

# 第4章 砂防施設の設計

## 第1節 総 則

### 1. 総 則

砂防堰堤の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

### 2. 砂防堰堤の設計

#### 2.1 数値基準

施設設計に当たっての数値基準を表 9-4-1 に示す。

表 9-4-1 数値基準

堰堤高	0.5mピッチ	袖天端の勾配	1/整数、切下げ
堰堤長	1.0mピッチ	副堰堤位置・水叩き長	0.1mピッチ、切上げ
水通し高	0.1mピッチ、切上げ	水叩き厚	0.1mピッチ、切上げ
水通し幅、開口部幅	1.0mピッチ	副堰堤、床固工等の堤高	0.5mピッチ
上下流法面勾配	5厘ピッチ	副堰堤、床固工等の堤長	0.5mピッチ

#### 2.2 砂防堰堤各部の名称

砂防堰堤の各部の名称は、図 9-4-1 のとおりである。

#### 解 説

重力式砂防堰堤の事例として、不透過型及び透過型砂防堰堤の各部の名称を図 9-4-1 に示す。

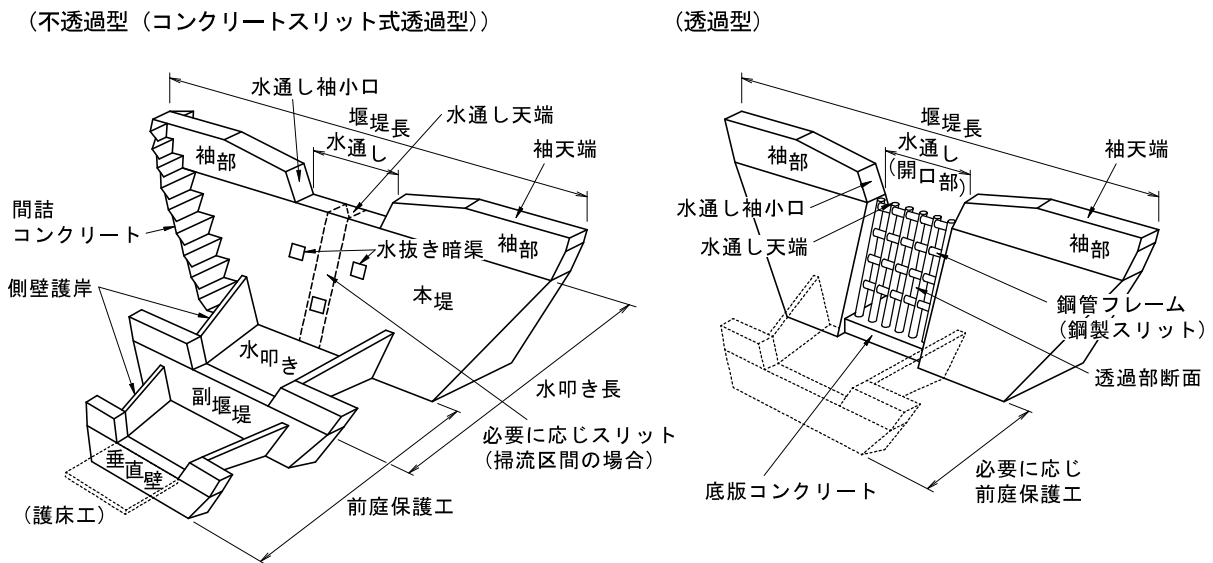


図 9-4-1 砂防堰堤の各部名称

## 2.3 砂防堰堤の設計順序

一般的な砂防堰堤の設計順序を図 9-4-2、土石流・流木対策砂防堰堤の設計順序を図 9-4-3 に示す。

### 解 説

砂防堰堤の設計の順序は、計画地の地形、地質、その堰堤の目的に対する適合性、安全性及び経済性等の各要素について考察し、堰堤配置位置及び型式の選定に必要な概略設計を行った後、堰堤配置位置及び型式を決定する。次に決定された堰堤型式について、水通し、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰め及び水抜き等の付属物の設計を行う。

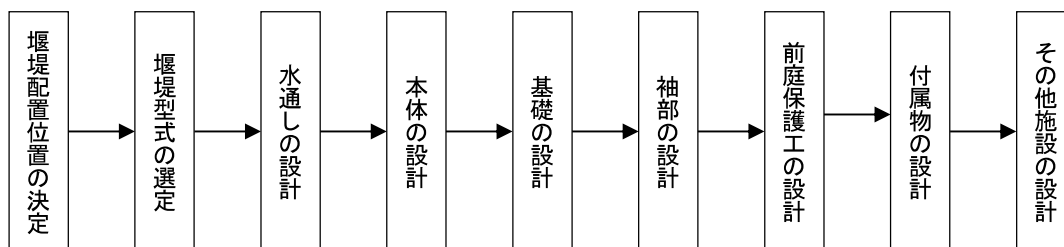


図 9-4-2 一般的な砂防堰堤の設計順序

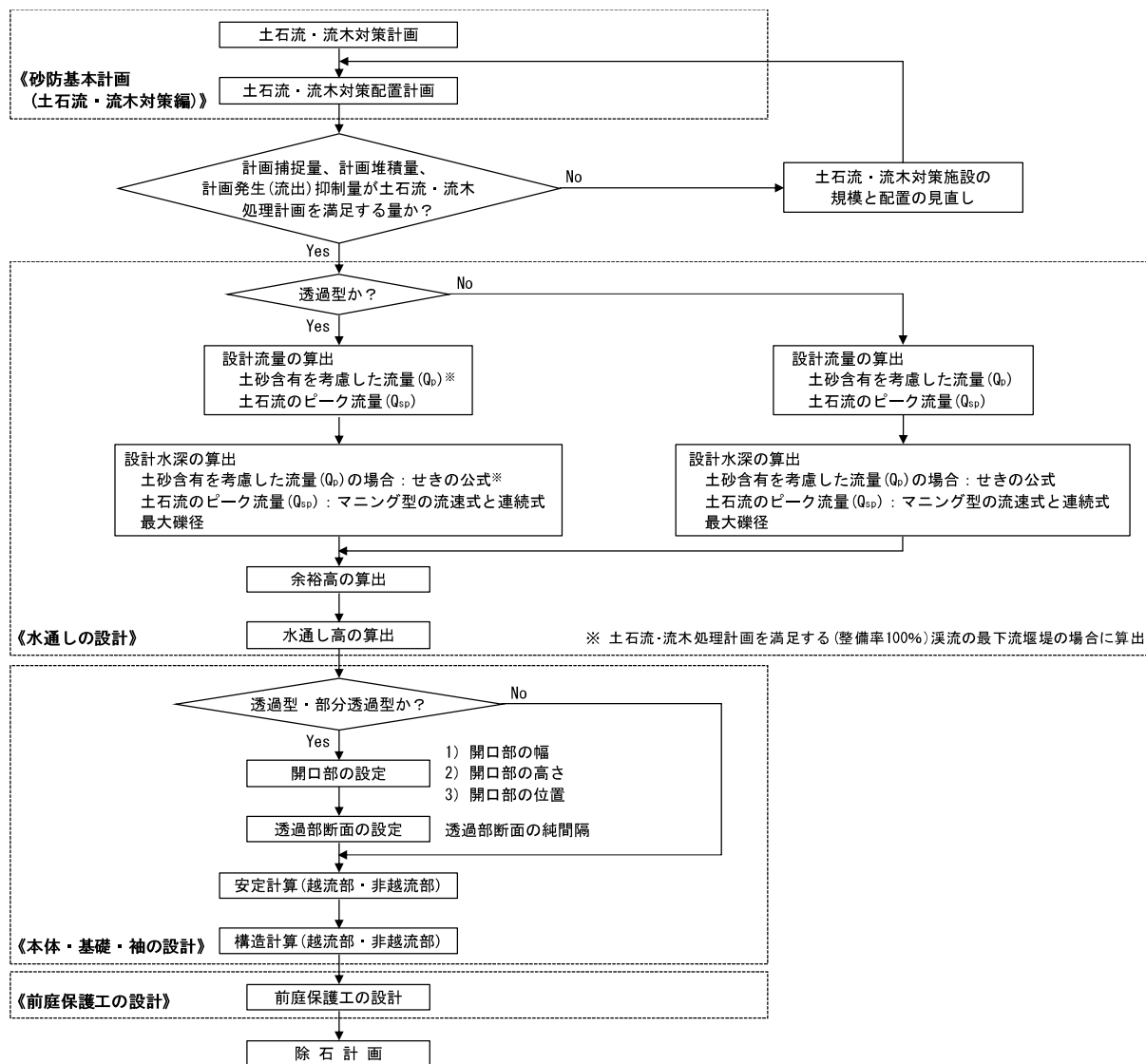


図 9-4-3 土石流・流木対策砂防堰堤設計の流れ

## 第2節 対象流量の算定

### 1. 総 説

対象流量算出においては合理式を用いるものとし、土石流区間と掃流区間によって算出式を使い分けるものとする。

### 2. 対象流量算出

土石流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）と土石流ピーク流量（土石流時）とする。

掃流区間における対象流量は、計画規模の年超過確率の降雨量から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）とする。

#### 解 説

一般に、河川砂防施設の対象流量は合理式により算出する。しかし、上位基準である「国土交通省 河川砂防技術基準 同解説」と「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」における合理式の洪水到達時間の算出式は同一でなく、この差は経験上から定められたゆえに生じた差異と捉えるべきと思われる。このことは時に、源流部から河口部までの流水の流量を一環と捉えて考えた場合、砂防施設と河川施設で矛盾が生じさせる原因ともいえる。

河川施設設計は掃流区間で行われることがほとんどであり、砂防施設設計に関しては、土石流区間と掃流区間の両方を対象する。砂防施設設計における対象流量算出においては、土石流の経験から導かれた洪水到達時間を採用しない理由はなく、河川施設設計と整合を図る必要も感じられることから、以下のように掃流区間と土石流区間で使い分けることとする。

- ① 掃流区間：土砂含有を考慮した流量（洪水時）
- ② 土石流区間：土砂含有を考慮した流量（洪水時）と土石流ピーク流量（土石流時）

#### 2.1 掃流区間における合理式

掃流区間の施設設計における清水の対象流量は下記の合理式による。

#### 解 説

##### 2.1.1 対象流量

$$Q = Q' \times (1 + \alpha)$$

$$Q' = 1/3.6 \times f \times r \times A$$

$Q$ ：対象流量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ）（小数点以下1位を切り上げ整数とする）

$Q'$ ：合理式によって求めるピーク流量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ）

$\alpha$ ：土砂混入率

$f$ ：流出係数

$r$ ：洪水到達時間内の平均雨量強度（ $\text{mm}/\text{h}$ ）

$A$ ：流域面積（ $\text{km}^2$ ）

## 2.1.2 洪水到達時間

合理式に用いられる洪水到達時間は、流域の最遠点に降った雨がその流域の出口に達するまでに要する時間として定義され、原則として「雨水が流域から河道に至る流入時間（流入時間）」と「河道内の洪水伝播時間（流下時間）」の和とする。

