

基礎から学ぶ設計シリーズ ベーシックセミナー

調整池(防災調節池)容量算定システム

目次

1. 貯留・浸透施設とは
2. 必要調節容量の計算方法
3. 洪水吐と非越流部天端高の検討
4. 浸透施設の計算手順

1. 貯留・浸透施設とは

貯留・浸透施設とは

宅地開発やゴルフ場開発などの開発行為



田畑、森林の消失による保水・浸透能力の減少
排水路、排水管整備による雨水流下速度の上昇

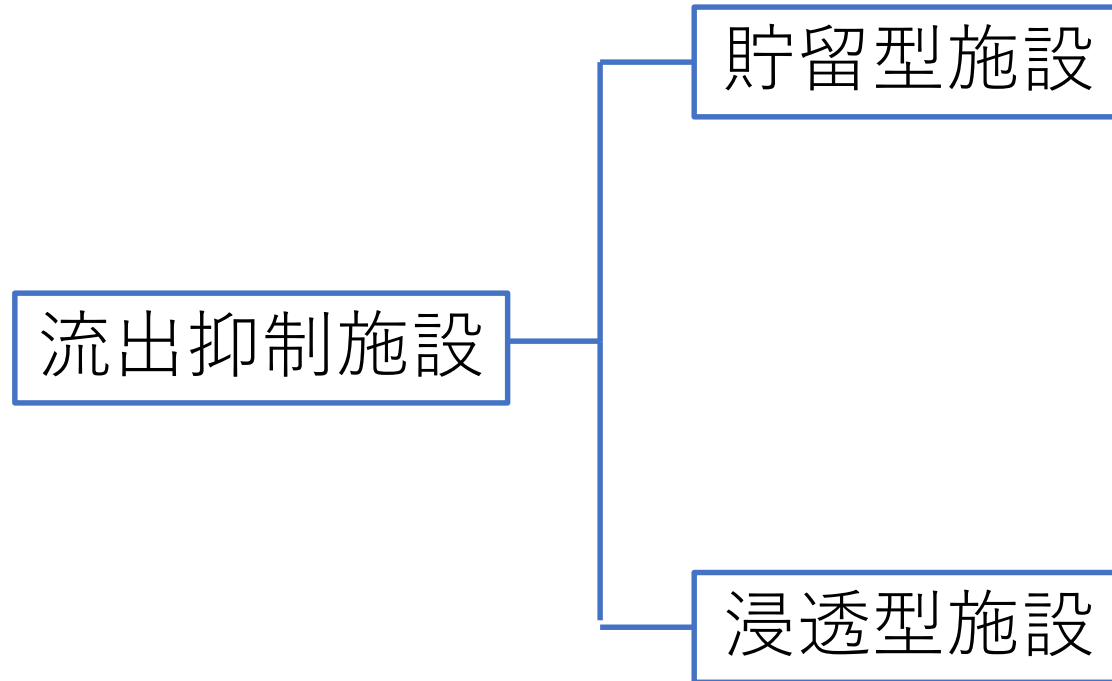


洪水の可能性が増加するため流出抑制対策が必要



流出抑制施設(貯留・浸透施設)の設置

流出抑制施設の種類



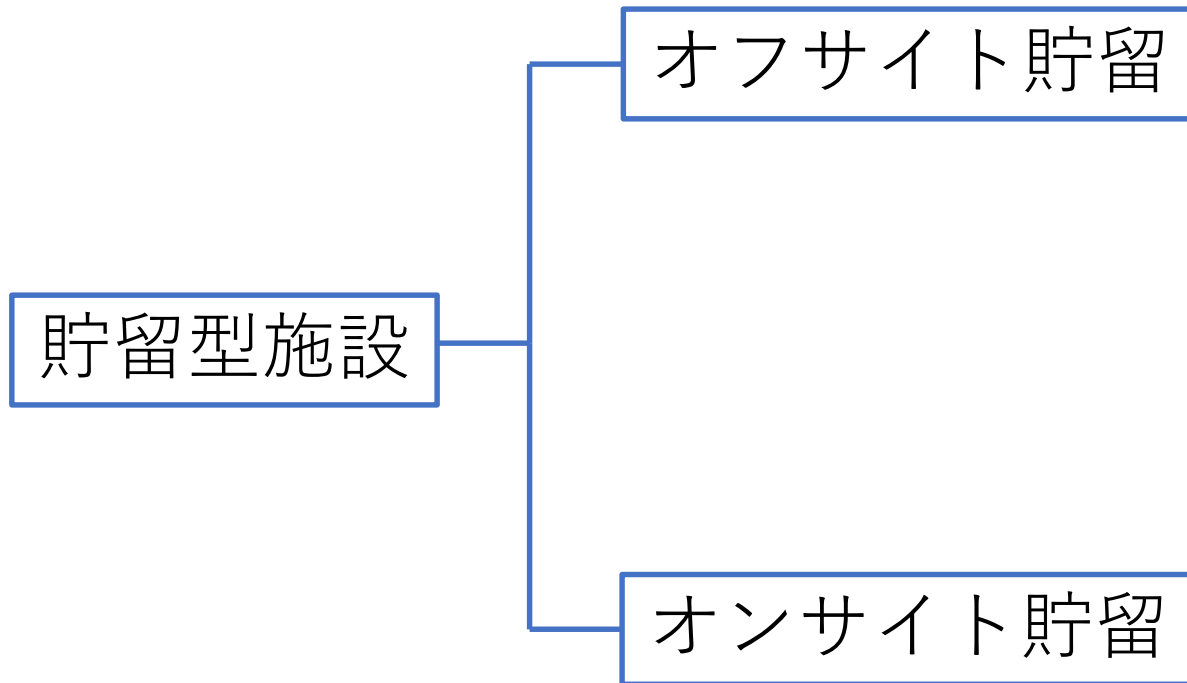
【貯留型施設】

雨水を一時的に貯留し徐々に放流する事で洪水の調節を行う施設

【浸透型施設】

雨水を地下に浸透させることで、洪水の調節を行う施設

貯留型施設の種類



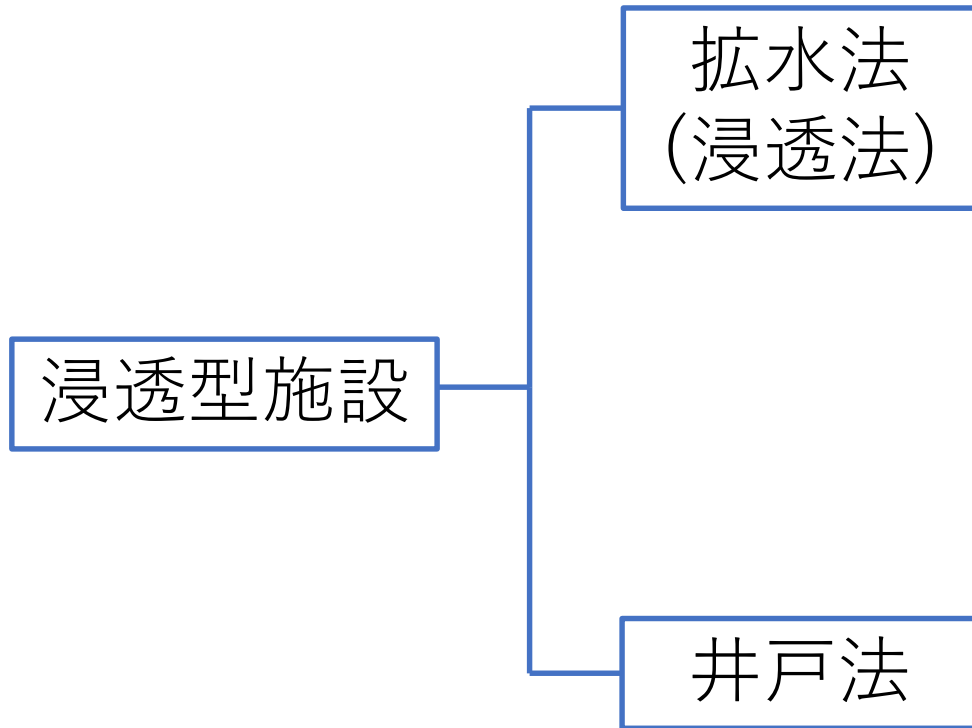
【オフサイト貯留】

開発地域の流末等に雨水を集水して貯留する施設で**現地外貯留**とも呼び、遊水地、防災調節(整)池がこれに当たる

【オンサイト貯留】

雨水の移動を最小限に抑え、降雨場所で貯留する施設で、**現地貯留**とも呼び、公園・運動場・駐車場等の流域貯留施設、各戸貯留施設などがこれに当たる

浸透型施設の種類



【拡水法(浸透法)】

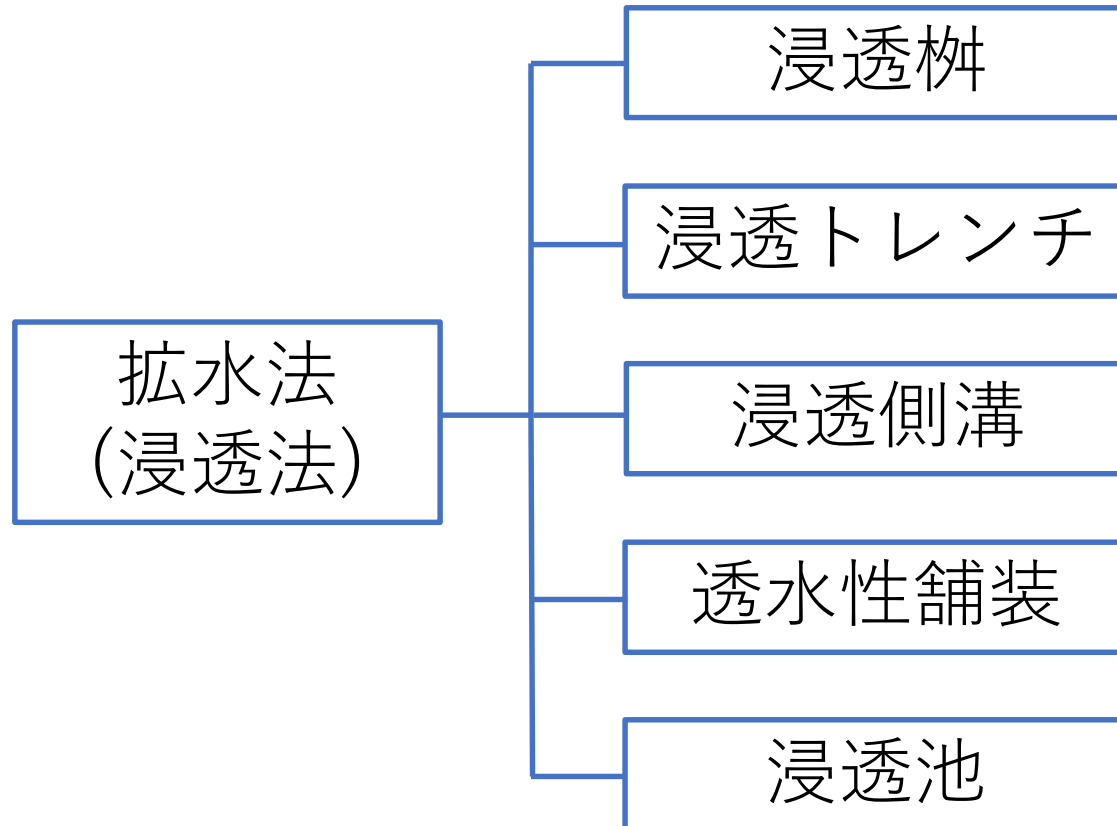
地表近くの不飽和帯を通して雨水を浸透させる方法で、浸透ます、浸透トレンチ、浸透側溝、透水性舗装、浸透池などがこれに当たる

【井戸法】

井戸により雨水を帯水層に集中して浸透させる方法で、井戸内が帯水層に達している湿式井戸と、帯水層に達していない乾式井戸に分類される

(井戸法は弊社ソフトの対象外)

拡水法(浸透法)の種類



【浸透枿】

枿の周辺を碎石で充填し、集水した雨水を底部及び側面から浸透させる

【浸透トレンチ】

掘削した溝を碎石で充填し、中に流入した雨水を均一に分散させるための透水性の管を布設し、碎石の側面及び底面から浸透させる

【浸透側溝】

透水性のコンクリートを用い、側溝底面および側面を碎石で充填し、集水した雨水を底面および側面より浸透させる

【透水性舗装】

雨水を直接舗装体に浸透させ、舗装体の貯留および路床の浸透能力により、雨水を地中へ面状に分散浸透させる

【浸透池】

貯留施設の底面から雨水を浸透させる方法で、貯留による洪水調節機能と浸透による流出抑制機能の両機能を併せ持つ

調整池と調節池の違い

【調節池】

河川管理施設として防災調節事業により設置される防災調節池等の恒久施設

【調整池】

宅地開発に伴う流出増を抑制する施設として地方公共団体の指導により、河川改修が完了するまでを存置期間として設置される暫定施設

2. 調整池の必要調整容量の計算方法

調整池の必要調整容量の計算手順

