 50 l/s

DN 350;

$V_{350} = 0,52 \text{ m/s}$ ;  $k = 0,5 \text{ mm}$ ;  $R_e = 138.931$

$\lambda = 0,024$

L = 42 m

5 Bögen:  $\xi = 0,20$

Leitungsabschnitt: DN 300 (Altbestand)

Q = 50 l/s

DN 300;

$V_{300} = 0,707 \text{ m/s}$ ;  $k = 1,0 \text{ mm}$ ;  $R_e = 161.908$

$\lambda = 0,028$

$$L = 14 \text{ m}$$

$$1 \text{ Übergangsstück: } \xi = 0,50$$

$$3 \text{ Bögen: } \xi = 0,20$$

$$\xi_{\text{Einl}} = 0,50$$

#### Verlusthöhe, gesamt:

$$\begin{aligned} h_{\text{VR}} &= (1 + 0,50 + 3 \cdot 0,20 + 0,028 \cdot 14 \text{ m}/0,30) \cdot (0,707^2/2g) + \\ &\quad + (5 \cdot 0,20 + 0,50 + 0,024 \cdot 42 \text{ m}/0,350) \cdot (0,52^2/2g) = \\ &= 0,087 \quad 3,41 \quad \cdot \quad 0,0255 \quad + \quad 4,38 \quad \cdot \quad 0,0138 = \\ &= 0,15 \text{ m} \quad + \quad 0,06 \quad = 0,147 \text{ m} \end{aligned}$$

WSP am Auslauf Rechen:

$$381,84 + 0,15 \text{ m} = 381,99 \text{ m ü. NN}$$

Rechenauslauf (bzw. der Rechen gesamt) muss um > 50 cm angehoben werden.  
Dito: V<sub>4</sub>A-Einlaufkasten und Zulauf-Druckleitungen.

### 6.1 Havariebetachtung: BB1 außer Betrieb

Maßgebender WSP, zulaufseitig gem. Ziffer 8.1

maßgebender Kote: 382,03 m ü. NN (Havarie aus Ziffer 8.1)

$$Q_{\text{max}} = 50 \text{ l/s (!)}$$

$$h_{\text{VR}} \text{ wie Ziffer 6.} = 0,15 \text{ m}$$

$$\text{WSP am Auslauf Rechenanlage: } 382,03 + 0,15 = 381,18 \text{ m ü. NN}$$

Für diesen Havariefall muss der best. Rechen um  $\geq 60$  cm angehoben werden.

Lastfall: BB2 außer Betrieb hier nicht maßgebend.

### 7. Vom GFK-Schacht zum Belebungsbecken BB 2

$$Q_4 = V_{\text{BB2}} / V_{\text{BBges}} = 970 \text{ m}^3 / 2500 \text{ m}^3 = 0,372 \cdot (Q_M + Q_{\text{RL}}) = 33,95 \text{ l/s} \sim 35 \text{ l/s}$$

Verbindungsleitung: DN 350 - PP

$$A_{350} = 0,0962 \text{ m}^2$$

$$V_4 = Q_4/A_{350} = 0,364 \text{ m/s}$$

$$v_4^2/2g = 0,0068 \text{ m/s}$$

$$k = 0,5 \text{ mm}; k/D = 1,4286 \cdot 10^{-3}; \text{Re} = 97.252$$

$$\lambda = 0,026$$

$$\xi_{\text{Einl}} = 0,50$$

$$\xi_{\text{Aus}} = 1,2 (1 - A_{350}/A_{\text{GFK}})^2 = 1,20 \cdot (1 - 0,096 / 1,131)^2 = 1,00$$

$$\xi_{\text{Bogen}} = 0,20 \quad 5 \text{ St.}$$

$$h_{\text{VR}} = (1 + 0,5 + 1,0 + 0,20 \cdot 5 + 0,026 \cdot 35 \text{ m}/0,35) \cdot 0,0068 = \\ = 6,08 \cdot 0,0068 = 0,04 \text{ m}$$

WSP-Lage im BB 2:

$$381,49 + 0,05 \text{ (für freier Auslauf in GFK-Schacht)} + 0,04 \text{ m} = 381,58 \text{ m ü. NN}$$

### 7.1 Havariebetrachtung: BB1 außer Betrieb

$$Q_4 = 87,5 \text{ l/s} \sim 90 \text{ l/s}$$

$$v_4 = Q_4/A_{350} = 0,936 \text{ m/s}$$

$$v_4^2/2g = 0,045 \text{ m}$$

$$\lambda = 0,027$$

$$h_{\text{VR}} = (1 + 0,5 + 1,0 + 0,2 \cdot 5 + 0,027 \cdot 35 \text{ m}/0,35) \cdot 0,045 \text{ m} = \\ = 6,20 \cdot 0,045 = 0,28 \text{ m}$$

