

第3編 土石流・流木対策施設設計

第1章 総説

1 施設設計の基本

土石流・流木対策施設の設計については、「土石流・流木対策設計技術設計」並びに「土石流・流木対策設計技術指針 解説 国土交通省国土技術政策総合研究所」（以下、「設計技術指針解説」と称す）に準じて策定することを基本とする。

また、これに加えて本設計要領に示される中部地方整備局管内での運用を踏まえるものとし、目的、流域状況（自然・社会環境等）、対策計画、合理性等を勘案した施設設計を行う。

本編の記載構成については、**箱書き文**については「設計技術指針解説」に示される指針に当たる部分で、「設計技術指針解説」における解説部分、及び中部地方整備局管内での運用に関する内容についてそれ以降に続けて記載している。

なお、このように本設計要領は「設計技術指針解説」内容を含めた形で記載されるものの、同指針解説の原本について別途確認し、同指針に示される部分と管内運用部分を理解して準用することが望ましい。

2 総則

土石流・流木対策施設は、砂防基本計画（土石流・流木対策）に基づき、必要な機能と安全性を有するように設計する。

（「設計技術指針解説 P. 1」）

土石流・流木対策設計技術指針（以後、「本指針」という。）は、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）により策定した砂防基本計画（土石流・流木対策）に基づき、土石流・流木対策施設を設計する方法について記したものである。

溪流の特性は1つ1つ異なる上、区間ごとにも様相が違い、しかも時を経る中で変化して行くため、土石流・流木対策施設の配置・設計は、時間的変化を含めた溪流特性を現地調査・文献収集等によって把握した上で、その特性にあった機能を発揮するように行う。

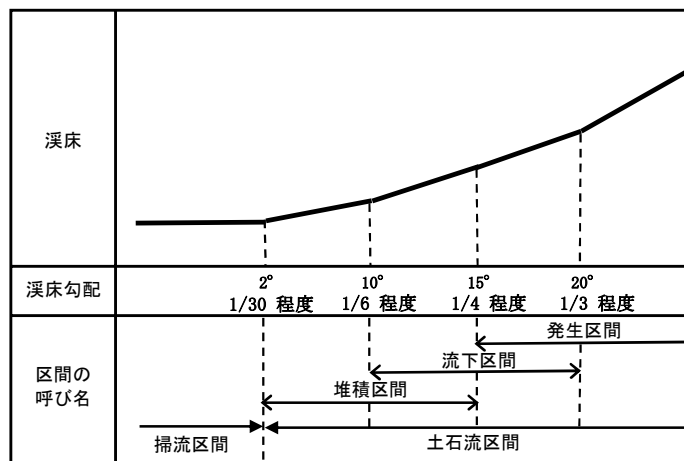


図 1-2-1 土砂移動の形態の溪床勾配による目安

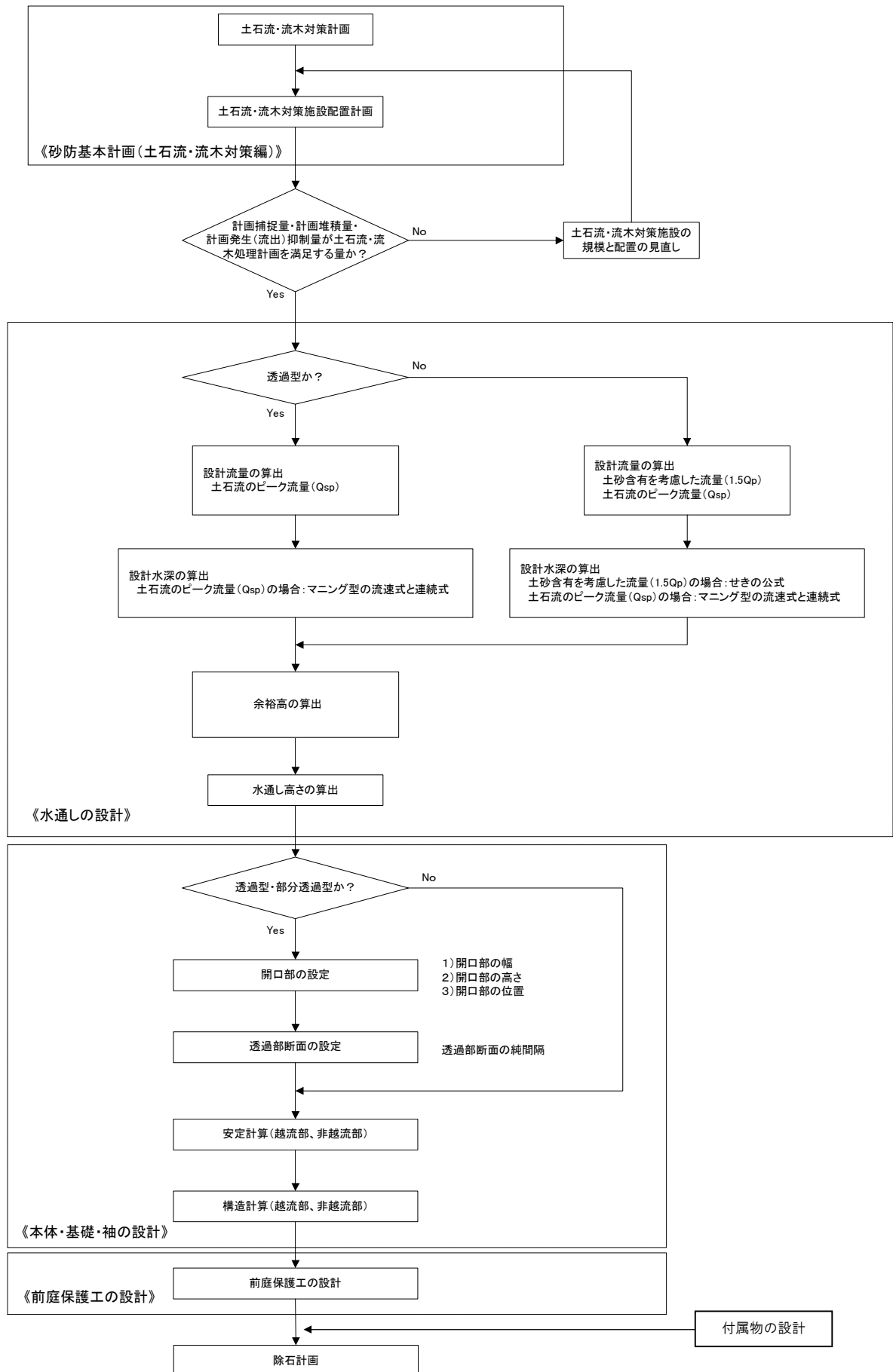


図 1-2-2 土石流・流木捕捉工設計の流れ

第2章 土石流・流木捕捉工の型式及び規模と配置

1 土石流・流木捕捉工の型式

土石流・流木捕捉工の型式には、透過型、部分透過型および不透過型がある。

(「設計技術指針 P. 3」)

土石流・流木捕捉工としての砂防施設は、型式に応じて設計を行う。

各々の機能は、「第2編 第4章 土石流・流木対策施設配置計画 4 土石流・流木捕捉工」を参照のこと。

2 土石流・流木捕捉工の規模と配置

土石流・流木捕捉工の規模と配置は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」第3節に従って策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。

(「設計技術指針 P. 4」)

土石流・流木捕捉工の規模と配置は「第2編 第3章 土石流・流木対策計画」に従って策定された土石流・流木対策施設配置に基づき実施するものでなければならない。

土石流・流木捕捉工の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。

土石流・流木捕捉工の位置は地形・地質等を考慮し、適切に選定する。やむを得ず、溪流の湾曲部を選定する場合、土石流・流木捕捉工の上下流の流向に留意し、本体軸及び前庭部の保護等について検討するものとする。

(1) 堰堤の位置および方向

- ① 一般に堰堤計画箇所は、越流水による下流のり先の深掘れおよび両岸侵食による破壊防止のため、溪床および両岸に岩盤のある箇所、ならびに工費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましい。
- ② 溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副堰堤を計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。
- ③ 支溪の合流がある場合には、主溪および支溪双方の工作物の基幹堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましい。
- ④ 主溪および支溪の一方が荒廃している場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なお、この場合の堰堤位置は、堰堤の安全のため合流点に著しく近づけないことが肝要である。
- ⑤ 堰堤の方向は、堰堤地点の流心線に対して直角とし、下流の水衝部は局所的に対応するのが適当と考えられる。
- ⑥ 堰堤の計画箇所が、両岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係等で堰堤の方向を堰堤地点の流心線に直角に定め難く、かつ潜り堰となることがない場合には、副堰堤を計画し、副堰堤堤軸の方向を下流の流心線に直角に設定する。
- ⑦ 砂防堰堤を計画する溪流は一般に地質的に脆弱であるので、溪流両岸は地すべり及び崩壊の危険性のある所が多い。堰堤軸選定においては、施工時の基礎掘削により地すべり、崩壊を誘発しないように留意することが重要であり、地すべり及び崩壊の危険性のある箇所は可能な限り避ける。

(2) 階段状堰堤群の位置および方向

荒廃溪流において、縦侵食または、横侵食が著しい区域、あるいは溪岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は階段状堰堤群を計画する。

通常、土石流・流木捕捉機能は期待せず、侵食防止による土石流・流木発生(流出)抑制効果を見込む。

- ① 階段状堰堤群においては、原則として1つの堰堤の堆砂線が現溪床と交わる点を上流堰堤の計画位置とする。この場合の堰堤の堆砂線は平常時堆砂勾配を用いるものとし、現溪床勾配の1/2を原則とする。
- ② 階段状堰堤群における各堰堤の方向は、原則として各堰堤水通しの中心点(水通し天端の下流端)において、計画箇所下流の流心線に直角に定めるものとし、各堰堤の水通し中心点は直上流堰堤の水通しの中心点における流心線上に定める。(図2-2-1参照)

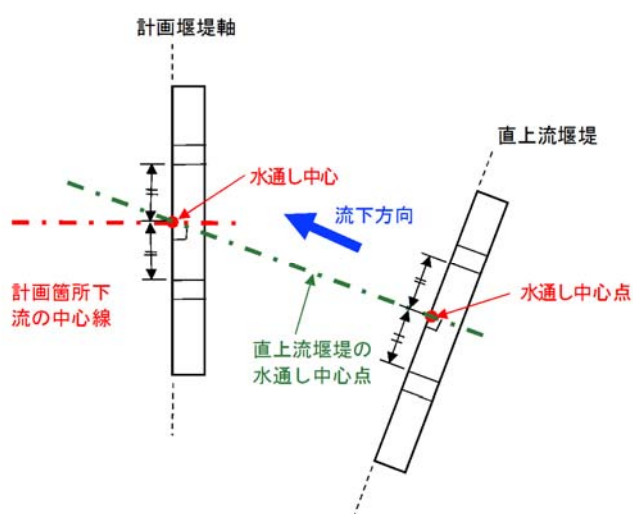


図 2-2-1 階段状堰堤における各堰堤の方向

(3) 小規模溪流における堰堤工の設計

小規模溪流における堰堤工の設計については、「第3編 第7章 小規模溪流対策施設」に準ずる。

第3章 不透過型砂防堰堤

1 総説

土石流・流木対策に用いられる不透過型砂防堰堤のうち、最も一般的なものは重力式コンクリート砂防堰堤である。

その他、不透過型堰堤のタイプとしては、コンクリート、砂防ソイルセメントのほか、鋼製砂防構造物としてダブルウォール構造、セル構造等がある。

当設計要領にて対象とするものはコンクリート、砂防ソイルセメントとし、鋼製砂防構造物の設計については、「鋼製砂防構造物設計便覧」による。

2 設計順序

砂防堰堤の設計順序は、堰堤サイトの地形、地質、目的とする機能、安全性および経済性等の各要素について考察し、水通し、本体および基礎の設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰め及び水抜き等の付属物の設計を行う。

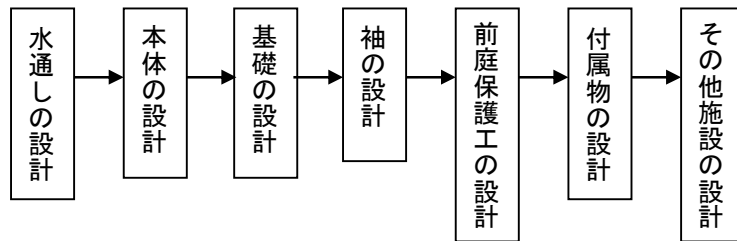


図 3-2-1 不透過型砂防堰堤の設計順序

3 構造

不透過型砂防堰堤の標準的構造と各部の名称は、図 3-3-1 のとおりである。

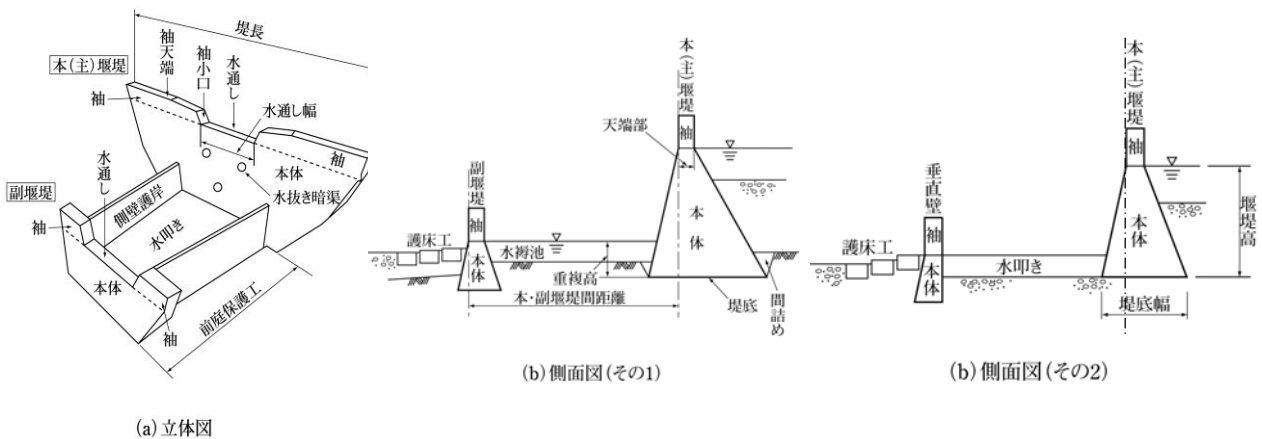


図 3-3-1 不透過型砂防堰堤の構造

4 設計流量

砂防堰堤の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）と、土石流ピーク流量（土石流時）とする。

（設計技術指針解説 P. 8）

原則として、「土砂の含有を考慮した流量」は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値を用い、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-5 清水の対象流量」に示した方法に基づき算出した清水の対象流量の1.5倍とする。

$$Q_{dp} = 1.5 \times Q_p$$

ここで、 Q_{dp} ：「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）（ m^3/s ）

Q_p ：清水流量（ m^3/s ）

土石流ピーク流量は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-4-1 土石流ピーク流量の算出方法」に基づき算出する。

- ① 既往最大の降雨量は、原則として24時間雨量又は日雨量とする

5 水通しの設計

5-1 水通しの位置

水通しの中心の位置は、原則として現溪床の中央に位置するものとし、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、以下の点に留意する。

- ① 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も考慮して水通しの位置を決定する。
- ② 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。
- ③ 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、岩盤のある山側に寄せ水通しを設けるとよい。
- 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 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。

(設計技術指針 P.8)

設計水深は、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、計画基準点において土砂整備率が100%となる最下流堰堤と、それ以外では異なる。

すなわち、土石流が当該施設を越流する可能性がある場合とそれ以外では、水通し断面の設定の考え方が異なり、土石流が越流しないとした場合は、土石流含有を考慮した流量のみを対象とする。

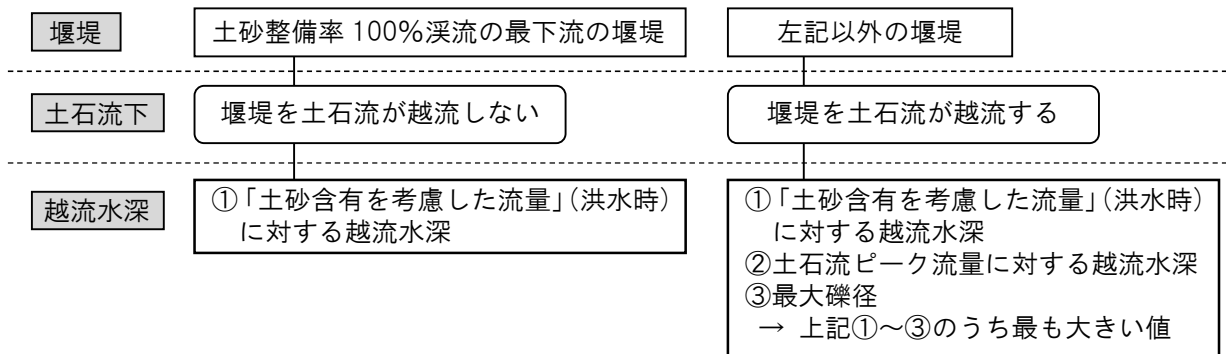


図 3-5-1 設計水深の分類

5-2-1 最下流でない、もしくは最下流であっても土砂整備率100%とならない不透過型砂防堰堤

最下流でない、もしくは当該施設で土砂整備率100%とならない不透過型砂防堰堤の設計水深は、以下の①～③の値の内、最も大きい値とする。

最大礫径は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-9 最大礫径」に示した方法に基づき算出される D_{95} に相当する礫径である。

- ①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値
- ②土石流ピーク流量に対する越流水深の値
- ③最大礫径

① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は、「河川砂防技術基準(案) 設計編Ⅱ 第3章」に示された(式3.5.1)により算出する。

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

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m^3/s)

C : 流量係数 (0.6~0.66)

g : 重力加速度 ($9.81\text{m}/\text{s}^2$)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

$C=0.6$ 、袖小口勾配 $m_2=0.5$ の場合には、(式3.5.2)になる。

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

② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は、計画堆砂勾配を用いて以下に示す方法に基づき算出する。

ここで用いる勾配は、土石流流体力を算出する際に用いる現況溪床勾配ではないので注意する必要がある。すなわち、土石流ピーク流量を通過させるための砂防堰堤の水通し断面を決定する場合の土石流の越流水深(Z)は、安定計算に用いる土石流流体力算出時の土石流の水深(D_d)とは異なる。

水通し断面は、設計流量を安全に流すのに十分な流下能力を有する必要がある、土石流ピーク流量に対する水通し断面は「土石流ピーク流量時の流下断面積(A)」以上である必要がある。

そのため、水通し断面を決定する際の水位は、「土石流ピーク流量を流しうる水通し部の『土石流の水深』」ではなく、「土石流ピーク流量を流しうる水通し部の『越流水深』」として定義する。

- 1) 越流水深(Z)を仮定し、水通し部の流下断面積(A_d)を算出する
- 2) 越流水深(Z)を仮定し、土石流の流速(U)を「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-6 土石流の流速と水深の算出方法」に示した方法により算出する
- 3) 水通し部の流下断面積(A_d)と土石流の流速(U)を乗じて、仮定した越流水深(Z)時の流量(Q)を算出する
- 4) $Q = Q_{sp}$ (土石流ピーク流量)となるときの越流水深(Z)を試行計算によって算出する

・土石流の流下断面積(A_d)

土石流の流下断面積は、以下の式によって算出する。

$$A_d = B_1 \cdot Z + m_2 \cdot Z^2 \quad \text{----- (式 3.5.3)}$$

ここで、 B_1 : 水通しの底幅 (m)

Z : 越流水深 (m)

m_2 : 袖小口勾配

・土石流の流速 (U)

$$U = \frac{1}{K_n} D_d^{2/3} (\sin \theta_p)^{1/2} \quad \text{----- (式 3.5.4)}$$

ここで、 K_n : 粗度係数 (自然河道ではフロント部で 0.10)

D_d : 土石流の水深 (m) = A / B_{da} (A : 流下断面積)

B_{da} : 土石流の流れの幅 (m) = $B_1 + 2 \cdot m_2 \cdot Z$

θ_p : 計画堆砂勾配 ($^\circ$) --- 現況溪床勾配の 2/3 (現況溪床勾配ではないので注意)

③ 最大礫径の値

最大礫径は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本的事項 5-9 最大礫径」に示した方法に基づき算出される D_{95} に相当する礫径である。

5-2-2 土砂整備率 100% 溪流となる最下流に計画する不透過型砂防堰堤

土石流・流木処理計画を満足する (整備率 100%) 溪流の最下流の堰堤 (副堰堤にて流木処理計画を 100% とする場合も含む) においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」(洪水時) を対象として定めることを基本とする。

その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。

ただし、その場合であっても、下流の侵食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する。

5-3 水通し断面

砂防堰堤の水通し断面は設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。
なお、水通し幅は現渓床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

(設計技術指針解説 P. 10)

5-3-1 水通し幅

水通し幅は現渓床幅程度を基本とし、3m以上を原則とし、設定にあたり以下の点に留意する。

- ① 流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、渓岸侵食など支障を及ぼさない範囲で、できる限り広く設定する。
- ② 水通し幅は渓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望ましいが、広すぎるために乱流する場合もあるので慎重に検討する。
- ③ 越流水深を小さくするために水通しの底幅を広くとり過ぎたり片側へ寄りすぎると、側壁護岸の取付けのために堰堤掘削が地山側に追い込むことになり、また、堰堤下流の流水幅が現地地形と比較して広くなり渓岸侵食が生じる。このような場合は、越流水深が大きくなっても構わないので水通し底幅を狭くして、堤体基礎の根入れは必要以上に取らないようにする。

5-3-2 袖小口の勾配

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。

(設計技術指針解説 P. 18)

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またはこれより緩い勾配を設けるものとする。

5-3-3 余裕高

余裕高は、表3-5-1に基づいて設定する。ただし、余裕高は渓床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が表3-5-2に示す値以下とならないようにする。

なお、渓床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 3-5-1 余裕高

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

表 3-5-2 渓床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

渓床勾配 (計画堆砂勾配)	(余裕高)/(設計水深)
1/10 以上	0.50
1/10~1/30	0.40
1/30~1/50	0.30
1/50~1/70	0.25

5-3-4 袖部を含めた水通し断面

「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（図 3-5-2 参照）。

ただしこの場合、設計水深は「土砂含有を考慮した流量」に対する越流水深の値とする。

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

また、流域面積が大きく、想定土石流流出区間における移動可能土砂量が大きい場合には、土石流ピーク流量が大きくなる。堰堤設置予定地点の谷幅が狭い場合には、設計水深や水通し高が大きくなり、溪流の状況によっては、水通し高が本堤の高さに匹敵するような場合も起こりうる。（図 3-5-2 参照）

このような場合には袖部を含めた断面によって土石流ピーク流量に対処して設計水深や水通し高を抑制することが求められる。

なお、袖部を含めた断面を用いても土石流ピーク流量に対処することができない場合には、堰堤施工予定地点の見直しや、その他の土石流・流木対策施設を含めた流域全体の施設配置計画を実施することも検討する。

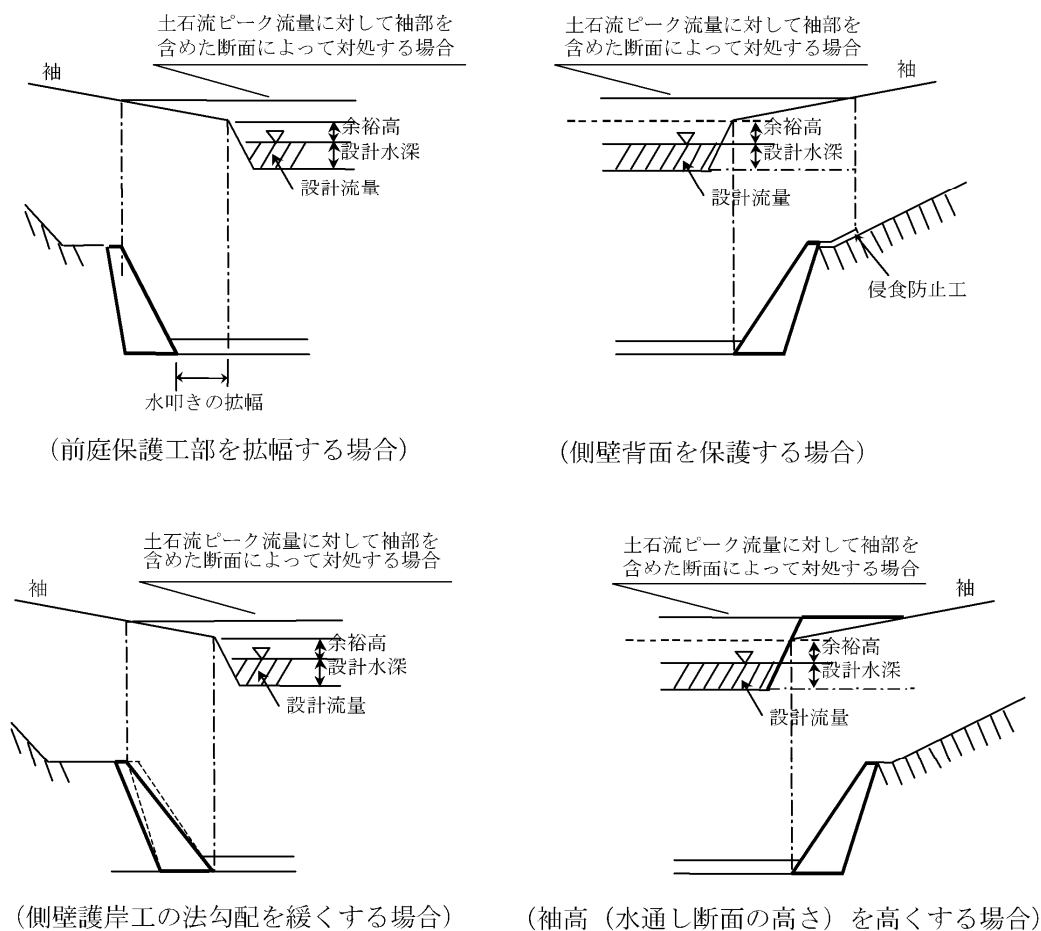


図 3-5-2 水通し断面

(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

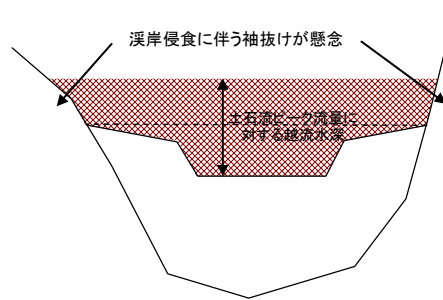


図 3-5-3 袖部を含めた断面を用いても土石流ピーク流量に対処できない場合

6 本体の設計

6-1 天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

(設計技術指針解説 P. 12)

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。

本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。

ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材（緩衝効果を期待できる部材）や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

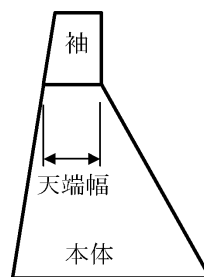


図 3-6-1 砂防堰堤側面図と部位名称

6-2 下流のり

砂防堰堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。砂防堰堤の越流部における下流のりの勾配は一般に 1 : 0.2 とする。
なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。

(設計技術指針解説 P. 12)

6-2-1 越流部の下流のり

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) と、堰堤高 H (m) より、(式 3.6.1) で求められる勾配よりも急にする。ただし、1 : 1.0 を上限とする。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \text{---- (式 3.6.1)}$$

g : 重力加速度(9.81m/s²)

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) は設計外力(「第3編 第3章不透過型堰堤 9 設計外力」)で用いた流速の 50%程度とする。

堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。

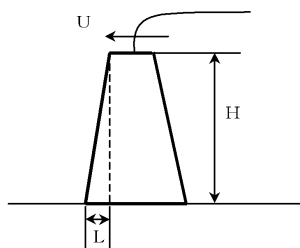


図 3-6-2 下流のり勾配

- ①下流のり勾配を緩くすることで、堤体下流つま先で基礎部の根入れが不足する場合がありますので留意する。
- ②土石流区間に整備する砂防堰堤のうち、除石により計画堆積量を確保する砂防堰堤は土砂流出が少ないものとして扱い、下流のり面を 1 : 0.2 より緩くすることができる。一般に下流のり勾配を緩くすると、堰堤断面が小さくなり経済性が向上することから、現地の状況を考慮して緩勾配化の可能性を検討する。

6-2-2 非越流部の下流のり

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。

このため、越流部において、流下礫の衝撃や摩耗を考慮して、下流のり勾配が決定されるため、基本的には越流部と同一とすることが基本となる。

しかし、非越流部では、流下礫の衝撃及び摩耗を考慮する必要がないので、前項(式 3.6.1)に規定されずに下流のり勾配を緩くすることができるため、異なる下流のり勾配が設定されるが、この場合、越流部、非越流部を同一断面とする基本に基づき、非越流部は越流部の下流のり勾配に統一し、安定計算を行い形状決定する。

非越流部にて、下流のり勾配を緩くするのは、本設計要領「第3編 第3章 不透過型堰堤 12-3 非越流部逆断面の設計」に相当する場合のみとなる。

7 安定性

不透過型砂防堰堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は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。

(設計技術指針解説 P.5)

安定計算は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」に示した方法に基づき実施する。

堤体は「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 9 設計外力」、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 4 設計流量」に示した方法に基づき安全な構造とするものとし、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 11-3 非越流部の安定計算」の非越流部の安定性についても留意する。

なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

8 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤は、「9 設計外力」に示す外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

1. 原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないように、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること。
2. 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
3. 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

(設計技術指針解説 P.5)

滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮し $N=4.0$ とする。

砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が 15m 未満の場合を原則として $N=1.2$ 、堰堤高が 15m 以上の場合は、 $N=1.5$ とする。

(条件 1：転倒)

原則として、堰堤の上流端に引張応力が生じないように、堰堤の自重および外力の合力の作用点が堤底中央の底面幅 1/3 以内に入ること。

すなわち、偏心距離 e は次式を満足しなければならない。

$$|e| \leq \frac{B}{6} \quad \text{----- (式 3.8.1)}$$

$$e = d - \frac{B}{2} \quad d = \frac{\Sigma M}{\Sigma V}$$

ここに、 B ：堤底幅 (m)

d ：外力の合力作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

ΣM ：堤底の上流端を支点として単位幅当り断面に作用する外力のモーメントの合計 (kN・m/m)

ΣV ：単位幅当り断面に作用する鉛直外力の合計 (kN/m)

e ：合力の作用点の堤底中央からの偏心距離 (m)

(条件 2 : 滑動)

堤底と基礎地盤内との間および基礎地盤内で滑動を起こさないこと。

一般に Henny の式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot v + t_0 \cdot \varrho}{H} \quad \text{---- (式 3.8.2)}$$

ここに、 n : 安全率

f : 摩擦係数 (表 3-12-2 参照)

v : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力 (kN/m)

ϱ : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

t_0 : 堤体または基礎地盤のうち、小さい方のせん断強度 (kN/m²)

(条件 3 : 支持)

・堤体および基礎地盤の破壊に対して安全であること。

堰体内に生じる最大応力が、材料の許容応力度を超えないとともに、地盤の受ける最大応力が地盤の許容支持応力度以内であること。

この場合の最大応力の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

基礎地盤が受ける応力は、合力の作用点が堤底中央の底面幅 1/3 以内にある場合、上・下流端の応力は次式より求められる。

$$\sigma_d = \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \sigma_u = \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad \text{----- (式 3.8.3)}$$

ここに、 σ_u : 上流端応力 (kN/m²)

σ_d : 下流端応力 (kN/m²)

・堰体内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。

堰体内に生じる最大応力は、堰堤底部の下流面勾配の方向に発生する。

その大きさは次式で与えられるが、砂防堰堤ではこの条件が断面設計の際に問題になることはない。

[河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [I] 第 2 章 5.3]

$$\sigma_{max} = (1 + n^2) \sigma_d \quad \text{----- (式 3.8.4)}$$

ここに、 σ_{max} : 堰堤内の最大圧縮応力 (kN/m²)

n : 下流面勾配

σ_d : 下流端応力 (kN/m²)

・地盤の受ける最大応力が地盤の許容支持応力度以内であること。

$$\sigma_d \leq q_a$$

ここに、 σ_d : 下流端応力 (kN/m²)

q_a : 地盤の許容支持力 (kN/m²) (表 3-12-1 参照)

・基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。

9 設計外力

不透過型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、「土石流荷重」という。）である。

土石流荷重は、土石流による流体力（以後、「土石流流体力」という。）と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

（設計技術指針解説 P.6）

「河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章2.2.1」に示した設計外力の組み合わせ（平常時、洪水時）に加えて、以下に示す土石流時における安定計算を実施し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。

設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表3-9-1のとおりとする。

なお、本設計要領でいう、「設計外力（平常時、洪水時）」は河川砂防技術指針（案）設計編Ⅱ第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

ただし、堰堤高15m未満の場合における設計外力は水の単位体積重量を $11.77(\text{kN}/\text{m}^3)$ とし算出する。

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深（ D_d ）分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する（図3-9-1参照）。

土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に水平に作用させる。

堆砂圧は堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、この上載荷重による土圧 $C_e(\gamma_d - \gamma_w)D_d$ を加えた大きさとなる。

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g \quad \text{-----} \quad (\text{式} 3.9.1)$$

$$\gamma_w = \rho g \quad \text{----} \quad (\text{式} 3.9.2)$$

ここで、 γ_s ：水中での土砂の単位体積重量(kN/m^3)

γ_w ：水の単位体積重量(堰堤高が15m未満の場合は $11.77\text{kN}/\text{m}^3$ 程度、堰堤高が15m以上の場合は $9.81\text{kN}/\text{m}^3$ 程度)。

C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度

ρ ：水の密度 (kN/m^3)

σ ：礫の密度 (kNkg/m^3)

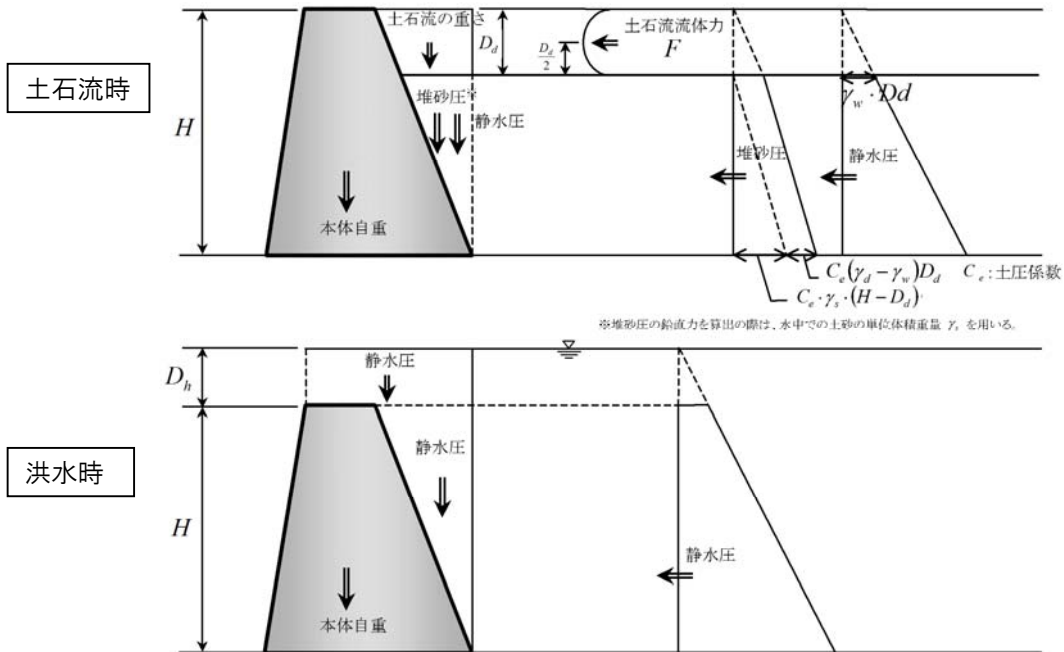
g ：重力加速度 (m/s^2) ($9.81\text{m}/\text{s}^2$)

土石流時の静水圧については、土石流流体力が堆砂面上で作用しているので、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

表 3-9-1 不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）

堰堤型式		平常時	土石流時	洪水時
不透過堰堤	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 土石流流体力

※堰堤高 15m 未満の砂防堰堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。



ここに、 C_e ：土圧係数

D_d ：現渓床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)

γ_d ：土石流の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_s ：水中での土砂の単位体積重量 (kN/m^3)

γ_w ：水の単位体積重量 (堰堤高が 15m 未満の場合は 11.77kN/m^3 程度、堰堤高が 15m 以上の場合は 9.81kN/m^3 程度)。

図 3-9-1 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図 (H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

10 安定計算に用いる荷重

砂防堰堤の安定計算に用いる荷重は、堰堤の高さ、型式により選択するものとする。

(1) 自重

堤体の自重は、堤体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて求められる。

$$W = V \cdot \rho_c \text{ ----- (式 3.10.1)}$$

ここに、 W : 単位幅当りの堰堤堤体の自重 (kN/m³)

V : 堤体の体積 (m³/m)

ρ_c : 堤体の単位体積重量 (kN/m³)

(2) 静水圧

静水圧は次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

(静水圧)

$$\text{平常時 } P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot H^2 \text{ ----- (式 3.10.2)}$$

$$\text{洪水時 } P_{H1} + P_{H2} = 1/2 \cdot W_0 \cdot H^2 + W_0 \cdot h_s \cdot H \text{ ----- (式 3.10.3)}$$

(静水自重)

$$\text{平常時 } P_{v1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2 \text{ ----- (式 3.10.4)}$$

$$\text{洪水時 } P_{v1} + P_{v2} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2 + W_0 \cdot h_s \cdot (b_1 + m \cdot H) \text{ ----- (式 3.10.5)}$$

ここに、 W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

H : 堰堤高 (m)

h_s : 越流水深 (m)

b_1 : 堰堤天端高 (m)

m : 堰堤上流面勾配

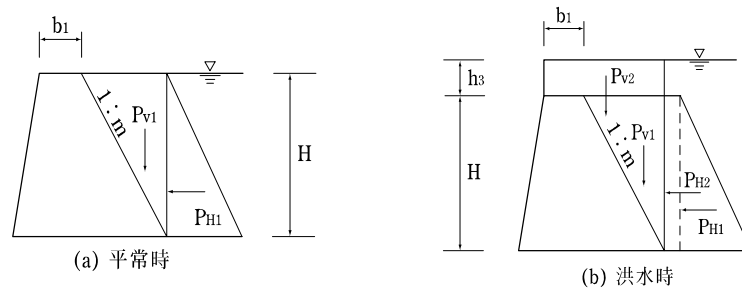


図 3-10-1 静水圧

(3) 堆砂圧

堆砂圧を算定するための堆砂面は、堆砂高が大きくなるほど安全側になるので一般には工事完成時に想定される堆砂高とする。ただし、完成後1年以内で満砂となる場合は堰堤高としてよい。

$$P_{eV} = 1/2 \cdot \rho_{sl} \cdot m \cdot h_e^2 \quad \text{----- (式 3.10.6)}$$

$$P_{eH} = 1/2 \cdot C_e \cdot \rho_{sl} \cdot h_e^2 \quad \text{----- (式 3.10.7)}$$

ここに、 P_{eV} ：堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

P_{eH} ：堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

C_e ：土圧係数

ρ_{sl} ：堆砂の水中単位体積重量 (kN/m³)

h_e ：堆砂高 (m)

m ：堰堤上流面勾配

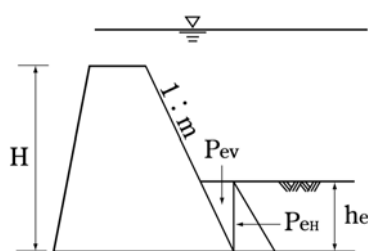


図 3-10-2 堆砂圧

(4) 揚圧力 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.2]

揚圧力は堰堤の堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 3-10-1 を基準として計算する。

表 3-10-1 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端	下流端
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_0$	$h_2 W_0$
砂礫盤	$h_1 W_0$	$h_2 W_0$

任意の点 X における揚圧力は次式による。

$$U_x = \left[h_2 + \mu \Delta h \left(1 - \frac{x}{l} \right) \right] W_0 \quad \text{----- (式 3.10.8)}$$

ここに、 h_2 ：堰堤下流側水深 (m)

ただし、水褥池がある場合は、洪水時：重複高+越流水深、

また、平常時、土石流時：重複高とし、水褥池がない場合は0とする。

h_1 ：堰堤上流側水深 (m)

Δh ：上・下流水位差 ($= h_1 - h_2$) (m)

μ ：揚圧力係数

x ：上流端から x 地点までの浸透経路長 (m)

l ：全浸透経路長 (m)

$l = b_2$ ただし、止水壁等を設ける場合は $l = b_2 + 2d$ とする

b_2 ：底幅 (m)

d ：止水壁の長さ (m)

W_0 ：水の単位体積重量 (kN/m³)

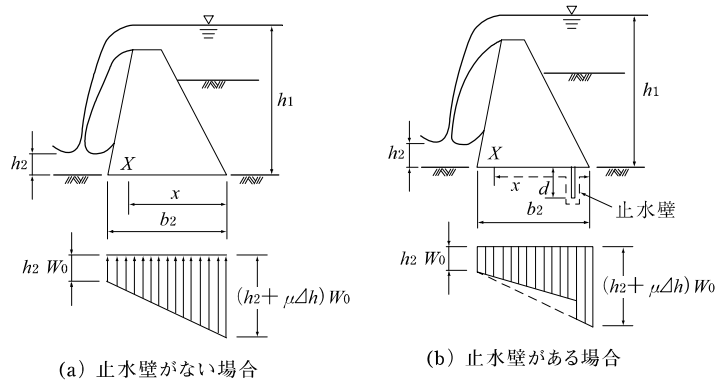


図 3-10-3 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力

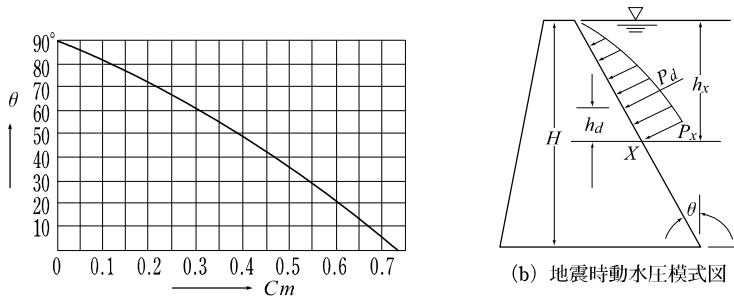
地震時慣性力は、堰体に水平方向に作用するものとし、堰体の自重に設計震度を乗じた値として次式により求められる。

$$I = k \cdot W \quad \text{----- (式 3.10.9)}$$

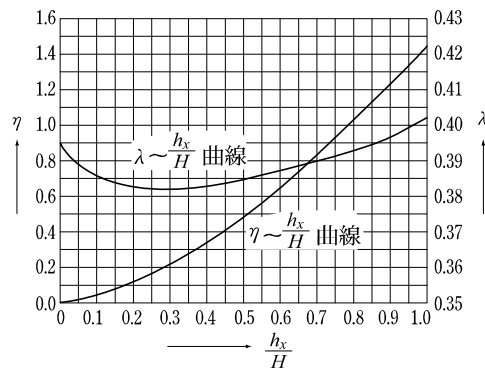
- ここに、 I : 単位幅当りの堰堤堰体に作用する地震時慣性力 (kN/m)
- k : 設計震度
- W : 単位幅当りの堰堤堰体の自重 (kN/m)

