

4. 設 計 編

目 次

設計編

第1章 砂防堰堤の概要	4-1
1.1 総説	4-1
1.2 詳細設計業務の流れ	4-1
第2章 測 量	4-2
2.1 工事用測量	4-2
第3章 地質調査	4-5
3.1 地質・土質調査	4-5
3.1.1 調査の手順	4-5
第4章 砂防堰堤の各種設計	4-19
4.1 砂防堰堤の各部の名称	4-19
4.2 設計順序	4-22
4.3 数値基準	4-23
4.4 詳細配置検討	4-23
4.5 水通しの設計	4-25
4.6 本体の設計	4-47
4.6.1 本体設計の流れ	4-47
4.6.2 断面形状の検討	4-47
4.6.3 最適断面の検討	4-53
4.6.4 安定計算に用いる荷重	4-54
4.6.5 設計荷重の組合せ	4-55
4.6.6 自重	4-61
4.6.7 静水圧	4-62
4.6.8 堆砂圧	4-63
4.6.9 揚圧力	4-64
4.6.10 地震時慣性力	4-65
4.6.11 地震時動水圧	4-66
4.6.12 温度荷重	4-68
4.6.13 土石流流体力	4-69
4.6.14 安定計算に用いる数値	4-70
4.6.15 安定計算	4-73
4.6.16 土石流対策の堰堤の安定計算例	4-81
4.7 基礎の設計	4-87

目 次

設計編

4.7.1	堰堤基礎の安定	4-87
4.7.2	砂防堰堤基礎根入れ	4-89
4.8	袖の設計	4-92
4.8.1	袖部の安定（土石流対策堰堤）	4-101
4.9	前庭保護工の設計	4-120
4.9.1	前庭保護工	4-120
4.9.2	副堰堤の設計	4-122
4.9.3	水叩工の設計	4-127
4.9.4	側壁工	4-134
4.9.5	護床工	4-137
4.10	附属物の設計	4-138
4.10.1	水抜暗渠	4-138
4.10.2	止水板の設置	4-139
4.10.3	間詰工	4-141
4.10.4	砂防管理施設	4-142
4.10.5	立入防止柵	4-145
第5章	その他施設の設計	4-151
5.1	溪流保全工	4-151
5.1.1	総 説	4-151
5.1.2	縦断計画	4-152
5.1.3	支川処理	4-159
5.1.4	断面計画	4-163
5.1.5	溪流保全工曲流部	4-166
5.1.6	上流端処理工	4-168
5.2	床固工の設計	4-169
5.2.1	床固工水通しの設計	4-169
5.2.2	床固工本体の設計	4-171
5.3	護岸工	4-175
5.4	帯 工	4-178
5.4.1	位置（間隔）	4-178
5.4.2	構造	4-179
5.5	護床工	4-180

目 次

設計編

5.6	水制工	4-181
5.6.1	水制工の設計	4-181
5.6.2	水制工の形状	4-182
5.6.3	本体および根固工	4-182
5.7	山腹工	4-183
5.7.1	総 説	4-183
5.7.2	谷止工	4-190
5.7.3	のり切工	4-190
5.7.4	土留工	4-191
5.7.5	水路工	4-193
5.7.6	暗渠工	4-194
5.7.7	柵 工	4-195
5.7.8	積苗工	4-196
5.7.9	筋 工	4-197
5.7.10	伏 工	4-199
5.7.11	実播工	4-202
5.7.12	植栽工	4-203

第1章 砂防堰堤の概要

1.1 総説

砂防堰堤の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつその機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、維持管理面についても考慮するものとする。

< 解説 >

砂防堰堤の機能としては、山脚固定、縦浸食防止、河床堆積物流出防止、土石流の制御または抑止、流出土砂の抑制および調節等が考えられる。

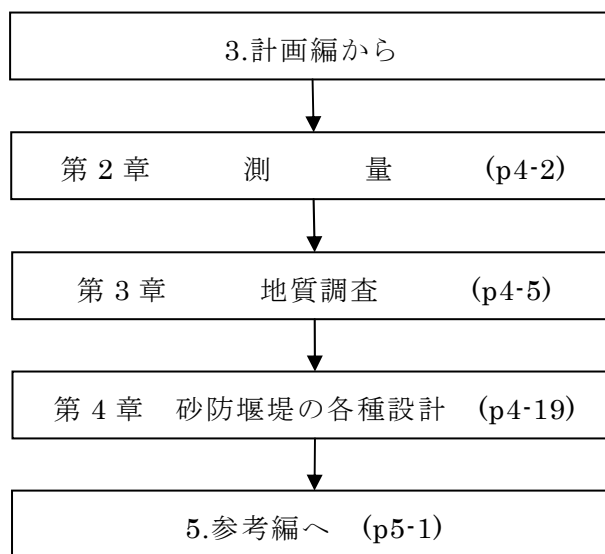


図 4.1.1 詳細設計順序

1.2 詳細設計業務の流れ

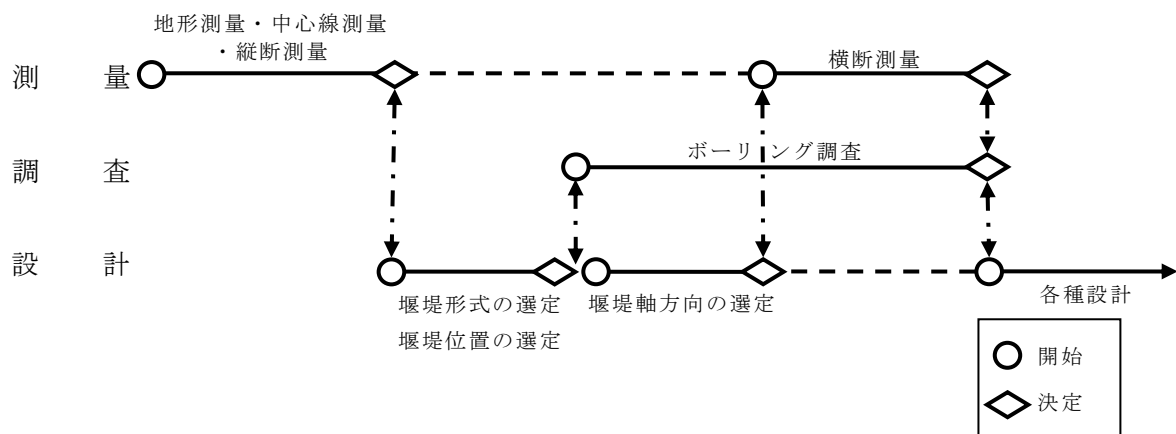


図 4.1.2 詳細設計業務の流れ

第2章 測 量

2.1 工事用測量

工事用測量とは、工事实施個所の細部測量であり、工事の目的に応じた測量を実施するものである。

< 解説 >

工事用測量とは、全体計画が樹立された後の工事实施個所の細部測量であり、砂防堰堤効果量の算出を目的とするため、工事目的に応じた地形測量、縦断測量、横断測量を実施するものである。

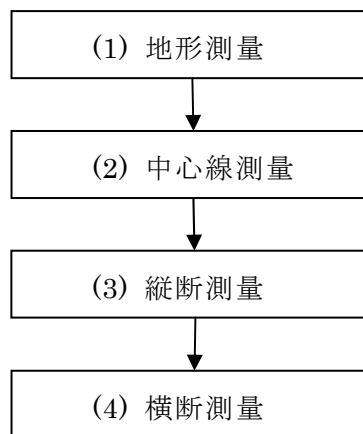


図 4.2.1 測量業務の流れ

(1) 地形測量

工事用測量で、地形測量は計画設計で最も重要な測量であり、地形および地物を測図するものである。

堰堤工、溪流保全工、山腹工等に必要の図面であり、工事用道路、設備敷、堆砂区域が入る範囲とする。図面縮尺は **1/500~1/1000** を標準とする。

(2) 中心線測量

路線測量において、線形決定により計算された路線の主要点や中間点等を、4級以上の基準点、又は、IP点に基づき、放射線法等により、現地に中心杭を設置するものである。

(3) 縦断測量

縦断測量は中心線に設置された測点および変化点（補助杭、プラス杭）の杭高および地盤高を測定し、中心線に沿って鉛直な面の縦断面図を作成する。延長については、概ね計画施設の下流 100mと上流 300mを基本とする。なお、**最低河床**についても測量を行うものとする。

