

参考資料2（個別基準（3）防災関係） 調整池の設計基準

（1）調整池容量の計算方法

調整池の必要調整容量は、次により算出すること。

「政令第26条第2号（河川等への排水）の設計基準について」

（平成7年5月26日付け都計第181号都市住宅部長通知記の1）

開発区域から雨水を排出するにあたり、放流先の河川等の管理者との協議により、一時雨水を貯留する調整池を設置する場合は、別記1に適合していること。

なお、調整池を設置する場合においても、下流の河川又は水路の流下能力が、1年確率降雨量に不足するときは、原則としてその不足部分を改修すること。

別記1 流量計算・調整池設計基準

1 流量計算

ピーク流出量の算定は次式によるものとする。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$$

f：流出係数（開発区域内は0.9を標準とする。）

r：到達時間内の1時間降雨強度（mm/h）

A：流域面積（ha）

2 調整池設計基準

（1）計画基準

ア 調整池の洪水調節方式

調整池の洪水調節方式は、原則として自然放流方式とする。

イ 洪水のピーク流量はラシユナル式によるものとし、次式により算定する。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \quad (\text{前出参照})$$

ウ 洪水到達時間

ラシユナル式に用いる洪水到達時間は、洪水時の雨水が流域から河道に入るまでの時間（流入時間）と流量計算地点まで河道を流れ下る時間（流下時間）の和とする。

エ 流出係数は、開発前の状況については、調整池の計画地点、流域の地被の状況、流域面積の大きさ等を考慮して適切な値をとるものとし、開発後の状況については0.9を標準とする。

オ 計画対象降雨

調整池の洪水調節容量を算定するために用いる計画対象降雨については、下表1による降雨強度～継続時間曲線（以下「確率降雨強度曲線」という。）によって求めるものとする。

カ 洪水調節容量の算定方法

(7) 開発区域内の面積が50ha未満で到達時間が30分以内の場合、洪水規模が年超過確率で50分の1以下のすべての洪水について、施行後における洪水のピーク流量の値を調整池下流の流下能力の値まで調整することとした場合の調整池の調整容量は、次式で求めるものとする。

$$V = (f_2 \cdot r_i - r_c / 2 \cdot f_1) \cdot 2t_i \cdot A \cdot 1/360$$

V = 必要調整容量 (m³)

f₁ = 開発前の流出係数 (0.6を標準とする。)

f₂ = 開発後の流出係数 (0.9を標準とする。)

A = 流域面積 (ha)

r_i = 1/50 確率降雨強度 (mm/時間)

r_c = 下流無害流量に対応した降雨強度

t_i = 継続時間 (30分：30分以内は30分とする。)

(イ) (ア)以外の大規模土地利用事業（50ha以上）の場合

洪水規模が年超過確率で 50 分の 1 以下のすべての洪水について施行後における洪水のピーク流量の値を調整池下流の流下能力の値まで調整することとした場合の調整容量の算定は、以下の手順によるものとする。

a 計画降雨波形（後方集中型降雨波形）より調整池に流入するハイドログラフの算出

b 数種の放流施設を仮定して洪水調節数値計算を行い、下流許容放流量以下に調節し得る放流施設を求める。

ア 開発後の流出係数は、区域内にあつて形質の変更しない場合であっても、原則として 0.9 とする。

ただし、将来にわたつて形質の変更のないことが確実である場合（保安林、市町村等の開発事業等）は f を現場の状況にあつた数値とすることができる。

イ 流域変更は原則として認められないが、やむを得ず流域変更を行う場合は、流域変更分は全量貯流するとともに、利水等支障がないかチェックすること。また、流域面積が増加する場合の放流量は、変更前の流域で算出した放流量を超えないこと。

ウ 区域内の雨水は調整池に排出することを原則とするが、地形上の理由でやむを得ず直接放流する場合は、 $f = 0.6$ にて算出したピーク流出量から 0.9 にて算出したピーク流出量を引いた流量を調整池からの放流量とするよう調整する。

なお、時間降雨強度 15 mm以上又は 24 時間程度で調整池が空になるよう放流量を確保すること。

②降雨強度

調節池の必要容量の算定には、次の表の降雨強度を用いる。

ア 開発区域の面積が 50ha 未満の場合

50 年 確 率 短 時 間 降 雨 強 度	
継続時 間 (分)	降 雨 強 度 (mm/時間)
	静岡県西部
10	157
20	134
30	117
60	87
$r = \frac{6247.2}{t^{0.9} + 31.8633}$	