(6) 地震時動水圧

地震時動水圧は、堰堤堰体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は次式により求められる。



(a) C_m の値



(c) η および λ の値

図 3-10-4 地震時動水圧の係数

a. 堰堤上流面が傾斜している場合の式 (Zanger の式)

$$P_x = C \cdot W_0 \cdot k \cdot H \quad \text{----- (式 3. 10. 10)}$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left\{ \frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right\} \quad \text{----- (式 3. 10. 11)}$$

$$P_d = 1/2 \cdot \eta \cdot W_0 \cdot k \cdot H_2 \cdot \sec \theta \quad \text{----- (式 3. 10. 12)}$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x \quad \text{----- (式 3. 10. 13)}$$

ここに、 P_x : x 地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水面から x 地点までの全地震時動水圧 (kN/m²)

W_0 : 貯留水の単位体積重量 (kN/m²)

k : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

h_x : 貯留水面から X 地点までの水深 (m)

C_m : C が最大となるとき (P_x が最大となるとき) の C の値

(図 3-10-4(a) 参照)

$$C_m \doteq 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta_2$$

θ : 堰堤上流面の鉛直に対する傾斜角

h_d : x 地点から P_d の作用点までの高さ (m)

C : 圧力係数

η 、 λ : 図 3-10-2 から求められる係数

Zanger の式に用いられる係数 η 、 λ の式を次に示す。

$$\eta = 1.45206483 - \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \frac{1}{3} \cdot \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^3 - \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} + \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \right\} \quad \text{---- (式 3. 10. 14)}$$

$$\lambda = \left[0.25 - 1.45206483 \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^2 - \frac{1}{12} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right)^4 \right. \\ \left. - \frac{1}{6} \sqrt{\left\{ \frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right) \right\}^3} + \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0} \right)} \right\} \right] / \eta / \frac{h_x}{h_0} \quad \text{---- (式 3. 10. 15)}$$

表 3-10-2 η 、 λ の値

h_x / H	η	λ	h_x / H	η	λ
0	0	0	0.50	0.5154	0.3858
0.01	0.0010	0.3938	0.55	0.5981	0.3868
0.03	0.0058	0.3903	0.60	0.6843	0.3879
0.05	0.0129	0.3883	0.65	0.7736	0.3892
0.10	0.0390	0.3855	0.70	0.8656	0.3906
0.15	0.0749	0.3841	0.75	0.9599	0.3922
0.20	0.1190	0.3835	0.80	1.0561	0.3938
0.25	0.1706	0.3832	0.85	1.1538	0.3956
0.30	0.2287	0.3833	0.90	1.2526	0.3975
0.35	0.2928	0.3836	0.95	1.3521	0.3995
0.40	0.3623	0.3842	1.00	1.4521	0.4017
0.45	0.4367	0.3849			

b. 堰堤上流面が鉛直の場合の式 (Westergaard の近似式)

$$P_x = \frac{7}{8} W_0 \cdot k \cdot \sqrt{H \cdot h_x} \quad \text{----- (式 3.10.16)}$$

$$P_d = \frac{7}{12} W_0 \cdot k \cdot H^{\frac{1}{2}} h_x^{\frac{3}{2}} \quad \text{----- (式 3.10.17)}$$

上流面が鉛直に近い場合は、本式を適用しても差し支えない。なお、Westergaard の近似式より Zangar の式による値の方が小さい。

11 安定計算

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。

11-1 安定計算に用いる諸数値

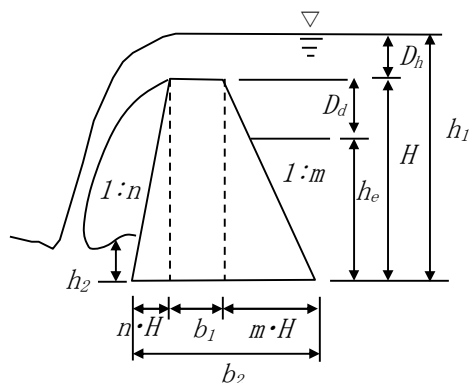
砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、「第1編 2 数値基準」に示す値を運用し、その他数値は下記を用いる。

ただし、既設改良等において現堤体を利用する等の場合は、当初設計の値もしくは実測値等を用いることにより。

- ・コンクリートの単位体積重量 ----- 22.56 (kN/m³)
- ・流水の単位体積重量(堤高<15m)----- 11.77 (kN/m³)
- ・流水の単位体積重量(堤高≥15m)----- 9.81 (kN/m³)
- ・堆砂見かけ単位体積重量 ----- 17.65 (kN/m³)
- ・土圧係数 (C) ----- 0.3
- ・重力加速度----- 9.81 (m/s²)

11-2 越流部の安定計算

越流部の安定計算は、表 3-11-1、表 3-11-2、表 3-11-3 に示す設計外力に対し、堤体自重を組み合わせるものとする。



H : 堰堤高 (m)

b_1 : 水通し天端幅 (m)

b_2 : 堤体幅 (m) $b_2 = b_1 + (m + n) \cdot H$

m : 上流のり勾配

n : 下流のり勾配

D_d : 土石流水深 (m)

h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + D_h$

h_2 : 下流側水深 (m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (m)

h_e : 堆砂深 (m)

ρ_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)

ρ_* : 流水 (泥水) の単位体積重量 (kN/m^3)

$H < 15\text{m}$ の時 $\rho_* = \rho_n$

$H \geq 15\text{m}$ の時 $\rho_* = \rho_w$

P_s : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m^3)

P_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m^3)

P_f : 土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量 (kN/m^3) $\rho_f = \rho_d - \rho_n$

C_e : 土圧係数

μ : 揚圧力係数

k : 設計震度

図 3-11-1 不透過型砂防堰堤の安定計算諸元

表 3-11-1 不透過型砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（越流部：洪水時）

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)	堰堤高	
							H < 15m	H ≥ 15m
堤体の自重	W							
	W ₁	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)		
	W ₂	$\rho_c b_1 H$	(+)		$m H + \frac{1}{2} b_1$	(+)	○	○
	W ₃	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$m H + b_1 + \frac{1}{3} n H$	(+)		
静水圧	P							
	P _{V1}	$\frac{1}{2} \rho_w m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} m H$	(+)		
	P _{V2}	$\rho_w m D_h H$	(+)		$\frac{1}{2} m H$	(+)	○	○
	P _{V3}	$\rho_w b_1 D_h$	(+)		$m H + \frac{1}{2} b_1$	(+)		
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)		
	P _{H2}	$\rho_w D_h H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)		
堆砂圧	P _e							
	P _{eV}	$\frac{1}{2} \rho_s m h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} m h_e$	(+)	×	○
	P _{eH}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} h_e$	(+)		
揚圧力	U							
	U ₁	$\frac{1}{2} \rho_w \mu b_2 (H + D_h - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} b_2$	(-)	×	○
	U ₂	$\rho_w b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2} b_2$	(-)		
合計			V	H		M		

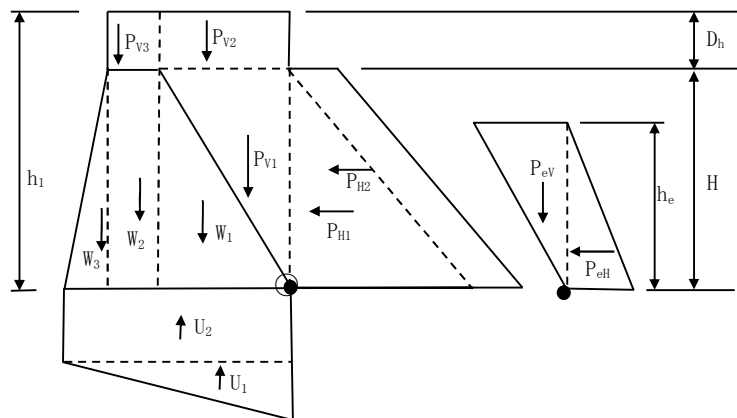


図 3-11-2 不透過型砂防堰堤の荷重図（越流部：洪水時）

表 3-11-2 不透過型砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（越流部：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)	堰堤高	
							H<15m	H≥15m
堤体の自重	W							
	W ₁	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)	○	○
	W ₂	$\rho_c b_1 H$	(+)		$m H + \frac{1}{2} b_1$	(+)	○	○
	W ₃	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$m H + b_1 + \frac{1}{3} n H$	(+)		
静水圧	P							
	P _{V1}	$\frac{1}{2} \rho_w m (H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{H2}	$\rho_w D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2} (H - D_d)$	(+)		
堆砂圧	P _e							
	P _{eV1}	$\frac{1}{2} \rho_s m (H - D_d)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{eH1}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s (H - D_d)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{eH2}	$C_e \rho_s D_d (H - D_d)$		(+)	$\frac{1}{2} (H - D_d)$	(+)		
揚圧力	U							
	U ₁	$\frac{1}{2} \rho_w \mu b_2 (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} b_2$	(-)	×	○
	U ₂	$\rho_w b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2} b_2$	(-)		
土石流の重さ	P _d							
	P _{d1}	$\rho_d D_d m (H - D_d)$	(+)		$\frac{1}{2} m (H - D_d)$	(+)	○	○
	P _{d2}	$\frac{1}{2} \rho_d m D_d^2$	(+)		$m (H - D_d) + m \frac{D_d}{3}$	(+)	○	○
流体力	F	$\alpha (\rho_w / g) D_d U^2$		(+)	$(H - D_d) + D_d / 2$	(+)	○	○
合計			V	H				

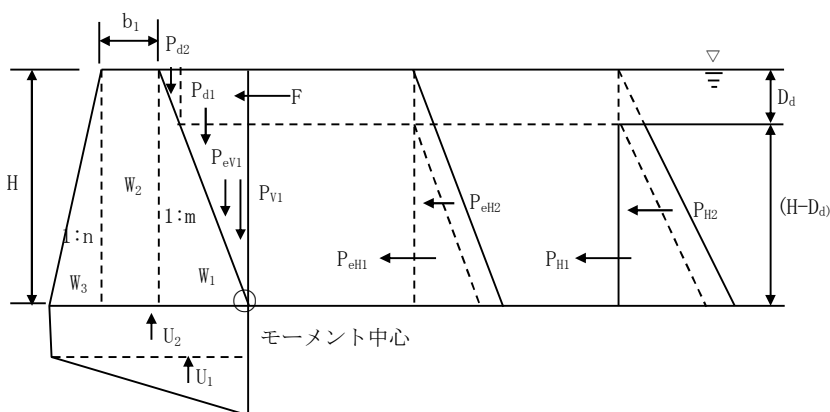


図 3-11-3 不透過型砂防堰堤の荷重図（越流部：土石流時）

表 3-11-3 不透過型砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（越流部：平常時）

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	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} m H$	(+)
	W_2	$\rho_c b_1 H$	(+)		$m H + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$m H + b_1 + \frac{1}{3} n H$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \rho_w m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV}	$\frac{1}{2} \rho_w m h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} m h_e$	(+)
	P_{eH}	$\frac{1}{2} C_e \rho_w h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \rho_w \mu b_2 (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} b_2$	(-)
	U_2	$\rho_w b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2} b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I_1	$\frac{1}{2} K \rho_c m H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
	I_2	$K \rho_c b_1 H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)
	I_3	$\frac{1}{2} K \rho_c n H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
地震時動水圧	P_d					
	P_{dV}	$\frac{1}{2} \eta C_w K \rho_w m H^2$	(+)		$\lambda m H$	(+)
	P_{dH}	$\frac{1}{2} \eta C_w K \rho_w H^2$		(+)	λH	(+)
合 計			V	H		M

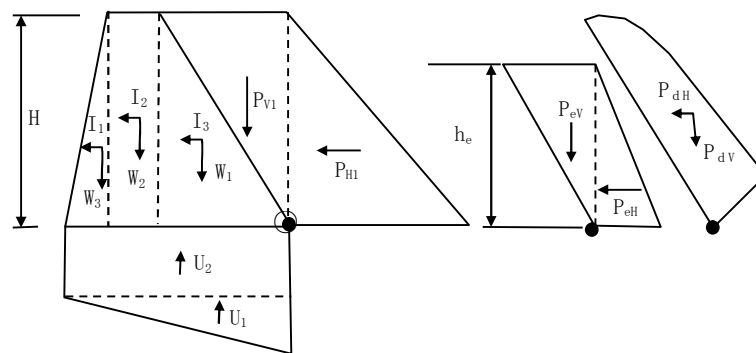


図 3-11-4 不透過型砂防堰堤の荷重図（越流部：平常時）

11-3 非越流部の安定計算

非越流部の本体の断面は、非越流部にかかる設計外力に対して、越流部と同様の安定性を確保する。

(設計技術指針解説 P. 15)

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なるなど特段の事情がある場合にはこの限りではない。

非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高Hとなる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。

安定条件は「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」に、設計外力は「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 9 設計外力」に従うが、その作用位置は図 3-11-5 に従う。

ただし、「5-3-4 袖部を含めた水通し断面」のように土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定したうえで、複数の断面で安定計算を行う。

(a) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとしても土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回らない場合は、水通し天端まで堆砂した状態で安定計算を実施する。

(b) 計算を行う断面において、堆砂面を水通し天端の高さとするとして土石流の水深が当該断面での袖部の高さを上回る場合は、袖部を上回らないように堆砂面を下げ、全土石流流体力が、堰堤(袖部を含む)に作用するとして、安定計算を実施する。

なお、安定計算を実施する断面の位置としては、(i)～(iii)が考えられるが、その他、現地の条件や堰堤の大きさ等を勘案して検討位置を設定する。

(i) 袖小口の断面

(ii) 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

(iii) 図 3-11-6 に示すように、非越流部の地盤状況が越流部と異なり、支持に対して安定性が確保できないと想定される断面

上記の断面に対して実施した安定計算結果より、最も厳しい断面形状を採用する。

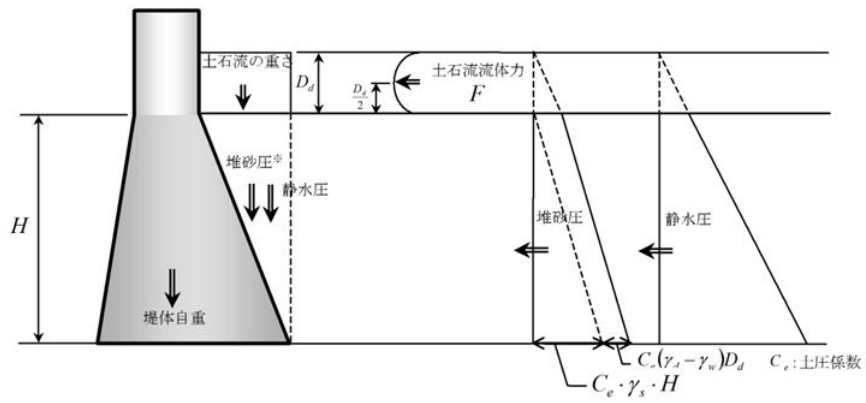
ただし、最も厳しい断面形状を本堤全体に適用することで、堤体全体で非常に不経済(概ね断面形状割合で1割以上の差)となる場合には、

- ・部分的な基礎処理により対応
- ・越流部と非越流部との断面形状を別々に設定

などの対応案と比較検討し、合理的な断面形状を決定する。

例えば、図 3-11-6 にて、断面①のほうが堤高が高く基礎地盤が岩盤で強固であるものの、断面②では堤高はそれより低いが、基礎地盤が土砂で許容支持力が小さいケース等がある。

この場合には②断面のほうが断面形状が大きくなる可能性があるが、その断面形状を①断面に反映させると施設全体では過大になる。形状にもよるが、岩盤以深に基礎面を求めるか、部分的な地盤改良により対処することで、断面①での形状を採用し、堤体全体で効率的な形状の設定が可能となる。



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。

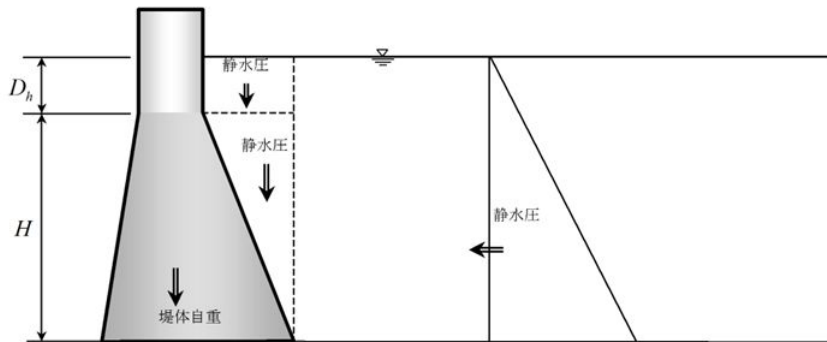


図 3-11-5 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図
 (HK15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

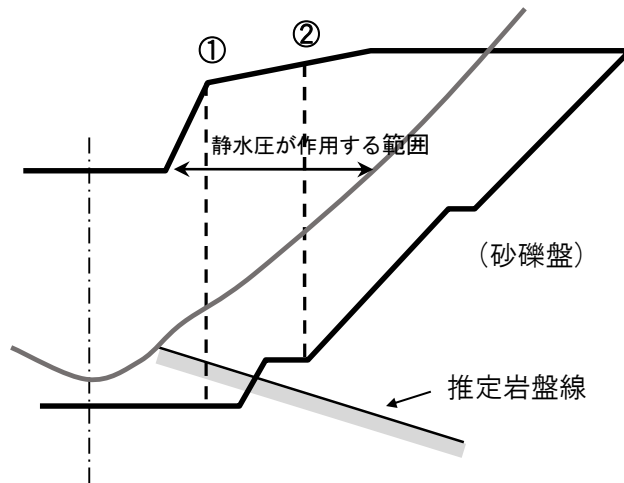
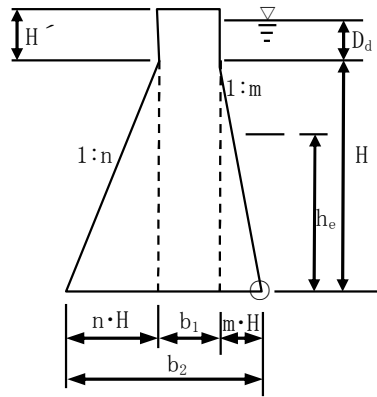


図 3-11-6 非越流部の照査断面の考え方



H : 堰堤高 (m)

H' : 水通しの高さ (越流水深+余裕高) (m)

b_1 : 水通しの天端幅 (m)

b_2 : 堤体幅 (m) $b_2 = b_1 + (m + n) H$

m : 上流のり勾配

n : 下流のり勾配

D_d : 土石流水深 (m)

h_e : 堆砂深 (m)

ρ_n : 泥水の単位体積重量 (kN/m³)

ρ_s : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m³)

(ただし、土石流時では堆砂の泥水中における単位体積重量とする。)

ρ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

ρ_f : 土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量 (kN/m³) $\rho_f = \rho_d - \rho_n$

C_e : 土圧係数

α : 土石流流体力係数

図 3-11-7 非越流部の安定計算

表 3-11-4 砂防堰堤の単位当り断面に作用する力（洪水時）

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	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$mH + b_1 + \frac{1}{3} \cdot nH$	(+)
	W_2	$\rho_c b_1 (H + H')$	(+)		$mH + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} mH$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\rho_n m H D_h^2$			$\frac{1}{2} mH$	
	P_{V2}	$\frac{1}{2} \rho_n m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} mH$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \rho_n (H + D_h)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H + D_h)$	(+)
合計			V	H		M

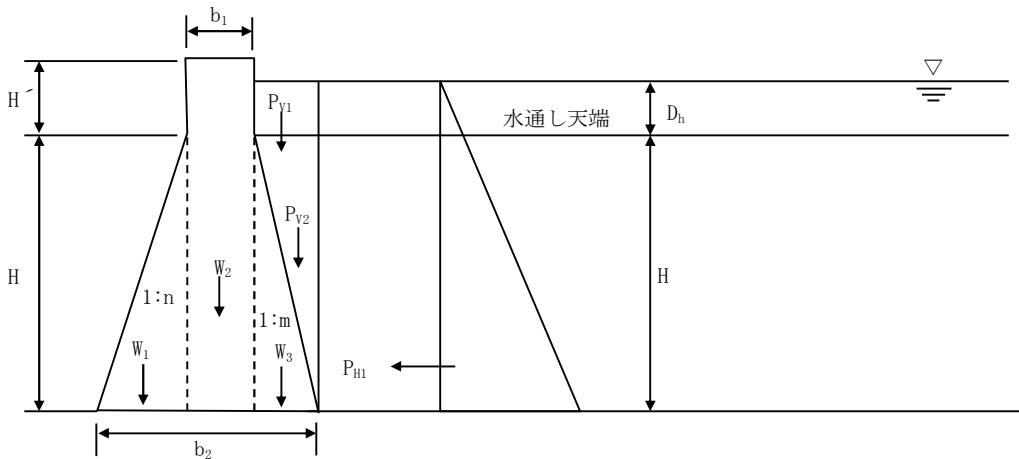


図 3-11-8 不透過型堰堤の荷重図（非越流部：洪水時）

表 3-11-5 不透過型砂防堰堤の単位当り断面に作用する力（非越流部：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	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$mH + b_1 + \frac{1}{3} \cdot nH$	(+)
	W ₂	$\rho_c b_1 (H + H')$	(+)		$mH + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	W ₃	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} mH$	(+)
静水圧	P					
	P _{V1}	$\frac{1}{2} \rho_n m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} mH$	(+)
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \rho_n H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
	P _{H2}	$\rho_n D_d H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)
堆砂圧	P _e					
	P _{eV1}	$\frac{1}{2} \rho_s m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} mH$	(+)
	P _{eH1}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
	P _{eH2}	$C_e \rho_f D_d H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)
土石流の 自重	P _d					
	P _d	$\rho_d D_d m H$	(+)		$\frac{1}{2} mH$	(+)
流体力	F	$\alpha \frac{\rho_d}{g} D_d U^2$		(+)	$H + \frac{1}{2} D_d$	
合計			V	H		M

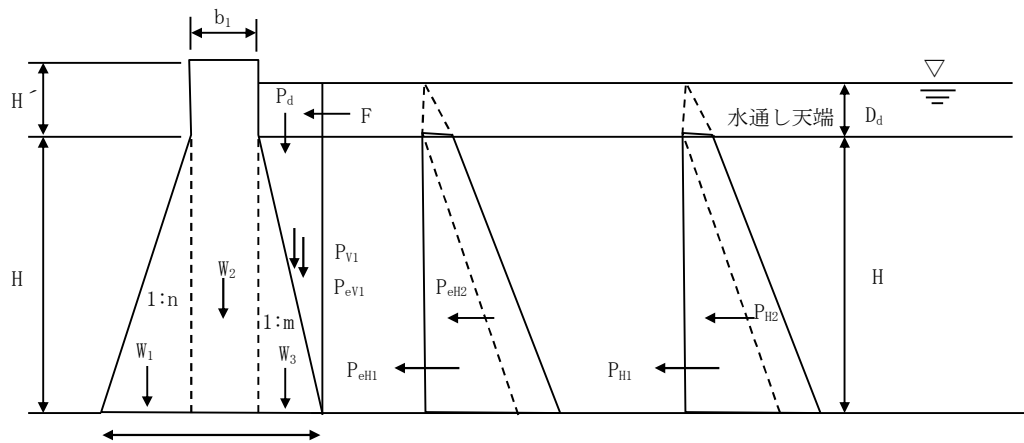


図 3-11-9 不透過型堰堤の荷重図（非越流部：土石流時）

11-4 非越流部における逆断面の設計

非越流部が越流部に比べて著しく長い場合や、越流水深が大で袖部を補強する必要がある場合などでは、安全性・経済性・施工性を考慮して下流のり勾配を緩くすることができる（逆断面）。

- ①非越流部の断面を越流部の断面と変える場合は、平常時、洪水時の安定性のほか、15m以上の堰堤については、未満砂で湛水していない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有する断面とする。
- ②非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性および施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する場合が多い。
- ③非越流部の上流法勾配の最急勾配は1:0.2とする。

12 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基礎としても良い。但し、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。

（設計技術指針解説 P. 13）

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、土石流・流木対策計画、および、土石流・流木対策施設配置計画に基づく砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防堰堤の高さは15m未満であることを原則とする。

砂防堰堤の堤高は0.5mピッチであるため、通常、砂防堰堤の最大堤高は14.5mとなる。

本体の基礎は、所要の支持力ならびにせん断摩擦抵抗力を有し、浸透水等により破壊しないようにしなければならない。

なお、支持地盤が軟弱地盤または、所定の支持力が得られない場合においては、基礎処理を施すものとする。

12-1 基礎の根入れ [河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [II] 第3章 2.6]

- ①基礎地盤は、原則として岩盤とする。高さ15m以上の砂防堰堤（ハイ堰堤）の基礎岩盤は、C_Mクラス以上の岩盤を原則とし、C_L、Dのような風化岩盤においては、岩盤下層の追加調査を行って基礎処理が必要か否かを検討する。
- ②砂防堰堤は、貯水ダムとは異なり土砂捕捉・堆積が目的となるため、通常、堤高14.5m以下とする場合が多い（砂防堰堤の堤高は0.5mピッチ）。この場合において、やむえない場合として砂礫基礎とすることができ、原則として均一な地層を選定しなければならない。
- ③本体基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して、岩盤の場合で1~2m以上、砂礫地盤の場合は2~3m以上とする。なお、溪床勾配が急な場合や、横断的に最深河床高、経年的な河床変化等を考慮して、堰堤下流での根入れ確保に留意する。
- ④堤軸に直交する掘削面は、水平であることを原則とする。極端な下流下がり掘削面になると、底面に対して堤体自重はせん断成分を有することになるので注意が必要である。

12-2 基礎地盤の安定 [河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 [Ⅱ] 第3章 2.6]

地盤の支持力、せん断摩擦抵抗力は、必要に応じて基礎地盤において載荷試験およびせん断試験を実施して確認する。試験が実施できない場合は、近傍の数値を採用するか、下記に示す一般的な数値を参考にして決定する。

(1) 地盤の支持力 [砂防設計公式集 3-6]

表 3-12-1 の値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化の程度、固結の程度等により加減して用いる。

表 3-12-1 地盤の許容支持力

岩盤		砂礫地盤	
区分	許容支持力 (kN/m ²)	区分	許容支持力 (kN/m ²)
硬岩(A)	6,000	岩塊玉石	600
中硬岩(B)	4,000	礫層	400
軟岩(C _H)	2,000	砂質層	250
軟岩(C _M)	1,200	粘土層	100

(2) せん断摩擦抵抗力

① 基礎地盤 [砂防設計公式集 3-6]

表 3-12-2 の値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化の程度、固結の程度等により加減して用いる。

表 3-12-2 基礎地盤のせん断強度・内部摩擦係数

岩盤			砂礫地盤		
区分	せん断強度 (kN/m ²)	内部摩擦係数	区分	せん断強度 (kN/m ²)	内部摩擦係数
硬岩(A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7
中硬岩(B)	2,000	1.0	礫層	100	0.6
軟岩(C _H)	1,000	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩(C _M)	600	0.7	粘土層	—	0.45

② 堤体打継面

堤体打継面のせん断摩擦安全率の検討を必要とする場合のコンクリート打継面のせん断強度 τ_0 および内部摩擦係数 f の値は、一般に打継面の強度低下を考慮してせん断強度は圧縮強度の 1/7~1/10、内部摩擦係数は 0.65~1.0 が用いられる。 [多目的ダムの建設 第3巻 設計I編 第21章 3.2]

12-3 砂礫地盤のパイピングに対する安定

基礎地盤と構造物底面の接触面に沿う洗掘がパイピングの原因であると仮定し、基礎地盤に加わる平均水頭勾配 i (上下流の水位差 Δh /接触面に沿って進むクリープ長 l) の値が限界値より小さい場合には安全であるとする方法を用いる。

(1) Lane (レーン) のクリープ比 (R_{c1}) による方法

水平透水係数を k_h 、垂直 (45度より急) 透水係数を k_v とすると、クリープ線の水平方向の単位長さ当たりの水頭損失は垂直方向の 1/3 倍程度であり、ウェイトを付けたクリープ比の考え方を用いる。

$$R_{c1} \leq \frac{1/3 \cdot l + 2d + e_1 + e_2}{\Delta h} \quad \text{---- (式 3.12.1)}$$

(2) Bligh (ブライ) のクリープ比 (R_{c2}) による方法

$$R_{c2} \leq \frac{l + 2d + e_1 + e_2}{\Delta h} \quad \text{---- (式 3.12.2)}$$

ここに、 e_1 : 砂防堰堤底上流端から堆砂天端までの浸透路長 (m)

e_2 : 水叩き底面から天端までの浸透路長 (m)

Δh : $h_1 - h_2$ (堰堤上下流基盤面からの水位差) (m)

d : 止水壁部分 ($>45^\circ$) の長さ (m)

l : クリープ総長 (m)

表 3-12-3 レーン及びブライのクリープ比

基礎の構成材料	R_{c1}	R_{c2}
非常に細かい砂あるいはシルト	8.5	18
細砂	7.0	15
中粒砂	6.0	—
粗砂	5.0	12
細砂利	4.0	—
中砂利	3.5	—
砂・砂利混合物	—	9
玉石を含んだ粗砂利	3.0	4~6
若干の玉石および砂利を含んだ転石	2.5	—
柔らかい粘土	3.0	—
中軟粘土	2.0	—
堅い粘土	1.8	—
非常に堅い粘土または硬質地層	1.6	—

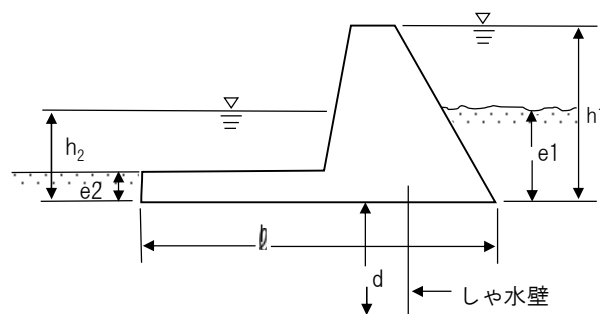


図 3-12-1 パイピング

12-4 基礎処理 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [Ⅱ] 第3章 2.6]

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。

(1) 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善

(岩盤基礎の場合)

- ・ 所定の強度が得られる深さまで掘削する。
- ・ 堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ・ グラウチングによって、岩盤の均等化、支持力の増加を図る。
- ・ 基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱層を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換え、場合によってはグラウチング処理を行なう。

(砂礫基礎の場合)

- ・ 堰堤の堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ・ 基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図る。
- ・ ベントナイトやセメントの混合による土質改良を行う。
- ・ 砂防ソイルセメント工法(転圧タイプ、流動タイプ)等により地盤改良を行う。

(2) 透水および堰堤下流の洗掘に対しての補強

- ① 堰堤安定上透水性に問題がある場合は、カーテングラウチング等の遮水工により改善する。一般には、カーテングラウチングの目標ルジオン値は水抜き暗渠がある場合、10ルジオン未満で計画されている。[砂防設計公式集 3-6]
- ② パイピングに対しては、浸透路長が不足する場合は堤底幅を広くするか、遮水壁(鋼矢板等)、カットオフ等を設けて改善を図る。
- ③ 堰堤下流部の洗掘に対しては、堰堤基礎を必要な深さまで下げるか、カットオフ、コンクリート水叩き、あるいは水褥池(すいじょくち)等を設けて対処するのが一般的である。

12-5 基礎処理の方法

砂礫基礎を地盤改良する場合は、以下の内容とする。

12-5-1 地盤改良工法

地盤改良工法には、多様な工法(固結工法、置換工法、脱水工法、突き固め工法、群杭工法等)があるが、砂防堰堤の地盤支持力の増加させるためにはセメント系地盤改良工法を主とし、以下に示す工法による。特に、山間部に設置される砂防堰堤では砂防ソイルセメント工法の実績が多くなっている。砂防ソイルセメント工法の設計については「砂防ソイルセメント施工便覧 平成28年版 砂防・地すべり技術センター」を参照すること。

- ・ 浅層混合処理工法
- ・ 深層混合処理工法
- ・ 砂防ソイルセメント工(転圧タイプ、流動タイプ)

12-5-2 改良体の設計

(1) 目標強度

改良体の目標強度は、対象とする地盤の改良材の要求性能に合わせて適切に設定する。

$$\text{目標強度(設計基準強度)} \geq \text{最大圧縮応力} (\sigma_{\max}) \times \text{安全率}(n) \text{ ---- (式 3.12.3)}$$

安全率(n)は、基礎処理については $n=3$ とする。

(2) 配合強度

改良体の配合強度は、改良体により構築された構造物が目標強度（設計強度）を満足するように適切に設定する。

$$\text{配合強度} \geq \text{目標強度} \times \text{割増係数}(k) \text{ ----- (式 3.12.4)}$$

割増係数(k)は、現地での実施工における発現強度のばらつきを考慮して設定する必要がある。

このばらつきの要因は、実施工時の攪拌混合や締固めの作業精度の影響によるもので、各工法・各現場で異なることが予想されるため、以下により割増係数(k)を決定することを基本とする。

- ・ 浅層・深層混合処理、砂防ソイルセメント流動タイプ) : 2.0程度
- ・ 砂防ソイルセメント転圧タイプ : 1.5

(3) 改良範囲

① 縦断横断方向

縦断方向の改良範囲は本堤上下流端から応力分散角を考慮した範囲とし、応力分散角は $30^\circ \sim 35^\circ$ とする場合が多い(「H24 道路土工 擁壁工指針 P.135」を参考)。

また、横断方向の改良範囲は基盤(岩盤)までとするが、地層分布により適切に設定する。

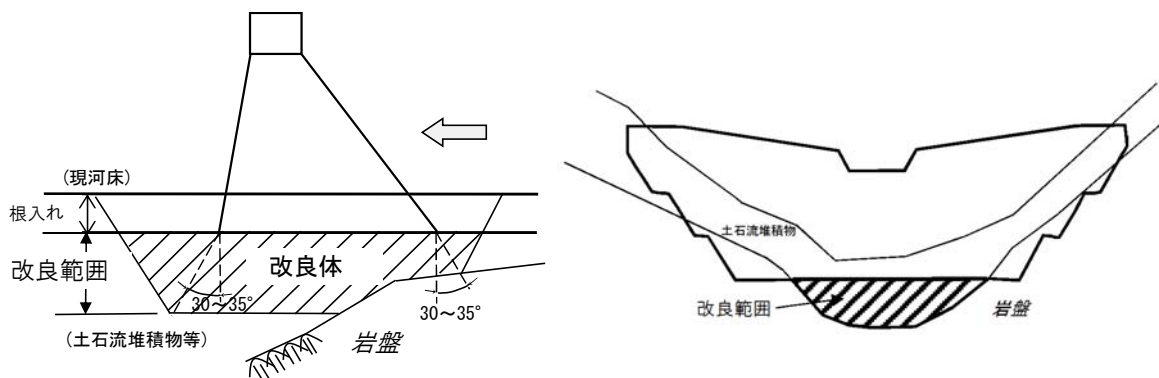
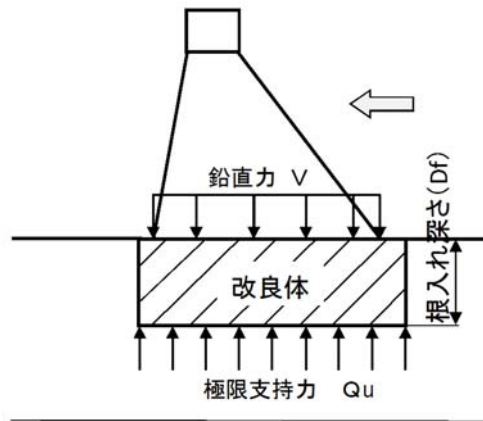


図 3-12-2 地盤改良の範囲

② 深さ方向

深度方向の改良範囲は、改良する地盤の許容支持力が満足する深度まで改良する。

算定に用いる許容支持力は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」の基礎底面地盤の極限支持力とし、この場合、許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対し、安全率3を確保する。



$$\frac{\text{極限支持力 } Q_u}{\text{鉛直力 } V + \text{改良体 } V_1} \geq 3 \quad (\text{安全率})$$



安全率3以上となる 極限支持力 Q_u のときの 根入れ D_f を改良深さとする

図 3-12-3 深さ方向の地盤改良の範囲

12-6 段切り (節約断面)

溪床勾配が一様に急勾配で良好な岩盤基礎 (C_{11} 級以上) の場合、図 3-12-4 のように段切りをしてコンクリート量、掘削量を減じる目的で岩盤の一部を残すことがある。

- ① 段切り部は堤高に含める。
- ② 砂礫基礎においては、コンクリート量を減じる目的でこのような形状をとることは避けるべきである。
- ③ 段切り幅を小さくすると、滑動抵抗の低下、堤体内最大応力が大きくなるので、段切り幅 (b) は堤敷長 (B) の 50%以上とするのが望ましい。

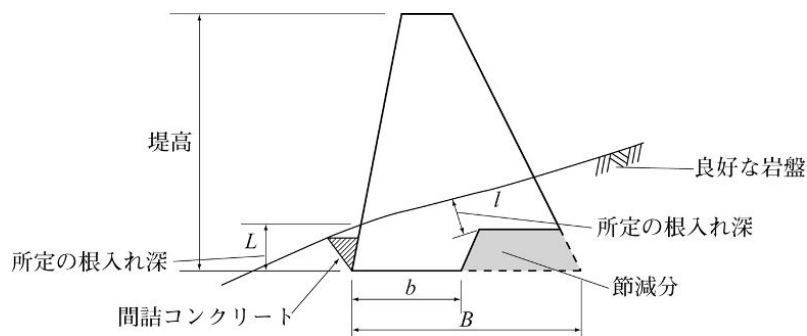


図 3-12-4 段切り (節約断面) 模式図

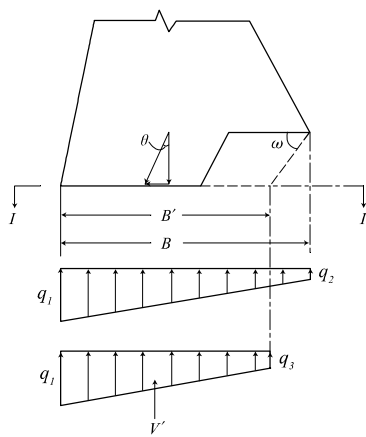
④ 段切りによる安定計算は次の手法により検討する。

- a. 基礎反力および転倒に対する安定は、図 3-12-5 に示す仮想底面 I - I の基礎幅 (B) によって行う。
- b. 滑動に対する安定は、図 3-12-5 に示す底面幅 (B') に生じる鉛直力 (V') により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。

$$\omega = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - \theta \quad \text{----- (式 3.12.5)}$$

$$V' = \frac{(q_1 + q_3)}{2} B' \quad \text{----- (式 3.12.6)}$$

$$n \leq \frac{f \cdot V' + \tau_0 \cdot B'}{H} \quad \text{----- (式 3.12.7)}$$



- ここに、 ω : すべり角 (°)
 ϕ : 地盤の内部摩擦角 (°)
 θ : 荷重の傾斜角度 (°)
 q : 基礎反力 (kN/m²)
 V' : 鉛直力 (kN/m)
 B' : 仮想底面幅 (m)
 n : 滑動安全率
 H : 水平力 (kN/m)
 τ_0 : 地盤のせん断強度 (kN/m²)
 f : 地盤の内部摩擦係数

図 3-12-5 基礎反力図 (段切り (断面節約))

12-7 カットオフ

カットオフは、砂防堰堤の必要な基礎根入れを確保した上で、パイピングや堰堤下流洗掘の対策として設けられる。なお、前庭保護工との取り合いを目的としたカットオフは適用しない。

- ① カットオフの幅 b は、カットオフ部の応力集中を避けるために堤敷長 B の 20% 程度とすることが必要であり、施工性を考慮してその幅を決めるものとする。
- ② カットオフの高さは $h = 3(\text{m})$ 以内としている例が多い。
- ③ カットオフは堤体を含めず、本体の安定計算上は堤体として扱わない。

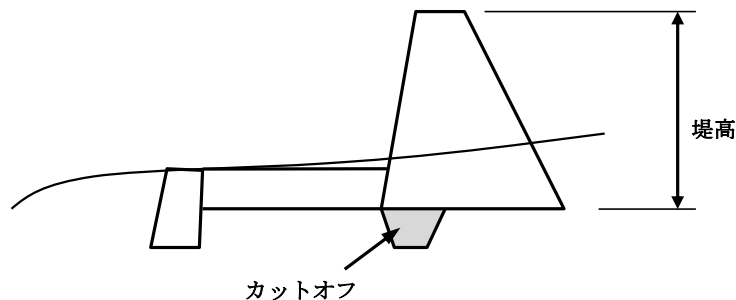
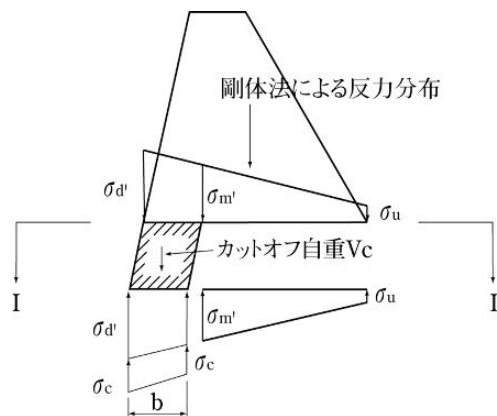