- ① 合理式について
- ② 計画対象降雨の決定
- ③ 洪水到達時間の決定
- ④ 流出係数の決定
- ⑤ 許容放流量の決定
- ⑥ 降雨波形の決定
- ⑦ 降雨継続時間の決定
- ⑧ 簡易式による調節容量の概略値の計算
- ⑨ オリフィス断面寸法の仮定
- ⑩ 設計堆積土砂量の計算
- ⑪ 必要調節容量の計算
- ⑫ 調整池の体積計算方法

合理式について

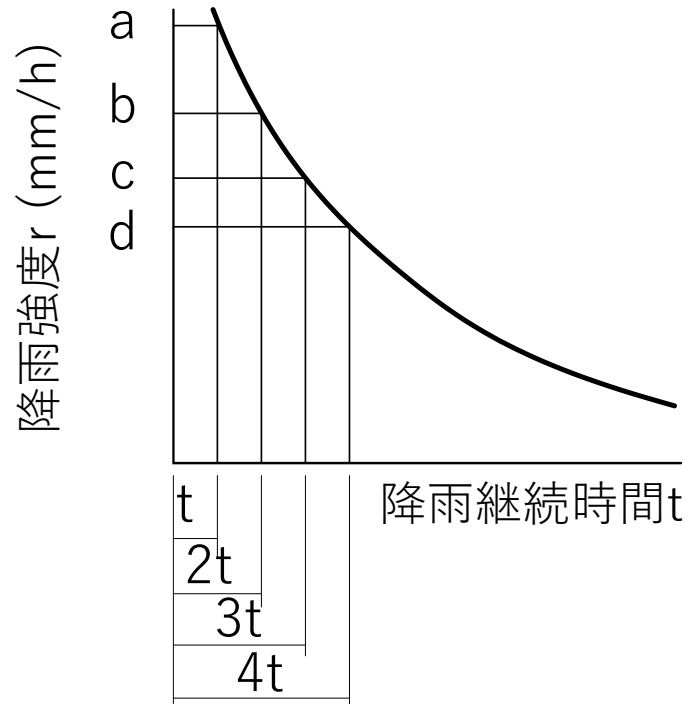
- 合理式は降雨によるピーク流量を推算する場合に用いられ次式によって表される。

$$Q = 1/360 \cdot f \cdot r \cdot A$$

ここに、
Q : 流出量 (m³/s)
f : 流出係数または流出率
r : 降雨強度 (mm/hr)
A : 流域面積 (ha)

合理式により流量を求めるには、まず計画降雨対象降雨および洪水到達時間を定め、次に洪水到達時間内の平均降雨強度および流出係数(流出率)を定める必要がある。

計画対象降雨の決定(降雨強度式の種類)



降雨強度曲線

一般的な降雨強度式

タルボット型	$r = \frac{a}{t + b}$	シャーマン型	$r = \frac{a}{t^{n/m}}$
久野・石黒型	$r = \frac{a}{\sqrt{t} + b}$	君島型	$r = \frac{a}{t^{n/m} + b}$

降雨強度 : 単位時間当りの雨量 (mm/hr)

降雨強度曲線 : 降雨の継続時間と降雨強度の関係

※和歌山県は君島型

計画対象降雨の決定(和歌山県の場合)

- 和歌山県紀北地方

(和歌山、和歌山+高野山、高野山)

年超過確率1/50の確率降雨強度曲線を用いる

年超過確率	和歌山	和歌山+高野山
1/50	$r = \frac{3037.6}{t^{0.711} + 15.447}$	$r = \frac{1}{2} \left(\frac{3037.6}{t^{0.711} + 15.447} + \frac{1270.2}{t^{0.631} + 3.785} \right)$

- 和歌山県その他地方

(和歌山+白浜、八幡、高津尾、竜神、白浜、竜神+本宮、本宮、潮岬)

年超過確率1/30の確率降雨強度曲線を用いる

年超過確率	和歌山+白浜
1/30	$r = \frac{1}{2} \left(\frac{2383.5}{t^{0.700} + 12.072} + \frac{5361.6}{t^{0.831} + 25.995} \right)$

tの単位：(分)

洪水到達時間の決定

- 洪水到達時間とは、流域の最上流地点での降雨が流域下流端(調整池)に到達する時間
- 等流流速法、土研式、角屋式のいずれかで計算を行う
- 和歌山県は等流流速法を標準としている
- 調整池の容量算定に用いる到達時間は、計算の都合上60分を割り切れる値とする必要があるため、10分、12分、15分、20分、30分といった値にする。

洪水到達時間の決定(等流流速法)

