

3-5 前庭保護工の設計

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗堀による本体の破壊を防がなければならない。

【解説】

前庭保護工は、設計流量(水通し断面の決定に用いた流量)を用いて設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、本章3節3-2-8図4-1-16に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。

副堰堤の下流のり勾配は、本章3節3-3-2の考え方に従う。副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。構造は設計流量に対して河川砂防技術基準(案)設計編〔Ⅱ〕第3章に従い決定する。

副堰堤に設置される流木対策施設の土石流時の設計外力は、部分透過型における設計外力を準用する(本章5節5-1-2 図4-1-91参照)。また、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる溪床勾配は計画堆砂勾配とする。

前庭保護工の設計手順は図4-1-49前庭保護工の設計フローを参照。

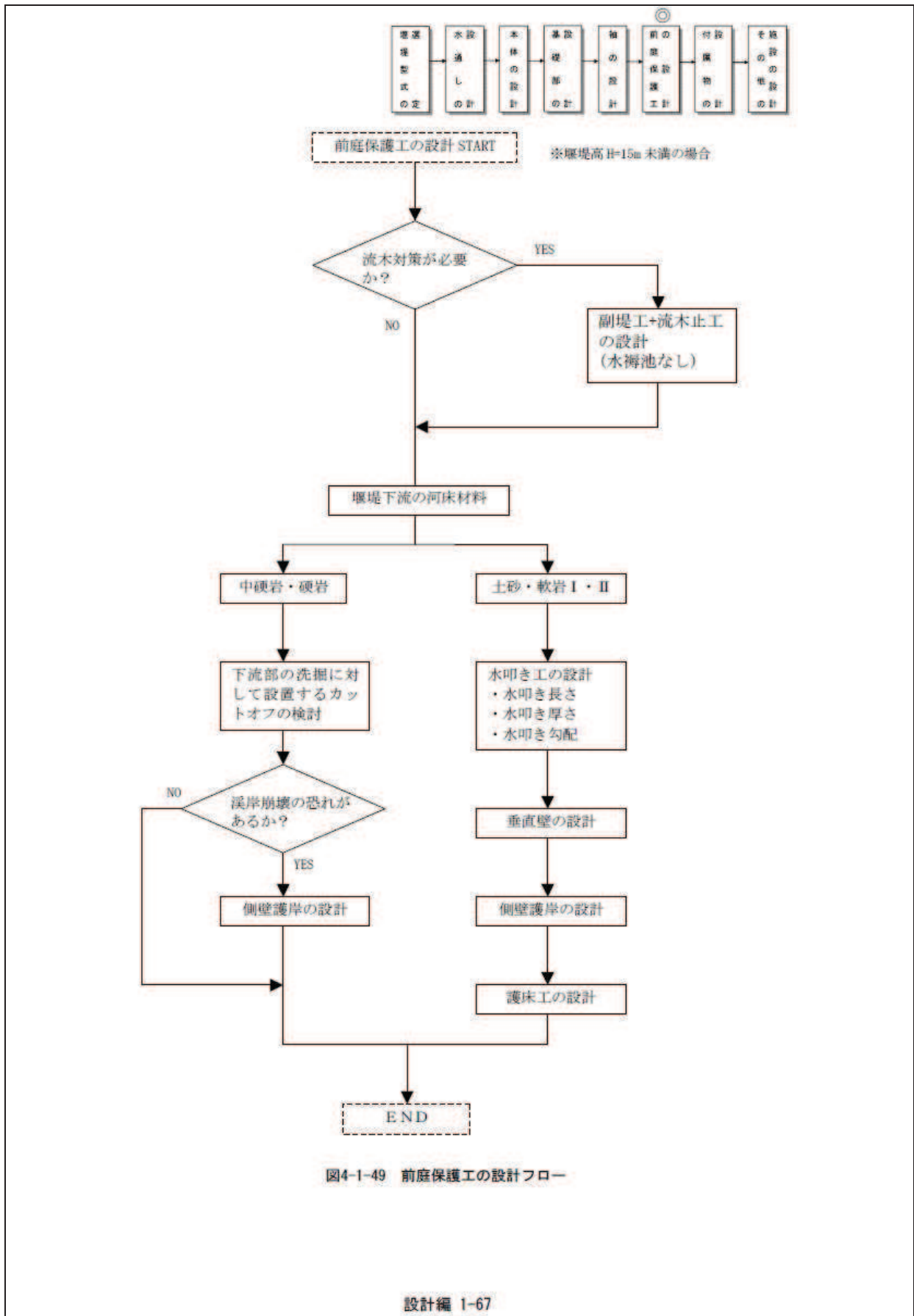


図4-1-49 前庭保護工の設計フロー

3-5-1 前庭保護工

前庭保護工は、堰堤からの落水水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘及び下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落水水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるように設計するものとする。

【解説】

前庭保護工は副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等から成る。

砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等により堰堤基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水利条件にもどる地点まで溪床低下が生じる。このため堰堤基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。

前庭保護工の適用区分は一般に表4-1-18を標準とするが、越流水深、落下砂礫の大きさ等を考慮して、適用区分を変更できるものとする。

表 4-1-18 前庭保護工の適用区分

前庭保護工	河床材料	堤高	備考
水叩き	砂礫又は軟岩(I)(II)	$H < 15m$	
副堰堤	中硬岩、硬岩	$H \geq 15m$	本場には必要に応じてカットオフを施工する
水叩き、副堰堤併用	砂礫又は軟岩(I)(II)	$H \geq 15m$	

注) 落水水の衝突水圧等により溪岸崩壊の恐れがある場合は、側壁護岸等を計画する。

(1) 水叩き工

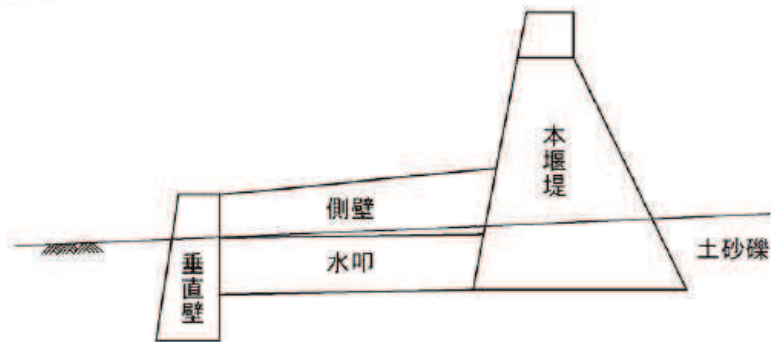


図 4-1-50(1) 前庭保護工(1)

(2) 副堰堤工

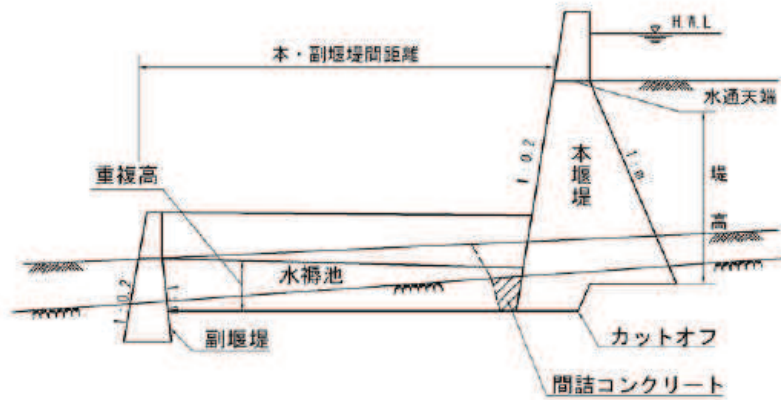


図 4-1-50(2) 前庭保護工(2)

(3) 水叩き、副堰堤併用(ウォータークッション)

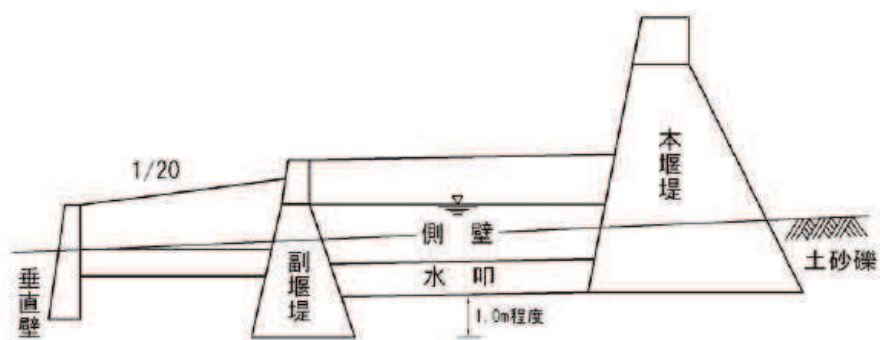


図 4-1-50(3) 前庭保護工(3)

3-5-2 副堰堤 (ハイダムの場合に検討する)

副堰堤の位置及び天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとし、副堰堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は、本章3-2、3-3、3-4に準ずるものとする。

ただし、袖天端勾配は、原則として水平とする。

【解説】

- (1) 副堰堤の位置を求めるためには、次に示す経験式と半理論式を用いるが、一般には堤高が20mの高さまでは経験式を用い、堤高が20mを越える場合は、半理論式を用いるものとする。

1) 経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_2) \quad \dots \dots (4-1-33)$$

L : 本、副堰堤間の長さ

(本堰堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ) (m)

H_1 : 水叩き天端 (又は基礎岩盤面) からの本堰堤の高さ (m)

h_2 : 本堰堤越流水深 (m)

注-1) Lは切上げて1.0m単位とする。

注-2) 堰堤高が15m未満の場合には、一般に2.0を標準とするが、地形条件等により、やむをえない場合は、砂防課と協議の上、1.5～2.0の範囲で係数の決定を行う。

2) 半理論式

$$L \geq L_0 + X + b_2 \quad \dots \dots \dots (4-1-34)$$

a) L_0 : 水脈飛距離 (m)

$$L_0 = V_0 \left\{ \frac{2[H_1 + 1/2 h_s]}{g} \right\}^{1/2}$$

 V_0 : 本堰堤越流部流速 (m/s)

$$V_0 = q_0 / h_s$$

 q_0 : 本堰堤越流部単位幅当たり流量 (m³/s) h_s : 本堰堤越流水深 (m) H_1 : 水叩き天端又は基礎岩盤面からの本堰堤の高さ (m) g : 重力の加速度 (9.8m/s²)b) X : 跳水の距離 (m)

$$X = \beta h_j$$

 β : 係数 (4.5 ~ 5.0) h_j : 水叩き天端又は基礎岩盤面から副堰堤の越流水面までの高さ (m)

$$h_j = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1)$$

 h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

 q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m³/s) V_1 : 水脈落下地点流速 (m/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_s)}$$

 F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{g \cdot h_1}$$

 b_2 : 副堰堤の天端幅 (m)

(2) 副堰堤の高さ

副堰堤の高さを求めるために、次に示す経験式と半理論式を用いるが、一般には堤高が 20m の高さまでは経験式を用い、堤高が 20m を越える場合は、半理論式を用いるものとする。

1) 経験式

$$H_2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-35)$$

 H_2 : 本、副堰堤の重複高 (本堰堤堤底高と副堰堤の天端高の差) (m) H : 本堰堤の堰堤高 (m)注-1) H_2 は切上げて 0.5m 単位とする。

注-2) 式中の係数は 1/3~1/4 の幅でとるようにになっているが、堰堤高が低くなるほど 1/3 のほうをとるのが良い。

2) 半理論式

$$H'_2 = hf - h_2 \dots \dots (4-1-36)$$

H'_2 : 水叩き天端（又は基礎岩盤面）より副堰堤天端までの高さ(m)

hf : 水叩き天端または基礎岩盤面から副堰堤越流水面までの高さ(m)

h_2 : 副堰堤の堰の公式によって求められる越流水深

(一般に本堰堤の越流水深と同一としている)

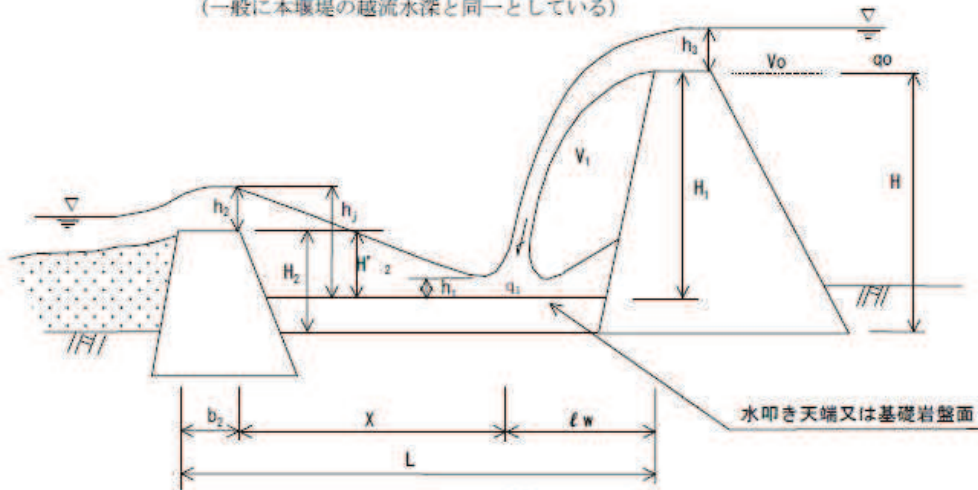


図 4-1-51 副堰堤の位置及び高さ (半理論式による)

(3) その他

副堰堤の方向は、本堰堤軸と平行に定めるのを原則とするが、地形等によりやむを得ない場合においては、下流流心線に直角に定めるものとする。

やむを得ず垂直壁水通し天端を下流溪床とに落差が生じる場合は、第2水叩工あるいは根固工を設ける。

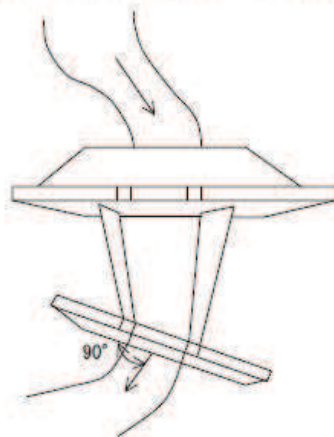


図 4-1-52 副堰堤の方向

3-5-3 水叩き

水叩きは、堰堤下流の河床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定及び兩岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落下水、落下砂礫の衝突及び揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

【解説】

堰堤基礎及びその下流が硬岩で、亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても想定される最大洗掘深より堰堤基礎が深く、かつ兩岸の崩壊及び下流洗掘に対しても支障がなければ、水叩きを設置する必要はない。

しかしながら、堰堤高が15m以上の場合は、硬岩基礎であっても、副堰堤を設置して前庭部を保護するのが一般的である。砂礫基礎の場合は、副堰堤と水叩きを併用して下流の保護を図る場合が多い。

