

### 3.8.3 水叩き

水叩きは、えん堤下流洗掘を防止し、えん堤基礎の安定及び両岸の崩壊に対する効果が十分発揮されるよう設計するものとし、えん堤を越流して落下してくる衝突水及び流送砂礫に対して安全なものとすると同時に、揚圧力に対しても十分耐えるものとしなければならない。副えん堤を設けない場合は、必ず水叩き下流端に垂直壁を設けなければならない。

#### 解説

1. 砂防えん堤の基礎及び下流側河床が硬岩でき裂が少ないと、水叩きを設けない場合もあるが、例え前庭部が岩盤であっても、き裂の有無、岩質等十分調査のうえ水叩きの必要性について検討しなければならない。えん堤高が15m以上の場合は、硬岩基礎であっても一般に副えん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えん堤と水叩きを併用して前庭部の保護を図る。
2. 水叩きの縦断勾配は Level を原則とするが、溪床勾配が急でやむを得ず勾配をつける場合には現河床勾配の1/2より緩くすること。なお、最大水叩勾配は1/10までとする。  
又、水叩工計画の際、垂直壁工下流で現溪床と落差が生じる場合には2段落差を検討すること。
3. 水叩きの長さは、落下水は射流から現況河川の水利条件に戻るまでの長さで、かつパイピングに対して安全である長さとする。一般的には、副えん堤の位置を定める式により水叩きの長さが決まる。
4. 水叩きの厚さについては、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。地盤が不良な場合の厚さについては、経験式で必要な厚さを求めた後、揚圧力に対して必要な厚さとを比較して厚さが不足するときはこれを増加させるか、または基礎地盤処理によって減少させるよう努める。

#### (1) 経験式[10cm単位で切上げ]

- ① 砂礫地盤で水褥池がない場合

$$t = 0.2 (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0)$$

$H_1$ の代わりに  $H$  を用いると次式になる。

$$t = 0.2 (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.12$$

- ② 砂礫地盤で水褥池がある場合

$$t = 0.1 (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0)$$

$H_1$ の代わりに  $H$  を用いると次式になる。

$$t = 0.1 (0.6H + 3h_3 - 1.0) / 1.06$$

$t$  : 水叩きの厚さ(m)

$H$  : えん堤高(m)

$H_1$  : 水叩き天端から本えん堤水通し天端までの高さ(m)

$h_3$  : 本えん堤の越流水深(m)

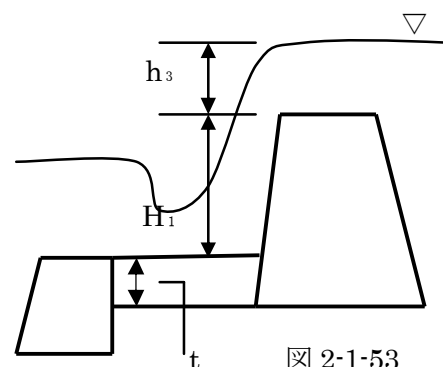


図 2-1-53

表 2-1-27 水叩き厚標準表（水褥池がない場合）

	土 砂	軟岩 I, II	最小厚さ	中硬岩以上	最小厚さ
$H_1 \geq 5m$	経 験 式	$t \times 70\%$ 以上	0.5m 以上	$t \times 40\%$ 以上	0.3m 以上
$H_1 \leq 10m$	$0.7m \leq$ $t \leq 3.0m$	〃	0.7m 以上	〃	0.5m 以上
$H_1 < 15m$		〃	1.0m 以上	〃	0.6m 以上

$H_1$  : 有効落差

\* 硬岩で極めて良質で洗掘の恐れのないものについては、このかぎりではない。

○ 岩盤の場合の水叩き厚さは、砂礫地盤の水叩き厚さの 7 割程度とする。

○ 砂礫及び岩盤の場合はいずれも厚さ  $t$  は切上げて 10cm 単位とし、最小厚は砂礫地盤の場合 0.7m 程度、岩盤の場合 0.3m 程度とする。

○ 一般に水叩きの厚さは 3.0m 以下とする場合が多いので、計算結果が 3.0m を越えるときは 3.0m とする。

表 2-1-28 水叩厚基準表（水褥池がある場合）

	土 砂	軟岩 I, II	最 小 厚	中硬岩以上	最 小 厚
$10m < H < 15m$	経 験 式 (t)	$t \times 70\%$	0.7m	$t \times 40\%$ 以上	0.5m
$15m \leq H \leq 20m$		〃	0.7m	〃	0.5m

\* 硬岩が極めて良質で風化防止だけを考慮するものは最小値 0.50m 程度を適用する。

(2) 揚圧力から求める式

$$t > \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{Wc - 1} \quad \dots (2-1-93)$$

$Wc$  : 水叩きコンクリートの単位体積重量( $kN/m^3$ )

$\Delta h$  : 上下流水差(m)  $\Delta h = h_1 - h_2$

$h_1$  : えん堤上流の水叩き天端高からの水深(m)

$h_2$  : えん堤下流の跳水後の水叩き天端高からの水深(m)

$\Delta u$  : えん堤堤底下流端までの損失揚圧力(m)

$$\Delta u = \frac{l'}{l} \Delta h \quad \dots (2-1-94)$$

$l$  : 総浸透径路長(m) (図 2-1-54)

$l'$  : えん堤堤底下流端までの浸透径路長(m) (図 2-1-54)

4/3 : 安全率

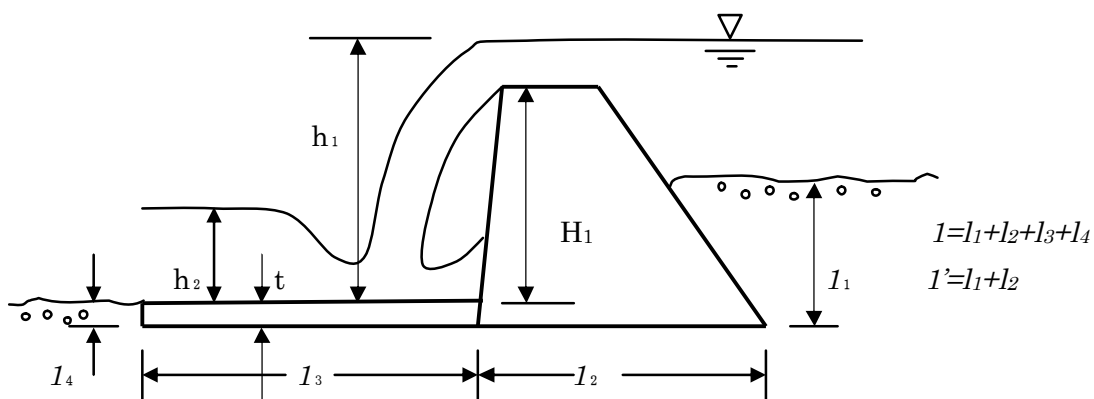


図 2-1-54

前記 (2) 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。高いえん堤に対しては過大に算出される傾向がある。

5. 水叩きの上流幅は、えん堤取付部では本堤水通し肩から下した鉛直線とし、垂直壁取付部では垂直壁水通し断面に合わせることを原則とする。

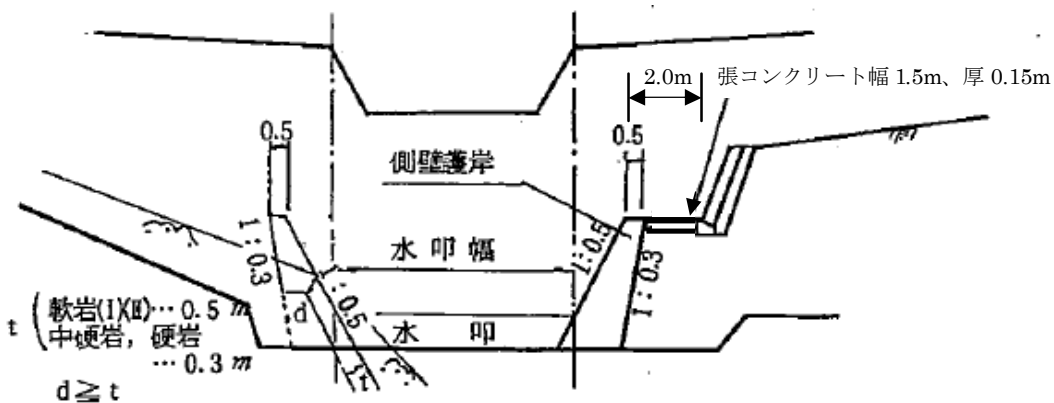


図 2-1-55 水叩工正面図

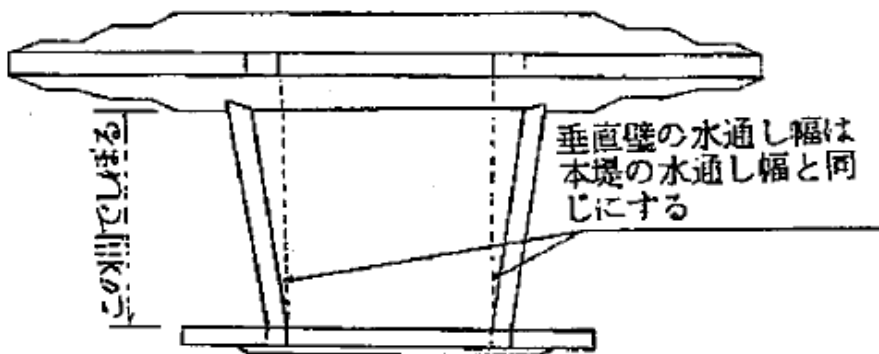


図 2-1-56 水叩工平面図

3.8.4 垂直壁

1. 垂直壁には、必ず袖を設けなければならない。
2. 袖の天端勾配は、LEVELとする。
3. 水通し断面は、主えん堤の水通し断面とする。
4. 水通し天端厚は、最小厚 70cm、最大厚 2.0m とする。  
但し、垂直壁に落差がつく場合の天端厚は、最小厚 1.5m とする。
5. 下流法勾配は 1 : 0.2、上流法勾配は直とする。
6. 根入れの深さは、水叩き下端より 1.5m 以上（土砂）を標準とする。
7. 垂直壁の天端は、溪床面より高めないことを原則とする。