砂防工事の場合、局部的であるので、既設砂防工作物があれば計画上その高さを基準とする。

(4) 横断測量

横断測量は中心杭が計画設置された地点で、中心線の接線に対して直角方向の変化点の位置と高さを測定して横断面図を作成するものである。

横断測量は溪流の規模により概ね **20m間隔**で、下流から上流を見た形で図化する。

なお、河床幅等変化が見受けられる場合については、その都度測量を行い断面を追加することとする。

縮尺は 1/100 を標準とする。

参考図面レイアウト（横断図）

- ・砂防は、下流から上流方向を見る。
- ・河川、ダムは、上流から下流方向を見る。
- ・水制及び取付道路は、起点から終点方向を見る。
- ・道路は、起点から終点方向を見る。

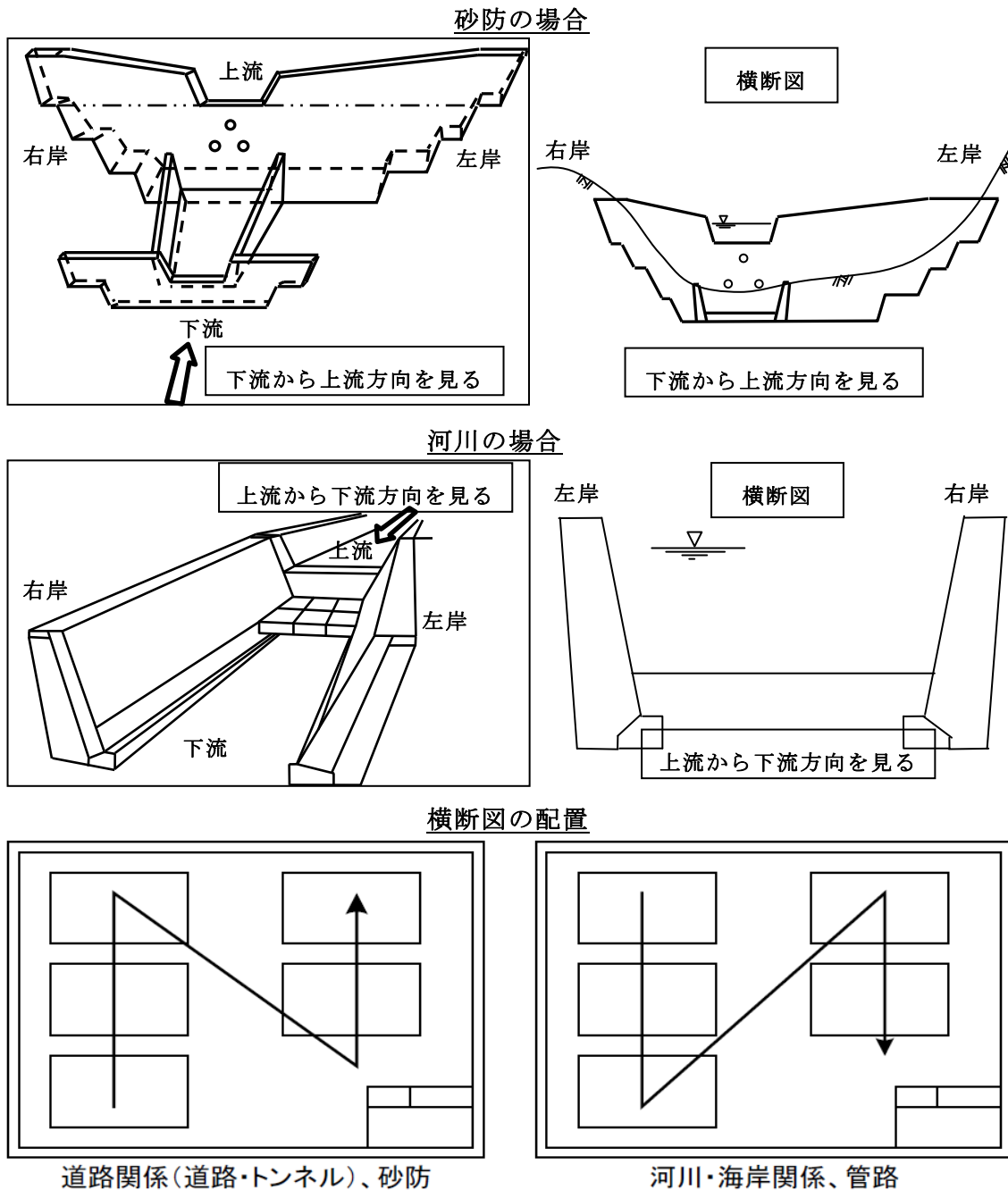


図 4.2.2 見通し方向及び図面レイアウト(横断測量)

第3章 地質調査

3.1 地質・土質調査

地質および土質調査は、構造物の型式、施工法を選定する場合の参考とすること。
また、構造物の安定、施工および耐久性の観点から重要な項目の一つである。

< 解説 >

一般に土および岩の性質は極めて複雑で変化に富むので、それに対応して、調査にも各種の方法が採られる。したがって、本基準の適用に当たっても、特に地形、気象、土質、地質などの条件を十分に検討し、本来の調査目的を十分に理解して、柔軟な対応をとることが必要である。

3.1.1 調査の手順

土質調査および地質調査は、原則として次の順序で行うものとする。

- (1) 予備調査
- (2) 現地踏査
- (3) 本調査

(1) 予備調査

予備調査においては、既存のデータの収集を行い、調査対象地域の概括的な把握を行うものとする。

< 解説 >

予備調査においては、必要に応じ次のような既存データを収集する。

1. 土質調査資料
2. 地質調査資料
3. 地形図と空中写真
4. 災害記録
5. 水文資料
6. その他の気象記録

なお、このうち、地形図と空中写真に関しては、同一地域内の既往の別途工事において調査された資料を手に入れることが望ましい。

また、災害記録に関しては、土質的、地質的弱点を知るために河川災害に限らず災害記録は最適の資料となるので、古老の話なども含めて収集に努める必要がある。

(2) 現地踏査

現地踏査においては、予備調査資料に基づき、現地において調査対象地域の状況を把握すると同時に、試料の採取やサウンディングなどを行うものとする。

< 解説 >

現地においては、崖錐、扇状地、地すべり崩壊、断層および破碎帯、段丘、砂丘、湿地、天井川などの地形のほか、岩質、地質構造、地下水などの事項について観察し土質、地質的な状況を把握する。

なお、工事の計画に際し、各種の代替案の比較検討においては単に工費の比較に止まらず、広範囲な要素の比較が行われるようになるので、必要に応じ2次、3次の現地踏査を行うこと。

(3) 本調査

本調査においては、ボーリングによる地質調査を標準とし、必要に応じて支持力試験、透水試験、室内試験などを行い、必要となるデータを収集するものとする。

< 解説 >

本調査に適用される調査、試験はそれぞれ適用限界があり、試験の精度も一様でなく、データのちらばりがあるので、目的を十分に理解し調査方法、調査頻度を決定し、データの処理方法を考えなければならない。

試験の項目については構造物などの設計計算法を検討することにより、それが必要とするものを比較的容易に決めることができる。試験測定値個数の決定には合理的な根拠がなく、一般論として基準を与えることができないが、地形の変化の複雑さ、測定値のちらばりの程度、解析法の確実さ、測定値が解析結果に与える影響の大小、構造物の万一の破損の与える影響など多くの要因を総合的に判断して決めなければならない。