水叩きの長さは、落下後の水流が現況河川の水理条件にもどるまでの長さでかつ、パイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、本章第3節3-5-2の解説における副堰堤の位置を求める式を参考とすることができる。

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や軽石を含むか否か）、水叩きの上の水褥池の有無及び水叩きの基礎地盤によって左右される。このため、水叩きの厚さは、落下水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えるものでなければならない。一般に水叩き区間において揚圧力の最も大きい地点は堰堤堤底下流端付近であるので、この地点で応力計算を行って厚さを決定することもある。また、落下水及び落下砂礫の衝突力については、仮定して求める因子が多く今後の研究を待たなければならないが、必要に応じて水褥池等を造ることにより対処する場合もある。

(1) 水叩き長さ

水叩き長さを求めるためには、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = (1.5 \sim 2.0) \cdot (H_1 + h_2)$$

L：本堰堤、垂直壁間の長さ (m)

(本堰堤天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ)

H₁：水叩き天端からの本堰堤の高さ (m)

h₂：本堰堤越流水深 (m)

注-1) Lは0.5m単位で直近上位をとる。

注-2) 係数については堰堤高が15m以上の場合は、1.5、15m未満の場合は、2.0を標準とするが、地形条件等によりやむを得ない場合は、砂防課と協議の上1.5～2.0mの範囲で係数の決定を行う。

(2) 水叩き厚さ

水叩き厚さを求めるためには、次に示す経験式と揚圧力から求める式があるが、一般には経験式を用いるものとする。しかし特に地盤が不良な場合においては、揚圧力に対して必要な厚さを算出(次頁)して、厚さが不足するときにはこれを増加させるか「3-3 基礎の設計」に述べたような基礎処理等による検討を行うこととする。

1) 経験式

a) 砂礫地盤で水濁池がない場合

$$t = 0.2 (0.6H_1 + 3h_2 - 1.0)$$

b) 水濁池がある場合 (ハイダムの場合)

$$t = 0.1 (0.6H_1 + 3h_2 - 1.0)$$

t : 水叩き厚さ (m)

H_1 : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ

h_2 : 本堰堤の越流水深

注-1) t は切上げて 0.1m 単位とし、最小厚は砂礫地盤の場合 0.7m、岩盤の場合 0.5m とする。

注-2) 岩盤の場合の水叩き最大厚さは、中硬岩の場合 0.7m、軟岩(Ⅱ)～(Ⅰ)の場合 0.8m を標準とする。

なお、軟岩(Ⅰ)で、風化の著しい場合は、上記式による。

注-3) 一般に水叩きの厚さは 2.0m 以下とする場合が多いので前述の(a)(b)で示した式の計算結果が 2.0m を越えるときは 2.0m とする。

注-4) 前述の(a)(b)で示した式、柿¹²⁾が砂防堰堤前庭部の洗掘深に関する Riediege の式を、 $h_2 < 5.0m$ 、 $H_1 < 10.0m$ の範囲について $0.6H_1 + 3h_2 - 1.0$ と近似し、水叩きの厚さはこの洗掘深に比例するとしたものである。水叩きの厚さとそれ以外に水濁池の深さが水叩き厚さの 2 倍以上なければ、水叩きの破壊につながる恐れがあるので注意を要する。

注-5) 次頁の揚圧力から求める式は、水叩きの下部に作用する揚圧力に対して、水叩きの重量で抵抗させる条件から求めることから、高い堰堤 (5m 以上) に対しては過大に算出される傾向がある。

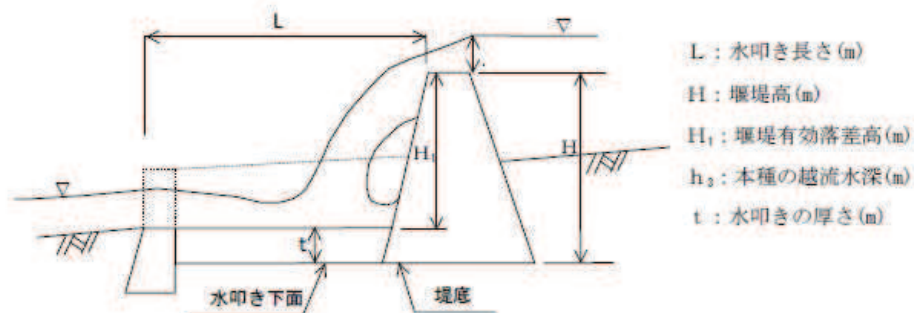


図 4-1-53 水叩き長及び水叩き厚さ(経験式の場合)

2) 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{W_c - 1} \quad \dots \dots (4-1-37)$$

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量(kN/m³)

Δh : 上下流水位差(m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : 堰堤上流の水叩き天端高からの水深(m)

h_2 : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深(m)

Δu : 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力(m)

$$\Delta u = \ell' / \ell \Delta h$$

ℓ : 総浸透経路長(m) (図 4-1-54)

ℓ' : 堰堤堤底下流端までの浸透経路長(m) (図 4-1-54)

4/3 : 安全率

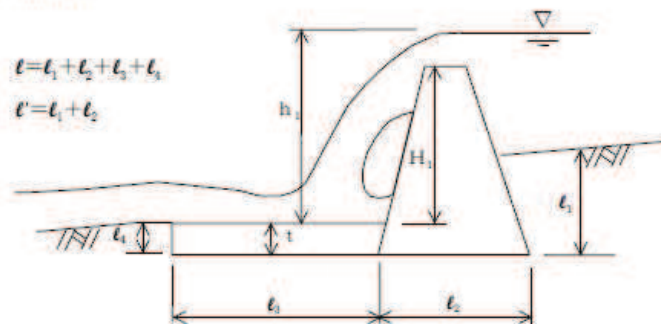


図 4-1-54 水叩きの厚さ (揚圧力から求める式)

(3) 水叩きの勾配

水叩きの勾配は、原則として水平とし、下流端で現溪河床高と一致させるものとする。

溪床勾配が急な場合には、下流端で現溪河床高と一致しない場合があり、この場合には、水叩きの下流端には床固工を設け、現溪河床高と一致させるものとする。

ただし、垂直壁の位置で現況河床より水叩き下面が高くなる場合や、堤内地盤高が垂直壁の天端高より低くなる場合(残土処理等により堤内地を高くすることができる場合は除く)は、水叩きに下り勾配をつけるものとする。この場合の下り勾配は計画堆砂勾配以下とする。

ただし、計画堆砂勾配が 1/10 より急な場合は、水叩きの下り勾配は 1/10 までとする。

水叩き下流端に床固工を設ける場合、床固工の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同一とし、床固工本堤の構造は、本章 3-5-4 垂直壁の構造に準ずるものとし、その他の構造は、第 2 章 2 節 2-6 の床固工に準ずるものとする。

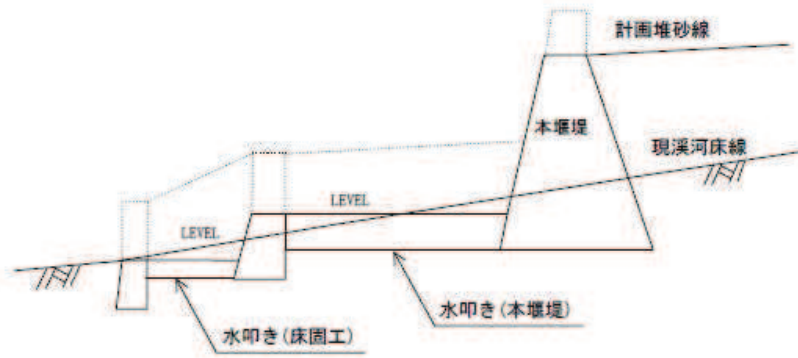


図 4-1-55 水叩き勾配 (2 段落差)

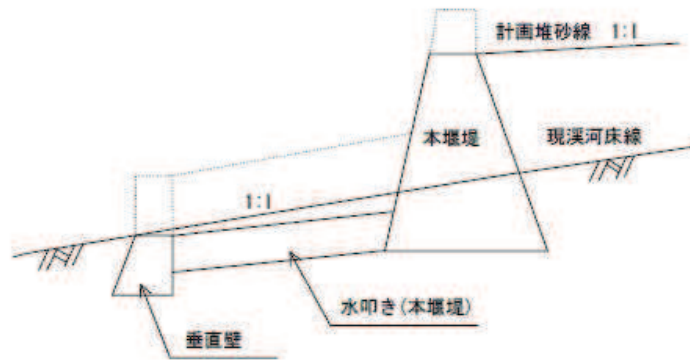


図 4-1-56 水叩き勾配 (下り勾配)

注) 一般に $1' \geq 1$ 、 $1' \geq 10$ とすること。

3-5-4 垂直壁

水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため副堰堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

【解説】

(1) 水通し断面及び水通し天端高

垂直壁の水通し断面は本堰堤の水通し断面と同一とすることを原則とし、水通し天端高は、現河床面と同じか、又は低くし、水叩き末端面の高さに合わせる。

(2) 水通し天端幅

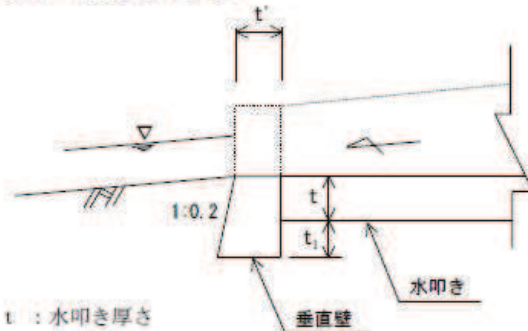
垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを原則とするが、水叩きが破壊しても垂直壁によって被害を最小限とするため最小幅を1.0mとし、最大幅は堰堤本体の水通し天端幅までとする。

(3) 基礎の根入れ

垂直壁の基礎の根入れは、水叩き下面より、岩盤の場合は1.0m、砂礫地盤の場合は1.5m程度とする。

(4) 断面

下流側は2分勾配、上流側は直とする。



- t : 水叩き厚さ
 - t' : 垂直壁の天端幅 (最小1.0m)
 - t₁ : 水叩き下面よりの根入れ (岩1.0m、砂礫1.5m)
- 注) 砂礫地盤の場合、t=t'となる。

図 4-1-57 垂直壁の断面

(5) 袖

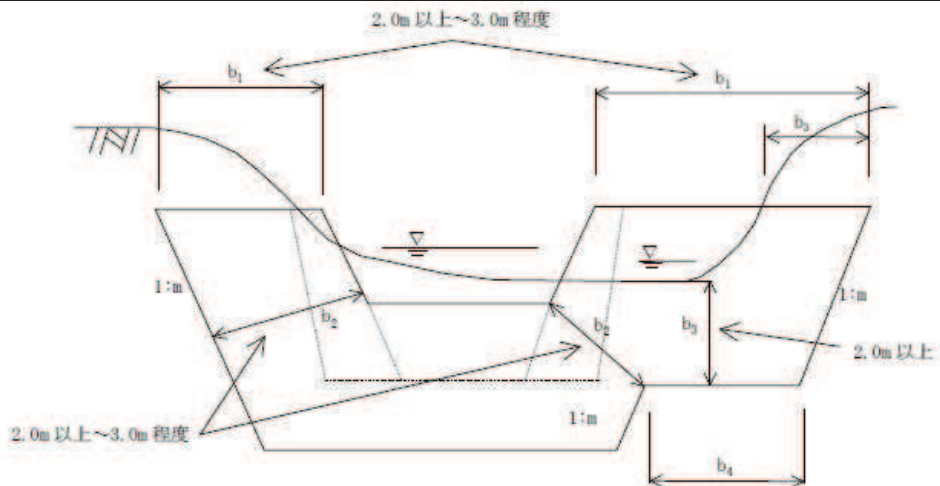
袖部断面の法勾配は、上下流とも直が原則で袖勾配は一般に水平とする。

また袖長は、砂礫地盤の場合3.0m以上とし、両岸地盤に嵌入させることを原則とする。

嵌入深さは、表4-1-19を標準とし、嵌入方法については、図4-1-58～4-1-59を参考とする。

表 4-1-19 垂直壁の袖の嵌入深さ

土質	嵌入深さ (b ₁)	サイド根入れ (b ₂)	地山最小根入れ (b ₃)
砂礫	2.0～3.0m 程度	2.0～3.0m 程度	2.0m 以上
軟岩(I)、軟岩(II)	2.0m 内外	1.5～2.0m 程度	1.5m 以上
中硬岩、硬岩	1.5～2.0m 程度	1.0～1.5m 程度	1.0m 以上



m : 土質による床掘勾配

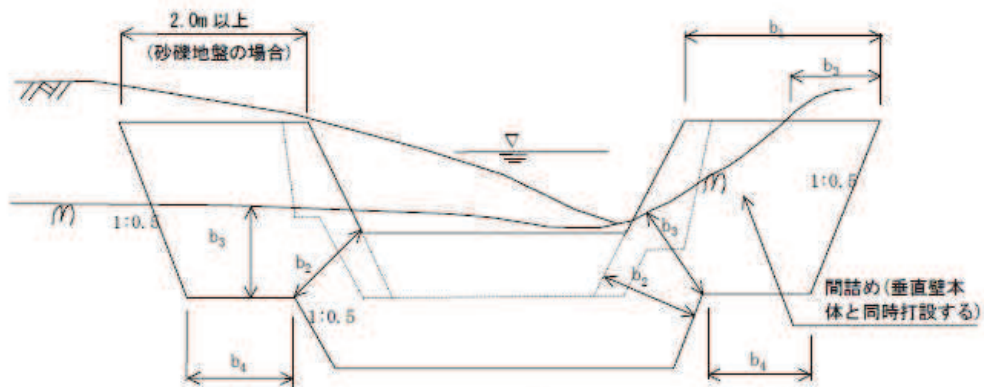
砂礫地盤 $m=0.5$ (掘削高 5m 以下)

$m=0.6$ (掘削高 5m 以上)

注-1) b_1, b_2, b_3, b_4 は 0.1m 単位で計画する。

注-2) 小段幅 b_4 は土砂の場合 2.0m 以上とする、但し直高 5m 未満の場合は、必ずしも小段を設ける必要はない。

図 4-1-58 垂直壁の袖の嵌入方法 (砂礫地盤の場合)



	軟岩 (I)、軟岩 (II)	中硬岩、硬岩の場合
b_1	2.0m 内外	1.5~2.0m 程度
b_2	1.5m~2.0m 程度	1.0~1.5m 程度
b_3	1.5m 以上	1.0m 以上

注-1) 斜切勾配は 1:0.5 を標準とする。

注-2) b_1 は 0.1m 単位とする。

注-3) 小段幅 b_4 は 0.5m 以上とすること。

図 4-1-59 垂直壁の袖の嵌入方法 (岩盤の場合)

(6) 位置

垂直壁の位置については、本章3-5-3の式、図4-1-53を参考とすること。

3-5-5 側壁護岸

側壁護岸は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって（本堰堤と副堰堤又は垂直壁との間において）発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。