解説

垂直壁は、えん堤と同じ考えをもって取扱うべきで、必ず袖を設けて両岸に取付けるものとする。

水叩工法を採用する場合の工事箇所は、溪床が軽しような場合であるから、えん堤下流法先が洗掘されると同様、水叩きの前面が洗掘されることは必定と見なければならない。

よって、水叩き先端を根入れするため水叩きに接続して垂直壁を設置するが、さらに下流の洗掘を防ぐ意味において、天端は必ず計画溪床高以上に出さないよう設計することを原則とする。

断面及び構造等すべてえん堤に準ずるが、高さ、すなわち根入れ深さは、えん堤と同様、十分溪床の状態を調査して定めなければならないのであって、理論的に決定することは困難である。

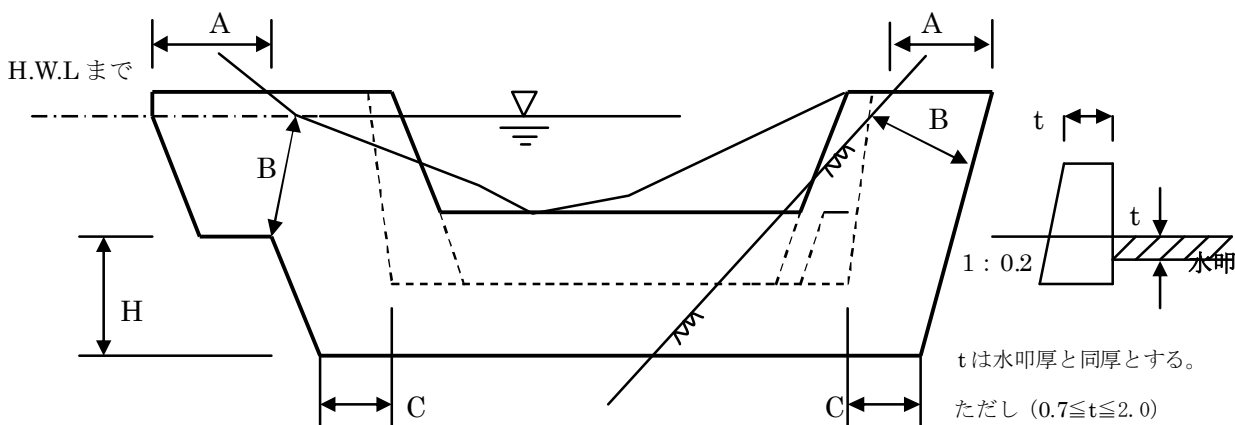


図 2-1-57 垂直壁構造図

表 2-1-29 嵌 入 値

	A	B	C
土 砂	2.0m 以上	2.0m 以上	1.5m 以上
軟岩 (I) (II)	1.5m 以上	1.5m 以上	1.2m 以上
中硬岩, 硬岩	1.0m 以上	1.0m 以上	1.0m 以上

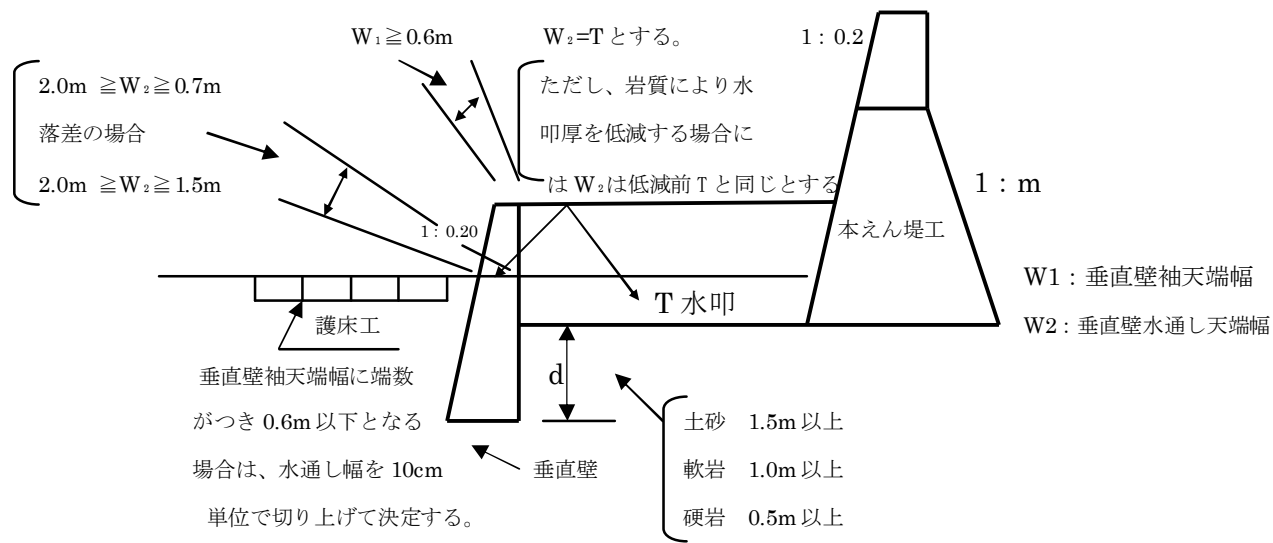


図 2-1-58

- (注) 1. 多段差の場合や落差が生じる場合の垂直壁は、副えん堤に準じて別途安定計算（転倒、滑動、支持）を行い決定する。なお、安定計算に用いる設計外力は静水圧と土圧とする。
2. 連続する落差工の水通し幅は、下流の垂直壁までを本堤の水通し幅と同じ幅とする。（図 2-1-57 参照）

垂直壁は、原則本えん堤と平行に設置する。ただし、地形の状況等によりこれにより難しい場合は、図 2-1-60 のとおりとすることができる。

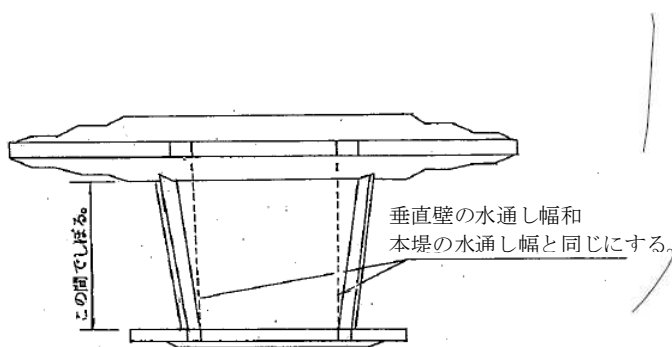


図 2-1-59 垂直壁平面図（標準）

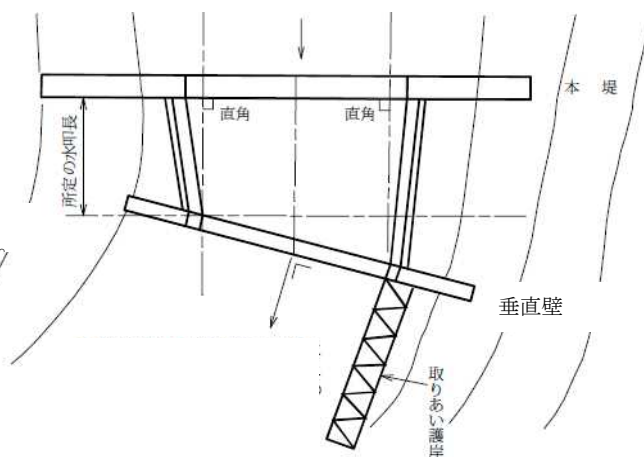


図 2-1-60 垂直壁平面図（湾曲部）

えん堤水通し断面の溪流保全工のしぼりは、第二垂直壁より下流で床固工又は帯工等を設置の上、しぼること。（落差工直下でのしぼりは行わない）

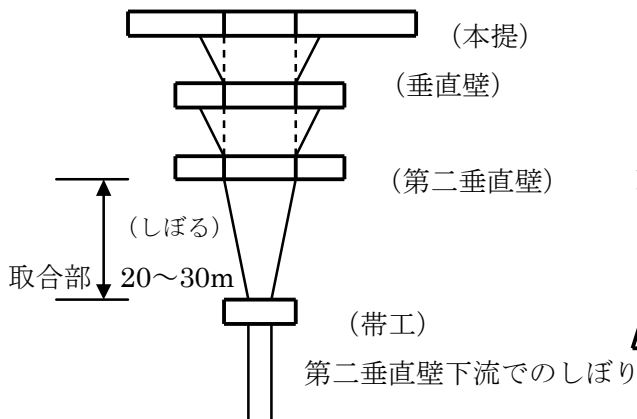


図 2-1-61

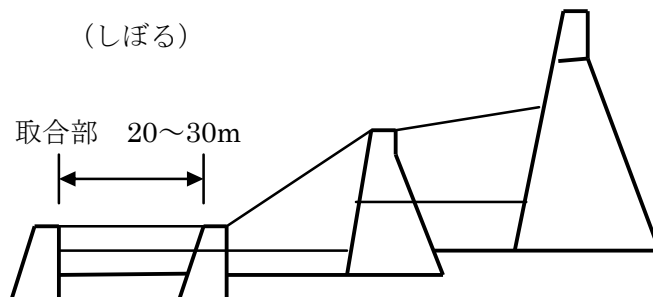


図 2-1-62

### 3.8.5 護床工

副えん堤と併用しない水叩き工は、水叩き末端には必ず垂直壁を設け、その直下流には必要に応じて護床工を設けなければならない。

解説

護床工の設置は、河床の材料、勾配、洪水の多少により総合して決定しなければならないが、現地の状況に適合するように適切な護床工を選択するものとする。通常は、カーテンブロック、フトン籠等を使用する。

