

第3章 設 計

第1節 総説

1.1 設計の基本

砂防施設は、砂防施設計画に基づく必要な機能と安全性を有するように設計する事は勿論、計画区域及びその周辺における自然環境・景観等に十分配慮するものとする。

【解 説】

砂防施設には、堰堤（捕捉工）、床固工、護岸工、溪流保全工等がある。これらの砂防施設は、砂防施設計画において必要とする機能が位置付けられている。したがって砂防施設の設計に当たっては、期待する機能を合理的に確保するとともに、その機能を十分に発揮・維持できるように安全で、かつ経済性をも考慮して設計しなければならない。

また、生物の生息・生育環境の連続性や良好な景観の確保等が図られるよう、施設配置、形状、構造等について十分に配慮する必要がある。

1.2 砂防設計における環境対応

砂防施設は、土砂災害防止のための機能を有することは当然として計画箇所周辺の溪流環境を保全するため、その特性に応じた各種対策を講じるものとする。

砂防施設の設計にあたり、溪流環境保全の観点から、考慮すべき事項は以下のとおりである。

- ① 景観対策（修景）
- ② 魚類及び動植物の保全と育成
- ③ 溪流空間利用
- ④ 工事中の環境対策

各項目における一般的な環境対策の事例を参考として次表に示す。

表 I-3-1 環境に配慮した砂防工法の例

区分	工法名	概要
砂防えん堤	魚道	プールタイプ、水路タイプ、暗渠タイプ、ウナギ魚道、間伐材を利用した魚道
	魚類等の遡上可能性があるえん堤	透過型砂防えん堤（鋼製、コンクリート）、ワイヤーネットダム、暗渠ダム
	えん堤堤体への配慮（主えん堤）	えん堤堤体表面（石積工・石張工等）、堤体袖部（盛土工・緑化工等）、えん堤天端（植栽工）
	主えん堤以外のえん堤施設への配慮	導流堤（石張工・植生工等）、副えん堤（石張工）、水叩部（水褥池）の設置等
	えん堤の周辺現存林地への配慮	植生の回復、伐採面積を少なくする
	堀削残土の処理	盛土材として利用、残土処分地
	工事中の配慮	騒音防止、濁水防止対策、浮遊砂の除去
	落下水騒音対策	水脈を切る、水褥池の設置、堤体表面を化粧型枠にする、下流法面に転石を張る
溪流保全工等	瀬・淵の改善	巨石の投入、堆積土砂の除去、異形ブロック、木工沈床
	中州を設ける	中州を設ける
	魚礁の設置	蛇籠、木工沈床
	ワンドの造成	水制による造成
	人工産卵場設置	築瀬、枠つけば、まぜ場、場つけば
	流路	低水路の設置、蛇行を規制しない、床固工、魚道への魚の誘導バイパスの設置、遊水池の設置、貯砂池の設置、ホタル池の設置 河道の付替え、帯工、護床工
	護岸工	石積護岸工、石張護岸工、化粧型枠、蛇籠張工、木工沈床、粗梁沈床、魚巢の設置、ホタル護岸、営巣ブロックの設置、工事中の配慮、工事時期の配慮、土留工
	柳技工	柳技工
	植栽工	法面植栽、張芝工、種子吹付工、植林
	高水敷の整備	遊歩道の設置、菖蒲池の造成、管理用道路の整備
	水際部の植生	抽水植物を植える
	現存林地の保全	現存植生の保全、同种植生の補植、種苗工
山腹工等	山腹工	土留工、水路工、植栽工、基礎工、植栽木の管理
	急斜面地崩壊対策 地滑り対策	現存林地の保全
	背後地の整備	ベンチ・テーブルの設置、擬木による防護柵の設置
道路（付替 道路・林道）	植生の保護	伐採面積を減らす、橋梁、施工時の配慮、林縁部への植栽
	植生の回復	多様な植生への回復、植生の回復を早める
	動物の保護	道路の横断を可能にする、ロードキル対策代替地の確保

【水系砂防編】

第2節 砂防堰堤の設計

2.1 目的および設計順序

2.1.1 砂防堰堤の目的

砂防堰堤は、その目的により5種類に分類する。

① 山脚固定堰堤

河床を上昇させて山脚を固定し、山腹の崩壊等の予防及び拡大の防止を図り、土砂の生産を抑制することを目的とする。山脚固定堰堤の位置は山腹崩壊又は溪岸崩壊の直下流部を原則とする。堰堤の高さは山脚の侵食を防止し得る様に定める。

山脚固定の外に流出土砂抑制及び調節を兼ねる場合は、その必要に応じて位置及び高さを定める。

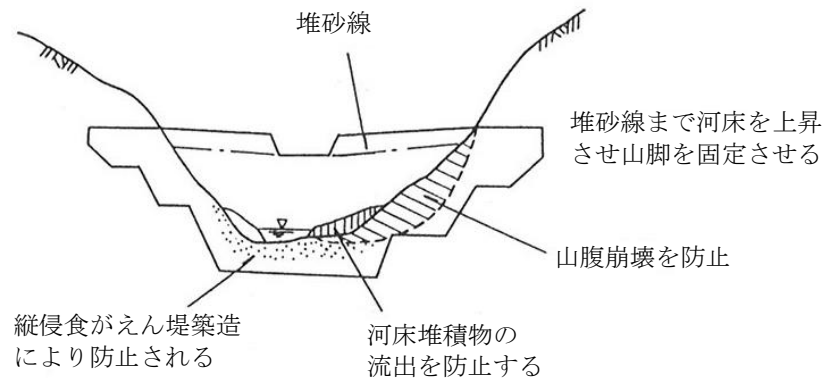


図 I - 3-1 山脚固定堰堤のイメージ

② 縦侵食防止堰堤

- ・ 縦侵食防止堰堤は、縦侵食区域の直下流に設ける。
- ・ 堰堤の高さは、その堆砂区域に縦侵食区域が包含される様に定める。
- ・ 縦侵食区域が長距離に亘る時は、数基の堰堤を階段状に連続して設ける。
- ・ 階段状堰堤群においては、基幹となる堰堤は、基礎を岩着させることを原則とする。

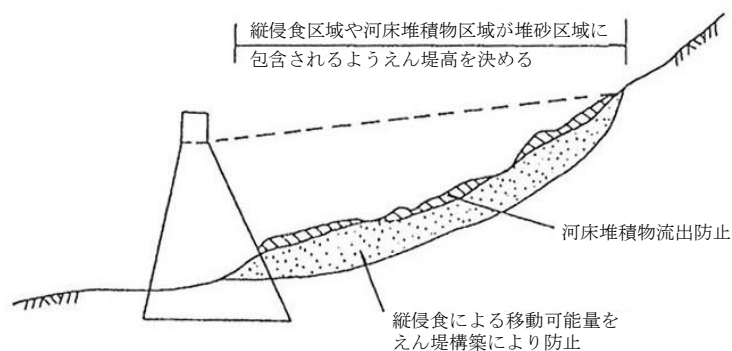


図 I - 3-2 縦侵食防止堰堤のイメージ

③ 溪床堆積物流出防止堰堤

河床堆積物流出防止堰堤は、河床堆積物の直下流に設けることを原則とする。高さは、堆砂面内に河床堆積物が包含される様に定める。

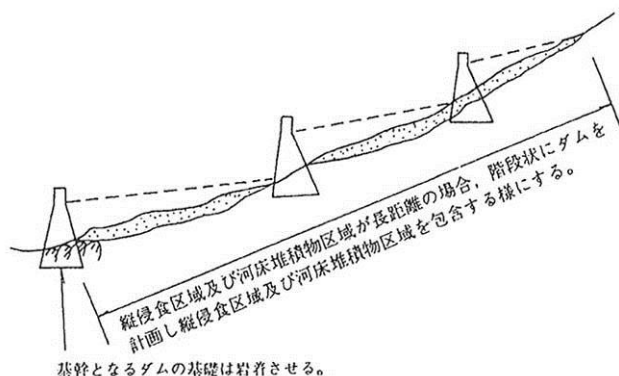


図 I - 3-3 溪床堆積物流出防止堰堤のイメージ

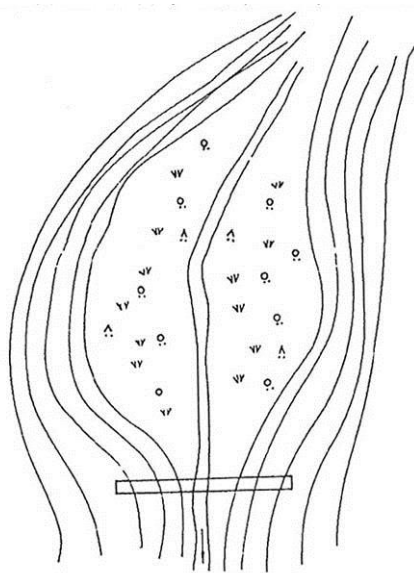
④ 土石流・流木対策堰堤

土石流・流木対策堰堤の目的は、「Ⅱ 土石流・流木対策編」を参照。

⑤ 流出土砂抑制・調節堰堤

流出土砂抑制、調節堰堤は、なるべく大容量であり堆砂面積が大となる様計画した方が流出土砂抑制、土砂調節に効果があり、又流砂調節機能（粒径調節）が有効に発揮される。

【水系砂防編】



堆砂面積が大で尚かつ大容量のポケットがあれば流出土砂制御、土砂調節が最も有効。

図 I - 3-4 流出土砂抑制・調節堰堤のイメージ

2.1.2 砂防堰堤の設計順序

砂防堰堤の設計順序は、ダムサイトの地形、地質等の物理特性、堰堤の目的に対する適合性及び経済性、安全性等の各要素について考察し、堰堤形式の選定に必要な概略設計を行った後、堰堤型式を決定する。次に決定された堰堤型式について、水通し、本体及び基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰や水抜き等の付属物の設計を行う。その他の施設は、必要に応じて設計を行う。

砂防堰堤の設計順序は下表に基づくものが一般的である。砂防堰堤の各部位の名称は、「Ⅱ土石流・流木対策編 2.2.1.2」を参照。

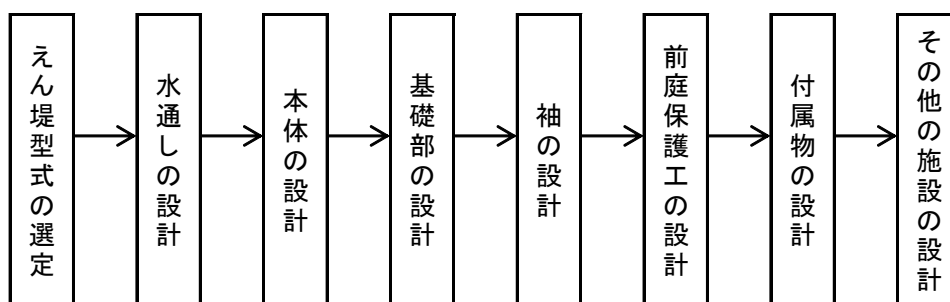


図 I - 3-5 砂防堰堤の設計手順

2.2 位置

砂防堰堤の位置は、下記項目に留意して配置する。

- ① 堰堤計画箇所は、溪床及び溪岸に岩盤が存在することが望ましい。
- ② 上流部が広がった狭窄部に堰堤位置を選定すると、建設費の割合に貯砂量が大いいため効果大である。
- ③ 支溪の合流点付近において計画する場合は、両方の溪流の基礎堰堤として役立つように、合流点の下流部に堰堤位置を選定する。但し主流又は主流に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。尚この場合の堰堤は安全のため合流点に著しく近づけない様に注意する。
- ④ 縦断的に貯砂を有効とするには堆砂線と現河床との交点が遷緩点付近にくる様堰堤位置を選定する。

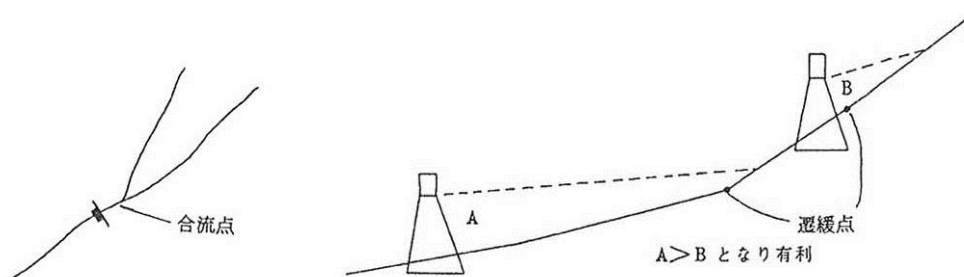


図 I - 3-6 堰堤位置設定の留意点 (1)

- ⑤ 荒廃溪流において縦侵食又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亘る場合は階段状に堰堤群を計画する。計画位置は、原則として、1つの堰堤の計画堆砂線が、現溪床を切る点を上流堰堤の計画位置とする。

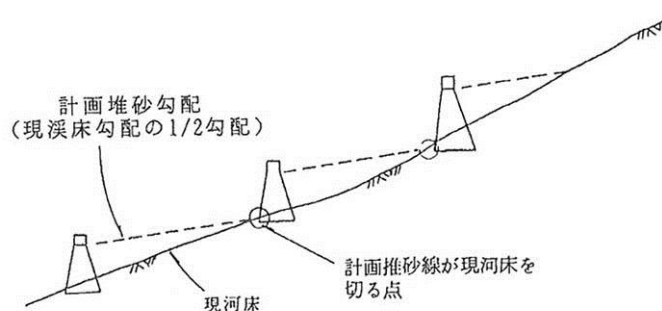


図 I - 3-7 階段状堰堤位置選定上の留意点

【水系砂防編】

- ⑥ 堰堤高の決定に際し基礎の地質を十分調査しなければならない。特にハイダム (H \geq 15m) となる場合、岩盤調査を併せて実施する。岩盤調査とは、地質の良否、支持力、透水性、断層の有無、走行節理*¹ などに関する調査をいう。フローティングダム*² の場合は、支持力、パイピング現象に対する安全性を考慮する。

*1：走向節理：傾いた地層面、断層面等が水平面と交わる直線の方をクリノメーターで磁針が何度北から振れているかによって示す。

*2：フローティングダム：基礎を岩着させない堰堤形式で高さは15m以下を原則とする。

- ⑦ 堰堤の洪水勾配（現河床勾配の2/3程度）線が、上流の保全対象（家屋、耕地、公共施設等）に影響しない様、堰堤位置及び堰堤高を決定する。

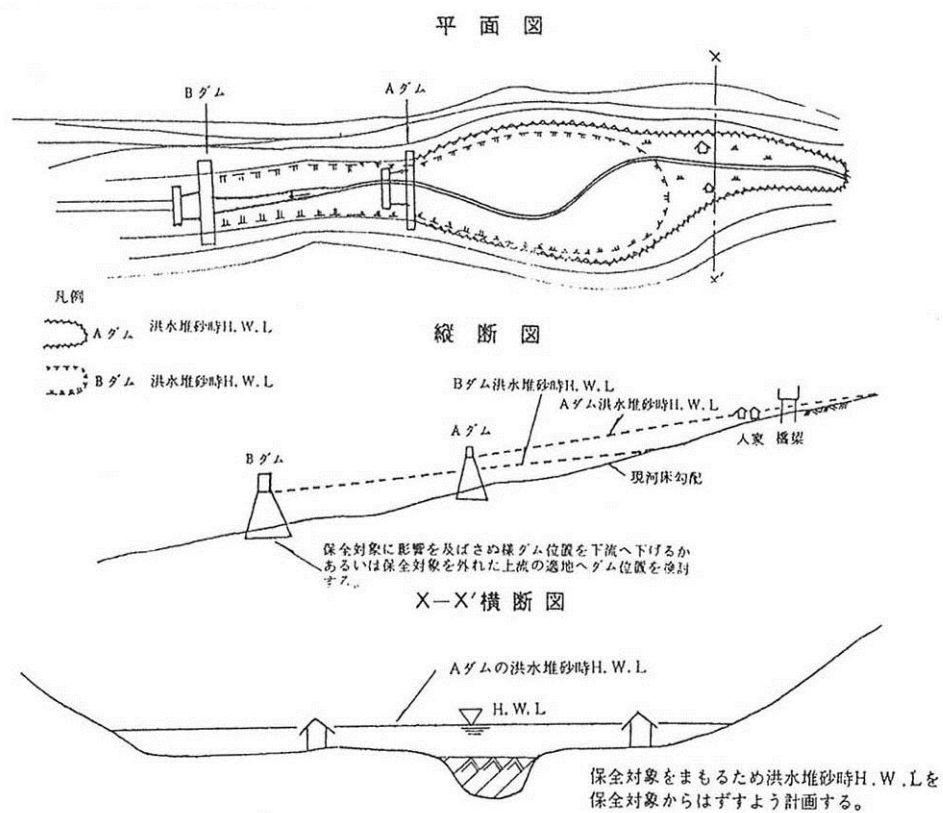


図 I - 3-8 堰堤位置設定の留意点 (2)

2.3 方向

2.3.1 堰堤の方向

- ① 堰堤の水通しを越流する流水は、一般的に水通し天端下流端の線に直角に落下するから、堰堤の方向は水通し中心線において計画箇所下流の流心線に直角に定めることを原則とする。但し、堰堤の計画位置が兩岸の岩盤の関係あるいは堰堤長の関係などで、堰堤の方向を下流の流心に直角に定め難く、潜り堰となることのない場合には、副堰堤、（水叩工法の場合垂直壁）の方向を下流の流心線に直角に定めればよい。

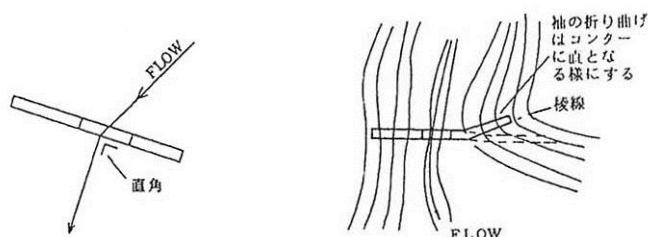


図 I - 3-9 堰堤方向の設定

- ② 階段状堰堤の方向は、原則として各堰堤の水通しの中心点（水増し天端の下流端）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。

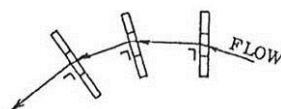


図 I - 3-10 階段状堰堤の方向の設定

2.3.2 堰堤軸

- ① 堰堤軸は直線を原則とし稜線の上流側に決定する（図 I - 3-11）。
- ② ダムサイト下流で山脚が逃げる場合、等高線に直角となる様、袖部を折り曲げ堤長を減ずる様にする（図 I - 3-11）。
- ③ ダムサイト直下流部にへコミがある場合で袖が抜ける危険がある場合は、斜線部まで袖の嵌入を考慮する（図 I - 3-12）。

【水系砂防編】

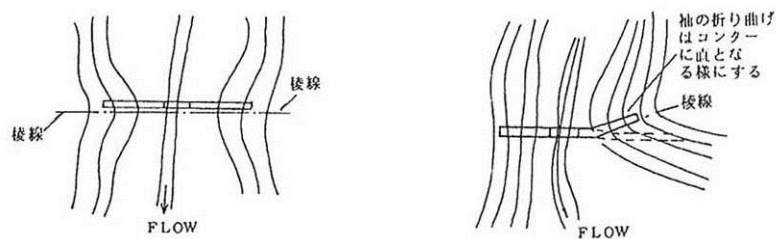


図 I - 3-11 堰堤軸の設定に際する留意点 (1)

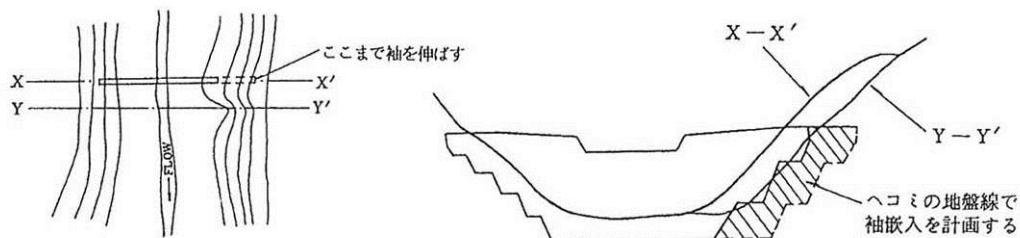


図 I - 3-12 堰堤軸の設定に際する留意点 (2)

2.4 堰堤形式の選定

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

- ① 堰堤の形式には、重力式コンクリート堰堤、アーチ式コンクリート堰堤、鋼製砂防堰堤等があるが、現在、最も多く建設されている形式は重力式コンクリート堰堤である。
- ② 鋼製堰堤、杵堰堤等の堰堤については、堰堤高による形式の選定よりは、むしろ、地すべり地、軟弱地盤等のダムサイトの地形、地質並びに資材確保の難易、運搬手段、工期等に左右される場合が多い。このため、これらの堰堤形式の選定に当たっては、堰堤形式の特徴を十分考慮し機能、部材に応じて安全を確かめたうえで選定する必要がある。

2.5 計画対象流量

2.5.1 対象流量の規模

対象流量は、年超過確率で評価する。

① 堰堤工

砂防堰堤における対象流量とは、その施設の設計に必要な流量をいう。

対象流量は降雨量の年超過確率 1/100 程度の規模もしくは既往最大雨量のうち、どちらか大きい値によって計算したものに土砂混入率を考慮した値とする。

② 床固工

床固工は、堰堤と同様に計画することを原則とするが、溪流保全工の止めの床固工及び溪流保全工計画の中で先行する床固工群は溪流保全工に準ずる（一般的に年超過確率 1/50 を原則とする）。

③ 溪流保全工（流路工）

溪流保全工の対象流量は、計画対象流域の大きさ、その対象となる区域の社会的・経済的重要性、想定される被害の量質、過去の災害の履歴、事業効果等を総合的に考慮し、上下流、本支流のバランスが保持され、かつ他の同程度の重要度を持つ河川や溪流と均衡が保たれるよう定めるものとし、一般には計画降雨量の年超過確率で評価する。なお、河川事業等に比べ同程度の砂防河川において想定される被害の量及び質が非常に大きいため暫定改修を行わないことを原則としており、実施する場合は本改修となることを念頭におくことが必要である（一般的に年超過確率 1/50 を原則とする）。

おおよその基準として、河川をその重要度に応じて A 級、B 級、C 級、D 級及び E 級の 5 段階に区分した場合の、その区分に応じた計画降雨の規模の標準を示すと表 I-3-2 のとおりである。

一般に、河川の重要度は 1 級河川の主要区間においては A 級～B 級、1 級河川のその他の区間及び 2 級河川と都市河川においては C 級、一般河川は重要度において D 級あるいは E 級が採用されてる例が多い。

なお、特に著しい被害を被った地域にあつては、この既往洪水を無視して計画の規模を定めることは一般に好ましくない、したがってこのような場合においては、その被害の実態等に応じて民生安定上、この実績洪水規模の再度災害が防止されるよう定めるのが通例である。

【水系砂防編】

表 I - 3-2 河川の重要度と計画の規模

河川の重要度	計画の規模（計画降雨の降雨量の超過確率年）
A 級	200以上
B 級	100～200
C 級	50～100
D 級	10～ 50
E 級	10（最低でも10とする）

2.5.2 対象流量の算定

対象流量は、土砂混入を考慮したもので表す。

(1) 対象流量算定地点

堰堤工、床固工は、その工作物の地点で算定すること。溪流保全工、床固工群は、支川合流地点、地域面積が大きく変化する地点、砂防原点とする。又溪流保全工の止めの床固工（貯砂を目的としない）は、溪流保全工と同様に求め、流下断面の決定も溪流保全工と同様とする。

(2) 流量の単位（土砂混入を考慮した量とする）

対象流量の単位は、下表に基づいて単位を整理する。

表 I - 3-3 流量の単位

流 量	算 出 単 位	例
10m ³ /s未満	小数点以下を切上げ1 m ³ /s単位とする。	Q=3.2≒4.0
10m ³ /s～100m ³ /s	5m ³ /s以下を切上げ5m ³ /s単位とする。	Q=52.1≒55 Q=55.2≒60
100m ³ /s以上	10m ³ /s以下を切上げ10m ³ /s単位とする。	Q=122.1≒130

(3) 対象流量の算定

対象流量の算出は、原則としてラショナル式（合理式）で算出する。

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

ここで、 Q_o : 対象流量は土砂混入を見込んだ流量 (m³/sec)
 Q : ラショナル式で求めた流量 (m³/sec)
 α : 土砂混入率

$$Q = \frac{1}{3.6} \cdot f \cdot \gamma \cdot A$$

ここで、 f : 流出係数
 A : 流域面積 (km²)
 γ : 洪水到達時間内の雨量強度 (mm/hr)

1) 土砂混入率 (α)

土砂混入率は、流域の水理条件や土砂流出の特性などによって異なるが次の数字を目安とする。

表 I - 3-4 土砂混入率表

工 種	土砂混入率	適 用
えん堤工・床固工	10%~50%	通常10%。土石流地域等で流域の荒廃が進んでいる場合は50%
溪流保全工 (流路工)	5%~10%	① 砂防工事が施工中（上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して原則としえ50%以上完了している）及び屈曲、乱流防止（上流の荒廃が比較的少ない場合でも今後の荒廃に対処するため、原則として上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して50%以上完了していなければならない）場合……10% ② 砂防工事が施工済み（整備率70%以上）の場合……5%

2) 流出係数 (f)

流出係数は、表 I - 3-5 のように地形状況、土地利用状況により変化させる。砂防事業の範囲では 0.75~0.95 をとる場合が多く、0.75 を用いることを標準とする。

表 I - 3-5 流出係数 f の値

急峻な山地	0.75~0.95
三紀層山地	0.70~0.80
起伏のある土地および樹林	0.50~0.75
平坦な耕地	0.45~0.60
かんがい中の水田	0.70~0.80
山地河川	0.75~0.85
平地小河川	0.45~0.75
流域のなかば以上が平地である大河川	0.45~0.75

3) 流域面積 (A)

流域面積は、適切な地形図（1/10,000~1/50,000）を用い、工事施行箇所集水区域界を記入し、デジタイザー又はプランメータなどにより求積する。

4) 洪水到達時間内の雨量強度 (r)

雨量強度の詳細については、本節 2.5.3 を参照。

合理式（ラショナル式）において用いる計画降雨は、洪水到達時間内の平均降雨強度で表わすものとし、原則として、降雨強度曲線により求めるものとする。降雨強度曲線は時間雨量の資料が多く、かつ、降雨の傾向が計画地域とほぼ同様と考えられる雨量観測所のものを使う。河川毎の雨量観測所の所属は「埼玉県の降雨解析報告書」（S50.11）による。

なお、日雨量と降雨強度との関係式として物部公式、伊藤 A 曲線（飯塚公式）等があるが、短時間降雨強度の算定には問題がある。

【水系砂防編】

5) 洪水到達時間（流入時間＋流下時間）

洪水到達時間は、原則として雨水が流域から河道に至る流入時間と、河道内の洪水伝播時間（流下時間）の和とする。流下時間は、ルチハ（Rziha）の式による流速または、計画高水流量が流下する場合における河道平均流速を仮定して計算し、河道計画策定後に河道平均流速の計算値との比較を行ない、仮定値と計算値との差異が大きい場合には再計算を行なう。

① 流入時間

流入時間は、将来の土地利用計画、類似区域の状況等を参考にして定めるものとする。

山地流域	2km ² 未満	30min
特に急傾斜面流域	2km ² 未満	20min

② 流下時間

流路平均勾配 $H/L > 1/20$ （1/20 より急勾配）の場合はルチハの式を用い、流路平均勾配 $H/L < 1/20$ （1/20 より緩勾配）の場合はクラークヘンの式を用いる。

[ルチハ（Rziha）式]

$$T = L/W$$

$$W = 72 \times (H/L)^{0.6}$$

ここに、 T : 流下時間 (hr)
 W : 洪水流出速度 (km/hr)
 H : 流路高低差 (= $H_1 - H_2$) (km)
 L : 流路長 (km)

H/L と W の関係は表 I-3-6 に示すとおりである。

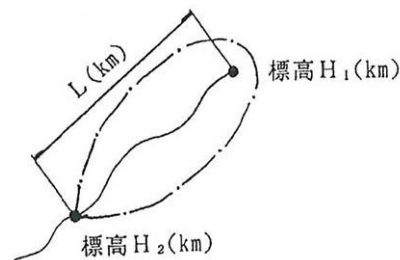


図 I-3-13 流路長と標高の算定イメージ

[クラークヘン (Kraven)]

流下時間の算定には上に示したルチハ (Rziha) の式以外にクラークヘン (Kraven) の式も、一般的に使用されているので以下に示す。

$$T_1 = L/W_1$$

ここに、 T_1 : 流下時間 (sec)
 L : 流路長 (m)
 W_1 : 洪水流出速度 (m/sec)
 I : 流路勾配

表 I-3-6 クラークヘン

I	1/100以上	1/100~1/200	1/200以下
W_1	3.5 m/sec	3.0 m/sec	2.1 m/sec
	[12.6 km/hr]	[10.8 km/hr]	[7.56 km/hr]

表 I - 3-7 ルチハによる洪水伝播速度早見表 (1)

$\frac{H}{L}$	W (km/hr)	$\frac{H}{L}$	W (km/hr)	$\frac{H}{L}$	W (km/hr)	$\frac{H}{L}$	W (km/hr)
0.005	2.997	0.026	8.060	0.047	11.497	0.068	14.350
0.006	3.344	0.027	8.244	0.048	11.643	0.069	14.476
0.007	3.668	0.028	8.426	0.049	11.788	0.070	14.601
0.008	3.974	0.029	8.605	0.050	11.932	0.071	14.726
0.009	4.265	0.030	8.782	0.051	12.075	0.072	14.850
0.010	4.543	0.031	8.957	0.052	12.216	0.073	14.974
0.011	4.810	0.032	9.129	0.053	12.357	0.074	15.096
0.012	5.068	0.033	9.299	0.054	12.496	0.075	15.218
0.013	5.317	0.034	9.467	0.055	12.634	0.076	15.340
0.014	5.559	0.035	9.633	0.056	12.772	0.077	15.461
0.015	5.794	0.036	9.797	0.057	12.908	0.078	15.581
0.016	6.023	0.037	9.960	0.058	13.043	0.079	15.700
0.017	6.246	0.038	10.121	0.059	13.178	0.080	15.819
0.018	6.464	0.039	10.279	0.060	13.311	0.081	15.938
0.019	6.677	0.040	10.437	0.061	13.444	0.082	16.055
0.020	6.886	0.041	10.593	0.062	13.576	0.083	16.173
0.021	7.090	0.042	10.747	0.063	13.707	0.084	16.289
0.022	7.291	0.043	10.900	0.064	13.837	0.085	16.405
0.023	7.488	0.044	11.051	0.065	13.966	0.086	16.521
0.024	7.682	0.045	11.201	0.066	14.095	0.087	16.636
0.025	7.872	0.046	11.350	0.067	14.223	0.088	16.750

表 I - 3-8 ルチハによる洪水伝播速度早見表 (2)