到達時間（継続時間）が 30 分以内の場合は、 $t = 30$ 分として計算する。

イ 開発区域の面積が 50ha 以上の場合

50 年 確 率 長 時 間 降 雨 強 度	
継続時 間 (時 間)	降 雨 強 度 (mm/時間)
	静岡県西部
1	87.2
2	59.2
3	46.5
4	38.9
6	30.1
8	25.0
12	19.2
24	12.0
$r = \frac{115.3}{t^{0.7} - 0.3222}$	

【参考】

ア 開発面積 50ha 未満の開発行為において、調整池の設計に用いる確率年ごとの短時間降雨強度（継続時間 30 分）（単位：mm/h）

降雨強度確率年	静岡県西部	摘 要
1/1 確率	22	下流河川の許容放流量計算に使用
1/50 確率	117	調整池の容量計算に使用
1/100 確率	128	余水吐の断面計算に使用

イ 50 年確率の降雨強度に基づく調整池の容量を試算すると下表の値となる。ただし、開発面積 50ha 未満で流域変更、直接放流がない場合である。

(単位：m³/ha)

区 分	静岡県西部
開発面積 2ha 以上	987
開発面積 2ha 未満	494

③調整池の構造等

ア 堤体

- I 原則としてコンクリート構造とする。やむを得ない場合はフィルタイプダムとするが、施工区域内最終位置の調整池はコンクリート構造とする。ただし、掘込式の場合はこの限りでない。
- II 掘込式調整池内の斜面勾配は、2割以上の緩やかな勾配とするものとする。ただし、コンクリートその他これらに類するもので法面を被覆する場合には、この限りでない。
- III コンクリート又は築造式タイプの場合は、基礎地盤の土質、地層構造等の状況を把握した上で設計すること。
- IV 調整池で使用する擁壁は、「河川管理施設等構造令」及び「建設省河川砂防技術基準(案)」により、適切な設計外力を考慮した上で安定計算を行うこと。
とくに宅地が隣接する場合は「宅地造成等規制法」による構造とすること。
- V 築造式タイプのダムの傾斜勾配は、次表によること。また、高さ 5mごとに幅 3m以上の小段を設け排水施設を設置するものとする。

区 分	名 称	上流 法面勾配	下流 法面勾配	備 考
粗粒土	レキ	3. 0 割	2. 5 割	ゾーン型の透水部のみ
	レキ質土	3. 0	2. 5	
	砂質土	3. 5	3. 0	
細粒土	シルト・粘性土	3. 0	2. 5	
	シルト・粘性土	3. 5	3. 0	
	火山灰質粘性土			

イ 余裕高

風波高、地震波高、不測の障害等による洪水吐放流能力の低下等に対する余裕を確保するため、調整池の型式、形状やスクリーン、洪水吐等の構造及び溢水した場合に周辺に与える影響を考慮して余裕高を決定することとなるが、一般的には以下による。

- I 余水吐の余裕高は原則として 60cm 以上とするが、平坦地に広く浅く貯留する計画の場合は、支障のない範囲で余裕高を 30cm 以上としてよい。
- II 平坦地の掘込式のコンクリート構造の調整池では、貯留水深の 2 割以上かつ 20cm 以上とする。ただし、小規模で周辺の状況からして支障がない場合は 10cm 程度も可。

注) 駐車場兼用、公園兼用調整池においては、水深が 15~50cm 程度であるので、小規模な掘込み式で周辺の状況からみて溢水しても支障なければ余裕高は 5cm でも可としてよい。

ウ 余水吐

- I 余水吐からの雨水の放流先は原則として排水路とする。
- II 余水吐の設置に際しては、放流柵を設けて放流管を經由して排水路等へ放流すること。壁の天端から直接排水路等へ水がこぼれ落ちる形態等は原則不可。ただし、排水路の配置、形状、寸法等により放流管の設置が困難な場合は、この限りでない。また、上記により余水吐の放流先がやむを得ず道路側溝等の場合、その部分の蓋をグレーチングにすること。
- III 余水吐は、100年確率の降雨強度の1.5倍の計画洪水量を排出できるよう断面を確保し、導入路は閉塞することのないよう、幅が原則として2m以上の長方形断面開水路とすること。これは流木・塵埃等の流下による閉塞のおそれを考慮したものであり、周辺の状況に合わせ弾力的に運用して差し支えない。
- IV 流入水路周辺は、流れが集中し、洗掘される危険が大きいため、流速に耐え洗掘やのり崩れを防止するために、石積又はコンクリートブロック張等により保護すること。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A \cdot 1.5$$

$$Q = \frac{2}{15} \cdot \alpha \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \cdot (3B_0 + 2B_1)$$