#### 1. 施工延長

次式によって算出した長さとする。

$$l = (2.0 + 0.2)H + H + 0.5 = 3.2H + 0.5 \quad \dots (2-1-95)$$

l : 護床工の敷設延長 (m)

H : 垂直壁水通し部からの根入れ (m)

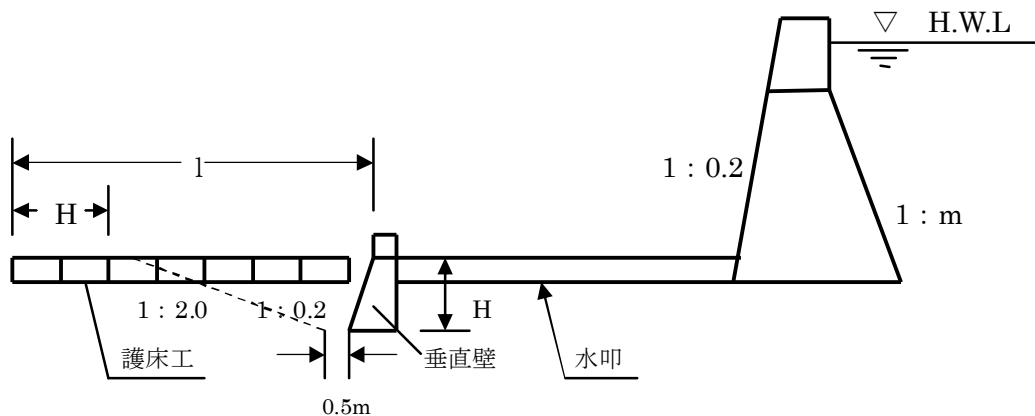


図 2-1-63 護床工図

2. 護床工における必要重量等の安定計算

護床工に用いる材料の安定計算は、『河川砂防技術基準（案）設計編Ⅰ：根固工の流体力に対する力学的安定性の照査法』に準拠するものとする。

- ①滑動：部材に作用する流体力が底面摩擦力を上回った場合にすべりだす現象である。根固工の上流端や河床変動に伴い変形して突出した部材、凹凸の大きなコンクリートブロックなど、流れの作用を全面的に受ける部材に生ずる。たとえば、根固工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工などの破壊現象にみられる。

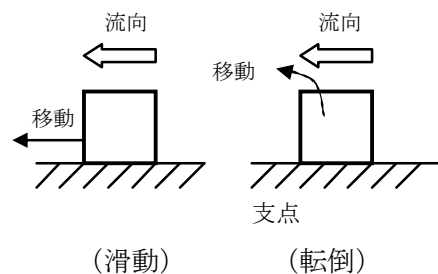


図 2-1-64

- ②転倒：流体力の作用によって一点を支点として部材がめくれ、回転する現象をさす。たとえば、根固工上流端部の異形ブロック層積み工、異形ブロック乱積み工などの破壊現象にみられる。
- ③掃流：部材が流れの方向の抗力や揚力の作用を受け、河床上を転動あるいは河床付近で小跳躍を繰り返しながら移動する現象である。部材が平坦に敷き並べられる工種にみられ、自然石や凹凸の少ないコンクリートブロックの部材が整然と設置された場合に生ずる。たとえば、捨石根固工、籠根固工などの破壊現象に見られる。

また、ブロック等の設置状態により、層積み、乱積み、籠詰めに分けることができ、設置状態によっても安全性の考え方が異なってくる。以上の破壊形態をまとめて次表に示す。

表 2-1-30 根固工の破壊形態

破壊形態	設置状態	安定性の照査モデル
滑動、転動	層積み	「滑動・転動—層積み」モデル
滑動、転動	乱積み	「滑動・転動—乱積み」モデル
掃流	乱積み	「掃流—乱積み」モデル
掃流	籠詰め	「掃流—籠詰め」モデル
掃流	中詰め	「掃流—籠詰め」モデル

参考として、「滑動・転倒—層積み」モデルの計算式を以下に示す。

$$W > \alpha \left( \frac{\rho_w}{\rho_b - \rho_w} \right)^3 \frac{\rho_b}{g^2} \left( \frac{V_d}{\beta} \right)^6 \quad \dots (2-1-96)$$

W : 根固工の所要重量

V<sub>d</sub> : 代表流速（湾曲、洗掘等を考慮した流速である）

$\rho_b$  : ブロックの密度  
 $\rho_w$  : 水の密度  
 $\alpha, \beta$  : 係数

表 2-1-31 異形コンクリートブロックの係数の参考値

ブロックの種別	模型ブロックの比重	$\alpha$	$\beta$
対象突起型	$\rho_d / \rho_w = 2.22$	1.2	1.5
平面型	$\rho_d / \rho_w = 2.03$	0.54	2.0
三角錐型	$\rho_d / \rho_w = 2.35$	0.83	1.4
三点支持型	$\rho_d / \rho_w = 2.25$	0.45	2.3
長方形	$\rho_d / \rho_w = 2.09$	0.79	2.8

### 3.8.6 側壁護岸工

側壁護岸は、えん堤水通し天端より落下する流水によって、本えん堤と副えん堤、また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する。

解説

1. 側壁の位置は、主えん堤取付部は図 2-1-65 によるものとし、副えん堤取付部では水通し袖部より後退させ、垂直壁部では水通し袖部に合わせるものとする。
2. 側壁護岸は、もたれ擁壁（前法勾配 5 分、裏法勾配 3 分、天端幅 50cm）を標準とする。護岸背後に盛土（切土斜面）がある場合は、道路土工擁壁工指針の多段ブロック積（石積）擁壁のやむを得ない場合を適用し、上段積擁壁の悪影響（載加重、排水）が下段擁壁（最下段は側壁護岸のもたれ擁壁）に及ばないようにし、標準構造のもたれ擁壁で擁壁の安定条件を満足するような構造にしなければならない。なお、切土法面が岩で自立するのであれば、この方針によらなくてもよい。  
 →下段積擁壁（最下段は側壁護岸のもたれ擁壁）と上段積擁壁の間に 2 m 以上の小段を設け、この小段には防水処置を行うものとする。  
 また、標準構造のもたれ擁壁（前法勾配 5 分、裏法勾配 3 分、天端幅 50cm）で、擁壁高や地質条件により擁壁の安定条件を満足できない場合は、擁壁天端幅の増厚、裏法勾配の急勾配化等、安定条件を満足するような断面としなければならない。なお、代表的な断面や条件における検討結果については、本指針第 4 編第 4 章に掲載する。



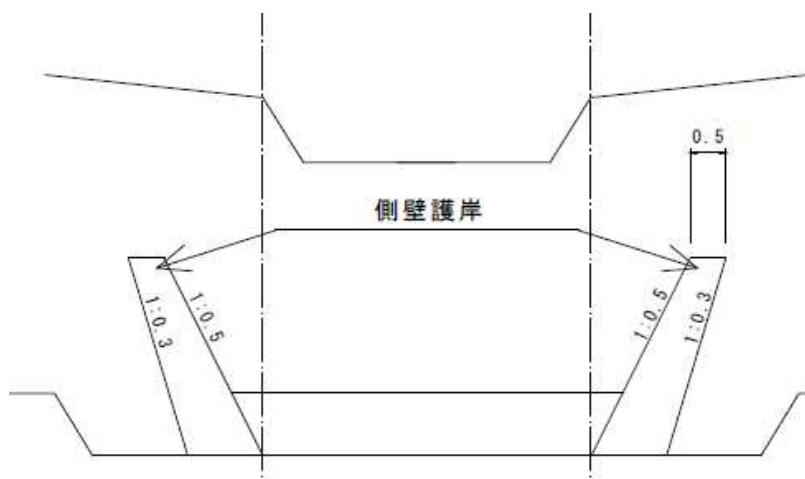


図 2-1-65 主えん堤部側壁標準位置図

2. 側壁の高さは、落水による被災を考慮し、主えん堤部では垂直部より 1.0m 程度高さを上げるものとする。ただし、ウォータークッションの場合の側壁は、主えん堤下流と副えん堤部を同高とする。なお、現地の状況によっては背後地盤との関係を考慮してこれ以上高くすることも可能である。

