

第5編 掃流区域における砂防施設設計

第1章 堰堤型式の分類

1 堰堤型式の分類

掃流区域の砂防堰堤型式は、大きく不透過型と透過型があり、設計手法、構造等により以下のように細分類される。

不透過型は重力式コンクリート堰堤が一般的であるが、現地発生材の流用や施工工期、コストの面から、近年、砂防ソイルセメントが多くなっている。また、透過型についてはコンクリートスリット堰堤が一般的である。

現地条件（地形、自然・社会環境等）や施工性等も考慮して、堰堤型式は選定する必要がある。また、これら砂防堰堤に流木捕捉工が追加された型式もある。

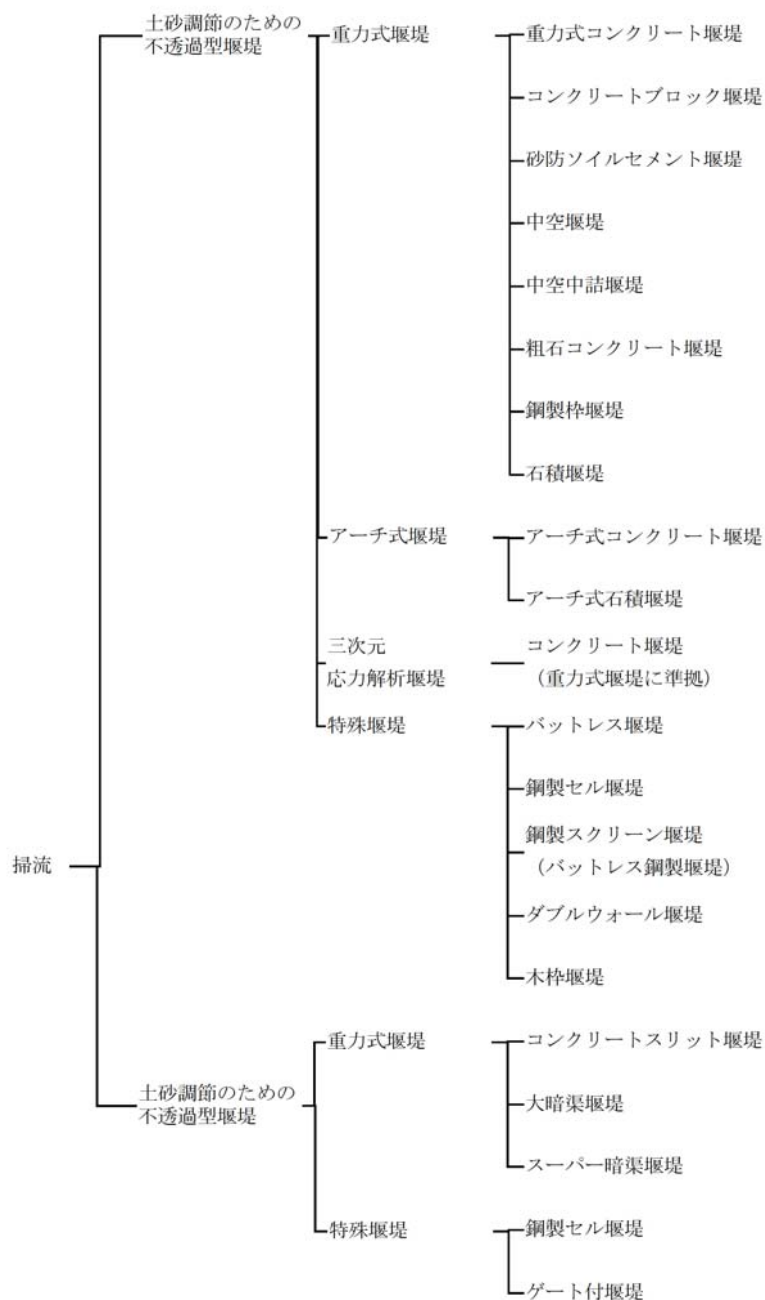


図 1-1-1 不透過型砂防堰堤の分類

第2章 掃流区域における計画対象流量

1 清水流量 [河川砂防技術基準(案)同解説 計画編 第2章 2.8]

上流にダム等の洪水調節施設計画の無い河川で、流域面積が比較的小さく、かつ流域に貯留現象が無く、または貯留現象を考慮する必要が無い河川においては、一般に以下に示す合理式法(ラショナル式)によって清水流量を求める。

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f_p \cdot r \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot r_e \cdot A \quad \text{--- (式 2.1.1)}$$

ここに、 Q_P : 清水流量(合理式によるピーク流量) (m^3/s)

f_p : ピーク流出係数

r : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)

A : 流域面積 (km^2)

r_e : 降雨継続時間内の平均有効雨量強度 ($= f_p \cdot r$) (mm/h)

2 ピーク流出係数 [河川砂防技術基準(案)同解説 調査編 第5章 2.2]

ピーク流出係数は、流域の地被、植生、形状、開発状況などを勘案して決定し、一般には表 2-2-1 に示す標準値とするが、流域状況(荒廃など)により適切な値を用いるものとし、地形状況が単一でない場合は面積荷重平均により値を算出して運用する。

特に、急峻な山地の場合に 0.9 を用いる場合は、荒廃が進行し、岩盤露出、裸地の割合が多い場合等に限る。

表 2-2-1 河川の流出係数

		標準値
急峻な山地	0.75 ~ 0.90	0.85
三紀層山岳	0.70 ~ 0.80	0.75
起伏のある土地及び樹林	0.50 ~ 0.75	0.65
平坦な耕地	0.45 ~ 0.60	0.55
かんがい中の水田	0.70 ~ 0.80	0.75
山地河川	0.75 ~ 0.85	0.80
平地小河川	0.45 ~ 0.75	0.60
流域の半ば以上が平地である河川	0.50 ~ 0.75	0.65

3 洪水到達時間

掃流区域における洪水到達時間は、過去の実測値、近傍等で参考となる類似砂防堰堤の経験値および、流域の特性に応じた値を用いる。

3-1 小流域で山腹斜面を流下する時間が無視できない場合

合理式法において用いる洪水到達時間は、原則として雨水が流域から河道にいたる流入時間 t_1 と、河道内の洪水伝播時間 t_2 (流下時間) の和とするものとする。

(1) 流入時間 (t_1)

流入時間は流域内で河道に到達するまでの平均流下時間をいう。

一般には次の値を標準として定めてもよい。

なお、流域面積が $2(\text{km}^2)$ に満たない場合、流下時間を考慮しないで流入時間のみとする。

表 2-3-1 流入時間

流域	流域面積(km^2)	流入時間(分)
山地流域	2	30
特に急斜面流域	2	20

(2) 流下時間 (t_2)

a. クラーヘン (Kraven) 式 [河川砂防技術基準 (案) 同解説 調査編 第 5 章 2.2]

$$t_2 = L / W \quad \text{----- (式 2.3.1)}$$

ここに、 t_2 : 流下時間 (s)

L : 流路長 (m) (常時河谷の形をなす最上流点までを考える。)

W : 洪水流出速度 (m/s)

I : 流路勾配

表 2-3-2 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

b. ルチーハ (Rziha) (バイエルン地方公式) [河川砂防技術基準 (案) 同解説 調査編 第 5 章 2.2]

$$t_2 = L / W \quad \text{----- (式 2.3.2)}$$

$$W = 20(H / L)^{0.6} \quad \text{----- (式 2.3.3)}$$

ここに、 t_2 : 流下時間 (s)

W : 洪水流出速度 (m/s)

L : 流路長 (m) (常時河谷の形をなす最上流点までを考える。)

H : 同上の流路高低差 (m)

- ① 勾配が途中で急変しているような場合は、到達時間を勾配毎に分けて、加え合わせるようにするのがよい。ただし、適用範囲は流路平均勾配 $H / L > 1/20$ とする。[砂防設計公式集 3-3]
- ② Rziha 式は、流下時間を求める式として計画策定に用いる場合、通常の流域では過小な値を与えることから一般に Kraven 式による場合が多い。[河川砂防技術基準 (案) 同解説 計画編 第 2 章 2.8]