図 3-12-6 カットオフ模式図 (パイピング対策)

④カットオフの安定計算は以下の手法により行う。

a. 基礎反力

カットオフを設けた場合の基礎反力は、カットオフより上側（図 3-12-7 I-I 断面）ではカットオフのない形状で算出した縁応力を用い、カットオフ部ではカットオフなしの応力にカットオフの自重を加えた応力を用いる方法(加算法)とする。

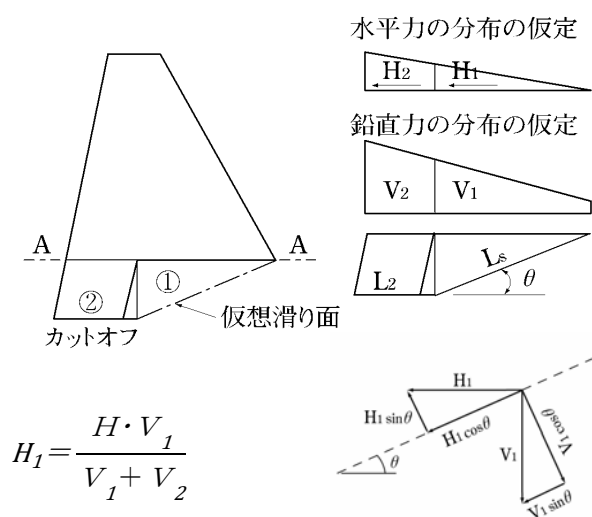


ここに、
 V_c : カットオフの自重 (kN/m)
 $\sigma_d = \sigma_{d'} + \sigma_c$: カットオフ下流端応力 (kN/m²)
 $\sigma_m = \sigma_{m'} + \sigma_c$: カットオフ上流端応力 (kN/m²)
 $\sigma_c = V_c / b$: カットオフの自重の応力 (kN/m²)

図 3-12-7 カットオフの反力分布図

b. 滑動に対する安定

カットオフを設けた場合の滑動安全率は、堤体上流端～カットオフ上流端～カットオフ下流端を結ぶ折れ線をすべり面とし、各すべり面で Henny の式を適用する「折れ線すべり法」により求める（図 3-12-8 参照）。



$$H_1 = \frac{H \cdot V_1}{V_1 + V_2}$$

図 3-12-8 折れ線すべり法模式図

- 水平力および鉛直力の滑り面座標系への変換

$$H_s = H_1 \cdot \cos \theta + V_1 \cdot \sin \theta \quad \text{----- (式 3. 12. 8)}$$

$$V_s = V_1 \cdot \cos \theta - H_1 \cdot \sin \theta \quad \text{----- (式 3. 12. 9)}$$

ここに、 H_s : 滑り面座標系の水平力 (kN/m)
 V_s : 滑り面座標系の鉛直力 (kN/m)
 θ : 滑り面と水平面のなす角度 (°)
 H_1 : 重力座標系の水平力 (kN/m)
 V_1 : 重力座標系の鉛直力 (kN/m)

- 折れ線すべりによる滑動安全率 (n)

$$n = \frac{f(V_s + V_2 + V_c) + \tau(L_s + L_2)}{H_s + H_2} \quad \text{----- (式 3. 12. 10)}$$

ここに、 H_s : 滑り面①の水平力 (kN/m)
 H_2 : 滑り面②の水平力 (kN/m)
 V_s : 滑り面①の鉛直力 (kN/m)
 V_2 : 滑り面②の鉛直力 (kN/m)
 L_s : すべり面①の長さ (m)
 L_2 : 滑り面②の長さ (m)
 V_c : カットオフの自重 (kN/m)
 f : 地盤の内部摩擦係数
 τ : 地盤のせん断強度 (kN/m²)

13 袖の設計

堰堤の袖は、洪水を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとする。

13-1 袖の形状

袖天端幅は水通し天端幅と同一を基本として、構造上の安全性(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13-7 袖部の破壊に対する構造計算」)も考慮して定め、次の四つの条件を満たす形状とする。

- ①袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- ②袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。
- ③袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部天端幅は1.5mを下限とする。
- ④本項で後述する設計外力(袖部の荷重、土石流衝撃力(あるいは流木衝撃力)、土石流流体力の組み合わせ)に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

13-2 袖天端の勾配

袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする

(設計技術指針解説 P. 19)

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。

- ① 袖天端の勾配は、洪水時に異常な土砂流出が発生すると堆砂地上流端を頂点とする扇状堆積により流出が二分されたり、袖部に異常な堆積が生じ、その上を水が流下する恐れがあるため経験的に勾配をつけている。

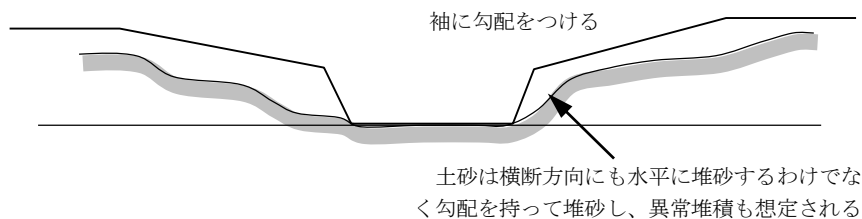


図 3-13-1 袖勾配の考え方

- ② 袖天端の勾配は兩岸に向かって上り勾配とし、現溪床勾配程度の勾配とする。(平常時、計画堆砂勾配としないこと)
- ③ 袖天端の勾配は左右とも同勾配を原則とする。勾配を付けにくい場合には、所要の勾配線を包絡するように階段状または水平とする。

13-3 袖の嵌入(かんにゅう)

掘削は堰堤の基礎として適合する地盤を得るために行われるもので、袖部においても本体基礎の根入れと同様に、基礎地盤への嵌入による支持、固定、滑動、洗掘に対する抵抗力の改善、安全度の向上を目的としている。

- ① 袖の両岸への嵌入は、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して、岩盤部で1~2m、土砂部で2~3mの嵌入とする。特に、砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の嵌入部の安定を図る。
- ② 袖の嵌入は、地形・地質条件等により掘削が困難で所定の嵌入ができない場合においても、嵌入の目的にかなった工法で対処するものとする。
- ③ 袖嵌入に際し、掘削小段による堤体段切り部と水通し天端の位置(高さ)を同じにしない。

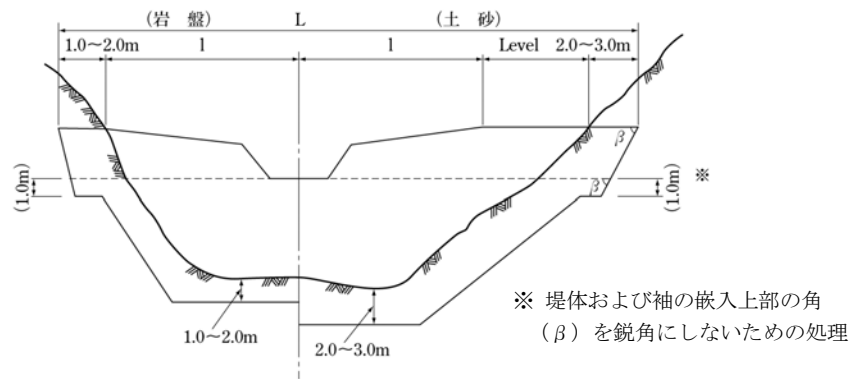


図 3-13-2 袖の嵌入

13-4 袖の長さ

- ① 袖の勾配部は原則として地山までとし、短いほうに合わせて左右岸は同じ長さとする。
- ② 左右岸の袖の長さが著しく異なり、極端に袖高が高くなる場合は左右岸の同じ長さまで勾配をつけ、あとは水平もしくは緩勾配とする。袖の水平区間の設置は、土石流捕捉時の流木含む異常堆砂に対するリスクを伴うため、下流への被災影響を考慮して適切に設定することが必要である。
- ③ 勾配のある袖の最大長さは、袖勾配の分母の数字を距離に読み替えた程度とする事例が多い。

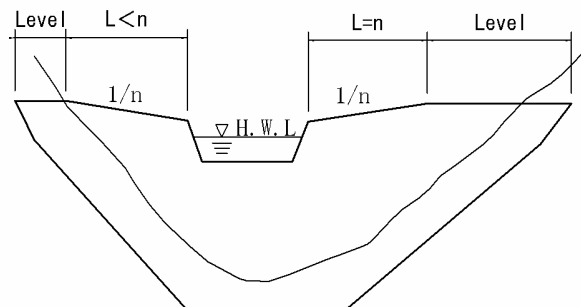


図 3-13-3 袖天端の長さ と 勾配

- ④ 小規模溪流対策施設については水平を基本とし、後項「第3編 第7章 小規模溪流対策施設」に準じる。

13-6-2 袖部対策工の設計について

袖部対策工の設計にあたっては、袖部の嵌入及び間詰工等が本来有している機能が十分に確保されるよう、以下の事項について留意して検討を行う。

(1) 袖部対策工の形状

袖部の地山斜面を掘削せずに行う袖部対策工は、砂防堰堤の上下流に設けるものとする。袖部対策工の厚さ(幅)は、従来の嵌入深程度を確保し、下流方向に嵌入深の1倍以上、上流方向に3倍以上確保することを基本とする(図3-13-4参照)。

(2) 袖部対策工の施工材料

袖部対策工の施工材料は、現場における施工性、流域の状況等を考慮し、コンクリートまたは砂防ソイルセメントとする。

袖部対策工を砂防ソイルセメントとする場合には、砂防ソイルセメントを堰堤本体に使用する場合と同程度の強度を確保する。

(3) 越流・侵食に対する対応

流水や土石流が袖部を越流し、袖部対策工の損壊につながるおそれがある場合には、袖部対策工の天端を袖の天端よりも1m程度高くすることにより対応を図る。

また、砂防ソイルセメントを材料とする場合、袖部対策工の表面侵食を防止するため、流水が頻繁に作用する範囲には、コンクリート護岸、巨石張り等による被覆の必要性を検討する。

(4) 施工上の留意点

袖部対策工の施工は、砂防堰堤本体と同時に施工するものとする。

また、袖部対策工を施工する際には、施工箇所の地山の表土(風化が著しく、また、落葉や腐植を含み空隙に富む層)を除去する。

(5) その他の留意事項

袖部対策工の部分は砂防堰堤の堤体外として扱い、安定計算には含めない。

袖部は、原則、地山と接するものとし、袖部対策工の考え方を拡大・発展させ、本来堤体としての設計、施工されるべき部分の一部を袖部対策工で置き換える(地山と袖部の間を埋める)ような設計方法については適用外とする。

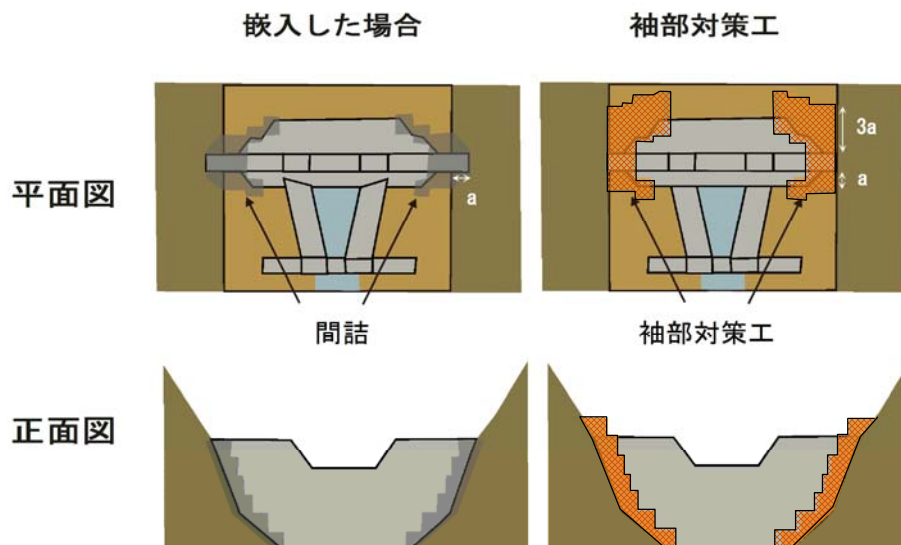


図 3-13-4 袖部対策工

13-7 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。

(設計技術指針解説 P. 17)

13-7-1 安全性の検討

袖部の破壊に対しては、前項「13-1 袖の形状」の条件を満たすべく安全性を確保する。

検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図 3-13-5 に示す通りとする。

- ・ 袖部の自重
- ・ 土石流流体力
- ・ 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力

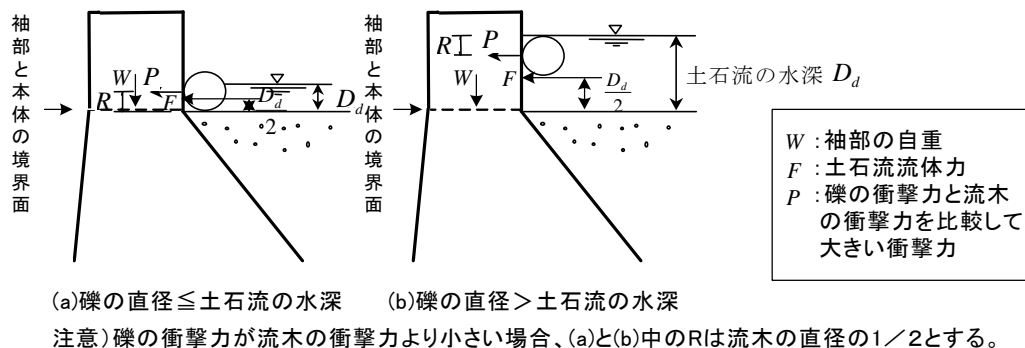


図 3-13-5 袖部と本体の境界面及び設計外力とその作用点

礫の衝撃力および流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径、流木の長さは最大長とする。

また、礫および流木は図 3-13-5 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面の近傍で衝突するものとする。

土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は「第 2 編 第 2 章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-6 土石流の流速と水深の算出方法」に基づき算出するものとする。

安全性の検討については、袖部のせん断に対する検討、引張・圧縮に対する検討となる。

13-7-2 袖部の設計手順

安全性の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が 4 未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が 4 以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる (図 3-13-7) か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。

また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。

なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。

これら安全性の検討に関する、袖部の設計手順について図 3-13-6 に示す。

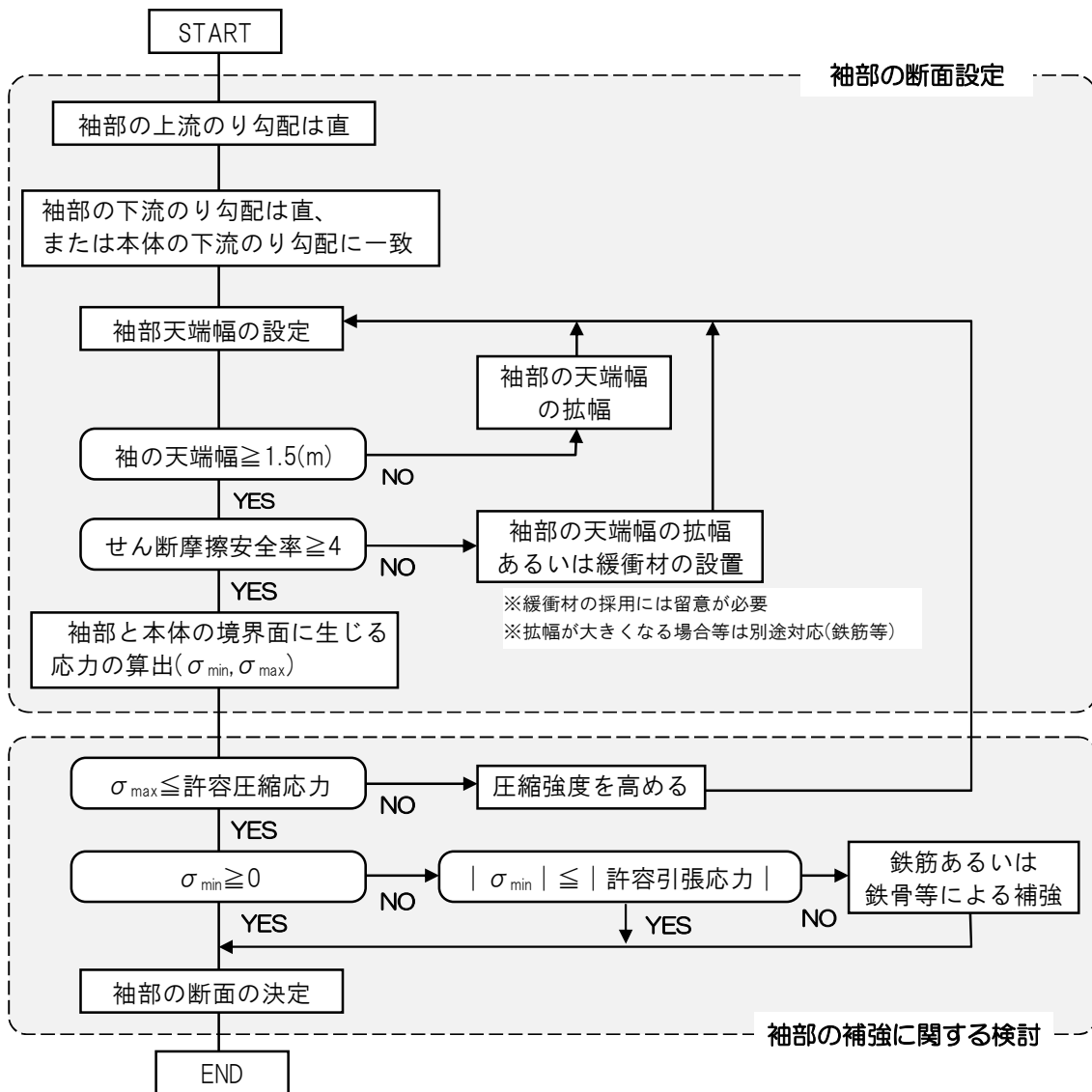


図 3-13-6 袖部の設計手順

13-7-3 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。

(設計技術指針解説 P. 63)

$$\left. \begin{aligned} P &= \beta \cdot n \alpha^{3/2}, & n &= \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \\ K_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, & K_2 &= \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \\ \alpha &= \left(\frac{5U^2}{4n_1 n}\right)^{2/5}, & n_1 &= \frac{1}{m_2} \\ \beta &= (E + 1)^{-0.8}, & E &= \frac{m_2}{m_1} U^2 \end{aligned} \right\} \text{----- (式 3.13.4)}$$

ここで、 E_1, E_2 : コンクリートおよび礫の弾性係数 (N/m²)

ν_1, ν_2 : コンクリートおよび礫のポアソン比

m_2 : 礫の質量 (kg)

R : 礫の半径 (m)

π : 円周率 (=3.14)

U : 礫の速度 (m/s)

α : へこみ量 (m)

K_1, K_2 : 定数

β : 実験定数

m_1 : 袖部ブロックの質量 (kg)

また、礫の速度は土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径とする。

～～ (参考) 礫およびコンクリートの物理定数の例～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

礫の弾性係数 $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$ 、ポアソン比 $\nu_2 = 0.23$

コンクリートの終局強度割線弾性係数^{*} $E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{N/m}^2$

コンクリートのポアソン比 $\nu_1 = 0.194$

※礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが発生するので、コンクリートは破壊に至る平均的な変形係数(終局強度変形係数)を用いる。この係数値はコンクリート弾性係数の約 1/10 である。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

13-7-4 流木の衝撃力

流木の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての流木の衝撃力を設定する。

(設計技術指針解説 P. 65)

土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる流木の衝突により堤体が受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。

流木の最大長、最大直径は「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項 5-10 流木の最大長、最大直径」による。

$$\left. \begin{aligned}
 P &= \beta n \alpha^{3/2} & n &= \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2}} \\
 K_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} & K_3 &= \frac{1 - \nu_3^2}{\pi E_3} \\
 \alpha &= \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right) & n_1 &= \frac{1}{m_3} \\
 \beta &= (E + 1)^{-0.8} & E &= \frac{m_3}{m_1} V^2
 \end{aligned} \right\} \text{---- (式 3.13.5)}$$

ここで、 E_1, E_3 : コンクリートおよび流木の弾性係数 (N/m²)

ν_1, ν_3 : コンクリートおよび流木のポアソン比

m_3 : 流木の質量 (kg) R : 流木の半径 (m)

π : 円周率 (=3.14) V : 流木の速度 (m/s)

α : へこみ量 (m) K_1, K_3 : 定数

β : 実験定数 m_1 : 袖部ブロックの質量 (kg)

表 3-13-1 主要樹種の弾性定数、ポアソン比

(改定4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 2004年 P.134より抜粋)

樹種	密度 (kg/m ³)	ヤング係数 E_L ($\times 10^9$ N/m ²) E_L	ポアソン比 ν_{LR}
スギ	330	7.35	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40
ブナ	620	12.26	0.40
キリ	290	5.88	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40
ケヤキ	700	10.30	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40
ニセアカシア	750	12.75	0.50

流木の弾性係数(ヤング係数)、ポアソン比は実測されたデータがないが、便宜的に木材の弾性定数(表3-13-1)の値を用いる。木材の強度的性質には異方性があり、木材の繊維方向と、その直角方向とでは、強度が大きく異なるため、各数値の扱いに注意を要する。ここでは、木材の繊維方向(流木の長さ方向)に荷重がかかった場合に対する各数値を用いた。

13-7-5 袖部の対処・補強

堰堤袖部の設計は、前項「13-1 袖の形状」に示す①～④の条件を満たす構造とする必要があり、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13-7-2 袖の設計手順」に示す考え方により、せん断に対する安全性に対応する必要となった場合には、鉄筋、袖天端の拡幅（堰堤上流側）、上流側に緩衝材の設置により対処する。

袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせる等の補強を必要とする。

(1) 袖天端幅の拡幅

袖部を上流側に出して袖の天端幅を広げる。

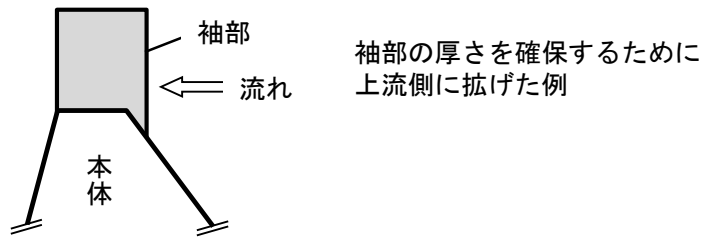


図 3-13-7 袖部の断面

(2) 上流側への緩衝材の設置

上流側の緩衝材については、盛土に連石張りで保護する等の工夫がある。

上流側への緩衝材の設置については、構造検討の手法が明確になっていないこと、また、連続する土石流に対して、一波目の土石流にて損傷等した場合、2波以降の土石流に対応できなくなる事等を想定し、極力、採用しないものとする。

単一流路の溪流など、連続する土石流の可能性が低い場合の採用に限る。

また、採用する際には、上流側の捕捉量の減少にも繋がるので留意しなければならない。

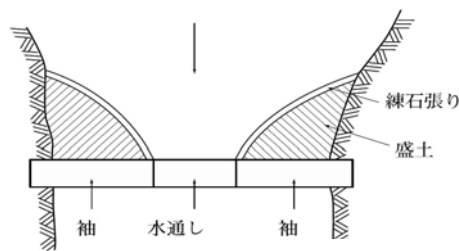


図 3-13-8 上流側への緩衝材の設置

(3) 鉄筋による補強

鉄筋による補強においては、袖部を片持ち梁と考えてその安定を検討し、単位幅当たりに必要な鉄筋量は袖部に働く単位幅当たりの最大曲げモーメントから算出する。

また、鉄筋に働く付着応力が鉄筋の付着応力度を上回らないことはもちろん、コンクリート部に働くせん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度以下でなければならない。

a. 袖部のせん断に対する検討

前述の設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率の検討を行う。一般に Henny の式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot l}{H} \quad \text{---- (式 3.13.6)}$$

ここに、 n : 安全率 ($n=4$)

f : 摩擦係数 ($f=0.7$)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力 (kN/m)

l : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

τ_0 : コンクリートのせん断強度 (kN/m²)

---- 許容せん断応力度ではないので注意する

(参考) コンクリートのせん断強度

ダムコンクリートについて、せん断強度は圧縮強度のおよそ 1/5 である。

• $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ の場合 ---- $\tau = 13,800/5 = 2,760$ (kN/m²)

• $\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ の場合 ---- $\tau = 16,150/5 = 3,230$ (kN/m²)

b. 袖部の引張・圧縮応力に対する検討

袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる圧縮応力は原則として材料の許容圧縮応力以下とする。

袖部と堤体の境界面上に生じる圧縮応力が材料の許容圧縮応力を上回る場合、材料の強度を増加させる、袖部の天端幅の拡幅や緩衝材等を設置するなどの対策を講じる必要がある。

① 応力度の計算

$$\sigma_c = \frac{\Sigma V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \quad X = \frac{B \cdot |\sigma_{c'}|}{\sigma_c + |\sigma_{c'}|} \quad \text{---- (式 3.13.7)}$$

ここに、 σ_c : コンクリート断面の縁圧縮応力度 (kN/m²)

$\sigma_{c'}$: コンクリート断面の縁引張応力度 (kN/m²)

ΣV : 鉛直力 (kN)

ΣM : 単位幅あたり断面に作用する荷重のモーメントの合計 (kN・m)

B : 袖部と堤体の境界面の長さ

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

$$e = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{1}{2} B$$

(参考) コンクリートの許容圧縮応力度

コンクリートの許容圧縮応力度は、短期荷重(50%割増)を考慮する。

$\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ の場合 ---- $\sigma_{ca} = 4,500 \times 1.5 = 6,750$ (kN/m²)

$\sigma_{ck} = 21\text{N/mm}^2$ の場合 ---- $\sigma_{ca} = 5,250 \times 1.5 = 7,875$ (kN/m²)

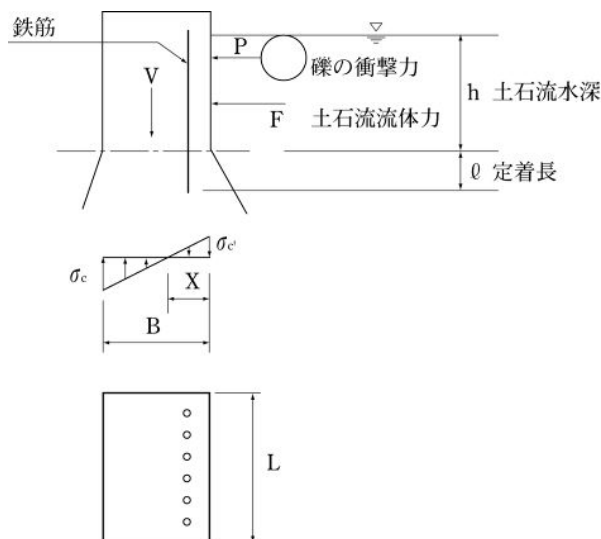


図 3-13-9 引張応力度を生じる袖

②鉄筋量の計算

鉄筋の断面積は、断面に生じた全引張り応力度を鉄筋の許容引張り応力度で除して得られる値とすればよい。 [道路橋示方書・IV 下部構造編]

$$A_s = \frac{X \cdot \sigma_c \cdot L}{2 \times 1.5 \sigma_{sa}} \quad \text{----- (式 3.13.8)}$$

ここに、
 A_s : 鉄筋量 (cm²)
 L : ブロック単位幅 (cm)
 X : 中立軸までの距離 (cm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

※短期荷重のため 50%の割り増しを考慮する。

③鉄筋量の定着長

$$l = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_{oa}} \phi \quad \text{---- (式 3.13.9)}$$

ここに、
 l : 付着応力度より求まる定着長 (mm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²) ※短期荷重のため 50%の割り増し
 τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²) ※短期荷重のため 50%の割り増し
 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

④鉄筋補強の設計

- ・袖部の安定計算にあたっては、最小ブロックで設計する事例も見られるが、補強鉄筋の設計(主筋径・定着長)を打継目毎の各ブロックにおいて設計するものとする。
- ・配力筋については、用心鉄筋の考え方に準じ、D₁₃を 30cm 間隔で配筋する。
- ・使用する鉄筋の種類は、SD345 を標準とする。

- ・配力筋は施工性（上流側からの施工は、かぶりが30cmであるため、狭小作業となる）および、かぶり（30cm）を確実に確保する点からも主筋の下流側に配筋することを基本とする。
- ・かぶりについては、砂防堰堤が流水による摩耗の恐れがある構造物であることから、耐摩耗性、鉄筋の耐防錆を考慮し30cmを標準とする。
- ・主筋の定着長は、鉄筋コンクリートの付着より算定される定着長および鉄筋径(20φ以上)より算定される定着長の大きい方(10cmラウンド)とする。
- ・主筋は、計算により算出することとし、径D13以上、配置間隔は300mm以下を標準とする。この際、配置間隔については、小さいほど有効であるから、施工性などが確保できる範囲で、できるだけ細径の鉄筋を分散して配置するよう配筋を計画することとする。
- ・鉄筋量を算出する際には、コンクリートの引張許容応力度は原則として0(kN/m²)とし考慮しないものとする。
- ・配筋範囲については、施工目的に施工する止水板同様、不測の出水を考慮し、袖天端までとする案、土石流水深までとする案、応力計算による必要範囲とする案等が考えられるが、土石流の形態は不測であり「天端+30cm」まで配筋するものとする。

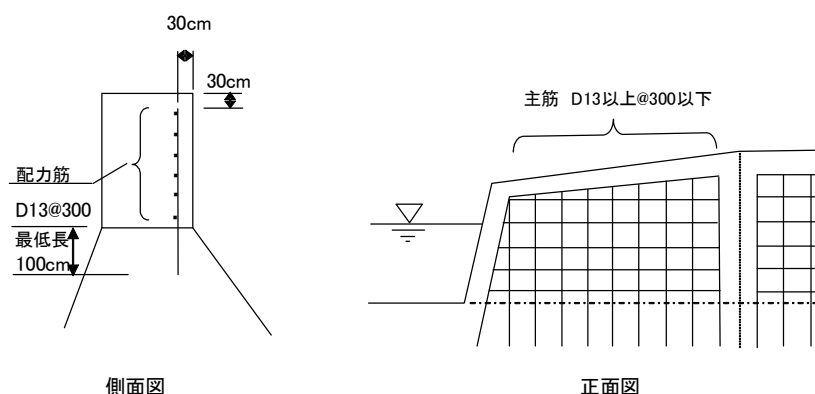


図 3-13-10 配筋概要図

13-8 袖折れ

- ① 袖は直線とすることを原則とするが、地形の状況から袖部が著しく長くなる場合は、上流側に袖を折ることができるものとし、地形条件により適切に配置する。袖折れ角度は現地の状況を勘案して設定する。
- ② 袖部の折れ点には収縮継目を設けない。
- ③ 袖折れ部の袖天端勾配は、堰堤上流の横断方向の堆砂形状、H. W. L、余裕高を袖折れ部に投影した高さ以上となる様に、施工性も考慮して一定の勾配を設定する。
- ④ 一般に、下流に折れ曲がるようなブロックの場合に設計上問題となることが多く、上流端に鉛直方向の引張り応力を生じさせないためには、合力の作用点の位置がミドルサードの条件よりもさらに中央になければならないことになる。

14 前庭保護工

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

(設計技術指針解説 P. 21)

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、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 図3-5-3」に示すように土石流の越流を考慮した構造とし、水叩き厚、水叩き長の設計は、土石流ピーク流量に対する越流水深を用いる。

副堰堤の下流のり勾配は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 6-2 下流のり」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。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。

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設計は、掃流区間における流木対策施設の設計を準用する。

14-1 前庭保護工の設計

前庭保護工は、堰堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘、およ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、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計する。

- ① 前庭保護工は、副堰堤、水叩き、垂直壁、側壁護岸、護床工等からなる。
- ② 砂防堰堤からの越流水の減勢のためには、一般に副堰堤を設けることにより水褥池(すいじょくち)を形成した減勢工を用いることが多い。
- ③ 前庭保護工の選定フローを図3-14-1に示す。

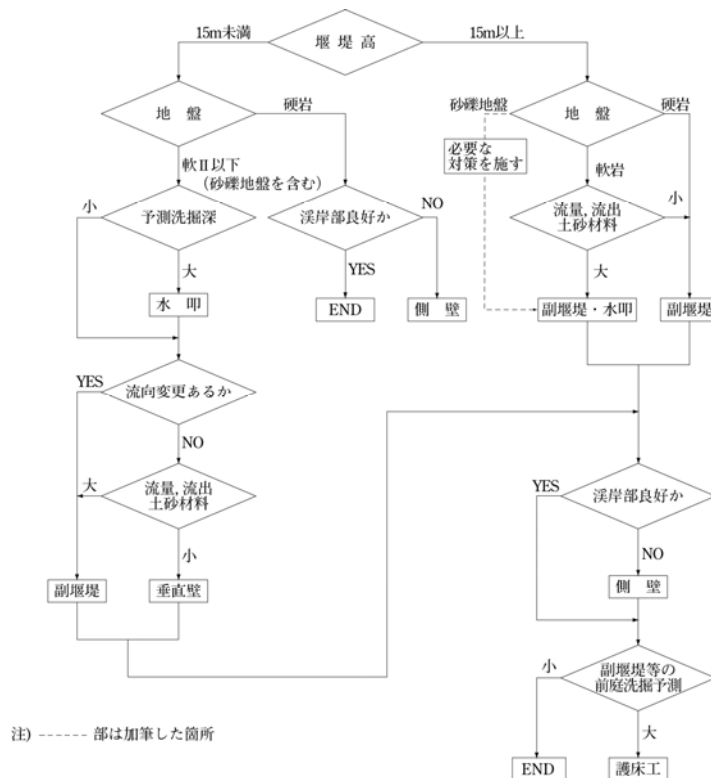


図 3-14-1 前庭保護工選定フロー

- a. 堰堤基礎およびその下流が、硬岩で亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても、予測最大洗掘深より堰堤基礎が深く、かつ兩岸の崩壊およ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。
- b. 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。
- c. 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。

14-2 副堰堤

副堰堤の位置および天端の高さは、堰堤基礎地盤の洗掘およ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。

- ① 副堰堤の水通し、本体、基礎、袖の設計は本堰堤に準ずる。ただし、袖勾配は原則として水平とする。なお、最下流堰堤で土砂整備率 100% の場合等も本堤に準じる。
- ② 副堰堤は、本堤に準じ安定計算により形状を決定するが、本副堤間に側壁護岸を設置する場合は非越流部に土石流が衝突しないため、非越流部での安定計算に土石流による設計外力を含めなくてよい。ただし、本体部を通過する土石流の重さは上載荷重として加える。また、同様に、袖部の破壊に対する安全性も考えない。
- ③ 副堰堤の位置および天端高を求めるには、経験式や半理論式を用いるが、地形的条件により必要に応じて模型実験を実施して総合的に検討するものとする。(副堰堤下流の局所洗掘深の変化を調べたその結果、半理論式で与えられる副堰堤の位置と高さが最も局所洗掘深を小さくすることが確認された。)

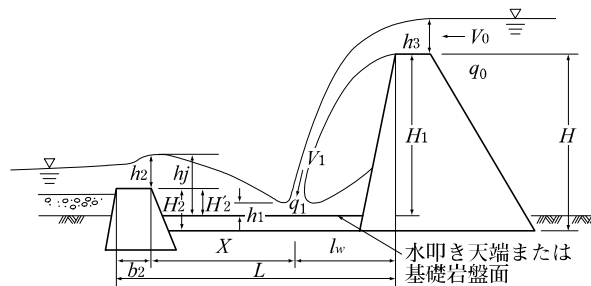


図 3-14-2 副堰堤の位置及び高さ

- a. 副堰堤の位置
(経験式)

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) \quad \text{----- (式 3.14.1)}$$

ここに、 L : 本・副堰堤間の長さ (m)
(本堰堤堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さであり、0.5m 単位で切り上げる。)

H_1 : 水叩き天端 (または、基礎岩盤面) からの本堰堤の高さ (m)

h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)

係数は低堰堤で 2、高堰堤で 1.5 としている場合が多い。

(半理論式)

$$L \geq \ell_w + X + b_2 \quad \text{---- (式 3.14.2)}$$

ここに、 ℓ_w : 水脈飛距離 (m) b_2 : 副堰堤の天端幅 (m)

$$\ell_w = V_0 \left\{ \frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} \cdot h_3 + \ell_w \cdot I \right)}{g} \right\}^{1/2} \quad \text{---- (式 3.14.3)}$$

ここに、 V_0 : 本堰堤の越流部流速 (m/s) ($= q_0 / h_3$)
 q_0 : 本堰堤の越流部単位幅当たり流量 (m³/s)
 h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)
 g : 重力加速度 (9.81m/s²)
 I : 水叩き勾配

$$X = (4.5 \sim 5.0) h_j \quad \text{----- (式 3.14.4)}$$

ここに、 X : 跳水距離 (m)

h_j : 跳水対応水深 (m) (水叩き天端面または、基礎岩盤面から副堰堤の越流水面までの高さで、水叩きの形状が直線で等幅の水平水路上の跳水は次式より求める)

$$h_j = \frac{h_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 F_1^2} - 1 \right) \quad \text{---- (式 3.14.5)}$$

ここに、 V_0' : 水脈落下地点流速 (m/s) $= \sqrt{2g(H_1 + h_3 + \ell_w \cdot I + V_0'^2)}$
 V_1 : 跳水前の水叩き上の流速 (m/s) $= V_0' (1 + \cos \theta) / 2$
 θ : 水脈の水面への突入角度 (°) $= \tan^{-1}(g \cdot \ell_w / V_0'^2)$
 h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深 (m) $= q_1 / V_1$
 q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m³/s)
 F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数 $= V_1 / \sqrt{g \cdot h}$

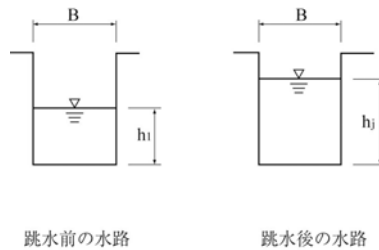


図 3-14-3 水叩き幅が等幅の水平水路の跳水

b. 副堰堤の高さ (図 3-14-2 参照)

1. 経験式

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) H \quad \text{---- (式 3.14.6)}$$

ここに、 H_2 : 本・副堰堤の重複高 (本堰堤底高と副堰堤天端高の差) (m)
 H : 本堰堤の堰堤堤高 (m) (カットオフのある場合は、堤高Hにカットオフ高を加えた高さとする。)

式中の係数は、堰堤高 20m 程度の高さまでの経験から出されたもので係数は堰堤高が低くなるほど 1/3 をとるのがよい。[砂防設計公式集 3-8]

Ⓜ. 半理論式

$$H_2' = h_j - h_2 \quad \text{---- (式 3.14.7)}$$

ここに、 H_2' : 水叩き天端(または基礎岩盤面)より副堰堤天端までの高さ (m)

h_j : 水叩き天端面(または基礎岩盤面)からの副堰堤の越流水面までの高さ (m)

h_2 : 副堰堤のせきの公式によって求められる越流水深 (m)

(一般に本堰堤の越流水深と同一としている。)

④ 副堰堤下流の渓床へのとりあい

渓床勾配がきついなど、第1副堰堤水通し天端と下流渓床との落差が著しく大きい場合には、その対策としては、第2副堰堤、水叩きに勾配を付けた水褥池のない垂直壁、カットオフ等の検討を行うものとする。

⑤ 屈曲部における水通し

屈曲部における副堰堤、側壁には下記のような問題がある。

(水理的問題)

- ・ 水流が副堰堤袖部・側壁に衝突しジャンプする
- ・ ジャンプによる下流、斜面の崩壊誘発
- ・ 副堰堤袖部・側壁の耐久力の低下
- ・ 落水水・落下砂礫が直接側壁に衝突する

(施工上の問題)

- ・ 側壁の施工が困難

側壁を設置しない場合は問題にならないが、設置する場合は、本堰堤の落水水が緩和されにくく、そのまま副堰堤へ誘発され、上記の問題が顕著に現れる。

対策として、副堰堤袖部の嵩上げ、副堰堤水通しの拡幅が考えられるが、洪水時の挙動を考えると後者の方が適している。また、前庭保護工は、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しなければならない。

この場合特に、副堰堤下流渓岸洗掘防止のため護岸設置について検討する

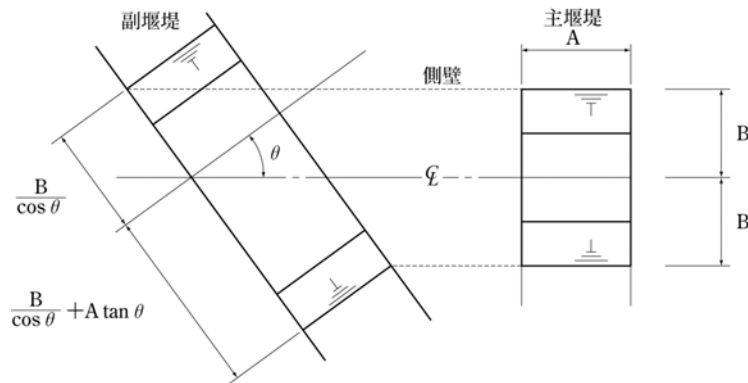


図 3-14-4 側壁がある場合の屈曲部における副堰堤水通しの拡幅

⑥ 間詰め、収縮継目、堤冠保護工は本堰堤に準ずる。

⑦ 副堰堤の下流のり勾配は、越流部、非越流部において同一勾配とする。

14-3 水叩き

水叩きは、堰堤下流の溪床の洗掘を防止し、堰堤基礎の安定およ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、落下砂礫の衝突および揚圧力に対して安全なものとなるよう設計する。

(1) 水叩きの構造

水脈落下点周辺の衝撃圧に対する河床保護工としては、一般に河床面をコンクリートで完全に被覆する方法がとられる。洗掘の原因は衝撃圧の変動成分であり、この成分が岩盤の割れ目を緩め揚圧力の作用も加わって岩盤を洗掘する結果になるので、コンクリート床版はこのような岩盤洗掘の原因となる割れ目を表面に露出させないために設けるものである。