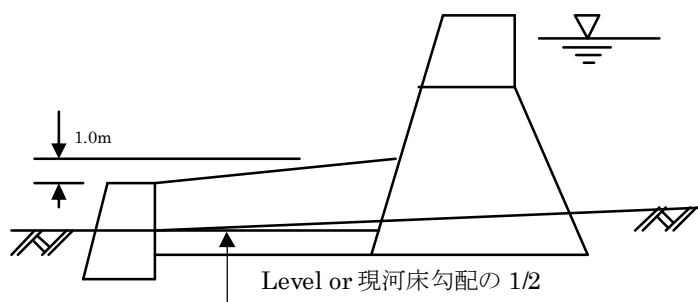


図 2-1-66 側壁高さの標準

水抜パイプは原則として設置する。

パイプは千鳥配列とし、一段目は平水位より 0.20m 程度上に入れる  
一般に天端から高さの 1/3 より上に設ける必要はない。

パイプは内径  $\phi 50\text{mm}$  程度の水抜孔（硬質塩ビパイプ VP50）とし  
背後には吸い出し防止材を設置する。

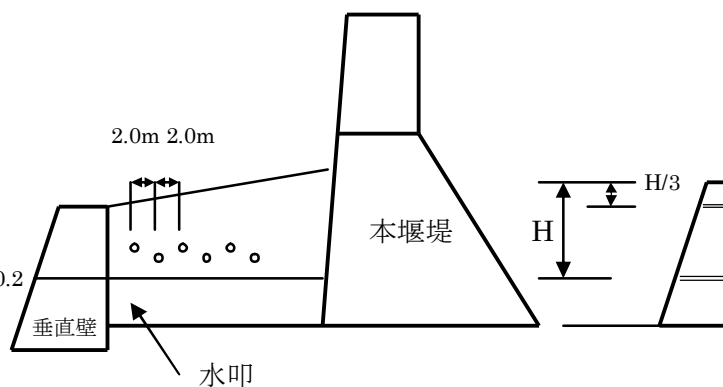


図 2-1-67

3. 多段式（2 段、3 段・・・）の場合  
側壁の高さは、上流部天端まで高さを上げる（図 2-1-62）。  
側壁厚は、天端厚 0.3m とする。

### 3.8.7 取付護岸工

取付護岸工は、えん堤直下流の流路法線を整備するためのもので、必要最小限度長として計画する。

#### 解説

- 溪流保全工の計画がある場合は、流量計算の上法線等を決定のこと。
- 護岸工が破壊しないようなめらかに現況溪岸へ取付ける。
- 護岸工に近い溪床において洗掘を生じる恐れがある場合は、根固工等によって、保護する。

## 3.9 付属物の設計

### 3.9.1 水抜き暗渠

えん堤には、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、数及び配置を定めるものとする。

#### 解説

1. 砂防えん堤における水抜きの目的は、
  - (1) 施工中の流水の切り替え
  - (2) 堆砂後浸透水を抜いて水圧を軽減する。
  - (3) 洪水流量、流砂量の調節等である。

これら目的によってその効果を十分発揮するような大きさ、数及び配置を決定すべきである。

ただし、施工中の流水の切替を目的とする場合は流水を切替しやすいように、配置、大きさを決定するべきである。

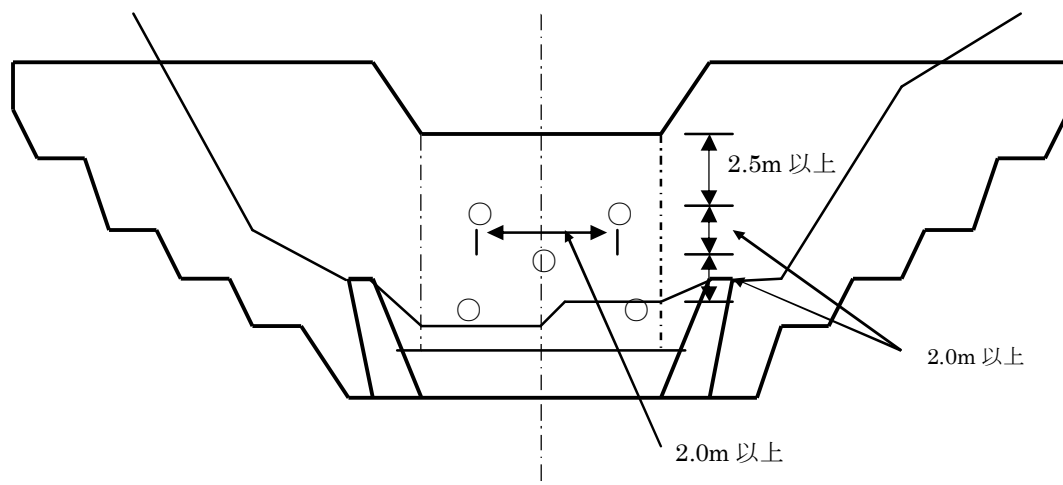


図 2-1-68 水抜き暗渠の設置例

2. 水抜き暗渠の位置は、下記を標準とする。
- (1) 下段水抜きは、在来溪床付近（水叩のある場合は水叩面付近）に設ける。
  - (2) 上段水抜きは、水通し天端から2.5m以上離して設ける。
  - (3) 水平に2箇所以上設ける場合は、縦横とも2.0m以上離して設ける。
  - (4) 水通し中心線で対称となるよう千鳥に配置する。（なるべく縦一直線上には配置しない。）
  - (5) 水抜きの位置は、水通し下幅の範囲内とする。
  - (6) 水抜きの形状は、円形とし内径0.50mのヒューム管を標準とする。

### 3.9.2 間詰工

えん堤の上下流の余掘部を所定の高さまで、基礎部及び嵌入部を間詰により保護しなければならない。

#### 解説

間詰とはえん堤の基礎及び袖部を地山に嵌入させるため、掘削した部分を十分に締固めながらもとの地盤線(地山線)までに埋戻しすることをいう。しかし、埋戻した部分は注意して締固めをしても、もとの地山と比較して、弱部となるため、これらの埋戻した表面を保護する目的でコンクリート又は、積ブロック等で被覆するものとする。

間詰が不完全な場合、浸透水又は洪水時の流水により袖部の崩壊や袖抜け等が生じ、堆積土砂の流出、更にはえん堤倒壊の危険をはらんでいる。したがって、間詰の計画施工に当たっては、これらのことをふまえて、十分注意して行わなければならない。

#### (ア) 地山が土砂の場合

地山が土砂の場合は、ブロック積(張)工により埋戻し面または、地山線に沿い、袖の嵌入深を確保するような位置に設ける。間詰の両端は、えん堤と地山にしっかり接続させる。特にえん堤上流側については、基礎部より袖の上部までブロック積(張)工を連続させることを原則とする。

#### (イ) 地山が岩盤の場合

岩盤を切込んだ場合、岩盤線までコンクリートで完全に埋戻しするものとし、施工は本体コンクリートと同時に行うものとする。

#### (ウ) 地山が土砂と岩盤の場合

表土が比較的厚い場合であるが、えん堤の基礎及び袖部が岩盤に十分嵌入されているものについては、(イ)の岩盤の場合と同様の処置をするものとし、それ以外の場合は(ア)の土砂の場合に準ずる。しかし、この場合でも、岩盤と一体化を図るためにも間詰コンクリートを施工すること。

表 2-1-32 間詰工の標準適用区分

地 質	適 用 区 分	下 流 側	上 流 側
土 砂	地山の勾配が1割より急な場合	積ブロック工 (控え 35cm)	積ブロック工 (控え 35cm)
	〃 1割から 1割5分までの場合	平張ブロック工 (控え 12cm)	張ブロック (控え 35cm)
	〃 1割5分より緩い場合	芝 工	芝 工
岩		間詰コンクリート	間詰コンクリート
土砂と岩	表土が薄い場合 表土厚 < 50cm	間詰コンクリート	間詰コンクリート
	表土が厚い場合 表土厚 ≥ 50cm	間詰コンクリート とブ ロ ッ ク	間詰コンクリート とブ ロ ッ ク

上表は、一応の目安であり、現地の土質状況等を十分に勘案の上、上表により難しい場合には『道路土工；のり面工・斜面安定工指針』を参考にすること。

(袖上部の対策)

間詰工（共通） (土砂)

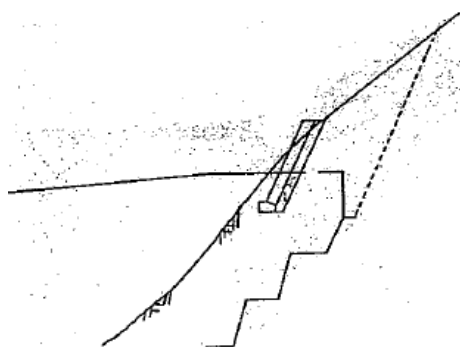


図 2-1-69

(岩質が良好な場合)

