

別記 2

流出土砂：砂防施設設計基準

1 流出土砂

(1) 流出土砂量の推定

流出土砂量の推定は下表による。

地 表 の 状 態	1 ha 当 たり 流 出 土 砂 量 ($\text{m}^3/\text{年}$)	厚 　　　　さ (mm)
裸 地 ・ 荒 廃 地 等	200～400	20～40
皆 伐 地 ・ 草 地 等	15	1.5
択 　　　　　伐 　　　　　地	2	0.2
普 通 の 林 地	1	0.1

- (注) 1 工事によりかき起こした面積及び盛土、捨土部については裸地に準じる。
2 完全な排水施設を備えた芝生等は林地に準じる。
3 その他は実態に応じて判断する。
4 生産土砂量は作業工程表を作成し、これに基づいた工事期間を算定する。
ただし、4か月以下は一律に4か月として計算する。

(2) 工事による流出土砂の処理基準

- (ア) 産出土砂については、可及的に各部分で抑止するようにし、人家・その他公共的施設の近くでは5年分以上、その他については3年以上の土砂貯留施設を設ける（調整池兼用施設は5年以上の土砂流出を見込むこと。）。
- (イ) 土捨場における捨土の表面は、崩壊・流出等の起こらないよう盛土の表面を安全に維持する施設（植生工・水路工等）を設ける。
- (ウ) 砂防施設の施工は、他の施設の施工に先立って行うこととし、施工に当たっては、処理中の土砂が降雨に際して水を含むなどして、土石流等を発生しないよう特に土の置場所、雨水の処理等に留意する。

(3) 流出土砂の計算例

集水面積Aの林地である流域において、aの部分で工事により地表のかき起こしを行い、工事期間4か月、工事後は草地にもどるものとする。bは林地よりそのまま草地になるものとする。

aの工事期間中産出土砂量

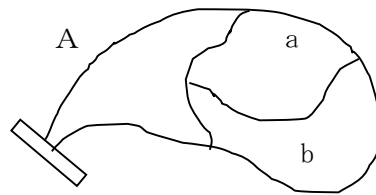
$$2 \text{ ha} \times 300 \text{ m}^3 \times \frac{4 \text{ か月}}{12 \text{ か月}} = 200 \text{ m}^3$$

草地と林地との流出土砂量の差

$$\left. \begin{array}{l} \text{a において } 2 \text{ ha} \times (15 - 1) = 28 \text{ m}^3 \\ \text{b において } 3 \text{ ha} \times (15 - 1) = 42 \text{ m}^3 \end{array} \right\}$$

$$5 \text{ 年間では } (28 + 42) \times 5 \text{ 年} = 350 \text{ m}^3$$

したがって、(200 + 350 = 550 m³) 以上の土砂貯留施設を設ける必要がある。



$$A = 10 \text{ ha} \text{ (a \cdot b \text{ を含む)}$$

$$a = 2 \text{ ha}$$

$$b = 3 \text{ ha}$$

*この他に堰堤土工の残土分を見込むこと。

2 コンクリート堰堤設計基準

(1) 計画洪水流量及び水通し余裕高

計画洪水流量は調整池設計基準の流量計算による。

$$\left(Q = \frac{1}{360} f \cdot r \cdot A \text{ m}^3/\text{sec}, f : \text{流出係数 } 0.9, r : 1/50 \text{ 確率降雨強度} \right)$$

100ミリメートル/時間, A : 集水面積 ha)

計画流量 (m ³ /sec)	余裕高 (h · m)
200 m ³ /sec未満	0.60m以上
200~500 "	0.80 "
500~2,000 "	1.00 "
2,000~5,000 "	1.20 "

(2) 堰堤水通し断面の決定

断面形が梯形の場合、接近速度を無視すれば、

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

Q : 計画流量 (m³/sec)

α : 越流係数 (0.6)

h : 縮流前の越流水深 (m)

h_0 : 余裕高

B_0 : 水通長 (底幅 (m))

B_1 : 水通長 (上幅 (m))

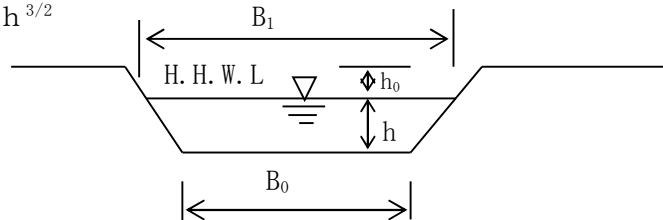
g : 重力の加速度 (m/sec^2)