ある程度大きな流域では、流入時間が流下時間に比べ大幅に小さい場合は流入時間を無視することが多いが、小流域では常時流水が存在する河道が少ないため流入時間を無視することはできない。しかし、この流入時間の値は大まかな標準値しかないため、この方式に代る方法として、河道の採り方は谷形態をなす所まで伸ばし、流下時間として算出することもある。

$$\text{洪水到達時間 } T = T_0 + T_1$$

### (1) 洪水流下時間（ $T_0$ ）

#### ① Kraven式（適用範囲：流路平均勾配（ $H/L$ ） $\leq 1/20$ ）

$$T_0 = L/W$$

$T_0$ ：洪水流下時間（s）

$L$ ：流路長（m）

$W$ ：洪水流出速度（m/s）

$I$ ：流路勾配

表 9-4-2 流路勾配と洪水流出速度

$I$	1/100 以上	1/100~1/200	1/200 以下
$W$	3.5 m/s	3.0 m/s	2.1 m/s

#### ② Bayern地方公式（Rziha式）（適用範囲：流路平均勾配（ $H/L$ ） $> 1/20$ ）

$$T_0 = L/W$$

$$W = 20 \cdot (H/L)^{0.6}$$

$T_0$ ：洪水流下時間（s）

$W$ ：洪水流出速度（m/s）

$H$ ：流路高低差（m）

$L$ ：流路長（m）

### (2) 洪水流入時間（ $T_1$ ）

洪水流入時間（流域内での河道に到達する平均流下時間をいう）は流域の排水路の整備状況によって異なるが、将来の整備状況を推定して定めるものとする。一般には次の値を標準として定めてもよい。

表 9-4-3 洪水流入時間

山地流域	2km <sup>2</sup>	30min
特に急傾斜面流域	2km <sup>2</sup>	20min

なお、①Kraven式を用いる場合、基本的には当該溪流の流域から2km<sup>2</sup>を先取りし、上記の値を用いて流入時間を設定するとともに、流入域を除いた流域の河道延長を用いて河道流下時間を算定する（流入時間の最大値は上記値となる）。

ただし、流入域2km<sup>2</sup>を除いた流域面積が極端に小さくなる場合には地形図上で河道がわかる部分より上流域を流入域とし、その流入時間を次のような方法で算定するとともに、上流端から下流を河道として流下時間を算定する手法を用いる。

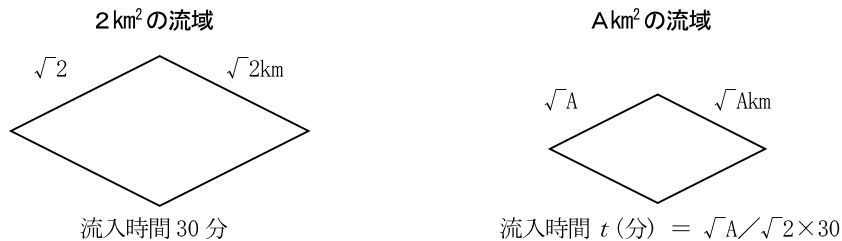


図 9-4-4 2 km<sup>2</sup>未満の流入域の流入時間算出方法

### (3) 洪水到達時間内の平均雨量強度

洪水到達時間内の平均雨量強度は、「長野県内の降雨強度式：平成28年4月、長野県建設部河川課、参考資料-4 確率雨量表（ガンベル法）」により求める。

砂防堰堤の設計には、原則として24時間雨量又は日雨量の100年超過確率の雨量を用い、溪流保全工の設計の設計には、第1章第2節1.3.2に示す河川の重要度と計画の規模より、24時間雨量又は日雨量を用いる。

## 2.2 土石流区間における合理式

土石流区間の清水の対象流量は下記の合理式による。

### 解 説

#### 2.2.1 対象流量

$$Q = Q_p \times (1 + \alpha)$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{f1} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A$$

- $Q$  : 対象流量 (m<sup>3</sup>/s) (小数点以下1位を切り上げ整数とする)
- $Q_p$  : 合理式によって求めるピーク流量 (m<sup>3</sup>/s) (清水の対象流量)
- $\alpha$  : 土砂混入率
- $K_{f1}$  : ピーク流出係数
- $P_a$  : 洪水到達時間内の平均降雨強度 (mm/h)
- $P_e$  : 有効降雨強度 (mm/h)
- $A$  : 流域面積 (km<sup>2</sup>)

### 2.2.2 洪水到達時間

$$T_f = K_{pl} \times A^{0.22} \times P_e^{-0.35}$$

$T_f$  : 洪水到達時間 (分)

$K_{pl}$  : 係数 = 120

### 2.2.3 平均降雨強度

洪水到達時間内の降雨強度は、次式のように24時間雨量から求める(物部式)。

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \left( \frac{T_f}{24} \right)^{K_{p2}}$$

$P_{24}$  : 24時間雨量 ( $P_{24}$ が得られない場合は、日雨量 ( $P_{day}$ ) としてよい)

原則、24時間雨量又は日雨量の100年超確率

$K_{p2}$  : 定数 = -1/2

### 2.2.4 有効降雨強度

有効降雨強度は、次式により求める。

$$P_e = K_{f1} \cdot P_a$$

$$P_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left( \frac{24 \cdot K_{f1}^2}{\frac{K_{pl}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606}$$

## 2.3 流出係数

流出係数の値は、流域の地質、地形、植生、形状、開発状況等を勘案して決定する必要がある。

### 解 説

合理式において用いる流出係数は、表 9-4-4に示す日本内地河川の洪水時の物部の値の他、表 9-4-5～表 9-4-7を参考にする。なお、土石流区間の対象流量算出に用いるピーク流出係数  $K_n$  もこれらの値から決定する。

表 9-4-4 日本内地河川の流出係数  $f$  (物部)

地 目	流 出 係 数
急峻な山地	0.75 ~ 0.90
三紀層山岳	0.70 ~ 0.80
起伏のある土地及び樹林	0.50 ~ 0.75
平坦な耕地	0.45 ~ 0.60
かんがい中の水田	0.70 ~ 0.80
山地河川	0.75 ~ 0.85
平地小河川	0.45 ~ 0.75
流域のなかば以上が平地である大河川	0.50 ~ 0.75

表 9-4-5 標準的な流出係数

地 目	流 出 係 数
密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑 原 野	0.6
水 田	0.7
山 地	0.7

表 9-4-6 砂防指定地及び地すべり防止区域内における宅地造成等の大規模開発審査基準

地 目	流 出 係 数
三紀層山地	0.7 ~ 0.8
起伏のある土地及び樹林	0.5 ~ 0.75
平坦な耕地	0.45 ~ 0.60
水 田	0.7 ~ 0.8
宅地造成後の地域	0.85 ~ 1.0
パイロット事業地、ゴルフ場	0.75 ~ 1.0

表 9-4-7 防災調整池の洪水吐等の設計流量の算定に用いる標準値

土地利用状況	流出係数	摘 要
開発前	0.6 ~ 0.7	山林・原野・畑地面積率が70%以上の流域
開発後(1)	0.8	不浸透面積率がほぼ40%以下の流域
開発後(2)	0.9	不浸透面積率がほぼ40%以上の流域

※不浸透面積率とは、概ね建物の屋根面積、舗装道路面積及び舗装された駐車場面積等の和である。

## 2.4 土砂混入率

土砂混入率は、流域の地質、地形、植生、形状、開発状況等を勘案して表 9-4-8 より決定する。

### 解 説

土砂混入率（ $\alpha$ ）は、砂防堰堤を設置する区間の土砂移動の形態、工種によって、表 9-4-8に示す値とする。溪流保全工が計画されるのは上流域の砂防工事がある程度進んでからであり、原則として、土砂含有率の減少した洪水流を対象とする。従って、上流域での砂防堰堤等の対象流量を求める際の土砂混入率は溪流保全工のそれ以上でなければならない。

特に、土石流が流下するような地域では、土砂混入率に十分な余裕をとる必要がある。

表 9-4-8 土砂混入率

工 種	土砂混入率（ $\alpha$ ）	摘 要
土石流区間に計画する堰堤工の対象流量	50	
掃流区間に計画する堰堤工の対象流量	20	
溪流保全工の対象流量	10	上流の計画土砂整備率が50%以上100%未満、及び屈曲、乱流防止箇所
	5	上流の計画土砂整備率が100%以上

### 3. 土石流ピーク流量

#### 3.1 土石流ピーク流量の算出

土石流ピーク流量は、流出土砂量に基づいて求めることを基本とする。ただし、同一流域において、実績値がある場合で別の方法を用いて土石流ピーク流量を推定できる場合は、その値を用いてよい。

#### 解 説

##### 3.1.1 土石流ピーク流量

平均的なピーク流量と土石流総流量の関係式は以下のとおりである。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q$$

$$\Sigma Q = C_* \times V_{dap} / C_d$$

$Q_{sp}$  : 土石流ピーク流量 (m<sup>3</sup>/s)

$\Sigma Q$  : 土石流総流量 (m<sup>3</sup>)

$V_{dap}$  : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (空隙込み) (m<sup>3</sup>)  
(1,000 m<sup>3</sup>を下限値とする)

$C_d$  : 土石流濃度

$C_*$  : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6程度)

なお、土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配(10°)以上とする。なお、現溪床勾配は計画地点から概ね上流200m間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の200m区間が溪床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該溪流の状況に応じて区間を設定する。

##### 3.1.2 土石流濃度

土石流濃度は下記の平衡濃度式で求めるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$$

$\sigma$  : 礫の密度 (2,600kg/m<sup>3</sup>程度)

$\rho$  : 水の密度 (1,200kg/m<sup>3</sup>程度)

$\phi$  : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (°) (30° ~40° 程度、一般に35° を用いてよい)

$\theta$  : 溪床勾配 (°)

なお、計算値  $C_d$  が  $0.9 \cdot C_*$  よりも大きくなる場合は、 $C_d = 0.9 \cdot C_*$  とし、 $C_d$  が  $0.3$  よりも小さくなる場合は  $C_d = 0.30$  とする。



### 3.1.3 1波の土石流により流出すると想定される土砂量

これまでの災害実態調査から、全支溪から同時に土砂が流出する例は少なく、そのため土石流ピーク流量の最大値は1洪水期間に複数発生する土石流のうち、最大となる土砂量に対応したものとなる。

