

第Ⅳ編

土石流・流木対策施設(設計編)

第IV編 土石流・流木対策施設（設計編） 目次

第IV編 土石流・流木対策施設.....	IV-1-1
第1章 砂防堰堤一般.....	IV-1-1
第1節 砂防堰堤の各部の名称.....	IV-1-1
第2節 砂防堰堤の設計順序.....	IV-1-3
第3節 砂防堰堤の種類.....	IV-1-5
第4節 規模と配置.....	IV-1-7
4.1 規模.....	IV-1-7
4.2 位置.....	IV-1-7
4.3 方向.....	IV-1-8
第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ).....	IV-2-1
第1節 設計流量、水深.....	IV-2-1
1.1 設計流量.....	IV-2-1
1.2 水通し断面の検討における設計水深の扱い.....	IV-2-1
第2節 水通しの設計.....	IV-2-3
2.1 水通しの位置.....	IV-2-3
2.2 水通し断面.....	IV-2-3
第3節 本体の設計.....	IV-2-6
3.1 水通し天端幅.....	IV-2-6
3.2 設計外力.....	IV-2-6
3.3 下流のり勾配.....	IV-2-9
3.3.1 越流部.....	IV-2-9
3.3.2 非越流部.....	IV-2-9
3.4 安定条件.....	IV-2-11
3.4.1 越流部の安定性.....	IV-2-11
3.4.2 安定条件.....	IV-2-11
3.5 安定計算.....	IV-2-12
3.5.1 越流部.....	IV-2-12
3.5.2 非越流部.....	IV-2-22
第4節 基礎の設計.....	IV-2-23
4.1 基礎地盤の安定.....	IV-2-23
4.2 基礎処理.....	IV-2-26
4.3 基礎の根入れ.....	IV-2-29
4.4 カットオフ、段切り(節約断面).....	IV-2-30
第5節 袖の安定性および構造.....	IV-2-33
5.1 断面形.....	IV-2-33
5.2 袖部の破壊に対する構造計算.....	IV-2-33
5.2.1 設計外力.....	IV-2-34
5.2.2 袖部の安定性.....	IV-2-36
5.3 袖天端の勾配.....	IV-2-39
5.4 袖の嵌入.....	IV-2-40
第6節 非越流部逆断面の設計.....	IV-2-41
第7節 袖折れ堰堤の設計.....	IV-2-42
第8節 前庭保護工の設計.....	IV-2-44
8.1 前庭保護工.....	IV-2-44

8.2 副堰堤.....	IV-2-4 5
8.3 流木対策施設を設置した場合の副堰堤.....	IV-2-4 8
8.4 水叩き.....	IV-2-4 8
8.5 垂直壁.....	IV-2-5 3
8.6 側壁護岸.....	IV-2-5 4
8.6.1 側壁護岸の配置.....	IV-2-5 4
8.6.2 側壁護岸の構造.....	IV-2-5 5
8.7 護床工.....	IV-2-5 7
第9節 付属物の設計.....	IV-2-5 9
9.1 水抜き暗渠.....	IV-2-5 9
9.2 間詰め.....	IV-2-6 0
9.3 魚道等.....	IV-2-6 1
9.4 収縮継目.....	IV-2-6 1
9.5 立入防止柵.....	IV-2-6 3
9.6 水通し保護工の設計.....	IV-2-6 4
9.7 付替道路.....	IV-2-6 4
9.8 取水工.....	IV-2-6 6
第3章 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤.....	IV-3-1
第1節 設計流量、水深.....	IV-3-1
1.1 設計流量.....	IV-3-1
1.2 設計水深.....	IV-3-1
第2節 水通し断面.....	IV-3-2
第3節 開口部の設計.....	IV-3-2
3.1 開口部の位置.....	IV-3-2
3.1.1 縦断方向.....	IV-3-2
3.1.2 横断方向.....	IV-3-2
3.2 開口部の設定.....	IV-3-3
3.2.1 開口部の幅、高さ.....	IV-3-3
3.2.2 透過部断面の設定.....	IV-3-3
3.2.3 留意事項.....	IV-3-5
第4節 越流部の設計.....	IV-3-6
4.1 越流部の安定性.....	IV-3-6
4.1.1 安定条件.....	IV-3-6
4.1.2 設計外力.....	IV-3-6
4.2 透過部の構造検討.....	IV-3-8
4.2.1 構造検討条件.....	IV-3-8
4.2.2 設計外力.....	IV-3-9
4.3 底版コンクリートの設計.....	IV-3-10
第5節 非越流部の設計(コンクリート).....	IV-3-12
第6節 前庭保護工.....	IV-3-12
第7節 構造細目.....	IV-3-12
第4章 土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤.....	IV-4-1
第1節 設計流量、水深.....	IV-4-1
1.1 設計流量.....	IV-4-1
1.2 設計水深.....	IV-4-1
1.3 透過部の構造検討.....	IV-4-1

第2節 水通し断面	IV-4-2
第3節 開口部の設計	IV-4-2
3.1 開口部の位置	IV-4-2
3.2 開口部の設定	IV-4-2
3.3 透過部断面の設定	IV-4-2
第4節 越流部の設計	IV-4-2
4.1 不透過部の天端幅	IV-4-2
4.2 下流のり	IV-4-3
4.3 越流部の安定性	IV-4-3
4.3.1 安定条件	IV-4-3
4.3.2 設計外力	IV-4-4
4.4 基礎	IV-4-5
4.5 水抜き	IV-4-5
第5節 非越流部の設計(コンクリート)	IV-4-5
第6節 前庭保護工	IV-4-5
第7節 除石	IV-4-6
第8節 構造細目	IV-4-6
第5章 床固工の設計	IV-5-1
第1節 総説	IV-5-1
第2節 床固工構造	IV-5-1
2.1 水通しの設計	IV-5-1
2.2 本体の設計	IV-5-3
2.2.1 天端幅	IV-5-3
2.2.2 安定計算に用いる荷重及び数値	IV-5-3
2.3 基礎の設計	IV-5-3
2.4 袖の設計	IV-5-3
2.5 前庭保護工の設計	IV-5-4
第6章 護岸工の設計	IV-6-1
第1節 総説	IV-6-1
第2節 護岸工構造	IV-6-1
2.1 型式	IV-6-1
2.2 護岸材料と構造	IV-6-2
2.3 のり勾配	IV-6-3
2.4 法線	IV-6-3
2.5 高さ	IV-6-3
2.6 計画溪床勾配	IV-6-4
2.7 取付け	IV-6-4
2.8 根入れ	IV-6-4
2.9 伸縮目地	IV-6-5
2.10 根固工	IV-6-5
第7章 溪流保全工の設計	IV-7-1
第1節 総説	IV-7-1
第2節 対象流量	IV-7-2
第3節 法線	IV-7-2
第4節 計画高水位	IV-7-3

第5節 縦断計画	IV-7-4
5.1 計画勾配	IV-7-4
5.2 溪床勾配を変化させる方法	IV-7-5
5.3 工作物の根入れ	IV-7-6
5.4 計画河床高の決め方	IV-7-8
5.5 支川との調整	IV-7-8
第6節 計画断面	IV-7-10
6.1 計画断面	IV-7-10
6.2 計画幅	IV-7-10
6.3 余裕高	IV-7-11
6.4 湾曲部の横断形計画	IV-7-12
6.5 支川処理	IV-7-12
6.6 上流端処理	IV-7-13
第7節 流路における床固工	IV-7-14
7.1 床固工の設計	IV-7-14
7.2 床固工間隔	IV-7-15
7.3 水通し断面	IV-7-16
7.4 断面形状	IV-7-16
7.5 基礎の根入れ	IV-7-17
7.6 袖の設計	IV-7-17
7.7 前庭保護工の設計	IV-7-19
7.8 側壁護岸	IV-7-19
7.9 護床工	IV-7-19
第8節 溪流保全工における帯工	IV-7-20
8.1 帯工の設計	IV-7-20
8.2 帯工の位置(間隔)	IV-7-20
8.3 構造	IV-7-20
第9節 流路における護岸工	IV-7-21
第10節 底張工	IV-7-22
第11節 付属物の設計	IV-7-24
11.1 管理幅	IV-7-24
11.2 取水工	IV-7-26
11.2.1 取水口	IV-7-26
11.2.2 堤内水路	IV-7-27
11.2.3 堤外水路	IV-7-29
11.3 橋梁	IV-7-29
11.3.1 橋梁としての余裕高	IV-7-29
11.3.2 支間長	IV-7-30
11.3.3 橋台	IV-7-30
11.3.4 橋脚	IV-7-31
11.3.5 位置	IV-7-31
11.3.6 方向	IV-7-32
11.3.7 暗渠	IV-7-32
第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工	IV-8-1
第1節 総説	IV-8-1
第2節 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法	IV-8-1

2.1 主堤水通し部の流木捕捉工	IV-8-1
第3節 鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高	IV-8-3
3.1 主堤の通し部の流木捕捉工	IV-8-3
第4節 堤体に作用する外力	IV-8-3
4.1 主堤水通し部の流木捕捉工	IV-8-3
第5節 安定条件	IV-8-5
5.1 主堰堤水通し部の流木捕捉工	IV-8-5
第6節 水通し断面等	IV-8-6
6.1 主堤水通し部の流木捕捉工	IV-8-6
第7節 前庭保護工	IV-8-7
第8節 留意点	IV-8-7
第9章 既設堰堤の嵩上げ	IV-9-1
第1節 総説	IV-9-1
第2節 嵩上げの型式	IV-9-1
第3節 安定性の検討	IV-9-3
第4節 新旧コンクリート打設面の処理	IV-9-4
第5節 前庭保護工	IV-9-5
第10章 張出しタイプ流木捕捉工設計	IV-10-1
第1節 総説	IV-10-1
1.1 流木捕捉工の機能	IV-10-1
第2節 流木捕捉工の計画	IV-10-3
2.1 流木対策の選定	IV-10-3
2.2 土石流区間における計画捕捉流木量	IV-10-4
2.3 掃流区間における計画捕捉流木量	IV-10-5
2.3.1 湛水して浮遊する場合の計画捕捉流木量	IV-10-5
2.3.2 掃流で流下する場合の計画流木捕捉量	IV-10-7
第3節 張出しタイプ流木捕捉工の設計	IV-10-10
3.1 流木長	IV-10-10
3.2 土石流区間に設置する張出しタイプ流木捕捉工の形状・寸法	IV-10-11
3.2.1 部材間隔	IV-10-13
3.2.2 本堤からの設置距離	IV-10-14
3.2.3 設置延長（河川横断方向）	IV-10-15
3.2.4 部材の高さ	IV-10-17
3.3 土石流区間における安定計算に用いる設計外力	IV-10-18
3.3.1 土石流の流体力の算定	IV-10-18
3.3.2 土石流時の荷重	IV-10-19
3.4 掃流区間に設置する張出しタイプ流木捕捉工の形状・寸法	IV-10-21
3.4.1 ユニットの配置及び方法	IV-10-22
3.4.2 部材の高さ	IV-10-25
3.5 掃流区間における安定計算に用いる設計外力	IV-10-26
3.6 張出しタイプ流木捕捉工の部材の構造計算	IV-10-28
3.7 非越流部の安定計算	IV-10-29
第11章 既設堰堤のスリット化	IV-11-30
第1節 総説	IV-11-30

第2節 留意事項.....	IV-1 1-3 0
第3節 施設設計.....	IV-1 1-3 0
第1 2章 土石流・流木発生抑止工.....	IV-1 2-1
第1節 土石流・流木発生抑制工.....	IV-1 2-1
1.1 土石流・流木発生抑制山腹工.....	IV-1 2-1
1.2 渓床堆積土砂移動防止工.....	IV-1 2-1
第1 3章 土石流導流工.....	IV-1 3-1
第1節 断面.....	IV-1 3-1
第2節 法線形.....	IV-1 3-2
第3節 縦断形.....	IV-1 3-2
第4節 構造.....	IV-1 3-3
4.1 渓床.....	IV-1 3-3
4.2 湾曲部.....	IV-1 3-3
4.3 構造細目.....	IV-1 3-3
第1 4章 土石流堆積工.....	IV-1 4-1
第1節 土石流分散堆積地.....	IV-1 4-1
1.1 形状.....	IV-1 4-1
1.2 計画堆砂勾配.....	IV-1 4-1
1.3 計画堆積土砂量.....	IV-1 4-1
1.4 構造.....	IV-1 4-2
第2節 土石流堆積流路.....	IV-1 4-3
第3節 除石.....	IV-1 4-3
第1 5章 緑の砂防ゾーンの設計.....	IV-1 5-1
第1節 総説.....	IV-1 5-1
1.1 総説.....	IV-1 5-1
第2節 堆砂空間の範囲・構造.....	IV-1 5-1
2.1 堆砂空間の範囲.....	IV-1 5-1
2.2 堆砂空間の構造.....	IV-1 5-2
第3節 常水路及び導流堤の規模・構造.....	IV-1 5-3
3.1 常水路の規模・構造.....	IV-1 5-3
3.2 導流堤.....	IV-1 5-3
第4節 利用・導入樹種及び樹木密度.....	IV-1 5-3
4.1 緑の砂防ゾーン内の樹木の位置付.....	IV-1 5-3
4.2 利用導入樹種.....	IV-1 5-4
4.3 樹木の密度等.....	IV-1 5-4
第5節 効果量.....	IV-1 5-4
第6節 補助施設.....	IV-1 5-4
第7節 維持管理.....	IV-1 5-5
第1 6章 土石流流向制御工.....	IV-1 6-1
第1節 土石流流向制御工.....	IV-1 6-1
第1 7章 除石.....	IV-1 7-1
第1節 除石（流木の除去を含む）.....	IV-1 7-1

第IV編 土石流・流木対策施設

第1章 砂防堰堤一般

第1節 砂防堰堤の各部の名称

砂防堰堤の各部の名称は、図1-1-1、図1-1-2のとおりである。

解説

1 不透過型砂防堰堤

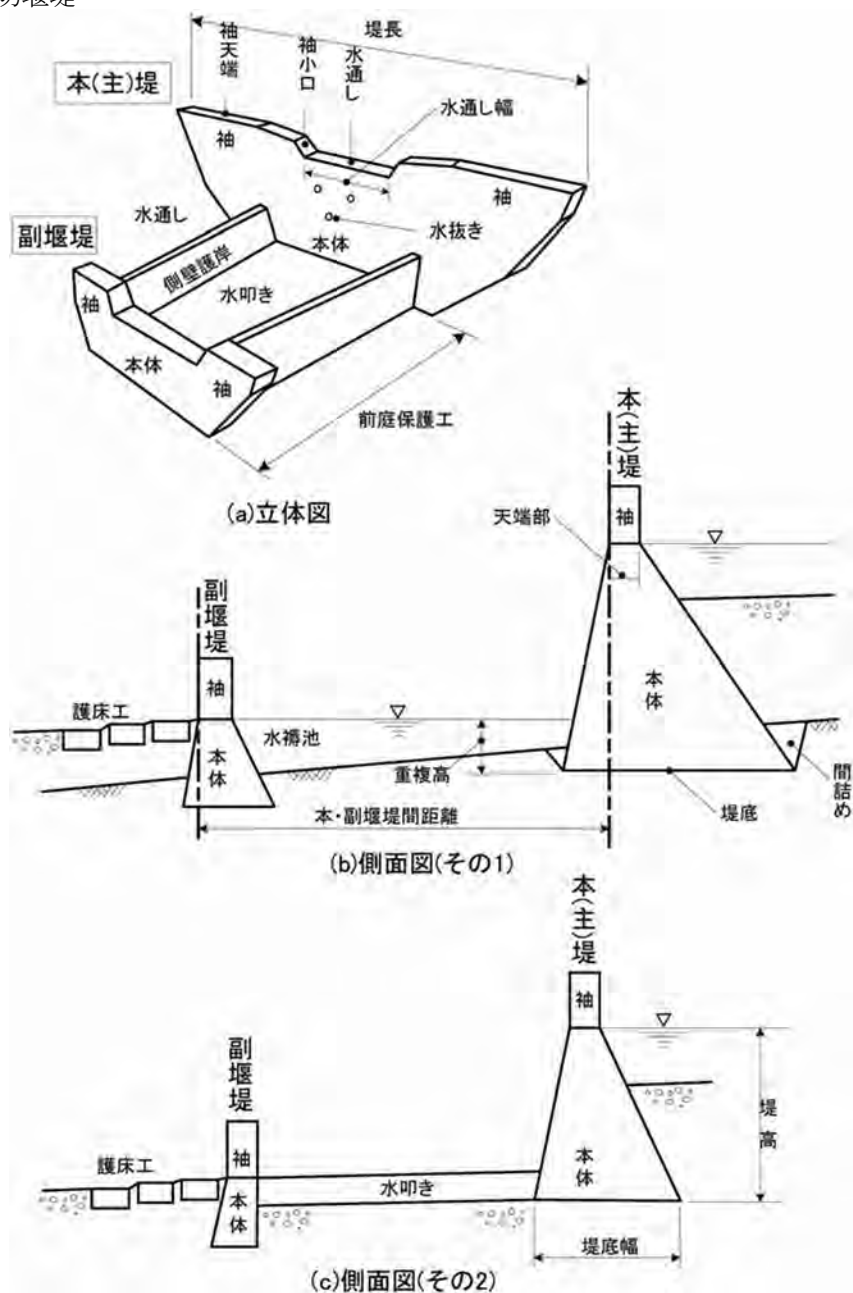


図1-1-1 砂防堰堤の各部の名称 (不透過型砂防堰堤)

～副堰堤と垂直壁～

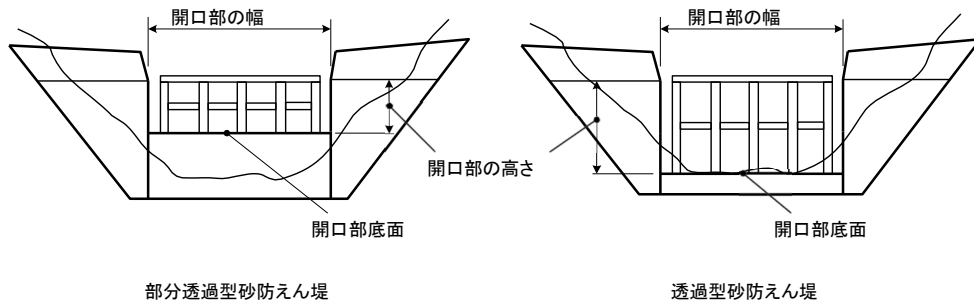
副堰堤は、前庭保護工の一部として、本堰堤基礎地盤の洗堀及び下流河床低下を防止するために設ける。一般に、主堰堤高が 15m 以上の場合、主堰堤からの越流水の減勢のために副堰堤を設けて水褥池を形成した減勢工を用いることが多い。副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

垂直壁は、側壁護岸および水叩きを設置する場合に水叩き先端部の局所洗堀防止のために設けるものであり、副堰堤のように単独で設けられる構造物ではない。

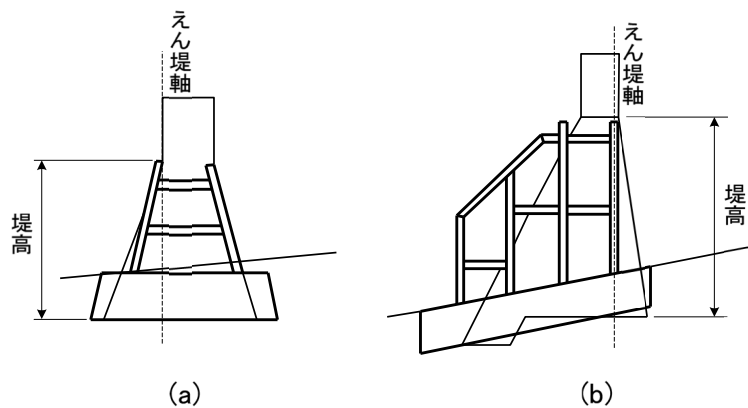
～前庭保護工～

副堰堤及び水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等から成る。主堰堤高 15m 未満の場合は、水叩きコンクリートの厚さが 3.0m を越える場合に副堰堤及び水褥池を設ける。

2 透過型砂防堰堤



(d)透過型砂防えん堤の開口部



(e)透過型砂防堰堤の側面図

図 1-1-2 砂防堰堤の各部の名称 (透過型砂防堰堤)

第2節 砂防堰堤の設計順序

砂防堰堤の設計の順序は、計画段階で堰堤の型式を決定し、その堰堤の目的に対する適合性、外力に対する安全性等の各要素について考察した上で堰堤の種類を決定する。次いで、水通し、本体および基礎の実設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰めおよび水抜き等の付属物の設計を行う。

解説

砂防堰堤の一般的な設計順序は、図 1-2-1 に示したとおりである。

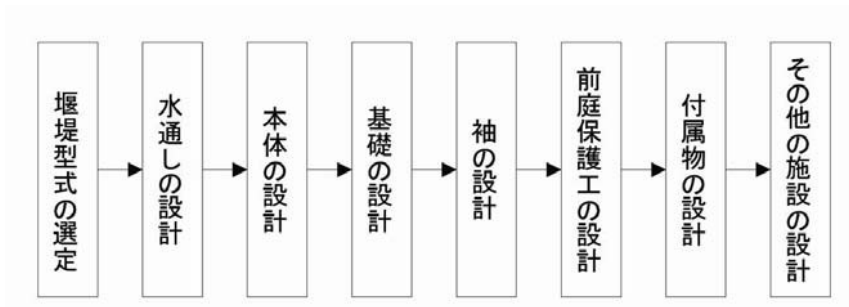


図 1-2-1 砂防堰堤の設計順序

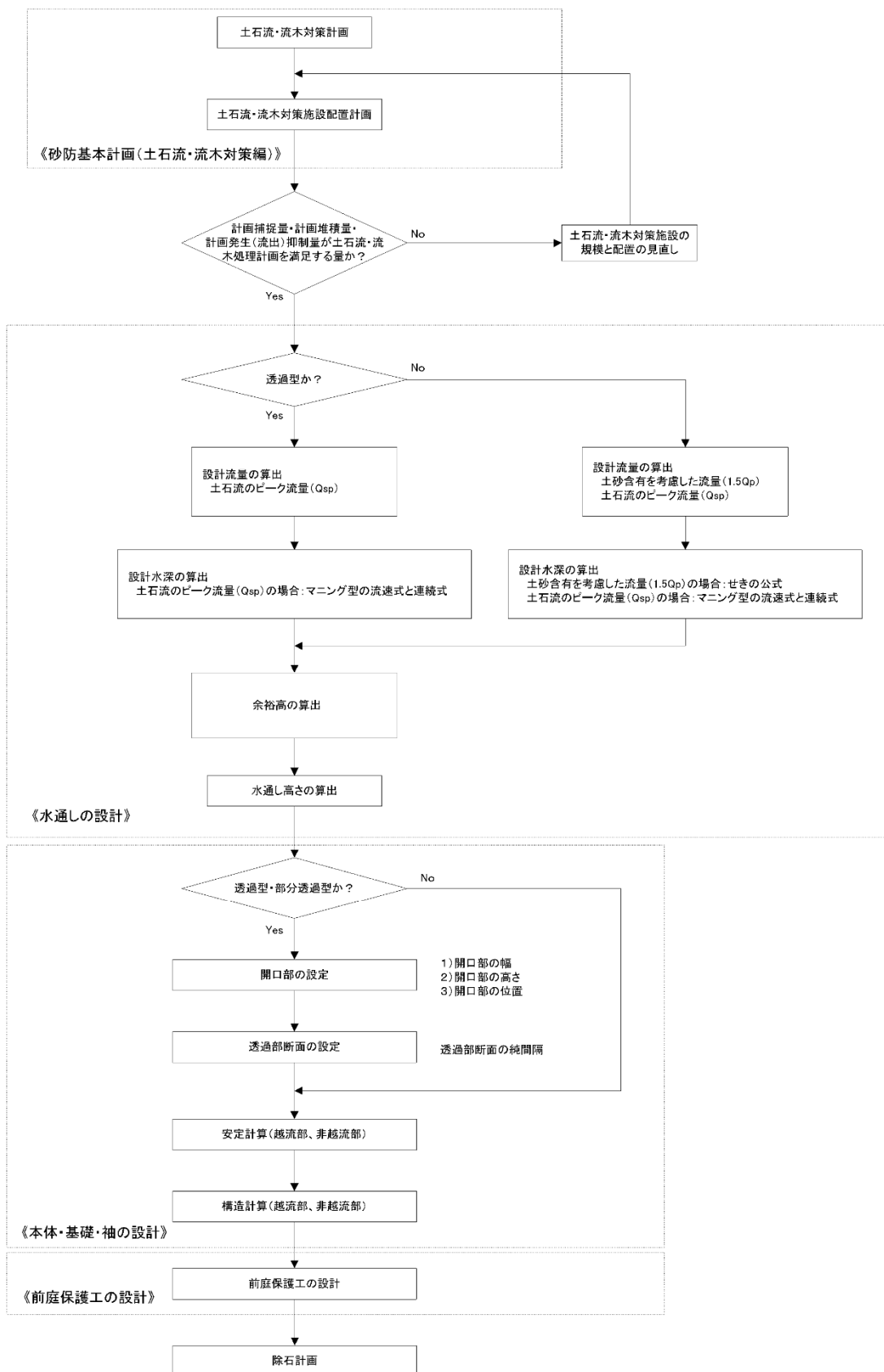


図 1-2-2 土石流・流木捕捉工設計の流れ

(土流設p5)

第3節 砂防堰堤の種類

砂防堰堤の種類は、コンクリート砂防堰堤と鋼製砂防堰堤に大別される。その堰堤の目的に対する適合性、外力に対する安全性、経済性、施工性、環境、維持管理等の各要素について考察した上で堰堤の種類を決定する。

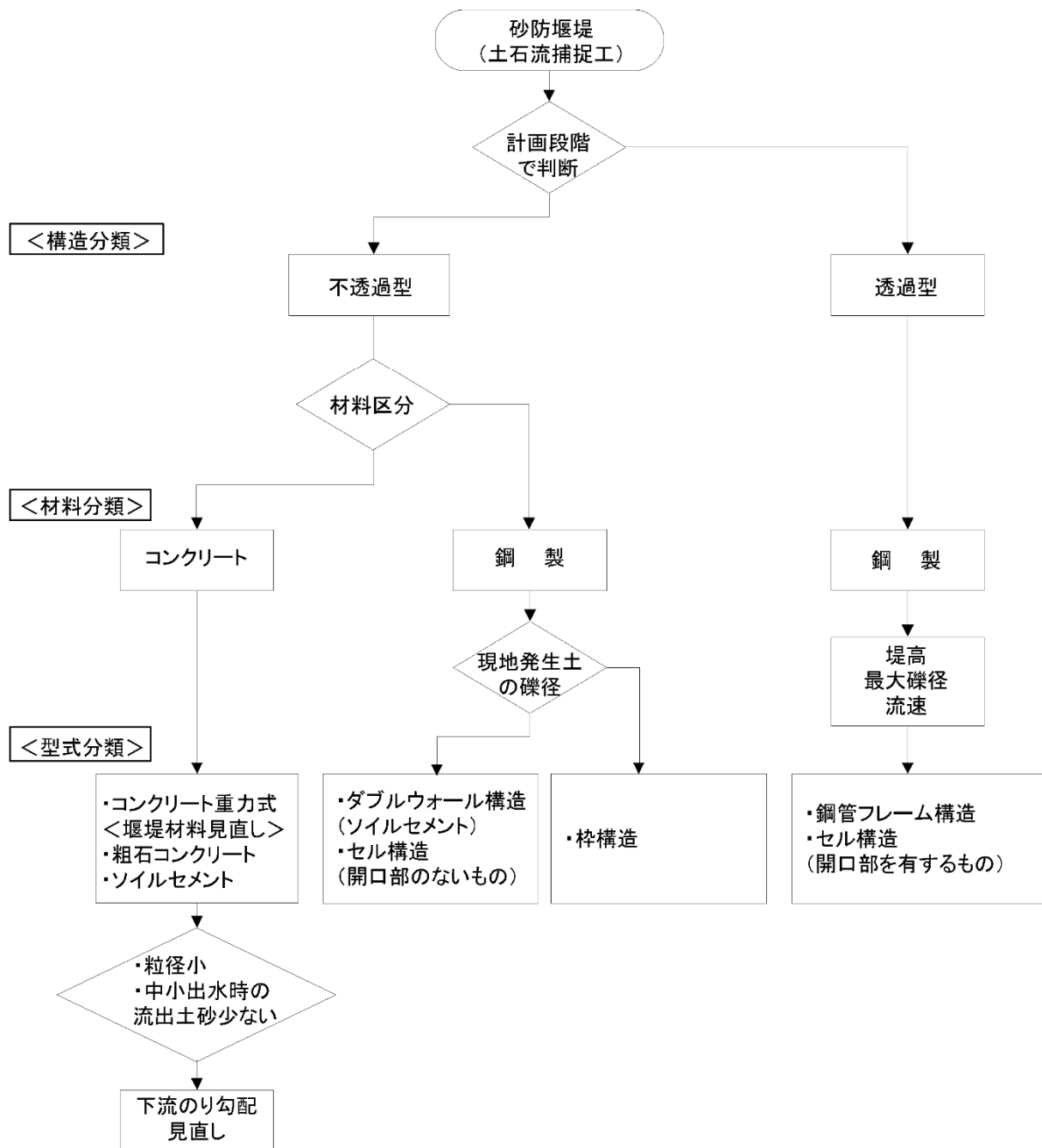
解説

砂防堰堤の種類にはコンクリート砂防堰堤と鋼製砂防堰堤がある。特に、鋼製堰堤では様々な構造のものが開発されているので、採用にあたっては鋼製砂防構造物設計便覧およびその他の最新情報を参照すること。

ただし、透過型コンクリート砂防堰堤（コンクリートスリット砂防堰堤）は、原則として土石流・流木対策には用いないこととする。

不透過型砂防堰堤にはコンクリート重力式のほか、搬出土砂の減少や資源循環型社会への寄与等を目的とした現地発生材を活用するタイプの堰堤がある。採用にあたっては、計画地周辺で採取できる現地発生土砂の賦存量および性状の把握を行い、現地発生材活用の可能性を検討する必要がある。

ソイルセメント型式の堰堤設計にあたっては、砂防ソイルセメント活用ガイドライン（砂防ソイルセメント活用研究会）、砂防ソイルセメント施工便覧（平成28年度版）（一般社団法人砂防・地すべり技術センター）を参照のこと。



注1) 鋼製砂防構造物の種類と特徴については、巻末資料を参照。

図 1-3-1 砂防堰堤の分類と選定の流れ

第4節 規模と配置

4.1 規模

砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の規模と配置は、第Ⅲ編土石流・流木対策計画(計画編)で策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。(土流設p7)

解説

砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の規模と配置は、第Ⅲ編で策定した土石流・流木対策施設配置計画に基づき実施するものでなければならない。砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。

(土流設 p7)

4.2 位置

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

施設の設計にあたっては支川の流域特性についても留意すること。(土流設 p7)

解説

- 1 一般に堰堤計画箇所は、越流水による下流のり先の深掘れおよび両岸侵食による破壊防止のため、溪床および両岸に岩盤のある箇所、ならびに工費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいが、このような条件に常に恵まれるとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出防止の目的の堰堤等では、不利な条件のもとでも計画しなければならない場合がある。溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副堰堤を計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。(建河計p173)
- 2 支溪の合流が有る場合には、主溪および支溪双方の工作物の基礎堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが主溪および支溪の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なお、この場合の堰堤は、堰堤の安全のため、合流点に著しく近づけないことが肝要である。(建河計p174)
- 3 合流点における透過型砂防堰堤(閉塞タイプ)
合流点において透過型砂防堰堤を設置する場合は、透過部に対して土石流流体力が偏心して作用し、部材構造上不利になるため、偏心荷重に対する安全性の十分な検討を要する。(建透指p6)
- 4 両岸の地形について、周辺に地すべり地が存在しないか、斜面が急峻かつ長大のため袖部掘削に困難が伴わないか等に留意することが重要である。地すべり地形の判別には、現地踏査のほか空中写真判読を行うことも有効である。
- 5 溪床に岩盤がなく砂礫基礎として堰堤を計画する場合、想定される堰堤規模による荷重に対して十分な支持力を得られることが重要である。とくにルーズな流出堆積土が厚く覆っている地点への配置は避けるべきである。

- 6 堰堤位置を選定するにあたっては、施工性や管理面等への配慮も必要である。流量が多い溪流では転流の難易を考えたとき、必ずしも狭窄部に堰堤を配置することが最適とは限らない。また、斜面高方からの落石や崩壊等の危険性がある場合、これらへの対策の必要性やコストを考慮した上で堰堤位置の適否を判断することが重要である。除石・除木を前提とする堰堤の場合、管理用道路の配置の難易も考慮して堰堤位置を検討する必要がある。

4.3 方向

堰堤の水通しを越流する水流は、一般的に水通し天端下流端の線すなわち堰堤軸に直角に落下するから、堰堤の方向は水通し中心点において計画箇所下流側の流心線に直角に定めることを原則とする。(建河計p174)

解 説

- 1 堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち、堰堤軸の方向線に直角に落下する。

ゆえに、堰堤計画箇所の下流の状況によって決定される流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線が堰堤の方向である。

堰堤の計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係などで堰堤の方向と下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副堰堤を計画し、副堰堤の方向を下流の流心線に直角に定めればよい。この際、本堤の基礎に岩盤があっても副堰堤による方向修正の必要がある場合が多い。

屈曲部における堰堤では、偏流により堰堤の凹岸部の水位が著しく上昇することが考えられる。この場合、上流の流心に対する堰堤軸の角度が著しく鋭角にならないように設定することが望ましい。(建河計 p174 一部追加)

- 2 湾曲部における透過型堰堤の軸は、上記のとおり下流側の流心線に対して直角が望ましいが、捕捉機能の面から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。(土流設p30)

～～ (参考) 無流水溪流における堰堤の設計～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～

無流水溪流（定義は砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）2.5.10.1を参照）であって、支溪の合流がない溪流における本堰堤の設計は、地形、地質等の現場条件を十分考慮し、適切に設計を行う必要がある。なお、無流水溪流の対策について検討した事例²⁾があり、以下に示す考えを参考とすることができる。

(不透過型)

- ・ 天端幅は、計画地点の河床構成材料、流出形態、対象流量等を考慮して決定するものとし、衝突する最大礫径の2倍を原則とするが、1.5m以上とする。
- ・ 袖の天端の勾配は、水平以上を基本とする。

(透過型)

- ・ 土石流および水の越流等を想定しないため水通し断面は設定しなくてもよい。

～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～～
(土流設p7)

第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

第1節 設計流量、水深

1.1 設計流量

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

(土流設p11)

解説

1 「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)

原則として、「土砂の含有を考慮した流量」は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大降雨量を比較し大きい方の値を用い、第I編第3章に示した方法に基づき算出した清水の対象流量の1.5倍とする。

$$Q_p = (1 + \alpha) \cdot Q$$

Q : 計画高水流量(m³/s) (第I編第3章参照) α : 土砂混入率(0.5)

2 土石流ピーク流量(土石流時)

土石流ピーク流量は、第III編第2章第4節に示した方法に基づき算出する。

1.2 水通し断面の検討における設計水深の扱い

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

(土流設p11)

解説

本マニュアルでは、設計水深を次のように分類して定める。

1. 水通し断面の検討における設計水深(本マニュアルでは「設計水深(水通)」と呼ぶ)

(1) 土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮しない時

土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮しない時の設計水深(水通)は①から③の値の内、最も大きい値とする。

(土流設p11)

① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

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

$$Q_p = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{\frac{3}{2}}$$

(土流設p11)

$$B_2 = B_1 + 2 \cdot h_3 \cdot m_2$$

ここで、 Q_p : 土砂含有を考慮した流量(m/s)、 C : 流量係数(0.6~0.66)、 g : 重力加速度(9.81m/s²)、 B_1 : 水通しの底幅(m)、 B_2 : 越流水面幅(m)、 h_3 : 越流水深(m)、 m_2 : 袖小口勾配である。

$C = 0.6$ 、 $m_2 = 0.5$ の場合には、次式になる。

$$Q_p \cong (0.71h_3 + 1.77B_1)h_3^{\frac{3}{2}} \quad (\text{建河Ⅱp10})$$

② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて、第Ⅲ編第2章第4節4.3.6に示した方法で算出する。

③ 最大礫径の値

最大礫径は、巨礫の頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径(D_{95})とする。巨礫の頻度分布の求め方は、第Ⅱ編第2章第6節6.2.1を参照されたい。

(土流設p12)

(2) 土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮する時

土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮する時の設計水深(水通)は、土砂含有を考慮した流量に対する越流水深とする。

2. 本体の安定計算(洪水時)における越流水深(本マニュアルでは「設計水深(安定)」と呼ぶ)設計水深(安定)は、土砂含有を考慮した流量に対する越流水深とする。
3. 前庭保護工に対する設計水深(本マニュアルでは「設計水深(前庭)」と呼ぶ)前庭保護工に対する設計水深(設計水深(前庭))は、水通し断面の決定に用いた流量を用いて設定する。

(土流設 p24)

土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%)溪流の最下流の堰堤においては、水通し部の設計水深を「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を対象として定めることを基本とする。その場合、水通し幅は、現況の川幅、下流の流路幅を考慮し、適切に決めることとする。ただし、その場合であっても、下流の侵食対策については、袖部を越流する可能性についても考慮して実施する。

(土流設p12)

第2節 水通しの設計

2.1 水通しの位置

水通しの中心の位置は、原則として現河床の中央に位置するものとし、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向等を考慮して定めるものとする。

(建河Ⅱp9)

解説

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

2.2 水通し断面

水通し断面は原則として逆台形とし、その形状は次によるものとする。

- 1 水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障をおよぼさない範囲において、できる限り広くする。
(建河Ⅱp9)
- 2 砂防堰堤の水通し断面は設計水深(水通)に余裕高を加えて決定することを原則とする。なお、水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。
(土流設 p13)

解説

- 1 水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障をおよぼさない範囲において、できる限り広くすることが大切であるが、広すぎるために乱流する場合もあるので、慎重に検討する必要がある。
上流流域面積が小さい場合には流量は少なくなるが、土石流、流木等を考慮して水通し幅の下限値は3mとする。
設計水深(水通し)は、3m以下とすることが望ましい。
- 2 袖小口の勾配
土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1:0.5 またはこれより緩い勾配を設けるものとする。
(土流設p21)
本マニュアルでは、袖小口の勾配は1:0.5を標準とする。
- 3 余裕高
 - ① 余裕高は、表2-2-1に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が表2-2-2に示す値以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 2-2-1 余裕高

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

表 2-2-2 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

溪床勾配	(余裕高) / (設計水深)
1/10以上	0.50
1/10~1/30	0.40
1/30~1/50	0.30
1/50~1/70	0.25

- ② 「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によって水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる（図 2-2-1 水通し断面図 2-2-1 参照）。但し、この場合、設計水深は土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値とする。

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

(土流設p13)

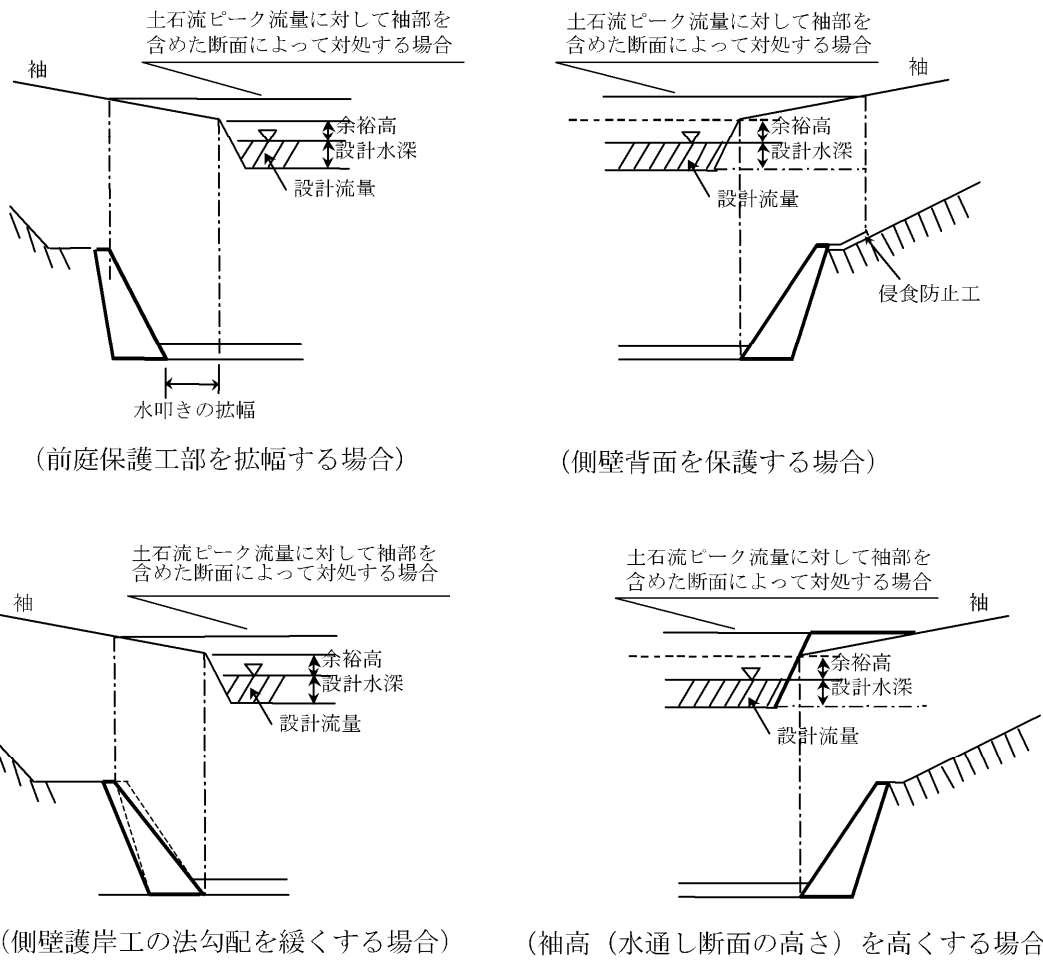


図 2-2-1 水通し断面

(土流設p14)

(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

4 最小断面

水通し断面の最小断面については、転石等の混入による埋塞等への配慮から図 2-2-2 とする。

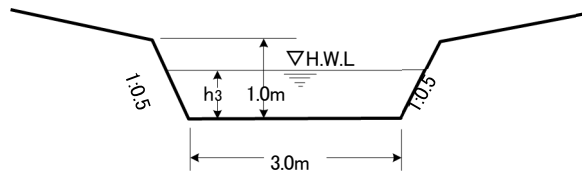


図 2-2-2 水通しの最小断面

第3節 本体の設計

3.1 水通し天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝撃によって破壊されないよう、決定する。

(土流設p15)

解説

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材（緩衝効果を期待できる部材）や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

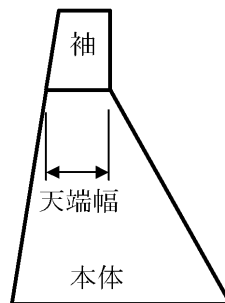


図 2-3-1 砂防堰堤側面図（事例）と部位名称

3.2 設計外力

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

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

(土流設p9)

解説

- 1 河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章 2.2.1に示した設計外力の組み合わせ（平常時、洪水時）に加えて、土石流時における安定計算を実施し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表 2-3-1 のとおりとする。

2 土石流および土砂とともに流出する流木による荷重は本体に最も危険な状態を想定するものとし、堆砂地が土石流の水深分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する（図2-3-2参照）。

3 土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に、水平に作用させる。

4 堆砂圧は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧

$$C_e(\gamma_d - W_o)D_d \text{を加えた大きさとなる。}$$

ここに、 C_e ：土圧係数、 D_d ：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深(m)、 γ_d ：土石流の単位体積重量(kN/m³)、 γ_s ：水中での土砂の単位体積重量(kN/m³)、 W_o ：水の単位体積重量

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho)g \quad W_o = \rho g$$

ここで、 C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度、 ρ ：水の密度(kg/m³)、 σ ：礫の密度(kg/m³)、 g ：重力加速度(m/s²) (9.81m/s²)

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

表 2-3-1 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）（土流設p10）

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
堰堤高 15m未満	/	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
堰堤高 15m以上		静水圧、堆砂圧、揚 圧力、地震時慣性力、 地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

※堰堤高15m未満の砂防堰堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。³⁾

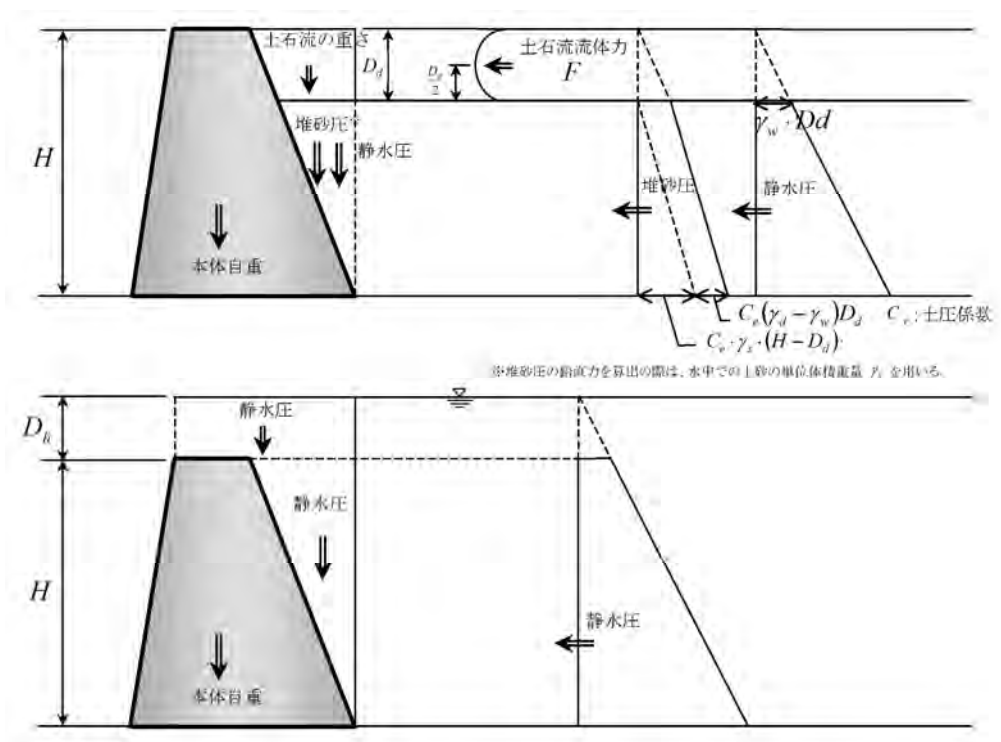


図 2-3-2 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図
 (H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

3.3 下流のり勾配

3.3.1 越流部

砂防堰堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。砂防堰堤の越流部における下流のりの勾配は一般に1:0.2とする。

なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂流出が少なく流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。(土流設p15)

解説

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速 $U(\text{m/s})$ と、堰堤高 $H(\text{m})$ より

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gh}} U$$

で求められる勾配よりも急にする。ただし、1:1.0を上限とする。

土砂が活発に流送され始める流速 $U(\text{m/s})$ は設計外力(土流設指針2.1.3.1(2))で用いた流速の50%程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、0.2を下限とする。(土流設 p16)

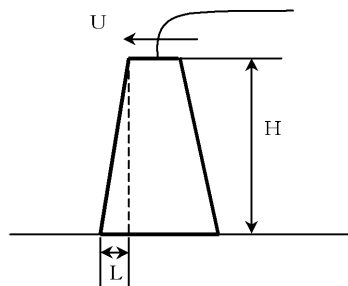


図 2-3-3 下流のり勾配

3.3.2 非越流部

非越流部断面の下流のり勾配は、越流部の下流のり勾配と同一とすることを標準とする。ただし、非越流部では、落下砂礫の衝撃および摩耗を考慮する必要がないので、下流面勾配を緩くすることもできる。

解説

上流のり勾配は安定計算により求める。

非越流部の逆断面の設計

越流部と非越流部の形状を変えるかどうかの判断基準は前述の通りとするが、洪水時の流勢が弱く、異常出水においても袖部を越流するおそれがない等の条件も考慮する必要がある。

なお、越流部と非越流部の形状を変える位置は、越流部に最も近い位置で行うのが経済的であるが、安全上目地部を避け、下図のように越流部に最も近い目地と次の目地の中央付近で行うことが望ましい。

また、一般に非越流部ののり面勾配は越流部と同一勾配とする。

しかし、非越流部では、落下砂礫の衝撃及び摩耗等を考慮する必要がないので、下流のり勾配を緩くすることができる。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及び施工性の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般にコンクリート全容量の1割以上の軽減を目安として検討するが多い。

非越流部は、砂防堰堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渇水期に近い状態となる砂防堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、そのような状態が想定される砂防堰堤では、上流面に多少のり勾配を付けるなど、安定計算を行って決定する。

本マニュアルでは工事費節減の主旨から、堤長が70m以上で本堤のコンクリート立積が10%以上節約できる場合について、非越流部の逆断面構造を経済性、安全性について具体的に検討することとする。

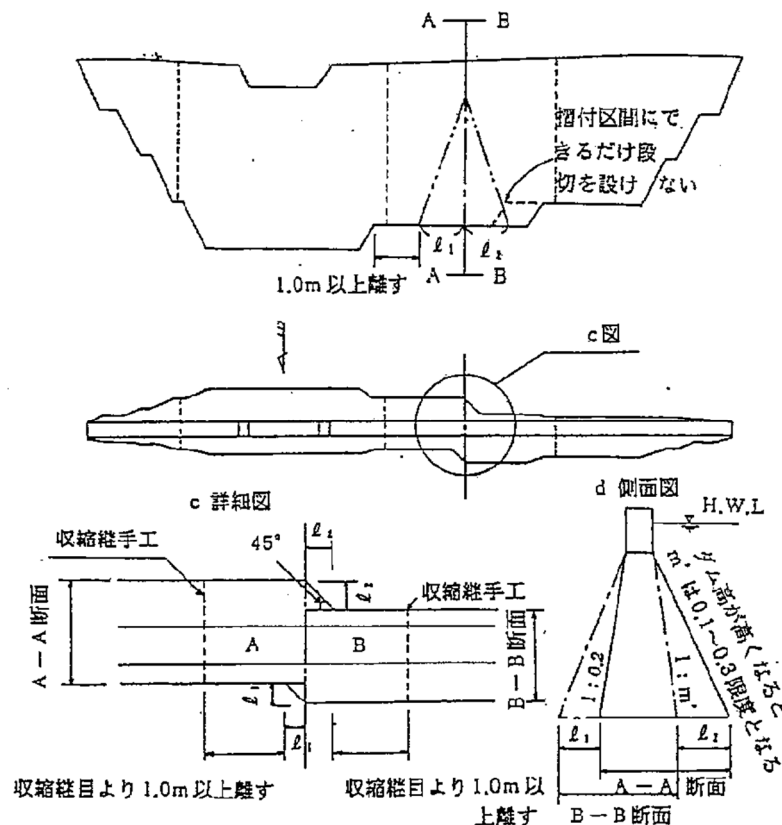


図 2-3-4 非越流部逆断面の設計

3.4 安定条件

3.4.1 越流部の安定性

不透過型砂防堰堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

(土流設p8)

解説

安定計算は、第2章3.4.2に示した方法に基づき実施する。

堤体は、設計流量、設計水深に示した方法に基づき安全な構造とするものとし、非越流部の安定性についても留意する。なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

3.4.2 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤は、3.2に示した外力について、その安定を保つため次の三つの条件を満たさなければならない。

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

(土流設p8)

解説

- 1 堰堤堤底において引張応力を生じさせないように、堤体の自重および外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。

(砂設公p105)

- 2 堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 \cdot 1}{H}$$

n : 安全率(一般に岩盤基礎の場合は、せん断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高い堰堤とすることが多く、堰堤の規模等を考慮して $n = 4.0$ としている。しかし、砂礫基礎においては、せん断強度が小さいため一般に式の τ_0 を無視して計算する 경우가多く、また高い圧縮強度が期待できないため堤高15m未満とするのが原則で、 $n = 1.2$ としているが、堤高15m以上とする場合は堰堤の規模等を考慮し $n = 1.5$ としている。)

f : 摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する垂直力(tf/m){kN/m}

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力(tf/m){kN/m}

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

L : せん断抵抗を期待できる長さ(m)

(砂設公p105)

注) 摩擦係数、せん断強度は「第 I 編第 2 章表 2-2-6」を参照のこと。

3 堤体および基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による。

(1) 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所の最大圧縮応力度および最大引張応力度が、その許容圧縮応力度および許容引張応力度を超過しないことが必要である。

(2) 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力度を超過しないことが必要である。この場合の最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

(砂設公p105)

3.5 安定計算

3.5.1 越流部

安定計算は、越流部の断面で行うことを基本とし、「3.2 設計外力」に示した外力を組み合わせで行う。

解説

1 堤体の上流のり勾配は安定計算により求めるものとし、設計に使用する上流のり勾配は、切り上げて0.05単位とする。15m以上の堰堤については、未満砂の状態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照査する。

2 表 2-3-4 ~表 2-3-6 で使われている記号は、次のとおりである。

表 2-3-2 安定計算に使われている記号

H	堤高
b_1	水通し天端幅
b_2	堤底幅 $b_2 = b_1 + (m + n) \cdot H$
m	上流のり勾配 1:m
n	下流のり勾配 1:n
h_1	上流側水深 $h_1 = H + h_3$
h_2	下流側水深
h_3	越流水深(洪水時)
D_d	土石流水深
h_e	堆砂深 土石流時 : $H - D_d$ その他は $H \geq 15.0\text{m}$ の時に設定
W_c	堤体コンクリートの単位体積重量
W_o	流水の単位体積重量
W_{si}	堆砂の水における単位体積重量
γ_d	土石流の単位体積重量
γ_s	水中での土砂の単位体積重量(土石流時) $\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$ C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度、 ρ : 水の密度(kg/m ³)、 σ : 礫の密度(kg/m ³)、 g : 重力加速度(m/s ²) (9.81m/s ²)
C_e	土圧係数
μ	揚圧力係数
K	設計震度