側壁護岸の法線は、堰堤からの越流水が落下する距離までは水通し幅の内側に入らないように計画する。

【解説】

側壁護岸は、堰堤天端から落下する流水による下流部の側方侵食を防止するものであり、必要に応じて設けるものとする。

側壁護岸は、側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とすることを原則とするが、一般にはモタレ式コンクリート護岸を用いる。ただし護岸背後地が高盛土の場合や、縮まり具合が悪い地山等の場合には、安定計算を実施して、側壁護岸を設計するものとする。

側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きがない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を限度として下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とする。

側壁護岸の水抜きは、原則として常時湛水が予想される水位には設けないものとし、 2m^2 に1ヶ所以上の割合で設置する。

側壁高については、下流端では垂直壁の袖高に取り付け、堰堤位置では水通し高に1.0m程度加えた高さを標準とし、必要に応じ側壁工上部に石積工、張芝等を施工する。

側壁護岸の位置及び構造は、図4-1-60を標準とする。ただし、岩盤の場合の構造は図4-1-61を標準とする。

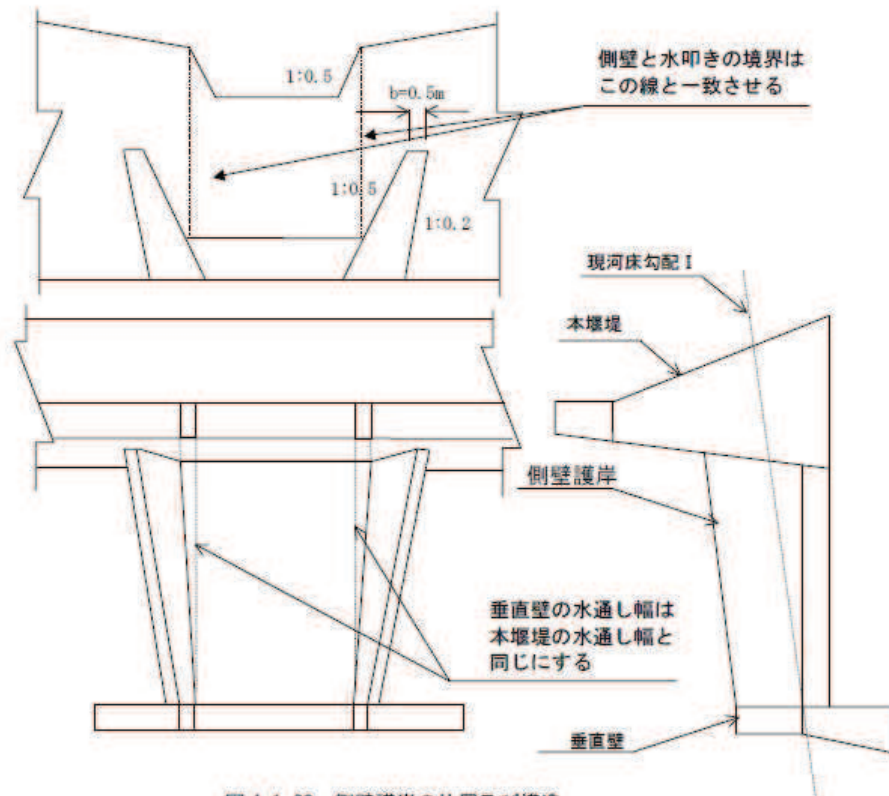
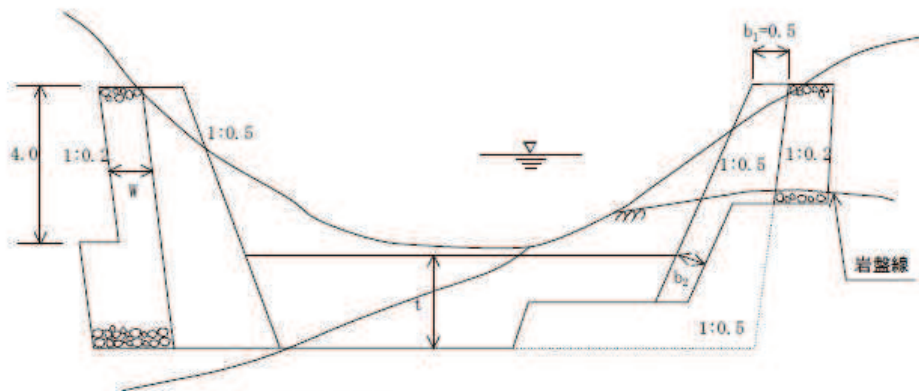


図 4-1-60 側壁護岸の位置及び構造



$b_1 : b_1=0.5m$

b_2 : 軟岩 (I) (II) の場合 $b_2=0.8m$

中硬岩、硬岩の場合 $b_2=0.7m$

t : 本章第 3 節 3-5-3 参照

W : 側壁の裏込材 (クラッシュラン) は土木構造標準設計参照

($H=4m$ 未満 $W=0.5m$ 、 $H=4m$ 以上 $W=1.0m$)

※破線は砂礫の場合

図 4-1-61 側壁護岸の構造

3-5-6 護床工

副堰堤、垂直壁の下流の洗掘防止のため、必要に応じて護床工および護岸工を設置する。
護床工は、溪床材料、溪床勾配、洪水の発生頻度等により総合的に検討して決定する。

【解説】

- (1) 使用材料は、大転石、ブロック等とする。
- (2) 施工延長は、次式によって算出した長さ以上とする。

$$L = (2.0 + 0.2)H + H + 0.5 = 3.2H + 0.5$$

L : 護床工の設置長

H : 垂直壁天端よりの根入

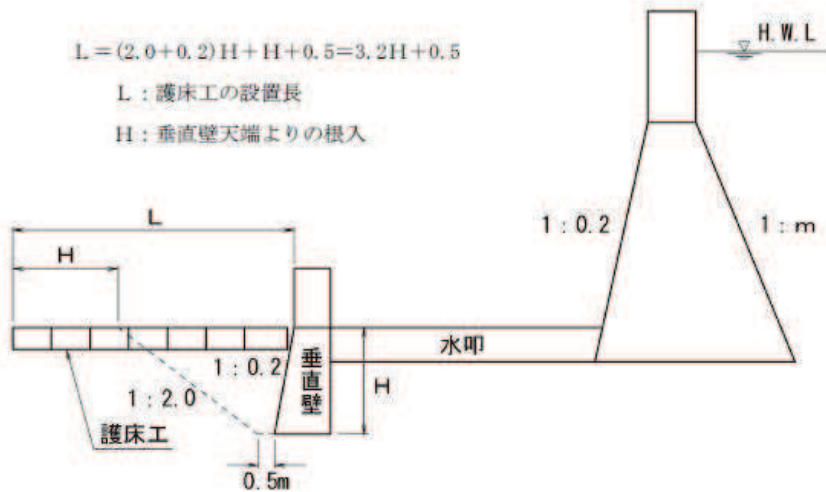


図4-1-62 護床工

- (3) すりつけ護岸の長さおよび高さ

すりつけ護岸の長さは、原則として護床工長と同じにする。高さは余裕高までとする。
ただし、地形状況等によってはこの限りでない。

〈参考〉 コンクリートブロックを用いる場合の安定計算

コンクリートブロックを用いる場合の一般的設計手法を次に示すが、安定条件は滑動に対する安全を考慮するものとする。

またコンクリートブロックを設置する範囲は、下流側の現況水理に合う範囲までとする。

[滑動に対する安全]

$$R/P \geq n \quad \dots \dots (4-1-38)$$

$$P = C_d \cdot W_0 \cdot \epsilon \cdot A \cdot U^2 / 2g$$

$$R = f \cdot W_b$$

$$U = V - 16\sqrt{h \cdot i} \quad (\text{バザンの式})$$

$$W_b = (1 - W_0/W_c) W \cdot K$$

P : ブロックに作用する動水圧 (kN)

n : 安全率 (一般に 1.0~1.5 程度)

R : ブロックの抵抗力 (kN)

C_d : 動水圧係数 (一般に 1.0 を用いる) (kN/m^3)

ϵ : 遮へい係数 (単位: 1, 群体: 0.35~0.40)

A : 投影面積 (群体の場合は、全体の高さ×幅) (m^2)

U : 流水の底面流速 (m/sec)

V : 流水の平均流速 (m/sec) \dots 本編 7 章 4 節の式より求められる

g : 重量の加速度 (9.8) (m/sec^2)

f : 抵抗係数(摩擦係数, 一般に 0.8)

W_0 : 流水の単位体積重量 (一般に 11.8) (kN/m^3)

W_b : 水中におけるブロック重量 (kN)

W_c : ブロックの空中単位体積重量 (一般に 23.05) (kN/m^3)

W : ブロック空中重量 (kN)

k : ブロックの個数

h : 計画水深 (m)

i : 水面勾配 (一般には河床勾配とする)

3-5-7 流木捕捉工を前庭保護工に設置する場合の留意事項

流木止め工を副堰堤に設置する場合は、前庭部は掃流状態になったものとして設計を行うものとする（鋼製砂防構造物設計便覧 H21 年版 P. 125 「5.5 掃流区間に設置する流木捕捉工の設計」を参照）。

ただし、砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合には、土石流の流体力についても施設が安全であることを検証する。このときの渓床勾配は、計画堆砂勾配を用いる。

【解説】

前庭部に設置する流木止め工は、砂防堰堤本体で土石流を捕捉したものとして掃流状態として設計する。安定計算及び構造計算に用いる荷重は越流水深を考慮した静水圧とする。このとき鋼管の余裕しろは掃流状態として礫の直撃を考慮しないことから最上流部材も含めて、0.0～1.5mm とする。腐食しろは片面 0.5mm とする。

砂防堰堤本体で土石流が完全に捕捉できない場合には、上記の検討に加え土石流区間で用いる土石流の流体力と堆砂圧を作用させて安全性の検討を行う。このとき土石流の流体力の算定には計画堆砂勾配を用いる。ただし、この場合も腐食しろは片面 0.5mm とし、余裕しろは 0.0～1.5mm とする。

以下に前庭保護工の形状について述べる。

(1) 設置幅

流木止め工を副堰堤に設置する場合は、原則として副堰堤の越流部に設けるものとする。ただし、現地の条件等により副堰堤の機能を損なう場合には、副堰堤の前庭部に流木止め工を設けてもよい。

流木の捕捉量をできるだけ確保するために、地形条件、下流の河幅をもとに流れを阻害しない範囲でできるだけ広くとるようにすることが望ましいが、通常の砂防堰堤の場合の規定の 3 倍程度までを目安とする。水叩き部の幅が広い場合、水叩き工（厚さは通常の砂防堰堤の場合と同じ基準とする）の両サイド部はコンクリート厚さを薄くしたり、あるいはコンクリートブロックを配置してもよい。その場合、構造、施工性、地盤、洗掘等を総合判断したとき、水叩きと同断面とするほうが有利な場合もあるため、総合的に検討する必要がある。本副堰堤間の距離が通常の水叩き長を超える区間長についても同様である。

(2) 水溜池の形状

通常の砂防堰堤の場合の規定に関わらず、本副堰堤間の距離は地形条件の許せる範囲で流木捕捉量をできるだけ確保できるよう距離をとるが、通常の砂防堰堤の場合の規定の 3 倍程度までを目安とする。

本副堰堤間の側壁は、原則として平行配置とする。側壁での縮流は流木の衝突や堆積による溢流の防止の観点から避けるものとする。なお、流木は流木止め工の直上流で水通しの左右岸寄りに堆積する傾向が強いとの実験結果があるので、通常の砂防堰堤の場合とは逆に副堰堤部で末広がりとなってもよい。

(3) 副堰堤の水通し断面

流木止め工の端部のコンクリート立ち上がりは直立させ、流木止め工の上方に設ける水通し断面の形状は逆台形とする。流木止め工の水通し下幅は、本堰堤水通し下幅の2倍程度まで広げてよい。

(4) 副堰堤の水通し天端幅及び袖天端幅

副堰堤の水通し天端幅は2.0mを標準とするが、土石流の影響を考慮する場合は3.0mとする。

副堰堤の袖天端の最小幅は1.5mとする。ただし、土石流の影響を考慮する場合の最小幅は2.0mとし、襖の衝撃力に対して安全な構造としなければならない。

土石流の影響を考慮する場合とは、上流の砂防堰堤で土石流を完全に捕捉できない場合(整備率が100%未満)をいう。

(5) 副堰堤の袖勾配

袖勾配は原則として水平とするが、袖高より高く流木が捕捉されることがあるため、発生流木量、地形、流量等を考慮して袖部からの溢水が想定される場合には袖に勾配をつけてもよい。