Q : 計画洪水流量 (m³/s)

α : 越流係数 (0.6)

f : 流出係数 (0.9)

h : 越流水深 (m)

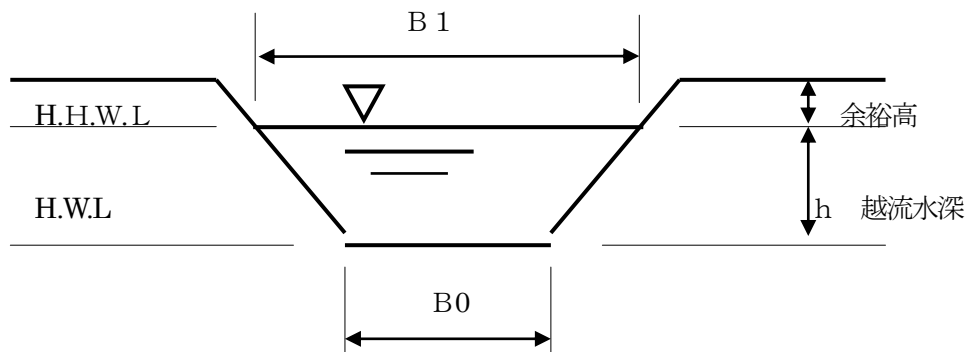
r : 1/100年確率降雨強度 (mm/時間)

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

降雨継続時間30分(30分未満は30分とする。) B0 : 水通長底幅 (m)

A : 流域面積 (ha)

B1 : 水通長上幅 (m)



(注) 上記の式で四角せき (B1=B0) とし、α=0.6、g=9.8を代入すると

$$Q = 1.77088B \cdot H^{3/2}$$

この式は「防災調整池等技術基準(案)」の $Q = 1.8B \cdot H^{3/2}$ と同じになる。

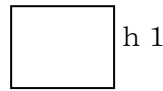
エ 流入管

- I 流入管の敷高については、原則として計画高水位（H.W.L）以上とする。ただし、調整池水位が計画高水位となり、バックウォーターが生じても、流入系統（管渠、開水路及びマンホール等）や排水に必要な断面確保に悪影響が出ない場合はこの限りでない。
- II 流入管の位置が高く、垂直に落下するような構造のものは、時として騒音源になるので、調整池の近くに住宅がある場合は好ましくない。
- III 住宅地の調整池にあつては、縦排水路及び柵、側溝等の施設を設置することが望ましい。フトン竈工に流下するような構造は、美観上、維持管理上問題がある。

オ オリフィス

オリフィスは、下流無害放流量を排出できるよう断面を決定すること。

$$Q = \frac{1}{360} \cdot f \cdot r \cdot A$$



$$Q = C \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

W

Q：下流無害放流量（ m^3/s ）

C：0.6

f：流出係数（0.6）

a：放流口断面積（ m^2 ）

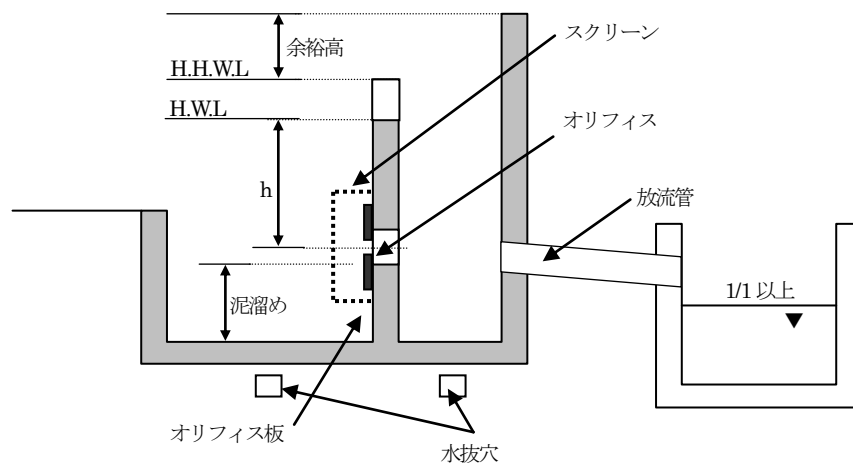
r：下流無害放流量に対応した
降雨強度（ $\text{mm}/\text{時間}$ ）

g：重力加速度（ $9.8\text{m}/\text{s}^2$ ）

h：H.W.L - L.W.L - $1/2 \cdot h_1$

A：流域面積（ha）

オリフィスの中心



- I 放流管からの放流先は原則として排水路とする。
- II 調整池の水深が浅く、かつ、目詰まりのおそれがない場合はオリフィスの最小径は $\phi 5\text{cm}$ としてよい。