$\frac{H}{L}$	W (km/hr)	$\frac{H}{L}$	W (km/hr)	$\frac{H}{L}$	W (km/hr)	$\frac{H}{L}$	W (km/hr)
0.089	16.864	0.117	19.872	0.145	22.602	0.173	25.128
0.090	16.978	0.118	19.974	0.146	22.696	0.174	25.215
0.091	17.091	0.119	20.075	0.147	22.789	0.175	25.302
0.092	17.203	0.120	20.176	0.148	22.882	0.176	25.389
0.093	17.315	0.121	20.277	0.149	22.974	0.177	25.475
0.094	17.426	0.122	20.377	0.150	23.067	0.178	25.561
0.095	17.537	0.123	20.477	0.151	23.159	0.179	25.647
0.096	17.648	0.124	20.577	0.152	23.251	0.180	25.733
0.097	17.758	0.125	20.677	0.153	23.342	0.181	25.819
0.098	17.868	0.126	20.776	0.154	23.434	0.182	25.905
0.099	17.977	0.127	20.874	0.155	23.525	0.183	25.990
0.100	18.086	0.128	20.973	0.156	23.616	0.184	26.075
0.101	18.194	0.129	21.071	0.157	23.707	0.185	26.160
0.102	18.302	0.130	21.169	0.158	23.797	0.186	26.245
0.103	18.409	0.131	21.266	0.159	23.888	0.187	26.329
0.104	18.516	0.132	21.364	0.160	23.978	0.188	26.414
0.105	18.623	0.133	21.461	0.161	24.067	0.189	26.498
0.106	18.729	0.134	21.557	0.162	24.157	0.190	26.582
0.107	18.835	0.135	21.654	0.163	24.246	0.191	26.666
0.108	18.940	0.136	21.750	0.164	24.335	0.192	26.749
0.109	19.045	0.137	21.846	0.165	24.424	0.193	26.833
0.110	19.150	0.138	21.941	0.166	24.513	0.194	26.916
0.111	19.254	0.139	22.036	0.167	24.602	0.195	26.999
0.112	19.358	0.140	22.131	0.168	24.690	0.196	27.082
0.113	19.462	0.141	22.226	0.169	24.778	0.197	27.165
0.114	19.565	0.142	22.321	0.170	24.866	0.198	27.248
0.115	19.668	0.143	22.415	0.171	24.953	0.199	27.330
0.116	19.770	0.144	22.509	0.172	25.041	0.200	27.413

【水系砂防編】

2.5.3 降雨強度式

降雨強度式については、埼玉県河川砂防課で作成した降雨強度式を変則的に適用するものとする。

[適用法]

- ・ 熊谷、飯能降雨強度式の場合、洪水到達時間 90 分以内の場合は、90 分の降雨強度を用い、90 分以上の場合のときは、降雨強度曲線によるものとする。
- ・ 秩父、名栗降雨強度式の場合は洪水到達時間 120 分以内の場合には 120 分の降雨強度を用いるものとし、120 分以上の場合は降雨強度曲線によるものとする。

表 I - 3-9 降雨強度

観測所	確率年	降雨強度 (mm/hr)	
		洪水到達時間 90, 120 分以内	洪水到達時間 90, 120 分以上
秩 父	50	94.0 (120 分以内)	図 I - 3-14 参照
	100	105.7 (120 分以内)	
飯 能	50	92.0 (90 分以内)	図 I - 3-15 参照
	100	102.5 (90 分以内)	
名 栗	50	102.4 (120 分以内)	図 I - 3-16 参照
	100	114.7 (120 分以内)	
熊 谷	50	66.7 (90 分以内)	図 I - 3-17 参照
	100	74.6 (90 分以内)	

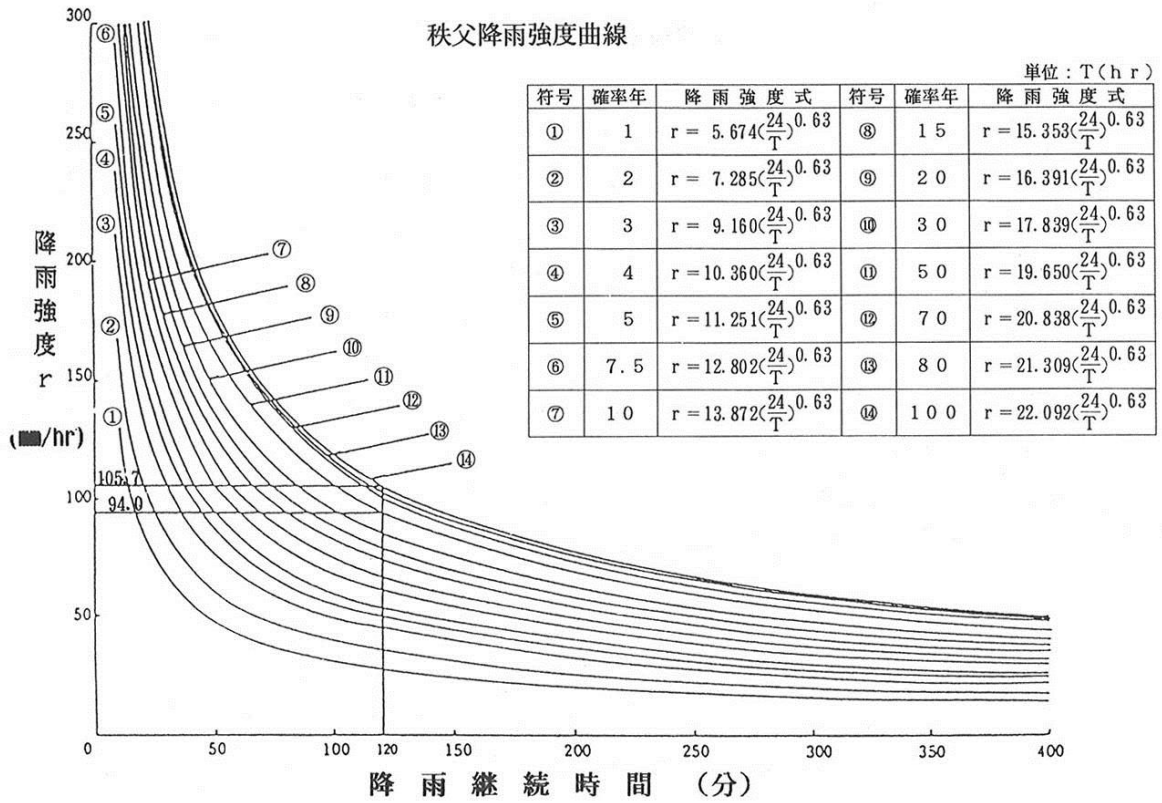


図 I - 3-14 秩父降雨強度曲線

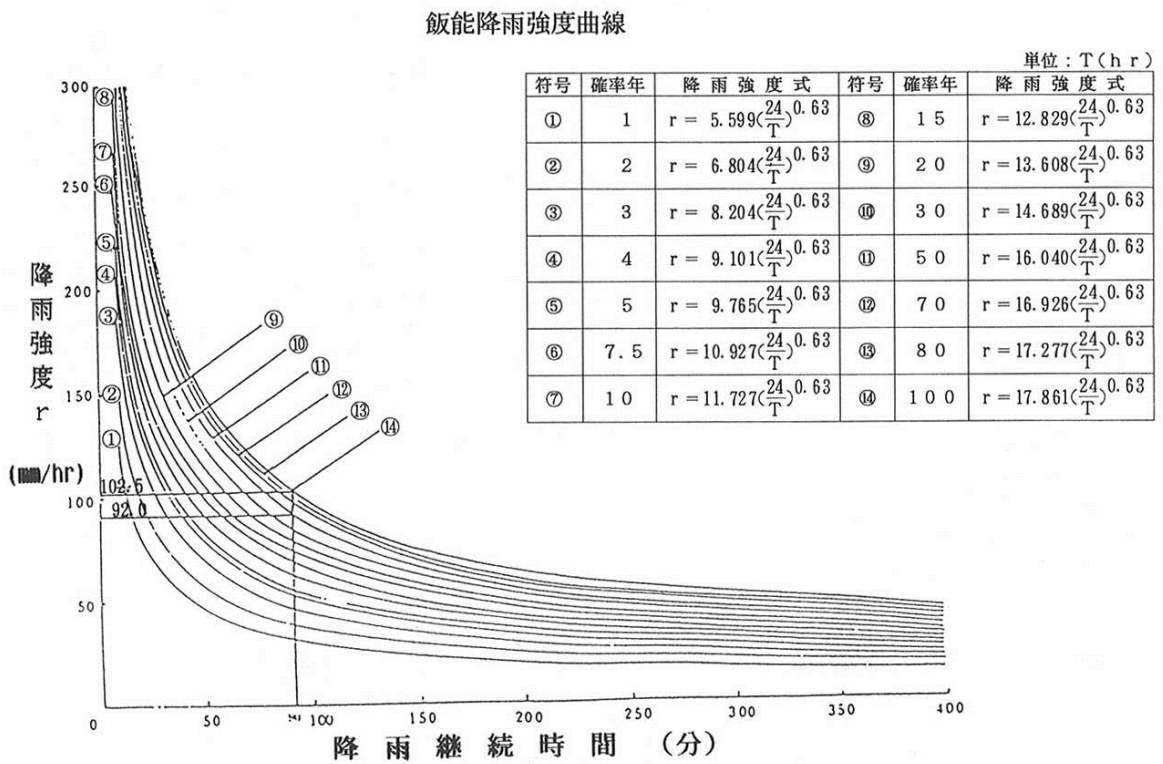


図 I - 3-15 飯能降雨強度曲線

名栗降雨強度曲線

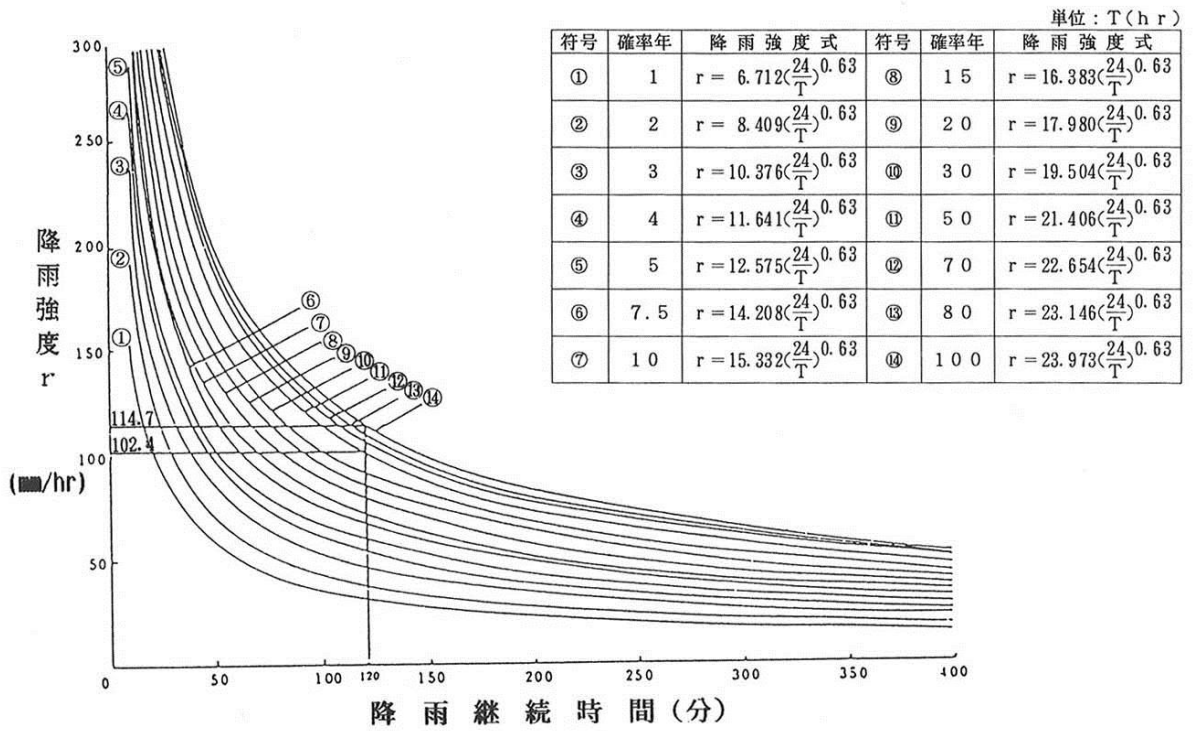


図 I - 3-16 名栗降雨強度曲線

熊谷降雨強度曲線 (ガンベル法)

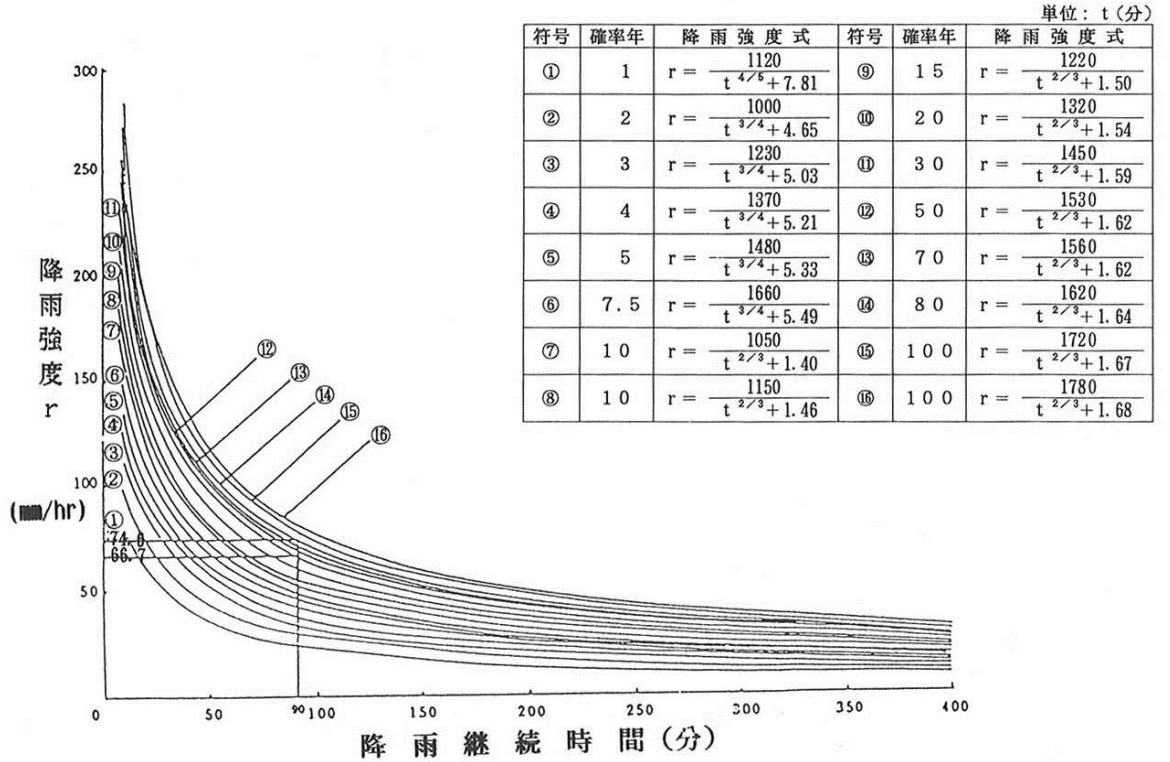


図 I - 3-17 熊谷降雨強度曲線

2.6 不透過型砂防堰堤の設計

2.6.1 水通しの設計

2.6.1.1 水通しの位置

水通しの位置は、原則としてその中心が現河床の中央に位置するように定めるものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向を考慮して定める。

2.6.1.2 水通し断面

(1) 断面

形状は台形とし、袖小口勾配は 5 分を標準とする。袖小口の破壊に対処するため、1 割とする場合もある。

(2) 幅

溪床幅の許す限り広く、水深を軽減する。土石流・流木等を考慮して、最小でも水通し底幅を 3.0m とする。

(3) 高さ

対象流量を流し得る水位に表 I - 3-10 の余裕高以上の値を加えて定める。但し、水深は、通常の場合 3.0m 程度とすることが望ましい。

表 I - 3-10 余裕高

計画対象流量 (m ³ /s)	200未満	200～500	500以上
計算された水位に加える値 (m)	0.6	0.8	1.0

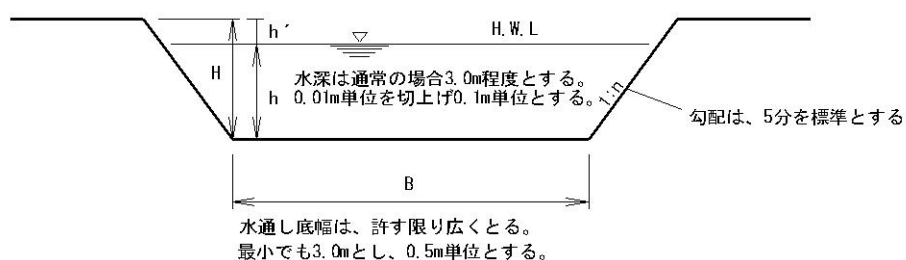


図 I - 3-18 水通し断面の模式図

【水系砂防編】

1) 水通しの高さ

水通しの高さの算定は、次式によりもとめることができる。

$$H = h + h'$$

ここに、 H : 水通しの高さ (m)
 h : 越流水深 (m)
 h' : 余裕高 (m)

ただし、対象流量に応じた水深 (h) は、次式により算定し、0.01m 単位を切上げ 0.1m 単位とする。水通し底幅は 0.5m 単位とする。

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (3 \cdot B_1 + 2 \cdot B_2)} \cdot h^{3/2}$$

ここに、 Q : 対象流量 (m³/s)
 C : 流量係数 (=0.60)
 g : 重力の加速度 (9.8m/s²)
 B_1 : 水通し底幅 (m)
 B_2 : 越流水面幅 (m)
 m : 袖小口勾配

$C = 0.6$ 、 $m = 0.5$ の場合には、次式となる。

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

対象流量は土砂混入を見込んだ流量とする。土砂混入率は、

- ① 通常..... 10%
- ② 流域の荒廃が進んでいる場合..... 50%

とする。

又、堰堤完成までに満砂が十分予想される場合は、次式により求めてよい。

$Q = V \cdot A$	Q : 設計洪水流量 (m ³ /s)
$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$	V : 水通天端流速 (m/s)
$R = \frac{A}{P}$	n : マニングの粗度係数
$A = h \cdot (b + m \cdot h)$	A : 流過面積 (m ²)
$P = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{1 + m^2}$	R : 径深 (m)
	I : 堰堤上流堆砂勾配
	P : 潤辺 (m)
	b : 水通底幅 (m)
	m : 袖小口勾配 (1:m)
	h : 計画高水位 (m)

但し、計画水位 (h) が低いと予想されるか、又は概略値を求める場合は、次式を用いる。

$$h = \left[\frac{n \cdot Q}{b \cdot I^{1/2}} \right]^{3/5}$$

2.6.2 重力式コンクリート堰堤の設計

2.6.2.1 本体の設計

(1) 天端幅

天端幅は、ダムサイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定しなければならない。

- ① 砂防堰堤の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の摩耗等にも耐えるような幅とする必要がある。
- ② 重力式コンクリート堰堤の天端幅は、一般に表 I-3-11 に示す値を用いている。
- ③ なお、本県では、掃流区間における砂防堰堤の天端幅は 2.5m を標準としている。

表 I-3-11 天端幅

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

(2) 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、構造上の安全性、経済性、施工性等を考慮して決定する。

1) 越流部の下流のり勾配

- ① 越流部断面の下流のり勾配は、1 : 0.2 を標準とするが、流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合は、これより緩くすることができる。
- ② 下流のり勾配を緩くする場合の検討方法は、「Ⅱ土石流・流木対策編 第3章設計 2.7.2.2」に準ずるものとする。

(3) 設計荷重の組み合わせ

砂防堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組み合わせは、自重のほかは表 I-3-12 の通りとするのが一般的である。

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

【水系砂防編】

表 I - 3-12 設計荷重の組み合わせ

	平常時	洪水時
えん堤高15.0m未満	—	静水圧
えん堤高15.0m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

(4) 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、形式により選択するものとする。

① 自重

堤体の自重は、想定される形状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。

$$W = V \cdot \rho_c$$

ここに、 W : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN/m³)
 V : 堤体の堆積 (m³/m)
 ρ_c : 堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (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、平常時は一般に堰堤高とし、洪水時は堰堤高に越流水深を加算する。

$$P = W_o \cdot H_w$$

ここに、 P : 静水圧 (kN/m²)
 W_o : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 H_w : 水面からの任意の点の水深 (m)

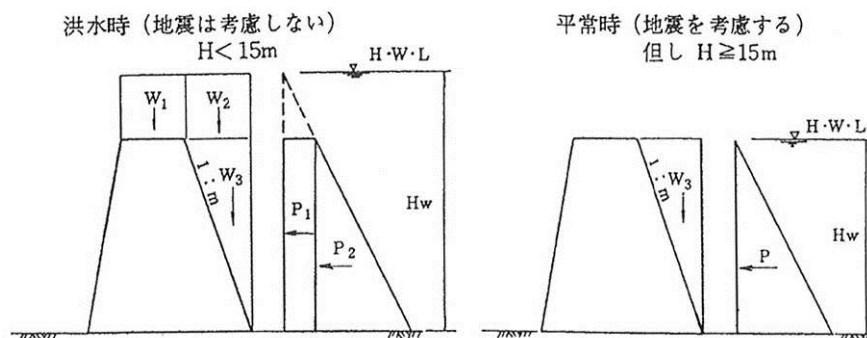


図 I - 3-19 静水圧の設計荷重の模式図

③ 堆砂圧

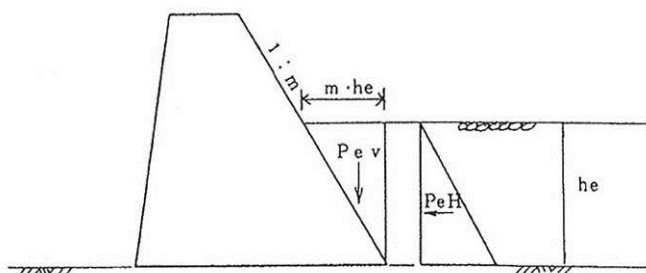
堆砂圧を算定するための堆砂面は、堆砂高が大きくなるほど安全側になるので一般的には工事完成時に想定される堆砂高とする。ただし、完成後 1 年以内で満砂となる場合は堰堤高としてよい。

堆砂圧は次式により求められる。

$$P_{ev} = W_{s1} \cdot he$$

$$P_{eH} = Ce \cdot W_{s1} \cdot he$$

- 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)
 Ce : 土圧係数
 W_{s1} : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)
 $W_{s1} = W_s - (1 - \nu) \cdot W_o$
 he : 堆砂面からの任意の点の堆砂深 (m)
 W_s : 堆砂見掛単位体積重量 (kN/m³)
 ν : 堆砂空隙率
 $\nu = (Wsa - Ws) / Wsa$
 Wsa : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³)
 W_o : 水の単位体積重量 (kN/m³)



堆砂深は、完成後 1 年以内で満砂する堰堤にあつては計画堆砂深を、その他にあつては施工時の埋戻深とする。

図 I - 3-20 堆砂圧の設計荷重の模式図

④ 揚圧力

揚圧力は、堰堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、下表を基準として計算する。

表 I - 3-13 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端	下流端
岩 盤	$(h_2 + \mu \cdot \Delta H h) W_o$	$h_2 \cdot W_o$
砂 礫 盤	$h_1 \cdot W_o$	$h_2 \cdot W_o$

【水系砂防編】

任意の点（X）における揚圧力は、次式による。

$$U_x = \left[h_2 + \mu \cdot \Delta h \cdot \left(1 - \frac{x}{\lambda}\right) \right] \cdot W_0$$

- ここに、 U_x : λ 区間における X 地点の揚圧力 (kN/m²)
 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：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 ($\Delta h = h_1 - h_2$ で示される) (m)
 μ : 揚圧力係数 (=1/3)
 x : 上流端から X 地点までの浸透経路長 (m)
 λ : 全浸透経路長 (m)
 $\lambda = b_2$ で示される。ただし、止水壁等を設ける場合は、 $\lambda = b_2 + 2 \cdot d$ とする。
 b_2 : 堤底幅 (m)
 d : 止水壁の長さ (m)
 W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

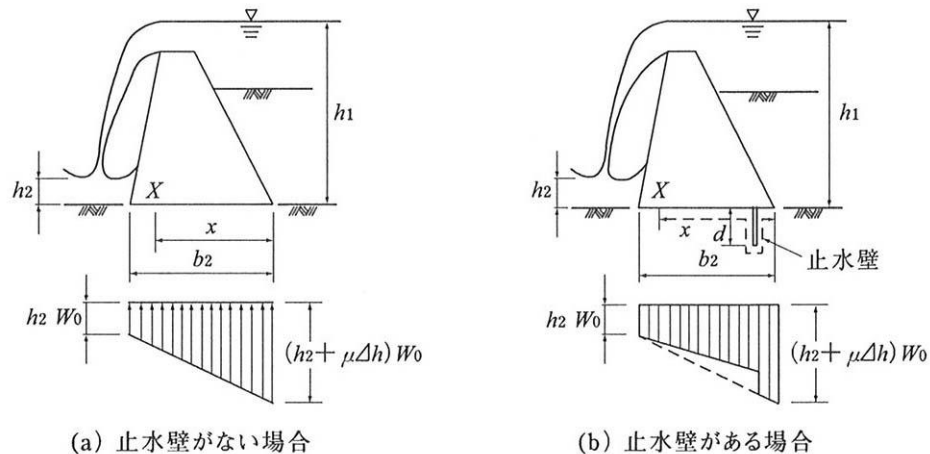


図 I - 3-21 揚圧力の分布

⑤ 地震時慣性力

地震時慣性力は、堤体に水平方向に作用するものとし、堰堤の自重に地震係数を乗じた値とし、次式により求められる。

$$I = K \cdot W$$

- ここに、 I : 堰堤堤体に水平方向に作用する地震時慣性力 (kN)
 K : 設計震度
 W : ダム堤体の自重 (kN)

地震係数は、次表に掲げる値以上の値で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。

表 I - 3-14 地震係数

えん堤の種類	北海道（十勝, 日高, 釧路, 根室）, 東北（青森, 秋田, 岩手, 宮城, 福島）, 北陸（新潟, 富山, 石川, 福井）, 関東, 中部, 近畿, 中国（鳥取）, 南四国（徳島, 高知）, 九州（宮崎）	左記地域以外の地域
重力式コンクリートえん堤	0.12	0.10

⑥ 地震時動水圧

地震時動水圧は、堰堤の堤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. 堰堤の上流面が傾斜している場合の式（Zanger の式）

$$P_x = C \cdot W_o \cdot K \cdot h_o$$

$$C = \frac{C_m}{2} \cdot \left[\frac{h_x}{h_o} \cdot \left(2 - \frac{h_x}{h_o} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_o} \cdot \left(2 - \frac{h_x}{h_o} \right)} \right]$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_m}{2} \cdot W_o \cdot K \cdot h_o^2 \cdot \sec \theta$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x$$

- 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/m)
 W_o : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)
 K : 設計震度
 h_o : 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 : P_x が最大となるときの C の値 (図 I - 3-22)
 h_d : X 地点から P_d の作用点までの高さ (m)
 $\eta \cdot \lambda$: 図 I - 3-24 から求められる係数

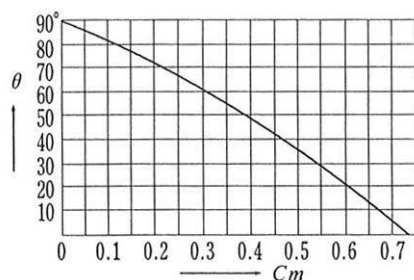


図 I - 3-22 地震時動水圧の係数 (Cm)

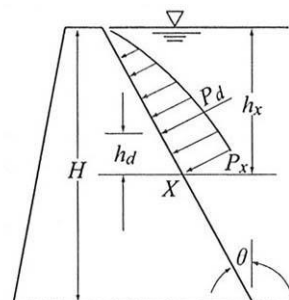


図- 3-23 地震時動水圧模式図

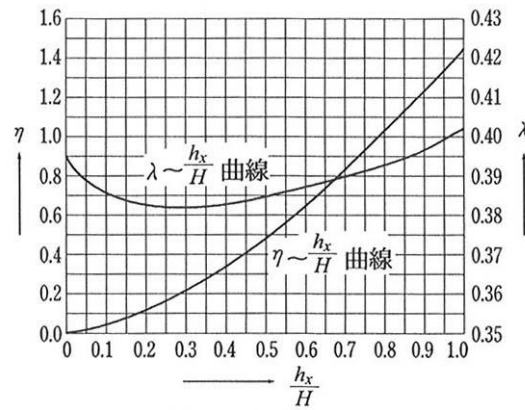


図 I-3-24 地震時動水圧の係数 (η、λ)

Zanger の式に用いられる係数 η、λ の式および数値と Cm の近似式を次に示す。

$$\eta = 1.45206483 - \left(1 - \frac{h_x}{h_0}\right) + \frac{1}{3} \cdot \left(1 - \frac{h_x}{h_0}\right)^3 - \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0}\right) \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0}\right)} + \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0}\right) \right\}$$

$$\lambda = \left[0.25 - 1.45206483 \left(1 - \frac{h_x}{h_0}\right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{h_x}{h_0}\right)^2 - \frac{1}{12} \left(1 - \frac{h_x}{h_0}\right)^4 - \frac{1}{6} \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0}\right)} \right]^3$$

$$+ \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{h_x}{h_0}\right) \sin^{-1} \left(1 - \frac{h_x}{h_0}\right) + \sqrt{\frac{h_x}{h_0} \left(2 - \frac{h_x}{h_0}\right)} \right\} / \eta / \frac{h_x}{h_0}$$

表 I-3-15 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. 堰堤の上流面が鉛直に近い場合の式 (Westergaard の近似式)

$$Px = \frac{7}{8} \cdot Wo \cdot K \cdot \sqrt{h_0 \cdot h_x}$$

$$Pd = \frac{7}{12} \cdot Wo \cdot K \cdot Ho^{1/2} \cdot h_x^{3/2}$$

$$hd = \frac{2}{5} \cdot h_x$$

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 Zanger の式による値の方が小さい。

(5) 安定計算に用いる数値

安定計算に用いる数値は、「Ⅱ土石流・流木対策編 第3章設計 2.6 設計に用いる数値」に準ずるものとする。

(6) 許容応力および許容支持力

許容応力および許容支持力は、「Ⅱ土石流・流木対策編 第3章設計 2.6 設計に用いる数値」および「同編 同章 2.7.3.2 基礎の安定」に示す値に準ずるものとする。

(7) 安定条件

重力式コンクリート堰堤は、その安定を保つためには次の3つの条件を満たさなければならない。

1) 転倒に対する安定

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、砂防堰堤の自重及び外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ることとする。

$$\left. \begin{array}{l} |e| \leq \frac{B}{6} \\ e = d - \frac{B}{2} \quad d = \frac{\sum M}{\sum V} \end{array} \right\}$$

ここで、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)

$\sum M$: 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)

$\sum V$: 単位幅当り断面に作用する鉛直外力の合計 (kN・m/m)

e : 合力の作用点の堤底中央からの偏心距離 (m)

※なお、安定計算は一般に水通し断面で行うが、袖断面で計算した場合 1/3 以内に入らないことがある。この場合は、引張力が $-5t/m^2$ (-49 kN/m^2) 以内であれば許容範囲と考えてさしつかえない。