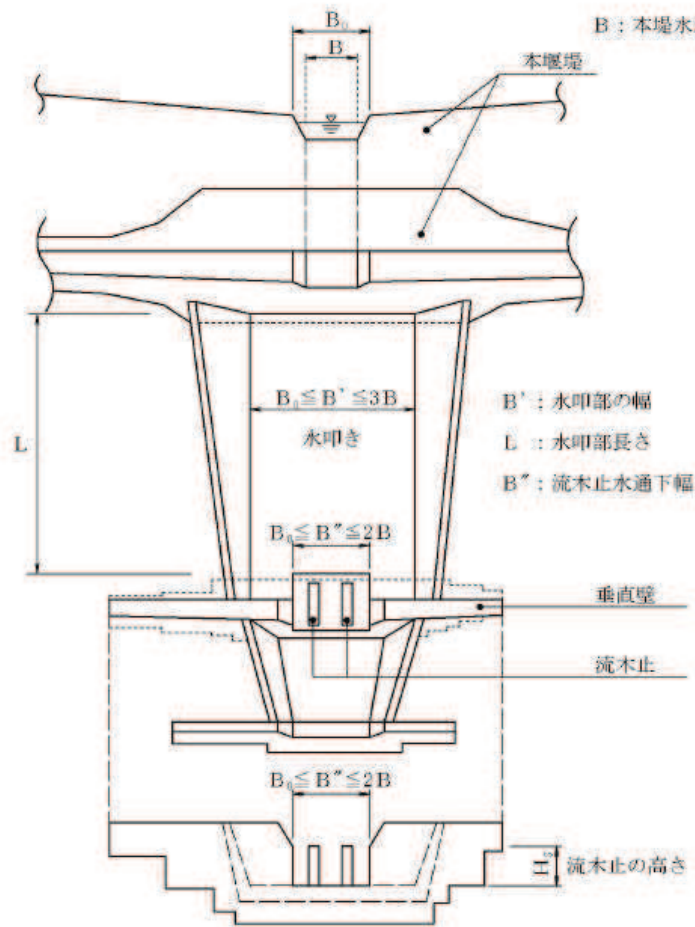


図 4-1-63 水構池の形状

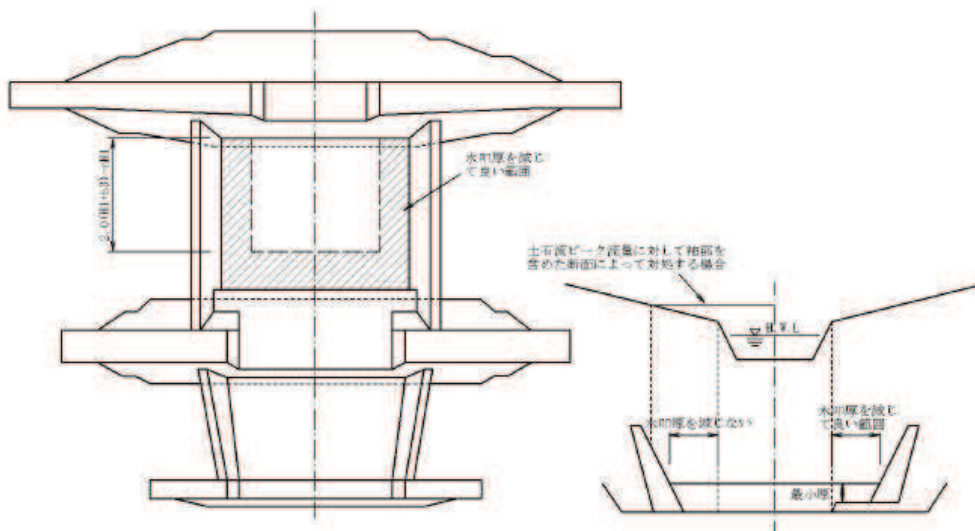


図 4-1-64 水叩き厚を減じる場合の例

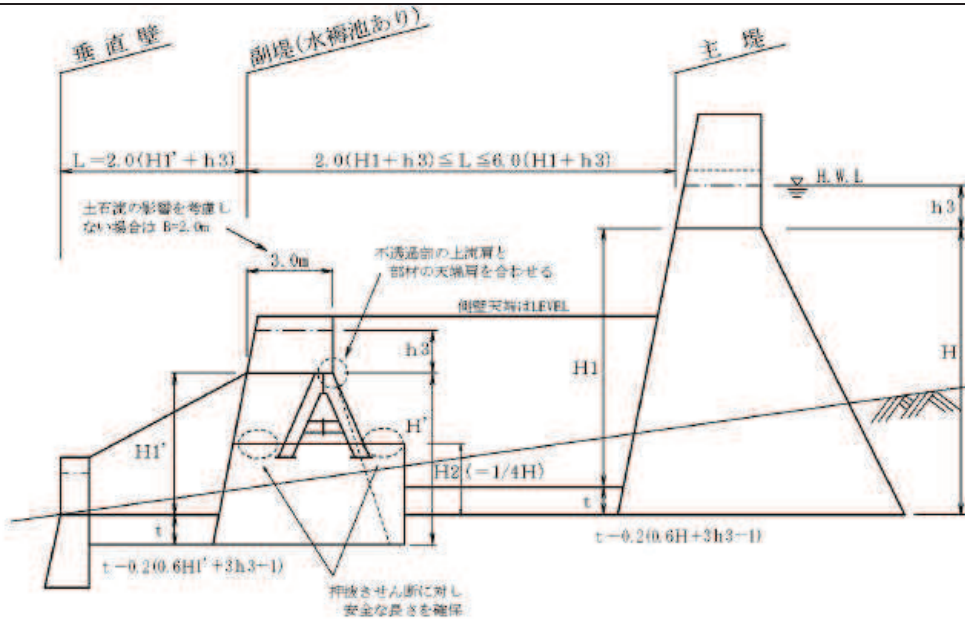


図 4-1-65 副堤(水褥池あり)に流木止工を設置した場合の例

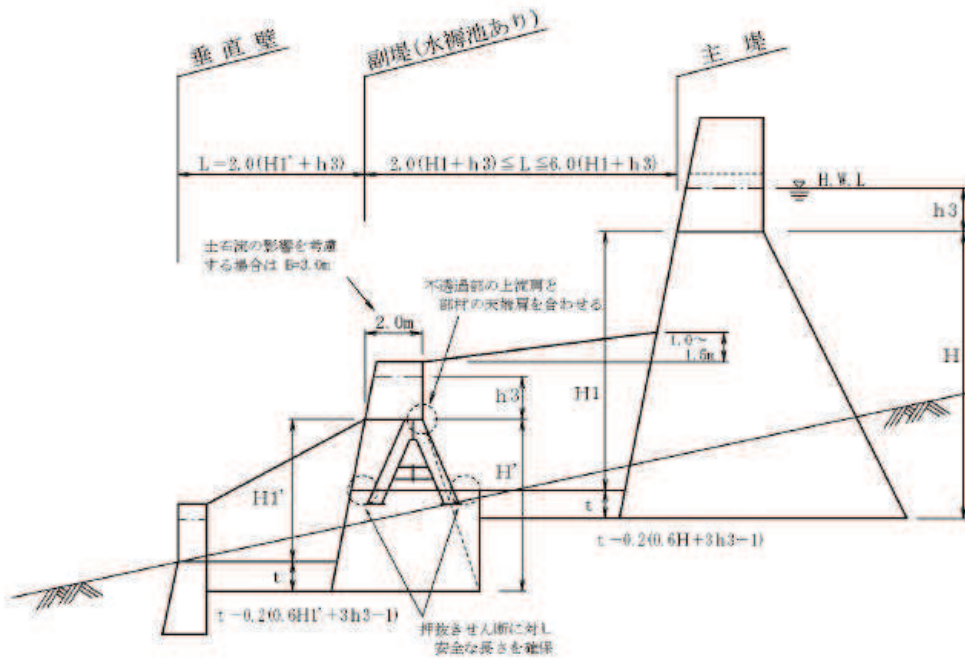


図 4-1-66 副堤(水褥池なし)に流木止工を設置した場合の例

3-6 付属物の設計

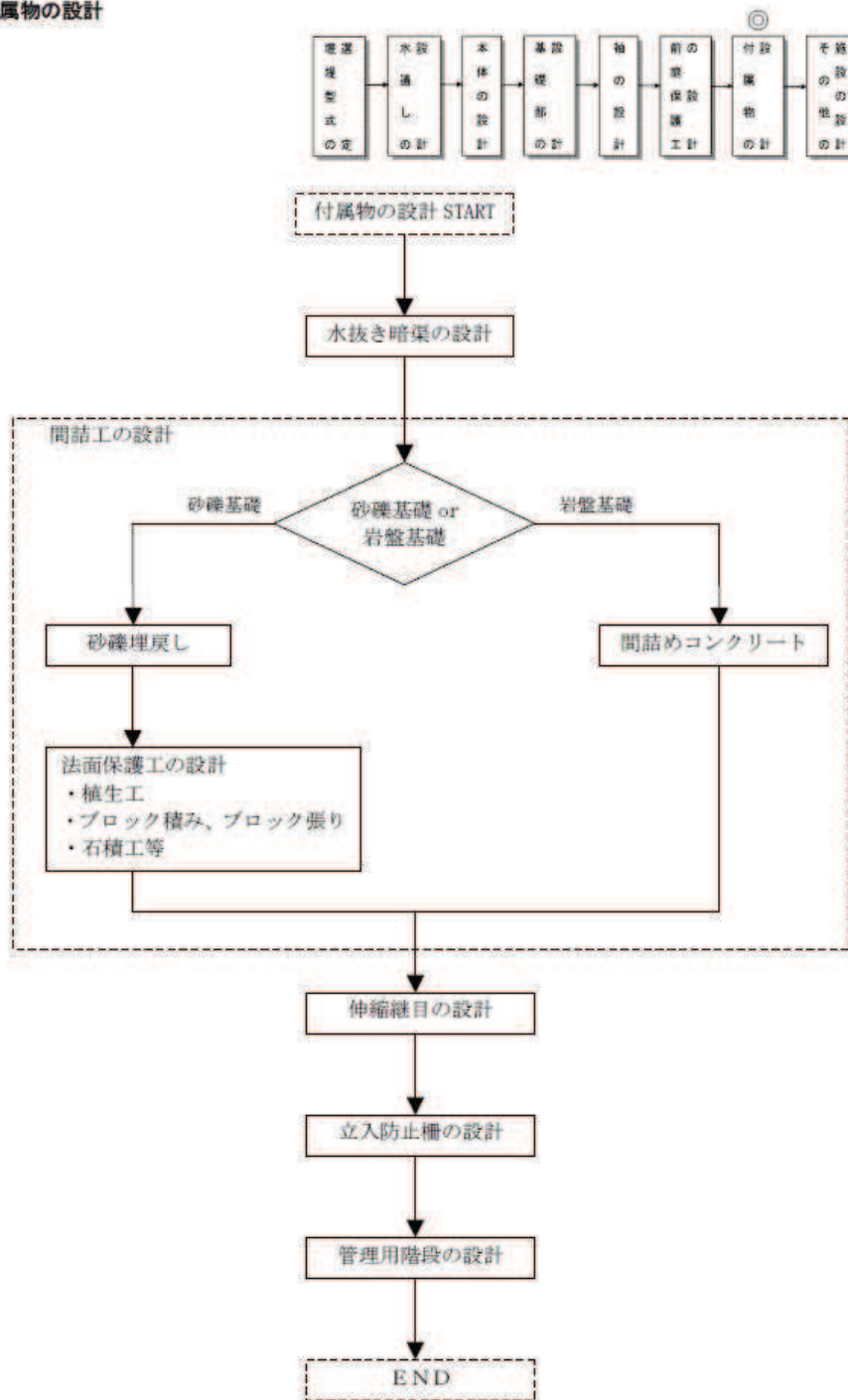


図4-1-67 付属物の設計フロー

3-6-1 水抜き暗渠

堰堤には必要に応じ水抜き暗渠を設ける。

水抜き暗渠は、その目的により大きさ・数・形および配置を定めるものとする。

【解説】

(1) 設置範囲

水抜きから流出する水流は、堰堤上流の水圧により高速流となるため、側壁等に悪影響を与えないよう水通し底幅以内とする。

(2) 配置

水抜き暗渠の配置は、水通し天端から2.0m以上離して計画を行う。

また同一の高さに水抜き暗渠を集中させると、効果が減少するため、このような状態とならないよう上下千鳥配置とする。(図4-1-68参照)

(3) 形状

水抜き暗渠の形状は、従来より角型が一般的であったが、施工性が悪いこと、応力が集中し弱点となりやすいこと、常時流砂がある溪流では磨耗し拡大する等から、施工性、耐久性等に配慮し、ヒューム管を用いることを原則とする。

水抜き暗渠の径は、流送石礫の大きさを考慮して決定するものとするが、一般には0.3m~1.0m程度とする。

(4) 施工暗渠

本来、施工暗渠は、水抜き暗渠を利用して施工中の流水の切り替えを行うものであるが、仮排水対象流量が大きい場合、施工に必要な大きさの暗渠を設けることがある。しかし、あくまでも施工のみに必要な暗渠であるから、必要がなくなった時点で目的に合った大きさに改良するか閉塞することを念頭に、大きさと配置を定めることとする。

(5) 上流流入口の対処

堰堤上流に堆砂する土砂礫の粒径が小さい場合、堆砂後、水抜き孔より土砂礫が流出することが想定されるため、スクリーン等の設置を検討する。

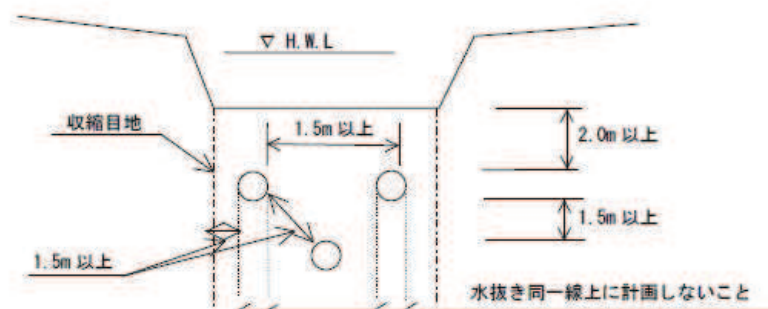


図4-1-68 水抜き暗渠の配置

3-6-2 伸縮目地

コンクリート堰堤には、コンクリートのひび割れを防止するために、適切な間隔に伸縮継目を設けるものとし、横伸縮継目には止水を設置するものとする。

又、原則として水通し部には伸縮継目を設けないものとする。

【解説】

温度応力によるコンクリート堰堤のひび割れを防止するため、又はコンクリート打設設備の能力に併せて、コンクリート堰堤には一般に適切な間隔の伸縮継目が設けられる。堰堤軸に直角方向の継目を横継目、堰堤軸に平行な継目を縦継目という。

堰堤軸の直角方向に入る不規則なひび割れは、堤体の止水及び風化防止に対して障害となる。このため横継目は、原則として堰堤軸に沿って10~20m間隔(注1)に設け(図4-1-69参照)、水抜穴、水通し肩より1.5m以上離すこととする。

砂防の重力式コンクリート堰堤は、治水、利水の重力式コンクリート堰堤に比べ一般に堤高が低く、上下流方向の堤体が短いため堰堤軸に平行な縦継目は設けないものとする。

重力式コンクリート堰堤では、安定解析の基本的な考え方から、一般に横継目には、歯型構造及び継目グラウチングを行わなくてもよいものとする。

横継目に設置する止水板は、幅300mm、厚さ7mmのセンターバルブ形(フラット)の塩ビ止水板を標準とし、上流側に型枠面に平行して入れるものとする。

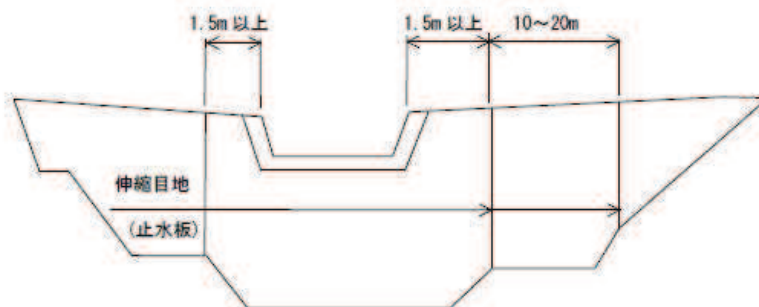


図 4-1-69 止水板の取付方法 (正面図)

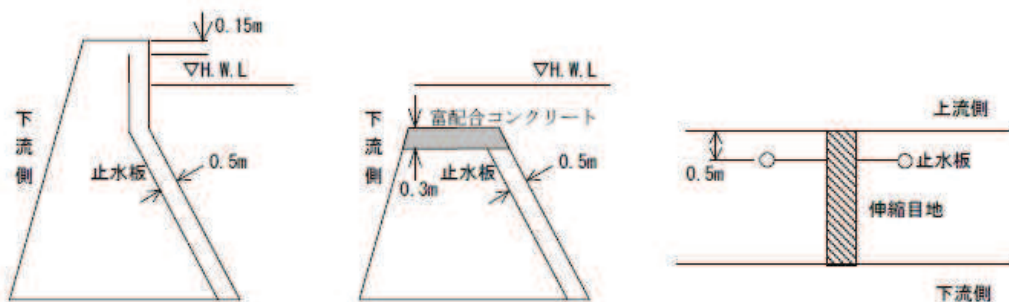


図 4-1-70 止水板の位置

注-1) 横継目が水通し肩より 1.5m 以上を確保しにくい場合、袖部の構造計算を行い鉄筋等で補強を行うこととする。

3-6-3 間詰め

間詰めは、堰堤本体の安定と堰堤サイド付近の地山保護を目的として設けるものであり、地山への嵌入深、取合せ等に十分留意し設計しなければならない。

【解説】

間詰めは、一般掘削部において行い、砂礫基礎は砂礫、岩盤基礎はコンクリートで行う。本体の立ち上がり部および袖の嵌入部の間詰めは、土砂盤の場合、土留擁壁、法面保護工等を設け土砂で詰め戻し、岩盤の場合はコンクリートで埋め戻すものとする。