$\alpha = 0.6$ 両法を5分 $g = 9.8m/sec^2$ とすれば

$$Q = (1.77B_0 + 0.71h) \times h^{3/2}$$

$\alpha = 0.6$ 両法を1割 $g = 9.8m/sec^2$ とすれば

$$Q = (1.77B_0 + 1.42h) \times h^{3/2}$$



(注) 1 水通し幅は、溪幅を考慮して決定するものとし、越流水深は、2メートル以下になるように計画する。

2 堰堤は、原則としてコンクリート構造とし、河川砂防技術基準に基づく砂防堰堤程度とする。

3 堰堤は、原則として15メートル未満とする。

(3) 堰堤断面

ア 転倒に対し安定であるために、自重及び外力の合計が低部の中央1/3点に入ること。

イ 滑動に対し安定であるために、ダム内部のいずれの部分でも作用する力に摩擦係数を乗じたものより摩擦抵抗力の方が大であること。

ウ 内部応力及び地盤支持力が許容範囲内にあること。

エ 越流水深を考慮すること。

オ 堰堤前法2分、単位洪水重量 $1,200 \text{ kg/m}^3$ 、コンクリート重量 $2,350 \text{ kg/m}^3$ とすること。

カ 砂防堰堤と調整池を兼用する場合には、地震力、揚圧力等を考慮し、十分安全性を検討すること。

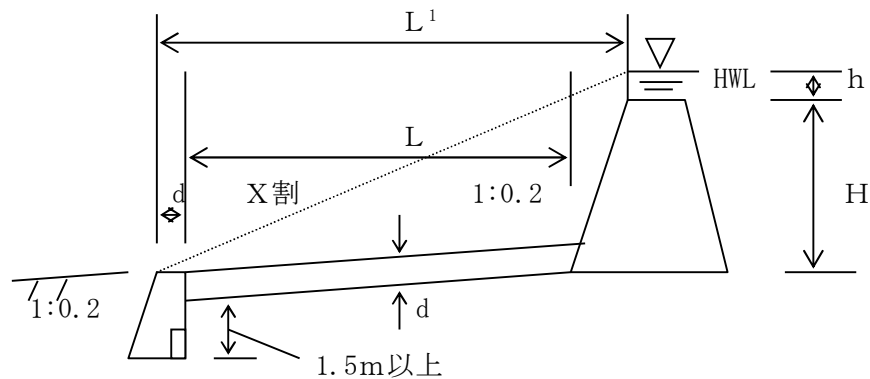
(4) 水叩き工の高さ

下図破線のこう配

ダム工…… 1割5分

床固工…… 2割

潜り堰（計画水深が有効落差より大なるもの）…… 3割



(5) 堰堤水叩き厚 (d)

ア 水褥池すいじょくちがない場合

$$d = 0.2(0.6H + 3h - 1.0) / 1.12$$

イ 水褥池がある場合

$$d = 0.1(0.6H + 3h - 1.0) / 1.06$$

(注) 1 dは切り上げて0.1メートル単位とし、最小厚は0.8メートルとする。

2 ウォータークッションのある場合、最小厚は1.5メートルとする。

(6) 床固水通し断面及び流路工断面

$$\text{マンニング公式 } V_o = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (\text{清水流速 m/sec})$$

$$V = \frac{n}{r_o + \alpha(r_1 - r_o)} V_o \quad (\text{土石を含む流速 m/sec})$$

n : 粗度係数

R : 径深 (m)

I : 計画河床こう配

r₁ : 礫の比重 2.6程度

r_o : 清水の比重 (1.0)

α : 礫混入率 (0.2以上)

$$\therefore Q = A \cdot V \quad (A : \text{断面積})$$

$$\left[\text{清水流速 } V_o \text{ はクッター式 } (V_o = \frac{N \cdot R}{D + \sqrt{R}}) \text{ で求めてもよい。} \right]$$

(7) 床固め工基準

床固め工の高さ	天端幅
---------	-----

$H \leq 3.0$	1.2 m
$3.0 < H < 5.0$	1.8 m (1.8~2.0)

(注) 転石が大きい場合は、上位ランクをとること。

(8) 設計上の留意事項

ア 堰 堤 (本提)