[多目的ダムの建設 設計Ⅱ編 第29章 9.5]

(2) 水叩きの長さ

水叩きの長さは、落下後の水流が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。

水叩きの長さを求める式は副堰堤の位置を求める式を参考とする。

(3) 水叩きの厚さ [砂防設計公式集 3-8]

水叩きの厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫や転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池（すいじょくち）の有無、および水叩きの基礎地盤によって左右される。

水叩きの厚さを求める場合は、経験式を参考にして必要な厚さを求め、特に地盤が不良な場合は、揚圧力から求める式で求めた必要な厚さと比較して、厚さが不足するときにはこれを増加させるか、遮水壁等によって揚圧力等を減少させる。

一般に水叩きの厚さは、特殊な場合を除いて1.0m～3.0m以下とし、10cm単位切り上げとして設定する。

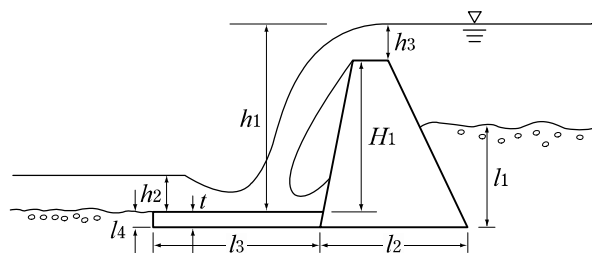


図 3-14-5 水叩きの暑さ

a. 経験式

水叩きの厚さは洗掘深に比例するとして求められた式であり、摩耗に関して重要な要素と考えられる礫の大きさや流砂量は含まれていない。

$$t = \alpha (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0) \text{ ----- (式 3.14.8)}$$

ここに、 t : 水叩きの厚さ (m)

α : 水褥池がある場合=0.1、水褥池がない場合=0.2

H_1 : 水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ (m)

h_3 : 本堰堤の越流水深 (m)

b. 揚圧式から求める式

(①式) [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第3章 2.8]

次式による水叩きの厚さは、高い堰堤に対しては過大に算出される傾向がある。

$$t \cong F_s \cdot \frac{(\Delta h - \Delta u) \cdot W_0}{W_c - W_0} = 0.998 \Delta h \left(1 - \frac{l'}{l}\right) \quad \text{----- (式 3.14.9)}$$

ここに、 t : 水叩き厚(m)

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 ($h_1 - h_2$) (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)

l : 総浸透経路長 ($l_1 + l_2 + l_3 + l_4$) (m)

l' : 堰堤堤底下流端までの浸透経路長 (m)

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

F_s : 安全率 (F_s は一般に 4/3 が用いられている)

(②式)

揚圧力を水叩きの重量で抵抗すると考え、堰堤底の揚圧力Uを求める次式を用いる。

通常は、水叩きの上にさらに水等の抵抗力も考慮できることから安全率を考慮しなくても対応可能と考える。

$$U = W_c \cdot t = \left\{ h_2 + \mu \cdot \Delta h \left(1 - \frac{l_x}{l}\right) \right\} W_0 \quad \text{----- (式 3.14.10)}$$

$$t = \frac{W_0}{W_c} \left\{ h_2 + \mu \cdot \Delta h \left(1 - \frac{l_x}{l}\right) \right\} = 0.426 \left\{ h_2 + \mu \cdot \Delta h \left(1 - \frac{l_x}{l}\right) \right\} \quad \text{----- (式 3.14.11)}$$

ここに、 l_x : 水叩き厚を求める位置までの浸透経路長(m)

μ : 揚圧力係数

(4) 水叩きの勾配

① 水叩き勾配は、下流への流速を緩和するため水平を原則とする。

② やむを得ず勾配を付ける場合は 1/10 程度の勾配とし、垂直壁と併用の場合を原則とする。

14-4 垂直壁

副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に洗掘防止のため垂直壁を設ける。

- ① 垂直壁の位置は副堰堤の位置決定に準じる。
- ② 垂直壁の水通し天端高は、現溪床面と同じか、または低くし水叩き末端面の高さに合わせる。
- ③ 垂直壁には、原則として袖を設け、袖勾配は水平とする。
- ④ 垂直壁の根入れの深さは、その付近の河状を調査して決定されるものであり、近傍の類似河川の実態を調査して定める。下流の状況にもよるが水叩き下面より 1.5m 以上とする。
- ⑤ 直壁の天端幅は、水叩きの厚さと同程度とすることが一般的であるが、最小幅を 1.0m 以上とし、最大幅は本堰堤天端幅以下とすることが望ましい。
- ⑥ 垂直壁の上流のり勾配は特別な場合を除いて直としてよい。また下流のり勾配は安定計算から求めるものとするが、通常は 1:0.2 である。

14-5 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、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して設計する。

- ① 側壁護岸の天端の高さは、下流端を副堰堤および垂直壁の袖天端と同一とする。天端の縦断勾配は、水叩き勾配と同一また副堰堤の場合は水平が標準で、背後地の状況によって必要に応じて高くする。
- ② 側壁護岸の基礎の平面位置は、堰堤から対象流量が落下する位置より後退させる。

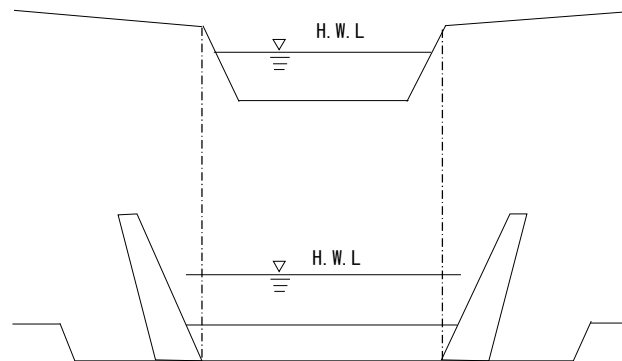


図 3-14-6 側壁護岸基礎の位置

- ③ 側壁護岸は、一般には側壁護岸が受け持つ土圧のみに対して安全な構造としている。このため護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締まり具合が悪いのが普通で、護岸の変位およびはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般であるが、これ以外の箇所ではもたれ式護岸も用いられる。

④ 表のり勾配は 1:0.5、天端厚は 0.5m が多い。

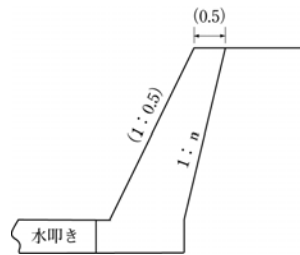


図 3-14-7 もたれ式側壁護岸（例）

⑤ 側壁護岸の安定に関する照査は、「道路土工—擁壁工指針」を準用する。

- a. 荷重の組合せおよび安全率は表 3-14-1 による。
- b. 側壁護岸が一般車両の通行する道路の擁壁を兼用する場合には、表 3-14-1 に示した荷重の組合せおよび安全率を用いずに、「道路土工—擁壁工指針」に準拠して設計を行う。
- c. 側壁護岸に作用する土圧は、「試行くさび法」により算定するものとする。
- d. 側壁護岸の前面土、および水叩きによる抵抗力は考慮しないものとする。
- e. 側壁護岸の高さが $H \geq 8m$ の場合は地震時を考慮するものとする。
- f. 側壁護岸が残留水圧の影響を受ける場合には、安定照査に考慮するものとする。
- g. 通常は「盛土部擁壁」として設計する。背後に地山岩盤斜面が接近する場合で土砂埋め戻しする場合のみ「切土部擁壁」とする。
- h. 擁壁の背後がコンクリート、砂防ソイルセメント等で埋め戻しており、安定している場合には安定照査は不要とする。
- i. 管理用道路が併設する場合は、自動車輪荷重等の上載荷重を考慮する。
- j. 安定計算は、側壁高、荷重条件を考慮し、最も厳しい断面にて行い形状決定する。
- k. 左右岸ともに安定計算を実施するが、兩岸の断面形状の統一を図る必要はない。

表 3-14-1 側壁護岸の荷重の組合せと安全率

護岸高	残留水圧 ※(7)	CASE	荷 重							安全率※				
			自重	土 圧		水 圧		地震時 慣性力	載荷重 kN/m ²	転倒 (注1)	滑動 (注2)	支持力 (注3)		
						前面水位	背面水位							
8m 以下	考慮 しない	常時	○	○	-	×	-	-	×	△	10	1/6	1.2	3.0
	考慮 する	常時	○	○	水位より下の土砂の単位体積重量は 9kN/m ³ を差引いてよい	○ 危険側を採用	最低水位 または河床高	地下水位	×	△	10	1/6	1.2	3.0
8m 以上	考慮 しない	常時	○	○	-	×	-	-	×	△	10	1/6	1.2	3.0
		地震時	○	○	(地震時土圧)	×	-	-	○	×	-	1/3	1.0 [※]	2.0
	考慮 する	常時	○	○	水位より下の土砂の単位体積重量は 9kN/m ³ を差引いてよい	○ 危険側を採用	最低水位 または河床高	地下水位	×	△	10	1/6	1.2	3.0
		地震時	○	○	(地震時土圧)	○	常時水位	地下水位	○	×	-	1/3	1.0 [※]	2.0

注1:偏心距離eの底盤幅Bに対する乗数
 注2:滑動に対する抵抗力/滑動力の安全率
 注3:地盤の極限支持力度に対する安全率
 ○…考慮する
 △…必要に応じて考慮する
 ×…考慮しない
 ※「地震」と「側壁前面の水叩き工が破損している状態」が同時に発生する確率は極めて低いと考えられること、ローダムについては本堤も地震時の検討を実施しないことを鑑み、滑動に対する安全率を常時よりも低減した
 ※側壁背面の土地利用等を考慮して総合的に決定すること

- ⑥ 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、水叩きのない場合は、上流端は本堰堤の基礎底面を下限とし、下流端は溪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のが一般的である。
- ⑦ 裏込材は、岩盤部以外について必要に応じて実施し、20～30cm 厚とする。
- ⑧ 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以下には設けないものとする。
 - ・水抜きパイプは、コンクリート擁壁では、10m²に1ヶ所以上とする。
- ⑨ 側壁護岸の施工目地は、10m 毎に設置することを標準とする。
- ⑩ 垂直壁取り付け部は水通り幅にすりつけるものとする。副堰堤方式で水通り部と溪岸との間が広い場合には、溪岸に沿って護岸を設けてよい。

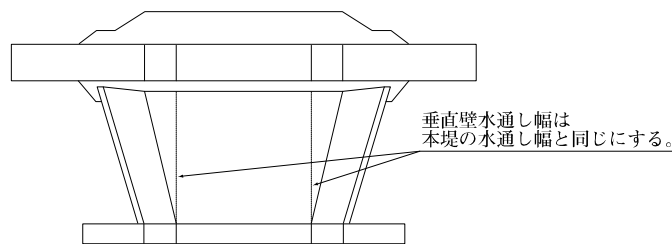


図 3-14-8 側壁護岸の取り付け（標準）

14-6 護床工

副堰堤、垂直壁下流が砂礫地盤で、流速、水深が大きい場合や副堰堤の落差が大きい場合などは、必要に応じて河床粗度になじむ材料を用いた護床工を設置する。

捨石工、沈床工、布団籠工、異形コンクリートブロック等が用いられる。

- ① 跳水終了後の整流および下流河床とのすり付けのために設置される護床工の設置範囲は、下流側計画高水時の水深の3～5倍程度の長さが望ましい。
[河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [I] 第1章 6.3.2]
- ② 護床工の異形コンクリートブロック重量は「河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 [I] 第1章 4.3」によるものとし、安全性を配慮して単体として計算する。

15 付属物の設計

15-1 堤冠保護工

水通し部は、通常流水の他に洪水流や土石流が流下し、細粒土砂や石礫により摩耗や欠損されることが考慮される場合には、これを防止するため堤冠部を保護するものとする。保護の範囲と主な工法は次のとおり、河床材料や土砂流出状況に応じて適切な堤冠保護工を採用する。

※狩野川砂防(沼津河川国道事務所管内)においては、平常時からの土砂流出が少なく、河床材料も細かいため、堤冠保護工は設けていない。

(1) 膠石(こうせき)コンクリート工 (ガラス質コンクリート工)、富配合コンクリート工

- ① 膠石(こうせき)コンクリート (ガラス質コンクリート) は粗骨材とセメントで構成され、特に耐久性に優れており広く用いられている。
- ② 富配合コンクリートは、単位セメント量を比較的多くして配合(300kg/m³)したコンクリートであり、通常のコンクリートよりも密実にしたものである。
- ③ 一般に残存型枠のコンクリートは耐摩耗性を有していないことから、堤冠コンクリートの必要範囲に、残存型枠は使用しないものとする。
- ④ 堤冠保護の範囲は図 3-15-1 のとおりである。

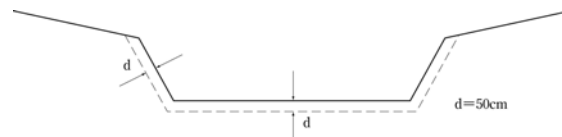


図 3-15-1 堤冠保護の範囲

表 3-15-1 コンクリート配合表

種別	コンクリートの種類	呼び強度 N/mm ²	スラブ cm	粗骨材 最大寸法 mm	セメント の種類	水セメント 比% 以下	単位 セメント量 kg	空気量 %	JISの 有無	摘要
膠石コンクリート	普通	—	—	80	BB	(34)	600以上		—	
				40						
富配合コンクリート	"	—	5	80	"	(40)	300以上	(4.0)	—	
				40						

(2) 張石工 [砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法]

- ① 良質、緻密、堅固な石材で張石をする。
- ② 石材はすべて流水方向に長手使いとする。特に上下流端は大きな石材とする。
- ③ コンクリートと一体にするためにエポキシ系の接着剤を用いる。

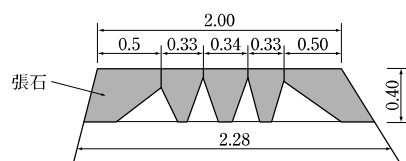


図 3-15-2 張石工(例)

- (3) 鉄材コンクリート（ノジュリコンクリート工）〔砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法〕
鉄粉とセメントで構成される。

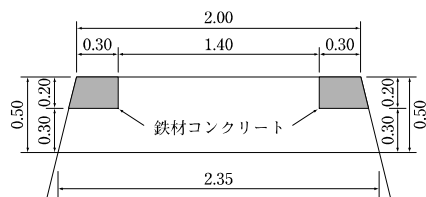


図 3-15-3 鉄筋コンクリート工(例)

- (4) 鋼板保護工〔砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法〕
厚さ 9.0mm 程度の鋼板で保護する工法。

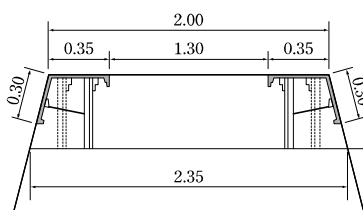


図 3-15-4 鉄板工(例)

- (5) ラバースチール
ゴムと鉄板の複合による。

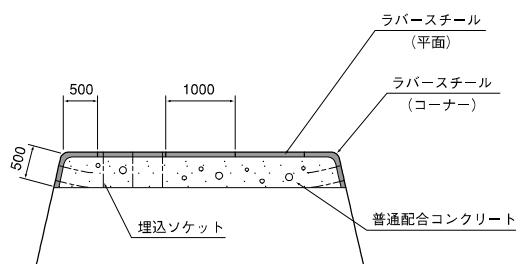


図 3-15-5 ラバースチール(例)

15-2 間詰工

基礎の根入れ部および袖の嵌入部における余掘部は間詰めにより保護しなければならない。地形により階段状に打ち上げるか、直線上に打ち上げる。

間詰めは、下流側では落水による岩盤の洗掘防止、上流側においては基礎の嵌入と岩着の意義を大きくし、岩盤の風化防止、浸透水の防止に役立つものである。

- ① 間詰めコンクリートは、本体と同配合で同時に打設するものとし、その施工高（最小厚さ）は、水通しまでは上流側で1m以上とするが、岩質・堤高を考慮して2m程度までとすることができる。下流側では岩盤線までとする。また、水通し天端より上側については上下流とも岩盤線までとする。ただし、岩盤の掘削深が深い箇所の間詰めの施工高は、岩盤線までとはせず地質・堤高を考慮して2m程度までとする。

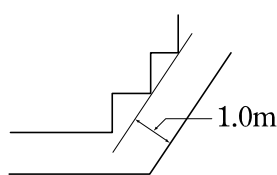


図 3-15-6 間詰工概念図

- ② 基礎の根入れ部および袖の嵌入部の間詰めは、岩盤の場合はコンクリート、土砂盤の場合は土留擁壁を設けて土砂で埋め戻すのが一般的である。ただし、袖天端より上部斜面については、のり面保護対策を行えば埋め戻さなくともよいものとする。
- ③ 土留擁壁の高さは、安全性を考慮して5m程度以内とする。土留擁壁を高くする必要がある場合は、数段に分割して擁壁の天端と上段の擁壁下部との間は植栽等で被覆する。
- ④ 土留擁壁の根入れ深さは、地表面から支持地盤までの深さとし、原則として50cm以上は確保するものとする。河床部については一般的に1mとしている。
- ⑤ 袖部の地山斜面が土砂の場合は、流水による侵食作用、および減水時に浸透水が残留してすべり破壊を起こす恐れがあるが、のり面の安全性を照査し安全性が確保できれば土留擁壁を設けなくともよい。

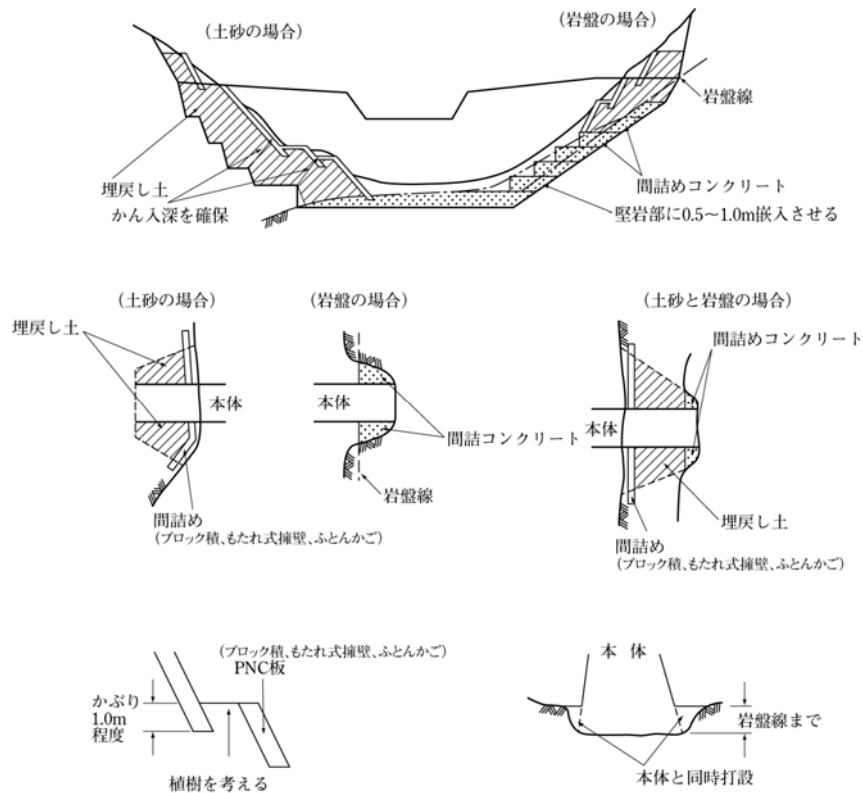


図 3-15-7 間詰工法の例[砂防、地すべり設計実例より一部修正]



間詰工事例

15-3 法面對策

- ① 永久に残る法面は、できるかぎり植生の復元を検討する。
- ② 堰堤敷敷部の掘削面において、岩の風化や応力解放による緩みが懸念される箇所については、仮設のモルタル吹付を検討する。
- ③ 堤敷外の掘削勾配は、完成後に残るのり面の安定を基準にして決められる。この場合の勾配は最急傾斜面の方向で取らなければならないことから、堰堤の横断方向で掘削断面を決めた場合には、平面図に掘削コンターを描いて最急勾配で安定をチェックする必要がある。

[多目的ダム建設 第5巻 施工編 第35章 4]

15-4 水抜き暗渠

砂防堰堤には必要に応じて水抜き暗渠を設ける。水抜き暗渠はその目的により適切な大きさ、形状、数量および配置とする。以下に水抜き暗渠の設置目的を示す。

(1) 目的

- ① 堰堤施工中の流水の切替えと、後年の補修時の施工をも容易にする。
- ② 堆砂後の水圧軽減効果。

(2) 配置・形状

- ① 水抜き暗渠の設置範囲は、側壁等に悪影響を与えないよう水通し底幅以内に設置する。
- ② 水抜き暗渠の配置は、原則として上下千鳥配置とし、最上段の水抜き暗渠は水通し天端から2m以上上下げる。また、横収縮継目からは1m程度離すものとする。最下段の水抜き暗渠は、施工中の切替えに使用することを考慮して位置を定める。

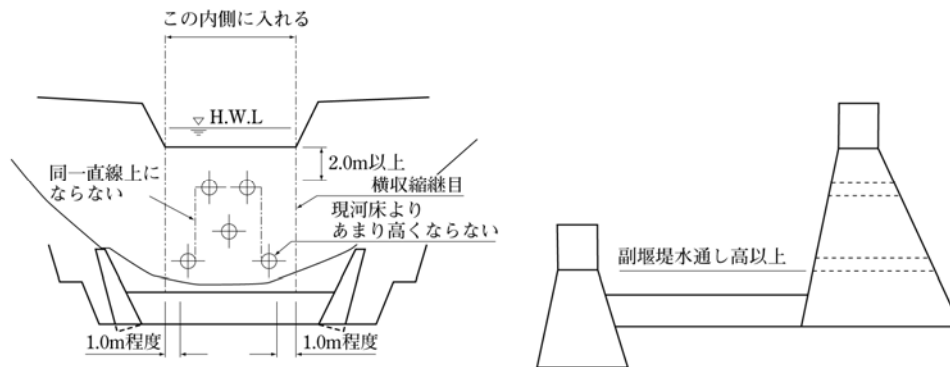


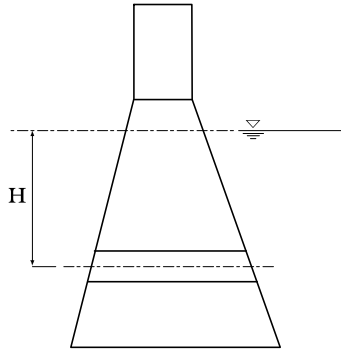
図 3-15-8 水抜き暗渠位置

- ③ 水抜き暗渠の大きさは、0.5～1m(幅)程度が一般的でその形状は角形または、ヒューム管を用いた円形のものが用いられている。
- ④ 水抜き箇所には堰堤構造上応力の集中を起ししやすい。このため、水抜き暗渠の設計に当たっては、慎重に対処するとともに必要に応じて鉄筋等により補強しなければならない。
- ⑤ 流木・ゴミ・細砂等によって一時的に閉塞していた水抜き暗渠が抜けて堆積土砂が突出した事例がある。対策としては以下の事例が報告されている。
 - ・ H鋼や鋼製桁を用いた工法
 - ・ コンクリート蓋やコンクリートブロック等のコンクリート製品を用いた工法
 - ・ 現地にある巨石、大型土嚢、布団籠、カゴマット等を用いた工法
 - ・ 各種工法を組み合わせた工法
 - ・ 当該堰堤をスリット化する(砂防計画問題ないことを十分確認する)
- ⑥ 河川砂防技術基準(案)に記述されている水抜きの目的のうち、流出土砂量の調節は大暗渠を除いて期待できないし、また期待すべきではない。堆砂後の水圧軽減効果は、砂防堰堤本堤の設計には反映されないが、袖部および基礎部の処理を補完する程度の効果はあると考えられる。

⑦ 水抜き暗渠からの流出量

$$Q = a \sqrt{\frac{2gH}{K_L}} \quad \text{----- (式 3.15.1)}$$

$$K_L = \left(f_0 + f' \frac{L}{R} + f_0 \right) \quad \text{----- (式 3.15.2)}$$



- Q_e : 暗渠からの流出量 (m³/s)
- f_e : 流入損失係数 (角端=0.5)
- f' : 摩擦損失係数 ($=2g n^2 / R^{1/3}$)
- f_0 : 流出損失係数 (=1.0)
- n : コンクリートの粗度係数 (0.012~0.020 程度)
- R : 暗渠断面の径深 (m)
- a : 暗渠の断面積 (m²)
- H : 暗渠重心からの水深 (m)
- g : 重力加速度 (9.81m/s²)
- L : 暗渠長 (m)

図 3-15-9 水抜き暗渠の流出量

⑧ 水褥池がある場合の副堰堤には、水抜き暗渠を設置しない。

15-5 収縮継目

コンクリートの温度ひび割れの発生を防止して砂防堰堤の安全、水密性、耐久性を確保するため、収縮継目を設ける。

(1) 横収縮継目

横収縮継目は、堰堤軸方向の収縮によるひび割れを防止するために、堰堤軸直角方向に設ける。

- ① 継目間隔は、ひび割れ防止、プラント能力、基礎の状況、堰堤の水通し、水抜き暗渠等を考慮して適切な間隔を定めるものであり砂防堰堤では9~15m程度としている。
- ② 袖小口の中には収縮継目を設けないものとする。
- ③ 水通し部には、できる限り横収縮継目を設けないことが望ましい。
- ④ 横収縮継目は掘削のり途中には設けないことが望ましい。
- ⑤ 砂防堰堤はその構造と目的上漏水しても影響は少ないものと思われるが、下流面での水の吹き出しによる美観上の問題や、水の凍結膨張による本体コンクリートへの影響から横収縮継目には止水板を設けるものとする。上流面からは50cmとする。ただし、残存型枠を使用する場合には60cmとすることができる。なお、天端からは50cm下がりまでとする (図 3-15-10 参照)。

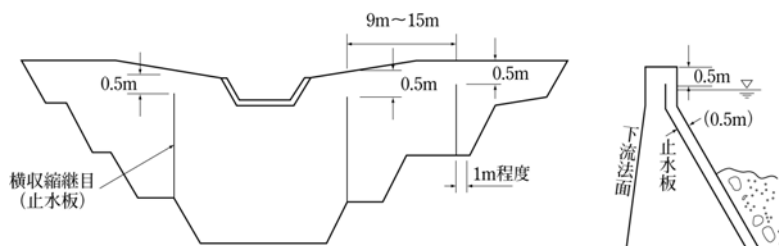


図 3-15-10 横収縮継目、止水板の設置例

(2) 縦収縮継目

縦収縮継目は、規模の大きな砂防堰堤において堰堤軸平行方向の収縮によるひび割れを防止するために、堰堤軸に対して平行に設けるものである。鉛直もしくは斜めの場合がある。

- ① 縦収縮継目は規模の大きな堰堤で大ブロック打設を行わない限り必要ないが、打設能力等の関係で施工上必要なものについては、クラック発生を防止するために一体化となるような施工を行う必要がある。施工方法で対応できないものについては、ジョイントの形状やグラウトにより一体化を図るものとする。
- ② 縦収縮継目は、堤体のほぼ中央付近で上流のり面からの幅 $b = 5\text{ m}$ 以上の位置でリフトの高さに合わせて設ける。ただし、ブロックの大きさは、日打設量の上限をこえないようにする。
- ③ 縦収縮継目の先端については、継目の先端から上部に向かってクラックが進行しないように、分割管、鉄筋で補強する場合がある。
- ④ 長期間にわたる施工中の土砂流出による埋没を考慮して、上流ブロック先行打設が一般的である。

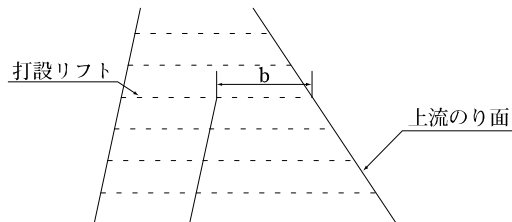


図 3-15-11 縦収縮継目の位置（上流ブロック先行例）

15-6 袖小口の昇降施設

砂防堰堤の袖部および水通し部の巡視点検を目的とし、水通し天端と袖部天端を行き来するのに必要な昇降施設を左右岸袖小口に設置する。

ただし、必ずしも左右岸袖小口に設置する必要がない場合には、片岸のみに設置する。

昇降施設は巡視点検員が安全に昇降することが可能な構造とする。

15-7 型枠等

- ① 残存化粧型枠の使用については、現地状況を踏まえ、化粧の必要性を検討した上で必要な範囲に使用すること。
- ② 残存型枠・残存化粧型枠を使用する場合、堤体上下流面においては、断面外使用とする。ただし、残存型枠を「内部型枠」として使用する場合は、断面内使用を認める。
- ③ 水通し部の側面においては、普通型枠を使用することとする。

第4章 透過型砂防堰堤

1 総説

土石流・流木対策に用いられる透過型砂防堰堤は、開口部を有するため平常時の流出土砂を流下させ空容量を確保し、土石流時には流下する礫・流木によって透過断面を閉塞して流出土砂を抑止することを目的としている。

透過型砂防堰堤には、鋼管フレーム構造、セル構造（開口部を有するもの）があるが、本設計要領にて扱うものは鋼管フレーム構造部を対象としたものである。

なお、鋼製砂防構造物の設計については、「鋼製砂防構造物設計便覧」による。

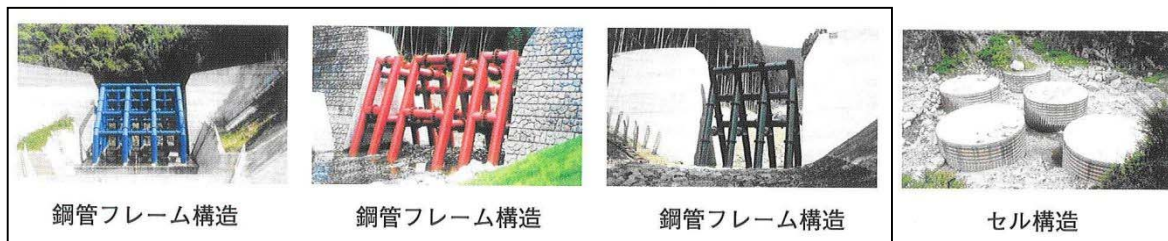


図 4-1-1 透過型砂防堰堤の分類（代表的な事例）

2 設計順序

透過型砂防堰堤の設計順序は、不透過型堰堤と同様であるが、これに開口部、透過部断面の設定のほか、本体設計において透過部構造の検討が必要となる。

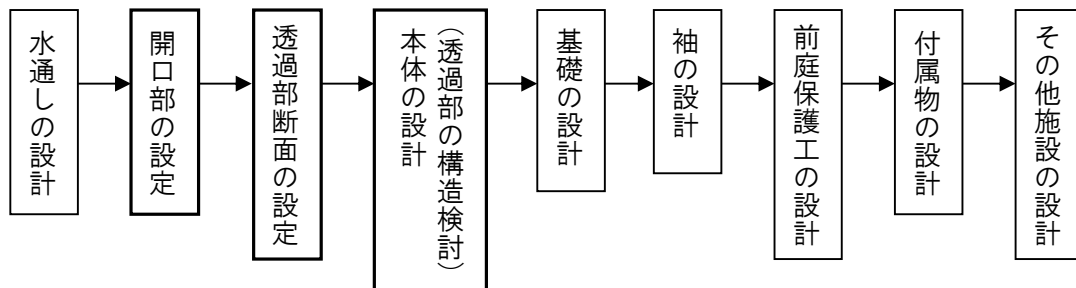


図 4-2-1 透過型砂防堰堤の設計順序

3 構造

透過型砂防堰堤の標準的構造と各部の名称は、図 4-3-1 のとおりである。

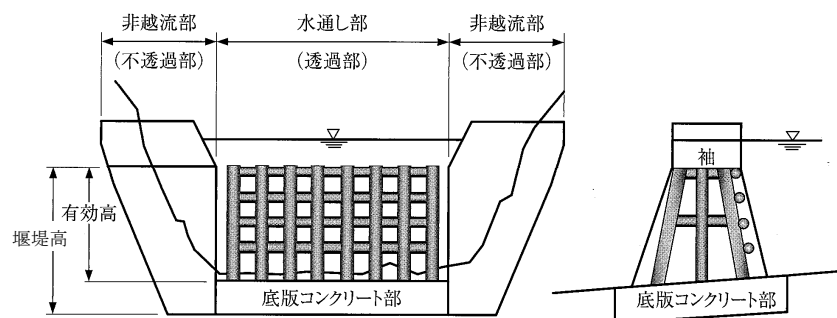


図 4-3-1 透過型砂防堰堤の構造

4 設計流量

砂防堰堤の設計流量は、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。

(設計技術指針解説 P. 24)

土石流ピーク流量は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本事項, 5-4-1 土石流ピーク流量の算出方法」に示した方法に基づき算出する。

5 水通しの設計

5-1 水通しの位置

水通しの位置は、不透過型砂防堰堤同様に、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-1 水通しの位置」による。

5-2 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。

(設計技術指針解説 P. 24)

設計水深は、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、計画基準点において土砂整備率が100%となる最下流堰堤と、それ以外では異なる。

すなわち、土石流が当該施設を越流する可能性がある場合とそれ以外では水通し断面の設定の考え方が異なる。土石流が越流しないとした場合、土石流含有を考慮した流量のみを対象とする。

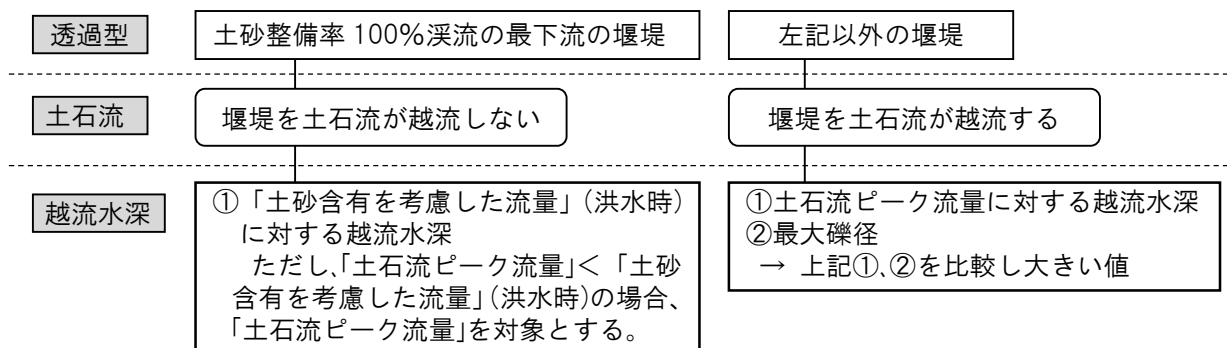


図 4-5-1 設計水深の分類(透過型)

5-2-1 最下流でない、もしくは最下流であっても土砂整備率 100%とならない透過型砂防堰堤

最下流でない不透過型の設計水深は、以下の①～②の値の内、最も大きい値とする。

- ①土石流ピーク流量に対する越流水深の値(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」参照)
- ②最大礫径(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」参照)

5-2-2 土砂整備率 100% 渓流の最下流に計画する透過型砂防堰堤

土石流・流木処理計画を満足する(整備率 100%) 渓流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。

ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

5-3 水通し断面

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。

(設計技術指針解説 P. 29)

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。

水通しの幅、袖小口の勾配については、本設計要領「第3編 第3章 不等透過型砂防堰堤 5-3 水通し断面」に準じる。また、土砂整備率 100%となる最下流堰堤で「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を設計水深とした場合でも、透過型堰堤として余裕高は考慮しない。

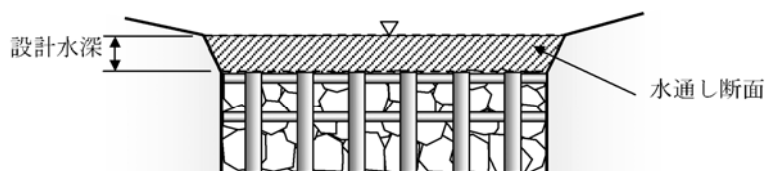


図 4-5-2 透過型堰堤の水通し断面 (斜線部)

6 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。

(設計技術指針解説 P. 29)

6-1 開口部の幅

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。

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が発生するまでの間、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設定する必要がある。

開口部を狭くしすぎると、中小洪水により土砂、流木が堆積しやすく、土石流対策としての貯砂空間が減じられるおそれがある。

したがって、透過型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、常時流水の有無も踏まえ、下流河道や保全対象への影響に配慮して谷幅より狭くすることもある。

また、土石流流下幅に対して川幅が十分広い場合には、鉛直部材純間隔や開口部底面を一律とせず、複断面とするなど、土石流が確実に開口部に到達するような工夫も考える。

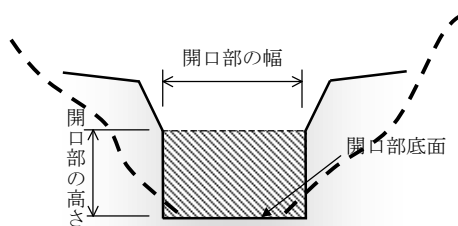


図 4-6-1 透過型砂防堰堤の開口部 (斜線部)

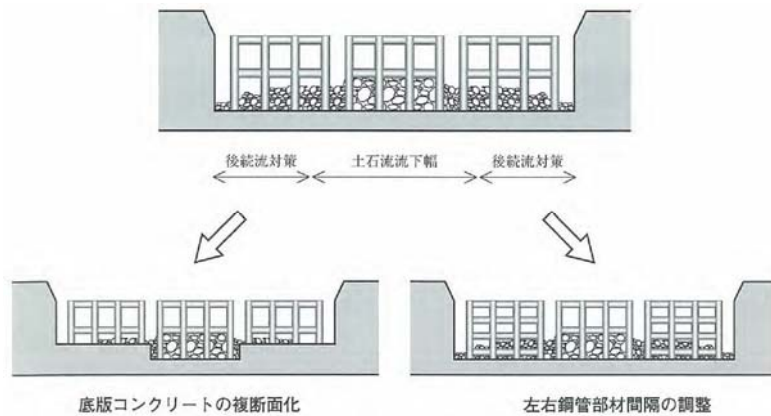


図 4-6-2 透過型砂防堰堤の開口部（川幅が広い場合）

（出典：「鋼製砂防構造物設計便覧」）

6-2 開口部の高さ

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。

すなわち、透過型砂防堰堤の開口部の天端高は、通常の砂防堰堤と同様に水通し天端高となる。

上流の土砂堆積物の状況や周辺地形等を十分に調査し、計画に合致した施設の規模から決定する。

6-3 開口部の底面

開口部の底面は、未満砂の状態ですべての流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。

透過型砂防堰堤では中小洪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）を流下する。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。

7 透過部断面の設定

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

(設計技術指針解説 P. 30)

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 4-7-1 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。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する(表 4-7-1 参照)。

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験(図 4-7-2 参照)によると、土砂容積濃度が高い場合、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、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堰堤を配置する時の上流側の透過型砂防堰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。

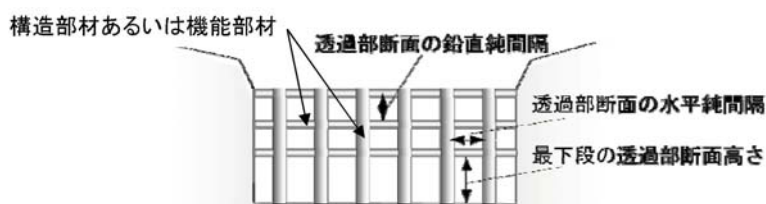


図 4-7-1 透過部断面の純間隔

表 4-7-1 透過型砂防堰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 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 最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する。

～～（参考）透過部の閉塞（実験結果）～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

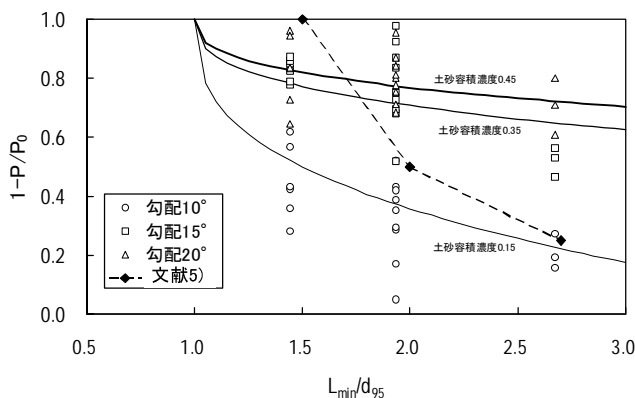


図 4-7-2 土石流のピーク流砂量の変化

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} ：格子型砂防堰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事が分かる。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

（設計技術指針 P. 32）

※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、新砂防 115号，p. 40

8 本体の設計

8-1 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。

（設計技術指針解説 P. 22）

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。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

8-2 安定条件

透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

（設計技術指針解説 P. 22）

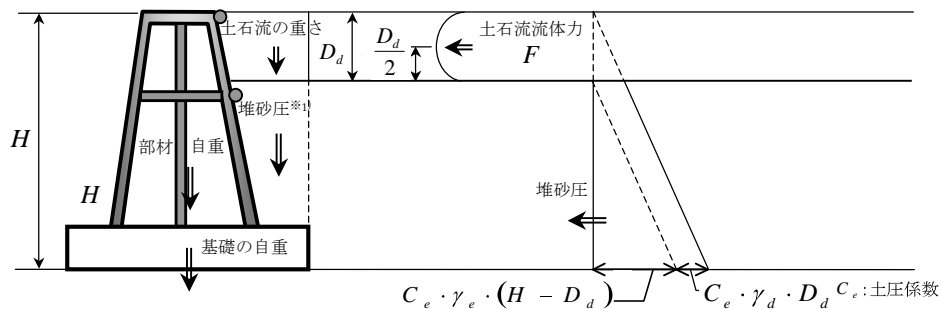
透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。（「第 3 編, 第 3 章 不透過型堰堤, 8 安定条件」参照）

8-3 越流部の設計

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。

(設計技術指針解説 P. 22)

- ① 透過部分には砂礫および水が無い状態で自重を算定する。
- ② 図 4-8-1 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、部材の安全性を検査する。土石流の重さが上乗荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。



※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 4-8-1 透過型堰堤の安定性に対する設計外力 (土石流時)