3-2 建設省土木研究所で整理した公式

$$\text{都市流域} \quad T=2.40 \times 10^{-4} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad \text{----- (式 2.3.4)}$$

$$\text{自然流域} \quad T=1.67 \times 10^{-3} (L/\sqrt{S})^{0.7} \quad \text{----- (式 2.3.5)}$$

ここに、 T ：洪水到達時間 (h)

L ：流域最遠点から流量計算地点までの流路長 (m)

S ：流域最遠点から流量計算地点までの平均勾配

ただし、この公式の適用範囲は、都市流域で流域面積 $A < 10\text{km}^2$ 、 $S > 1/300$ 、自然流域では、 $A < 50\text{km}^2$ 、 $S > 1/500$ である。

4 平均雨量強度

合理式に用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、原則として確率別継続時間降雨強度曲線により求めるものとする。

- ① 確率別継続時間降雨強度曲線は、時間雨量資料が多く、降雨の傾向が計画地域とほぼ同様と考えられる雨量観測所のものを用いる。
- ② 流域平均降雨量は、流域内に観測所が多い時には算術平均法、ティーセン法、等雨量線法、観測所が少ない時には代表係数法によって計算するものとする。「河川砂防技術基準(案)同解説 調査編 第5章 2.1」

5 降雨の超過確率計算

(1) 確率紙による簡略推定

確率または確率水文学量を簡略に推定する場合には、確率水文学量は確率紙を利用できるものとする。確率紙を使用する場合は、試料のプロット位置を与える代表的な方法として、ワイブル (Weibull) プロット (またはトーマス (Thomas) プロットという) およびヘイズン (Hazen) プロットがあり、いずれを用いてもよい。

(2) 分布関数式による確率計算

分布関数式による確率計算水文学量の分布を表現する主な分布関数式には、正規分布、極値分布、ガンマ分布等があり、その選定にあたっては資料の種類や資料抽出法を考慮して適切な分布形を選定する。

(3) 確率降雨強度式

降雨の特性は地域的に変化することから、降雨強度式は地域ごとに定めることが多い。また、多くの水文資料から求められた適合度のよい簡単なものが望ましい。

(3)-1 時間雨量資料から求める場合

$$r = a / (t^n + b) \quad ; \text{Cleveland (クリーブランド) 型} \quad \text{----- (式 2.5.1)}$$

$$r = a / t^n \quad ; \text{Sherman (シャーマン) 型} \quad \text{----- (式 2.5.2)}$$

$$r = a / (t + b) \quad ; \text{Talbot (タルボット) 型} \quad \text{----- (式 2.5.3)}$$

$$r = a / (t^{0.5} \pm b) \quad ; \text{久野・石黒型} \quad \text{----- (式 2.5.4)}$$

ここに、 r ：降雨強度 (mm/h) t ：降雨継続時間 (min) a 、 b 、 n ：各地点で定まる定数

それぞれの式による適合度の判定は標準偏差(σ)を計算して求める。

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum(I_i - I)^2}{N}} \quad \text{----- (式 2.5.5)}$$

ここに、 I_i : 観測値

I : 計算値

N : 資料数

(3)-2 24 時間雨量から求める場合 [砂防設計公式集 3.3]

①物部式

$$r = \frac{P_{24}}{24} \left(\frac{24}{t_p} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{----- (式 2.5.6)}$$

上式は、短時間の豪雨または狭範囲の場合は適用し難い。[物部水理学 P355]

②川上式

$$r = \frac{P_{24}}{24} \left(\frac{30.0}{t_p + 6.0} \right) \quad \text{----- (式 2.5.7)}$$

③飯塚式

$$C_t = \frac{34710}{t^{1.35} + 1502} \quad \text{----- (式 2.5.8)}$$

(3)-3 洪水比流量包絡線 [水理公式集 平成 11 年版 第 1 編 3.2]

角屋らは合理式と角屋の到達時間式と DA (降雨一面積) 関係式、DD (降雨強度－継続時間曲線) の関係式より次式を提案しているので清水流量の参考とする。

$$q = K \cdot A^{-0.06} \cdot \exp(-0.04A^{0.45} - 1) \quad \text{----- (式 2.5.9)}$$

ここに、 q : 最大洪水比流量 ($\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{km}^2$)

A : 流域面積 (km^2)

K : 地域係数 (長野県 : 20、関東・中部・近畿 : 32)

第3章 土砂調節のための不透過型堰堤

1 総説

本章は、水系砂防計画で計画された砂防堰堤のうち、掃流区域に計画される不透過型砂防堰堤について示したものである。

掃流区域に堰堤は土砂調節を目的とし、土石流区域とは異なり、堰堤上流を除石管理することで施設効果量を確保(維持)することはしない場合が多い。

なお、土石流危険渓流に関わらず、土砂・洪水氾濫対策計画において土石流区域に計画される砂防堰堤については、本設計要領「第3編 第3章 不透過型堰堤」に準じる。

2 設計順序

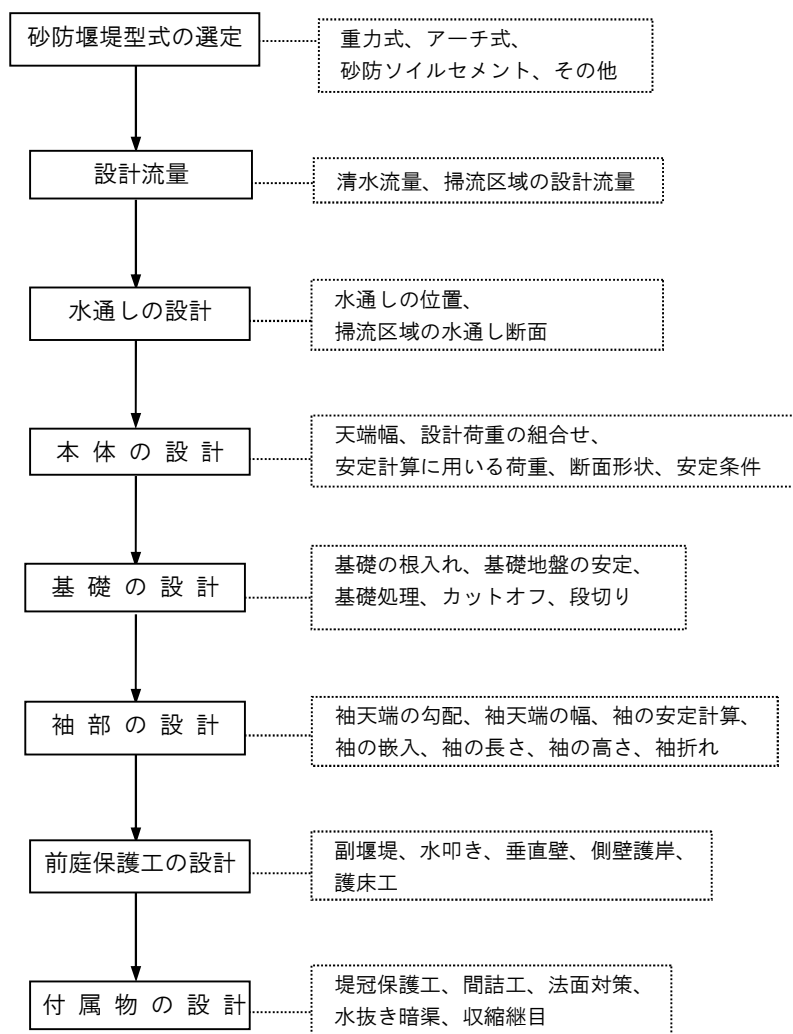


図 3-2-1 不透過型砂防堰堤の設計順序

3 構造

「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 3 構造」を参照とする。

4 設計流量

掃流区域における砂防堰堤の設計流量は、降雨量の年超過確率 1/100 程度の規模、もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したもの（清水流量）に、土砂混入率を考慮した値とする。

掃流区域では、一般に 10～30%の土砂混入率がとられていることが多いが、過去の実測値、近傍等参考となる類似砂防堰堤の経験値、および流域の特性に応じた値を用いる。

この土砂混入率を合理式により算出した清水流量に乗じて設計流量とする。

$$Q_s = (1 + \alpha) \cdot Q \quad \text{----- (式 3.4.1)}$$

ここに、 Q_s ：計画対象流量 (m³/s)