(1) 自重

堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量(tf/m³) {kN/m³} を乗じて求められる。(建河Ⅱp4)

$$W = W_c \cdot A$$

W : 単位幅当たりの堤体の自重(t)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

A : 堤体単位幅当たりの体積(m³)

(2) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。(建河Ⅱp4)

土石流時の静水圧については土石流流体力が堆砂面上で作用しているため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。(土流設 p10)

$$P = W_o \cdot h_w$$

P : 水深 h_w の点における静水圧(tf/m³) {kN/m³} W_0 : 水の単位体積重量(tf/m³)
 {kN/m³}
 h_w : 水面からの任意の点の水深(m)

(3) 堆砂圧(土石流時以外)

堆砂圧は、次式により求められる。ただし、堆砂圧を算定するための堆砂面は、砂防堰堤完成時に想定される堆砂高とする。

$$P_{ev} = W_{si} \cdot h_e$$

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{si} \cdot h_e$$

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力(tf/m²) {kN/m²}

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力(tf/m²) {kN/m²}

W_{si} : 水中堆砂単位体積重量(tf/m³) {kN/m³} で $W_{si} = W_s - (1 - v) \cdot W_0$ で示される。

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深(m)

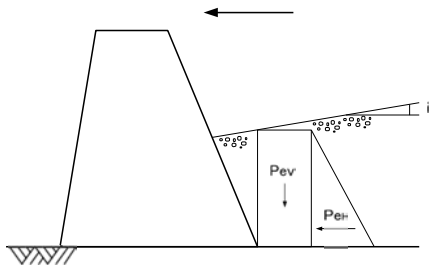
C_e : 土圧係数

W_s : 堆砂見掛け単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

v : 堆砂空隙率 $v = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$ W_0 : 水の単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量(砂の比重)(tf/m³) {kN/m³} (建河Ⅱp5)

注)堆砂深は施工時の埋戻深もしくは、完成後に想定される堆砂高とする。ただし堆砂勾配(埋戻勾配) i は 15°以内とする。



$$土圧係数 C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$$

堆砂面がほぼ平坦 $i=0$ ($i=15^\circ$ ぐらいまでは $\cos 15^\circ = 0.9659 \doteq 1$ と仮定する。) とすれば、

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (\phi: 堆砂土の水中での内部摩擦角)$$

で示される。

(砂設公p99)

図 2-3-5 堆砂圧 (土石流時以外)

(4) 土石流時の堆砂圧

堆砂圧は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧

$$C_e(\gamma_d - W_o)D_d \text{を加えた大きさとなる。}$$

ここに、 C_e ：土圧係数、 D_d ：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深(m)、 γ_d ：土石流の単位体積重量(kN/m³)、 γ_s ：水中での土砂の単位体積重量(kN/m³)、 W_o ：水の単位体積重量(kN/m³)

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho)g \qquad W_o = \rho g$$

ここで、 C_* ：溪床堆積土砂の容積濃度、 ρ ：水の密度(kg/m³)、 σ ：礫の密度(kg/m³)、 g ：重力加速度(m/s²) (9.81m/s²) (土流設 p10)

(5) 土石流流体力、土石流水深

第Ⅲ編第2章第4節4. 1を参照されたい。

(6) 揚圧力

揚圧力は、堰堤の堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 2-3-3 を標準として計算する。

表 2-3-3 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (t/m ²)	下流端 (t/m ²)
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h)W_o$	$h_2 \cdot W_o$
砂礫盤	$h_1 \cdot W_o$	$h_2 \cdot W_o$

μ ：揚圧力係数

h_1 ：堰堤上流側水深(m)

h_2 ：堰堤下流側水深(m)

Δh ：上・下流の水位差(m) $\Delta h = h_1 - h_2$

W_o ：水の単位体積重量(tf/m³) {kN/m³} 任意の点(X)における揚圧力は次式による。

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

U_x ：x地点の揚圧力(t/m²)

ℓ ：全浸透径路(m)、 $\ell = b_2$ ただし、止水壁等を設ける場合は、 $\ell = b_2 + 2d$ とする。

b_2 ：堤底幅(m)

d ：止水壁の長さ(m)

x ：上流端からX地点までの浸透経路長(m)

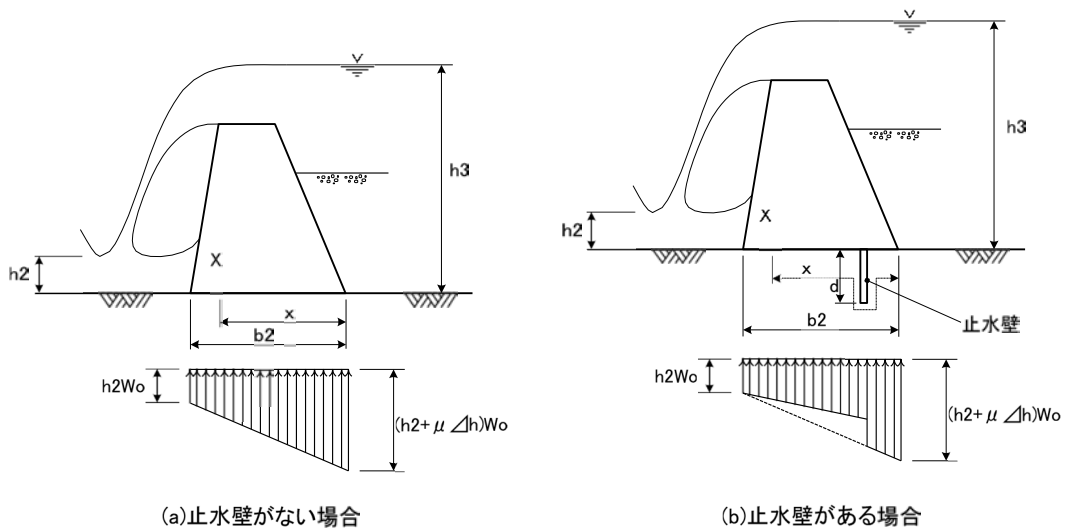


図 2-3-6 揚圧力の分布

(7) 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、堰堤の自重に設計震度を乗じた値とし、次式により求められる。

$$I = K \cdot W$$

I : 単位幅当たりの堤体に作用する地震時慣性力(tf/m) {kN/m}

K : 設計震度

W : 単位幅当たりの堤体の自重(tf/m) {kN/m}

設計震度は、第 I 編第 2 章表 2-2-3 を参照されたい。

(8) 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(Zanger の式)により求めるものとする。

$$\left. \begin{aligned} Px &= CW_0KH \\ C &= \frac{Cm}{2} \left[\frac{hx}{H} \left(2 - \frac{hx}{H} \right) + \sqrt{\frac{hx}{H} \left(2 - \frac{hx}{H} \right)} \right] \\ Pd &= \eta \frac{Cm}{2} W_0 KH^2 \sec \theta \\ hd &= \lambda h \end{aligned} \right\}$$

Px : x 地点の地震時動水圧(tf/m²) {kN/m²}

Pd : 貯留水面から X 地点までの全地震時動水圧(tf/m) {kN/m}

W_0 : 貯留水の単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深(m)

Hx : 貯留水面から X 地点までの水深(m)

C_m : C が最大となるとき(P_x が最大になるとき)の C の値(図 2-3-7(a)参照)

Hd : X 地点から P_d の作用点までの高さ(m)

η 、 γ : 図 2-3-7(c)から求められる係数

C : 圧力係数

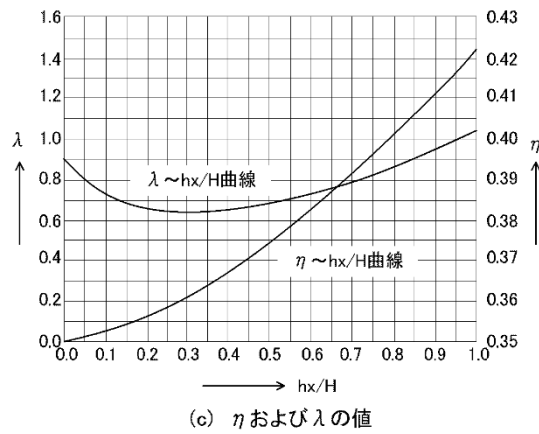
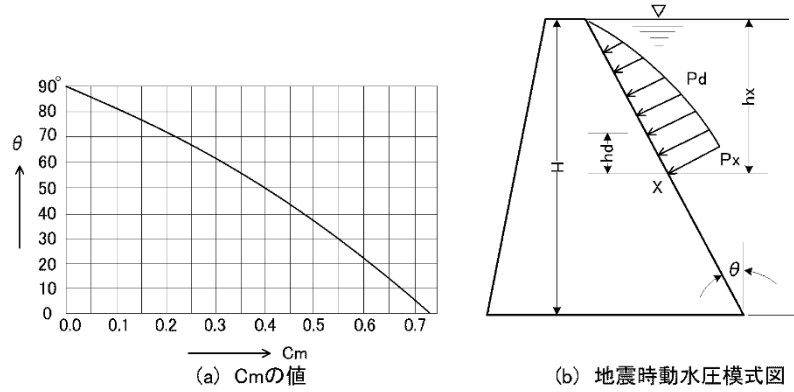


図 2-3-7 地震時動水圧の係数

(注)Zanger の式は堰堤上流側の法面が傾斜している場合に使用するもので、堰堤上流側の法面が、鉛直か鉛直に近い場合は、Westergaard の近似式を使用するものとする。

<参考> Westergaard の近似式

$$P_x = \frac{7}{8} W_0 \cdot K \sqrt{H \cdot h_x}$$

$$P_d = \frac{7}{12} W_0 \cdot K \cdot H^{1/2} \cdot h_x^{3/2}$$

$$h_d = \frac{2}{5} h_x$$

(9) 温度荷重

アーチ式コンクリート堰堤以外のコンクリート堰堤において、温度荷重は小さいので無視する。

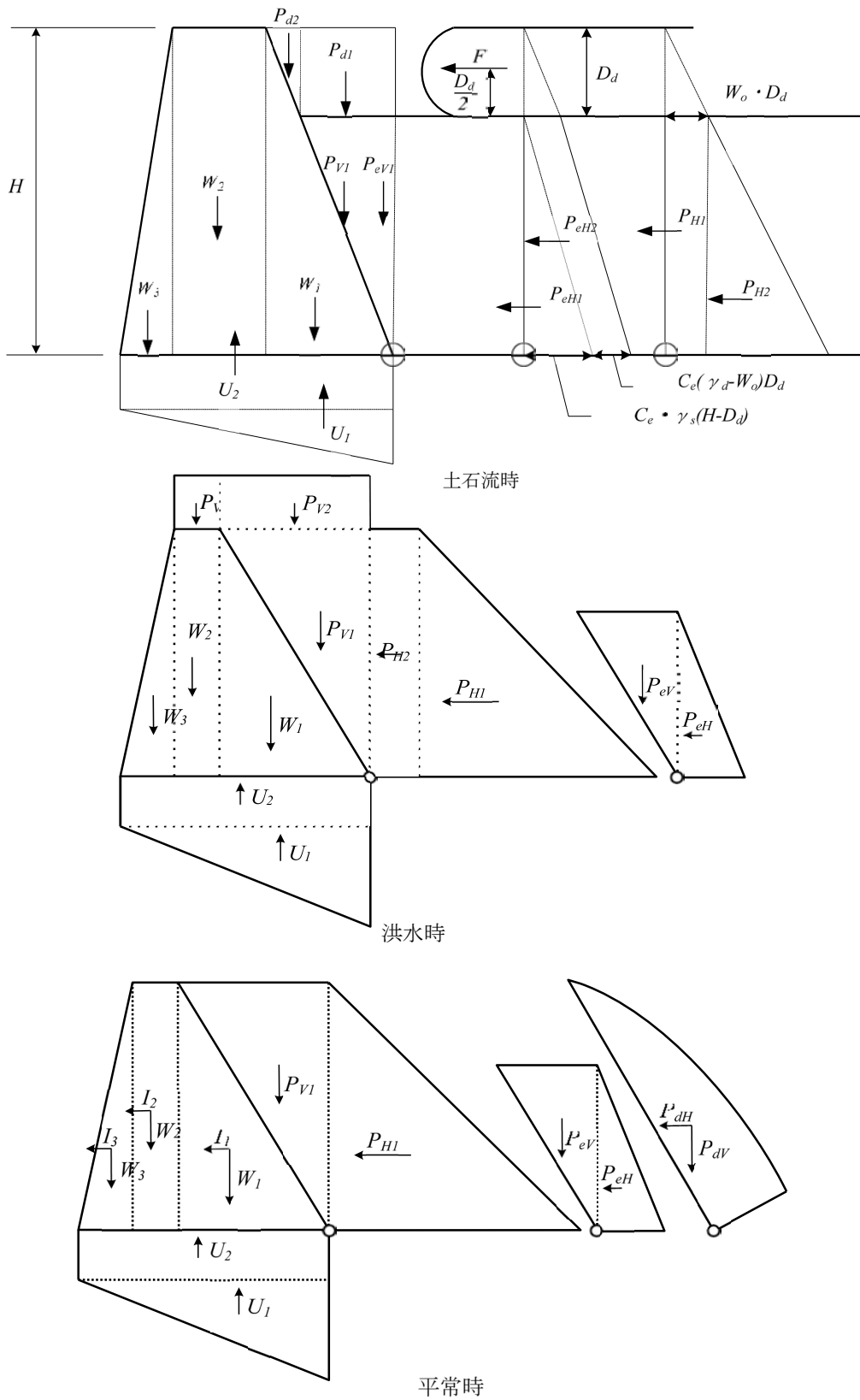


図 2-3-8 安定計算

表 2-3-4 砂防堰堤単位あたり断面に作用する力(土石流時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離(l)	モーメント (M=V・l +H・l)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
	P_{H2}	$hd \cdot W_0 \cdot h_e$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot h_e$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{eH1}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e^2$			$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
	P_{eH2}	$C_e \cdot \gamma_f \cdot D_d \cdot h_e$			$\frac{1}{2} \cdot h_e$	(+)
土石流の重さ	P_d					
	P_{d1}	$\gamma_d \cdot D_d \cdot m \cdot h_e$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{d2}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot m \cdot D_d^2$	(+)		$m \cdot h_e + \frac{1}{3} \cdot m \cdot h_d$	(+)
土石流流体力	F	第Ⅱ編第2章第4節4. 1参照	(+)		$h_e + \frac{1}{2} \cdot h_d$	(+)
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	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
合計			V	H		M

堤高15m未満の場合は堤体の自重 W 、静水圧 P 、堆砂圧 P_e 、土石流の重さ P_d および土石流流体力 F を用いる(上表の太枠の範囲)。堤高15m以上の場合はこれに揚圧力を加える。 $h_e = H - D_d$ $\gamma_f = \gamma_d - W_0$

表 2-3-5 砂防堰堤単位当たり断面に作用する力(洪水時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離(1)	モーメント ($M = V \cdot 1 + H \cdot 1$)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P_e					
	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	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}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{S1} \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
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

堤高 15m未満の場合は堤体の自重 W 、静水圧 P で安定計算を行う

表 2-3-6 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力(平常時 $h_3 = 0$)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離(l)	モーメント ($M=V \cdot l$ + $H \cdot D$)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	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}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{S1} \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
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	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	I_2	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
	I_3	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
地震時動水圧	P_d					
	P_{dV}	$\frac{1}{2} \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{dH}	$\frac{1}{2} \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合計			V	H		M

堤高15m以上の場合のみ平常時の安定計算を行う

3.5.2 非越流部

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

解説

不透過型堰堤の本体の断面は、越流部及び非越流部ともに、それぞれの断面にかかる設計外力に対する安定性を確保した同一の断面とすることを基本とする。ただし、基礎地盤の条件が越流部と異なるなど特段の事情がある場合にはこの限りではない。非越流部の安定計算は、越流部と同じ堰堤高 H となる断面において、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行うことを基本とする。安定条件は土流設指針3.4、設計外力は土流設指針3.2に従うが、その作用位置は図2-3-9に従う。

ただし、土流設指針2.1.3.2(1)解説②のように土石流ピーク流量を袖部を含めて対応する水通し断面とする場合は、次の(a)、(b)のとおり堆砂面を想定したうえで、複数の断面で安定計算を行う。

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

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

- i. 袖小口の断面
- ii. 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

(土流設 p18)

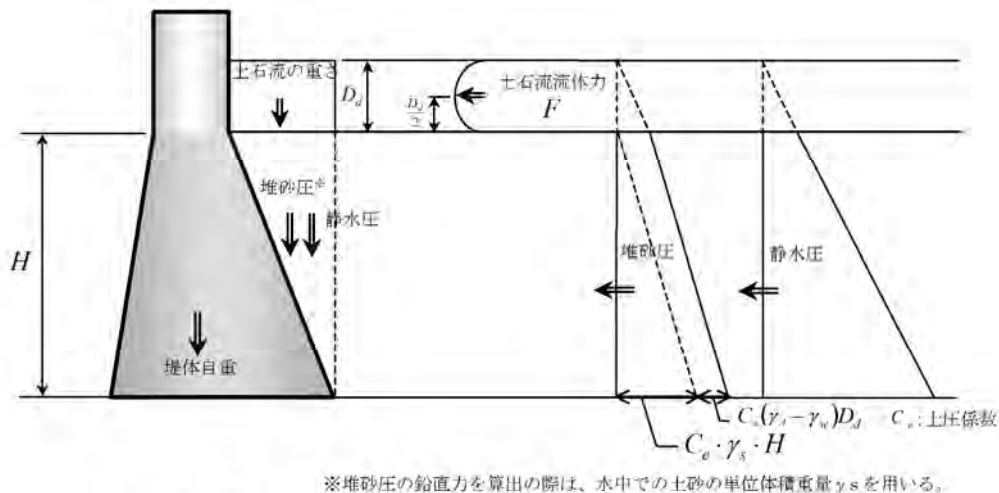


図 2-3-9 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図
(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

第 4 節 基礎の設計

4.1 基礎地盤の安定

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

(土流設p16)

解説

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

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

(土流設p16)

1 地盤支持力

堤体からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、堤体の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行う。砂礫基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとするが、一般には、第I編第2章第2節表2-2-5を標準とする。

2 せん断摩擦抵抗力

堤体からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分なせん断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は堤体を受ける水平力に、安全率を乗じた値以上のせん断抵抗力か摩擦抵抗力を有しているか否かによって行う。堤体破壊の主原因は基礎地盤のせん断抵抗力および摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じてせん断試験を実施し、せん断強度や摩擦係数を確かめなければならないが、一般には、第I編第2章第2節表2-2-6を標準とする。

3 その他の地盤強度砂防堰堤の基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするためにも岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。

① 砂防堰堤基礎の根入れ

砂防堰堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても基礎の不均質性や風化の速度を考慮して、岩盤の場合で1 m以上、砂礫盤の場合は2 m以上行っている。

② 基礎砂礫のパイピング

ブライの式およびレーンの式による方法

- ・ ブライの式

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

C_c : ブライの式のクリープ比 (表 2-4-1)

ℓ : クリープ総長(m)

$2d$: 止水矢板等による浸透経路長(m)

Δh : 砂防堰堤上下流の水位差 $\Delta h = h_1 - h_2$

h_1 : 砂防堰堤上流の基礎面からの水位(m)

h_2 : 砂防堰堤下流の基礎面からの水位(m)

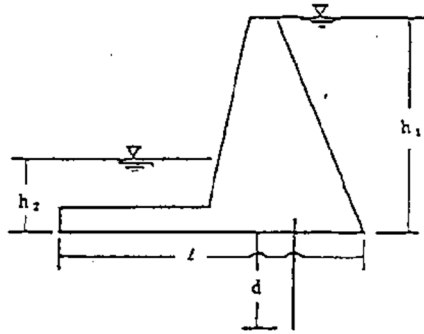


図 2-4-1 パイピング

・ レーンの式

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

C_w : レーンの式の加重クリープ (表 2-4-1)

本式の適用は、堤高の低いダム・床固工等に対しておおむね良好であるが、堤高の高いダムに対しては、かなり過大な値を示すようである。クィ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、上記二つの (ブライの式、レーンの式) 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。

表 2-4-1 クリープ比

基礎の構成材料	C_c	C_w	基礎の構成材料	C_c	C_w
微細砂またはシルト	18	8.5	中 砂 利	—	3.5
細 砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中 砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗 砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細 砂 利	—	4.0			

(追加)

上記計算により必要浸透路長が水叩き・側壁部分までおよぶ場合においては施工編 (1-6 伸縮目土工 (2)) を参考として、本堤と水叩き・側壁の一体施工について検討を行うこと。

また、その場合、水の揚圧力を軽減するために水叩き部にウィープホールを設ける、垂直壁下流まで導水するなどの工法の検討もあわせて行うこと。

なお、実透水係数から求めた浸透流速がその砂粒子の限界掃流力 (限界流速) より小さく、確実にパイピング現象を生じさせないと判定される基礎地盤においてはパイピング対策を必要としない。

4.2 基礎処理

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

(建河Ⅱp13)

解説

堤体の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し設計しなければならないが、堰堤の規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、いくつかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。

1 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善

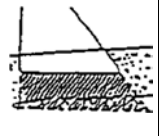
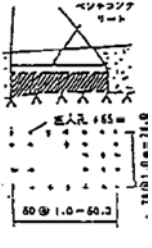
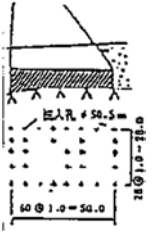
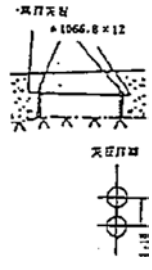
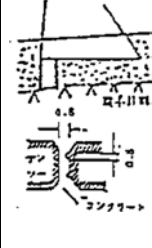
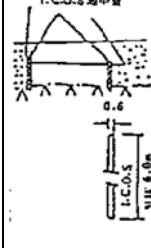
(1) 岩盤基礎の場合

- ① 所定の強度が得られる地盤まで掘削する
- ② 堤底幅を広くし、応力を分散させる
- ③ グラウトにより改善を図る
- ④ 岩盤PS工等により改善を図る
- ⑤ 弱部をプラグで置き換えて補強する等が一般的である。

(2) 砂礫基礎の場合

- ① 堤底幅を広くし、応力を分散させる
- ② 基礎坑工法により改善を図る
- ③ ケーソン工法等により改善を図る
- ④ ISM工法（特許あり）、INSEM工法等の砂防ソイルセメントを用いた地盤改良を行う等（表2-4-2参照）の方法がある。

表 2-4-2 砂礫層が深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面岩盤工	イントルージョン 工法	薬液注入工法	鋼矢板工法	ケーソン工法	イース工法
略 図						
止水効果 地盤支持力	止水効果および地盤支持力問題ない。	効果確認の方法および永続性は信頼できないが、空隙を完全に充てんすれば完全止水、地盤強化の効果がある。	効果確認の方法および永続性は信頼できないが空隙を完全に充てんすれば完全止水である。	くいの先端において玉石のめ裂傷を受け、局所的に侵透路ができ侵食されるおそれがある。	効果の確認可能。	壁体完全施工すれば完全に止水、周期地盤に与える影響は全くない。
効果に対する信頼性	もっとも確実、信頼性あり。	不確実。	不確実。	最も不確実。	比較的確実。	確認はできない。
施工に対する難易性	施工全般に困難。	前孔が数多く困難。	前孔が数多く困難、注入材無効流出がある。	打込み不可能。	玉石等の障害排除に難。	孔壁崩落防止に技術を要する。
長 所	最も信頼性が望める。	基盤支持力の増加が見込まれる。		経済的である。	効果、施工比較的確実。	経済的である。
短 所	最も高価、施工困難。	高価、注入効果判定がむずかしい。	高価、注入効果不確実。	施工不能となる可能性大、打込み可能でも地中で裂ける。	やや高価。	効果は構造に不安がある。

2 浸透水および堰堤下流の洗掘に対する補強

堰堤の安定上透水性に問題がある場合は、グラウチング等の止水工により改善する。

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に行って判定しなければならない。

(i) グ라우チングの計画と実施に当たって注意すべき事項

1. 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。
2. グ라우チングによって処理すべき改良範囲と孔間隔、孔長の施工順序を決定しておく。

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。

一般に治水・利水ダム等高ダムにおいて、カーテングラウチングの場合の深度に対応した改良目標値は、 $0 \sim H/2$: 2~5ルジオン程度、 $H/2 \sim H$: 5~10ルジオン（Hは最大ダム高）を標準として設定し、透水係数では 10^{-5} であるが、砂防堰堤では、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。

(g) カーテングラウチング

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。

グラウト深を求めるための式はいろいろあり、

$$d = a \cdot H_{\max}$$

d : 孔深(m)

H_{\max} : 堰堤最大高さ(m)

a : 定数(0.5~1.0)

$$d = H/3 + C$$

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。

(h) コンソリデーショングラウチング

岩盤の強化、支持力の増加などを目的に面的施工されるもので、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チングは、カーテングラウチング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変位、打設されたコンクリートの持上が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。遮水性の改良目的の場合、硬岩からなる亀裂性の地盤の改良目標値は、5ルジオン程度とする。

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、次のような対処を行う。

- ① 堤底幅を広くする。
- ② 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、次のような対処を行う。

- ① 堰堤基礎を必要な深さまで下げる。
- ② カットオフ等を設ける。
- ③ コンクリート水叩きを設ける。
- ④ 水褥池を設ける。

4.3 基礎の根入れ

堤体基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して決定する。

(建河Ⅱ p14)

解説

堤体基礎の根入れは、表 2-4-3 を標準とするが、岩盤の風化や亀裂の程度、砂礫地盤の固結の程度により割増しできるものとする。

表 2-4-3 基礎の根入れ深さ

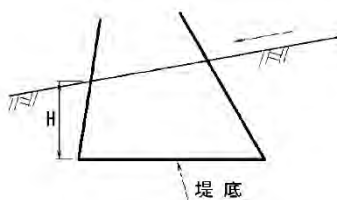
土質	根入れ深さ
土砂	2.0~3.0m 程度
軟岩	1.5~2.0m 程度
中軟岩、硬岩	1.0~1.5m 程度

なお、岩盤上に表層土砂が1m以上ある場合は、土砂部分を岩に換算し、評価

する。 $H=0.5h_1+h_2$ H : 基礎の根入れ深さm

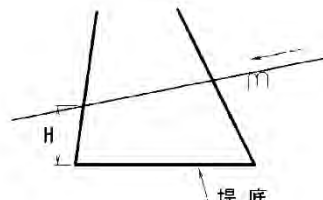
h_1 : 土砂層厚さm h_2 : 岩盤厚(岩は1m以上)

1) 砂礫地盤の場合



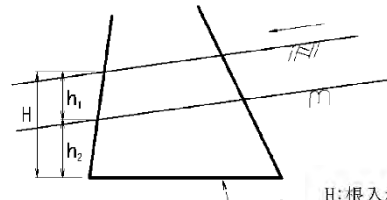
H : 根入れ深さ(m)

2) 岩盤の場合



H : 根入れ深さ(m)

3) 被覆土のある岩盤がある場合



H : 根入れ深さ(m)

h_1 : 被覆土の根入れ深さ(m)

h_2 : 岩盤の根入れ深さ(m)

1. 被覆土のある軟岩(I)、軟岩(II)の場合
 $H=2.0m\sim 3.0m$ 程度
 $(H=h_1+h_2, 0.6\cdot h_1+h_2=1.5\sim 2.0m$ 程度)
2. 被覆土のある中硬岩、硬岩の場合
 $H=1.7m\sim 3.0m$ 程度
 $(H=h_1+h_2, 0.3\cdot h_1+h_2=1.0m$ 程度)

図 2-4-2 基礎の根入れ深さ

表 2-4-4 基礎の根入れ深さ

土 質	根入れ深さ	摘 要
砂 礫	2.5m～3.0m 程度	ルーズな堆積土は支持層としない
軟 岩(I)、軟 岩(II)	1.5m～2.0m 程度	
中硬岩、硬 岩	1.0m 程度	
被覆土のある軟岩(I)、軟岩(II)	2.0m～3.0m 程度	被覆土が1.0m以上ある場合
被覆土のある中硬岩、硬岩	1.7m～3.0m 程度	被覆土が1.0m以上ある場合

(注)被覆土が 1.0m未満の場合は、被覆土は考慮せず、軟岩、硬岩の所定の根入れ深さをとることとする。

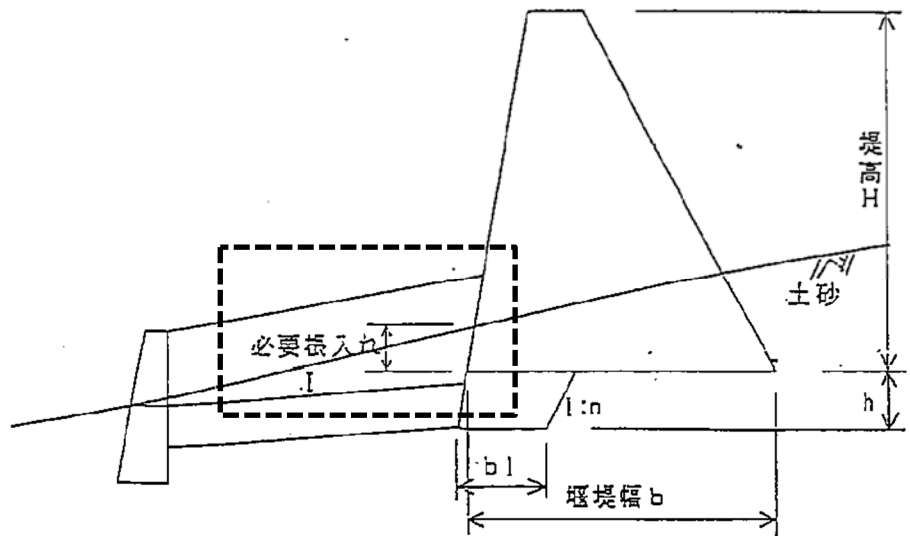


図 2-4-3 基礎の根入れ深さ

4.4 カットオフ、段切り(節約断面)

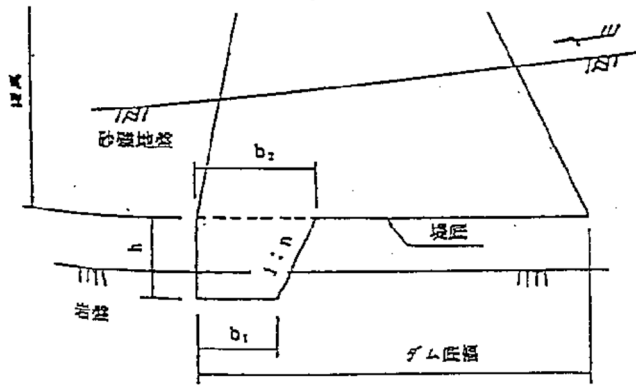
カットオフ、段切り(節約断面)は、目的を明確にして計画するものとする。

解 説

カットオフは、基礎が砂礫あるいは軟岩の場合で、所定の根入れを有してもなおパイピングの恐れがあるため遮水を目的で設置する場合 (①)、前庭保護工との取り合いが目的で設置する場合 (②) と、基礎が中硬岩・硬岩の場合で、下流部の洗掘に対して設置する場合 (③) と、河床勾配が急 (特に岩盤の場合) で、上流側の根入れを下流側にあわせると不経済となるため上流側のコンクリート量を減じ、経済性を図る目的で設置する場合 (④) がある。

① 遮水を目的で設置する場合

パイピングに対して、遮水矢板、浸透路長を水叩きまで考慮するなど他の対策工法などと比較検討を行い、計画する。



h : パイピング防止に必要な深さ

n : 土質による床堀勾配

b_1 : 2.0mを標準とする。

注-1) カットオフの施工長は、堤底長と同一かそれ以上とする。

図 2-4-4 カットオフ① (遮水)

② 前庭保護工との取り合いが目的で設置する場合

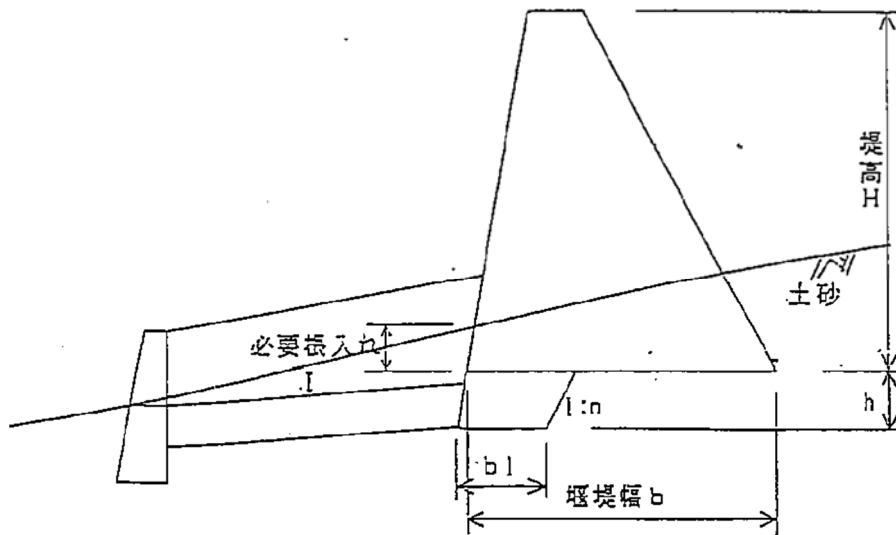


図 2-4-5 カットオフ② (取り合い)

h : 1.0m以上

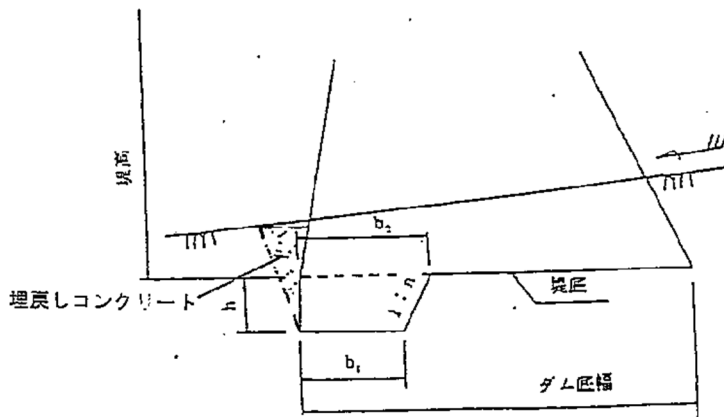
n : 土質による床堀勾配

b_1 : 堰堤底幅の1/3以上最小2.0m (切り上げて0.5m単位とする。)

I : 水平を原則とするが、溪床勾配が急な場合は、現河床勾配の1/2程度を目標として最大でも1/10より急にならないよう計画する。この場合、垂直壁から下流で落差を設けることも検討する。

③ 下流部の洗掘防止を目的として設置する場合

基礎が中硬岩・硬岩で、前庭保護工として水叩きを設置しない場合に計画する。



h : 1.0mを標準とする。

n : 土質による床堀勾配

b_1 : 2.0mを標準とする。

注-1) カットオフの施工長は、堤底長と同一とする。

注-2) $b_1=2.0m$ を標準とする、 b_2 が堰堤幅の1/3を越える場合は b_2 を堰堤底幅の1/3程度として b_1 を決定する。

図 2-4-6 カットオフ③ (洗掘防止)

④ 経済性を図る目的で設置する場合

基礎が岩盤（軟岩（Ⅱ）以上）で、河床勾配が急な場合で上流側の根入れが深くなり多量の岩盤掘削が予想される場合には、経済性を目的で下図のような断面を計画することができる。

この場合、根入れは確実に確保し、堰堤本体における安定条件を必ずチェックすること。

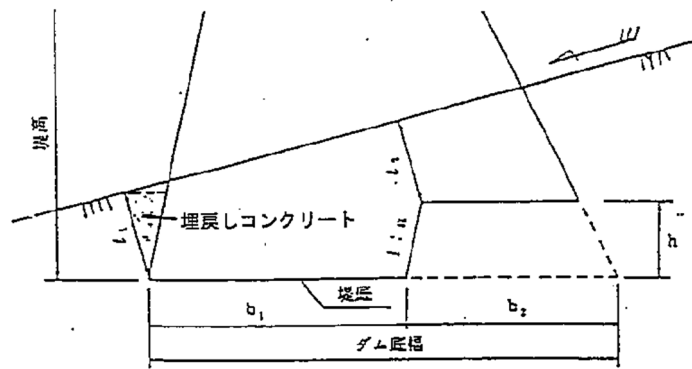


図 2-4-7 段切り (節約断面)

h : 1.0m以上

n : 土質による床堀勾配

l_1, l_2 : 土質による所定の根入れの深さ

b_1 : ダム底幅の1/3以上最小 2.0m (切り上げて 0.5m 単位とする。)

b_2 : ダム底幅の1/3以上

注) 上記を満足しない場合は、段切りは設置しないものとする。

第5節 袖の安定性および構造

5.1 断面形

袖天端の幅は、原則として水通し天端幅と同一とし、構造上の安全性も考慮して定める。

解説

袖天端の幅は水通し天端幅と同じとし、構造上の安全性も考慮して定める。

特に土石流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水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態を考え、土石流流体力や礫の衝突による衝撃力を水平に作用させて堰堤材料の許容応力に対して安定計算を行う。場合によっては袖部の拡幅を考慮する。

5.2 袖部の破壊に対する構造計算

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

(土流設p20)

解説

袖部の断面は次の四つの条件を満たす形状とする。

- (1) 袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- (2) 袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。
- (3) 袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。
- (4) 本項で後述する設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図 2-5-2 に示す通りとする。

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

上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる(図 2-5-1)か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。

また、袖部破壊の主因である衝撃力⁴⁾は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。

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

また、礫および流木は図 2-5-2 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面の近傍で衝突するものとする。土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）2.6.5 に示した方法に基づき算出するものとする。

（土流設 p20～21）

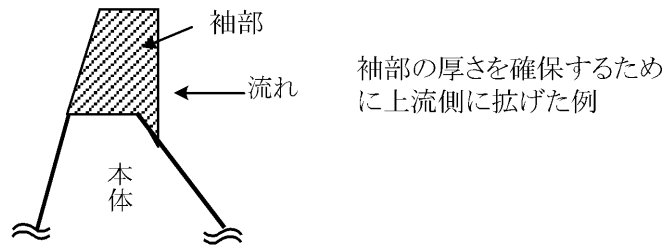


図 2-5-1 袖部の断面

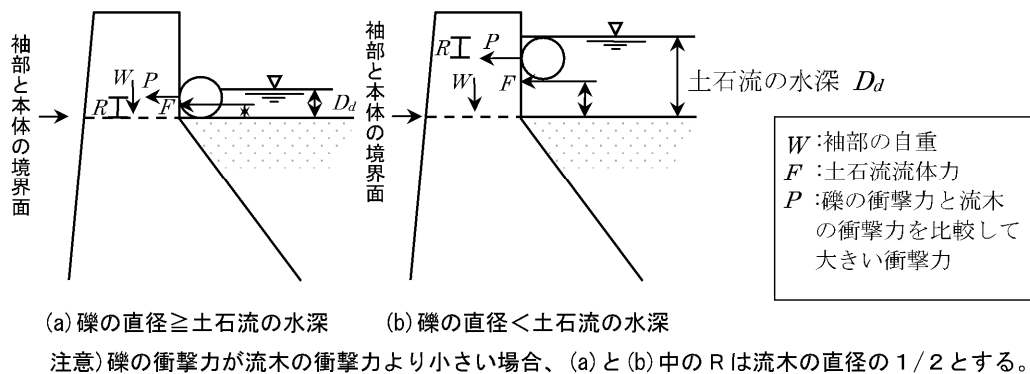


図 2-5-2 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

5.2.1 設計外力

上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図 2-5-1 に示すとおりとする。

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

（土流設 p20）

解説

1 土石流流体力

土石流流体力については第Ⅲ編第 2 章第 4 節 4. 1. 8 を参照のこと。

2 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。 (土流設p66)

マスコンクリートでは、次式で衝撃力(P)が推定される。

$$P = \beta \cdot n\alpha^{3/2}, \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}}$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5U^2}{4n_1n}\right)^{2/5}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}, \quad E = \frac{m_2}{m_1} U^2$$

ここで、 E_1 、 E_2 ：コンクリートおよび、礫の弾性係数(N/m²)、 ν_1 、 ν_2 ：コンクリートおよび礫のポアソン比、 m_2 ：礫の質量(kg)、 R ：礫の半径(m)、 π ：円周率(=3.14)、 U ：礫の速度(m/sec)、 α ：へこみ量(m)、 K_1 、 K_2 ：定数、 β ：実験定数、 m_1 ：袖部ブロック質量(kg)である。

礫の速度は現溪床勾配をもとに算出した土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径(D_{95})とする。ここの土石流流速は、土石流流体力を算出する際に用いた土石流の流速とする。

(土流設p66 一部補足)

(参考)礫およびコンクリートの物理定数の例

礫の弾性係数 $E_2=5.0 \times 10^9 \times 9.81$ N/m²、ポアソン比： $\nu_2=0.23$ (土流設 p67)

コンクリート(設計基準強度 18N/mm²)の終局強度割線弾性係数

$$E_1=0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81$$
 N/m² (土流設 p67)

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

コンクリートのポアソン比 $\nu_1=0.194$ (土流設p67)

3 流木の衝撃力

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

土石流区間において、流木捕捉工の袖部等がコンクリート構造のとき、袖部等の構造や部材の安定性を検討する際に用いる、流木の衝突により堤体が受ける衝撃力の算定にあたっては、礫の衝突による衝撃力の算定式を準用するものとする。 (土流設p68)

流木の弾性係数は、表 2-5-1 を用いて良い。

表 2-5-1 主要樹種の弾性定数

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

改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修 2004年 p135より

5.2.2 袖部の安定性

袖部について、土石流衝撃力（あるいは流木衝撃力）・土石流流体力を組み合わせて安定計算を行うこととし、次の条件を満足するものとする。

- 1 原則として袖部底端に引張応力が生じないように、袖の自重および外力の合力の作用線が、袖部底の中央 1/3 以内に入ること。
- 2 袖部底と堰堤本体との間で滑動を起こさないこと。

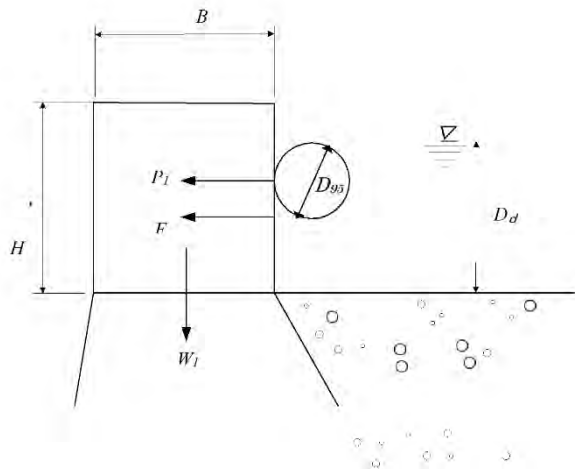
解説

- 1 土石流衝撃力（あるいは流木衝撃力）、土石流流体力を水平に作用させて堰堤材料の許容応力に対して安定計算を行う。

表 2-5-2 不透過型堰堤の袖単位あたり断面に作用する力(土石流時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から 作用線までの距離(I)	モーメント(M =V・l +H・d)
袖の自重	W ₁	W _c ・B・H'	(+)		$\frac{1}{2}B$	(+)
土石流または 流木の衝撃力	P ₁	礫または流木の衝突による衝撃力(巻末資料参照)		(+)	① D ₉₅ <h _d の場合 $hd - \frac{1}{2}D_{95}$ ----- ② D ₉₅ ≥h _d の場合 $\frac{1}{2}D_{95}$	(+)
土石流流体力	F	$K_n \frac{\gamma_d}{g} D_d U^2$		(+)	$\frac{1}{2}h_d$	(+)
合計			V	H		M

*)礫、流木による衝撃力を比較して、大きい方で安定計算を行う



W_c : コンクリートの単位体積重量
 B : 天端幅
 D_{95} : 土石流の最大礫径または流木径
 D_d : 土石流水深
 H' : 袖部平均高さ

図 2-5-3 土石流の衝突により袖部に作用する力

2 滑動に対しては、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は 4 以上とする。なお、滑動に対する安定性の検討において、コンクリートのせん断強度は右のとおりとする。

単位 : N/mm^2

設計基準強度	18	24	30	40	60	80
設計圧縮強度	13.8	18.5	23.1	30.8	40.0	53.3
f'_{ck}						
f'_{cd}						

…コンクリート標準示方書

[設計編]平成 8 年 P.22

・設計基準強度 $18N/mm^2$ の場合の

せん断強度 τ_c

$$\tau_c = \frac{f'_{cd}}{5} = \frac{13800}{5} = 2760 \text{ kN/m}^2$$

3 上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が 4 未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が 4 以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる(図 2-5-4)か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。(土流設p20)

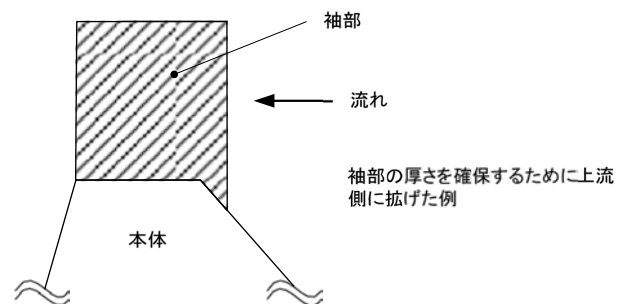


図 2-5-4 袖部の厚さを確保した例

4 袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。(土流設p20)

コンクリートの許容引張応力は、短期強度として第 I 編第 2 章第 2 節に示した値の 1.5 倍をとる。

5 鉄筋による補強方法は以下により設計するものとする。

(1) 鉄筋径

上記について、単位幅あたりの必要量

$$(A_s = M_{max}/(\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d))$$

を満たす鉄筋は、鉄筋径と鉄筋間隔を変化させれば、幾種類もの組み合わせが考えられる。しかし、コンクリートと鉄筋の付着応力度を考慮して、その鉄筋の適合性を検討しなければならない。

$$\tau_0' > \tau_0 = S_{max}/(U' \cdot 7/8 \cdot d)$$

ここで、 τ_0' ：短期強度を考慮して強度

180kgf/cm²のコンクリートと鉄筋の付着応力度

[異形鉄筋の場合 21.00kgf/cm²]

S_{max} ：最大せん断力

U' ：鉄筋周長の総和

d ：有効長

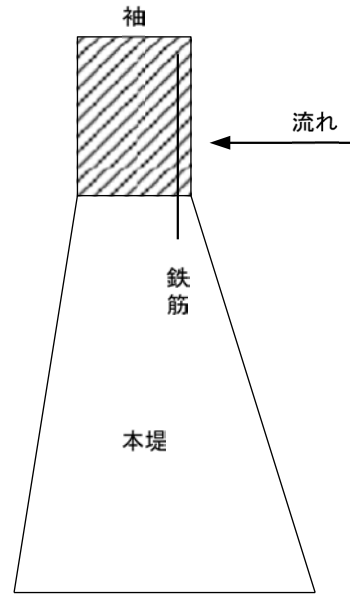


図 2-5-5 袖部の土石流衝突に対する鉄筋補強

(2) 鉄筋間隔

(1)で算出した鉄筋について、その間隔は、次式によって導かれる。

$$P = 100/(A_s/A_t)$$

ここで A_t ：使用した鉄筋 1 本あたり断面積

最小鉄筋間隔は土木学会刊「コンクリート標準示方書」に準じて 30cm とする。

なお、袖天端幅 3m の標準的なタイプについては、鉄筋径・鉄筋間隔を次表から算出してもよい。

(3) 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは、50cm を標準とする。

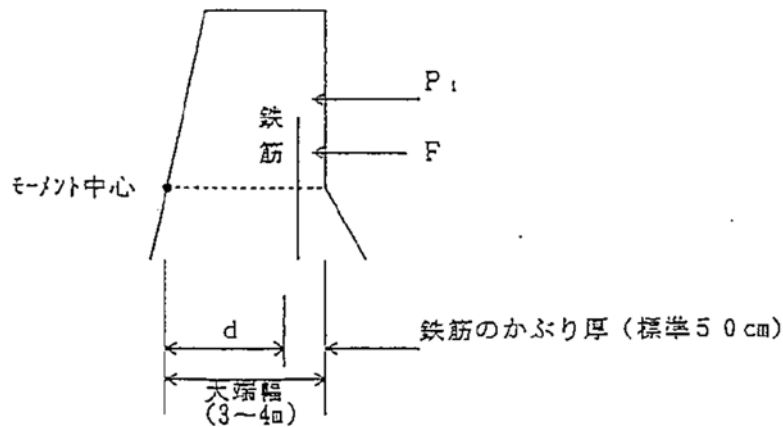


図 2-5-6 鉄筋のかぶり

(4) 鉄筋の堤体への定着

鉄筋の定着長は、本体へは 35ϕ (ϕ : 鉄筋径) 程度、袖部内へは最大礫径 D_{95} 程度とし、50cm 単位とする。

表 2-5-3 最大せん断力(S_{max})・最大曲げモーメント(M_{max})から
最適鉄筋を算出する表(天端幅 3m の場合)

鉄筋の種類			以下の不等式を満たす中で最大径の鉄筋を最適とする
径	断面積 (A_t)	周長 (L_t)	
13	1.27	4	$S_{max} < 2.450 M_{max}$
16	1.99	5	$S_{max} < 1.954 M_{max}$
19	2.87	6	$S_{max} < 1.626 M_{max}$
22	3.87	7	$S_{max} < 1.407 M_{max}$
25	5.07	8	$S_{max} < 1.227 M_{max}$
29	6.42	9	$S_{max} < 1.090 M_{max}$
32	7.94	10	$S_{max} < 0.980 M_{max}$
35	9.57	11	$S_{max} < 0.894 M_{max}$
38	11.40	12	$S_{max} < 0.819 M_{max}$

5.3 袖天端の勾配

袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。

(土流設 p22)

解説

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。(土流設 p22)

なお、袖の天端に勾配をつける区間の長さ (L) は、最小で 10m、最大で 20m とする。ただし、袖部の長さが最小 10m より短くなる場合には、袖の天端に勾配をつける区間の長さは地山までとする。

袖天端に勾配をつけるのは、洪水時に異常な土砂流出が発生すると、堆砂地上流端を頂点とする扇状堆積により流出が二分されたり袖部に異常な堆積が発生しその上を流水が走って袖部を越流する恐れがあるため、経験的に定まった前庭保護対策である。

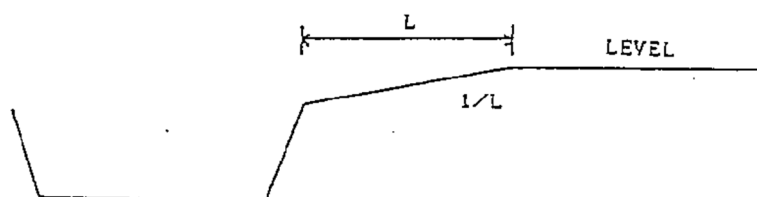


図 2-5-7 袖天端の勾配

5.4 袖の嵌入

袖の両岸への嵌入は堤体基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。

解説

袖の両岸への嵌入は、堤体基礎根入れの各寸法（第2章第4節表2-4-3）+0.5mを標準とする。

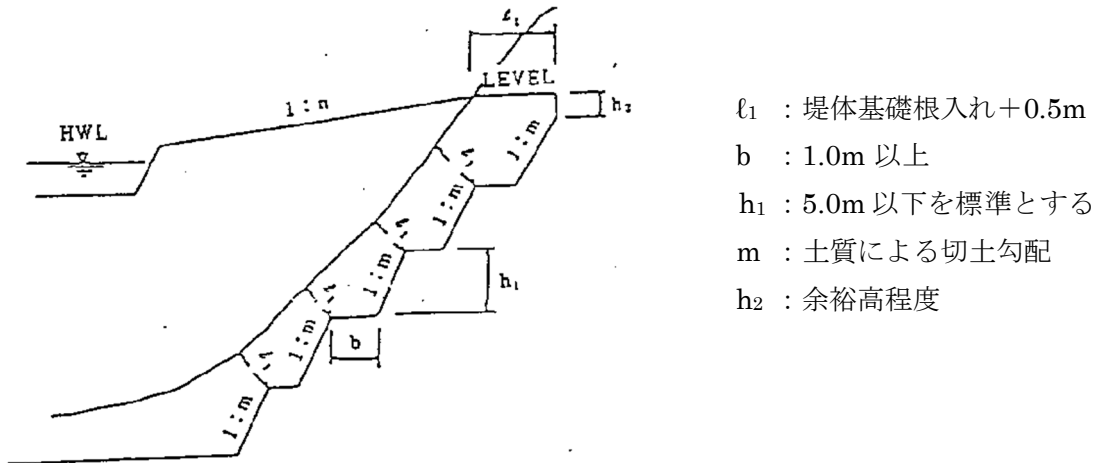


図 2-5-8 袖の構造

~~~~砂防堰堤の袖部処理の特例~~~~

河川砂防技術基準（案）設計編においては、砂防堰堤の袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行うこととしている。基準に則り砂防堰堤の袖部を地山に岩着する場合、地山へ嵌入するために大規模な掘削をせざるを得ないことがある。このような場合には、掘削量が多大となり、斜面の不安定化による崩落、転石の危険性が增大することで、施工中の安全確保が困難になるほか、高所かつ広範囲の法面処理が必要となるなど、施工が困難となる恐れがある。また、広範な掘削範囲による他の構造物への影響、自然環境や景観に対する影響等の問題が生じることがある。

このため、砂防堰堤の袖部処理については、地山へ嵌入することを原則としつつも、以下の観点から、袖部嵌入に伴う地山掘削により、安全性や施工性に大きな影響が生じ、工事の安全確保等が困難になる場合は、大規模な掘削を行わない袖部処理（袖部対策工）を実施してもよい。

（検討の観点）

- ・ 急斜面の切土に伴う工事の安全確保
- ・ 袖部の掘削に伴う斜面の安定性への影響
- ・ 袖部の掘削に伴う道路等、他の構造物への影響
- ・ 自然環境や景観保全への影響

