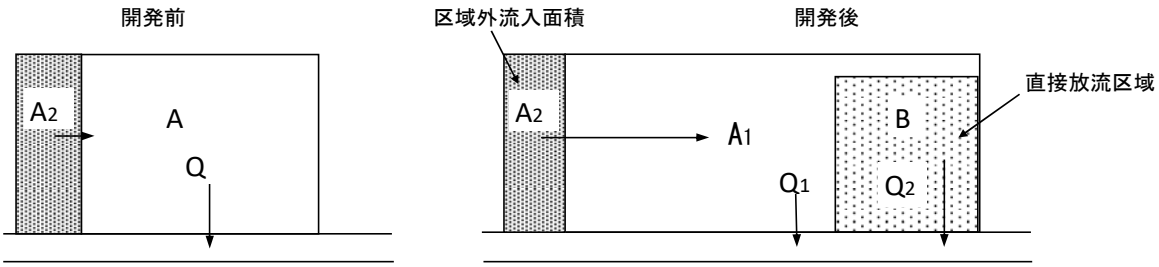
別図５小山町温水プール調整池容量算定資料

調 整 池 の 容 量 及 び 断 面 計 算



開発区域面積　A　= A_1 + B =　1.0303　ha

調整池流入面積　A ’ = A_1 + A_2 =　0.9409　ha

全体面積　A” = A_1 + B + A_2 =　1.0441　ha

計	A_1：区域内調整池流入面積	0.9271 ha	f_1：開発前流出係数	0.6
	B ：区域内直接流出面積	0.1032 ha	f_2：開発後流出係数	0.9
	A_2：区域外調整池流入面積	0.0138 ha	r ：下流無害降雨強度	23 mm
算	計	1.0441 ha	r_i ：1／50確率降雨強度	104 mm
			r’ ：1／100確率降雨強度	114 mm
条	h ：オリフィス中心までの水深	1.35 m	放流渠	
	B_0：余水吐の水通し長（ 下幅 ）	2.00 m	I ： 勾配	0.072
件	B_1：余水吐の水通し長（ 上幅 ）	2.00 m	n ： 粗度係数	0.013
結	越 流 水 深	**23.4 cm**	D： 管径	**37.7 cm**
	許 容 放 流 量	**8.41 mm／hr**	オリフィスの必要断面積	**43 cm²**
果	調 整 池 必 要 容 量	**426 ㎥**	調整池が空になる時間　注）	**17.95 時間**

注）調整池の上部面積と底面積が同一と仮定して試算

(1) 許容放流量

Q：開発前流出量

Q = 1／360×f_1×A” ×r =　0.0400　㎥/s

f_1：開発前流出係数　=　0.6

A” = A_1 + B + A_2　=　1.0441　ha

r　：下流無害流量に対応する降雨強度　=　23　mm / hr

（１／１確率降雨強度）

Q_2：開発後直接流出量

Q_2 = 1／360×f_2×B×r_i =　0.0268　㎥/s

f_2：開発後流出係数 =　0.9

B：直接流出面積　=　0.103　ha

r_i：1／50確率降雨強度 =　104　mm / hr

したがって、許容放流量は

Q_1 = Q − Q_2　=　0.0132　㎥/s

許容放流量に対応した降雨強度の決定

合理式より逆算すると　$rc = \dfrac{360 \times Q_1}{A' \times f_1}$

A’ = 0.941 ha

f_1 = 0.6

= 8.41　mm / hr

(2) 必要調整容量の算出

開発区域内の流入面積に対応した必要調整容量

$V_1 = (r_i \times f2 - r_c / 2 \times f_1) \times \alpha \times t_i \times 60 \times A_1 \times 1 / 360$ = 422.18 ㎥