【水系砂防編】

2) 滑動に対する安定

砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこととする。

一般には、Henny の式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot l}{H}$$

ここで、 n : 安全率

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

f : 堰堤堤体と基礎地盤との摩擦係数

τ_0 : 堰堤堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度 (kN/m²)

l : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

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（堤体また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。

3) 支持力に対する安定

砂防堰堤内に生じ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とする。

- ① 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。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_u &= \frac{V}{B} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ \sigma_d &= \frac{V}{B} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \end{aligned} \right\}$$

ここで、 σ_u : 上流端応力 (kN/m²)

σ_d : 下流端応力 (kN/m²)

- ② 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。

$$\sigma_d \leq q_a$$

ここで、 σ_d : 上流端応力 (kN/m²)

q_a : 地盤の許容支持力 (kN/m²)

- ③ 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。

表 I-3-16 砂防堰堤の単位幅当りに作用する力 (平常時 $h_3=0$)

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堰底の上流端から作用線 までの距離 (ℓ)	モーメント ($W=V \cdot \ell + H \cdot \ell$)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$Wc \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{2}{3} \cdot b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P_1					
	P_{v1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{ev}	$\frac{1}{2} \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h e$	(+)
	P_{eh}	$\frac{1}{2} \cdot Ce \cdot W_{s1} \cdot h e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h e$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I_1	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	I_2	$K \cdot Wc \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
	I_3	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
地震時動水圧	P_d					
	P_{dv}	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot Cm \cdot K \cdot W_0 \cdot m \cdot H_2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{dh}	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot Cm \cdot K \cdot W_0 \cdot H_2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合 計			V	H		M

【水系砂防編】

表 I - 3-17 砂防堰堤の単位幅あたりに作用する力（洪水時）
（堰堤高 15m 未満の場合は堤体の自重W及び静水圧Pを用いる）

設計荷重	記号	計 算 式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堰底の上流端から作用線 までの距離 (ℓ)	モーメント (W=V・ℓ+H・ℓ)
堤体の自重	W					
	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W ₂	$Wc \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P ₁					
	P _{v1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P _{v2}	$W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$	(+)
	P _{v3}	$W_0 \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	P _{H2}	$W_0 \cdot h_3 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
堆砂圧	Pe					
	Pe _v	$\frac{1}{2} \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h e$	(+)
	Pe _H	$\frac{1}{2} \cdot Ce \cdot W_{s1} \cdot h e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h e$	(+)
揚圧力	U					
	U ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + h_3 - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U ₂	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
合 計			V	H		M

- H : 堰堤高 (m)
- b_1 : 水通し天端幅 (m)
- b_2 : 堤底幅 (m) $b_2 = b_1 + (m+n) \cdot H$
- m : 上流のり面勾配 $m = \tan \theta$
- n : 下流のり面勾配
- h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + h_3$
- h_2 : 下流側水深 (m)
- h_3 : 越流水深 (m)
- h_4 : 堆砂深 (m)
- W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
- W_o : 流水の単位体積重量 (kN/m³)
- W_{s1} : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m³)
- C_e : 土圧係数
- μ : 揚圧力係数
- K : 設計震度
- η } 図 I-3-22~図 I-3-24 参照
- C_m }
- λ }

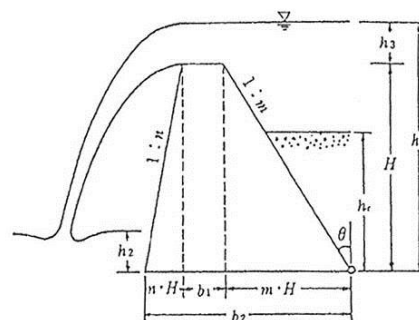


図 I-3-25 砂防堰堤の安定計算

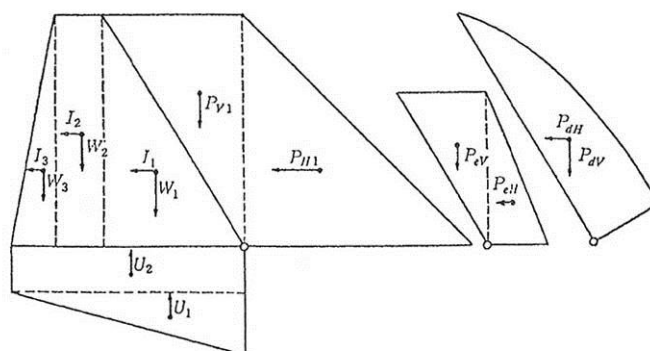


図 I-3-26 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力 (平常時 $h_3=0$)

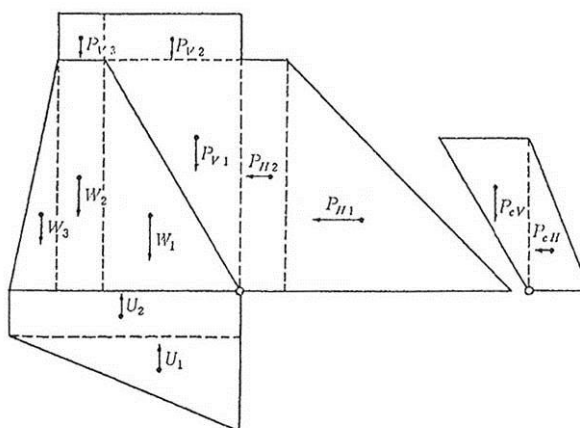


図 I-3-27 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力 (洪水時)

【水系砂防編】

2.6.2.2 基礎の設計

(1) 基礎の根入れ

砂防堰堤の基礎の根入れは、「Ⅱ土石流・流木対策編 第3章設計 2.7.3.1」に準ずるものとする。

(2) 基礎の安定

1) 地盤の支持力

砂防堰堤の地盤の支持力は、「Ⅱ土石流・流木対策編 第3章設計 2.7.3.2 (1)」に準ずるものとする。

2) せん断摩擦抵抗力

砂防堰堤の地盤の支持力は、「Ⅱ土石流・流木対策編 第3章設計 2.7.3.2 (2)」に準ずるものとする。

3) 基礎砂礫のパイピング

① 限界掃流力による方法

パイピングは堰堤基礎面沿いに発生するものとし、この流線沿いを一様な材質の砂礫層として浸透流速を求める。

ダルシーの法則により、土中の透水において、ある断面積 A に中を流下する量 Q は、

$$Q = k \cdot A \cdot l$$

ここに、 k : 透水係数 (cm/sec)
 l : 動水勾配 (H/L)
 A : 断面積 (cm^2)

$$u = \frac{Q}{A} = k \cdot l$$

ここに、 u : 流速 (cm/sec)

$$us = \frac{Q}{A_s} = k \cdot l \cdot \frac{A}{A_s} = \frac{k \cdot l}{n}$$

ここに、 us : 実際の流速 (cm/sec)
 A_s : A 断面中の間隙の断面積 (cm^2)
 n : 間隙率

一方これに対して砂粒子の限界掃流量は Justin が理論計算から求めており、上式の計算結果がこの値より小であればパイピングは発生しないといえる。

表 I-3-18 は Justin が砂の材料ごとに求めた限界流速である。また、表 I-3-19、表 I-3-20 はそれぞれ材料の違いによる透水係数値を示したものであり、表 I-3-21 は地層種類ごとの空隙率の概略値である。

表 I-3-18 粒子の径と限界流速 (Justin の式による)

粒子の直径 (mm)	限界流速 (cm/sec)
5.00	22.86
3.00	17.71
1.00	10.22
0.80	9.14
0.50	7.23
0.30	5.60
0.10	3.23
0.08	2.89
0.05	2.29
0.03	1.77
0.01	1.02

表 I-3-19 透水係数の概略値

κ (cm/sec)	10^3	10^2	1	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}
土砂の種類	きれいな砂利		きれいな砂、 きれいな砂と砂利の場合			非常に細かい砂、シルトなど				不透水性の土、 粘土など		

表 I-3-20 土の粒径による透水係数の概略値

	粘土	シルト	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径 (mm)	0~0.01	0.01~0.05	0.05~0.10	0.1~0.25	0.25~0.50	0.50×1.0	1.0~5.0
κ (cm/sec)	3×10^{-5}	4.5×10^{-4}	3.5×10^{-3}	1.5×10^{-2}	8.5×10^{-2}	3.5×10^{-1}	3.0

表 I-3-21 地層種類ごとの有効空隙率の概略値

地層	空隙率 (%)	保水率 (%)	有効空隙率 (%)
沖積	礫層	25	15
	細礫層	35	15
	砂丘砂層	30~35	10~15
	泥粘土質層	45~50	30
洪積	砂礫層	30	15~20
	砂層	35~40	5~10
	ローム層	50~70	30~50
	泥粘土質層	50~70	45~60

【水系砂防編】

② プライの式およびレーンの式による方法

- ・ 本式の適用は、堤高の低い堰堤・床固工等に対しておおむね良好であるが、堤高の高い堰堤に対してはかなり過大な値を示すようである。クイックサンドおよびパイピングに対する安全性の検討の参考とすることができる。
- ・ なお、下記の二つの式のうち、大きいクリープ線長を採用すればパイピングに対して安全である。

a. プライの式

$$C_c \leq \frac{1+2d}{\Delta h}$$

ここに、 C_c : プライの式のクリープ比 (表 I-3-22)

l : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板等による浸透径路長 (m)

Δh : ダム上下流の水位差

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : ダム上流の基盤面からの水位 (m)

h_2 : ダム下流の基盤面からの水位 (m)

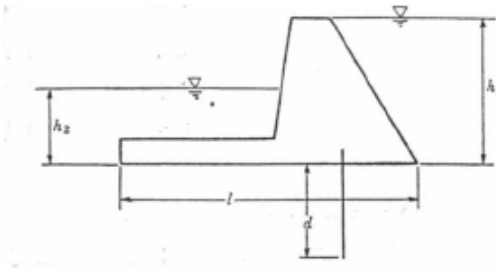


図 I-3-28 パイピング

b. レーンの式

$$C_w \leq \frac{1/3+2d}{\Delta h}$$

ここに、 C_w : レーンの式の加重クリープ (表 I-3-22)

表 I-3-22 クリープ比

基礎の構成材料	C_c	C_w
微細砂またはシルト	18.0	8.5
細砂	15.0	7.0
中砂	—	6.0
粗砂	12.0	5.0
細砂利	—	4.0
中砂利	—	3.5
砂・砂利混合物	9.0	—
玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
玉石と砂利	—	2.5

(3) 基礎処理

堰堤の基礎として、十分な強度を得ることができない場合は、想定されるそれぞれの状態に対応できるよう適切な基礎処理を設計する。

1) 地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤基礎の場合は、

- ・ 所定の強度が得られる堰堤の地盤まで掘削する。
- ・ 堤底幅を広くし、応力を分散させる。
- ・ グラウトにより改善を図る。
- ・ 岩盤P S工等により改善を図る。
- ・ 弱部をプラグで置き換えて補強する。
- ・ 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。

等が一般的である。また、砂礫基礎の場合は、

- ・ 堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ・ 基礎杭工法により改善を図る。
- ・ 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混合による土質改良を行う
- ・ I S M工法（特許あり）、I N S E M工法等により地盤改良を行う。

等の方法がある。

2) その他の改善

堰堤の安定上透水性に問題がある場合は、グラウト等の止水工により改善する。またパイピングに対しては所要の浸透経路長が不足する場合は、

- ・ 堤底幅を広くする。
- ・ 止水壁、カットオフ等を設けて改善を図る。

またダム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。
- ・ カットオフ等を設ける。
- ・ コンクリート水叩きを設ける。
- ・ 水褥池を設ける。

等により対処する。

【水系砂防編】

3) グラウトによる改善

岩盤基礎のグラウチングは、止水目的と岩盤自体の補強、力学的弱さの改良として計画される。グラウチングの計画は、堰堤の規模（主として高さ）構造、地盤の状況等に基づいて行われるが、効果の判定は非常にむずかしく、グラウチングの前後の調査を十分行って判断しなければならない。

① グラウチングの計画と実施に当たって注意すべき事項

- a. 地質柱状図によって岩盤の硬さ、割れ目、透水性等について分布を知っておかなければならない。
- b. グラウチングによって処理すべき範囲と孔間隔、孔長の決定をしておく。

岩盤のあまりよくない堰堤は、数多くのカーテンあるいはコンソリデーションのグラウチングが堰堤全体の工程を左右することもあり、どちらかという本体工事の手持ちにつながり、工程計画が複雑になる。

一般の治水・利水ダム等高ダムにおいては、カーテングラウトの目標値は 1～2 ルジオン、透水係数では 10^{-5} であるが、砂防ダムでは高さ、水抜き孔等の関係より目標値を多少下げて（10 ルジオン未満）計画されている。

② カーテングラウト

砂防堰堤においては、堰堤上流のフィレットの間詰めより行い、岩盤の中に連結したグラウトカーテンを作り、水圧を持った浸透流を防止するもので、グラウト孔の深さ、孔の間隔、配列等は堰堤の高さ、岩盤の状況によって定める。

グラウト深を決めるための式はいろいろあって、

$$d = \alpha \cdot H \max$$

ここで、 d : 孔深 (m)
 $M \max$: ダム最大高さ (m)
 α : 定数 (0.5～1.0)

$$d = H/3 + C$$

ここで、 d : 孔深 (m)
 H : 孔の位置での堰堤高 (m)
 C : 定数 (5～10m)

等がある。

カーテングラウト孔は 1 列または数列孔を千鳥に配置し、孔間隔は 1.0～3.0m とした例が多いが、砂防堰堤ではせいぜい 2 列ぐらいである。

③ コンソリデーショングラウト

岩盤の強化、支持力の増加などの目的によって行われるもので、堰堤基礎の全面とか軟弱部分で注入深、注入間隔等を適当に変化させて、なるべく均等な岩盤が保たれるように計画する。

また、堰堤の種類によっては荷重の集中する部分に対し特に強化することもある。

コンソリデーショングラウトは、カーテングラウトより注入深は浅く計画される。また低圧ではあるが注入による岩盤、打設されたコンクリートの持上り等の恐れがあるので注意が必要であり、2～3 リフト打設後行うよう設計する。

2.6.2.3 袖部・非越流部の設計

(1) 袖部の設計

1) 袖部の天端勾配

- ・ 袖部の天端勾配は、原則として「Ⅱ土石流・流木対策編 第3章設計 2.7.4.1 (1)」に準ずるものとする。
- ・ 但し、掃流区間に配置する砂防堰堤の袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
- ・ 袖の高さが異常な土砂流出や偏流等を考慮しても高すぎると判断できる場合は、途中から水平にする場合もあるが、この場合水平に出来る位置は肩より10m以上とする。

2) 袖の嵌入

袖の嵌入は、原則として「Ⅱ土石流・流木対策編 第3章設計 2.7.4.1 (2)」に順ずるものとする。

3) 袖天端の幅

袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定める。

① 堰堤に想定される外力に対して安全な幅とする。

- ・ 特に流出土砂による衝撃を考慮する必要がある箇所や越流水深が高い箇所では、せん断による破壊に対する安全を検討し、場合によっては袖部の拡幅を考慮するか、上流部に袖保護の巻止め護岸（図Ⅰ-3-29）を設ける等の対策を考慮する。
- ・ 袖部下流面の形状は袖の高さ、袖天端幅等考慮し決定するものとする。通常の場合1：0.2を標準とするが、天端幅の最狭部分が2mを下回る場合は垂直としてよい（図Ⅱ-3-30）。

【水系砂防編】

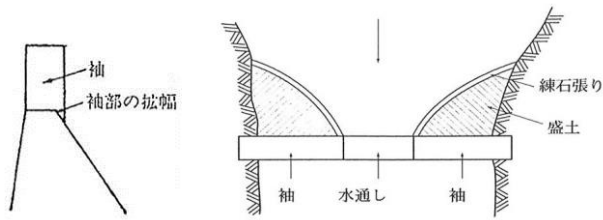


図 I-3-29 袖の補強例

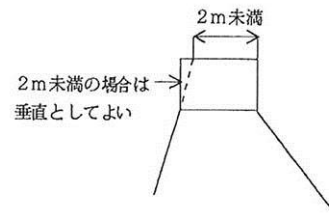


図 I-3-30 袖天端の形状

② 管理上支障のない幅とする。

一般には水通し天端幅と同一かそれより若干小さいのが通常である。

4) 屈曲部における堰堤の袖高

屈曲部における堰堤の袖高は、偏流を考慮して定めるものとする。

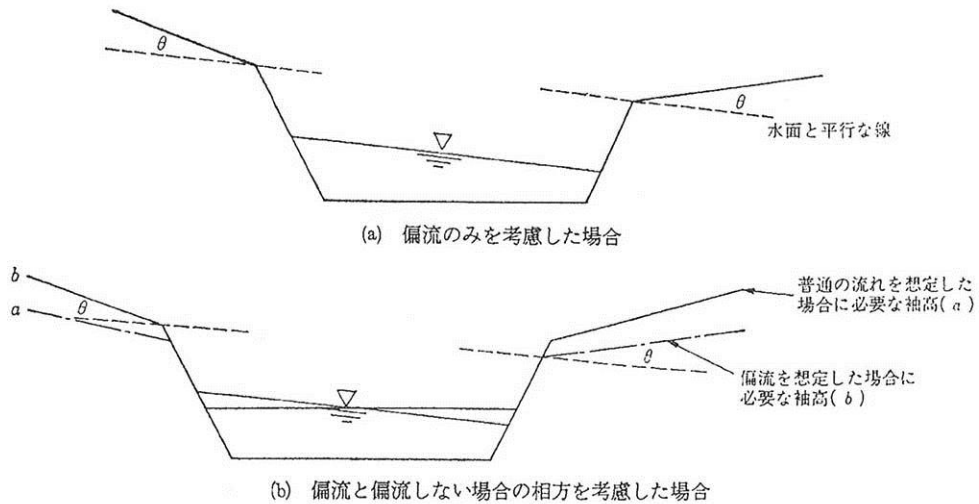


図 I-3-31 屈曲部の袖高

(2) 非越流部の設計

非越流部の断面は、越流部断面と同一とすることを標準とする。

しかし、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、コンクリートの全容量の1割以上の低減を目安として検討する人が多い。
- ③ 下図のように、越流部より非越流部の堰堤高が高くなる場合は、最高堰堤高位置で断面計算を行う。

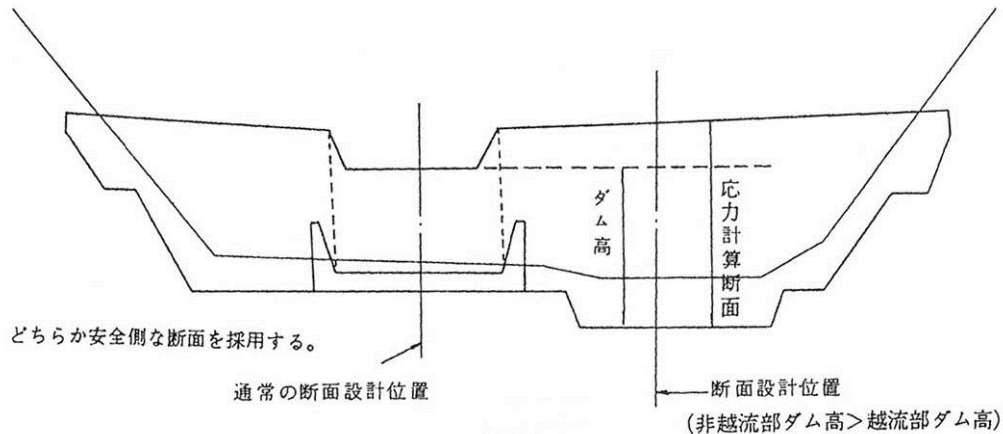


図 I - 3-32 非越流部の堰堤高が高い場合の断面計算位置

2.6.2.4 前庭保護工の設計

前庭保護工の設計は、原則として「Ⅱ土石流・流木対策編 第3編設計 2.7.5」に準ずるものとする。

2.6.2.5 付属物の設計

(1) 水抜き暗渠の設計

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。

- a. 堰堤施工中の流水の切り替えと後年の補修時の施工をも容易にする。
 - b. 堆砂後の水圧軽減効果。
- 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、施工中の切り替えに使用することを考慮して位置を定める。
 - ③ 水抜き暗渠の形状は、ヒューム管を用いた円形を標準とし、大きさはφ600を標準とする。

【水系砂防編】

- ④ 水抜き暗渠箇所は、堰堤構造上応力の集中を起こしやすい。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。

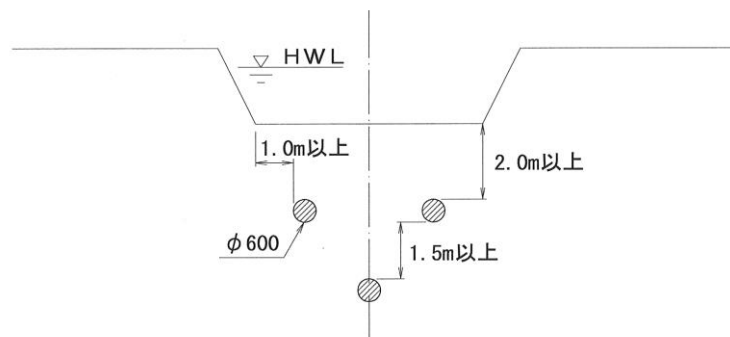


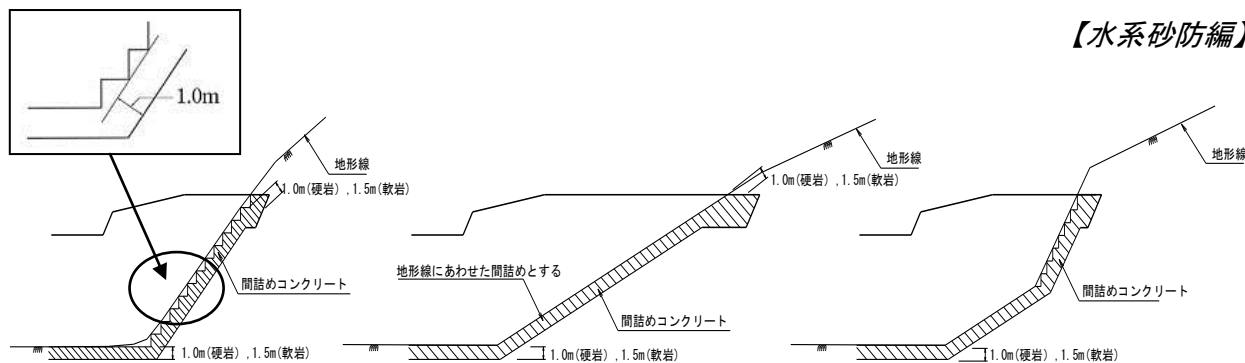
図 I - 3-33 水抜き暗渠設置位置

(2) 間詰め

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 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。
- ② 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。
- ③ 但し、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・施工高を考慮して 2m 程度までとする。
- ④ また、図 I - 3-34 のように、溪床勾配が緩勾配で間詰コンクリート打設量が多くなる場合には、地形に合わせた形状で打設を行っても良いものとする。



(溪岸勾配が急な場合)

(溪岸勾配が緩い場合)

(溪岸勾配が変化する場合)

図 I - 3-34 コンクリート間詰めの概念図

- ⑤ 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。
- ⑥ 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。なお、河床部については一般的に 1m としている。
- ⑦ 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が確保できれば土留擁壁を設けなくともよい。

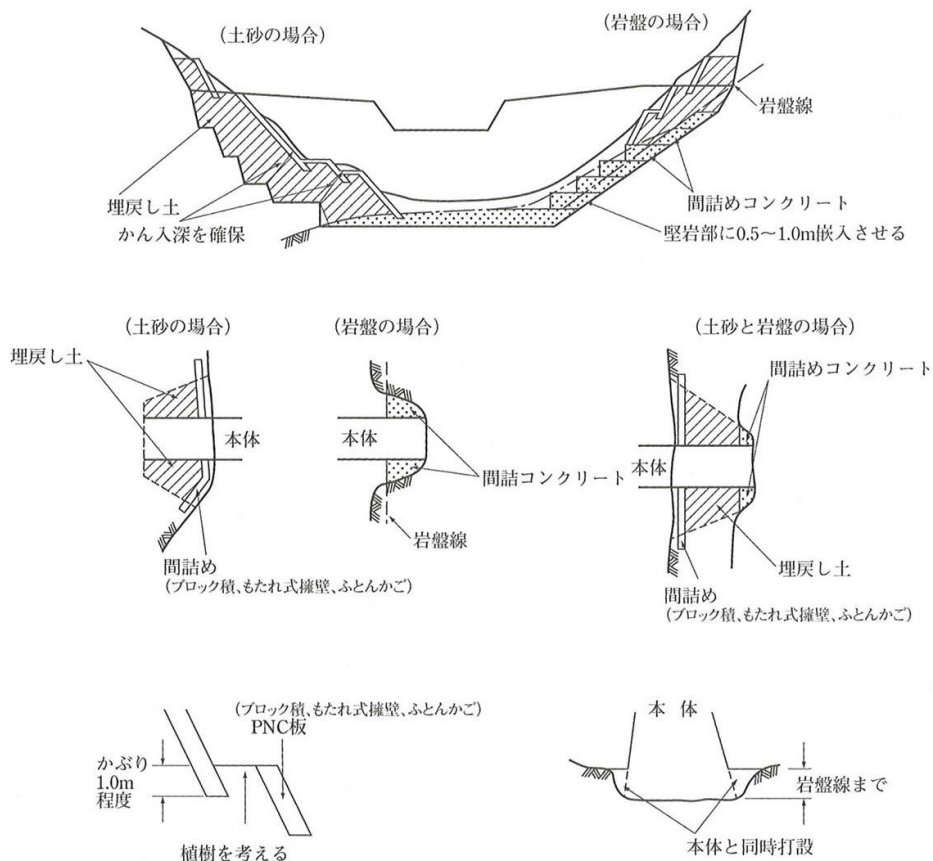


図 I - 3-35 間詰めの例

【水系砂防編】

(3) 収縮継目および止水板

1) 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。

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「横収縮継目」と、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「縦収縮継目」がある。

縦収縮継目は、規模の大きな砂防堰堤において設ける場合が多く、規模の小さい砂防堰堤では、横収縮継目のみを設けるのが一般的である。

以下には、横収縮継目の設置に関する項目を示す。

- 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8～15m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し、水通し肩より1.5m以上離れた位置に設けることを標準とする。
- ③ 水通し部には、できる限り収縮継目を設けないことが望ましい。但し、水通し幅が長い場合は例外として水通し中に収縮継目を設けることがある。この場合は、水抜き暗渠を収縮継目から1m以上離して設ける。
- ④ 収縮継目は、掘削のりの途中には設けないことが望ましい。
- ⑤ 収縮継目間にはエラストイトは設けない。

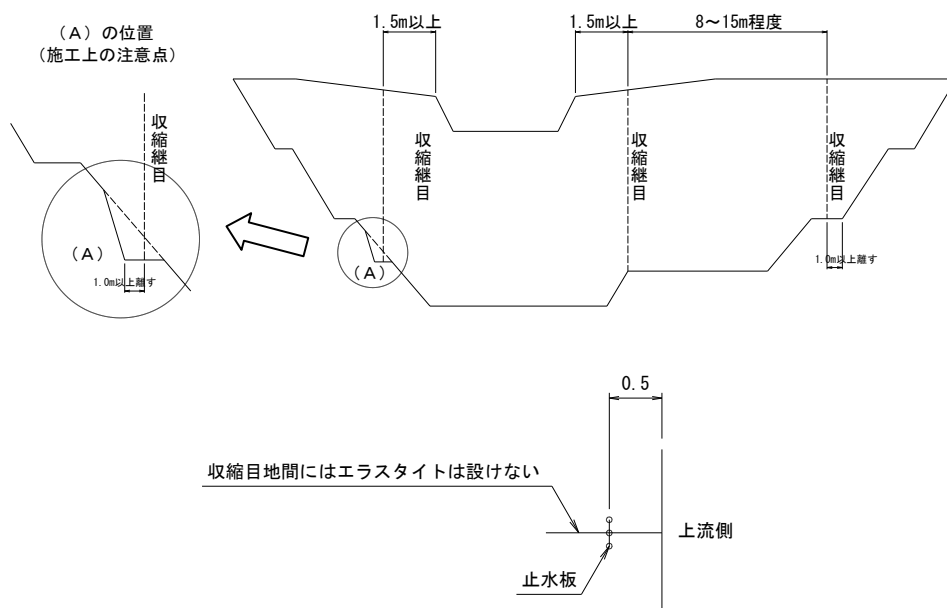


図 I - 3-36 収縮継目の設置例

2) 止水板

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。

- ① 止水板の設置位置は、上流面から 50cm を標準とする。
- ② 但し、残存型枠を設ける場合には、残存型枠の厚さを十分に考慮して設定する。
- ③ なお、天端からは 50cm 下がりまでとする。

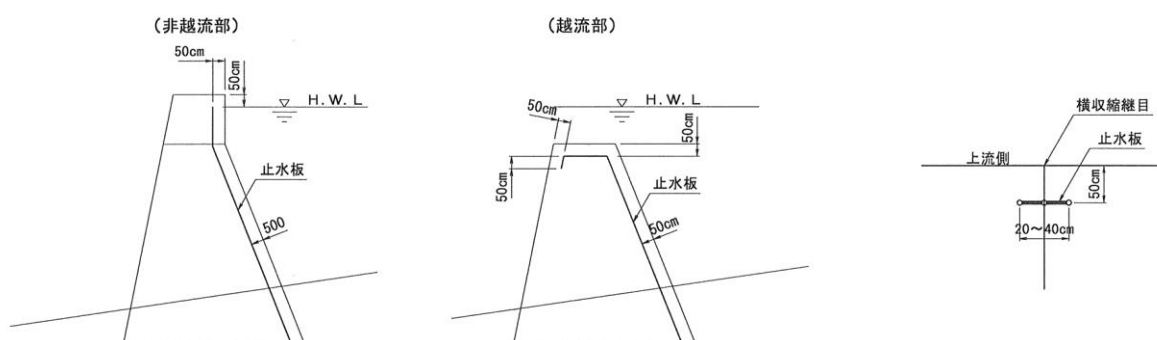


図 I - 3-37 止水板の設置例 (1)

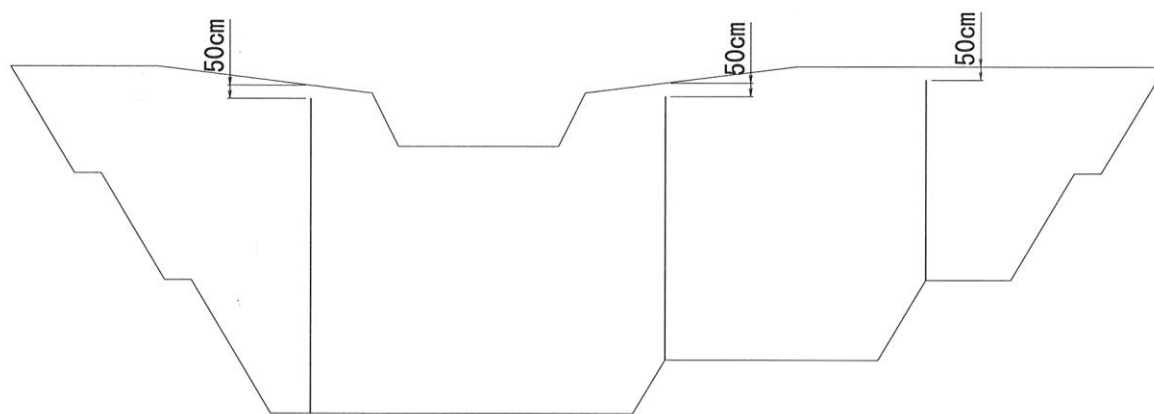


図 I - 3-38 止水板の設置例 (2)