- 等流流速法は、雨水が流域から河道に入るまでの流入時間 t_1 、河道から流量計算地点に至るまでの流下時間 t_2 の合計

$$t_c = t_1 + t_2$$

- 流入時間 t_1
開発前：流域斜面長の長短に応じて30分以内の適切な時間
開発後：一般に下水道計画において使用される5～10分程度をとる。

※参考

$$\text{Kerby(カーベイ式)} \quad t_1 = \left(\frac{2}{3} \times 3.28 \times \frac{l \cdot n}{\sqrt{S}} \right)^{0.467}$$

ここに、 l :斜面距離、 S :斜面平均勾配、 n :粗度係数

洪水到達時間の決定(流下時間 t_2)

- 流下時間 t_2 は、Kraven式、Rziha式、Manning式のいずれかで求める
- 和歌山県においては、開発前はRziha式、開発後はManning式を基本としている
- 開発区域内の排水路の勾配や断面などが未定の場合、開発後の流域はKraven式により求めても良い

洪水到達時間の決定(Kraven式)

- Kraven式

$$t_2 = L/60/v$$

$$H/L \geq 1/100 \quad v = 3.5 \text{ (m/s)}$$

$$1/200 \leq H/L < 1/100 \quad v = 3.0 \text{ (m/s)}$$

$$H/L < 1/200 \quad v = 2.1 \text{ (m/s)}$$

ここに、 t_2 : 流下時間 (分)
H : 流路落差 (m)
L : 流路水平延長 (m)

洪水到達時間の決定(Rziha式)

- Rziha式

$$t_2 = 0.83 \cdot L / I^{0.6}$$

$$I = H / L$$

ここに、 t_2 : 流下時間 (分)
H : 流路落差 (m)
L : 流路延長 (m)
I : 流路平均勾配

洪水到達時間の決定(Manning式)

- Manning式

$$t_2 = \frac{1}{60} L/v$$

$$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

ここに、 t_2 ：流下時間 (分)
L：流路延長 (m)
v：流下速度 (m/s)
R：径深 (m)
I：流路勾配

洪水到達時間の決定(土研式)

土研式の適用範囲： $L/\sqrt{S} = 4 \times 10^3 \sim 4 \times 10^5$

自然流域 $t_c = 1.67 \times 10^{-3} \times \left(L/\sqrt{S}\right)^{0.7}$

都市流域 $t_c = 2.40 \times 10^{-4} \times \left(L/\sqrt{S}\right)^{0.7}$

ここに、 t_c ：洪水到達時間 (分)

L ：懸案地点から流域最遠点までの距離 (m)

S ： L の平均勾配($S=H/L$)で、都市流域では管路の平均勾配

H ：標高差 (m)

洪水到達時間の決定(角屋式)

$$t_c = C \cdot A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35}$$

ここに、 t_c ：洪水到達時間 (分)

C ：開発前=180、開発後=60

A ：流域面積(m^2)

r_e ：有効降雨強度 (mm/hr)

r_e の計算には t_c が必要だが未知であるため、 t_c を仮定し、仮定した t_c で r_e を算出し、上式の t_c と一致する t_c を洪水到達時間とする。

流出係数の決定

- 流出係数は流入する区域内の各々の面積と流出係数より加重平均して算出する。

流域区分	面積(ha)	流出係数
造成部	15.00	0.9
水面部	3.00	1.0
現況部	7.00	0.7
開発区域外	10.00	0.7
合計	35.00	—

加重平均した流出係数

$$f = \frac{15.00 \times 0.9 + 3.00 \times 1.0 + 7.00 \times 0.7 + 10.00 \times 0.7}{35.00} = 0.811$$

許容放流量の決定

一般的に許容放流量は下記の2つの考え方による

- ① 開発前の自然状態での洪水流量とする
- ② 下流河川の流下能力比流量相当の放流量とする

①は開発によるピーク流量を開発前の値まで調整するもの。開発の影響を処理するための暫定的な施設を対象としている。

②は①と比較して必要調整容量が大きくなるが、下流河川沿岸の人口が多い場合など、より高い治水の安全度が要求される状況で適応される。

和歌山県の調整池基準では②が採用されている。

許容放流量の決定(①の方法)

許容放流量 $Q_a = Q - Q_2$

ここに、

Q_a : 許容放流量 (m^3/s)

Q : 開発前のピーク流量 (m^3/s)

$$Q = 1/360 \cdot f_1 \cdot r \cdot A_1$$

Q_2 : 開発後の直接流出量 (m^3/s)

$$Q_2 = 1/360 \cdot f_2 \cdot r \cdot A_2$$

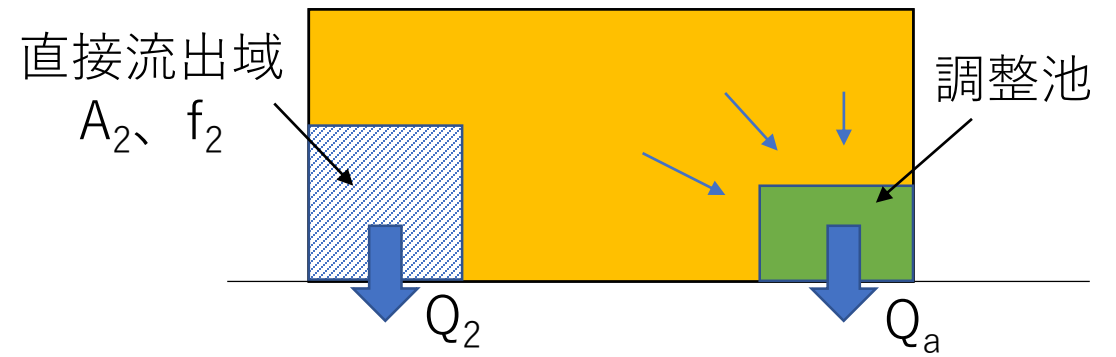
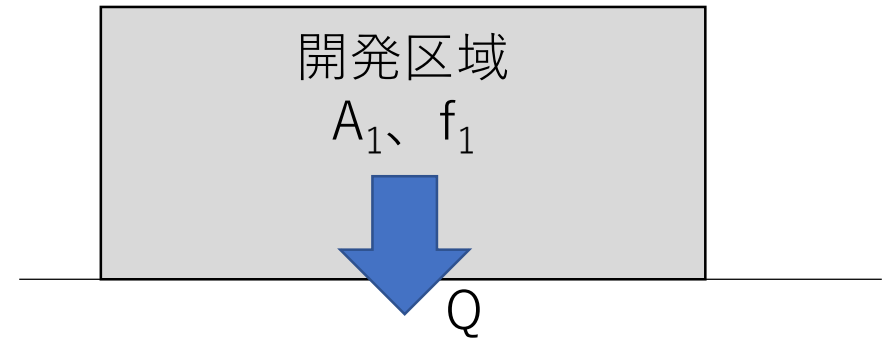
r : 降雨強度 (mm/hr)

f_1 : 開発前の流出係数

f_2 : 直接流出域の流出係数

A_1 : 流域面積 (ha)

A_2 : 直接流出域の流域面積 (ha)



許容放流量の決定(②の方法)

$$\text{許容放流量 } Q_a = A \cdot q_a - Q_2$$

ここに、

Q_a : 許容放流量 (m^3/s)

Q_2 : 開発後の直接流出量 (m^3/s)

$$Q_2 = 1/360 \cdot f_2 \cdot r \cdot A_2$$

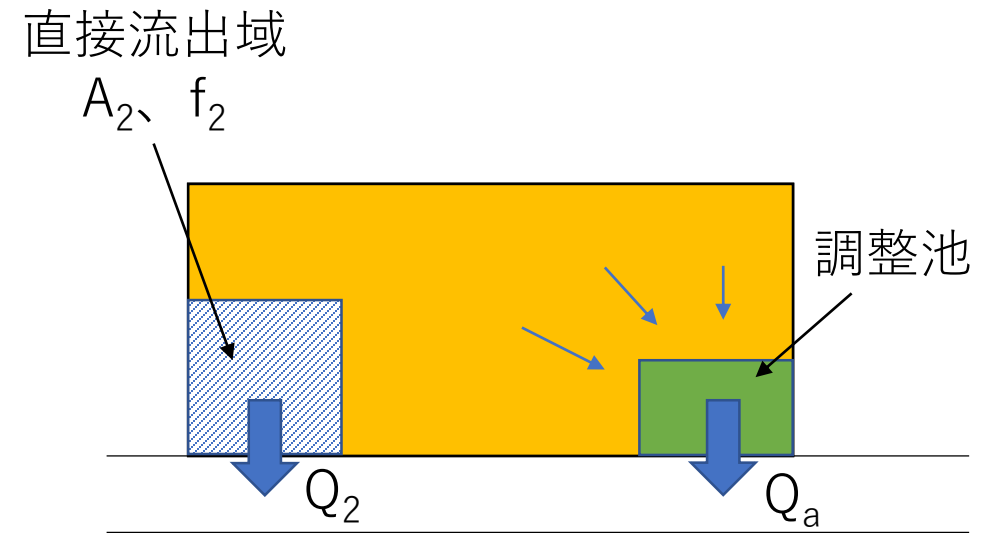
r : 降雨強度 (mm/hr)

f_2 : 直接流出域の流出係数

q_a : 許容放流比流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{ha}$)