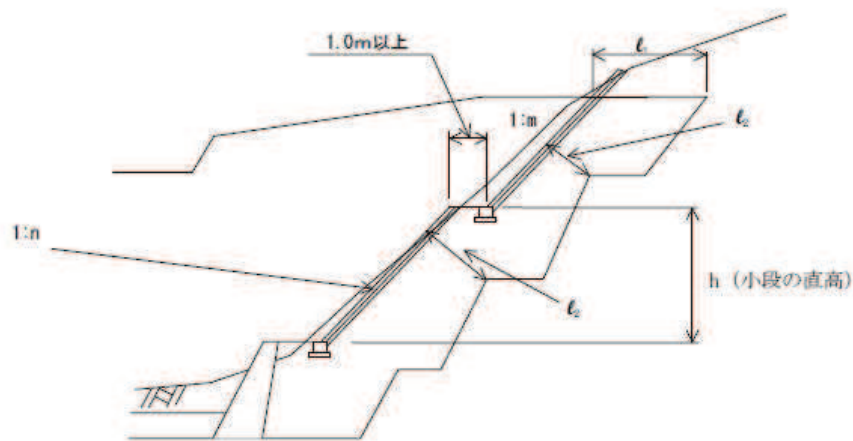
表4-1-20 間詰め工の適用工法

地 質	埋 戻 し		表 面 の 保 護 等	
	適用区分	工 法	適用区分	工 法
砂礫地盤	全 般	土砂による埋戻し	表面処理勾配(地山勾配)が1割5分以上 緩い場合	植生工 法棒工 平張ブロック工 (袖勾配のある範囲)
			表面処理勾配が1割 以上1割5分までの 場合	平張ブロック工 石羽口工
			表面処理勾配が1割 より急な場合	積ブロック工 (控35cm)
岩 盤	全 般	階段状 間詰めコンクリート工		特には不要
岩 盤 + 砂礫地盤	砂礫厚<1.0m	階段状 間詰めコンクリート工		特には不要
	砂礫厚≥1.0m	岩盤線までの間詰め コンクリート工 + 土砂による埋戻し	表面処理勾配が1割 5分以上緩い場合	植生工 法棒工 平張ブロック工
			表面処理勾配が1割 以上1割5分までの 場合	平張ブロック工 石羽口工
			表面処理勾配が1割 より急な場合	積ブロック工 (控35cm)

注) 上表は、一応の目安であり現地の状況を十分に勘案の上、適切な工法を検討することが必要。

(1) 砂礫地盤で法面保護工を設計する場合 (図4-1-71参照)

- 1) 小段は直高 (h) 5m程度毎に設け、小段は1.0m以上とし基礎のかぶり厚は福岡県土木構造物標準設計による。
- 2) 法面保護工の勾配m、nは一般に1割より緩くすることが望ましく、地山勾配が急で一般に1割より急になる場合は、石積工等を計画する。
- 3) 法面保護工の勾配m、nが1割5分より緩い場合は、法面保護工として張芝等を計画するものとする。
- 4) 法面保護工の施工範囲は、一般には掘削影響線から1m程の余裕をとるものとする。

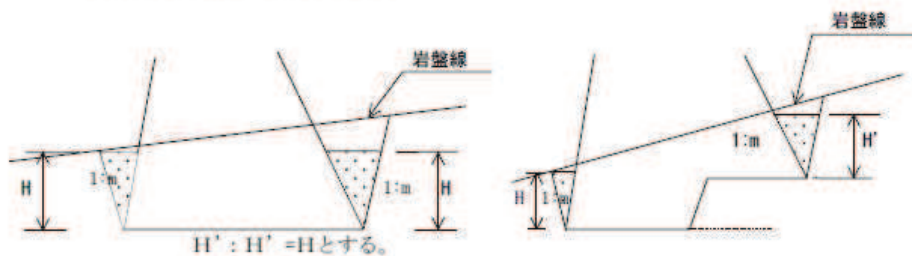


注) ℓ_1 、 ℓ_2 は法面保護工の位置、形状を考慮して本章第3節3-4-2(3)の値をとる

図 4-1-71 間詰め設計 (砂礫地盤の場合)

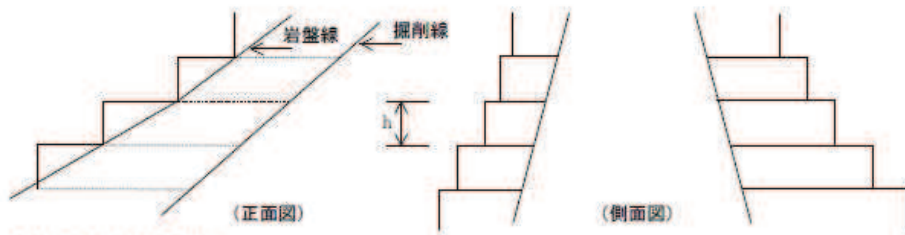
(2) 岩盤で間詰めコンクリートを設計する場合

- 1) 埋戻しコンクリートは原則として本堤堤体と同時打設とする。
- 2) 間詰めは打上げ高さは、風化していない岩盤までとする。ただし上流側は、下流側の打上げ高さと同程度とする。
- 3) 本体の立ち上がり部および袖の嵌入部の間詰めは、岩盤の勾配が緩い場合は、岩盤線に平行に岩盤の勾配が急な場合は、階段状にコンクリートを打設するものとする。
- 4) 本章3-3-3-2(1)、(2)の遮水及び洗掘に対して設置するカットオフの場合、間詰めコンクリートとカットオフは同時打設とする。



m : 軟岩 m=0.2、中硬岩 m=0.1程度

図 4-1-72 間詰め設計 (岩盤の場合)



h : $h=1.0\sim 1.5$ 程度

一般には1リフト高さに合わせる。

1リフト高さは0.75~1.5mを標準として最大2.0mまでとする。

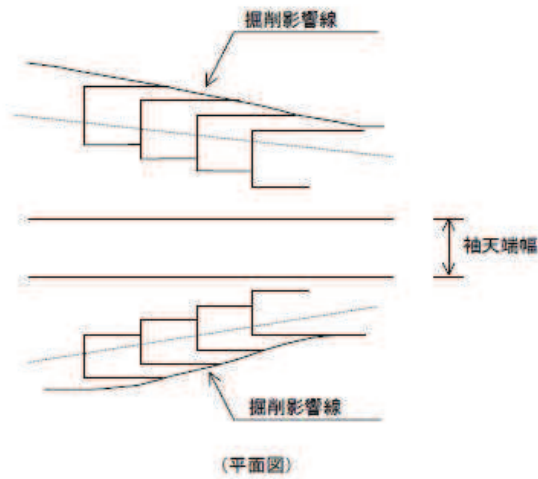


図 4-1-73 間詰め設計(間詰コンクリートが階段状の場合)



図 4-1-74(1) 間詰コンクリート(岩盤部)



図 4-1-74(2) 間詰め工(土砂部)

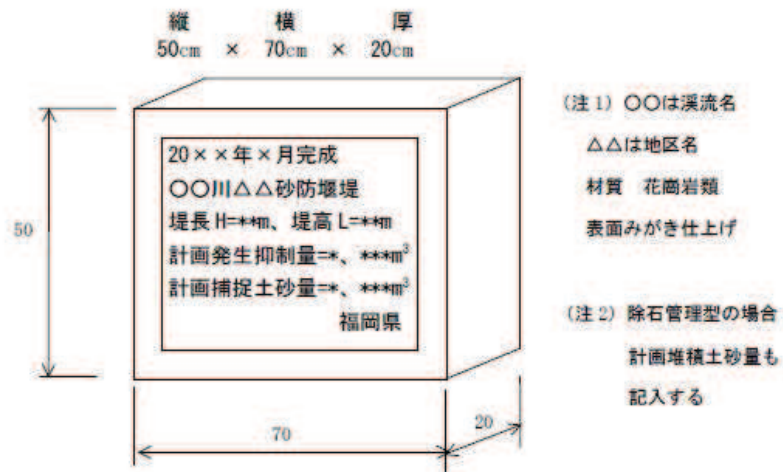


図 4-1-76 堤銘板

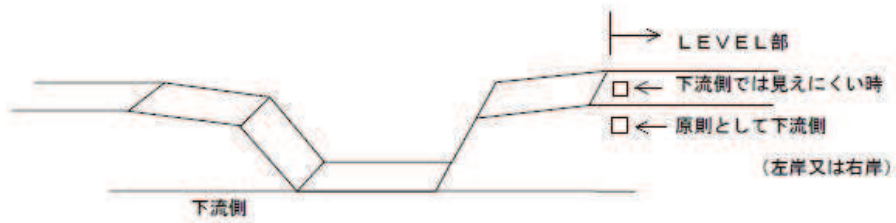


図 4-1-77 堤銘板設置位置図

3-7 土工

段切勾配は表4-1-21を標準とするが、摘要にあたっては経済性に注意すること。

表 4-1-21 最急段切勾配

土 質	段切勾配	備考
土 砂	1:0.5	粘性土の場合は状況による
礫交り土・転石交り土	1:0.6	
軟岩(I)・軟岩(II)	1:0.3	
中硬岩・硬岩	1:0.2	

注1) 最急段切勾配は参考-1(「土木工事数量算出要領」)以下にすることが基本である。

注2) 袖端部の掘削勾配で直高5.0mを超えるものは1:0.6で切る。

→参考-2の労働安全衛生規則の表より、掘削面の高さが5m以上の場合、掘削面の勾配を60度以下としている(その他の地山の場合)。

注3) 砂からなる地山にあつては、掘削勾配を 35° (1:1.4程度)以下、または掘削高を5m未満とする。

注4) 発破等により崩壊しやすい状態になっている地山にあつては、掘削勾配を 45° (1:1.0)以下、または掘削高を2m未満とする。

注5) 堰堤軸に直角方向の掘削法勾配も本表に準ずる。

掘削勾配の決定にあたって注意を要する斜面は以下のとおりである。

- ① 崩積土、強風化帯、旧地すべり地、崩壊跡地などの崩壊を生じやすい斜面
- ② シラス、マサなどの侵食に弱い土砂からなる斜面
- ③ 膨張性岩、第三紀泥岩、蛇紋岩および風化に対する耐久性が弱い岩からなる斜面

参考-1

1-8 床掘り

1) 床掘り勾配及び余裕幅

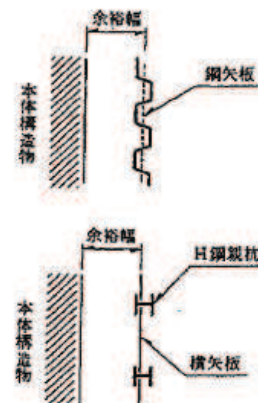
オープン掘削の床掘り勾配は、下表のとおりとする。

土質区分	掘削面の高さ	床掘り勾配	小段の幅
中硬岩・硬岩	5 m未満	直	—
	全掘削高5 m以上	1 : 0.3	下からH = 5 m毎に1 m
軟岩Ⅰ・軟岩Ⅱ	1 m未満	直	—
	1 m以上5 m未満	1 : 0.3	—
	全掘削高5 m以上	1 : 0.3	下からH = 5 m毎に1 m
レキ質土・砂質土 粘性土・岩塊玉石	1 m未満	直	—
	1 m以上5 m未満	1 : 0.5	—
	全掘削高5 m以上	1 : 0.6	下からH = 5 m毎に1 m
砂	5 m未満	1 : 1.5	—
	全掘削高5 m以上	1 : 1.5	下からH = 5 m毎に2 m
発破などにより崩壊しやすい状態になっている地山	2 m未満	1 : 1.0	下からH = 2 m毎に2 m

注) 上記により難い場合は、別途考慮できる。

余裕幅は、下表のとおりとする。

種別	足場工の有無	余裕幅
オープン掘削	足場工なし	50 cm
	足場工あり (フーチング高さ2 m未満でフーチング上に足場を設置する場合)	170 cm (50 cm)
土留掘削	足場工なし (プレキャスト構造物で自立型土留めの場合)	100 cm (70 cm)
	足場工あり (フーチング高さ2 m未満でフーチング上に足場を設置する場合)	220 cm (100 cm)



- 注) 1. 余裕幅は本体コンクリート端からとする。
 2. 矢板施工の余裕幅は矢板のセンターからの距離。
 3. 足場工の必要な場合とは、H = 2 m以上の構造物。
 4. 雪寒仮囲いを使用する場合は、必要幅を計上すること。
 5. 小構造物等で、これによることが不適当な場合は別途余裕幅を考慮する。
 なお、県運用として、H = 0.8 m未満の場合、20 cmとする。
 6. 共同溝等の特殊な場合は、別途取り扱う。

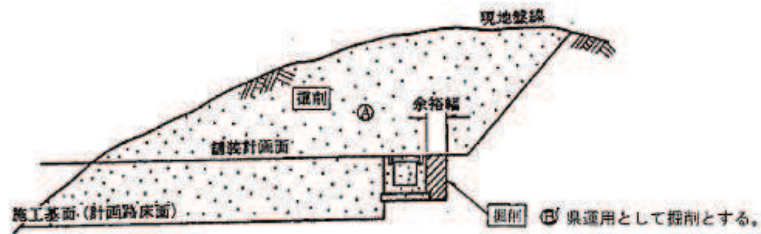
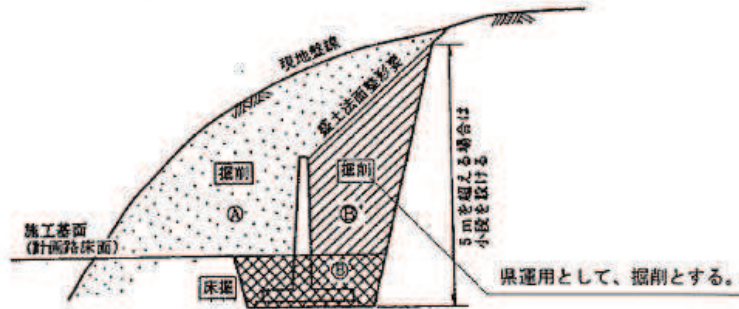
1-6 数量算出基準