Q ：清水流量 (m³/s)

α ：土砂混入率 (10～30%程度)

5 水通しの設計

5-1 位置

水通しの中心位置は、原則として現溪床の中央に位置するものとし、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。

[河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 [II] 第3章 2.4]

- ① 兩岸あるいは片岸に岩盤がなく砂礫層の地層である場合は、岩盤のある山腹側に寄せ、水通しを設けるとよい。
- ② 下流溪流沿いに耕地、宅地、あるいは既設構造物のある場合は、流心および堰堤の方向をも加味して水通しの位置を決定するとよい。
- ③ 堰堤サイト上流の地形が屈曲している場合には、上下流部の流心を検討の上、位置を決定する。
- ④ 堰堤付近上流の山腹に崩壊地があるような場合には、これに流水の影響を与えないようにするため、できる限り水通しの位置を遠ざけるように配慮する。

5-2 水通し断面

水通しの形状は原則として台形とし、その形状は次によるものとする。

[河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 [II] 第3章 2.4]

- ① 水通し幅は、現溪床幅および将来計画断面との整合をも考慮して定めるものとし、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、下流部の洗掘を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流する場合があるので慎重に検討する。
- ② 流域面積が小さい場合には、流量が少なくなるが、流木等を考慮して水通しの最小幅は3mとする。
- ③ 越流水深は、袖部の安定性、堰堤前庭部保護等に対処するため、原則として3m程度以下にすることが望ましい。
- ④ 袖小口の勾配は、一般に5分とする場合が多い。

⑤ 越流水深

対象流量に応じた越流水深は次式により算定する。

a. せきの公式

堰堤上流部を貯水池と仮定し、接近流速を無視した場合、せきの越流公式より算定する。

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (3B_1 + 2B_2)} \cdot h_3^{\frac{2}{3}} \quad \text{---- (式 3.5.1)}$$

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

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 : 袖小口勾配

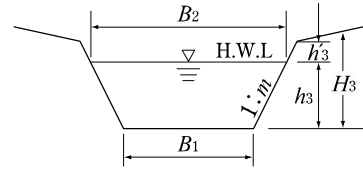


図 3-5-1 水通し断面

$C=0.60$ 、 $m=0.5$ の場合には次式となる。

$$Q = (0.71 \cdot h_3 + 1.77 B_1) \cdot h_3^{3/2} \quad \text{---- (式 3.5.2)}$$

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [II] 第3章 2.4]

b. 平均流速公式

堰堤完成までに満砂が十分予想される場合は、平均流速公式 (Manning流速公式) による越流水深を採用する。 [砂防・地すべり防止 急傾斜地崩壊防止施工法 2.3]

⑥ 水通しの高さは、対象流量を流しうる水位に表 3-5-1 の余裕高以上の値を加えて定める。

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [II] 第3章 2.4]

表 3-5-1 余裕高

計画対象流量	余裕高
200 m ³ /s未満	0.6 m
200 m ³ /s以上 500 m ³ /s未満	0.8 m
500 m ³ /s以上 2000 m ³ /s未満	1.0 m

[解説・河川管理施設等構造令 第3章 第20条]

6 本体の設計

6-1 天端幅 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.5]

砂防堰堤の天端幅は、堰堤サイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定する。

- ① 砂防堰堤の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過土砂の摩耗等に耐えるような幅とする必要がある。
- ② 重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表に示す値を用いている。

表 3-6-1 天端幅

天端幅 (m)	1.5 ~ 2.5	3.0 ~ 4.0
河床構成材料	砂混じり砂利～玉石混じり砂利	玉石～転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的に少ない地区 ～ 常時流出土砂の流出が多い地区	小規模の土石流発生地区 ～ 大規模の土石流常襲地区

6-2 上下流のり勾配

- ① 越流部の下流のり勾配は、越流土砂による損傷を極力受けないようにし、1:0.2を基本とする。
- ② 非越流部の断面は、越流部と同じとする。
- ③ 非越流部の断面を越流部と変える場合の、下流のり勾配は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 6-2-2 非越流部の下流のり」を参照とし、安定計算により決定する。
- ④ 非越流部の下流のり勾配は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 6-2-2 非越流部の下流のり」を参照とする。

6-3 安定条件

地形、地質および流出形態を考慮し、堤体および基礎地盤の安全性が確保できるように設計する。安定条件については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」を参照とする。

6-4 設計荷重 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.2]

砂防堰堤断面の安定計算に用いる設計荷重の組合せは、自重のほかは表 3-6-2 のとおりとするのが一般的である。

堰堤高 15.0 m 未満では一般に長時間貯水状態にあることは想定されないので洪水時のみ検討する。15.0 m 以上の堰堤は、平常時、洪水時いずれか大きいのり勾配を採用する。

表 3-6-2 設計荷重の組み合わせ

堰堤高	平常時	洪水時
15m未満	—	静水圧
15m以上	静水圧、堆砂圧、揚圧力、 地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚圧力

安定計算に用いる荷重は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 10 安定計算に用いる荷重」を参照とする。

6-5 安定計算

安定条件については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 11 安定計算」に準じる。

7 基礎の設計

基礎の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12 基礎の設計」に準じる。

8 袖の設計

袖の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13 袖の設計」を参照とする。
ただし、土石流区域における堰堤と異なり、以下の点に留意する。

- ① 袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
- ② 土石流流下による礫、流木の衝撃力、流体力における破壊に対する構造計算は行わない。

9 前庭保護工の設計

前庭保護工の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 14 前庭保護工の設計」を参照とする。

10 付属物の設計

付属物の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 15 付属物の設計」を参照とする。

11 その他の砂防堰堤(コンクリート重力式以外)

11-1 アーチ式コンクリート堰堤

(1)天端幅 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.5]

天端幅は、「6-1 天端幅」における表 3-11-1 によるものとするが、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から定める場合もある。

(2)設計荷重の組合せ [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.2]

安定計算に用いる荷重の組合せは、自重の他は表とおりにする。

表 3-11-1 設計荷重の組合せ

	平常時	洪水時
アーチ式 コンクリート堰堤	静水圧、堆砂圧、揚圧力、 地震時慣性力、地震時動水圧、 温度荷重	静水圧、堆砂圧、揚圧力、 温度荷重

- ① 温度荷重は、収縮継目グラウチング後に予想される堤体の内部温度の変化に基づき決定する。
- ② 堆砂圧は、満砂時についても考慮する必要がある。

(3)断面決定

アーチ式堰堤の断面決定は、ネッツリー法、試算荷重法等を用いて計算する。

11-2 鋼製砂防堰堤

型式の選定に当たっては、特徴、地形、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。

掃流区間に設置される不透過型式の鋼製砂防堰堤には、「枠構造」、「ダブルウォール構造」、「セル構造（開口部のないもの）」等のタイプがある。


11-2-1 枠構造

枠堰堤は、形鋼や鋼管で形成されたフレーム（枠）の各面を、L形鋼・平鋼・棒鋼などでスクリーン状にカバーして、中に割石を中詰する構造である。

鋼製自在枠・鋼製続枠の2種類があるが、それぞれ重力式構造として安定であることの他に、水平力に対する抵抗要素を枠骨組構造の強度または中詰め材のせん断抵抗性としており、施設の計画、設計に当たっては事前に各型式の特徴を把握する必要がある。

なお、設計は「鋼製砂防構造物設計便覧」に準じて行うものとする。

表 3-11-2 枠構造の特徴

枠堰堤	
写真	特徴
	<ul style="list-style-type: none">・枠構造は、ジョイント部に工夫を加え、可とう性に富み、沈下等の変位にも追従でき透水性にも配慮された形式となっている。・組み立て、中詰め作業に大型機械を要せず人力が中心でも施工可能である。・中詰め材は、原則として玉石、割石であり排水性の良好なものを選定する必要がある。・表面材の内側に、網およびマット材を張ることにより砂礫等を中詰め材に使用できる。この場合は、転圧を十分に行うことが必要である。