WSP-Lage im BB2:

$$381,49 + 0,05 + 0,28 = 381,82 \text{ m ü. NN}$$

OK Beckenwand: 382,15 m ü. NN

### 8. Vom BB 2 zum Verteilerbauwerk (VT-BW)

$$Q_4 = V_{\text{BB2}} / V_{\text{BBges}} = 970 \text{ m}^3 / 2500 \text{ m}^3 = 0,372 \cdot (Q_{\text{M}} + Q_{\text{RL}}) = 35 \text{ l/s}$$

Verbindungsleitung: DN 350 – PP

$$A_{350} = 0,0962 \text{ m}^2$$

$$v_4 = Q_4/A_{350} = 0,364 \text{ m/s}$$

$$v_4^2/2g = 0,0068 \text{ m/s}$$

$$k = 0,5 \text{ mm}; k/D = 1,667 \cdot 10^{-3}; \text{Re} = 97.252$$

$$\lambda = 0,026$$

$$\xi_{\text{Einkl}} = 0,50$$

$$\xi_{\text{Aus}} = 1,2 (1 - A_{350}/A_{\text{VT-BW}})^2 = 1,20 \cdot (1 - 0,096 / 1,52)^2 = 1,06$$

$$\xi_{\text{Bogen}} = 0,20 \quad 2 \text{ St.}$$

$$h_{\text{VR}} = (1 + 0,5 + 1,06 + 0,20 \cdot 2 + 0,026 \cdot 10 \text{ m}/0,35) \cdot 0,0068 = \\ = 3,70 \cdot 0,0084 = 0,025 \text{ m}$$

WSP-Lage im VT-BW, ablaufseitig:

$$381,58 + 0,03 \text{ m} = 381,61 \text{ m ü. NN}$$

OK-Überfall-Blech: Gewählt: 381,75 m ü. NN, vollkommener Überfall

### 8.1 Havariebetrachtung: BB1 außer Betrieb

$$v_4 = 0,936 \text{ m/s}$$

$$h_{VR} = (1 + 0,5 + 1,06 + 0,2 \cdot 2 \text{ St} + 0,027 \cdot 10 \text{ m}/0,35) \cdot 0,045 \text{ m} =$$
$$= 3,73 \cdot 0,045 = 0,17 \text{ m}$$

WSP-Lage Verteilerbauwerk, ablaufseitig:

$$381,82 + 0,17 = 381,99 \text{ m ü. NN}$$

OK-Schwelle: 381,75 m ü. NN → unvollkommener Überfall

$$h_u = 381,99 - 381,75 = 0,215 \text{ m}$$

$h_{\bar{u}}$  angenommen: 0,25 m

$$Q = \frac{2}{3} \cdot c \cdot \mu \cdot L \cdot \Psi \cdot \sqrt{2g} \cdot h_{\bar{u}}^{1.5} = 0,7364 \cdot h_{\bar{u}}^{1.5} = 92 \text{ l/s} (\sim 90 \text{ l/s})$$

WSP im Verteilerbauwerk, ablaufseitig:

$$381,775 + 0,25 \text{ m} = 382,03 \text{ m ü. NN}$$

OK-Schachtbauwerk: 382,20 m ü. NN

### 9. Rücklaufschlamm (RLS) zum Verteilerbauwerk

$$Q_{RLS, \text{max.}} = 75\% \cdot Q_M = 0,75 \cdot 50 \text{ l/s} = 37,5 \text{ l/s} \sim 40 \text{ l/s}$$

Verbindungsleitung: DN 300 – PP

$$A_{300} = 0,070 \text{ m}^2$$

$$v_{RLS} = Q_{RLS} / A_{300} = 0,04 / 0,07 = 0,571 \text{ m/s}$$

$$v_{RLS}^2 / 2g = 0,017 \text{ m/s}$$

$$k = 0,5 \text{ mm}; k/D = 1,667 \cdot 10^{-3}; Re = 130.764$$

$$\lambda = 0,024$$

$$\xi_{\text{Einkl}} = 0,50$$

$$\xi_{\text{Aus}} = 1,2 (1 - A_{300}/A_{VT-BW})^2 = 1,20 \cdot (1 - 0,07 / 2)^2 = 1,11$$

$$\xi_{\text{Bogen}} = 0,20 \cdot 4 \text{ St.}$$

$$h_{VR} = (1 + 0,5 + 1,11 + 0,20 \cdot 4 + 0,024 \cdot 16 \text{ m}/0,30) \cdot 0,0315 =$$
$$= 4,69 \cdot 0,017 = 0,08 \text{ m}$$