A : 流域面積 (ha)

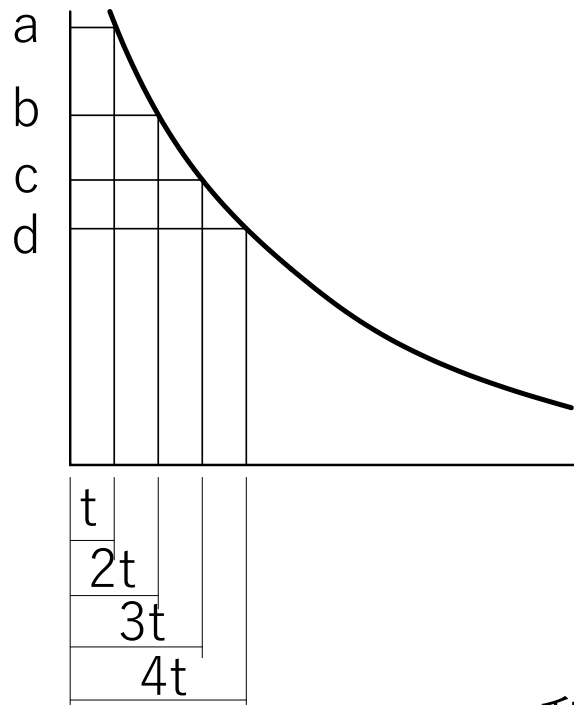
A_2 : 直接流出域の流域面積 (ha)



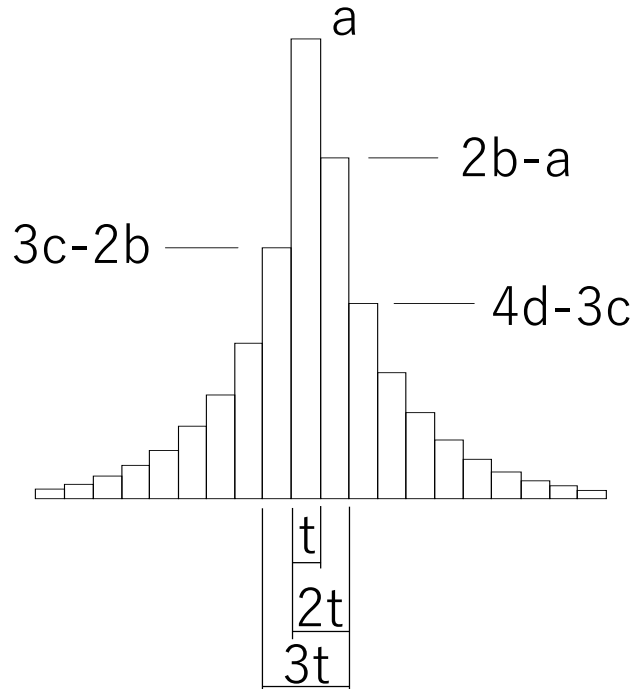
降雨波形の決定

合理式による流出量を求めるため、洪水到達時間内の平均降雨強度を降雨強度曲線をもとに作成する。

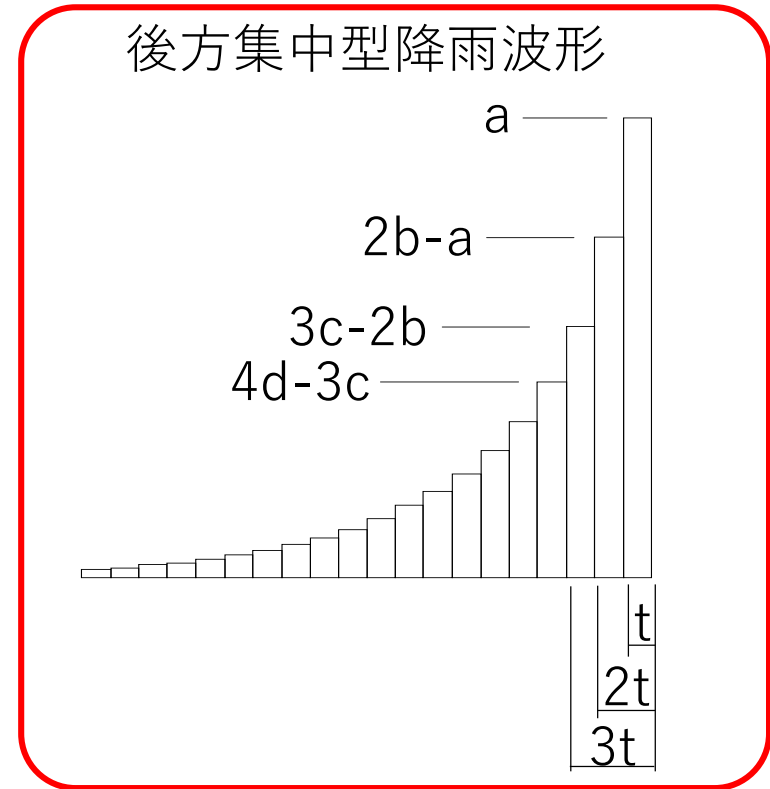
降雨強度曲線



中央集中型降雨波形



後方集中型降雨波形



和歌山県は後方集中型を用いる

降雨波形の作成方法

- ① 降雨強度 r を経過時間($n \cdot \Delta t$)ごとに降雨継続時間まで計算
- ② 洪水到達時間の降雨に対応する降雨強度 l を次式により計算

$$l = n \cdot \gamma_n - (n - 1) \cdot \gamma_{n-1}$$

n	t (分) (= $n \cdot \Delta t$)	$r = \frac{3037.6}{t^{0.711} + 15.447}$	$n \cdot r_n$	l (mm/hr) (= $n \cdot r_n - (n-1) \cdot r_{(n-1)}$)
1	10	147.55	147.55	147.54
2	20	127.30	254.60	107.06
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
143	1430	15.94	2278.87	5.54
144	1440	15.86	2284.38	5.51

降雨波形の作成方法

- ③ 後方集中型の場合は、 I が最大となる I_1 を降雨継続時間の終了時にとり、降雨開始時に向かって順次、 I_2 から I_n まで配列する。中央集中型の場合は、 I が最大となる I_1 を降雨中間地点にとり、順次後前、後前と I_2 から I_n まで配列する。

後方集中型

n	t (分) (=n・Δt)	I_n
1	10	5.51
2	20	5.54
⋮	⋮	⋮
143	1430	107.06
144	1440	147.54

中央集中型

n	t (分) (=n・Δt)	I_n
⋮	⋮	⋮
71	710	87.04
72	720	147.54
73	730	107.06
⋮	⋮	⋮

降雨継続時間の決定

降雨継続時間は一般的に24時間を標準としている。

許容放流比流量 q_a が2.0未満の場合は下表に記載の降雨継続時間で計算を行う。

許容放流比流量 q_a (m ³ /s/km ²)	必要な降雨継続時間 (hr)
$q_a \geq 2.0$	24
$2.0 > q_a \geq 1.5$	48
$1.5 > q_a \geq 1.0$	72
$q_a < 1.0$	> 72

簡易式による調節容量の概略値の計算1

オリフィス方式の調整池の必要調整容量の概略値を得るために簡易式を用いて試算を行う。

ただし、簡易式は許容放流比流量が $5\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$ 以上となる場合は、厳密解と比較して小さな値となるため注意が必要。

オフサイト貯留施設

$$V_i = \left(r_i - \frac{r_c}{2} \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

オンサイト貯留施設

$$V_i = \left(r_i - \frac{4}{5} r_c \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

オフサイト浸透併用貯留施設

$$V_i = \left(r_i - \frac{r_c}{2} - F_c \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

オンサイト浸透併用貯留施設

$$V_i = \left(r_i - \frac{4}{5} r_c - F_c \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

簡易式による調節容量の概略値の計算2

オンサイト浸透併用貯留施設の場合

簡易式では任意の継続時間 t_i に対する V_i を求め最大となる値をもって必要調節容量の概略値とする。

①任意の継続時間に対する降雨強度は次式で与えられるとする。

$$r_i = \frac{a}{t_i^n + b}$$

② ①の式を簡易式に代入します。

$$V_i = \left(\frac{a}{t_i^n + b} - \frac{4}{5} r_c - F_c \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