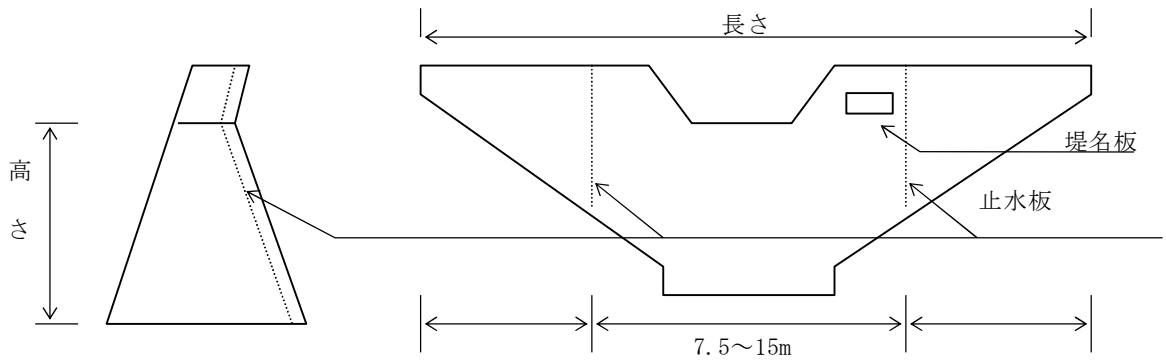
- (ア) ダム の 方 向 水通し中心点において計画箇所下流流心線に直角とする。
- (イ) 天 端 幅 堰堤高が5メートル未満の場合は1.5メートル、堰堤高が5メートル以上10メートル未満の場合は1.8メートル、堰堤高が10メートル以上の場合は2.0メートルを標準とするが、大転石の流下が予想される場合は上位ランクをとること。
- (ウ) 基 礎 根 入 れ 地質及びダムの高さにより異なるが、岩盤で1.0m以上、砂礫層で2.0m以上とする。
- (エ) 袖 こ う 配 計画河床こう配と同程度又はそれ以上、最低1/20以下にはしないこと。
- (オ) 袖の両岸へのかん入深さ 岩盤において1.0~2.0m、土砂の場合2.0~3.0mを標準とする。なお、袖の最小天端幅1.0m以上とすること。
- (カ) 計画堆砂こう配 施工前の溪床こう配の1/2を標準とする。
- (キ) 水 抜 0.6m程度の円形が多くとられている。最上段の水抜きは水通し天端より2m程度下げ、各孔は縦方向に重ならないようにする。
- (ク) 間詰及び埋戻し 地盤が岩盤の場合は、基礎及び両岸かん入部とも余掘部分は上下流ともコンクリート等で元の岩盤線まで埋戻す。
地盤が岩盤以外の場合は、基礎部は掘削土砂で埋戻し、両岸かん入部余掘部分は練石積又はコンクリート等で元の地盤線に準じて施工し、護岸の上部は石張、石積、土羽等によりそれぞれ元の地盤線に準じて埋戻す。
- (ケ) 残 土 堰堤上流へ処理するか、溪流外へ処理のこと。
- (コ) 提 名 坂 施工年度・高さ・長さ・事業者・工事施行者名を明示のこと。
(黒御影石製等とする。)

大きさ

堰堤高 10m以上50×70cm

堰堤高 10m未満40×55cm

流路工の床固工 25×35cm



(サ) ブロック割施工 コンクリートの収縮を考えて分割長は、7.5～15m程度とする。ブロック間は漏水防止及び伸縮を考えて止水板でつなぐ止水板（JISCC型 300×7等）は裏法に平行で裏法面から0.5～1.0m程度離す。

