

調整池の構造について

1ヘクタール未満の開発事業に伴い設置される調整池の構造は、以下の基準に適合するものとする。

【1. 調整池容量】

開発区域の面積が1ヘクタール未満の開発事業においては、次に掲げる算定方式を用いて計画雨水量の算定及び調整池容量の算定を行うことができる。

(1) 計画雨水量の算定方式

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

Q：計画雨水流量(m³/sec) f：開発後の流出係数 r：降雨強度(mm/hr)

A：開発区域の面積(ha)

(ア) 流出係数

地表の状態	係数
平坦な農地	0.6
優良林地	0.7
普通林地	0.8
優良な草地	0.9
裸地、荒廃地、宅地	1.0

(1) 降雨強度(単位 mm/hr)

種 別	降雨強度
排水施設	141
調整池容量	175
余水吐能力	212

(2) 調整池容量の算定方式

$$Q_{(175)} = \frac{1}{360} \times (f_1 - f_2) \times r \times A \times t$$

Q : 調整池容量(m³) f₁ : 開発後の流出係数 r : 降雨強度(mm/hr)

A : 開発区域の面積(ha) f₂ : 開発前の流出係数 t : 貯留時間(min)

※定数 f₁ = 1.0 r = 175 t = 1,800(30分)

【2. 既存排水路への接続】

- 1) 調整池の敷高は接続先排水路の H.W.L より上になるようにし、堅固で耐久性を有する構造の排水施設により接続すること。
- 2) 既存排水路等に接続する最終柵となる部分には、15cm 以上の泥溜めが設けられていること。
- 3) 調整池を市に帰属する場合は、既存排水路へ接続する排水施設の内径又は内法幅を 30cm 以上とすること。

【3. 調整孔の穴の大きさの決定】

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

A : 調整孔の断面積 (m²) C : 係数 0.7 (箱抜き型) g : 9.8 (m/sec²)

Q : 許容放流量 (m³/sec) (比流量により算出された許容放流量)

h : 調整孔断面中心より H.W.L までの水深(m)

※調整孔の最小径は管理上 10cm 以上とすることが望ましい。

【4. 調整孔の構造】

- 1) 調整孔の穴はゴミ等により閉塞しない構造であること。
- 2) スクリーンは調整孔の断面積の20倍以上の面積を有すること。
- 3) やむを得ず調整孔を 10cm 未満とする場合は、スクリーンを二重にすること。

【5. 余水吐】

1) 計画流量

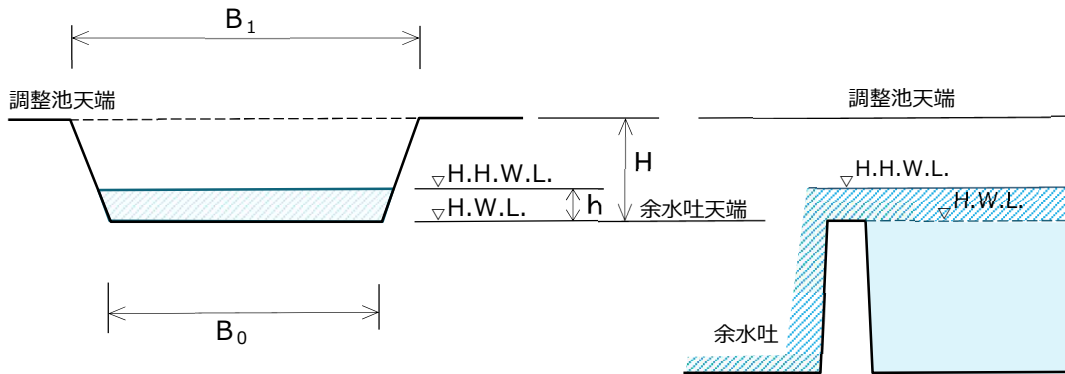
$$Q_{(212)} = \frac{1}{360} \times f \times r \times A$$

Q : 計画雨水流量(m³/sec) f : 開発後の流出係数 r : 降雨強度(mm/hr)

A : 開発区域の面積(ha)

※定数 f₁=1.0 r=212

2) 水通し断面の決定 (断面形が梯形)



$$Q_{(212)} = \frac{2}{15} \cdot a \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \cdot (3B_0 + 2B_1)$$

Q : 計画流量 (m³/sec)

a : 越流係数 (0.6)

B₀ : 水通し長 (底幅) (m)

B₁ : 水通し長 (上幅) (m)

h : 縮流前の越流水深 (m) (Hの1/2以下とする)

H : 余裕高 (m) (水深の2割以上かつ30cm以上とする)

g : 重力の加速度 9.8 (m/sec²)