簡易式による調節容量の概略値の計算3

- ③ ②の式の $dV/dt=0$ となる t_i によって、最大となる V_i が求められます。②の式の定数項を除いて整理し、 $dy/dt=0$ として微分すると次式となる。

$$y = \left(\frac{a}{t_n + b} - \frac{4}{5}r_c - F_c \right) \cdot t \quad \frac{dy}{dt} = \frac{a \{ (t^n + b) - n \cdot t^n \}}{(t_n + b)^2} - \frac{4}{5}r_c - F_c$$

- ④ ③の式を $t^n=x$ と置いて整理すると次の2次式となる。

$$\left(\frac{4}{5}r_c + F_c \right) \cdot x^2 + \left\{ 2 \left(\frac{4}{5}r_c + F_c \right) \cdot b + a(n-1) \right\} x + b \left\{ \left(\frac{4}{5}r_c + F_c \right) \cdot b - a \right\} = 0$$

簡易式による調節容量の概略値の計算4

最大容量 V を与える t_i は④の式の根 x より次式により求められる。

$$t_i = x^{\frac{1}{n}}$$

この式を②の式に代入することで必要調節容量の概略値が得られる。

$$V_i = \left(\frac{a}{t_i^n + b} - \frac{4}{5} r_c - F_c \right) \cdot 60 \cdot t_i \cdot f \cdot A \cdot \frac{1}{360}$$

オリフィス断面寸法の仮定

必要調整容量の計算に先立ち、オリフィス断面の寸法を仮定する。
オリフィス断面は流量公式を基にした、次式により求められる。

$$A_o = \frac{Q_c}{C \cdot \sqrt{2g \cdot (H - H_L - D/2)}}$$

- Q_c : 許容放流量(m³/s)
- C : 流量係数
- H : 計画洪水位(m)
- H_L : オリフィス敷高 (m)
- D : オリフィス高さ (m)

上式にはオリフィス高さが必要ですが、未知のため、先に $D=0$ として A_o を求め、求められた A_o より第1次近似としてのオリフィス高さ D を次式により仮定する。

$$\text{矩形オリフィス } D = \sqrt{A_o} \quad \text{円形オリフィス } D = 2\sqrt{A_o/\pi}$$

仮定した D を用いて A_o を再計算し、仮定した D と再計算した D が一致するまで計算を繰返して、必要調整容量の計算に用いるオリフィス断面の寸法を仮定する。

設計堆積土砂量の計算

調整池への土砂の流入により、オリフィスが閉塞して流れが阻害されることの無いよう、予想される堆積土砂面よりオリフィスを敷高を設定するなどの対策を行う必要がある。

堆積土砂量は以下の方法により計算する。

- ① 堆積土砂量は毎年半減するものとして算定する方法
- ② 工事工区面積を用いて堆積土砂量を算定する方法
- ③ 造成中、造成完了後の堆積土砂量を算定する方法

設計堆積土砂量の計算

① 堆積土砂量は毎年半減するものとして算定する方法

$$\text{設計堆積土砂量} = \text{設計値} \times \left\{ \sum_{i=0}^{N-1} \left(\frac{1}{2} \right)^i \right\} \times A$$

N : 設計堆積年数
A : 集水区域内全造成面積(ha)

設計値は防災調節池等技術基準によると、土地造成中に対する堆積土砂量は、現在までの実績、実例から土地造成単位面積当たり70～240m³/ha・年の範囲とし、150m³/ha・年を標準としている。

設計堆積土砂量の計算

② 工事工区面積を用いて堆積土砂量を算定する方法

以下の条件を満足する場合は、工事工区面積を用いても良い。

- イ) 集水域面積が大きく、1次造成工事期間が2年以上に及ぶ
- ロ) 造成地が工事工区に分けられ各工区の1次造成工事期間が2年以上に及ぶ
- ハ) 上記の工程計画が明確に立案されている

$$j\text{年目設計堆積土砂量 } l_j = \text{設計値} \times \left\{ a_j + \sum_{i=1}^{j-1} \left(\frac{1}{2} \right)^i \times a(j-i) \right\}$$

l_j : j 年目の設計堆積土砂量($\text{m}^3/\text{ha}\cdot\text{年}$)

n : 概ね工事終了までの年数

a_j : j 年目の工事工区面積 (ha)

設計堆積土砂量の計算

③ 造成中、造成完了後の堆積土砂量を算定する方法

造成中および造成後に地表面安定するまでの期間に発生した堆積土砂量を設計堆積土砂量とする。

$$\text{設計堆積土砂量} = V_1 + V_2$$

造成中の設計堆積土砂量 $V_1 = A \cdot N_1 \cdot \text{設計堆積年数}$

造成完了後の設計堆積土砂量 $V_2 = A \cdot N_2 \cdot \text{地表面が安定するまでの期間}$

必要調整容量の計算1

流入量 Q_i と流出量 Q_o の差が調整池に水平に貯留するものとして、連続の式を用いる。

$$\text{基本式 } \frac{dV}{dt} = I - O$$

数値計算は基本式の中央差分をとった次の連続式による。

$$V(t + \Delta t) = V(t) + \{Q_i(t + \Delta t/2) - Q_o(t + \Delta t/2)\} \cdot \Delta t$$

$$Q_i(t + \Delta t/2) = \left(\frac{Q_i(t + \Delta t) + Q_i(t)}{2} \right) \quad Q_o(t + \Delta t/2) = \left(\frac{Q_o(t + \Delta t) + Q_o(t)}{2} \right)$$

ここに、 V ：貯留量(m^3)、 H ：水位(m)
 Q_i ：流入量(m^3/s)、 Q_o ：流出量(m^3/s)

必要調整容量の計算2

調整池からの流出量となるオリフィスからの放流量 Q_0 は、下記の流量公式により計算する。

① $H \leq H_L + 1.2D_L$

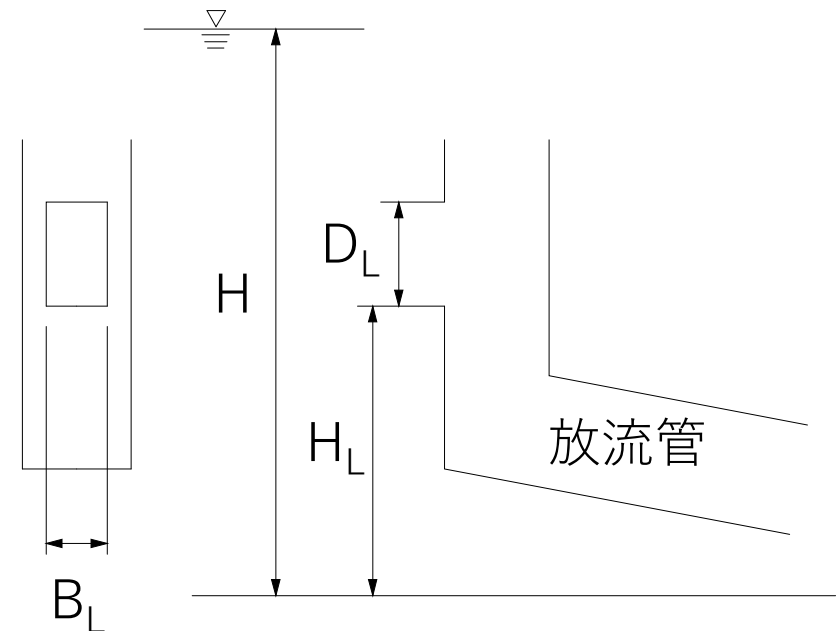
$$Q = 1.7 \sim 1.8 \cdot B_L \cdot (H - H_L)^{3/2}$$