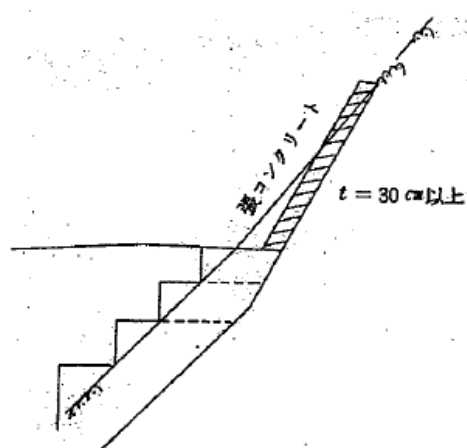


図 2-1-70

(岩質が不良な場合)

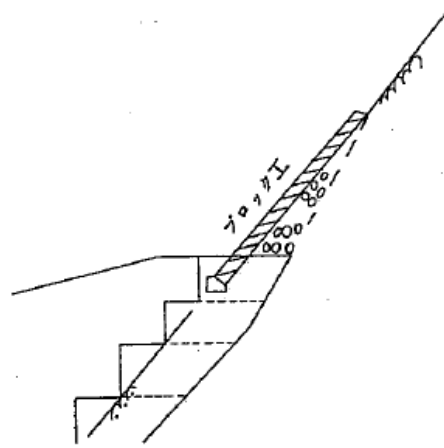


図 2-1-71

（土砂と岩盤の場合）

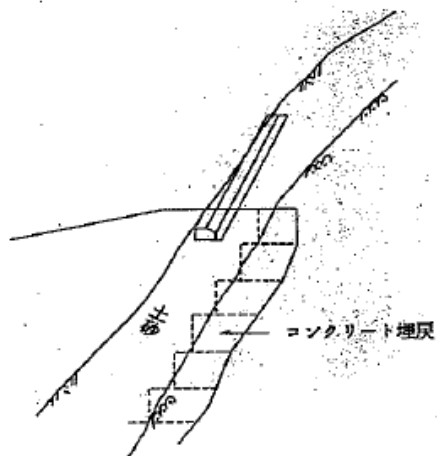
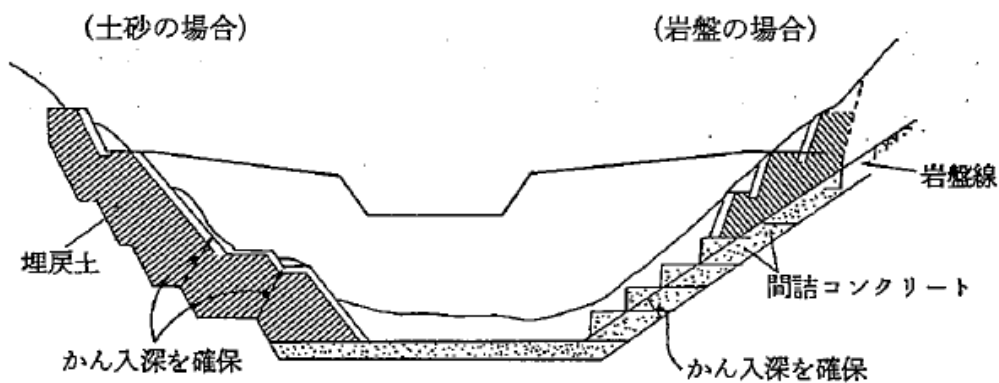


図 2-1-72

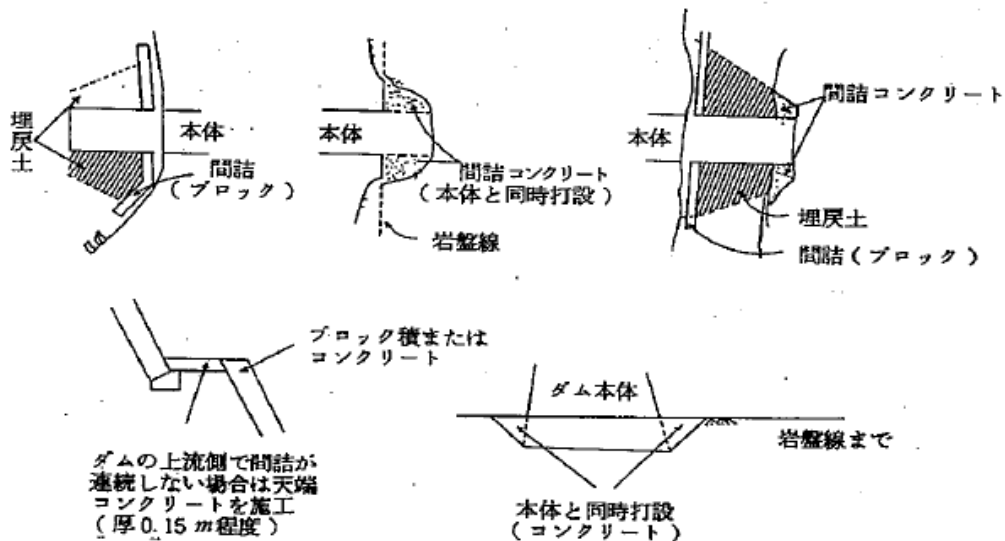
間 詰 工



（土砂の場合）

（岩盤の場合）

（土砂と岩盤の場合）



ダムの上流側で間詰が連続しない場合は天端コンクリートを施工（厚0.15m程度）

図 2-1-73

岩盤の場合、間詰めを怠ると下流法先基礎は、落下する越流水のため洗掘のきっかけとなり、両岸嵌入部においては、特に風化を促進して数年後にはせっかく嵌入した袖部がほとんど露出して嵌入の意義がなくなることとなるため、余掘部に間詰工を計画し保護するものとする。

計上数量は、平均断面×所要延長とし、袖部の施工は階段状とする。なお、コンクリート打設は、本体と同時施工を原則とする。この場合、基礎部の型枠は控除し、又、袖嵌入部の型枠についても控除し、間詰工部分は別途計上する。

また、土砂の場合、あるいは岩盤が軟弱な場合には、えん堤の接岸部の上下流に間詰コンクリートにかわる工法として間詰め護岸(壁)を設置する。この場合、上流側の間詰工は水通し天端の鉛直線より山側とする。

### 3.9.3 伸縮目地

えん堤袖直角方向のひびわれに対処するため、えん堤の延長が 20m 以上となる場合にはおむね 10m～15m 毎に 1 箇所の伸縮目地を設けるものとする。

その位置は、原則として水通し部をさげ、水通し肩より 3.0m 以上離れた位置に設ける。

解説

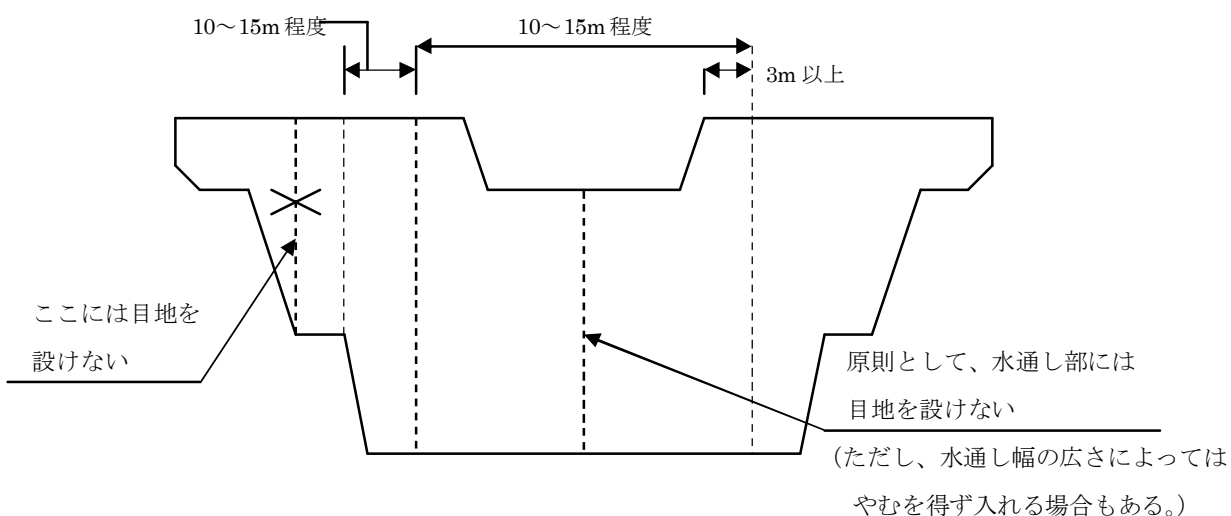


図 2-1-74

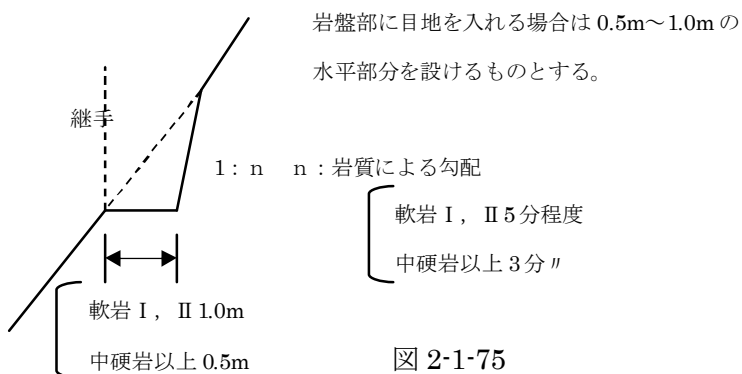


図 2-1-75

○止水板

伸縮継目からの漏水防止として必ず止水板を設置するものとする。  
 その位置は、上流側法面より 0.5m で法面に沿わせて設ける。  
 なお、目地材は入れない。また、打ち継ぎ処理（チップング等）もしない。