1. 掘削・床掘り

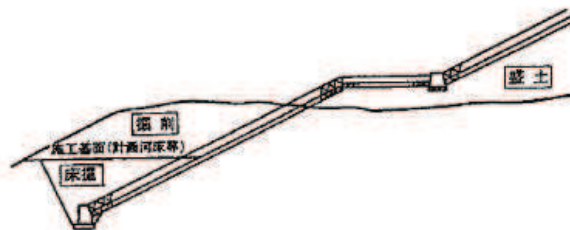
「掘削」とは、現地盤線から施工基面までの土砂等を掘り下げる箇所である。

また、「床掘り」とは、構造物の築造又は撤去を目的に、現地盤線又は施工基面から土砂等を掘り下げる箇所である。

(道路)



(河川)



参考-2

労働安全衛生規則

第356条

1 事業者は、手掘り（パワー・ショベル、トラクター・ショベル等の掘削機械を用いないで行なう掘削の方法をいう。以下次条において同じ。）により地山（崩壊又は岩石の落下の原因となる、亀裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を除く。以下この条において同じ。）の掘削の作業を行なうときは、掘削面（掘削面の奥行きが2m以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面をいう。以下同じ。）の勾配を、次の表の上欄に掲げる地山の種類及び同表の中欄に掲げる掘削面の高さに応じ、それぞれ同表の下欄に掲げる値以下としなければならない。

地山の種類	岩盤又は堅い粘土からなる地山		その他の地山		
	5未満	5以上	2未満	2以上 5未満	5以上
掘削面の高さ (単位：m)					
掘削面の勾配 (単位：度)	90	75	90	75	60

2 前項の場合において、掘削面に傾斜の異なる部分があるため、その勾配が算定できないときは、当該掘削面について同項の基準に従い、それよりも崩壊の危険が大きくないように当該各部分の傾斜を保持しなければならない。

第357条

事業者は、手掘りにより砂からなる地山又は発破等により崩壊しやすい状態になっている地山の掘削の作業を行なうときは、次に定めるところによらなければならない。

1. 砂からなる地山にあつては、掘削面の勾配を35度以下とし、又は掘削面の高さを5m未満とすること。
2. 発破等により崩壊しやすい状態になっている地山にあつては、掘削面の勾配を45度以下とし、又は掘削面の高さを2m未満とすること。
3. 前条第2項の規定は、前項の地山の掘削面に傾斜の異なる部分があるためその勾配が算定できない場合について準用する。

(趣 旨)

第357条は粘着性の少ない地山を手掘りによる場合に、地山の崩壊による災害を防止するため、掘削面の勾配および高さの限度を定めたものである。

(解 説)

砂からなる地山や発破等により崩壊しやすい状態となっている地山は、一般の地山と違って地山を構成する各粒子が摩擦力によって安定を保っているため、ある勾配以上の勾配で掘削するとざらざらと崩壊してくる。

そこで357条項では、この掘削につれてざらざらと崩壊した部分をも掘削面に含め、掘削面の勾配と高さをそれぞれ別々に規制することにより、地山の崩壊による災害を防止しようとしたものである。

第4節 透過型砂防堰堤の構造

4-1 堰堤形式の選定

砂防堰堤の形式は、その構造及び特性を考慮し、当該地点の自然条件(地形、地質、河状、気象等)、施工条件(規模、工期、労働力等)、地域条件(資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等)等を考慮し、安全性、経済性及び環境面からも適合するように型式を選定する。

なお、土石流の捕捉を目的とする重力式コンクリートスリット砂防堰堤は設置しないことを基本とし、鋼製スリット砂防堰堤を用いる。

【解説】

透過型砂防堰堤には下記に示すものがあるが、年々新しいタイプが開発されるため、適用に際しては設計時における最新の情報等を活用しながら適切に設定する。

- ・ 鋼製スリット堰堤B型
- ・ 格子形鋼製砂防堰堤2000C
- ・ J-スリット堰堤
- ・ CBBO型砂防堰堤
- ・ 鋼製スリット堰堤T型
- ・ 鋼製スリット堰堤A型
- ・ 鋼製Δ型スリット
- ・ 鋼製h型スリット
- ・ 鋼製D-スリット

4-2 水通しの設計

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）閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。

【解説】

透過部が土石等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する。余裕高は考慮しなくても良い。

なお、地形など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。この場合、袖部の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止対策に十分配慮して適切な処置を講じなければならない。特に、直下流に人家がある場合は、上記の点を考慮しなければならない。

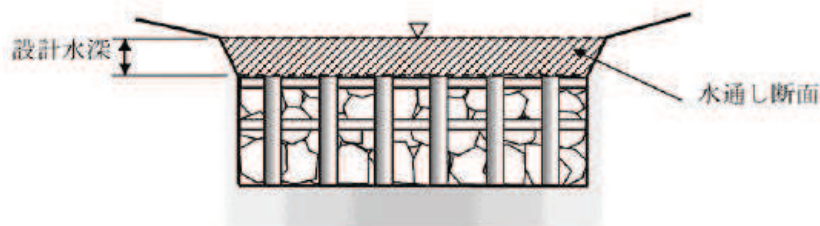


図 4-1-78 水通し断面（斜線部）

4-2-1 位置

土石流区域における不透過型砂防堰堤（設計編「3-2 水通しの設計」参照）と同様とする。

4-2-2 設計流量

設計流量は、水通し断面を設計する際に用いる対象流量のことで、土石流ピーク流量とする。

【解説】

土石流ピーク流量は、計画編第1章2節2-1-8-1に示した方法に基づき算出する。

4-2-3 設計水深

設計流量を流し得る水通し部の越流水深を設計水深として定める。

【解説】

設計水深は、①と②を比較し、大きい値とする。但し、地形など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。

- ① 土石流ピーク流量に対する越流水深の値
(本編第1章3節3-2-3②参照)
- ② 最大礫径の値
(本編第1章3節3-2-3③参照)

4-2-4 袖小口

不透過型砂防堰堤と同様、砂防堰堤の袖小口は原則として1:0.5またはこれより緩くする。

【解説】

土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1:0.5またはこれより緩くする。

一般的には1:0.5が多く用いられる。

4-2-5 水通し幅・開口部の設定

透過型砂防堰堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるように設定する。

【解説】

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。

なお、開口部の底面は、未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

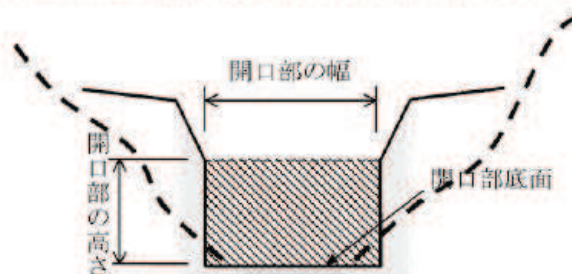


図 4-1-79 透過型砂防堰堤の開口部（斜線部）

(1) 開口部の幅

閉塞型の透過型砂防堰堤が土石流を効果的に捕捉するためには、堰堤上流の貯砂空間を土石流流下時までの間できるだけ空けておくことが重要であり、そのためには開口部を適切にとる必要がある。開口部を狭くしすぎると、中小出水による土砂・流木の堆積や流水の湛水が生じ土石流対策としての貯砂空間が減じられる恐れがある。

したがって、透過型砂防堰堤の開口部の幅は現地形の谷幅に配慮して、土石流が流下すると判断される谷幅程度に設定するものとする。ただし、最下流に設置する場合、下流河道や保全対象への影響に配慮して谷幅よりも狭くしている例もある。

(2) 開口部の高さ

透過型砂防堰堤の開口部の天端高は、不透過型砂防堰堤と同様に水通し天端高となる。したがって、開口部の高さは上流の土砂堆積物の状況や周辺の地形等十分に調査し、計画に合致した施設の規模から決定される。

(3) 開口部底面

透過型砂防堰堤は中小出水では礫を捕捉しないため、平常時の流量は水通し部ではなく開口部底面(底版コンクリート天端)を流れる。このため、開口部底面の位置は、河道の連続性や両岸の侵食に配慮して、開口部底部の位置を溪床最深部に合わせる。

ただし、堰堤上流をある程度堆砂させて溪床の安定を図りたい場合には、開口部底部の位置を溪床より高くした部分透過型砂防堰堤として設計する。

4-2-6 余裕高

土石流対策の透過型砂防堰堤の場合、余裕高は考慮しない。

4-2-7 水通し高

設計水深(「3-2-3 設計水深」参照)を水通し高とする。
なお、余裕高は考慮しない。

4-2-8 袖部を含めた処置

土石流区域における不透過型砂防堰堤(「3-2-8 袖部を含めた処置」参照)と同様とする。

【解説】

「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。

4-3 越流部の安定性及び構造

4-3-1 天端幅

越流部の天端幅は礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

【解説】

土石流対策の不透過型砂防堰堤と同様とする。「本編第1章3節3-3-1天端幅」を参照。

4-3-2 基礎の設計

砂防堰堤の基礎は岩着することが望ましいが、岩着が望めない場合にはフローティングとしても良い。ただし、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。

【解説】

土石流対策の不透過型砂防堰堤と同様とする。「本編第1章3節3-3-3 基礎の設計」を参照。

4-3-3 透過部断面の設定

透過部断面の設定については「鋼製砂防構造物設計便覧 H21」に詳細な説明があるので下記に示す。

「鋼製砂防構造物設計便覧 H21」より

透過型砂防堰堤の透過部断面は、「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」に基づいて決定する。「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」を以下に示す。

「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」より

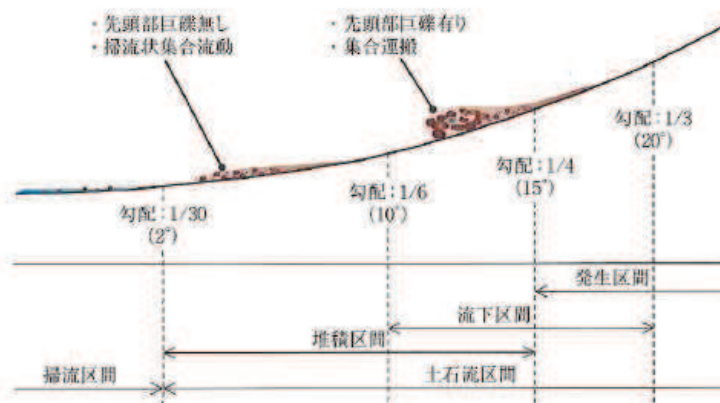
透過型砂防堰堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、流木の最大直径、及び施設の目的等により決定する。

【解説】

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔(図 4-1-81 参照)を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、及び、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径(D_{95})、流木の最大直径、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径(D_{95})の 1.0 倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径(D_{95})の 1.0 倍程度に設定することが基本であるが、土石流の水深よりも最大礫径(D_{95})が小さい場合等においては、最下段の透過部断面高さは最大礫径(D_{95})の 1.5 倍まで狭くすることができる。

土石流が流下区間から堆積区間に移行するとき、土石流先頭部が維持されず各個運搬で流下する可能性がある。特に、谷出口のような川幅が広がる場所では水と土砂が分離しやすく先頭部の巨礫が停止しやすい。また、堆積区間は下流域になるため流量が大きくなる傾向があり、先頭部に巨礫群が集中しにくい状態となる。このような場合は、先頭部に巨礫群がない土砂流や各個運搬である掃流の状態で流下する場合が想定される。このため、現地の土砂移動形態を十分配慮して礫が確実に捕捉されるように、部材間隔について検討をする必要がある。



透過型砂防堰堤は、土石流を効率的に捕捉することから最下流部にも設置されるようになった。そこで、最下流部に設置しても保全対象の安全性を確保するため、これまでの柱材に加え横材を配置することで土砂捕捉機能を高めている。

『鋼製砂防構造物設計便覧 H21』より

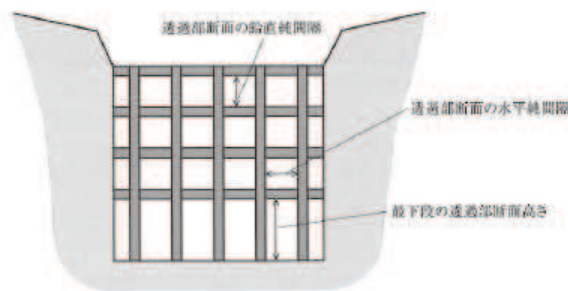


図 4-1-81 透過部断面の純間隔

(1) 透過部断面の縦材純間隔(水平純間隔)

鋼製透過型砂防堰堤の縦材純間隔は、最大礫径の 1.0 倍程度に設定する。ただし、複数基透過型砂防堰堤を設置する場合など、1.5 倍まで広げることができる。

土石流の先頭部に巨礫が集中することから、縦材純間隔は最大礫径の 1.5～2.0 倍に設定しておけば礫同士のアーチアクションにより開口部は閉塞される。開口部が巨礫群により閉塞されると後続流中の土砂も捕捉される。しかしながら、土石流先頭部が堰堤に到達しないような場合には、縦材純間隔を最大礫径の 1.5～2.0 倍に設定すると、礫が捕捉されない可能性もある。また、流木を含んでいる場合には、縦材純間隔を流木長の 1/2 以下に設定しておけば、細粒土砂も捕捉されることから、部材純間隔を対象礫の 1.5～2.0 倍まで広げても捕捉能力は維持できるものと考えられる。したがって、礫を確実に捕捉する観点から、流木の有無に係わらず縦材純間隔を最大礫径の 1.0 倍程度に設定することとした。

流下区間に複数基の透過型砂防堰堤を配置する場合、上流側の透過型砂防堰堤の部材間隔を狭くしすぎると、下流側の透過型砂防堰堤に礫が供給されにくくなるため、より狭い部材間隔を設定することになる。このように連続して透過型砂防堰堤を配置する場合、上流側の透過型砂防堰堤と下流側の透過型砂防堰堤の位置及び現地の礫径分布に注意し、上流側の透過型砂防堰堤の部材純間隔を最大礫径の 1.5 倍まで広げることができる。

(2) 透過部断面の横材純間隔(鉛直純間隔)

鋼製透過型砂防堰堤の横材純間隔は、最大礫径の 1.0 倍程度に設定する。ただし、複数基透過型砂防堰堤を設置する場合など、1.5 倍まで広げることができる。

開口部の最下段の透過部断面高さは、最大礫径の 1.5 倍以下に設定する。

流下区間では、最大礫径の 1.5 倍以下で設定される部材間隔により土石流先頭部は捕捉される。しかし、堰堤高が高い場合は、透過部断面の上方が巨礫により閉塞されずに後続流が通過する可能性があるため、横材を設置する必要がある。

開口部に配置する横材純間隔は、後続流中の石礫を捕捉する機能を有する。このため、土石流の後続流は濃度が小さく礫が各個運搬される場合を想定し最大礫径の 1.0 倍以下に設定する。

開口部の最下段の透過部断面高さは、土石流先頭部の巨礫群を確実に捕捉するとともに、平時の土砂を下流へ流す機能を有する。そこで、最下段の横材の位置は、土石流先頭部を捕捉するために最大礫径の 1.5 倍以下で、かつ、平常時の水深よりも高く設定するものとする。