開発区域外の流入面積に対応した必要調整容量

$V_2 = (r_i \times f_1 - r_c / 2 \times f_1) \times \alpha \times t_i \times 60 \times A_2 \times 1 / 360$ = 4.13 ㎥

t_i ：降雨継続時間30分　　2ha (開発面積) 未満　α = 1

2ha (開発面積) 以上　α = 2

したがって、調整池の必要容量は

$V = V_1 + V_2$ = 426.32 ㎥

(3) 放流口断面の検討

調整池の許容放流量　$Q = C \cdot a\sqrt{2gh}$ = 0.0132 ㎥/s とすると

放流口断面 (a) は

$$a = \frac{Q}{C \times (2gh)^{1/2}}$$

= 0.0043 ㎡

g : 9.8 m^2/ s

h : オリフィスの中心の水深 = 1.350 m

オリフィスの断面積

正方形なら　一辺　6.54 cm

円形なら　直径　7.38 cm

(4) 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できる断面を確保する

余水吐の流量は

$Q = 1/360 \times f_2 \times A_1 \times r' \times 1.5 + 1/360 \times f_1 \times A_2 \times r' \times 1.5$ = 0.400 ㎥/s

r' ：1／100確率1時間降雨強度 = 114 mm / hr

余水吐断面の決定

$Q = 2/15 \times \alpha \times h \times \sqrt{2gh} \times (3B_0 + 2B_1)$ = 0.400 ㎥/s

α ：越流係数 (0.6)

上記の流量を流すためには水通しの幅を次のように決めると

B0 : 水通し長 (下幅) = 2.00 m

B1 : 水通し長 (上幅) = 2.00 m

越流水深は　h = 23.4 cm以上必要である

(5) 放流管の断面検討

流量　$Q = A \times V \geqq$ 調整池よりの流出量 = 0.400 ㎥/s

流速　$V = 1/n \times I^{1/2} \times R^{2/3}$

断面積　$A = \pi / 4 \times D^2$

n : 粗度係数 = 0.013

I : 勾　配 = 0.072

R : 径深　= A / S

したがって、次の管径以上の放流管が必要になる

$$D = \left[\frac{n \times Q}{0.262 \times I^{1/2}} \right]^{3/8}$$

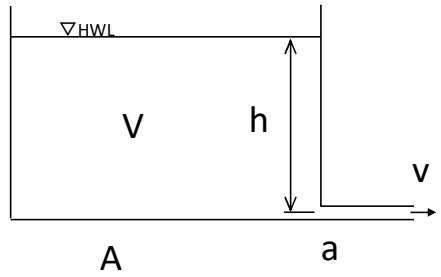
$$= \quad 37.7 \text{ cm}$$

(6)　オリフィスからの許容放流量について

調整池のオリフィスからの放流量が小さいと調整池における洪水の滞留時間が長びき、次の降雨に対しては、調節効果が期待できなくなる。このため、調整池をなるべく早く空にすることが望ましく、原則として24時間以内で空になるよう設計する。

通常は、オリフィスから15㎜ / hr 以上の放流量を確保できれば24時間以内に調整池を空にできるが、直接放流面積が大きくて15㎜ / hr 以下になる場合は計算によることとなる。