② $H \geq H_L + 1.8D_L$

$$Q = C \cdot D_L \cdot B_L \cdot \sqrt{2g(H - H_L - 0.5D_L)}$$

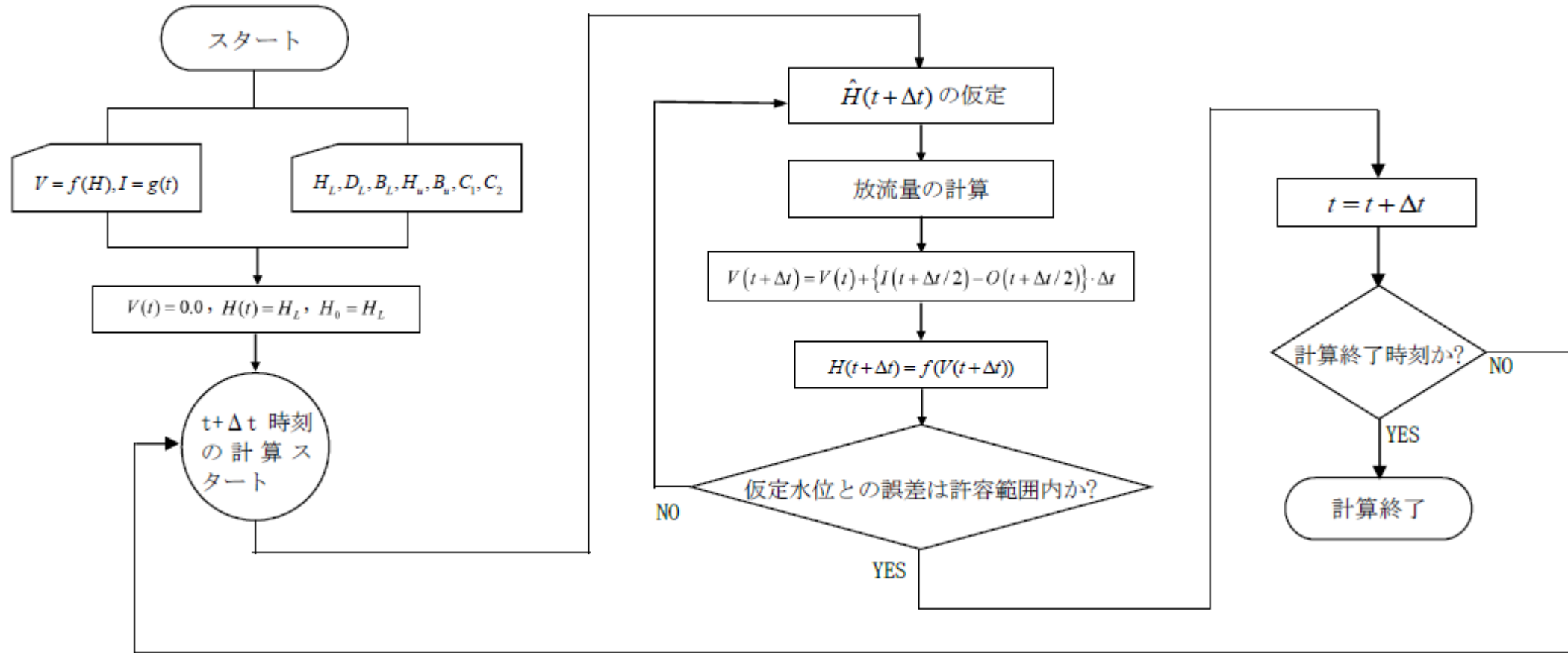
③ $H_L + 1.2D_L < H < H_L + 1.8D_L$

①と②の値を用いて直線近似する。



必要調整容量の計算3

よって、調整容量計算は流量公式と連続式を連立に解く逐次計算となる



必要調整容量の計算4

$V(t + \Delta t)$ をもとに調整池の水深を求めるには下記の手順による。

調整池形状

深さ (m)	体積V (m ³)
0.000	0.0
1.000	1000.0

オリフィス

敷高 (m)	寸法(m) BL×DL
0.000	0.5×0.5

流量係数C=1.8

仮定水位 $H' = 0.421$ (m)

$$Q_o = 1.8 \times 0.5 \times 0.421^{3/2} = 0.2458$$

$$Q_i(t + \Delta t) = (0.2676 + 0.3689) / 2 = 0.31825$$

$$Q_o(t + \Delta t) = (0.2458 + 0.1973) / 2 = 0.22155$$

$$V(t + \Delta t) = 363.01 + (0.31825 - 0.22155) \times 10 \times 60 = 421.03 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$H(t + \Delta t) = 1.000 / 1000.0 \times 421.03 = 0.421 \text{ (m)}$$

$$\Delta = H' - H(t + \Delta t) = 0.000$$

よって、730分の時の水位は0.421となる。

時刻 (min)	流入量 Q_i (m ³ /s)	放流量 Q_o (m ³ /s)	水位 (m)	容量 (m ³)
710	0.2176	0.1400	0.288	288.23
720	0.3689	0.1973	0.363	363.01
730	0.2676			

調整池の体積計算方法1

調整池の体積の計算方法

① 調整池の形状をH-Vで与えた場合

深さ (m)	体積V (m ³)
0.000	0.0
1.000	1000.0

H=0.5mの時の体積

$$\begin{aligned} V &= \frac{V_2 - V_1}{H_2 - H_1} \cdot (H - H_1) + V_1 \\ &= \frac{1000.0 - 0.0}{1.000 - 0.000} \times (0.500 - 0.000) + 0.0 \\ &= 500 \end{aligned}$$

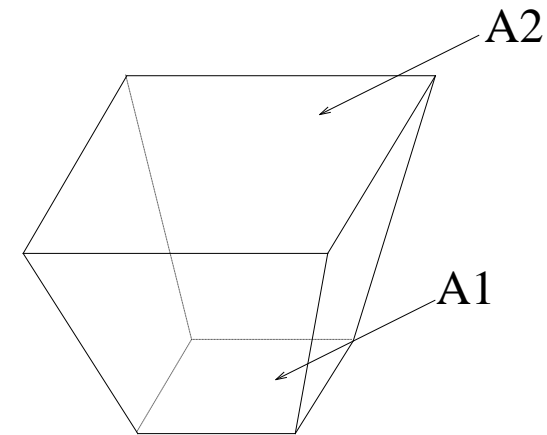
調整池の体積計算方法2

調整池の体積の計算方法

② 調整池の形状をH(高さ)-A(面積) (切頭錐体・角錐台) で与える場合

深さ (m)	面積A (m ²)
0.000	100.0
1.000	500.0

$$\begin{aligned} V &= \frac{H_2 - H_1}{3} \cdot (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 \cdot A_2}) \\ &= \frac{1.000 - 0.000}{3} \times (100.0 + 500.0 + \sqrt{100.0 \times 500.0}) \\ &= 274.536 \end{aligned}$$



※上面と下面が平行かつ相似形でない場合は適用できません。

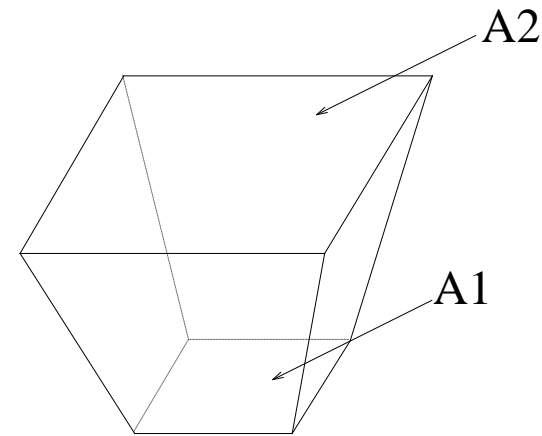
調整池の体積計算方法3

調整池の体積の計算方法

③ 調整池の形状をH(高さ)-A(面積) (柱体) で与える場合

深さ (m)	面積A (m ²)
0.000	100.0
1.000	500.0

$$\begin{aligned} V &= \frac{H_2 - H_1}{2} \cdot (A_1 + A_2) \\ &= \frac{1.000 - 0.000}{2} \times (100.0 + 500.0) \\ &= 300 \end{aligned}$$



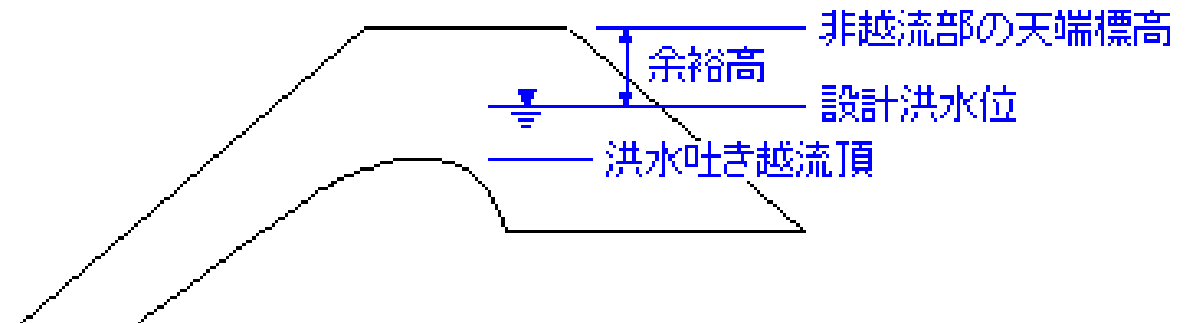
3. 洪水吐と非越流部天端高の計算方法

洪水吐とは

- 計画を超える洪水の流入に伴い、貯水位の異常な上昇により堤体頂を越流し、それにより堤体の破壊を招くことを防止する目的で設けるもの。
- 洪水吐の検討に用いる流量は、調整池の地点で起こりうる下記のいずれか大きいものを基本とする。
 - ① 200年につき1回の割合で発生すると予想される洪水流量(流域貯留浸透施設技術指針100年)
 - ② 既往最大の洪水流量

堤体がフィルダム形式の場合、越流すると土や岩が流され堤体が損傷する恐れがあるため、上記流量の1.2倍の流量を用いる。

- 越流堰は自然越流方式とする。
- 非越流部天端高は風浪、地震浪や不測の傷害による洪水吐き放流能力の低下などに対する余裕を見込み、0.6m以上の余裕高を考慮する。
(流域貯留浸透施設等技術指針では0.1m)