WSP-Lage im Seitenschacht des VT-BW:

$$381,50 - 0,6 \text{ m (für freien Einlauf aus der NKB-Rinne ins Rohr)} - 0,08 \text{ m (} h_{VR} \text{)} =$$
$$380,82 \text{ m ü. NN.}$$

WSP vor dem Überfallblech im VT-BW: 381,88 m ü. NN

## 10. Förderhöhe der RLS – Pumpen im Verteilerbauwerk

$$F_H = 381,88 \text{ m ü. NN} + 0,25 \text{ m ( EL am Pumpenaustritt)} - 380,82 \text{ m ü. NN} \sim 1,35 \text{ m}$$

Pumpenleistung P

$$P = ( Q_{RLS} \cdot F_H \cdot g ) / \eta = ( 0,04 \cdot 1,35 \text{ m} \cdot 9,81 ) / 0,4 = 1,35 \text{ kW} \sim 1,6 \text{ kW.}$$

Die beiden RLS-Pumpen im best. NKB bleiben unverändert, weil sie anstelle in das BB 1 nunmehr in die neue Sammelrinne fördern.

## 11. Anpassung Förderhöhe Zulaufpumpen

Die Förderpumpen des Trennsystems „Süd“ werden mit dem neuen Drosselabfluss des Pumpwerks „Neumühle“ auf den angehobenen Rechen-Zulaufkasten angepasst.

Die Pumpen im RÜB Kläranlage werden ebenfalls den neuen hydraulischen Randbedingungen angepasst.

## 12. Berechnungen nach DWA-M 153 und DWA-A 117

### 12.1 Berechnungen

Zunächst wurde nach den Grundsätzen des DWA-M 153 für das Kläranlagengelände einschl. der Beckenoberflächen die qualitative und quantitative Berechnung durchgeführt.

Qualitativ sind keine Maßnahmen veranlasst.

Als zulässiger Drosselabfluss der Einzeleinleitung ergab sich  $Q_{Dr.} = 58 \text{ l/s}$ , der größer ist als der max. Mischwasserabfluss aus der KA Ahorntal von  $Q_m = 50 \text{ l/s}$ .

Weil das letzte Becken (RÜB-Kläranlage) und das südliche Einzugsgebiet einleiten, ergibt sich mit der Summe der Drosselabflüsse  $\Sigma Q_{dr} = 35 \text{ l/s} + 12 \text{ l/s} = 47 \text{ l/s}$ , welche in den RRR einleiten, ein rechnerisches Rückhaltevolumen gem. A 117 von  $V = 55 \text{ m}^3$ , das in vorhandenen Klärbecken bereits vorhanden ist. Somit ist für die Einzeleinleitung kein zusätzliches Rückhaltevolumen zu schaffen.

Weil neben den Einleitung durch die Kläranlage und dem Becken auf der Kläranlage auch noch das Trenngebiet des Baugebiets „Hohbaumweg“ in den Ailsbach einleitet, wurde eine Überlagerung dieser drei Einleitungen gerechnet.

Einleitung aus der KA Ahorntal:  $Q_m = 50 \text{ l/s}$ ,

Einleitung von  $Q_{krit}$  des RÜB- Kläranlage  $Q_{krit.} = 322,94 \text{ l/s} \sim 323 \text{ l/s}$  (s. nächste Seiten)

Drosselabfluss aus dem Mönchbauwerk am RRB Hohbaumweg:  $Q = 167 \text{ l/s}$ .

Gem. Ziffer 6.3.2 DWA-M 153 beträgt der

max. Drosselabfluss  $Q_{Dr., max.} = e_w \cdot MQ \cdot 1000 = 3,0 \cdot 0,29 \text{ m}^3/\text{s} \cdot 1000 = 870 \text{ l/s}$ , der durch die drei o.g. Einleitungen mit insgesamt  $Q = 540 \text{ l/s}$  nicht erreicht wird.