~~~~~  
(土流設p23)

第6節 非越流部逆断面の設計

非越流部では、落下砂礫の衝撃および摩耗を考慮する必要がない場合は、下流のり勾配を緩くすることができるものとする。

解説

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、経済性および施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する(建河Ⅱp12参照)。また、このほかに非土石流地帯や洪水時の流勢が弱く異常出水においても袖部を越流する恐れがない等の条件も注意する必要がある。

非越流断面を越流部断面と変えるとき、非越流部断面について安定計算を行うものとする。計算方法は第2章第3節3.5.2を参照のこと。

なお、非越流部の形状を越流部と変える位置は、越流部に最も近い位置で行うのが経済的であるが、安全上目地部を避け越流部に最も近い目地と次の目地の中央付近で行うことを標準とする。

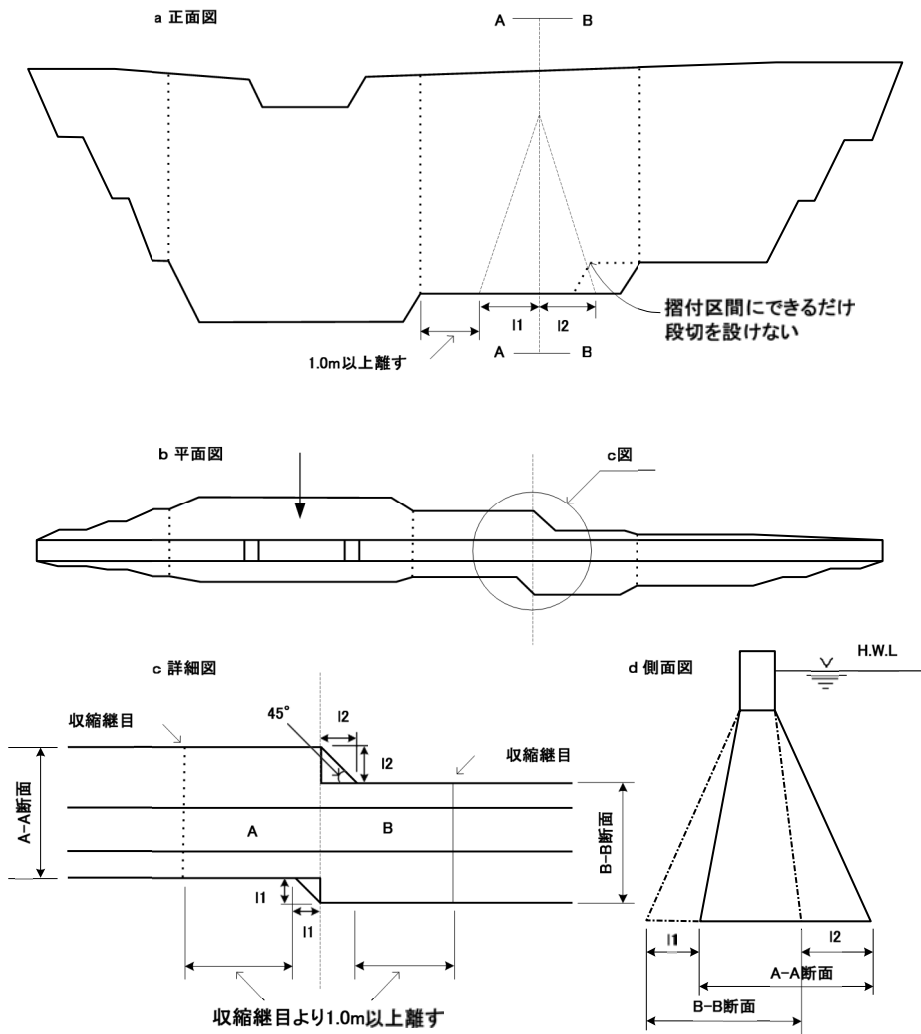


図 2-6-1 非越流部逆断面の設計

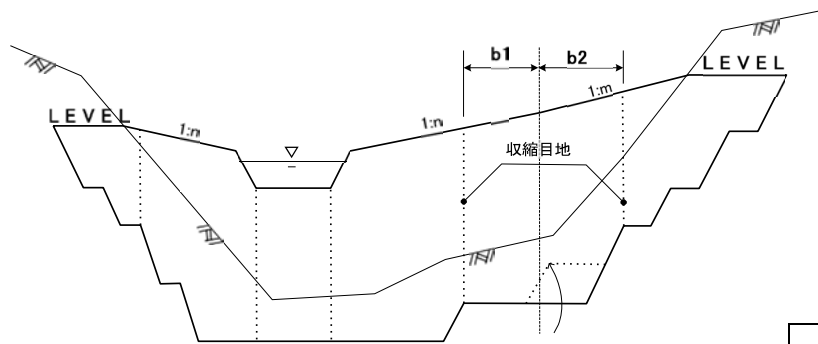
第7節 袖折れ堰堤の設計

袖の形状は、一般には直線を原則とするが、堰堤施工位置が限定され、かつ直線では良好なダムサイトが得られない場合は、袖折れ堰堤が計画できるものとする。

解説

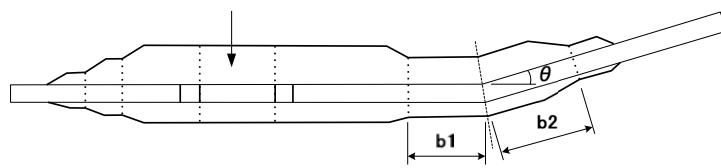
堰堤施工位置が限定され、かつ直線では良好なダムサイトが得られない場合は、上流側へ袖を折った堰堤を計画することができるものとするが、異常な洪水や土石流等の外力を受けた場合、袖折れ部に予想外の応力が集中する恐れがあるため、折れ角度は45°以下が望ましい。折れ点は、収縮目地から3.0 m以上離すこととする。

また、折れ部より袖端部までの袖勾配は、本章第5節5.3の袖勾配に、計画堆砂勾配を考慮して決定するものとする。



θ : 袖折れ角度
 $\theta=45^\circ$ 以下が望ましい

折れ部には
 できるだけ
 段切を設け
 ない

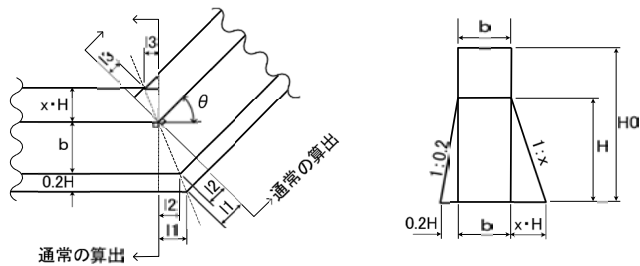


b1, b2: 収縮目地と折れ点の距離 b1, b2 ≥ 3.0m

	n	m
掃流区間に設置する場合	計画堆砂 勾配程度	$n \times \frac{1}{\cos\theta + \sin\theta}$
土石流区間に設置する場合	現況河床 勾配程度	$n \times \frac{2}{2\cos\theta + \sin\theta}$

図 2-7-1 袖折れ堰堤の設計

<参考> 袖折れ堰堤割増しコンクリート(V')および型枠(A')の算出法



$$\text{コンクリート} V' = \ell_2 \cdot b \cdot H_0 + \frac{1}{3} \times 0.2 \cdot H^2 \cdot \left[(2\ell_2 + \ell_1) - \frac{1}{3} \cdot \ell_3 \cdot x \cdot H^2 \right]$$

$$\ell_1 = (b + H/5) \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$\ell_2 = b \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$\ell_3 = x \cdot H \cdot \tan \frac{\theta}{2}$$

$$\text{型枠} A' = (\ell_1 + \ell_2) \times H \sqrt{1 + 0.2^2} + 2\ell_2 (H_0 + H) - \ell_3 H \sqrt{1 + x^2}$$

第 8 節 前庭保護工の設計

8.1 前庭保護工

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。(土流設p24)

前庭保護工は、砂防堰堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘および下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。(建河Ⅱp14)

解 説

1 前庭保護工は、設計流量(水通し断面の決定に用いた流量)に対して設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、本章第 2 節 2. 2 の図 2-2-1 に示したように土石流の越流を考慮した構造とする。(土流設 p24)

2 前庭保護工は副堰堤および水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等からなる。

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

3 前庭保護工の適用区分は一般に表 2-8-1 を標準とするが、越流水深、流送石礫の大きさ等から判断して、これによりがたい場合は、適用区分を変更できるものとする。

この際、副堰堤の下流のり勾配は、本章第 3 節 3. 3 の考え方に従う。

また、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。

(土流設p24)

表 2-8-1 前庭保護工の適用区分

高 さ	地 質	工 法	適 用
H ≥ 15m	砂 礫	副堰堤 + 水叩き工法	
	岩	副堰堤	良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合
		副堰堤 + 水叩き部被覆工	岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合
H < 15m	砂 礫	水叩き工法	
		副堰堤 + 水叩き工法	水叩きコンクリートの厚さが 3.0m を越える場合
	岩	なし	良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合
		副堰堤または水叩き工法	岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合
		副堰堤 + 水叩き部被覆工	極端に岩質が悪い場合または水叩きコンクリートの厚さが 3.0m を越える場合

8.2 副堰堤

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

ただし、袖勾配は、原則として水平とする。

(建河Ⅱp14)

解説

(1) 副堰堤の位置

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

(砂設公p127参照)

① 経験式 (建河Ⅱp15)

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3)$$

L : 本、副堰堤間の長さ(本堤天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ)(m)

H_1 : 水叩き天端(または基礎岩盤面)からの本堤の高さ(m)

h_3 : 本堤越流水深(m)

注) 本県では係数は1.5を標準とし、 L は切上げて0.5m単位とする。

② 半理論式(建河Ⅱp15)

$$L \geq l + x + b_2$$

l : 水脈飛距離(m)

$$l = V_0 \left\{ \frac{2(H_1 + \frac{1}{2}h_3)}{g} \right\}^{1/2}$$

V_0 : 本堤越流部流速(m/s)

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3}$$

q_0 : 本堤越流部単位幅当たり流量(m³/s)

h_3 : 本堤の越流水深(m)

H_1 : 水叩き天端または基礎岩盤面からの本堤の高さ(m)

g : 重力の加速度(9.8m/s²)

x : 跳水の距離(m)

$$x = \beta h_j$$

β : 係数(4.5~5.0)

h_j : 水叩き天端または基礎岩盤面から副堰堤の越流水面までの高さ(m)

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

h_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流水深(m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の単位幅あたり流量(m³/s)

V_1 = 水脈落下地点流速(m³/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)}$$

F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{gh_1}$$

b_2 : 副堰堤の天端幅(m)

(2) 副堰堤の高さ

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

(砂設公p127)

① 経験式(建河Ⅱp15)

$$H_2 = \left(\frac{1}{3} \sim \frac{1}{4} \right) \cdot H$$

H_2 : 本、副堰堤の重複高(本堤堤底高と副堰堤天端高の差)(m)

H : 本堤の堤高(m)

注) 本県では係数は1/4を標準とし、 H_2 は切り上げて0.5m単位とする。

② 半理論式(建河Ⅱp15)

$$H'_2 = h_j - h_2$$

H'_2 : 水叩き天端(または基礎岩盤面)より副堰堤天端までの高さ(m)

h_2 : 副堰堤で堰の公式によって求められる越流水深

(一般に本堤の越流水深と同一としている)(m)

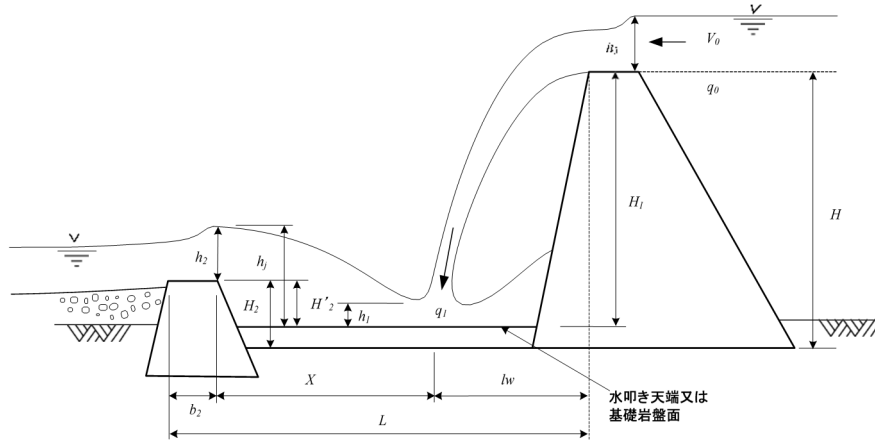


図 2-8-2 副堰堤の位置および高さ

- (3) 副堰堤の下流のり勾配は、本堤の考え方にしたがう。 (土流設p24)
- (4) 副堰堤の水通り断面は、本堰堤の水通り断面と同じとすることを基本とする。ただし、副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高は見込まないものとする。 (土流設p24)

副堰堤に流木対策施設を設置する場合の水通り幅の目安は本堤水通り幅の2倍(2B)程度とする。

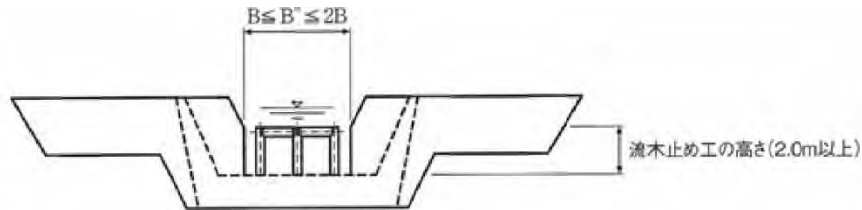


図 2-8-3 流木止めを設置した場合の副堰堤の水通り幅

(H21鋼製砂防構造物設計便覧p124)

- (5) 構造は設計流量(水通り断面の決定に用いた流量)を用いて設計する。*)

(土流設 p24)

ただし、袖勾配は、原則として水平とする。

(建河IIp14)

*)土流設 p21 では、「構造は設計流量に対して河川砂防技術基準(案) 設計編第3章に従い決定する」とされている。

8.3 流木対策施設を設置した場合の副堰堤

副堰堤に設置される流木対策施設の設計は、掃流区間における流木対策施設の設計を準用する。

(土流設p24)

「第VI編第3章第2節 掃流区間における流木対策施設」を準用すること。

なお、掃流区間において、流木捕捉工として設計する場合、部材中心間隔は流木長の1/2以下に設定する。

これは、流木が浮いて流下すると、流木が回転した場合部材に引っ掛かると想定しているからである。この想定では、流れ方向に流木が向いていると部材間を通過するため、先頭の数本は捕捉できない可能性があることから留意する。また、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）1.2.2の方法で定める掃流により移動する最大礫径の2倍程度以上が確保されていることを確認する。掃流状態で移動する礫径は、限界掃流力による移動限界礫径と、現地の礫径調査により求めた最大礫径を比較して小さい方の値とする。

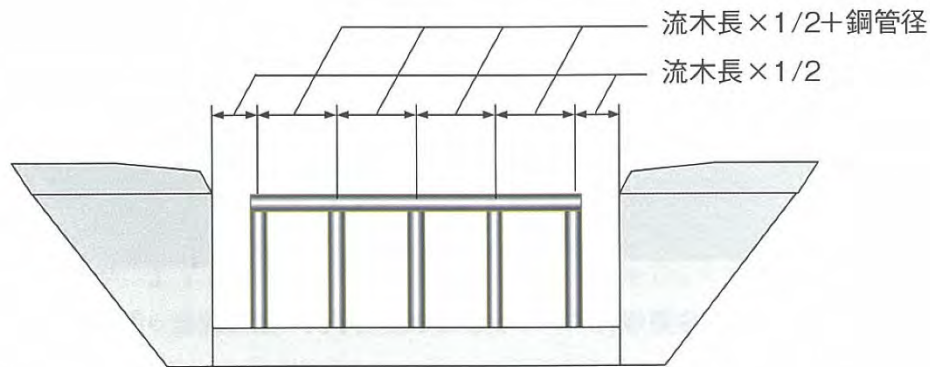


図 2-8-4 掃流区間に設定される流木捕捉工の部材中心間隔

(R3新編・鋼製砂防構造物設計便覧p86)

8.4 水叩き

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

副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

(建河Ⅱp16)

解説

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

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

水叩きの長さは、パイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、式(1)に示す副堰堤の位置を求める式と同様の式を参考とすることができる。

(1) 水叩き長さ

水叩き長さを求めるためには、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = (1.5 \sim 2.0)(H_1 + h_3) \dots\dots\dots(1) \quad (\text{建河II p16})$$

L : 本堤、垂直壁間の長さ(本堤天端下流端から垂直壁天端下流端までの長さ)(m)

H_1 : 水叩き天端からの本堤の高さ(m)

h_3 : 本堤越流水深(m)

注) 本県では係数は1.5を標準とし、 L は切上げて0.5m単位とする。

副堤に流木捕捉工を設置する場合の水叩き長は通常の砂防堰堤の規定の3倍程度とする。

副堤に流木捕捉施設を設置する場合は、通常の砂防えん提の場合の規定に関わらず、本副えん提間の距離は地形条件の許せる範囲で流木捕捉量をできるだけ確保できるよう距離をとるが、通常の砂防えん提の場合の規定の3倍程度までを目安とする。

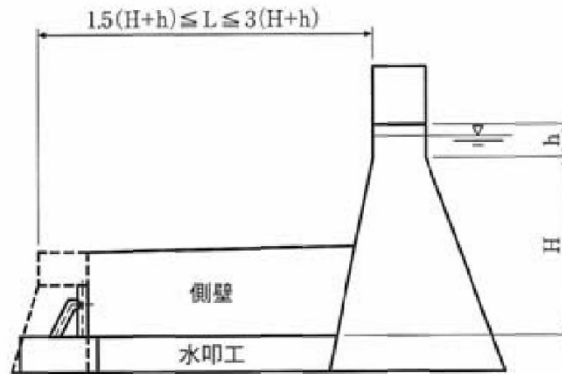


図 2-8-5 副堰堤等に流木対策施設を設置する場合の水叩き長さ

(H21鋼製砂防構造物設計便覧p124)

(2) 水叩き厚さ

水叩き厚さを求めるためには、経験式と揚圧力から求める式があるが、一般には経験式を用いるものとする。しかし特に地盤が不良な場合の水叩きの厚さは、式(2)または(3)で必要な厚さを求めた後、式(4)の揚圧力に対して必要な厚さと比較して、厚さが不足するときはこれを増加させるか基礎の設計に述べたような基礎処理によって揚圧力を減少させるように努める。

① 経験式

1)水褥池がない場合

$$t = \frac{0.2(0.6H+3h_3-1.0)}{1.12} \dots\dots\dots(2) \quad (\text{建河II p16})$$

2)水褥池がある場合

$$t = \frac{0.1(0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.06} \dots\dots\dots(3)$$

(建河Ⅱp16)

t : 水叩きの厚さ(m)

H : 堤高(m)

h_3 : 本堤の越流水深

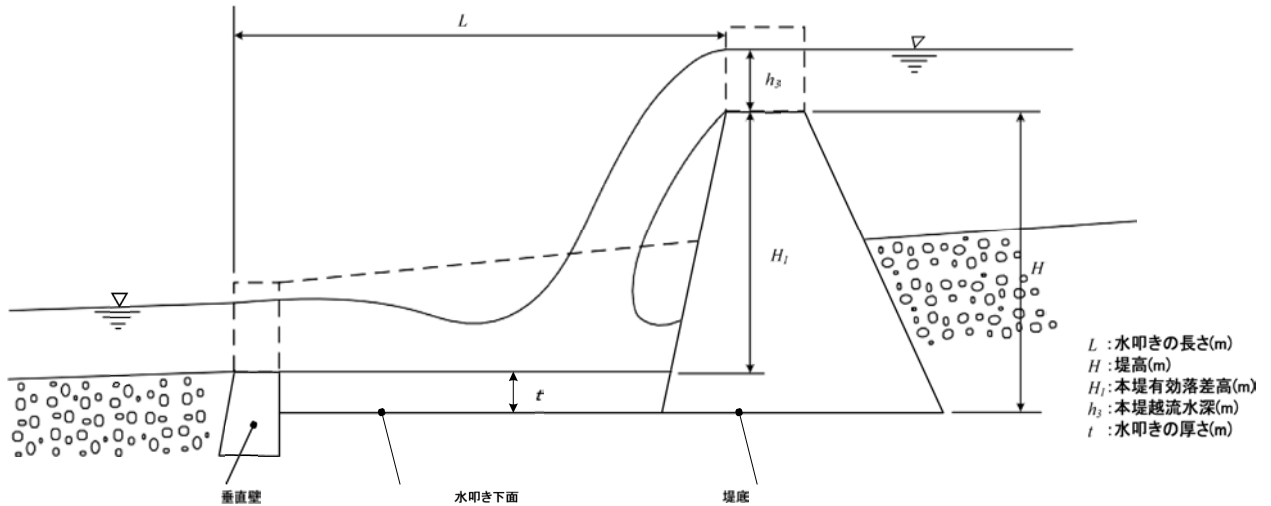


図 2-8-6 水叩き長さおよび水叩き厚さ(経験式の場合)

② 揚圧力から求める式

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

(建河Ⅱp17)

Wc : 水叩きコンクリートの単位体積重量(tf/m³){kN/m³}

Δh : 上下流水位差(m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : 本堤上流の水叩き天端高からの水深(m)

h_2 : 本堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深(m)

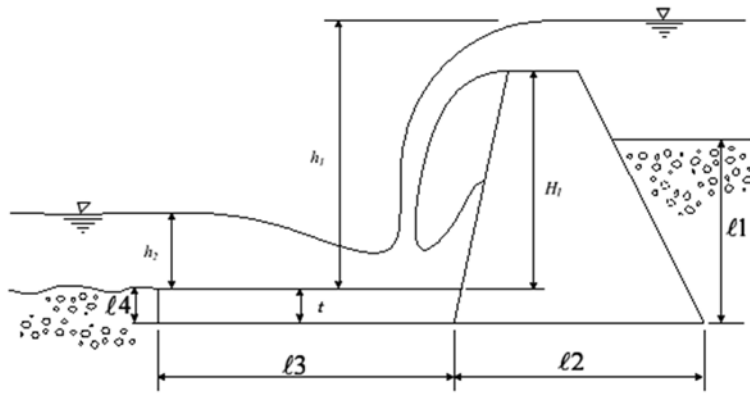
Δu : 堤底下流端までの損失揚圧力(m)

$$\Delta u = \frac{\ell'}{\ell} \Delta h$$

ℓ : 総浸透経路長(m)(図 2-8-7)

ℓ' : 堤底下流端までの浸透経路長(m)(図 2-8-7)

4/3 : 安全率



$$l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

$$l' = l_1 + l_2$$

(砂設公p45)

図 2-8-7 水叩きの厚さ

上記②の式による水叩きの厚さは、高いダムに対しては過大に算出される傾向がある。一般には水叩き厚さは、特殊な場合を除いては3m以下とする。

水叩きの厚さが3m以上となる場合はウォータークッション（水褥池）を設けた場合などと経済性等を比較し、決定する。

(3) 水叩きの勾配

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

但し、垂直壁の位置で現況河床より水叩き下面が高くなる場合や、堤内地盤高が垂直壁の天端高より低くなる場合（残土処理等により堤内地を高くすることができる場合は除く）は、水叩きに下り勾配をつけるものとする。この場合の下り勾配は計画堆砂勾配以下とする（図 2-8-9）。但し、計画堆砂勾配が1/20より急な場合は、水叩きの下り勾配は1/20までとし、2段落差とすることも検討する（図 2-8-8）。

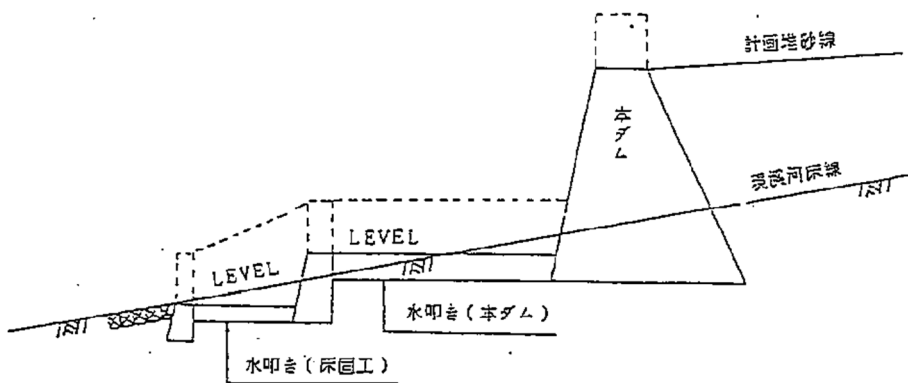


図 2-8-8 水叩きの勾配（2段落差）

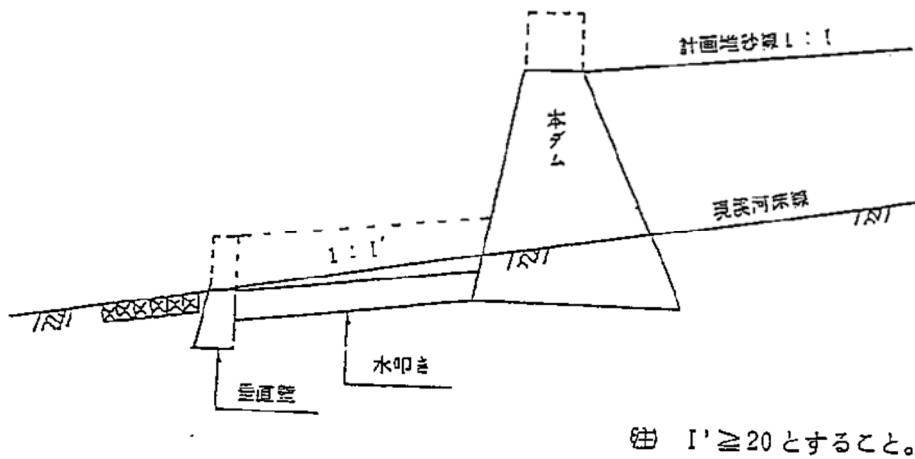


図 2-8-9 水叩きの勾配

(4) 水叩きの幅

副堰堤に流木捕捉工を設置する場合の水叩きの幅は、H21鋼製砂防構造物設計便覧を参考に、水通し幅の3倍程度以内を目安とする。

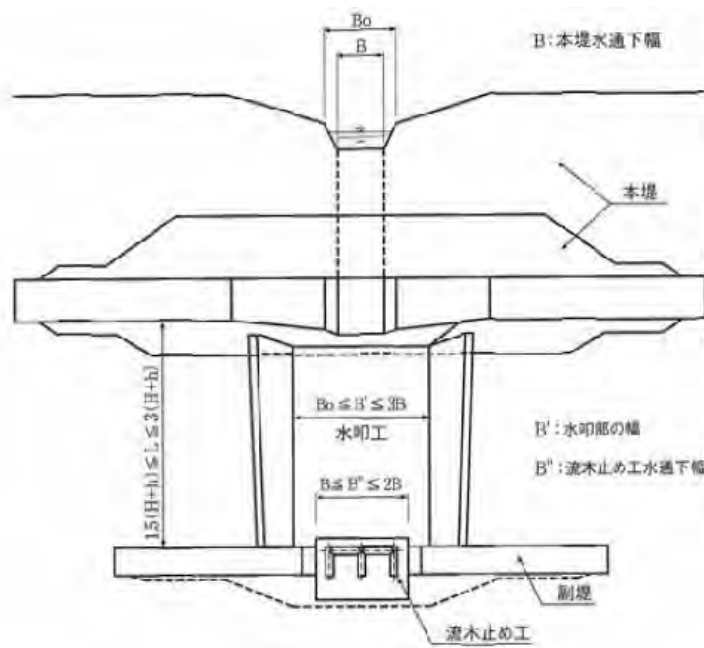


図 2-8-10 流木止めを設置した場合の前庭部の寸法

(H21鋼製砂防構造物設計便覧p124)

8.5 垂直壁

水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。このため副堰堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。(建河Ⅱp16)

解説

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

① 水通し断面及び水通し天端高

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

② 水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを標準とする。

③ 袖部

垂直壁には原則として袖を設け、袖勾配は付けないものとする。

④ 断面

下流側は2分勾配、上流側は直とする。ただし、垂直壁に流木捕捉施設を設置する場合には、上流側の勾配を安定計算にて算出する。安定計算に用いる設計外力は表 2-3-1 の洪水時(堤高15m未満)を用いるものとする。

⑤ 根入れ

垂直壁の根入れは、水叩き下面より1.5mとする。

⑥ 方向

垂直壁の方向は、本堤と平行とするのが原則であるが、下流の曲流状況等により本堤と平行にせず、下流流心に直角に設ける場合もある。

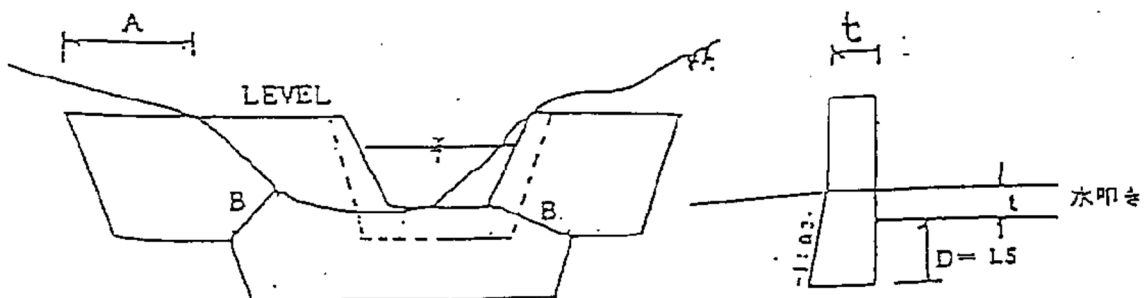


図 2-8-11 垂直壁

表 2-8-2 垂直壁の根入れ

	A	B
土 砂	2.0 m	2.0 m
軟 岩	1.5 m	1.5 m
硬 岩	1.0 m	1.0 m

8.6 側壁護岸

8.6.1 側壁護岸の配置

側壁護岸は、本堤の水通し天端より落下する流水によって本堤と副堰堤又は垂直壁との間において発生する恐れのある側方侵食を防止しうる構造として設計するものとする。側壁護岸の基礎の平面位置は、本堤から対象流量が落下する位置より後退させるものとする。(建河Ⅱp17)

解 説

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

側壁護岸は、側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とすることを原則とするが、一般にはもたれ式コンクリート擁壁を用いる。ただし、護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締まり具合が悪いのが普通で、護岸の変位及びはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とする。

側壁護岸の位置及び構造については、以下の内容及び図 2-8-14 を標準とする。

副堰堤の流木捕捉施設を設置する場合の本副えん堤の側壁は、原則として平行配置とする、側壁での縮流は流木の衝突や堆積による溢流の防止の観点から避けるものとする。なお、流木は流木止め工の直上流で水通しの左右岸寄りに堆積する傾向が強いとの実験結果があるので、通常の砂防えん堤の場合とは逆に副えん堤部で末広がりとなってもよい。(H21鋼製砂防構造物設計便覧p123)

- (1) 側壁護岸の平面位置は、本堤取り付け部ではその基礎は必ず水通し肩より後退させなければならない。また、副堰堤取り付け部（ウォータークッション）では水通し袖部より後退させ、垂直壁部では水通し袖部に合わせるものとする。副堰堤のみで水叩きを設けない場合には、本堤、副堰堤とも側壁護岸位置は現地の地形に応じて設けるものとする。
- (2) 側壁護岸の天端は、落水による被災を考慮し、本堤取り付け部では副堰堤または垂直壁袖天端より 1.0m 程度高さを上げるものとし、副堰堤または垂直壁取り付け部では袖天端に合わせるものとする。
- (3) 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きがない場合は、上流端は本堤の基礎底面を限度とし下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平を原則とする。
- (4) 側壁護岸の水抜きパイプは千鳥配列とし、 2m^2 に 1ヶ所以上の割合で設置する。また、一段目は平水位より 0.20m 程度上に入れ、一般に天端から 1/3 より上には設けない。

8.6.2 側壁護岸の構造

側壁護岸は、一般には側壁護岸が受け持つ土圧のみに対して安全な構造としている。このため護岸背後が盛土の場合は、自然の背後地盤より締まり具合が悪いのが普通で、護岸の変位およびはらみ出しによる破壊を防ぐ意味で自立した護岸とするのが一般であるが、これ以外の箇所ではもたれ式護岸も用いられる。(建河Ⅱp17)

解説

- 1 側壁護岸は、側壁護岸が受け持つ土圧に対して安全な構造とすることを原則とするが、一般にはもたれ式コンクリート護岸を用いる。
- 2 側壁護岸の天端幅は0.5m、表のり勾配は1:0.5を標準とし、裏のり勾配は安定計算で求める。護岸断面の設定手順は次を標準とする。

安定計算out → 裏のり勾配の見直し（ただし、裏のり直を上限）

↓裏のり直でout

天端幅の拡幅（10cmピッチ）

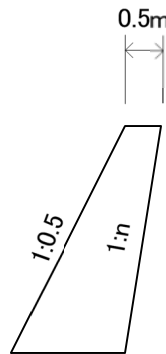


図 2-8-12 側壁護岸の形状

- 3 側壁護岸の安定に関する照査は、「道路土工—擁壁工指針」によるものとする。ただし、滑動に対する安全率は1.2とする。
 - a. 側壁護岸に作用する土圧は、「試行くさび法」により算定するものとする。
 - b. 側壁護岸の前面土、および水叩きによる抵抗力は考慮しないものとする。
 - c. 側壁護岸の高さが $H \geq 8\text{m}$ の場合は地震時を考慮するものとする。
 - d. 側壁護岸が残留水圧を受ける場合には、安定照査に考慮するものとする。
 - e. 土圧が大きいところでは、背面形状を工夫する、裏込め材として良質材を使用する等の対応を検討する。
- 4 背後が軟岩Ⅱ以上の時は、厚さ0.5mの等厚の張コンクリートとする。
- 5 側壁護岸の施工目地は、10m毎に設置することを標準とする。

側壁護岸の目地の構造については、工事標準仕様書による。

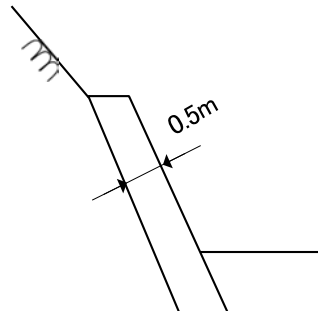
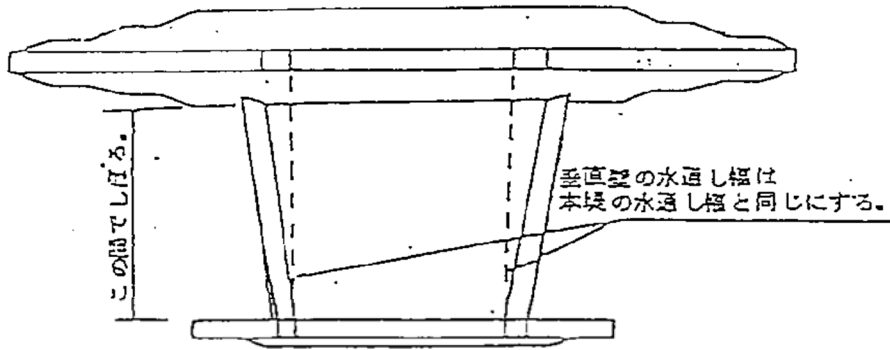
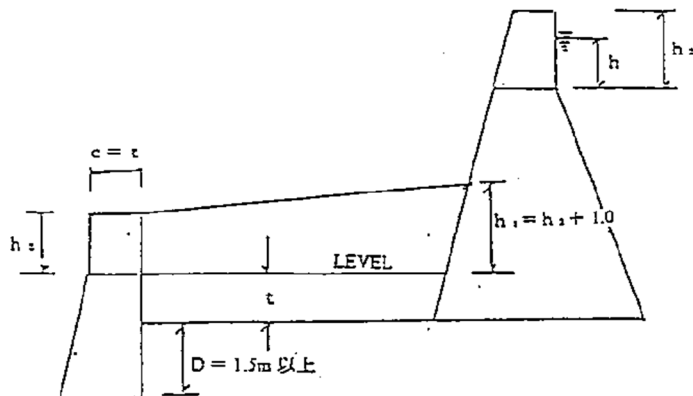
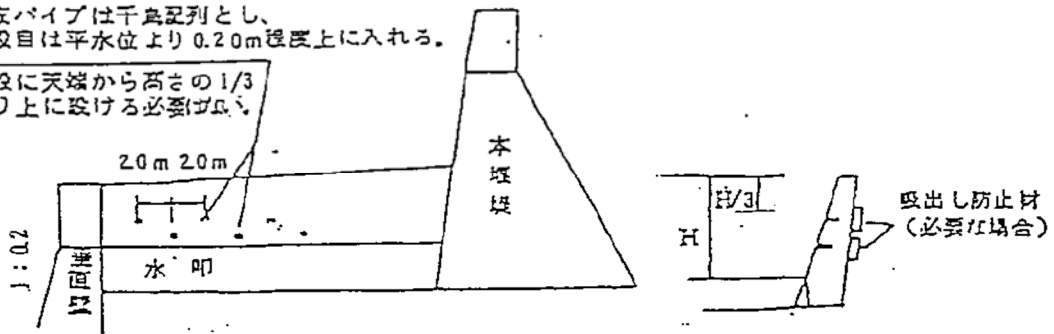


図 2-8-13 側壁護岸の形状 (背後が軟岩Ⅱ以上)



水抜パイプは千鳥配列とし、一段目は平水位より0.20m程度上に入れる。

一般に天端から高さの1/3より上に設ける必要がない。



副堰堤 (垂直壁) に流木捕捉施設を設ける場合の側壁護岸の位置については、図 2-8-10 に基づくものとする。

図 2-8-14 側壁護岸の位置及び構造

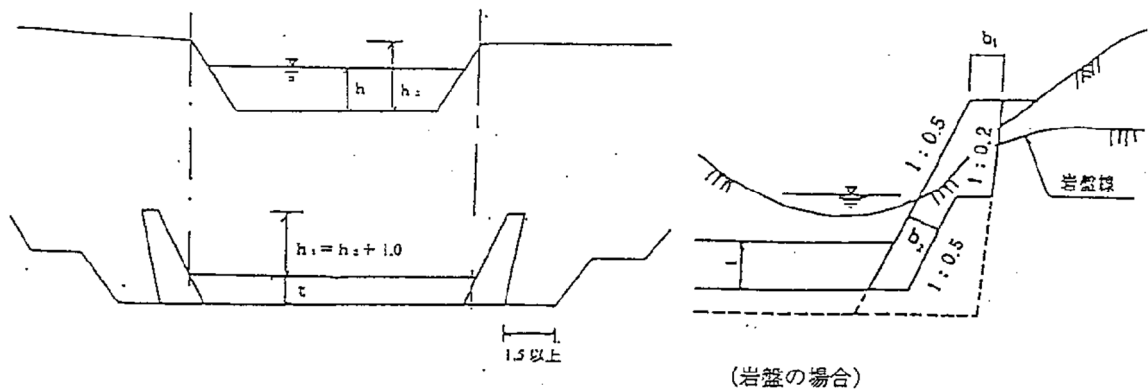


図 2-8-15 側壁護岸の構造

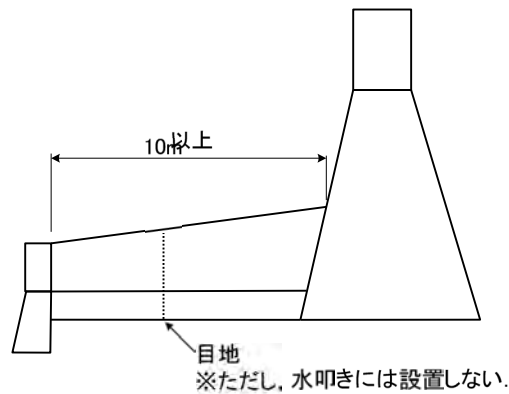


図 2-8-16 側壁護岸の伸縮目地の位置

8.7 護床工

護床工は、副堰堤、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止するために設置する。

解説

護床工は河床材料、河床勾配、対象流量等を総合的に検討して設計するものとするが、一般にはコンクリートブロック、転石等を用いるものとする。

護床工を設置する範囲は、過去の事例等から総合的に検討して決定するものとするが、一般にはブライの式を参考として決定するものとする。

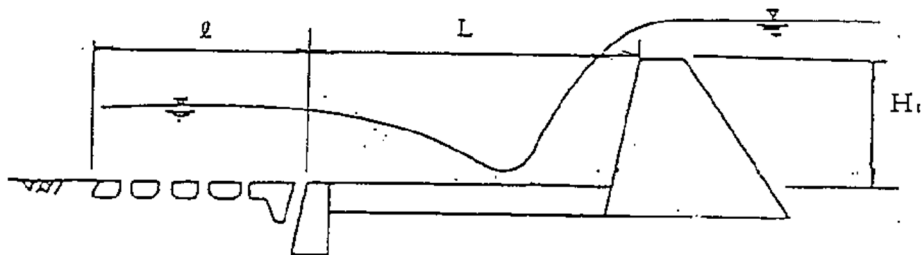


図 2-8-17 護床工の範囲

$$L = 0.67C_0\sqrt{H_b \cdot q}$$

L : 水叩きの長さ+下流側護床工の長さ(m)

C_0 : 浸透路係数

H_1 : 水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さ (有効落差) (m)

H_b : 湧水時下流側水位から床固工本堤の水通し天端までの高さ

一般に、水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さを取り、 $H_b = H_1$ とする。

q : 単位幅流量($m^3/s/m$)

土 質	C_0
砂・砂利混じり土	9
玉石混じり土	5

〔滑動に対する安定〕

$$R/P \geq n$$

$$P = C_d \cdot W_0 \cdot \varepsilon \cdot A \cdot V^2 / 2g$$

$$R = \mu \cdot W_b$$

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

P : ブロックに作用する動水圧(tf) {kN}

n : 安全率 (一般に1.2程度)

R : ブロックの抵抗力(tf) {kN}

C_d : 抗力係数 (一般に 1.0 を用いる)

W_0 : 流水単位体積重量 (一般に 1.2 を用いる)(tf/ m^3) {kN/ m^3 }

ε : 遮へい係数 (単位 : 1、群体 : 0.40)

A : 投影面積 (群体の場合は、全体の高さ×幅)(m^2)

V : 水流の平均流速(m/sec)

g : 重力の加速度(9.81)(m/sec²)

μ : 摩擦係数、一般に0.8

W_b : 水中におけるブロック重量(tf) {kN}

W_c : ブロックの空中単位体積重量 (一般に 2.30)(tf/) {kN/ m^3 }

W : ブロック空中重量(tf) {kN}

K : ブロックの個数

h : 計画水深(m)

(注) 一般には単体で計算するほうが安全である。

第9節 付属物の設計

9.1 水抜き暗渠

水抜き暗渠は、一般に流出土砂量の調節、施工中の流水の切替え、堆砂後の水圧軽減等を目的として設けるものとする。(建河Ⅱp18)

解説

水抜き暗渠は、その目的により大きさ、形状、数量および配置を設計しなければならないが、ダムの構造上水抜き箇所に応力の集中を起しやすいため、その設計に当たっては、慎重に対処することとする。

(1) 設置範囲

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

(2) 配置

水抜き暗渠の配置は、水通し天端に近すぎたり芋串状にすると堰堤本体の強度を損なうこととなり、また同一の高さに集中させると効果が減少するため、このような状態とならないよう上下千鳥状とする。(図2-9-1参照)

(3) 形状

水抜き暗渠の形状は、従来より角型が一般的であったが、施工性が悪いこと、応力が集中し弱点となりやすいこと、常時流砂がある溪流では摩耗し拡大する等から、施工性、耐久性等に優れたヒューム管を用いるものとする。本県ではヒューム管(B)を標準とする。

水抜き暗渠の径は、流送石礫の大きさを考慮して決定するものとする。

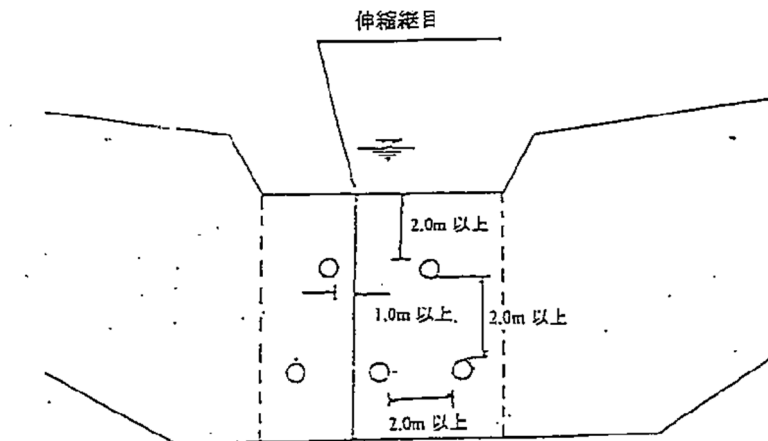


図 2-9-1 水抜き暗渠の配置

9.2 間詰め

間詰めは、砂防堰堤上下流部の岩盤余堀部へのコンクリートの充填、砂礫余堀部へのコンクリート張・石張による遮水及び基礎埋戻しの保護をいう。

- (1) 砂防堰堤上下流部の岩盤（軟岩Ⅰ以上）余堀部には、基礎及び兩岸の袖部の嵌入部とも岩盤線まで、あるいは1.0mの高さまでコンクリートで階段状に水平打設し充填する。間詰めは、本体と同一材料で打設すること。
- (2) 袖部切取面は、現場条件等に応じて保護を行うものとする。

(建河Ⅱp18)

解 説

袖部が土砂の場合、十分現地盤まで埋戻すが、降水などの法面侵食で法面崩壊などの恐れがある場合は袖保護工を計画する。

工法としては、現場条件（土質、法面勾配等）により以下のものを適用する。

- (1) 植生による緑化（植生工、張芝工、木柵工）
- (2) 擁壁工（コンクリート擁壁、ブロック積、補強土擁壁等）
- (3) 法枠工（コンクリート法枠、簡易法枠等）
- (4) その他（コンクリート張、ブロック張、マット被覆工等）

【参考資料】～以下に袖保護工の事例を示す（現場状況に応じた安定照査を行う必要がある）～

- ・法面保護工の勾配は、一般に1割より緩くすることが望ましく、地山勾配が急で1割より急になる場合は、土留擁壁等を計画し1割より緩くするよう努めることとする。
 - ・法面保護工の勾配が2割より緩い場合は、法面保護工として植生工を計画するものとする。
- この他、地山保護を目的とした法面保護工等については、「道路土工 のり面工・斜面安定工指針」「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」等を参照すること。

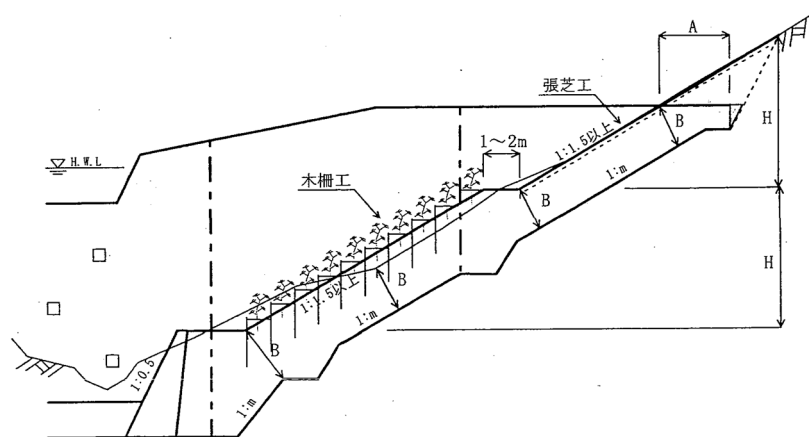


図 2-9-2 間詰めを設置例(1)

※) 盛土部の法面勾配は「道路土工 盛土工指針」を参照すること。

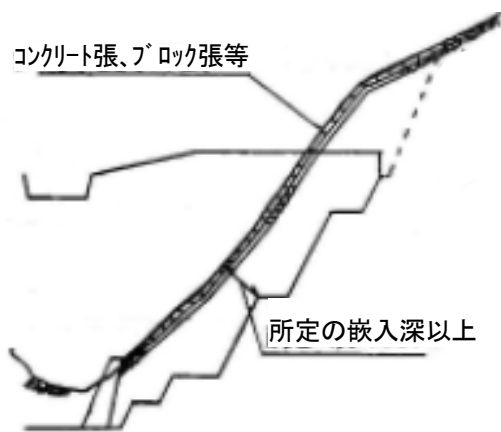


図 2-9-3 間詰めの設置例(2)

9.3 魚道等

魚類の生息する溪流には、魚道を設置するなど溪流環境に配慮することとする。
 設計にあたっては、環境調査等により、魚種、生活様式などを把握するとともに、設置後の維持管理に支障を来すことのないよう十分検討し設計しなければならない。

9.4 収縮継目

コンクリート堰堤には、コンクリートのひび割れを防止するために、適切な間隔に伸縮目地を設けるものとする。
 また、原則として水通し部には伸縮目地を設けないものとする。

解説

伸縮目地(横目地・縦目地)はコンクリートが硬化及び気温による収縮・膨張のため、ひび割れが発生するのを防ぐ目的で設置する。ただし、一般にダム高15m未満の砂防ダムは横目地のみを原則とする。

- (1) 横目地は、原則として堰堤軸に直角に10m間隔程度を標準として設け、原則として水通し部は避ける。ただし、水通し肩の幅が10mを越える場合には、袖部の安全性を考慮しながら水通し部内で設けてもよい。
- (2) 伸縮目地は水抜き暗渠や水通し肩から1.5m以上離すこと。
- (3) 伸縮目地の上流側には止水板(塩化ビニール等、幅30cm、厚6mm)を設置すること。
- (4) 垂直壁工で堤長の長いものは、本堤に準じて伸縮目地、止水板を設けること。

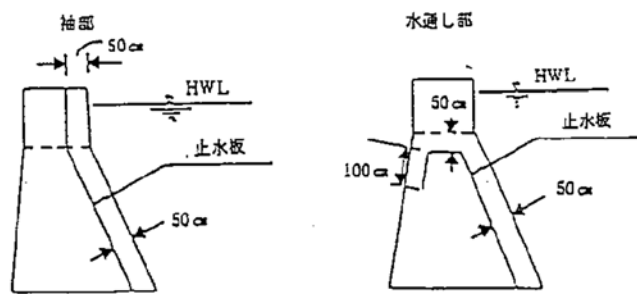
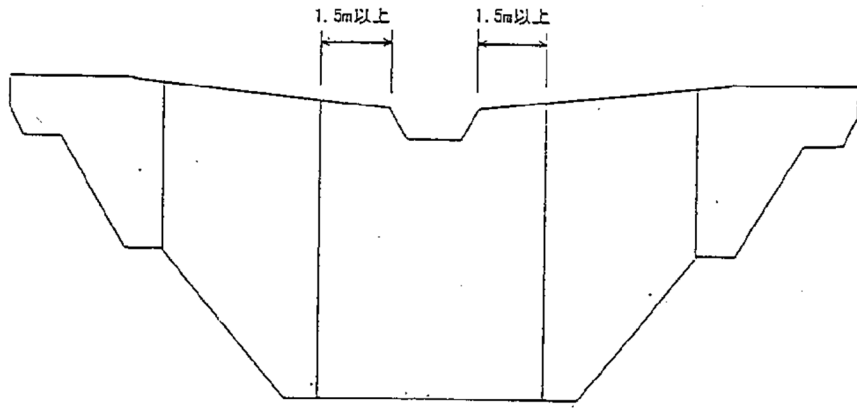


图 2-9-4 伸縮目地、止水板

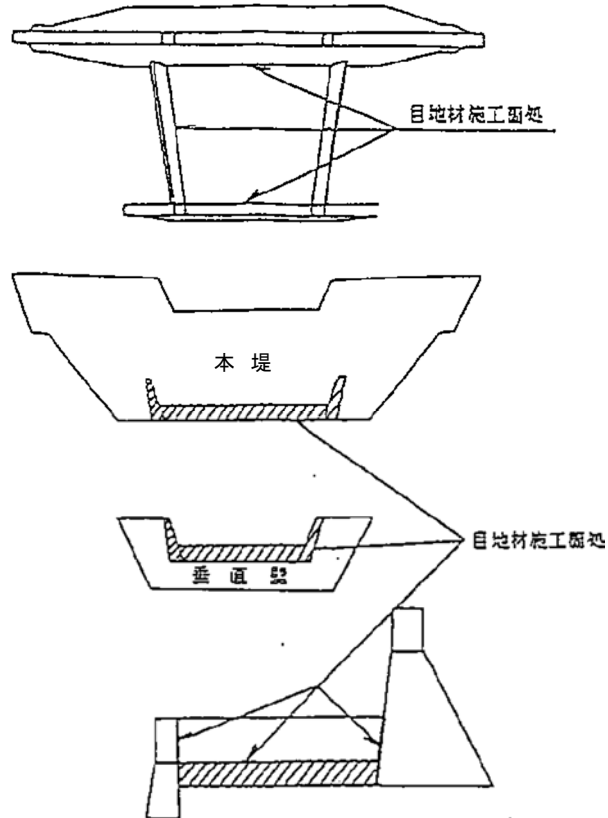


图 2-9-5 目地施工箇所

9.5 立入防止柵

砂防ダムには、堰堤袖天端、堰堤前庭部の水褥地、堰堤上流の湛水が予想される区域等、容易に侵入でき危険が予想される所については、一般の人々の転落を防止するため必要に応じ防護柵を設ける。