洪水吐越流水深の計算方法

洪水吐の越流水深Hは、下記の越流堰の公式により計算する。

$$H = \{Q/(C \cdot L)\}^{2/3}$$

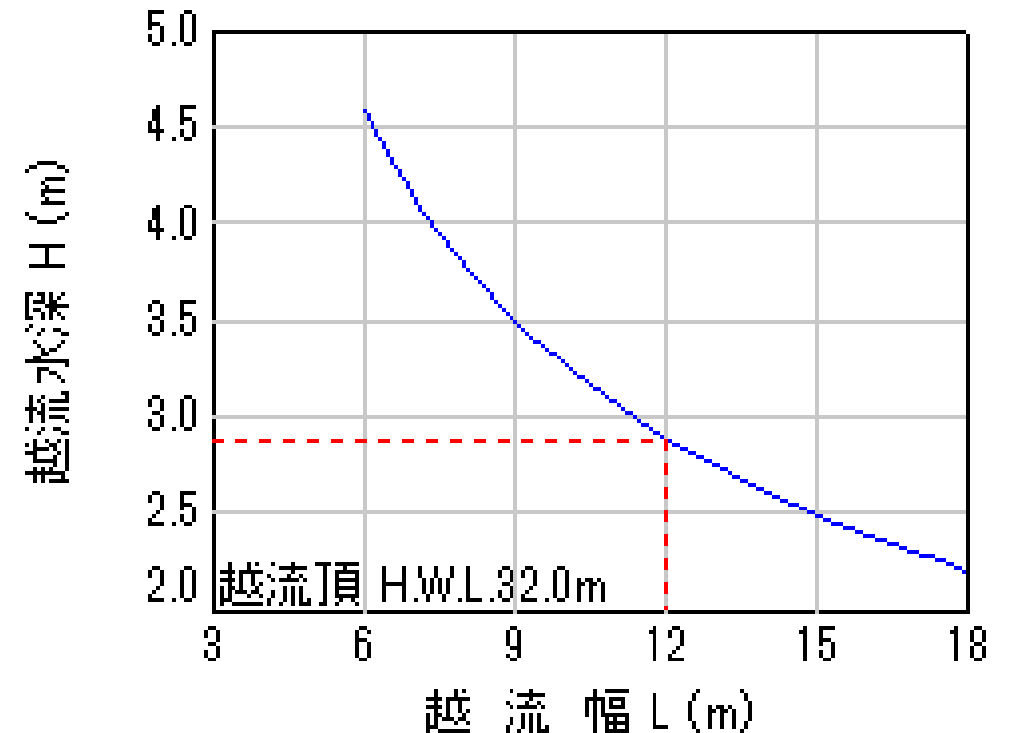
ここに、Q：設計洪水流量 (m³/s)

C：流量係数(C ≥ 1.8、
一般にC=1.8程度)

L：越流幅 (m)

洪水吐は越流幅を小さくして越流水深を大きくすると、減勢工の跳水が大きくなる弊害があるので注意が必要。

H~L曲線(右図)を参考に、できるだけ広い越流幅となるようにする。



4. 浸透施設の計算手順

浸透施設の計算手順

1. 集水面積、流出係数の決定
2. 洪水到達時間の決定
3. 計画対象降雨の決定
4. 許容放流量の決定
5. 降雨継続時間の決定
6. 単位設計浸透量の決定
7. 配置計画
8. 設計浸透量の算定
9. 浸透量の計算方法

1～5は調整池の必要調整容量の計算手順と同じ

単位設計浸透量の決定

単位設計浸透量(浸透施設の1個、または1m、1m²当りの浸透量)は基準浸透量に各種影響係数を乗じて求める。

$$Q = C \cdot Q_f$$

ここに、 Q ：単位設計浸透量 (m³/hr/n)

C ：各種影響係数

Q_f ：浸透施設の基準浸透量 (m³/hr/n)

各種影響係数は地下水位、目詰まり、注入水の水温などの影響を考慮する

「雨水浸透施設技術指針[案]」では下記2つの補正係数を乗じて $C=0.81$ としている。

- ・地下水位の影響として0.9
- ・目詰まりの影響として0.9

基準浸透量の決定

基準浸透量は試験施設の終期浸透量または、土壌の飽和透水係数に設置施設の比浸透量を乗じて求める。

$$Q_f = Q_t / K_t \cdot K_f = k_0 \cdot K_f$$

ここに、 Q_f ：浸透施設の基準浸透量 ($m^3/hr/n$)
 Q_t ：試験施設の終期浸透量 (m^3/hr)
 K_t ：試験施設の比浸透量 (m^2)
 k_0 ：土壌の飽和透水係数 (m/hr)
 K_f ：設置施設の比浸透量 (m^2)

上式の Q_t 、 K_t を得るには浸透試験が必要。

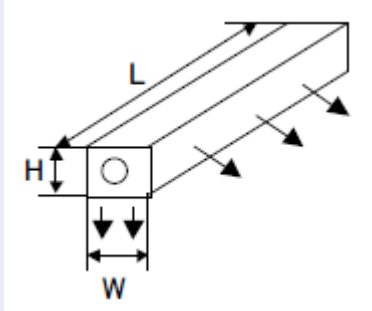
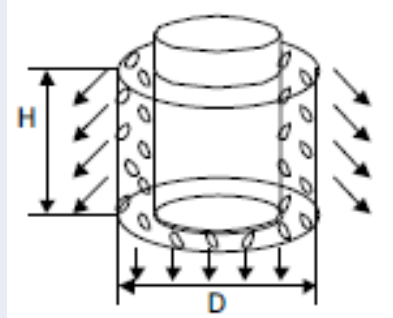
浸透試験を実施しない場合は、標準的な土壌の飽和透水係数を用いる事も可能。

土質種別	粘土	シルト	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径(mm)	0~0.01	0.01~0.06	0.05~0.10	0.10~0.25	0.25~0.50	0.50~1.0	1.0~5.0
$k_0(m/s)$	3.0×10^{-8}	4.4×10^{-6}	3.6×10^{-5}	1.5×10^{-4}	8.3×10^{-4}	3.6×10^{-3}	3.0×10^{-8}

出典：下水道雨水浸透技術マニュアル(2001年6月)

基準浸透量の決定

設置施設の比浸透量 K_f は浸透施設の種類、形状、設計水頭をパラメータとして簡便式または関係図より求める。

施設	浸透側溝 浸透トレンチ	円筒ます	
浸透面	側面および底面	側面および底面	
模式図			
施設規模	$W \leq 1.5\text{m}$	$0.2\text{m} \leq D < 1\text{m}$	$1\text{m} \leq D \leq 10\text{m}$
基本式	$K_f = aH + b$	$K_f = aH^2 + bH + c$	$K_f = aH + b$
係数	$a = 3.093$ $b = 1.34$ $c = 1.34W + 0.677$	$a = 0.475D + 0.945$ $b = 6.07D + 1.01$ $c = 2.570D - 0.188$	$a = 6.244D + 2.853$ $b = 0.93D^2 + 1606D - 0.773$

配置計画

雨水浸透施設技術指針[案]に、浸透施設の配置は下記の項目に配慮して、安全で効率的な配置計画を策定すると記載されている。

1. 施設数量の目安

浸透施設の数量の平均は浸透トレンチおよび浸透側溝は約450m/ha、浸透ますは約40個/ha、透水性舗装は1900m²/haとなっており、これを参考に施設の概略規模を想定することができる。

また、浸透施設の設計浸透強度(設計浸透量を集水面積で除した値)の平均値は約10mm/hrとなっており、設置数量のひとつの目安とすることができる。

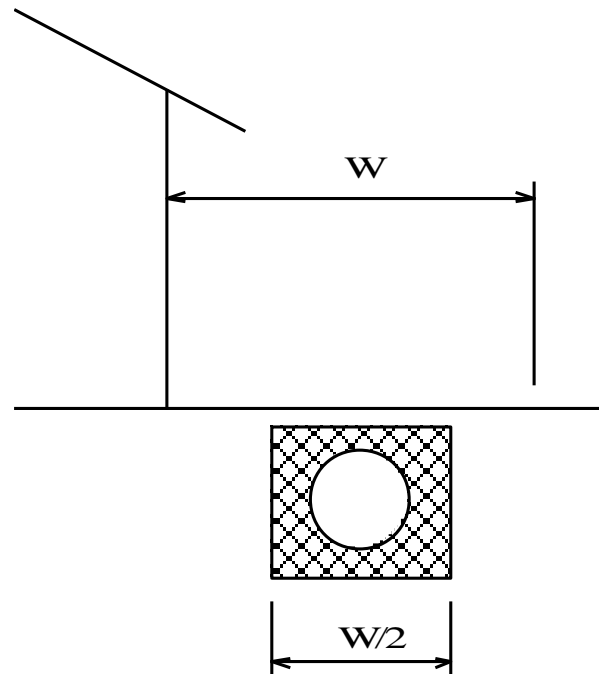
配置計画

2. 設置場所に関する注意事項

- ① 浸透施設を近づけすぎると、浸透流の相互作用により浸透量が低下するため、浸透施設は1.5m以上距離をおいて設置することが望ましい。
- ② 浸透施設の設置により法面崩壊を引き起こす恐れのある下記地域へは設置しない。
 - 切土面で第三期砂泥岩
 - 急傾斜地崩壊危険区域、地すべり防止区域、土砂災害警戒区域
 - ハザードマップ(地すべり、土石流、斜面崩壊危険地域図など)に記載された土砂災害危険箇所
 - 人工改変地
 - 切土斜面とその周辺
 - 盛土地盤の端部斜面部分(擁壁などの設置箇所も含む)とその周辺