- Ⅲ オリフィスの前面にはスクリーンを設置することとし、その表面積は、放流口の断面積の少なくとも 20 倍以上とし、その形状は多面体を標準とする。また、スクリーンの網目は放流口の径の 2/3 程度とすること。
- Ⅳ オリフィス板、スクリーンの材質はステンレス製を原則とすること。
- Ⅴ 調整池からの最小放流量は、時間降雨強度 15 mm以上又は 24 時間程度で空になる放流量を確保すること。

カ 泥溜め

泥溜めの深さは 15cm 以上とすること。

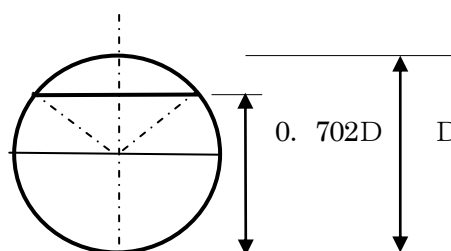
容量は住宅地で 1.5m³/ha・年程度を目安に、除去の頻度、舗装面積等を考慮する。

小規模な開発行為にあつては、維持管理、清掃がしやすい程度の大きさがあればよい。

キ 放流管

- Ⅰ 放流管の流水断面積は、原則として最大値が管路断面積の 3/4 以下となるよう設計すること。流水断面積を管路断面積の 3/4 とすると次式になり、この場合の水深 d は $d = 0.702D$ となる

$$Q = \frac{0.262}{n} \cdot D^{\frac{8}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}}$$



- Ⅱ 放流管の管径は、流量、流速及び維持管理を考え決定する。
- Ⅲ 放流管の放流口の位置については、放流先の管理者と協議して決定することとなるが、原則として放流河川の 1/1 対応の水位以上で放流するものとし 8 割水深より高い位置とする。造成計画、物理的に困難でやむを得ない場合は、放流先管理者と協議の上、8 割水深より低く 1/1 対応の水位以上で放流することができる。また、周辺に河川、下水道などがなく放流先が道路側溝となる場合も、放流先管理者との協議による。
- Ⅳ 放流管はできるだけ直線とし、管長はできるだけ短くする工夫が必要である。湾曲させる必要がある場合でも角度はできるだけ小さくし、屈曲部には人孔を設けるものとする（「流域貯流施設等技術指針（案）」）。

ク 水抜管の設置

調整池に設置する石積、擁壁等には 3 m²に 1 箇所割合で φ75 mmの水抜管を設けること。水抜管の設置にあたっては、堤体材料等の微粒子が吸い出されないよう、吸出し防止材を水抜きパイプ背面に施工すること。

また、調整池に貯留した雨水が水抜管を通して堤体に逆流することを防ぐため、水抜管

に逆止弁の設置を行うこと。

ケ 構造物の根入れ

調整池構造物の根入れは、宅地造成等規制法施行令第8条に準ずるものとし、流入部では、洗掘のおそれもあり原則としてブロック積で35cm以上、擁壁では50cm以上確保すること。

コ 底張り

調整池の底は、雨水の地下水涵養の観点から、浸透性が高い地域ではコンクリート張構造とする必要性を求めない。管理等の面からやむを得ず、コンクリート張り構造とする場合においても、地下水涵養を図る構造とすること。