Zur Ermittlung von  $Q_{krit}$  für das RÜB auf der Kläranlage:

Einwohnerzahl EZ =	388
qf =	0,01691
$A_{EK, MS} + A_{EK, TS}$	24,73
spez. Wasserverbrauch =	116,21
r krit. =	30
<b>Q t =</b>	<b>0,94</b>

<b>Q krit. =</b>	$Q_{r, krit} + \Sigma Q_{dr, i} + Q_{t, 24}$	<b>322,94</b> l/s
	$Q_{r, krit} = A_u \cdot r_{krit}$	210 l/s
	$A_u =$	7,0 ha
	$\Sigma Q_{dr, i} =$	112 l/s
	$Q_t =$	0,94 l/s

**Berechnung als Abfluss unter Druck bis zum WSP über der nächsten Beckenschwelle**

Höchster WSP im letzten Schacht	OK Deckel =	<b>379,25</b> m üNN
	entspr. OK	
Höchster WSP im RÜB	BÜ	<b>378,70</b> m üNN
Schwelle BÜ = 378,70m üNN ; L <sub>bü</sub> = 7,5m		

Energiepotenzial	delta H	0,55 m
Haltungslänge L =		<b>150,04</b> m
Profil		
	DN 800	<b>0,8</b> m
	Profil-Querschnitt A =	0,5027 m <sup>2</sup>
Rauheit Rohre k =		<b>0,002</b> m
Reibungsbeiwert lambda =	(rauer Bereich im Moody-Diag.)	2,4856E- 2 ( ---)
	Lambda, gerundet	<b>0,025</b> ( ---)
Einlaufverluste		<b>0,45</b> ( ---)
Schachtverluste	2 Schächte	<b>1,00</b> ( ---)
Auslaufverluste		<b>1,05</b> ( ---)
Reibungsverluste = (1+Einl. + Schacht + Ausl. +Wandreibung)*v <sup>2</sup> /2g=		8,19 * v <sup>2</sup> / 2g
Fließgeschwindigkeit v =		1,148 m/s
Durchfluss im Profil bei Einstau Q =		0,577 m <sup>3</sup> /s
		0 m <sup>3</sup> /s
<b>Q o; max. =</b>		<b>0,577</b> m <sup>3</sup> /s

Auch bei Zufluss des maximalen Beckenzuflusses  $Q_{0; \max.}$  von 577 l/s wird bei gleichzeitigem Auftreten der Spitzenabflüsse aus dem RRB Hohbaumweg und  $Q_m$  der Kläranlage der max. Drosselabfluss nach M 153 von  $Q_{Dr.} = 870$  l/s nicht überschritten. ( $50 \text{ l/s} + 577 \text{ l/s} + 167 \text{ l/s} = 794 \text{ l/s} < 870 \text{ l/s}$ ).

Aufgestellt: Kemnath, den 31.05.2022

Ingenieurgesellschaft für das Bauwesen  
Josef Wolf und Söhne GmbH

Stefan Wolf

Station: WRV KA Ahorntal - Einleitung (KA 01 KL)  
Bemerkung: Ailsbach (Aßbach) - Einzelbetrachtung

Datum :

## DETAILLIERTE FLÄCHENERMITTLUNG

Flächen	Art der Befestigung	$A_E$ in ha	$\Psi_m$	$A_U$ in ha
KA-Gelände	Asphalt und Schotter	0,50	0,9	0,45
KA-Gelände	Wiesen	0,32	0,1	0,032
		0,82		0,482

**Qualitative Gewässerbelastung**

Projekt : WRV KA Ahorntal - Einleitung (KA 01 KL)

Datum :

Gewässer (Anhang A, Tabelle A.1a und A.1b)

Typ

Gewässerpunkte G

Ailsbach (Aßbach) - Einzelbetrachtung

G 5

G = 18

Flächenanteile  $f_i$  (Kap. 4)Luft  $L_i$  (Tab. A.2)Flächen  $F_i$  (Tab. A.3)Abflussbelastung  $B_i$ 

Flächen	$A_{U_i}$ in ha	$f_i$ n. Gl.(4.2)	Typ	Punkte	Typ	Punkte	$B_i = f_i \cdot (L_i + F_i)$
KA-Gelände	0,45	0,934	L 1	1	F 3	12	12,14
KA-Gelände	0,032	0,066	L 1	1	F 3	12	0,86
			L		F		
			L		F		
			L		F		
			L		F		
	$\Sigma = 0,482$	$\Sigma = 1$	Abflussbelastung $B = \text{Summe } (B_i) :$				B = 13

maximal zulässiger Durchgangswert  $D_{\max} = G/B$  $D_{\max} =$ 

vorgesehene Behandlungsmaßnahmen (Tabellen: A.4a, A.4b und A.4c)

Typ

Durchgangswerte  $D_i$ 

	Typ	Durchgangswerte $D_i$
	D	
	D	
	D	

Durchgangswert  $D = \text{Produkt aller } D_i$  (siehe Kap 6.2.2) : $D =$ Emissionswert  $E = B \cdot D$  $E =$ keine Regenwasserbehandlung erforderlich, da  $B = 13 \leq G = 18$