そこで、流出土砂量に基づく土石流ピーク流量を求める際の1波の土石流により流出すると想定される土砂量  $V_{dsp}$  は、施設の計画地点又は土石流流下区間の下流端と考えられる地点より上流の範囲において、土石流・流木対策施設のない状態を想定して、溪流長、侵食可能断面積を総合的に判断して最も土砂量の多くなる「想定土石流流出区間」を設定し、この区間内における移動可能土砂量と運搬可能土砂量のうち、比較して小さい方の値とすることを基本とする。なお、 $V_{dsp}$  を算出する土石流流出区間の下流端となる地点と、計画流出土砂量を算出する区間の下流端となる地点は異なる。

$V_{dsp}$  は小規模溪流における計画流出土砂量を適用する場合を除き、 $1,000\text{m}^3$ を下限値とする。また、補助基準点において  $V_{dsp}$  を算出する場合も、 $1,000\text{m}^3$ を下限値とする。

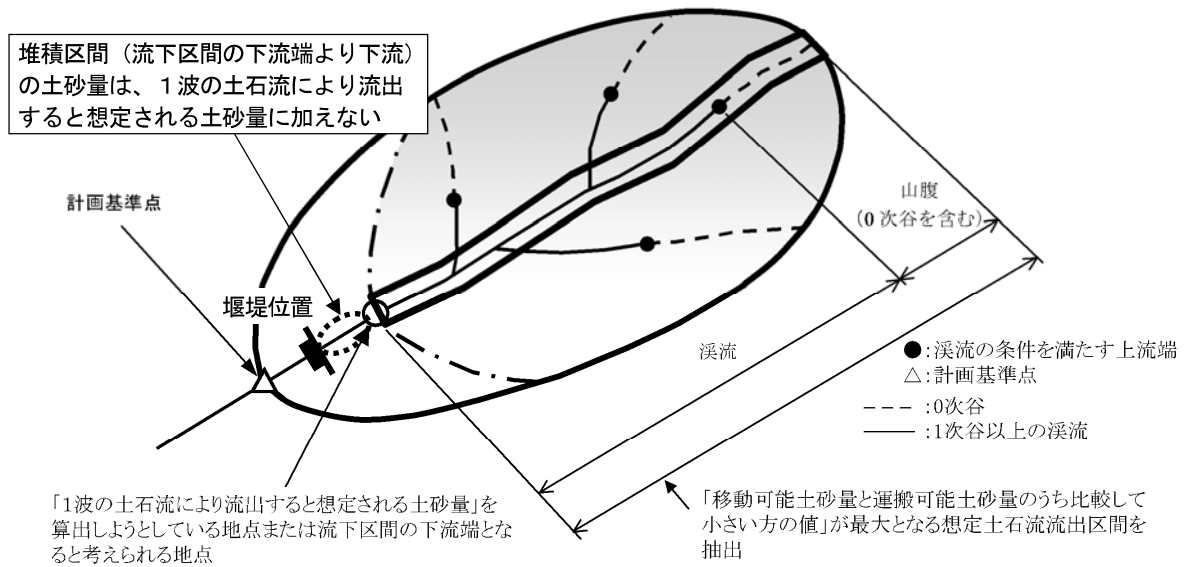


図 9-4-5 1波の土石流により流出すると想定される土砂量  $V_{dsp}$  の算出のイメージ図

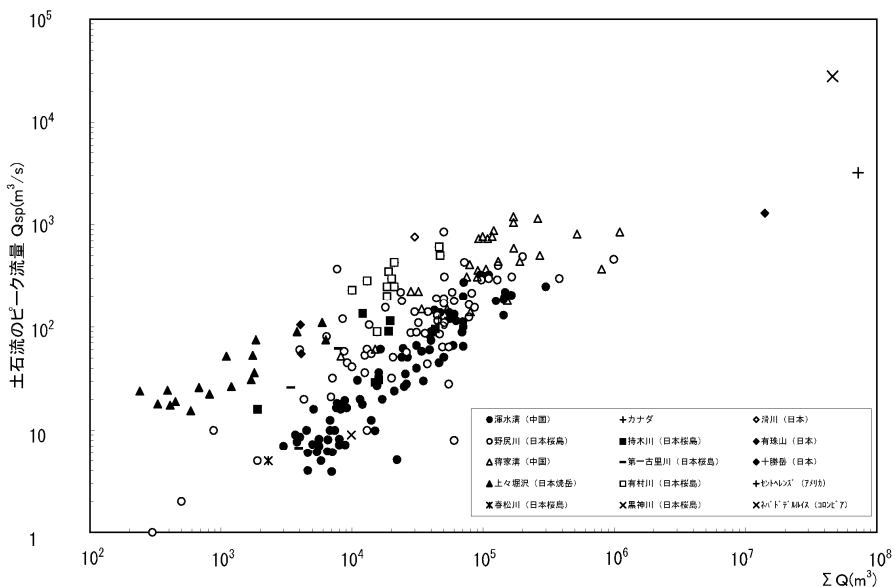


図 9-4-6 ピーク流量の相関

### (参考) 降雨量に基づく土石流ピーク流量

土石流の発生過程には、下記等が考えられる。

- ① 溪床堆積物が流水により強く侵食されて土石流になる
- ② 山腹崩壊土砂がそのまま土石流になる
- ③ 山腹崩壊土砂が流れをせき止めて天然ダムを形成し、それが決壊して土石流になる

降雨量に基づく算出方法は①の場合の土石流ピーク流量を求めるものである。土石流ピーク流量の算出方法を手順に従い示す。なお、本章第2節3.1.1の土石流ピーク流量を求める式(経験式)、及び後述の土石流ピーク流量を求める式(理論式)で求めた土石流ピーク流量の大きさの関係は、流域面積、降雨量、流出土砂量によって変わる。計画流出土砂量の比流出土砂量が $100,000\text{m}^3/\text{km}^2$ で、24時間雨量又は日雨量が $P_p = 260(\text{mm})$ の場合は、流域面積 $1\text{km}^2$ 以下では理論式の値は経験式の値に比較して小さな値を与える。

土石流ピーク流量は次式の理論式より求める。ただし、次式は過去の基準に従って設計した砂防堰堤において使用されているものもあるため掲載しているが、新たに設計する砂防堰堤には適用しない。

$$Q_{sp} = K_q \times Q_p$$

$Q_{sp}$  : 土石流ピーク流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$Q$  : 計画規模の年超過確率の降雨量に対する清水の対象流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$K_q$  : 係数

土石流ピーク流量 $Q_{sp}$ は、清水の対象流量 $Q_p$ との間に次式の関係があるとして求める。

$$Q_{sp} = \frac{C_*}{C_* - C_d} \cdot Q_p$$

## 3.2 土石流の流速と水深の算出

土石流の流速と水深は、理論式、経験式、実測値等により推定する。

### 解 説

#### 3.2.1 土石流の流速

土石流の流速 $U$  ( $\text{m}/\text{s}$ )は、次の Manning 型の式で表すことができると報告されている。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (a)$$

$D_r$  : 土石流の径深 ( $\text{m}$ ) (ここでは、 $D_r \doteq D_d$  (土石流の水深) とする)

$\theta$  : 溪床勾配 ( $^\circ$ ) (表 9-4-9 に基づき設定)

$K_n$  : 粗度係数 ( $\text{s} \cdot \text{m}^{-1/3}$ )

粗度係数 ( $K_n$ ) の値は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で0.10をとる。なお、土石流の流速及び水深は、フロント部について求めるものとする。

### 3.2.2 土石流の水深

土石流の水深 $D_d$  (m) は、流れの幅 $B_{da}$  (m) と土石流ピーク流量 $Q_{sp}$  (m<sup>3</sup>/s) より、(式a)～(式c)を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \times A_d \cdots (b)$$

$A_d$ : 土石流ピーク流量の流下断面積(m<sup>2</sup>)

なお、一般に計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断された土石流は、ピーク流量を流し得る断面一杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図 9-4-7の着色部とする。流れの幅 $B_{da}$  (m) は図 9-4-7に示すとおりとし、土石流の水深 $D_d$  (m) は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = A_d / B_{da} \cdots (c)$$

表 9-4-9 溪床勾配 ( $\theta$ ) の使い分け

項 目	溪床勾配
本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の、 土石流濃度 ( $C_d$ ) 土石流の流速 ( $U$ ) 土石流の水深 ( $D_d$ )	現溪床勾配 ( $\theta_0$ )
土石流ピーク流量を通過させるための砂防堰堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 ( $D_d$ )	計画堆砂勾配 ( $\theta_p$ )

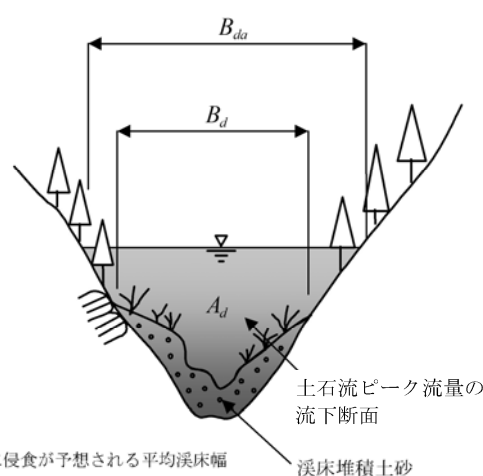


図 9-4-7 土石流の流下断面と流れの幅 $B_{da}$ のイメージ

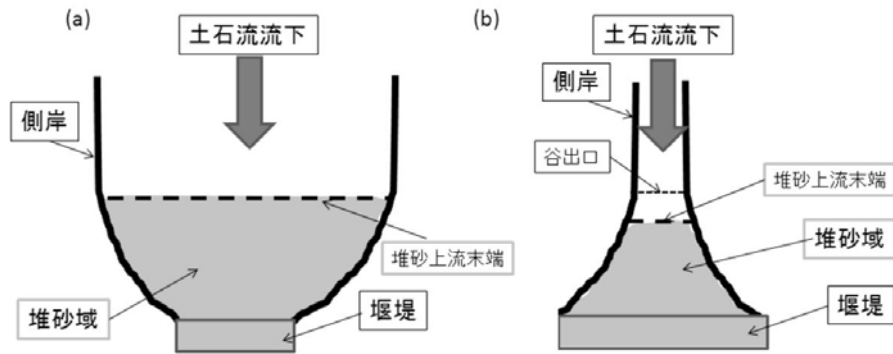
また、谷出口下流の平坦な扇状地等で土石流の流下幅が式(a)～(c)から算出できない条件にあるときは、次式のレジーム型の関係式で土石流の流下幅を算出することができる。

$$B_{da} = \alpha \cdot \sqrt{Q_{sp}}$$

$\alpha$ : 係数  $\alpha = 4$

なお、土石流の流速、水深の算出にあたっては、当該堰堤の位置から堆砂敷上流末端又は土石流発生区間の下端までの区間で、任意に3～5箇所を抽出し各断面を台形に近似した上で、3～5箇所の断面の平均断面を用いる。ただし、断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合は、過小評価とならないように留意する。