- ③ 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。

$$\gamma_{rc} = W_{rc} / V_c \quad \text{--- (式 4.8.1)}$$

ここで、 γ_{rc} : 見かけのコンクリート単位体積重量 (kN/m^3)

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 (m^3)

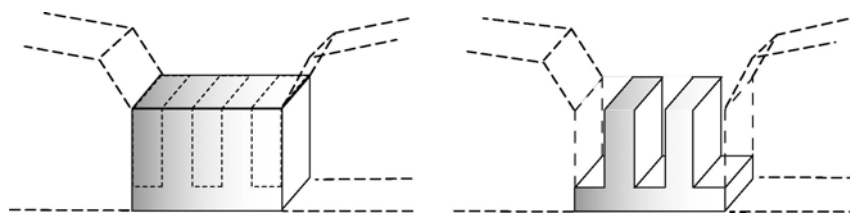


図 4-8-2 スリット部における水通しの堤体積

- ④ 透過型砂防堰堤は、表 4-8-1 により所定の安全率を満足させるものとする。

表 4-8-1 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) (越流部)

	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。

8-4 非越流部の設計

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。

(設計技術指針解説 P. 33)

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件及び設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする
(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 11-3 非越流部の安定計算」参照)。

8-4-1 天端幅

袖天端の幅は、本来はその砂防堰堤に想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものである。

このため、コンクリート不透過断面を採用する場合、衝突する最大礫径の2倍を原則として、必要とされる天端幅が4mを超える場合には、別途天端緩衝材や盛土による保護、鉄筋による補強を行う。

8-4-2 上流のり

砂防堰堤として計画する経済的な断面を原則とするが、土砂及び流木の捕捉上、支障がないように、また、地震にも配慮して非越流部の上流のり勾配は1:0.2~0.3程度とする。

8-4-3 下流のり

下流のりは、堰堤満砂後も越流水により叩くことがないため力学的に安定で経済性(掘削量、材料)を考慮して逆断面を採用している。

したがって下流のり勾配は、上流部のり勾配を定めたあと、安定計算によって安全で最も経済的になるよう定める。

8-4-4 袖部

袖部については、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13-7 袖部の破壊に対する構造計算」による。なお、逆断面の場合、袖は直とする。

8-4-5 設計外力

透過型砂防堰堤の場合、未満砂の状態では開口部が存在することから、満水状態は考慮せず満砂後の土石流時の安定計算を行う。このとき堆砂面下は飽和されているものと想定し、水の単位堆積重量は堤高が15(m)未満の場合には $11.77 \text{ (kN/m}^3)$ 、15m以上の場合は $9.81 \text{ (kN/m}^3)$ を用いる。

表 4-8-2 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)(非越流部)

機能	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、土石流の重さ	
堰堤高 15m 以上	地震時慣性力	静水圧、堆砂圧 土石流流体力、土石流の重さ 揚圧力	

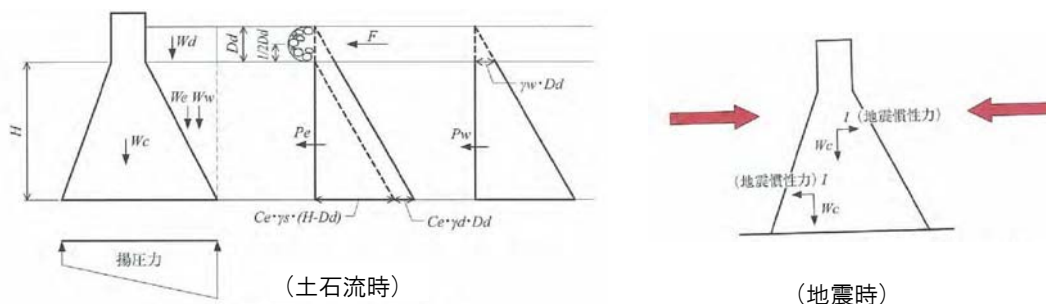


図 4-8-3 非越流部の設計外力

9 透過部の構造検討

9-1 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。

（設計技術指針解説 P.26）

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・流木の衝撃力による、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。

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

- ・特に外力条件が厳しい現場では、計画地点の状況や流域特性を十分調査して礫径を適切に設定する。その際、近隣の溪流において土砂流出の実績がある場合には、そのときの流出した巨礫の礫径も参考とする。（「9-3-3 特に外力が厳しい現場での留意事項」参照）
- ・特に外力条件が厳しい現場において、極めて大きい礫が流下する可能性があるると判断される場合、その礫が衝突しても、砂防堰堤全体として捕捉機能が失われることとならない構造の設計に配慮する。（「9-3-3 特に外力が厳しい現場での留意事項」参照）

9-2 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。

(設計技術指針解説 P. 27)

構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 4-9-1 に示す。

(1) 土石流時

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。

土石流の流下時の安定計算は、土石流の流体力を鋼製部の天端付近に作用すると想定して行う。

これは堆砂圧を考慮すれば外力が大きなケースとなるからである。

しかしながら、透過型砂防堰堤は、未満砂の状態で土石流が発生するケースが多く、構造計算においては、未満砂で土石流が作用した方が部材に大きな応力が発生する場合もある。

このため、土石流流体力が大きい場合には、必ず天端付近に土石流流体力を作用させるケースだけでなく、未満砂の荷重ケースについても検討することが望ましい。

(2) 温度変化時

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。

鋼材の骨組が不静定構造で施設延長が長い場合には、安定計算に用いる荷重の他に温度変化による影響が考えられる。温度応力に対しては、一般的に許容応力度を 1.15 倍割増すものとする。

なお、温度応力が大きく安定計算で用いる荷重で決定される鋼材断面より大きくなる場合は、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。この検証のため、このケースでは自重以外の荷重は加えず、温度応力による影響のみについて検討する。

(3) ①、②の力に対する接合部の強度

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。

(4) 礫・流木の衝撃力による、各部材の強度

透過部の部材の設計においては、表 4-8-1 (本設計要領「第 3 編 第 4 章 透過型砂防堰堤 8-3 越流部の設計」) 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。

表 4-9-1 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

(5) 上流の流心に対して偏心する場合

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_{f3})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4-9-1参照)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。

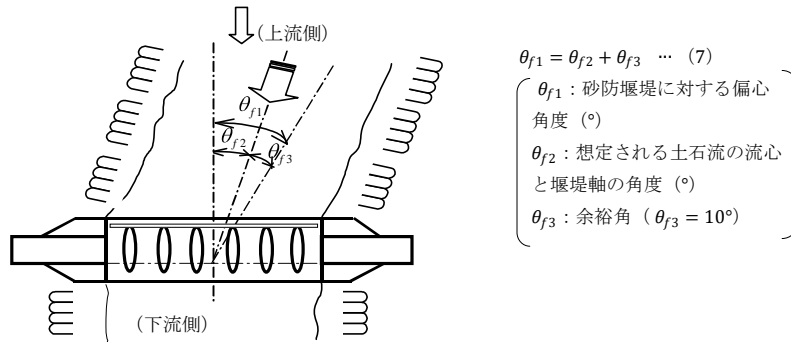


図4-9-1 透過部材に対する偏心加重（溪流の湾曲部に砂防堰堤を設定する場合）

9-3 構造計算手法

透過部の構造計算手法は、「鋼製砂防構造物設計便覧」によるものとし、構造計算によって鋼製部の安全性を照査する。

以下に構造計算手法について示すが、具体の鋼製スリット構造計算は、各種型式における「建設技術審査証明(砂防技術) 一般財団法人 砂防・地すべり技術センター」等を参照とする。

- 1 「9-2 設計外力」に示す荷重の組み合わせに対して、最も大きな応力が発生するときの部材力を算定する。この部材力に対して、各部材の応力度の照査、継ぎ手部の照査及び底板コンクリートの照査を行う。この場合の計算は、許容応力度法によることとし、また、土石流の面外荷重に対して強度が劣る構造物に対しては、その面外荷重に対して安全であることを確認するものとする。
- 2 想定される礫や流木の衝突により構造物に重大な破損が生じないように礫や流木の衝突に対して構造体及び部材が安全であることを確認する。

9-3-1 土石流の流体力及び堆砂圧に対する検討

透過型砂防堰堤の安定計算は、重力式堰堤として外力に抵抗するものとしている。このため、構造物の前提条件として、土石流流体力等に対して鋼管フレームの各部材が確実に連結して過度に変形しないこと、および鋼管フレームを通して底板コンクリートに確実に荷重が伝達される構造になっていることを確認する必要がある。

よって、モデル化した構造に水平外力が静的荷重として作用するものとして、弾性力学に基づいた通常の許容応力度法によって各部材に発生する応力・継手部の強度・底板コンクリートの鋼管埋込み部の細目について照査し、その安全を確認しておかなければならない。

また、透過部を構成する部位の配置や連結方法によっては強度に方向性がでてくるため、面外荷重に対して強度が劣る構造物に対しては、面外荷重に対しても安全であることを確認しなければならない。

9-3-2 礫および流木の衝突に対する検討

礫および流木の衝突に対する検討は、上記の許容応力度法で決定された部材断面に対して塑性力学に基づいた解析法によって、礫および流木の運動エネルギーが100%伝達され、これを構造物の変形によって吸収するものとし、その変形が所定の変形量以内であることを確認することとする。

この検討の際に、载荷条件やエネルギー吸収については次のように考える。

- a. 原則として最大礫径が1個、設計外力算定時の流速で最も危険な点に衝突するものとし、衝突に伴うエネルギー損失は無視する。
- b. 構造物のエネルギー吸収は、衝突点付近の局部変形と構造系全体の変形の和で行われるものとする。
- c. 平均的な礫径が多数個衝突する場合については、変形が弾性範囲を超える状態に至った場合にはその変形が累積していくものとしてエネルギー吸収を算定する。

上述の変形量の設定は、鋼製透過型砂防堰堤の骨組構造型式や部材の交換の可能性などにより一律に規定することは難しい。ここでは、鋼製透過型砂防堰堤としての機能を喪失しない範囲として次の二つの条件のどちらか一方を満足していることを確認する。このときの許容最大変形量は構造物の特性を考慮して決めるものとする。

(1) 相当大きな塑性変形を生じても土石流捕捉後の堆砂圧に対抗しうる状態

例えば、構造全体の許容最大変形量を構造高に対して規定する方法がある。実験では構造頂部の水平方向の許容最大変形量が構造高の2%と提示されている。

この許容最大変形量は、形状寸法、部材諸元、基礎部の支持方法等により一律に決定することはできないが、施設の使用目的や作用荷重を考慮して、適当と判断される礫の衝突位置を想定し決定する。

(2) 部材の局部に大きな変形を生じても、構造系全体としては耐荷力を失っていない状態

例えば、部材(中空鋼管)に発生する最大局部変形量を規定する。実験では外径600φの鋼管で許容塑性変形量 $20\delta_E$ が提示されている。

$$D/t \leq 40 \text{ のとき } \delta < \delta_E \text{ ----- (式 4.9.1)}$$

ここで、 D ：鋼管外径(mm)

t ：鋼管の板厚(mm)

δ ：たわみについての構造の一部の変形

δ_E ：部材降伏状態のたわみ

また、部材(中空鋼管)に発生する塑性回転角で照査する方法も提案されている。

$$\theta_{P, \max} \leq \theta_{pa} = 1.355/(D/t) \text{ ----- (式 4.9.2)}$$

ここで、 D ：鋼管外径(mm)

t ：鋼管の板厚(mm)

$\theta_{P, \max}$ ：部材に発生する最大塑性回転角

θ_{pa} ：許容塑性回転角

上記の許容値である $20\delta_E$ および θ_{pa} は部材の終局状態を表すもので、何らかの安全率を考慮すべきものであるが、その安全率の決定は現在のところ難しい。

ここでは、安全率を1.0として部材が崩壊しないかどうかを照査する。

照査方法として塑性変形量と塑性回転角のどちらを採用するかは、構造物の特性や計算の容易性などを考慮して選択するものとする。

③ 透過部断面間の本体の安定性の検討

透過部断面間の本体の安定性は、透過部断面間の本体に加わる曲げ応力度（ σ ）が許容引張応力度（ σ_a ）を超えないことを確認する。

なお、検討の結果、透過部断面間の本体が安定しない場合は複スリットではなく単スリットを採用するものとする。

$$\sigma = \sigma_2 + \sigma t > 0 \text{ ならば OK} \quad \text{---- (式 4.9.3)}$$

ここに、 σ ：合成曲げ応力度（ kN/m^2 ）

9-3-3 特に外力条件が厳しい現場での留意事項

特に外力条件が厳しい現場、極めて大きい礫の目安は以下のとおりである。

(1) 「特に外力条件が厳しい現場」等の目安

- ・周辺の流域を含む過去の土砂移動実績等から、特に外力条件が厳しいと判断される箇所。
- ・渓床勾配 $\geq 1/5$ かつ 最大礫径(D_{95}) $\geq 1.6\text{m}$

※事例は少ないが、過去実績より、「特に外力条件が厳しい現場」においては、相対水深(h/d)が少なくとも0.6以上となる礫(想定される土石流水深の1.7倍程度の礫)については、土石流発生時に移動する可能性があると考えられる。

(2) 「極めて大きい礫」の目安

- ・2辺平均の径が概ね3(m)以上の礫。

※「極めて大きい礫」の調査方法は、 D_{95} の設定のために実施する巨礫粒径調査のデータを参考にしてもよい。

これら、条件に該当する場合は以下の点に留意する。

- ・極めて大きい礫を対象として、部材諸元を設計したり、一部の部材が破損しても構造物全体としての機能を保持できる構造(例えば、下流部材で捕捉面(最上流部材)を支える構造など)を設計することなどが考えられる。
- ・下流部材を設計する場合に、設計規模の礫が越流しても大きな損傷が生じないような構造とする。例えば、越流の際に天端部の部材に損傷が生じないよう、流下方向に対して凹凸とならない天端形状などが考えられる。
- ・構造物で対応することが困難な巨礫の流下が想定される場合には、当該巨礫をあらかじめ破碎するなどの発生源対策や、渓床勾配の緩い地点に砂防堰堤の設置位置を変更して衝撃力を小さくするなどの対応が考えられる。

9-3-4 透過部の摩耗対策

- ① 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等の処置をとるものとする。
- ② 透過部断面には流れが集中するため、中小出水時の土砂流出によって損耗が見込まれるので、透過部断面の側面および底面は巨石張り、巨石積み等で十分な耐摩耗性を確保する。
- ③ 酸性渓流で鋼製構造物を用いる場合には、腐食厚を見込むとともに防食も施す。酸性渓流でない場合でも、特に巨礫が直接衝突する上流側の最前列の主要部材については、衝撃および摩擦を考慮した部材とする。

9-4 底版コンクリートの設計

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。

鋼製透過型砂防堰堤でも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し、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。

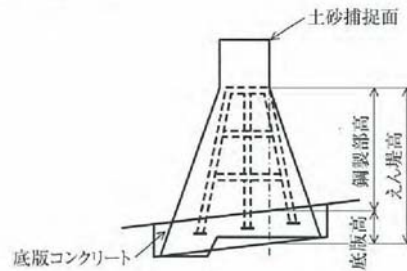


図 4-9-2 底版コンクリートの形状

9-4-1 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。溪床勾配が急な場合、下流端の洗掘に配慮して底版勾配を溪床勾配より緩くすることができる。

また、底版コンクリート底面を階段状に整形することにより滑動抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は砂礫基礎としても良いものとする。ただし、安定計算に用いる堆砂圧は水平外力として作用させることから、砂礫地盤の場合には底版底面の下端部から作用させることになる（岩着の場合には底版底面上端部から作用させる）。

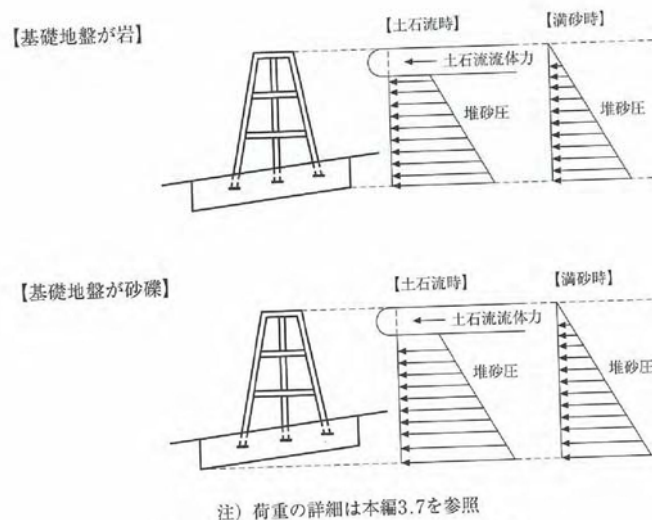


図 4-9-3 基礎地盤の違いによる作用加重

9-4-2 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、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厚さとするが、引張が発生する場合には配筋等により過度な掘削を避けることとする。

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し、堰堤の安全性を確保するため安定上必要な厚さとする。

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込む形式が多く採用されている。鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要であることから底版の厚さはその2倍以上となる。

この鋼管理込部に発生する応力に対して、底版コンクリート内の押し抜き（引き抜き）せん断及び支圧に対して照査し、許容値内に収まっていることを確認することとする。鋼管理込と異なる構造の場合、これと同等の安全性を保証することとする。

10 基礎の設計

堰堤の基礎地盤は、十分な支持力を有するとともに下流洗掘等に対しても安全なものではない。堰堤の基礎として問題がある場合は、適切な基礎となるよう設計し処理しなければならない。

設計は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12 基礎の設計」に準ずる。

11 袖の設計

鋼製透過型砂防堰堤袖部の設計は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13 袖の設計」に準ずる。

12 前庭保護工の設計

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。

(設計技術指針解説 P. 34)

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、その必要性を十分考慮して計画する。

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

なお、以下のような場合については前庭保護工を必要とする。

- ①土石流が越流部の底版（開口部の底面）外に落下すると想定される場合
- ②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
- ③透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造の場合
- ④本堤下流の溪岸の状況及び背面の土地利用の状況から、溪岸侵食を防止する必要がある場合
- ⑤下流の現況河道の状況から、流向制御を行う必要がある場合
- ⑥堰堤天端からの落下流水の乱れ等により、直下の保全対象(家屋等)に影響を及ぼす場合

前庭保護工の設計は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 14 前庭保護工」に準ずる。

第5章 部分透過型砂防堰堤

1 総説

部分透過型堰堤は、透過部で土石流を捕捉する構造であり、透過部は土石流流下、捕捉に対して安全な構造を有していなければならない。

部分透過型は、土石流・流木の発生抑制が求められる場合で流木の捕捉機能を増大させたいとき、流出する粒径が細かい場合や勾配が緩く土砂濃度が低いことが想定される場合、谷出口付近において出水時（土石流以外の出水）の泥水等を下流路に導きたいときなどは、部分透過型の採用される場合が多い。

なお、不透過型堰堤において流木対策量が不足し、副堰堤等に流木止めを設置しても対応できない場合は、本堤に流木止めを設置することになり、外観的には部分透過型堰堤と同様な型式となる。

この場合、本堤に流木止めを設置することで土石流・流木整備率が100%となるケースでは、透過部での土石流捕捉機能を期待せず、流木捕捉のみに対応した構造となるため、本章で示す部分透過型堰堤とは異なることに留意する。

なお、鋼製砂防構造物の設計については、「鋼製砂防構造物設計便覧」による。

2 設計順序

部分透過型砂防堰堤の設計順序は、透過型砂防堰堤と同様である。

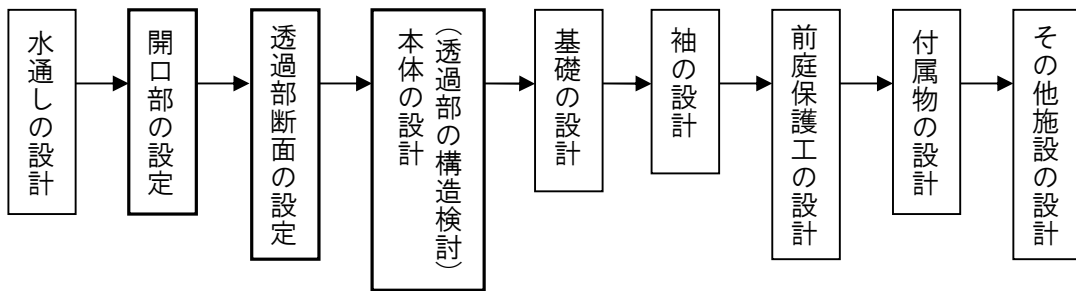


図 5-2-1 部分透過型砂防堰堤の設計順序

3 構造

部分透過型砂防堰堤の標準的構造と各部の名称は、図 5-3-1 のとおりである。

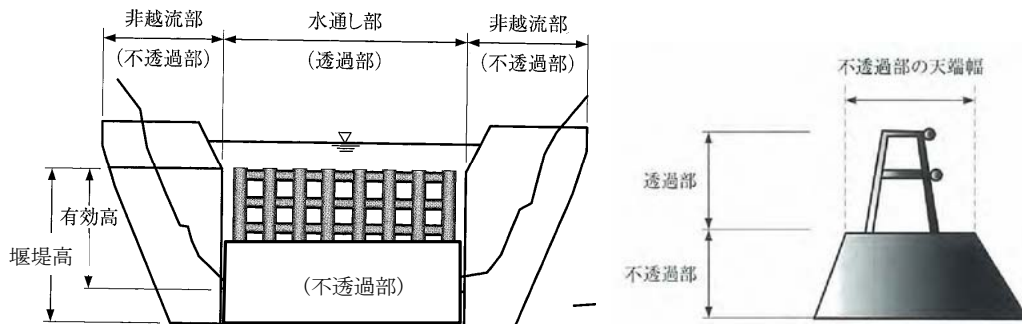


図 5-3-1 部分透過型砂防堰堤の構造

4 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 37)

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(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 4 設計流量」参照)。

すなわち、砂防堰堤の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)と、土石流ピーク流量(土石流時)とする。(透過型砂防堰堤の場合は、土石流ピーク流量とするので留意する)

5 水通しの設計

5-1 水通しの位置

水通しの位置は、不透過型砂防堰堤同様に、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-1 水通しの位置」による。

5-2 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 37)

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(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」参照)。

なお、部分透過型砂防堰堤において、「土石流ピーク流量」に対しては、水通し断面にて設定することになるが、「土砂含有を考慮した流量」に対する越流水深の算出にあたっては、図5-5-1に示すように透過部(開口部)を含めた断面を用いる。(後述、図5-8-2を参照)

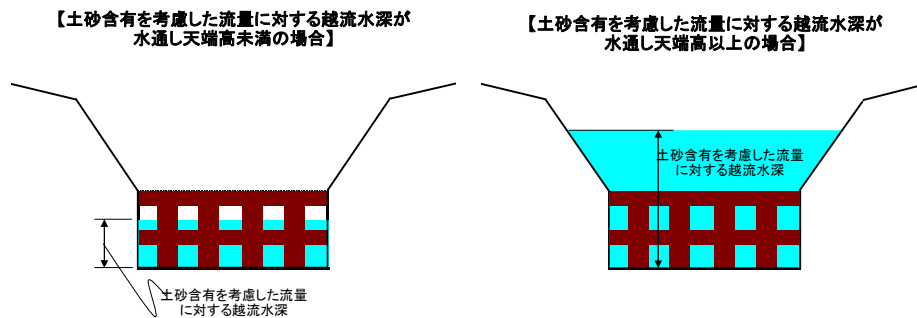


図 5-5-1 部分透過型砂防堰堤における「土砂含有を考慮した流量」に対する越流水深

5-3 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 39)

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（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 5-3 設計水深」参照）。

すなわち、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し、余裕高は考慮しない。

ただし、部分透過型の機能を考えると、水通し断面は、図5-5-2に示すように、①「土砂含有を考慮した流量」に対する越流水深、②「土石流ピーク流量」に対する越流水深、および③「最大礫径」の値において、最も標高が高くなる値より形状決定する。なお、いずれのケースにおいても余裕高は考慮しない。

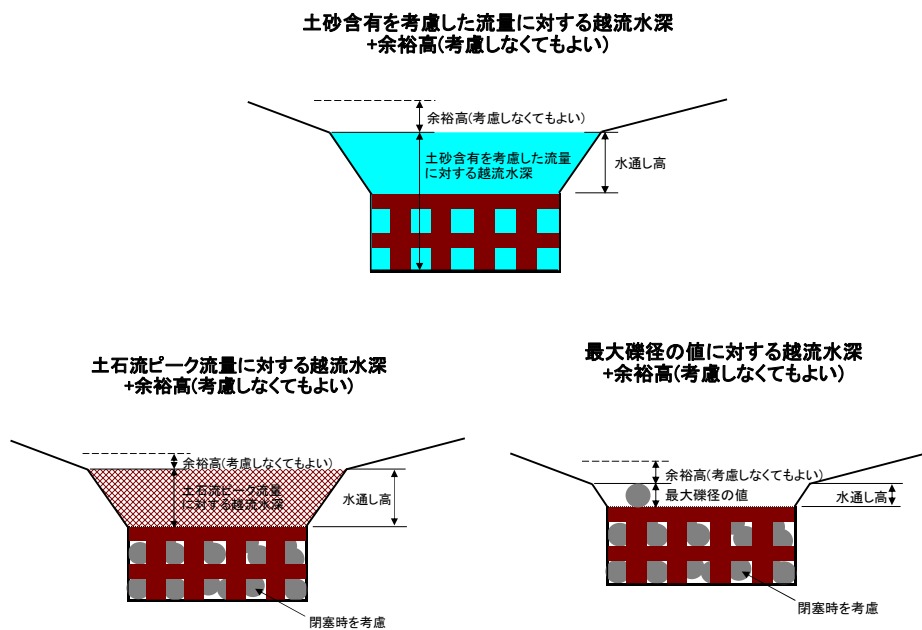


図5-5-2 部分透過型砂防堰堤における水通し断面の設定方法

なお、土砂整備率100%の最下流施設である場合は、「土砂含有を考慮した流量」のみを対象とするが、この場合は透過堰堤同様に開口部を含めない断面での水深を設定する。ただし、この場合でも「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 5-2-2 土砂整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」参照）

6 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 39)

部分透過型砂防堰堤の開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 6 開口部の設定」参照）。

7 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。

(設計技術指針解説 P. 39)

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（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 7 透過部断面の設定」参照）。

8 本体の設計

8-1 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。

(設計技術指針解説 P. 39)

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3m以上とする。

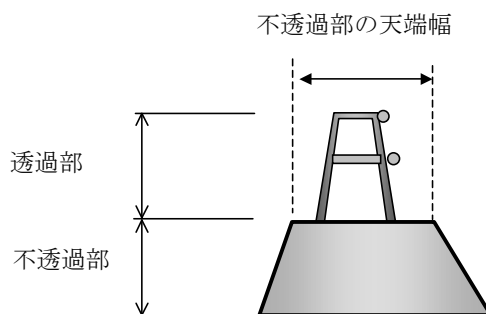


図 5-8-1 部分透過型砂防堰堤越流部側面図

8-2 下流のり

下流のりは、不透過型堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 40)

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（「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 6-2 下流のり」参照）。

8-3 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。

(設計技術指針解説 P. 35)

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、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。

また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

8-4 安定条件

部分透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 35)

部分透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 8 安定条件」参照)。

8-5 越流部の設計

部分透過型砂防堰堤の設計外力は、基本的には、不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部の構造に応じた設計外力が作用するものとする。

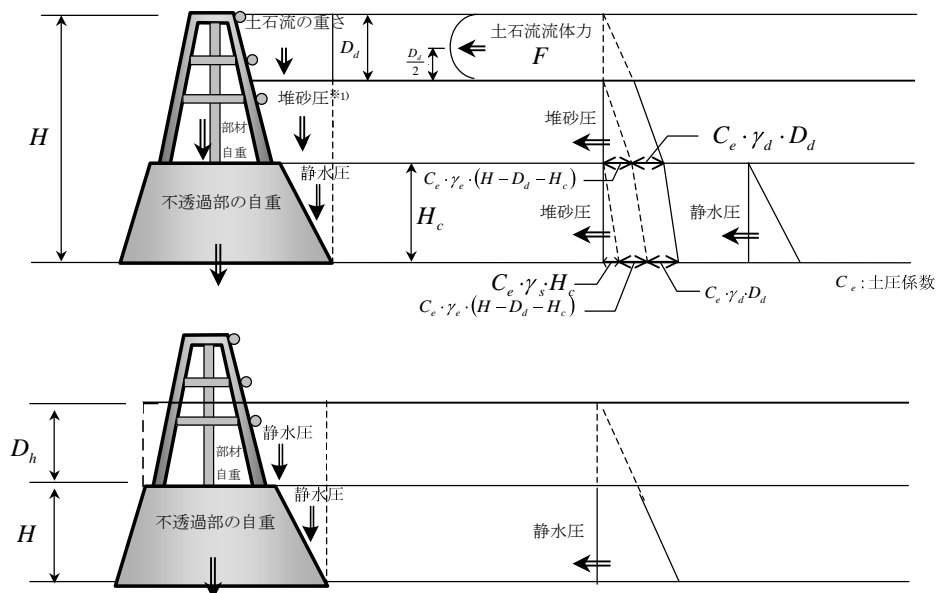
(設計技術指針解説 P. 35)

安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表 5-8-1 のとおりとする。

表 5-8-1 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		堆砂圧 土石流流体力	静水圧、堆砂圧 揚圧力

安定計算に用いる設計外力は図 5-8-2 に示すように透過部と不透過部に作用させる。



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 γ_s を用いる。
 ※2) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 γ_s' を用いる。

図 5-8-2 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力
($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

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。

8-6 非越流部の設計

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。

(設計技術指針解説 P. 42)

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（「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 11-3 非越流部の安定計算」）。

9 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。

(設計技術指針解説 P. 38)

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（「第3編 第4章 透過型砂防堰堤 9 透過部の構造検討」参照）。

10 基礎の設計

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 40)

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（「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12 基礎の設計」参照）。

11 袖の設計

部分透過型砂防堰堤の袖の設計は、不透過型砂防堰堤と同様とする。（「第3編, 第3章 不透過型砂防堰堤, 14 袖の設計」参照）。

12 前庭保護工の設計

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。

(設計技術指針解説 P. 43)

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。

水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と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を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。

設計に用いる水叩きの天端からの高さは、洪水時は水叩き天端から不透過部の天端高まで、土石流時は水叩き天端から透過部の天端高までとする。

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。

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

なお、以下の点に注意する必要がある。

①副堰堤の水通し断面

部分透過型砂防堰堤の副堰堤は土石流時だけでなく洪水時においても設計流量に対する流下能力を有しなければならない。また、部分透過型の本堰堤の水通し断面が土石流ピーク流量に対する越流水深から決定し、副堰堤(不透過型)の水通し断面が「土砂含有を考慮した越流水深+余裕高」より決定した場合等は、本堰堤と副堰堤の水通し断面は異なる。(部分透過型堰堤では、本堤水通し断面には余裕高は考慮しない)

なお、土砂整備率 100%の最下流施設となる副堤については「土砂含有を考慮した流量」を対象として不透過型堰堤に準じて設計する。

②越流水深

部分透過型堰堤の前庭保護工は、①開口部を含めた断面における「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」と、②水通し断面での「土石流ピーク流量に対する越流水深」の2つの現象を対象として副堰堤の位置や水叩き工の厚さ等を決定する必要がある。

13 水抜き設計

水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(設計技術指針解説 P. 41)

部分透過型砂防堰堤の水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。(「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 15 付属構造物の設計」参照)。

第6章 その他の土石流・流木対策施設

1 土石流流木発生抑制工

1-1 土石流・流木発生抑制山腹工

土石流・流木発生抑制山腹工は、植生または他の土木構造物によって山腹斜面の安定化を図る工法である。

(設計技術指針解説 P. 45)

土石流・流木発生抑制山腹工には、主として山腹保全工等があり、土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐ。

1-2 溪床堆積土砂移動防止工

溪床堆積土砂移動防止工は、床固工等によって溪床堆積物の移動を防止する工法である。

(設計技術指針解説 P. 46)

溪床堆積土砂移動防止工には、主として床固工等があり、溪床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し礫及び流木の衝撃力を直接受けない構造とする。

また、袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 9 設計外力」を参考とし土石流荷重は考慮せず、静水圧のみを対象とする。

溪床堆積土砂移動防止工としての床固工等の水通し断面は「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-3 水通し断面」によるが、水通し幅は地形を考慮してできるだけ広くとる。

土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてよい。

その他の設計は、コンクリート製では、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤」で示す不透過型砂防堰堤の構造に準ずる。

2 土石流導流工

土石流導流工は、土石流を安全な場所まで導流するものである。(「第2編, 第4章 土石流・流木対策施設配置計画, 5-3 土石流導流工」参照)

このため、溪流保全工とは異なり、あくまで土石流が流下することを前提にした断面、構造とする。

2-1 断面

土石流導流工の断面は、土石流の流量と水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとする。なお、堆積遡上により氾濫しないように注意する。

(設計技術指針解説 P. 47)

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流・流木捕捉工の砂防堰堤を1基以上設けた後、または土石流堆積工を設けた後それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の施設配置計画において施設により整備される土砂量の計画流出土砂量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、計画規模の年超過確率の降雨量から求められる清水の対象流量に10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないものとする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。

なお、計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は通常の溪流保全工(河川砂防技術基準計画編施設配置等計画編第3-2章参照)を計画するものとする。

余裕高は次の通りとする。

表 6-2-1 余裕高

流 量	余裕高(ΔD_d)
200m ³ /s以下	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500~2000m ³ /s	1.0m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

表 6-2-2 余裕高と水深の比

計画河床勾配	余裕高/水深($\Delta D_d / D_d$)
1/10 以上	0.5
1/10~1/30	0.4

2-2 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

(設計技術指針解説 P. 48)

土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。

地形および土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする。

$$B_r / \theta_{r(IN)} < 0.1 \text{ ----- (式 6.2.1)}$$

ここで、 B_r : 流路幅 (m)

$\theta_{r(IN)}$: 湾曲部曲率半径 (m)

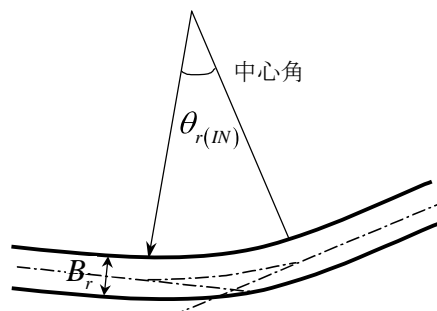


図 6-2-1 土石流導流工湾曲部の法線形

2-3 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化をさける。なお、土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに対して安全な構造とする。

(設計技術指針解説 P. 49)

土石流導流工は、安全な場所まで導流させることが必要なため、急な勾配変化を設けることにより土砂が堆積しないようにする。

また、流末において土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに応じた護岸高を設定する等、安全な構造とする。

なお、土石流導流工では 1/30 より緩い勾配では土石流が停止・堆積してしまうため、計画勾配が 1/30 より緩い勾配では計画しない。

2-4 構造

2-4-1 溪床

掘込み方式を原則とする。

(設計技術指針解説 P. 50)

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

現地状況により掘込み方式とすることが困難な場合には、土石流などの流向を制御し安全に下流域に導流堤を設置することができる。

2-4-2 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

(設計技術指針解説 P. 51)

理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。

土石流では、外湾の最高水位 $D_{d(OUT)max}$ は、 $D_d + 10 \cdot (B_r \cdot U^2) / (\theta_r \cdot g)$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や流路工が施工される扇状地では、土石流および清流でそれぞれ下記の式で求める。

$$\text{土石流} \quad : \quad D_{d(OUT)max} = D_d + 2 \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \quad \text{---- (式 6.2.2)}$$

$$\text{清流 (射流)} : \quad D_{d(OUT)max} = D_d + \frac{B_r \cdot U^2}{\theta_r \cdot g} \quad \text{---- (式 6.2.3)}$$

ここに、 D_d : 直線部での水深 (m)

B_r : 流路幅 (m)

U : 平均流速 (m/s)

θ_r : 水路中央の曲率半径 (m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

3 土石流堆積工

土石流堆積工には、土石流堆積流路と土石流分散堆積地とがあり、土石流を減勢し堆積させる。

土石流堆積後は自然の流水により排砂し、堆砂容量を回復することは困難であるので除石工が必要である。

したがって、土石流堆積工の設計においては、堆積を促進するための施設に加えて幹線道路からの侵入道路と計画河床への坂路、および坂路入口の門扉や車止め、搬出土の受入先等の設計を行うものとする。

3-1 型式の選定

土石流堆積工の型式選定においては、予定地域の河道幅、周辺の土地利用状況、保全対象との距離、必要容量、および下流河道の土砂輸送能力を考慮し、表 6-3-1 の各々の特性を考慮して選定する。

表 6-3-1 土石流堆積工の選定

型 式	土石流堆積流路	土石流分散堆積地	
		遊 砂 地	沈 砂 地
現況河道幅	現況の広い河道を持つ溪流に適する。	現況河道幅は捕捉能力に影響しない。	
周辺土地利用	—	河道周辺に利用度の低い区域が広く分布する。	
保全対象との距離	保全対象との間にバッファゾーンは不要。	保全対象が離れており、遊砂地との間にバッファゾーンが設置できる場合に適用できる。	保全対象との間にバッファゾーンは不要。
下流河道の土砂輸送能力	下流河道の土砂輸送能力が比較的大きい場合に適用できる。	—	下流河道の土砂輸送能力が著しく低い場合に適する。
計画堆砂量	—	計画堆砂量が大い場合でも事業費は低コストとなる。	計画堆砂量が大い場合は、掘削量が多くなり、工事費が高くなるとともに、掘削土の処理が必要となるので適さない。

3-2 土石流分散堆積地

3-2-1 形状

土石流分散堆積地の形状は土石流の流動性および地形の特性を把握し適切な形状とする。

(設計技術指針解説 P. 52)

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。

土石流分散堆積地は、土石流を広く分散し堆積させるもので、扇状地等の自然状態でも土石流の堆積しやすい地域に計画される。また、土石流を拡散させるために広い面積を必要とするので、土地利用状況から広いスペースが利用できる場合に計画する。

3-2-2 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。

(設計技術指針解説 P. 53)

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。

なお、適応可能な実績値がある場合は、それを用いてよい。

3-2-3 計画堆積土砂量

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は計画堆砂勾配で堆砂した状態について求める。

(設計技術指針解説 P. 54)

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、本設計要領「第3編 第6章 その他の土石流・流木対策施設 3-2-2 計画堆砂勾配」で設定した計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。

土石流分散堆積地の容量は、予測される堆積土砂量をもとに決定するが年1回程度の除去作業で機能が回復できる容量以上とすることが望ましい。

計画堆砂土砂量は、必要に応じて、平面2次元土砂氾濫シミュレーション等により、施設効果検証を行う。

3-2-4 構造

土石流分散堆積地の上、下流端には砂防堰堤または床固工を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固工を設ける。

(設計技術指針解説 P. 55)

土石流分散堆積地は上下流端の砂防堰堤（床固工）、拡散部、堆積部および流末導流部からなる。

上流端砂防堰堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込みを原則とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。

下流端砂防堰堤（床固工）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工を設置することがある。

土石流分散堆積地の幅 (B_2) は上流部流路幅 (B_1) の5倍程度以内を目安とする。

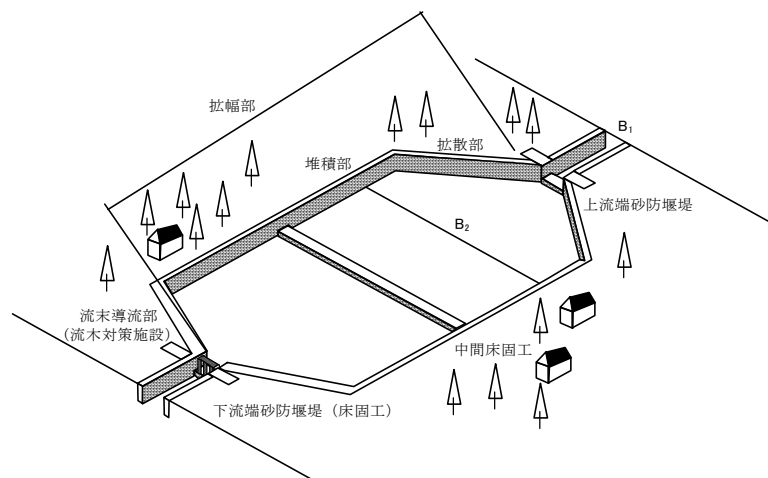


図 6-3-1 土石流分散堆積地

なお、土石流分散堆積地には、遊砂土工および沈砂土工があり、その形式は下記のとおりである。それぞれの型式の構造については、以降に示す。

①遊砂土工

導流堤および床固工により取り囲んだ空間の現地形上および一部掘削により溪床勾配を緩くするとともに、堆砂容量を確保して土石流を捕捉する。

②沈砂土工

扇状地等の溪流周辺に広い空間が確保できる場合に、現河道を拡幅、掘下げて堆砂容量を確保し土石流を捕捉する。上下流端の砂防堰堤または床固工および兩岸の護岸工から構成される。

3-3 遊砂土工

3-3-1 平面形状

過去の土石流氾濫実績および土石流堆積物の外縁を包絡するようにして、可能な限り広い範囲を遊砂地とする。

上流河道からの流入部は拡散部として漸拡し、遊砂地下流河道への流出部は漸縮するとつくり形の平面形状とする。

3-3-2 縦断形状

土石流を拡散することにより、堆積促進させるものであるので計画溪床勾配は現溪床勾配とすることを原則とする。堆積容量を確保するために掘削する場合には、計画溪床勾配は洪水時に侵食されない勾配とする。