(4) 基礎地盤調査

砂防堰堤を計画する場合、構造物の安定性を考慮するため、基礎地盤調査を行わなければならない。

< 解説 >

基礎地盤調査の調査項目を表 4.3.1 に示す。

砂防堰堤の地質調査の方法と目的を表 4.3.2 に示す。

砂防堰堤を計画する場合は、必ず現地調査し、渓床の露岩状況、岩質、地質構造等について調査しなければならない。

堰堤高 15m 以上の場合は、岩質・断層・透水性等を調査するために弾力波・電気探査、横坑等の調査を必要に応じて実施する。

表 4.3.1 基礎調査の事務

	現地調査 (踏査)	ボーリング	弾性波探査	電気探査	横坑
H < 15m	◎	◎	—	—	—
H ≥ 15m	◎	◎	△	△	△

注) ◎ : 必ず実施する。

○ : 原則として実施する。現地調査で把握できれば不要

△ : 必要に応じて実施する。

表 4.3.2 砂防堰堤地質調査の方法と目的

調査方法	調査項目 または目的	調査方法	対応	成果品	適用
1 踏査	堰堤計画の可否判断	岩質および地質構造、断層、 破碎帯風化、段丘、層理、 岩出露出状況、クラック、湧水		地質平面図、 表層地質 横断面図	
2 ボーリング (コア採取) (標準貫入試験) (注入試験) (クラウトテスト)	支持力、不等沈下 斜面の地すべり、 岩質区分 透水性 クラウトの注入状況の 確認	岩質、硬さ、風化、程度、 断層 クラック、斜面の粘土層の確認 c、φの調査 透水試験、ルゾオンテスト 注入とその周辺のコアボーリ ング	コンソリデーションクラウ ト 基礎の形状 抑止杭、PC アンカ ー工、 ウォール工、排水工、 カーテッククラウト	ボーリング柱状図 すべり図面 透水係数図 ルゾオンマップ クラウト孔配置間隔の決定	
3 弾性波探査	岩質区分	風化基礎掘削計画 断層、破碎帯	コンクリート置換 コンタクトクラウト コンソリデーションクラウ ト ブランクコンクリート	弾性波速度図 地質横断面図	ボーリング調 査図と併用 する
4 電気探査	透水層	地下水位		地下水位図	
5 横坑	現位置試験	岩石硬さ、クラック、風化、断 層、破碎帯、湧水漏水、未 固結層、岩盤強度試験、フ ロックせん断試験		調査横坑 (地質) 展開図	火薬使用に よるゆるみ 除去の必要 有り

(5) 設計調査の範囲

1) 堰堤高が **15m以上** の場合

図 4.3.1 (a) , (b) に示すように、堰堤サイトに関しては、平面的には最終的に決められた堰堤中心線から、下流側は堰堤敷から堰堤高相当分の長さ、上流側は堰堤高の 1/2 以上の長さ、深さは堰堤基礎から堰堤高の 1/2 以上がそれぞれ既知の地質条件となるように範囲を設定する。

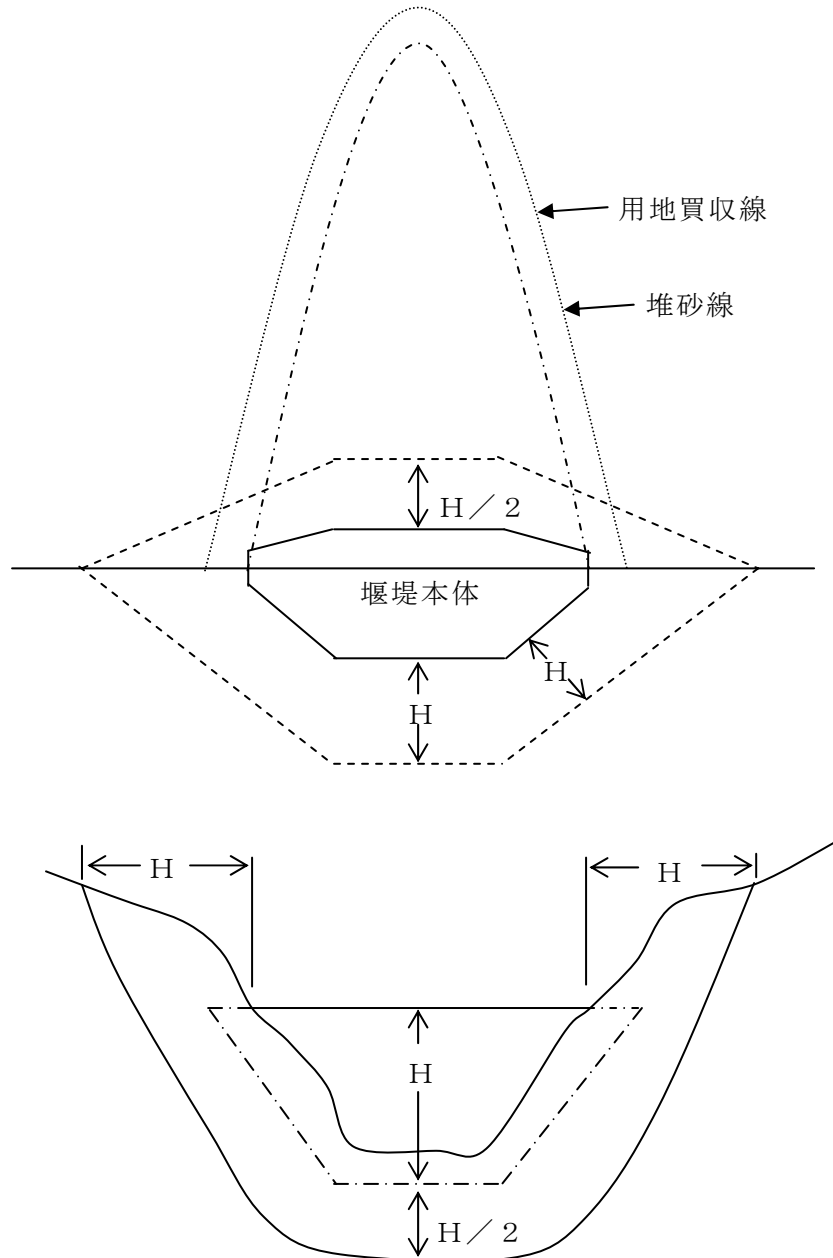


図 4.3.1 設計調査における調査範囲

岩盤部で原則としてルジオンテストを行う。

2) 堰堤高が **15m未満** の場合

本堤の堰堤軸および副堤の位置を調査する。ただし、ボーリング本数については、原則として図 4.3.2 に示すように、本堤には溪床部（堤体中心）1本、左右両岸山腹部（袖部）に各1本、溪床部（中心）に1本、上流部に1本の合計5本の配置を標準とする。なお、ボーリングの深さは基礎地盤（**岩の場合2m、礫の場合3m**）が確認されるまでとする。

堰堤基礎に近接して大規模な地質構造線や異なる岩質の境界（不連続面）が存在すると推定される場合などは必要に応じこれより外側まで調査し、工事や湛水によって発生することが予測される地すべりあるいは崩壊予想箇所および仮設備関連箇所についても、調査しておく必要がある。

また、堀止めについては、ボーリングのコアを現地にて調査会社・設計コンサルタント及び担当者で確認のうえ支持力があるかどうかを判断すること。

大規模な掘削が必要な場合、地質を確認するため、別途追加調査すること。

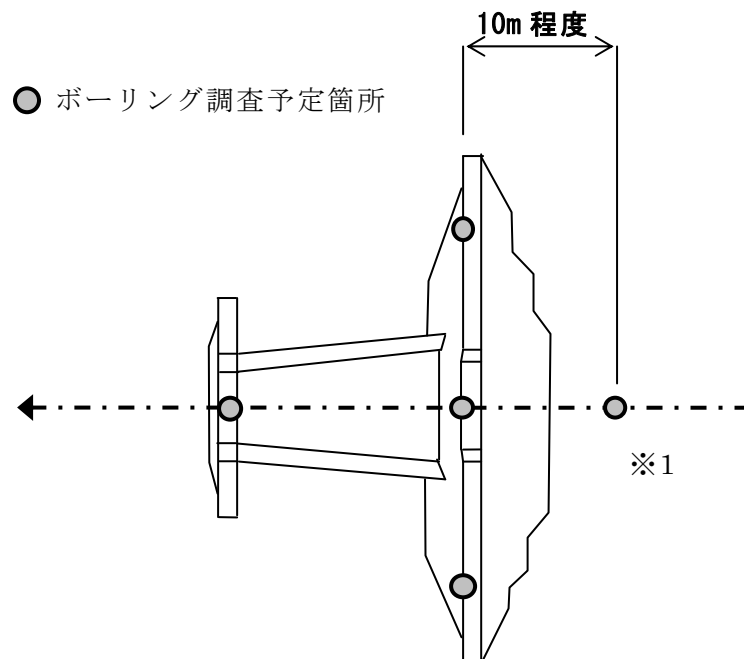


図 4.3.2 ボーリング調査位置図

- 注)
- ・ ボーリング本数については、現地条件を基に岩盤線等が推定できる場合については本数の検討を行うものとする。
 - ・ 堰堤を計画する位置に大規模な崩壊の兆しや、堤長が長くなる場合については、調査本数を増やすものとする。