また、当該堰堤の位置から堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合についても、過小評価とならないように留意する。



堰堤から堆砂上流末端までの断面形状が明らかに異なり、平均断面を用いることにより、堰堤の安定性の検討上、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)

堆砂上流末端までの区間に比べて、堆砂上流末端より上流の区間の断面形状が著しく異なり、土石流の外力を過小評価するおそれがある場合のイメージ(上から見た図)

図 9-4-8 土石流の外力を過小評価するおそれのある場合のイメージ図

### 3.3 土石流の単位体積重量の算出

土石流の単位体積重量は、実測値、経験、理論的研究等により推定する。

#### 解 説

土石流の単位体積重量  $\gamma_d$  (kN/m<sup>3</sup>) は、次式で求められる。

$$\gamma_d = \{ \sigma \times C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} \times g$$

$g$  : 重力加速度(9.81m/s<sup>2</sup>)

なお、 $\gamma_d$ の単位が kN/m<sup>3</sup>であることに注意する。 $C_d$ は本章第2節3.1.2 により求める。

### 3.4 土石流流体力の算出

土石流流体力は、土石流の流速、水深、単位体積重量を用いて推定する。

#### 解 説

土石流流体力は、次式で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2$$

$F$  : 単位幅当りの土石流流体力(kN/m)

$U$  : 土石流の流速(m/s)

$D_d$  : 土石流の水深

$g$  : 重力加速度(9.81m/s<sup>2</sup>)

$K_h$  : 係数 (1.0 とする)

$\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

## 第3節 砂防堰堤の設計

### 1. 砂防堰堤の分類

#### 1.1 砂防堰堤の目的と効果

砂防堰堤の選定において、山地及び溪流・河道部において必要とする目的に対し、砂防堰堤の持っている効果を最も発揮する型式を比較検討のうえ選定する。

#### 解 説

砂防堰堤は、現地調査等によって想定される土砂移動現象に対する必要な効果・機能を整理し、経済性、施工性、景観性、維持管理性、環境等の比較検討を行い、適切な型式・構造・材料等を選定する。

構造、材料については、現在までに様々なタイプの砂防堰堤が開発されており、それぞれの機能を十分理解して、現場に最も適したものを選定することが重要である。

表 9-4-10 砂防堰堤の目的と効果・機能

砂防堰堤の目的	効 果 ・ 機 能
1. 生産土砂の抑制	<p>溪流に砂防堰堤を設置すると上流側に堆砂敷が形成される。この堆砂敷では元溪流勾配に比べ緩くなるとともに、溪流幅が拡大されることによって、下記の効果が発揮される。</p> <p>① 溪流勾配を緩和して縦横侵食を防止する。(溪流・溪岸侵食防止)                  ② 乱流区域で流路を修正して横侵食を防止する。(溪岸侵食防止)                  ③ 溪流を高め、山脚を固定。地すべり地域では有効である。(山脚固定)                  ④ 不透過型砂防堰堤の堆砂影響範囲では、河床の不安定土砂が固定される。(堆積土及び不安定土砂流出防止)</p>
2. 流下土砂の調節	<p>不透過型砂防堰堤では、出水時と平常時の含砂率の差によってそれぞれの堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される。</p> <p>また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減少することによって掃流力が小さくなり、含砂率の大きい流れの場合、堆砂敷で土砂を調整することになる。</p> <p>(流出土砂抑制・調節機能)</p>
3. 土石流の捕捉・減勢	<p>砂防堰堤の堆砂敷に空容量があれば土石流が捕捉され、土石流対策として有効である。また、縦断勾配の緩和と砂防堰堤が流れに対し疎外物となることによって土石流は減勢することとなる。</p> <p>特に、透過型砂防堰堤では、平常時による空容量の減少が小さいので、捕捉機能が大きい。</p> <p>(土石流対策)</p>
4. 流木の捕捉	<p>不透過型砂防堰堤では縦断勾配の緩和、溪流幅の拡大によって水深の減少や水通し部による流路の固定によって堆砂敷に流木を捕捉する。また、透過型及び部分透過型砂防堰堤では透過部で捕捉する。</p> <p>(流木対策)</p>

## 1.2 砂防堰堤の分類

砂防堰堤は、その目的によって次の5種類に分類する。一つの堰堤が2つ以上の目的を兼ねる場合には、その主たる目的によって分類するものとする。

- ① 山脚固定堰堤：河床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊等の予防及び拡大の防止を図り、土砂の生産を抑制することを目的とする。
- ② 縦侵食防止堰堤：河道の縦侵食を防止して、土砂の生産を抑制することを目的とする。
- ③ 河床堆積物流出防止堰堤：河床に堆積した不安定な土砂の流出を防止することを目的とする。
- ④ 土石流対策堰堤：土石流の発生を抑制あるいは流下を抑止・捕捉することを目的とする。
- ⑤ 流出土砂抑制・調節堰堤：流出土砂の抑制及び調節を目的とする。

### 1.2.1 山脚固定堰堤

山脚固定堰堤は、河床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊等の予防及び拡大を防止し、土砂の生産抑制を図ることを目的とする堰堤である。

山脚固定堰堤の位置は、保全対象山腹の直下流部を原則とする。堰堤の高さはその山脚の侵食を防止できるように定めるものとする。山脚固定堰堤が流出土砂抑制・調節堰堤を兼ねる場合には、その必要に応じて位置及び高さを定めるものとする。

### 1.2.2 縦侵食防止堰堤

縦侵食防止堰堤は、河道の縦侵食を防止し、土砂の生産抑制を図ることを目的とする堰堤である。

縦侵食防止堰堤の位置は、縦侵食区域の直下流に設けるものとする。堰堤の高さはその堆積区域に縦侵食区域が包含されるように定めるものとする。縦侵食区域が長距離にわたるときは、数基の堰堤を階段状に連続して設けるものとする。階段状堰堤群においては、基幹となる堰堤は基礎を岩着させることを原則とするものとする。

### 1.2.3 河床堆積物流出防止堰堤

河床堆積物流出防止堰堤は、河床に堆積した不安定土砂の流出を防止することを目的とする堰堤である。

河床堆積物流出防止堰堤の位置は、河床堆積物の直下流に設けることを原則とする。堰堤の高さは堆砂面内に河床堆積物が包含されるように定めるものとする。

#### 1.2.4 土石流対策砂防堰堤

土石流対策砂防堰堤は、土石流の発生抑制あるいは流下の抑止・捕捉を目的とする堰堤である。

土石流対策砂防堰堤は、土石流の発生抑制、土石流の抑止・捕捉及び水勢緩和等その目的に応じて位置及び高さを定めるものとする。

土石流の抑制及び抑止のためには、原則として計画流出土砂量・流木量の30%以上を堆積・捕捉し得るように1基当たりの砂防堰堤の規模を定めるものとする。

土石流の水勢緩和のためには、土砂の流出形態を土石流形態から掃流状態に変化させ得るように、位置、高さ、形状及び数を定めるものとする。

なお、土石流対策型とは土石流が流下し得る区間において計画される砂防堰堤を示す。

#### 解 説

土石流対策としては、砂防堰堤の堆砂数により土石流の発生を抑制する方法、砂防堰堤への堆砂により土石流を抑止・捕捉する方法、あるいは流出形態を変化させて土石流の衝撃力を緩和させる方法を用いるのが一般である。

土石流の流出形態を土石流形態から掃流状態に変化させるためには、溪床勾配の緩和及び溪床幅の拡大を図るものとする。一般に、土石流は溪床勾配1/30以下、かつ上流流下区域の勾配との比が1/2以下となり、溪床幅が3倍以上となれば、掃流状態に変化することが知られている。

なお、計画流出土砂量・流木量の30%以上を堆積・捕捉し得るように砂防堰堤の規模を定めるとしたのは、現在1溪流に1～3基程度の砂防堰堤を整備することで土石流による災害を防止することを目標としているため、流域面積や計画流出土砂量・流木量が大きな溪流では、計画流出土砂量・流木量の少なくとも30%程度、小規模溪流においては、それ以上の堆積・捕捉空間を有することが必要となるからである。

また、土石流対策型とは、土石流が流下し得る区間において計画される砂防堰堤を示すものであり、土石流対策基本計画のみならず、水系砂防基本計画上の土石流区間に計画する砂防堰堤においても、考慮されなければならない。

#### 1.2.5 流出土砂抑制・調節砂防堰堤

流出土砂抑制・調節砂防堰堤は、流出土砂の抑制及び調節を目的とする堰堤である。

計画流出抑制・調節土砂量が最も効果的に確保され、また、流砂調整機能が有効に発揮されるように、位置、高さ、形状ならびに数を定めるものとする。

#### 解 説

流出土砂抑制・調節砂防堰堤はなるべく大容量であることが望ましい。しかし一般的には流出土砂抑制・調節だけを目的とするものは少なく、また、砂防堰堤位置の条件により高さが制限される場合もあるので、それらを総合的に考慮しなければならない。

また、砂防堰堤による流出土砂の量の調節、粒径調節機能は堆砂面において発揮されるので、堆砂面積の増大を図ることが望ましい。

### 1.3 型式による分類

砂防堰堤の型式による分類では、不透過型、透過型、部分透過型の3つに分類される。

#### 解 説

#### 1.3.1 不透過型砂防堰堤

不透過型砂防堰堤は、貯砂量部分が満砂するまでは流出土砂（ウォッシュロード、浮遊砂を除く）を下流に流さない型式である。通常の流水や中小の出水によって徐々に土砂が堆積し満砂状態となって溪床勾配を緩和することで、山脚固定、溪床・溪岸侵食防止、不安定堆積物流出防止の機能を発揮する。

また、満砂後の計画規模の出水や大出水、土石流の発生時においては、上流流下区間と堆砂勾配（平常時堆砂勾配）の勾配変化によって堆砂数に土砂が堆積し、流出土砂抑制・調節、土石流捕捉・減勢の機能を発揮する。

#### 1.3.2 透過型砂防堰堤

透過型砂防堰堤は、通常の流水や中小の出水時において下流に対して無害な土砂を流下させ、計画規模の出水や大出水において、流出土砂抑制・調節、流木捕捉機能を、また、土石流の発生時においては土石流及び土砂とともに流出する流木の捕捉・減勢機能を発揮する型式である。

なお、透過型砂防堰堤は堰上げ型と閉塞型に分類される。

- ① 堰上げ型：主に掃流区間に設置される堰堤で、堰堤地点で洪水位の堰上げにより、土砂流出を抑制・調節、流木を捕捉する型式
- ② 閉塞型：主に土石流区間に設置される堰堤で、土石流に含まれる巨礫によって開口部を閉塞させて土石流及び土砂とともに流出する流木を捕捉・減勢する型式