この計画溪床勾配は、河床材料の粒径、周辺河道の安定勾配等を参考に決定するが、参考となるデータがない場合に現溪床勾配の1/2の勾配とする。

3-3-3 横断形状

平面形状の設定で示したように、過去の土石流氾濫実績および古い土石流堆積物の範囲で、できる限り広い幅を確保する。

3-3-4 構造物のレイアウト

遊砂地に計画する構造物は導流堤および床固工を基本とし、その配置は、拡散部、堆積部、および流末導流部に分けて下記の考えに基づき実施する。

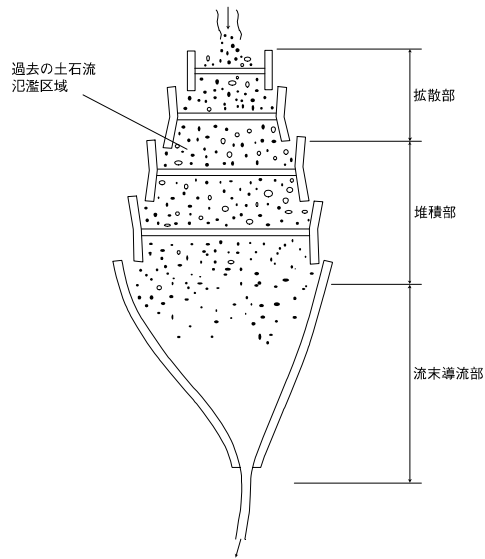
(1) 導流堤

拡散部、堆積部は、漸拡する遊砂地外縁に沿って霞堤状に配置する。拡散部には土石流を拡散させるために、床固工、帯工を設置する。また、堆積部には土石流を拡散するため、および堆砂容量を増大するために床固工を設置する。

(2) 流末導流部

流末導流部は漸縮する遊砂地の外縁に沿って、流下する土砂、水の漏出を防止するために連続堤を配置する。流末導流部は下流河道が現況で複数となっている場合は、原則として各々の河道へすりつく流末処理部を設ける。

流末導流部を現河道にすりつけるために、掘込み式の沈砂地とすることができる。



遊砂地工

図 6-3-2 遊砂地の構造物のレイアウト

3-4 沈砂地工

3-4-1 平面形状

沈砂地は土石流を拡散、溪床勾配緩和により、堆積させるものであるため、現河道を拡幅および掘込みを行う平面形状とする。

- ① 上流端は堆積地勾配を緩和するために掘込みとするので、上流端の現溪床との落差を確保するための上流端砂防堰堤（床固工）、その下流に拡散部、堆積部が位置し、最下流端には拡散した流れを制御し河道へ流水をスムーズに戻す機能を持つ下流端砂防堰堤（床固工）を設置する。
- ② 沈砂地の形状は、有効に拡散できない上流の隅部を削除した将棋駒形を基本とする。堆砂容量を増大するために、堆積部に中間床固工を配置することがある。
- ③ 流入部の幅を急に広げると流入部付近に沈砂して、土砂の堆積が上流に進行し上流流路の河積を減じて流水の氾濫をきたすことになるので、拡散部の角度 θ は経験上 30° 程度がよいとされている。また、堆積部の最大幅は、上流部流路幅の5倍程度以内を目安とする。堆積部の長さは必要堆積量から決定する。〔河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕 第3章 8.1〕

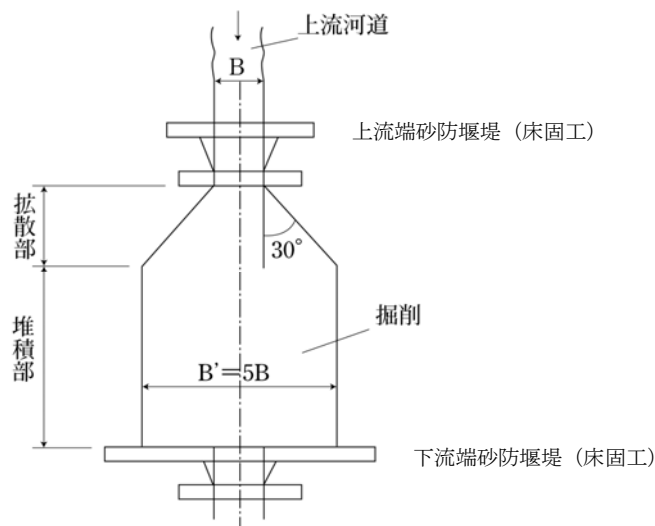


図 6-3-3 沈砂地の平面形状（将棋駒形の例）

3-4-2 縦断形状

沈砂地は扇状地等の平地に設けるので、堆砂容量を確保するために現地形を掘込む。掘削上流端には、上流河道の落差を処理するために床固工を配置することがある。

- ① 沈砂地の計画溪床は、流出する土石流の流動特性、現溪床勾配を考慮して、土石流が有効に堆積するように定める。
 - a. 土石流の流動性が高く、現溪床勾配が急な場合は、現溪床勾配の $1/2$ を計画溪床勾配とする。
 - b. 土石流の流動性が低く、現溪床勾配が緩い場合は、堆砂が上流端に集中しないように、下流砂防堰堤の直上流に緩勾配または水平区間を設け、その上流側は現溪床勾配とする。
 - c. 土石流時以外の洪水時等において河床侵食の恐れがある場合は帯工を設置する。

② 下流端砂防堰堤位置における掘込み（計画溪床）は必要堆砂容量、平時の土砂の通過、排水を考慮する必要がある場合は下記のように定める。

- a. 平時の土砂を通過させる場合は、計画溪床は最深溪床と同じ高さとする。
- b. 沈砂地への湛水をなくす場合は、原則としては、平時の湛水を防ぐため a. に同じとする。ただし、前庭部区間における現溪床勾配を考慮して下記の掘込み以下とすることができる。

$$\Delta H = L \cdot I_0 \quad \text{----- (式 6.3.1)}$$

ここで、 ΔH : 最深溪床からの掘込深(m)

L : 前庭部長(m)

I_0 : 現溪床勾配

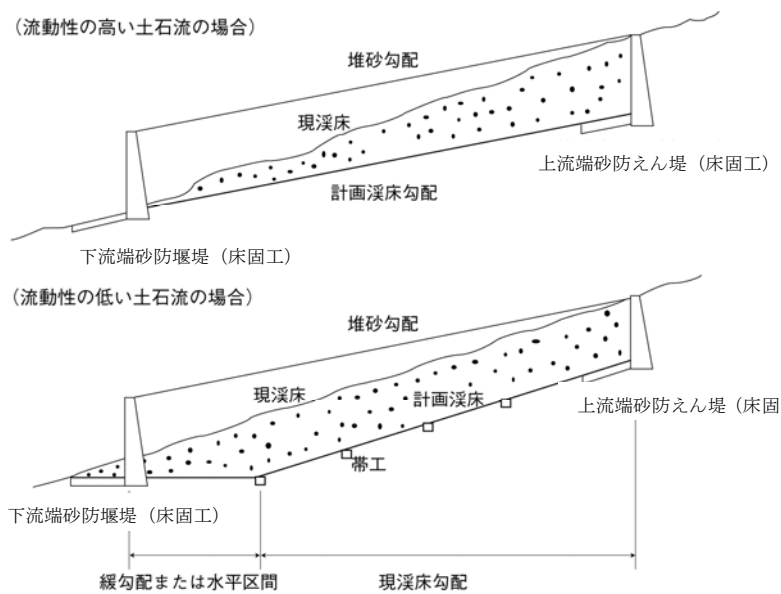


図 6-3-4 沈砂地の縦断形状

3-4-3 横断形状

掘削は地山土質の安定勾配による切土を原則とし、長大法面を形成しないようにする。計画高水位以下は、護岸工を施工し必要に応じて根固工を設置する。護岸高以上は植生による法面保護工を用いる。

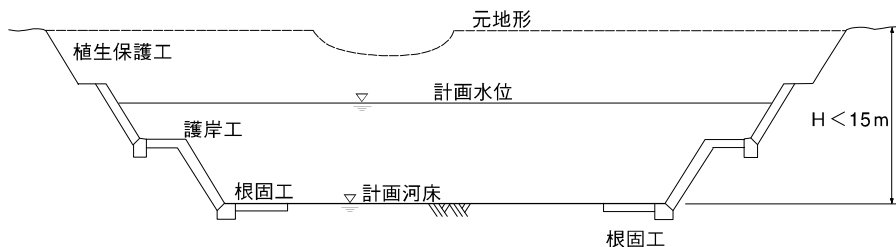


図 6-3-5 沈砂地の横断形状の例

3-4-4 下流端砂防堰堤の構造

- ① 下流端砂防堰堤の透過・不透過の形式は、下流河道の土砂輸送能力、保全対象との距離、平時の土砂流出状況、下流への土砂供給の必要性を考慮して決定する。下流河道の土砂輸送能力が大きく、保全対象との距離があり、平時の土砂流出による堆砂進行を抑制するために透過型とする場合でも、閉塞型の透過型砂防堰堤とする。
- ② 下流端砂防堰堤は平常時の湛水を防ぐために、現溪床近くを最下段として、適切な間隔で水抜孔を設置する。
- ③ 下流河道断面が小さい場合で、下流端砂防堰堤設計水位を小さくするため水通し幅が広がる場合は、前庭部を漸縮して下流河道幅にすりつける。漸縮により水位の堰上げが発生しないように、漸縮角は 20° 以下とする。



沈砂地工

3-5 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。また、護岸工等により溪岸侵食を防止する。

(設計技術指針解説 P. 56)

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。土石流堆積流路は下記の条件の場合に適している。

- a. 土地利用の状況から流路の拡幅が困難な場合（土石流分散堆積地が設置できない場合）。
- b. 現況河道幅が広く、土石流の堆積スペースとして利用できる場合

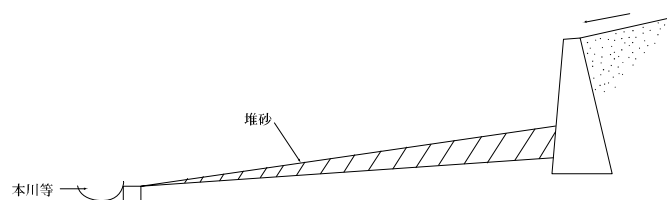


図 6-3-6 土石流堆積流路

3-5-1 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、すみやかにこれを除石する。

(設計技術指針解説 P. 57)

除石の基本的な考え方は、「第 2 編 第 5 章 9 除石(流木の除去含む)計画」によるものとする。

4 土石流緩衝樹林帯

土石流緩衝樹林帯は、土石流堆積区間で土石流の流速を低減させる目的で土石流堆積区間末端部付近に設定する。

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等からなる。

(設計技術指針解説 P. 58)

(1) 利用樹種

導入する樹種は、計画区域内または近傍の類似条件下の場所に存する樹種を参考に選定する。

(2) 樹林の密度等

①樹林の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、樹林帯区域内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。

②樹木は流体力により倒れないように検討する。

(3) 効果量

効果量は整備後の樹林帯を考慮した粗度係数を求め土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の渓床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

計画平均堆積深は、0.3～0.5m程度とする。

(4) 樹林帯の保育

土石流緩衝樹林帯の機能を維持確保するために樹林帯の保育を行い、必要に応じ下刈、補植等を行う。

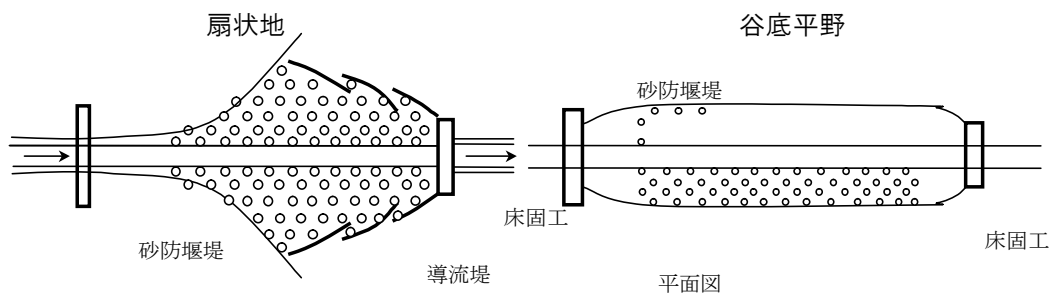


図 6-4-1 土石流緩衝樹林帯

(5) 堆砂空間の範囲

堆砂空間の範囲は、土石流危険渓流においては土石流想定氾濫区域内の必要な範囲とする。土石流危険渓流以外の渓流においては、洪水または土砂の氾濫区域を想定してそのうちの必要な範囲とする。

(6) 緩衝樹林帯の位置付け

樹木等は砂防計画上の砂防施設として位置づける。

砂防林は水理的に非常に大きな粗度の集団と見なすことができるので砂防林の存在により砂防林内とその周辺の流速が減少し流れが減勢される。その結果、土砂の輸送能力が減少し土砂は堆積し、下流への土砂流出が防止または軽減される。

(7) 樹林倒伏の判断

樹木は流体力により倒れないようにするものとし、倒伏限界モーメントと流水によるモーメントを比較して倒伏の判断を行う。[河川における樹木管理の手引き（財）リバーフロント整備センター]

①倒伏限界モーメント

$$M_c = 2.5 \cdot D^2 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad \text{----- (式 6.4.1)}$$

ここに、 D ：胸高直径(cm)

②流水による外力モーメント

$$M_d = 1/2 \cdot \rho \cdot C_D \cdot S \cdot V^2 \cdot L \text{ (kN}\cdot\text{m)} \quad \text{---- (式 6.4.2)}$$

ここに、 ρ ：水の密度 (1,000 kg/m³)

C_D ：樹木の抗力係数 (=1.2)

S ：流水中の樹木の投影面積 (m²)

V ：流速 (m/s)

L ：流水の作用中心の地表面からの高さ (m)

(8) 補助施設

- ① 砂防林による流出土砂の捕捉効果を更に期待したい場合、また流向を制御したい場合には流下方向に直角に透過型の簡易構造物（補助工）を検討する。
- ② 地盤が弱く樹木が根から容易に転倒されると予想される場合には、上流側に上載荷重を与える補強工を検討する。
- ③ 流砂、流木による損傷または堆砂によって樹木が容易に枯死すると予想される場合には保護工を検討する。

5 土石流流向制御工

土石流導流堤等により土石流の流向を制御するもので、越流を生じない十分な高さとするとともに、表のり先の洗掘に注意する。

(設計技術指針解説 P. 59)

(1) 導流堤の法線形状

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により流向を制御し、安全な場所まで導流する。

流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度(θ_c)は $\theta_c < 45^\circ$ とする。

土石流の流向を 45° 以上変更する場合、導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

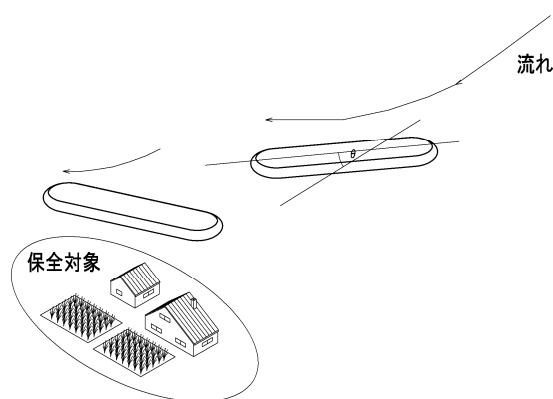


図 6-5-1 土石流導流堤の法線

(2) 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。

高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする。(「2 土石流導流工 2-1 断面」参照)

土石流の速度および水深は、「第2編 第2章 土石流・流木対策計画の基本的事項 5-6 土石流の流速と水深の算出方法」に従い求める。

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸により土石流の侵食から防護する。

法先は護岸工の根入れ、コンクリートブロック等による根固め工、および根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

(4) 除石

土石流流向制御工における除石は、「第2編 第5章 9 除石(流木の除去含む)計画」によるものとする。

第7章 小規模溪流対策施設

1 総説

本章は、「第2編 第6章 小規模溪流における砂防基本計画(土石流・流木対策)」に示す小規模溪流対策施設を設計する際に適用することとし、ここで明記されていない事項については、本設計要領による堰堤工(不透過型、透過型、部分透過型)の設計に従うこととする。

なお、小規模溪流に設置する場合であっても、土砂とともに流出する流木を捕捉するための対策施設は、透過構造を有する施設が原則であることに留意する。

2 規模と配置

小規模溪流対策施設の規模と配置は、本設計要領「第2編 第4章 土石流・流木対策施設配置計画 3 土石流・流木対策施設の機能と配置」を基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。

- ① 位置は、確実な土石流の捕捉が求められることから、堰堤軸は極力堰堤上流からの土石流流下方向に直角を基本として設定する。小規模溪流対策では、下流流路が未整備または排水側溝程度の狭小水路で、流路線形も溪流に沿ったものでない場合が多い。土石流の流下区間は短く、地形斜面に直線的に土砂崩壊、流出に至るため、下流流路接続に配慮するより土石流捕捉の確実性を優先させる。
- ② また、谷出口の溪床勾配急変点に計画するよりも、極力、地形条件を勘案して上流側の捕捉空間に緩勾配区間が設けられる位置に計画する。小規模溪流では、対象とする土石流量が少なく、また地形的に溪床勾配が急である場合が多く、急峻地形に施設配置するよりも僅かでも捕捉空間を広く確保できる位置に施設配置すると堤高低減に効率的である。
- ③ 不透過型堰堤とする場合は、平常時の土砂移動が想定されないことを前提としているため、除石により計画捕捉量の空間を確保する除石管理型とし、施設規模を小さくすることも考える。特に、計画堆砂勾配が1/6より急になる場合は、計画堆砂勾配が平常時堆砂勾配と同じになり、除石管理をしない限り捕捉量が確保されない。

3 設計流量

小規模溪流の砂防堰堤は、「土石流・流木処理計画を満足する溪流の最下流の砂防堰堤」に相当するため、型式によらず、次項に示す「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を対象とする。

4 水通しの設計

4-1 設計水深

型式によらず、「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)の越流水深とする。

越流水深については、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 5-2 設計水深」に準じ、以下による。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \quad \text{----- (式 7.4.1)}$$

ここで、 Q : 土砂含有を考慮した流量 (m^3/s)

C : 流量係数(0.6~0.66)

g : 重力加速度($9.81\text{m}/\text{s}^2$)

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

D_h : 越流水深 (m)

m_2 : 袖小口勾配

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$ の場合には、(式 7.4.2)になる。

$$Q = (0.71 h_3 + 1.77 B_1) D_h^{3/2} \quad \text{----- (式 7.4.2)}$$

4-2 水通し断面

4-2-1 水通し幅

水通し幅は、3m 以上とすることを基本とし、現溪床幅、下流の状況を考慮し、適切に決める。

ただし、小規模溪流では、常時流水があるような流路がない場合が多い。

そこで、現溪床幅の想定にあたっては、地形上の谷底の幅をとることを基本とし、常時流水の有無について考慮する必要はない。

4-2-2 水通し断面

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

一方、袖の天端の勾配を水平にした場合であって、袖部から流水があふれた場合に、下流に直接的な被害が及ぶおそれがある箇所においては、土石流ピーク流量から土石流中の土砂及び土砂と同時に堰堤に捕捉される水の量を除いた流量(土石流捕捉後の水量)についても検討する。

すなわち、土石流捕捉後の水量による越流水深が水通しの設計水深に余裕高を加えて決定した水通し高より大きい場合は、土石流捕捉後の水量が流下可能な水通し断面を確保(ただし、この場合は余裕高は見込まない)することが望ましい。

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

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

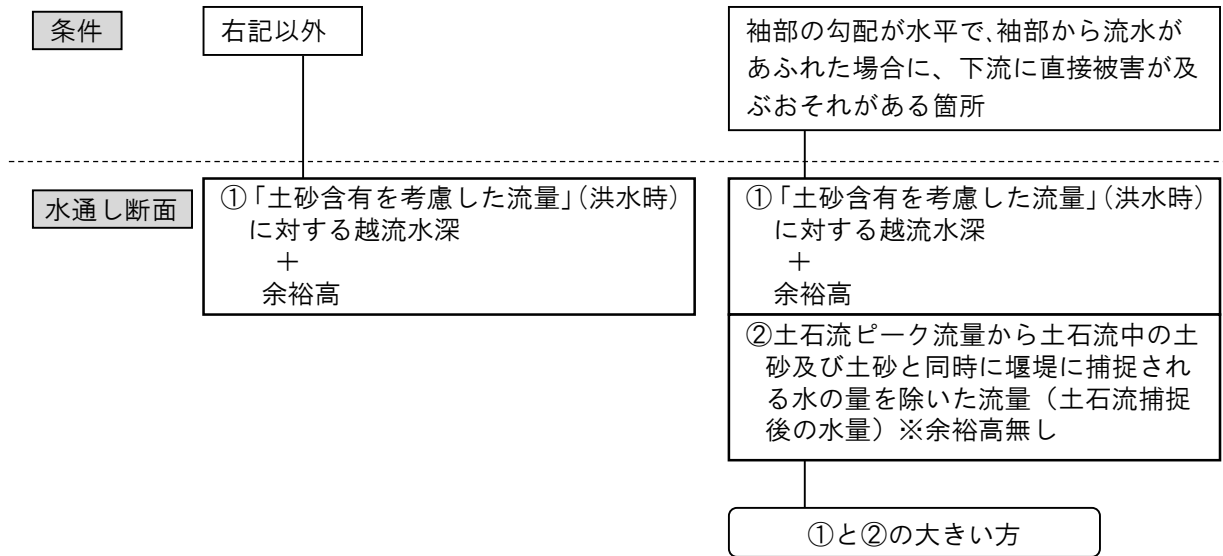


図 7-4-1 水通し断面の設定

5 本体の設計

5-1 天端幅

天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、流域内の大半の巨礫の調査が可能であった場合は、衝突する最大礫径の 2 倍を原則とするが、1.5(m) 以上とする。

小規模溪流においては、流域内の大半の巨礫の調査が可能となることから、最大礫径の算出結果の確実性は高いと考えられるため、透過型堰堤の非越流部をコンクリート等で設置する場合の非越流部の天端幅は衝突する最大礫径の 2 倍を確保する。ただし、天端幅は最低でも 1.5(m) を確保する。

不透過型堰堤を設置する場合であっても、越流部および非越流部の天端幅は透過型堰堤の非越流部をコンクリート等で設置する場合と同様とする。

天端幅の衝撃力を算出するための最大礫径は、溪流内の移動可能土砂のうちの最大の礫径とし、詳細な現地調査により設定することを基本とする（「第 2 編 第 5 章 小規模溪流における砂防基本計画（土石流・流木対策）2-2 最大礫径の調査法」）。

なお、天端幅を 1.5(m) とするのは、小規模溪流における越流流量は小さいものの、コンクリート構造としての施工性等も含めた最低厚を確保する必要があるためである。

5-2 下流のり

下流のり勾配は 1:0.2 より緩くすることができ、経済的な断面となるように下流のり勾配を決定する。

小規模溪流では土石流による総流出土砂量が小さく、土石流として流下する巨礫の数は一般的には少ない。このため、小規模溪流では、本設計要領「第 3 編 第 3 章 不透過型砂防堰堤 6-2 下流のり」に示す「粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流」に該当し、経済性を考慮して、透過型堰堤の非越流部をコンクリート等で設置する場合の非越流部下流のり勾配は 1:0.2 より緩くすることができる。

なおこの場合、「第 3 編 第 3 章 6-2 越流部の下流のり」に示される(式 3.6.1)は適用する必要はないが、経済断面とした上で地形条件、根入れ、下流流路接続等も考慮して上下流のり勾配を設置する。

また、不透過型堰堤を設置する場合であっても越流部および非越流部の下流のり勾配は透過型堰堤の非越流部をコンクリート等で設置する場合と同様とする。

6 袖の設計

6-1 袖の天端の勾配

袖の天端の勾配は、水平以上を基本とする。

小規模溪流では詳細な現地調査に基づき計画流出土砂量を算出するため、土石流本体が越流するおそれは小さいことも考慮に入れ、袖の天端の勾配を水平ないしは通常より緩い勾配にすることを検討する。

なお、流水が越波し下流部の洗堀が懸念される場合は、必ず、袖部の直下に洗堀対策(盛土、ブロック、張りコンクリート等)を施すことが望ましい。

6-2 袖部処理

袖部処理は、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 13-6 袖部の端部処理(試行)」に準じて、袖部処理を行うことができる。

谷地形が発達していない小規模溪流では、地山に袖部を陥入させると大規模な掘削が必要となり、掘削斜面の安定性に対し影響が大きくなると考えられる。そこで、小規模溪流ではできるだけ大規模な掘削を行わない袖部処理を検討することを基本とする。

なお、流水や土石流が袖部外側に回り込むことによる地山の侵食を防止するため、構造物を工夫する必要があることに留意する。

7 前庭保護工

透過型堰堤については、構造物下流が土石流発生時の後続流によって侵食され構造物の安定性が損なわれないように、必要に応じて水叩き等で処理する。

不透過型堰堤で前庭保護工を設置する場合は、水叩き長は、半理論式による水脈飛距離等を最小限確保し、土石流による本堰堤の下流側の侵食に対応する必要がある。

前庭保護工は垂直壁を用いることを基本とし、垂直壁の袖についても「6-2 袖部処理」を準用する。

また、前庭保護工の下流端は既設流路と接続するなど現地状況に応じて対処する。

小規模溪流では基準点上流の溪床勾配が 10° 程度以上で流域全体が土石流発生・流下区間にあたるため、土石流の土砂濃度が高く、急激な河床低下は生じにくいと考えられる。さらに、小規模溪流では土石流として流下する巨礫の数は一般的には少ない。そこで、小規模溪流における前庭保護工は、経済性を考慮し上記の通りとする。

また、小規模溪流においては、十分な流下能力を有する下流流路が整備されていない場合が考えられる。このような場合であっても、少なくとも、流量規模の小さい出水時の泥水を安全に下流に流下できるように流路を下流の既設流路に接続することが望ましい。

- ① 水叩き厚は、設計水深と有効落差により経験式により算出するが、水叩き長は半理論式における水脈飛距離を最小限確保しながら、水叩き幅と同等以上の距離とし、10cm 単位で設定する。半理論式は、「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 14-2 副堰堤」に準じる。
- ② 下流接続水路の状況によっては垂直壁には水通しを設けず、下流水路への接続を考慮した柵構造として対応する。

8 除石

小規模溪流対応型施設が十分機能を発揮するよう、定期的及び豪雨後、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。

小規模溪流対策施設での捕捉空間の維持は重要であり、常時流水が無い溪流を対象にしているため、水抜き穴の閉塞の可能性は低いものの、礫落下や立木・倒木等により不意に閉塞してしまい堆砂進行を助長させることになってはならない。

また、定期的な点検と維持管理を確実にを行い、除石（流木の除去を含む）を前提として施設の効果量を見込む場合、小型クレーン等を施設下流に据え付ける等、小規模な重機搬入にて効率的な土砂・流木除去を行う方法等をあらかじめ検討しておく。（点検用管理用道路の設置、施設直下の重機設置スペースの確保等）

第8章 その他の項目

1 砂防堰堤の種類と特徴

1-1 重力式コンクリート砂防堰堤

堤体の自重によって、これに作用する水圧、土圧などの外力に抵抗し安定を保つ形式の堰堤で、土石流対策として使用される砂防堰堤のうち、最も一般的で実績も多い砂防堰堤である。

1-2 鋼製砂防堰堤

土石流対策として使用される鋼製砂防堰堤は、「透過型」と「不透過型」に分類される。

型式の選定に当たっては、特徴、地形、経済性、施工性、製品搬入の難易、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。

1-2-1 透過型砂防堰堤

透過型の鋼製砂防堰堤には、「鋼管フレーム構造」と「セル構造（開口部のあるもの）」の2つのタイプが開発されている。そのうち、土石流区間に使用される透過型式の鋼製砂防堰堤は「鋼管フレーム構造」が一般的である。

なお、透過型式の透過型砂防堰堤の「合わせ位置」については、各製品の仕様、規模、粒径等によって異なることから注意を要する。

(1) 鋼管フレーム構造

透過型の鋼管フレーム構造の堰堤は、様々な型式が開発されており、平成30年度現在、土石流・流木捕捉を目的として主に土石流区間に設置する「格子形」、「B型」、「J-スリット」、「CBBO型」、「T型」等と、流木捕捉を目的として主に掃流区間および土石流区間の副堤で使用する「A型」、「h型」、「Δ型」、「D-スリット」等がある。さらに、既設砂防堰堤の改良・補強の際に設置される「N型」等がある。（各型式別の特徴等は、「第9編 補足・参考資料14 砂防堰堤の種類と特徴」に示す。）

なお、設計は「鋼製砂防構造物設計便覧 平成21年版（財）砂防・地すべり技術センター」に準じて行うものとする。

(2) セル構造（開口部のあるもの）

鋼製セグメントで構成された鋼製殻に土砂を中詰めしたセルを1函1函所定の間隔で独立して配置した重力式堰堤である。

透過型セル構造の砂防堰堤の土砂・流木捕捉機構は、鋼管フレーム構造の堰堤が直接的な閉塞効果によっているのに対して、セル構造では堰上げ・堰止め等の水理的な減勢効果によっている点が基本的に異なっている。したがって、開口部の幅は相対的に大きくとれ、機械土工で除石作業を容易に行うことができる。

1-2-2 不透過型砂防堰堤

土石流区間に設置される不透過型式の鋼製砂防堰堤には、「ダブルウォール構造」と「セル構造（開口部のないもの）」の2つのタイプがある。

なお、下記のような中詰め材に土砂を用いる砂防堰堤の場合は、常時流水があるなど流域規模が大きい場合、中詰め材を砂防ソイルセメントを用いて固化するなど部分的な損傷が全体に拡大しないように配慮し、冗長性（リダンダンシー）の確保を行った設計・計画とする。

(1) ダブルウォール構造

上・下流面に鋼矢板やエキスパンドメタルなどによってパネル壁面材を設けて中詰めを行い、上・下流面壁材の間をタイロッドで連結した構造。

容器となる鋼材部には、水平力に対抗する機能を全く期待していないため、中詰め材のせん断変形に対する抵抗が確実に期待できるように設計・施工することが必要である。（特徴等は、「第9編 補足・参考資料 14 砂防堰堤の種類と特徴」に示す。）

設計は、「鋼製砂防構造物設計便覧 平成21年版（財）砂防・地すべり技術センター」に準じて行うものとする。

(2) セル構造（開口部のないもの）

不透過型のセル構造は、鋼製セグメント（直線鋼矢板、鋼板）で構成された鋼製殻の中に現地発生土砂を中詰めしたセルを、隙間無く配置した重力式砂防堰堤。ダブルウォール構造と同様に中詰め材のせん断抵抗のみ評価している。（特徴等は、「第9編 補足・参考資料 14 砂防堰堤の種類と特徴」に示す。）

設計は「鋼製砂防構造物設計便覧 平成21年版（財）砂防・地すべり技術センター」に準じて行うものとする。

1-3 砂防ソイルセメント堰堤

砂防ソイルセメント堰堤の設計は、「砂防ソイルセメント施工便覧（財）砂防・地すべり技術センター」や、「原位置攪拌混合固化工法（ISM工法）設計・施工マニュアル（財）先端建設技術センター ISM工法研究会」に準じる。

1-3-1 分類

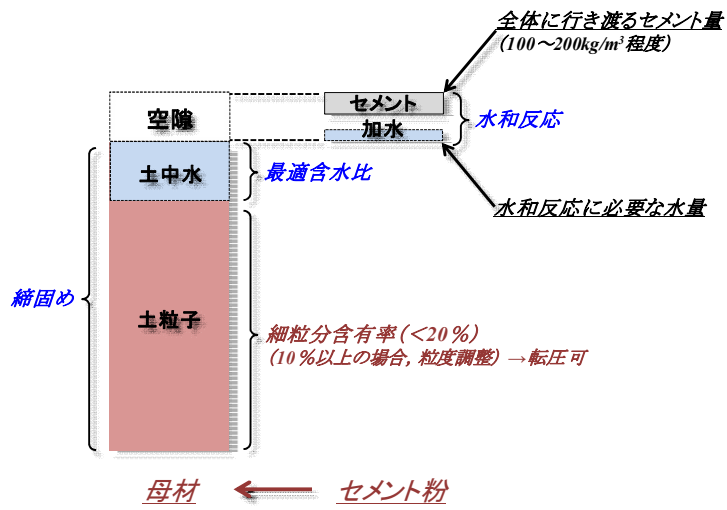
砂防ソイルセメントを用いた工法は、大礫を除去する以外には粒度調整をしない現地発生土砂を施工現場において攪拌混合し、砂防施設とこれに伴う附帯施設の構築及び地盤改良を行う工法である。

振動ローラ転圧による施工、ツインヘッド等による施工という施工方法の違いから、「転圧タイプ」、「流動タイプ」に大別される。

(1) 砂防ソイルセメント転圧タイプ

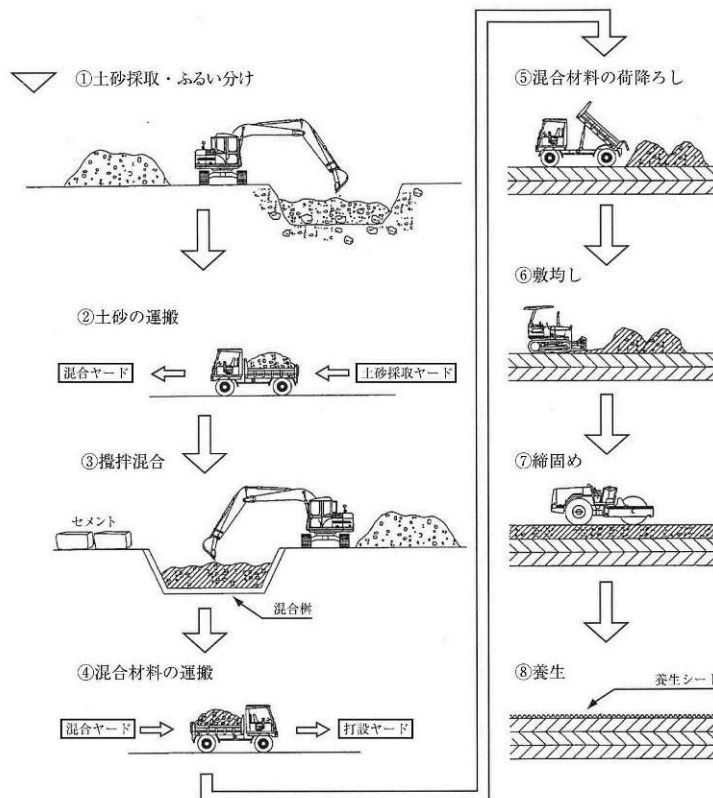
砂防ソイルセメント転圧タイプは、現地発生土砂とセメントを混合し、振動ローラで締固め構造物を構築する工法である。締固める工法であるため、自然含水比が低く、砂質系の土粒子間に空隙の多い土砂が適している。また、転圧ができないような粘性土においても粒度調整することにより、細粒分含有率と含水比を下げることによって転圧タイプに使用することが可能である。

施工方法は、現場において発生した掘削残土にセメントを添加し、バックホウ（スケルトンバケット）で混合して施工箇所へ小運搬し、小型ブルドーザ等で敷均し、小型振動ローラで締固めを繰返し盛立てる。



出典：「砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)」

図 8-1-1 転圧タイプの材料構成



出典：「砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)」

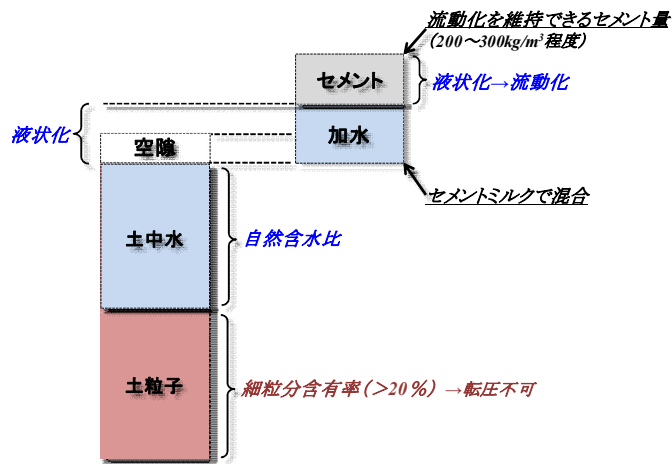
図 8-1-2 転圧タイプの標準的な施工方法

(2) 砂防ソイルセメント流動タイプ

掘削土のうちの大礫を除いた現地発生土砂を埋戻し、ツインヘッドやバックホウを用いてセメントミルクと攪拌・混合し、所要の強度を有する構造体を構築する工法である。粘性土のように自然含水比が高く、転圧が難しい土砂にも適用可能である。

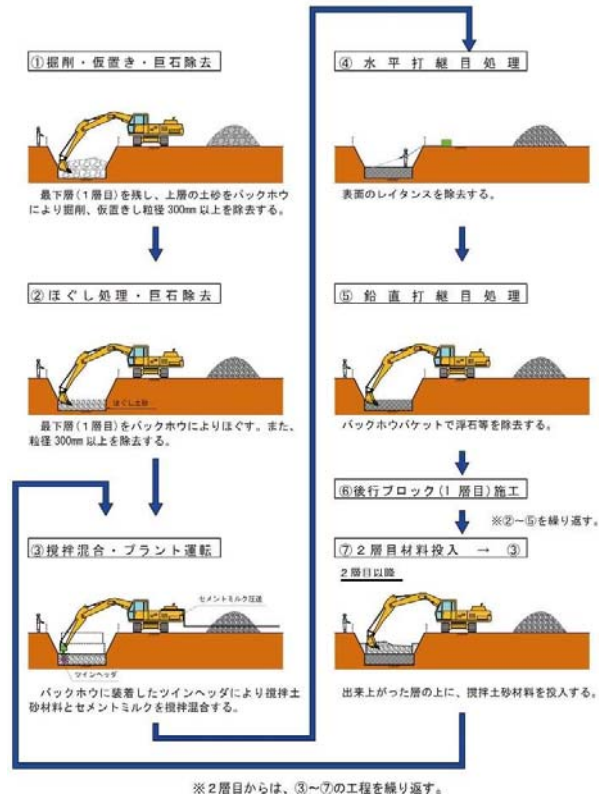
ツインヘッドを用いて攪拌・混合する場合、礫径 ϕ 300mm 以上の攪拌が出来ないため、 ϕ 300mm 以上の礫は除去する必要がある。ただし、バックホウ混合の場合は、 ϕ 300mm 以上の礫を含む土砂に対しても攪拌・混合は可能である。

施工方法は、構造物を築堤する現位置において、現地の河床砂礫とプラントから圧送されるセメントミルクをバックホウやバックホウに装着したツインヘッドを用いて攪拌混合し、所定の強度を有する混合体を現位置に形成する。



母材 ← セメントミルク 出典：「砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)」

図 8-1-3 流動タイプの材料構成



出典：「砂防ソイルセメント施工便覧(H28年版)」

図 8-1-4 流動タイプの標準的な施工方法

1-3-2 適用範囲

砂防ソイルセメントは、砂防堰堤内部のみならず、袖部、水叩き・側壁などの前庭保護工や、護岸工、間詰工、人工地山といった付帯構造物においても適用することが可能である。

表 8-1-1 対象施設及び適用部位の例

種別	適用部位	適用箇所		現場強度
砂防堰堤 ※1 床固工	本体	内部	適切な外部保護材により保護した内部材として、要求性能（強度、重量）を満たす部位に用いることができる。	2.0N/mm ² 以上
	袖部	内部	満砂後も流水や土石流が直接作用する部位であるため、本体と同様に扱う。	
	水叩き	内部	本堤水通しからの落下水が直接作用する部位であるため、表面をコンクリート等の耐久性のある材料で保護する必要がある。	
	側壁護岸	内部	流水等が直接作用する箇所に設置される場合、表面（外部）を適切な外部保護材により保護する必要がある。また、背面の埋戻し材料として使用することで、背面土圧の軽減を図ることができる。	
	間詰工 土留工 緩衝材 袖部対策工 人工地山	外部 内部	流水等が直接作用する箇所に設置される場合、表面（外部）を適切な外部保護材により保護する必要がある。なお、常時の流水作用を受けない箇所においては、外部にも使用できる。	
導流堤 導流工	本体	外部 内部	流水等が直接作用する箇所に設置される場合、表面（外部）を適切な外部保護材により保護する必要がある。なお、常時の流水作用を受けない箇所においては、外部にも使用できる。	適宜 ※2
基礎工	構造物の基礎		構造物の基礎が脆弱な箇所に、支持力増強を目的として使用できる。	
付帯施設	路床・路盤材等		工事用道路等の路床・路盤の安定処理として使用できる。	

【備考】

※1 本表に示す砂防堰堤は 15m未滿、擁壁・護岸は高さ 8m未滿を対象とし、これを越える施設については別途検討を行う。

※2 基礎工、付帯施設の要求強度については、適切な指針・基準等を適用し設定するものとする。

出典：「砂防ソイルセメント施工便覧」

2 既設砂防堰堤の改良

以下に示す砂防堰堤の改良は、コンクリート重力式砂防堰堤に限ることとする。

2-1 既設砂防堰堤のスリット化

砂防計画上あるいは総合土砂管理の観点から必要な場合は、既設の不透過型砂防堰堤の一部を開削し、透過型砂防堰堤化することができる。ただし、貯留されている土砂および水の流出に起因する土砂災害、溪流環境への影響、既存堤体の安定および補強については十分検討したうえで施工するものとする。

2-1-1 砂防計画上の既設砂防堰堤改良の必要性

以下の2つの観点から総合的に判断して透過型砂防堰堤に改良することが必要な場合がある。

(1) 土砂整備率の向上

既設砂防堰堤による土砂整備率が低く、かつ適切な堰堤サイトが無い場合には、既設不透過型砂防堰堤を開削し透過部を設置し改良することにより、土砂整備率を効率的に上げることができる。

(2) 総合土砂管理の観点からの既設砂防堰堤改良の必要性

下流河道の河床変動および溪流魚遡上、降下の遮断等の問題がある水系において、既設砂防堰堤の改良による効果があると考えられる場合には、透過型への改良を行う。

2-1-2 堆積土砂、湛水の流出による影響の予測

既に堆砂および湛水している砂防堰堤を透過型に改良する場合、貯留しているものが流出した場合には、下流河道の河床上昇、氾濫の問題だけでなく、濁水、臭い、溪流に生息する動植物への影響が考えられる。従って、これらの影響の評価を慎重に行う必要がある。

2-1-3 既設砂防堰堤の機能保全

不透過型砂防堰堤は、流出土砂の調節または土石流の捕捉以外に、土砂生産抑制または土石流発生抑制効果を持っている。既設砂防堰堤を透過型砂防堰堤化すると前者は増大するが、逆に後者は減少することを考慮して、流域全体としての既設砂防堰堤の機能が低下しないものでなければならない。