11-2-2 ダブルウォール構造

「第3編 第8章 その他の項目 1 砂防堰堤の種類と特徴」を参照。

11-2-3 セル構造

「第3編 第8章 その他の項目 1 砂防堰堤の種類と特徴」を参照。

11-3 砂防ソイルセメント堰堤

「第3編 第8章 その他の項目 1-3 砂防ソイルセメント堰堤」を参照。

第4章 土砂調節のための透過型堰堤

1 総説

砂調節のための透過型砂防堰堤は、洪水を堰上げることによる流出土砂量およびそのピーク流出土砂量の低減、中小洪水時および平常時における溪流の連続性の確保を目的とする。

なお、土砂調節のための透過型及び部分透過型砂防堰堤は洪水の後半に堆積した土砂が下流に流出する危険性があるため、土石流区間に配置しない。

2 透過型砂防堰堤の選定

施設設計においては、対象とする土砂流出特性、下流河道の特性および溪流に求められる連続性を考慮して、適切な種類の透過型砂防堰堤を選定する。

大暗渠砂防堰堤やスーパー暗渠堰堤を計画する際は、別途、協議によるものとする。

なお、掃流区間には土石流捕捉のための鋼製スリット砂防堰堤は原則として設置しない。

土石流捕捉のための鋼製スリット砂防堰堤は、一般に開口部が大きく流水の堰上げが生じにくいいため、土砂が各個運搬される掃流区間では土砂が捕捉できず効果が発揮されないためである。

(1) コンクリートスリット砂防堰堤

コンクリートスリット砂防堰堤は、コンクリート砂防堰堤の堤体に流水および土砂を透過させる開口部を設けたもので、開口部の形状が細長い形状（スリット）をしているものである。

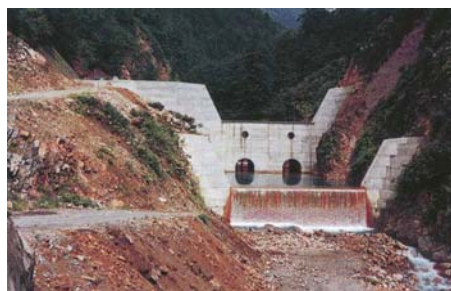
スリットは、流出する土砂により閉塞せず、洪水時には堰上げが生じるように設計される。



事例：根尾川ヌクミ谷 コンクリートスリット堰堤（土砂調節）

(2) 大暗渠砂防堰堤

コンクリート砂防堰堤の堤体の一部に大断面の暗渠を設置したもので、洪水の堰上げによって流砂量を調節するものである。



事例：黒部川 祖母谷大暗渠砂防堰堤（円型）
（国土交通省 北陸地方整備局 黒部河川事務所）

(3) スーパー暗渠砂防堰堤

スーパー暗渠砂防堰堤は、砂防堰堤本体に大きな暗渠を1個または複数個有する砂防堰堤で、開口部の形状は半円、四角、馬蹄形等がある。



事例：浦川スーパー暗渠砂防堰堤
(国土交通省 北陸地方整備局 松本砂防事務所)

3 コンクリートスリット堰堤

3-1 堰堤の配置

土砂調節のための透過型砂防堰堤は、原則として掃流区域に設置する。

- ① 掃流区間に設置されたコンクリートスリット砂防堰堤は、洪水後半の減水期にスリットから多量の土砂が流出し、堰堤下流部に堆積するので、下流の堰堤あるいは下流河道内において安全に堆積させるよう計画する。
- ② 保全対象が近い場合には、その区間が河床上昇を生じ、土砂・洪水氾濫を引き起こすことが予想されるので、下流の保全対象の安全を確保できる位置に透過型砂防堰堤を設置することを原則とする。
- ③ 保全対象の直上流に設置する場合には、透過型砂防堰堤直下流の溪床勾配を緩和する遊砂地、不透過型砂防堰堤を設置する等、出水後半に土砂が急激に流出しないように十分留意する。
- ④ コンクリートスリット砂防堰堤を連続して配置する場合は、その配置と透過部断面の大きさについて、河床変動計算あるいは水理模型実験による検討を経て決定する。

3-2 透過部断面の計画

(1) 縦断方向

透過部断面の底面高は溪流の連続性を考慮して、原則として最深溪床高程度とする。

データが得られる場合は、過去5年程度の最深河床にも対応できるように透過部底面高を計画する。

(2) 横断方向

溪流の連続性ならびに、兩岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。

この場合、土砂流の堆積に支障をきたさないよう注意する。

3-3 計画対象流量

「第5編 第2章 掃流区域における計画対象流量」に準じる。

3-4 水通し断面

水通し断面は設計流量を安全に流下させる断面とし、余裕高を考慮して設定する。

「第5編 第3章 掃流区域における不透過堰堤 5 水通しの設計」に準じる。

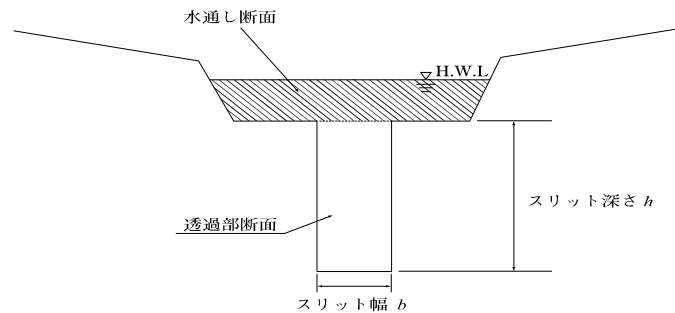


図 4-3-1 コンクリートスリット砂防堰堤の水通し断面と透過部断面

3-5 透過部断面

3-5-1 透過部断面の幅

透過部断面は、平常時の土砂と水をスムーズに流し、土砂調節のために洪水時に流水を堰上げることが目的とした断面とする。

- ① 透過部断面の幅の設定にあたっては、水理計算や水理模型実験等により、堰上げおよび土砂流出ピークの調節が起こることが確認できる幅以下とする。
- ② スリット幅は最大石礫が閉塞しない幅 ($b > 2.0 d_{max}$) 以上とする。

ここに、 b : スリット幅 (m)

d_{max} : 石礫の最大径 (m)

- ③ 複数のスリットを計画するときのスリット1個の幅は、除石作業やスリット底部の補修作業のしやすさを考慮すると、3m程度より狭くしない方が得策である。

[土木研究所資料 第2851号 1990年1月 スリットを有する砂防ダムの土砂調節機能に関する検討]

- ④ 流木の見込まれる溪流では、流木によって閉鎖されることを前提に別途、流木対策も検討する。

3-5-2 透過部断面の高さ (暗渠内空高、スリット高)

- ① 土砂流出のピークが到達する前から湛水し、堰上げることが調節効果を大きくするため、計画対象流量より小さい流量で堰上げが生じるように設計するのが望ましい (30年超過確率流量を用いている事例がある)。
- ② 透過部断面の底面の高さは、堰上げが起こりうる透過部断面の水位以下とする。溪床の上昇、下降が著しい溪流にあつては、過去5年程度の溪床変動も考慮する。
- ③ スリットの敷高を副堰堤の高さより低く計画すると、土砂の流出を阻害する恐れがあるので、スリットの敷高は副堰堤の天端より高く計画する。
- ④ 魚類が遡上できるように透過型砂防堰堤を計画する場合は、透過部底面全体が現溪床以下になるように設定するか、魚道機能を有する構造を透過部底面に設けるなどの対策が必要である。

- ⑤ 堆砂肩は、砂防堰堤の近傍で流れが堰上げられて減勢された状態で形成されるので、安定した跳水を生じさせるのに必要なスリットの深さが必要である。このようなスリットの深さは、「第4編 第2章 水系砂防計画における土砂処理計画 8-2 透過型砂防堰堤の計画流出調節土砂量」で求められる堆砂肩の高さ(Z_s)と、堆砂肩での水深(h_s)の和より大きくなるように計画する。

[土木研究資料 第2851号 1990年1月スリットを有する砂防ダム土砂調節機能に関する検討]

$$h \geq Z_s + h_s \quad \text{----- (式 4.3.1)}$$

ここに、 Z_s : 堆砂肩の高さ

h_s : 堆砂肩での水深

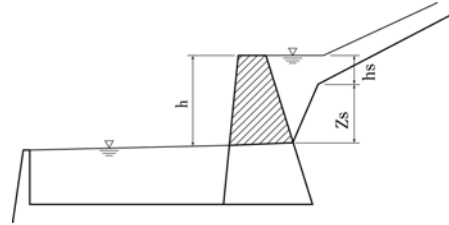


図 4-3-2 スリットの深さの最大値

- ⑥ スリット部を流下する流量

[土研資料 第2034号 スリットを有する砂防ダムの水理実験報告書 建設省土木研究所 砂防研究室]