#### 1.3.3 部分透過型砂防堰堤

部分透過型砂防堰堤は、不透過型砂防堰堤の水通し部から下側に部分的に透過部を設けたもので、機能的には閉塞型透過型砂防堰堤の一種とする。

下部の不透過部では、通常の流水や中小の出水によって徐々に土砂が堆積し溪床勾配を緩和することで山脚固定、溪床・溪岸侵食防止、不安定堆積物流出防止、流出土砂抑制・調節、土石流捕捉・減勢の機能を発揮し、さらに上部の透過部では、計画規模の出水や大出水において、流出土砂抑制・調節、流木捕捉機能を、また、土石流の発生時においては土石流及び土砂とともに流出する流木の捕捉・減勢機能を発揮する型式である。



## 1.4 土砂の制御形態による分類

流下土砂の制御形態による分類では、調節形態、捕捉形態の2つに分類される。

### 解説

#### 1.4.1 調節形態

不透過型砂防堰堤では、洪水時と平常時の含砂率の差によって堆砂勾配に差が生じることから、土砂調節機能が発揮される（一般的に、洪水時 $2/3 i$ 、平常時 $1/2 i$ （ $i$ ：元河床勾配））。

また、透過型砂防堰堤では、出水時の堰上げによって流速が一時的に減勢されることによって掃流力が減少し、含砂率の大きい流れによって運ばれた土砂が堆砂することから、土砂調節機能が発揮される。

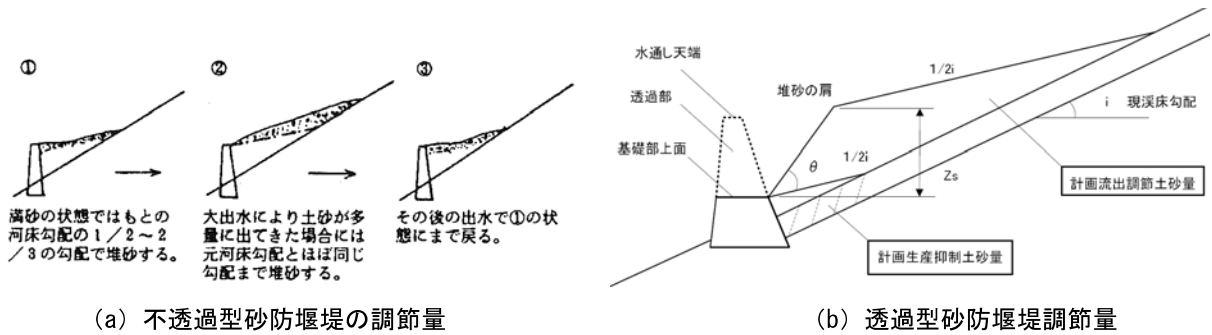


図 9-4-9 砂防堰堤の調節形態例

#### 1.4.2 捕捉形態

不透過型砂防堰堤では、土石流流下時に砂防堰堤の貯砂量に空容量があれば堰堤に衝突する形で捕捉することになる。一般的には、満砂の堆砂勾配が現溪床に比べて緩勾配（平常時 $1/2 i$ （ $i$ ：現溪床勾配））となっているため、土石流の流速が減少し、捕捉機能が発揮される。

透過型砂防堰堤では、平常時に無害の土砂を現溪床なりに流下させることで、空容量の確保ができるため、土石流流下時には空容量分を捕捉機能として見込めることになる。

部分透過型砂防堰堤では、下部の不透過部では不透過型砂防堰堤、上部の透過部では透過型砂防堰堤と同等の捕捉機能が発揮される。

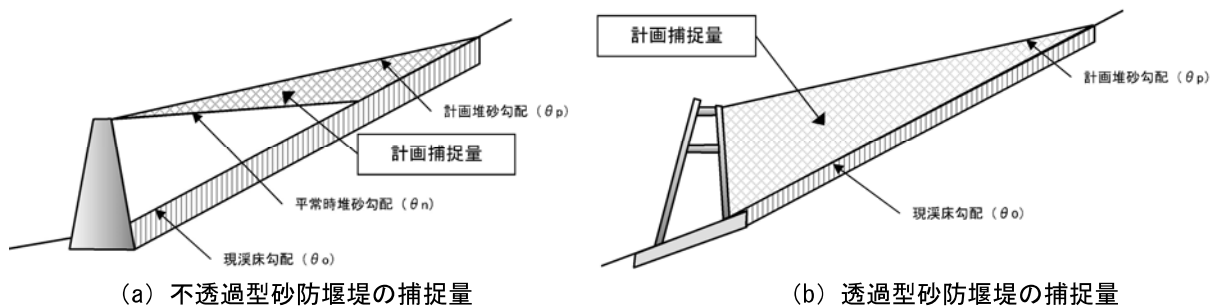


図 9-4-10 砂防堰堤の捕捉形態

## 1.5 構造による分類

構造による分類では、重力式、アーチ式、コンクリートスリット式、鋼管フレーム式、大暗渠式（スーパー暗渠式）、セル式、スクリーン式（底面型、バットレス型）等に分類される。

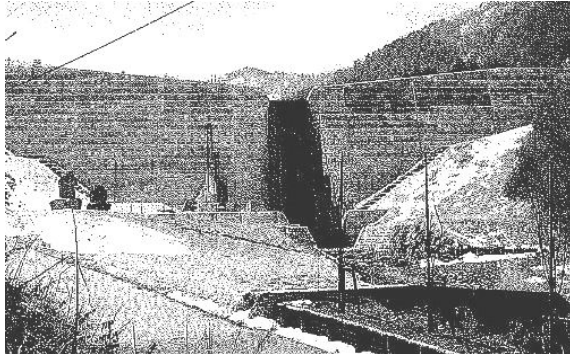


写真 9-4-1 重力式砂防堰堤



写真 9-4-5 アーチ式砂防堰堤

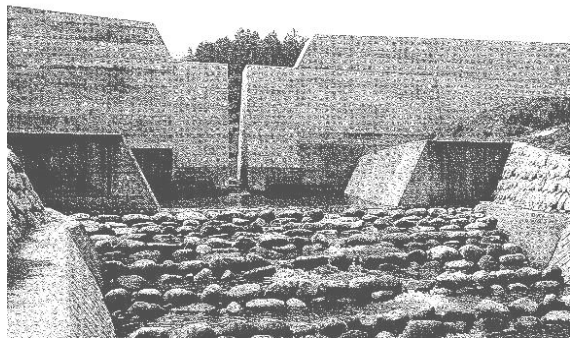


写真 9-4-2 コンクリートスリット式砂防堰堤

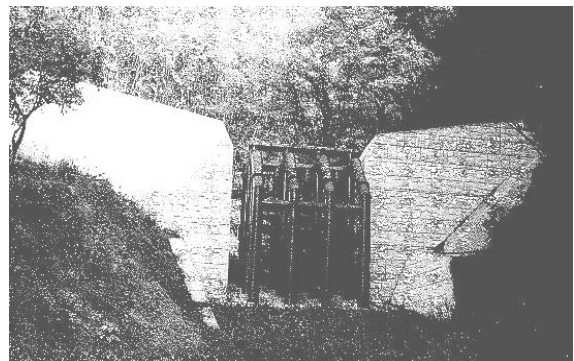


写真 9-4-6 鋼管フレーム式砂防堰堤



写真 9-4-3 大暗渠式（スーパー暗渠式）砂防堰堤

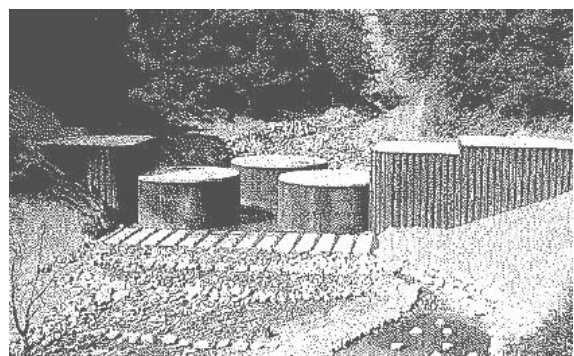


写真 9-4-7 セル式砂防堰堤

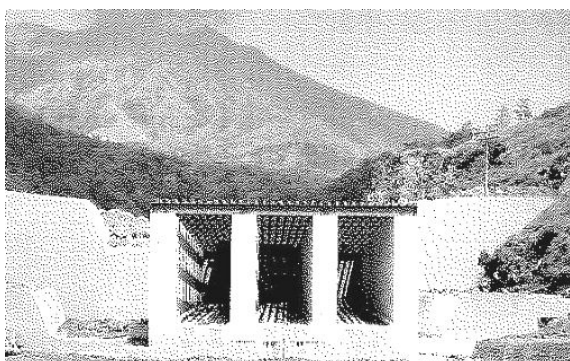


写真 9-4-4 底面型スクリーン式砂防堰堤



写真 9-4-8 バットレス型スクリーン式砂防堰堤

### 1.5.1 不透過型砂防堰堤の構造による分類

不透過型砂防堰堤の構造による分類では、重力式、アーチ式、セル式、スクリーン式（バットレス型）に分類される。

### 1.5.2 透過型砂防堰堤の構造による分類

透過型砂防堰堤は、構造別に大きく分けて以下の3つに分類される。

- ① コンクリートスリット構造
- ② 鋼管フレーム構造
- ③ その他（大暗渠構造、ワイヤネット構造、セル構造等）

#### (1) コンクリートスリット構造

コンクリートスリット式砂防堰堤の構造は、重力式を基本とする。コンクリートスリット構造は、機能別に2つに分類される。

- ① 土石流区間における土石流・流木対策型
- ② 掃流区間における土砂調節・流木対策型

#### 解 説

土石流区間における土石流・流木対策型のコンクリートスリット式砂防堰堤は、重力式コンクリート砂防堰堤の水通し部に櫛状にスリットを設け、流下してくる土石流フロント部の巨礫によってスリット部を閉塞させて土石流を捕捉する構造である。

土石流捕捉を目的としたコンクリートスリットは、一般に透過部面積が小さいため、土石流先頭部が到達する前の先行流等で堰上げを発生し、堰堤上流側に湛水が生じる可能性がある。この場合、土石流先頭部を構成する巨石は湛水域の上流端付近に停止し、透過部断面を閉塞しない可能性がある。その後、巨礫を含まない後続流が透過部を通過することが考えられ、また、一旦停止した土砂の一部が堰上げの減水時に流出することが考えられる。

従って、原則として土石流の捕捉を目的としたコンクリートスリットは採用しないこととする。しかしながら、流域・溪流内の礫径、堰上げの有無、過去の土砂流出状況等から、鋼製フレーム構造等の採用が適当ではないと判断される場合等においてはこの限りではない。