図 2-9-6 立入防止柵の事例等

9.6 水通し保護工の設計

流出土砂量が多く、摩擦の恐れがあると考えられる場合は、水通し保護工（堤冠コンクリート）を考慮する。

解説

堤冠コンクリートは一般に富配合コンクリート（ 21N/mm^2 ）によるものとし、酸性水質の溪流については、グラノリシックによる水通し保護工を考慮する場合もある。

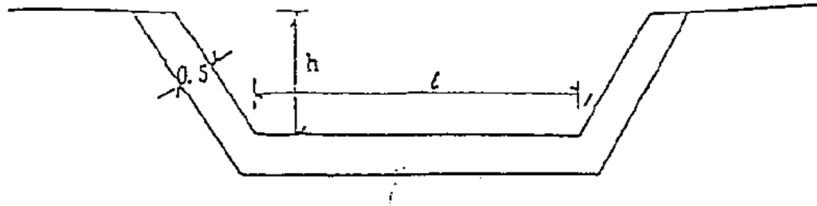


図 2-9-7 堤冠コンクリート

9.7 付替道路

- (1) 補償工事の性質上、長さは必要最小限、幅員は在来道路幅員とし、改良的要素を加えないこと。
- (2) 現在道路の管理主体、並びに利用目的等を十分調査して、その機能の低下をきたさないように十分注意すること。
- (3) 砂防堰堤上流部の付け替え道路は、設備用地（計画堆砂勾配+HWL+余裕高）の外側に設けること。

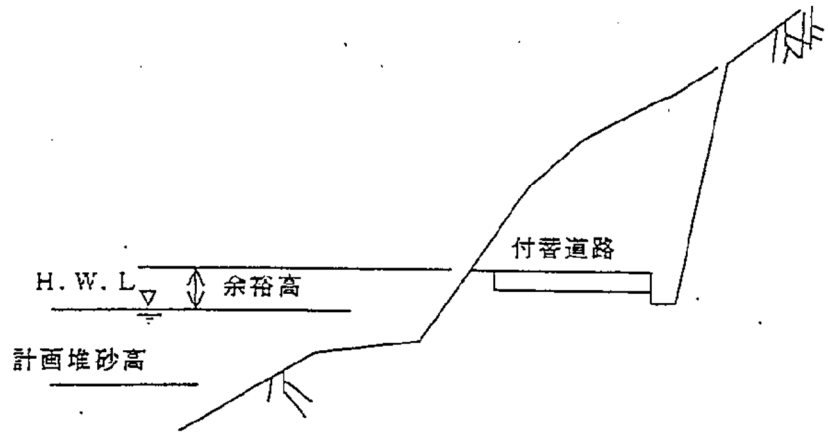
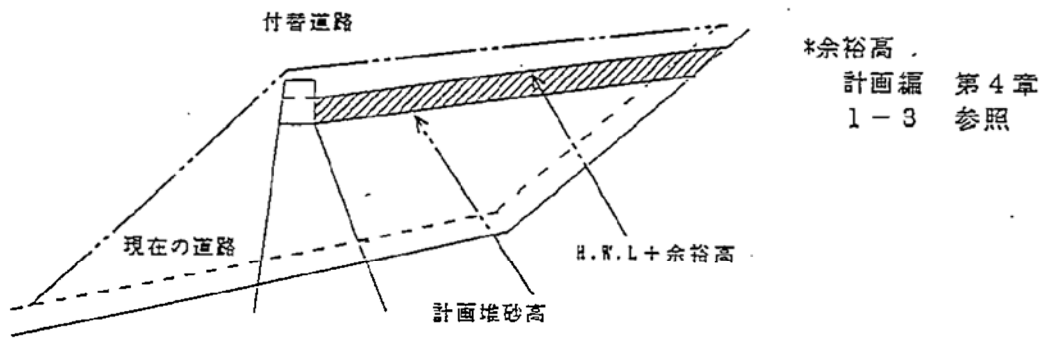


図 2-9-8 付替道路

9.8 取水工

ダムサイトまたは堆砂敷に既設の取水口等がある場合は、その補償工事として取水工を設置するものとする。

取水工は原則として自然流入方式とする。

解説

取水の方法には、堆砂敷に取水塔（尺八）を設置して取水する方法、堆砂敷より上流に帯工等を設置して取水する方法等があるが、地形、地質、取水量、水質、経済性等を考慮して取水方法を決定する。いずれの方法を用いても、本堤下流部に流量調節のための余水吐を設置するものとする。

(1) 取水塔（尺八）による取水

- 取水施設の管理者と砂防堰堤の管理者とは異なるため、取水塔（尺八）は重要構造物である砂防堰堤本体とは分離した構造とするものとし、少なくとも本体の掘削影響線より上流側に設置するものとする。
- 尺八は地山に沿わせて計画とし、尺八上に手摺、階段を設けるものとする。なお、取水に必要な区間は止水板間に設置し、目地を横断しないようにする。

(2) 堆砂敷上流からの取水

- 堆砂敷の上流から取水し、計画堆砂高より高い位置に付替水路を計画する。
- 堰堤より下流の水路については開水路を原則とする。溜柵は土砂溜めを確保して、管理可能な構造にして余水吐を設ける。

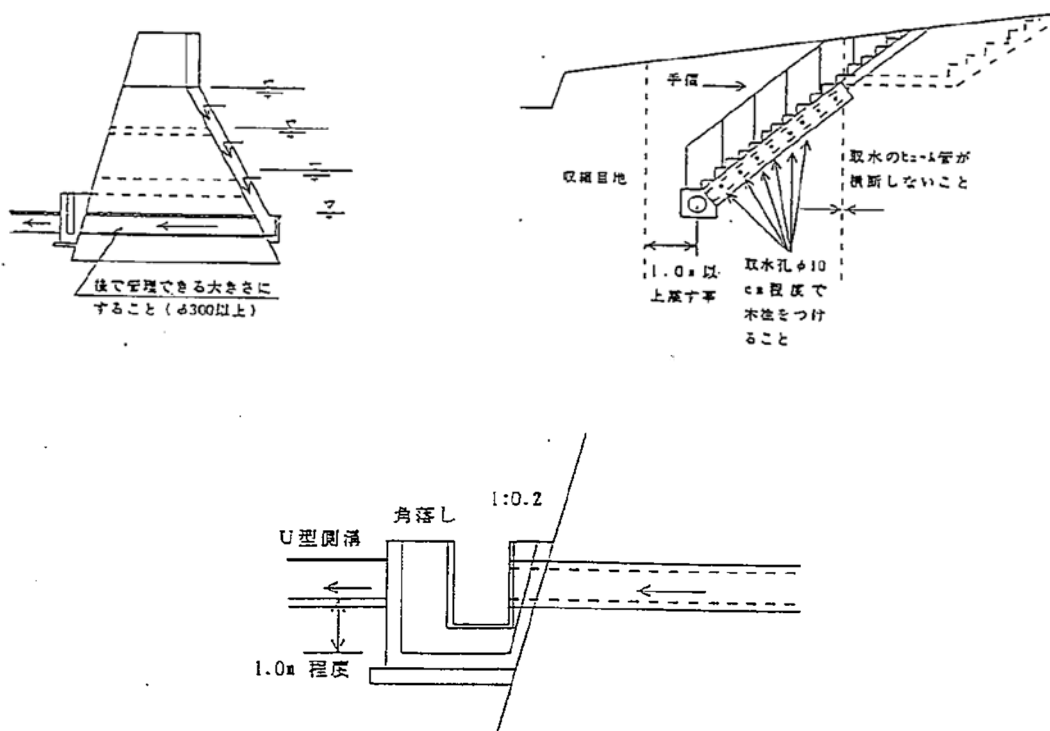


図 2-9-9 取水塔（尺八）

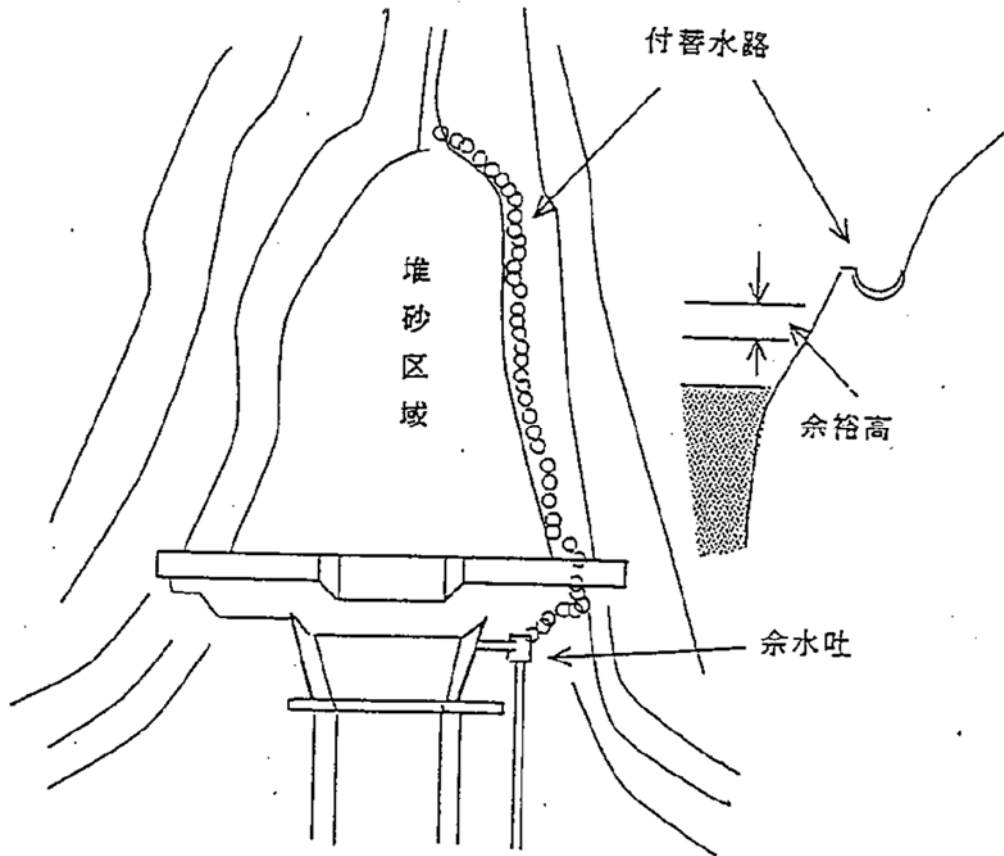


図 2-9-10 付替水路

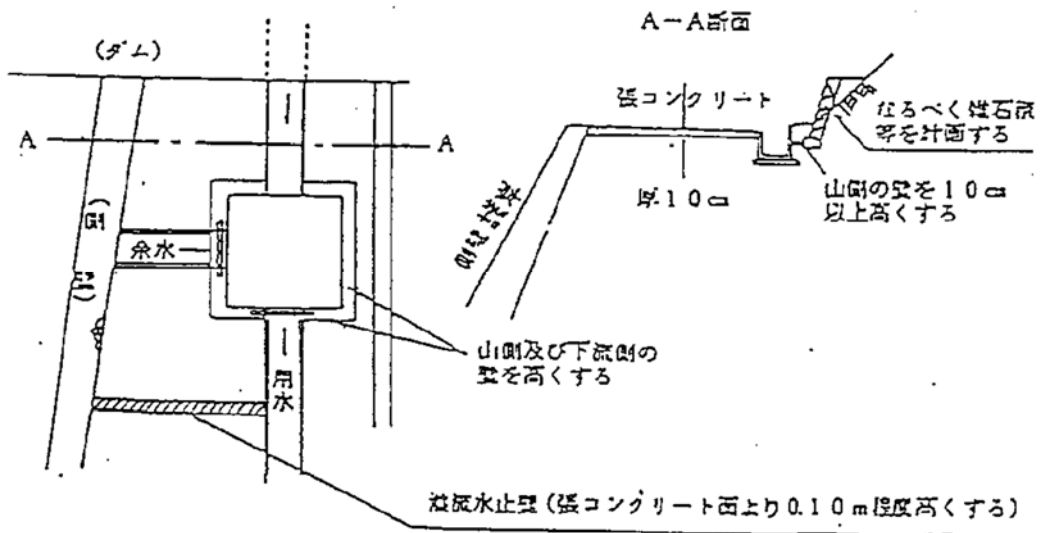


図 2-9-11 余水吐計画標準図

第3章 土石流捕捉のための透過型砂防堰堤

第1節 設計流量、水深

1.1 設計流量

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

(土流設 p27)

解説

土石流ピーク流量は、第III編第2章第4節に示した方法に基づき算出する。

(土流設 p24)

1.2 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

(土流設 p27)

解説

設計水深は、①と②を比較し大きい値とする。ただし、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対応することができる。

(土流設 p27)

① 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

設計流量(土石)に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて、第III編第2章4.1.6に示した方法で算出する。

② 最大礫径の値

最大礫径は、巨礫の頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径(D_{95})とする。巨礫の頻度分布の求め方は、第II編第2章第6節6.2.1を参照されたい。

(土流設 p12)

土石流・流木処理計画を満足する(整備率100%)溪流の最下流の堰堤においては、不透過型砂防堰堤の場合と同様に、第2章第1節1.2の解説のとおり設計水深や水通し部等の検討を行う。ただし、この場合であっても、「土石流ピーク流量」が「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)より小さい場合は、「土石流ピーク流量」を対象に水通し部の設計水深を定めることを基本とする。

(土流設 p28)

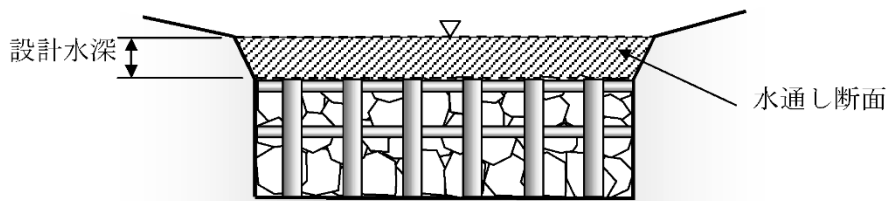
第2節 水通し断面

水通し断面は、原則として不透過型砂防堰堤と同様とするが、透過部（スリット部）閉塞後も安全に土石流ピーク流量を流し得る断面とする。（土流設p32）

解説

透過部が土石等により完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は考慮しなくても良い。

なお、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは袖部を含めた断面によって対応することができる。



（土流設p32）

図 3-2-1 水通し断面（斜線部）

第3節 開口部の設計

3.1 開口部の位置

3.1.1 縦断方向

透過型砂防堰堤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。透過部断面を複断面にする場合でも、上下流の連続性を考慮して透過部断面の高さを設定する。（建透指p7）

解説

堰堤直下流が洗掘された場合でも透過型砂防堰堤が十分に溪流の連続性機能を発揮するためには、河床の縦断形を経年的に把握しておく必要があり、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断面の底面の高さを計画する。

（建透指p7）

3.1.2 横断方向

溪流の連続性ならびに両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、土砂の堆積に支障がないよう注意する。

（建透指p7）

解説

堰堤の軸が流路の屈曲部に位置するときは流水の直進性を考慮し、透過部断面は堤体の安定を損なわない範囲で外側に設置するのが望ましい。

（建透指p7）

3.2 開口部の設定

3.2.1 開口部の幅、高さ

透過型砂防堰堤の開口部の幅、高さ、位置は、土石流や流木を効果的に捕捉できるように設定する。
(土流設 p32)

解説

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。

開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。

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

(土流設p32)

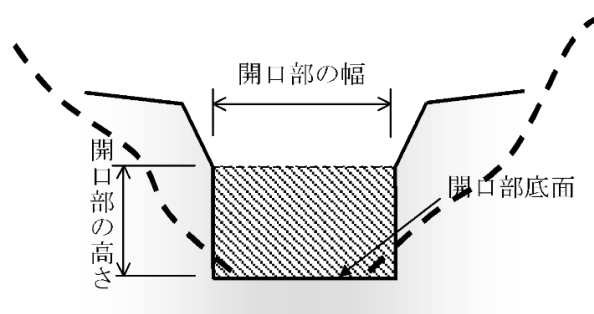


図 3-3-1 透過型砂防堰堤の開口部(斜線部)

(土流設 p33)

また、特に谷幅が狭い場合や谷幅が広い場合の開口部の設定については、R3新編・鋼製砂防構造物設計便覧 3.5透過部の設定を参考とすること。

3.2.2 透過部断面の設定

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

(土流設 p33)

解説

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の純間隔（図 3-3-2 参照）を適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、および、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。したがって、透過部断面の設定は、土石流の流下形態や最大礫径（ D_{95} ）、流域内の既施設配置状況、堰堤高等に十分留意する必要がある。

水平純間隔は最大礫径（ D_{95} ）の1.0倍程度に設定する。土石流の水深より高い透過型砂防堰堤を計画する場合、鉛直純間隔も最大礫径（ D_{95} ）の1.0倍程度に設定し、土石流の捕捉を確実にする。最下段の透過部断面高さは土石流の水深以下程度とする。ただし、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する（表 3-3-1 参照）。

なお、水平純間隔及び鉛直純間隔は、実験（図 3-3-3 参照）によると、土砂容積濃度が高い場合、最大礫径（ D_{95} ）の1.5倍より小さければ、透過部断面が閉塞することが分かっているた

め、機能上、必要な場合、1.5倍まで広げることができる。機能上、必要な場合とは、例えば、流下区間に複数基透過型砂防堰堤を配置する時の上流側の透過型砂防堰堤の水平純間隔及び鉛直純間隔を広げることにより効果的に土石流に対処できる場合等である。(土流設p33)

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

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

加えて、縦材及び横材の配置方法については、以下に基づくものとする。

鋼製透過型堰堤砂防堰堤の透過部の部材間隔は、部材の捕捉機能に応じて適切に設定する。

- (1) 縦材純間隔は、土石流流下区間においては、最大礫径 (D_{95}) の1.5倍程度、土石流堆積区間においては最大礫径 (D_{80}) の1.5倍程度とする。連続して鋼製透過型砂防堰堤を設置する場合の最下流に設置された堰堤以外は、1.5倍程度まで広げてよい。
- (2) 横材純間隔は、土石流流下区間においては最大礫径 (D_{95})、土石流堆積区間においては最大礫径 (D_{80}) の1.5倍程度に設定する。
- (3) 最下段の横材と底面の間隔は最大礫径 (D_{95}) の1.5倍程度以下で、かつ、平常時水深よりも高く設定する。

(R3新編・鋼製砂防構造物設計便覧p83)

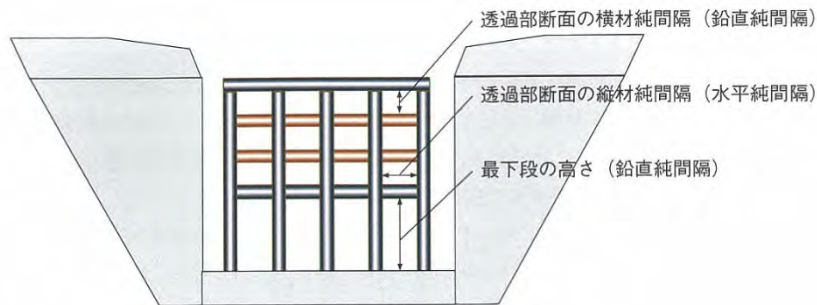


図 3-3-2 透過部断面の純間隔

(R3新編・鋼製砂防構造物設計便覧p83)

表 3-3-1 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定について

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

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

※2 前述の通り、最下段以外の断面の鉛直純間隔より小さくならないよう留意する。(土流設p34)

3.2.3 留意事項

堆積区間に配置する場合や複数基の透過型堰堤を設置する場合には、透過部断面全体を礫により閉塞させるように留意する。

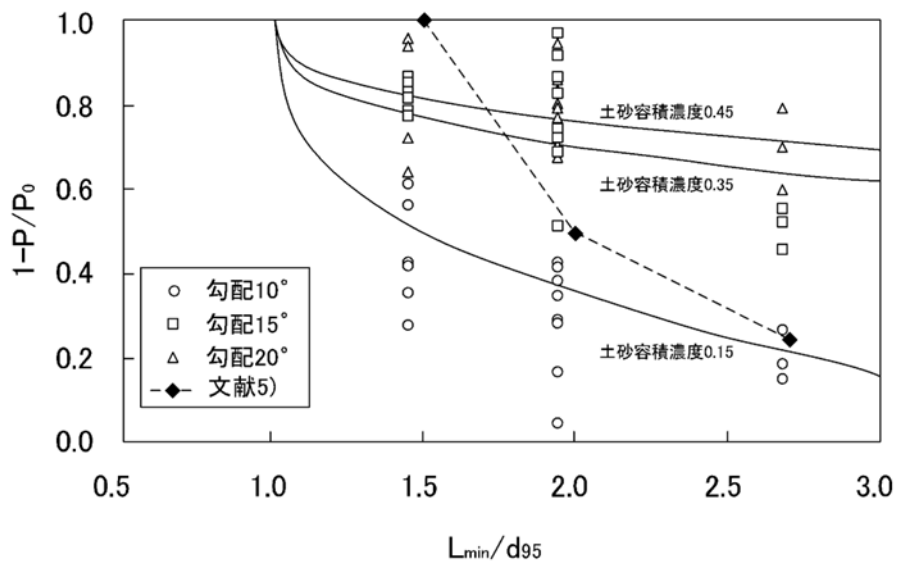
解説

堆積区間に透過型または、部分透過型を配置するときであっても、透過部断面全体を礫により閉塞させるように、土石流の流下形態の変化を考慮して施設配置計画を作成する。また、複数基の透過型堰堤を配置する場合には、上流側の透過型堰堤により土砂移動の形態が変化することに留意する。

(砂土計 p65)

<参考> 透過部の閉塞 (実験結果)

(土流設 p35)



透過部断面の幅(鋼管純間隔)とピーク流砂量の減少率の関係(P: 有施設時のピーク流砂量、 P_0 : 無施設時のピーク流砂量、 L_{min} : 格子型砂防堰堤の鋼管間隔のうち最も小さい間隔であるが、プロットに対しては透過部断面の幅、 d_{95} : 最大礫径)。土石流に含まれる土石等の容積濃度が低くなると、ピーク流砂量が減少する割合(減少率)は小さくなることから、透過部断面が閉塞しにくくなる事が分かる。

図 3-3-3 土石流ピーク流量の変化

第4節 越流部の設計

4.1 越流部の安定性

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

(土流設p24)

解説

透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

4.1.1 安定条件

透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p25)

解説

透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設指針2.1.3.1 (1)参照)

解説

透過型砂防堰堤全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。(第2章第3節3.4参照)

(土流設 p25)

4.1.2 設計外力

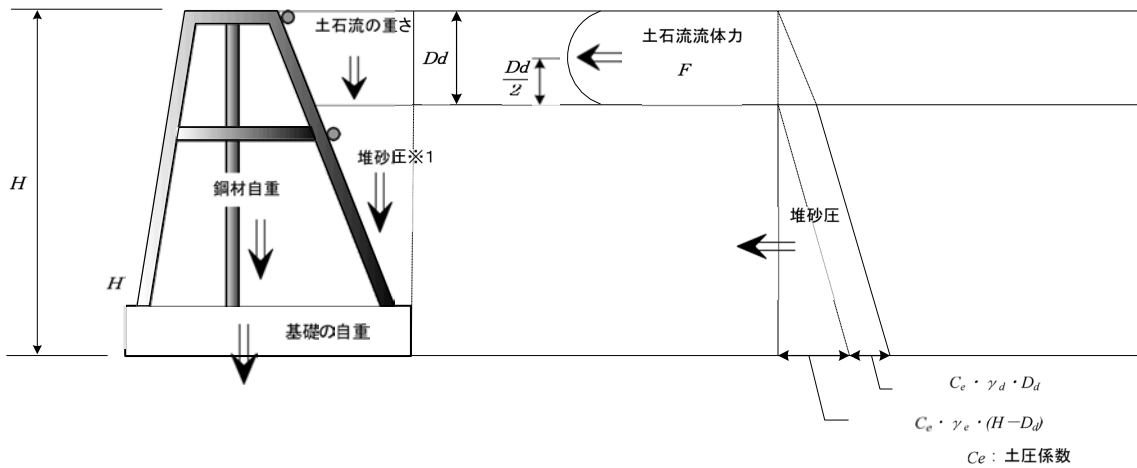
透過型砂防堰堤全体の設計外力は基本的には不透過型砂防堰堤の設計外力と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

(土流設p25)

解説

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

(土流設 p25~26)



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

(土流設 p26)

図 3-4-1 設計外力(土石流時)

- ③ 透過部がコンクリート部材の場合、堤体自重は越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積 (V_C) と、越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量 (W_{rc}) を用いて計算する。なお、越流部の堤体ブロックとは、水通し幅分の堤体部分を指すものであり、施工目地によるブロックではないことに注意する。

$$\gamma_{rc} = W_{rc}/V_C \dots (6)$$

ここで、 γ_{rc} : 見かけのコンクリート単位体積重量(kN/m³)、 W_{rc} : 越流部を透過構造として計算される堤体ブロックの重量(kN)、 V_C : 越流部を不透過構造と見なして計算される堤体ブロックの体積(m³)である。

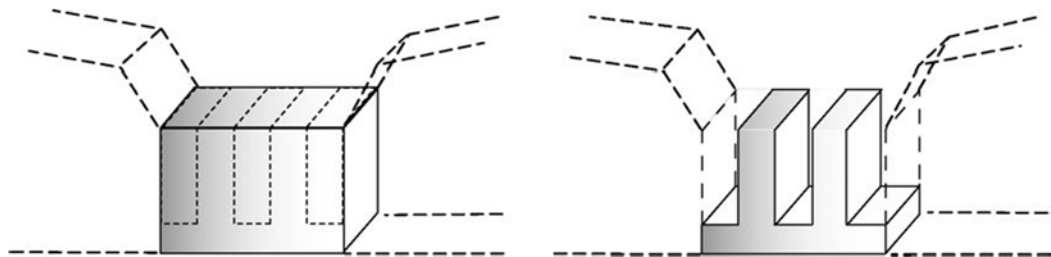


図 3-4-2 スリット部における水通しの堤体積

- ④ 透過型砂防堰堤は、表 3-4-1 により所定安全率を満足させるものとする。

表 3-4-1 鋼製透過型砂防堰堤の設計外力(自重を除く)

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
堰堤高 15m未満		堆砂圧、 土石流流体力	
堰堤高 15m以上		堆砂圧、 土石流流体力	

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

(土流設p27)

4.2 透過部の構造検討

4.2.1 構造検討条件

透過部の部材は、設計外力に対し安全でなければならない。一部の部材が破損したとしても砂防堰堤全体が崩壊につながらないように、フェールセーフの観点から、できるだけ冗長性（リダンダンシー）の高い構造とする。

(土流設p29)

解 説

透過部の部材の強度の安全を確認しなければならない。また、土石流のように不確定要素が大きく、不確実な事象でありながら甚大な被害を与える土砂移動現象に対しては、一部の部材の破損が砂防堰堤全体に影響しないよう、冗長性の高い構造とする。

構造検討を実施すべき項目は、以下のとおりである。

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

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

なお、流域の外力条件が厳しい現場においては、以下の点に留意する必要がある。

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

(土流設 p29)

4.2.2 設計外力

構造検討で考慮する設計外力は、自重、土石流流体力、堆砂圧、温度変化とする。

(土流設p30)

解説

1 構造検討を行う設計外力の組み合わせを表 3-4-2 に示す。

表 3-4-2 構造検討を実施する際の外力の組み合わせ

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

(土流設 p31)

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

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

4 透過部の部材の設計においては、表 3-4-1 の他に、土石流流体力が構造物に偏心して作用する偏心荷重と、礫や流木の衝撃力による荷重とに対して安全であるように設計する。

さらに、湾曲部における砂防堰堤軸は、下流河道に対して概ね直角が望ましいが、捕捉機能から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。上流の流心に対して偏心する場合は、想定される土石流の流心と堰堤軸の角度(θ_2)を想定し、さらに余裕角(θ_3)を考慮して、砂防堰堤に対する偏心角度(θ_f)を設定する(図 3-4-3 参照)。また、湾曲部に設置する場合には、内湾側が土石流の先頭部に含まれる石礫で閉塞せず、後続流が通過してしまう可能性にも留意する。(土流設p30)

その他の透過部の部材の構造検討については、R3新編・鋼製砂防構造物設計便覧を参考とすること。

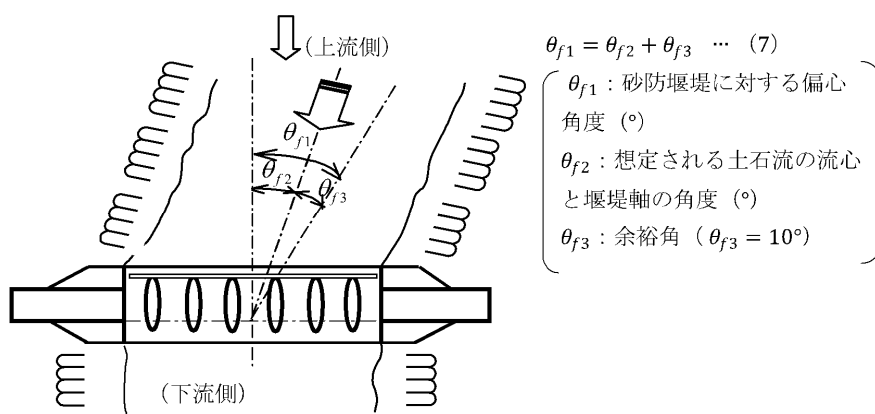


図 3-4-3 透過部材に対する偏心荷重(溪流の湾曲部に砂防堰堤を設置する場合)

(土流設 p31)

4.3 底版コンクリートの設計

底版コンクリートは、基礎根入れを考慮して透過部が閉塞された状態と閉塞されていない状態の両方で、鋼製骨組構造と一体となって安定性を確保するよう設計する。

(鋼砂便p123)

解説

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

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は砂礫基礎として良いものとする。

なお、支持地盤が軟弱地盤または・所定の支持力が得られない場合においては、底版形状の工夫あるいは基礎処理等を実施し・必要な地盤支持力を確保するものとする。

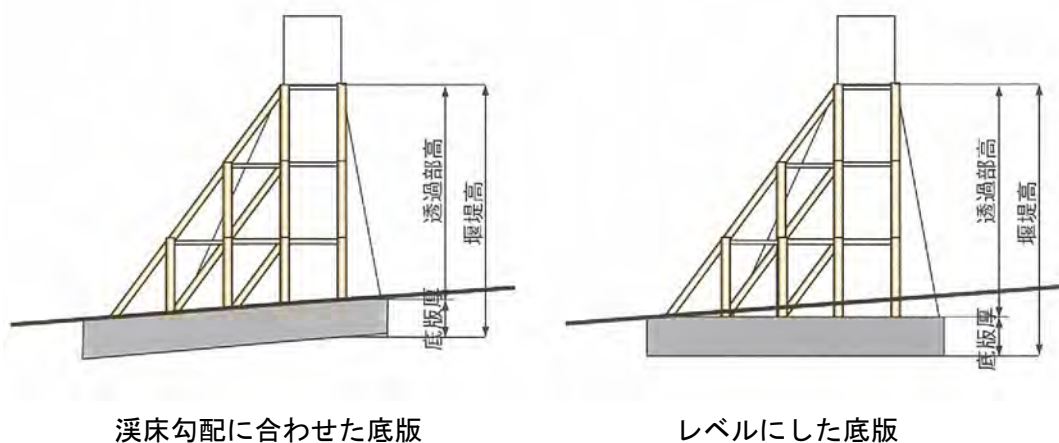


図 3-4-4 底版コンクリート形状

1 底版コンクリートの厚さ

底版コンクリートの厚さは、基礎地盤に応じた根入れ深を確保するとともに、設計外力に対して自重として抵抗するため、堰堤の安定上必要な厚さを確保する。このとき、底版コンクリートが割れ、一体性が損なわれると安定性を確保できない。このため、上部工である鋼管フレーム構造と一体となって安定性を確保できるように底版コンクリート内部に発生する応力がコンクリートの許容応力を越えない厚さとする。内部応力に引張が発生する場合には配筋等により厚さを抑え、過度な掘削を避けることとする。

鋼製部（透過部）と底版コンクリートが一体に働くように鋼管柱を底版コンクリートに埋め込む形式が採用されている。このとき、鋼管を固定するための鋼管の埋込深さは鋼管外径以上が必要である。また、底版コンクリートの最小厚さは使用する鋼管外径の2倍以上とする。通常、安定性に必要な自重を確保するため、基礎部の根入れに合わせて2m以上に行っている場合が多い。鋼管の埋込み深さは、その1/2である1m程度を埋め込んでいる。ただし、底版コンクリートの厚さを決定するにあたって、コンクリート打設リフト高さなどの施工上の制約がある場合、それらを考慮して設計することが望ましい。

2 底版コンクリートの傾斜

土石流を捕捉するまでは、底版コンクリート天端（透過部底面）を流水が通過することになる。堤高が高いと上部工である鋼管フレームの上下流方向の延長が長くなるため、これを固定する底版コンクリートも長くなる。この場合、底版がフラットであると溪床勾配が急になるほど上流の根入れを確保するために掘り込むことになる。対応として、溪床勾配に合わせて傾斜させることで、根入れを確保し堤高を抑えることができる。ただし、底版コンクリートはフラットな方が安定である。底版コンクリートに傾斜をつけると安定性で不利となる場合、底面を階段状に整形することにより滑動に対する抵抗が向上するため、基礎地盤、施工性等により底版形状も工夫する。

3 カットオフ

鋼製透過型砂防堰堤が満砂した場合、流水は透過部枠内に落下し、底版コンクリート天端を流れる。したがって、洗掘防止のためのカットオフは必要ない。ただし、砂礫地盤で次の場合にはカットオフを含めた前庭保護工の必要性を検討する。

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

(R3新編・鋼製砂防構造物設計便覧p124)

第5節 非越流部の設計(コンクリート)

非越流部の本体の断面は、安定計算により合理的に決定する。

(土流設 p36)

解説

透過型砂防堰堤の非越流部の安定条件および設計外力の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設 p36)

(1) 堰堤高が 15m 未満の場合、安定計算は土石流時のみを対象として実施し、その際の設計外力の組み合わせは砂防堰堤と土石流の自重を除けば静水圧・堆砂圧・土石流流体力となる。

(2) 堰堤高が 15m 以上の場合、安定計算は土石流時と平常時を対象として実施することになる。平常時の設計外力の組み合わせは地震時慣性力となる。土石流時の設計外力の組み合わせは静水圧・堆砂圧・揚圧力・土石流流体力となる。

(国総研ホームページのQ&A)

第6節 前庭保護工

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

(土流設p37)

解説

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

なお、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

(土流設 p37)

*)実際の現場条件にもよるが、土石流の後続流が越流部の底版(開口部の底面)外に落下すると想定される場合を想定している。なお、実際の現場条件を踏まえて、下流側で洗掘が想定される場合も含む。

捕捉された土石流の後続流が越流部の底版(開口部の底面)外に落下する場合、洗掘が予想される。底版の外に落下するか否かの判断基準はないが、土石流・流木対策設計技術指針解説2.1.3.2(3)下流のりの考え方を準用することは可能である。なお、捕捉された土石流の後続流による洗掘」を防止するために底版コンクリートの張り出し長を長くする場合の基準はないが、鋼製砂防構造物設計便覧で示された「底版コンクリートの設計」を満たすものとする。

(令和3年10月26日時点土流設Q&A905番号54, 55)

第7節 構造細目

ここで記載のない事項に関しては、不透過型砂防堰堤を参照されたい。

第4章 土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤

第1節 設計流量、水深

1.1 設計流量

設計流量は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p40)

解説

部分透過型砂防堰堤の設計流量の考え方は、不透過型砂防堰堤と同様とする（第2章第1節1.1参照）。

1.2 設計水深

設計水深は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p40)

解説

1 水通し断面における設計水深(本マニュアルでは「設計水深(水通)」と呼ぶ)

透過型砂防堰堤と同様、設計水深(水通)は、①と②を比較し、大きい値とする。ただし、地形などの理由により水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対応することができる。

(土流設p27、40参照)

① 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

② 最大礫径の値

2 洪水時の安定計算における設計水深

土砂含有を考慮した流量が、不透過部を越流する時の水深

3 前庭保護工に対する設計水深

前庭保護工に対する設計水深(設計水深(前庭))は、水通し断面の決定に用いた流量を用いる。

(土流設 p46)

1.3 透過部の構造検討

透過部の構造検討は透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p41)

解説

部分透過型砂防堰堤の部材および構造は、透過型砂防堰堤と同様に検討する（第3章第4節4.2参照）。

第2節 水通し断面

水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p42)

解説

部分透過型砂防堰堤の水通し断面は、透過型砂防堰堤と同様とする（第3章第2節参照）

第3節 開口部の設計

3.1 開口部の位置

開口部の位置は、透過型砂防堰堤と同様の考え方で検討する。

解説

第3章第3節3.1を参照されたい。

3.2 開口部の設定

開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p42)

解説

部分透過型砂防堰堤の開口部の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする（第3章第3節参照）。

3.3 透過部断面の設定

透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p42)

解説

部分透過型砂防堰堤の透過部断面の設定は、透過型砂防堰堤と同様とする（第3章第4節参照）。

第4節 越流部の設計

4.1 不透過部の天端幅

不透過部の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

(土流設 p42)

解説

不透過部の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍以上を原則とする。ただし、不透過型砂防堰堤に準じ、不透過部の安全性を考慮し、不透過部の天端幅は3m以上とする。

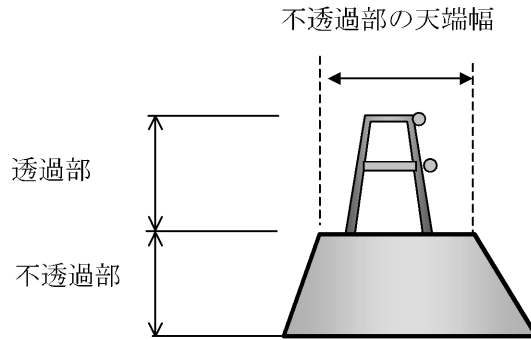


図 4-4-1 部分透過型砂防堰堤越流部側面図(例)

(土流設 p43)

4.2 下流のり

下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p43)

解説

部分透過型砂防堰堤の下流のりは、不透過型砂防堰堤と同様とする（第2章第3節3.3参照）。

4.3 越流部の安定性

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

(土流設 p38)

解説

部分透過型砂防堰堤は構造物全体として一体性をもって安定であることが必要である。

そのため、透過型砂防堰堤は設計外力に対して安全な構造を有することが必要である。また、中詰材に土砂を用いる場合、流域規模が大きいなど常時流水がある場合には、砂防ソイルセメントを用いて中詰材を固化するなど、部分的な損傷が全体に拡大しないように、冗長性の確保を行った設計とする。

4.3.1 安定条件

部分透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設 p38)

解説

部分透過型砂防堰堤の堤体全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。（第2章第3節3.4参照）

4.3.2 設計外力

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

(土流設p38)

解説

安定計算に用いる設計外力の組み合わせは表 4-4-1 の①のとおりとする。

(土流設p38)

表 4-4-1 部分透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力(自重を除く)

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m未滿	/	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
堰堤高 15m以上		静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚圧力

(土流設p39)

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

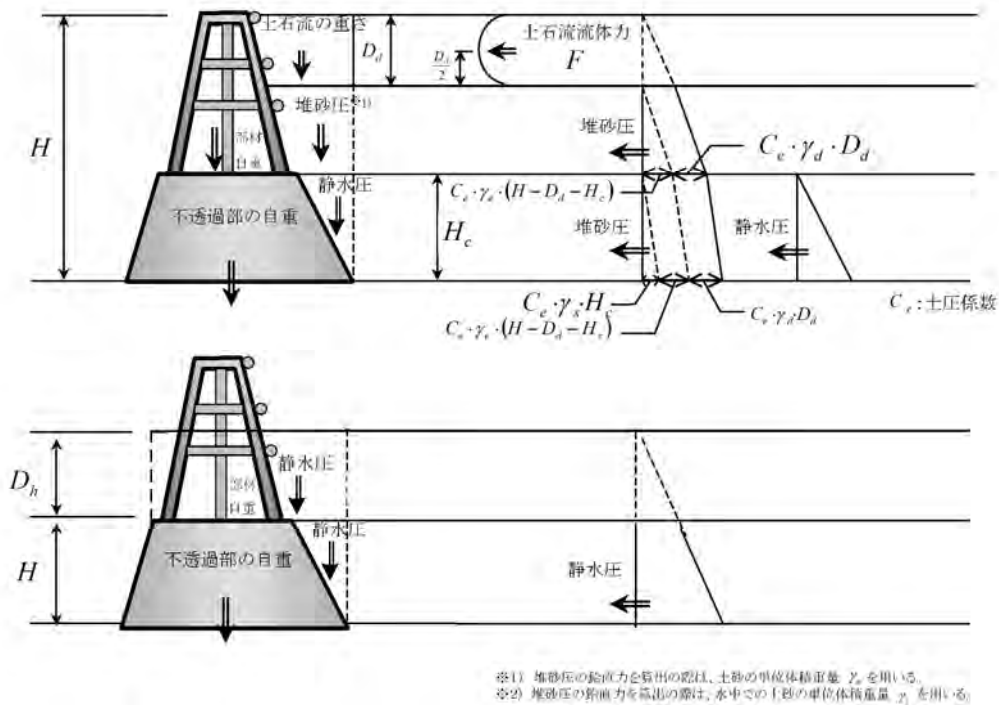


図 4-4-2 部分透過型堰堤の安定計算に用いる設計外力

(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

(土流設p39)

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

(土流設p39)

4.4 基礎

基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p43)

解説

部分透過型砂防堰堤の基礎は、不透過型砂防堰堤と同様とする（第2章第4節参照）。

4.5 水抜き

水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p43)

解説

部分透過型堰堤の水抜きは、不透過型砂防堰堤と同様とする（第2章第9節9.1参照）。

第5節 非越流部の設計(コンクリート)

非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p45)

解説

部分透過型砂防堰堤の非越流部の安定性および構造は、不透過型砂防堰堤と同様とする（第2章第3節）。

第6節 前庭保護工

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

(土流設p46)

解説

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は、不透過型砂防堰堤と同様とする。

水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。設計に用いる水叩きの天端からの高さは、洪水時は水叩き天端から不透過部の天端高まで、土石流時は水叩き天端から透過部の天端高までとする。

減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。なお、副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

第7節 除石

土石流・流木対策施設において除石を前提とした施設の効果量を見込む場合は、捕捉あるいは堆積した土石流や流木をすみやかに除石する。

(土流設p47)

解 説

除石の基本的な考え方は、第16章によるものとする。

第8節 構造細目

ここで記載のない事項に関しては、不透過型砂防堰堤および透過型砂防堰堤を参照されたい。

第5章 床固工の設計

第1節 総説

床固工は、縦侵食を防止して河床の安定を図り、河床堆積物の流出を防止し、山脚を固定するために設置するもので、溪流保全工内に設置する床固工とは区別する。ただし、溪流保全工の上流端に設置する床固工は本章に準ずるものとする。

床固工の規模、位置の選定に当たっては、上記の目的を十分検討するとともに、環境への影響や経済性等についても考慮し決定しなければならない。

一般に床固工の高さは5m以下であり、計画河床勾配のもとに階段状に設置されることが多い。

(建河Ⅱp18)

解説

床固工は、その目的により単独または複数で計画され、その設計にあたっては、目的が十分に達成されるようにするとともに、環境への影響、安全性、経済性及び将来の維持管理面についても考慮する。床固工の構造及び安定計算は、砂防堰堤に準ずるものとし、その設計順序は図5-1-1に示す通りである。

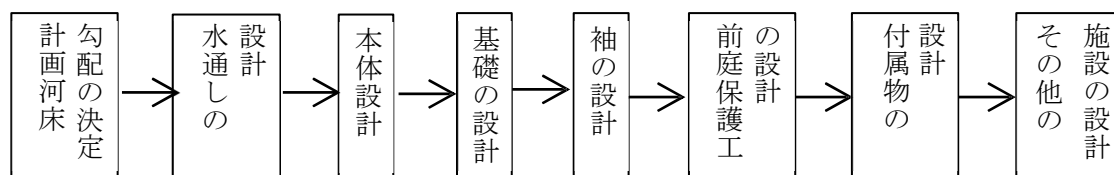


図5-1-1 床固工の設計順序

第2節 床固工構造

2.1 水通しの設計

床固工の水通しは、砂防堰堤（第2章第2節）に準じて設計するものとする。

解説

水通しの設計も砂防堰堤に準じて行うが、水通し天端が上水路と一体となって扱える流路内の床固工等の場合は、マンシングの流速公式により越流水深を求めることができる。

水通し底幅(B_1)、袖小口の勾配(m_2)を決め、越流水深(h_3)を仮定することによりマンシング式及び土砂混入による流速補正式（ワングの式）によって流量を計算し、これが対象流量と合うように越流深(h_3)を決めていく方法で、水通し断面を決めることになる。

$$Q = v_a \cdot A$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \dots \dots \dots (5-2-1)$$

$$V_a = v \times \frac{\gamma}{\gamma + \alpha(\gamma_0 - \gamma)}$$

- Q : 対象流量(m²/sec)
- V : 清水の平均流速(m/sec)
- A : 対象流量流過断面積(m²)
 $A = h_3(B_1 + m_2 h_3)$
- h_2 : 越流水深(m)
- B_1 : 水通し底幅(m)
- m_2 : 袖小口勾配(1 : m_2)
- n : マニングの粗度係数
- R : 径深(m)
 $R = A/P$
- P : 潤 辺(m)
 $P = B_1 + 2h_3\sqrt{1 + m_2^2}$
- I : 床固工上流河床勾配
- V_a : 土砂混入後の流速(m/sec)
- α : 土砂混入率 (0.05~0.10)
- γ : 水の比重(1.0)
- γ_0 : 土砂礫の比重(2.6)

注-3) 粗度係数は、第7章第4節表7-4-1を標準とする。

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

$$h_3 = \left[\frac{n \cdot Q}{B_1 \cdot I^{1/2}} \right]^{3/5} \quad \dots \dots \dots (5-2-2)$$

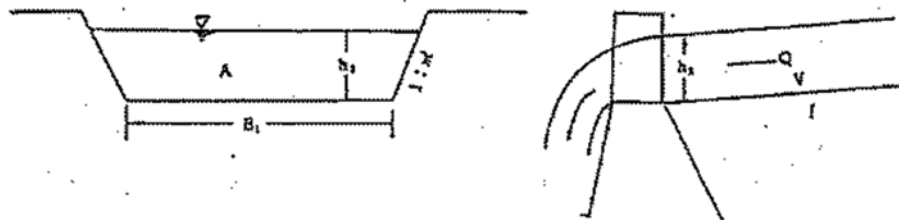


図 5-2-1 マニングの流速公式による越流水深

2.2 本体の設計

床固工の本体は砂防堰堤（第2章第3節）に準じて設計するものとする。

（建河Ⅱp19）

解説

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の場合には枠床固工、ブロック床固工、銅製床固工等を採用することがある。その場合は使用する部材及び安定を確かめた上で現地条件に応じた断面等を決定するものとする。また、環壊への影響、経済性等を考慮して、下流のり面の緩勾配化、コンクリート立積の縮減等を検討する。

2.2.1 天端幅

床固工本堤の天端幅は次表を標準とする。

解説

表 5-2-1 床固工本堤の天端幅（コンクリートの場合）

床固工高	天端幅
$H \leq 3.0$	1.0
$3.0 < H \leq 4.0$	1.5
$4.0 < H \leq 5.0$	2.0

（注）上表により難しい場合は別途考慮する。

2.2.2 安定計算に用いる荷重及び数値

床固工の安定計算に用いる荷重及び数値は、砂防堰堤（第2章第3節）に準じて設計するものとする。

（建河Ⅱp19）

2.3 基礎の設計

床固工の基礎は、砂防堰堤（第2章第4節）に準じて設計するものとする。

（建河Ⅱp19）

解説

基礎がシルトや細砂の場合は、特に透水によるパイピング等に注意する必要がある。また、粒度や締め具合のいかんによっては、地震時に流動化現象を起こす恐れがある。粘土の場合は、締め具合や含水比によっては、圧密沈下や剪断破壊を起こすことがあり、荷重に対する支持力や締め固まりの状況等について十分注意を払う必要がある。

土砂地盤の基礎処理等は、砂礫基礎の場合の基礎処理等を準用するものとする。

2.4 袖の設計

床固工の袖は、砂防堰堤（第2章第5節）に準じて設計するものとする。

（建河Ⅱp19）

2.5 前庭保護工の設計

床固工の前庭保護工は、砂防堰堤（第2章第8節）に準じて設計するものとする。

（建河Ⅱp19）

解説

床固工の前庭保護工は、砂防堰堤（第2章第8節）に準じて設計するものとする。ただし、水叩き工及び垂直壁については、以下を標準とする。

(1) 水叩き工

①厚さ t

水叩き工の厚さ t は次表を標準とする。

表 5-2-2 床固工水叩き工の厚さ

床固工高	重さ	t
$H \leq 3.0$		0.8m
$3.0 < H$		1.0m

②長さ L

$$L = 2.0 \times (H_1 + h) \dots \dots \dots (5-2-3)$$

(Lは0.5m単位とする)

L : 水叩き長(垂直壁天端幅含まず)

H_1 : 有効落差($H_1 = H - t$)

h : 越流水深

(2) 垂直壁

垂直壁の天端幅は 0.8~1.0m を標準とし、水叩き厚さと同一とする。

(3) その他

側壁工、護床工、取付護岸工は砂防堰堤（第2章第8節8.6、8.7及び第9節9.8）、に準じて設計するものとする。

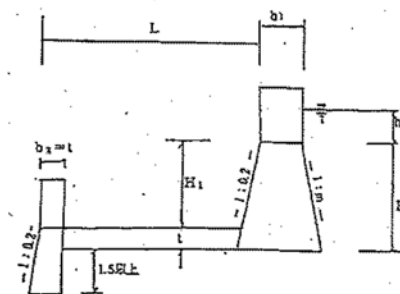


図 5-2-2 床固工の標準構造

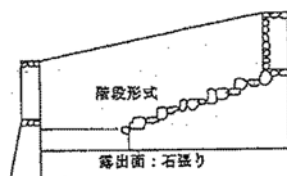


図 5-2-3 環境に配慮した床固工の例

第6章 護岸工の設計

第1節 総説

護岸の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、流勢、流送土砂等の外力に対して安定堅固にするとともに、環境への影響、維持管理面等についても考慮するものとする。

(建河Ⅱp20)

解説

護岸の機能としては、山脚の固定、溪岸崖壊防止、横侵食防止等が考えられる。

護岸は、流勢による河岸の決壊や崩壊を防止するためのものと、流水の方向を規制してなめらかな流向にすることを目的としたものがあり、特に後者は洪水時に土砂や転石等の衝撃を受けやすいので安全性に十分留意するものとする。

護岸の破壊は、局所洗掘や両端の巻き留め付近の決壊によることが多く、設計に当たっては、これらにも十分に留意するものとする。

なお、護岸の設置範囲は、自然環境の保全に配慮し、必要最小限の範囲とすることが望ましい。

護岸の設計順序は、護岸の型式及び覆類の選定に必要な設置箇所の地形、地質、河状、その護岸の目的に対する適合性、安全性、経済性等の各要素について考察し、型式、種類の選定を行った後、本体、基礎、根固工、水抜きや吸出し防止、隔壁等の付属物の順序で設計を行うのが一般的である。(図 6-1-1 参照)

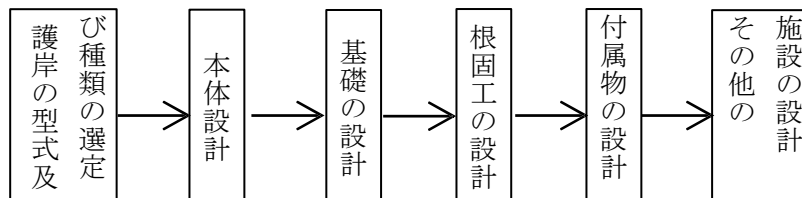


図 6-1-1 護岸の設計順序

第2節 護岸工構造

2.1 型式

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等により選定するものとする。

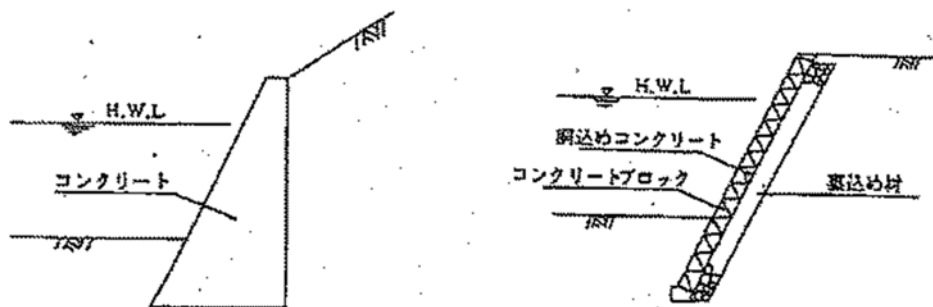
(建河Ⅱp21)