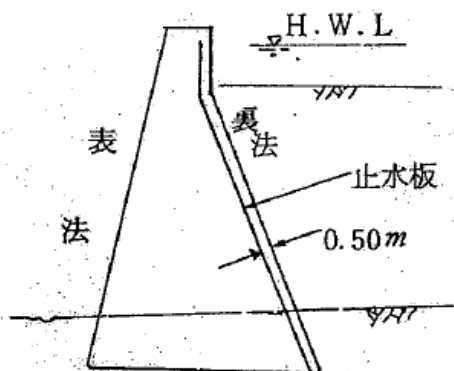


図 2-1-76

止水板設置図

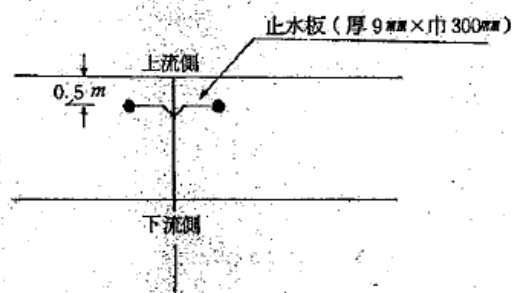


図 2-1-77

・やむを得ず水通部に伸縮目地を設ける場合

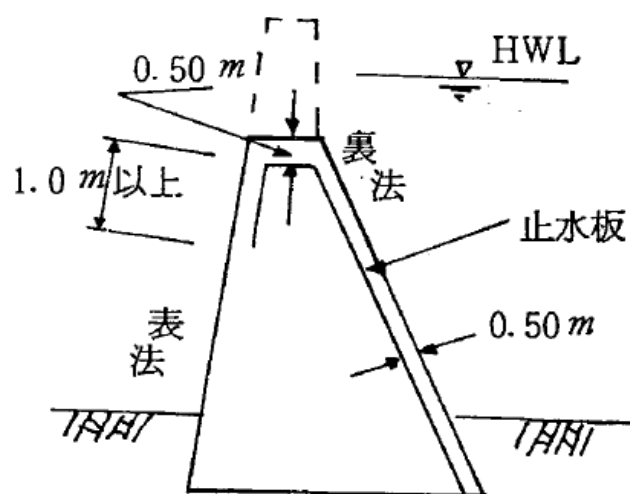


図 2-1-78

## 第4節 透過型えん堤の構造

### 4.1 越流部の安定性

透過型砂防えん堤は堤体全体が滑動、転倒及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

透過型砂防えん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、透過型砂防えん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。

#### 4.1.1 安定条件

透過型砂防えん堤堤体全体の安定条件は不透過型砂防えん堤と同様とする。

#### 解説

##### (1) 安定条件

##### ① 全体の安全性

透過型砂防えん堤堤体全体の安定条件は不透過型砂防えん堤と同様とする。

##### 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。

透過型鋼製砂防えん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、礫及び流木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到ることが予想されるので、礫及び流木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。

透過型砂防えん堤の場合には、えん堤高は原則として15m未満とし、所定の安全率1.2を満足させるものとする。

15m以上の透過型砂防えん堤の設計外力は原則として河川砂防技術基準（案）及び土石流・流木対策設計技術指針に基づくが、採用にあたっては実験等により十分検討を行うこととする。

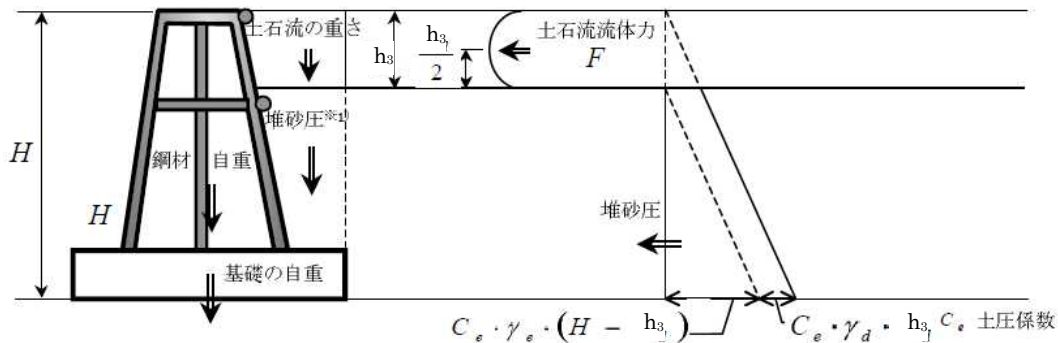


4.1.2 設計外力

透過型砂防えん堤の設計外力は基本的には不透過型砂防えん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（スリット部分）には砂礫及び水は詰まっていない状態で自重を算定する
- ③ 透過型鋼製スリットえん堤のように透過率の高い場合においても、図 2-1-79 に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安全性、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。
- ④ 基礎コンクリートが厚い場合、基礎天端まで水位があるものとして静水圧を作用させる。



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

図 2-1-79 設計外力（土石流時）

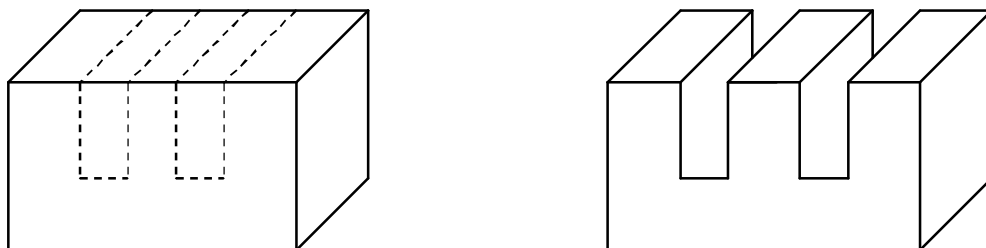
- ⑤ コンクリートスリット砂防えん堤の場合、設計外力、安定条件等は、不透過型砂防えん堤に準じて行なうものとする。但し、堤体自重は水通し部の堤体ブロック全体の重量と、スリット部を含んだ水通し部のブロックの体積より算出した容積の単位体積重量を用いて計算する。（図 2-1-80 を参照）

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c \quad \dots (2-1-97)$$

$\gamma_{rc}$  : 見かけのコンクリート単位体積重量

$W_{rc}$  : スリット部を除いた堤体重量

$V_c$  : スリット部を含む堤体積



スリット部を含む水通しの提体積 ( $V_c$ )    スリット部を除いた水通し提体積( $W_{rc} / \gamma_{rc}$ )

図 2-1-80 スリット部における水通しの提体積

⑥ 透過型砂防えん堤は、表 2-1-33 により所定の安全率を満足させるものとする。

表 2-1-33 透過型砂防えん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
えん堤高 15m未満		堆砂圧、土石流流体力	
えん堤高 15m以上		堆砂圧、土石流流体力	

15m 以上の透過型砂防えん堤において、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慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

#### 4.1.3 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、本指針第1編第6章 2.3 に示した方法に基づき算出する。

#### 4.1.4 設計水深

設計流量を流しう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。ただし、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の透過型堰堤においては、設計水深は①と③を比較し、小さい値とする。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

（本指針第2編第1章 3.4 参照）

②最大礫径の値

（本指針第2編第1章3.4参照）

③土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

（本指針第2編第1章3.4参照）

## 4.2 透過部の構造検討

### 4.2.1 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えん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えん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。

### 4.2.2 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2-1-34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。

透過型砂防えん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 2-1-33 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えん堤軸は、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えん堤軸の角度 ( $\theta_{f2}$ ) を想定し、さらに余裕角 ( $\theta_{f3}$ ) を考慮して、砂防えん堤に対する偏心角度 ( $\theta_{f1}$ ) を設定する。

(図 2-1-81 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 2-1-34 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

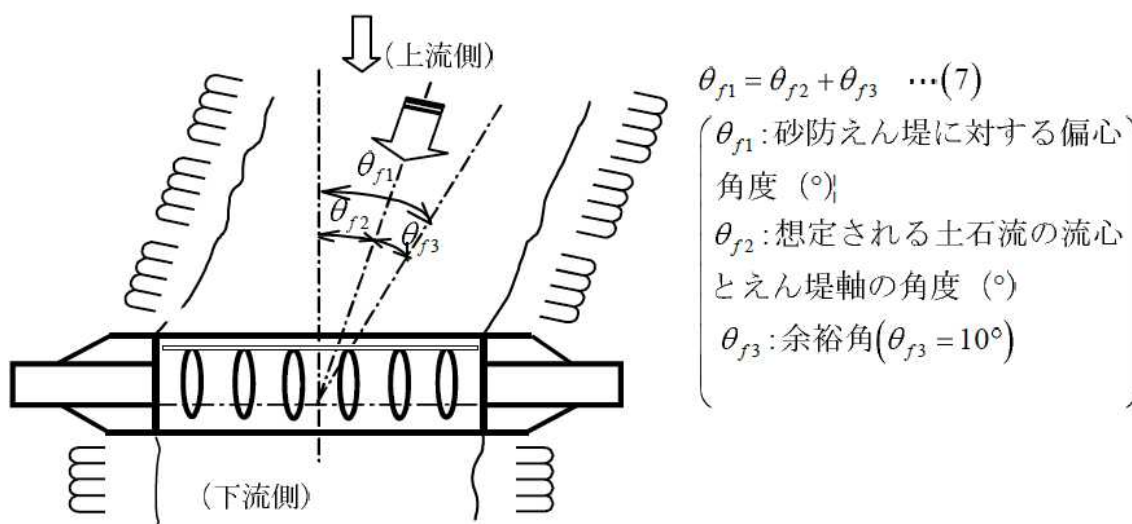


図 2-1-81 透過部材に対する偏心荷重（溪流の湾曲部に砂防えん堤を設置する場合）

### 4.3 本体構造

#### 4.3.1 水通しの位置

不透過型えん堤と同様とする。(本指針第2編第1章 3.5.1 参照)