また、土石流捕捉のために設置するコンクリートスリット砂防堰堤については、鋼製の棧（横棧）を設置することを原則とする。

掃流区間に設置する土砂調節・流木対策型砂防堰堤は、基本的な構造は土石流区間における土石流・流木対策型と変わらないが、計画規模の流量に対してそれ以下に設定したスリット断面によって、洪水流を堰上げさせ、流出土砂の掃流力を減勢させることで土砂の掃流力が減少し、含砂率の大きい流れによって運ばれた土砂が堆砂する構造である。なお、洪水後半の減水期に透過部から多量の土砂が流出し、堰堤下流部に堆積することになるので、安全性を考慮し、下流部にはその土砂を堆積させる構造もしくは施設を計画する。

## (2) 鋼管フレーム構造

鋼管フレーム式砂防堰堤の構造は、重力式を基本とする。鋼管フレーム構造は、主に土石流区間における土石流・流木対策型として用いられる。

設計にあたっては、必要な機能と安全性を有し、構造物として一体性が保証されなければならない。特に、一部の損傷が構造全体に致命的な影響を及ぼさないように、部材及び構造を選定する。

### 解 説

土石流区間における土石流・流木対策型の鋼管フレーム式砂防堰堤は、水通し部下部に設ける開口部に鋼管フレーム構造の透過部（スリット部）を設置し、流下してくる土石流フロント部の巨礫によって透過部を閉塞させて土石流を捕捉する構造である。

鋼管フレーム構造の選定にあたっては、各鋼管フレーム構造の特徴、地形、保全対象の重要度、土石流の捕捉実績、経済性、施工性、耐久性、維持管理等を考慮しながら総合的な判断により選定する。

鋼管フレームの部材は、設計外力に対し安全でなければならず、また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体の崩壊につながらないよう、信頼性設計（フェイルセーフ）の観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とする。

鋼管フレーム式砂防堰堤の設計は、本章第3節4.5 に示す他、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行うものとする。

## (3) その他（大暗渠構造、ワイヤネット構造、セル構造）

大暗渠構造は、溪床付近に直径数メートルの大きい暗渠を設置した砂防堰堤である。大暗渠構造は、平常時や中小出水時に流出する土砂は下流へ流下させ、計画規模の大出水や土石流の発生時のみ上流側に堰上げ背水を生じさせて土砂を一時的に堆積させる構造であり、堆積土砂は減水時に徐々に下流へ流下させる。天端が通路となっているスーパー暗渠構造もある。

また、強靱ワイヤネット構造は、円形の細いワイヤをつなぎ合わせるリングネットを使用することにより、土石流の荷重をリングネットに分散させて、ワイヤで土石流を捕捉する構造である。土砂の透過性を最大限発揮させるとともに、線材の長所である引張耐力と変形性能で外力を吸収しようと、平成14年から試験施工され、平成16年に立山カルデラ多枝原谷において、続いて平成16年に焼岳上々堀沢にて土石流を捕捉し、その性能を実証している。特に、施工から完成まで短期間であることに特徴がある。ただし、維持管理等の面を考慮する必要がある。

その他、セル構造は、鋼製セルを一函一函独立させ、所定の間隔に配置した重力式の堰堤であり、目的はコンクリートスリット構造の透過型砂防堰堤と同様であるが、巨礫を捕捉する機構がコンクリートスリット構造では直接的な閉塞効果によっているのに対して、セル構造では堰上げ・堰止め等の水理的な減勢効果によっている点が基本的に異なっている。

### 1.5.3 部分透過型砂防堰堤の構造による分類

部分透過型砂防堰堤の構造は、重力式を基本とする。

## 1.6 材料による分類

材料による分類では、コンクリート、コンクリートブロック、鋼管、鋼製枠、強靱ワイヤネット、砂防ソイルセメント、粗石コンクリート等に分類される。

### 解 説

砂防堰堤の材料は、大きくはコンクリート、鋼製、改良土に分けられる。地すべり地帯では、掘削面の開放期間が比較的短期間となり、屈撓性があるコンクリートブロックや鋼製枠堰堤が用いられる。発生土が比較的良好でコスト縮減効果が大きい場合等には、砂防ソイルセメント砂防堰堤が用いられる。

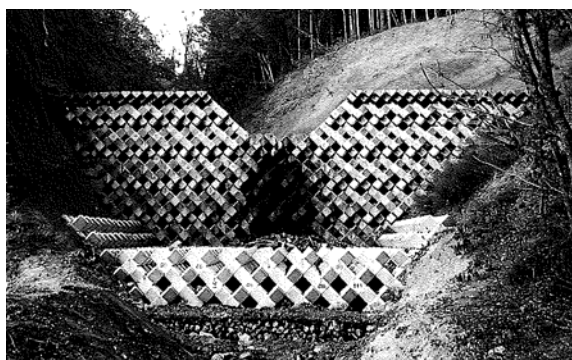


写真 9-4-9 コンクリートブロック砂防堰堤

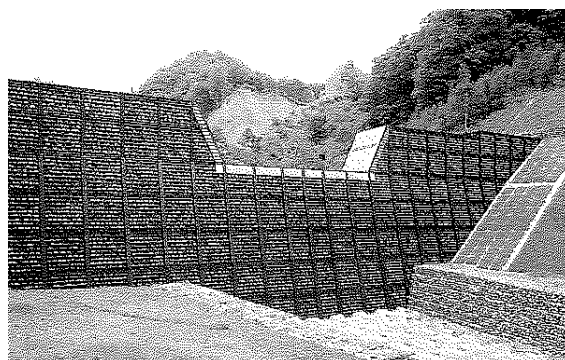


写真 9-4-11 鋼製枠砂防堰堤



写真 9-4-10 強靱ワイヤネット砂防堰堤



写真 9-4-12 砂防ソイルセメント砂防堰堤

### 1.6.1 鋼製砂防堰堤の分類

鋼製砂防堰堤は、鋼製枠構造、セル構造、スクリーン構造、鋼管フレーム構造等に分類される。

鋼製砂防堰堤の設計にあたっては、必要な機能と安全性を有し、構造物として一体性が保証されなければならない。

また、施工中を含めた構造上の特性と、単に勾配のみではない溪流の土砂移動の特性を考慮する等、経済性のみでなく保全対象の重要度、各構造の実績を踏まえ、構造型式を選定する。特に、一部の損傷が構造全体に致命的な影響を及ぼさないように、部材及び構造を選定する。

### 解 説

鋼製砂防堰堤は、屈撓性や、透過性等の機能面、工期短縮や通年施工、あるいは省力化等の施工面等でコンクリート構造物では得にくい特色があり、これまでにこれらの特徴を活かした数多くの製品が開発されてきている。

鋼製砂防堰堤の設計は、「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行う。

鋼製砂防堰堤の選定にあたっては、鋼製砂防堰堤の特徴、地形、保全対象の重要度、土石流の捕捉実績、経済性、施工性、耐久性、維持管理等を考慮しながら総合的な判断により選定を行う。

なお、鋼製枠砂防堰堤は形鋼をボルトで連結して形成した鋼製枠と中詰材の礫の相互作用で外力に抵抗し、土石流流体力や堆砂圧等の外力に対して安定性を保つことができる構造であるが、巨礫の衝突といった局所的な外力の作用によって鋼製枠の一部が破損すると中詰材が流出して構造として成り立たなくなる。このため、局所的な損傷に対する抵抗性を確保する必要があるが、鋼製枠に使用している鋼材のみで対応することは困難であるため、土石流が直撃する土石流区間には設置しない。

### 1.6.2 砂防ソイルセメント堰堤の分類

砂防ソイルセメントは、砂防事業を推進する上で、砂防施設の構築に現地発生土砂を有効活用するために開発されたものである。施工現場において現地発生土砂とセメント・セメントミルク等を攪拌・混合して製造するもので、砂防施設とこれに伴う付帯施設の構築及び地盤改良に活用する材料の総称である。

砂防ソイルセメントは、「転圧タイプに用いる材料」と「流動タイプに用いる材料」に大別される。

#### 解 説

一般に、砂防事業は山間部で実施されるため、従来の工法では掘削土処分費等の建設コストが増大するとともに、コンクリート等の建設材料運搬が制限され施工効率が低くなる傾向がある。さらに、掘削残土運搬時の騒音・振動や土捨場構築等は環境問題を生じさせる場合がある。一方、砂防事業を推進する河川・溪流の河床砂礫は良質であることが多く、これらを活用することは、環境面だけでなくコスト縮減からも有効かつ重要であると考えられている。

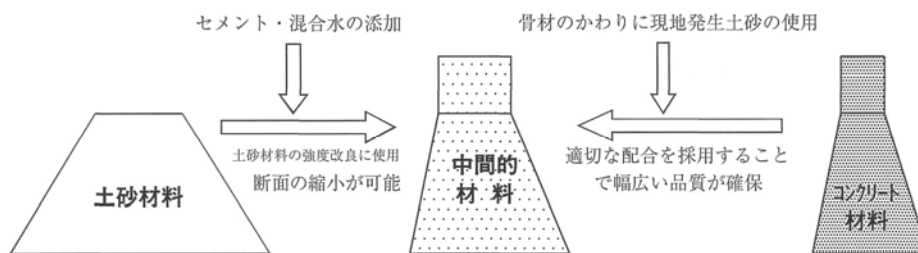


図 9-4-11 砂防ソイルセメント砂防堰堤の概念図

表 9-4-11 砂防施設及び付帯施設等における砂防ソイルセメントの適用性

材料区分	現地発生土砂	砂防ソイルセメント	コンクリート
適用施設・部位等	盛土部	←→	
	路盤部	←→	
	間詰部		←→
	人工地山		←→
	構造物基礎		←→
	構造物内部・地中部		←→
	構造物外部・表面部		←→
	砂防ダム堤冠部		

砂防ソイルセメントは土砂の粒度の違いによる締固めの特徴から、「転圧タイプに用いる材料（砂防ソイルセメント工法転圧タイプ）」と「流動タイプに用いる材料（砂防ソイルセメント工法流動タイプ）」に大別される。

### (1) 砂防ソイルセメント工法転圧タイプ

砂防ソイルセメント工法転圧タイプは、INSEM工法と呼ばれ、砂防ソイルセメント工法として最も施工事例の多い普及した工法である。ソイルセメントの性状は、セメントの水和反応により土砂が硬化すればコンクリートのようにセメント量の増加に比例して強度発現するため、品質管理項目が明確である。

砂防ソイルセメント工法転圧タイプは振動ローラー等で締固めるため、自然含水比が低く、砂質系のように土粒子間に空隙の多い土砂が適しており、セメント添加及び加水しても体積膨張しない程度にバランスのよい粒度分布の土砂が適用範囲と考えられる。また、転圧ができないような粘性土においても粒度調整することにより、細粒分含有率と含水比を下げること転圧タイプに使用することが可能である。