(シ) コンクリートの強度 床固・堰堤・埋戻しコンクリート・水叩垂直壁等は164A以上とする。

(注) 164A : $\Sigma 28 = 160 \text{ kg/cm}^2$ 最大粒径40m/m・スランプ5cm

(ス) 掘削施工上の注意 仕上げ面より0.5～1.0mは人力掘削とすること。

イ 堰 堤（垂直壁）

(ア) 高 さ 天端は溪床面より高めないことを原則とする。

(イ) 水 通 し 断 面 本堤と同じ断面にする。

(ウ) 天 端 幅 水叩厚と同じとする。

(エ) 基礎の根入れ 水叩底面より、1.5m以上下がりとする。

(オ) 袖 袖は必ず設け、本堤に準じ兩岸に取付け、洪水に際し絶対に越流させないこと。こう配は水平とする。

(カ) 洗 掘 防 止 前面の埋戻しは残土中の転石で寄石を行うこと。必要に応じ垂直壁の先にコンクリートブロックを連結する。

ウ 堰 堤（水叩き）

(ア) 基 礎 本堤基礎と同高とする。

(イ) こ う 配 水叩天端を垂直壁の水通し天端と同高とし、これを接して水平とするのが普通である。

ただし、溪床こう配が非常に急な場合には、ダム的基础根入れが深くなるためこう配をつける。その場合、水叩こう配は1/10以下とする。

エ 堰 堤（側壁）

- (ア) 高さ 側壁護岸の高さは、下流端では、垂直壁の袖天端に取付け、上流に向って天端を水平以上とする。
- (イ) 基礎 水叩基礎の同高とし、平面位置は、ダムの越流水が落下する位置より後退させる。
- (ウ) 厚さ及びこう配 天端厚0.5m、表法5分、裏法3分こう配で施工する。なお、湧水がある場合には水抜管として外径6cm、厚2mmの硬質塩化ビニール管を2㎡に1か所以上の割合で設ける。

オ 床 固 工

- (ア) 高さ 2m内外とし、越流水深を含め総落差3.0～3.5mが限度である。高さが3.0～3.5m以上を必要とする場合は、階段状に計画するのが適当である。
- (イ) 天端幅 流量、流下土砂の粒径に応じ決定されるが、一般に1.0又は1.2mとする。(7)床固工基準参照)
- (ウ) 断面 下流こう配を2分、上流側は垂直とする。

3 堀込沈砂池設計基準

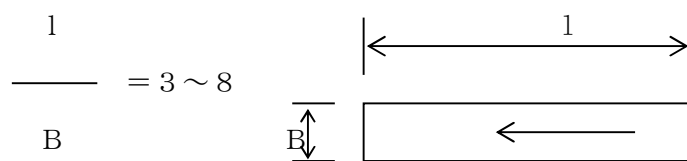
(1) 沈砂池への流入水路

土砂混入率2割を見込み、清水断面の1.32倍とする。

沈砂池の流入口はスリット拡大により流速を落すよう考慮のこと。

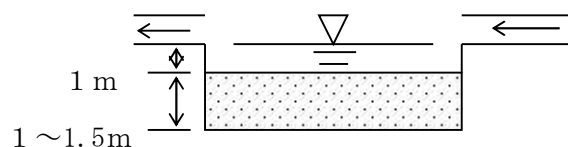
(2) 沈砂池の平面形状

短絡流と停滞部を生じにくくするため長さを幅の3～8倍とする。



(3) 沈砂池の深さ

沈澱物の深さは、排除を考慮して1～2.5mとし、有効水深は掃流現象を防ぐため1m以上とする。



常時有効水深を1m以上確保するように沈澱物は排除のこと。

(4) 沈砂池の池底こう配

沈澱物の排除を考慮し、排水口に向かって 1/200~1/300 とする。

(5) 沈砂池の材料等

側壁の崩壊防止を特に配慮すること。また、側壁は流水が直接流入しないように地表面より高くすること。

(6) 沈砂池の容量等

使用としゅんせつを交互に行う場合は、原則として二系列以上とし、一系列の大きさは流出土砂量の 1 か月分以上又は工事後流係数が元の値に戻るまでに流出する土砂量以上とする。

(7) 沈砂池の余水吐

越流しないように、Q の 1.5 倍以上とし、幅 2 m 以上の短形開水路とする。

$$Q = \frac{1}{360} f \cdot r \cdot A \text{ m}^3/\text{sec} \quad f: \text{流出係数 } 0.9 \quad r: 1/100 \text{ 確率降雨強度} \quad A: \text{集水面積 (ha)}$$

(8) 沈砂池の位置

風向と水流方向を合わせ、建物や樹木の風下になきように配慮のこと。

(9) 計 算 例

面積 1 ha の表土を取り裸地とする。

① 二系列の場合

ア 流出土砂量の想定 $V_1 = 300 \text{ m}^3 \times \frac{1}{12} \times 1 \text{ ha} = 25 \text{ m}^3/\text{月}/\text{ha}$

イ 工事終了後～緑化までの流出土砂量の想定 $V = (15 - 1) \times 5 \text{ 年} \times 1 \text{ ha} = 70 \text{ m}^3$
(工事終了後草地 (15 m³/ha) に戻り、5 年間で元の地表 (1 m³/ha) になるとすれば)