### 4.3.2 水通し断面

原則として不透過型えん堤と同様とするが、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せる断面とする。（本指針第2編第1章3.5.2参照）

#### 解説

透過型えん堤の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よい。ただし、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の透過型堰堤においては、土石流ピーク流量と土砂含有を考慮した流量を比較し、小さい方の流量を流し得る断面とする。

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。

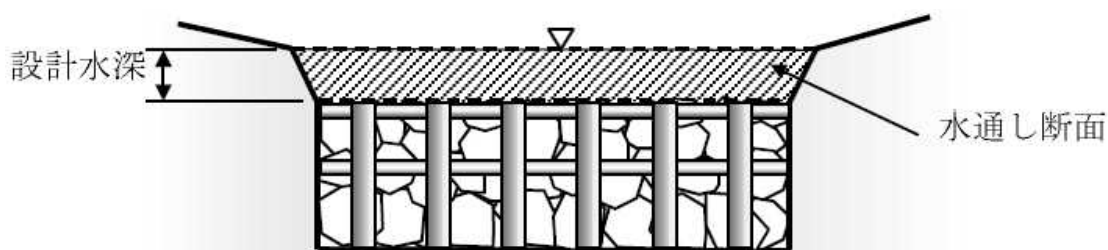


図 2-1-82 水通し断面（斜線部）

### 4.3.3 開口部の設定

透過型砂防えん堤の開口部の幅、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。

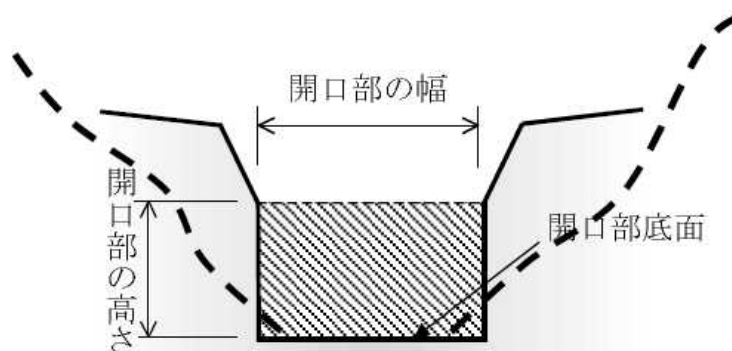


図 2-1-83 透過型砂防えん堤の開口部（斜線部）

#### 4.3.4 透過部断面の設定

透過型砂防えん堤の透過部断面は、土石流の最大礫径、流木の最大直径、およ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えん堤は、透過部断面の純間隔（図 2-1-84 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、および、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、えん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えん堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径（ $D_{95}$ ）の 1.0 倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度と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。（表 2-1-35 参照）

実験（図 2-1-85 参照）によると、土砂容積濃度が高い場合においては、水平純間隔及び鉛直純間隔が最大礫径（ $D_{95}$ ）の 1.5 倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているため、機能上、必要な場合、水平純間隔及び鉛直純間隔を 1.5 倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防えん堤を配置する時の上流側の透過型砂防えん堤の水平純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流に対処できる場合等である。

なお、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせた上で、土石流を捕捉する機能として以下の条件の全てを満たす場合には、溪流の状況等に応じて上記以外の方法で透過部断面を設定することができる。

- ① 土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる巨礫等により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。
- ② 土石流の水深よりも高い位置の透過部断面が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。

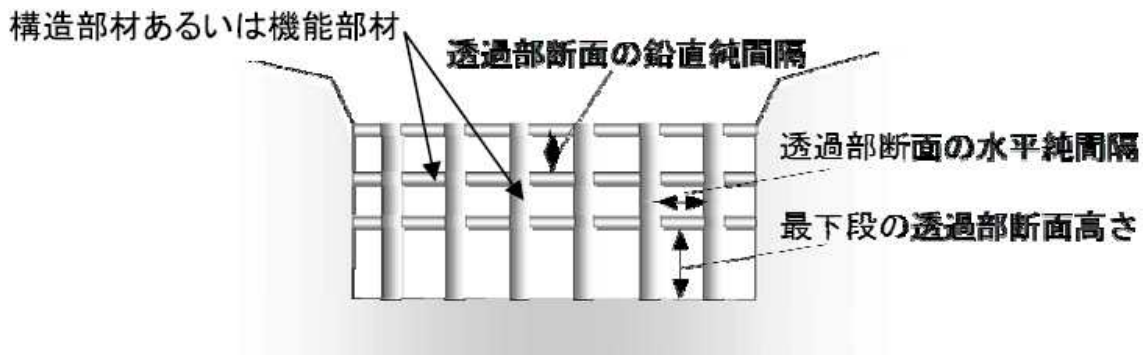


図 2-1-84 透過部断面の純間隔

表 2-1-35 透過型砂防えん堤における透過部断面の設定について

機能	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	$D_{95} \times 1.0$ ※1	$D_{95} \times 1.0$ ※1	土石流の水深以下 ※2

※1 上述の通り、水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径（ $D_{95}$ ）の1.5倍まで広げることができる。

※2 上述の通り、最下段透過部断面高さを最大礫径（ $D_{95}$ ）の1.5倍まで狭くすることができる。

（参考）透過部の閉塞（実験結果）

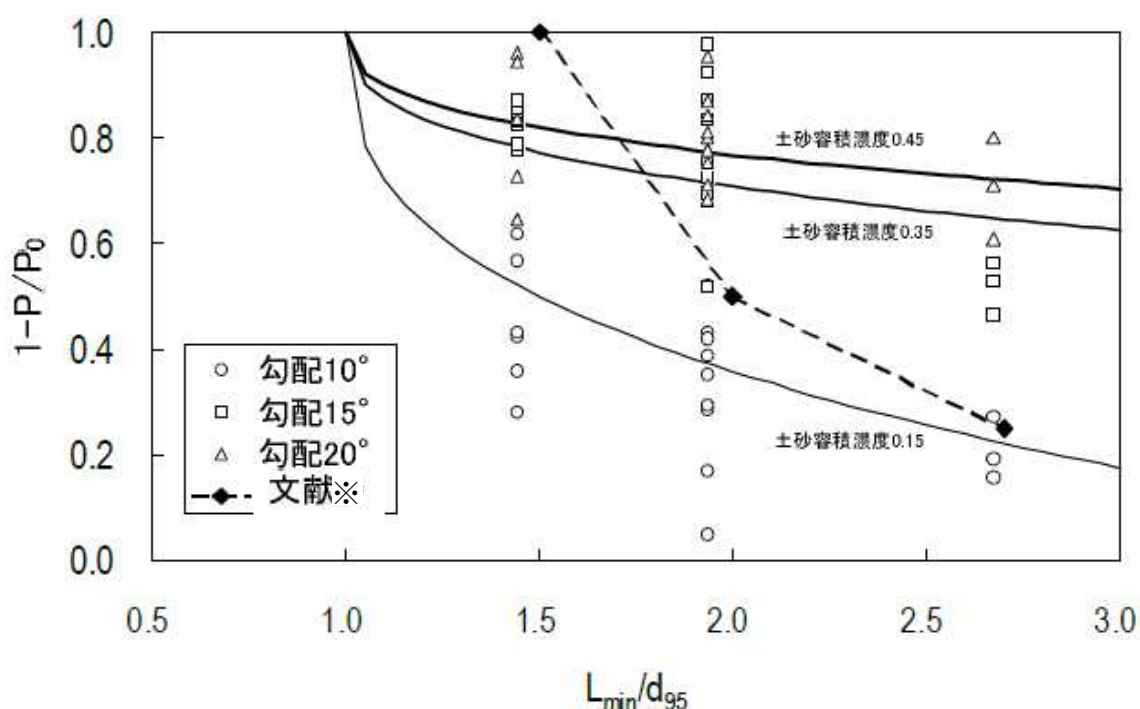


図 2-1-85 土石流のピーク流砂量の変化

透過部断面の幅（鋼管純間隔）とピーク流砂量の減少率の関係（ $P$ ：有施設時のピーク流砂量、 $P_0$ ：無施設時のピーク流砂量、 $L_{min}$ ：格子型砂防えん堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが、文献※のプロットに対しては透過部断面の幅、 $d_{max}$ ：最大礫径）。土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると、ピーク流砂量が減少する割合（減少率）は小さくなることから、透過部断面が閉塞しにくくなることが分かる。