2-1-4 留意事項

- ① 山脚または溪岸の固定効果や、溪床勾配緩和効果が目的として位置づけられている堰堤については計画しない。
- ② 減水時に堰堤から流出する土砂を安全に堆積させる空間を確保する。
- ③ 下流に対して常時の流出土砂を増加させることによるメリットを確認する。
- ④ 現堆砂面より深くスリットを設ける場合、流出する土砂あるいは有機分が下流に与える影響の度合を考慮して適切な対策を講じる。
- ⑤ 複数のスリットを設ける場合、透過部断面間の本体が偏心荷重等に対して安全であるかを確認する。

2-2 嵩上げ堰堤の設計

2-2-1 嵩上げの型式

嵩上げ工法は大別すると①下流面腹付け工法と②上流面腹付け工法に分類でき、両工法の特徴は次の通りである。

- ① 下流面腹付け工法は、貯砂池は現状のまま簡易な水替えで施工可能であり施工上有利であるが、主応力の方向と継目の方向が同方向となり応力上良好とはいえない。
- ② 上流面腹付け工法は、施工上貯砂池内の堆砂を掘削除去し、施工箇所を確保するため転流が必要となる。応力上は、主応力の方向と継目が直交するため下流面腹付けに対して有利となる。

2-2-2 腹付けコンクリートの厚さ

- ① 腹付けコンクリートの最小腹付け厚さは通常コンクリート打設においては、最低厚 1.5m を基本とするが、これにより難しい場合は別途考慮する。
- ② 安定計算上、必要な腹付け厚さは 10cm 単位で決定する。
ただし、嵩上げ高さは 50cm 単位とする。

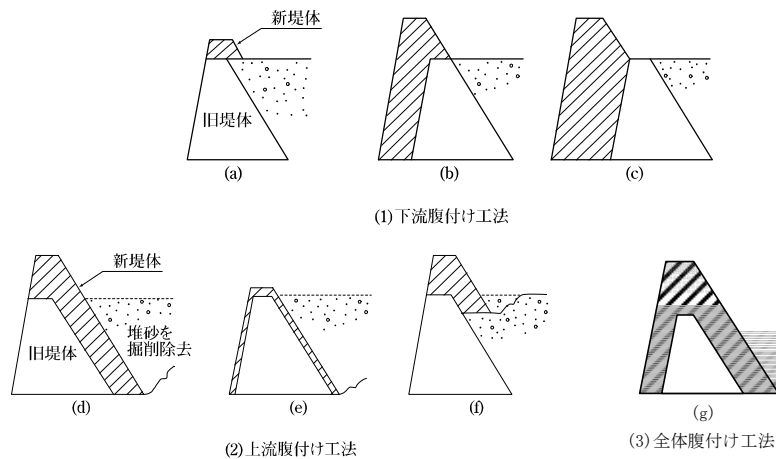


図 8-2-1 砂防堰堤の嵩上げの形式

- ③ 図 8-2-1 の(a)及び(f)は、嵩上げによる作用荷重の増分を旧堤体で受けもつものである。
(e)は、(d)に比較して打継目の処理面積が広がるため、老朽化した下流面保護を目的として利用されることが多い。これまでの実績では、(b) (c) (e)の例が多く占めている。

2-2-3 安定計算の手法

嵩上げ堰堤の安定計算手法としては、次の2方法が用いられている。

このうち、貯水ダムでは通常「嵩上げ公式」を用いているが、砂防堰堤では「一体構造」による計算事例が多い。

- ① 「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設堰堤の応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堰堤の応力との和となる。嵩上げ堰堤の断面は、この重ね合せた応力が堤体の上流端で0若しくは圧縮となるように決定される。

[垣谷正道：嵩上げ堰堤の安定計算について、日本発送電工第1202号，1946]

[多目的ダムの建設 第4巻 設計Ⅱ編 第26章 2.1]

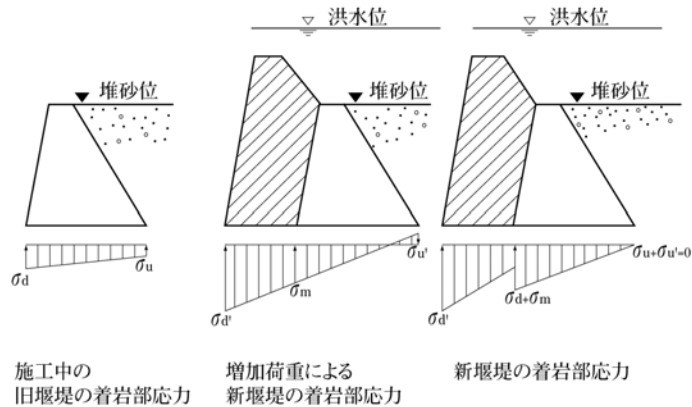


図8-2-2 下流腹付け「嵩上げ公式」方式の概要

- ② 「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。

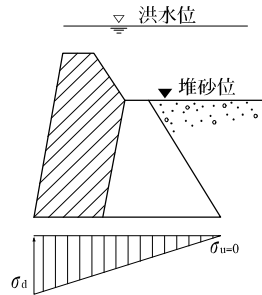


図8-2-3 下流腹付け「一体構造」方式の概要

2-2-4 新旧コンクリート打ち継目面の処理

- ① 旧堰堤付着面はチッピングを行って、新旧コンクリートの付着を確実に期するものとする。風化が進行している場合には、はつりを考慮する。
- ② 打設面には、半割り管によるドレーン孔を格子状に配置し、旧堰堤からの漏水によって新コンクリートに水圧が作用しないようにすることが望ましい。
また、ドレーン孔は状況の許す限り低位置まで配置しておくことが望ましい。
[砂防・地すべり設計実例 1.6]
- ③ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋して、せん断力を確実に伝達するようにする。

a. 鉄筋量

コンクリートの打ち継目面の強度低下率を考慮して、コンクリートのせん断応力度の不足分について鉄筋量を算出するものとする。

$$A_s = \frac{\tau' \cdot \gamma}{\tau_a} \quad \text{-----} \quad (\text{式 8.2.1})$$

ここに、 A_s : 1m²当たりの鉄筋量 (cm²/m²)
 τ' : コンクリートのせん断許容応力度 (N/mm²)
 τ_a : 鉄筋の許容せん断応力度 (N/mm²)
 γ : 打ち継目面の強度低下率 (=0.5 程度)

b. 挿し鉄筋長 (片側)

$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_{0a}} \cdot \phi \quad \text{-----} \quad (\text{式 8.2.2})$$

ここに、 L : 挿し鉄筋長 (mm)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
 τ_{0a} : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)
 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

- ④ 既設堰堤の堤体幅が薄い場合等、挿し鉄筋のために必要となる削孔によって、既設堰堤の強度を低下させる恐れがある場合には、コンクリート打継用接着剤の使用等も検討する。
- ⑤ 上下流面とも腹付けするタイプの全体腹付け工法の場合においては、天端面のみ鉄筋を挿し筋し、上下流面は挿し筋を行わず、はつりのみとする。
ただし、上下流面の腹付け範囲が異なる場合は従来どおりとする。

2-2-5 留意事項

- ① 既設堰堤の両岸部の地山嵌入が岩盤である場合、間詰めコンクリートが設置される等しているため、袖嵌入部での腹付け補強を行わない場合もある。
- ② 堰堤を嵩上げする場合、堰堤の有効高が高くなるため、前庭保護工の位置が変更となることから、前庭保護工の改良も考慮した対策に留意すること。
- ③ 挿し鉄筋については、施工性、新旧コンクリート面での剪断応力の発生方向より、既設堤体面に垂直方向に配置すること。

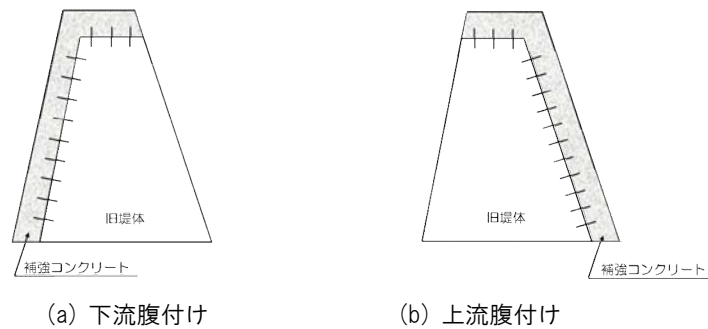


図 8-2-4 挿し鉄筋

2-3 既設砂防堰堤を利用した鋼製流木捕捉工

流木捕捉効果を高めるために既存砂防堰堤を活用した方法として、下記のものがある。

- ① 既存砂防堰堤を切り欠く、または嵩上げし、鋼管等の透過構造の部材を設置することで、透過型砂防堰堤、または部分透過型砂防堰堤へ改良する方法
- ② 前庭保護工に流木捕捉工を設置する方法
- ③ 既設の不透過型砂防堰堤の水通しに流木を捕捉するための付属施設を設置する方法

上記①の場合の計画、設計にあたっては「3編 4章 透過型砂防堰堤」、または「3編 5章 部分透過型砂防堰堤」、嵩上げの設計にあたっては、本設計要領「3編 8章 その他の項目 2-2 嵩上げ堰堤の設計」を準用するものとする。

また、上記②の場合の計画、設計にあたっては、本設計要領「3編 3章 不透過型砂防堰堤 14 前庭保護工」を準用するものとする。

一方、現場状況等により、上記①が困難な場合や、上記②では必要な流木捕捉量が確保できない場合は、上記③を適用することとする。

上記③に該当する方法として、「既設の不透過型砂防堰堤の水通し天端に直接流木捕捉工を設置する方法」と「既設の不透過型砂防堰堤の水通し部上流に流木捕捉工を張出して設置する方法（上流張出しタイプ）」が考えられる。後述の「上流張出しタイプ」は、計画及び設計の考え方が確立されていないため、参考資料として巻末に示す。

「水通し天端に直接流木捕捉工を設置するタイプ」における計画及び設計の考え方については、以降を参考とする。

2-3-1 適用範囲

本項は、既設の不透過型砂防堰堤の水通しに、流木を捕捉することを目的とした透過構造の付属施設（以降、「付属施設」という。）を設置する場合に適用する。ただし、次の(ア)～(エ)の条件を全て満たす場合に限り適用する。

- (ア) 土石流の捕捉を目的とした、溪流の土砂整備率 100%を満たす最下流の堰堤であること。
- (イ) 堰堤高が 15m 未満であること。
- (ウ) 下記 2-3-2 に従って設計した付属施設の高さが、設置しようとする堰堤の水通し断面の高さを超えないこと。
- (エ) 洪水時（土石流は発生していない状況）に多量の流木が流出するおそれのない流域に設置されている堰堤であること。

※「洪水時（土石流は発生していない状況）に多量の流木が流出するおそれのない流域」とは、洪水時の流木発生源となる溪畔林が少ない流域や、流域面積が小さく洪水流の水深が小さい流域を想定している。

2-3-2 付属施設の基本的考え方

不透過型砂防堰堤では、土石流発生時に土砂と一体となって流下してきた流木の一部が、土砂と分離して浮遊し下流へ流出するおそれがある。本項における付属施設は、このような現象が発生した際に、既設の不透過型堰堤では捕捉できない流木を捕捉することを目的として設置するものとする。

2-3-3 付属施設の計画捕捉流木量

付属施設が捕捉することのできる流木量の上限值は、付属施設の高さで水平に湛水が生じた場合の湛水面を流木が一層で堆積すると仮定して算定する（図 8-2-5）。

付属施設の計画捕捉流木量は、計画流出流木量のうち既設の不透過型堰堤では捕捉できない流木量と、上述の付属施設が捕捉することのできる上限値とを比較し、小さい方とする。

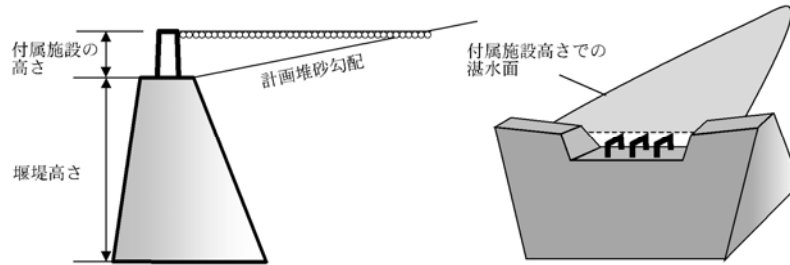


図 8-2-5 付属施設が捕捉することのできる流木量の上限值の算出の考え方

計画捕捉流木量を算出する湛水面の勾配を水平と設定するのは、以下の理由による。

土石流危険渓流に設置される土石流・流木対策の砂防堰堤では透過部の幅である流下幅 B_s は、水通し幅と合わせ現溪床幅で設計されることが考えられる。土石流捕捉後、堆砂敷は現溪床よりも河床が上昇し、堆砂敷全体の幅は現溪床幅に比べ大きく広がると考えられる。堆砂敷の幅で広がった流水が B_s に流入することにより、せき上げが生じ、その湛水面は水平になると想定される（図 8-2-6）。

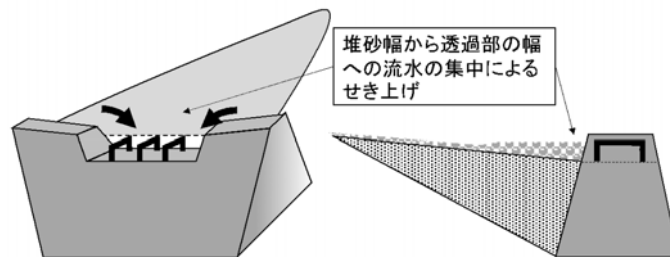


図 8-2-6 土石流危険渓流での不透過型砂防堰堤の流木止めでのせき上げのプロセス

また、仮に透過部高さの水深が堆砂敷全体で生じ、水面に勾配が生じるような状況を考えると、設計流量を流すのに必要な透過部の幅（＝流下幅 B_s ）のみならず、堆砂敷全体の幅でせき上げ後の水深の流れが生じている状態であり、設計よりも多分に大きな流量を想定する現象となる（図 8-2-7）。

このような状態を想定して水面で計画捕捉流木量を計上する場合は、過大な量を計上することになると考えられる。

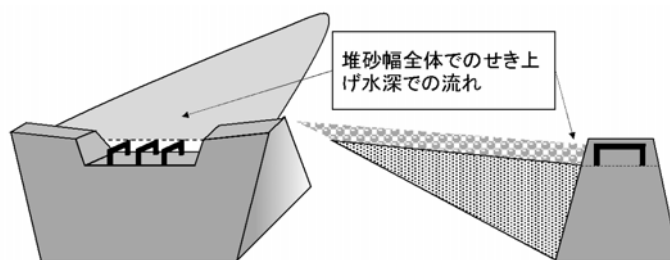


図 8-2-7 勾配を有していると仮定した場合の流れ

なお、効果量や湛水面については十分に知見が蓄積されていない。今後、捕捉事例など知見が蓄積に伴い実態に合わせた見直しを行うものとする。

※ 鋼製砂防構造物設計便覧(平成 21 年度版)に掲載された図 8-2-8 の考え方(勾配が元河床の 1/2)は、本川河道のような掃流区間で透過部の幅が河道幅とおおむね一致する箇所(図 8-2-9)において適用されるものと考えられる。

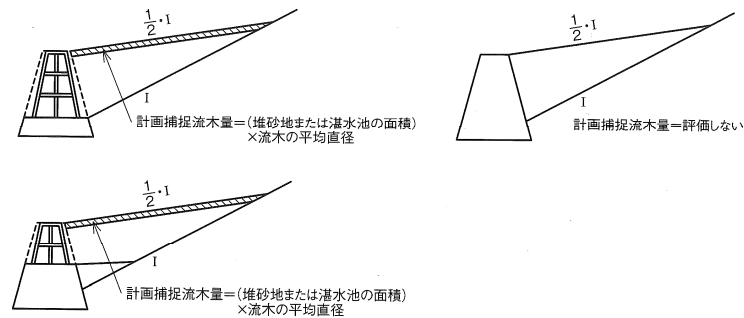


図 8-2-8 勾配を有していると仮定した場合の流れ

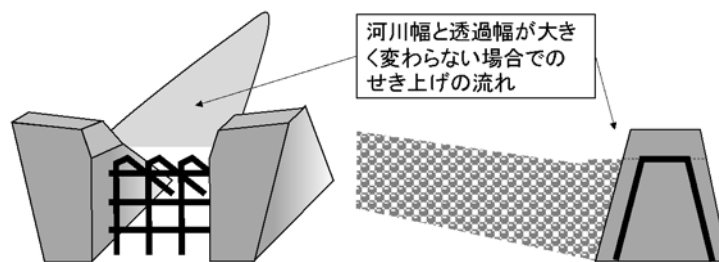


図 8-2-9 掃流区間の流木捕捉工のせき上げのプロセス

2-3-4 附属施設的设计

(1) 附属施設の高さ

本設計要領「第 5 編 第 5 章 掃流区間における流木対策工 2-1 透過部の高さ」に準じて設計を行う。

(2) 透過部における部材の間隔

本設計要領「第 5 編 第 5 章 掃流区間における流木対策工 2-2 透過部における部材の純間隔」に準じて設計を行う。

(3) 安定性の検討

1) 砂防堰堤の安定性

付属施設を設置した砂防堰堤の堤体の安定計算は、本設計要領「3編, 3章 不透過型砂防堰堤, 12-1 越流部の安定計算」に準じて行うものとするが、①土石流時、②土石流捕捉後の湛水時、③洪水時における設計外力に対して行い、いずれにおいても安定条件を満たさなければならない。その際に、付属施設の総重量を水通しの幅全体に均等にかけて、安定計算を実施する。

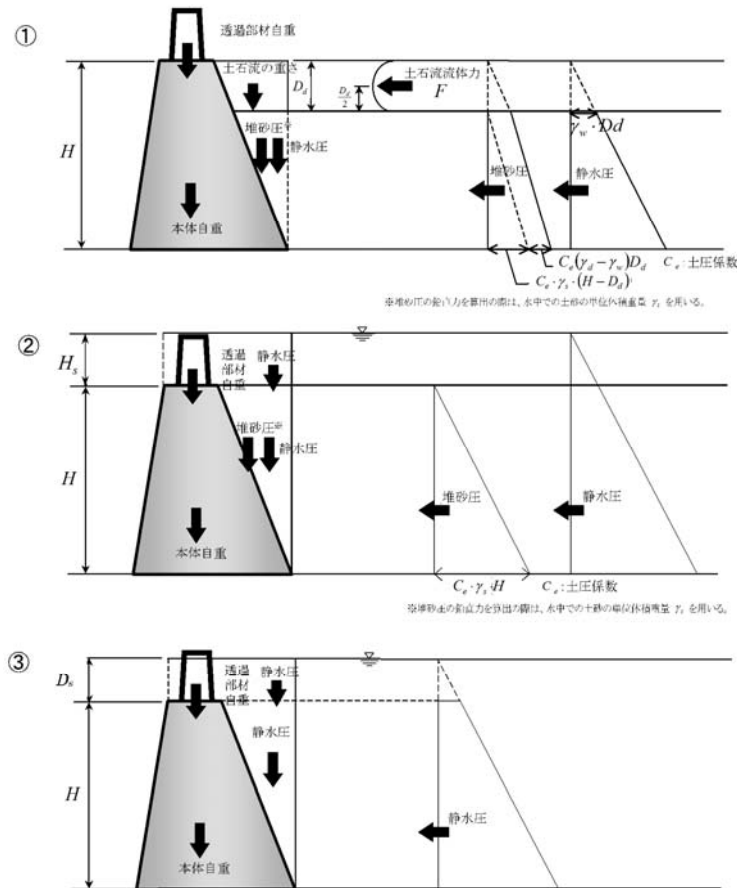
① 土石流時の設計外力は、本設計要領「第3編 第3章 不透過型砂防堰堤 12-1 越流部の安定計算」に準じるものとする。

(図 8-2-10①)

② 土石流捕捉後の湛水時の設計外力は、土石流により不透過部の天端まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が付属施設を閉塞させ付属施設の高さまで湛水した状態を想定し、不透過部天端までの堆砂圧および付属施設天端までの静水圧を考慮する (図 8-2-10②)。

③ 洪水時の設計外力は、洪水流が付属施設によりせき上げて付属施設を透過している状態を想定し、不透過部天端までの静水圧を考慮する。(付属施設にかかる静水圧は考慮しない。)

(図 8-2-10③)



※) H : 堰堤高 (付属施設の高さは含まない)

D_d : 土石流の水深

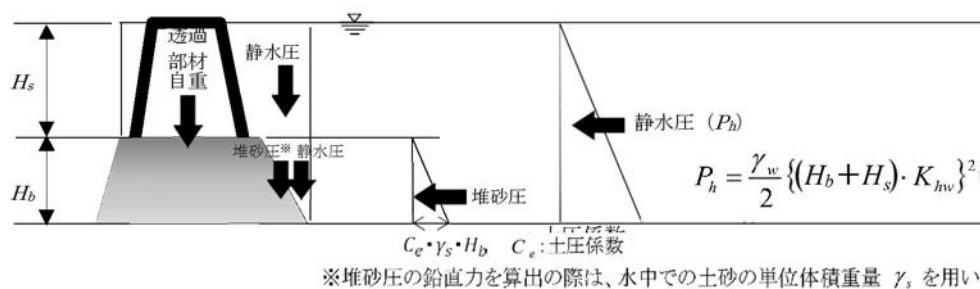
H_s : 付属施設の高さ

D_s : 付属施設によるせき上げを考慮した洪水流の水深

図 8-2-10 付属施設を設置した不透過型砂防堰堤の越流部の設計外力図

(4) 付属施設の安定性

付属施設の安定計算は、土石流捕捉後の湛水時における設計外力に対して行うものとし、土石流により基礎部まで堆砂した状態に加え、土砂と分離して浮遊した流木が付属施設を閉塞させ付属施設の高さまで湛水した状態を想定し、基礎部への堆砂圧および付属施設天端までの静水圧を考慮する（図 8-2-11）。ここで、基礎部とは、不透過型砂防堰堤の一部とし、堰堤の天端から付属施設の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目までの高さ（ H_b ）を基礎部と扱うものとする。



- ※) H_b : 基礎部（堰堤の天端から付属施設の堤体への根入れ深さの直下の水平打継目まで）の高さ
 K_{hw} : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 ($K_{hw}=1.0$)

図 8-2-11 付属施設の設計外力図

(5) 部材の安定性の検討

本設計要領「第 5 編 5 章 掃流区間における流木対策工 2-4 部材の安定性の検討」に準じて設計を行う。

(6) 付属施設以外の設計

1) 水通し

付属施設を設置した砂防堰堤の前庭保護工については、流水は付属施設を透過するものと想定し、既設堰堤の高さを堰堤高として、本設計要領「第 3 編 第 3 章 不透過型砂防堰堤 5-3 水通し断面」に準じて設計するものとする。

2) 前庭保護工

付属施設を設置した砂防堰堤の前庭保護工については、流水は付属施設を透過するものと想定し、既設堰堤の高さを堰堤高として、本設計要領「第 3 編 第 3 章 不透過型砂防堰堤 15 前庭保護工」に準じて設計するものとする。

3 山腹工

3-1 山腹工の目的と種類

山腹保全は、山腹において山腹工を行い、山腹を砂防の見地から良好な状態で保持する概念をいう。山腹工は、山腹の崩壊地やとくしゃ地に植生を導入し、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制を図ることを目的とするものである。また、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工、山腹斜面補強工に大別される。

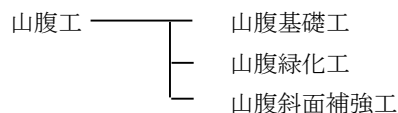


図 8-3-1 山腹保全工の体系図

3-2 山腹管理の基本

山腹の整備・管理については、その主たる実施内容に応じた管理期（モニタリング）を設定し、それぞれに応じた適切な管理を継続する必要がある。

3-2-1 山腹の整備・管理のあり方

土砂生産防止の目的からの山腹の整備・管理のあり方としては、3つの段階に大きく分けられる。

- ① 荒廃した斜面からの激しい土砂生産を速やかに抑制すること。
- ② 土砂生産が抑制された状態が維持されること。
- ③ 人為的な維持管理を行わなくても土砂流出ポテンシャルが周辺斜面と同等以下になること。

3-2-2 管理の主眼

植物群落の維持の観点に合わせて、管理の主眼を整理すると以下ようになる。

第Ⅰ期：土木的施工と表流水の集中を抑制できるまでの初期植物群落による被覆の完了

第Ⅱ期：植生の持つ土砂生産抑制効果の維持と植生遷移の進行

第Ⅲ期：植生遷移状況と土砂生産ポテンシャルに対するモニタリング

3-3 計画対象地域の調査

山腹工の計画にあたっては、計画区域及びその周辺の地形、地質、土壌、気候、植生及び他の砂防設備との関連などを十分に調査し、適正な工種を選定する。

3-3-1 計画対象地域の状況調査

対象地域の状況調査は、荒廃、災害などに関する詳細な調査や資料の収集などを行い、現況を明らかにする必要がある。また、施工後の成果などについても、あらかじめ予測しておくことも必要である。岩質な斜面の安定・不安定要素、施工調査時における検討事項は表 8-3-1 および表 8-3-2 を参考とする。

表 8-3-1 岩質斜面の安定・不安定要素

要素	安定要素	不安定要素	
風化	進 度 代表岩	硬岩で風化進度の遅いもの 玄武岩, 安山岩, 花崗岩, チャー ト等	軟岩で風化進度の早いもの 蛇紋岩, 砂岩, 泥岩, 凝灰岩, 花崗 岩等
	過 程 形 態	風化して岩塊から砂になる傾向 節理が発達してゆくもの	粘土, シルト, 泥になるもの 全体が風化してゆくもの
節理	間 隙 間 隔	間隙が小さいもの 間隙が大きいもの	間隙が大きいもの 間隙が小さいもの
	状 態	規則正しいもの	規則正しくないもの
走 向, 傾 斜	斜面に対し走向が著しく異なっている場合 斜面に対し受け盤となる場合	走向が接近している場合 流れ盤となる場合 (斜面勾配より少し緩傾斜→危険大)	
	層理が密着し, 土砂が無い場合	層理に土砂が有る場合	
湧 水, 流 下 水	斜面からの湧水が無い場合 斜面外上方からの流下水が無い場合	湧水が有る場合 流下水が有る場合	

表 8-3-2 施工地の調査・検討事項

調査項目	注意すべき事項	検討すべき事項
1. 地 形	地形, 地質, 植生図等による検討と相違点の発見 露岩部, 類岩部, 崩土, 流土, 雨裂, 断層, 崖錐, 地すべり地帯, 段兵, 湧水地, ダム等, 新造物の場所と規模	・地形に応じた傾向, 予測 ・施工性 ・周囲の環境との調和
	どんな林層が多いか	・林層, 樹種による土質, 気象 土層の厚さ, 硬度, 水分, 風向, 風力
2. 林層, 樹種	どんな樹種があるか	・配合種, 肥料, 自然環境(植物社会)
	3. 斜 面 形	正面形——凸形か, 凹形か 横断形——斜面(勾配地質別チェック)
4. 地質と地質	凹部では土層の厚さ, 崖錐か堆積土か	・凹部と両袖部ではすべり面の予測と工法
5. 色と変色	変色箇所と範囲	・浸透水と溶解物 ・化学成分 ・凹部ではすべり面となりやすい
	6. 湧 水 箇 所	乾天時と降雨直後(斜面外にも注意) 湧水場所, 湧水量, 色, 土砂の有無
7. 斜 面 上 方 踏 査	亀裂の有無, 上方の地形, 表面水の流路	・のり肩処理 ・承水路 ・切取り土量 ・流入水箇所 ・総合判断
8. そ の 他	周辺住民からの情報収集	・災害事例と復旧手段の考察と検討

3-3-2 地質・土壌条件の調査

計画対象地域の地質構造について、基岩の種類、節理、層理、片理の有無、程度や風化の遅速、程度などの状況を調査し、工種の選定、基礎工の配置などの基礎資料とする。

(1) 地質条件

地質条件は、地形、荒廃の原因、形態などに関連することが多い。

切土で斜面が非常に長大になる場合や安定性に慎重な配慮が必要と判断される場合は、物理探査、ボーリング調査などが実施されるが、土質や岩石試験は特に必要な場合のみ実施される。

主な調査の種類と内容は表 8-3-3 のとおりである。

表 8-3-3 調査内容と方法の適用基準

調査項目	注意すべき事項	検討すべき事項
1. 地形	地形、地質、植生図等による検討と相違点の発見 露岩部、類岩部、崩土、流土、雨裂、断層、崖錐、地すべり地帯、段兵、湧水地、ダム等、新造物の場所と規模	・地形に応じた傾向、予測 ・施工性 ・周囲の環境との調和
2. 林層、樹種	どんな林層が多いか どんな樹種があるか	・林層、樹種による土質、気象 土層の厚さ、硬度、水分、風向、風力 ・配合種、肥料、自然環境（植物社会）
3. 斜面形	正面形——凸形か、凹形か 横断形——斜面（勾配地質別チェック）	・凹部への集水程度と排水処理方法 ・ラウンジング ・地質別勾配の適否
4. 地質と地質	凹部では土層の厚さ、崖錐か堆積土か	・凹部と両袖部ではすべり面の予測と工法
5. 色と変色	変色箇所、形と範囲	・浸透水と溶解物 ・化学成分 ・凹部ではすべり面となりやすい
6. 湧水箇所	乾天時と降雨直後（斜面外にも注意） 湧水場所、湧水量、色、土砂の有無	・乾天時と降雨直後の比較 ・ガリ発生箇所、崩壊、地層、流入箇所 ・排水方法、処置方法
7. 斜面上方踏査	亀裂の有無、上方の地形、表面水の流路	・のり肩処理 ・承水路 ・切取り土量 ・流入水箇所 ・総合判断
8. その他	周辺住民からの情報収集	・災害事例と復旧手段の考察と検討

(2) 土壌条件

地質条件が基礎工計画の資料として調査されるに対して、土壌条件に関する調査は植生工程の選定、植物の選択、施工後の生育状況を推定するなどの判断資料として用いられる。

① 土性

土性の表現には幾つかの方法があるが、この調査では導入植物の生育適性の判断に活用するものである。

土性区分は、粘質土、粘性土、礫質土、軟岩、硬岩などに分けられる。

② 土壌硬度

土壌硬度は、植生工法の適工種を決定する場合に最も基本となる調査である。

切土斜面、崩壊地山では、植生工の施工前に原則として土壌硬度を測定し、工法の検討をする必要がある。

土壌硬度は、山中式土壌硬度計を用い測定される。測定指数 10mm 以下、10～25mm、25～30mm、30mm 以上の各段階に区分し、生育基盤の改善目安とする。

(3) 土壌酸度

土壌酸度は、pH 値によって植物の適性を判断する。pH が 3 以下を強酸性、4～6 を弱酸性、7 を中性、8～10 を弱アルカリ性、11 以上を強アルカリ性に区分される。

3-3-3 気象条件の調査

気象条件は、植物の生育や分布を規制するものである。したがって植物の導入、選定には大切な調査項目の一つである。

気象条件に関する調査項目には、次のようなものがある。

- ① 気温に関する事項：年平均気温、温量指数、積算寒度、凍結指数など
- ② 雨に関する事項：年平均降水量、最大降雨量（時間、日量、月量、連続量など）、最小降水量（寡雨期）
- ③ 雪に関する事項：降雪期間、最多積雪深など
- ④ 霜などに関する事項：降霜期間（初霜、終霜など）
- ⑤ 凍上に関する事項：土壌凍結期間、凍結深など

気温に関する調査および観測は、施工対象地で実測することが望ましいが、実際問題として困難である。したがって最寄りの観測値の活用やその値によって推定することが多い。

3-3-4 施工前の植生調査

施工対象地域に適応する樹種や草種の選定、導入方法、生育状態などを施工前に把握するために実施する事前調査である。以下の項目等について調査を実施する。なお、これらは施工後の対策として十分活用される。

- ① 植生分布や構成状態
- ② 群落の植生回復に対する強弱
- ③ 植物の有無（苗木、種子など）
- ④ 利用植物の分布
- ⑤ 既施工地の植物生育状況
- ⑥ 先駆種の密度と生育

3-4 山腹工の計画

3-4-1 工種の選定および配置

山腹工は、各々の工種の機能が相互に有効に働くように、工種の配置、組み合わせを考慮する。

(1) 山腹工の工種

山腹工は、A. 「山腹斜面の安定化や侵食の防止を図る山腹基礎工」 B. 「崩壊地又はとくしゃ地において植生を導入して緑化を図る山腹緑化工」 C. 「崩壊地や崩壊の恐れのある山腹斜面において崩壊抵抗力を高める山腹斜面補強工」に分けられる。

- A. 山腹基礎工として代表的なものは、谷止工、のり切工、土留工、水路工、暗渠工
- B. 山腹緑化工として代表的なものは、柵工、積苗工、筋工、伏工、実播工、植生基盤工、植栽工、等高線壕工、保育工
- C. 山腹斜面補強工として代表的なものは、排水工、のり面保護工、擁壁工、アンカー工、杭工

(2) 地帯分類別留意点

表 8-3-4 地帯分類の留意点

地帯分類	留意点
積雪地帯	なだれのため山腹工は困難であることから主として溪間工事を行う。山腹工を行う場合には、階段幅を広くし、柵工等を併用する。
凍上地帯	溪流工事を十分に行い、山腹工は階段切り付けを避け、伏工、柵工等を行う。 溪流工事に重点を置き、山腹工は排水工等を十分に行う。
多雨破砕帯 多雨第三、四紀層地帯	溪流工事は少なくし、低い谷止工、護岸工等を行うこと。山腹工は排水工を主とし、伏工等はなるべく簡素化する。
多雪第三、四紀層地帯	多雨第三、四紀層地帯に準じて行うが、山腹工にはなだれ防止の工法も併用する。
多雨火山堆積物地帯	地表水処理の水路工に重点を置く、被覆工は、軽いものおよび全面被覆工法とする。
かう 寡雨花崗岩地帯	山腹工事に重点を置き、全面被覆を図る。

3-4-2 山腹基礎工の計画

山腹基礎工は、斜面の安定を検討するとともに、基礎施設および緑化施設の安定を検討して計画する。

(1) 谷止工

谷止工は、とくしゃ地および崩壊地内の侵食溪に計画する。

(2) のり切工

のり切工は、とくしゃ地および崩壊地斜面の全部あるいは一部が急な場合は、その急な部分および起伏の多い斜面について計画する。

(3) 土留工

土留工は、崩壊斜面長が長い場合、あるいは、のり切土量が多い場合および他の工作物の基礎となるような個所に計画する。

- ① 位置および高さは、山脚から頂点までの全体の勾配が自然で無理のない勾配となるように計画しなければならない。
- ② 断面は、背面土圧、転石、温度変化等に対して安全なものとする。
- ③ 基礎は堅固な地山でなければならない。やむを得ず地盤の軟弱な個所に設ける場合は、基礎処理を行わなければならない。

(4) 水路工

水路工は、以下の条件の場合に計画する。

- A. 斜面長が長い場合
- B. 斜面に起伏がある場合
- C. 崩壊地周辺から水が集まる場合
- D. 暗渠工によって集水された水を表流水とする必要のある場合

(5) 暗渠工

地下水が多く、再崩壊の恐れが多い箇所、およびのり切土砂を大量に堆積せざるを得ない箇所には暗渠工を計画する。

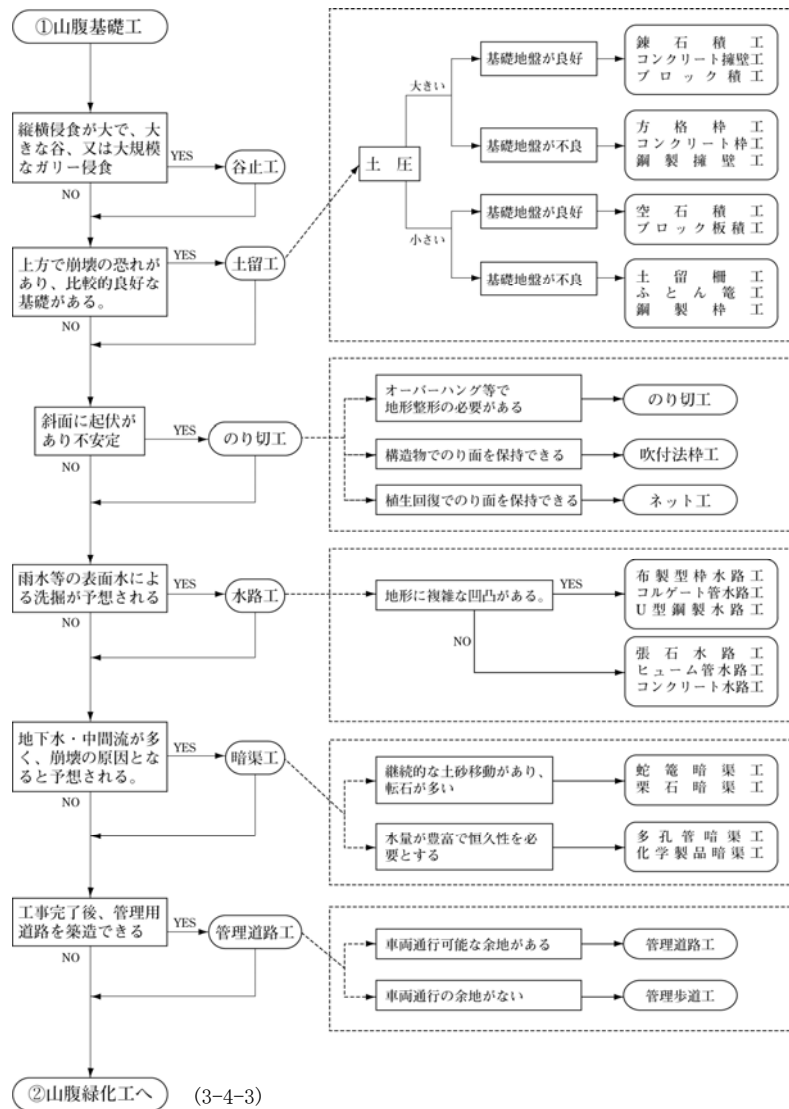


図 8-3-2 山腹基礎工の選定フロー (案)

3-4-3 山腹緑化工の計画

山腹緑化工は、近隣の自然環境を調査し、植生の復元目標を十分検討して計画する。

(1) 柵工

柵工は、山腹斜面表土の流出の恐れがある個所で、かつ植生導入が可能な箇所において計画する。

(2) 積苗工^{つみなえ}

積苗工は、地山が露出した寡雨、乾燥の激しい箇所に計画する。

(3) 筋工

筋工は、下記を目的として計画する。なお、筋工の配置は、斜面勾配、筋工の種別等によって決める。

- a. 比較的表土の深い地味良好な箇所。
- b. 崩壊地の地山部に雨水の分散と山腹傾斜侵食防止。
- c. 植生の早期導入を図る。

(4) 伏工^{ふせ}

伏工は、土質が軽しょうで、かつそのまま放置した場合、以下の条件の場合に計画する。

- A. 雨、凍上、霜柱および風等によって侵食の恐れがある場合。
- B. 斜面に種子を実播する際、その種子の流亡、乾燥等を防ぐ場合。

(5) 実播工^{じつばん}

実播工は、斜面長が短く、かつ緩やかで土壌条件の良好な箇所に単独または他の工種と併用し、早期に緑化することを目的として計画する。

(6) 植生基盤工

① 植生基盤工は、以下の条件の場合に斜面を早期に緑化することを目的として計画する。

- a. 斜面が急勾配あるいは斜面長が長く基礎工で斜面を保持できない場合。
- b. 斜面の状況から植生の養育期間の保守管理ができない場合。

② 植生基盤工では、以下の条件を検討し、現地条件に適合する工種を計画する。

- a. 土壌の種類および厚さ
- b. 斜面勾配
- c. 雨や積雪および凍上等の気象条件

③ 実播工および植生基盤工に用いる樹種および草本類の種子は、適地、適種を原則として、以下の条件に適合するものとして4～6種類を計画する。

- a. 成長力が旺盛でよく繁茂するもの。
- b. 根張りがよく、土壌緊縛度の大きいもの。
- c. せき悪地、乾燥、寒害、害虫等に対して適応性、抵抗性が大きいもの。
- d. 土壌改良効果の大きいもの。
- e. 近隣の植生に適合するか、または遷移が期待できるもの。

(7) 植栽工

植栽工は、斜面を早期に緑化することを目的として計画する。樹種の選定は、適地、適木を原則として、前項 ③. a, b, c, d の条件に適合するものとし、土壌条件の悪い個所では、原則として2～4種類を組み合わせる。

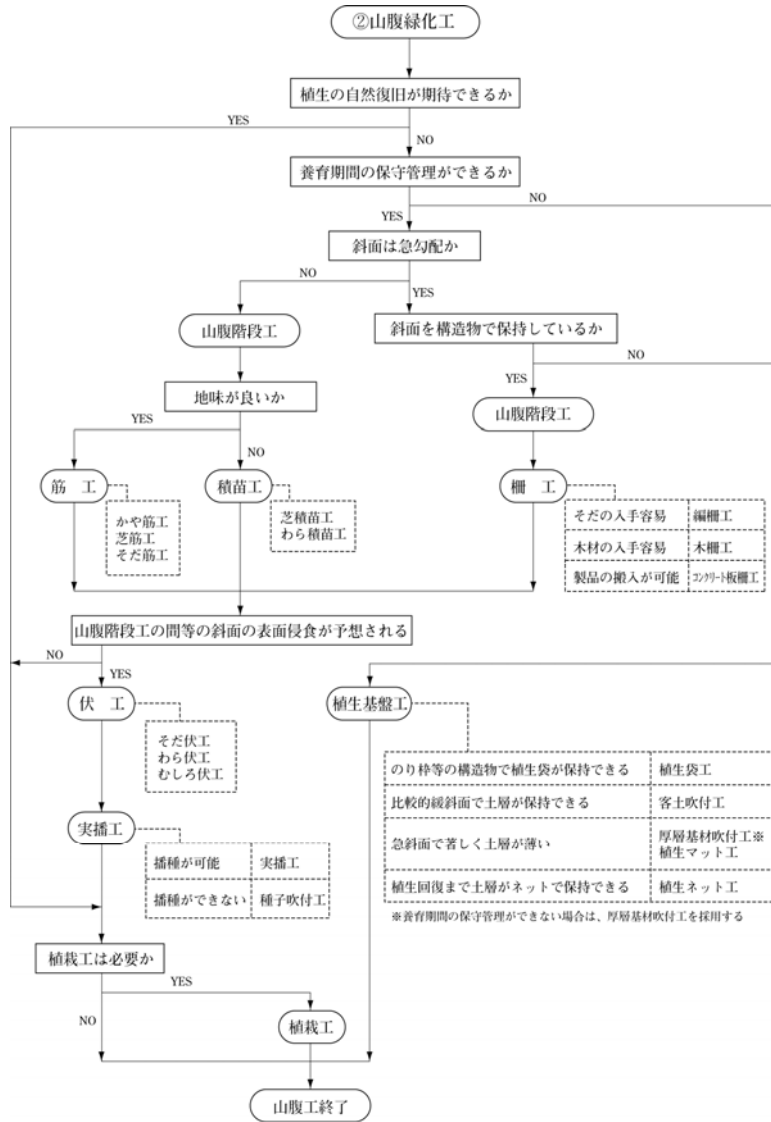


図 8-3-3 山腹緑化工の選定フロー（案）

3-4-4 山腹斜面補強工の計画

山腹斜面補強工は、崩壊地が保全対象に近く、地形等から植生の生育環境を整えることが不適切で、崩壊地拡大防止のために斜面土塊の安定を早急に図る必要がある場合に計画する。