ウ 沈砂池の幅を 3.0 m、長さ 15 m、深さ 1.0 m とすれば

$$\text{沈砂池の容量} \quad v = 3.0 \times 15.0 \times 1.0 = 45 \text{ m}^3$$

$$\text{二系列とするので} \quad V_2 = v \times 2 = 90 \text{ m}^3 > 70 \text{ m}^3 \quad \text{OK}$$

② 調整池兼用の場合

ア 流出土砂量の想定 $V_1 = 300 \text{ m}^3 \times \frac{4}{12} \times 1 \text{ ha} = 100 \text{ m}^3/\text{ha}$ 以上 (4 ヶ月に 1

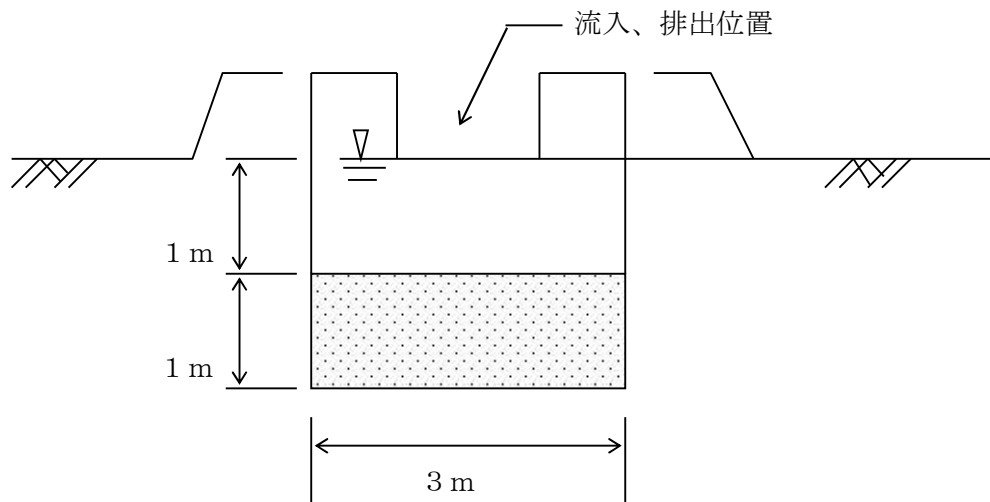
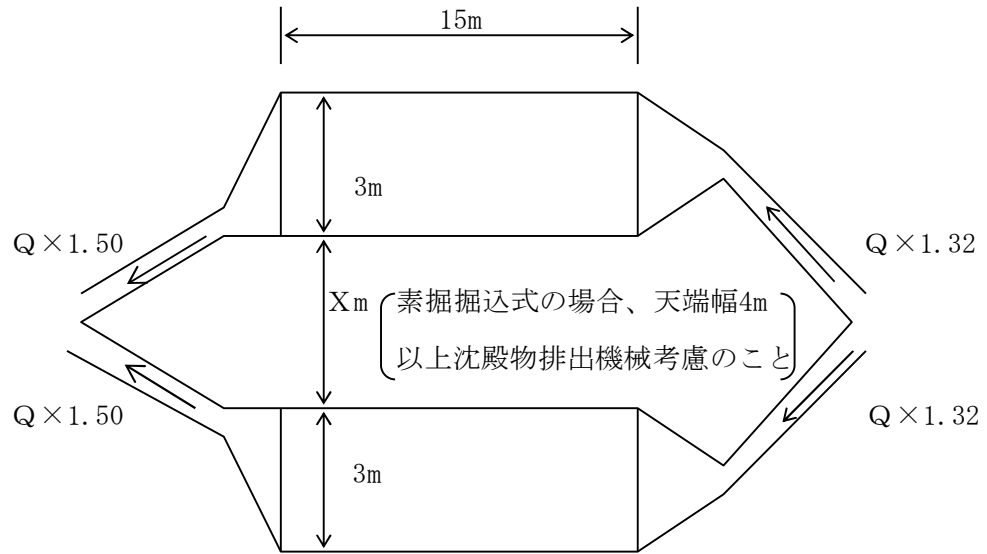
度浚渫するとすれば) 4 か月以上の容量を確保する。

イ 工事終了後～緑化までの流出土砂量の想定 $V = (15 - 1) \times 5 \text{ 年} \times 1 \text{ ha} = 70 \text{ m}^3$
(工事終了後草地 (15 m³/ha) に戻り 5 年間で元の地表 (1 m³/ha) になるとすれば)