サ 盛土上への設置の禁止

盛土上に沈砂池、修景池、調整池等を設けることは防災上問題があり、原則として認めない。

シ ポンプアップ方式の調整池の設置

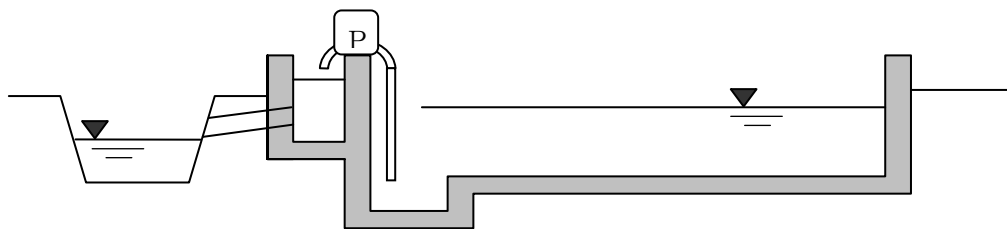
ポンプアップ方式の調整池については原則として認められないが、次の事由等によりやむを得ない場合は放流先管理者との協議により認める。

- I ポンプアップ方式を採用しなければ、造成盛土高を上げざるを得ないが、周辺地盤との関係上好ましくない場合
- II 自己の業務用で、管理人が常駐するなどして維持管理に責任がもてる場合
- III 万一ポンプが故障しても、周辺に甚大な影響を及ぼさない構造である場合
具体的には、予備ポンプを設置すること。

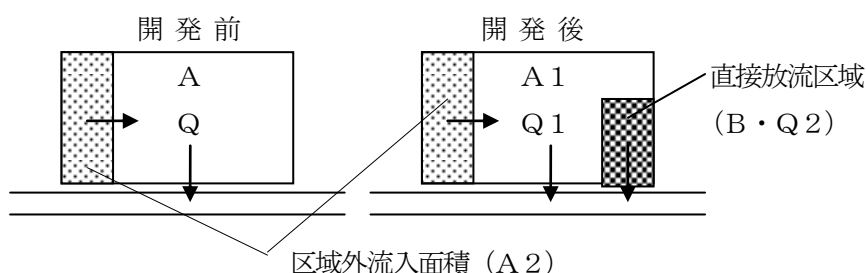
ただし、河川、水路等へ直接、ポンプで排水しないこと。許容放流量以下で自然流下とすること。

宅地分譲における調整池については自然放流を原則とし、ポンプアップ方式の調整池は市に帰属することができない。

ポンプアップ方式の調整池の設置については、放流先の水路が浅く技術的に自然放流が困難、若しくは開発区域に対し著しく調整池の面積が大きくなる場合等やむを得ないと判断される場合であり、管理手法等が明確にされ、放流先の管理者と協議が整う必要がある。また、その場合は、市と維持管理協定を結ぶ必要がある。



【参考】調整池の容量及び断面計算例（静岡県西部の場合）



開発区域面積 $A = A1 + B = 2.6700\text{ha}$
 調整池流入面積 $A' = A1 + A2 = 3.0100\text{ha}$
 全体面積 $A'' = A1 + B + A2 = 3.1300\text{ha}$

計算条件	A1 : 区域内調整池流入面積	2.5500ha	f1 : 開発前流出係数	0.6
	B : 区域内直接流出面積	0.1200ha	f2 : 開発後流出係数	0.9
	A2 : 区域外調整池流入面積	0.4600ha	r : 下流無害降雨強度	24 mm
	h : オリフィス中心までの水深	2.81m	ri : 1/50 確率降雨強度	117 mm
	B0 : 余水吐の水通長 (下幅)	3.30m	r' : 1/100 確率降雨強度	128 mm
	B1 : 余水吐の水通長 (上幅)	3.30m	放流渠	
結果	越流水深	38.1cm	I : 勾配	0.035
	許容放流量	15.89 mm/hr	n : 粗度係数	0.015
	調整池必要容量	2,865m ³	D : 管径	72.2cm
			オリフィスの必要断面積	0.0179m ²
			調整池が空になる時間	19.98 時間
			(注)	

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

$$Q = 1/360 \times f1 \times A'' \times r = 0.1148\text{m}^3/\text{s}$$

$$f1 : \text{開発前流出係数} = 0.6$$

$$A'' = A1 + B + A2 = 3.1300\text{ha}$$

$$r : \text{下流無害流量に対応する降雨強度} = 22\text{ mm/hr (1/1 確率降雨強度)}$$

Q2 : 開発後直接流出量

$$Q2 = 1/360 \times f2 \times B \times ri = 0.0351\text{m}^3/\text{s}$$

$$f2 : \text{開発後流出係数} = 0.9$$

$$B : \text{直接流出面積} = 0.120\text{ha}$$

$$ri : 1/50 \text{ 確率降雨強度} = 117\text{ mm/hr}$$

従って、許容放流量は、

$$Q1 = Q - Q2 = 0.0797\text{m}^3/\text{s}$$

許容放流量に対応した降雨強度の決定

$$\text{合理式により } r_c = \frac{360 \times Q1}{A' \times f1} = 15.89\text{ mm/hr}$$

$$A' = 3.010\text{ha}$$

$$f1 = 0.6$$

注) 15 mm/hr 以上ならばOK、未満ならば計算にて 24 時間以内に調整池が空になることを確認する。

(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量

$$V1 = (r_i \times f_2 - r_c / 2 \times f_1) \alpha \times t_i \times 60 \times A1 \times 1 / 360 = 2,564 \text{m}^3$$