### (2) 砂防ソイルセメント工法流動タイプ

砂防ソイルセメント工法流動タイプは、現地発生土砂に流動性を持たせるようセメントミルクと土砂を攪拌混合する工法である。

砂防ソイルセメント工法流動タイプは、粘性土のように自然含水比が高く、転圧が難しい土砂にも適用できる。このような土砂は曝気する手間を考慮すれば、セメントミルクを混合しソイルセメント材を流動化させることでコンクリートと同様の施工方法を採用することが可能である。

砂防ソイルセメント工法流動タイプの1つであるISM工法の攪拌方法はツインヘッダを用いるが、現在では汎用性を持たせることからバックホウ混合によっても施工されている場合もある。

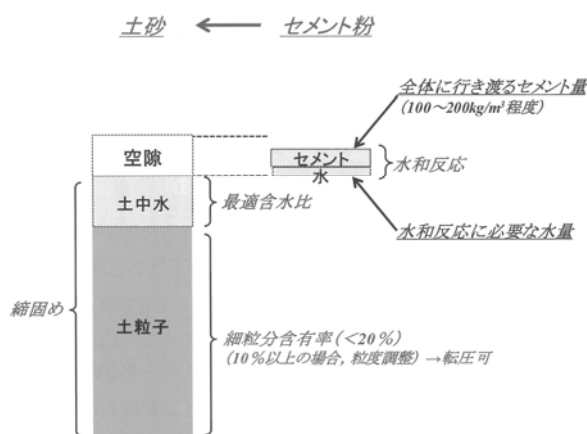


図 9-4-12 転圧タイプの材料構成

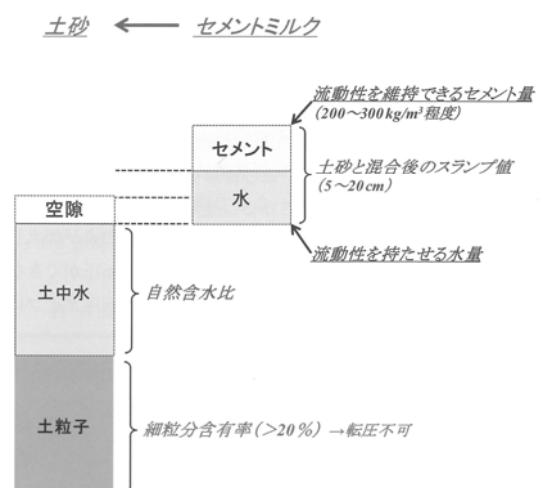


図 9-4-13 流動タイプの材料構成

## 2. 堰堤配置位置

### 2.1 単独の砂防堰堤の位置選定

砂防堰堤計画箇所は、溪床及び溪岸に岩盤が存在することが最も好ましいが、目的によっては砂礫層上に計画しなければならない場合がある。この場合には、前庭部の保護を十分に考えなければならない。

支溪流の合流点付近においては、一般に両方の溪流の基礎堰堤として役立つように、合流点の下流部に堰堤の位置を選定するが、透過型砂防堰堤は、原則、支溪流の合流点に配置することは避ける。

#### 解 説

一般に砂防堰堤計画箇所は、越流水による下流法先の深掘れ及び両岸侵食による破壊防止のため、溪床及び両岸に岩盤のある箇所、ならびに工事費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいのであるが、このような条件に常に恵まれているとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出防止の目的の砂防堰堤等では、不利な条件のもとでも計画しなければならない場合がある。溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩きあるいは副堰堤を計画して、下流法先の保護を図らなければならない。

砂防堰堤を計画する溪流に支溪流の合流がある場合には、主溪流及び支溪流双方の基礎堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが、主溪流及び支溪流の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なお、この場合の砂防堰堤は、安全のため合流点に著しく近づけないことが肝要である。

一方、透過型砂防堰堤は、原則、支溪流の合流点付近は避けて配置する。また、できるだけ両岸の斜面が安定している地点とし、斜面上方からの土砂崩壊、土石流、地すべり、雪崩等によって砂防堰堤の安定が損なわれないようにする。やむを得ず合流点付近に透過型砂防堰堤を配置する場合は、透過部に対して土石流流体力が偏心して作用し、部材構造上不利となるため、偏心荷重に対する安全性の十分な検討を要する。

また、近年、設計上の外力として見込んでいなかった支溪流から流下してきた巨礫を含む土石流によって、透過型砂防堰堤の鋼製部が損傷する事例が確認されている。そのため、合流点下流に砂防堰堤を計画する場合には、主溪流のみならず、支溪流等から流入する土石流等の外力が作用する可能性についても考慮する。特に土石流・流木の捕捉機能を有する施設については、本章第4節4.5.1に示す「特に外力条件の厳しい現場」に該当する箇所への配置を避け、できるだけ流下・堆積区間に配置することが望ましい。やむを得ず外力条件の厳しい箇所に配置せざるを得ない場合には、支溪流の流域特性も留意して設計するとともに、第2章第5節2に示す最大礫径調査において、調査の対象とする巨礫を適切に判断する。

#### 2.1.1 階段状堰堤群の位置選定

階段状堰堤群においては、原則として1つの堰堤の計画堆砂線が現溪床勾配を切る点を上流堰堤の計画位置とする。

#### 解 説

荒廃溪流において、縦浸食又は横浸食が著しい区域、あるいは溪岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は、階段状に堰堤群を計画する。



この場合、堰堤の堆砂線は平常時堆砂勾配（現溪床勾配の1/2）を用いるのが普通で、縦断面において最下流堰堤から始めて順次計画勾配線を引いていくと計画位置は自ずから決まるが、その位置の堰堤位置としての適否、基礎の根入れ等を考慮する必要がある。

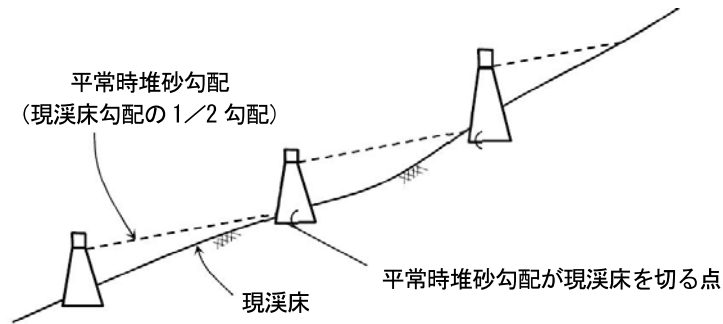


図 9-4-14 階段状堰堤群の位置

## 2.2 堰堤の方向

### 2.2.1 堰堤軸の方向

砂防堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち堰堤軸に直角に落下するから、堰堤の方向は水通し中心点において計画箇所下流の流心線に直角に定めることを原則とする。

#### 解 説

砂防堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち堰堤の方向線に直角に落下する。ゆえに堰堤計画位置の下流の状況によって決定された流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線が堰堤の方向である。

堰堤計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係等で堰堤の方向を下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副堰堤を計画し、副堰堤の方向を下流の流心線に直角に定めれば良い。この際、本堰堤の基礎に岩盤があっても、副堰堤による方向修正の必要がある場合が多い。

湾曲部における堰堤では、偏流により堰堤の凹岸部の推移が著しく上昇することが考えられる。この場合、上流の流心に対する堰堤軸の角度が著しく鋭角にならないように設定することが望ましい。また、湾曲部における透過型砂防堰堤の堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。

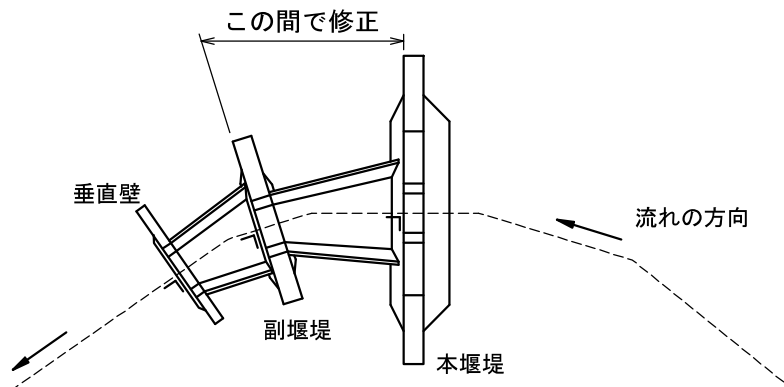


図 9-4-15 副堰堤による方向修正

## 2.2.2 土石流・流木対策型砂防堰堤の堰堤軸の方向

土石流・流木対策型砂防堰堤は、土石流流下方向に対し、堰堤軸が直角になることを優先する。

### 解 説

土石流・流木対策型砂防堰堤は、落水の流下方向についても考慮しなければならないが、土石流を確実に捕捉する必要があることから、土石流流下方向に対し、堰堤軸が直角になることを優先する。

また、落水方向が保全対象に向かわないように配慮する。

## 2.2.3 階段状堰堤群の方向

階段状堰堤群における各堰堤の方向は、原則として各堰堤の水通しの中心点（水通し天端の下流端）において、計画箇所下流の流心線に直角に定めるものとし、各堰堤の水通しの中心点は直上流堰堤の水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。

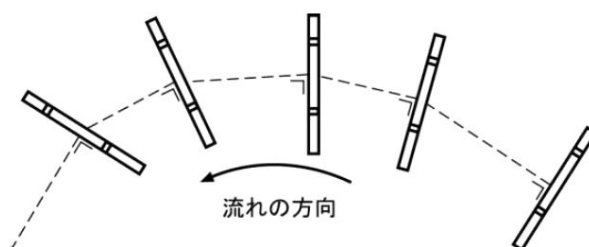


図 9-4-16 階段状堰堤群の各堰堤の方向

## 3. 水通しの設計

### 3.1 水通しの位置

水通しの中心の位置は、原則として現溪床の中央に位置するものとし、砂防堰堤上下流の地形、地質溪岸の状態、流水の方向等を考慮して定めるものとする。

### 解 説

水通しの位置は、原則として現溪床の中央とするが、堰堤の基礎ならびに兩岸の地質と、計画箇所下流の流心線に直角に定めた流水の法線等を合わせて考慮して定める。

堰堤の基礎と兩岸の地質状況が同程度であれば、水通しは中央に設ければよい。一方が岩盤で他方が砂礫層や崖錘の場合は、水通し位置を岩盤側に寄せることもある。

また、上流部に崩壊がある場合及び屈曲部の場合には、満砂後の流況を想定して流水の偏るほうの袖を高くする等、必要な対策を行う。

### 3.2 水通し断面

水通し断面は、原則として台形とし、その形状は次によるものとする。

- ① 水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食による著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。
- ② 水通しの高さは、対象流量を流し得る水位に余裕高以上の値を加えて定める。
- ③ 土石流・流木対策型の場合は、土砂含有を考慮した流量及び土石流のピーク流量、最大礫径のうち、最大となる値を越流水深とする。

#### 解 説

#### 3.2.1 水通しの高さ

水通しの高さは、次式により求めることができる。

$$H_3 = h_3 + h_3'$$

$H_3$  : 水通しの高さ (m)