※1 **10m程度**とは、縦断方向の地層区分が確定できる位置とするため、現地にて調査会社と協議を実施し、適宜変更するものとする。

(6) ボーリング調査

地質調査におけるボーリング調査は、原則としてロータリー式によりコアを採取して行う。

ボーリング孔の配置や深度は、地質踏査の結果を考慮し、調査の目的に応じて決定する。

< 解説 >

1) ボーリング調査

地質調査の精度を高め、岩種、硬さ、風化変質の程度、断層、破砕帯、亀裂の多少を調査し、室内試験用供試体を採取しあるいは諸種の孔内試験を行うために、また、地表踏査や物理探査などを組み合わせて岩石や地層の空間広がりを確認するためにボーリング調査を行う。標準貫入試験やベーンせん断試験のような現位置試験や、間隔水圧計等の埋設のためにも行われる。

2) ボーリング調査の方式および口径

地質調査用のボーリングは原則としてロータリー式によってコアを採取し、口径は66mmを原則とする。

3) 調査結果の整理

ボーリング調査の結果を作業日報および柱状図として整理する。また採取したコアは整理して工事が終了するまですべて保存しておく。

① ボーリング柱状図

柱状図には下記の項目を記入する。

I) 業務概要に関すること 調査名 地名 調査年月日

II) 調査実施者に関すること 調査会社名 調査責任者名 ボーリング担当者名

III) ボーリング孔に関すること 穴の番号または名称、孔口の地盤高、場合によっては点との関係など

IV) ボーリング方法に関すること ボーリング方法名、機械の型式、ボーリング孔径、ビットの種類、ケーシングの深さ、場合によってはボーリング方向

V) サンプリング方法に関すること サンプリング方法、サンプラーの種類、サンプルまたはコアを採取した深さ、サンプルの採取率

VI) 採取した物質の分類名と層の変わり目の深さ

VII) 観察記事

VIII) 地下水位（孔内水位）

IX) 最終孔底の深さ

X) その他標準貫入試験結果の記録とN値の深さ方向グラフ、掘進中に遭遇した特記事項、その他観測事項の試料

② 土質断面図（地質断面図）

土質断面図は、土層の連続性と分布状態を一目瞭然に表し、大局的な見地から設計施工計画の判断を下す。土質別土量を計算し土工費の精算を行う。今後重点的な調査を行うべき箇所および調査内容を検討するなどの目的に利用する。したがって、工事目的あるいは工事の種類に応じて利用しやすいような形式にまとめればよい。

(7) 岩級区分

設計調査において、基礎岩盤の岩級区分を行う。

< 解説 >

岩級区分は岩片の硬質、風化の程度、割れ目の頻度、割れ目の状態および在物の種類に基づいて岩盤を分類し、その良否を評価するものであり、前途の概査、設計調査結果および掘削岩盤面の状況をもとに、基礎岩盤としての適否、特殊調査や、基礎処理の必要性の判断基準とする。岩級区分の例を表 4.3.3 に示す。

表 4.3.3 岩級区分の例

記号	特質	備考	
A	極めて新鮮な岩石で造岩鉱物は風化変質を受けていない。節理はほとんどなく、あっても密着している。色は岩石によって異なるが、岩質は極めて堅硬である。		
B	造岩鉱物中、雲母・長石類及びその他の有色鉱物の一部は風化して多少褐色を呈する。節理はあるが密着していて、その間に褐色の泥又は粘土を含まないもの		
C	CH	堅硬度、新鮮度はBとCMとの中間のもの	
	CM	かなり風化し、節理と節理に囲まれた岩塊の内部は比較的新鮮であっても、表面は褐色又は暗緑黒色に風化し、造岩鉱物にも石英を除き、長石類その他の有色鉱物は赤褐色を帯びる。節理の間には泥又は粘土を含んでいるが、あるいは多少の空隔を有し水滴が落下する。岩塊自体は硬い場合もある。	
	CL	CMより風化の程度のはなはだしいもの	
D	著しく風化し全体として褐色を呈し、ハンマでたたけば容易に崩れる。さらに風化したものでは岩石は砂状に破壊されて、一部土壌化している。節理はむしろ不明瞭であるが、時には、岩塊の性質は堅硬であっても、堅岩と堅岩の間には大きな開口節理の発達するものも含まれる。		

(8) 室内試験

堰堤高 15m 以上の場合は、室内試験も行う。

< 解説 >

サンプリングを行う場合には、サンプルが出来る限り岩盤の性質を代表するよう偏りのないサンプリングを行うように注意する。

【室内試験の種類】

基礎岩盤の強度や変形特性の目安を得るためには一般に一軸圧縮試験が行われるが、軟岩の場合には三軸圧縮試験を行うことがある。

また、亀裂係数を求めるには岩片の弾性波伝播速度（超音波策土測定法による）を測定する。更に粘土の検定にはX線解析による試験が一般的で、電子顕微鏡による判定、示差熱分析が行われることがある。岩石の力学的性質を求める場合は、岩石供試体により、求めたい性質に応じて試験を行う（表 4.3.4 参照）

表 4.3.4 岩石の力学的性質を求めるための試験方法

求める性質	試験方法	試験方法の規格
せん断強さ	一軸圧縮試験	KDK S 0502
	三軸圧縮試験	KDK 岩石の三軸圧縮試験方法
	直接せん断試験	KDK 岩石の直接せん断試験方法
引張強さ	引張試験	KDK 引張試験方法

(9) 現位置試験・変形試験

堰堤高 15m 以上の場合、砂防堰堤の設計値を決めるためには、比較的単純な地質構造である場合を除き、岩盤の現位置試験を行ってその計測値を参考にする。試験箇所は、岩級区分に基づいて選考し、同一の岩級区分とされた箇所の計測値で岩盤の力学的性質を判断する。（表 4.3.5 参照）

表 4.3.5 岩級区分の細部判断要素

区分要素	現象	CLASS
堅硬度	ハンマーで火花がでる程度	A, B
	ハンマーで強打して一回で割れる程度	B, CH, CM
	ハンマーで崩れる程度	CM, CL, D
割れ目の間隔	50cm 以上	A, B
	50cm～15cm	CH, CM, CL
	15cm 以下	CM, CL, D
割れ目の状態	密着し割れ目に沿って風化の跡がみられない	A, B, CH
	密着し割れ目に沿って多少風化変質し、その面に薄い粘土物質が付着する。	B, CH, CM
	小さな(2mm 程度)空隙を有する割れ目が発達しているか、あるいは割れ目に沿ってかなりの幅をもって風化変質し、割れ目には粘土物質を介存する。	CM, D
	開口条	CL, D

強度試験としては、通常ブロックせん断試験が行われるが、場合によってはロックせん断試験が行われる。この場合、試験箇所の清掃後に改めて岩級区分を行い、再評価したうえで試験を行うようにする。特に、区分の要素（例えば割れ目の頻度）の共通性に注意する。

(10) 総合解析

設計調査が終了した段階では実施したすべての地質調査および試験の成果を整理し、得られた地質情報について総合解析を行って、設計、施工維持管理に対して基本資料とする。

< 解説 >

堰堤の設計のために行われる種々の地質調査および試験は、それぞれの方法の相違によって地質情報の性質が異なっている。そこで、それらを集大成し、相互に関連づけて地質条件の最終結論をまとめる。地質専門家のみでなく設計専門家の所見も加えて、基礎岩盤の工学的性質を明らかにし、堰堤本体の設計、施工のみでなく堰堤建設に関連するもろもろの条件に対処し得るように準備しておく必要がある。総合解析において特に必要な事項で落としてはならないものに次のようなものがある。また、さらに検討の余地のある問題点についても明記する必要がある。