解説

護岸の型式には自立式とモタレ式があり、護岸の背面の地形、地質条件等によって選定される。一般的に、地質条件等が特別悪い場合を除きモタレ式を用いるものとする。

自立式の護岸は、原則として安定計算を実施して構造を決めるものとする。(図 6-2-1 (a)参照)

モタレ式護岸は、一般にはコンクリートブロック積護岸を標準とする。(図 6-2-1 参照)



(a) 自立式護岸の例 (コンクリート擁壁工) (b) モタレ式護岸の例 (コンクリートブロック積工)

図 6-2-1 護岸の型式

ここで、河川・砂防工事のコンクリートブロック積の裏込めコンクリートは原則として入れないものとする。

ただし、次のような場合については、この限りではない。

護岸の直高2.00m以上、のり勾配が1:0.5より急(0.5を含む)なもので、護岸肩部が兼用道路で、輪荷重が護岸の安定に著しく影響する場合。

裏込めコンクリート厚：直高3.0m以下の場合、下端より0.10mの等厚とする。

直高3.0mを越える場合、下端より0.15mの等厚とする。

水抜きパイプは、護岸背面の土質が吸い出され易いもの以外の場合は、常時湛水が予想される水位より高い所に、2m²に1箇所割合で設置する。

コンクリート擁壁護岸、ブロック積護岸の構造は、土木構造物標準設計によるものとする。

2.2 護岸材料と構造

一般に砂防河川に用いられる護岸工の材料は、コンクリート、コンクリートブロック、石材等であるが、自然環境の保全に配慮し、植生や木または石材を併用することが望ましい。

(建河Ⅱp21)

解説

一般に砂防河川では流勢に対抗するため、コンクリート、コンクリートブロック、石材等により堅固な構造とすることが必要である。一方、自然環境の保全を図るためには、植生や木または石材を用いて多孔質の構造とし、植生や魚類、水生動物、昆虫等の生息環境を提供できる構造とすることが望ましい。そのような構造として、例えば、蛇籠、捨石等により多孔質構造とすること、コンクリート護岸を覆土し隠し護岸として植生を導入すること、多自然型ブロックの採用やつる性植物で護岸を覆うこと等の検討を行う。また、景観や親水性に配慮し、巨石積護岸や階段護岸等の採用を検討する。

これらの護岸構造の採用にあたっては、安全性、経済性等を考慮して選定する必要がある。

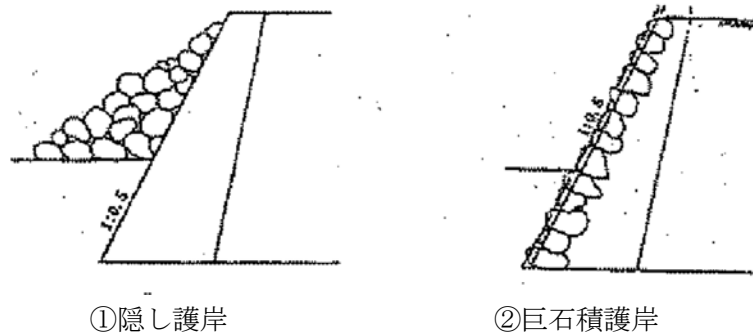


図 6-2-2 環境や景観に配慮した護岸の例

2.3 のり勾配

護岸のり勾配は、河床勾配、地形、地質、対象流量を考慮して定めるものとする。

(建河Ⅱp21)

2.4 法線

護岸の法線は、河床勾配流向出水状況等を考慮して定めるものとする。

(建河Ⅱp21)

2.5 高さ

護岸工は、渓岸保護、越水防止を図るため十分な高さを確保する。

解 説

護岸工の高さについては次の点に留意する。

- (1) 斜面からの崩れを保護するに十分な高さであること、また崩壊土が護岸を越えて流路に侵入しないようできるだけ崩れからの距離を取る。
- (2) 洪水時に流路の方から流水が越水しない高さである。
- (3) 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。
- (4) 溪流の曲線部における凹岸の護岸は強固に計画するとともに特に天端高を増す。(第7章溪流保全工第6節6.4参照)

2.6 計画溪床勾配

護岸工施工区間の計画溪床勾配については、ダムの堆砂勾配、床固工、及び溪流保全工の計画溪床勾配を参考にして決定する。

2.7 取付け

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとする。

(建河Ⅱp21)

解説

護岸の上下流端は、原則として堅固な地盤に取り付けるものとし、砂礫地盤に取り付ける場合は、小口止を施工するものとする。コンクリートブロック積護岸の場合の小口止の構造は、図6-2-3を参考とする。

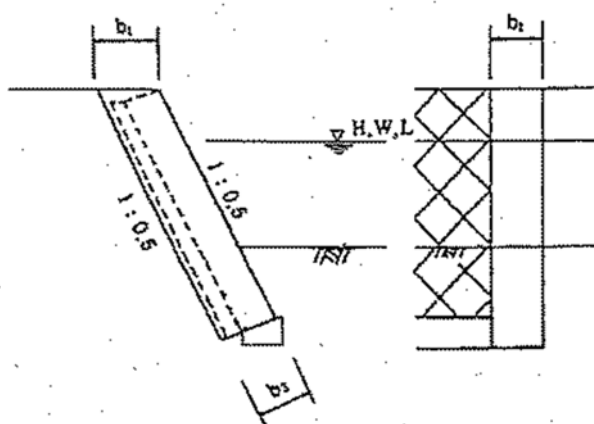


図 6-2-3 小口止の構造

$b_1 = 0.95\text{m}$

$b_2 = 0.30\text{m}$

$b_3 = 0.85\text{m}$

注1) コンクリートブロック積に裏込コンクリートがある場合は、裏込礫の位置を考慮して b_1 、 b_3 を決定すること。

注2) 小口止を護岸計画の起終点に計画する場合は、嵌入方法及び深さは帯工に準ずるものとし、 b_3 は1.0mとする。

2.8 根入れ

護岸の根入れは、洪水時に起こると考えられる河床洗掘、既往の洗掘等を考慮して、その深さを定めるものとする。

(建河Ⅱp21)

解説

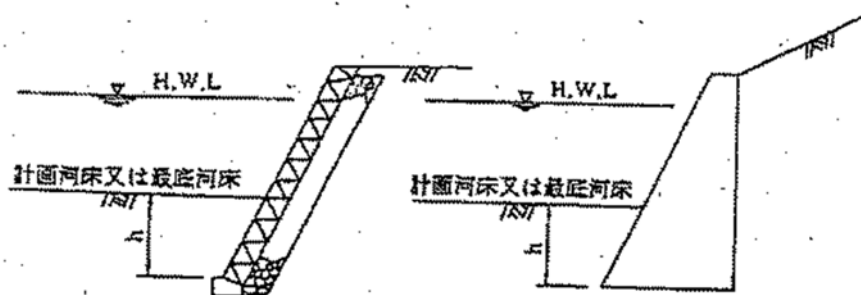
護岸の決壊の原因は、基礎の洗掘によることが多く、特に急勾配の溪流においてはこの作用が顕著であるため、根入れを十分に行う必要がある。

基礎の洗掘に対して、根入れを深くするか根固工で対処するかは、現地の状態を把握して安全かつ経済的に決めるものとする。

一般には、表6-2-1を標準とする。

表 6-2-1 護岸の根入れ

地 質	計画河床を定めている場合	護岸を単独で計画する場合
砂 礫	計画河床高より 1.0m 以上	最低河床高より 1.0m 以上
岩	計画河床高より 0.5m 以上	最低河床高より 0.5m 以上



h : 表 6-2-1 で定める護岸の根入れ深さ

図 6-2-4 護岸根入れ

2.9 伸縮目地

護岸工においては、コンクリートの膨張収縮によるひび割れを防止するため伸縮目地を設けるものとする。

解 説

伸縮目地は、コンクリートの膨張収縮によるひび割れを防止するだけでなく、基礎部の不等沈下による護岸破壊などを最小にとどめたり、地震等外力によるひび割れ破壊に対する防止対策としても有効である。

一般的には、護岸長さ 10m ごとに伸縮目地を設けるものとし、材料はエラストイト類（厚さ 1cm 程度）を使用する。

2.10 根固工

根固工は、護岸の基礎の洗掘を防止しうる構造として設計するものとする。

(建河Ⅱp22)

解 説

根固工は、自重と粗度により流水による護岸の基礎の洗掘を防止するもので、その構造は屈撓性のあるものでなければならない。

根固工の材料は、コンクリートブロック、捨石等がある。

第7章 溪流保全工の設計

第1節 総説

溪流保全工は主に床固工と護岸工の組み合わせにより施工されるが、設計に当たっては、その機能、目的を考慮して安全性についての検討を行い、対象流量を安全に流下させようとするとともに、環境への影響、維持管理、周辺の水利用、地下水位等についても配慮するものとする。

特に環境については、その保全を図るため、治水安全性を確保しつつ施工規模をできるだけ小さくするなど、自然を活かした工法の採用に努めるものとする。

(建河Ⅱp19)

解 説

溪流保全工の設計に当たっては、自然環境の保全を図るため施工規模に留意し、河床掘削・工作物等による現況河道及び周辺環境の改変を最小限度とすることに努める。

溪流保全工を必要とする溪流は一般的には勾配が急で流速が速いため、築堤式では破堤、決壊等の危険性が高く、いったん破堤した場合の被害が著しいので、掘込み方式を採用することを原則とし、やむを得ず築堤する場合は本川との取り付け部分等に限って採用することとする。

一般に溪流保全工は扇状地の中に計画される。その設計に関する留意点のうちで最も重要なものは流路内の河床変動である。縦断方向、横断方向ともに河床変動が小さくなり、局所洗掘や異常堆積を起こさないように流路の諸元を決定するのが設計の目的である。しかし、溪流保全工の場合は上流端と下流端の標高と区間長があらかじめ与えられているのが普通であり、ここに設計の難しさがあるといえる。上流山地からの流入土砂量が多い場合*1、河床変動が大きい場合*2、古くから流路の変遷が激しく法線形が定めにくい場合、合流する支川の影響が大きい場合、流路を湾曲させる場合、工事費が大きい場合等は模型実験により法線形、河幅、床固工・帯工の要否その位置と間隔、その構造物の高さ、根入れ等を決定することが望ましい。

溪流保全工の設計順序は図 7-1-1 のとおりとするのが一般的である。

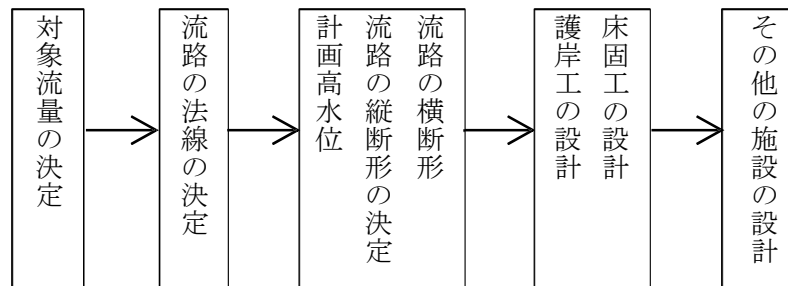


図 7-1-1 溪流保全工の設計順序

*1) 土石流入を除いたもので、上流山地の砂防ダムで捕捉できない土砂

*2) 局所堆積・洗掘を含む。

第2節 対象流量

溪流保全工における計画規模は1/50を基準とし、下流河川の計画規模を考慮して決定する。なお、計画高水流量算定方法については（第1編共通編第3章）に準ずる。

第3節 法線

溪流保全工の法線は、現況流路を考慮してなめらかに計画する。

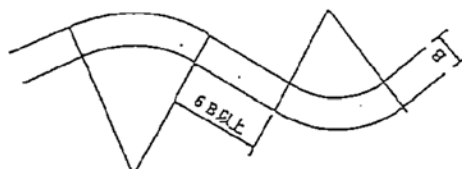
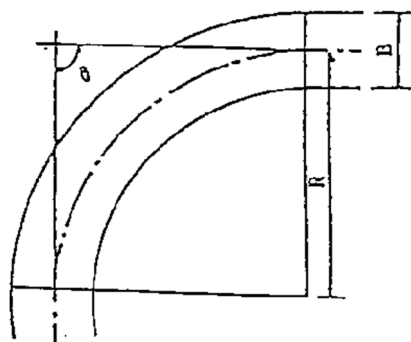
解説

地形や土地利用上から曲線部を設ける場合は、曲線半径と計画河幅の比を10～20以上、湾曲度を60°以上とすることが望ましい。やむを得ない場合であっても曲線半径と計画河幅の比を5以上とすることが望ましい。

また、やむを得ず反曲線を設ける場合であっても、曲線部と反曲線部の間には計画河幅の6倍以上の直線部を設けることが望ましい。

土石流対策計画で実施する流路や土石流導流工、土石流堆積工等については、土石流の流下方向に直線とし、土地利用や用地取得の困難さ等を理由として屈曲させることは極力避けなければならない。

ただし、河床勾配が比較的緩勾配(1/50程度以下)の河道の場合、あるいは地形条件等から安全性に問題がない場合には、できるかぎり自然環境を主と考え、現況流路を考慮したある程度の曲線部を設定する方が、自然環境の保全の観点から望ましい。



θ : 湾曲度

R : 曲線半径

B : 計画河幅 (H.W.Lでの幅)

図 7-3-1 法線 (基準例)

第4節 計画高水位

計画高水位は、計画河床の維持の面から、縦断形及び横断形と相互に関連させて決定するものとする。

(建河Ⅱp24)

解説

計画水深は、等流計算により求める場合が多いが、急流河川等では水面のうねり、跳水、河床変動、蛇行位置の変化等による水位の変動が大きいので、模型実験を必要とする場合もある。

計画高水位は、与えられた対象流量をもとに決定する。流れが等流であると仮定すると、マンニングの式(7-4-1)から計画高水位(h)が得られる。

$$v = I/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots \dots \dots (7-4-1)$$

- A : 流路流下断面(m²)
- v : マニングの平均流速式(m/sec)
- n : マニングの粗度係数
- R : 径深(m) (流下面積÷潤辺)
- I : 水面勾配
- h : 計画高水位(m)

注-1) 計画高水位(h)は0.1m単位とする。

注-2) 式7-4-1で求められる流速は清水による流速で、洪水時のように含砂率の高い流水の流速を求める場合、ワングの式(7-4-2)による流速補正が必要となる。

$$v_a = v \times \frac{\gamma}{\gamma + \alpha(\gamma_0 - \gamma)} \dots \dots \dots (7-4-2)$$

計画断面の流量Q₁は

$$Q_1 = A \cdot V_a \geq Q \dots \dots \dots (7-4-3)$$

- V_a : 土砂混入後の流速(m/sec)
- v : 清水の平均流速(m/sec)
- α : 土砂混入率(0.05~0.10)

- ・ 溪流保全工の土砂混入率は、本県では次の値を標準とする。
 溪流保全工上流の砂防工事が概成(整備率70%)している場合 : 5%
 その他の場合 : 10%

- γ : 水の比重(1.0)
- γ₀ : 土砂礫の比重(2.6)
- Q : 対象流量(m³/sec)

注-3) 粗度係数は、一般に表7-4-1を標準とする。

表 7-4-1 粗度係数

河道の状況	その値
一般河道	0.030~0.035
急流河川及び河幅が広く水深の浅い河川	0.040~0.050
暫定素掘河道	0.035
三面張でコンクリート護岸	0.020
三面張でブロック積護岸	0.025
二面張でブロック積護岸	0.030
河川トンネル	0.023

注4) 等流と仮定し、水面勾配 \equiv 計画河床勾配とする。

実際は与えられた川幅(流路幅)Bの元にhを仮定してQを計算し、これが与えられた対象流量以上になるまで繰り返して計算を行い、hを決定する。

第5節 縦断計画

溪流保全工の縦断形は、河床及び工作物の安定を考慮するとともに、掘込み方式が原則であるので、周辺の地形条件や将来の維持管理等も勘案して決定するものとする。

(建河Ⅱp24、砂設公p156)

解説

溪流保全工の上端及び下端においては河床勾配が急変しないよう留意する。また、支川が合流している地点においては、洗掘、堆積等に留意して設計するものとする。

5.1 計画勾配

一般的には、現在の溪流の河床変動の資料より局所的な変動を除き大局的な安定を確かめた上で決定する。

5.2 渓床勾配を変化させる方法

溪流保全工の渓床勾配を変化させる場合、勾配の変化をあまり急激に行うと変化点付近で洗掘や堆積が生じ、流路の維持に困難を生ずるだけでなく大きな災害の原因ともなりうるので、勾配の変化点においては、その上下流で掃流力が50%以上の変化をしないように勾配並びに水深を決めることを原則とする。また、勾配の変化点は落差工を計画し、帯工で変化させてはならない。

解説

掃流力を50%以上変化させないとは、上流を基準として、

$$U_{*A}^2 / U_{*B}^2 = \frac{gR_A I_A}{gR_B I_B} \leq 2$$

のことである。一般的には、

$I_A \geq 1/30$ の場合は $U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 2$

$I_A < 1/30$ の場合は $U_{*A}^2 / U_{*B}^2 \leq 1.5$

程度を目安に計画するとよい。

} (7-5-3)

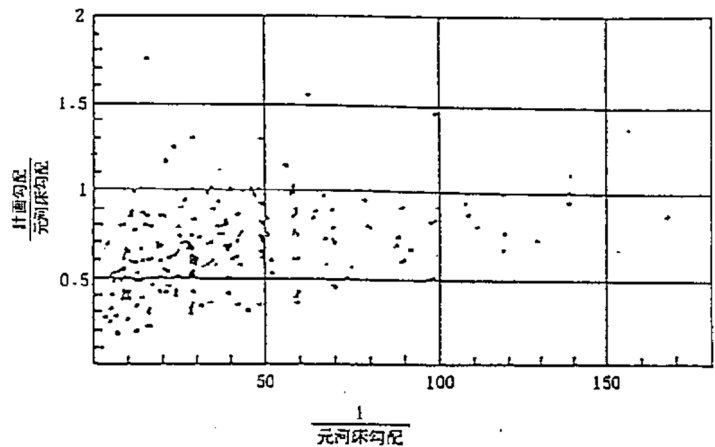


図 7-5-1 元河床勾配と計画勾配との関係

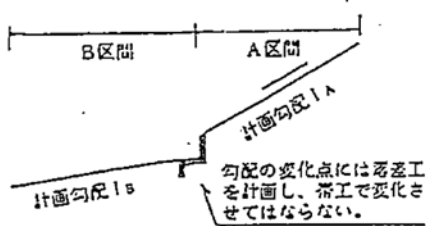


図 7-5-2 計画勾配の変化

- I_A : 勾配変化点上流部の河床勾配
- I_B : 勾配変化点下流部の河床勾配
- U_{*A} : 勾配変化点上流部の摩擦速度
- U_{*B} : 勾配変化点下流部の摩擦速度
- g : 重力加速度
- R_A : 勾配変化点上流部の径深
- R_B : 勾配変化点下流部の径深

[計算方法]

掃流力を $U_*^2 = g \cdot R \cdot I$ で表し、近似的に $R=H$ として、

$$A \text{ 区間の掃流力 } U_{*A}^2 = g \cdot H_A \cdot I_A \dots\dots\dots (7-5-4)$$

$$B \text{ 区間の掃流力 } U_{*B}^2 = g \cdot H_B \cdot I_B \dots\dots\dots (7-5-5)$$

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot H_A \cdot I_A}{g \cdot H_B \cdot I_B} \leq 1.5 \sim 2.0 \dots\dots\dots (7-5-6)$$

ここで計画水深を同じにとれば、 $H_A = H_B$

$I_A / I_B \leq 1.5 \sim 2.0$ となり、

縦断勾配の比による検討で変化点の勾配決定が出来る。

[計算方法]

(例1) A区間 $R_A=1.4\text{m}$ 、 $I_A=1/50$ 、B区間 $R_B=1.2\text{m}$ 、 $I_B=1/60$ とすると、

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot R_A \cdot I_A}{g \cdot R_B \cdot I_B} = \frac{9.81 \times 1.4 \times 1/50}{9.81 \times 1.2 \times 1/60}$$

$= 1.4 \leq 1.5$ となり、OK

(例2) A区間 $I_A=1/50$ 、B区間 $I_B=1/80$ で水深は $H_A=H_B$ とすると、

$$\frac{U_{*A}^2}{U_{*B}^2} = \frac{g \cdot R_A \cdot I_A}{g \cdot R_B \cdot I_B} = \frac{I_A}{I_B} = \frac{1/50}{1/60}$$

$= 1.6 > 1.5$ となりOUT

したがって、 $\frac{I_A}{I_B} \leq 1.5$ となるように I_A を決定する。

$I_A = 1/50 / 1.5 = 1/75$ 、勾配で I_B は $1/75$ より急勾配で決定する。

5.3 工作物の根入れ

護岸工や床固工、帯工等の根入れは、河床低下による工作物の破壊が生じないように、5-1～5-2 で定めた計画河床について、最も河床低下が大きくなる場合の勾配として推定される静的平衡勾配を考慮して定める。

解説

5.1～5.2に基づき計画河床勾配を決定するが、工作物の基礎が最も危険となるのは局所的な洗掘によるものを除いては、流水が最も低い濃度（理論的には清水）で流れるときに河床勾配が最も緩くなるときであるから、床固工や帯工の天端高を基準として、それから上流側へ静的平衡勾配で引いた線よりも深く根入れが確保されていれば安全である。逆に、静的勾配を考慮して根入れを十分にとることにより、横工開隔を大きくして施工基数の減少を図ることができるため、自然を活かした工法とすることを観点に、従来一般的に行われてきた設計方法による場合と比較検討することが望ましい。

静的平衡勾配は、流砂を含まない流水によって河床が安定となる勾配であって、掃流力に見合う粒径までが移動すると考えて、河床の構成粒径による限界掃流力のつりあい式から求められる。

$$U^{*2} = U_{*c}^2 \dots\dots\dots (7-5-7)$$

U^* : 掃流力
 U_{*c} : 限界掃流力
 } 5.1参照

河床材料が一般の溪流のように広い粒径範囲を持つ場合には、90%粒径程度以下の粒子が選択流出し、河床表面が河床構成材料のほぼ最大径に近い粒子で覆われたアーマコートの状態となって安定する。したがって、この安定河床の勾配は、河床材料の90%粒径をd90(cm)とすれば、

$$\left. \begin{aligned} U^{*2} &= g \cdot R \cdot I \\ U_{*c}^2 &= 80.9 \cdot d90 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7-5-8)$$

により河床勾配Iを未知数として、式(7-5-7)を解くことになる。

なお、河道断面が矩形断面で水深H≒Rとみなし得る場合には、 Manning式及びQ=A・Vを用いて、静的平衡勾配Iは次式により求められる。

$$I = \frac{80.9d90}{g \left(\frac{n \cdot Q}{0.29\sqrt{d90 \cdot B}} \right)^{6/7} \times 10^2} \dots\dots\dots (7-5-9)$$

- I : 静的平衡勾配
- d90 : 最大礫径 (河床材料の90%粒度) (m)
(三面張の検討では平均礫径(dm)を使用)
- Q : 計画高水流量(m³/sec)
- B : 計画流路幅(m)

〈参考〉

移動可能な土砂の最大粒径を算出する方法は、岩垣式、ニギアザロフ式があるが、式の簡便さから一般に岩垣式が用いられているようである。

・岩垣式

$$U_*c^2 = 80.9 \cdot d_c(\text{cm}) \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 U_*c^2 : 限界摩擦速度(m/s)、 d_c : 移動限界粒径(cm)

また、粒径の移動限界状態では、

$$U_*^2 = g \cdot R \cdot I \dots\dots\dots (4.4)$$

であるので、変形すると、

$$d_c = 12.1h \cdot I \dots\dots\dots (4.5)$$

となる。ここに h : 水深(m) I : エネルギー勾配=河床勾配

5.4 計画河床高の決め方

溪流保全工は築堤をできるだけ避け、掘込形式を原則として計画河床を決定する。但し、現河道から遠く離れて捷水路を計画する場合(図7-5-3)の現河床は新水路と現河道の交点を結んだ高さを現河床高として考えてよい。

解説

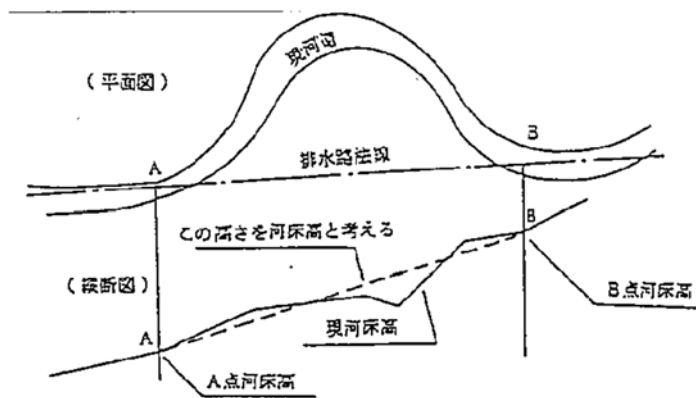


図7-5-3 捷水路を計画する場合の河床高

5.5 支川との調整

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あわせた勾配とする。このため、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。

解説

(1) 法線形

支川の本川に対する合流角度は、極力鋭角化する。また、合流点は本川の床固工(帯工)の上流側にすることが望ましい。

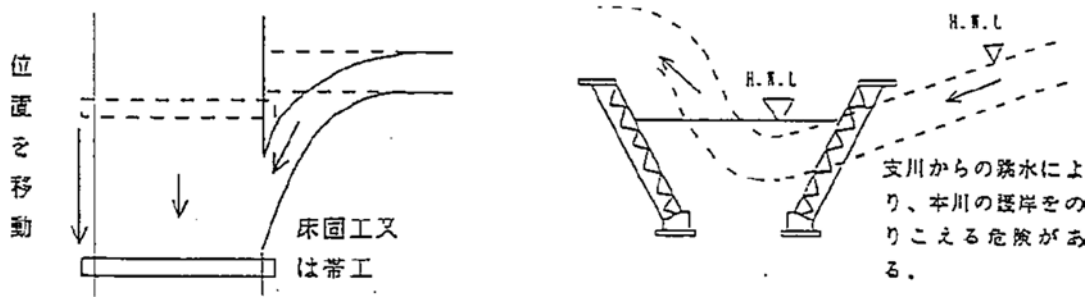


図 7-5-4 支川の法線

(2) 縦断形

合流する支川の縦断勾配は、本川の支川による洗掘・堆積を防ぐため、本・支川が同一勾配でかつ同河床高で合流することが望ましい。ただし、支川の流量が小さい場合 ($Q'/Q \leq 0.1$) は、本川の河床高よりも支川の河床高を高くしておいた方が、本川の高水位に影響されることが少ない。

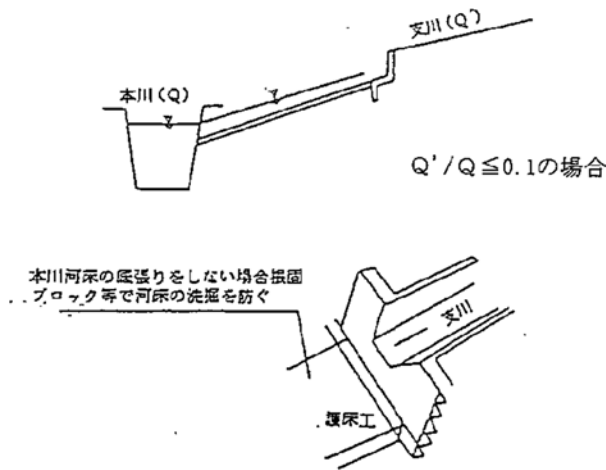


図 7-5-5 支川の流域面積が本川よりかなり小さい場合

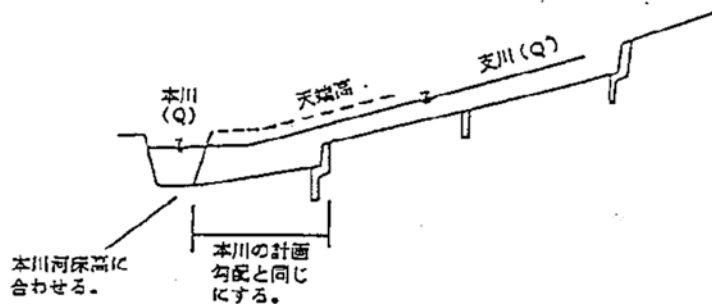


図 7-5-6 本・支川の流域面積の差が少ない場合

第6節 計画断面

6.1 計画断面

溪流保全工の計画断面は、原則として単断面とし、現河道幅より計画の河幅が狭小にならないようにする。

(建河Ⅱp24、砂設公p158)

解説

現河道幅を狭めることは、河川の機能を破壊するだけでなく、洪水流量に対する水深が大となるので、構造上危険サイドとなる。そのため最小限現河道幅を活かした計画断面とする。

溪流保全工を設ける溪流は、一般に急流であり、流路を低水敷と高水敷に分けて複断面にすると、高水敷を維持させることが困難であるため、単断面が望ましい。しかし、河幅が広く乱流、異常堆積の恐れがある場合や高水敷の利用等を考えなければならない場合は、河床材料、流出土砂等の河状をよく調査した上で複断面を採用する。この場合、高水敷の平均粒径が移動しないように低水路断面を決定することが必要である。

6.2 計画幅

溪流保全工の計画幅は、対象流量、流路の縦断勾配、地形、地質、背後地の土地利用状況等を考慮して定めるものとする。

(建河Ⅱp24、砂設公p159)

解説

溪流保全工の計画幅は、河床勾配、流送土砂、河床材料、河川の粗度および平面形状に密接に関係しており、対象流量を安全に流下させるためには流路全体の計画の中で検討する必要がある。

一般には、他の条件を同一にすれば、流路幅を狭めることにより水深および流速は大となり、河床材料のみでは河床の維持が困難となる。また、逆に広くすることは、堆積による河床上昇、用地取得、面積の増加等となって制約を受ける。

したがって、溪流保全工の計画幅は、河床の安定性に主眼置き、構造物の有無、背後地の土地利用等を考慮して決定するものとするが、一般的には式(7-6-1)を目安とする。

$$B = \alpha \cdot Q^{1/2} \text{ ----- (7-6-1)}$$

B : 河幅(m)

Q : 流量(m³/sec)

α : 係数

で表される関係があり、αの値は流量の大きさによって異なる。

水理模型実験と現地での被災データとからαの値はQを対象流量としAを流域面積(km²)とすると、表7-6-1の範囲とすることが望ましい。

表 7-6-1 係数 α の値

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

ただし、転石等の混入の配慮から、最小河床幅は1.5mを原則とする。しかし流域面積が小さい場合は、第4節から求められる計画高水位が、0.1~0.2m程度となり掃流力の不足による堆積、転石等の混入等に対する安全率等が不足する恐れがあるため、流路の最小断面は図7-6-1を標準とする。

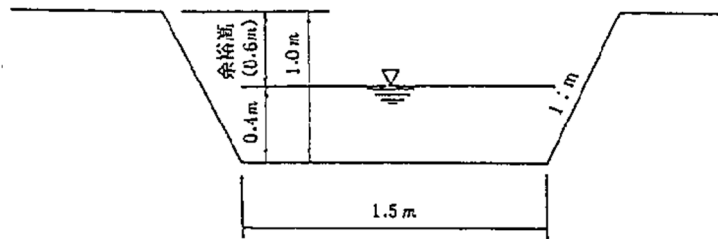


図 7-6-1 流路の最小断面

6.3 余裕高

溪流保全工の余裕高は、原則として、対象流量によって決定するものとする。

(砂設公p159)

解説

溪流保全工の余裕高は、原則として表7-6-2によるものとする。

ただし、計画水位(H)に対する余裕高(ΔH)との比($\Delta H/H$)は表7-6-3以下とならないようにする。

表 7-6-2 対象流量と余裕高

対象流量	余裕高
200m ³ /s 未満	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s	1.0m

表 7-6-3 計画河床勾配と余裕高比

勾配 <i>i</i>	$\frac{1}{200} < i \leq \frac{1}{100}$	$\frac{1}{100} < i \leq \frac{1}{70}$	$\frac{1}{70} < i \leq \frac{1}{50}$	$\frac{1}{50} < i \leq \frac{1}{30}$	$\frac{1}{30} < i \leq \frac{1}{10}$	$\frac{1}{10} < i$
$\Delta H/H$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60

6.4 湾曲部の横断形計画

溪流保全工の湾曲部では湾曲の状況、上下流の河道及び地形等の状況に応じて流路幅の拡大または凹部天端高の嵩上を考慮する。また湾曲部では外カーブ側に洪水が集中して流下するため強度の洗掘力が働く。そのため湾曲区間において洗掘防止を計画する。

(建河Ⅱ p25砂設公p159)

解 説

湾曲部の凹岸では洪水の際に水位が上昇するので、護岸は凸岸部より高くする必要がある。

静水面を仮定したとき、水路外側壁における水面高と静水面との差 h は次のグラシヨ一の式で表される。

$$h = (v^2/g) \times \{2.303(\log R_2 - \log R_1)\} \dots\dots\dots (4-36)$$

- h : 上昇高(m)
- v : 水路曲線部の平均流速(m/sec)
- g : 重力加速度(9.81m/sec²)
- R_1 : 水路内側の曲線半径(m)
- R_2 : 水路外側の曲線半径(m)

上式により水位上昇高を計算し、余裕高の 50%以上となる場合は10cm単位で設計に考慮する。

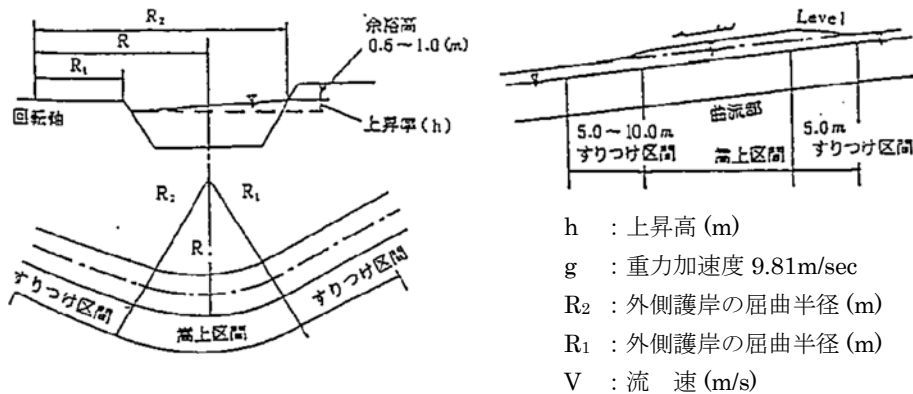


図 7-6-2 湾曲部の天端嵩上げ

6.5 支川処理

合流点下流の流路幅は、本川、支川の形状を考慮して決定する。

(砂設公p161)

解 説

本川、支川とも土砂の流出が少なく、河床勾配、計画高水位が同じような河川の場合には（両方の掃流力が同じ場合）、合流点下流の流路幅は本川、支川の各流路幅の和をもって計画幅とするのがよい。

本川の掃流力の方が支川よりも大きい場合には、支川の土砂は本川の流水とともに流下するため問題はないが、支川の掃流力の方が大きい場合には、合流点下流に土砂の堆積が生じ、断面の不足を起こす危険がある。そこで、このような場合には a_3 は $a_1 + a_2$ よりも小さくして掃流力を大きくすることが土砂堆積を防止する一つの方法で極端な場合には $a_3 \cong a_1$ とすることもある。しかし、この場合、掃流力が増

すということは水位が大きくなることを意味するので、護岸破壊の危険や洗掘の問題を生じる。そこで、このような合流点処理に際しては、計画高水位のとり方に十分注意する。

また、合流点下流には、横工（床固工、帯工）を設ける必要がある。

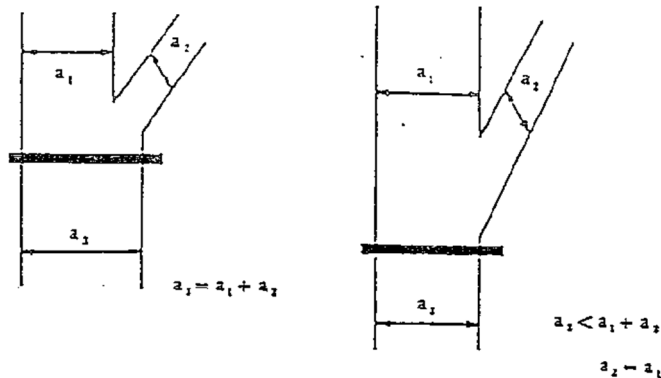


図 7-6-3 本川と支川の河幅

6.6 上流端処理

溪流保全工の上流端は、溪流の荒廃状況、砂防工事の進捗状況を問わず、万一の土砂流出に対応するため、流出土砂制御・調節効果を持つ堰堤、もしくは床固工を施工するものとする。

(砂設公p162)

解説

上流砂防堰堤と溪流保全工との間に土砂生産源があり、溪流保全工を施工してもその完成後に上流から土砂が流入すると施工した流路の断面が埋塞され、それがもとで土砂害、水害を引き起こすことになる。それも、流路によりかかって人家集落の近くで土砂災害を引き起こす結果となる。これに対応するため、溪流保全工の上流端および比較的大きな流域をもつ支川の上流端には流出土砂抑制・調節効果を持つダム、もしくは床固工を施工するものとする。

最上流端の砂防堰堤、または床固工は、堰の断面として計画するが、流路の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取合わせ部が必要となる。取合わせ部は水理条件を急変させないよう、最上流端の砂防堰堤または床固工の河幅の3倍程度の長さとする。(図7-6-4参照)

また、この場合の床固工の構造は、第5床固工の設計に準ずるものとし、取合わせ部の終点には、帯工または床固工を計画するものとする。

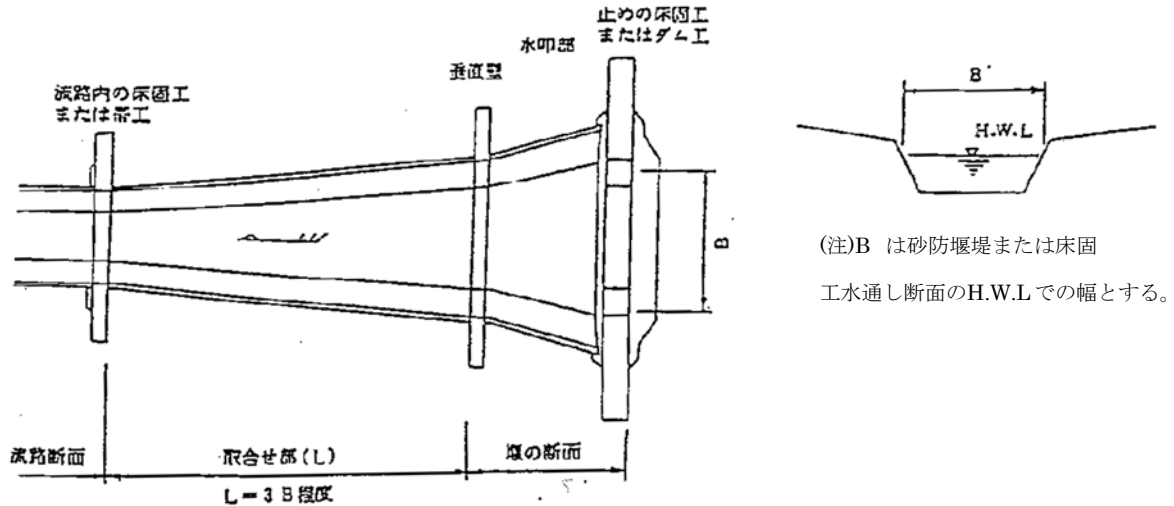


図 7-6-4 床固工または砂防堰堤からの摺り合わせ

第7節 流路における床固工

7.1 床固工の設計

溪流保全工における床固工の位置及び間隔は、溪流保全工の平面形、縦断形、計画断面等を総合的に検討して決定するものとする。

(建河Ⅱp26、砂設公p163)

解説

溪流保全工を計画する溪流は一般的に河床勾配が急であるため、計画河床の維持が困難となる場合が多い。

このため、床固工を設置し、河床勾配を緩やかに、河床材料のみで維持するのが一般には得策となる。

溪流保全工における床固工は、計画河床を安定させるとともに維持するために設けられたものであり、その位置は、一般に溪流保全工の上下流端、計画勾配の変化点、流路底張り部の上下流端、計画河床の決定において必要となる箇所に設けられる。

7.2 床固工間隔

床固工の設計においては、設定された計画河床勾配を保つ必要から、床固工の間隔と高さを相互に組み合わせて検討を行い、最終案を決定する。

(建河Ⅱp26、砂設公p163)

解説

床固工間隔は、一般に次式によって示される。

$$L = \frac{mn}{m-n} \times hr \dots\dots\dots (7-7-1)$$

- L : 床固工間隔
- hr : 床固工の有効高
- l/n : 現在河床勾配
- l/m : 計画河床勾配

計画された流路が乱流または偏流防止を目的としている場合には、柿が次式を与えている。

$$L=(1.5\sim 2)\times B \dots\dots\dots (7-7-2)$$

ここに、Bは流路幅である。

既設流路の資料を整理した結果から、田畑は流路幅と床固工間隔との比は流路幅と関係ありそうだとした(図7-7-2)。

また、池谷は既般流路のうち、特に被災した流路の床固工間隔を調査した結果から、

$$\left. \begin{array}{l} L=(1\sim 2)m \quad (1/30 > 1/m > 1/60) \\ L=(1\sim 1.5)m \quad (1/60 > 1/m) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (7-7-3)$$

と示した。ここに、1/mは計画河床勾配(静的平衡勾配)とする。

同じ資料を、床固工間隔と河幅の関係としてとらえ、河床勾配ごとに検討した結果を、図7-7-1のように河床勾配、河幅と床固工間隔として示した。

すなわち、同一条件下では、から求められる床固工間隔より短い床固工間隔の場合、被災例がないことを意味している。

そして、で示された関係は次式で示される。

$$L = \alpha B, \alpha = f(I) \dots\dots\dots (6-7-4)$$

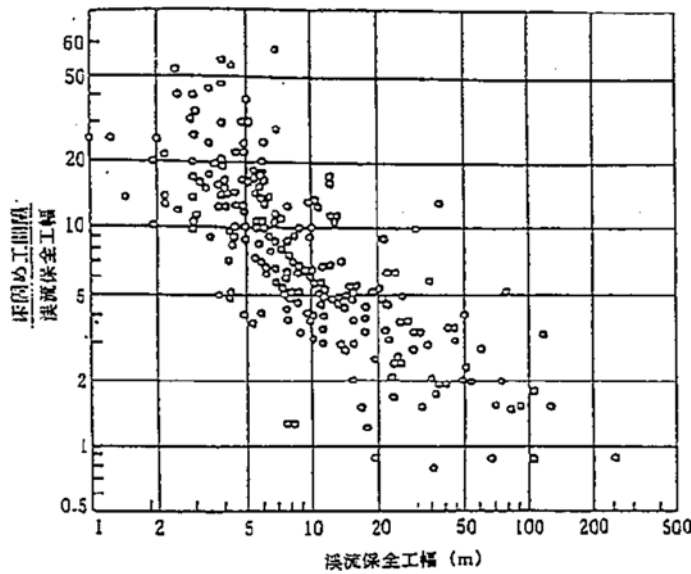


図 7-7-2 床固工間隔と流路幅との関係 (田畑)

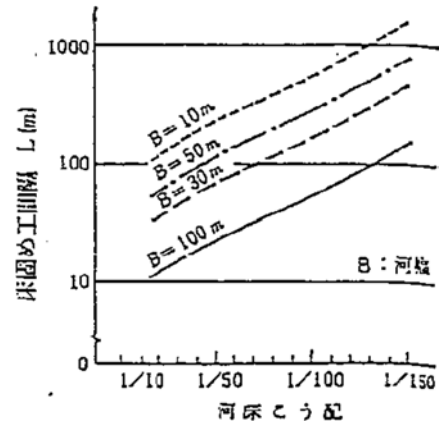


図 7-7-1 河床と河床勾配からみた床固工間隔

ここに、 α は係数、 I は計画河床勾配である。横工間隔については、「砂防設計公式集(マニュアル)」(p166)において、帯工の間隔は通常その勾配を表す分数の分母の数を距離に読みかえた程度を原則とするとされており、上述の数値に近い値を示しているが、確立された手法はない。流路内の河床固定(安定変動内に固定する)のための横工間隔は、上記の経験的な方法や、先述した静的平衡勾配を考慮した方法などを現地河川に合わせて検討し決定する。

7.3 水通し断面

水通し断面は、第6節計画断面で求められる断面と同一とする。
 なお、本堤の水通し天端高は、上流側の計画河床高に合わせるものとする。

7.4 断面形状

床固工の本堤の断面形状は、以下の通りとする。

- (1) 床固工の落差は原則として2.0m以下とする。
- (2) 天端幅、上下流のり勾配等の本体の設計は第5章床固工の設計に準ずる。

7.5 基礎の根入れ

床固工本堤の堤底は、水叩き下面に一致させるものとする。

解 説

床固工本堤の堤底は、水叩き下面に一致させるものとするが、基礎地盤の支持力等に問題がある場合は、安全性を有する地盤まで根入れをするか、基礎処理を行うものとする。また、落差が非常に小さい場合、床固工本堤の根入れが上流の護岸の基礎底面より浅くなる。この場合、本堤の堤底は、上流護岸の基礎の底面に一致させるものとする。

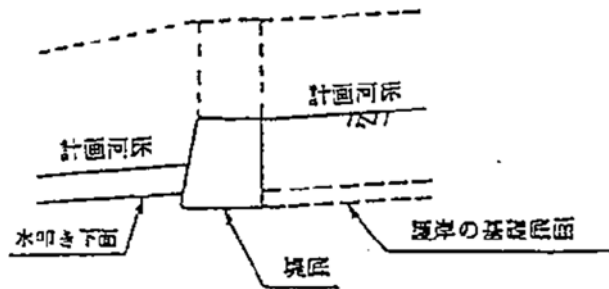


図 7-7-3 床固工本堤の根入れ

7.6 袖の設計

床固工本堤の袖は、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとし、その構造は、次によるものとする。

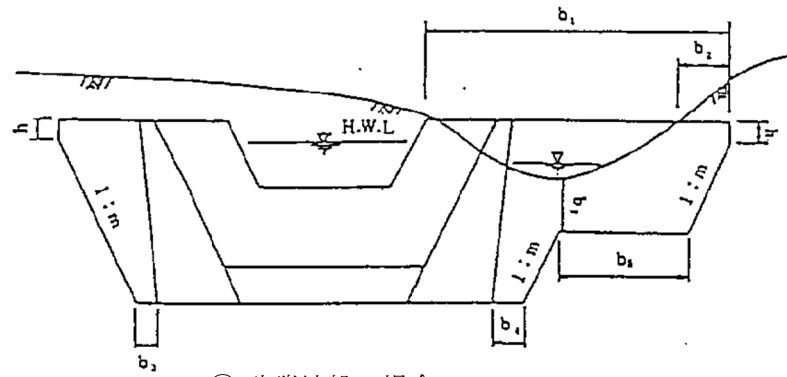
解 説

1. 袖天端の勾配は、原則として水平とする。
2. 袖天端の幅は、原則として水通し天端幅と同一とする。
3. 袖は、兩岸の地盤に嵌入させるものとする。

袖は、兩岸地盤に嵌入させるものとし、嵌入深さは表 7-7-1 を標準とし、嵌入方法については図 7-7-4、図 7-7-5 を参考とする。

表 7-7-1 床固工本堤の袖の嵌入深さ

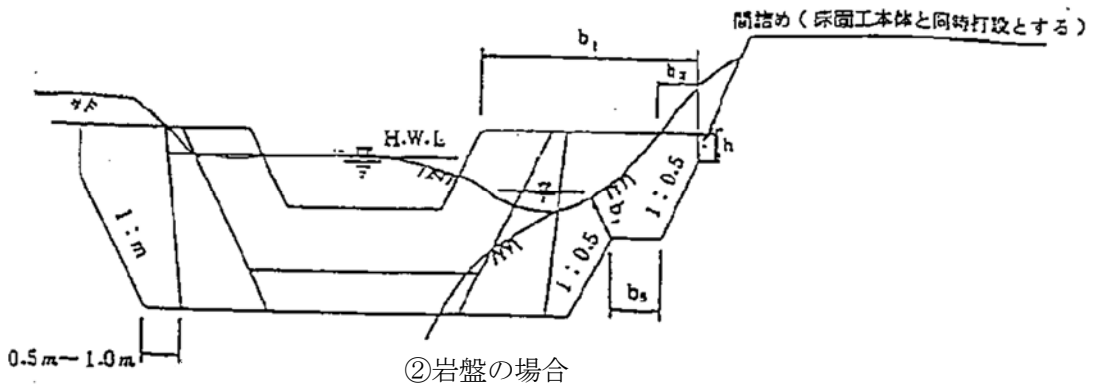
地質	嵌入深さ
砂礫	2m程度/
中硬岩、硬岩	1m程度



① 砂礫地盤の場合

b_1 : 3.0m以上 b_4 : 0.5~1.0m
 b_2 : 2.0m程度 h : 余裕高程度
 b_3 : 0.5~1.0m m : 土質による床勾配

注-1) b_1 は0.1m単位とする。
 注-2) 小段幅 b_3 は1.0m以上とること。



② 岩盤の場合

注-1) 切土勾配は1 : 0.5を標準とする。
 注-2) b_1 は0.1m単位とする。
 注-3) 小段幅 b_3 は0.5m以上とること。
 注-4) h は余裕高程度とする。

	中硬岩、硬岩の場合
b_1	1.0m以上
b_2	0.5m程度

図 7-7-4 床固工本堤の袖の嵌入方法

7.7 前庭保護工の設計

前庭保護工は、第5章床固工の設計第2節 2.5 に準ずるが、水叩き勾配及び垂直壁の根入れに関しては以下を標準とする。

解説

① 水叩き

水叩き厚さ、水叩き長は第5章床固工の設計第2節 2.5 に準ずるが、水叩き勾配は計画河床勾配を標準とする。

② 垂直壁

構造その他は第5章床固工の設計 2.5 に準ずるが、垂直壁の根入れ d は

二面張りの場合 $d=1.0\text{m}$

三面張りの場合 $d=0.5\text{m}$

とする。

7.8 側壁護岸

側壁護岸の位置及び高さは図 7-7-5 を標準とする。

解説

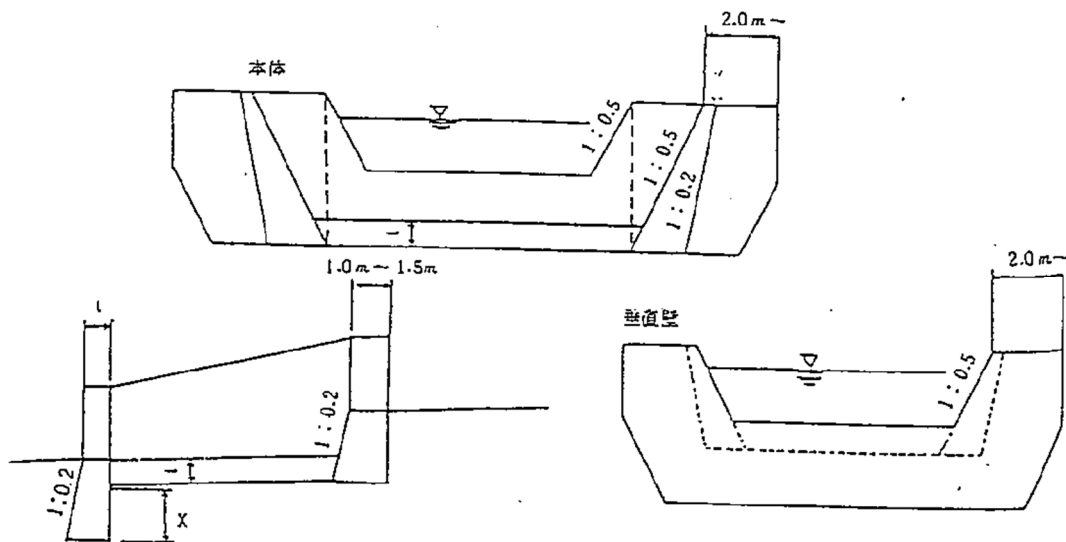


図 7-7-5 床固工一般図

7.9 護床工

護床工は、第2章不透過型コンクリート重力式砂防堰堤（土石流タイプ）第8節 8.7 及び第5章床固工の設計 2.5 に準じる。

第8節 溪流保全工における帯工

8.1 帯工の設計

帯工は、落差のない床固工であり、計画河床を維持しうる構造として設計するものとする。

(砂設公p165)

解説

帯工は、床固工間において床固工間隔が大きい場合、局所的洗掘により河岸に悪影響を及ぼすことが多く、その対策として用いられる。

勾配変化のある場合は、その折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。

8.2 帯工の位置(間隔)

帯工は、単独床固工の下流、及び階段状床固め工群の間隔が大きく、なお縦侵食の恐れがある場合に計画する。

(砂設公p165)

解説

帯工の間隔には、7.2 床固工間隔で述べたように決定的な手法は無いが、一般には次による。

- ①二面張りの場合……計画河床勾配(1/i)の分母(i)を m に読みかえた距離に1箇所割で計画する。
- ②三面張りの場合…… $2 \times i$ を m に読みかえた距離に1箇所割で計画する。
- ③隣接する床固工の間に等間隔で計画する。
- ④単独帯工、あるいは現河床勾配の維持を目的とする帯工は、縦侵食の行われている箇所、あるいはその恐れのある箇所に計画する。

なお、静的平衡勾配を検討し、その勾配での河床低下に対し根入れが確保される場合には、帯工間隔を拡大し設置基数の縮減を図ることが望ましい。

8.3 構造

帯工の構造は、床固工の垂直壁に準ずる。

(砂設公p165)

