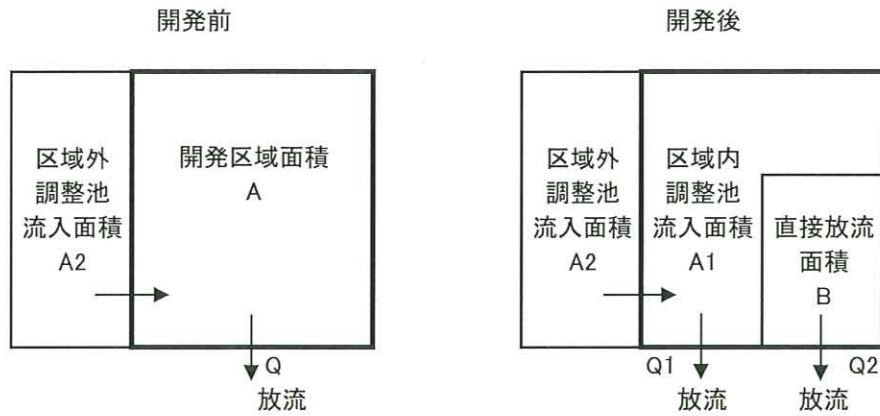


調整池の検計



区域内調整池流入面積	$A1 = 5,089.07 \text{ m}^2$
	(0.5089 ha)
区域外調整池流入面積	$A2 = 0.00 \text{ m}^2$
	(0.0000 ha)
直接放流面積	$B = 309.02 \text{ m}^2$
	(0.0309 ha)
開発区域面積	$A = A1 + B = 5,398.09 \text{ m}^2$
	(0.5398 ha)
調整池流入面積	$A' = A1 + A2 = 5,089.07 \text{ m}^2$
	(0.5089 ha)
開発前雨水流出面積	$A'' = A1 + B + A2 = 5,398.09 \text{ m}^2$
	(0.5398 ha)

1) 許容放流量 $Q1$ の算出

開発前雨水流出量 Q

$$\begin{aligned} Q &= 1/360 \times f1 \times A'' \times r \\ &= 1/360 \times 0.6 \times 0.5398 \times 23 \\ &= 0.0207 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f1 &: \text{開発前流出係数} && 0.6 \\ r &: \text{下流無害降雨強度} && 23 \text{ mm/hr} \\ & && (\text{1/1確率降雨強度}) \end{aligned}$$

開発後直接流出量 $Q2$

$$\begin{aligned} Q2 &= 1/360 \times f2 \times B \times ri \\ &= 1/360 \times 0.9 \times 0.0309 \times 104 \\ &= 0.0080 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

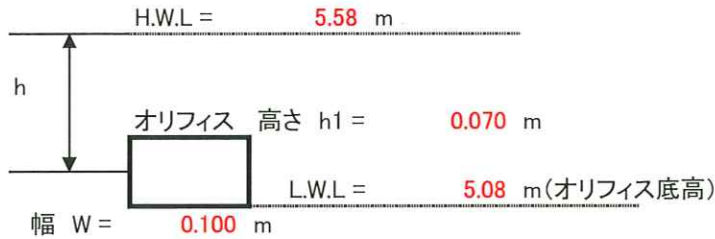
$$\begin{aligned} f2 &: \text{開発後流出係数} && 0.9 \\ ri &: \text{1/50確率降雨強度} && 104 \text{ mm/hr} \end{aligned}$$

したがって、許容放流量は、

$$\begin{aligned} Q1 &= Q - Q2 \\ &= 0.0207 - 0.0080 \\ &= 0.0127 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

2) 放流口(オリフィス)断面の検討

放流口は、許容放流量 $Q_1 = 0.0127 \text{ m}^3/\text{s}$ と同等以下を排出できるように断面を決定する。



$$\begin{aligned}
 Q_{\text{out}} &= C \times a \times \sqrt{2 \times g \times h} \\
 &= 0.6 \times 0.007000 \times \sqrt{2 \times 9.8 \times 0.4650} \\
 &= 0.0127 \text{ m}^3/\text{s} \\
 &\leq 0.0127 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

C :	0.6
a : 放流口断面積	0.007000 m ²
W x h1	
g : 重力加速度	9.8 m/s ²
h : 放流口の中心	0.4650 m
H.W.L - L.W.L - 1/2 x h1	

よって、放流口(オリフィス)断面は、0.100 m x 0.070 m とする。

3) 許容放流量に対応した修正降雨強度 r_c の決定

オリフィス口径に対する修正降雨強度は合理式より

$$\begin{aligned}
 r_c &= (360 \times Q_{\text{out}}) / (A' \times f_1) \\
 &= (360 \times 0.0127) / (0.5119 \times 0.6) \\
 &= 14.89 \text{ mm/h}
 \end{aligned}$$

4) 必要調整容量 V の算出

開発区域内の流入面積に対応した必要調整量

$$\begin{aligned}
 V_1 &= (r_i \times f_2 - r_c/2 \times f_1) \times a \times t_i \times 60 \times A_1 \times 1/360 \\
 &= (104 \times 0.9 - 14.89/2 \times 0.6) \times 1 \times 30 \times 60 \times 0.5089 \times 1/360 \\
 &= 226.80 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

t_i : 降雨継続時間	30 分
a : 開発面積2ha未満	1
開発面積2ha以上	2

開発区域外の流入面積に対応した必要調整量

$$\begin{aligned}
 V_2 &= (r \times f_1 - r_c/2 \times f_1) \times a \times t_i \times 60 \times A_2 \times 1/360 \\
 &= (23 \times 0.6 - 14.89/2 \times 0.6) \times 1 \times 30 \times 60 \times 0.0000 \times 1/360 \\
 &= 0.00 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