- ① 岩盤評価
- ② 堰堤の安定上問題になる弱層
- ③ 堅岩層
- ④ ルジオンマップ

(11) 堰堤サイトの一般的注意事項

砂防堰堤が築造されるような地点の地質構造は、例えば、単斜層型、互層型、接触型、段丘型、断層型に分類される。

< 解説 >

堰堤基礎としてはそれぞれ次のような点に注意が必要である。

① 単斜層型

堰堤サイトにおける谷の流路の方向と地層の層面とが平行するもので、地層が右岸、あるいは左岸のいずれかの一方に傾斜するものである。これらは、層面、または剥離面よりの漏水に対して考慮を払わなければならないほかに、「流れ盤」に相当する側の谷壁は緩傾斜で、地すべり、または崖錐層が厚く、切取り土量が多く、かつ岩盤を掘削した際「層すべり」をおこしやすい点等に特別注意する。（図 4.3.3 参照）

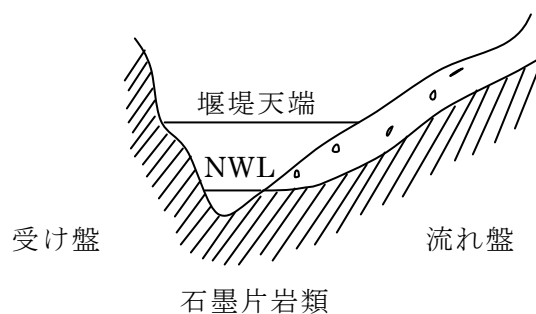


図 4.3.3 単斜層型

② 互層型

いろいろの岩石が互層しているときは、常に岩石の接触面に注意を払うべきである。特に硬質の岩石と軟質の岩石が互層しているときは一層大切である。これは接触面で軟質の岩石が特に破碎されていることがあり、この接触面を通じて漏水が心配されるからである。

なお、一見異種の岩石の接触面と見えるところも、実際には断層による接触であることもあるので特別な注意を要する。（図 4.3.4 参照）

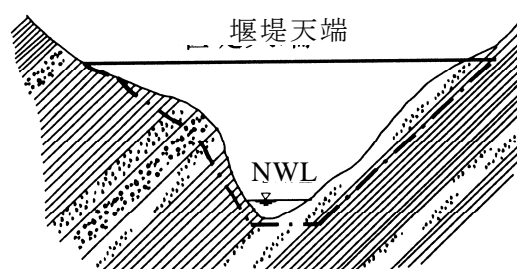


図 4.3.4 互層型

③ 接触型

火成岩が堰堤の基礎をなす母岩を貫いている場合であって、この時には接触変質作用のために両方の岩石の接触面に粘土、あるいは軟質岩盤の存することがある。

これらの場合には接触面を通じて漏水の可能性や滑動等について十分検討する。

(図 4.3.5 参照)

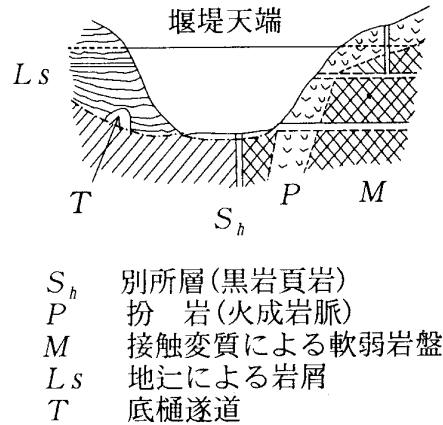


図 4.3.5 接触型

④ 段丘型

段丘には河成のもの、湖成のもの等があるが、いずれも透水性の高いものであるから、その存在箇所いかんによっては堰堤の建設に支障をきたすことがあり、またその堤高がみずから限定され、あるいは特殊加工をしなければならないことがある。

段丘は堆積物として、砂礫砂、粘土層より、また、地形上平坦面等によって認められる。

段丘型（段丘の部に特殊の工法を要する）工費、施工の難易により時に不適當となる。（図 4.3.6 参照）

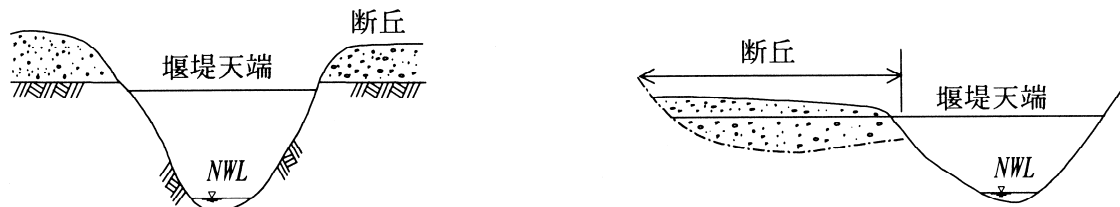


図 4.3.6 段丘型（堤防に関係を及ぼす）

⑤ 断層型

堰堤サイトに断層が走っているときには、その位置を変更することが望ましい。しかし実際には基礎地盤を掘削してはじめて認められるような場合もあり、また、最初から断層の存在が知られていても、各種の条件がすぐれているときには、それらの断層が技術的に処理できるものであるかぎり、そこにあえて堰堤を建設する場合もある。