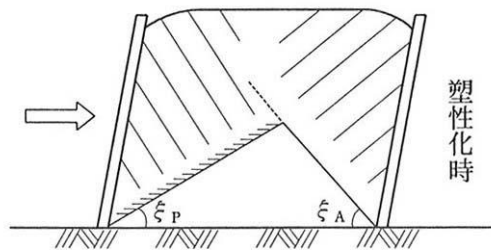
【水系砂防編】

2.6.3 鋼製砂防堰堤の設計

鋼製砂防堰堤の設計は、「鋼製砂防構造物設計便覧 平成 13 年度版（財）砂防・地すべり技術センター」に準じて行うものとする。

枠構造、ダブルウォール構造、セル構造等については、「本編 2.6.2.1 (7) 安定条件」のほか、中詰材料がせん断変形をしないことが前提条件である。

せん断破壊を起こす前は、中詰の前部は主動状態に後部は受動状態になり、そしてこの二つのすべり領域が接触したときにせん断破壊が起こる（図 I-3-39）。



ここに、 ξ_p 、 ξ_A は、中詰め材料の崩壊面（主動・受動）が水平となす角

図 I-3-39 中詰材料のせん断変形状況

中詰材料のせん断変形に対する抵抗の計算法は次式による。

$$F \leq \frac{M_r}{M_d}$$

ここに、 F : 安全率 (1.2 以上)
 M_r : 中詰材の抵抗モーメント (kN・m/m)
 M_d : 基礎地盤（底面）における変形モーメント (kN・m/m)

① 変形を多少許す場合

一般の砂防堰堤では多少変形を許しても機能的に支障がなく、また静的荷重に対しては、進行形の変形ではないので、せん断変形に対する抵抗モーメントの計算は次式を用いてもよい。

$$M_r = \frac{1}{6} \cdot r_m \cdot R_m \cdot H_m^3$$

ここに、 r_m : 中詰めの換算単位体積重量（中詰めの単位体積重量を一定とした場合の単位体積重量） (kN/m³)
 H_m : 換算壁高（中詰めの換算単位体積重量を用いた場合の中詰めによる抵抗モーメントを計算するための仮想壁高） (m)
 R_m : 抵抗係数（セル体のせん断変形を 1~2%程度許した中詰めが塑性化した場合に相当する。）

$$R_r = v^2(3 - v \cdot \cos \phi) \sin \phi$$

ここに、 v : 幅高比 B/H_m
 B : 換算壁体幅（上流面が傾斜している場合は断面積が等しい仮想の矩形断面の幅をとるものとする。） (m)
 ϕ : 中詰めの内部摩擦角 (°)

② 変形を許さない場合

高さが 10m を超え人家に近い構造物の場合は、変形を許さない式によって抵抗モーメントを算定するものとし、算定式は多少変形を許す場合の算定式の R_m に $2/3 \cdot \tan \phi$ を乗じたものとする。

$$R_m = \frac{2}{3} v_2 (3 - v \cdot \cos \phi) \tan \phi \cdot \sin \phi$$

【水系砂防編】

2.7 掃流区域における透過型砂防堰堤の設計

掃流区域における透過型砂防堰堤（土砂調節）は、洪水を堰上げることによる流出土砂量およびそのピーク流出土砂量の低減、中小洪水時および平常時における溪流の連続性の確保を目的とする。なお、閉塞によって土石流を捕捉することは目的としないことに留意する。

2.7.1 透過型砂防堰堤の選定

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

なお、鋼製透過型砂防堰堤は、一般に開口部が大きく流水の堰上げが生じにくいいため、土砂が各個運搬される掃流区間では土砂が捕捉できず効果が発揮されないことから、原則として掃流区域には配置しないこととする。

<コンクリートスリット砂防堰堤>

コンクリートスリット砂防堰堤は、コンクリート砂防堰堤堤体に流水および土砂を透過させる開口部を設けたもので、開口部の形状が細長い形状（スリット）をしているものである。スリットは、流出する土砂により閉塞せず、洪水時には堰上げが生じるように設計する。



写真Ⅱ- 3-1 コンクリートスリット砂防堰堤

2.7.2 配置

(1) 縦断方向

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

2.7.3 計画対象流量

透過型砂防堰堤の計画対象流量は、「本編 2.5」に準ずるものとする。

2.7.4 開口部の設計

2.7.4.1 透過部断面の計画

(1) 縦断方向

透過部断面の底面高は溪流の連続性を考慮して、原則として最深河床高程度とする。データが得られる場合は、過去5年程度の最深河床にも対応できるように透過部底面高を計画する。

(2) 横断方向

溪流の連続性ならびに、兩岸の安定を確保できる位置に透過部断面を設置する。この場合、土砂流の堆積に支障を来さないよう注意する。

【水系砂防編】

2.7.4.2 透過部断面の大きさ

(1) 透過部断面の幅

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

- ① 透過部断面の幅の設定にあたっては水理計算や水理模型実験等により、堰上げおよび土砂流出ピークの調節が起こることが確認できる幅以下とする。
- ② スリット幅は最大石礫が閉塞しない幅 ($b > 2.0d_{\max}$) 以上とする (図 I-3-40 参照)。

ここに、 b : スリット幅 (m)
 d_{\max} : 石礫の最大径 (m)

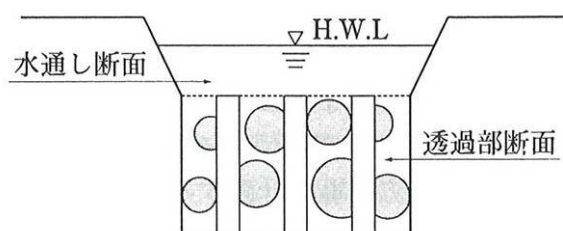


図 I-3-40 透過型砂防堰堤の水通し断面と透過部断面

- ③ 複数のスリットを計画するときのスリット 1 個の幅は、除石作業やスリット底部の補修作業のしやすさを考慮すると、3m 程度より狭くしない方が得策である。
- ④ 流木の見込まれる溪流にあつては、流木によって閉鎖されることを前提に別途流木対策も検討する。

(2) 透過部断面の高さ (スリット高)

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

- ⑤ 堆砂肩は、砂防堰堤の近傍で、流れが堰上げられて減勢された状態で形成されるので、安定した跳水を生じさせるのに必要なスリットの深さが必要である。

このようなスリットの深さは、下図に示す堆砂肩の高さ (Z_s) と、堆砂肩での水深 (h_s) の和より大きくなるように計画する。

$$h \geq Z_s + h_s$$

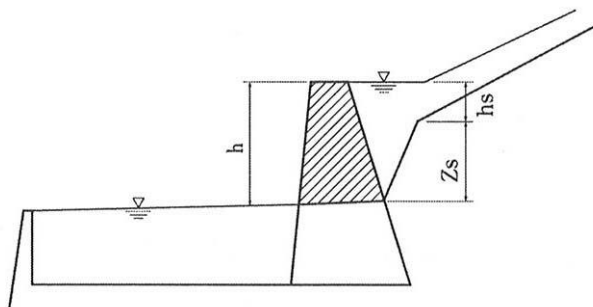


図 I - 3-41 スリットの深さの最大値

- ⑥ 透過部断面の水深

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

$$h_3 = \left(\frac{3Q}{2\mu \cdot b \sqrt{2g}} \right)^{2/3}$$

- ここに、 Q : 透過部の流量で設計対象流量より小さい流量 (m^3/s)
 h_3 : 透過部断面での水深 (m)
 μ : 流量係数 (図 I - 3-42 参照)
 b : スリット幅 (m)
 g : 重力加速度 ($=9.8\text{m}/\text{s}^2$)

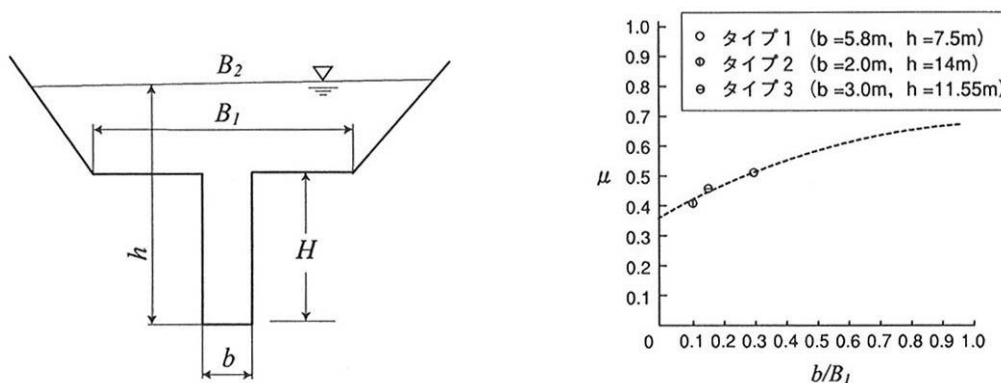


図 I - 3-42 流量係数と (b/B_1) の関係図

【水系砂防編】

(3) 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の配置と透過部断面の形状を求める方法

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

2) 留意点

コンクリートスリット砂防堰堤は出水期間中の河床変動が許容河床変動高に収まるように配置する（図 I - 3-43 参照）。

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

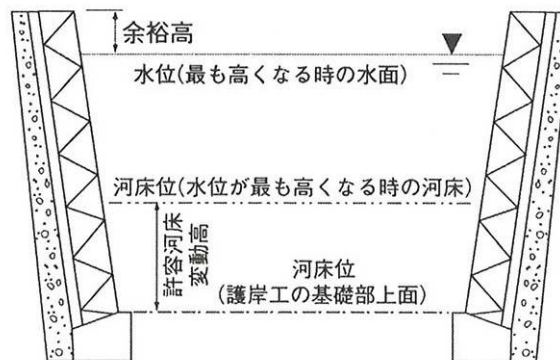


図 I - 3-43 許容河床変動高の概念

3) 配置と透過部断面の大きさ

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

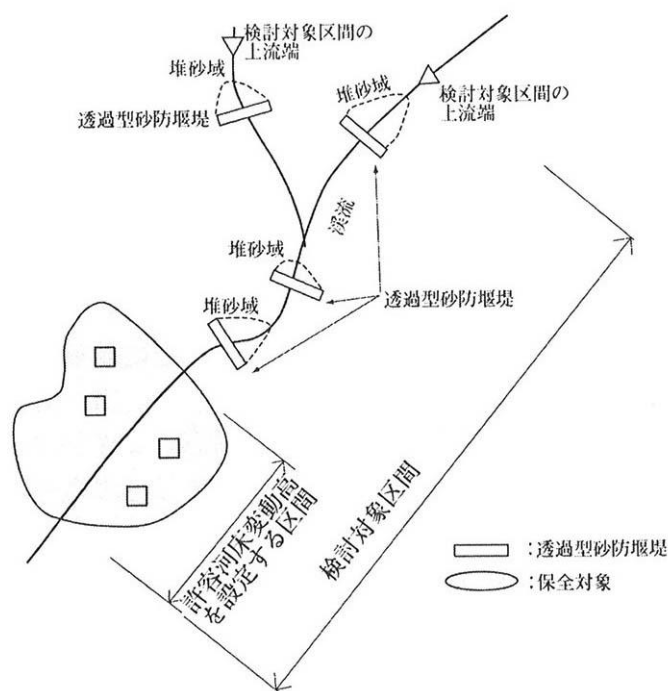


図 I - 3-44 検討対象区間と許容河床変動高を設定する区間

4) 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量

- ① 連続するコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節土砂量は、水理模型実験もしくは数値計算に基づいて評価するものとし、洪水前の河床と出水期間中の河床を比較し、その最大堆積量とする（図 I - 3-45 参照）。
- ② 参考値として、単体のコンクリートスリット砂防堰堤の計画流出調節量を個々のコンクリートスリット砂防堰堤で計算する。

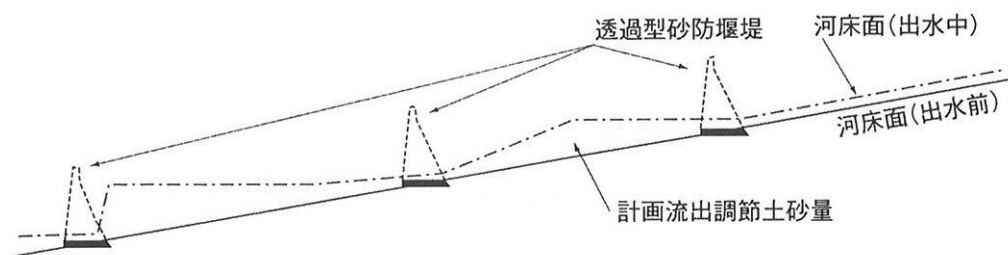


図 I - 3-45 コンクリートスリット砂防堰堤群の流出調節土砂量

【水系砂防編】

③ 検討条件

連続する透過砂防堰堤の流出土砂調節量を評価するためには、降雨、ハイドログラフ、セディグラフと流砂の質を設定する。

a. ハイドログラフとセディグラフの設定地点

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

b. 降雨設定

降雨は過去に発生した災害における降雨を参考にして設定する。

当該流域における観測資料がない場合には、隣接する流域等の観測資料を用いても良い。

c. ハイドログラフの設定

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

d. セディグラフの設定

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

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

e. 土砂の質（粒径・比重）の設定

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

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

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

2.7.5 水通しの設計

水通し断面は計画対象流量を安全に流下させる断面とする。

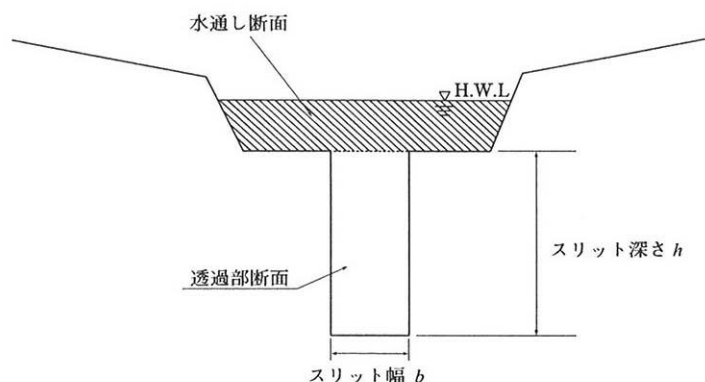


図 I- 3-46 コンクリートスリット砂防堰堤の水通し断面と透過部断面

2.7.6 本体の設計

2.7.6.1 天端幅

透過型砂防堰堤の天端幅は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本節 2.6.2.1 (1) 参照）。

2.7.6.2 下流のり勾配

透過型砂防堰堤の設計外力は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本節 2.6.2.1 (2) 参照）。

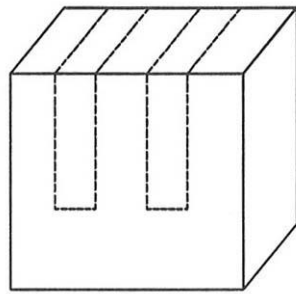
2.7.6.3 設計外力

- ① 透過型砂防堰堤の設計外力は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本節 2.6.2.1 (3) 参照）。
- ② ただし、コンクリートスリット砂防堰堤の堤体の自重は、水通し部の堤体ブロック全体の重量と、スリット部を含んだ水通し部のブロックの体積より算定した容積の単位体積重量を用いて計算する。

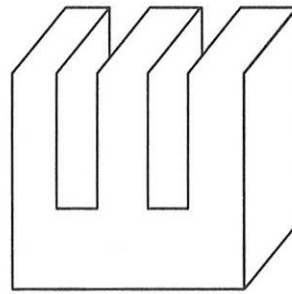
$$r_c = W/V$$

ここに、 r_c : 見掛けのコンクリート単位体積重量 (kN/m³)
 W : スリット部を除いた堤体重量 (kN)
 V : スリット部を含む堤体積 (m³)

【水系砂防編】



スリット部を含む水通しの堤体積 (V)



スリット部を除いた水通しの堤体積 (W/ r₀)

図 I- 3-47 スリット部における水通しの堤体積

2.7.6.4 安定条件

透過型砂防堰堤の安定条件は、不透過型砂防堰堤に準ずるものとする（「本編 2.6.2.1 (7)」参照）。

2.7.7 基礎の設計

透過型砂防堰堤の基礎の設計は、不透過型砂防堰堤に準ずるものとする（「本編 2.6.2.2」参照）。

2.7.8 袖部・非越流部の設計

透過型砂防堰堤の袖部・非越流部の設計は、不透過型砂防堰堤に準ずるものとする（「本編 2.6.2.3」参照）。

2.7.9 前庭保護工の設計

透過型砂防堰堤の前庭保護工の設計は、不透過型砂防堰堤に準ずるものとする（「本編 2.6.2.4」参照）。

2.8 流木対策施設の設計

2.8.1 流木対策施設設計の基本

流木対策施設は、流木対策上必要な機能を有するとともに、洪水等の流下に対しても安全であるように設計する。

設計に当たっては、設置位置の状況に応じて、各々適切な方法により検討を行う。

2.8.1.1 流木対策施設の工種選定

(1) 流木発生抑止工

流木発生抑止工としては、砂防堰堤、床固工、護岸工、および斜面安定工等が用いられる。工種選定においては、現地の流木発生原因、地形、地質、および施工性等に適した工法とする。

(2) 流木捕捉工

流木捕捉工としては、「Ⅱ土石流・流木対策編 第3編設計 2.2.1.2(2)」に示すように様々な形式が開発されており、各々特徴を有しているため、流木捕捉工計画地点の位置、土砂・流木の流下形態、堰堤高、施工条件等に適したものを選定する。

2.8.2 掃流区域における流木対策施設の設計

2.8.2.1 洪水および土砂流の規模等

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

2.8.2.2 流木捕捉工の設計

(1) 透過部の高さ

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

h_s : 流木止めによる堰上げを考慮した水位

$\triangle h$: 流木捕捉に必要な高さ

H_s : 流木止め（透過部）の高さ

【水系砂防編】

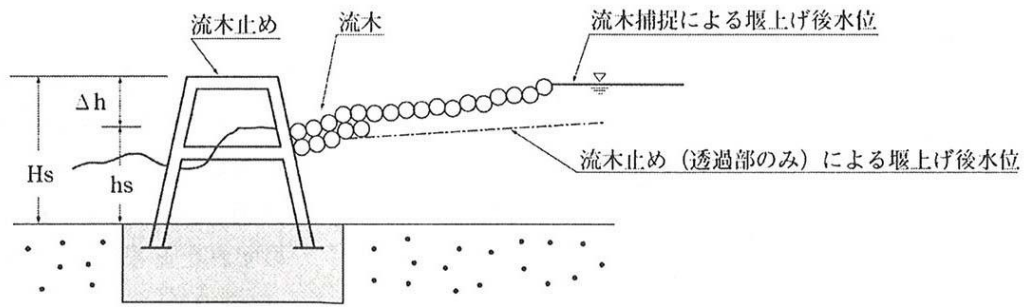


図 I - 3-48 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

1) 堰上げ水位の計算 (h₃)

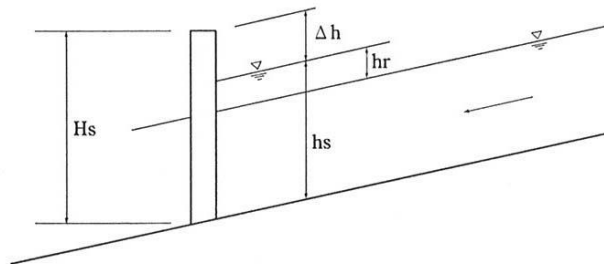


図 I - 3-49 流木止めによる堰上げ水位

① 堰上げ前の水深 (h)、平均流速 (V)

- a. 開水路形状は、洪水および土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いてマンニングの式等により算出する。なお、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しない。
- b. 堰形状は、土砂混入流量によりせきの公式で求める。

② 流木止工による堰上げ高 (h_r)

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

縦部材のみによる堰上げの水位は次式により算定する。

$$h_r = \beta \cdot \sin \theta \left(\frac{t}{d} \right)^{4/3} \frac{v^2}{2g}$$

- ここに、h_r : 流木止工縦部材による堰上げ高さ (m)
- β : 縦部材の断面形状による係数 (鋼管で β ≒ 2.0、角状鋼管で β ≒ 2.5、H形鋼では β ≒ 3.0 を用いる)
- θ : 縦部材の下流溪床面に対する傾斜角 (°)
- t : 縦部材の直径 (m)
- d : 縦部材の純間隔 (m)
- V : 上流側の流速 (m/s)

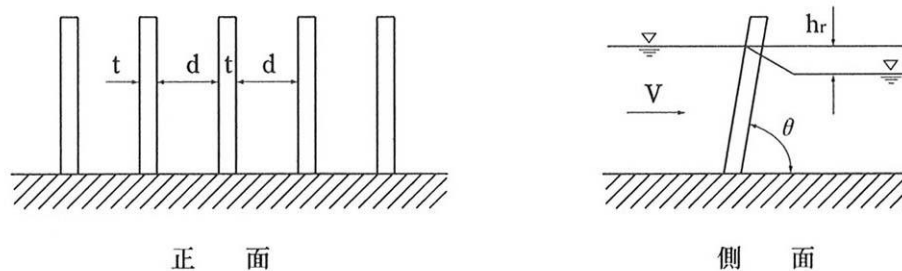


図 I - 3-50 流木止工による堰上げ高

③ 堰上げ後水深 (h_s)

$$h_s = h + h_r$$

$$v_s = \frac{Q}{h_s \cdot B}$$

ここに、 Q : 設計流量 (m³/s)
 v_s : 堰上げ後の平均流速 (m/s)
 B : 流下幅 (m)

2) 流木止め工の高さ (H_s)

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

Δh は流木捕捉時の流木のせり上りを考慮して、最大流木直径の 2 倍を確保する。

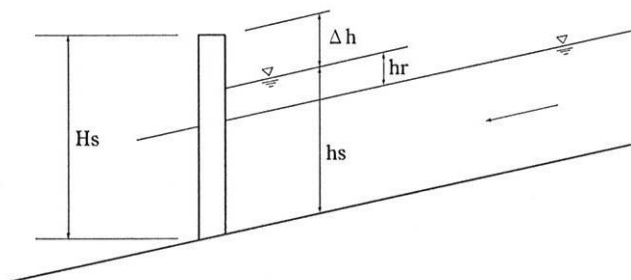


図 I - 3-51 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

【水系砂防編】

(2) 透過部における部材の純間隔

1) 掃流により移動する最大礫径

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

① 平均粒径 d_m に対する移動限界摩擦速度の 2 乗 u_{*cm}^2 を次式から求める。

$$u_{*cm}^2 = 0.05(\sigma / \rho - 1)g \cdot d_m$$

ここに、 d_m : 河床材料の平均粒径 (m)
 σ : 砂礫の密度 (2.60~2.70) (t/m³)
 ρ : 泥水の密度 (1.0~1.2) (t/m³)
 g : 重力加速度 (9.8m/s²)

② 摩擦速度の 2 乗式 u_*^2 を次式から求める。

$$u_*^2 = g \cdot h \cdot I$$

ここに、 h : 水深 (m)
 I : 溪床勾配

③ 摩擦速度比の 2 乗 u_*^2/u_{*cm}^2 を①、②の値を用いて求める。

④ 図 I-3-52 の縦軸 u_{*ci}^2/u_{*cm}^2 が、③の u_*^2/u_{*cm}^2 に等しい点に対する d_i/d_m を求める。

ここに、 $d_i \cdot d_m$: それぞれ河床の各砂礫径および平均粒径

u_{*ci} : 粒径 d_i の砂礫の移動限界摩擦速度

⑤ ④で求めた d_i/d_m と現地試験等で得られた平均粒径 d_m から、移動限界最大粒径 d_i を求める。(下式は、エギアザロフ (Egiazaroff) の式を実験的検証をもとに小粒径の範囲で修正した芦田・道上による。)

$$\frac{d_i}{d_m} \geq 0.4$$

$$\frac{u_{*ci}^2}{u_{*cm}^2} = \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \cdot \left(\frac{d_i}{d_m}\right)} \right]^2 \cdot \left(\frac{d_i}{d_m}\right)$$

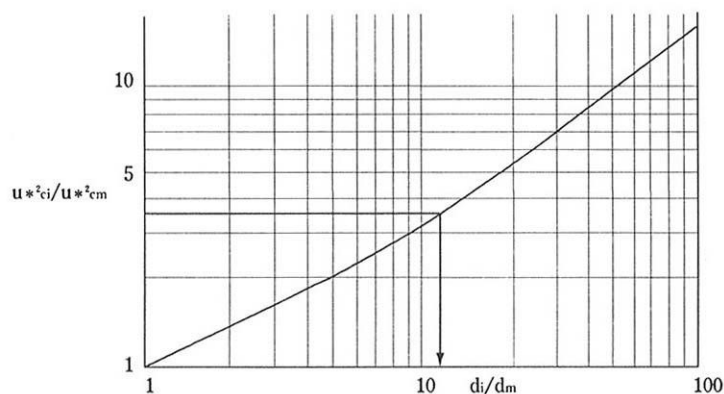


図 I - 3-52 混合粒径砂の粒径別限界掃流力

2) 透過部の部材の純間隔 (D)

透過部の部材の純間隔は、透過部が転石により閉塞しないよう、1) の⑤で求めた移動最大礫径が、条件 $D \geq 2d_i$ と、流木を捕捉するための条件 $1/2L \geq D$ を満足する範囲で選定する。

ここに、D : 透過部の純間隔 (m)
 d_i : 最大転石径 (m)
 L : 最大流木長 (m)

(3) 全体の安定性の検討

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

1) 安定条件

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

- ① 流木捕捉工の透過部の高さをできるだけ低くするように水通し幅を広くとり水深を低くする。
- ② 基礎厚が厚く基礎天端と下流河床面に大きな落差が生じる場合や流木捕捉工の高さが高く越流水に大きな落差が生じる場合は、前庭保護工を検討し安定を確保する。

2) 設計荷重

- ① 掃流区間において、流木止工が流木で閉塞された状態の場合は、図-6 に示すように静水圧が作用する。

【水系砂防編】

$$P = \frac{1}{2} r_w (H^2 + 2Hh)\alpha$$

ここに、 r_w : 水の単位体積重量 (11.8) {1.2} (kN/m³) {tf/m³}

α : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 (=1.0)

- ② 掃流区間の透過型流木捕捉工の場合は、礫による捕捉が生じないように設計するので堆砂圧は考慮しない。

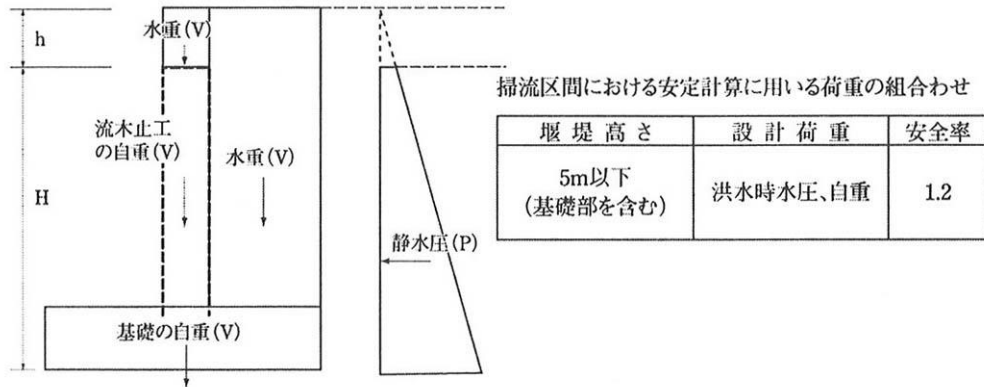


図 I - 3-53 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

(4) 部材の安定性の検討

- ① 流木の衝突の計算における流木の流速は洪水、土砂流の表面流速を用いるものとし、次式で求める

$$V_{ss} = 1.2 V_s$$

ここに、 V_{ss} : 表面流速 (m/s)
 V_s : 平均流速 (m/s)

- ② 流木は長軸が水流の方向と平行に流下し衝突する場合を想定して衝撃力を計算する。
 ③

(5) 各部の構造

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

- ① 流木捕捉工の各部の構造の検討に当たっては、流木止め（透過部）の上流側が流木等により完全に閉塞されて水が透過できない状態を想定して、不透過型堰堤とみなして水通し断面、天端幅、下流のり、基礎、袖の構造、前提保護工を設計する。
 ② 流木捕捉工の水通し断面は、透過部への流木の閉塞による土砂流、洪水流の越流に備えて原則として透過部の上に設ける。
 ③ 透過構造の天端から透過する水を考慮し、余裕高は見込まないものとする。

2.8.2.3 流木発生抑止工の設計

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

掃流区域の流木発生抑止工は、護岸工および溪流保全工と同じ位置に同様の機能を持つように設置するものであるため、設計は「本編 2.6」によるものとする。

2.8.3 副堰堤における流木止工の設置

既設砂防堰堤の流木捕捉機能の付加、または地形条件、土地利用上の制限から副堰堤に流木止工を設置する場合は、「本編 2.8.2」の設計方法を準用する。

- ① 副堰堤の天端に流木止めを設置する場合（副堰堤＋水叩き工法の場合）の流木止めの設置位置は、所定の副堰堤天端の高さ（重複高）を確保してその上に設置する。
- ② 垂直壁の天端に流木止めを設置する場合（垂直壁＋水叩き工法の場合）の流木止めの設置位置は、水叩き天端と同じ高さとする。
- ③ 流木の捕捉量を増すため、本堰堤と垂直壁の流木止めの間はできるだけ広くとるのが望ましい。
- ④ 流木止めの高さは、周辺の地形等によって制約されると考えられるが 3～5m の事例が多い。
- ⑤ 流木止め縦部材の間隔は、最大流木長の $(1/2) L \geq D$ を満足する範囲で選定する。



写真- 1 副堰堤流木止工

【水系砂防編】

第3節 床固工の設計

3.1 目的および設計順序

床固工は、縦侵食を防止して河床を安定させ、渓床堆積物の再移動防止、渓岸の侵食又は崩壊等の防止を図るとともに、護岸等の工作物の基礎保護の目的のため施工するものである。