文献※：渡辺正幸、水山高久、上原信司（1977）：土石流対策砂防施設に関する検討

#### 4.3.5 部材及び構造

透過型砂防えん堤は土石流発生時に長時間砂礫の衝突をくり返し受ける可能性があるため、摩耗や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないように部材、構造を選択する。

##### 解説

礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝などの処置をとることとする。

#### 4.4 基礎の設計

不透過型えん堤と同様とする。本指針第2編第1章3.6に準ずる。

##### 解説

コンクリート透過型えん堤の基礎は、不透過型と同様とする。また、鋼製スリットえん堤の基礎は、鋼製砂防構造物便覧等に準拠する。

#### 4.5 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

透過型砂防えん堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする（本指針第2編第1章3.5.5（4）参照）。

#### 4.6 前庭保護工

透過型えん堤の前庭保護工は、砂防えん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

透過型砂防えん堤の場合には、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、及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、不透過型えん堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副えん堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

なお、透過型堰堤において、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とは、以下の2条件を満たす場合である。

- ① 天端を超えて下流へ落下する後続流の落下点が透過部底版の外（下流側）にある。
- ② 透過部底版が、き裂の少ない硬岩に岩着していない。

上記を言い換えると、後続流が越流しても、透過部底版内に落下する場合や、透過部底版



が、き裂の少ない硬岩に岩着している場合には、洗掘が起こる可能性は低いと考えられる。つまり、天端を超えて下流へ落下する後続流の落下点が底版内になるよう底版長を計画すれば、前庭保護工は不要となる。透過部の構造形式（堤高、底版長）や土石流の流速・流量、また河床の状態によって、前庭保護工の必要性が変わるので、箇所毎に検討が必要である。

天端を超えて下流へ落下する後続流の落下点については、本指針第2編第1章 3.5.5 (2) 下流法勾配の考え方を準用する。

## 第5節 部分透過型えん堤の構造

### 5.1 越流部の安定性

部分透過型砂防えん堤は堤体全体が滑動、転倒及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

部分透過型砂防えん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、部分透過型砂防えん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。

#### 5.1.1 安定条件

部分透過型砂防えん堤堤体全体の安定条件は不透過型砂防えん堤と同様とする。

#### 解説

##### (1) 安定条件

##### ① 全体の安全性

部分透過型砂防えん堤堤体全体の安定条件は不透過型砂防えん堤と同様とする。

##### ② 透過部の部材の安全性

部分透過型砂防えん堤の透過部の部材の安全性は透過型砂防えん堤と同様とする。

#### 5.1.2 設計外力

部分透過型砂防えん堤の設計外力は基本的には不透過型砂防えん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 2-1-36 のとおりとする。

表 2-1-36 部分透過型砂防えん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
えん堤高 15m未満	/	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
えん堤高 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、土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

② 安定計算に用いる設計外力は図 2-1-86 に示すように透過部と不透過部に作用させる。

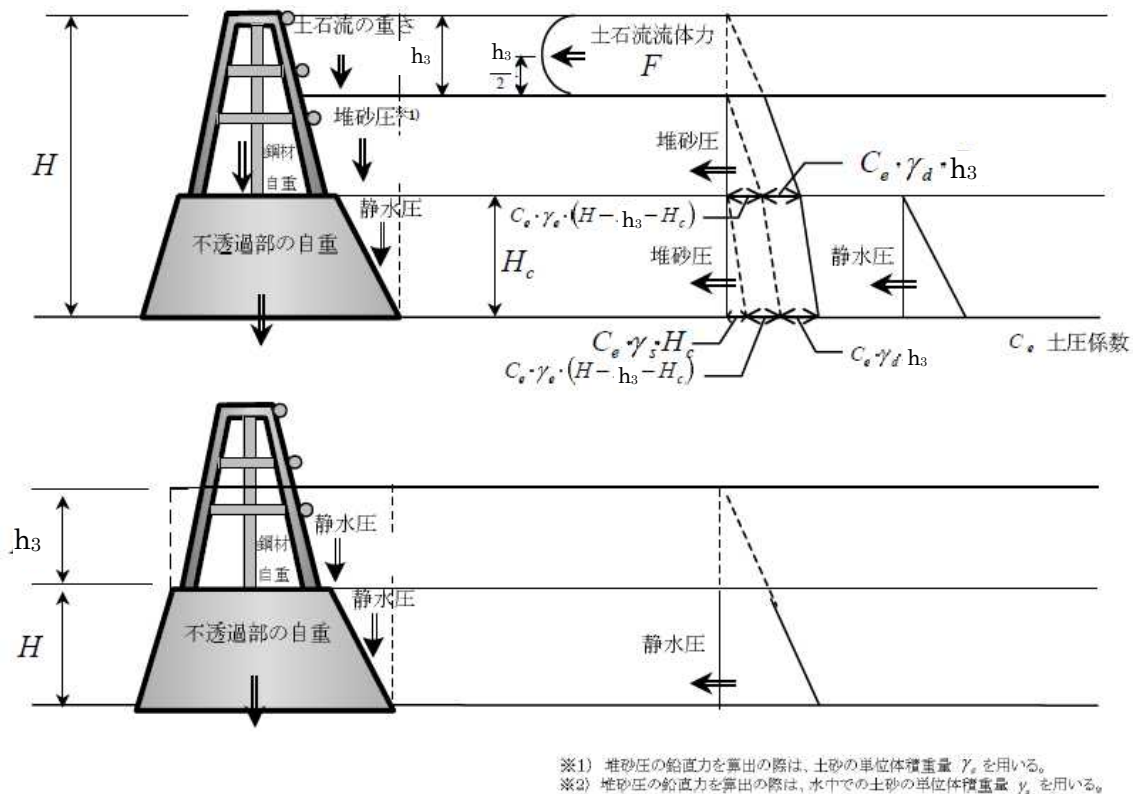


図 2-1-86 部分透過型砂防えん堤の安定計算に用いる設計外力  
(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

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。

### 5.1.3 設計流量

設計流量は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする。  
(本指針第2編第1章 3.3 参照)

### 5.1.4 設計水深

設計水深は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の設計水深の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする。  
(本指針第2編第1章 3.4 参照)

## 5.2 透過部の構造検討

### 5.2.1 構造検討条件

透過部の構造検討は透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の部材および構造は、透過型砂防えん堤と同様に検討する。  
（本指針第2編第1章4.2参照）

### 5.2.2 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、透過型砂防えん堤と同様とする。

## 5.3 本体構造

### 5.3.1 水通しの位置

不透過型えん堤と同様とする。（本指針第2編第1章3.5.1参照）

### 5.3.2 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の水通し断面は、透過型砂防えん堤と同様とする。  
（本指針第2編第1章3.5.2参照）

### 5.3.3 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の開口部の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。  
（本指針第2編第1章4.3.3参照）

### 5.3.4 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の透過部断面の設定は、透過型砂防えん堤と同様とする。

（本指針第2編第1章4.3.4参照）

### 5.3.5 不透過部の天端幅

不透過部の天端幅は、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

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、不透過型砂防えん堤に準じ、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は3m以上とする。

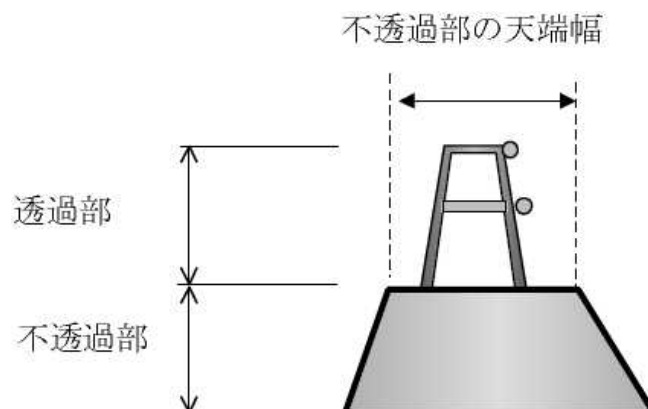


図 2-1-87 部分透過型砂防えん堤越流部側面図（例）

### 5.3.6 下流のり

下流のりは、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の下流のりは、不透過型砂防えん堤と同様とする。

（本指針第2編第1章3.5.5（2）参照）

### 5.3.7 基礎

基礎は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の基礎は、不透過型砂防えん堤と同様とする

（本指針第2編第1章3.6参照）

#### 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、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

（本指針第2編第1章3.5.5（4）参照）

#### 5.5 前庭保護工

部分透過型砂防えん堤の前庭保護工は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

解説

部分透過型砂防えん堤の前庭保護工は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

（本指針第2編第1章3.8.参照）

## 6.1 除石（流木の除去を含む）

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、定期的および豪雨後、すみやかに堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）を行う。

また、除石（流木の除去を含む）を前提とした施設の効果量を見込む場合は、堆砂後の除石（流木の除去を含む）のため、管理用道路を含めあらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

### 解説

土石流・流木捕捉工は計画捕捉量および計画堆積量が大きいかほど効果が大きいので、定期的または出水後に堆砂状況を調査する。

定期的および出水の後にえん堤堆砂状況の調査を行い、必要に応じて除石・除木の処置を講ずる。また、土石流発生後は、施設の被害について必要に応じて点検を行い、破損等に対し必要な処置を講ずる。

透過型砂防えん堤や部分透過型砂防えん堤については、流木等によって透過部断面が閉塞しないよう管理する。