したがって堰堤サイトにおける断層に対しては、技術的に対処しうるか否かの見通しおよび処理方法の研究が最も重要となる。（図 4.3.7 参照）

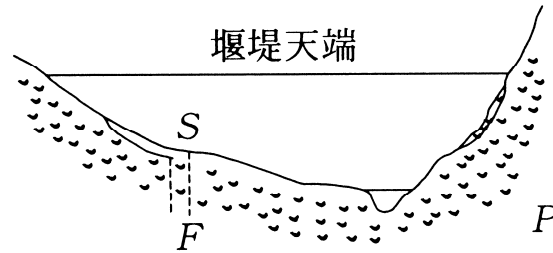


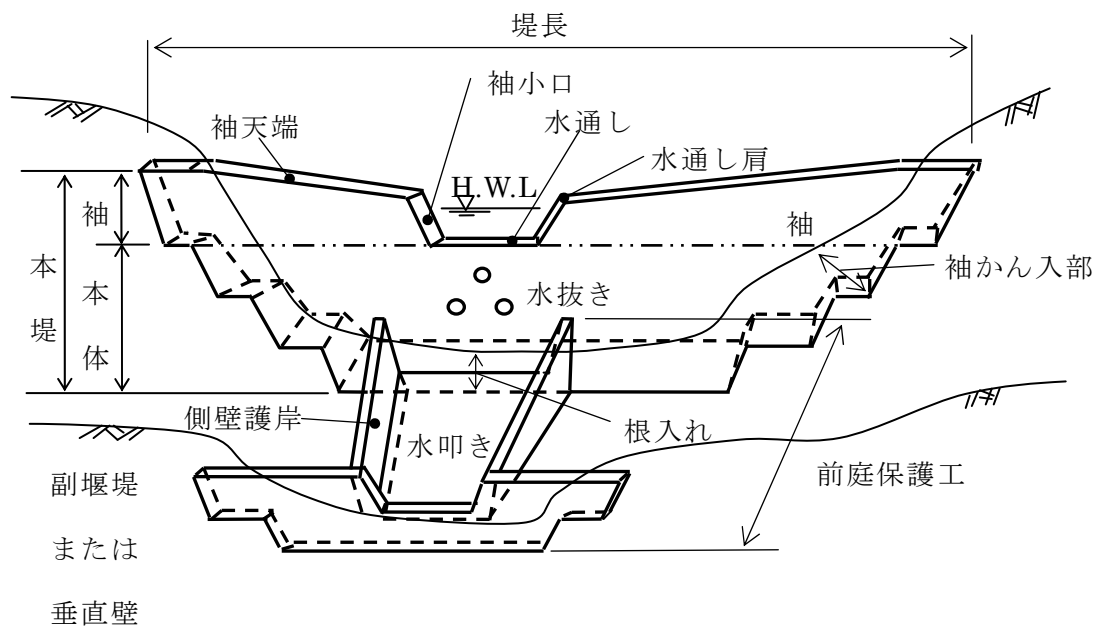
図 4.3.7 断層型（洪積礫層を着る若い断層）

第4章 砂防堰堤の各種設計

4.1 砂防堰堤の各部の名称

一般的なコンクリート重力式砂防堰堤の各部の名称は図4.4.1のとおりである。
その他の構造の砂防堰堤についても、これに準じて呼ぶこととする。

(1) 砂防堰堤立体図



(2) 本堰堤正面図

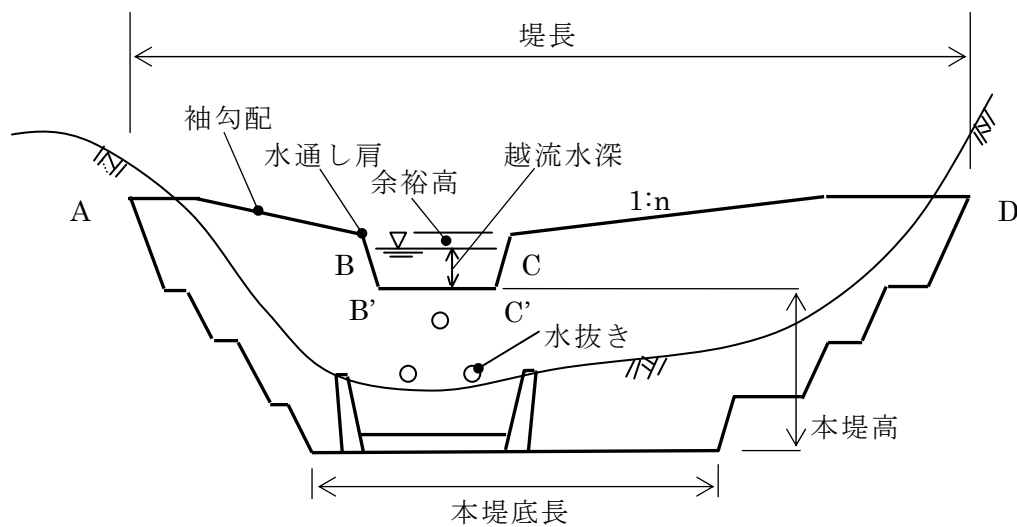
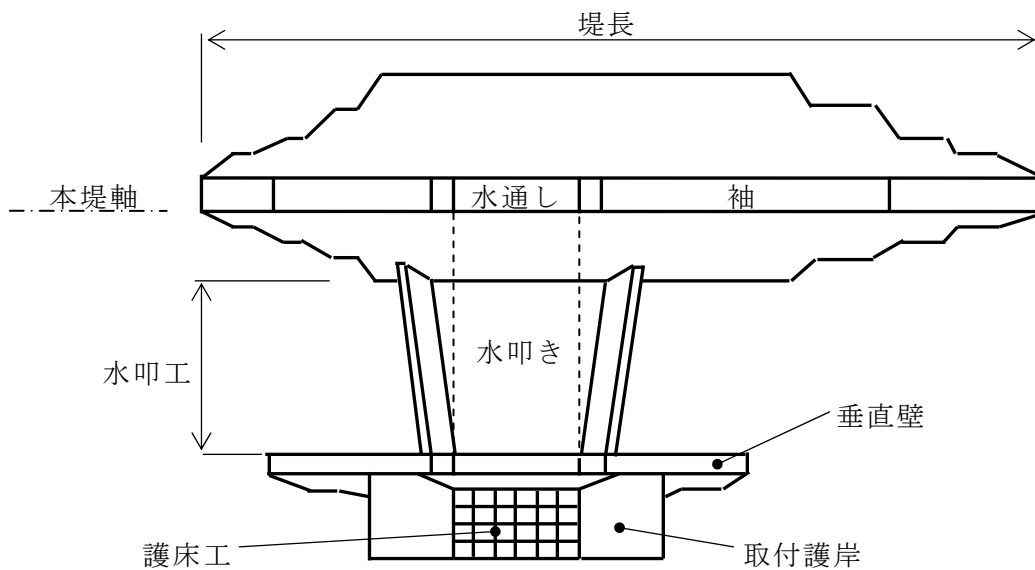


図4.4.1 砂防堰堤の各部名称 (1/3)

(3) 平面図（本堰堤および垂直壁）



(4) 垂直壁正面図

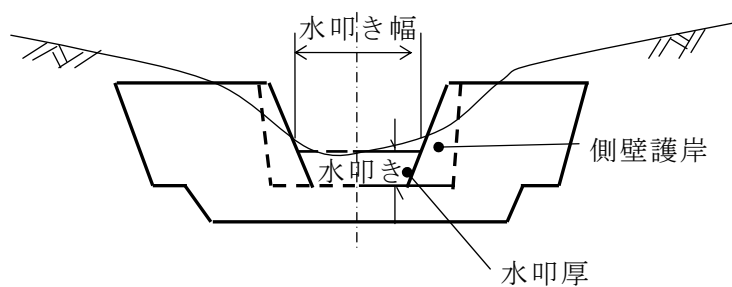
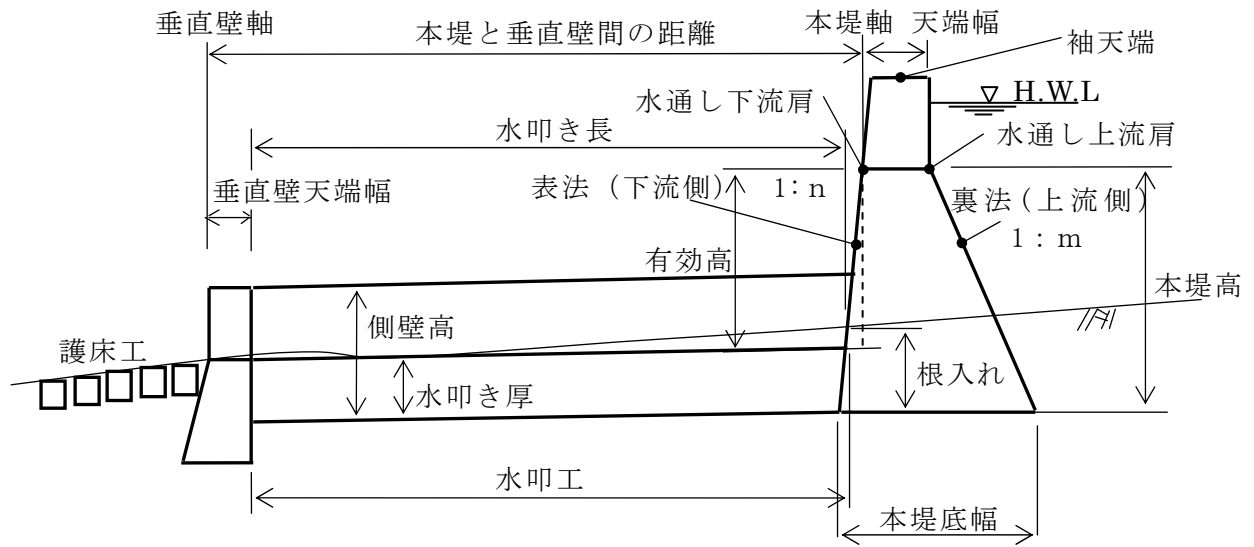


図 4.4.1 砂防堰堤の各部名称 (2/3)