配置計画

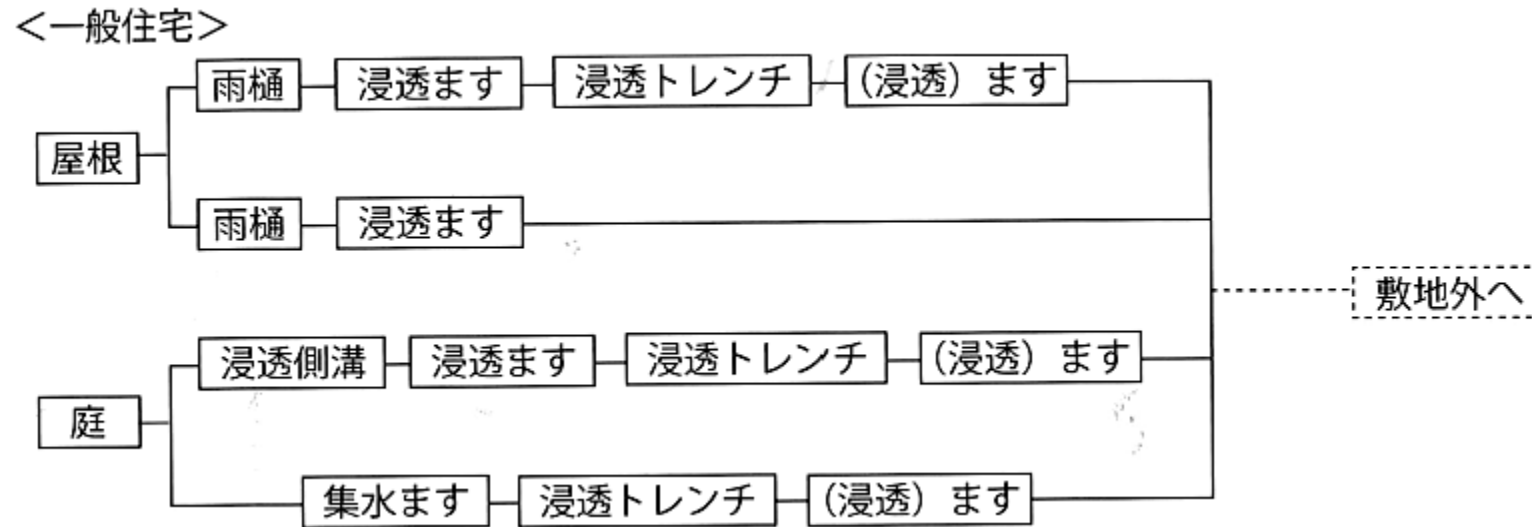
- ③ 浸透施設の設置可能幅 W に対し、 $W/2$ の幅で施設を設置することが望ましい。
ただし、 W が0.3m以下となる場合は、浸透施設の設置が施工上難しいため、建築物敷地内で適切な設置場所を選択する必要がある。



配置計画

3. 施設の組合せ

- ① 浸透トレンチなどの流下施設の両端に浸透ますを配置することで流下施設内の水位を安定させて、流下施設内へのゴミや土砂の流入を防止することが望ましい。



出典：雨水浸透施設技術指針[案]

設計浸透量の算定

設計浸透量は、各施設ごとに算定した単位設計浸透量に、その数量を乗じ、これらを合計することにより算定する。

設計浸透量(m³/hr) =

$$\begin{aligned} & \text{浸透ますの単位設計浸透量(m}^3\text{/hr/個)} \times \text{浸透ますの個数(個)} \\ & + \text{浸透トレンチの単位設計浸透量(m}^3\text{/hr/m)} \times \text{浸透トレンチの長さ(m)} \\ & + \text{浸透側溝の単位設計浸透量(m}^3\text{/hr/m)} \times \text{浸透側溝の長さ(m)} \\ & + \text{透水性舗装の単位設計浸透量(m}^3\text{/hr/m}^2\text{)} \times \text{透水性舗装の面積(m}^2\text{)} \end{aligned}$$

設計浸透強度は、設計浸透量を集水面積で除して算定する。

$$\text{設計浸透強度 (mm/hr)} = \text{設計浸透量(m}^3\text{/hr)} / (\text{集水面積(ha)} \times 10)$$

出典：雨水浸透施設技術指針[案]

浸透量の計算方法

浸透量の計算方法は次の3つのうちいずれかによる。

- **有効降雨モデル**

有効降雨量から浸透施設の浸透量を差し引くことにより計算する方法

- **一定量差し引きモデル**

浸透施設へ流入するハイドログラフのベース部分を浸透能力に相当する量だけ一定量カットする方法で、防災調節池等技術基準(案)に示されるなど最もよく使われている方法

- **貯留浸透モデル**

浸透施設からの浸透量が浸透施設内の水深により変化することを考慮した方法で、上記2つの方法と異なり空隙貯留量を計算に考慮することができる方法

有効降雨モデルの計算方法

有効降雨から、浸透施設での浸透処理量 F_c を差し引いて浸透施設を考慮した有効降雨を計算する。

(1) 浸透施設からの浸透量

$$F_c = R / (10 \times A)$$

ここに、 F_c ：浸透施設からの浸透量(mm/hr)、 R ：設計浸透量(m^3/hr)、
 A ：集水面積(ha)

(2) 浸透施設を考慮した有効降雨量

$$I_c = I - F_c$$

ここに、 I_c ：浸透施設を考慮した有効降雨量(mm/hr)

上記で求めた I_c を用いて合理式により浸透施設からの流出量を計算する。

$$Q = 1/360 \cdot I_c \cdot A$$

一定量差し引きモデルの計算方法

浸透施設に流入するไฮドログラフのベース部分を浸透能力に相当する量だけ一定量カットする方法

(1) 浸透処理量

$$Q_c = R / 3600$$

ここに、 Q_c ：浸透処理量(m^3/s)、 R ：設計浸透量(m^3/hr)

(2) 流出量の計算

$$Q_o = Q_i - Q_c$$

ここに、 Q_o ：浸透施設からの流出量 (m^3/s)
 Q_i ：浸透施設への流入量 (m^3/s)

貯留浸透モデルの計算方法

浸透施設からの浸透量が、施設内の水深の関数で表される連続式を用いて計算を行う方法で、以下の手順で計算を行う

- (1) ある時刻の流入量 Q_n が全て貯留されるとして貯留量 S'_n を求める

$$S'_n = Q_n \cdot \Delta t + S_{n-1}$$

ここに、 Δt ：計算時間間隔、 n ：時刻を表すサフィックス

- (2) 貯留量 S'_n を次式で水深 H_n に換算する

$$H_n = S'_n / A$$

$$A = S_{\max} / H_{\max}$$

ここに、 A ：浸透施設の底面積(m^2)、 S_{\max} ：空隙貯留量(m^3)、
 H_{\max} ：浸透施設の平均設計水頭 (m)

- (3) 浸透量の計算

$$I_n = \alpha \cdot H_n \quad \alpha = R / H_{\max}$$

ここに、 I_n ：浸透量 (m^3/s)、 R ：設計浸透量 (m^3/s)

貯留浸透モデルの計算方法

(4) 浸透施設からの越流量 Q_o を算定する

$$S'_n > I_n + S_{\max} \text{ の時 } Q_o = S'_n - I_n - S_{\max}$$

$$S'_n > I_n + S_{\max} \text{ の時 } Q_o = 0.0$$

(5) 浸透処理後の貯留量 S'_n を次式で算定する

$$S_n = S'_n - I'_n - Q_o$$

参考図書一覧

- 防災調節池等技術基準(案) 解説と設計実例
(社)日本河川協会
- 雨水浸透施設技術指針(案) 調査・計画編
(社)雨水貯留浸透施設技術協会
- 流域貯留施設等技術指針(案)
(社)雨水貯留浸透施設技術協会
- 宅地開発に伴い設置される浸透施設等設計技術指針の解説
(社)日本宅地開発協会
- 調節池の計画と設計
(株)山海堂
- 各自治体開発技術基準、調節池技術基準等