- ・スリット天端を越流しない場合 ($h \leq H$)

$$Q = \frac{2}{15} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (3B_1 + 2B_2)} \cdot H^{\frac{3}{2}} \quad \text{----- (式 4.3.2)}$$

$B_2 = B_1 = b$: スリット幅、 $H = h$: スリット部の水深、スリット数を n とすると、

$$Q = n \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot b} \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad \text{----- (式 4.3.3)}$$

スリット幅 b に対して流量係数 μ を示すと、図 4-3-3、4 のようになる。

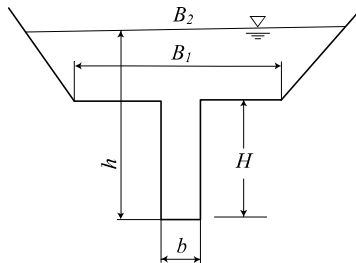


図 4-3-3 スリットの諸元

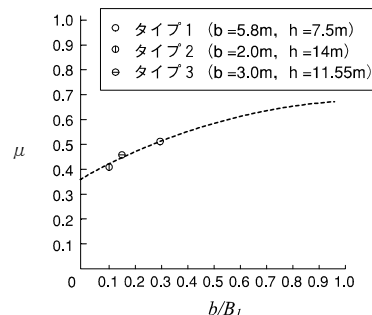


図 4-3-4 流量係数 μ と (b/B_1) の関係図

- ・スリット天端を越流する場合 ($h > H$)

$$Q = n \cdot \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot b} \cdot h^{\frac{3}{2}} + \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (3B_1 + 2B_2)} \cdot (h - H)^{\frac{3}{2}} \quad \text{----- (式 4.3.4)}$$

ここに、 C : 越流時の流量係数 (=0.6)

μ : スリット幅に対する流量係数

- ⑦ 透過部断面の水深

透過部断面での水深(h_3)は、暗渠・スリットの壁面勾配を垂直として以下に示す逆台形堰の越流式によって求める。

$$h_3 = \left(\frac{3Q}{2 \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{----- (式 4.3.5)}$$

ここに Q : 透過部の流量で設計対象流量より小さい流量 (m^3/s) h_3 : 透過部断面での水深 (m)

3-6 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の形状決定方法

(1) 連続するコンクリートスリット砂防堰堤を配置するケース

- ① 上流側のコンクリートスリット砂防堰堤の規模が小さく、計画で対象とした出水期間中に満砂する場合。
- ② 上流側のコンクリートスリット砂防堰堤と新たに計画する下流側のコンクリートスリット砂防堰堤の間において、支川からの土砂流出、山腹崩壊、溪岸侵食等によって、新たに土砂生産がある場合。

(2) 留意点

コンクリートスリット砂防堰堤は出水期間中の河床変動が許容河床変動高に収まるように配置する（図 4-3-5 参照）。

- ① 許容河床変動高は、砂防基本計画で対象としている区域の中に存在する護岸、横工、橋梁などの河川構造物が河床変動を伴って被災しない程度の河床高の変動範囲として定める。
- ② 許容河床変動高の最低位は河川構造物の基礎部上面より高く設定する。
- ③ 許容河床変動高の最高位は設定するハイドログラフの洪水が氾濫することなく流れるのに十分な断面を確保できるように設定する。

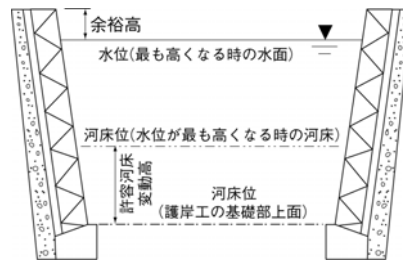


図 4-3-5 許容河床変動高の概念

(3) 配置と透過部断面の大きさ

連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の大きさは、河床変動計算、もしくは、水理模型実験によって決定する。

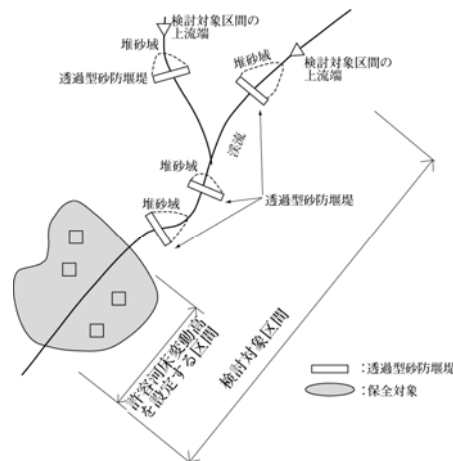


図 4-3-6 検討対象区間と許容河床変動高を設定する区間

(4) 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量

- ① 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量は、水理模型実験もしくは数値計算に基づいて評価するものとし、洪水前の河床と出水期間中の河床を比較し、その最大堆積量とする（図 4-3-7 参照）。

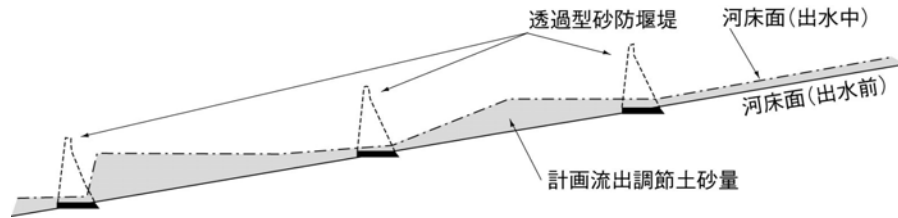


図 4-3-7 コンクリートスリット砂防堰堤群の流出調節土砂量

- ② 参考値として、単体のコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量を個々のコンクリートスリット砂防堰堤で計算する。

③ 検討条件

連続する透過型砂防堰堤の流出土砂調節量を評価するためには、降雨、ハイドログラフ（流量の時系列グラフ）、セディグラフ（流砂量の時系列グラフ）と流砂の質を設定する

③-1 ハイドログラフとセディグラフの設定地点

ハイドログラフとセディグラフは、検討対象区間の上流端を計算開始点として設定する。
検討対象区間で支川がある場合、その支川で上流側にも上流端を設定する。

③-2 降雨の設定

降雨は過去に発生した災害における降雨を参考にして設定する。
当該流域における観測資料がない場合には、隣接する流域等の観測資料を用いても良い。

③-3 ハイドログラフの設定

ハイドログラフは、ある河道断面を通過する溪流の流れ（土砂と水の体積）の時間変化を示したグラフであり、対象とする降雨から流出解析を行って設定する。

③-4 セディグラフの設定

セディグラフはハイドログラフのうち土砂成分を示したグラフであり、ハイドログラフに対して平衡給砂として計算する。対象とする土砂は掃流砂、および浮遊砂とする。

支川から新たに土砂生産が加わる場合のタイミングは、ハイドログラフの前半、ハイドログラフがピークを示す付近、ハイドログラフの後半等の時期を想定する。

③-5 土砂の質（粒径・比重）の設定

土砂の質（粒径・比重）は連続してコンクリートスリット砂防堰堤を計画する区間、およびその上流域において河床材料調査や砂防堰堤の堆砂について土質試験等を行い設定する。

河床変動計算で推定する場合で、粒径別の掃流砂量を計算する時には、5つ程度の粒径階に分類し、それぞれの粒径階において掃流砂量を計算するための代表粒径を設定する。

(5) 堆砂空間の確保

連続するコンクリートスリット砂防堰堤を配置する場合においても、コンクリートスリット砂防堰堤の下流側には、出水後半に土砂が流出することを考慮して、堆砂空間を確保する。