(5) 縦断面図



(6) 副堰堤工法の縦断面図

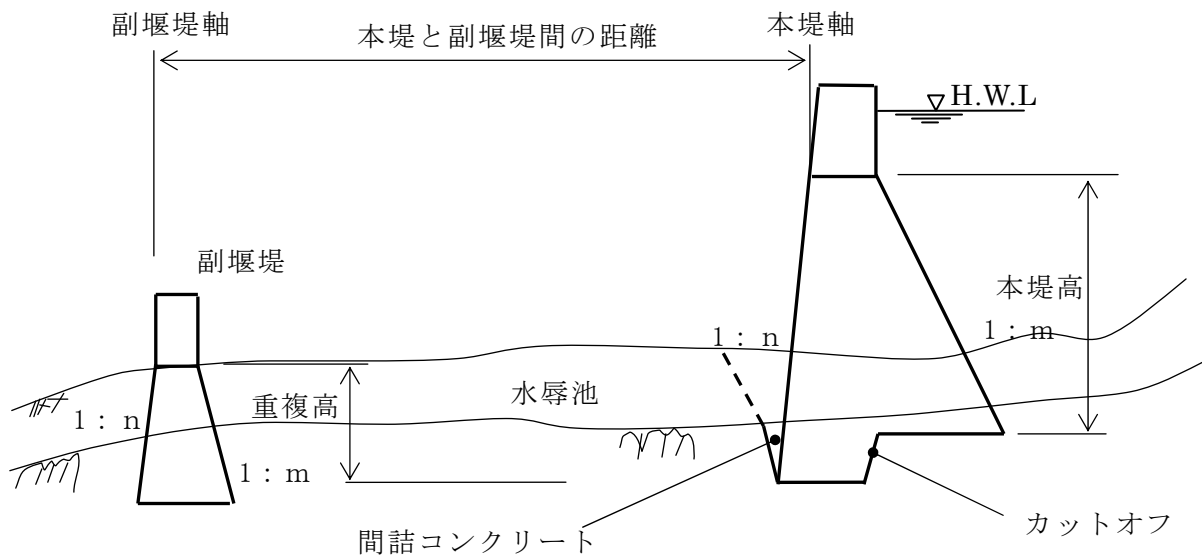


図 4.4.1 砂防堰堤の各部名称 (3/3)

4.2 設計順序

砂防堰堤の設計順序は、堰堤用地の地形・地質その堰堤の目的に対する適合性、安全性および経済性等の各要素について考慮し、堰堤型式の選定に必要な概略設計を行った後、堰堤型式を決定する。次に決定された堰堤型式について、水通し本体および基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰めおよび水抜き等の附属物の設計を行う。

(図 4.4.2 参照)

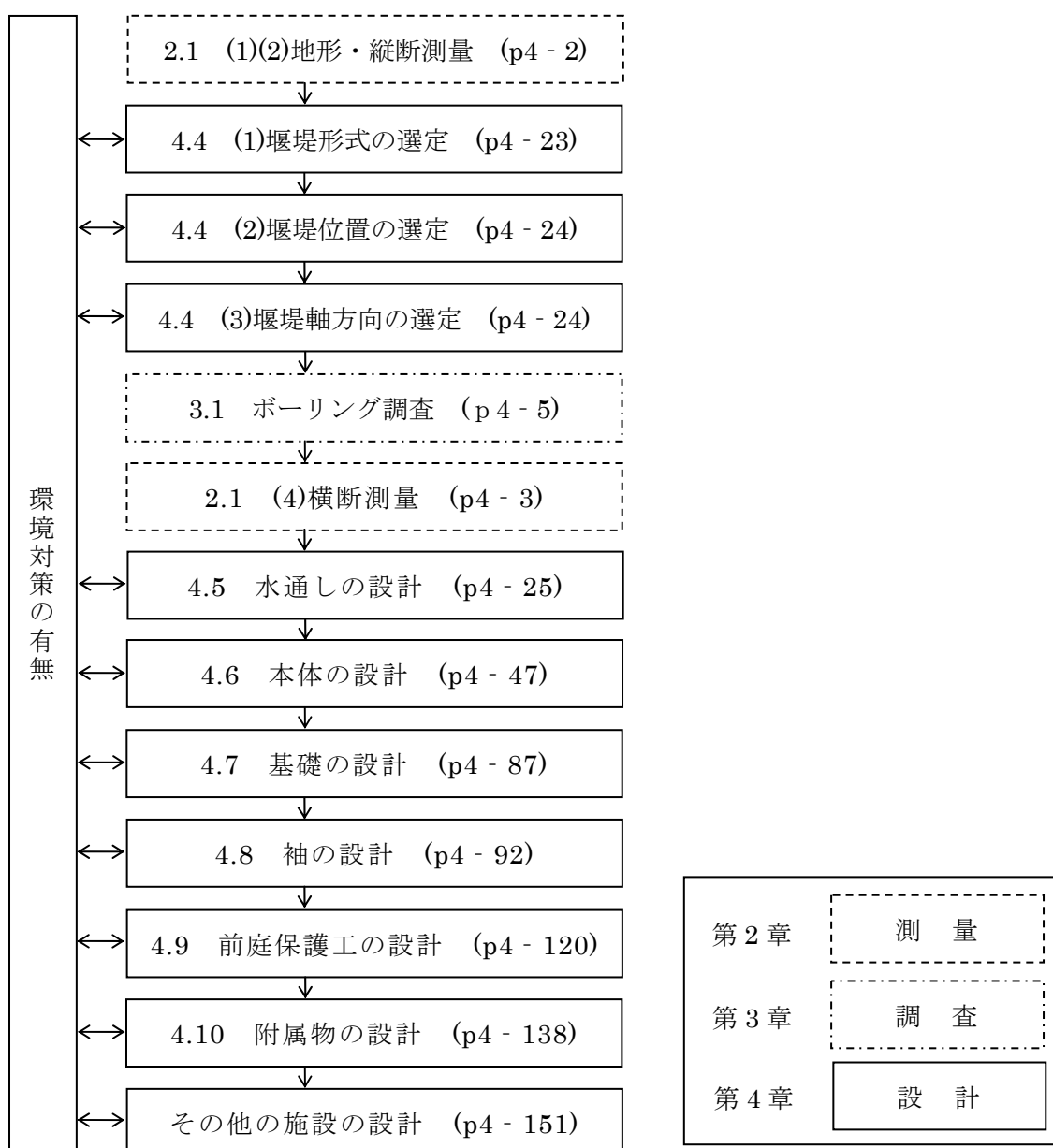


図 4.4.2 砂防堰堤の設計順序

4.3 数値基準

数値の基準は、表 4.4.1 に示す値を標準とする。

表 4.4.1 数値基準

堰堤高 H	0.5m 止め	水叩長	0.5m 止め
堰堤長 L	1.0m 止め	水叩厚	0.1m 止め
水通高	0.1m 止め	上流面法勾配	5 厘単位

4.4 詳細配置検討

(1) 堰堤形式の選定

地形条件を基に、環境、景観等に配慮するように形式を選定するものとする。

堰堤の型式（参考）

堰堤の型式には、重力式コンクリート堰堤、アーチ式コンクリート堰堤等があり、その選定に当たっては、地形、地質等の自然条件、施工条件、地域条件等を考慮するものとする。

< 解説 >

砂防堰堤の型式は、堰堤が果たす目的を考慮し、その機能を十分に発揮し、かつ、安全性および経済性の面からも適合するよう選定するものとする。

低い堰堤の場合の型式は、経済性の面からみて地形、地質には大きく左右されないのが通常で、むしろ施工面の難易、地域条件等によって決定される場合が多い。

高い堰堤の型式は、主として堰堤用地の地形、地質、河状、気象等の自然条件や、資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等の地域条件によって左右されるが、規模、工期労働力等の施工条件によっても影響を受ける。

1) コンクリート堰堤

i) 地形

堰堤型式の選定は、地形により大きく左右される。谷幅が狭く上流にポケットのある所は一般に堰堤の適地であり、重力式コンクリート堰堤は、現在最も多く建設されている型式で、地形的に制約の少ない型式である。

アーチ式コンクリート堰堤は、荷重をアーチ作用により側方の岩盤に伝えるため、アーチ推力を安全に支持するアバットメントが必要であり、地質の良否に左右される。

また、アーチ式コンクリート堰堤は、谷幅が狭いほど有利で、地質条件に恵まれている場合には、谷幅が高さの3倍程度までは、重力式コンクリート堰堤よりも経済的となることが多い。

ii) 地質（基礎）

一般に岩盤基礎は、剪断摩擦抵抗や支持力および浸食や透水に対する抵抗が比較的高いため、堰堤型式についての制約は少ない。特に頑固な岩盤であり、かつ、地形的にゆるせばアーチ式コンクリート堰堤が有利である。