床固工の設計順序は、下図に示す流れを標準とする。

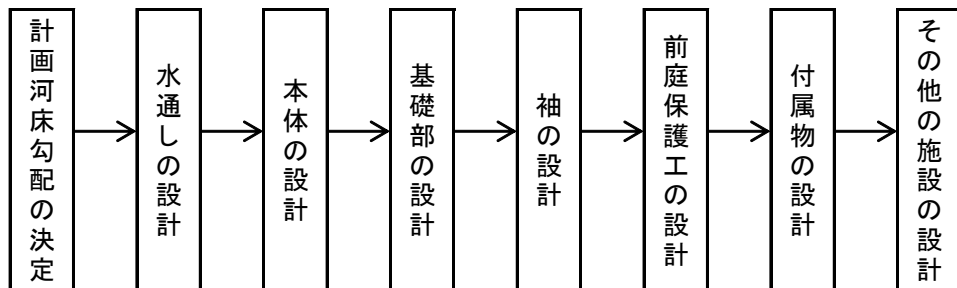


図 I - 3-54 床固工の設計手順

3.2 安定計算に用いる荷重および数値

床固工断面の安定計算に用いる荷重および数値は、「本編 2.6.2.1 (4), (5)」に準ずるものとする。

3.3 水通しの設計

- ① 水通し断面は、計画対象流量をもとに設定する。
- ② 単独に設けられる床固工や溪流保全工の最上流端に位置する止めの床固工で、上流部に流水が滞留する場合等においては、砂防堰堤と同様にせきの流量公式より水通し断面を決定する（「本編 2.6.1.2 (3) 1」参照）。
- ③ 流路幅が護岸等によりほぼ一定に計画されている場合の床固工の水通し断面は、以下に示すマンニングの流速公式と計画流量から求められる流水の断面積に余裕高を考慮して決定する。

$$Q = V \cdot A$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$A = h \cdot (b + m \cdot h_3)$$

$$P = b + 2 \cdot h_3 \cdot \sqrt{1 + m^2}$$

Q : 対象流量 (m³/s)

V : 水通天端流速 (m/s)

n : マニングの粗度係数

A : 流過面積 (m²)

R : 径深 (m)

I : 床固工上流河床勾配

P : 潤辺 (m)

b : 水通底幅 (m)

m : 袖小口勾配 (1:m)

h_3 : 越流水深 (m)

但し、越流水深 (h_3) が、水通し底幅に対して著しく小さいか、又は概略値を求める場合は、次式を用いる場合もある。

$$h_3 = \left[\frac{n \cdot Q}{b \cdot I^{1/2}} \right]^{3/5}$$

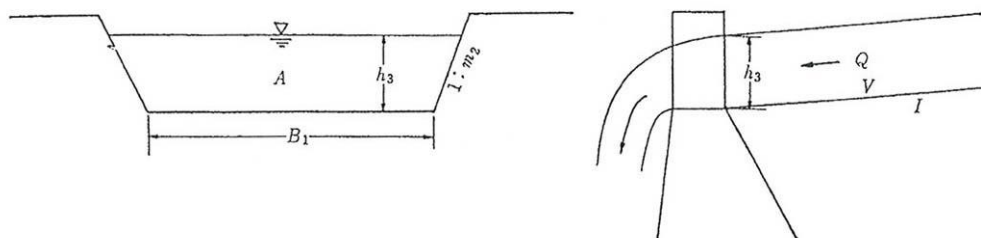


図 I-3-55 マニングの流量公式による越流水深

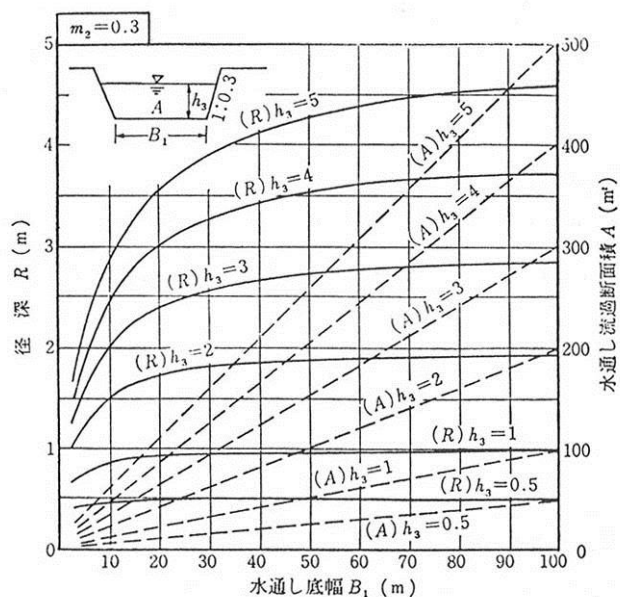


図 I-3-56 径深 (R)、水通し流過断面積 (A) を求める図 ($m_2 = 0.3$)

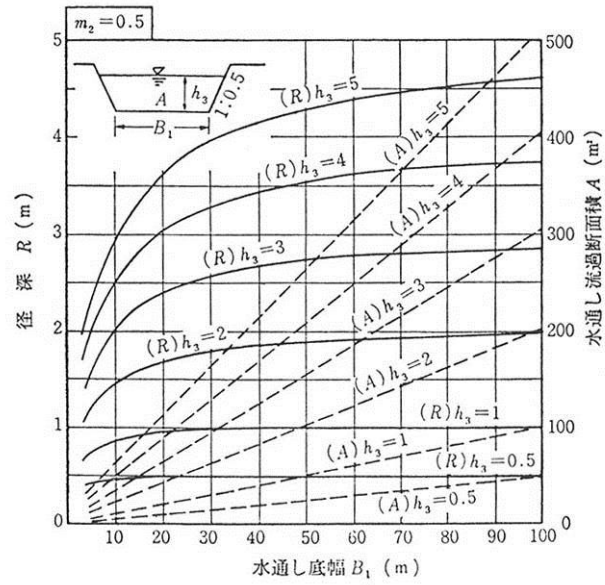


図 I-3-57 径深 (R)、水通し流過断面積 (A) を求める図 ($m_2 = 0.5$)

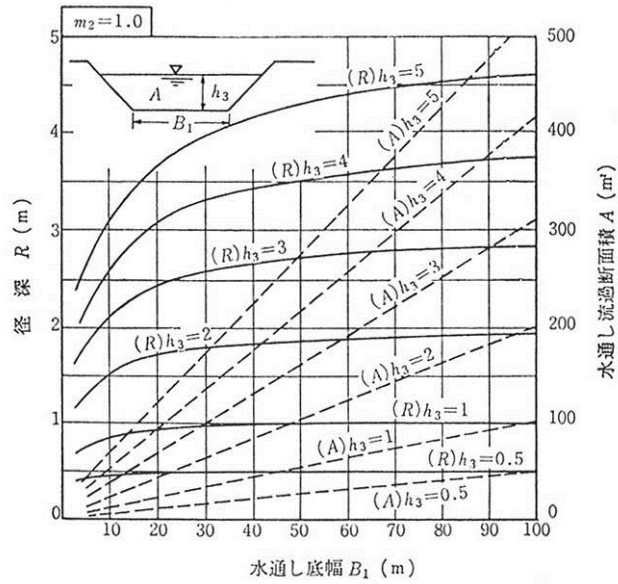


図 I-3-58 径深 (R)、水通し流過断面積 (A) を求める図 ($m_2 = 1.0$)

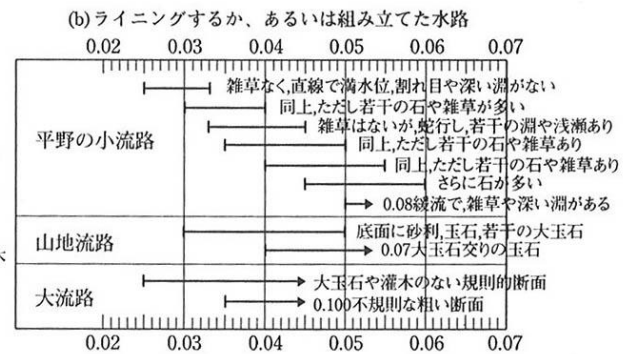
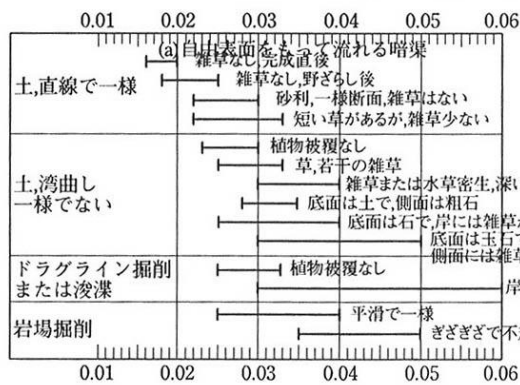
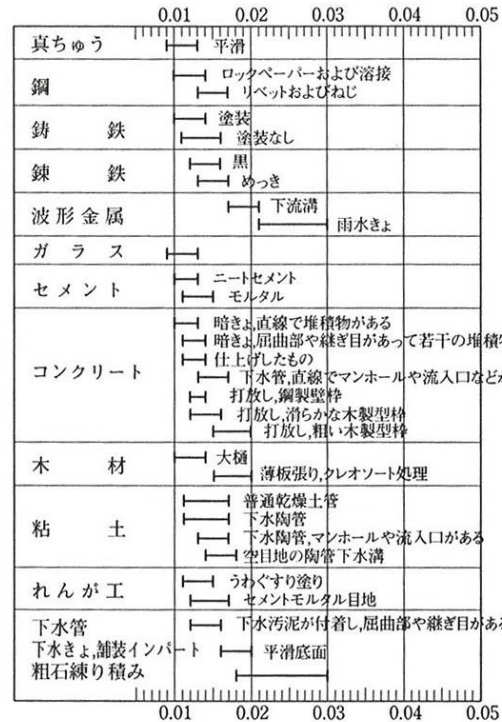
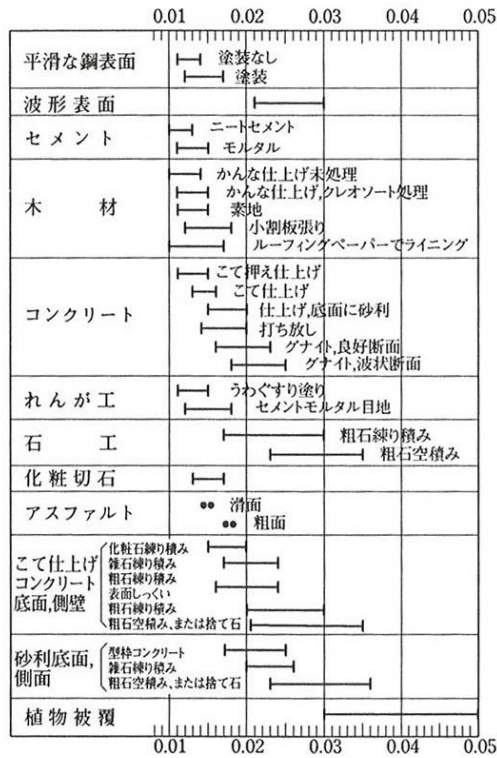


図 I - 3-59 粗度係数 (n) の概略値

【水系砂防編】

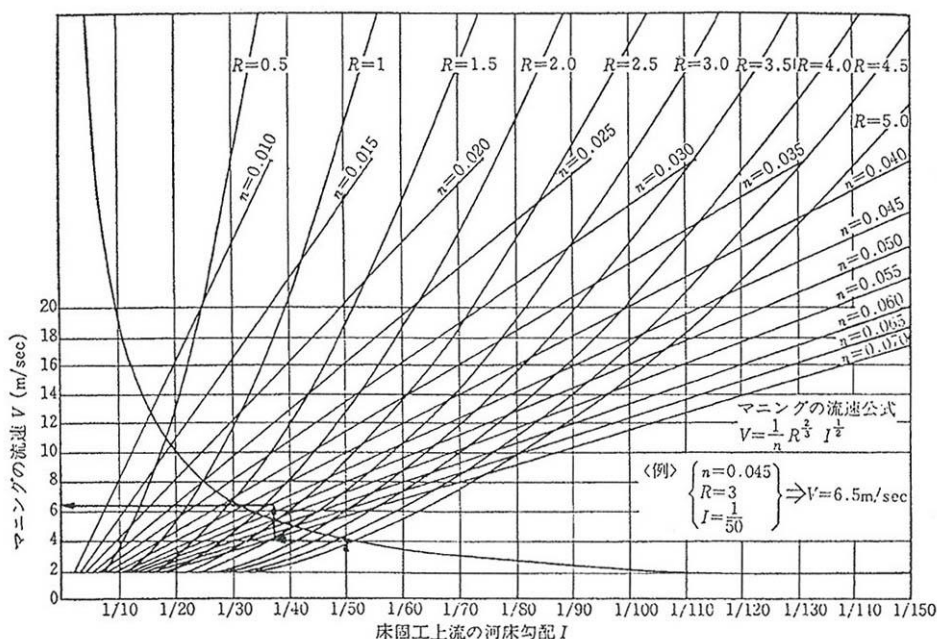


図 I - 3-60 マニングの流速公式から流速Vを求める図

3.4 本体の設計

- ① 床固工の断面決定は、原則として砂防堰堤に準じて安定計算により決定する（「本編 2.6.2.1」参照）。ただし、土石流区域において完成直後に床固工上流を埋戻すものについては、土石流流体力は考慮しないものとする。
- ② 床固工の高さ（全高）は、通常の場合 5m 程度以下とする。
- ③ 掃流域における床固工の天端幅は、1.5～2.5m の範囲内とし、下流のりは 1 : 0.2 を標準とするが、土砂流出が少ない場合で前のり部の損傷の恐れが少ないものはこれより緩くすることができる。
- ④ 床固工は、一般に重力式コンクリート型式が採用されるが、地すべり地や軟弱地盤等の特殊な条件により枠床固工、ブロック床固工、鋼製床固工等を採用する場合は、その使用する部材及び現地条件に応じた設計により安定を確かめたうえで断面等を決定する。

3.5 基礎の設計

床固工の基礎部の設計は、「本編 2.6.2.2」に準ずるものとする。

3.6 袖の設計

床固工の袖の設計は、「本編 2.6.2.3 (1)」に準ずるものとする。

3.7 前庭保護工の設計

- ① 床固工は、原則として前庭保護工を設けるものとし、その設計は「本編 2.6.2.4」に準ずるものとする。
- ② 床固工の前庭保護工は、水叩工が一般的である。
- ③ 水叩工の長さは、越流水の落下高が低い程落下高に対する水叩きの長さの比を大きくする必要があるので、基本的には砂防堰堤の副堰堤の位置を求める式を準用するが、経験式を用いる場合、次の式が用いられる。なお、水叩きの長さは、越流水深 (h_3) が大きいほど長くする。

$$L = (2 \sim 3)(H_1 + h_3)$$

ここに、 L : 床固天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ (m)
 H_1 : 水叩き天端からの床固工の高さ (m)
 h_3 : 床固工の越流水深 (m)

3.8 帯工

帯工は、縦侵食を防止するための施設である。単独床固工の下流および床固工群の間隔が大きいところで、縦侵食の発生、あるいはその恐れがあるところに計画する。

設計にあたっては、治水上問題がない限りにおいて、設置場所の特性に応じて柔軟な設計を行う。

- ① 帯工は、原則として落差のない床固工であって、施工の高さはその天端を溪床と同高とし、床固工の形成する安定勾配又は計画河床勾配の線に沿って計画する。
- ② 勾配変化のある場合は、その折れ点に床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させないことを原則とする。
- ③ 帯工の設計は、原則として垂直壁に準ずる計画とする（「本編 2.6.2.4」参照）。
- ④ 帯工の断面決定に際しては、「本編 6.6.2」に準ずるものとする。

【水系砂防編】

第4節 護岸工の設計

4.1 目的および設計順序

護岸工は、溪岸の侵食・崩壊防止、山脚の固定、河道の横侵食防止等を目的とした施設である。

設計にあたっては、治水上問題がない限りにおいて、堤外地へ繋がる一連の植生等溪流環境の連続性への影響を考慮して、透水性の高い材料や護岸表面に植生が侵入しやすいものを使用する。

護岸工の設計順序は、下図に示す流れを標準とする。

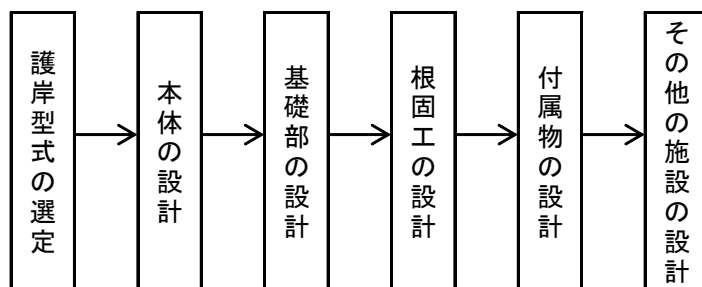


図 I - 3-61 護岸工の設計順序

4.2 位置

護岸工の計画位置は、一般的に以下の箇所に設ける。

- ① 水衝部あるいは、凹部溪岸山腹の崩壊の増大または崩壊の恐れがある箇所。

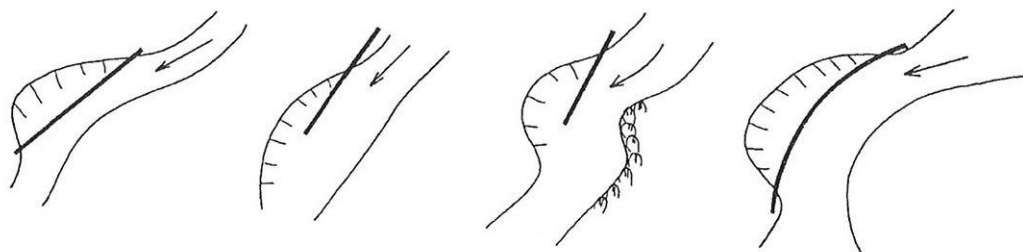


図 I - 3-62 護岸工の計画位置

- ② 溪流下流部の土砂堆積地、または耕地及び住宅地などの区域で、溪流が決壊、またはその恐れがある箇所。
- ③ 堰堤あるいは床固工を計画し、縦侵食を防止しても横侵食が止まらない箇所。

4.3 構造

一般に溪流においてはコンクリート護岸、練ブロック護岸、練石積護岸、および自然石等の練積み護岸を計画する。空積護岸は一般に溪流には不適當である。

なお、治水上問題のない限りにおいては、多自然型護岸を計画する。採用にあたっては、地域の状況、経済性を考慮して選定する。

ただし、下記の場合はコンクリート、コンクリートブロック、石積み護岸とする。

- (1) 人家隣接部および水衝部の基礎を保護する必要がある時。
- (2) 急勾配の溪流は、流速が大きいため容易に基礎が洗掘され、また水流が土砂および転石を含むことが多く、護岸の受ける衝撃も大きいことから、簡単な工作物ではすぐに破損する恐れがある。これを防ぐためには、急勾配区間では、コンクリート、コンクリートブロックまたは石積みによらなければならない。

一般的な護岸構造の標準を以下に示す。

- ① 護岸工の形式には自立式とモタレ式があり、護岸工の背面の地形、地質条件によって選定される。
- ② 護岸工の前のり勾配は、原則として 0.3~1.5 割とし、溪床勾配が急なほど摩耗防止のため急勾配とすることが望ましい。一般には 1 : 0.5 程度を採用する場合が多い。
- ③ 裏込めコンクリートは、『土木構造物標準設計』のブロック積み（河川護岸工用）を参考に原則入れない。ただし、輪荷重を考慮する場合は、裏込めコンクリートを入れる。
- ④ コンクリート擁壁、コンクリートブロック擁壁構造及び基礎材等については『建設省制定土木構造物標準設計 2 擁壁』に準拠する。

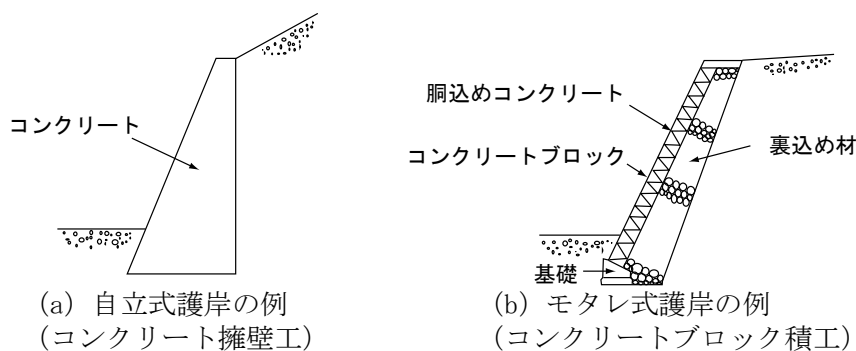


図 I - 3-63 護岸工の型式

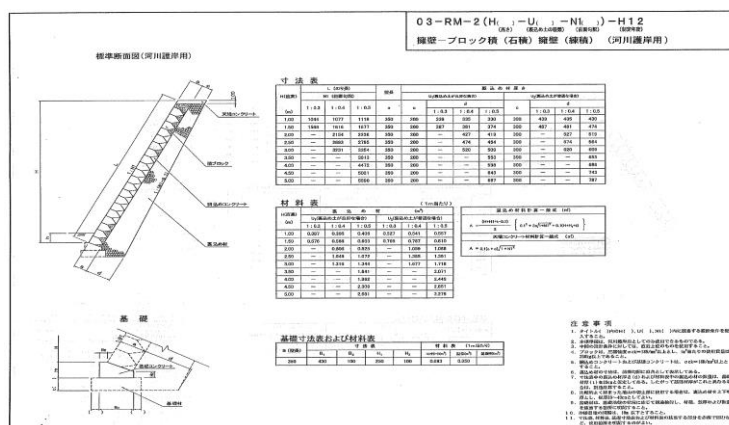


図 I - 3-64 建設省制定土木構造物標準設計 2 擁壁類 (ブロック積み・石積擁壁参考例)

【水系砂防編】

4.4 法線

- ① 護岸工の法線は、河川、流向、出水状況等を勘案し、できる限りなめらかにする。
- ② 法線の湾曲が著しい場合は、流水により護岸の基礎部が洗掘され易く、また、偏流して護岸天端を越流する恐れもあり下流に対する影響も大きいいため、できるだけ地形的条件の範囲内で湾曲を緩和する必要がある。

4.5 取付け

護岸工の取付けは、原則として堅固な地盤に取付けることとする。

(1) 岩盤に取り付ける場合

根入れの長さ (b) は 0.5m 以上とする。

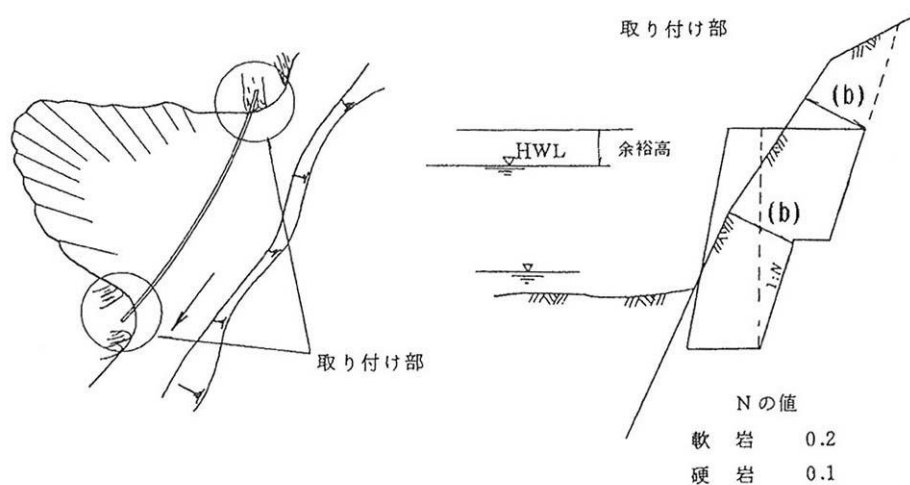


図 I - 3-65 岩盤取付けの場合

(2) 普通地山に取付ける場合

根入れの長さは 2.0~3.0m 以上とする。

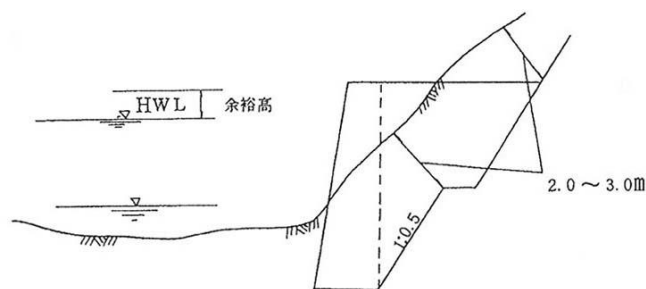


図 I - 3-66 普通地山に取付ける場合

(3) 堰堤および床固工に取付ける場合

護岸天端高は、堰堤及び床固工等の垂直壁袖天端高と同じにするか、あるいは既設摺り付け護岸があればその天端高にあわせる。

4.6 護岸高

- ① 護岸工の天端高は、計画洪水位に余裕高を加えた高さとする。
- ② 洪水時に流水が越水しない高さとする。
- ③ 溪流の湾曲部における凹岸の護岸は、凸岸に比べて水位が上昇するものであるため、堅固に計画するとともに、天端高を増すことが望ましい。
- ④ 斜面からの崩れを保護する目的で計画する護岸は、その保護に対して十分な高さとする。

4.7 根入れ

- ① 砂礫基礎の護岸工の根入れは、計画溪床高または最深溪床高のいずれか低い方より 1m 以上の根入れを原則とする（図 I-3-67 参照）。河床変動をある程度許容する箇所（淵を造る場合）については、これよりも深く設定する。

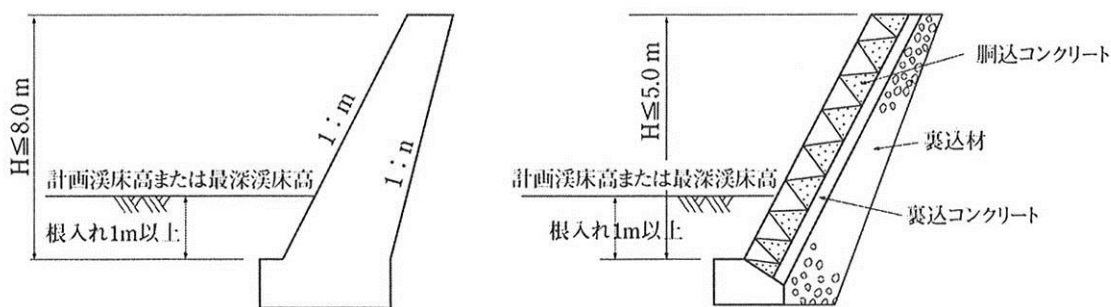


図 I-3-67 護岸工の根入れ例（砂礫基礎）

- ② 護岸基礎部に岩盤がある場合は、岩盤の質、護岸基礎部の前面のかぶり等を考慮して設定する。一般には下図の通りに設定する。なお、軟、硬岩の区分等については、シュミットロックハンマー試験方法等により確認する（共通編-P11 参照）。

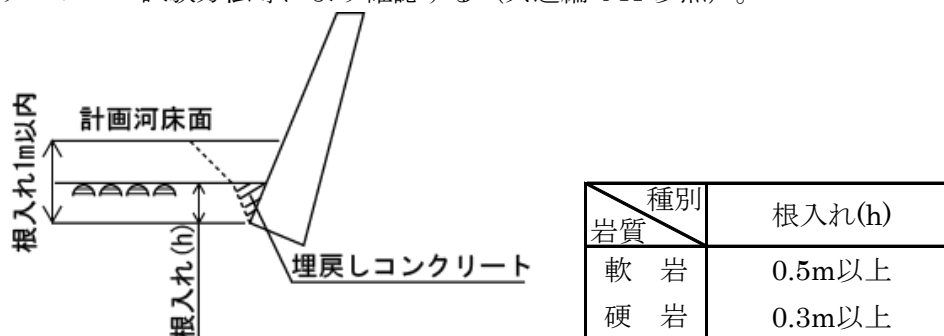


図 I-3-68 護岸工の根入れ例（岩盤基礎）

【水系砂防編】

4.8 根固工

根固工は、護岸工の基礎部において洗掘のおそれのある場合に必要に応じて設置する。

- ① 根固工は、自重と粗度により水流による基礎洗掘を防止するものであるため、その構造は屈とう性のあるものとする。
- ② 根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。
- ③ 根固工の上流面は、計画河床高以下とする。
- ④ 根固工の規模は、水深、河床勾配、流量等河川特性により決めるものとする。
- ⑤ 一般には、溪床幅の1/3程度以内で3～6mの範囲としている事例が多く、またその重量は河川規模、洪水時の流速及びブロック形状等を考慮して決めているが、過去の事跡および洪水後の安定状況からみると、一般的に1～3t程度となっており、その河川の既設根固工の安定性及び過去の被災事例等を総合的に判断して、個々の河川に適した根固重量を決定する。

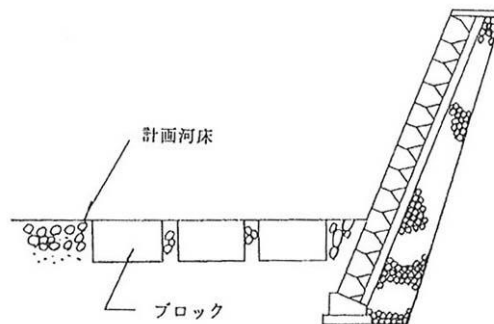


図 I - 3-69 根固工

第5節 水制工の設計

5.1 目的

水制工は、流水や流送土砂をはねて溪岸構造物の保護や溪岸侵食の防止を図るものと、流水や流送土砂の流速を減少させて縦侵食の防止を図るものがある。

設計にあたっては、流送土砂形態、計画対象流量、河床材料、河床変動等を考慮し、その目的とする機能が発揮されるようにするとともに、安全性、維持管理面等についても考慮する。

5.2 計画

荒廃溪流においては、次のような場合に水制工を計画する。

- ① 流水の流向を制御して、溪岸の侵食・崩壊を防止する。
- ② 流勢を緩和して、土砂の堆積を図り溪岸を保護する。
- ③ 流路幅を限定し、溪岸の侵食・崩壊を防止する。

5.3 型式

5.3.1 水制工の分類

流水が水制の天端を越流するか否かによって、越流水制と不越流水制に分けられる。砂防施設としての水制は、一般に不越流水制を計画するのが原則である。

(1) 水制工の種類

水制工には、その使用材料によって次のような種類のものがある。対象とする溪流の特性に併せて適切な種類を選定する。

- a. コンクリート水制
- b. コンクリートブロック水制
- c. 枠水制
- d. 沈床水制
- e. 杭打ち水制
- f. かご水制（人頭大の転石が多い場合は使用しない）

- ① コンクリート水制は、不越流水制の代表的な水制で、砂防溪流ではこの水制が多い。
- ② 急流河川（1/200 程度）で使用され比較的よい結果を得ているものにコンクリートブロック水制がある。

【水系砂防編】

5.4 形状

水制工の形状には以下のものがある。

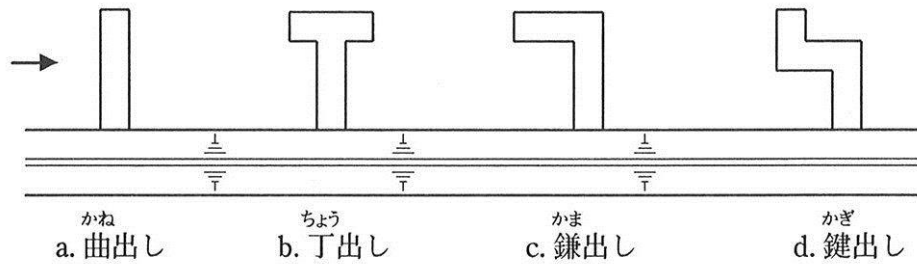


図 I-3-70 水制工の形状

- ① 溪流に対して、直角方向に一直線に出したものを「曲出し」といい、その先端に縦工を付したものを「丁出し」、その先端を折り曲げて縦工横工に兼用するものを「鎌出し」、さらにこの縦工の突端に短い横工を付したものを「鍵出し」という。
- ② 荒廃溪流には一般に「曲出し」が使用されるが、砂礫堆積地帯において河幅員を限定する場合には「丁出し」を用いることがある。