3-7 本体の設計

3-7-1 天端幅

コンクリートスリット堰堤の天端幅は、「第5編 第3章 土砂調節のための不透過型堰堤 6-1 天端幅」に準じる。

3-7-2 上下流のり勾配

コンクリートスリット堰堤の上下流のり勾配は、「第5編 第3章 土砂調節のための不透過型堰堤 6-2 上下流のり勾配」に準じる。

ただし、コンクリートスリット堰堤の下流のりは勾配を緩くした標準断面（逆断面形状）とすることができる。

3-7-3 安定条件

安定条件については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」を参照とする。

3-7-4 設計荷重

荷重の種類及び計算は重力式コンクリート砂防堰堤と同じであり、スリット部の静水圧、堆砂圧、水重及び堆砂重も作用するとして計算する。

スリット砂防堰堤はスリットが閉塞しないようにスリット形状を定めているが、流木により閉塞される可能性を考えて、閉塞された部分の水圧等が周辺の堤体に作用すると考える。

3-7-5 安定計算

コンクリートスリット砂防堰堤は重力式コンクリート砂防堰堤に比較して本堤のスリット部分の重さがなくなり、堤体が軽くなる。

したがって、安定計算は図4-3-8に示すように、水通し幅分の堤体部分のブロック単位でスリット部分の自重を除いて行う（施工目地によるブロックではない）。

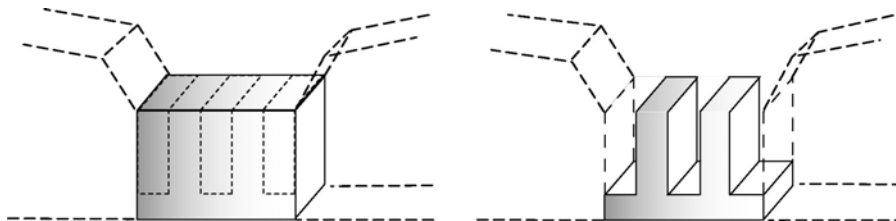


図 4-3-8 スリット部における水通しの堤体積

3-8 基礎の設計

基礎の設計については、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12 基礎の設計」に準じる。

3-9 袖の設計

袖の設計については、「第5編 第3章 土砂調節のための不透過型堰堤 8 袖の設計」に準じる。

3-10 前庭保護工の設計

コンクリートスリット砂防堰堤の前庭保護工の設計を以下に示す。

[土木研究所資料 第 2835 号 1990 年 3 月 スリット砂防ダム前庭保護工に関する水理模型実験報告]

(1) 落水脈の飛距離 (l_w)

落水脈の飛距離は、スリット部での流速を限界流速とし、

$$V_0 = \sqrt{g \cdot h_c} \cong \sqrt{g \cdot \left(\frac{2}{3} \cdot h_3\right)} = \sqrt{2g \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot h_3\right)} \quad \text{として与え半理論式で求める。}$$

$$l_w = V_0 \left\{ \frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{3} \cdot h_3 + l_w \cdot I \right)}{g} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \text{----- (式 4.3.6)}$$

ここに、 V_0 : スリット部の流速 (m/s)

l_w : 水脈中点までの飛距離 (m)

h_c : 限界水深 (m)

h_3 : スリット天端からの本堰堤越流水深 (m)

H_1 : スリット数までの高さ (m)

I : 水叩きの勾配

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

(2) 落水脈の水面への突入流速 (V_0')、跳水前の水叩き上の流速 (V_1)、および射流水深 (h_1)、水脈の水面への突入角度 (θ)

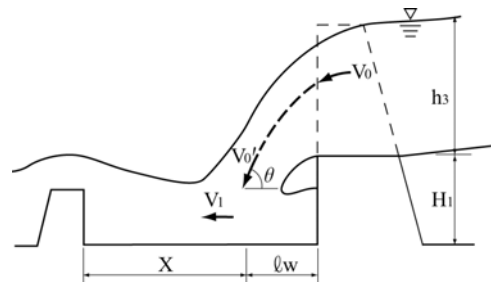


図 4-3-9 スリット砂防堰堤の前庭保護工

$$V_0' = \sqrt{2g \left(H_1 + h_3 + l_w \cdot I + V_0^2 \right)} \quad \text{----- (式 4.3.7)}$$

$$V_1 = V_0' (1 + \cos\theta) / 2 \quad \text{----- (式 4.3.8)}$$

$$h_1 = \frac{Q_1}{b \cdot V_1} \quad \text{----- (式 4.3.9)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{g \cdot l_w}{V_0^2} \right) \quad \text{----- (式 4.3.10)}$$

ここに、 V_1 : 跳水前の水叩き上の流速 (m/s)

h_1 : 跳水前の射流水深 (m)

V_0' : 落水脈の水面への突入流速 (m/s)

θ : 水脈の水面への突入角度 (°)

Q_1 : スリット部の流量 (m³/s)

b : スリット幅 (m)

(3) 跳水対応水深 (h_j)

跳水対応水深は、跳水前後の水脈幅の変化を考慮した次式に、副堰堤の有効幅（跳水に対して有効に作用する副堰堤幅）を考慮することにより計算される。

$$\left(\frac{B_j}{B_1}\right)^2 \left(\frac{h_j}{h_1}\right)^3 - (2F_1^2 + 1) \left(\frac{B_j}{B_1}\right) \left(\frac{h_j}{h_1}\right) + 2F_1^2 = 0 \quad \text{----- (式 4.3.11)}$$

ここに、 B_1 ：跳水前の水脈幅 (m)

B_j ：跳水後の水脈幅 (m) (3次元壁面噴流の実験図を用いることとするが、実験を行って検討する必要がある)

h_1 ：跳水前の射流水深 (m)

h_j ：跳水対応水深 (m)

F_1 ：跳水前のフルード数

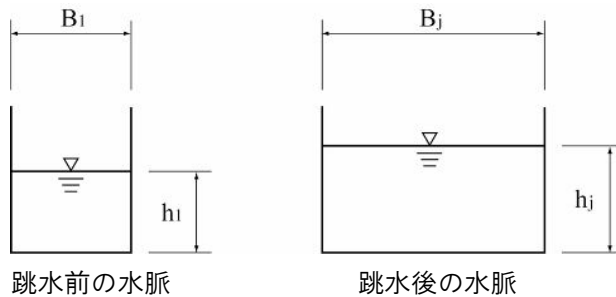


図 4-3-10 水脈幅が異なる水平水路の跳水

(4) 跳水長 (X)

$$X = (4.5 \sim 5.0) h_j \quad \text{----- (式 4.3.12)}$$

ここに、 h_j ：跳水対応水深 (m)

(5) 副堰堤の位置 (L)

$$L \geq l_w + X + b_2 \quad \text{---- (式 4.3.13)}$$

ここに、 b_2 ：副堰堤の天端幅 (m)

(6) 副堰堤越流水深 (h_2)

「第5編 第3章 5水通しの設計」によって求めた越流水深とする。

$$h_2 = \left(\frac{15 \cdot Q}{2C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (3B_1 + 2B_2)}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{----- (式 4.3.14)}$$

(7) 副堰堤の水叩き天端より堤天端まで高さ (H_2')

$$H_2' = h_j - h_2 \quad \text{----- (式 4.3.15)}$$

h_j ：跳水対応水深

h_2 ：副堰堤越流水深

4 スーパー暗渠砂防堰堤 [スーパー暗渠砂防堰堤の計画と設計の手引き (案)]

スーパー暗渠砂防堰堤とは、砂防堰堤本体に大きな暗渠を1個または複数個有する砂防堰堤のことをいい、下流に土砂災害を発生させる出水や土砂の流出を抑制し、平常時や中小洪水時の流水や土砂をできるだけ自然の状態の下流に流すことを目的とする。

(1) スーパー暗渠砂防堰堤の機能

スーパー暗渠砂防堰堤は、流域の状況により二つの異なる機能が求められている。本要領の以下の項目は、機能1に対する計画、設計について記述する。

(機能1)

天然ダムの決壊、大規模な崩壊による土石流化等により計画対象流量以上の流量の発生が予想される場合に、想定されるピーク流量を計画対象流量まで減少させる(超過現象対応)。

なお、想定されるピーク流量については、過去の天然ダムの事例等を参考にして学識経験者の意見等を踏まえて決定する。

(機能2)