水深が変化しても、流速が変わらない調整池における計算



h ：オリフィス中心までの水深　1.35 m

V：調整池容量　426 ㎥

調整池が矩形構造と仮定した場合

A：調整池底面積 = V／h　316 ㎡

a ：オリフィスの必要断面積　43 ㎠ 以下

v ：オリフィス出口の流速 = √2ｇｈ

H.W.L で最大流速　5.144 m/s

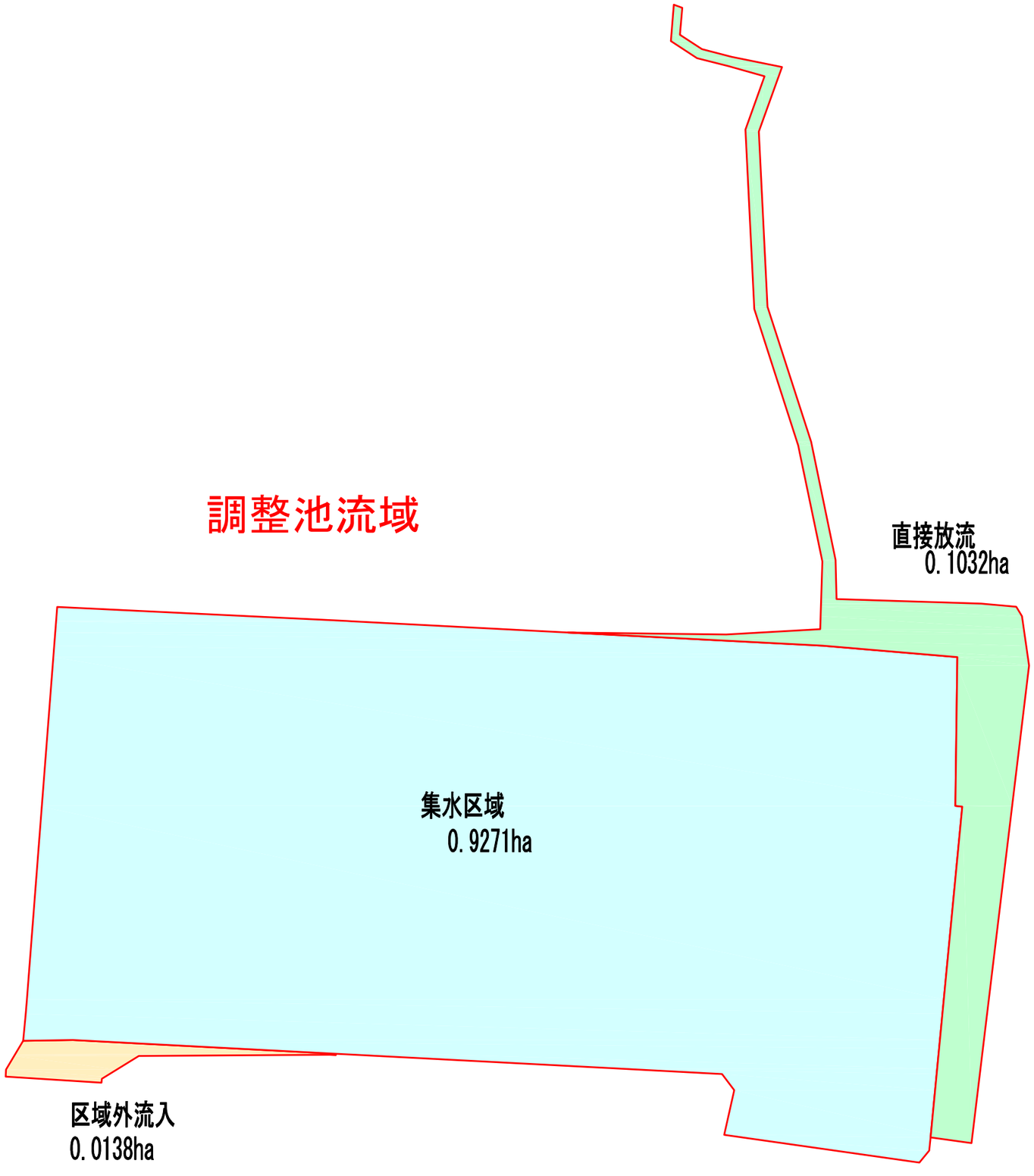
ｑ ：オリフィスからの流量 = C・a・v

H.W.L で最大流量　0.0132 ㎥/s

調整池が空になる時間は

$$t = \frac{2A}{C \cdot a \sqrt{2g}} \sqrt{h} \quad = \quad 17.95 \text{ 時間} \quad \leqq \quad 24\text{時間}$$

ただし、調整池は完全な矩形で、オリフィスの中心深さを有効貯留水深と仮定している。


調整池流域
直接放流
0.1032ha
集水区域
0.9271ha
区域外流入
0.0138ha