解説

帯工の構造は、床固工の垂直壁に準ずるが、水通し天端幅は0.8mを原則とする。

袖の嵌入は、砂礫地盤の場合2.0mを標準とし、両岸地盤に嵌入させるものとする。嵌入深さは、表7-8-1を標準とする。

表 7-8-1 帯工の袖の嵌入深さ

土質	嵌入深さ
砂礫	1.5~2.0m程度
中硬岩、硬岩	0.5m程度

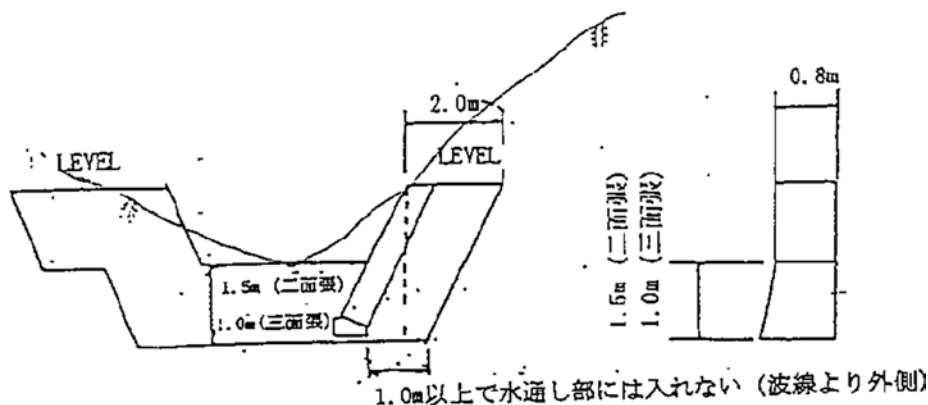


図 7-8-1 帯工

第9節 流路における護岸工

溪流保全工における護岸は、第6章護岸工の設計に準じて設計するものとする。

(砂設公p165)

解説

溪流保全工における護岸は、溪流保全工を設置する地域の溪岸侵食を防止するとともに床固工の袖部を保護するために設けられたものである。

溪流保全工における護岸は第6章に準じて設計するものとするほか、次によらなければならない。

- (1) 天端高は流路断面計画によるものとし、曲線の外カーブ側の水位上昇が余裕高の50%を越えると考えられる場合は、10cm単位で外カーブ側の護岸天端を高くする。
- (2) 護岸工ののり勾配は、1:0.5を標準とする。
- (3) 計画幅が狭く護岸基礎の掘削が全幅に及ぶ場合などには底張工を計画する。
- (4) 護岸工には、10m程度に1箇所伸縮目地を計画する。
- (5) 護岸の水抜きを設置する場合は、2.0m²に1箇所の割合とし、一段目は平水位から0.2m程度上に入れる。
- (6) 護岸の根入れ深は、洗掘による河床変動に対応できるよう、床固工の水通し天端等河床固定点から上流の静的平衡勾配を検討し、それに基づいて決定するのが望ましく、一般的には1.0m以上を標準とする。

- (7) 床固工、帯工との護岸基礎の取り付け部については、構造物基礎の根入れと同じくし、その区間は静的平衡勾配を考慮して決定する（第7章 5.3 参照）。

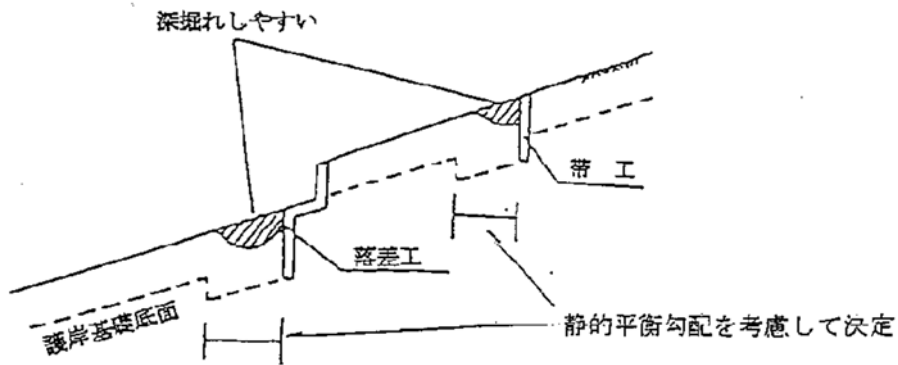


図 7-9-1 構造物との取り付け部の護岸根入れ

- (8) 砂礫堆等が形成された場合や、床固工の直下流、湾曲部外湾側では河床変動が大きいので、必要に応じて根固工を併用する。

第10節 底張工

溪流保全工を計画する際には、原則として底を張らない構造とする。溪流勾配等で河床の抵抗力より掃流力がまさる場合においても、勾配緩和等計画段階で検討し、できるだけ三面張りは避ける。しかし、勾配緩和・河幅拡大等を考慮しても、なおかつ河床構成材料で河床の維持が困難な場合には、三面張りとする 것을考慮する。

解説

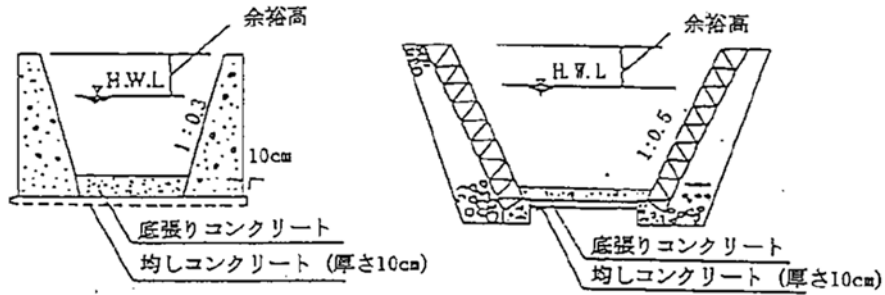
(1) 三面張工法採択の基準

- ① 現河床材料では、計画河床の維持が困難な場合。（掃流力 > 河床抵抗）
- ② 計画幅が狭く、護岸基礎の掘削が全幅に及ぶ場合。
- ③ 一般には計画河床の勾配が 1/30 より急な場合。

(2) 構造

原則的に透過型底張ブロックとする。過去の被災事例、周辺環境への影響を考慮し、コンクリート三面張工は極力避けることとするが、やむを得ない場合は用いてもよいものとする。

底張工法は下図を標準とし、底張厚は下幅 2.0m未満は 0.2m、下幅2.0m以上は 0.3mとする。なお、底張工法とする場合は、床固工本堤上流及び帯工上流に必要な応じて伏流水排除工を計画する。



a) コンクリート三面張

b) ブロック(石)積三面張

図 7-10-1 三面張護岸工 (コンクリート張工)

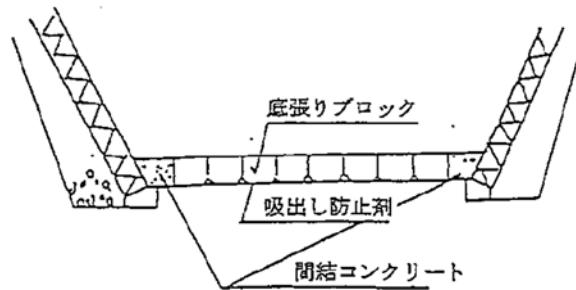


図 7-10-2 透過型底張ブロック

(3) 床張部の末端処理

三面張工から、二面張工に移行する部分では、流速の差により二面張の流路上流端付近の護岸基礎部分に洗掘が生ずる恐れがあり、護床工・減勢工を考慮するものとする。また、三面張下流端には少なくとも帯工を設け、吸出しの防止を図るものとする。

(4) 伏流水排除工

三面張溪流保全工における落差工本体及び帯工直上流部には、必要な場合は地下水の排除施設として、伏流水排除工を計画するものとする。工法は底張ブロック、石張とする。

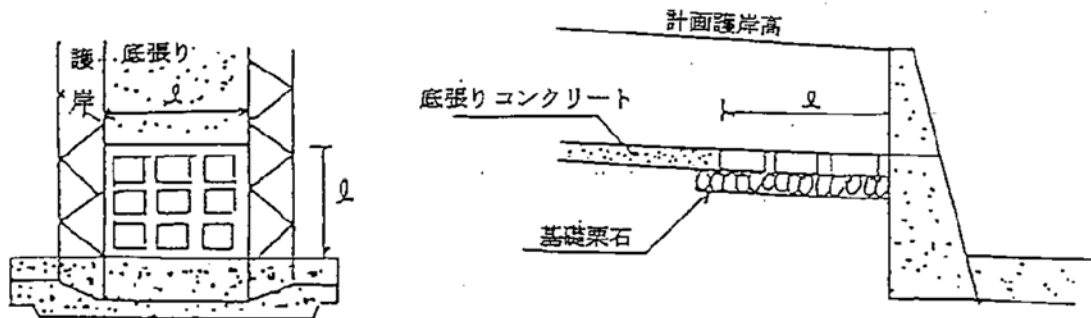


図 7-10-3 伏流水排除工 (底張ブロックの場合)

第11節 附属物の設計

11.1 管理幅

溪流保全工を管理するため、原則として兩岸に管理幅を設ける。

解説

管理幅は原則として砂防設備の適正な維持管理上最小限とすべきであるが、市街地等で将来開発が進み、設備の維持保全が侵食されると認められる場合など、状況に応じて河川管理施設等構造令の基準によりながら、表 7-11-1 によるものとする。

表 7-11-1 管理幅の考え方

		摘要
護岸部		①流況(計画高水流垂等) ②流域周辺の地形、土地利用 ③将来の流路工周辺への人家等集中の予測 ④近傍の道路の有無(管理道の併用) 上記の様な事項を考慮し、管理幅は前法肩より 1m 以上 3m 以内
築堤部	河川区域	①構造令第 21 条による天端幅 ② 〃 第 76 条に基づく 施工規則第 36 条の 1 による天端幅
	普通河川	最低 2m 以上

(天端幅)

河川管理施設等構造令第 21 条より抜粋

第 21 条 堤防（計画高水流量を定めない湖沼の堤防を除く）の天端幅は、堤防の高さと堤内地盤高との差が 0.6 メートル未満である区間を除き、計画高水流量に応じ、次の表の下欄に掲げる値以上とするものとする。ただし、堤内地盤高が計画高水位より高く、かつ、地形の状況等により治水上の支障がないと認められる区間にあつては、計画高水流量が 1 秒間につき 500 立方メートル以上である場合においても、3 メートル以上とすることができる。

表 7-11-2 堤防の天端幅

項	計画高水流量 (単位1秒間につき立法メートル)	天端幅 (単位メートル)
1	500 未満	3
2	500 以上 2,000 未満	4
3	2,000 以上 5,000 未満	5
4	5,000 以上 10,000 未満	6
5	10,000 以上	7

(小河川の特例)

河川管理施設等構造令施工規則第36条の1より抜粋

規則第36条 令第76条に規定する小河川に設ける河川管理施設等については、河川管理上の支障があると認められる場合を除き、次の各号に定めるところによることができる。

一堤防の天端幅は、計画高水位が堤内地盤高より高く、かつ、その差が0.6メートル未満である区間においては、計画高水流量に応じ、次の表の下欄に掲げる値以上とすること。

表 7-11-3 堤防の天端幅 (小河川の特例)

項	—	—
計画高水流量 (単位1秒間につき立法メートル)	50 未満	50 以上100 未満
天端幅 (単位メートル)	2	2.5

1 1. 2 取水工

溪流保全工を設置する溪流に既設の取水工がある場合は、その補償工事として取水工を設置するのとする。

解 説

取水工は、原則として自然流入方式とする。

河川管理施設等構造令では、水路方式として堤外水路を極力避けるよう規定している。しかし、砂防の場合の流路は掘込み方式を原則としているため、堤内水路とすると水路が暗渠化したり深い開水路となるため維持管理が困難となり、堤外水路とする場合がある。

取水工を設計する場合には、次の点に留意する。

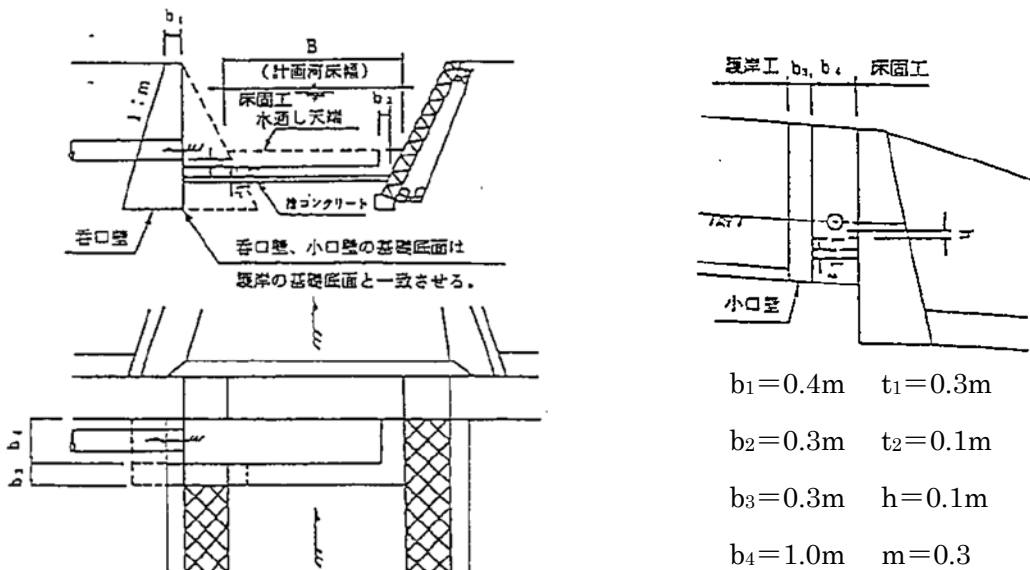
1. 堤外水路の構造は、完全分離方式を原則とする。
2. 取水能力の限界は、現有機能までとし、必要以上流れ込まないようにする。
3. 洪水時において、堤内地で浸水等の被害を起こさないような構造とする。
4. 堤外水路は、流路の規定断面内に設けてはならない。
5. 取水工は河床の維持に支障とならない構造とする。

1 1. 2. 1 取水口

現在の取水位置もしくは現在水路までの必要な縦断勾配（おおむね 1/100～1/200）を決定し、取水口の位置を決定する。取水口が床固工の間にくる場合は、その位置の最も近い上流側の床固工から取水するものとする。

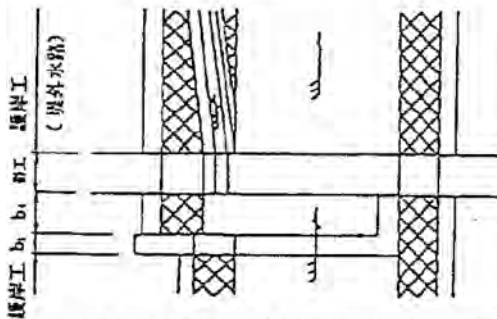
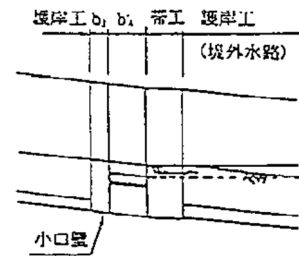
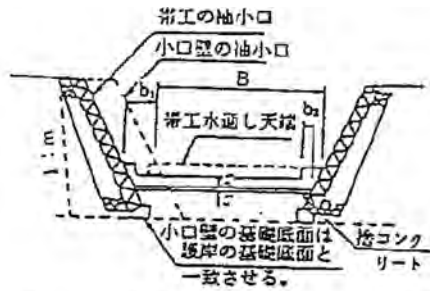
一般には、床固工から取水するものとするが、地形を考慮し、床固工からの取水が困難な場合、または床固工からの取水が著しく不経済となる場合は、帯工から取水できるものとする。

解 説



- 注-1) 取水管の中心高は、床固工水通し天端高と一致させる。
- 注-2) 河床幅が広い場合は、偏流等を考慮して取水工幅 B を決定する。
- 注-3) 上記 $b_1 \sim m$ の数値は、取水管の管径が 600mm以下の場合であり、600mmを越える場合は別途考慮する。
- 注-4) 呑口壁には、必要に応じ水位調節扉を設置する。

図 7-11-1 取水口の構造（床固工から取水する場合）



- b_1 : 堤外水路の幅と同じにする。
- $b_2 = 0.3\text{m}$
- $b_3 = 0.3\text{m}$
- $b_4 = 1.0\text{m}$
- $t_1 = 0.3\text{m}$
- $t_2 = 0.1\text{m}$
- $m = 0.1$ (護岸ののり勾配が1:0.5の場合)

- 注-1) 河床幅が広い場合は、偏流等を考慮して取水工幅 B を決定する。
- 注-2) 上記 $b_1 \sim m$ の数値は取水口の断面が 500mm×500mm程度以内の場合であり、これを越える断面の場合は別途考慮する。

図 7-11-2 取水口の構造（帯工から取水する場合）

11.2.2 堤内水路

(1) 開渠の場合

堤内水路（開渠）は、流路法線にほぼ平行に計画するものとし、その位置は流路の管理幅の外側に計画する。

堤内水路の計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとする。

解説

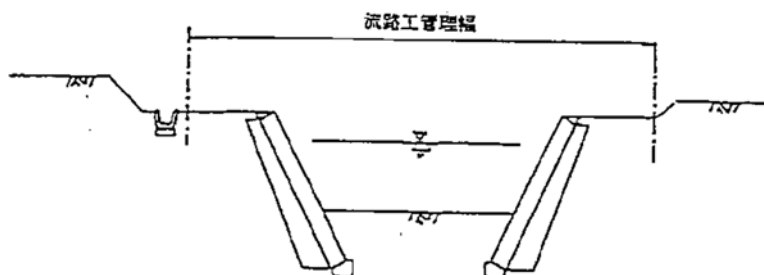


図 7-11-3 堤内水路の位置

(2) 暗渠の場合

堤内水路（暗渠）は、流路法線にほぼ平行か直角に計画するものとし、平行に計画する場合の位置は、堤内水路（暗渠）を参考とする。計画断面は、現況断面を考慮し、取水能力と整合性がとれたものとするが、維持管理のための管径 300mm以上とする。

解説

構造は、国土交通省土木構造物設計パイプカルバートによるものとするが、流路法線に平行で管理幅の外側にあるパイプカルバートの基礎の巻立ては、埋没形式、土質、土かぶり等により、P1-RC、PC型～P2-RC、PC型を採用するものとし、管理幅内にあるパイプカルバートは管径によりP3型かP4型を採用するものとする。また、堤内水路（暗渠）には、土砂吐を設備するものとし、その位置及び構造は図7-11-4～図7-11-5を参考とする。

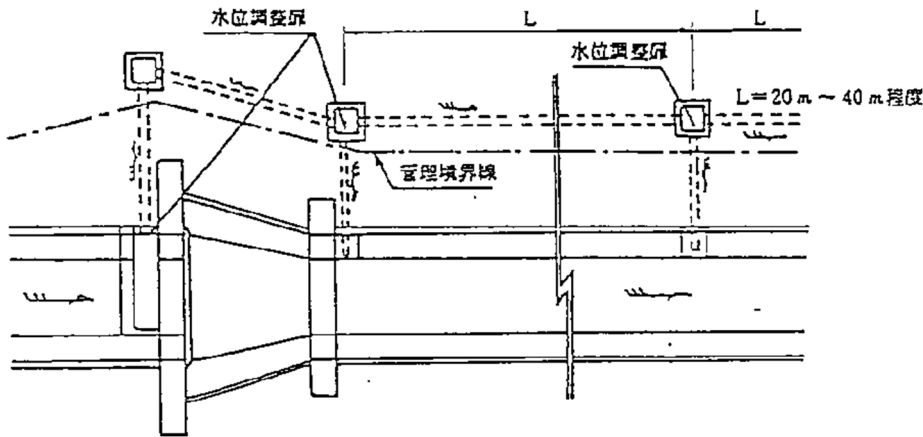
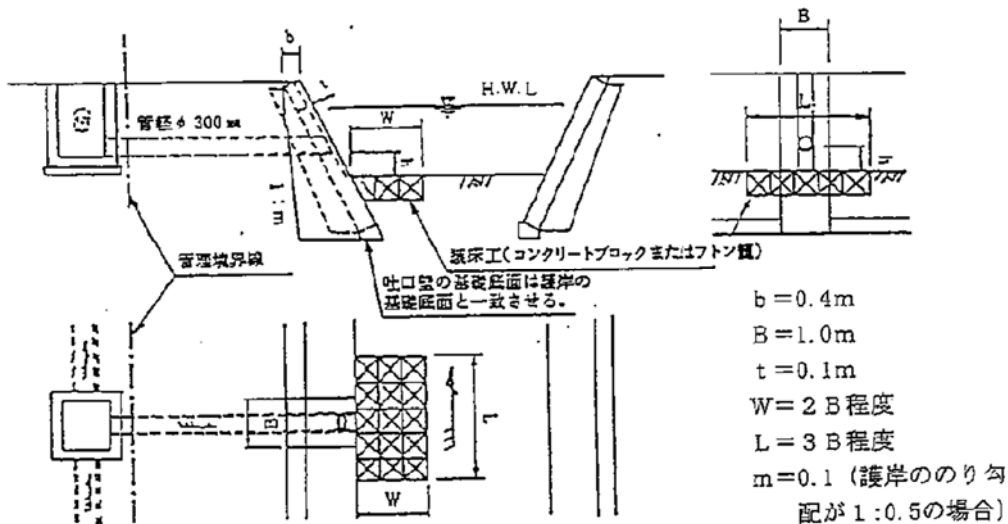


図 7-11-4 土砂吐の位置



注-1) 三面張りまたは岩盤の場合の吐口壁の基礎の根入れは、帯口のそれに準ずるものとする。

注-2) 管径は、300mmを標準とする。

注-3) hは、常時湛水が予想される水位以上とする。

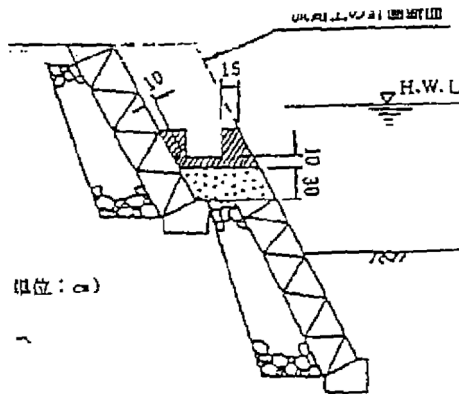
図 7-11-5 土砂吐の構造

11.2.3 堤外水路

堤外水路の特徴は、維持管理が他に比較して容易であるが、施工および護岸そのものを与える影響等に問題がのこる。そこで堤外水路を作る場合、できるだけ堤外水路延長を短くすること、流路の断面に影響を与えないものとする。

構造については、図 7-11-6 を参考とする。

解説




(注)  部分は補償工事とし、施設管理者に引き継ぐものとする。

図 7-11-6 堤外水路の構造

11.3 橋梁

橋梁は補償工事としてのみ施工を行うこと。

解説

橋梁は、洪水時に流木等が詰まって災害の原因となりやすいため必要最小限とすることが望ましく、統廃合を図るものとする。また、補償物件としてのみ施工が可能であるため、地元要望で橋梁を設置することはできない。

11.3.1 橋梁としての余裕高

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原則として 0.5m とする。

解説

砂防で溪流保全工を実施する河川は、急勾配で河川構成礫径も大きく、水理条件が悪いうえに洪水時には流木等が流下してくる恐れが多いため、橋梁に流木等が詰まって災害の原因となりやすい。一般に根株や枝葉は直径 1m 以上のものがほとんどであり、これらが流水に浮かんで流下する場合を想定して 0.5m としているの、流木の流下形態からはできるだけ大きくとる方がよい。

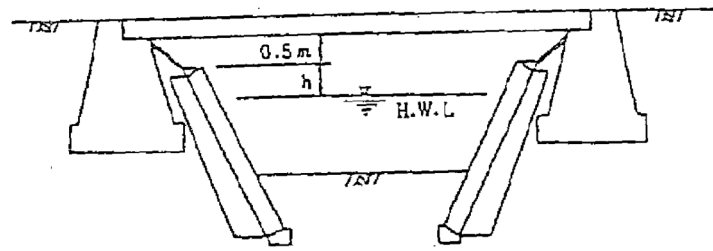


図 7-11-7 橋梁の余裕高

1 1.3.2 支間長

支間長（斜橋または曲橋の場合には、洪水時の流水方向に直角に測った長さとする）は、計画高水流量、流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が $500 \text{ m}^2/\text{sec}$ 未満の河川では 15m 以上、 $500 \text{ m}^2/\text{sec}$ 以上 $2000 \text{ m}^2/\text{sec}$ 未満の河川では 20m 以上とすること。ただし、高水位法線の幅が 30m 以下の河川では、原則として中間に橋脚を設けないものとする。

1 1.3.3 橋台

橋台は、原則として自立式とし、護岸と分離した構造とする。ただし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には、護岸兼用橋台とし、流水の疎通に支障のないよう、なめらかに接続すること。

解説

橋台は原則として自立式とするが、支間長 5m 以下で幅が 2.0m 未満の橋梁または人道橋においては、自立式の橋台としなくてもよいものとする（簡易な構造としてよい）。

(1) 護岸と橋台が分離している場合

橋台の底面は、堤防地盤高以下とするとともに護岸掘削線以下とする。（掘込み河道の場合における「堤防地盤高」は、管理幅最遠点と河床を結ぶ線とする。）また、橋台は護岸法肩から垂直に下した線より後退させて設けるものとする。

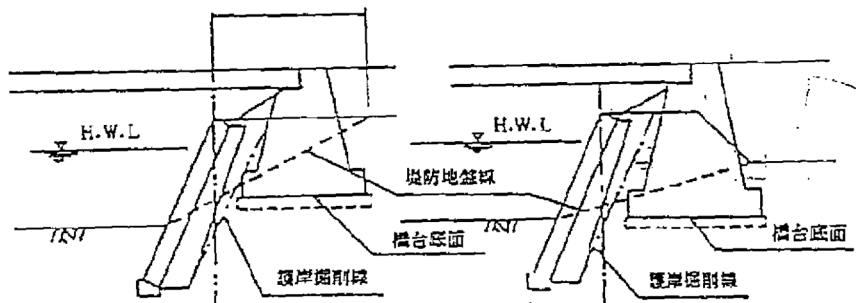


図 7-11-8 橋台の根入れ

(2) 護岸兼用橋台の場合

1. 二面張の場合

橋台の底面は、下流側護岸の基礎の底面と同高とする。ただし橋台自身の安定上やむを得ない場合はそれ以下としてよい。

2. 三面張の場合

三面張の流路内に設置される橋台の根入れは、橋台自身の安定上やむを得ない場合、岩着の場合、その他これにより難い場合以外については、下流側の計画河床高より 1.0m 低くするものとする。

11.3.4 橋脚

橋脚の形状は原則として小判型または円形とし、その方向は洪水時の流水の方向に平行とする。底板の上面の深さは、原則として計画河床高より 2m 以上深くするものとし、最深河床高が計画河床高より 2m 以上低い場合は、最深河床高以下とする。

ただし、直下流に床固工、帯工等の河床低下防止工が存在する場合、または基礎が岩盤である場合はこの限りではない。

11.3.5 位置

橋梁の架橋位置は、河道の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衡部、河床勾配の変化点、湾曲部はできる限り避けるものとする。

また、床固工の上下流 15m 程度は、橋梁工の設置を避けるほうが望ましい。ただし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合でも、床固工本堤から 5m 以上離して橋梁を設置するものとする。

解説

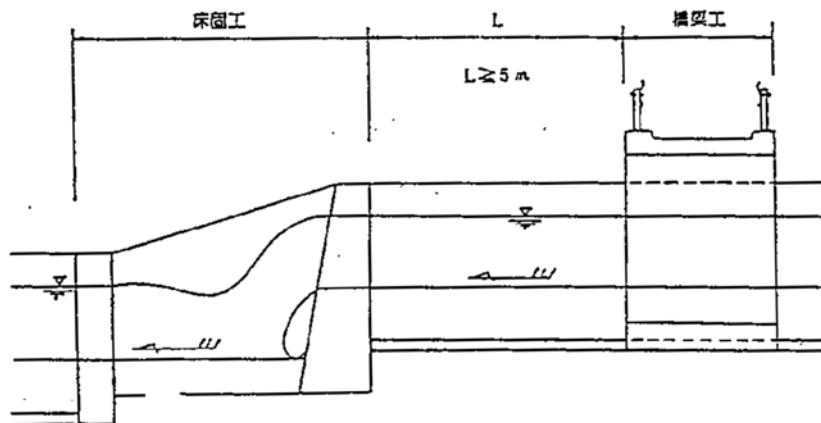


図 7-11-9 橋梁と床固工の位置関係

11.3.6 方向

橋梁の方向は、原則として洪水時の流心方向と直角にするものとする。地形、用地等によりやむを得ず斜橋となる場合でも、3径間以上で横過する場合は河川を中心線と道路の中心線の交角は極力60度を越える角度で交差させるよう努めるものとする。

解説

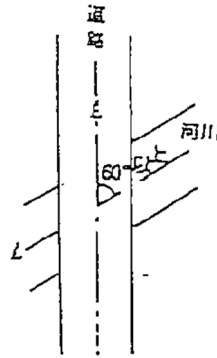


図 7-11-10 橋梁の方向

11.3.7 暗渠

河川の機能を考慮して、河川の横断構造物は統合や廃棄し、極力少なくすることとし、河川の流心方向に連続した構造物については、その構造物上流で埋塞した場合の影響が多いため、原則として認めない。

解説

- (1) 道路等が河川を横断する場合の横断構造物は、橋梁を原則とするが地形上やむを得ない場合は、暗渠（ボックスカルバート等）にしてもよいものとする。
- (2) ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力使用を避けるものとする。やむを得ず使用する場合には、管理部分を付加するものとする（図 7-11-11 参照）。

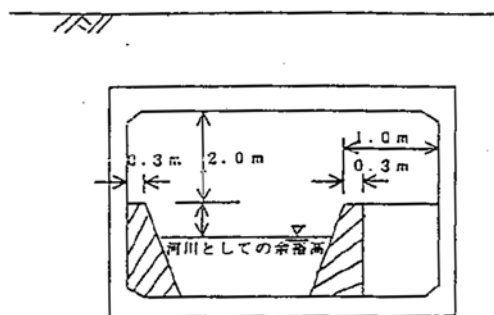


図 7-11-11 暗渠（ボックスカルバート）における管理部分の付加

- (3) 未改修の砂防河川に施工する場合、上下流に設ける護岸延長は橋梁の場合に準じ施工し、流水を円滑に暗渠内に流入し得るよう計画すること。

暗渠によって現河川が短絡し河床勾配が急になる場合は下流側に減勢工を設け、在来水路に影響のないよう取り付けること。

- (4) 常時流水のある溪流を横断する場合、流木をヒューム管によって処理することは極均避けること。

ただし、流域面積 0.1km^2 以下の流域でやむを得ずヒューム管によって処理する場合には上流側にスクリーンダム「柵」等を設け、土砂、ごみ等によって管が閉塞されるのを防ぎ断面は流量計算の2倍以上とする。

また、計算流量の2倍とした管径が 60cm 以下の場合は管径を 60cm とすること。

- (5) 暗渠等の本体は鉄筋コンクリート、その他これに類する構造とし、やむを得ずヒューム管を使用する場合には地盤の沈下によって盛土内で折れ曲がらないような構造とすること。

第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工

第1節 総説

既設砂防堰堤の流木捕捉機能の向上を図るため、既設砂防堰堤の天端を嵩上げまたは切り下げ(オープン化)して、鋼製流木捕捉工を天端に設置する場合がある。

(既流設 p1)

解説

ここで示すことのほかに、建設省河川砂防技術基準(案)および砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説、土石流・流木対策設計技術指針解説によらなければならない。

なお、鋼製流木捕捉工を設置する対象堰堤が、保全対象直上流または最下流堰堤の場合は、流出土砂の状況を勘案して別途検討を行うものとする。

設計にあたっては、既設堰堤の物性を把握することが必須であるため、既設堰堤の堤体の比重、圧縮強度等をサンプリング試験により求めなければならない。

(既流設p1)

第2節 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法

2.1 主堤水通し部の流木捕捉工

既設の不透過型砂防堰堤(クローズタイプ)の主堤の水通し部に鋼製流木捕捉工を設置する場合には、上下流の土地利用状況および砂防堰堤周辺の地形、地質等を考慮してその方法を決定するものとする。

この場合、既設砂防堰堤の構造等により「嵩上げ方式」、「打ち替え方式」および「切り下げ(オープン化)方式」に分類できる。いずれの場合においても縦断的断面増厚(腹付け)等により構造物として安定していなければならない。

(既流設 p1)

解説

既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法は、流木捕捉工の取り付け高により図 8-2-1 に示す①～⑤のような5つの形態となる。設置にあたっては施設の効果、ダムサイト付近の地形・地質、堆砂の状況、水理条件、流域の土砂整備状況および上下流の土地利用状況等を考慮して適切な形態を選定する。ここで、「嵩上げ」とは、コンクリート部の高さが既設天端高さより高くなること、「打ち替え」とは高さが変わらないこと、「切り下げ(オープン化)」とは、コンクリート部の高さが既設天端高さより低くなることをいう。

流木捕捉量については、図 8-2-2 となる。

(既流設p1)

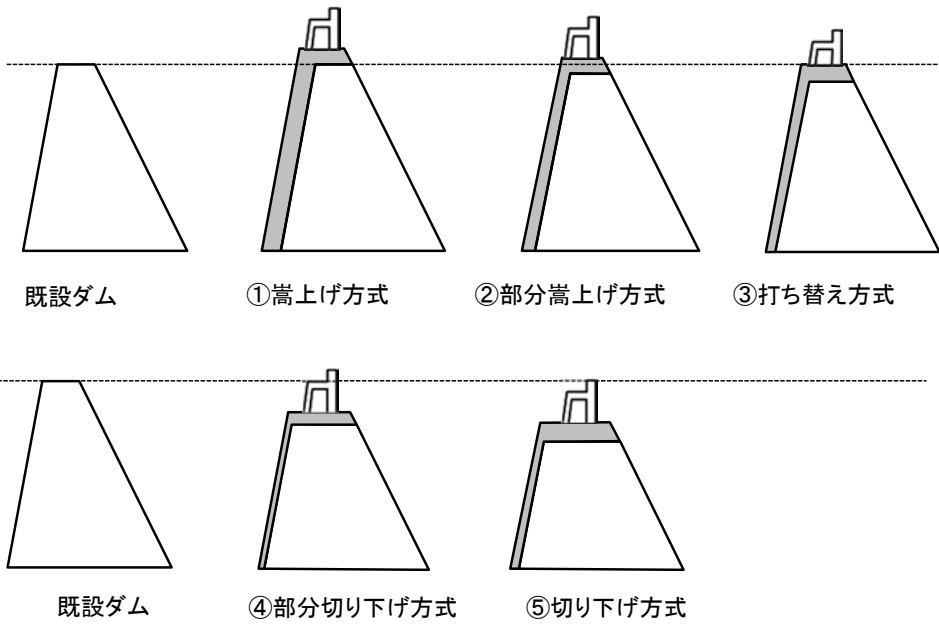


図 8-2-1 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置

(既流設p2)

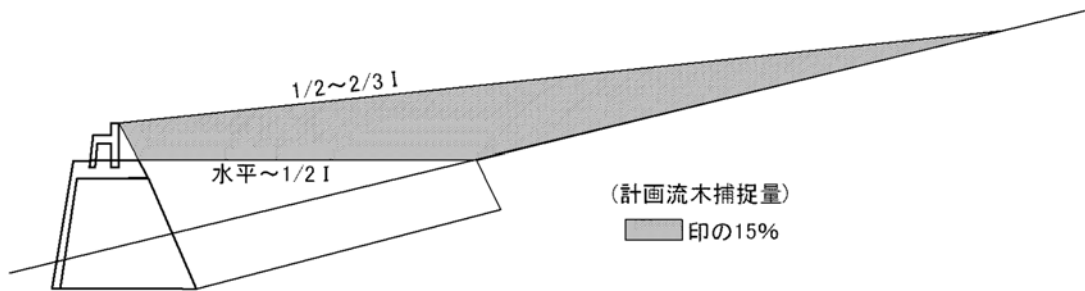


図 8-2-2 鋼製流木捕捉工による流木捕捉量の考え方

また、未満砂の砂防堰堤とは計画切り下げ高さより堆砂面が低いもの、すなわち、 $h_1 < h_2$ (図 8-2-3 参照)をいう。

(既流設p2)

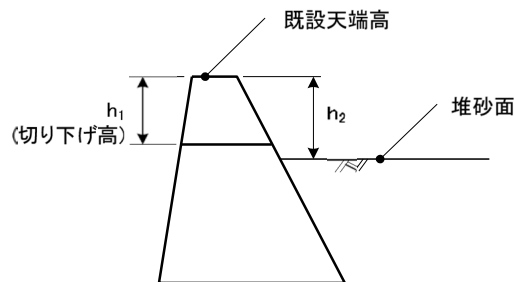


図 8-2-3 未満砂状態

既設砂防堰堤の本体に鋼製流木捕捉工を設置する場合、鋼製部応力を堤体に伝達するために必要な厚さおよび広がりを持つ基礎コンクリートを新しく打設する。鋼製流木捕捉工設置後の堤体が安定条件を満足しない場合は、増厚(腹付け)等により既設堤体を補強し安定させる。

鋼製流木捕捉工取り付けのための捕捉工基礎コンクリートおよび補強コンクリートの打設は図 8-2-4 に示すA~Eおよびそれらの組合せの方法がある。これらのコンクリートの打設は堆砂状況、既設堤体の安定性および施工条件等を考慮して適切な方法を選定する。

(既流設p2)

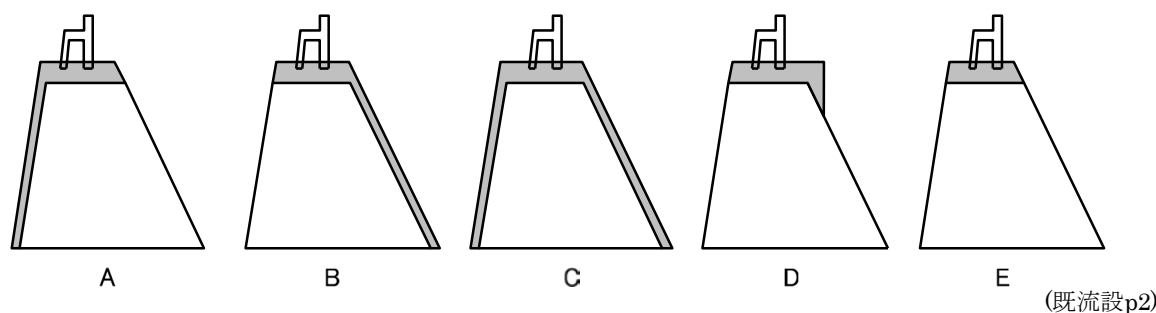


図 8-2-4 基礎コンクリートおよび補強コンクリートの打設

第3節 鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高

3.1 主堤の通し部の流木捕捉工

鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高は、基礎コンクリートの底部から鋼製部の上部(天端)までとする。

(既流設 p3)

解説

鋼製流木捕捉工設置後の堤高は、掃流区間にあつては5m以下とする。

(既流設p3)

第4節 堤体に作用する外力

4.1 主堤水通し部の流木捕捉工

既設砂防堰堤を利用して鋼製流木捕捉工を設置する場合は、鋼製流木捕捉工が流木により閉塞された状態でも安全なように設計外力を考慮して設計する。

(既流設 p3)

解説

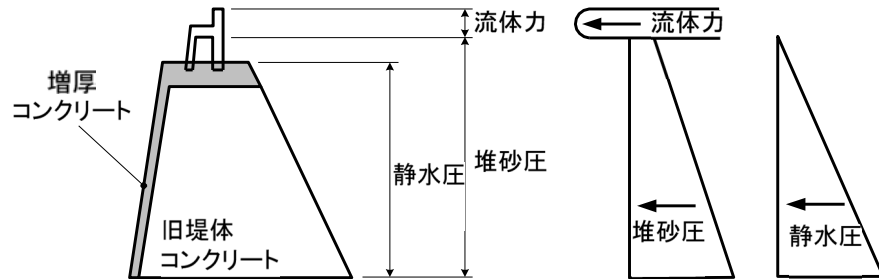
設計外力の設定は土石流区間と掃流区間別に行うものとする。それぞれの場合において、安定条件に対して最も厳しい外力を想定するものとする。

(既流設p3)

1. 土石流区間

土石流区間においてはコンクリート堤体には静水圧および堆砂圧を、鋼製流木捕捉工に対しては土石流流体力および堆砂圧を考慮する。土石流区間では流木がランダムに捕捉され、鋼製流木捕捉工には静水圧は考慮しない。

(既流設p3)



(既流設p3)

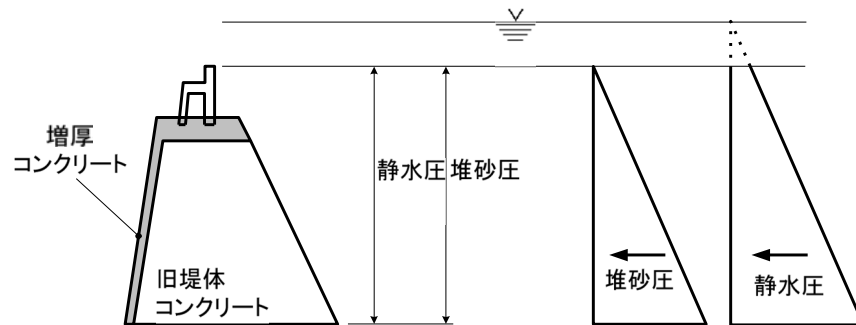
図 8-4-1 鋼製流木捕捉工設置後の設計外力(土石流区間)

2. 掃流区間

掃流区間においてはコンクリート堤体および鋼製流木捕捉工の両者に対して静水圧と堆砂圧を考慮する。

なお、静水圧については、捕捉した流木による堰上げの場合、漏水状態にあることが多いので、減圧率 α を乗じることができる。ここで、 α は通常は1とする。

(既流設p4)



(既流設p4)

図 8-4-2 鋼製流木捕捉工設置後の設計外力(掃流区間)

第5節 安定条件

5.1 主堰堤水通し部の流木捕捉工

鋼製流木捕捉工を設置した既設堰堤基礎は滑動・転倒・基礎の支持力に対して安全で、かつ、堰体内
部全ての箇所において、発生する応力に対して安全でなければならない。

また、鋼製流木捕捉工は、全体の安全性の他に透過部を構成する個々の部材が安全であるように設計
する。

(既流設 p5)

解 説

1. 堰体の基礎の安定

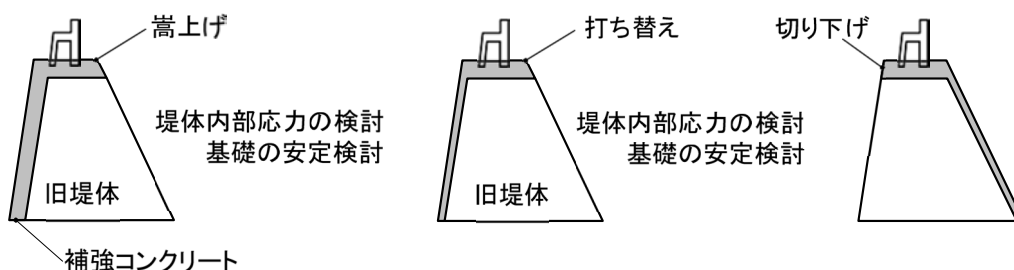
鋼製部および堰体に作用する外力に対して、堰体基礎は滑動・転倒・基礎の支持力に対して安全で
なければならない。基礎の安定条件は不透過型砂防堰堤と同じとする。

(既流設p5)

2. 鋼製流木捕捉工の基礎部の安定

鋼製流木捕捉工は自重が小さいので基礎部付近で引張応力が発生しやすく、滑動安全率が低下する
傾向にあるので、この堰体内部の応力に対して安全でなければならない。

(既流設p5)



(既流設p5)

図 8-5-1 鋼製流木捕捉工基礎部の安定

3. 堰体内部の安定

既設堰体上部に鋼製部を取り付けた場合、鋼製部の荷重が増加するので特に基礎コンクリート部近
傍の高標高部での堰体の応力が増加する。したがって、既設砂防堰堤堰体はこの高標高部の堰体内部
に発生するせん断応力、引張応力が堰体コンクリートの許容応力度以下となるように必要に応じ既設
堰体の増厚などの補強を行う。

堰体コンクリートの許容応力は、既設堰体からサンプリングした試料の圧縮試験等に基づき下記の
ように設定する。せん断強度、引張強度はコンクリートの打設面による強度低下を50%見込み設定す
る。

$$\sigma_c = \sigma_r / n_c \quad \sigma_t = \frac{1}{10} \cdot \frac{\sigma_r}{n_t} \cdot r \quad \tau = \frac{1}{10} \cdot \frac{\sigma_r}{n_r} \cdot r$$

ここで、 σ_c : コンクリートの圧縮許容応力度、 σ_t : コンクリートの引張許容応力度、 σ_r : コンクリート圧縮破壊強度、 τ : コンクリートのせん断許容応力度、 n_c : コンクリートの圧縮強度に対する安全率(=4)、 n_t : コンクリートの引張強度に対する安全率(=7)、 n_r : コンクリートのせん断強度に対する安全率(=4)、 r : コンクリート打ち継ぎ面の強度低下率を示す。

(既流設p6)

4. 鋼製部の部材の安全性

安定計算に用いる荷重に対して、構造計算によって堰堤が一体となって荷重に抵抗することを確保しなければならない。また、礫および流木の衝突に対する検討は、原則として礫の衝突エネルギーに対する塑性設計法によって構造計算を実施して、構造系に過度の変形が生じないことを確認しなければならない。ここで変形の許容値については、構造系の許容変形量をフレーム高さの2%とする。

(既流設p6)

第6節 水通し断面等

6.1 主堤水通し部の流木捕捉工

鋼製流木捕捉工が流木等で完全に閉塞されても、設計流量が水通し部を安全に流下できるように鋼製流木捕捉工天端の上部に水通し断面を確保するものとする。

(既流設 p7)

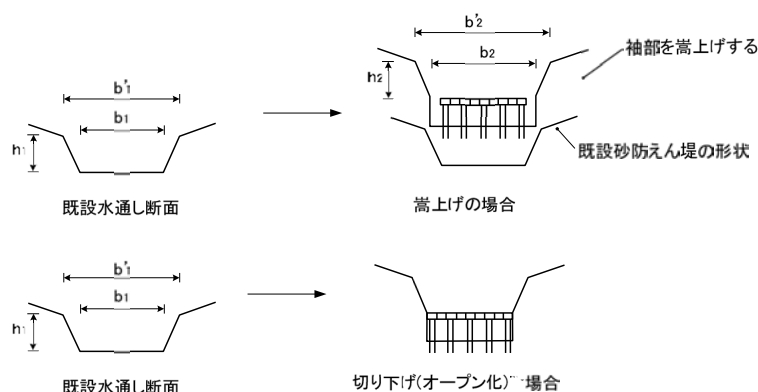
解説

水通しに鋼製流木捕捉工を設置する場合には、鋼製流木捕捉工が閉塞することとして、鋼製流木捕捉工天端の上部に設計流量が対応できる水通し断面を確保する。土石流区間については、第4章に基づいて必要な水通し断面を確保するものとする。また、掃流区間については、第VI編第3章1.2に基づいて必要な水通し断面を確保するものとする。このため、図8-6-1のように

$$b1 \leq b2, b1' \leq b2', h1 \leq h2$$

となるよう水通し天端を切り欠くか両袖部を嵩上げするなどして対応する。

(既流設p7)



(既流設p7)

図 8-6-1 水通し断面の確保

第7節 前庭保護工

既設砂防堰堤(本堤)への鋼製流木捕捉工の設置によって、前庭保護工についても安全なものとなるよう設計する。

(既流設 p8)

解説

堤高が、鋼製流木捕捉工を設置することによって、既設砂防堰堤より高くなる場合には、第2章に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。

(既流設p8)

第8節 留意点

既設砂防堰堤を利用して鋼製流木捕捉工を設置する場合は、鋼製流木捕捉工の応力が既設堤体に伝達されるように、鋼材部とコンクリート、水通し部および軸部、新旧コンクリートの一体化を図る必要がある。

(既流設 p8)

解説

1. 基礎不透過部(基礎コンクリート)

鋼製流木捕捉工の鋼材部を取り付ける基礎コンクリートは、鋼製流木捕捉工の応力を堤体に伝達するために、1.0m以上の施工上必要な最小腹付け厚さで新設(打ち替え)コンクリートを打設する。

2. 新旧コンクリートの一体化

鋼製流木捕捉工の基礎コンクリートや堤体の増厚補強、袖部の嵩上げを行う場合には、既設コンクリートと一体化を十分図るものとする。また、必要に応じて旧堤体と補強コンクリート間の一体性を保つため、排水が必要であればドレーンシステムを設置するものとする。

(既流設p8)

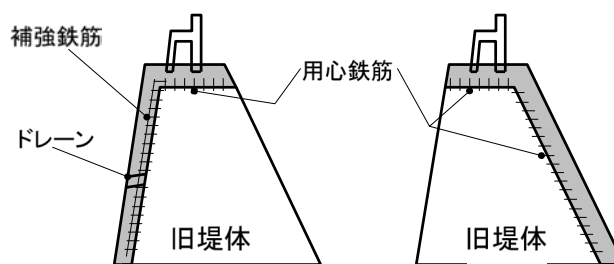


図 8-8-1 新旧コンクリートおよびコンクリート・鋼材部の一体化

第9章 既設堰堤の嵩上げ

第1節 総説

流域の土砂および流木処理上、必要に応じて既設堰堤の嵩上げも実施する。

解 説

1. 既設堰堤の嵩上げを行う場合は、次のようなケース等が考えられる。
 - ・ さらに土砂および流木処理が必要で、既設堰堤以外にダムサイトが無い時。
 - ・ さらに土砂および流木処理が必要で、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる時。
 - ・ 既設堰堤の老朽化や異常堆砂が進む等、既設堰堤の対策が必要であり、かつ、機能増進が望ましい時。
2. 本章では不透過型砂防堰堤について述べている。嵩上げ部を鋼製スリット等透過型とする時は、第4章部分透過型砂防堰堤、第8章既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工も参照されたい。
3. 施設効果は、嵩上げ後の堰堤型式に応じて評価する。

第2節 嵩上げの型式

嵩上げ工法は大別すると、(1)下流面腹付け工法と(2)上流面腹付け工法があり、現地状況などを考慮し、適切な工法を選択する。

解 説

下流面腹付け工法は、堆砂地は現状のまま簡易な水替えで施工可能であり施工上有利であるが、主応力の方向と継目の方向が同方向になり応力上良好とはいえない。

上流面腹付け工法は施工上、堆砂地内の土砂を除去する必要があり、施工箇所を確保するために転流が必要となる。応力上は、主応力の方向と継目が直交するため、下流面腹付けに対して有利となる。

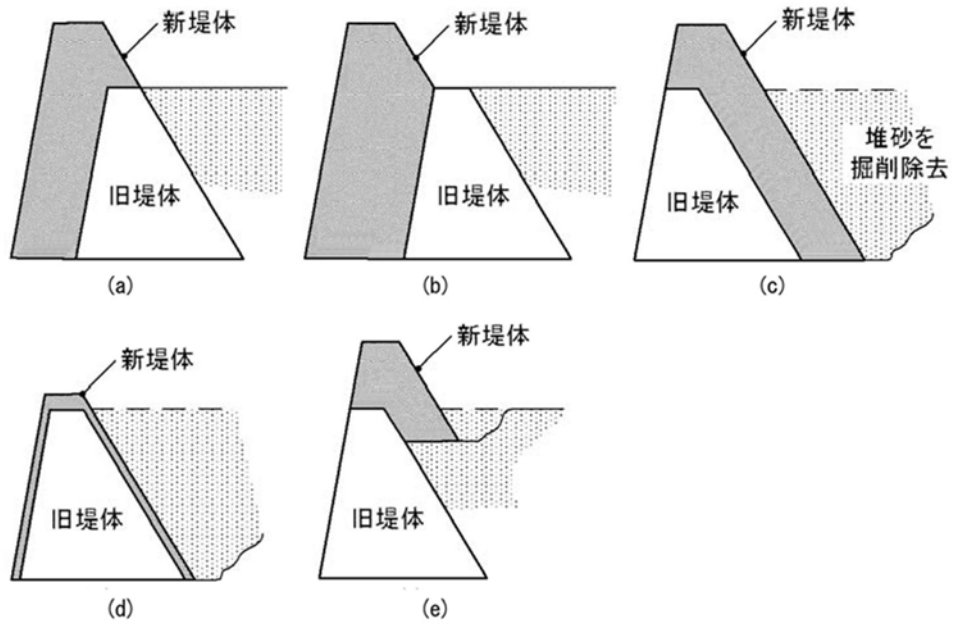


図 9-2-1 砂防堰堤の嵩上げの型式

(d)は、(c)に比較して打継目の処理面積が広くなるため、老朽化堰堤の下流面保護を目的として利用されることが多い。

(e)は、嵩上げによる作用荷重の増分を旧堤体で受け持つものである。これまでの実績では、(a)、(b)、(c)の形式が多くを占めている。

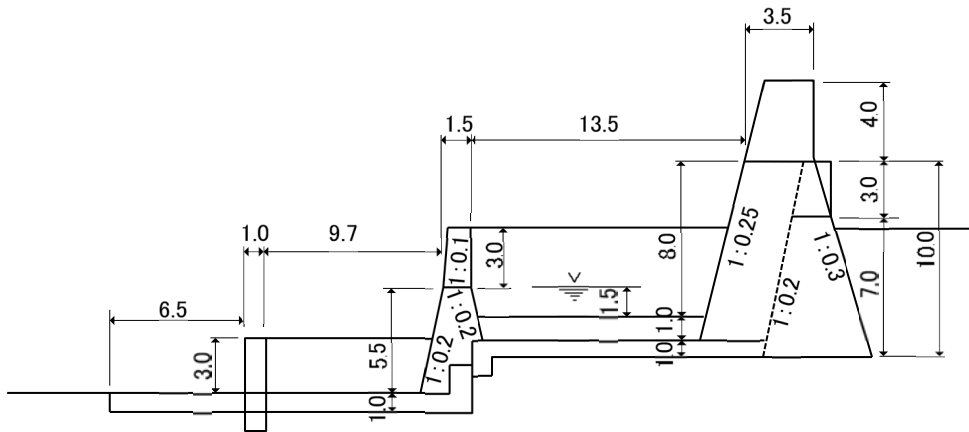


図 9-2-2 嵩上げの事例(下流面腹付けの例)