5.5 設計

5.5.1 配置

- ① 崩壊地が短区間の場合には、その上流端に不越流の下向き水制を一箇所設けることによって、流水を崩壊地から遠ざけ、その拡大を防止することがある。しかし、このように水制を設けた場合には、対岸が水衝部となることが多いことから、対岸は岩盤のような強固な地盤であることが必要である。
- ② 崩壊地が長区間にわたる場合は直角水制を用い、その天端は完全な不越流とするか、あるいは流心に向かって傾斜させる。
通常、勾配は $1/10 \sim 1/100$ の下り勾配を付ける。
- ③ 砂礫堆積地で河幅が広く、乱流、偏流によって溪岸侵食、堆砂礫の移動の顕著な場合には両岸の水制頭部をお互に対向させ、不越流直角水制とすることが望ましい。

5.5.2 地山への取り付け

- ① 溪流においては、水勢が激しいために流水が水制に衝突する場合、根部において渦流を生じ溪岸は侵食を受けやすいことから、根部は強固な地山であることが望ましい。
- ② 強固な地山でない場合は、溪岸嵌入部の掘削跡は確実な間詰めを行うか、あるいは元付護岸工を施工しなければならない。

- ③ 荒廢溪流において、元付護岸工との上下流端は流水が裏に回ることを防止するために溪岸に十分巻き込んでおくことが特に必要である。

5.5.3 高さ

溪流における水制は、不越流水制とする場合が多く、従って、流水の衝突によって洪水位が上昇するため、水制の高さは砂防堰堤、床固工の袖の余裕高と同様に考えるものとする。

5.5.4 長さ

荒廢溪流に設けられる水制は、緩流河川の水制と異なり、その作用は顕著でかつ複雑であるから、特に長さの問題は慎重に検討する。

- ① 溪流では一般的に河幅が狭いことが多く、そのうえ流勢が激しいことから水制は多少短すぎるぐらいの方がよい。その後の河状をよく見極めた後に漸次延長して計画の長さまで施工する。
- ② 水制長の決定は、溪流内の状況を十分に調査して流水の法線を決定し、水制の先端をこれに合わせるように計画する。

5.5.5 間隔

水制工の間隔は、主として水制の長さ、種類、流水の方向、溪床勾配、形状等を考慮し、上流の先端から流水が溪岸に達する前に下流側の水制で受けるように決定する。

水制間隔が広すぎると横流を生じ、水制域内の護岸工および溪岸を破壊することがあるため、水制工間隔は慎重に決定するものとする。

- ① 直線部においては水制長の2.5～3.0倍とする。
- ② 凹部においては水制長の2倍程度、凸部においては水制長の3倍以上とする。

5.5.6 形状

荒廢溪流における水制頭部は、流水および転石の衝撃を最も強く受けることから堅固に造る必要があり、特に洗掘防止のために頭部を長く、深く溪床に掘り入れるのがよい。

【水系砂防編】

第6節 溪流保全工の設計

6.1 溪流保全工の目的と設計順序

溪流保全工は、安全に土砂や洪水を流下させることを目的とし、さらに、現況の溪流を極力改変しないように計画、施工を行い、治水上の安全の確保と溪流の生態系の保全を図るものである。

6.1.1 地域の治水上の安全確保

(1) 土砂災害の防止

洪水流の乱流、および溪床の過度の変動、溪岸侵食等により土砂災害が発生する可能性がある地域については、砂防施設（床固工、帯工、護岸工、水制工等）を適切に配置して土砂災害を防止し、地域の安全を確保する。

(2) 緩衝的な空間の確保

- ① 保全対象が溪流に隣接して存在すると、豪雨時等の出水時に被災する可能性が高くなることから、溪流と保全対象にある程度の緩衝的な空間（バッファゾーン）を確保する。
- ② 対策例として、溪流空間を緩衝的な空間（土砂の滞留空間）として活用することで土砂災害の危険性を軽減することが可能であることから、溪流空間を広く確保して土地利用の誘導を図る。
- ③ 土地利用上、緩衝的な空間を確保することができない場合は、洪水流を安全に流下させることに重点を置くものとする。

6.1.2 溪流生態系の保全

(1) 溪流空間の確保

溪流空間は、溪流の溪床や溪岸、河岸段丘等、土砂の移動により攪乱を受けて、その地域に特有の植生環境、生息環境が形成され、景観を創り出している。溪流空間として確保することが可能な地域については、溪畔林等を含めて積極的にこれらの空間を取り込むものとする。

(2) 溪流空間の多様性・連続性の保全

- ① 溪流空間の多様性・連続性を保全するために自然溪流においては、現在の地形を極力改変しないように配置する。
- ② 既に砂防施設の整備がなされている場合は、溪流の多様性、連続性を創造することにも考慮して基本方針を設定する。

(3) 砂防施設の材料

- ① 砂防施設は生態系に対する影響を最小限に抑え、溪流の多様性、連続性の保全に配慮するものとし、施設に求められる機能に応じて透水性の高い材料や植生等が侵入しやすい材料、景観を選択肢に含めて材料選定を行うものとする。
- ② 土地や木材などの自然材料を用いようとする場合には、あくまでもその現場または現場周辺で砂防工事等によって生じた土砂、伐採木、または流通している自然材料もその地域に生息している植生の範囲にとどめるものとする。

6.1.3 溪流保全工の整備の考え方

(1) 溪流保全工の基本方針の明確化

- ① 対象とする地域における各種の要請（治水上の安全、生態系の保全、溪流の利用等）について、どのような整備が望まれているか明らかにし、その地域における溪流保全工の基本方針を明確化する。
- ② 溪流環境整備計画がすでに策定されている場合には、その方針に基づき設定する。

(2) 整備の方針

溪流保全工は、土地利用形態、保全対象の分布等、溪流の特性等を踏まえ、その場に応じた整備の考え方を明確化する。

1) 保全対象が隣接していない地域

- ① 現在の溪流の状態をなるべく改変しないように整備する。
- ② 床固工、帯工、護岸工、水制工、溪畔林等を溪流空間内の特性に合わせて適切に配置し、防災的な効果とともに溪畔林と動植物の生息範囲が有する溪流の多様性、連続性を確保する。

2) 保全対象が隣接している地域

洪水流を安全に流下させ、洪水の乱流や過度な河床変動を抑制するために、床固工、帯工、護岸工、水制工を適切に配置する。

(3) 溪流空間の確保

- ① 溪流保全工における溪流空間は、洪水や土砂の一時的な滞留の場として防災的に機能する空間かつ日常的には生態系の保全に寄与する空間として整備する。

【水系砂防編】

- ② 整備にあたっては、滲筋の変遷など過去の溪流の移り変わりを把握し、現在の土地利用状況を勘案しながら、空間を確保する。

(4) 溪畔林の利用

- ① 溪流保全工における溪畔林は、砂防法上の砂防設備に準ずるものとして位置づける。
- ② 溪畔林は、現存するものを保全することを基本とし、新たな植栽は行わないものとする。
- ③ 溪畔林を砂防設備として活用するにあたっては、必ず砂防構造物（床固工、帯工、水制工等）を併用するものとし、また流木災害が発生しないように留意する。

(5) レクリエーションの場としての活用

溪流保全工の整備にあたって人とのふれあいの場としての要請が高い場合には、溪流の利用を計画に反映させるものとする。その場合には、地域の要求等を十分に把握してこれらの要請に配慮する。

(6) 維持管理の実施

溪流空間は時間的・空間的に常に変動する場であり、これらの影響を受けて溪流空間の河床の状態、動植物も変化する。また、各種の砂防施設もこれらの変動の影響を受けて機能が低下する可能性がある。溪流保全工の機能を発揮させるため、定期的に監視（モニタリング）を行い適切な維持管理を実施するものとする。

6.1.4 溪流保全工の設計順序

溪流保全工の設計順序は、図 I - 3-71 に示すとおりである。

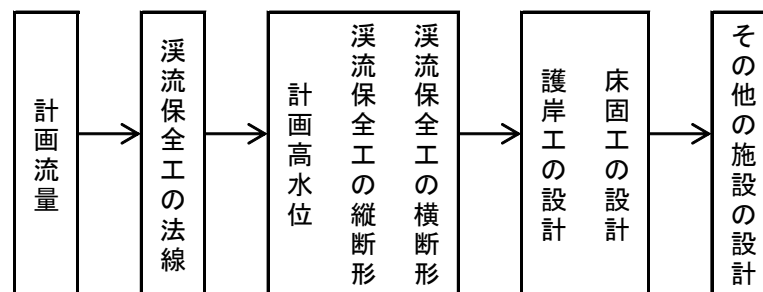


図 I - 3-71 溪流保全工の設計順序

6.2 計画対象流量

計画対象流量は、過去の災害履歴、計画対象流域の大きさ、対象となる地域社会の経済的重要性、想定される災害等から総合的に判断する。

- ① 計画対象流量は、基本的に対象降雨量を設定し、この年超過確率で評価する。

参考に河川の計画規模の標準は表 I - 3-23 のとおりである。

一般に、河川の重要度は 1 級河川の主要区間においては A 級～B 級、1 級河川のその他の区間および 2 級河川と都市河川においては C 級、一般河川は重要度に応じて D 級あるいは E 級が採用されている場合が多い。

本県では、年超過確率 1/50 を原則とし、土砂混入を見込んだ流量とする。

表 I - 3-23 河川の重要度と計画の規模

河川の重要度	計画の規模（計画降雨の降雨量の超過確率年）※
A 級	200以上
B 級	100～200
C 級	50～100
D 級	10～ 50
E 級	10以下

※ 年超過確率の逆数

- ② 計画の対象流量は対象降雨量の規模から合理式法（ラショナル式）で算出した清水流量に、土砂混入率を考慮した値とする。

- ③ 土砂混入率は、次の数値を目途とする。

- a. 砂防工事が施工中、および屈曲、乱流防止の場合
（上流土砂整備率 50%以上完了している。）

----- 土砂混入率 10%

- b. 砂防工事が施工済みの場合
（上流土砂整備率 70%以上完了している。）

----- 土砂混入率 5%

【水系砂防編】

6.3 平面計画

6.3.1 溪流保全工の法線形

溪流保全工の法線形は、治水上の安全確保と溪流生態系の保全を図ることを基本とし、土地利用形態、保全対象の分布、地域特有の植生環境、溪流生態系の生息環境、自然が創出した河道形状、瀬や淵等を総合的に勘案しながら、現地状況に応じた法線形とする。

- ① 溪流の多様性・連続性を考慮して、自然河道の平面形状を尊重しながら設定するものとするが、屈曲が著しく治水安全上好ましくない場合には、法線形を緩くする。
- ② やむを得ず反曲線を設ける場合には、曲線部と反曲線部には計画河幅の6倍以上の直線部を設けることが望ましい。
- ③ 現地の制約条件等からこれによりがたい場合には、別途水理検証等により治水上の安全性を検証する

$$10 \sim 20 \leq R/B, \quad \theta \geq 60^\circ$$

ここに、R：曲線半径（m）
B：計画河幅（m）
 θ ：湾曲度（°）

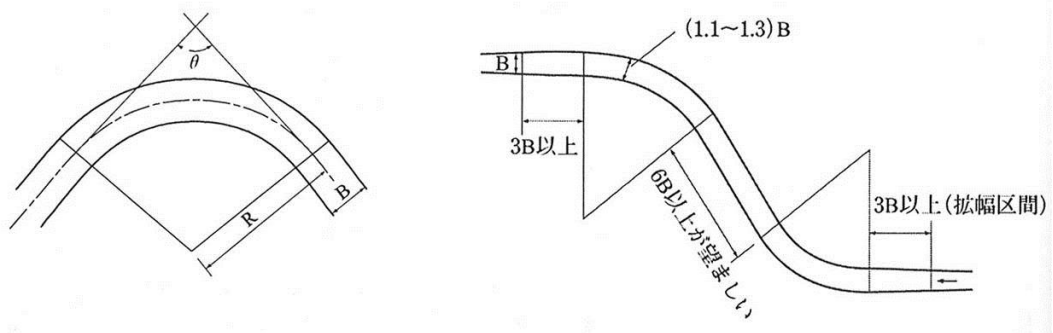


図 I - 3-72 湾曲部の法線形

6.3.2 計画高水位

計画高水位は、計画する溪床面から縦断形および横断形と相互に関連して決定するものとし、周辺の地形状況をもとに設定する。

- ① 計画高水位は、与えられた対象流量をもとに流れが等流であると仮定して基本的には Manning（マニング）の式より求める場合が多い。ただし、急流河川等では水面のうねり、跳水、過度な河床変動、蛇行位置の変化による水位変動が大きいので、施設や背後地の保全対象等への影響が大きいと判断される場合には、不等流計算や模型実験等を行い、計画高水位を設定する。

- ② 横断計画を自然状態とした場合には、溪床の状態をもとに断面を区分して各々の粗度係数を設定して計画高水位を求め、横断計画に反映させる。

6.3.3 横工の間隔

溪流保全工の横工（床固工、帯工等）の間隔は、一般に次式を用いるものとするが、設置は溪流の特性をもとに現地に合わせて決定することを基本とする。

① 床固工の間隔

$$L = \frac{m \cdot n}{m - n} h_r$$

ここに、L : 床固工の間隔 (m)
 h_r : 床固工の有効高 (m)
 n : 現在の溪床勾配の分母 (1/n)
 m : 計画溪床勾配の分母 (1/m)

計画された溪流保全工が過度の乱流または偏流防止を目的としている場合には、次式を用いる。

$$L = (1.5 \sim 2.0) B$$

ここに、L : 床固工の間隔 (m)
 B : 流路工の計画幅 (m)

② 低堰堤工群の間隔

上流側床固工（低堰堤）の設置位置は、下流側床固工（低堰堤）の水通し天端高より平常時堆砂勾配で引いた線が現在地盤高と交わる位置よりも下流側になるように、床固工（低堰堤）の間隔を設定する。

事例によると（有効落差÷溪床勾配）の2倍程度を床固工（低堰堤）間隔としている例が多い。ただし、溪床の局所洗掘が起こる恐れのある場合には、床固工（低堰堤）の間に帯工を必要に応じて設置する。

③ 帯工の間隔

帯工は、一つの勾配がかなり長い距離で続き、縦侵食の恐れがある場合、中間に帯工を設ける。この帯工の間隔は通常その勾配を表す分数の分母の数字を距離に読み替えた程度を原則とする。

【水系砂防編】

6.4 縦断計画

溪流の多様性・連続性を考慮して、自然河道の縦断形状を尊重しながら勾配の変化をあまり急激に行わないように設定するものとする。

勾配の変化点においては、その上下流で掃流力 $(u_* = \sqrt{g \cdot H \cdot I})$ が50%以上の変化をしないように勾配ならびに水深を設定するものとする。

④ 保全対象が隣接している地域

保全対象が隣接しており、勾配の変化点で局所的洗掘が著しい個所、また、支川が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して、床固工等の落差工を設けることを原則とするが、構造物の規模・材料・施工方法については、設置場所の特性を十分勘案してなるべく溪流空間の生態系に影響がないように検討する。

なお、縦断規制すべきポイント以外は、自然にまかせる。

⑤ 保全対象が隣接していない地域

治水上の問題が生じない限りにおいて自然河道の縦断形状を尊重する。

6.5 横断計画

断面形状は、対象流量、流路の縦断勾配、平面形状、背後地の土地利用状況、溪畔林の分布特性や構造特性等、溪流の多様性、連続性を考慮して定める。

6.5.1 計画幅

現況の河道断面を尊重するものとし、原則として溪床整正は行わないものとし、河道断面はできるだけ広く設定する。

(1) 保全対象が隣接している区間

通常流量が流下する幅として必要な河道幅は、レジューム理論による次式から求められる幅とし、この幅を下回らないように配慮する。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2}$$

ここに、 B : 河幅 (m)
Q : 流量 (m³/s)
α : 係数

表 I-3-24 α の値 (α は池谷の係数)

流域面積 A の大きさ (km ²)	α の値
$A \leq 1.0$	2~3
$1.0 < A \leq 10.0$	2~4
$10.0 < A \leq 100$	3~5
$100 < A$	3~6

(2) 保全対象が隣接していない区間

溪流保全工による計画幅を確保しつつ、現在の溪流の状態を維持する。

6.5.2 河道断面

河道断面が掘込み方式（築堤のない河道）を採ることを原則とし、築堤工は本川との取付部分等に限るものとする。

護岸天端を背後地盤と同高以下にすることが原則であるが、やむを得ない場合でも、計画高水位は背後地盤高を越えないようにする。

6.5.3 余裕高

- ① 河川としての余裕高は原則として、計画対象流量によって決定するものとし、表 I-3-25 の数字を下回ってはならない。ただし、余裕高は溪床勾配によって変化するものとし、計画高水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) は表 I-3-26 の値以下としないようにする。

表 I-3-25 余裕高

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

表 I-3-26 計画溪床勾配と余裕高比 ($\Delta H/H$)

勾配	~1/10	1/10~1/30	1/30~1/50	1/50~1/70	1/70~1/100	1/100~1/200
$\Delta H/H$ の値	0.50	0.40	0.30	0.25	0.20	0.10

H: 水深 (m)

- ② 橋梁の桁下高は計画護岸高（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に流木の流出等を考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。橋梁としての余裕高は 0.5m を原則とする。

【水系砂防編】

6.5.4 湾曲部の横断形状

湾曲部の横断形状については外カーブ側には、水のせり上がり現象が発生し、また内カーブ側には土砂の堆積現象が発生するため、断面を十分確保する必要がある。

水位上昇式は、常流区域では Grashof の簡易式、射流区域では knapp の式が用いられている。なお、湾曲部とは、曲率半径 R と河幅 B の比が 5 以下の場合とする。

ただし、下式で算定された水位上昇高が、表 I-3-25 に示す余裕高の 1/2 以内であれば、原則として嵩上げは行なわないものとする。

① 常流区域

$$\Delta h = \frac{V^2}{g} \{2.303(\log R_2 - \log R_1)\} \cdots \text{Grashof (グラシヨー) の簡易式}$$

② 射流区域

$$\Delta h = \frac{B \cdot V^2}{g \cdot R} \cdots \text{knapp (ナップ) の式}$$

ここに、 Δh : 水位上昇高 (m)

V : 平均流速 (m/s)

R_1 、 R_2 : 曲率半径の内側、外側 (m)

R : 中心線の曲率半径 $\{= (R_1 + R_2) / 2\}$

B : 流路幅 (m)

g : 重力加速度 (9.8m/s²)

なお、常流と射流の区分は次式のフルード数 (F_r) によって判定する。

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g h}} \quad \begin{array}{l} F_r \leq 1 \cdots \text{常流} \\ F_r > 1 \cdots \text{射流} \end{array}$$

ここに、 h : 等流水深 (m)

6.5.5 支川処理

- ① 本川と支川がともに土砂の流出が少なく、溪床勾配、計画高水位が同じような溪流の場合には（両方の掃流力が同じ場合）、合流点下流の河幅は本川、支川の合計とすることが望ましい。
- ② 支川の掃流力が本川を大きく上回り、合流点に土砂が堆積する場合には、支川の合流点上流で土砂処理を行うなどして対応する。
- ③ 支川が合流する場合には、支川の流路勾配が急で射流となる時があり、たとえ、洪水のピーク到達時間がずれたとしても、射流から常流に移る際に支流からの跳水現象により本川の護岸をのりこえる危険があるので十分に注意する。

そこで直角に流入させることを避け、緩和曲線などの法線計画をもって合流処理をすることが望ましい。

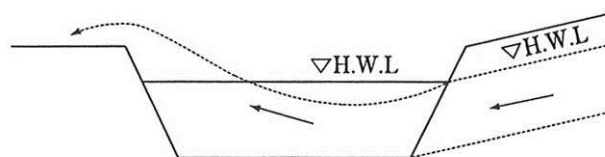


図 I - 3-73 支川合流の影響

- ④ 本川に支川が流入することによる洗掘、堆積を防ぐため、支川の縦断勾配は原則として本川に合わせた勾配とする。そのため、合流点直上流部の支川に落差工を設け、支川の縦断勾配を修正して合流させるなど、合流点付近の縦断勾配、平面形状等十分検討する必要がある。

【水系砂防編】

6.6 溪流保全工内の砂防施設の設計

6.6.1 溪流保全工内の床固工の設計

溪流保全工内の床固工は、縦侵食を防止して溪岸を安定させ、溪床堆積物の再移動防止、溪岸の侵食又は崩壊等の防止を図るとともに、護岸等の工作物の基礎保護の目的のために施工するものである。

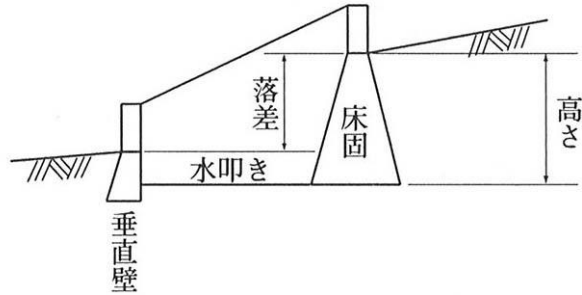


図 I - 3-74 床固工

(1) 床固工の間隔

床固工の間隔は、原則として「本編 6.3.3」に準ずるものとする。

(2) 床固工の方向

単独床固工の方向は、必ず計画箇所下流の流心線に対して直角とする。

階段状床固工群にあつては、直上流床固工の水通し中心点における下流流心線上に床固めの中心点があるよう各床固めの水通し位置を定めるものとする。

(3) 水通し断面

水通しの断面は、原則として「本編 3.3」に準ずるものとする。

(4) 床固工の断面

床固工の断面は、原則として「本編 3.4」に準ずるものとする。

(5) 袖の設計

床固工の袖の設計は、原則として「本編 3.6」に準ずるものとする。

(6) その他の留意点

- ① 最上流端の床固工の水通し部はせきの断面として計画されるが、護岸工等を併用して

流路を一定幅に確保している区間では開水路の断面として設計されるため、その間に
取り合わせ部は水理条件を急変させないよう適当な長さとする。

- ② 射流域において床固工の袖を流路内に出すと、そこで水位が上昇して越流する可能性
があるため射流域での流路内にはできるだけ袖を出さないようにする。
- ③ 止めの床固工の水通し高さは、現況溪床高より高くし、流水が完全に集水できる位置
とする。
- ④ 床固工の延長が 15m 程度を超えるような場合は、横収縮継目を設けるものとする。

(7) 前庭保護工

床固工には原則として前庭保護工（水叩き、側壁護岸、垂直壁）を設けるものとする。

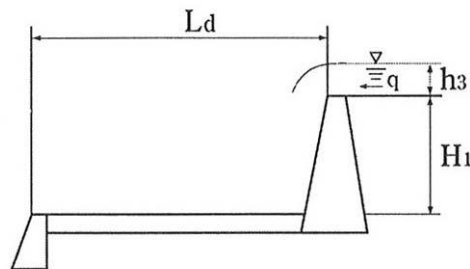


図 I - 3-75 水叩工

1) 水叩き

- ① 水叩きの長さは、原則として「本編 3.7」に準ずるものとする。
- ② 水叩きは摩耗するため、斜勾配で施工すると床固工の底抜けやそれに起因する床固工の破
壊に繋がる可能性があるため、水叩きは原則的に水平として設計する。
- ③ 水叩きは基本的にコンクリート構造とするが、堅い巨礫がある場合はそれらを用いてもよ
い。
- ④ 水叩きの縦断形状は、魚類の遡上等、流水の減勢等を考慮して、下流の溪床よりも掘り込
んでウォータークッション化する等の工夫を図ることが望ましい。

2) 側壁護岸

- ① 側壁を床固工に取付ける場合は、落下水脈に叩かれないように水叩きと護岸表のりの交点
を水通し肩から垂直に下ろした線より後退させるものとする（図 I - 3-76 参照）。
- ② 側壁護岸は、水叩き部において落下水が越流しないような十分な高さを有することが必要
であり、床固袖天端と垂直壁袖天端を結んだ高さを一般とする。

【水系砂防編】

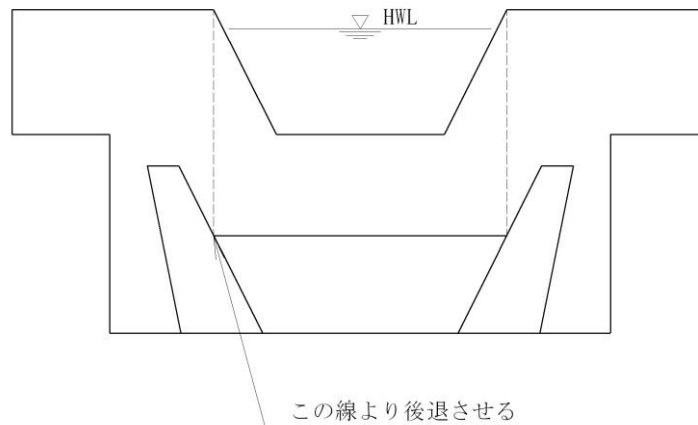


図 I-3-76 側壁護岸の位置

3) 垂直壁

- ① 垂直壁の天端幅は、水叩き厚と同厚とする。
- ② 垂直壁の形状は、
 - ・ 下流側が土砂底の場合 : 下流のり = 1 : 0.2、上流のり = 1 : 0.0 (直)
 - ・ 下流側がコンクリート張底の場合 : 上・下流のり = 1 : 0.0 (直)

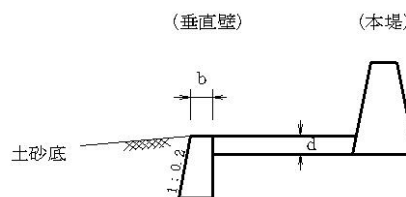


図 I-3-77 溪流保全工内の床固工の垂直壁

- ③ 垂直壁の高さは、その溪流の性質、特に計画流量、河床粒度・河床変動および床固工の落差などをよく把握して、垂直壁下流側の洗掘に配慮して根入れを設定するものとする (通常 2~3m)。

6.6.2 帯工の設計

帯工は、縦侵食を防止するための施設である。単独床固工の下流および床固工群の間隔が大きいところで、縦侵食の発生、あるいはその恐れがあるところに計画する。

設計にあたっては、治水上問題がない限りにおいて、設置場所の特性に応じて柔軟な設計を行う。

(1) 帯工の間隔

- ① 帯工の間隔は、通常その勾配を表す分数の分母をメートルに読みかえた距離に 1 ヶ所設け

るものとする（例、1/55 の場合は 55.0m 間隔）。

- ② 三面張溪流保全工における帯工の間隔は、計画河床勾配の分母の 2 倍程度を距離に読み替えた程度とする。また、河床に岩盤が出る場合は岩の質、風化度などを考慮して決定するが、一般に三面張溪流保全工における帯工の間隔と同程度とする。

(2) 帯工の形状寸法等

- ① 下流側が土砂底の場合は、下流のり（1：0.2）、上流のり（直）とする。
- ② 下流側がコンクリート張底の場合上・下流のりともに（直）とする。
- ③ 河床に岩盤が出る場合は岩盤の質、風化度などを考慮して決定するものとするが、一般的には三面張溪流保全工に準じ、上・下流のりを決定する。
- ④ 帯工には袖を設け、その長さは護岸のり面から 1.5～2.0m 程度突込むものとする。
- ⑤ 帯工の基礎根入れは計画河床から 1.5m を標準とする。但し底張工がある場合には 1.0m とする。
- ⑥ 帯工下流部には、フトン籠、カーテンブロック等を設置するものとし、その長さは 2.0m 程度とする。

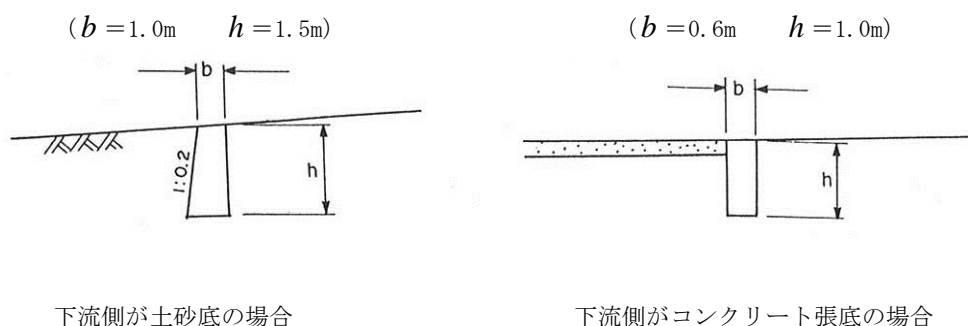


図 I - 3-78 帯工の形状

【水系砂防編】

6.6.3 護岸工の設計

溪流保全工における護岸工は、溪流保全工を設置する地域の溪流の決壊を防止するとともに、落差工や帯工等の袖部を保護するために設けられるものである。

(1) 護岸工の構造

護岸工の構造は、原則として「本編 4.3」に準ずるものとする。

(2) 護岸工の高さ

護岸工の高さは、「本編 4.6」に準ずるものとする。

(3) 護岸工の根入れ

- ① 護岸工基礎の根入れは、原則として「本編 4.7」に準ずるものとする。
- ② 垂直壁等の下流に接続する護岸基礎の底面は、垂直壁等の基礎底面と一致させることを原則とする（図 I-3-79）。ただし、護床工を設置する場合にはこの限りではない。

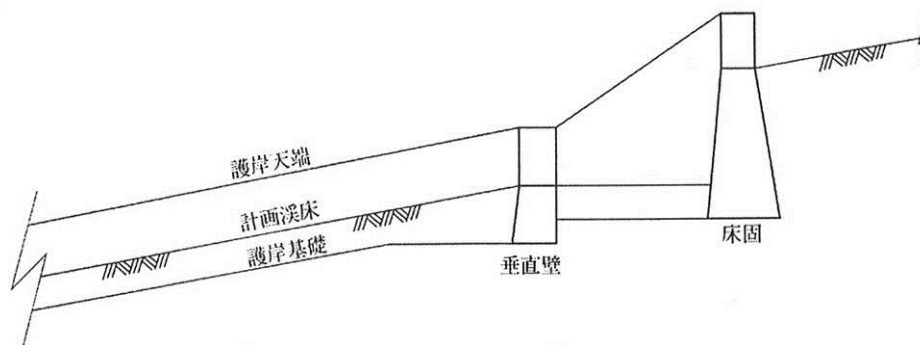


図 I-3-79 垂直壁下流の護岸の基礎

(4) 護岸工と床固工（堰堤工）の取り付け

- ① 堰堤および床固工上流に計画する護岸工天端は、堰堤および床固工の袖天端と同高または、それ以上の高さに取り付けなければならない。
- ② 護岸工と床固工の取り付けは、床固工袖小口に一致させ、床固工直下で広げられた河幅は、垂直壁の水通し部でもとの流下断面に戻す（図 I - 3-80 参照）。