4-3-4 越流部の安定性

透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ、堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない

【解説】

透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

① 全体の安全性

透過型砂防堰堤堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。

② 透過部の部材の安全性

透過部を構成する断面は小さく、重力式構造と異なる場合が多いので、堤体全体としては安全でも、部材が破壊することが考えられる。従って、部材の構造計算を行い、材料の強度に対して安全であることを確かめる必要がある。

透過型鋼製砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について解析してその安全を確認しておかなければならない。さらに、骨組が不静定構造となっている場合には、温度変化による影響のみについて検討する。

また、礫の衝突による変形によって、部材の座屈を引き起こし、全体破壊に至ることが予想されるので、礫の衝突荷重に対する安全性についての検討も行うこととする。

4-3-4-1 安定条件

透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

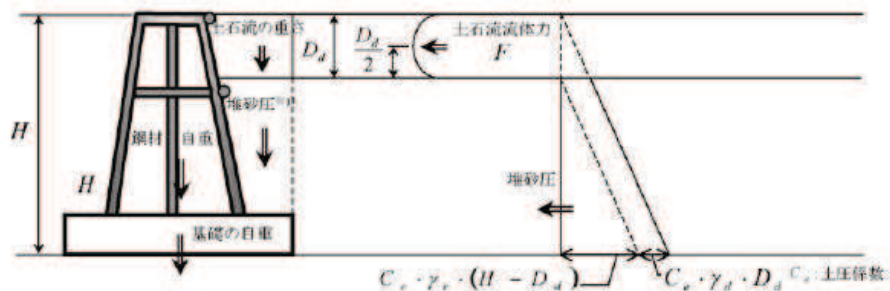
透過型砂防堰堤全体の安定条件の考え方は不透過型砂防堰堤と同様とする。(本編第1章3節3-3-4-1参照)

4-3-4-2 設計外力

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

【解説】

- ① 堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布とする。
- ② 透過部分には砂礫および水は詰まっていない状態で自重を算定する。
- ③ 図4-1-82に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流自重が上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。



$C_s \cdot \gamma_s \cdot (U - D_d)$ $C_s \cdot \gamma_s \cdot D_d$ C_s 土圧係数

※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 ($\gamma_s = C_s \sigma g$) を用いる。

図4-1-82 設計外力(土石流時)

- ① 透過型砂防堰堤は、表4-1-22により所定の安全率を満足させるものとする。

表4-1-22 透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力(自重を除く)

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高15m未満		堆砂圧、 土石流流体力	
堰堤高15m以上		堆砂圧、 土石流流体力	

15m以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は15m以下の場合と同様とする。また、非越流部については、一般的に上流側のり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

(1) 自重

透過部がコンクリート部材の場合、堤体自重は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (V_c) と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (W_{rc}) を用いて計算する。なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指すものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c \quad \dots \dots \dots (4-1-39)$$

ここで、 γ_{rc} ：見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m³)

W_{rc} ：越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (kN)

V_c ：越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (m³)

である。

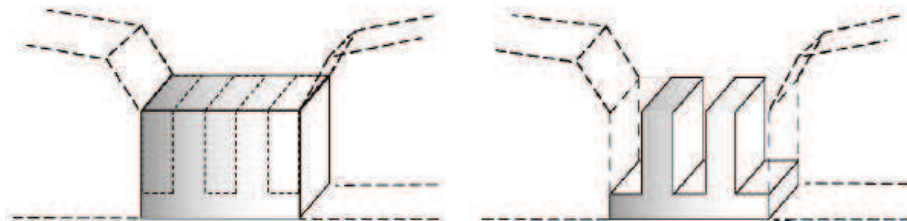


図 4-1-83 スリット部における水通しの堤体積

透過部が鋼製部材の場合、堤体自重は基礎部の重量に鋼製自重を加えたものとする。鋼材枠内の堆砂重および水重は含まないものとする。ただし、土砂が確実に鋼製枠内に捕捉され、かつ、下流に流れ出ないと判断される場合には、捕捉される土砂の重量を考慮することができる。

(2) 静水圧

開口幅の広い透過型砂防堰堤が土石流を捕捉した場合、堆砂内の水は礫の間隙を流れていくため湛水しない。このため土石流区間に設置する透過型砂防堰堤には静水圧を見込まないこととする。ただし、底版コンクリートにおいては、コンクリートが厚く不透過型と同様の機能を期待する場合には、底版コンクリート天端まで湛水するものとして静水圧の影響を検討するものとする。開口幅が狭く、堰堤上流で湛水する可能性が考えられる場合は、堆砂圧に加え、必要に応じて静水圧を考慮する。

(3) 堆砂圧

堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布とする。

土石流区間においては、上述のとおり堆砂面下には水は無いものとし、土石流の重量を上載荷重とした空中の堆砂圧を作用させる。底版コンクリートに対しては静水圧を考慮する場合、水中の堆砂圧を作用させる。

(4) 土石流の流体力

安定計算の対象とする流体力は、透過型であっても開口部が完全に閉塞された状態を想定して堆砂面上面に作用するものとする。

なお、礫および流木の衝突による力は、安定計算の対象としなくてよいが、鋼製透過型砂防堰堤部材の構造計算の際に考慮するものとする。

4-3-5 透過部の構造検討

4-3-5-1 構造検討条件

透過部の部材は、設計外力に対し安全でなければならない。一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体が崩壊につながらないように、フェー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。

【解説】

透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。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、一部の部材の破損が砂防堰堤全体に影響しないよう、冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

- ① 土石流流体力および堆砂圧に対する、各部材強度の検討
- ② 温度変化による温度応力に対する、各部材強度の検討
- ③ ①および②の力に対する、接合部の強度の検討
- ④ 礫の衝突による、各部材の強度の検討

また、土石流を捕捉する目的で配置される部材（機能部材）のうち、構造物の形状を保持するための部材（構造部材）に相当しない場合には、土石流中の石礫を捕捉できれば目的を達成するため、塑性変形を許容することができる。

4-3-5-2 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度応力とする。

【解説】

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表4-1-23に示す。

土石流時は短期荷重であることから、これまでの実績を考慮して許容応力度を1.5倍割増すものとする。また、土石流捕捉後は堆砂圧が長期間作用することから満砂時の許容応力度の割増しは行わない。温度変化に対しては、一般的に許容応力度を1.15倍割増すものとする。なお、温度応力が大きくなる場合は、部材断面が温度応力で決定されないような断面形状とするか、施設延長を分割するものとする。

透過型砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について、土石流時及び満砂時の設計外力の組み合わせに対して安全でなければならない。さらに、部材で構成される構造物が不静定構造となっている場合には、温度変化時の設計外力の組み合わせに対して安全を確認しておかなければならない。

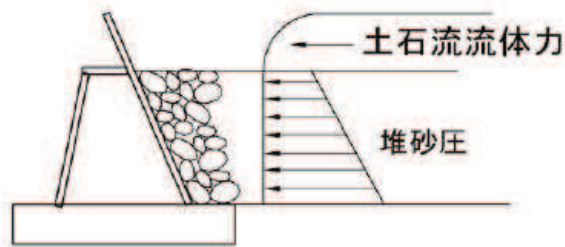
透過部の部材の設計においては、表4-1-23の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重とに対して安全であるように設計する。

さらに、湾曲部における砂防堰堤軸は、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。上流の流心に対して偏心する場合には、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度（ θ_{f2} ）を想定し、さらに余裕角（ θ_{fs} ）を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度（ θ_{f1} ）を設定する（図4-1-86参照）。また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。

表 4-1-23 構造検討で考慮する設計外力の組み合わせ

ケース	土石流時	満砂時	温度変化時
自重	○	○	○
土石流流体力	○		
堆砂圧	○	○	
温度応力			○
許容応力度の割増係数	1.5	1	1.15

(1) 土石流時



注) 上載荷重として土石流荷重を見込む。

図4-1-84 土石流時の鋼製透過型砂防堰堤の設計荷重

(2) 平常時(満砂時)

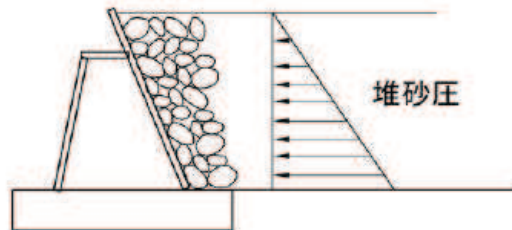
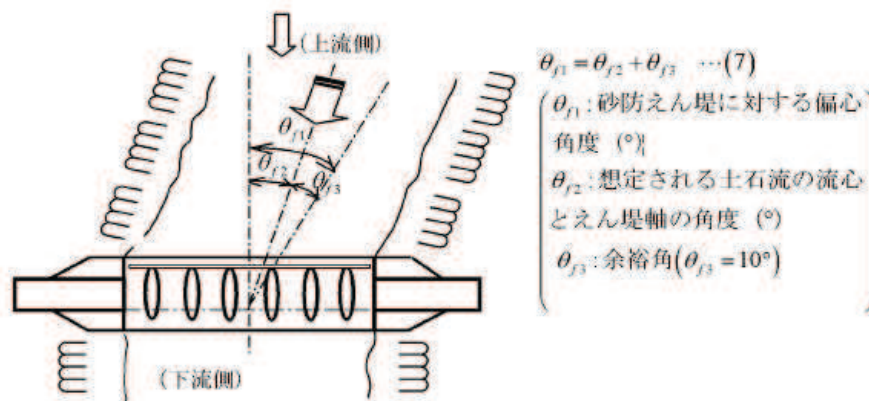


図4-1-85 平常時の鋼製透過型砂防堰堤の設計荷重



$$\theta_{f1} = \theta_{f2} + \theta_{f3} \dots (7)$$

θ_{f1} : 砂防えん堤に対する偏心角度 (°)
 θ_{f2} : 想定される土石流の流心とえん堤軸の角度 (°)
 θ_{f3} : 余裕角 ($\theta_{f3} = 10^\circ$)

図 4-1-86 透過部材に対する偏心荷重 (渓流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合)

4-3-5-3 底版コンクリート

底版コンクリートの厚さは、基礎根入れを考慮して開口部が閉塞された状態と閉塞されない状態の両方で安定であるように設定する。

【解説】

鋼製透過型砂防堰堤といえど、土石流流体力や堆砂圧に抵抗し、地盤に荷重を伝達するには重さが必要となる。この役目を果たしているのが底版コンクリートであり、骨組構造で受けた荷重を地盤へ伝達するとともに、滑動に抵抗する重さとして働く。このため、安定計算により底版コンクリートの大きさを決定する。また、底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えないことを照査する必要がある。

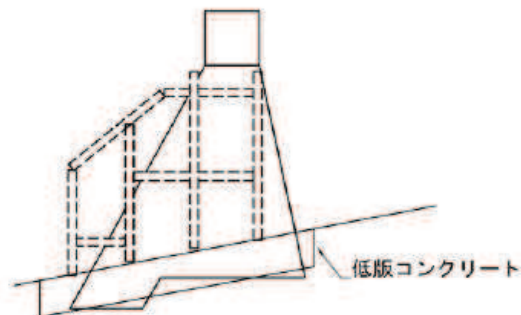


図4-1-87 底版コンクリート形状

(1) 底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでは、底版コンクリート天端(開口部底面)を流水が通過することになる。このため、底版コンクリートの幅(上下流方向)、堰堤の上下流の堆砂状況、流量等に配慮し、底版コンクリートを溪床勾配に合わせて傾斜させてもよい。ただし、溪床勾配が急な場合、下流の洗掘や底版コンクリートの下流端の洗掘に配慮して溪床勾配より緩くする。

(2) 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、構造上必要なコンクリート厚さとする。一般に、鋼製部(透過部)と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む形式が多く採用されている。

また、底版コンクリートは設計外力に対して自重として抵抗する。このため、底版コンクリート厚さは基礎地盤への根入れ深を考慮して2mとしている例が多い。部分透過型とする場合には、これより厚くなる。

(3) カットオフ

鋼製透過型砂防堰堤が満砂した場合、流水は最上流柱の天端から透過部枠内に落下し、底版コンクリート天端を流れる。したがって、洗掘防止のためのカットオフは必要ない。

ただし、砂礫地盤の場合で次の場合にはカットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

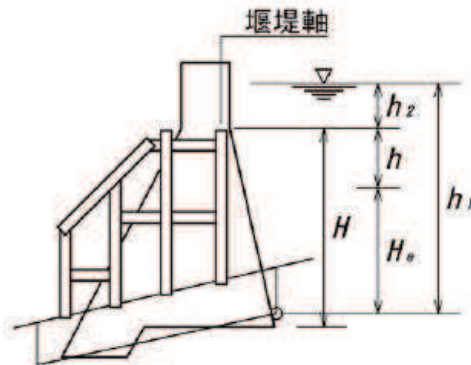
- ① 地盤を構成する粒径が小さい場合
- ② 透過部枠内に砂礫が堆積し下流端に落水がある場合
- ③ 底版コンクリート下端と溪床に落差がある場合

4-3-6 安定計算

安定計算は、「第4節 4-3-5-2 設計外力」に示す設計荷重を組み合わせるものとする。

【解説】

表4-1-24、図4-1-88～図4-1-89は鋼製透過型砂防堰堤の水通し部に作用する荷重等を示したものである。



- H : 堰堤高 (m)
- b : 底版コンクリート幅 (m)
- h : 土石流水深 (m)
- h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + h_2$
- h_2 : 越流水深 (m)
- h_e : 堆砂深 (m)
- $\rho_{st} \cdot g$: 鋼製部の見かけ上の単位体積重量 (kN/m³)
- $\rho_c \cdot g$: 底版コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
- $\rho_s \cdot g$: 堆砂見掛単位体積重量 (kN/m³)
- $\rho_d \cdot g$: 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
- C_o : 土圧係数
- α : 土石流流体力係数

図4-1-88 鋼製透過型砂防堰堤の安定計算(水通し部)

表 4-1-24 透過型砂防堰堤の単位断面に作用する力(土石流時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (L)	モーメント (M=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$\rho_{st} \cdot g \cdot b_3 \cdot (H_1 + H_2)$	(+)		$B_4 + 1/2b_3$	(+)
	W_2	$1/2 \cdot \rho_{st} \cdot g \cdot b_2 \cdot H_1$	(+)		$b_3 + b_4 + 1/3b_2$	(+)
	W_3	$\rho_{st} \cdot g \cdot b_2 \cdot H_2$	(+)		$b_3 + b_4 + 1/2b_2$	(+)
	W_4	$1/2 \cdot \rho_{st} \cdot g \cdot i \cdot (b_2 + b_3)^2$	(+)		$b_4 + 2/3(b_2 + b_3)$	(+)
	W_5	$\rho_c \cdot g \cdot b \cdot H_4$	(+)		$1/2b$	(+)
堆砂圧	P_{s1}					
	P_{s1}	$\rho_s' \cdot g \cdot b_4 \cdot H_3$	(+)		$1/2b_4$	(+)
	P_{s2}	$1/2 \cdot \rho_s' \cdot g \cdot i \cdot b_4^2$	(+)		$2/3b_4$	(+)
	P_{s3}	$1/2 \cdot C_s \cdot \rho_s' \cdot g \cdot h_s^2$	(+)		$1/3h_s$	(+)
	P_{s3}	$C_s \cdot \rho_s' \cdot g \cdot h \cdot h_s$	(+)		$1/2h_s$	(+)
土石流の自重	P_d					
	P_d	$\rho_s \cdot g \cdot b_4 \cdot h$	(+)		$1/2b_4$	(+)
流体力	F	$a \cdot \rho_d / g \cdot h \cdot U^2$		(+)	$lle + h/2$	(+)
合計			V	H		M