下流に土砂堆積による災害を発生させない中小出水による土砂を阻害することなく通過させ、下流の改修状況に見合った規模以上の土砂流出のみを抑制する。これにより、平時には土砂を含む物質が下流に供給され、自然環境への影響を極力抑え、河道内に生息する魚類、昆虫、動物の往来が可能となる。

(2) 暗渠の形状

暗渠の形状は、半円、四角、馬蹄形等がある。コンクリート製の場合は鉄筋による補強の施工性等から適当な形状を選択する。

(3) 暗渠の大きさ、配置

- ① 想定される超過現象時に、砂防堰堤からの流出流量が、下流の計画対象流量以下となる大きさとする。
- ② 川幅など河道の形状と構造物としての安定性、施工性、建設コスト等から配置(形状、個数、位置)を決定する。
- ③ 暗渠が複数になる場合、大きさ、形状は必ずしも同一である必要はない。
- ④ 暗渠の大きさは、数値実験(シミュレーション)により目的とする機能が発揮できることを確認し決定する。
- ⑤ 暗渠の形状、位置が上下流の流れに与える影響、水位と流量の関係は、水理模型実験等により確認する。

(4) 暗渠底面の高さ

- ① 暗渠の底面の高さは、堰堤設置前の溪床高と同じか、または低く設置し、平時の溪床が堰堤の上下流で連続したものとなるようにする。なお、溪床勾配が急な場合には、上下流で連続性を確保するため、底面に縦断勾配を持たせてよい。
- ② 複数の暗渠を用いる場合には、各々の暗渠の底面の高さは同一である必要はない。

(5) 天端の高さ

想定される超過現象時に、計画対象流量まで制御できる必要十分な高さとする。計画洪水時には原則として天端を越流することはないが、超過現象時には越流することもある。

(6) 水通しの大きさ、形状

水通しは、平時は越流しないため、通行できるようにしてよい。車両を通行させる場合は縦断勾配、幅員については林道規程を参考にする。

(7) 堰堤下流のり勾配

平時は流水が越流しないため緩勾配としてよい。上流のり勾配とともに経済的な勾配を選択する。

(8) 土砂調節機能

土砂調節機能は、時間の要素を加えた砂防計画で砂防効果として評価するため、流量と流砂量のハイドログラフを想定して検討する。

砂防計画上の評価（整備率）としては、暗渠底面の高さを基準とする土砂扞止効果のみを評価し、調節量は評価しない。

(9) 外力および安定計算

外力、安定の条件は従来の砂防堰堤に準じて行う。ただし、開口部には水圧はかからないものとする。

また、安定計算においては、暗渠部、非暗渠部で条件が大きく異なることになるので、原則として断面で検討するのではなく、施工方法を考慮してブロックで計算する。

(10) 前庭保護工

平時は落水が生じないため、水叩き、副堰堤等の前庭保護工は原則として施行しなくてよい。さらに、根固めブロックなども必要としないように暗渠の底面高さを決定するのが望ましい。

(11) 土砂抑制機能の向上

下記のような場合は必要に応じて、土砂流出抑制機能を補う鋼製の棧、格子等の設置を検討する。なお、このような補助的な部材を設置した場合には、流木、ゴミの除去等の管理を必要に応じて行う。

① 下流の改修が進んでおらず、河道の疎通断面が部分的に不十分な区間がある場合。

② 暗渠の大きさにより、多量の土砂流出時に十分土砂流出をコントロールできない場合。

第5章 掃流区間における流木対策工

1 洪水、土砂量の規模など

掃流区間河道内あるいはその付近に流木対策施設を設置する場合は、洪水、土砂流の規模等を考慮して洪水や土砂流が安全に流下するように設計する。

(設計技術指針解説 P. 67)

豪雨時に発生する洪水の規模等（ピーク流量、流速、水深、含砂率）は、原則として河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準（案）調査編第5章、同第6、河川砂防技術基準（案）設計編第3章に基づいて検討する。

洪水および土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いて Manning 式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しないものとする。

なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にほぼ等しいと考えられるので平均流速の約 1.2 倍として計算する。

2 流木捕捉工の設計

2-1 透過部の高さ

流木捕捉工の透過部の高さは、流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木の捕捉に必要な高さを加えた値以上とする。

(設計技術指針解説 P. 68)

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。

その概念を図 5-2-1 に示すとともに、これらの決定の手順を以下に示す。

$$H_s = D_s + \Delta H_s \text{ ---- (式 5.2.1)}$$

ここで、 D_s : 流木止めによる堰上げを考慮した水位 (m)

ΔH_s : 流木捕捉に必要な高さ (m)

H_s : 流木止め (透過部) の高さ (m)

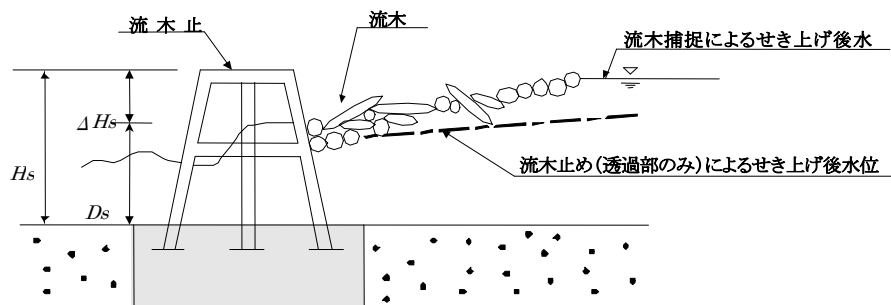


図 5-2-1 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

(1) 堰上げ水位の計算

① 堰上げ前の水深 D_{ho} 、平均流速 U_h

開水路形状：土砂混入流量によりマンニング式等により求める。

堰形状：土砂混入流量により堰の公式で求める。

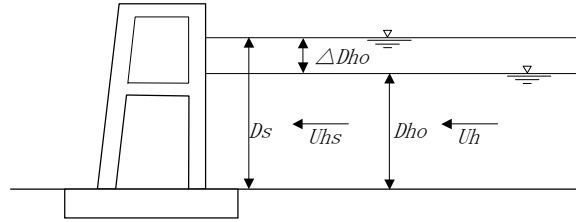


図 5-2-2 流木止めによる堰上げ水位

② 流木捕捉工による堰上げ高

掃流区間に流木捕捉工を設置する場合には、大部分の流木は土砂流、洪水の表面を流下するため、これを捕捉するための流木捕捉工の高さは流木捕捉工による堰上げを考慮した土砂流や洪水の水位よりも高いことが必要である。

なお、縦部材のみによる堰上げの水位は次式により算定できる。

$$\Delta D_{ho} = K_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \frac{U_h^2}{2g} \quad \text{----- (式 5.2.2)}$$

ここで、 ΔD_{ho} ：流木捕捉工縦部材による堰上げ高(m)

K_m ：縦部材の断面形状による係数

(鋼管で $K_m \doteq 2.0$ 、角状鋼管で $K_m \doteq 2.5$ 、H形鋼では $K_m \doteq 3.0$ を用いる)

θ_m ：縦部材の下流河床面に対する傾斜角(度)

R_m ：縦部材の直径(m)

B_p ：縦部材の純間隔(m)

U_h ：上流側の流速(m/s)

③ 堰上げ後水深 (D_s)

$$D_s = D_{ho} + \Delta D_{ho} \quad \text{----- (式 5.2.3)}$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \quad \text{----- (式 5.2.4)}$$

ここで、 Q ：設計流量(m³/s)、 U_{hs} ：堰上げ後の平均流速(m/s)、 B_s ：流下幅(m)

(2) 流木捕捉工の高さ (H_s)

土砂礫等による閉塞はないものとし流木捕捉工の高さは、堰上げ高を加えた水深 D_s に流木の捕捉に必要な高さ ΔH_s を加えたものとする。

ΔH_s は流木捕捉時の流木のせり上りを考慮して、少なくとも最大流木径の 2 倍を確保する。

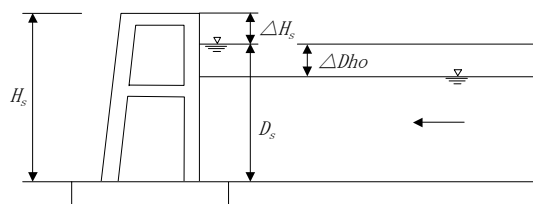


図 5-2-3 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

2-2 透過部における部材の純間隔

流木捕捉工の透過部における部材の純間隔は、透過部が転石で閉塞しない条件と流木を捕捉する条件とを満足するものとする。

(設計技術指針解説 P. 71)