A) 両側法が5分の場合

$$Q_{(212)} = (1.77B_0 + 0.71h) \times h^{\frac{3}{2}}$$

B) 両側法が1割の場合

$$Q_{(212)} = (1.77B_0 + 1.42h) \times h^{\frac{3}{2}}$$

C) 両側法が垂直の場合

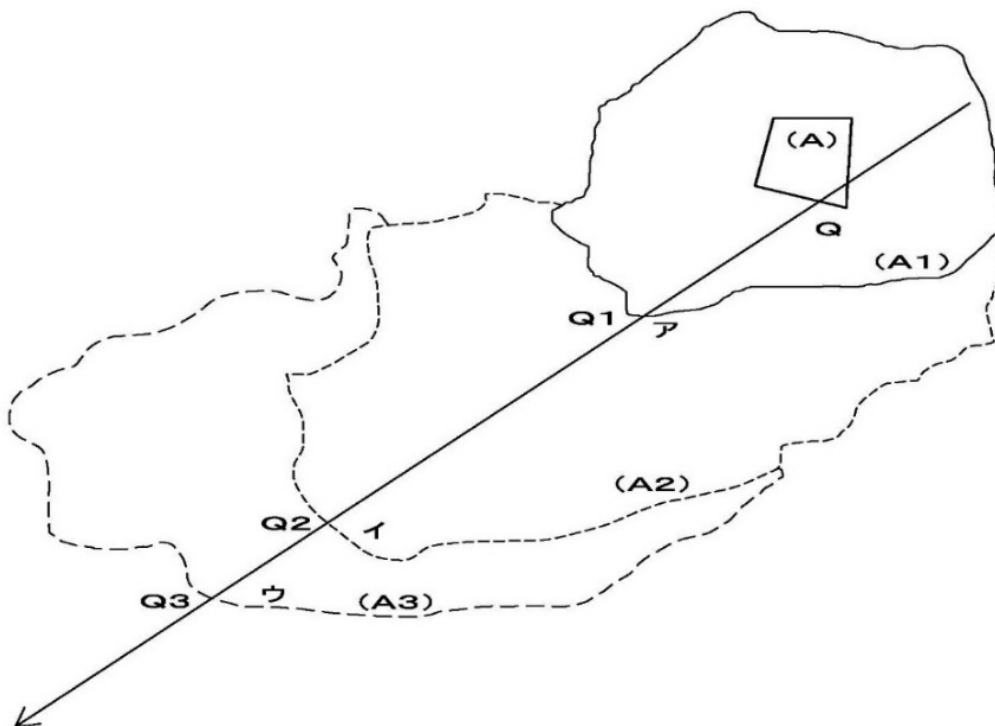
$$Q_{(212)} = 1.77B_0 \times h^{\frac{3}{2}}$$

3) 余裕高

水深の2割以上かつ30cm以上とすること。 ※水深の浅い調整池（水深が概ね0.3m以下）を設置する場合は岐阜県宅地開発指導要領に準ずることができる。

【 6. 下流の可能放流量の算定】

(1) 比流量の算出



A	: 開発面積 (ha)	Q	: 開発区域の許容法流量 (m ³ /sec)
A 1	: ア地点の集水面積 (ha)	Q 1	: ア地点の現況流下能力 (m ³ /sec)
A 2	: イ地点の集水面積 (ha)	Q 2	: イ地点の現況流下能力 (m ³ /sec)
A 3	: ウ地点の集水面積 (ha)	Q 3	: ウ地点の現況流下能力 (m ³ /sec)

下流河川等の現況流過能力の最小値を調査する。調査範囲は、

$$(\text{開発面積} / \text{集水面積}) \times 100 \leq 2\%$$

となる地点までとする。下流河川等の流下能力の変化地点ごとに比流量を算出し、その比流量の最小となる地点の流量を可能放流量として用いる。

現況流過能力の算出

$$\frac{Q_n}{A_n}$$

Q_n : 変化地点の流下能力 = $A \times V$

A_n : 集水面積

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

n : 粗度係数 R : 径深 = A / P (m) I : 勾配

A : 流水の断面積 (m²) V : 流速 (m/sec) P : 潤辺 (m)

河川及び水路の状況	nの標準値
一般河道	0.035
急流河川及び川幅が広水深の浅河川	0.045
三面張水路	0.025
コンクリート人工水路	0.020
コンクリート管及びU字溝（コンクリート二次製品）	0.013
U型水路（現場打ちコンクリート）	0.015
組立水路	0.030
両岸石張小水路	0.025

$$\text{ア地点} \cdots \frac{Q_1}{A_1} \quad \text{イ地点} \cdots \frac{Q_2}{A_2} \quad \text{ウ地点} \cdots \frac{Q_3}{A_3}$$

* 最小値を選定し、その流量を求める。

(2) 許容放流量の算定

$$Q_{(\min)} = \frac{A}{A_z} \times Q$$

z

Q(min) : 許容放流量 (m³/sec) Q z : 流下能力の最小値 (m³/sec)

A : 開発面積 (ha) A z : 最小値地点の集水面積 (ha)