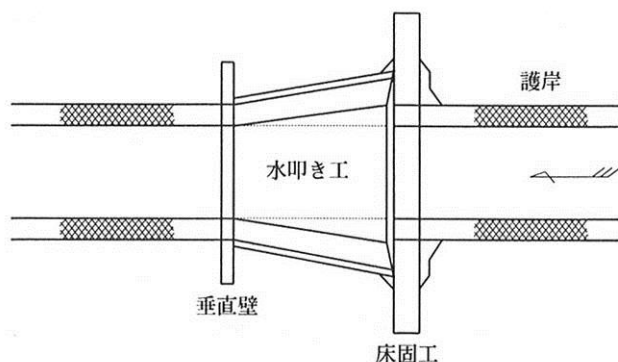


図 I - 3-80 護岸工と床固工の取り付け

- ③ 堰堤および床固工上流に取り付ける護岸の根入れは、原則として水通し天端高より 1.0m 以上下げるものとする（図 I - 3-81 参照）。

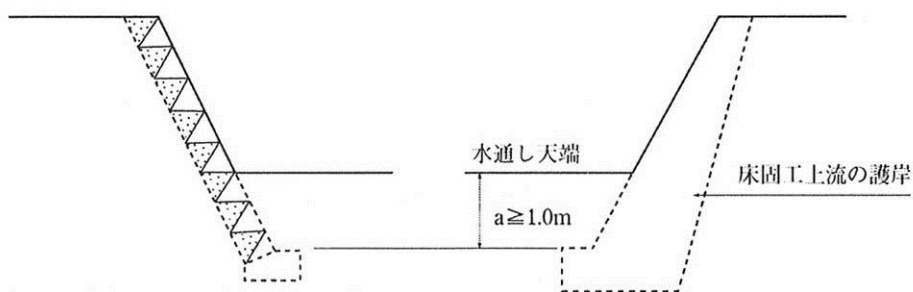


図 I - 3-81 床固工上流護岸の基礎

(5) 根固工

根固工の設計は、原則として「本編 4.8」に準ずるものとする。

【水系砂防編】

6.6.4 溪床保護工の設計

溪床保護工においては、溪床固定（三面張り）は原則として行わないものとする。

ただし、溪床が著しく洗掘され治水上の問題が生ずる場合には、溪床を洗掘から保護する対策を実施するものとする。この場合、コンクリート張りおよびコンクリートブロック等、永久的に一定の河床変動が許容されない構造や植生等が侵入しにくくなる構造は極力避ける。

(1) 溪床について検討する場合

以下の場合については、溪床保護の対策を行っても良いものとする。

- ① 溪床勾配が急で常時出水（生起確率 1/1～1/5 程度）による掃流力がその地点の粒径（90%粒径）による限界掃流力よりも大なる場合（ $u_*^2 > u_{*c}^2$ ）

$$u_*^2 = g \cdot h \cdot I \dots\dots\dots \text{掃流力}$$

$$u_{*c}^2 = 0.05 \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1 \right) g \cdot d_{90} = 80.9 \cdot d_{90} \dots\dots\dots \text{限界掃流力}$$

- ここに、
h : 平均水深 (cm)
I : 溪床勾配
d₉₀ : 粒径（90%粒径） (cm)
σ : 砂礫の密度 (=2.60～2.70 g/cm³)
ρ : 泥水の密度 (=1.0～1.2 g/cm³)
g : 重力加速度 (=980 cm/s²)

- ② シラス、火山灰堆積地帯等、特殊な地質で直接流水がこの地質に接することにより崩壊、岩決壊等が生じるため、流水が接触することを防止する必要がある場合とする。

(2) 溪床対策

- ① 縦断勾配計画の際に勾配緩和、河幅拡大等を考慮して、掃流力を小さくすることを検討する。
- ② 一般的には計画溪床幅が狭く、流域面積が 2km² 以下の小規模な溪流では、厚さ 0.3m 程度のコンクリート張りが採用されている例が多いが、摩耗の著しい火山地帯では厚さ 0.5～0.7m としている溪流もある。
- ③ 長い溪床固定区間では適当に帯工等を設け、地下水路の発達を防ぐ必要がある。
一般には、計画溪床勾配の分母の 2 倍程度を距離に読み替えて設置するが多い。また、溪床固定下流端にはすくなくとも帯工を設け、吸出し防止を図るものとする。

- ④ 溪床固定（三面張り）の位置は、ブロック積＝計画河床－コンクリート厚とする。

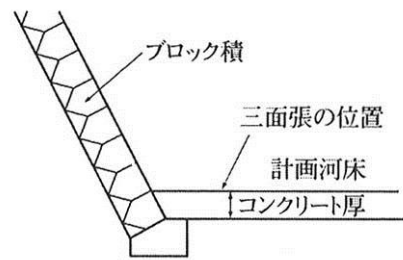


図 I - 3-82 三面張りの位置

【水系砂防編】

第7節 魚道工の設計

7.1 魚道工の目的

魚道とは河川において魚類の移動を困難とするような障害がある場合に、魚類の移動を容易にするような水路や装置の総称である。

砂防施設がその溪流で生息する魚類の移動を困難にすることが予想される場合は、溪流を上り下りするアユ、サケ等の回遊魚のみならず溪流を生活の場とするイワナ、ヤマメといった魚類についても出来るだけ広い範囲で活動できるように魚道を設置する必要がある。

7.2 魚道の種類

魚道は水理機能により次の4種類に大別される。

- (1) プールタイプ
- (2) 水路タイプ
- (3) 閘門しゝもんタイプ
- (4) リフトあるいはエレベータータイプ

(1) プールタイプ

プールタイプとは、プールが階段状に連なっているもので、次のようなものがある。

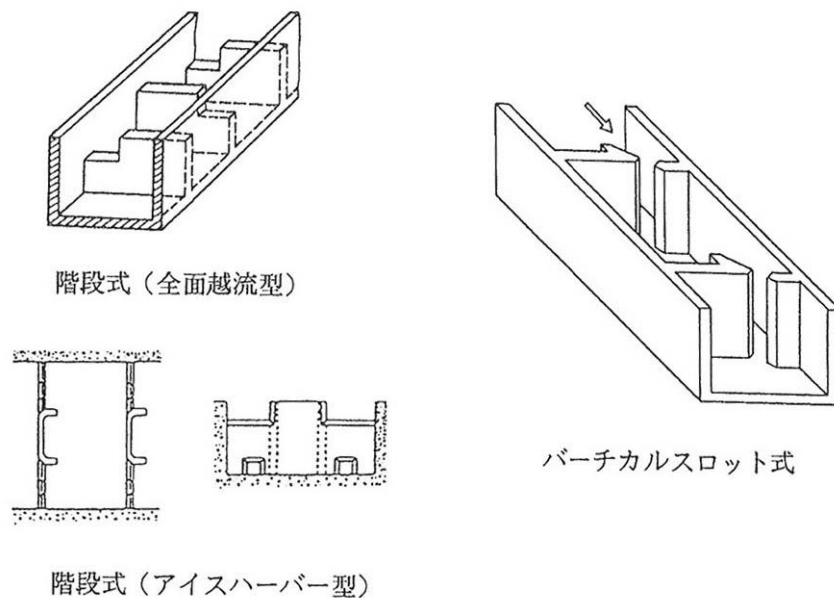
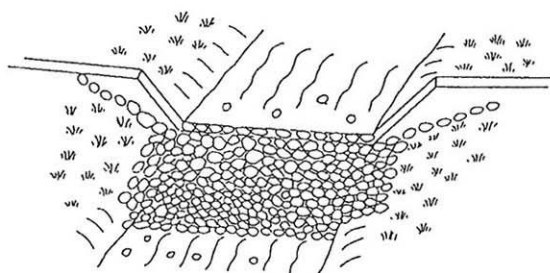


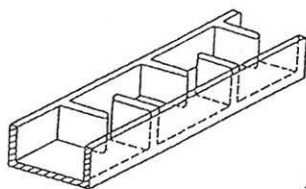
図 I-3-83 プールタイプの魚道

(2) 水路タイプ

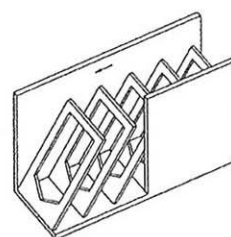
水路タイプとは、休憩用プールや入りロプールなどの他には、水路内に流水がプールされる部分をもたないものである。



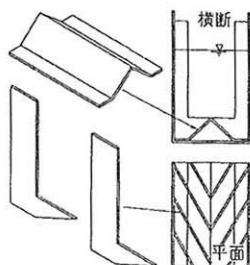
粗石つき斜路



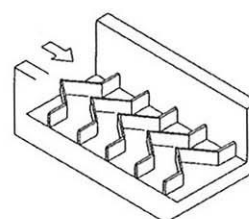
導流壁式



デニール式(標準型)



デニール式(ステープパス型)



デニール式(舟通し型)

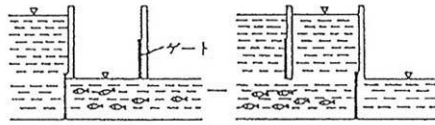
図 I-3-84 水路タイプの魚道

この他にカルバート式がある。

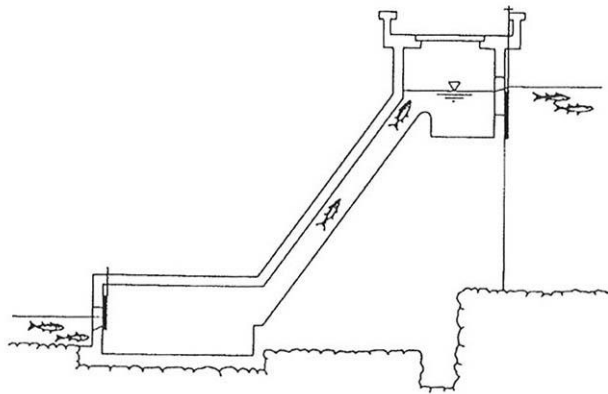
【水系砂防編】

(3) 閘門タイプ

閘門タイプは、いわゆる閘門を用いたものだけでなく、堰堤本体に取り付けられる水位差の大きいものもある。



閘門タイプ



ポーランド型

図 I - 3-85 閘門タイプの魚道

(4) リフトあるいはエレベータータイプ

リフトあるいはエレベータータイプは呼び水や魚道を用いて魚を一箇所に集めてホッパーなどを用いて上方に移動させるものである。

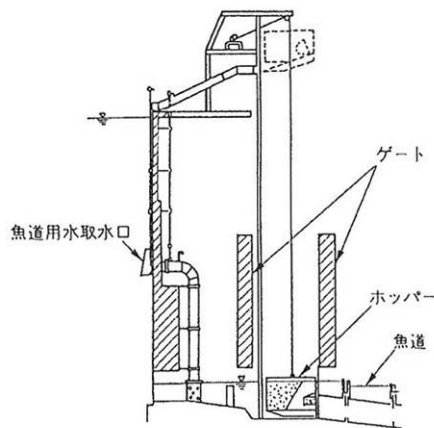


図 I - 3-86 エレベーター式魚道

7.3 魚道の設計

魚道は、水通し断面内に設けないのが原則で、砂防堰堤に設ける魚道は溪岸の地山を利用するのが経済的であり一般的である。

砂防堰堤等落差工に設ける魚道は、魚道を必要とする溯河魚の大きさ、習性、生活様式に合致するとともに、関連する施設に悪影響を及ぼさないものとし、設置後の維持管理に支障をきたすことのないよう十分検討し設計しなければならない。

7.3.1 魚道の設計に関する一般的留意事項

砂防設備に取り付けられる魚道の設計にあたって留意すべき事項は次のとおりである。

- ① 魚の疲労が少なく、容易に遡上できる魚道
- ② 魚道登り口において深みを常時確保できる魚道
- ③ 魚道の登り口および出口におけるみお筋の確保
- ④ 魚道の登り口での河床低下対策
- ⑤ 維持管理の容易な魚道
- ⑥ 土砂、流木により閉塞しない魚道
- ⑦ 摩耗に強い魚道材料と形状

7.3.2 魚道の設計の手順

魚道の設計の手順を下の図 I-3-87 に示す。

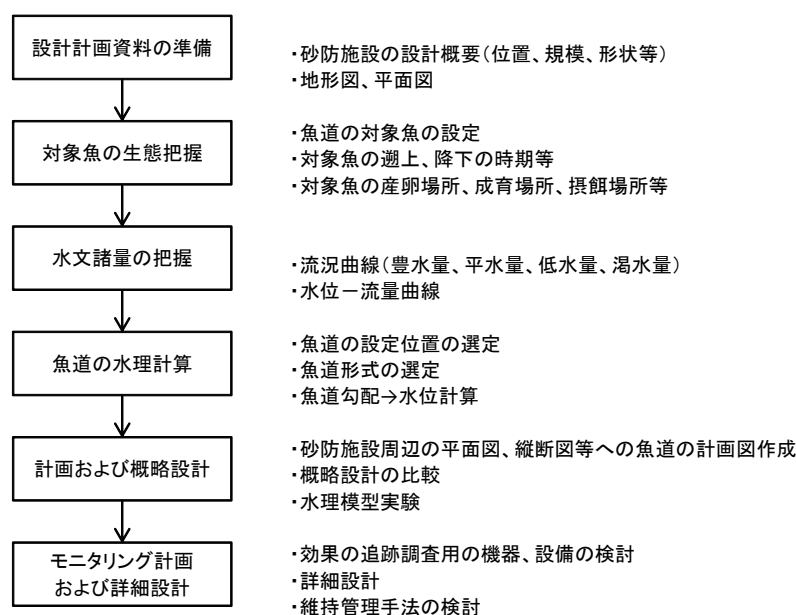


図 I-3-87 魚道の設計手順

【水系砂防編】

7.3.3 水文諸量の把握

魚道の設計にあたり必要となる河川の流況に関する資料は次のものである。

- ④ 魚道上流側（出口側）の水位とその変動
- ⑤ 下流側（入り口側）の水位とその変動
- ⑥ その他、流下土砂量、河床変動、河床材料の粒径など

魚道を検討する場所は、まず対象地点の水位や流量の調査観測資料を基に時系列データを用いて設計条件値を決めるか又は確率論的に対象とする水位や流量を決める。

これらの場合、流況から発生頻度の高い流量や水位を対象値とする方法と、流況以外の条件（例えば魚道の規模や形式等）から流量や水位を決め、その条件内に入る頻度などを参考とする方法がある。

実際には、この両者の方法を組み合わせて対象とする流量や水位を決定する。

7.3.4 魚道の水理

魚道内の水理条件として重要なのは、流速と水位である。

最も一般的な階段式魚道の場合には、水理条件の異なる2種類の状態により用いられる計算式が異なる。

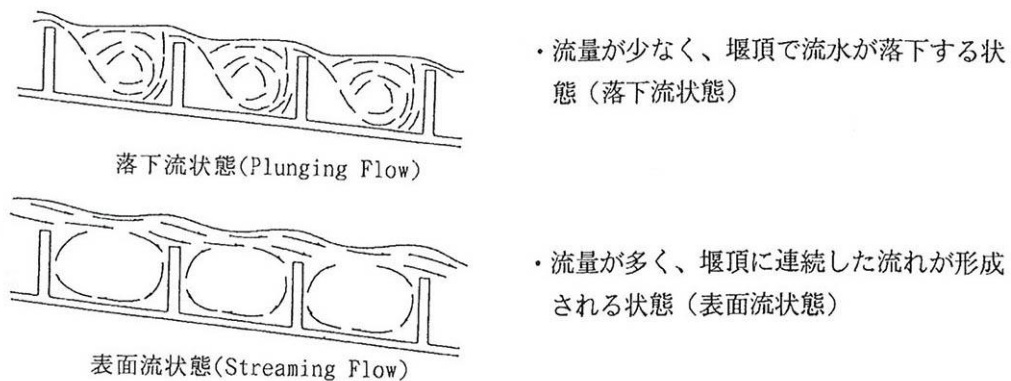


図 I - 3-88 階段式魚道の代表的な2種類の水理状態

- ① 流量が少なく、堰頂で流水が落下する状態（落下流状態）
- ② 流量が多く、堰頂に連続した流れが形成される状態（表面流状態）

この2種類の状態の間には不安定な遷移状態がある。

①と②の状態は流量のほかに、隔壁天端形状、プール間段差、プール長などによっても影響されるが、カトポディアスの実験によると

$$\hat{Q}t = \frac{Q}{bSL^{3/2}\sqrt{g}}$$

- ここに、 Q : 流量 (m³/s)
 g : 重力の加速度 (9.8m/s)
 S : 勾配
 b : 水路幅
 L : プール長

で示される無次元流量を用いたとき

$$\hat{Q}t = 0.22 \sim 0.31 \quad (\text{平均的には } 0.25)$$

の状態区分される。

- a. 落下流状態での流量 (Q_p) および流速 (V_p) は、いわゆる越流公式を用いる。

$$Q_p = 0.61bh^{3/2}\sqrt{g}$$

$$V_p = \sqrt{2gh/3}$$

ここで、 h : 越流水深 (m)

- b. 表面流状態における流量 (Q_s) および流速 (V_s) は、次のとおりである。

$$Q_s = 1.5bd\sqrt{gSL}$$

$$V_s = Q_s / bd$$

ここで、 d : 隔壁上の水深 (m)
 但し ($4 < L/d < 95$ 、 $5\% < S < 15\%$ 程度の場合)

【水系砂防編】

7.3.5 魚道の概略設計

(1) 位置の選定

魚道の位置は、魚道の集魚効果や維持管理に大きな影響を与える重要な検討項目である。下の例を示す。

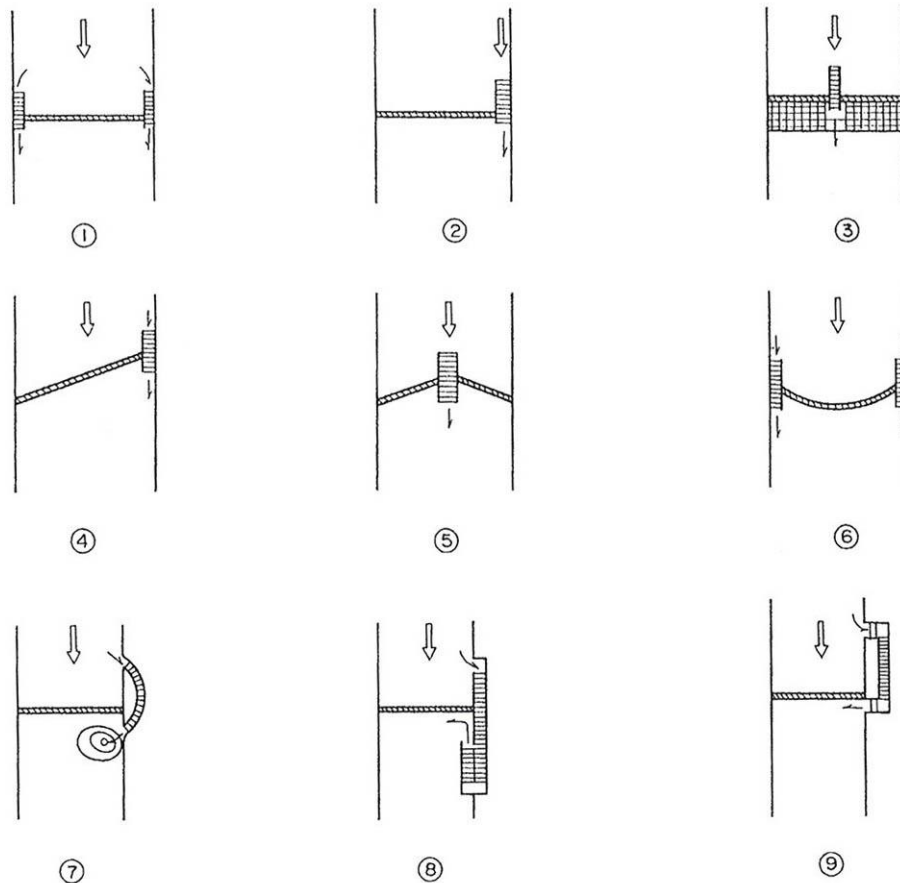


図 I-3-89 横工に設置する魚道の入口

- ①では障害物に沿って左右どちらかに移動しても、その行き着く先に魚道の入口がある。
- ②では主流（みお筋）上に魚道がある。
- ③魚道が中央にあるが、直下の護床工等が中央部だけ低くなっており、中央部がみお筋となっていて、魚道の入口が横工から下流に大きく突き出していない。
- ④遡上行動により自然に入口に到達するが、このような機工は流れを岸に向けるため砂防上好ましくない。
- ⑤や⑥も同様に遡上行動の結果に行き着く先に魚道の入口がある。
- ⑦⑧⑨はいずれも流路工、床固工専で低水路部からはずして高水敷部あるいは溪岸部に魚道を迂回させて設置する場合である。

(2) 出口の選定

出口の選定については、次の点に留意する。

- ① 取水口への迷入を防止するため、取水口よりある程度離す。
- ② 魚道の出口を堰の越流地点とある程度離す。
- ③ 土砂流入の少ない点に出口を選定する。
- ④ 砂防堰堤や床固工では推砂やみお筋の変化により土砂が河床に厚く堆積して水の流れが生じない箇所ができる。この様な場所には出口を選定しない。
- ⑤ 流量調節装置や追跡調査のための他の施設と競合しない位置に出口を選定する。

7.3.6 砂防堰堤における魚類の成育環境の保全

砂防堰堤に設置する魚道においては、堰堤の堆砂とともに堆砂面（湛水位も）が上昇するため、砂防堰堤湛水池側の出口を複数設けるなどの対策を行う必要がある。下の表 I - 3-27 に砂防設備の魚道の必要な構造等を一覧表として示す。

表 I - 3-27 砂防設備の魚道の必要な構造等

構 造 等	内 容
① 呼 び 水	魚類を魚道の入口に効率よく導くための水で、流れに対する魚の正の走性を利用したもの、効果は十分確認されている。中央呼び水水路・側方呼び水水路・パイプ呼び水水路等がある。なお・特殊な構造がなくとも小山・妹尾らが指摘するように、河川構造物直下に入口を設けることで魚道からの流水で、同様の効果が期待できる。 また、生態のよく解っているアユでは、同様の効果をねらったものとして誘導堤、音、電気スクリーン等が考えられるが、渓流魚でも今後検討を要する。
② 位 置	魚道の最重要事項で、小川が指摘する、①みお筋側に設ける、②堰の構造・水理特性を生かし、魚が自然に集合する場に設ける、渓流魚に対しても有効であるが、ダム堆砂状況への対応できるものとするべき。
③ 幅 員	広いほど有利という見方もあるが、実際は本体の大きさ、許容放水量の制約を受ける。一般には、本体の4～5%といわれるが、渓流域ではこの値は小さすぎ、事例では効果が損なわれている場合もある。サケ・マス類を対象とした北海道水産部魚道設計指針の2.5m程度は確保することが望ましい。
④ 勾 配 ・ プール 長 (隔 壁 間 距 離)	魚道の勾配は、アユを対象とした場合は最大1/10、サケ・マス類については1/6～1/10程度が適正とされている。渓流魚の場合、アユ用魚道に準ずる形で設置されているが、緩勾配ほど満足度が高いという結果が得られている。魚類生態を考えると、遊泳速度とジャンプ力が問題で、プール長と隔壁間高差が重要。プール長は急速の場の確保、魚がさらう乱流区域の現象という観点から長いプール長を流量に応じて設定する必要がある。
⑤ 隔 壁 間 高 低 差	「魚を疲労させない」という観点から、アユ魚道で30cm、サケ・マス魚道では50cm以内とされている。今後、渓流魚の生態に基づいた設定が必要。
⑥ 隔 壁 構 造 (切 欠 ・ 潜 孔)	切欠は隔壁の越流速度に変化を生じさせ、魚類の選好流速に応じた遡上を可能とし、渇水期にも有利、流量調整ができない渓流域の魚道では必要な構造であり、満足度が高い、遡上効果が良いといったプラス面の報告が多い。潜孔は底生魚の遡上、低水時の土砂吐き等の効果が期待でき、渓流域では効果が大きい。
⑦ 通 水	対象とする魚類の生態を考慮し、適正な流速・水深の確保が必要。
⑧ 構 造 物 の 維 持 ・ 管 理	出水時における魚道及び砂防施設自体の安全確保が前提条件であるが、魚道内及び周辺に土石・流木等が堆積し、機能が損なわれている例が多い。土石が堆積しにくい構造を考えるとともに、維持・管理の主体・方法等基本的なルールの確立が重要。

【水系砂防編】

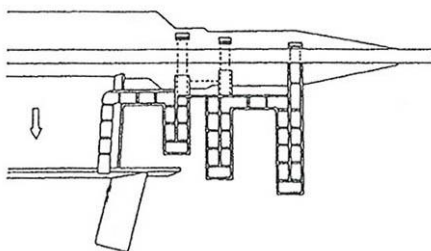


図 I - 3-90 砂防堰堤に設置した魚道の例

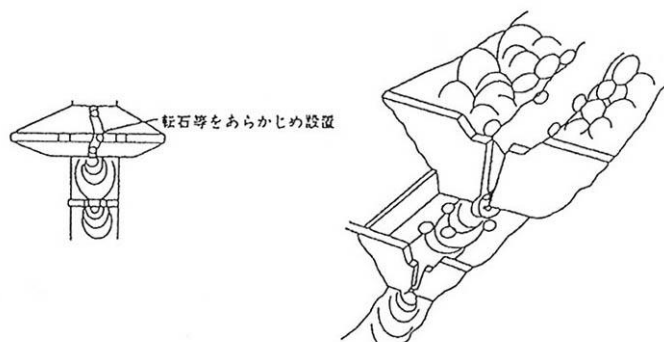


図 I - 3-91 魚道としての効果も期待できるスリット砂防堰堤

7.3.7 魚道の維持管理

砂防施設を設置するような溪流では、平年の出水でも流出土砂、流木などによる魚道の埋塞が起こりやすく流路変動なども頻繁に生じるため定期的な点検と堆積した土砂や流木の除去などの維持管理が極めて重要である。点検にあたっての注意点は次のとおりである。

- ① 魚道内における通水状況
- ② 魚道上流での土砂堆積
- ③ 魚道下流での土砂堆積
- ④ 魚道下流における河床洗掘
- ⑤ 魚道内での流木・土砂の堆積
- ⑥ 魚道の破損
- ⑦ その他

第8節 山腹工の設計

8.1 総論

8.1.1 山腹保全工

山腹保全は、山腹において山腹保全工を行い、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。山腹保全工は、山腹の崩壊地やとくしゃ地に、構造物と植生を適切に組み合わせた施工を行うことで、表土の風化、浸食、崩壊の拡大を防止し土砂生産の制御、抑止を図る山腹工、山腹斜面を良好な状態に保つための山腹管理工からなる。

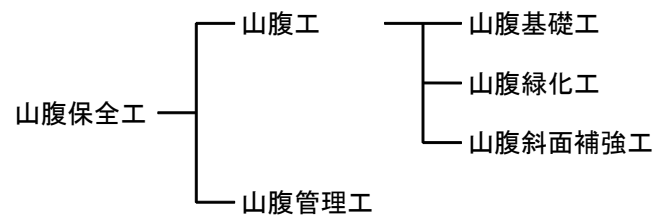


図 I - 3-92 山腹保全工の体系図

8.1.2 山腹管理の基本

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

- 1) 土砂生産防止の目的からの山腹整備・整備のあり方としては、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。
- 2) 生物体としての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のようなになる。

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

【水系砂防編】

8.2 山腹工の計画

8.2.1 工種の選定および配置

山腹工の計画にあたっては、計画対象地域の地形、土壌、気象および山脚固定堰堤との関連等を十分に調査し、最も適正な工種の選定をしなければならない。また、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、①「山腹斜面の安定化や侵食の防止を図る山腹基礎工」②「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」③「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。

- ① 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
- ② 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、
- ③ 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

地帯分類別留意点は、表 I - 3-28 のとおりである。

表 I - 3-28 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。
多 雨 破 砕 帯	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。
寡雨花崗岩地帯	山腹工事に重点を置き、前面被覆を図る。

8.2.2 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、軽石、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。

- ① 斜面長が長い場合
- ② 斜面に起伏がある場合
- ③ 崩壊地周辺から水が集まる場合
- ④ 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個所、およびのり切土砂を大量に堆積せざるを得ない個所には暗渠工を計画する。

【水系砂防編】

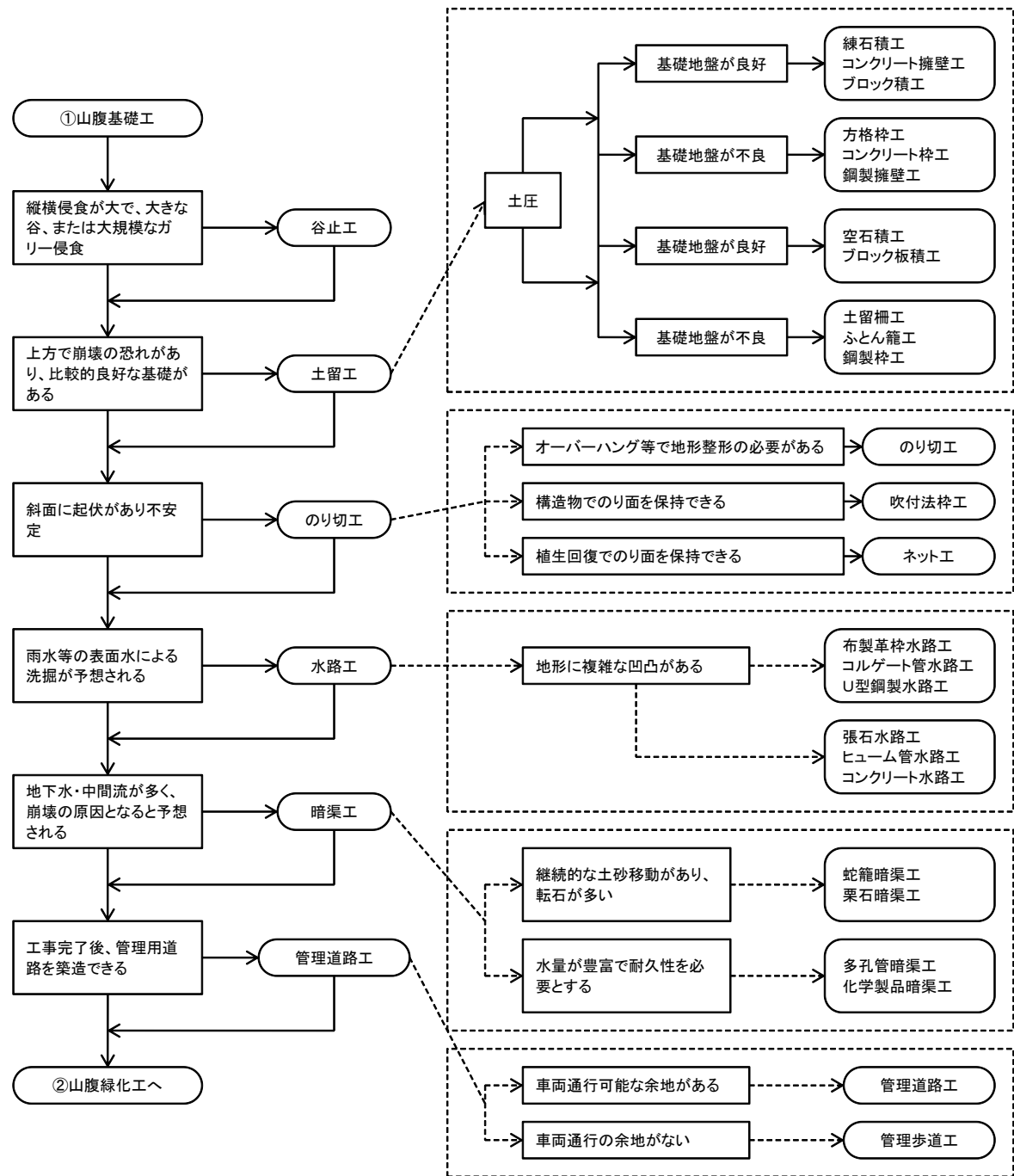


図 I - 3-93 山腹基礎工の選定フロー (案)