第3節 安定性の検討

堰堤の嵩上げにあたっては、増大する荷重に対して、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体とその基礎地盤について、力学的安定性を検討する。

解説

嵩上げ堰堤の安定計算手法としては、「嵩上げ公式」を用いる手法と「一体構造」による計算の2つの方法が用いられている。このうち、貯水ダムでは通常「嵩上げ公式」を用いているが、砂防堰堤では「一体構造」による計算事例が多い。

「嵩上げ公式」方式は、嵩上げ後の堤体岩着部の応力は、既設堰堤の応力と嵩上げによって新たに生じた荷重による新堰堤の応力の和となる。嵩上げ堰堤の断面は、この重ね合わせた応力が堤体の上流端で0もしくは圧縮となるように決定される(多目的ダムの建設 第4巻 第26章 ダムの再開発 2.1.4)。

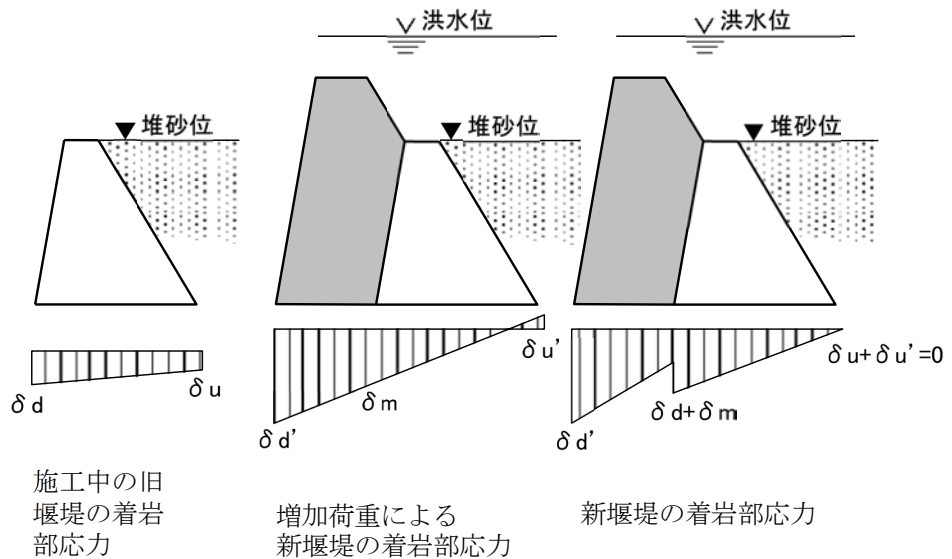


図 9-3-1 下流腹付け「嵩上げ公式」方式の概要

「一体構造」方式は、嵩上げ後の断面で安定計算を行う。

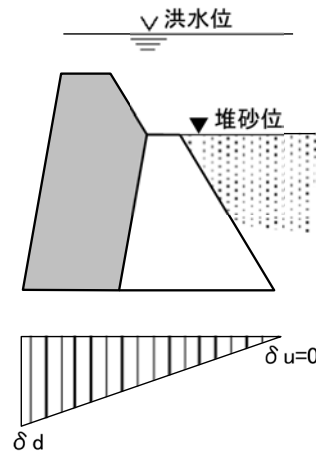


図 9-3-2 下流腹付け「一体構造」方式の概要

なお、既設堰堤の劣化の状況、堤体材料の物性を把握するために、既設堰堤の調査を行うことが必要である。

第4節 新旧コンクリート打設面の処理

新旧コンクリート打設面では、新堤体と既設堰堤との一体化を図るための処理を行わなければならない。

解説

嵩上げ堰堤は、既設堰堤を含めた嵩上げ堰堤全体の安定性を確保するため、新堤体と既設堰堤は一体化していることが前提条件である。このため、新旧コンクリート打設面では、新堤体と既設堰堤との一体化を図るための処理が必要であり、次のような方法が挙げられる。

- ① 既設堰堤の表面はチッピングを行って、新旧コンクリートの付着を高める。風化が進んでいる場合にははつりを行う。
- ② 新コンクリート打設前に、既設堰堤を高圧水で十分に水洗いし、モルタルを塗布して新旧コンクリートの接着を保つ。
- ③ 打設面には、半割り管によるドレーン孔を格子状に配置し、既設堰堤からの漏水によって新堤体に水圧が作用しないようにする。
- ④ 旧コンクリート側に鉄筋を挿し筋し、せん断力を確実に伝達するようにする。

新旧コンクリートの打継目の位置を一致させて、既設堰堤からの漏水を速やかに排水する。ただし、土石流区間の既設堰堤に下流腹付けする場合、新堰堤の天端付近に土石流が直撃したとき、上記の対応では堤体の一体性を保つことができない可能性がある。その場合、土石流の直撃を避けるために堆砂地を除石しておく等の措置を講ずる必要がある。

(参考) ④における鉄筋量の算出方法

a. 鉄筋量

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

$$A_s = \frac{\tau' \cdot \gamma}{\tau_a}$$

ここに、 A_s : 1 m²当たりの鉄筋量(c m²/ m²)、 τ' : コンクリートの許容せん断応力度(N/mm²)

τ_a : 鉄筋の許容せん断応力度(N/ mm²)、 γ : 打ち継目面の強度低下率(=0.5 程度)

b. 挿し鉄筋長(片側)

$$L = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi$$

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

ϕ : 鉄筋の直径(mm)

第5節 前庭保護工

堰堤の嵩上げにあたっては、前庭保護工についても安全なものとなるよう設計する。

解説

第2章に基づいて、水叩きの長さ・厚さ等について検討し、必要な対応を行う。

第10章 張出しタイプ流木捕捉工設計

第1節 総説

1.1 流木捕捉工の機能

流木は、土石流中の石礫と一体で流下する場合と、石礫と分離して水面を浮遊し流下する場合がある。土石流と一体となった流木を捕捉するためには、土石流自体を捕捉することになり、流木捕捉工の部材を土石流波高より高くする必要がある。水面を浮遊する流木を捕捉するためには、流木捕捉工による堰上げを考慮して、水面より部材を突出させる必要がある。(張出設p4)

(1) 現行施設の課題の解決

不透過型砂防堰堤は、堰堤に到達する流木が少量であっても約半分は堰堤下流に流出する可能性がある²⁾。そこで、不透過型砂防堰堤に流木捕捉機能を付加する方法として、堰堤上流に張出して設置する2種類の張出しタイプ流木捕捉工を提案した³⁾。土石流区間に設置された不透過型砂防堰堤の上流のり面に直付けする張出しタイプ流木捕捉工(以下、「直線配置」という)と、掃流区間に設置された不透過型砂防堰堤の堆砂敷に設置する張出しタイプ流木捕捉工(以下、「凸型配置」という)である。

張出しタイプ流木捕捉工は、本堤に極力手を加えず(切欠き、嵩上げは不要)、洪水時に流木捕捉用の部材から流木がすり抜けられない程度に、水通し部の上流側に離れた位置に付属施設を配置する。本堤の上流側で木が捕捉されても、本堤と張出しタイプ流木捕捉工の隙間から流水及び土砂が抜けるため、堰上げが発生しにくく水通しの機能を維持することができる。このタイプは、①極力堰堤自体に手を加えない場合、②既設の不透過型砂防堰堤を鋼製透過型砂防堰堤に改良することが困難な場合に有効である。

直線配置と凸型配置の使い分けは図10-1-1のとおりである。直線配置と凸型配置の選択は、堰堤上流が堰上げにより湛水するかしないかで判断する。湛水すると流木は水面を浮遊するが、湛水しなければ流木は流れに乗って水面を移動する。また、袖部の影響で堰上げが発生する可能性があり、これは川幅と水通し幅の比率に関係するが、仮にこの比率が同じでも水通し幅が相当広ければ掃流状態で流れるため流速を持つ。張出しタイプ流木捕捉工を設置する箇所が湛水するか否かの判断は、現地条件によって適切に行うべきであるが、今のところ客観的に決める知見はない。

このように、地形と堰堤の形状では湛水状態か否かの判断が難しい場合、土石流区間は直線配置、掃流区間は凸型配置として問題ないであろう。土石流区間は、洪水のピークが短く堰上げが発生したとしても短時間であり、流木量も比較的少ない。このため水通し幅が広く湛水状態でない場合でも、鋼製透過型砂防堰堤と同様に張出しタイプ流木捕捉工により流木は確実に捕捉されるものと考えられる。一方、掃流区間は常時流水があり、流域面積が広いため一般的に計画上の流木量は多い。このような場合に直線配置を計画すると堰上げにより流木が越流する可能性があるが、凸型配置にすると流木の越流の可能性は低くなると考えられる。ただし、明らかに、流木の流下状況が河床勾配で想定される状況と異なる場合にはこの限りではない。

なお、土石流対策では透過型砂防堰堤を原則としているが、山脚固定や細粒土砂の捕捉を目的とする不透過型堰堤の場合、新設の不透過型堰堤にも設置が可能である。(張出設p5)

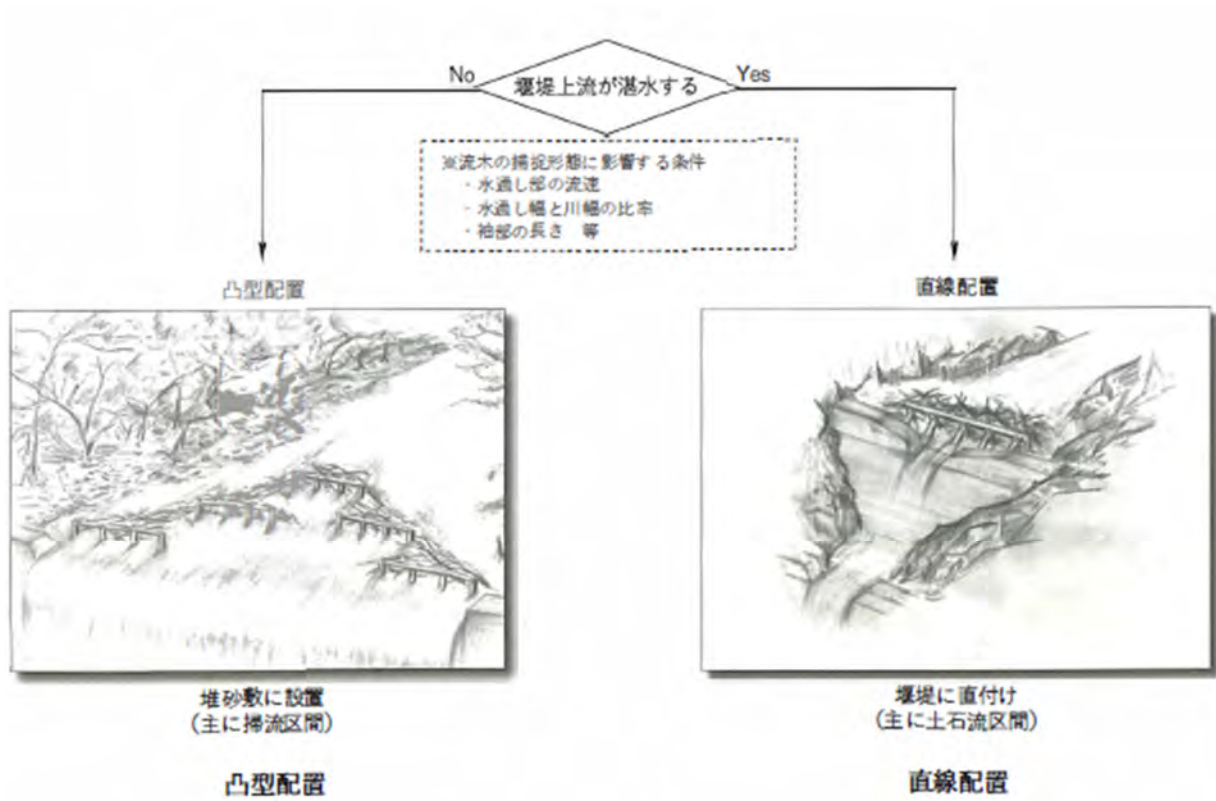


図 10-1-1 張り出しタイプの選定

(張出設p6)

第2節 流木捕捉工の計画

2.1 流木対策の選定

土石流区間と掃流区間では、流木捕捉工の構造が同じであっても流木の捕捉形態が異なる。つまり、流木が土石流に混在して流下するのか、湛水状態で流下するのか、掃流状態で流下するのかわりに、捕捉形態が異なり、作用荷重も異なる。このため、計画捕捉流木量の算定は、流木の流下状況、流木捕捉工の設置位置及び配置をもとに流木捕捉状況を推定し、現地の状況に応じて算定する。

(張出設p7)

(1) 土石流区間

既設不透過型砂防堰堤の場合、除石の有無、切欠きや嵩上げによる工事など、施工費・施工期間を要する場合がある。また、満砂している場合、透過構造を有する施設に改築するには除石が必要であるが、上流の河床の低下、下流への土砂供給など、上下流への影響が懸念される堰堤もある。このため、「2.2 土石流区間における計画捕捉流木量」で算出される計画捕捉流木量で整備率を満たすことが可能な場合は、不透過型砂防堰堤に張出しタイプを付設することが考えられる。なお、計画捕捉流木量は、堆砂敷が広い程多くなり、土石流堆積区間のような河床勾配が緩い場所では「不透過型+張出しタイプ流木捕捉工」が有利となるが、土石流の流下区間や計画流出流木量が多い場所など、「2.2 土石流区間における計画捕捉流木量」で算出される計画捕捉流木量で整備率を満たせない場合は鋼製透過型砂防堰堤に改良することを検討する。

(3) 掃流区間

掃流区間には、一般的に不透過型砂防堰堤あるいはコンクリートスリット透過型砂防堰堤（堰上げタイプ）が設置される。そこで、新設ならびに既設の不透過型砂防堰堤に流木捕捉機能を付加するための工法として、本堤の直上流あるいは下流の副堤に流木捕捉工を設置することが考えられる。副堤に設置する場合、土石流区間と同様に、堰堤の前庭部は流木捕捉を考慮していないため、流木捕捉容量が十分にとれないことがある。このため、「2.3 掃流区間における計画捕捉流木量」で算出される計画捕捉流木量で整備率を満たすことが可能な場合は、(2)と同様に不透過型砂防堰堤に張出しタイプを付設することが考えられる。

なお、コンクリートスリットに代表される堰上げタイプの透過型砂防堰堤は、スリット部から流木がすり抜ける可能性があることに留意する。

(張出設p9)

2.2 土石流区間における計画捕捉流木量

土石流区間に設置された不透過型砂防堰堤に付設する張出しタイプ流木捕捉工の計画捕捉流木量は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」の部分透過型に準じる。

ただし、土砂は本堤と張出しタイプ流木捕捉工の間から抜けていく可能性があるため、計画土砂捕捉量は計上しないこととする。 (張出設p10)

土石流区間に設置された不透過型砂防堰堤に付設する張出しタイプ流木捕捉工では、部分透過型と同様の捕捉形態を取るものとして計画捕捉流木量を算定する。ただし、土砂については本堤と張出しタイプ流木捕捉工の隙間から抜けていく可能性があるため、計画土砂捕捉量には計上しないこととする。なお、張出しタイプ流木捕捉工の部材中心間隔は、土砂と流木を分離して捕捉することを踏まえ、最大礫径の2倍以上とする。

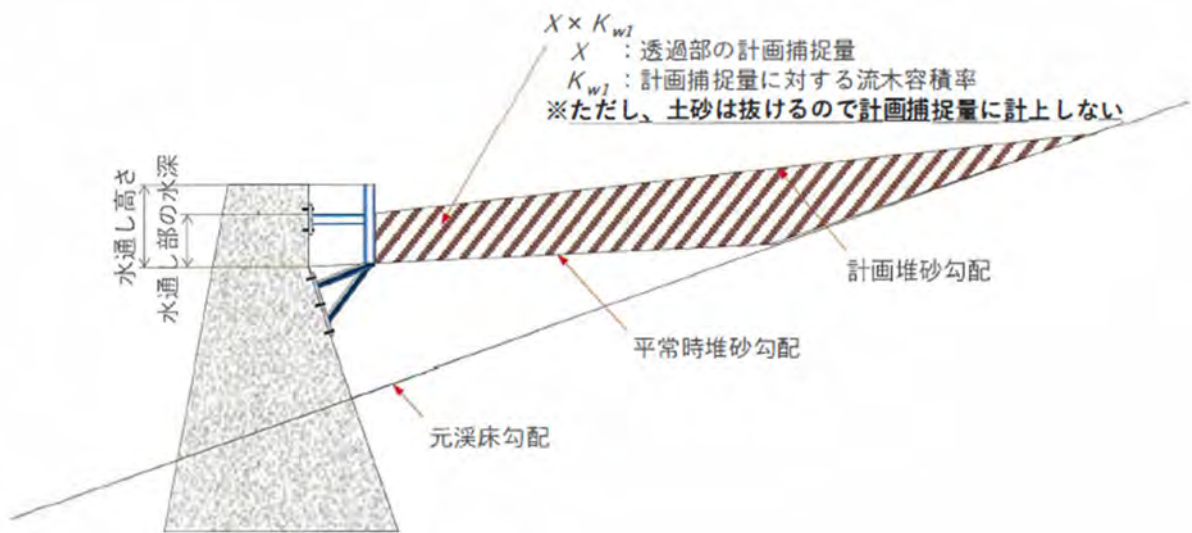


図 10-2-1 満砂後に堰堤に設置する場合の計画捕捉流木量

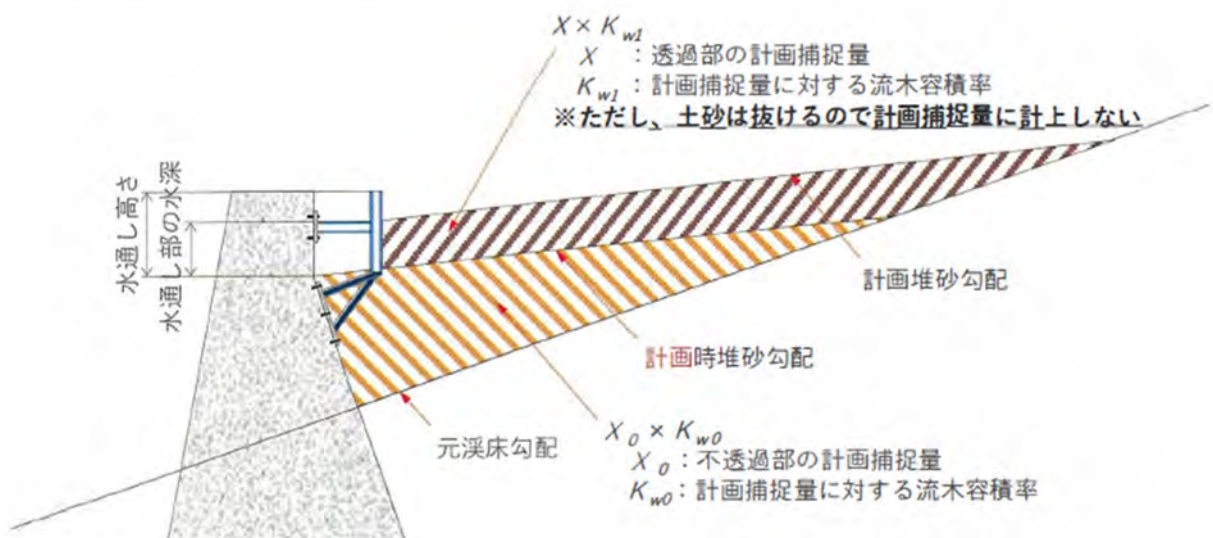


図 10-2-2 未満砂（除石含む）の堰堤に設置する場合の計画捕捉流木量

2.3 掃流区間における計画捕捉流木量

2.3.1 湛水して浮遊する場合の計画捕捉流木量

掃流区間に設置された不透過型砂防堰堤に付設する張出しタイプ流木捕捉工の計画捕捉流木量は、堰堤上流が湛水する場合、湛水面に流木が浮遊するものとして算定する。

$$V = A \times d \quad \dots \dots (1)$$

ここに、 V_1 ：捕捉流木量（ m^3 ）、 A ：湛水面積（ m^2 ）、 d ：流木径（ m ）

（張出設p11）

張出しタイプ流木捕捉工は、堰堤堆砂域に透過型構造物を設置する。このため、計画流木量は掃流区間の考え方を適用し、「湛水域の面積 A （ m^2 ）×平均流木径（ m ）」により算定してきた。しかし、掃流区間に設置した張出しタイプ流木捕捉工の捕捉実態は、洪水時に堰堤上流が湛水しているか否かによって流木の捕捉形態が異なる。すなわち上流が湛水する場合と、流速をもって捕捉工に到達する場合があるので、洪水時の堰堤上流の流水及び流木の流下状況を想定して計画捕捉流木量を設定する。

湛水状態で流木を捕捉する場合、初期においては水通し部近傍の捕捉面に流木が吸い込まれるが、捕捉面が流木によって完全に閉塞することなく水面付近に浮遊して捕捉され始め、徐々に湛水面を覆うようになり、捕捉される。写真 10-2-1 は直線配置の場合の捕捉状況である³⁾。これを図示すると、図 10-2-3 のように捕捉流木量は、湛水面を浮遊する流木量 V_1 と、捕捉面で捕捉される流木量 V_2 の合計値になり、次式のように表せる。

$$V_1 + V_2 = A \times d + 0.5 \times h^2 \times B_0 \times \gamma \quad \dots \dots (1)$$

ここに、 $V_1 + V_2$ ：捕捉流木量（ m^3 ）

A ：湛水面積（ m^2 ）

d ：流木径(m)

h ：水深（ m ）

B_0 ：堰堤水通し幅（ m ）

γ ：密実度(0.3)

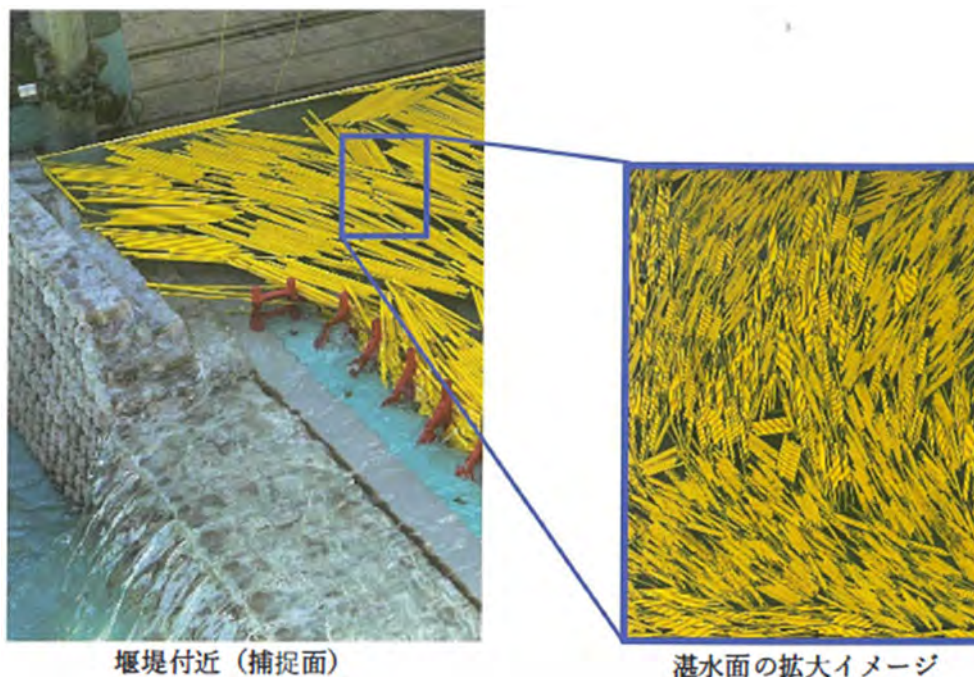


写真 10-2-1 湛水状態の流木捕捉状況³⁾

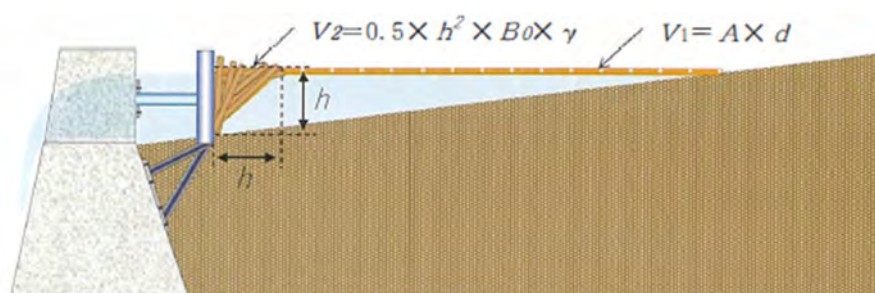


図 10-2-3 湛水状態の捕捉流木量

流木量 V_2 は張出しタイプ流木捕捉工の幅の内、水通し幅直上流付近で形成されるが完全に閉塞することではなく、水通し幅分の捕捉面（堰上げ水深×水通し幅）に密集して流木が捕捉される。ここで密実度は、現地の流木捕捉状況から算定された値(0.3)と考えられる⁶⁾。また、水通し幅から外れた袖部上流では湛水面を浮遊する流木量 V_1 のみである。すなわち、流木量 V_2 は図 10-2-3 に示す三角形「 $1/2 \times$ 堰上げ水深 $^2 \times$ 水通し幅 \times 密実度」程度以下であり、袖部上流の捕捉面では流木が多少捕捉されている程度である。つまり、大半は湛水面を浮遊する流木量 V_1 であり、湛水状態の捕捉流木量は「 $V_1 =$ 湛水面積 \times 流木径」が実態に近いと考えられる。湛水面を覆う流木の割合は、湛水面積に対して80%程度であるが、流木捕捉工近傍や湛水面の流木の重なりを考慮すれば、従来どおり計画捕捉流木量（ $=V_1$ ）としてよい。

(張出設p12)

2.3.2 掃流で流下する場合の計画流木捕捉量

掃流区間に設置され上流側に湛水せず、流下しながら捕捉工に達する場合に不透過型砂防堰堤に配置する張出しタイプ流木捕捉工の計画捕捉流木量は、以下の式により算定する。

$$V = B \times h \times L \times \gamma \cdots \cdots (2)$$

ここに、 V ：捕捉流木量 (m^3)、 B ：流木捕捉工の幅 (m)、 h ：水深 (m)、 L ：流木の捕捉延長 (m)、 γ ：流木の密実度(0.3)

ただし、現地の状況により「新編・鋼製砂防構造物設計便覧3.2.3流木の捕捉機能」を参考に計画捕捉流木量を求めても良い。(張出設p13)

従来、掃流区間の計画捕捉流木量は湛水面積×流木径としていたが、堰堤上流側が掃流状態で流木が流下すると、一定の水深があると浮遊し、水深が低いと転動しながら張出しタイプ流木捕捉工に到達する。そして、捕捉面が流木である程度閉塞すると、写真 10-2-2 のように上流に向かって流木が捕捉されていく³⁾。ただし、捕捉が進み、流木の捕捉延長が張出しタイプ流木捕捉工の幅以上になると捕捉された流木が不安定になり再び移動する可能性がある。そこで、従来の計画捕捉流木量（湛水面積×流木径）と同等の捕捉量になるときの流木捕捉の延長がどの程度になるか、次式のように仮定して算定した。ここで、流木は水面下で捕捉されるとしているが、実際は水面から上部でも捕捉され、この算定式より多くの流木を捕捉される。しかし、水面から上部の捕捉量は水深、施設高、流木長などが影響し、現状で算定式が得られていないため、水面より上は見込まないものとした。

$$V = B \times h \times L \times \gamma \cdots \cdots (2)$$

ここに、 V ：捕捉流木量 (m^3)

B ：流木捕捉工の幅 (m)

h ：水深 (m)

L ：流木の縦断方向の捕捉延長 (m)

γ ：流木の密実度(0.3)

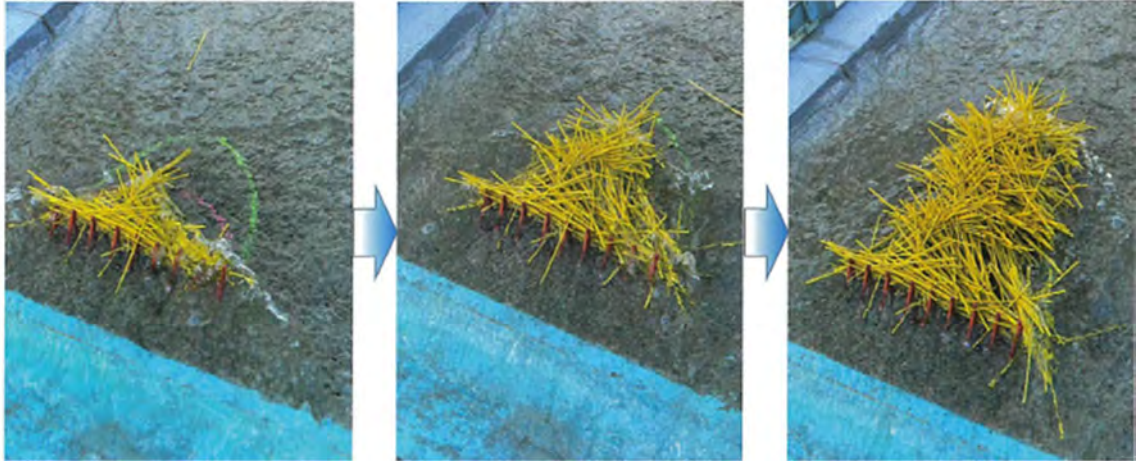


写真 10-2-2 掃流区間の流木捕捉状況³⁾

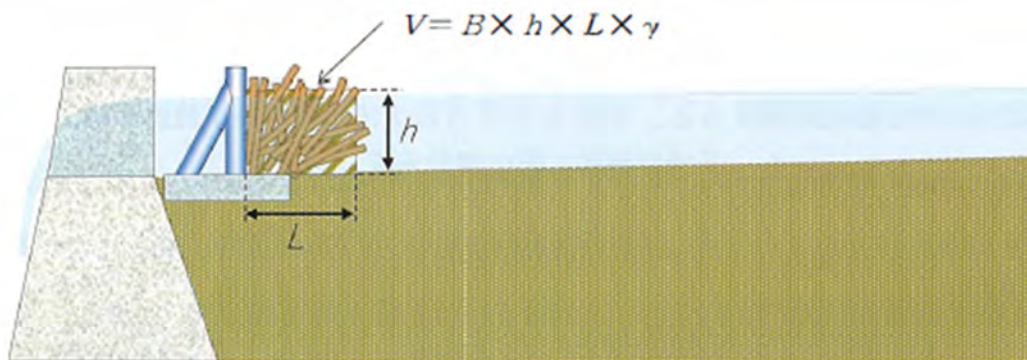


図 10-2-4 掃流状態の捕捉流木量

(張出設p14)

図10-2-5は、掃流状態で流れてくる流木の捕捉（施設延長 $B1$ ×流木の捕捉延長 L ×堰上げ後水深×密実度）の概念区である。従来の流木捕捉は湛水面積×流木径で、「施設延長≒流木の捕捉延長」であるが（図10-2-5）、実験の流木捕捉状況を見ると「施設延長<流木の捕捉延長」である（写真10-2-2）³⁾。

土石流区間のような急勾配では湛水面が小さく、従来の計画上の捕捉容量（湛水面積×流木径）が確保できない場合でも、上流側に施設延長（流木捕捉工の幅）と同程度の距離にわたり捕捉できれば、従来の計画捕捉流木量以上となる。

このように、掃流状態で捕捉される流木量は、湛水面に一様に浮遊したとする流木量より多いが、当面は「施設延長≒流木の捕捉延長」として計画捕捉流木量を算定する。将来、流木捕捉実態が明らかになれば、「施設延長<流木の捕捉延長」としてもよい。

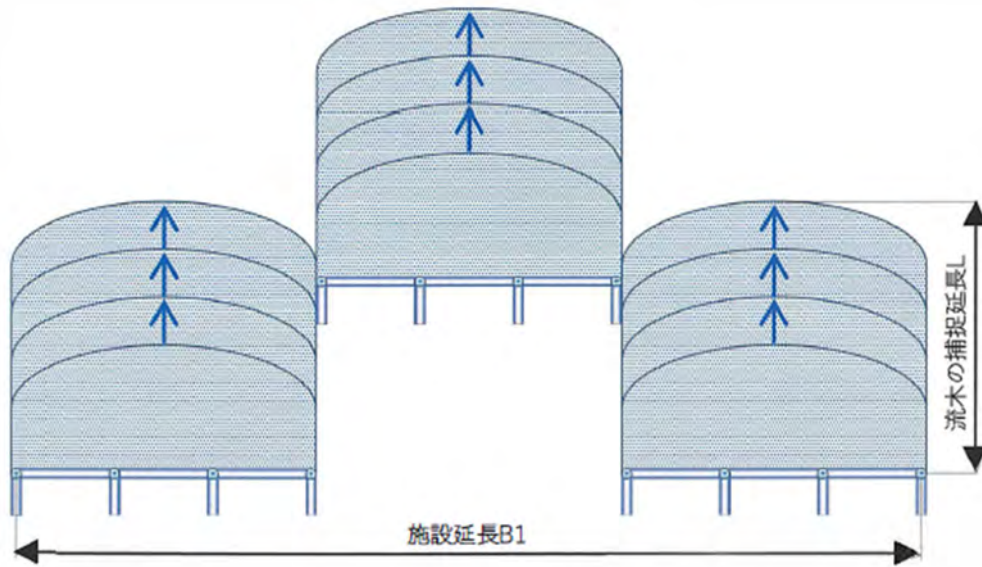


図10-2-5 掃流状態の捕捉

(張出設p15)

第3節 張出しタイプ流木捕捉工の設計

3.1 流木長

張出しタイプ流木捕捉工の部材間隔の設定に用いる流木長は5mを基本とし、現地調査による平均流木長と比べて小さい方の値とする。現地調査は、過去の流木災害、現地の立木、地形などによる。

(張出設p16)

平成2年7月熊本県阿蘇郡一の宮町における流木災害⁷⁾や、平成元年9月愛知県伊香川土石流・流木災害⁸⁾、昭和63年7月広島北西部地域上石流災害⁹⁾などの調査結果では、堆積した流木長はいずれも5m程度となっている。

一方、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」では、流木の最大長 $L_{wm}(m)$ を、土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅 $B_d(m)$ の1.3倍と上流から流出する立ち木の最大樹高 $H_{wm}(m)$ を比較し、小さい方とするとされている。「(参考) 掃流区間における流木対策施設の設計」において、掃流区間の流木捕捉工においては L_{wm} の1/2よりも部材の純間隔を狭く設定するとされている。

しかし、流木をより確実に捕捉するためには、折損して流下した流木によるすり抜け等に留意し、平均流木長ないしはそれよりも短い流木長を用いて部材間隔を設定することが望ましい。このことから本手引きでは、過去の実績等を踏まえ流木長を5mとし、現地調査による平均流木長と比べて小さい値を、部材間隔を設定する際に用いる流木長とする。

3.2 土石流区間に設置する張出しタイプ流木捕捉工の形状・寸法

土石流区間に設置する張出しタイプ流木捕捉工は、土石流とともに流下する流木を捕捉するものである。このため、土石流の流下形態に応じた流木捕捉機能が発揮されるよう流木捕捉工の形状を設定する必要がある。

不透過型砂防堰堤に付設する張出しタイプ流木捕捉工は、堰堤の水通し部上流に張り出して設置するため、水通しを阻害することなく、水通し部に流下する流木を効率良く捕捉できるように形状を設定し、配置するものとする。(張出設p17)

土石流・流木対策施設における流木捕捉形態は次のようである。

不透過型砂防堰堤は、捕捉容量を確保するため除石を原則としているので、土石流のフロント部は不透過型砂防堰堤の本体で捕捉される。このとき、石礫と流木は水によって分離されるため、水通し部において流木を捕捉できる構造であればよい。また、除石せず満砂状態のままでも堆砂勾配が緩くなり、掃流状態となれば土砂と流木は分離され、この場合も流木を捕捉できる構造であればよい。直線配置(図10-1-1)は、上記のように水と土砂が分離された状態でも流木捕捉機能及び流木による堰上げを抑制する機能が発揮される施設である。流木捕捉機能は次のとおりである。

直線配置は不透過型砂防堰堤上流のり勾配に直付けすることから、袖部によって堰上げが発生し、堆砂敷が湛水状態になると想定される。図10-3-1は、直線配置における流木の捕捉イメージである。図中の捕捉面を構成する部材(透過部)を中心に流木が捕捉されるが、図中②の本堤と施設の隙間は、見かけの水通し幅が広くなり、ここから流水が流下するため堰上げが抑制される。また、未満砂の場合、図中③も開口している。すわなち、水通し天端下方に捕捉面と同じ幅の開口部を有しているので、ここが目詰まりしない限り堰上げは発生しない。ただし、堰堤が満砂すると、この開口部が詰まる。さらに、捕捉面①が流木によって閉塞すると、水の通りみちは②だけになり、堰上げが生じる可能性がある。実際には、土石流の場合、洪水のピークは短く、堰上げが生じても越流により流木が流出する可能性は低い。

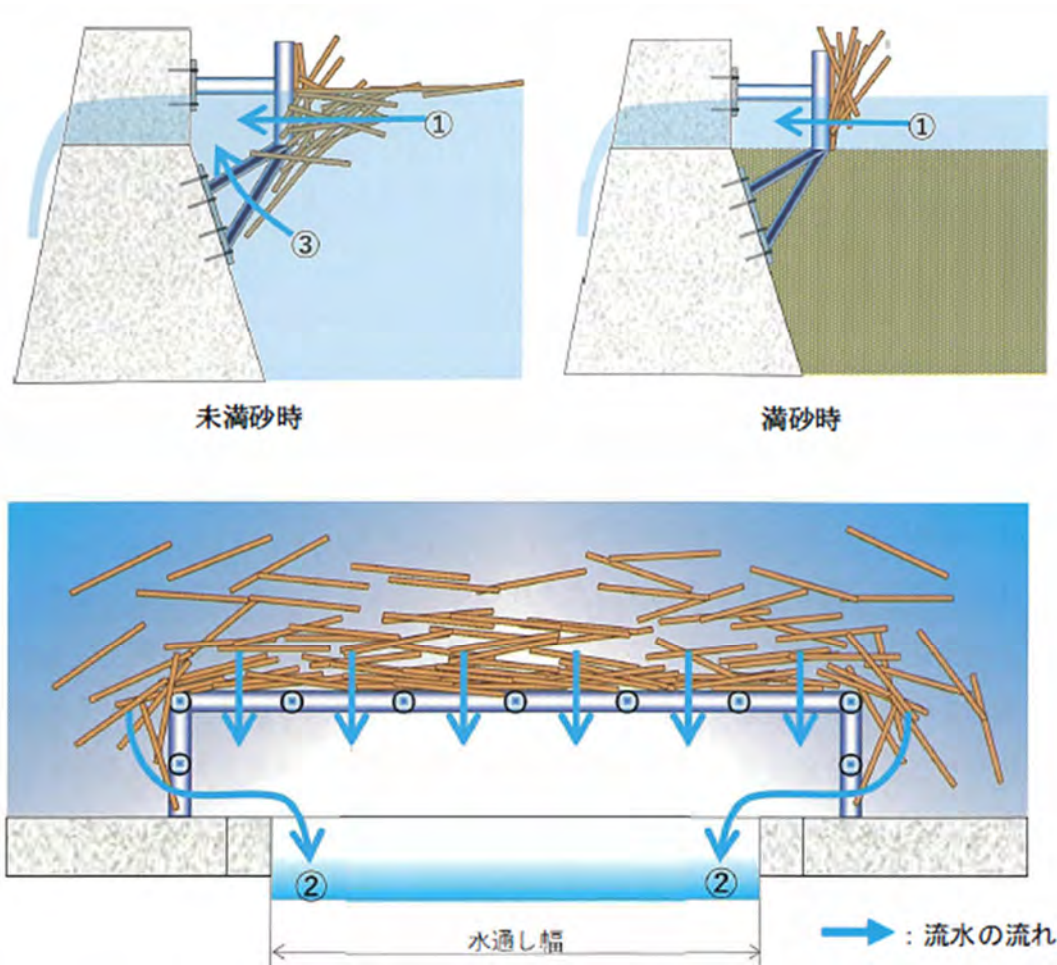


図 10-3-1 直線配置の流水の通りみち

不透過型砂防堰堤に張出しタイプ流木捕捉工を付設することで、図 10-3-1 に示したような形態（未満砂時・満砂時）で流木を捕捉することができると考えられるが、以下のような場合においては、堰堤の構造を透過型にする等、別途検討が必要である。

- 土石流区間における不透過型砂防堰堤の流木捕捉量は、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」によれば、計画捕捉土砂量の2%が上限であり、この上限以上の流木量を捕捉する必要がある場合。
- 堆砂勾配が緩和された後も土石流形態で流下し、土石流フロント部が到達する可能性がある場合。

※袖部が短い場合、あるいは水通し幅が広く湛水状態にならない場合には、流木は土砂と一体になって流木捕捉工に到達する。このような場合、直線配置の構造は、通常の鋼製透過型砂防堰堤と同じこととなり、部分透過型砂防堰堤とみなすことができる。

(張出設p18)

3.2.1 部材間隔

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

張出しタイプ流木捕捉工の透過部における部材間隔は、透過部が転石で閉塞しない条件と流木を確実に捕捉できる条件を満足するものとする。

土石流区間においては流木は石礫と混在して流下するが、石礫の捕捉を目的とせず流木の捕捉を目的とすることから、部材間でアーチアクションが発揮されにくいよう最大礫径の2倍以上に部材間隔を設定することを基本とする。

ただし、満砂後の堰堤上流は、湛水または掃流状態で流木が流下する可能性が高く、掃流区間において流木捕捉機能が発揮できるよう部材間隔を設定する。「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」において掃流状態の部材純間隔は、部材間隔の設定に用いる流木長（指針では、流木の最大長） $\times 1/2$ 以下とされている。これにより、流木が回転して流下することを防ぐとともに、礫をできるだけ通過させることができる。

張出しタイプ流木捕捉工の部材間隔は、水通し幅に制約されず、部材間隔を設定する際に用いるとした流木長(5 mと現地調査による平均流木長のうち、小さい方)の $1/2$ を基本とする。また、設置間隔から鋼管径を差し引いた値が部材純間隔であり、「土石流・流木対策設計技術指針」参1.2.2の方法で定められている掃流により移動する最大礫径の2倍以上が確保されていることを確認する。

部材間隔は、部材純間隔と部材中心間隔があるが、実際の流木捕捉効果に大きな違いはないことと、使用する鋼管径が土石流対策より小径であるため、設計・施工を優先して本手引きでは、鋼管径に関わらず鋼管中心間隔は、2.0 m、2.5m、3.0mと0.5m刻みで配置してよい。

(張出設p19)

3.2.2 本堤からの設置距離

本堤からの設置距離は、流木を捕捉するとともに、できるだけ礫を流下させる距離とする。

(張出設p20)

張出しタイプ流木捕捉工は本堤の上流側に設置する。本堤からの設置距離は、本堤と張出しタイプ流木捕捉工の間から流木が抜け出さない程度離す必要がある。そこで、張出しタイプ流木捕捉工の本堤からの設置距離は、柱の設置間隔を設定する際に用いた流木長の1/2を基本とするが、直線配置は上流が湛水して、端部の隙間から流木がすり抜ける可能性がある(図10-3-2)。このため、袖部との間に流木のすり抜けを防止する補助部材を配置してもよい。

また、本堤の水通し幅が広くかつ流木量が多い場合(正面の開口部が目詰まりし堰上げする可能性がある場合)や、堰堤形状や堆砂敷の状況、施工性により距離が離れる場合は、流木長の1/2より広げてもよい。



図10-3-2 本堤からの設置距離

3.2.3 設置延長（河川横断方向）

張出しタイプ流木捕捉工の設置延長は、水通し部が閉塞しないよう、本堤水通し上幅より広くとる。
 (張出設p21)

張出しタイプ流木捕捉工の設置幅は、水通し部が閉塞しないよう水通し上幅より左右に部材間隔1スパン分（柱2本）張り出すことを基本とする。ただし、以下のような点を勘案し、現場状況にあわせて設定する。

- ・堰上げの可能性（左右岸に柱が近づきすぎた場合）
- ・目詰まりの可能性（水通し幅が狭い場合）
- ・河川の上流側の地形（河川湾曲など）
- ・河川の上流側の構造物（取水口、魚道など）

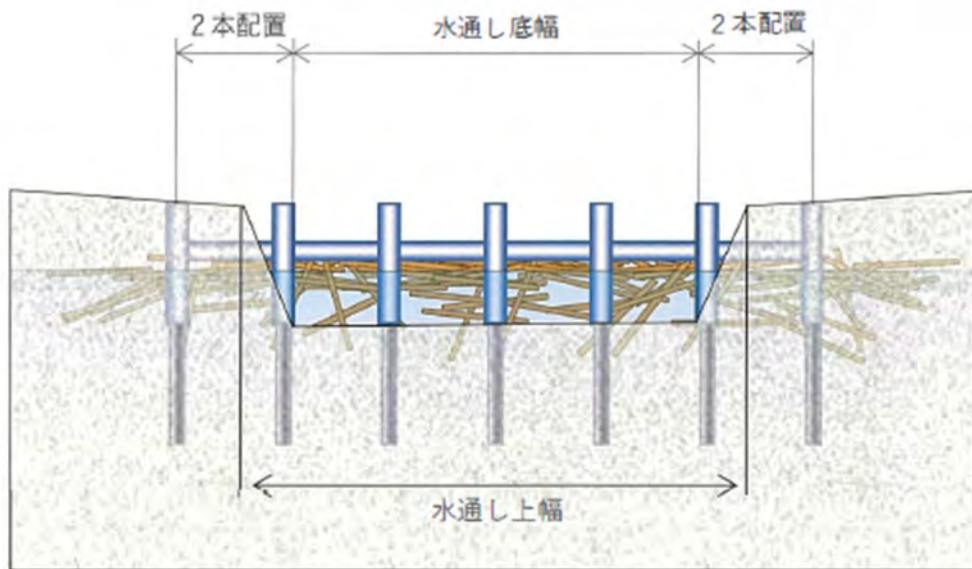


図 10-3-3 設置延長

以下に、流木長5 mに対して部材中心間隔2.5 mとした場合の水通し幅と部材設置例を示す。

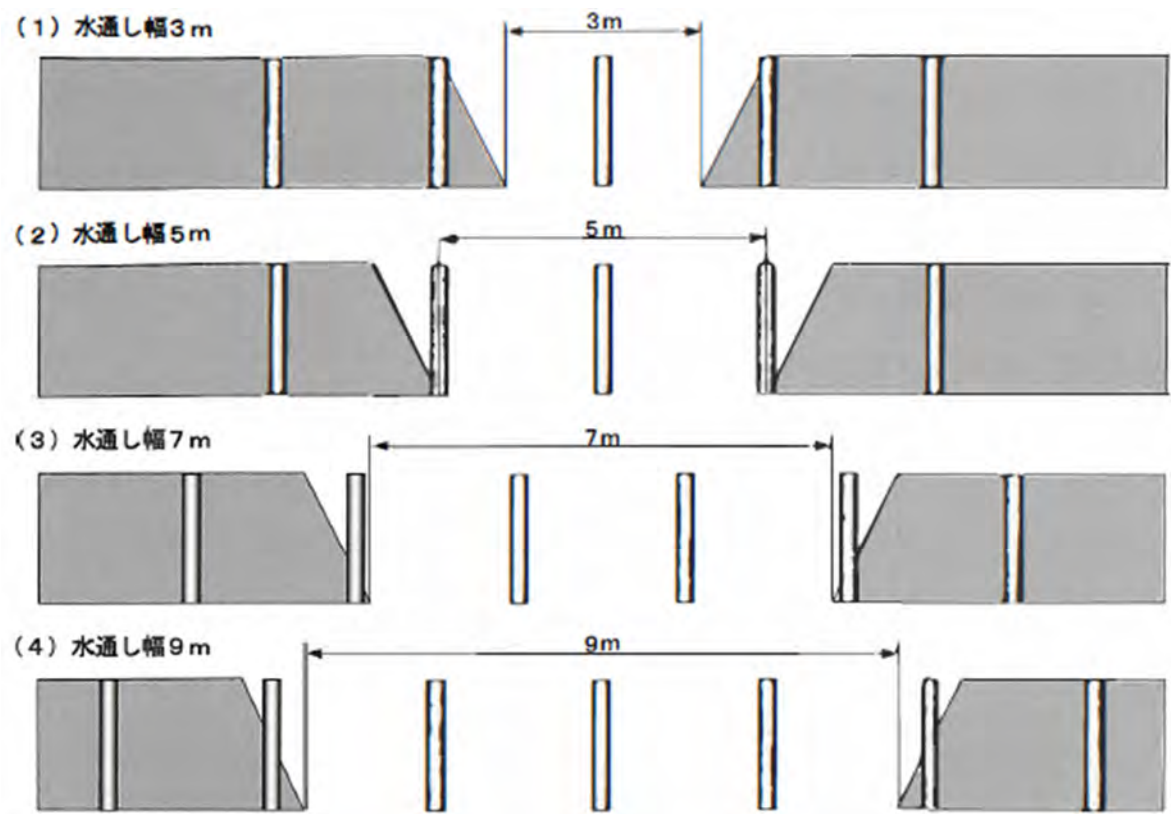


図 10-3-4 水通し幅と柱の設置本数 (例)

(張出設p22)

3.2.4 部材の高さ

部材の高さは、流木を確実に捕捉できるように水深より突出させる。

(張出設p23)

張出しタイプ流木捕捉工では、本堤袖部により上流域は水通しの水深まで堰上がる。このため、水面を浮かんで流下する流木を確実に捕捉するために、水通し部における越流水深よりも部材を突出させる必要がある。また、土石流状態で到達する可能性がある場合には、土石流水深よりも部材を高くする必要がある。このため、透過部の高さは、水通し部における越流水深及び土石流水深より確実に高く設定するように水通し断面（越流水深+余裕高）以上に設定する（図 10-3-5）。

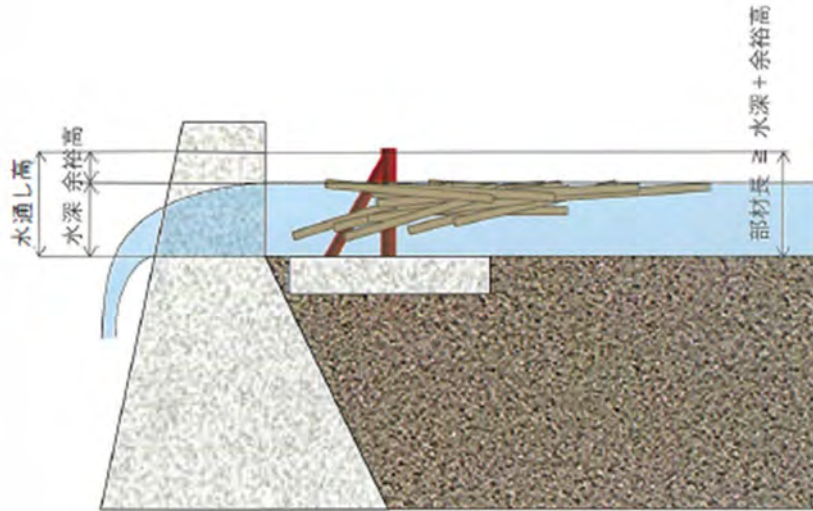


図 10-3-5 捕捉工の高さ

3.3 土石流区間における安定計算に用いる設計外力

張出しタイプ流木捕捉工の安定性及び設計外力は「土石流・流木対策設計技術指針」に基づくものとする。 (張出設p24)

3.3.1 土石流の流体力の算定

張出しタイプ流木捕捉工は、水通しの堆砂面より突出するため土石流の流体力を考慮する。土石流の流体力は、満砂後に土石流が発生した場合を想定する。 (張出設p24)

張出しタイプ流木捕捉工の流木捕捉用部材は、本堤水通し天端より上方に突出する。このとき、土石流の流体力は、未満砂の堰堤においては、元溪床勾配を用いて、土石流の流体力を求める。満砂している堰堤においては、土石流越流時に想定される当該堰堤の堆砂勾配を検討し、土石流の流体力を算定する。