- ① 崩壊地が保全対象に近かったり、急傾斜地であったりする場合は、山腹斜面にコンクリート法枠や鉄筋を挿入して斜面そのものの崩壊抵抗力を高める。
- ② 風化した岩盤の崩壊や深層の崩壊跡地は、コンクリート法枠工を主体とし植生工をのり枠の間に行う。
- ③ 深層崩壊によって拡大が予測される場合は、アンカー工や地下水排除工を用いることを考える。

3-5 山腹工の設計

3-5-1 工種の特徴および選定方法

山腹工の設計にあたっては、その目的とする機能が十分発揮できるように考慮し、安全性、維持管理等についても考慮する。

(1) 植生の復元

植生の復元とは、とくしゃ地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制を図ることを目的とするものである。

植生復元のための工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。

A. 山腹基礎工の工種

山腹基礎工とは、のり切工事等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う工法である。

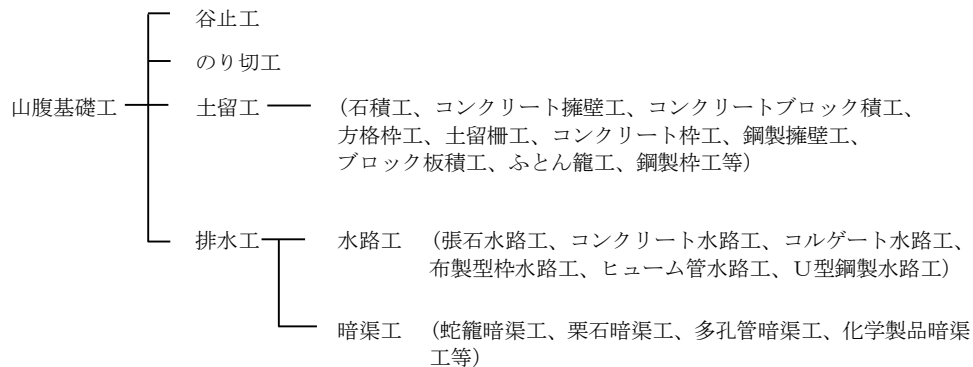


図 8-3-4 山腹基礎工の工種 (例)

B. 山腹緑化工の工種

山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。

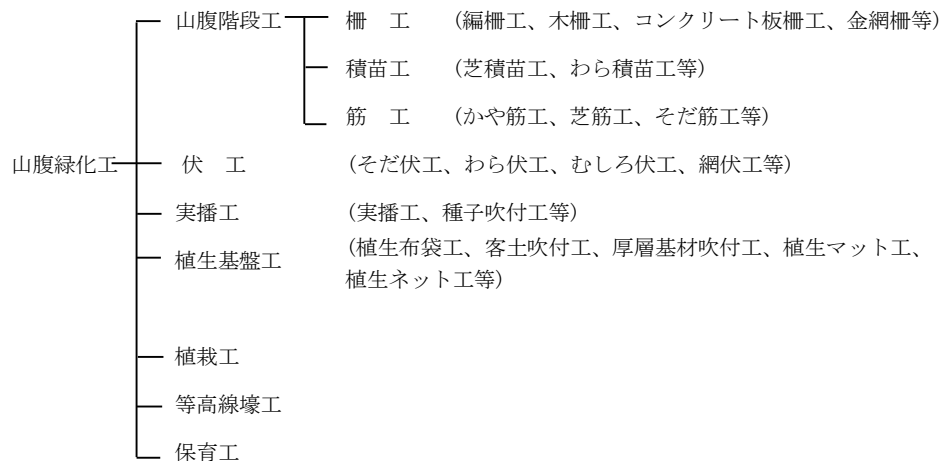


図 8-3-5 山腹緑化工の工種 (例)

C. 植生復元のための工種は、一般には次の基準により選定する。

a. 地質および気象等の環境別工種

表 8-3-5 地質および気象等の環境別工種

地質区分 気象	中、古生層地帯	第三、第四紀層地帯	花崗岩地帯	火山堆積物地帯
一般地帯	溪流工事に重点をおき、山腹工時には土留工を最小限度とする。	崩壊面の土壌は比較的良好であり、積極的に植生の導入を図る。	客土的要素を持つ山腹緑化工を十分に行う。斜面は侵食されやすいため、被覆を完全に行う。	地形が急峻であるため、基礎工事によって地形を修正する。全面被覆工を必要とする箇所もある。
多雨地帯 (年間降水量 2000mm 以上)	山腹工事に重点を置くが、山腹基礎工を少なくし、山腹緑化工に主力を注ぐ。	山腹基礎工を十分に行う必要がある。	一般地帯に準ずる。	シラス地帯（南九州）がこれに相当する。のり切りは垂直とし、客土的効果のある緑化工を行う。
かう 寡雨地帯 (年間降水量 1500mm 以下)	一般に荒廃が軽微であり、簡単な筋工等でよい。	山腹緑化工とし、一気に実施する。山腹基礎工は、比較的簡易とすることができる。	山腹基礎工は最小限とし、山腹面の緑化に重点を置く。（特に客土的緑化工）	
多雪地帯	なだれを考慮した山腹工事を必要とする。	山腹排水路の施工密度を高くし、完全排水に努める。	なだれを考慮した山腹緑化工を必要とする。	
凍上地帯	各種の伏工と植生によって地表を被覆し、温度低下を防止する。階段工は破壊されやすいため、できる限り施工をさける。			

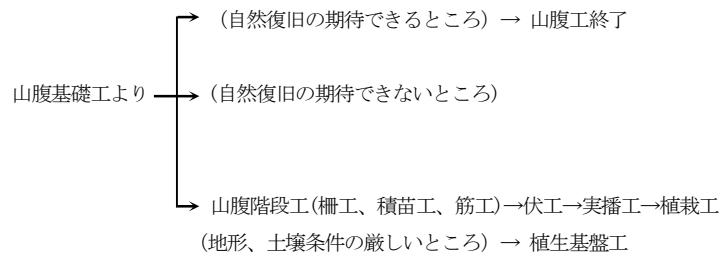
b. 工種の選定

- イ. 主に乱伐等によって土壌が流亡し植生がなくなり、表面侵食が行われている箇所(とくしゃ地)では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。
 - ロ. 山腹の一部の崩落地(崩壊地)においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点を置いて設計する。
 - ハ. 山腹工では、工事完了後の施設と植生の管理のため、必要に応じて管理道路を設計する。
- ニ. 植生復元のための設計は次の順序で行う。

・ 山腹基礎工

谷止工→土留工→のり切工→水路工→暗渠工→管理道路工→山腹緑化工へ

・ 山腹緑化工



(2) 山腹斜面補強工

山腹斜面補強工は、地形条件等から植生の導入が困難な場所において、崩壊地拡大防止のために斜面土塊の安定を図る工法であり、斜面の地形、地質、地表水、地下水の状態等の自然条件を変化させることによって斜面の安定を図る抑制工と、構造物によって斜面の崩落、または滑働を抑制する抑止工とに分類される。

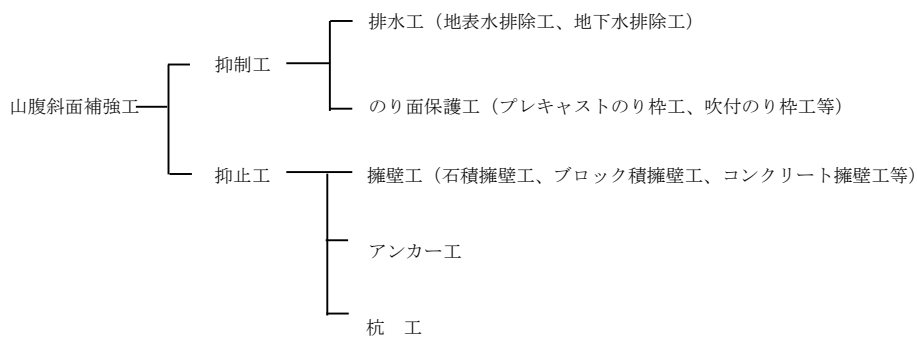


図 8-3-6 山腹斜面補強工の工種 (例)

3-5-2 山腹基礎工の設計

山腹基礎工は、山腹斜面の安定と、基礎工自体および上部に計画する緑化工の安定を図ることのできる構造とするため、地形、地質、気象等の条件を考慮して設計する。

(1) 谷止工

谷止工は、侵食の規模の大きい山腹斜面において侵食を防止し、また他の工作物の基礎とする工法である。

- ① 谷止工の位置は保全対象山腹の直下流部とするのを原則とする。
- ② 高さは山脚の侵食を防止し得る高さとする。
- ③ 天端幅は、流水の量、流送土砂の形態等の条件から適切と認められる場合は、本設計要領「3編, 3章 不透過型砂防堰堤, 6-1 天端幅」より薄くすることができる (P3-12 参照)。
- ④ 方向、構造ならびに断面計算は本設計要領「3編, 3章 不透過型砂防堰堤, 6-1 天端幅」に準ずる。

(2) のり切工

のり切工は、山腹斜面に不規則な起伏や急峻な斜面があつて、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を整正し緩斜面として安定した斜面を造る工法である。

- ① のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急傾斜に、下部を緩傾斜にするものとするが、のり切勾配は1:1.5を標準とする。
- ② のり切が大規模で掘削土砂が多量な場合は、斜面の安定を図るため押え盛土を実施する場合もある。押え盛土の基礎は、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は柵工とする。

(3) 土留工

土留工は、堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとする工法である（図 8-3-6 参照）。

土留工は使用する材料によって、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、鋼製擁壁工、コンクリートブロック積工、石積工、ふとん籠工、鋼製ふとん籠工、コンクリート枠工等に分けられる。

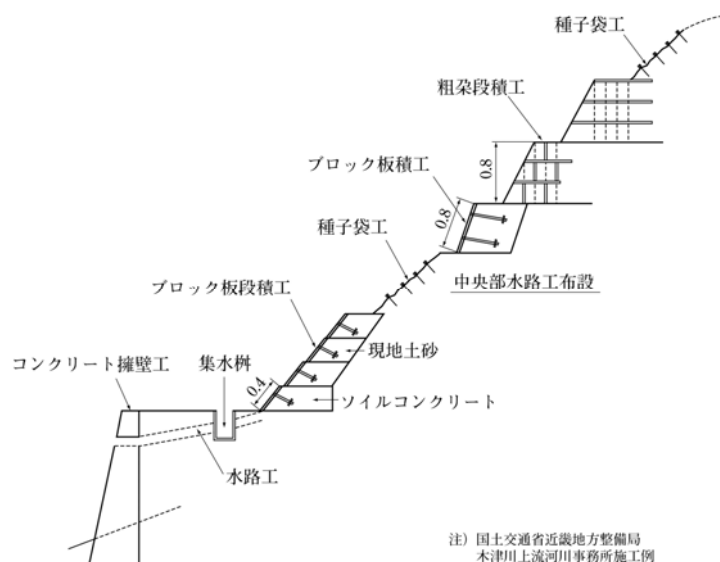


図 8-3-7 土留工を主とした山腹工（施工例）断面図

- ① ブロック板積工は、軽量であるため運搬が容易で、かつ施工性に優れているが、土圧の大きな場所には適当でない（図 8-3-8 参照）。
- ② コンクリート擁壁工、鋼製擁壁工、コンクリートブロック積工および補強土壁工法は、一般土木工事に準じて使用するものとするが、比較的土圧の大きな個所に使用することができる。また、近年、利用されている間伐材を用いた木製擁壁工もあるが、土圧が小さく、腐食しても良い箇所での利用を基本とする。
- ③ 石積工には、空石積工と練石積工があり、空石積工は高さ 2m を限度とし、のり勾配は 1:0.5 より急にしないことを標準とする。練石積工は高さ 3m を限度とし、のり勾配は 1:0.3 より急にしないことを標準とする（図 8-3-9 参照）。
- ④ ふとん籠工は、永久工作物でなく、原則として高さ 2m 以下とし、止杭は、腐朽しにくい樹種を使用し、一般に杭間隔は 2m を標準とする（図 8-3-10 参照）。
- ⑤ 鋼製ふとん籠工は、ふとん籠を鋼製の枠に入れ強度を高めたもので、比較的土圧の大きな個所に使用することができる。鋼製ふとん籠工は、一般に高さ 8m を限度とし、のり勾配は 1:0.5 を最急勾配とすることを標準とする。1 個当たりの大きさは、(幅)2m×(奥行)2m×(高)1m を標準とする。

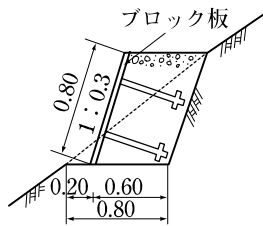
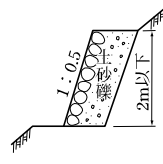
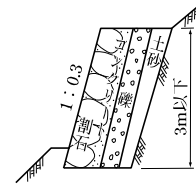


図 8-3-8 ブロック板積工



(a) 空石積工



(b) 練石積工

図 8-3-9 石積工

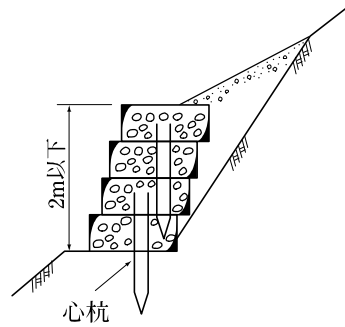


図 8-3-10 ふとん籠工

(4) 水路工

水路工は流水による斜面の侵食を防止する工法であり、流水を速やかにかつ安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計する。

水路工の種類は、使用材料によってコルゲート、張石、ヒューム管、コンクリート水路、布製型枠水路等に分けられる。

- ① 水路工の設計では勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に計画することとし、崩壊地帯の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいように配慮する。
- ② 水路工の位置は、斜面の凹部で最も効果的に集排水ができる位置を選定する。
- ③ 通水断面は、最大流量を安全に流し得るよう十分に余裕を持たせる。
- ④ 水路工の末端部は、土留工あるいは谷止工等で固定しなければならない。水路長が長い場合には、水路長 20～30m ごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

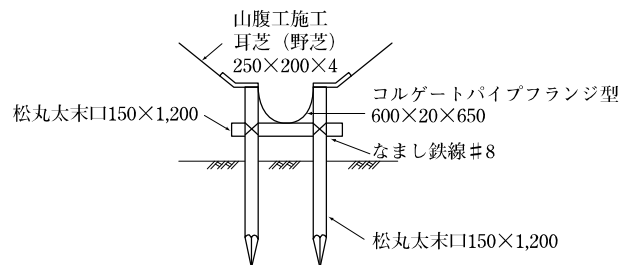


図 8-3-11 コルゲート水路工 (例 単位mm)

表 8-3-6 水路工の種類別

種 別	適 用 箇 所
コンクリート	流量の多い常水のある箇所 流量の多い幹線水路
練 張	流量の多い幹線水路 自然水路を固定する箇所
コルゲート管水路	地すべり地等フレキシブル性が求められる箇所
張 芝	緩勾配で常水はなく、流量は少なく、土砂の流送のない箇所で、芝の生育に適する土壌の箇所
土 の う	常水はなく、流量は少なく、土砂の流送のない箇所で、芝の生育に適する土壌の箇所

出典：「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

(5) 暗渠工

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響をおよぼす恐れのある地下水を排除するための工法であり、湿潤な所や湧水の生ずる所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮する。

- ① 暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計する。
- ② 暗渠工の使用材料としては、蛇籠、栗石、多孔管、化学製品等がある。
蛇籠暗渠工は、地盤が不安定で変動しても有効に働くようにするために使用するもので、一般に円筒型蛇籠を用いる。

栗石暗渠工は、地下水が多い場合に用いられ石径 5～15cm のものを使用している。最近では多孔管および化学製品等を使用することもある。

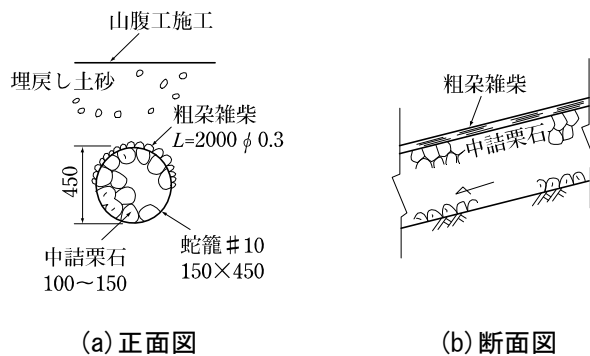


図 8-3-12 蛇籠暗渠工(例)

3-5-3 山腹緑化工の設計

山腹緑化工は、斜面表層の侵食防止、表土の流出防止、斜面の安定化を図れるよう設計し、周辺自然植生との調和を検討して植生回復を図るものとする。

山腹緑化工の工法は、地形、地質、土壌、気象等の条件に応じて選定する。

(1) 山腹階段工

山腹階段工は、山腹斜面を階段状に整形することにより、斜面の表土の流出を防止して植栽床を形成する。柵工、積苗工、筋工の3種類の工法がある。

A. 柵工

階段状に柵を設け背面に埋土する工法である。

使用材料によって、木柵工、編柵工、コンクリート板柵工、金網柵工等がある。

- a. 施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な個所において用いるものとする。
- b. 柵工は原則として切取り部で使用するものとし、高さは50cm程度を標準とする。

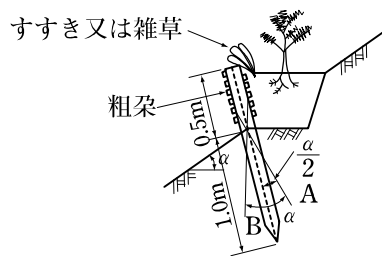


図 8-3-13 編柵工 (例 単位m)

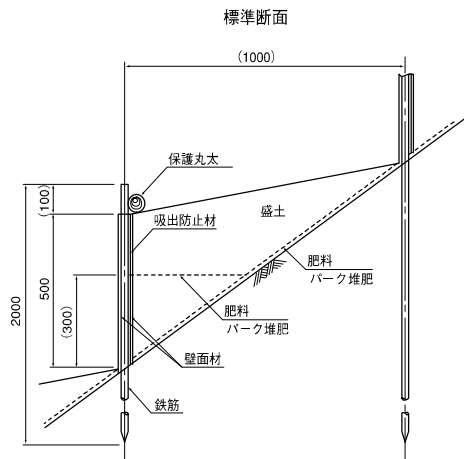


図 8-3-14 木柵工の例 (大谷崩山腹工)

表 8-3-7 柵工の種類別

細 別	材 料	適 用 の 範 囲	特 徴 等	
木柵工	板、丸太、木杭	斜面勾配が緩で、すみやかに植生で土壌が固定できる場合	杭材、壁材は、腐朽して地山に還る	
編柵工	帯梢、木杭	斜面勾配が緩で、すみやかに植生で土壌が固定できる場合	杭材、壁材は、腐朽して地山に還る	
2次製品を用いた柵工	コンクリート板柵工	コンクリート板、H形鋼	植生の生立による背面土の固定に比較的長期を要する場合	
	合成樹脂柵工	合成樹脂網、木杭、角材、鋼材	すみやかに植生で、土壌が固定できる場合 埋設編柵が必要な場合	網に種肥の展着が可能
	金網柵工	鉄線ネット、木杭、特殊鋼線フレーム	植生の生立による背面土の固定に比較的長期を要する場合	強度は低く、衝撃に弱い
	鋼板柵工	鋼板、鋼管	すみやかに植生で、土壌が固定できる場合	透水性に欠け、衝撃に弱い
	エキスパンドメタル柵工	エキスパンドメタル、H形鋼	植生の生立による背面土の固定に比較的長期を要する場合	強度及び耐久性に優れている
鋼製枠柵工	平鋼材フレーム、合成網	植生の生立による背面土の固定に比較的長期を要する場合	杭を使用しない	

出典：「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

B. 積苗工

地山に階段状の段切を行って芝またはわらを積み、土砂で埋め戻す工法であり、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。

- a. 積苗工を行う場合の段切は、直高 1.5m 程度ごとに幅 1m 程度の小段を設けるのを標準とする。
- b. 芝積苗工は、寡雨、乾燥地帯の荒廢地の積苗工として代表的なものであり、芝の供給可能な場所に適する。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設けるものとする（図 3-5-12 参照）。
- c. 段積苗工は、積苗工を斜面において階段状に連続して設ける工法で、主に堆積土砂の上に施工する。

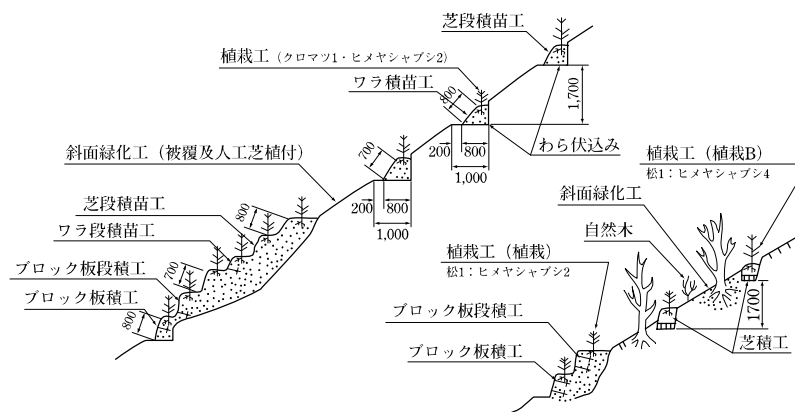


図 8-3-15 積苗工を主とした山腹工（施工例）断面図

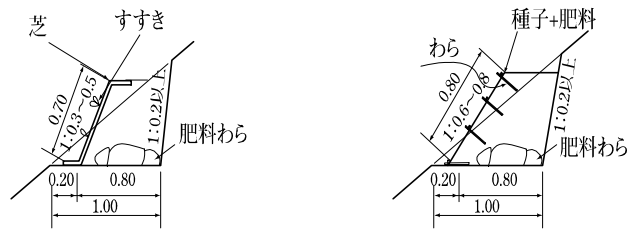


図 8-3-16 積苗工 (例)

C. 筋工

筋工は、筋状に植生を行う工法である。使用材料によって、かや筋工、芝筋工、そだ筋工等に分けられる。

- a. かや筋工は、一般に直高 1.0～1.5m、階段幅 0.4～0.6m、かやを 1m 当たり 0.2～0.3 束で施工する。また、地味のない比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯でかやの成長が期待できる個所では、階段を設けない場合もある (図 8-3-17 参照)。
- b. 芝筋工は、とくしや地帯の雨水による侵食の少ない箇所に、かや筋工の代わりとして施工される (図 8-3-18 参照)。
- c. そだ筋工は、比較的水分の多い所でそだの入手しやすい箇所に施工される。一般にそだ筋工は、直高 1.0～1.5m 程度、階段幅 0.6～0.8m 程度、そだの積高 40cm 程度、そだの長さ 40cm 程度、そだ束の径 10cm 程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込みそだの腐朽に備える (図 8-3-19 参照)。

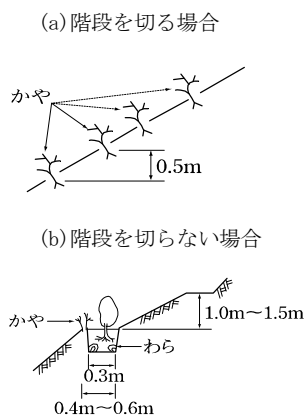


図 8-3-17 かや筋工

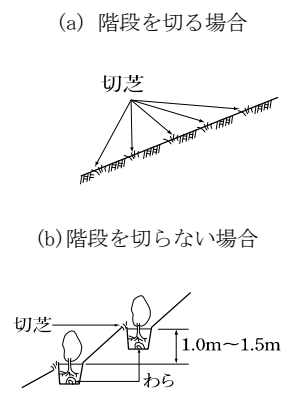


図 8-3-18 芝筋工

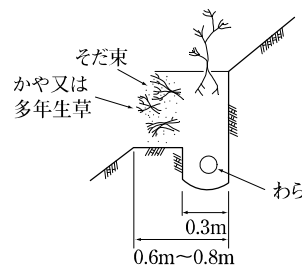


図 8-3-19 そだ筋工

表 8-3-8 筋工の種別

種別	材料	適用範囲
石筋工	石	石礫、湧水があり、他の工種では不適当な箇所 石礫の整理が必要な箇所
そだ筋工	そだ	そだ筋背面の埋め土や、挟み土に良好な土壌が使用でき、 そだの採取が容易な箇所
積苗工	切芝	寡雨地帯。はげ山地帯。シラス地帯
丸太筋工	丸太	地盤が軟弱な箇所で、丸太及び埋め土等に適した土壌が 容易に入手できる場合
萱筋工	カヤ	崩壊斜面の傾斜が急で、広い階段の切り付けが困難な場合
芝筋工	切芝	崩壊地周辺部からの降雨水が流入し易く、他の筋工では、 崩壊斜面のガリーの発生を防止できない場合
二次製品	植生袋 その他	土壌条件の悪い箇所。基盤層が露出したり、土壌の理化学 性が悪い堆積土層等。他の筋工等では緑化が困難あるい は不適切な箇所

出典：「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

(2) 伏工

伏工は、降雨、凍上、霜柱等によるのり面の表面侵食や崩壊を防止するため、そだ、わら、網等の材料を用いてのり面を覆い保護する工法である。のり面の表面侵食を防止する工法で、使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。使用材料によって、そだ伏工、わら伏工、むしろ伏工、網伏工等がある。

- ① そだ伏工は、一般に比較的面積の小さなくしゃ地、または積苗工、筋工等ののり面に用いられ、そだの入手が容易で止杭が確実に打ち込める個所に用いる。一般に、そだ伏工は、そだを横に並べ、1m 以内ごとに縦木（押木）を設置し、止杭によって固定する（図 8-3-20 参照）。
- ② 網伏工は、緩傾斜で軟弱な山腹に適している。網目の大きさは普通縦径 2m、横径 4m の菱形とし、接合点およびそだの中間を竹串または杭により固定する。網目には、施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある（図 8-3-21 参照）。
- ③ わら伏工、むしろ伏工は、直接播いた草木の種子の流亡防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的良い場所に用いる場合もある（図 8-3-22 参照）。

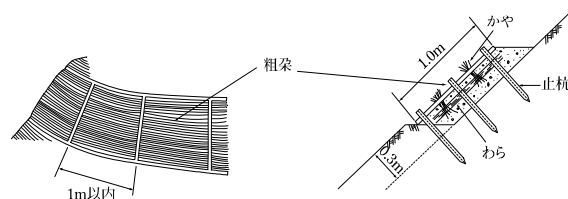


図 8-3-20 そだ伏工

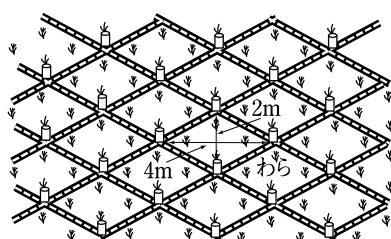


図 8-3-21 網伏工

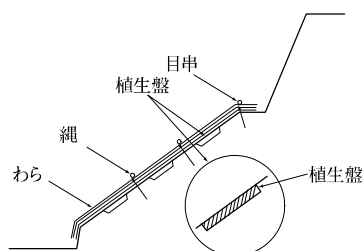


図 8-3-22 わら伏工

表 8-3-9 伏工の種類

種別	材料	適用箇所
そだ伏工	そだ	凍上等による階段間斜面の侵食や崩落を防止する必要がある場合で、使用資材の入手が容易で、かつ、止め杭等が打込みやすい箇所
むしろ伏工	むしろ	凍上等が著しい斜面、寡雨地帯、表土が軽くて荒い地帯
わら伏工	わら	斜面が比較的緩やかな寡雨地帯 表土が軽くて荒い地帯
二次製品	むしろ 化学繊維類等のシート、マット	材料の特性に合わせて適用する

出典：「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

(3) 実播工

実播工は、山腹斜面に草木の種子を直接播くことにより早期に緑化を図る工法である。

- ①山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な箇所に用いる。
- ②急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により肥料の流亡を防ぐことに留意する必要がある。
- ③使用する草木類は周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず生育期間の異なる草木を選択することを原則とし、乾燥地、瘠地（やせち）に耐えるもの、根系、地上茎がよく繁るもの、再成力が多年生であるもの。草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて成長するものを用いる。なお、外来種を使用する場合は周囲の植生状況を十分検討するものとする。実播工に用いる草木は、表 8-3-11 を標準とする。

表 8-3-10 主要山腹砂防用草木類

区分	種名	成長期間	特性	耐湿性	耐寒性	耐暑性	耐乾性	耐酸性	求肥
在来種	シバ類	多年生	地上茎を這わず	強	強	強	強	強	小
	スゲ類	同	根が丈夫、常緑	強	強	中	弱	強	小
	ササ類	同	常緑	強	中	中	中	強	小
	メドハギ	同	瘠地、乾燥地に強い	強	強	強	強	強	小
	イタドリ	同	個体が大きく成長が早い	強	強	強	強	強	小
	ヨモギ	同	気象、土壌に適応性が高い	強	強	強	強	強	小
	カリヤスモドキ	同	繁殖力が強い	強	強	強	強	強	小
	ススキ	同	株立ち、繁殖力が強い	中	中	強	強	強	小
外来種	ケンタッキー 31 フェスク	多年生	適応性大、常緑	強	強	中	中	強	大
	クリヒソクレットフェスク	同	寒冷地に適する	強	強	強	強	強	中
	オチャートグラス	同	耐陰性が特に強い	強	強	強	強	強	大
	ケンタッキーブルグラス	同	寒さに強い	強	強	弱	弱	強	中
	ウイピングラブグラス	同	他の草を圧倒する	弱	弱	強	強	強	小
	パミュダグラス	同	高温でないと発芽しない	弱	弱	強	強	強	小
	パビアグラス	同	暑さや乾燥に強い	強	弱	強	強	強	中
	ホワイトクローバー	同	稲科の草と混播する。	強	強	弱	弱	中	小
	イタリアライグラス	1～2年	冬期施工の助長種	強	強	弱	弱	強	大

表 8-3-11 在来草木の発芽率、粒径等 (参考)

草本名	発芽率 (%)	平均粒数 (万粒/kg)
ヨモギ	50~80	高 350~400 治 410
ヤマヨモギ (オオヨモギ)	50~80	高 150~200
オトコヨモギ	40~70	高 140~180 治 130
イタドリ	20~60	高 50~60 治 54
オオイタドリ		高 50~60
カヤ (スキ)	20~70	高 850~870 治 870
イワノガリヤス	40~80	高 350
ノシバ	30~80	本田ひとし 1.610~1.850
メドハギ	60~80	高 60~70

(注) 高は高速道路調査会 (1972)、地は治山調査会 (林野庁監修1970) による。

出典:「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

表 8-3-12 外来草木の発芽率、粒径等 (参考)

種名	純度 (%)	発芽率 (%)	単位粒数 (粒/g)
バミューダグラス	97	85	3,530
ケンタッキーブルーグラス	85	80	3,850
クリーピングレッドフェスク	96	80	1,130
チューイングフェスク	96	80	1,130
トールフェスク	97	85	440
オーチャードグラス	85	80	1,180
イタリアンライグラス	98	90	490
ペレニアルライグラス	98	90	500
レッドトップ	90	80	11,000
サンドラブグラス	70	65	3,500
チモシー	99	85	2,710
リードキャナリーグラス	96	60	1,200
マウンテンブROOM			300 三原進
サブタレミアンクローバ	99	90	150
ホワイトクローバ	96	90	1,500
ラジノクローバ			1800 林業試験場
レッドクローバ			720 林業試験場

(新田伸三、小橋澄治 1968)

出典:「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

表 8-3-13 木本植物の発芽率、粒径等 (参考)

種名	発芽率 (%)	単位粒数 (粒/g)	備考
エニシダ	40~70	9~10	外来
イタチハギ (クロバナエンジュ)	50~90	3~4	〃
マルバハギ	40~80	14~15	在来
ヤマハギ	50~80	15~16	〃
アキグミ	40~60	5~6	〃
オオバヤシャブシ	20~60	70~80	〃
ヤシャブシ (ミネバリ)	30~60	75~80	〃
ヒメヤシャブシ (ハゲシバリ)	20~50	100~110	〃
ヤマハンノキ	40~60	130	〃
ミヤマハンノキ	30~50	70~75	〃
シモツケ	10~20	800~850	〃
ウツギ	10~15	1,500~1,600	〃
タニウツギ	40~70	400~450	〃
オオシマザクラ		森0.79	〃
アカマツ	30~60	10~12	〃
クロマツ	20~50	8~10	〃

(注) 北村文雄、堀江保夫 (1975)、森は森林家必携 (1965) による。

出典:「治山技術基準解説 総則・山地治山編」 林野庁監修 平成 21 年 4 月発行

(4) 植生基盤工

植生基盤工は、急傾斜地や高標高の山腹斜面で表土の厚さが薄い場合に、植生基盤を造成して植生を導入する工法である（図 8-3-23 参照）。

使用する工法によって、客土吹付工、厚層基材吹付工、植生マット工、植生布袋工、植生ネット工等に分けられる。

- ① 客土吹付工は、種子と肥料を混ぜた土を斜面に吹付ける工法であり、比較的緩傾斜面で土層が保持できる箇所に用いられる。
- ② 厚層基材吹付工は、植物を生育させるための培地、すなわち生育基盤材に種子と肥料を混ぜて、大型吹付機械で斜面に吹付ける工法である（図 8-3-24 参照）。
- ③ 植生マット工は、厚層基材吹付工の生育基盤材、種子および肥料をマットまたはシートとして製作し、直接のり面にアンカーで張り付ける工法である（図 8-3-25 参照）。
- ④ 植生袋工は、合成樹脂製の袋の中に草木の種子と肥料を入れたものをのり面に並べる工法である。法枠工と併用して用いることが多い。
- ⑤ 植生ネット工は、金網の代わりに合成樹脂製のネットを利用し、ネットに草木の種子や肥料を取り付ける工法である。比較的緩傾斜面に用いられる。

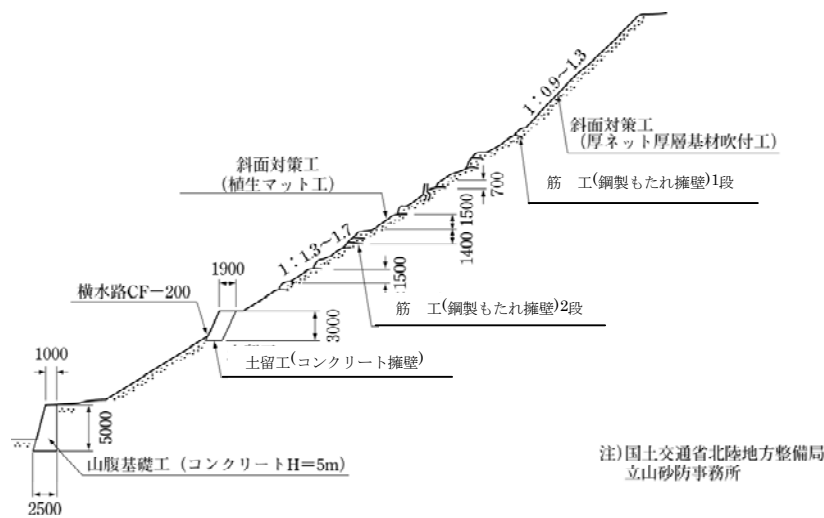


図 8-3-23 植生基礎工を主とした山腹工（施工例）

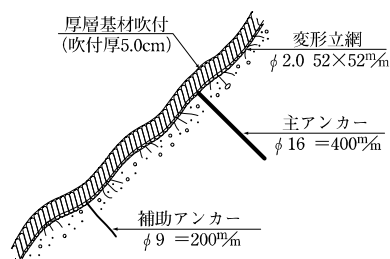


図 3-5-24 厚層基材吹付工（例）

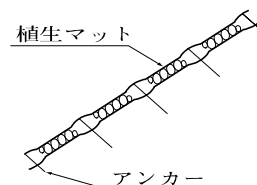


図 3-5-25 植生マット工

(5) 植栽工

植栽工は、樹木の苗木を直接地山に植え込んで緑化を図る工法である。

表 8-3-14 主要山腹砂防用樹木類

種名	適応性	造林方法	特性							
			活着力	根系の発達	耐瘠悪性	耐乾性	耐湿性	耐寒暑	耐陰性	耐酸性
アカマツ	潮風に弱い内陸に用いる	植栽、播種	良	良	大	大	小	大	小	—
クロマツ	最も一般的である	同	良	良	大	大	中	大	小	—
ハンノキ	乾燥に強い	植栽	良	良	大	大	大	大	小	大
ヤマハンノキ	高冷地に適する	同	良	良	大	大	大	大	中	大
ウツギ	崩壊地、乾燥地に適する、成長が早い	植栽	良	良	大	大	大	大	小	大
カエデ	岩盤、傾斜に強い、耐寒、雪、陰性が大	植栽、播種	良	良	大	大	大	大	中	—
ヤシヤブシ	崩壊地に適する、成長が早い	植栽	良	良	大	大	小	大	中	大
ナラ	土壌を選ばず、寒さに強い	同	良	良	大	大	大	大	小	—
ツツジ	傾斜に強い、耐寒、雪性が大	同	良	良	大	大	大	大	中	—
イタチハギ	適応性が最も高い	(さし木、枝まき、播種)	良	良	大	大	小	大	小	中
ヤマモモ	暖地に適する	植栽	不	良	大	大	小	中	大	大
ヤマハギ	瘠地、乾燥地、硬質地でよく生育する	同	良	不	大	大	小	大	小	—

- ① 周囲の自然環境を考慮し、乾燥地、瘠悪地に耐えるもの、根系の発達が旺盛で速やかに大地に固定するもの、萌芽力の旺盛なもの、諸種の害（病虫害、寒気、干害、温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。
- ② 植栽工に用いる樹木は、表 8-3-14 を標準とする。
- ③ 植栽本数は原則として、土地堆積地区等の土壌条件の比較的良好な地区では、1ha 当たり 3000～5000 本、地山露出地区では 1ha 当たり 8000～12000 本とする。
- ④ 植栽にあたっては、原則として施肥を行う。

(6) 等高線壕(ごう)工 [河川砂防技術基準(案)同解説 設計編 [II] 第 3 章 7.12]

等高線壕工は、とくしや地等の荒廃地に等高線に沿った溝を設け、斜面に降った雨水、雪等を山腹に滞留、吸収させ、草木の生長を可能ならしめて土砂の流出を防止する工法である。

- ① 溝は等高線に沿って水平に掘るものとし、間隔は 6～12m を標準とする。溝には 6～12m 間隔で間仕切土堤を設けるものとし、その堤高は谷側の溝の土堤より 10cm 程度低くする。溝の断面は山腹の傾斜、表土の状態を考慮し、貯留水が越流しないよう十分な断面とする。
- ② 溝が比較的大規模な (0.6×0.6m 以上) 谷を横断する場合は、溝の横断前後に谷側の堤防と同高の間仕切堤を設けることを標準とする。

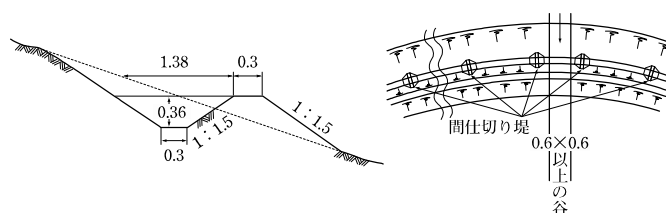


図 8-3-26 等高線壕工 (例)

(7) 保育工 [砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法]

保育工は、山腹工施工後の植生状況が良好になるよう実施する。

- ① 植栽後主木が被圧されたり、肥料切れを起こしたり、病虫害に侵される場合は、間伐、追肥等を行う。
- ② 山腹工は、他の砂防工事と異なり活物を主材料として、安定した森林を造成することが目的となるので、工事を実施した後の活物の生長に対して十分に保育する。
- ③ かつて施工された山腹工で、生長の思わしくない林地においては土の膨潤化、追肥、裸地、斜面の侵食防止を図る。

3-6 山腹斜面補強工の設計

山腹斜面補強工は、斜面安定性の向上を図る抑制工および構造物のもつ抑止力によって斜面の安定性を図る抑止工を適切に組み合わせて、崩壊地の拡大防止を達成するよう設計する。

設計にあたっては、「河川砂防技術基準（案）同解説 設計編〔Ⅱ〕第5章 急傾斜地崩壊防止施設的设计」および「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 本編」に準ずるものとする。



昭和 61 年時



平成 14 年時

大谷崩山腹工の状況（昭和 58 年着手）

3-7 山腹斜面における流木対策施設

(1) 流木流出現象

山腹斜面に流木対策施設を設置する場合は、土砂の生産および過去に倒木となり堆積した木の流出を対象現象とするものであるから、設計においては土石流量および洪水流量等は設定しない。

(2) 流木捕捉工の設計

流木捕捉工の安定性の検討に当たっては、透過部が閉塞され上流に流木および土砂が堆積した状態を想定して設計する。

山腹斜面における流木捕捉工は、過去に発生した倒木を対象とすること、斜面では土石流および洪水が集中して流下することがないこと等の理由から、設計荷重は堆砂圧だけを考慮し、全体および部材の安定性を検討する。

(3) 流木発生抑止工の設計

流木発生抑止工は急傾斜地崩壊防止施設に準じて設計する。