**Hydraulische Gewässerbelastung**

Projekt : WRV KA Ahorntal - Einleitung (KA 01 KL)

Datum :

Gewässer : Ailsbach (Aßbach) - Einzelbetrachtung

Gewässerdaten

mittlere Wasserspiegelbreite b:	2,1 m	errechneter Mittelwasserabfluss MQ:	0,131	m <sup>3</sup> /s
mittlere Wassertiefe h:	0,25 m	bekannter Mittelwasserabfluss MQ:	0,29	m <sup>3</sup> /s
mittlere Fließgeschwindigkeit v:	0,25 m/s	1-jährlicher Hochwasserabfluss HQ1:	9,8	m <sup>3</sup> /s

Flächenermittlung

Flächen	Art der Befestigung	$A_{E,k}$ in ha	$\Psi_m$	$A_U$ in ha
KA-Gelände	Asphalt und Schotter	0,50	0,9	0,45
KA-Gelände	Wiesen	0,32	0,1	0,032
		$\Sigma = 0,82$		$\Sigma = 0,482$

Emissionsprinzip nach Kap. 6.3.1Regenabflussspende  $q_R$  : 120 l/(s·ha)Drosselabfluss  $Q_{Dr}$  : 58 l/sImmissionsprinzip nach Kap. 6.3.2Einleitungswert  $e_w$ Drosselabfluss  $Q_{Dr,max}$  :

3

870 l/s

Maßgebend zur Berechnung des Speichervolumens ist  $Q_{Dr} = 58$  l/s

Projekt : WRV KA Ahorntal - Einelitung (KA 01 KL)  
 Becken : auf der Kläranlage

Datum : 12.06.2022

**Bemessungsgrundlagen**

undurchlässige Fläche $A_U$ : .....	0,48 ha	Trockenwetterabfluß $Q_{T,d,aM}$ :	l/s
(nach Flächenermittlung)		Drosselabfluß $Q_{Dr}$ : .....	58 l/s
Fließzeit $t_f$ : .....	4 min	Zuschlagsfaktor $f_Z$ : .....	1,2 -
Überschreitungshäufigkeit $n$ : .....	1 1/a		

**RRR erhält Drosselabfluß aus vorgelagerten Entlastungsanlagen (RRR, RÜB oder RÜ)**

Summe der Drosselabflüsse  $Q_{Dr,v}$  : 47 l/s

**RRR erhält Entlastungsabfluß aus RÜB oder RÜ (RRR ohne eigenes Einzugsgebiet)**

Drosselabfluß  $Q_{Dr,RÜB}$  : ..... l/s      Volumen  $V_{RÜB}$  : ..... m³

**Starkregen**

Starkregen nach : .....	Gauß-Krüger Koord.	Datei : .....	KOSTRA-DWD-2010R
Gauß-Krüger Koord. Rechtswert : ...	4456296 m	Hochwert : .....	5521665 m
Geogr. Koord. östliche Länge : ..	° ' "	nördliche Breite : ..	° ' "
Rasterfeldnr. KOSTRA Atlas horizontal	47 vertikal 70	Räumlich interpoliert ? .....	ja
Rasterfeldmittelpunkt liegt :	1,188 km östlich		3,487 km nördlich

**Berechnungsergebnisse**

maßgebende Dauerstufe $D$ : .....	30 min	Entleerungsdauer $t_E$ : .....	0,3 h
Regenspende $r_{D,n}$ : .....	76,5 l/(s·ha)	Spezifisches Volumen $V_S$ : ...	114,9 m³/ha
Drosselabflussspende $q_{Dr,R,u}$ : ...	22,92 l/(s·ha)	erf. Gesamtvolumen $V_{ges}$ : ..	55 m³
Abminderungsfaktor $f_A$ : .....	0,993 -	erf. Rückhaltevolumen $V_{RRR}$ :	55 m³

**Warnungen**

- keine vorhanden -

Dauerstufe D	Niederschlags- höhe [mm]	Regen- spende [l/(s·ha)]	spez. Speicher- volumen [m³/ha]	Rückhalte- volumen [m³]
5'	5,1	170,4	52,7	25
10'	8,2	136,6	81,3	39
15'	10,3	114,3	98,0	47
20'	11,8	98,1	107,5	52
30'	13,8	76,5	114,9	55
45'	15,5	57,3	110,6	53
60'	16,5	46,0	98,9	47
90'	18,3	33,9	70,5	34
2h = 120'	19,7	27,3	37,9	18
3h = 180'	21,8	20,2	0,0	0