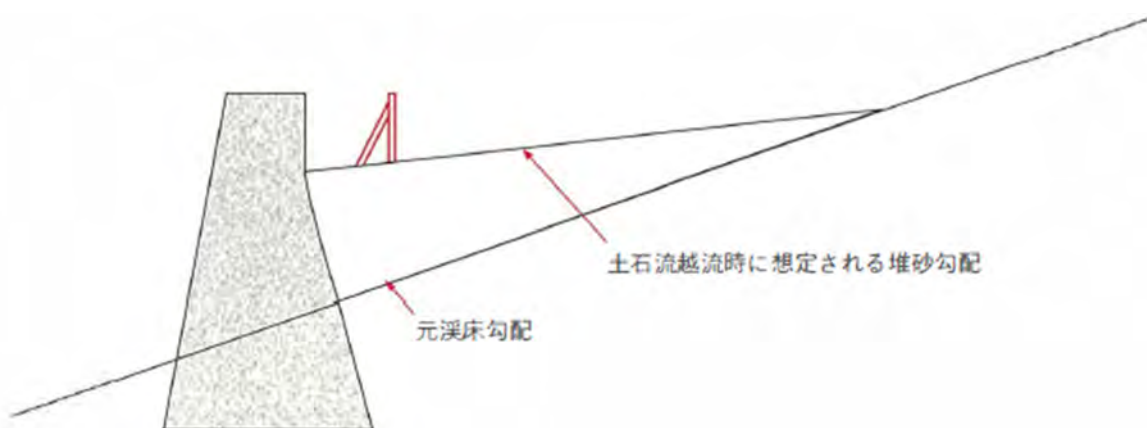


図 10-3-6 土石流諸元の算定

3.3.2 土石流時の荷重

土石流区間で、鋼製透過型砂防堰堤に準じた荷重が作用するものとする。

(張出設p25)

(1)未満砂に設置した張出しタイプ流木捕捉工の場合

平成28年度以前の既設の砂防堰堤に張出しタイプ流木捕捉工を設置する場合、現行の土石流・流木対策技術指針により安定計算を行うと、規定の安全率(N)をクリアできない可能性がある。この場合、堰堤の腹付けによる堤体の重量増を検討するが、堰堤と一体で打設された基礎地盤の間詰めコンクリートを本体の一部として安定計算で不足する分を補うことも考えられる。また、ある程度堆砂が進行している場合には、堆砂面下を腹付けし、安定性を確保する。ただし、施設規模に対して捕捉土砂量あるは捕捉流木量が想定以上であった場合には、設計時の荷重を越える。この場合も捕捉機能や安定性に影響を及ぼさないように張出しタイプ流木捕捉工の形状・寸法に配慮する。

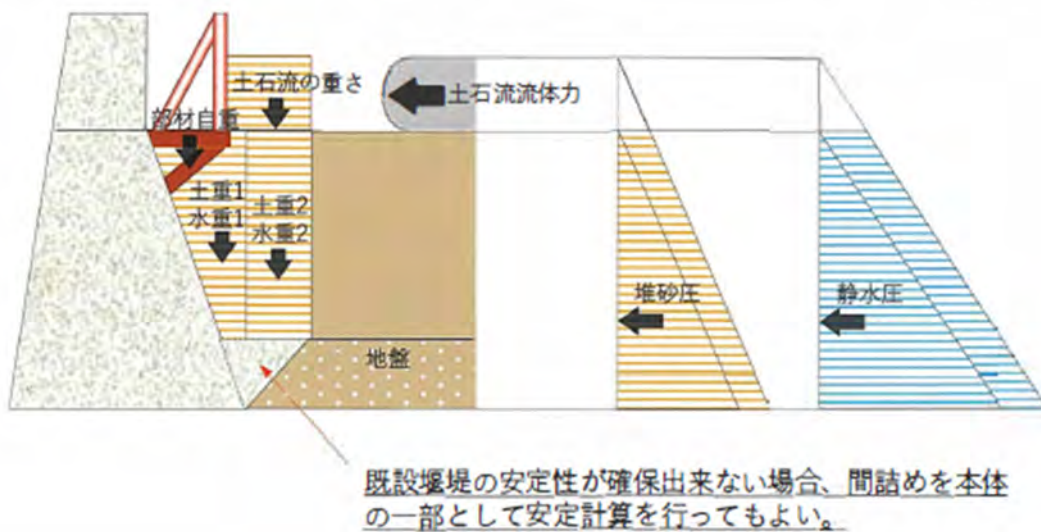


図 10-3-7 未満砂の堰堤に設置する場合の設計外力 (未満砂型→満砂)

(2)堆砂敷に設置した張出しタイプ流木捕捉工の場合

堆砂敷に直接、張出しタイプ流木捕捉工を設置する場合、張出しタイプ流木捕捉工と堰堤は一体ではないため、張出しタイプ流木捕捉工自体で安定性を確保する。一般には鋼製透過型砂防堰堤と同様に底板コンクリートにより自重を確保する。既設堰堤に付設する場合、土石流区間においては除石を前提とする場合が多い。また、除石しない場合でも堰堤直上流の堆砂面を数m掘削すれば堰堤に直接、張出しタイプ流木捕捉工を設置することができる。

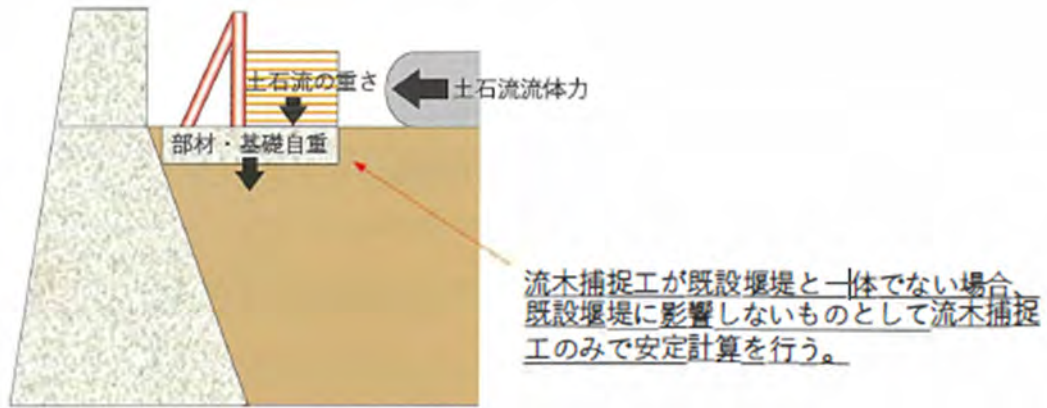


図 10-3-8 満砂後の堰堤に設置する場合の設計外力（満砂）

(張出設p26)

3.4 掃流区間に設置する張出しタイプ流木捕捉工の形状・寸法

掃流区間に設置する張出しタイプ流木捕捉工は、張出しタイプ流木捕捉によっても堰上げが抑制されるよう流水の通りみちを確保できるように部材を配置する。 (張出設p27)

掃流区間の不透過型砂防堰堤は除石することなく満砂状態である。このため、流木は水面を浮遊しながら流下するので、張出しタイプ流木捕捉工は流木のみ捕捉できる構造であればよい。このとき、張出しタイプ流木捕捉工の部材は水面より突出している必要がある。また、土石流区間と違い流域面積が広いと、流下してくる流木量もかなり多い。従来、流木捕捉量は、水面に一様に流木が浮遊するものとして湛水面積×流木径としているが、湛水状態を想定すれば水面はレベルと考えられ、流入流木量に対して捕捉流木量が足りない可能性がある。また、堰堤の水通し幅が広いまたは袖部が短い場合、堆砂敷であっても流速を持つ流れとなるため湛水状態ではない。ここに張出しタイプ流木捕捉工を設置すると開水路上に設置された状態に近くなり、直線配置の場合、堰上げが発生しやすくなる。このため、流木量が多いと施設高以上に堰上がる可能性があり、後続の流木は越流する可能性がある。

そこで、堰上げを抑制するために張出しタイプ流木捕捉工をユニットに分割し、上流に向かって凸型に配置する。この利点は、張出しタイプ流木捕捉工と堰堤の隙間に加え、ユニット同士の隙間も水の通りみちとして使えることである。図10-3-9は、ユニットを上流に向かって凸型配置にした場合の水の通りみちである。図のようにユニットの数が増えるほど直線配置より水の通りみちが確保され、見かけの水通し幅が増えることになり、堰上げが抑制される³⁾

ただし、掃流区間の不透過型砂防堰堤の完成直後は未満砂の状態、コンクリートスリット堰堤では常時未満砂である。このような条件で、張出しタイプ流木捕捉工を設置する場合、土石流区間に設置する張出しタイプ流木捕捉工と同様に直線配置となり、堰堤に直付けする方法しかないので、堰上げ水深がどの程度になるか検討が必要である。

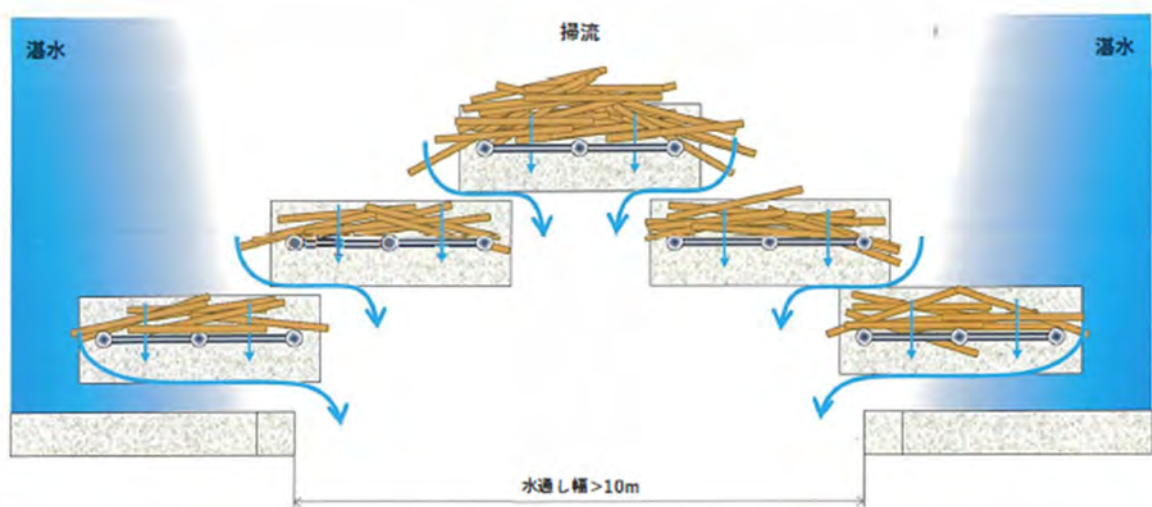


図 10-3-9 凸型配置の流水の通りみち

(張出設p28)

3.4.1 ユニットの配置及び方法

ユニットの配置は、流木を捕捉しつつ、できるだけ堰上げが生じないように配置する。（張出設p29）

(1)見かけの水通り幅 ($\Sigma b_1 + \Sigma b_2$)

堰堤上流が洪水時においても袖部によって堰上げが発生しない場合、直線配置にすると流木が捕捉されるにつれ、掃流区間では捕捉面が閉塞し堰上げしやすくなる。このような場合、凸型配置とし、流水の通りみちを確保する。図 10-3-10 のように見かけの水通り幅が水通り幅の3倍以上あれば堰上げしないことが実験により確認されており³⁾、ユニットは、見かけの水通り幅 B_2 が水通り幅 B_0 の3倍以上を確保するように配置するものとする。

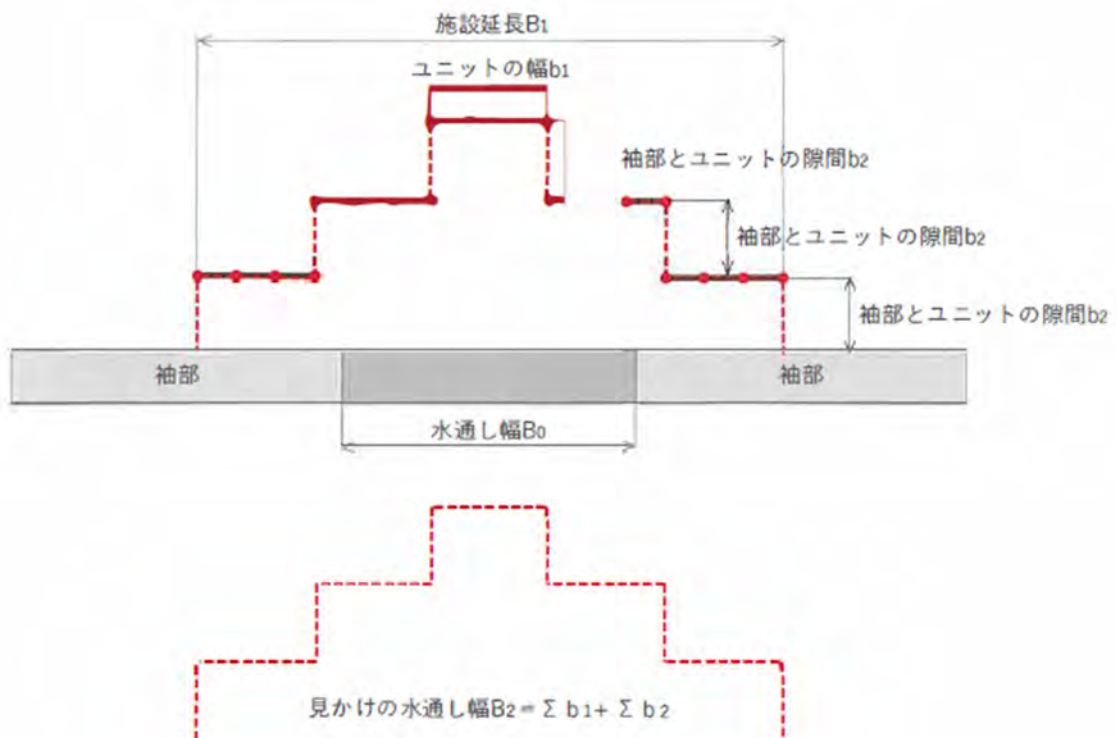


図 10-3-10 張出しタイプ流木捕捉工の設置延長

(2) ユニットの長さ(b1)

凸型配置であっても部材間隔は、直線配置と同じである（3.2.1部材間隔）。ただし、ユニットの長さ（施設延長）は、流木を捕捉するために最低でも2スパンは確保し、通常は3スパンを基本として水通り幅を超えるように配置する。

(3) ユニット間の距離(b2)

張出しタイプ流木捕捉工は本堤上流側堆砂敷に設置され、本堤からの設置距離は、本堤と張出しタイプ流木捕捉工の間から流木が抜け出ない程度に離す必要がある。本堤とユニットの間隔は流木長とする。水通し部より上流で流れがある場合には、ユニット間を相当広げても流木は捕捉されるが³⁾、流木の到達の仕方や左右の偏流を考慮して、ユニット間は流木長以下とする。また、本堤の形状や堆砂敷の状況、施工性によりユニットの間の距離が長くなる場合は、流木捕捉用の補助部材を配置し、捕捉機能を高めてもよい。

以下に、部材中心間隔2.5m（流木長5m）とし、見かけの水通し幅 B_2 を水通し幅 B_0 の3倍にした場合の部材設置例を示す。

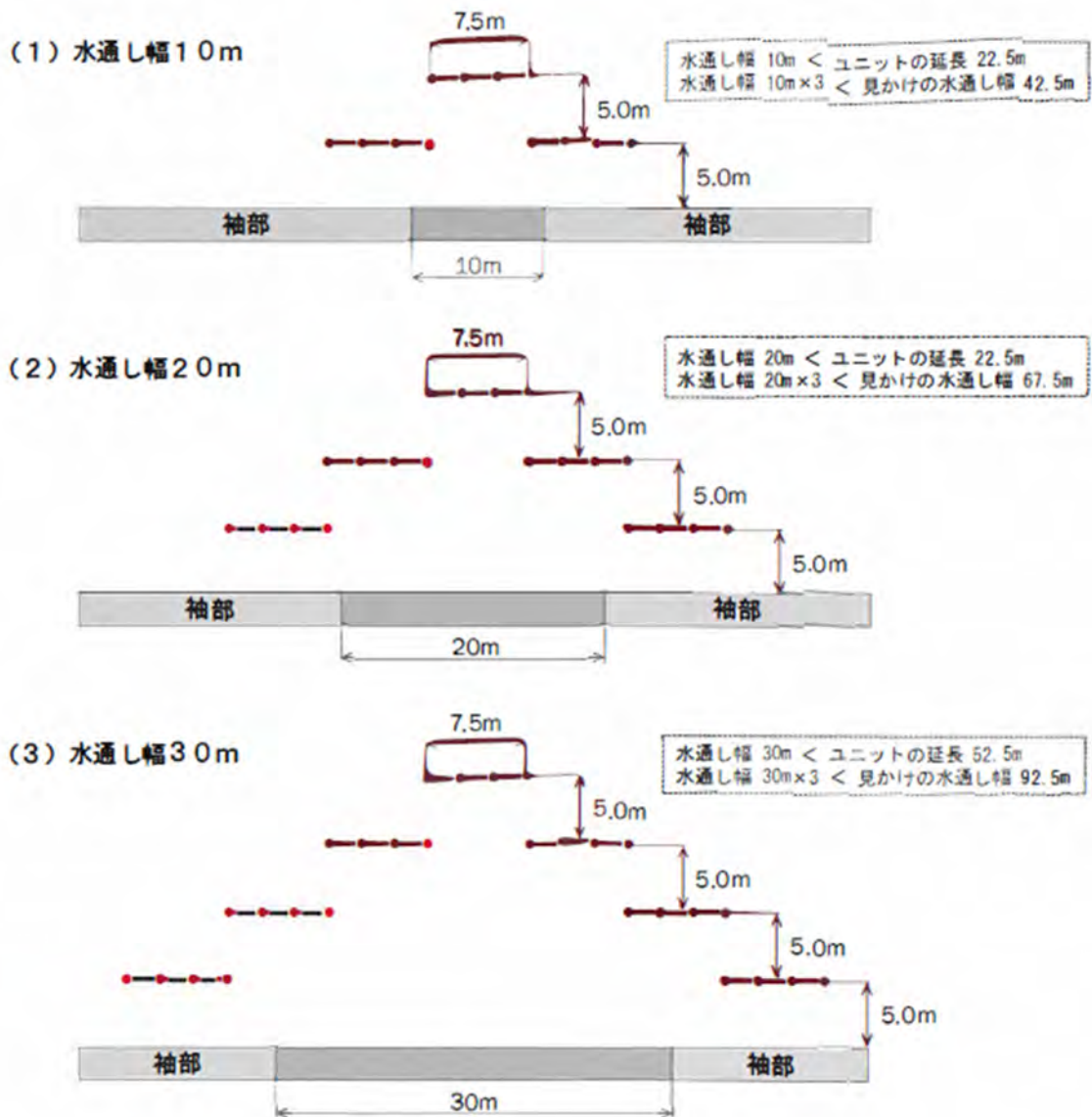


図 10-3-11 ユニットの配置例

(張出設p30)

(4) 袖部上流のユニットの配置

開水路形状であっても堰堤直上流の左右岸は、川幅や水通し幅に係わらず袖部によって流れが阻害され流速が落ちる。このため、袖部近傍の流木は浮遊状態となり本堤と張出しタイプ流木捕捉工の隙間からすり抜けやすい(図10-3-12(左))。ただし、袖部直上流にユニットを配置すると(同図右)流木が捕捉面に張り付くことが実験⁹⁾で確認されている。この結果から、不透過型砂防堰堤の上流に流木捕捉工を配置する場合、流木捕捉工のユニットを袖部の上流に配置することで流木のすり抜けを抑制することが期待される。

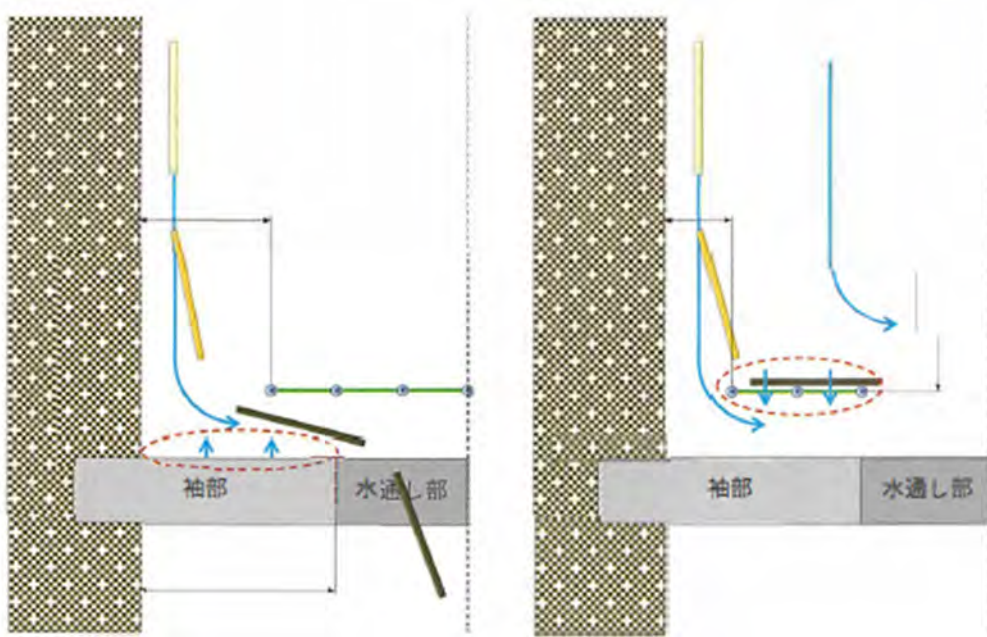


図 10-3-12 袖部上流のユニットの流木捕捉

(張出設p31)

3.4.2 部材の高さ

部材の高さは、流木を確実に捕捉できるように水深より突出させる。(張出設p32)

掃流区間に設置する張出しタイプ流木捕捉工では、本堤袖部により上流域は水通しの水深まで堰上がる。このため、水面を浮かんで流下する流木を確実に捕捉するために、洪水時の堰上げ水位（水通し部の水深）よりも部材を突出させる必要がある。なお、土石流状態で到達する可能性がある場合には、土石流水深よりも部材を高くする必要がある。このため、透過部の高さは、水通し断面（水深十余裕高）以上で、かつ最低でも2.0mとし、0.5mラウンド程度で設定してよい。

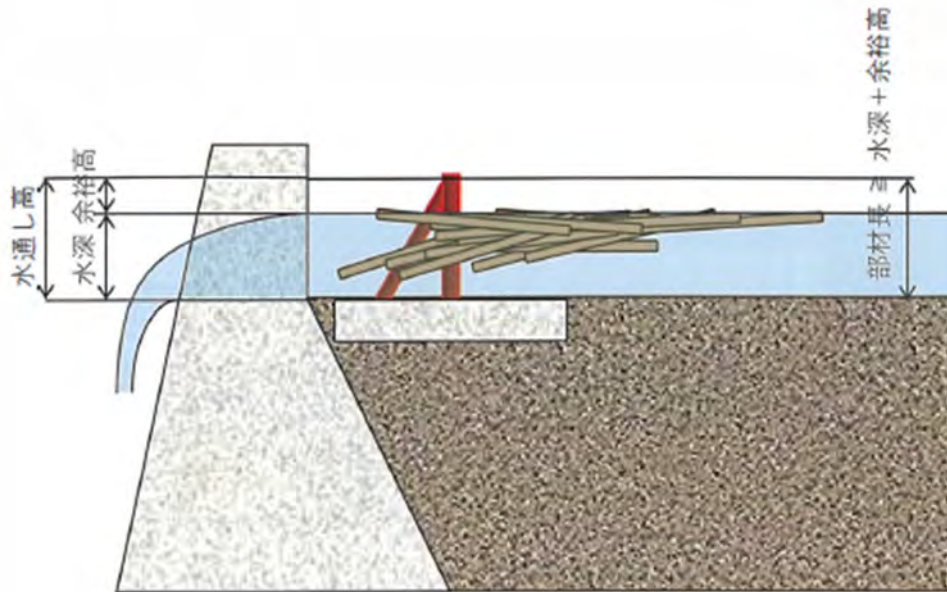


図 10-3-13 捕捉工の高さ

3.5 掃流区間における安定計算に用いる設計外力

張出しタイプ流木捕捉工の安定性及び設計外力は「土石流・流木対策設計技術指針」に基づくものとする。掃流区間に設置される張出しタイプ流木捕捉工は、流木により開口部が完全に目詰まりした状態を仮定し、安定性の検討を行う。 (張出設p33)

掃流区間に設置される張出しタイプ流木捕捉工の安定計算に用いる荷重は、多量の流木によって開口部が目詰まりすると仮定して、水平方向に静水圧を与えて検討する。

なお、張出しタイプ流木捕捉工の部材純間隔は、転石を捕捉しないように設定するので、堆砂圧は考慮しない。

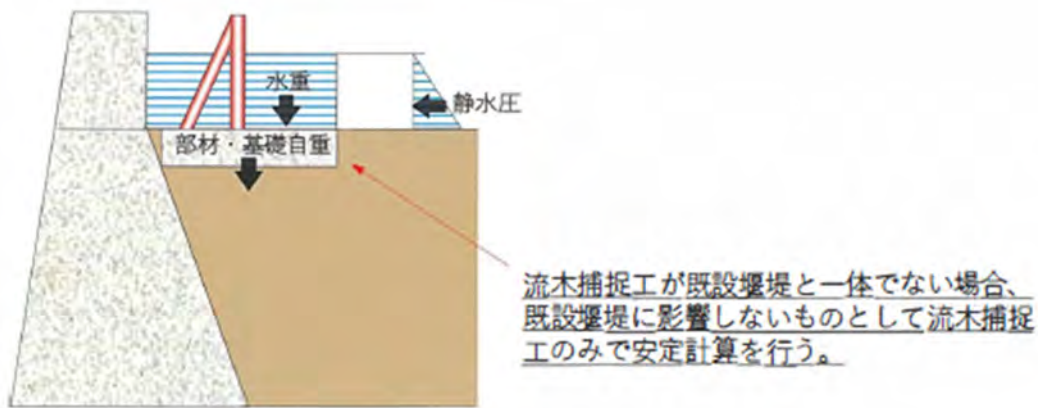


図 10-3-14 満砂状態の場合（満砂型）

【参考】

掃流区間の不透過型砂防堰堤は除石することなく満砂状態であるが、完成直後は未満砂の状態である。また、コンクリートスリット堰堤は常時未満砂である。このような堰堤に、張出しタイプ流木捕捉工を設置する場合、土石流区間に設置する張出しタイプ流木捕捉工と同様に直線配置で堰堤に直付けすることになる。



図 10-3-15 直付けする場合の設計外力（満砂）



図 10-3-16 直付けする場合の設計外力（未満砂）

(張出設p34)

3.6 張出しタイプ流木捕捉工の部材の構造計算

構造検討で考慮する設計外力は、「土石流・流木対策設計技術指針」に基づくものとし、安定計算で用いた荷重、礫および流木の衝撃力に対して構造計算を行う。部材の照査方法は鋼製砂防構造物便覧を参考に行ってよい。(張出設p35)

張出しタイプ流木捕捉工は透過型砂防堰堤と同様の構造形式である。よって、部材の照査は鋼製砂防構造物設計便覧を参考に行うことで、礫・流木の衝突に対しては鋼管の凹みとたわみによるエネルギー吸収、流体力に対しては鋼管フレームによる許容応力度設計により構造の安全性が確保される。ただし、この照査方法は鋼管フレームの各部材が確実に連結し、過度に変形しないこと、および鋼管フレームを通して堰堤本体または底版コンクリートに荷重が確実に伝達される構造であることを前提としている。これと異なる連結方法、荷重の設定方法、構造解析方法を採用する場合には、別途行う照査方法の検証が必要で、その安全性を確認しなければならない。

3.7 非越流部の安定計算

非越流部の本体の安定性及び設計外力は、「建設省河川砂防技術基準（案）設計編」及び「土石流・流木対策設計技術指針」に基づくものとする。ただし、土石流流体力の算定については、3.2.1 土石流の流体力の算定に基づくものとする。（張出設p36）

(1) 土石流区間

土石流区間に設置された不透過型砂防堰堤の非越流部の安定計算は、「土石流・流木対策設計技術指針」に準じる。これは、張出しタイプ流木捕捉工の機能が堰上げを抑制することから、本堤に作用する荷重を同様に扱って差し支えない。ただし、施設規模に対して捕捉土砂量あるいは捕捉流木量が想定以上となった場合には、設計の荷重を超える。

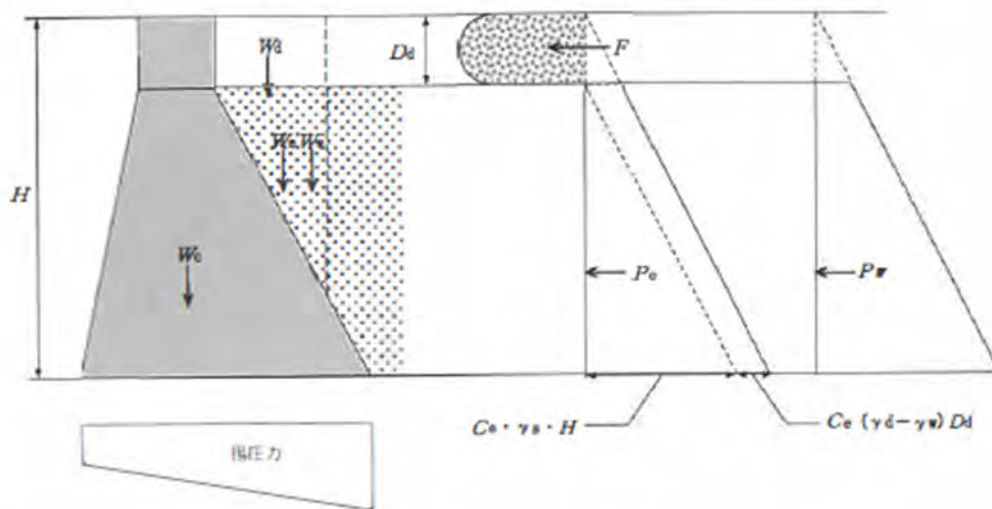


図 10-3-17 非越流部の設計外力（土石流時）

(2) 掃流区間

掃流区間に設置された不透過型砂防堰堤の非越流部は、張出しタイプ流木捕捉工の設置前と設置後では作用荷重は同じである。また、掃流区間に設置する凸型配置の張出しタイプ流木捕捉工は単独で安定計算を行うため、不透過型砂防堰堤自体安定計算の見直しは不要である。

第11章 既設堰堤のスリット化

第1節 総説

流域の土砂および流木処理、環境対策上、既設不透過型堰堤を透過型にする(スリット化)対策も考えられる。

解説

既設堰堤をスリット化すると次のようなメリットを得られる場合がある。

- (1) これまで施設効果量として評価していなかった貯砂容量に対して、計画捕捉量を評価する。
 - ・さらに土砂および流木処理が必要で、既設堰堤以外にダムサイトが無い時。
 - ・さらに土砂および流木処理が必要で、新規箇所に対策施設を計画するより経済的に有利と考えられる時。
- (2) 溪流の連続性を確保する。

反面、安全性の低下も考えられるので、既設堰堤のスリット化にあたっては、慎重な検討が必要である。

第2節 留意事項

既設堰堤のスリット化は、現況の安全性を下回らない条件で実施する。

解説

既設堰堤のスリット化は、次のような要件を満たすことが必要と考えられる。

- ① 透過型堰堤とした場合、第Ⅲ編第4章第1節1. 2で述べた要件を満たすこと。
- ② 原則として、スリット化部は、未満砂であること。
- ③ スリット化予定部がすでに満砂状態である時は、除石後にスリット化を行う。なお、スリット化後の施設は、部分透過型または透過型砂防堰堤として取り扱う。

第3節 施設設計

具体的な設計に関しては、第3章透過型砂防堰堤または第4章部分透過型砂防堰堤を参照されたい。

解説

流木止め設置の場合は、第8章既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工を参照されたい。

第12章 土石流・流木発生抑止工

第1節 土石流・流木発生抑制工

1.1 土石流・流木発生抑制山腹工

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

解説

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

(土流設p48)

1.2 溪床堆積土砂移動防止工

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

解説

溪床堆積土砂移動防止工には、主として床固工等があり、溪床や溪岸の堆積物の移動を防止する。原則として床固工の上流側を天端まで埋戻し礫及び流木の衝撃力を直接受けない構造とする。また袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については土流設指針2.1.3.1(2)を参考とし土石流荷重は考慮せず、静水圧のみを対象とする。

溪床堆積土砂移動防止工としての床固工等の水通し断面は土流設指針2.1.3.2(1)によるが、水通し幅は地形を考慮してできるだけ広くとる。土石流ピーク流量に対しては、余裕高は原則として考慮しなくてよい。その他の設計は、コンクリート製では、土流設指針2.1.3で示す不透過型砂防堰堤の構造に準ずる。

(土流設p49)

第13章 土石流導流工

第1節 断面

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

(土流設p50)

解説

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

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

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の2倍以上、または原則として3m以上とする。なお、計画規模の年超過確率の降雨量にともなって発生する可能性が高いと判断される土石流が上流域で十分処理される場合は、通常の溪流保全工を計画するものとする。

(土流設p50)

余裕高は次のとおりとする。

表 13-1-1 土石流導流工の余裕高

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

ただし、溪床勾配による次の値以下にならないようにする。

勾 配	$\Delta D_d / D_d$
1/10 以上	0.5
1/10~1/30	0.4

ここで、 D_d : 水深(m)である。

(土流設p50)

第2節 法線形

土石流導流工の法線形は、できるかぎり直線とする。

(土流設 p51)

解説

土石流は直進性を持っているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形および土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとし、その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする。

$$B_r/r_c \leq 0.1, \theta_c \leq 30^\circ$$

ここで、 B_r ：流路幅(m)、 r_c ：湾曲部曲率半径(m)、 θ_c ：湾曲部角度 ($^\circ$) で、それらを図 13-2-1 に示す。

(土流設 p51)

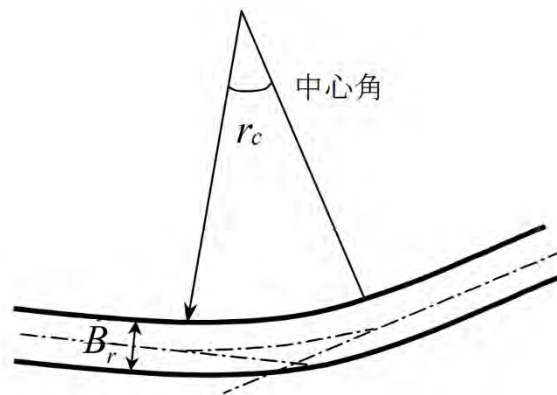


図 13-2-1 土石流導流工湾曲部の法線形

第3節 縦断形

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

(土流設 p52)

解説

土石流導流工は、安全な場所まで導流させることが必要なため、急な勾配変化を設けることにより土砂が堆積しないようにする。また、流末において土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに応じた護岸高を設定する等、安全な構造とする。

(土流設 p52)

第4節 構造

4.1 溪床

掘込み方式を原則とする。

(土流設 p53)

解説

土石流導流工は、安全上、掘込み方式を原則とする。

(土流設p53)

4.2 湾曲部

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

(土流設 p 54)

解説

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

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

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

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

ここに D_d : 直線部での水深(m)、 B_r : 流路幅(m)、 U : 平均流速(m/s)、 r_c : 水路中央の曲率半径(m)、 g : 重力加速度(9.81m/s²)である。

(土流設p54)

4.3 構造細目

その他構造細目は、溪流保全工、護岸工を参照されたい。

第14章 土石流堆積工

第1節 土石流分散堆積地

1.1 形状

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

(土流設p55)

解説

過去の土石流の規模、流下・氾濫特性、類似溪流の発生事例を基に分散堆積地の形状を定める。

(土流設 p 55)

1.2 計画堆砂勾配

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

(土流設 p 56)

解説

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2~2/3の勾配を基準とする。なお、適応可能な実績値がある場合は、それを用いてよい。

(土流設 p 56)

1.3 計画堆積土砂量

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

(土流設 p 57)

解説

土石流分散堆積地の計画堆積土砂量は、土流設指針2.4.1.2で設定した計画堆砂勾配で土砂が堆積した状態における量を算出する。

(土流設 p 57)

1.4 構造

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

(土流設p58)

解説

土石流分散堆積地は上下流端の砂防堰堤（床固工）、拡散部、堆積部および流末導流部からなる。上流端砂防堰堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込みを原則とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。下流端砂防堰堤（床固工）は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。堆積容量を増大するために堆積部に床固工を設置することがある。

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

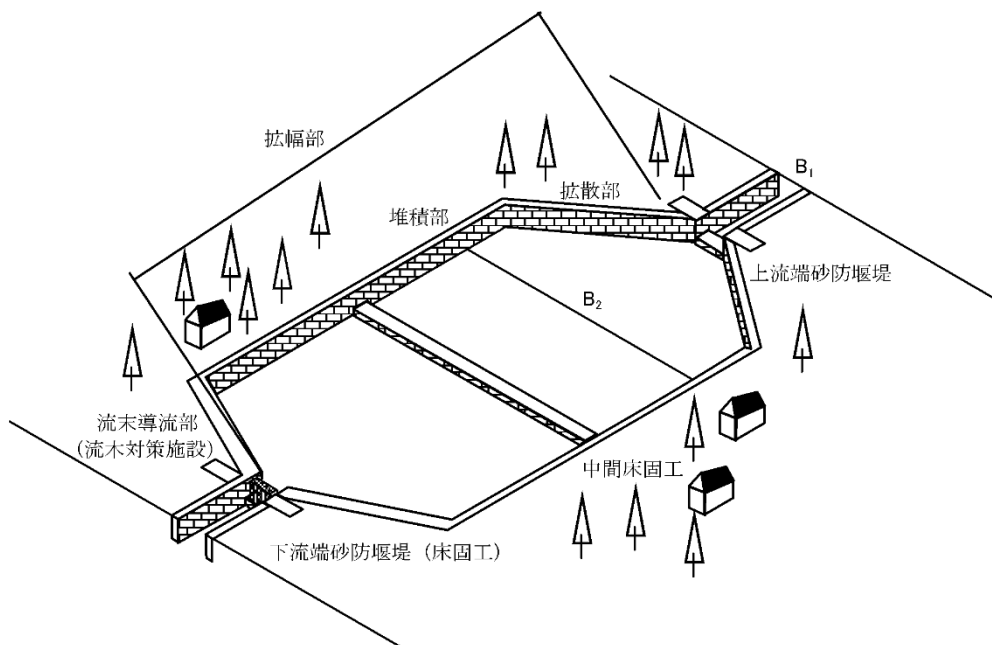


図 14-1-1 土石流分散堆積地

(土流設 p 58)

第2節 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。また、護岸工等により溪岸侵食を防止する。

(土流設p59)

解 説

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

(土流設 p 59)

第3節 除石

土石流等により土石流堆積工内に土砂が堆積した場合は、すみやかにこれを除石する。

(土流設 p 60)

解 説

除石の基本的な考え方は、土流設指針第3節によるものとする。

(土流設 p 60)

第15章 緑の砂防ゾーンの設計

第1節 総説

1.1 総説

砂防堰堤下流または溪流保全工区間に置いて、上流において砂防堰堤の建設が困難なために土砂の生産、流出を十分に抑制、調節できない場合には土砂の整備率を高めるため土砂の堆積する空間（砂溜工または遊砂地と呼ばれる）を確保または造成する必要がある。砂溜工においてはそこに存在する樹木を利用するもしくは新しく樹木を導入すると土砂の堆積および流木の捕捉効果を促進することができる。このような空間を緑の砂防ゾーンと呼ぶ。 (緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p1)

解説

緑の砂防ゾーン計画の流れは図14-1-1のようになる。

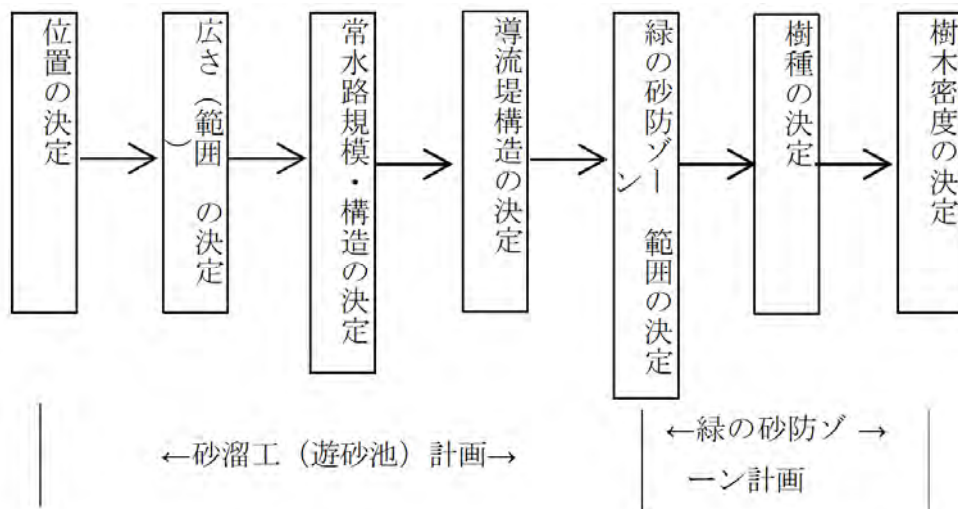


図14-1-1 緑の砂防ゾーン計画の流れ

緑の砂防ゾーンは、都市近郊、公園地域及び火山地域の扇頂部等に適した工法である。

第2節 堆砂空間の範囲・構造

2.1 堆砂空間の範囲

堆砂空間の範囲は、土石流危険溪流においては土石流想定氾濫区域内に必要な範囲とする。土石流危険溪流以外の溪流においては、洪水または土砂の氾濫区域を想定し、そのうちに必要な範囲とする。 (緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p2)

解説

土石流想定氾濫区域については、「土石流危険溪流および危険区域調査要領 平成11年4月」を参照。

2.2 堆砂空間の構造

堆砂空間の構造は、現在の地形を考慮し下流端に床固工等を配置し、小規模な出水を処理する常水路、導流堤、樹林、補助施設等から構成される。
 (緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p2)

解説

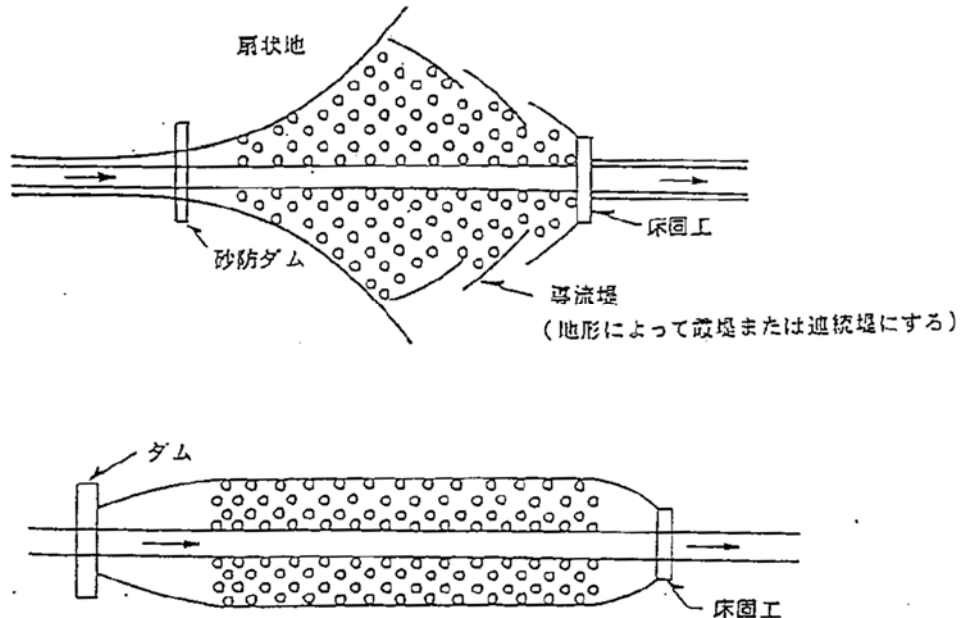


図 14-2-1 緑の砂防ゾーン平面図

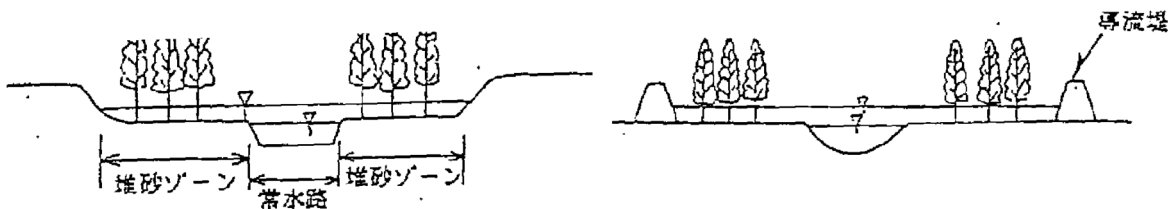


図 15-2-2 緑の砂防ゾーン横断図

現在の流路に存在する範囲を尊重し常水路を柔構造かつ親水性のあるもので固定し、更に計画高水流量を安全に流すのに必要な範囲を堆砂ゾーンとする。このとき、堆砂ゾーンの水深は樹木が倒れないことを確認しておく。更に堆砂ゾーンは通常はレクリエーション施設への利用が可能であるので利用面からのスペースの検討も必要により行う。

横断方向の両岸は、現地の状況・地形により掘込形式あるいは導流堤方式が考えられる。防災面からは掘込形式が望ましいが地形により導流堤も選択できる。

緑の砂防ゾーンの最下流端には原則として床固工を設ける。また、必要に応じ常水路に床固工、帯工を設ける。

第3節 常水路及び導流堤の規模・構造

3.1 常水路の規模・構造

常水路の規模は、現在の流路を尊重し5～10年確率程度の高水流量の流下能力を有しているものがよい。構造は、柔構造かつ親水性を有するものとする。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p3)

解説

現在の流水のある範囲を尊重して常水路とし柔構造物で固定するのがよいが、流下断面は、5～10年確率程度の高水流量を流下させる能力を有するものとする。

護岸の構造は、フトン籠、石積、鋼製枠等の柔構造かつ親水性のあるものとする。床固工、帯工も原則として柔構造で親水性のものとするが、重要度が高いまたは外力が大きい場合はコンクリート製とする。

3.2 導流堤

導流堤を計画する場合、その安全性に十分注意し原則としてコンクリートあるいは鋼製擁壁とし、表裏を盛土で覆った構造とする。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解説

導流堤は破堤した場合被害が甚大であり、原則として重力式のコンクリートあるいは鋼製擁壁とし、景観の点から表裏を盛土で覆った構造等が望ましい。

導流堤の高さは計画高水流量に対して土砂の堆積と樹木による流れに対する抵抗を考慮して、計画高水位を定め、余裕高を加えて決定する。

また、流れのはい上がりや湾曲による水位上昇が予想される場合はこれを考慮する。

第4節 利用・導入樹種及び樹木密度

4.1 緑の砂防ゾーン内の樹木の位置付

緑の砂防ゾーン内の樹木等は砂防計画上の砂防設備として位置づける。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解説

緑の砂防ゾーンの樹木等には、次のような効果があり砂防林として砂防計画上砂防設備として位置づけられる。すなわち、砂防林は水理的には非常に大きな粗度の集団とみなすことができるので砂防林の存在により砂防林内とその周辺の流速が減少し流れが減勢される。その結果、土砂の輸送能力が減少し、土砂は堆積し、下流への土砂流出が防止または軽減される。

4.2 利用導入樹種

緑の砂防ゾーンに利用または導入する樹種は計画区域内または近傍の類似条件下の場所に存する樹種を参考に選定する。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解説

砂防林として利用または導入する樹種は水位変動や多少の土砂の堆積にも耐えうるものでなければならない。学識経験者の意見を聞きつつ、樹種を選定する。

なお、生育環境の劣悪地や近隣地に現在生息していない樹種を導入する場合は、現地試験を行いその適応性を確認する必要がある。

4.3 樹木の密度等

- (1) 樹木の密度は樹木の生育上必要な最小限の間隔を確保した上で、ゾーン内の流速を減じ十分な土砂の堆積効果が得られる密度を目標とする。
- (2) 樹木は流体力により倒れないように検討する。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p4)

解説

樹木に流れが衝突すると流体力と砂礫の衝撃力が加わる。緑の砂防ゾーンでは、後者の力は無視できるとして流体力について検討する。

樹木に流体力が加わると一般には樹幹部で折れるよりも根から倒れることが多い。

第5節 効果量

効果量は整備後の砂防林の粗度係数を求め土砂の堆積量を掃流砂量計算等により算定し、計画区域内の溪床の不安定土砂量と併せたものを効果量とする。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p5)

解説

計画平均堆積深は0.3～0.5m程度とする。

第6節 補助施設

緑の砂防ゾーンを安定して機能させるため必要に応じ補助工、補強工、保護工を設ける。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p5)

解説

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

- (3) 流砂、流木による損傷または堆砂によって樹木が容易に枯死すると予想される場合には保護工検討する。

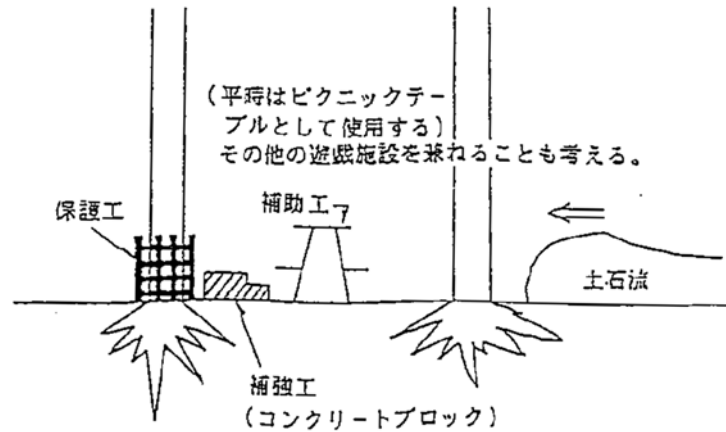


図 15-6-1 補助施設の概念図

第7節 維持管理

緑の砂防ゾーンの機能を維持確保するため、必要に応じ下刈、補植等の維持管理を行う。

(緑の砂防ゾーン計画策定指針(案)p5)

解説

緑の砂防ゾーンが当初の計画通りその機能を確保するには、事前に維持管理計画を策定し、これに基づき定期的及び出水の後に必要な処量を講ずる。

特に、出水後の堆積土砂の排除、砂防林の早期の復旧方法については予め検討しておく。

砂防林の維持管理には下刈、除伐、施肥、補植等があり各々現地の状況や砂防林の特性を考慮し実施する。

必要に応じ、流木対策及び倒木の処理について検討する。

第16章 土石流流向制御工

第1節 土石流流向制御工

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

(土流設p62)

解 説

(1) 導流堤の法線形状

計画基準点よりも下流で土砂を流しても安全な場所があり、下流に災害等の問題を生じさせずに安全な場所まで土砂を流下させることができる場合は、土石流の流向を土石流導流堤等により流向を制御し、安全な場所まで導流する。流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度(θ)は $\theta < 45^\circ$ とする。土石流の流向を 45° 以上変更する場合、導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

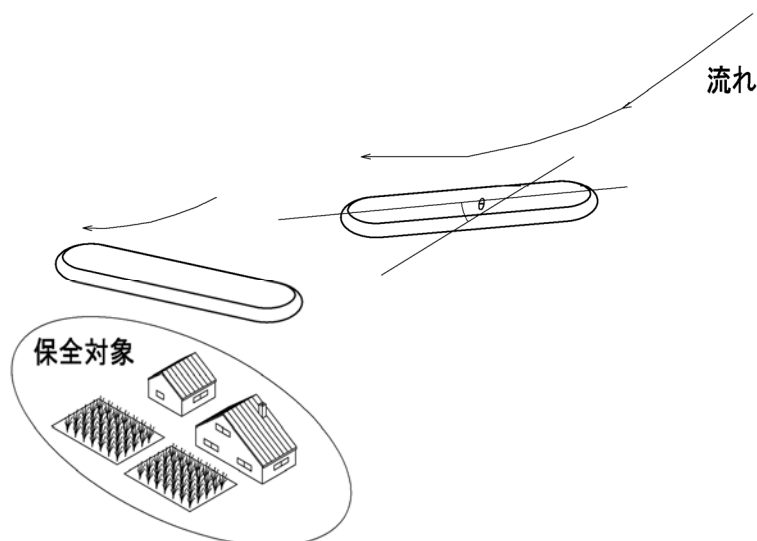


図 16-1-1 土石流導流堤の法線

(土流設 p 62)

(2) 土石流導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の水深に余裕高を加えたものとする。(土流設指針2.3.1参照)

土石流の速度および水深は第III編第2章第4節土石流・流木諸元4.1.6に従い求める。

(土流設 p 62)

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸により土石流の侵食から防護する。法先は護岸工の根入れ、コンクリートブロック等による根固め工、および根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

(土流設 p 63)

(4) 除石

土石流流向制御工における除石は、土流設指針第3節によるものとする。

(土流設 p 63)

第17章 除石

第1節 除石（流木の除去を含む）

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、土石流等の発生後や定期的に堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）等を行う。

また、土石流・流木処理計画上、除石（流木の除去を含む）が必要となる場合は、搬出路を含め、あらかじめ搬出方法を検討しておくものとする。

(土流設p64)

解説

土石流・流木処理計画上、除石が必要となる場合は、搬出路の敷設等土砂及び流木の搬出方法や搬出土の受入先、除石（流木の除去を含む）の実施頻度等の除石（流木の除去を含む）計画を土石流・流木処理計画で検討する必要がある。なお、溪床堆積土砂移動防止工は除石（流木の除去を含む）を原則として行わない。

また、除石（流木の除去を含む）には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石（流木の除去を含む）」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石（流木の除去を含む）」とがある。その基本的な考え方は、第Ⅲ編土石流。流木対策計画（計画編）第4章第4節を参照のこと。

(土流設p64)