開発区域外の流入面積に対応した必要調整量

$$V2 = (r_i \times f_1 - r_c / 2 \times f_1) \alpha \times t_i \times 60 \times A2 \times 1 / 360 = 301 \text{m}^3$$

t_i : 降雨継続時間 30 分 開発面積 2ha 未満 $\alpha = 1$

開発面積 2ha 以上 $\alpha = 2$

従って、調整池の必要容量は、 $V = V1 + V2 = 2,865 \text{m}^3$

(3) オリフィス断面の検討

(1) により算出した許容放流量 $0.0797 \text{m}^3/\text{s}$ とすると、

オリフィスの断面 a は、

$$a = \frac{Q}{C \times (2gh)^{1/2}} = 0.0179 \text{m}^2 \quad \begin{array}{l} g : 9.8 \text{m/s}^2 \\ h : \text{オリフィスの中心水深} = 2.810 \text{m} \end{array}$$

オリフィスの断面積

正方形なら 一辺 13.37cm

円形なら 直径 15.10cm

(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 Q は、

$$Q = 1/360 \times f_2 \times A1 \times r' \times 1.5 + 1/360 \times f_1 \times A2 \times r' \times 1.5 = 1,371 \text{m}^3/\text{s}$$

r' : $1/100$ 確率 1 時間降雨強度 = 128mm/h

余水吐断面の決定

$$Q = 2/15 \times \alpha \times h \times (2gh)^{1/2} \times (3B0 + 2B1) = 1,371 \text{m}^3/\text{s}$$

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) = 3.30m

$B1$: 水通し長 (上幅) = 3.30m

越流水深は、 $h = 38.1 \text{cm}$ 以上必要である。

(5) 放流管の断面検討

調整池からの流出量は(4)で算定した $1,371 \text{m}^3/\text{s}$ を用い、

流量 $Q = A \times V$

$$\text{流速 } V = 1/n \times I^{1/2} \times R^{2/3} \quad n : \text{粗度係数} = 0.015$$

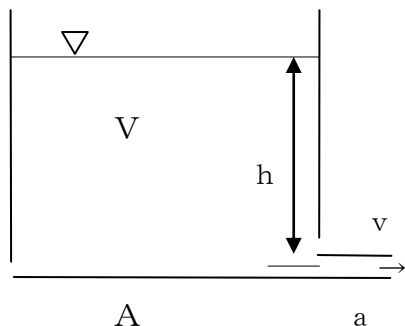
$$\text{断面積 } A = \pi/4 \times D^2 \quad I : \text{勾配} = 0.035 \quad R : \text{径深} = A/S$$

従って、5の(6)の式から、次の管径以上の放流管が必要となる。

$$D = \left[\frac{n \times Q}{0.262 \times I^{1/2}} \right]^{3/8} = 72.2 \text{cm}$$

(6) オリフィスからの許容放流量

時間降雨強度 15 mm以上又は 24 時間程度で調整池が空になるよう放流量を確保すること。
水深が変化しても、流速が変わらない下図のような調整池における計算方法は次のとおり。



h : オリフィスの中心までの水深 2.81m

V : 調整池容量 2,865m³

調整池が矩形構造と仮定した場合

A : 調整池底面積 = V / h 1,020 m²

a : オリフィスの必要断面積 179cm²以下

v : オリフィス出口の流速 = $\sqrt{2gh}$

H. W. Lで最大流速 = 7.421m / s

q : オリフィスからの流量 = C · a · v

H. W. Lで最大流量 = 0.0797m³ / s

調整池が空になる時間は、

$$t = \frac{2A}{C \cdot a \cdot (2g)^{1/2}} \cdot h^{1/2} \times 1/3600 = 19.98 \text{ 時間} \leq 24 \text{ 時間}$$

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流水深と仮定している。