8.2.3 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箇所で、かつ植生導入が可能な個所において計画する。

(2) 積苗工

積苗工は、地山が露出した寡雨、乾燥の激しい個所に計画する。

(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。

- ① 比較的表土の深い地味良好な個所。
- ② 崩壊地の地山部に雨水の分散と山腹傾斜侵食防止。
- ③ 植生の早期導入を図る。

(4) 伏工

伏工は、土質が軽しゅうで、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。

- ① 雨、凍上、霜柱および風等によって侵食の恐れがある場合。
- ② 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

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

【水系砂防編】

- 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、害虫等の対して適応性、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③a. 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種類を組み合わせて計画する。

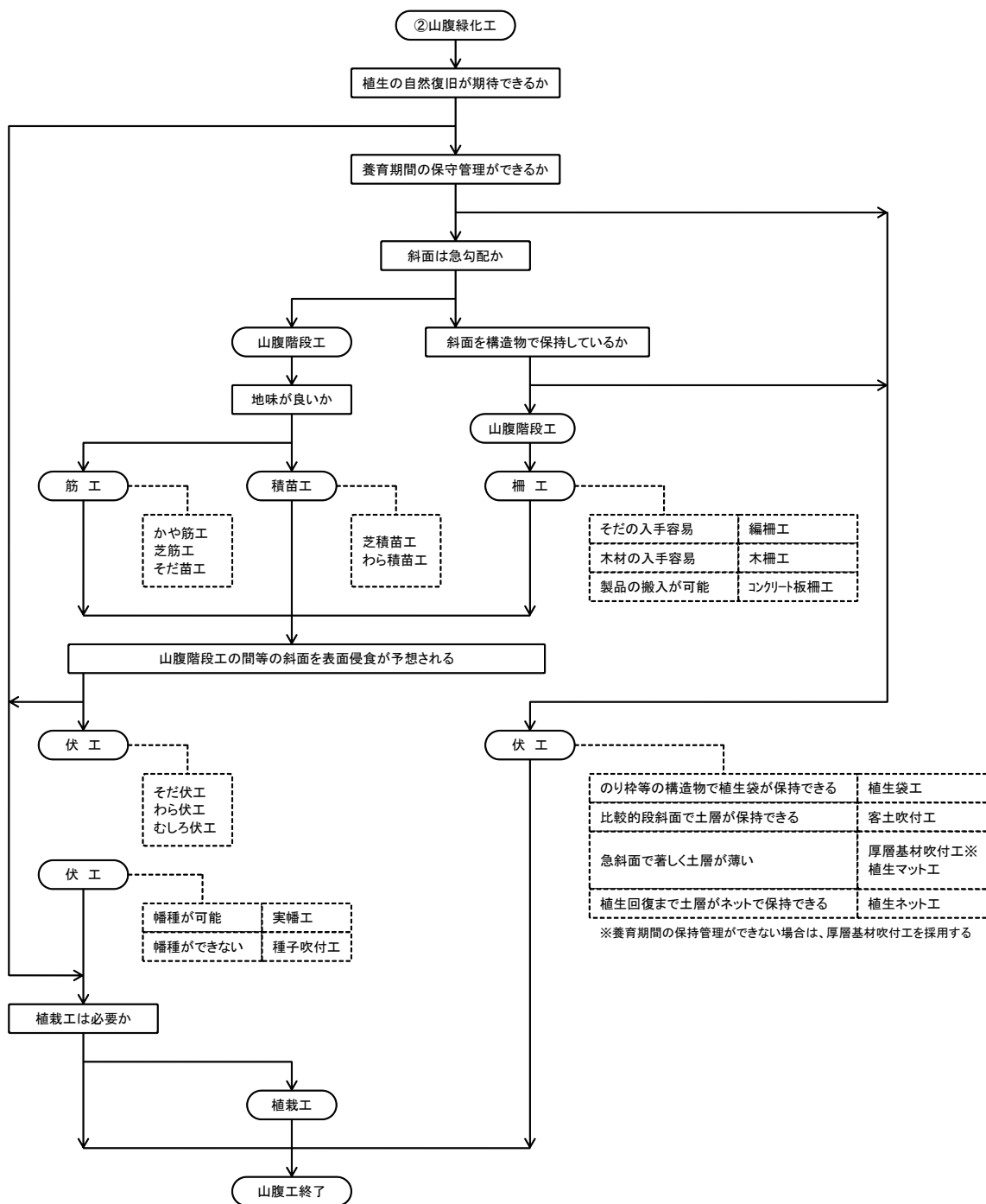


図 I - 3-94 山腹緑化工の選定フロー (案)

【水系砂防編】

8.2.4 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、急斜面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。

8.3 山腹工の設計

8.3.1 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て、表土の風化、浸食、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。

① 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。

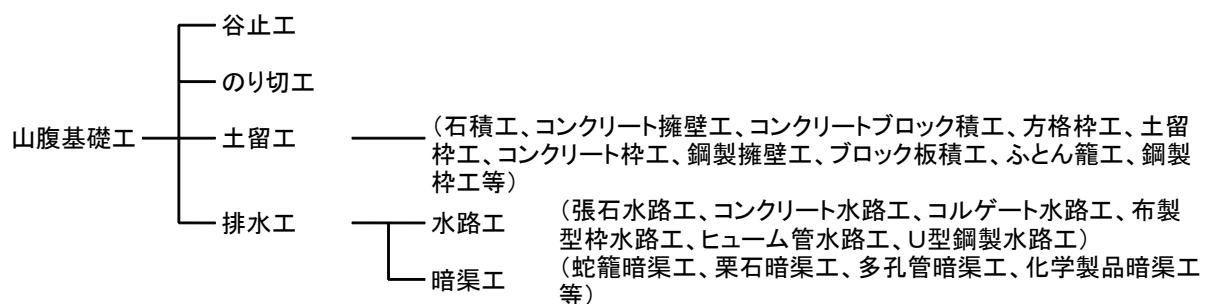


図 I - 3-95 山腹基礎工の工種 (例)

【水系砂防編】

② 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。

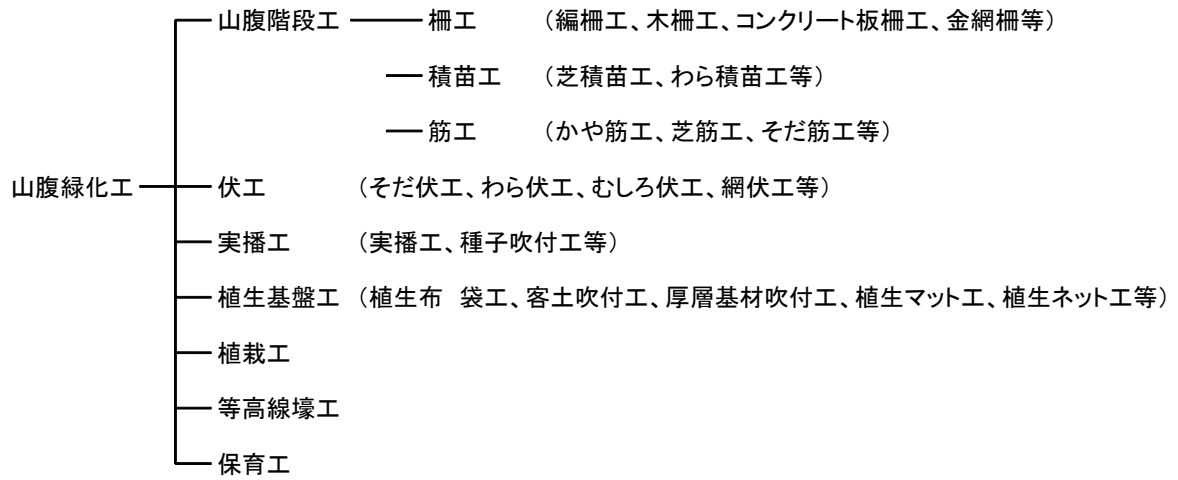


図 I - 3-96 山腹緑化工の工種 (例)

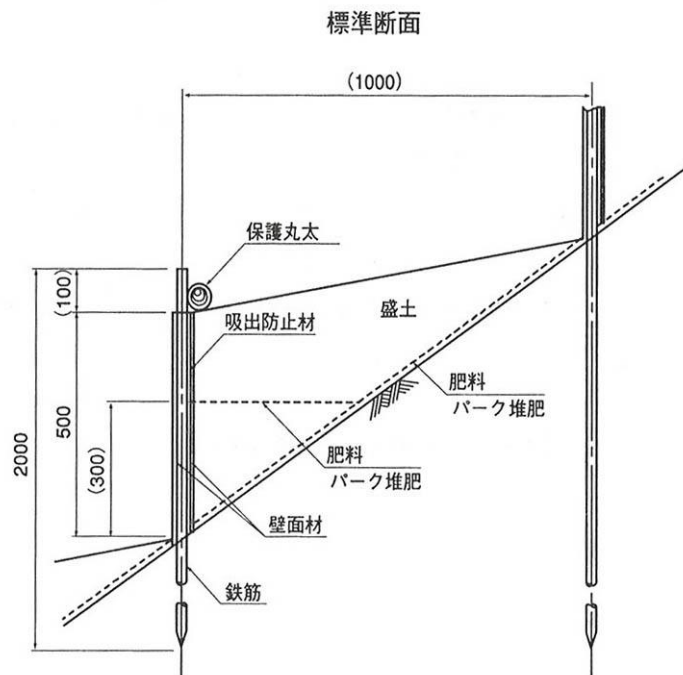


図 I - 3-97 山腹階段工の例

③ 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 I - 3-29 地質および気象等の環境別工種

気象 \ 地質区分	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、客土の効果のある緑化工を行う。
寡雨地帯 (年間降水量 1500mm以下)	一般に荒廃が軽微であり、簡単な筋工等による。	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は高くし、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。			

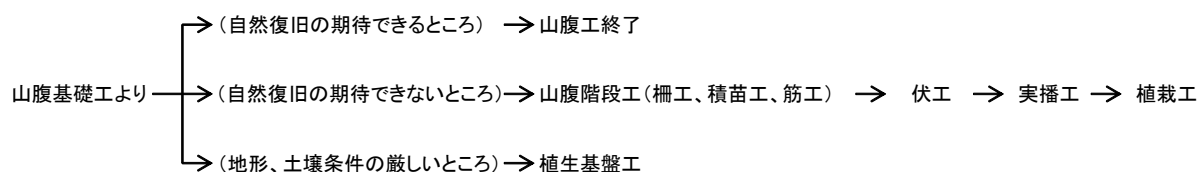
b. 工種の選定

- 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



【水系砂防編】

(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、または滑働を抑止する抑止工とに分類される。

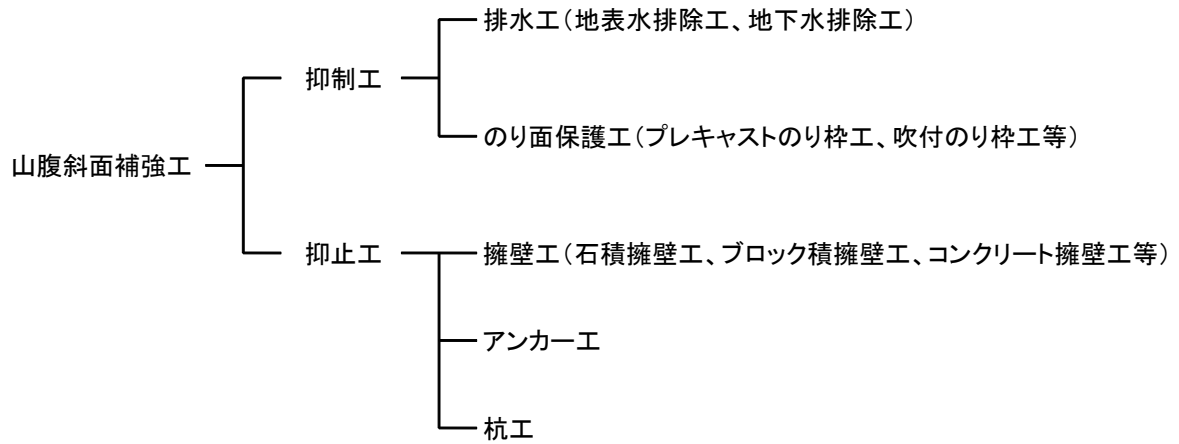


図 I - 3-98 山腹斜面補強工の工種 (例)

8.3.2 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、「本章 2.6.2.1 (1)」より薄くすることができる。
- ④ 方向、構造ならびに断面計算は「本章 2.6」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斜面に、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 I-3-99 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。

【水系砂防編】

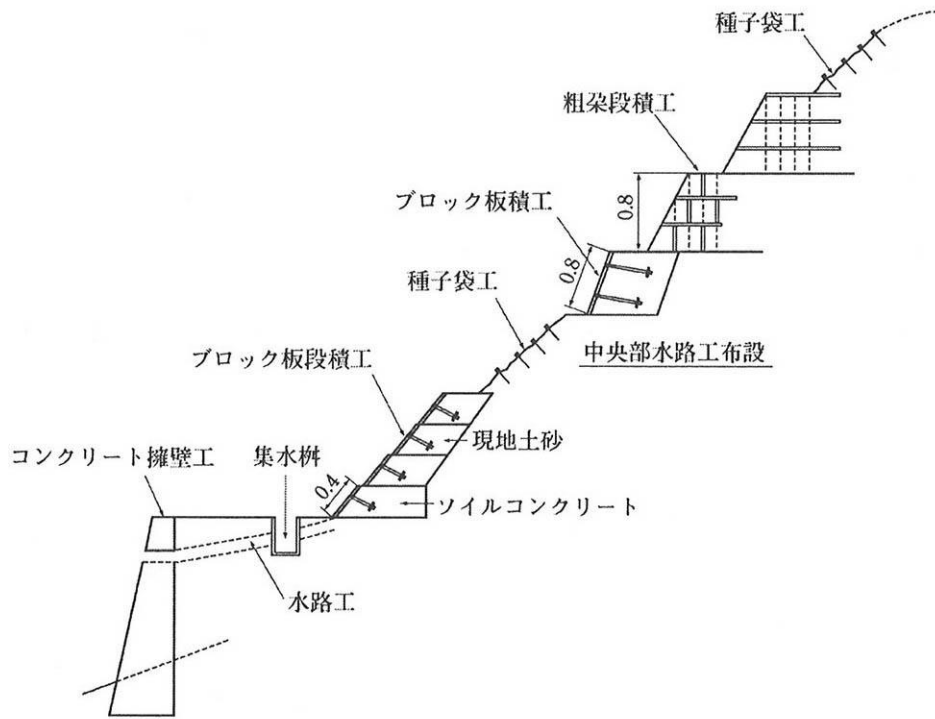


図 I - 3-99 土留工を主とした山腹工(施工例)断面図

【水系砂防編】

- 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 I-3-100 参照）。
- ② コンクリート擁壁工、鋼製擁壁工およびコンクリートブロック積工は、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箇所を使用することができる。
- 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 I-3-101 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 I-3-102 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箇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 個当りの大きさは（幅）2m×（奥行）2m×（高）1m を標準とする。

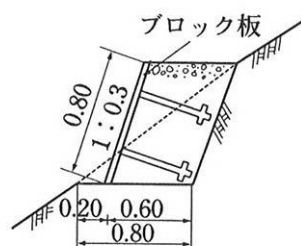
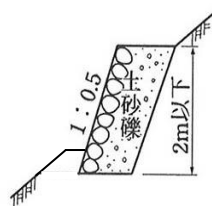
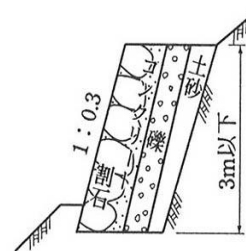


図 I-3-100 ブロック板積工



(a) 空石積工



(b) 練石積工

図 I-3-101 石積工

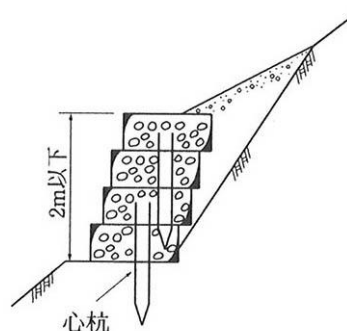


図 I-3-102 ふとん籠工

【水系砂防編】

(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くように配慮する。
- 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。

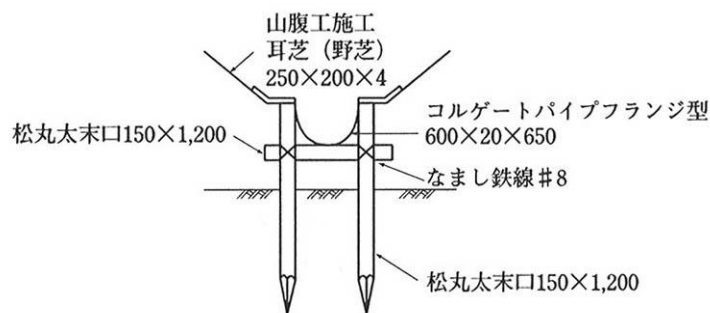


図 I - 3-103 コルゲート水路工 (例 単位mm)

(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。

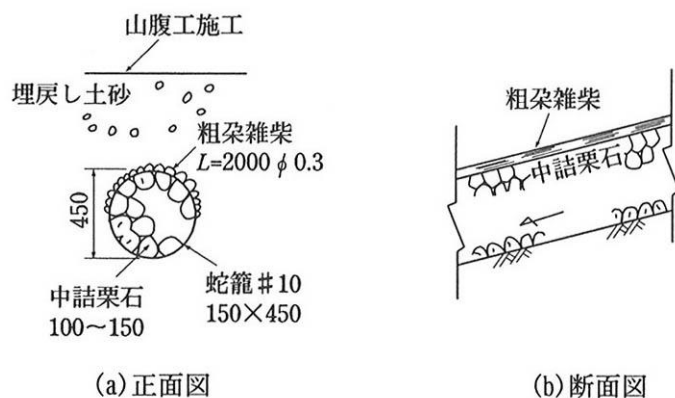


図 I - 3-104 蛇籠暗渠工 (例 単位mm)

【水系砂防編】

8.3.3 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。

① 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。

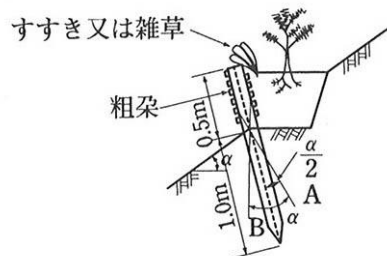


図 I - 3-105 編柵工 (例 単位 m)

② 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る（図 I-3-106 参照）。積苗工は、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、乾燥地帯の荒廃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 I-3-107 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。

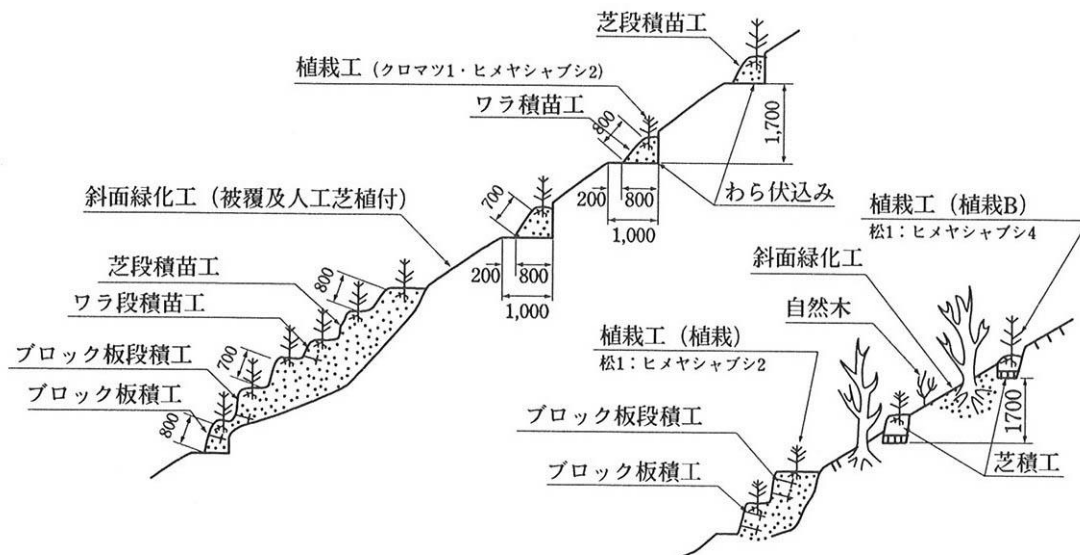


図 I-3-106 積苗工を主とした山腹工（施工例）断面図

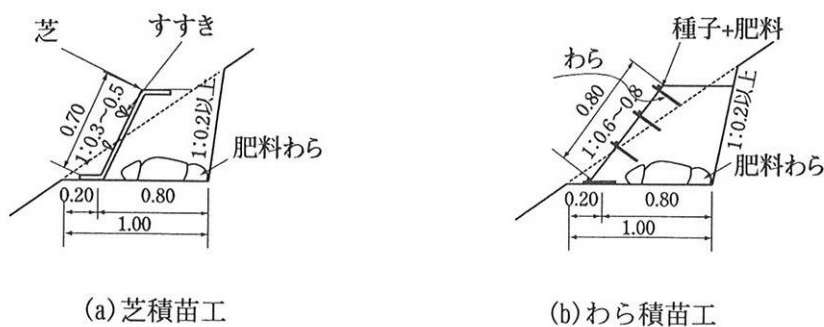


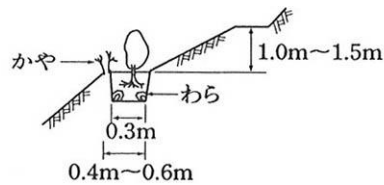
図 I-3-107 積苗工（例）

【水系砂防編】

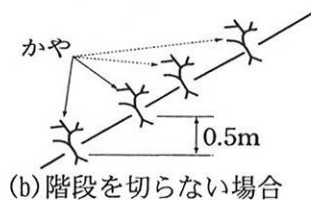
③ 筋工

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、地味のよ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 I-3-108 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個所に、かや筋工の代わりとして施工される（図-95 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個所に施工される。一般にそだ筋工は、直高 1.0～1.5m 程度、階段幅 0.6～0.8 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 I-3-110 参照）。

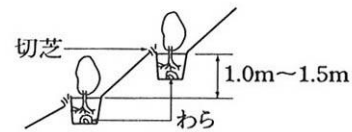


(a) 階段を切る場合

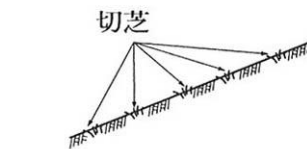


(b) 階段を切らない場合

図 I-3-108 かや筋工



(a) 階段を切る場合



(b) 階段を切らない場合

図 I-3-109 芝筋工

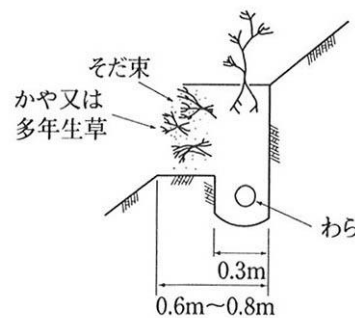


図 I-3-110 そだ筋工

(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 I-3-111 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 I-3-112 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-99 参照）。

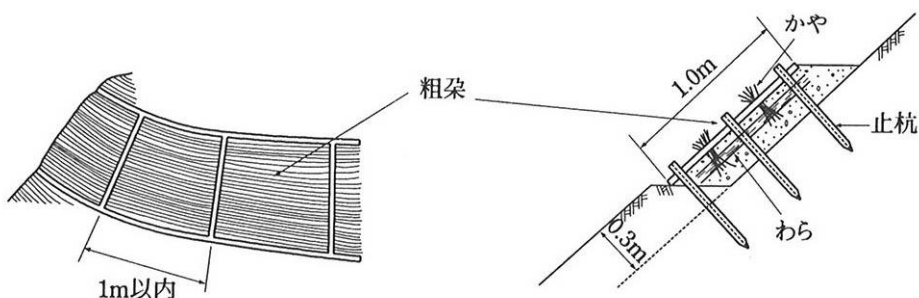


図 I-3-111 そだ伏工

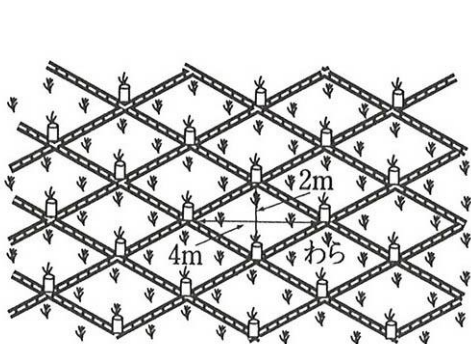


図 I-3-112 網伏工

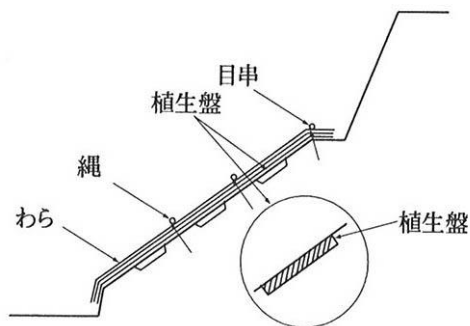


図 I-3-113 わら伏工

【水系砂防編】

(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個所に用いる。
- 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。草木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辺の植生状況を十分検討するものとする。
- ④ 実播工に用いる草木は、表 I - 3-30 を標準とする。

表 I - 3-30 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	地上茎を這わす	強	強	強	強	強	小
	スゲ類	同	根が丈夫、常緑	強	強	中	弱		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		小
	イタドリ	同	固体が大きく成長が早い	強	強	強	強	強	小
	ヨモギ	同	気象、土壌に適應性が高い	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	適應性大、常緑	強	強	中	中	強	大
	クレーンソングレッドフェスク	同	寒冷地に適する	強	強	強	強	強	中
	オーチャードグラス	同	耐陰性が特に強い	強	強	強	強	強	大
	ケンタッキーブルーグラス	同	寒さに強い	強	強	弱	弱	強	中
	ウイビーソングラブグラス	同	他の草を圧倒する	強	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	稲課の草と混播する	強	強	弱	弱	中	小
	イタリアンライグラス	1~2年	冬期施工の助長種	強	強	弱	弱	強	大

(4) 植生基盤工

植生基盤工は、急傾斜地は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 I - 3-114 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個所に用いられる。
- 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 I - 3-115 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制作し、直接のり面にアンカーで貼り付ける工法である（図-102 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。比較的緩斜面に用いられる。

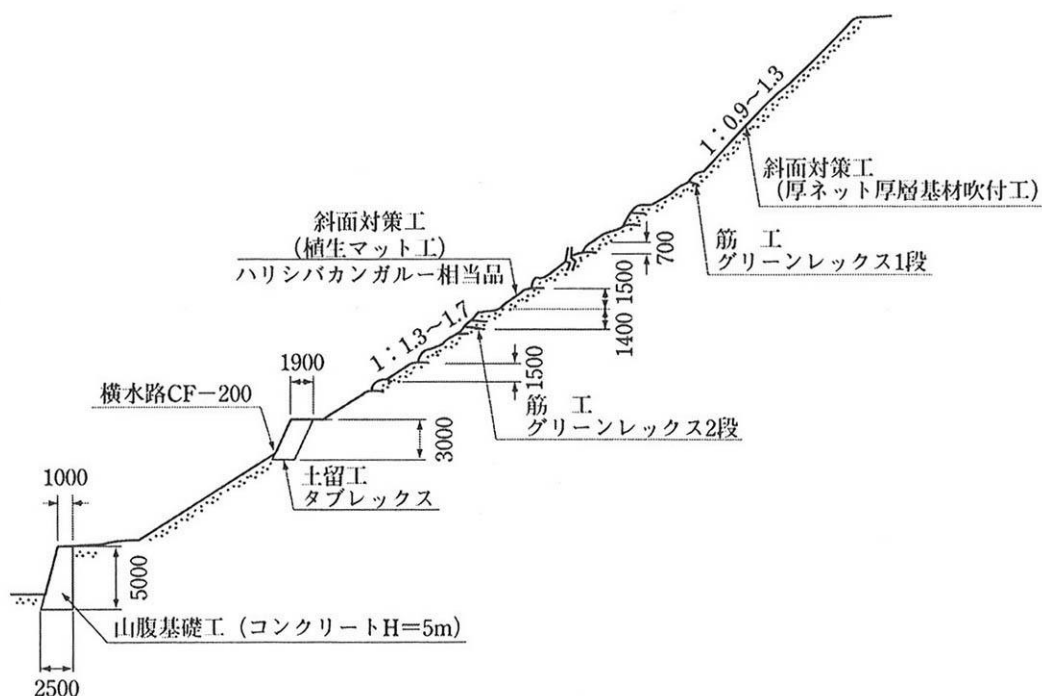


図 I - 3-114 植生基礎工を主とした山腹工（施工例）

【水系砂防編】

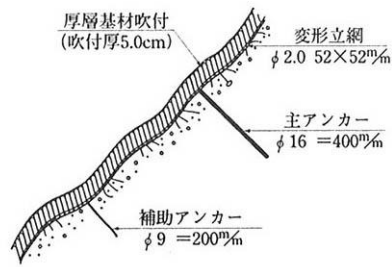


図 I - 3-115 厚層基材吹付工 (例)

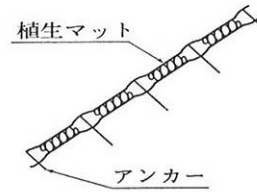


図 I - 3-116 植生マット工

(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 I - 3-31 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	耐寒性	耐陰性	耐酸性
アカマツ	潮風に弱いため内陸に用いる	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、硬質地でもよく生育する	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 I - 3-31 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) 等高線壕工

等高線壕工は、とくしや地等の荒廢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（図 I-3-117 参照）。

- 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（ $0.6 \times 0.6\text{m}$ 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。

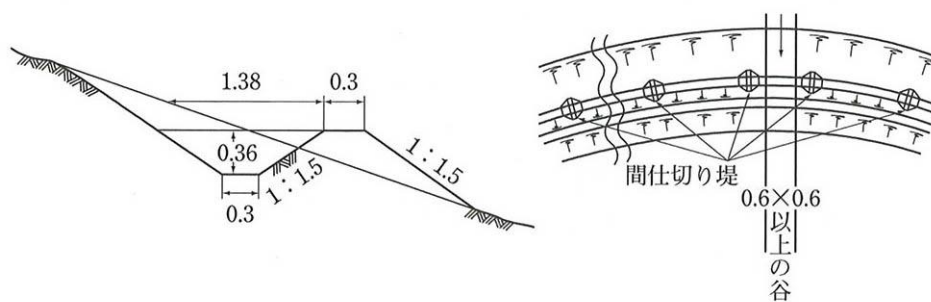


図 I-3-117 等高線壕工（例）

(7) 保育工

保育工は、山腹工施工後の植生状況が良好になるように実施する。

- ① 植栽後主木が被圧されたり、肥料切れを起こしたり、病虫害におかされる場合は、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。

【水系砂防編】

8.3.4 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の設計」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。