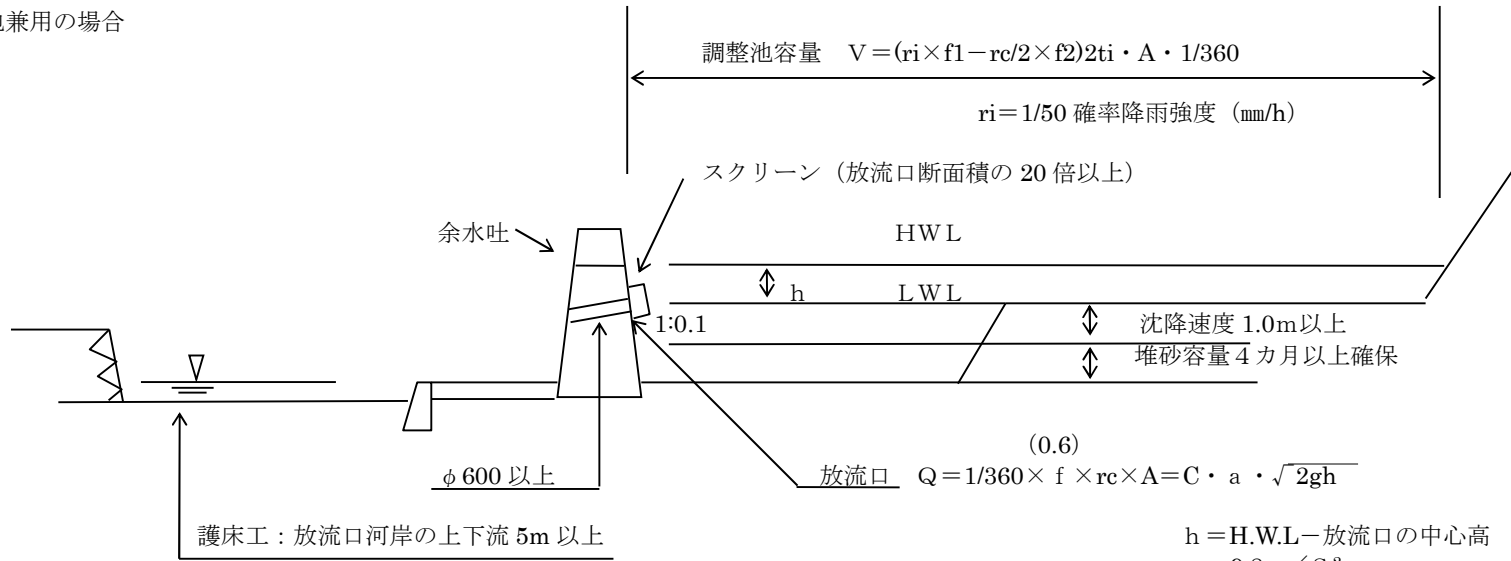
ウ 沈砂容量を 100 m³ 以上確保しておければ工事完了後の必要容量も確保できる。

$$100 \text{ m}^3 > 70 \text{ m}^3 \quad \text{OK}$$

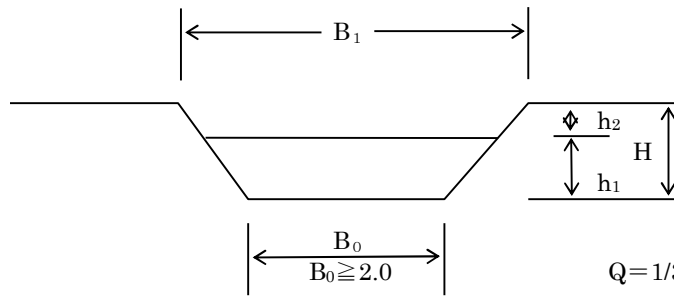
① 二系列の場合



② 調整池兼用の場合



$h = \text{H.W.L.} - \text{放流口の中心高}$
 $g = 9.8 \text{m/S}^2$
 $C = 0.6$
 $a = \text{放流口断面 (m}^2\text{)}$



$h_2 \geq 0.6 \text{m}$
 $H \geq 1.0 \text{m}$ 以上

(0.9)

$$Q = 1/360 \times f \times r \times A \times 1.5 = 2/15 \alpha \cdot h \sqrt{2gh} (3B_0 + 2B_1)$$

両法が 5 分 $Q = (1.77B_0 + 0.71h) \times h_1^{3/2}$

両法が 1 割 $Q = (1.77B_0 + 1.42h) \times h_1^{3/2}$

$\alpha = \text{越流係数}$
 $h = \text{縮流前の越流水深}$
 $r = 1/100$ 確率降雨強度 (mm/h)