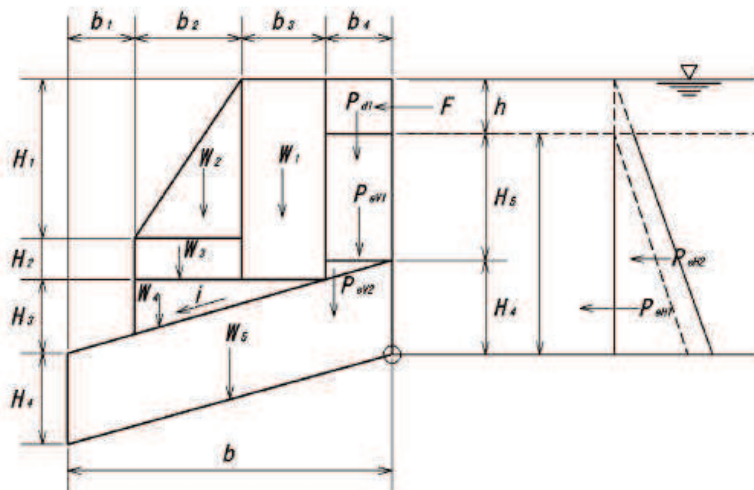


図 4-1-89 鋼製透過型砂防堰堤の荷重図(水通し部:土石流部)

4-4 非越流部の安定性および構造

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。

【解説】

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件および設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤計算と同様とする。(本編第1章3節3-4-1土石流時 参照)

4-5 前庭保護工

前庭保護工は、砂防堰堤本体の安定性が維持できるよう現地の地質、地形等を考慮して必要に応じて計画する。

【解説】

透過型砂防堰堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。しかし、捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合、および透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造などには、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

前庭保護工を設置する場合は、不透過型砂防堰堤に準じて設計するものとする。(本編第1章3節3-5前庭保護工の設計 参照)

4-6 付属物の設計

「本編第1章3節3-6 付属物の設計」に準ずる。

4-7 土工

「本編第1章3節3-7 土工」に準ずる。

第5節 部分透過型砂防堰堤の構造

5-1 堰堤形式の選定

部分透過型砂防堰堤とする場合、越流部は鋼製スリット形式となる。
鋼製スリット形式については、本編第4章「4-1 堰堤形式の選定」を参照。

5-2 水通しの設計

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章4節4-2 参照)

5-2-1 位置

水通しの位置は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通しの位置は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-2-1 参照)

5-2-2 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-2-2 参照)

5-2-3 設計水深

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の設計水深の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-2-3 参照)

5-2-4 袖小口

袖小口は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の袖小口の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-2-4 参照)

5-2-5 水通し幅・開口部

水通し幅・開口部は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し幅・開口部の考え方は、透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章4節4-2-5 参照)

5-2-6 余裕高

余裕高は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の余裕高の考え方は、透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章4節4-2-6 参照)

5-2-7 水通し高

水通し高は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し高の考え方は、透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章4節4-2-7 参照)

5-2-8 袖部を含めた処置

袖部を含めた処置は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の水通し高の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-2-8 参照)

5-3 越流部の安定性及び構造

5-3-1 天端幅

越流部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

【解説】

土石流対策の不透過型砂防堰堤と同様とする。本編「3-3-1 天端幅」を参照。

なお、不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とする。ただし、不透過型砂防堰堤に準じ、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は、3.0m以上とする。

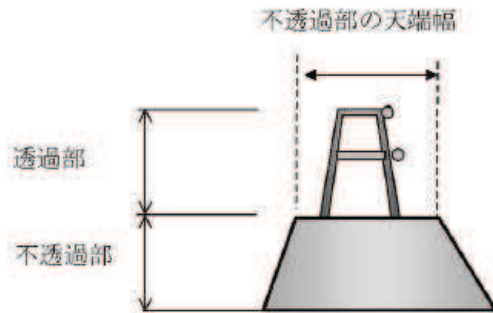


図 4-1-90 部分透過型砂防堰堤越流部側面図(例)

5-3-2 下流のり

下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章3節3-3-2 参照)

5-3-3 基礎の設計

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章3節3-3-3 参照)

5-3-4 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(本編第1章4節4-3-3 参照)

5-3-5 越流部の安定性

部分透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部をはじめ、堤体を構成する部材が土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない

【解説】

部分透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、部分透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。

5-3-5-1 安定条件

部分透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤全体の安定条件の考え方は不透過型砂防堰堤と準ずる。

(本編第1章3節3-3-4-1参照)

5-3-5-2 設計外力

透過型砂防堰堤の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

【解説】

① 安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表4-1-25のとおりとする。

表4-1-25 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力(自重を除く)

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高15m未満	/	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
堰堤高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

② 安定計算に用いる設計外力は図4-1-91に示すように透過部と不透過部に作用させる。

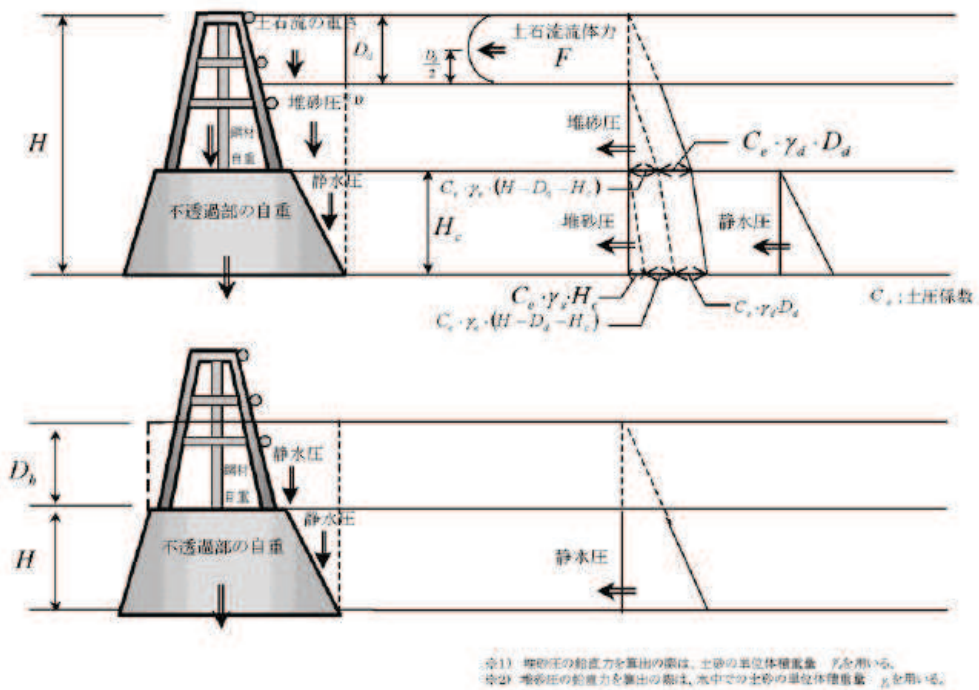


図4-1-91 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力

③ 透過部の自重は透過部分に砂礫および水が詰まっていないものとして算出する。なお、洪水時に透過部を越流する水の自重は静水圧として不透過部に作用させる。

5-3-6 透過部の構造検討

透過部の構造検討は、透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の部材および構造は、透過型砂防堰堤と同様に検討する
(本編第1章4節4-3-5 参照)

5-4 非越流部の安定性および構造

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-4 参照)

5-5 前庭保護工

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

【解説】

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。
(本編第1章3節3-5 参照)

3.3.2 土石流堆積工

土石流堆積工は、土石流の流動性及び地形の特性を把握し、適切に設計するものとする。

【解 説】

土石流を積極的に堆積させる土石流堆積工には、土石流堆積流路と土石流分散堆積地の2種類があり、土砂堆積後における除石の実施を前提としている。

土石流堆積流路とは、土石流導流工の縦断勾配を緩和及び流路断面を拡幅して土石流の流動性を低下させて、流路工内に積極的に土石流を堆積させるものである。

土石流分散堆積地とは、扇状地地形を掘り込んで、土石流を堆積させる空間を設けるもので、上下流端には床固又はえん堤を配置する。下流は流末処理のための土石流導流工に接続する。堆積効果増大のために、中間に床固を設置することがある。また、必要に応じ護岸工、護床工を設置する。

(1) 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。

【解 説】

流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。ただし、土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少する。従って、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。

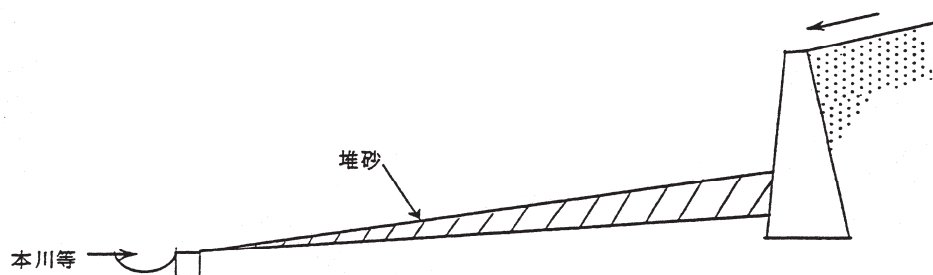


図 3.7 土石流堆積流路

(2) 土石流分散堆積地

1) 形状

土石流分散堆積地は土石流の流動性及び地形の特性を把握し適切な形状とする。

【解 説】

過去の土石流の規模、流下・氾濫特性、類似溪流の発生事例を基に分散堆積地の形状を定める。土石流の流動性が低く、溪床勾配が急勾配なほど土石流は拡散しにくいので、分散堆積地の形状は細長い形状とする。土石流及び溪床勾配の特性が逆の場合は、幅広の形状とする。

2) 計画堆砂勾配

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の $1/2 \sim 2/3$ の勾配を基準とする。

3) 計画堆砂量

土石流分散堆積地の計画堆砂量は計画堆砂勾配で堆砂した状態について求める。

4) 構造

土石流分散堆積地の上下流端にはえん堤又は床固を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固を設ける。

【解 説】

土石流分散堆積地は上下流端のえん堤（又は床固）、拡散部、堆積部及び流末導流部からなる。上流端砂防えん堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込み形式とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。下流端えん堤は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。堆積容量を増大するために堆積部に床固を設置することがある。土石流分散堆積地の幅（ W_2 ）は上流部流路幅（ W_1 ）の5倍程度以内を目安とする。

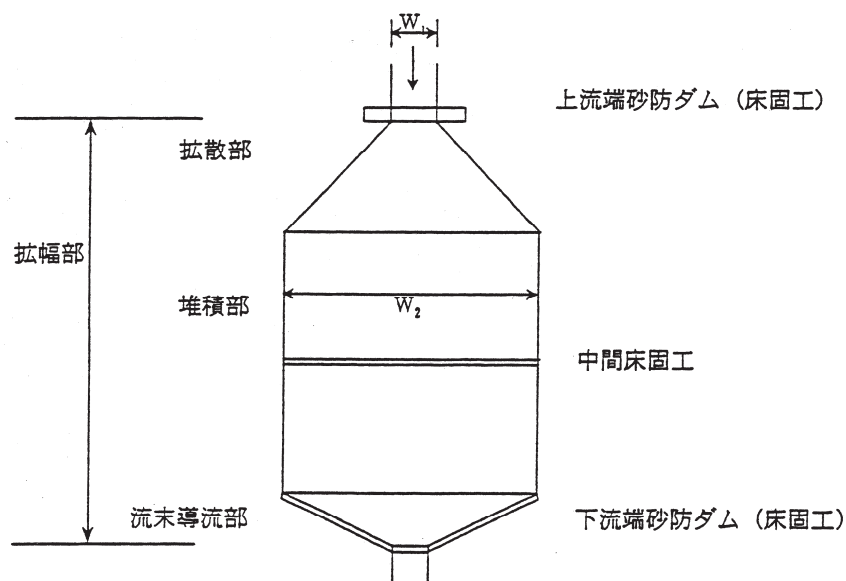


図 3.8 土石流分散堆積地

5) 除石

土石流等により土石流堆積流路内に土砂が堆積した場合は、速やかにこれを除去する。堆砂後の除石のため、除石方法、搬出方法、土捨場をあらかじめ検討しておく。

【解説】

除石方法及び搬出方法の検討においては、濁水、騒音、粉塵対策を考慮する。

設計の順序については、以下に示す「福岡県砂防技術基準(案)」を参考にすることができる。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 4-1

第 4 章 土石流堆積工(沈砂地)の設計

第 1 節 土石流堆積工の設計順序

土石流堆積工の設計順序は次のとおりとするのが、一般的である。

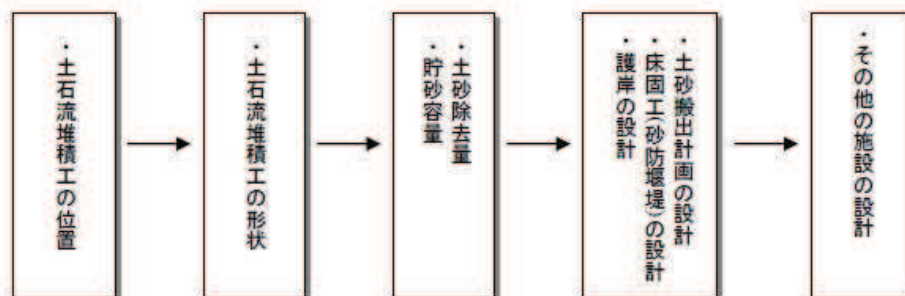


図4-4-1 土石流堆積工の設計順序

(1) 土石流堆積工の位置

山地溪流から流下してくる土砂を平坦河川へ流入する以前に処置する必要があり、かつ堆砂に最も効果のある位置を選定する必要がある。

(2) 土石流堆積工の容量

土石流堆積工はあくまでも溪流の一連の砂防施設の一つであり、完成後の維持管理のことも考慮して決定すること。

土砂搬出計画は、年1～2回程度の除去作業で機能が回復できる容量とする。

(3) 土石流堆積工の構造

上下流には必ず床固工を設け、その間は護岸工をもって河岸を保護する。また、全て掘り込み式とし、天井川での計画、施工は避ける。

各構造物は、溪流保全工の各工種を参考に定める。