$h_3$  : 越流水深 (m)

$h_3'$  : 余裕高 (m)

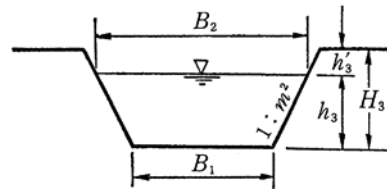


図 9-4-17 水通し断面

#### (1) 掃流区間の場合

掃流区間に設置する砂防堰堤の対象流量は、本章第2節2.1において合理式により求めた清水の対象流量に土砂含有を考慮した流量とし、越流水深 ( $h_3$ ) は、次式の逆台形堰の越流公式により算定する。水通し高は、越流水深に余裕高を加えることで定める。

なお、越流水深は3m以下にすることが望ましい。

$$Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot h_3^{3/2}$$

$Q$  : 土砂含有を考慮した流量 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$C$  : 流量係数 (0.60~0.66) (一般には0.60を使用する)

$g$  : 重力加速度 ( $9.81\text{m}/\text{s}^2$ )

$B_1$  : 水通しの底幅 (m)

$B_2$  : 越流水面幅 (m)

$h_3$  : 越流水深 (m)

$m^2$  : 袖小口勾配

袖小口勾配を  $m^2=0.5$  とし、 $C=0.6$  の場合には次のとおりとなる。

$$Q \doteq (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{3/2}$$

(2) 土石流区間（土石流・流木対策型）の場合

① 不透過型砂防堰堤

土石流・流木対策型の不透過型砂防堰堤の設計水深は、下記(ア)～(ウ)の値のうち最も大きい値とし、余裕高を加えることで水通し高を定める。

ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比（表 9-4-12）が設計流量に対する余裕高（表 9-4-13）以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 9-4-12 設計水深に対する余裕高の比の最低値

溪床勾配	余裕高／設計水深
1/10 以上	0.50
1/10 未満～1/30 以上	0.40
1/30 未満～1/50 以上	0.30
1/50 未満～1/70 以上	0.25

表 9-4-13 設計流量に対する余裕高

設計流量	余裕高
200 m <sup>3</sup> /s 未満	0.6m
200 m <sup>3</sup> /s 以上～500 m <sup>3</sup> /s 未満	0.8m
500 m <sup>3</sup> /s 以上	1.0m

(ア) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

対象流量は、本章第2節2.2において合理式により求めた清水の対象流量に土砂含有を考慮した流量とし、越流水深（ $D_h$ ）は、次式の逆台形堰の越流公式により算定する。

$$Q = 2/15 \cdot C \cdot (2g)^{1/2} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_h^{3/2}$$

$Q$  : 土砂含有を考慮した流量 (m<sup>3</sup>/s)

$C$  : 流量係数 (0.60～0.66) (一般には0.60を使用する)

$g$  : 重力加速度 (9.81m/s<sup>2</sup>)

$B_1$  : 水通しの底幅 (m)

$B_2$  : 越流水面幅 (m)

$D_h$  : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (m)

$m^2$  : 袖小口勾配

袖小口勾配を  $m^2=0.5$  とし、 $C=0.6$  の場合には次のとおりとなる。

$$Q \doteq (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2}$$

(イ) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は、計画堆砂勾配を用いて本章第2節3.2に示す方法を用いて水通し断面において算出する。

(ウ) 最大礫径の値

最大礫径は、第2章第5節2に示す最大礫径調査により把握した、砂防堰堤計画地点の上下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径（ $D_{95}$ ）とする。

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）を対象として定めることを基本とする。その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。ただし、その場合であっても、下流の浸食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する（図 9-4-18参照）。

また、「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により必要な水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対応することができる（図 9-4-18参照）。但し、この場合、設計水深は「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」の値とする。

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に、直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

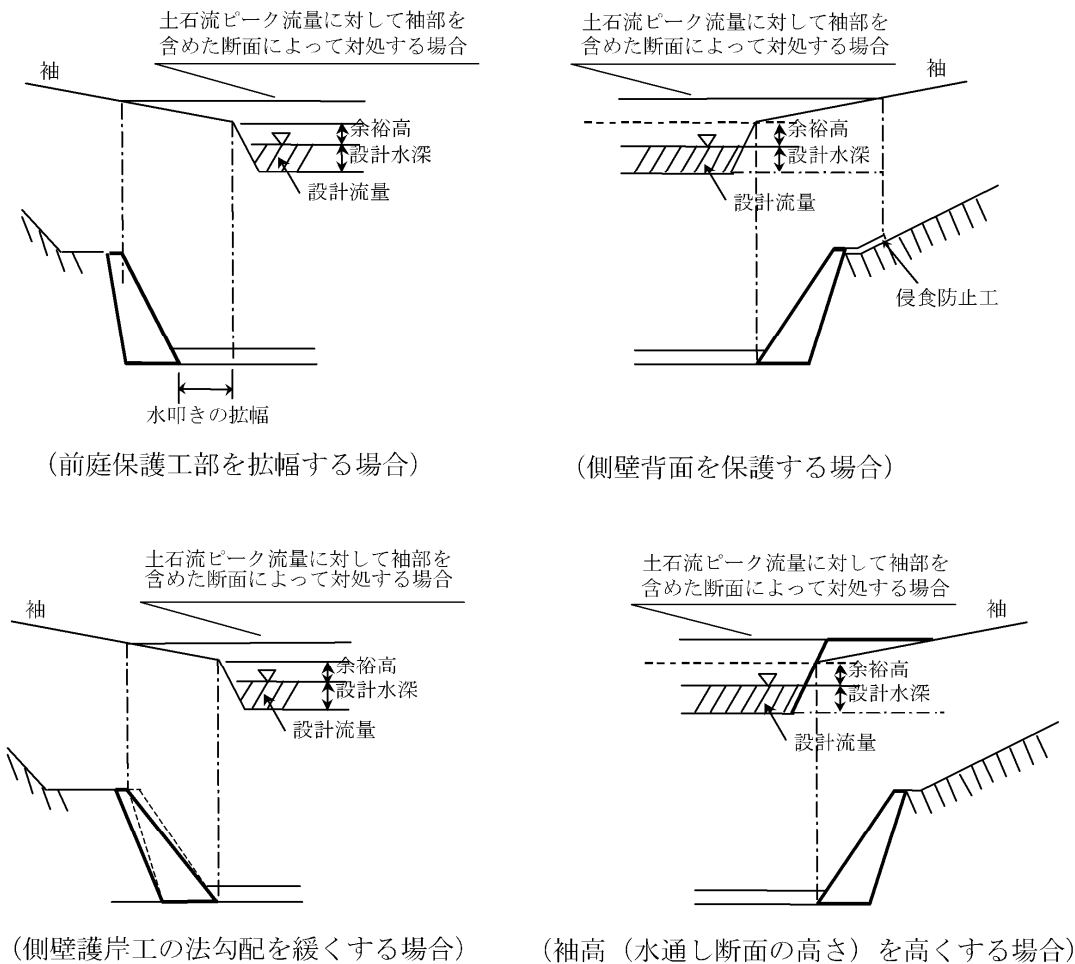


図 9-4-18 土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対処する場合の水通し断面の処置例

## ② 透過型砂防堰堤

土石流・流木対策型の透過型砂防堰堤の設計水深は、本章第2節3.2.1(2)①に示す不透過型砂防堰堤における(イ)と(ウ)の値を比較し大きい値とする。

水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部（スリット部）が土石流により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とし、余裕高は考慮しなくても良い。

(イ) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

(ウ) 最大礫径の値

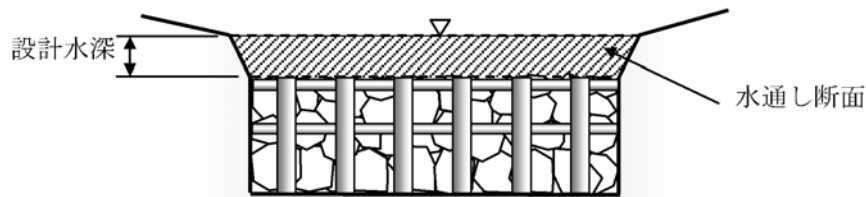


図 9-4-19 透過型砂防堰堤の水通し断面（斜線部）

土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする（図 9-4-18参照）。

また、地形等の理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる（図 9-4-18参照）。

## ③ 部分透過型砂防堰堤

土石流・流木対策型の部分透過型砂防堰堤の設計水深は、本章第2節3.2.1(2)①に示す不透過型砂防堰堤同様、(ア)～(ウ)の値のうち最も大きい値とする。

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とし、余裕高は考慮しなくても良い。

(ア) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

(イ) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

(ウ) 最大礫径の値

### (3) 小規模溪流における水通し断面

小規模溪流対策施設の水通し高さは、水通し設計水深に余裕高を加えて決定することを基本とする。

ただし、袖部から水があふれ、直接的に下流に被害が及ぶおそれがある場合においては、水通し設計水深に余裕高を加えて決定した水通し高さより最大礫径が大きい場合、又は土石流ピーク流量から土石流中の土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量の水深が大きい場合は、越流水深を大きい方の値とする。

#### 解 説

小規模溪流における水通しの設計水深は、本章第3節3.2.1(2)①に示す土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%)溪流の最下流堰堤として、「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を対象とする。

土石流・流木対策型砂防堰堤の水通し幅は3m以上とし、余裕高は本章第3節3.2.1(2)①に示す値を用いる。

また、袖部から水があふれ、直接的に下流に被害が及ぶおそれがある場合においては、最大礫径と以下の流量の越流水深の大きい方の値とする。

$$\begin{aligned} & \text{土石流ピーク流量から土石流中の土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量} \\ & = \text{土石流ピーク流量}(Q_{sp}) \times (1 - (\text{土石流の土砂濃度 } C_d) / (\text{河床の土砂濃度 } C_*)) \end{aligned}$$

なお、この土石流ピーク流量の土砂濃度から逆算される清水ピーク流量については、土石流を全て捕捉した後を想定したものであり、満砂状態での越流を想定する。

### 3.2.2 袖小口の勾配

砂防堰堤の袖小口の勾配は、原則として1:0.5又はこれより緩くする。

#### 解 説

袖小口の勾配は、一般に5分とする場合が多い。

しかしながら、土石流に対処する砂防堰堤では、袖小口の破壊に対処するため1割とする場合もある。

### 3.2.3 水通しの底幅

水通し底幅は現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

#### 解 説

水通し底幅 $B_1$ は溪床幅の許す限り広くして、越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘・堤体断面・副堰堤高等を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流を起こす場合があるので、慎重に検討する必要がある。上流流域面積が小さい場合には流量が小さくなるが、土石流、流木等を考慮して、溪床幅程度を基本としながら最小幅は3mを原則とする。