したがって、調整池の必要容量は

$$\begin{aligned}
 V &= V_1 + V_2 \\
 &= 226.89 + 0.00 \\
 &= 226.89 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

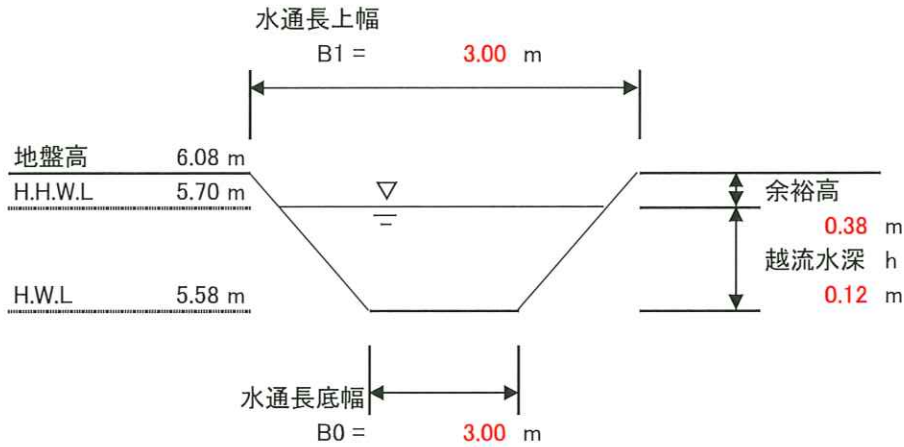
5) 余水吐の検討

余水吐は、100年確率降雨強度の1.5倍以上の流量を流すことが出来る断面を確保する。

余水吐の流量 Q_{of}

$$\begin{aligned}
 Q_{of} &= 1/360 \times f_2 \times A_1 \times r' \times 1.5 + 1/360 \times f_1 \times A_2 \times r' \times 1.5 & r' : 1/100\text{確率降雨強度} \\
 &= 1/360 \times 0.9 \times 0.5089 \times 114 \times 1.5 + 1/360 \times 0.6 \times 0.0000 \times 114 \times 1.5 & 114 \text{ mm/h} \\
 &= 0.218 \text{ m}^3/\text{s}
 \end{aligned}$$

余水吐断面の決定



余水吐断面を上図のように仮定すると、

$$\begin{aligned}
 Q &= 2/15 \times a \times h \times \sqrt{(2gh)} \times (3B_0 + 2B_1) & a : \text{越流係数} & 0.6 \\
 &= 2/15 \times 0.6 \times 0.12 \times \sqrt{(2 \times 9.8 \times 0.12)} \times (3 \times 3.00 + 2 \times 3.00) & g : \text{重力加速度} & 9.8 \text{ m/s}^2 \\
 &= 0.221 \text{ m}^3/\text{s} \\
 &\geq 0.218 \text{ m}^3/\text{s} & \text{OK}
 \end{aligned}$$

よって、余水吐の寸法は、越流水深0.12m、幅3.00mとする。

6) 放流管の断面検討

放流管の断面は、余水吐けからの流量を排水できる断面とする。

放流管の流水断面は管路断面の3/4以下となるように決定することから管径Dは、

$$\begin{aligned}
 D &= [(n \times Q_{of}) / \{0.262 \times I^{(1/2)}\}]^{(3/8)} & n : \text{粗度係数} & \\
 &= [(0.010 \times 0.221) / \{0.262 \times 0.1027^{(1/2)}\}]^{(3/8)} = & \text{塩ビ管} & 0.010 \\
 &0.256 \text{ m以上} & I : \text{勾配} & 10.27\% \\
 & & d : \text{管径} & \phi 300
 \end{aligned}$$

よって、放流管は、塩ビ管 $\phi 300$ 勾配 $I = 10.27\%$ とする。

7) 調整池排出所要時間の照査

調整池が空になるまでの所要時間について照査を行う。
 調整池が空になるまでの所要時間 t は24時間以内とする。

$$\begin{aligned}
 t &= (2 \times A) / [C \times a \times (2 \times g)^{(1/2)} \times h^{(1/2)} \times 1/3600 \\
 &= (2 \times 441.20) / [0.6 \times 0.007000 \times (2 \times 9.8)^{(1/2)} \times 0.4650^{(1/2)} \times 1/3600 \\
 &= 10.00 \text{ 時間} \\
 &\leq 24 \text{ 時間} \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

A: 調整池底面積 = V / h
 441.20 m²
 V: 調整池容量
 226.80 m³
 C: 0.6
 a: オリフィスの断面積
 0.007000 m²
 g: 重力加速度 9.8 m/s²
 h: オリフィス中心までの水深
 0.4650 m

8) 計画調整池容量の算定

	上面積(S1)	底面積(S2)	高さ(H.W.L-底高=h)	
調整池1 (角錐台)	537.18	441.20	0.50	
	$V = h/3(S1 + S2 + \sqrt{S1 \cdot S2})$			= 244.2 m ³
計				計画調整容量 244.2 m ³
				必要調整容量
				> 226.80 m ³ OK