2-2-1 掃流により移動する最大礫径

掃流区間を流下する最大礫径は限界掃流力による移動限界礫径を参考に次の方法により求める。

(1) 平均粒径に対する移動限界摩擦速度の2乗 U_{*cm}^2

$$U_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_m \quad \text{---- (式 5.2.5)}$$

ここで、 d_m : 河床材料の平均粒径 (m)

σ : 砂礫の密度、一般に 2,600~2,650 (kg/m³)

ρ : 泥水の密度、一般に 1,000~1,200 (kg/m³)

g : 重量加速度 (m/s²)

(2) 摩擦速度の2乗

$$U_*^2 = g \cdot D_{h0} \cdot I \quad \text{---- (式 5.2.6)}$$

ここに、 D_{h0} : 水深 (m), I : 河床勾配

(3) 摩擦速度比の2乗 U_*^2 / U_{*cm}^2

①、②の値を用いて求める。

(4) 付図の縦軸 U_*^2 / U_{*cm}^2 が、③の U_{*ci}^2 / U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_i / d_m を求める。

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4 \quad : \quad \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left\{ \frac{1.0 \cdot g \cdot 10^{19}}{1.0 \cdot g \cdot 10^{19} \cdot \left(\frac{d_i}{d_m}\right)} \right\}^2 \left(\frac{d_i}{d_m}\right) \quad \text{---- (式 5.2.7)}$$

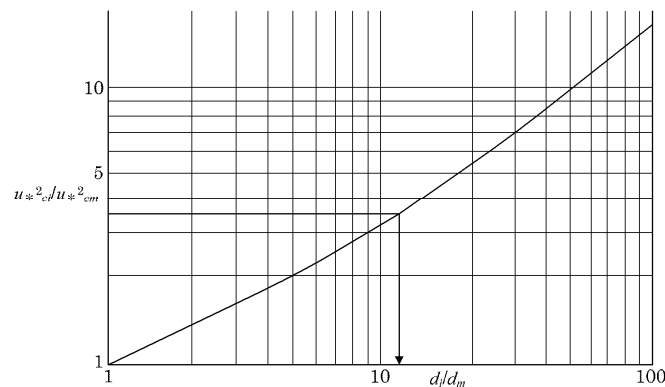


図 5-2-4 粒径別限界掃流力

(5) 現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。

2-2-2 透過部の部材の純間隔

透過部が転石により閉塞しないために上で求めた最大転石が下記の条件を満足するように部材純間隔を設定する。

$$B_p \geq 2d_i \text{ ---- (式 5.2.8)}$$

ここで、 B_p ：透過部の純間隔(m)、 d_i ：最大転石径(m)

流木を捕捉するために部材の純間隔は下記の式を満足する値とし、折損して流下した流木によるすり抜け等に留意する。

$$1/2 L_{wm} \geq B_p \text{ ---- (式 5.2.9)}$$

ここで、 L_{wm} ：最大流木長(m)

2-3 全体の安定性

流木捕捉工の安定性の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により完全に閉塞された状態でも安定であるように設計する。

(設計技術指針解説 P.73)

掃流区間における流木捕捉工の安定性の検討は、原則として「建設省河川砂防技術基準(案)、計画編 第12章 砂防施設計画、設計編 第3章 砂防施設の設計」によるものとする。

なお、単独で設置される流木捕捉工の基礎部も含めた堰堤の高さは、堰堤高さ5m以下(床固工程度)を原則とするが、堰堤高さ5mを超える場合は、以下の点に留意し検討するものとする。

- ・流木捕捉工の透過部の高さを出来るだけ低くするように水通し幅を広く取り水深を低くする。
- ・基礎厚が基礎天端と下流河床面に大きな落差が生じる場合や流木捕捉工の高さが高く越流水に大きな落差が生じる場合には、前庭保護工を検討し安定を確保する。

掃流区間において、流木捕捉工が流木で閉塞された状態の場合は、図5-2-5に示すように静水圧が作用する。この場合、静水圧(P_h)の大きさは透過部の閉塞密度(K_{hw})に影響を受ける。ここでは完全に閉塞された状態を想定して $K_{hw}=1.0$ の静水圧(泥水の単位体積重量 $\gamma_w=11.77\text{kN/m}^3$)とする。

掃流区間の透過型流木捕捉工の場合、礫による捕捉が生じないように設計するので、堆砂圧は考慮しない。

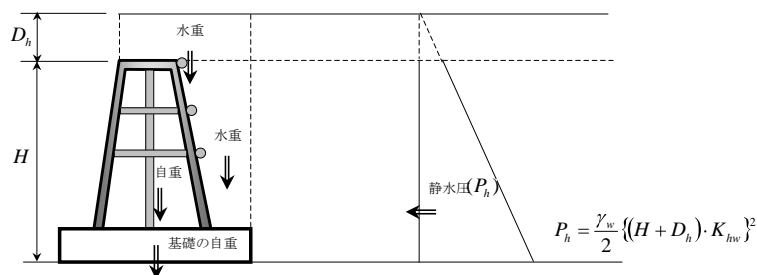
$$P_h = 1/2 \cdot \gamma_w \{ (H + D_h) \cdot K_{hw} \}^2 \text{ ---- (式 5.2.10)}$$

ここで、 K_{hw} ：透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数(=1.0)

γ_w ：泥水の単位体積重量(kN/m^3) (11.77 kN/m^3)

H ：堰堤高(m)

D_h ：越流水深(m)



※1) K_{hw} ：透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 ($K_{hw}=1.0$)

図 5-2-5 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表 5-2-1 流木対策施設（掃流区間）の設計外力（自重を除く）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 5m 以下 (基礎含む)			静水圧

2-4 部材の安定性の検討

掃流区間の流木捕捉工の透過部を構成する部材は、水圧および流木と礫の衝突に対して安全であるように設計する。

(設計技術指針解説 P. 75)

土石流区間の流木捕捉工と同様に、透過部の構成断面は小さく重力式構造ではないので、部材の構造計算を行い、安全性を検証する。

流木と礫の衝突による衝撃力は、「第3編 第3章 不透過型堰堤 13-7-3 礫の衝撃力, 13-7-4 流木の衝撃力」によるものとする。

掃流区間において、透過部材の構造計算に用いる設計外力としての流木の衝撃力の算定にあたっては、流木の衝突の計算における流速は表面流速を用いるものとし、下記の式で求める。

流木は長軸が水流の方向と平行に流下し衝突する場合を想定して衝撃力を計算する。

$$U_{ss} = 1.2 \cdot V_s \quad \text{---- (式 5.2.11)}$$

ここで、 U_{ss} : 表面流速 (m/s)

V_s : 平均流速 (m/s)

2-5 透過部以外の設計

流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木捕捉工が流木等により閉塞された状態においても安定であるように設計する。また、流木の衝突による衝撃力に対する安定も検討する。

(設計技術指針解説 P. 76)

流木捕捉工の各部の構造（水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、袖の構造、前庭保護工）の検討は、原則として「河川砂防技術基準計画編、河川砂防技術基準(案) 設計編第3章」によるものとする。

即ち、流木捕捉工の各部の構造の検討にあたっては、流木止め（透過部）の上流側が流木等により安全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型砂防堰堤とみなして水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、前庭保護工を設計する。流木捕捉工は副堰堤等にも設置することができる。

流木捕捉工の水通し断面は、透過部への流木の閉塞による土砂流・洪水流の越流に備えて原則として透過部の上に設ける。

透過構造の天端から透過する水を考慮し、余裕高は見込まないものとする。

3 流木発生抑止工の設計

掃流区域の流木発生抑止工は溪岸侵食抑制機能を効率的に発揮し、洪水に対して安全であるように設計する。

(設計技術指針解説 P. 77)

掃流区域の流木発生抑止工は、護岸工および流路工と同じ位置に同様の機能を持つように設置する。よって、設計は「河川砂防技術基準(案) 設計編 第3章」に従うものとする。