砂礫基礎は、重力式コンクリート堰堤を選定するのが普通である。

土砂基礎は、一般に堰堤には適さないが、特殊な基礎処理を行うことにより可能となる場合もある。

iii) 河 状

洪水時に異常な土砂を流出する恐れのある箇所や、土石流の頻発する恐れのある箇所では、地形、地質的に問題がなくとも、アーチ式コンクリート堰堤は避けることが好ましい。

2) その他の堰堤

鋼製堰堤、枠堰堤等の堰堤については堰堤型式の特徴を十分考慮し、機能安定性を確かめたうえで選定する必要がある。特にこれらの堰堤は、堰堤用地の地形、地質および地すべり地、軟弱地盤等の特殊な地盤条件並びに資材確保の難易、運搬手段、工期等に左右される場合が多い。

(2) 堰堤位置の選定

地形測量及び縦断測量を基に施設効果量、経済性が最適となる様位置を選定するものとする。

(3) 堰堤軸方向の選定

下流を眺めて、土石流が衝突した時を考慮して決定するものとする。

同軸の方向は土砂崩壊等を考慮し決定するものとする。

4.5 水通しの設計

堰堤の水通しは、計画洪水流量を流し得る十分な断面を持ち、かつ、堰堤上下流の地形・地質・溪床の状態および流水の方向等を考慮してその位置を定めるものとする。

計画洪水流量は **24 時間雨量**、または **日雨量の 100 年超過確率、既往最大**のうち大きい方を採用し、土砂含有量を考慮して定める。また、土石流ピーク流量に対しても安全な設計とする。

水通し幅は、**3m以上**を原則とし現溪床幅を考慮して定めるものとする。

水通し断面は、堰の公式、土石流の水深または最大礫径の値の内、最も大きい値を設計水深とし余裕高を加えて決定する。

不透過型砂防堰堤の場合は、流木捕捉工の計画を行うものとする。

< 解説 >

水通しの幅は溪床幅の許す限り広くして越流水深をなるべく小さくし、下流部の洗掘を軽減することが大切であるが、広すぎるために乱流となる場合もあるので、慎重に検討する必要がある。以下、土石流対策堰堤の場合と流砂調整堰堤の場合に分けて述べる。

(1) 土石流対策堰堤（不透過型砂防堰堤）「土石流・流木対策設計技術指針解説」

1) 水通し断面の形状

- ① 余裕高は表 4.4.2 による。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 4.4.3 に示す値以下に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 4.4.2 余 裕 高

設計流量(m ³ /s)	200未満	200～500	500以上
余 裕 高 (m)	0.6	0.8	1.0

表 4.4.3 溪床勾配の設計水深に対する余裕高の比の最低値

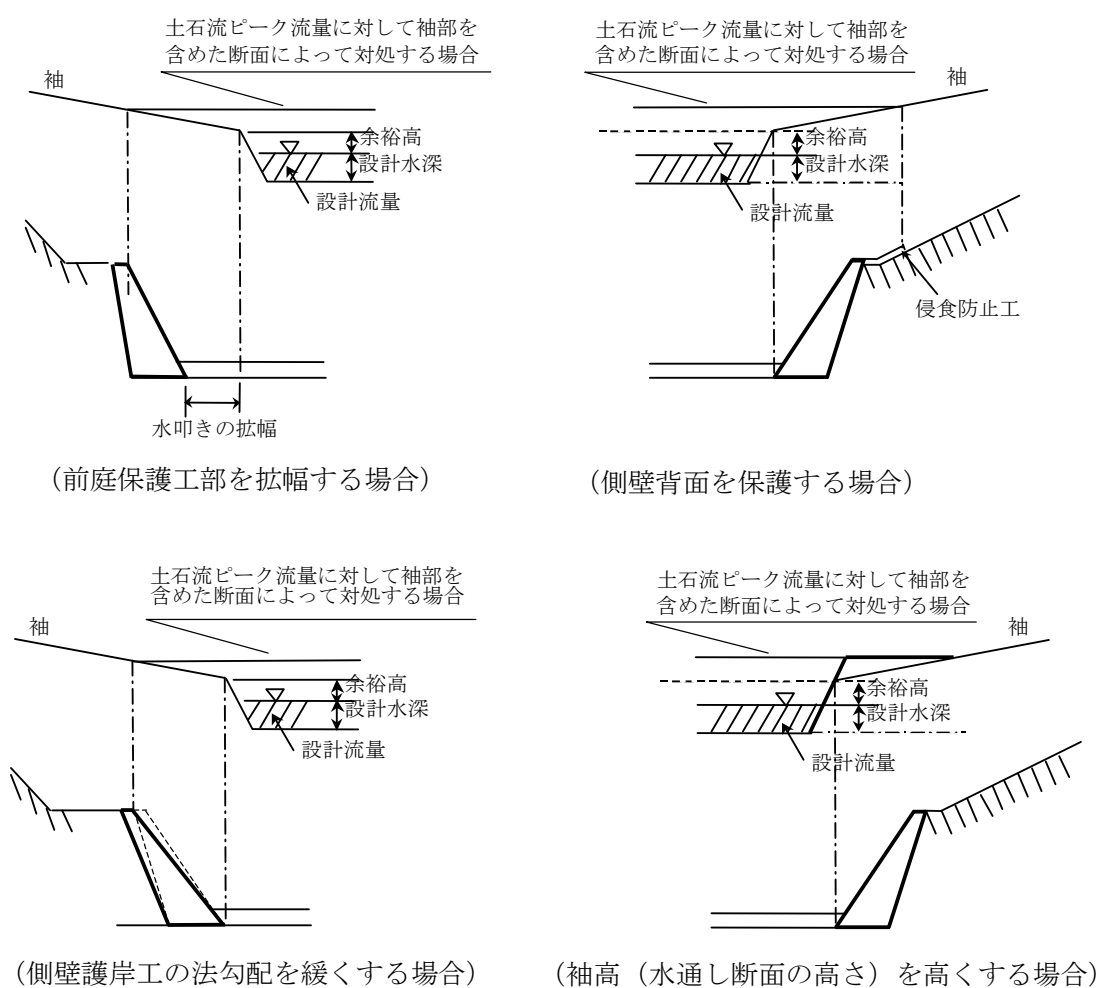
溪床勾配	(余裕高) / (設計水深)
1/10 以上	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

「土石流・流木対策設計技術指針解説」

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、水通し断面内のみで流下させることを基本とするが、地形等の理由により水通し断面が確保できない場合、または堰の公式で水通し断面を決定した場合において土石流が越流することが想定される時には、袖部を含めた断面によって対処することができる。(図 4.4.3 参照)

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

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘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措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。



※山梨県では水通し断面内で処理することを基本とする。

図 4.4.3

2) 水通し高さの算定

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

$$H = D_h + \Delta h$$

H : 水通しの高さ (m)

D_h : 設計水深 (m)

Δh : 余裕高 (m)

また、計画洪水流量に応じた設計水深 (D_h) は、以下に示す。

- ① 「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」
- ② 「土石流ピーク流量に対する越流水深」
- ③ 「最大礫径」
- ④ 「せきの公式による水深と流木止めによるせき上げを考慮した高さ」と流木捕捉に必要な高さを加えた値」

①～③のうち、最も大きい値と④の値を考慮するものとする。設計水深 (D_h) は、0.01m単位を切り上げ0.1m単位とする。水通し底幅は0.5m単位とする。

① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

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

Q : 土砂含有を考慮した流量 (m^3/s)

C : 流量係数 (0.60～0.66, C=0.60を標準とする。)

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

B_1 : 水通しの底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

m : 袖小口勾配 (1 : m)

袖小口勾配が5分の場合には、次式とする。

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

② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

設計水深 (D_h) は、土石流の表面水位 (z) として求める。

土石流の水深 D_d (m)、流れの幅 B_{da} (m) と土石流ピーク流量 Q_{sp} (m^3/s) より、下記の式を連立させて求める。

- ・土石流の流速 U (m/s) は、次のマンニングの式

$$U = \frac{1}{K_n} \times D_r^{2/3} \times (\sin \theta)^{1/2}$$

で表す。ここで

D_r : 土石流の径深 (m) ($D_r \doteq D_d$ とする)

K_n : 粗度係数 (自然溪流流入部は 0.10)

θ : 計画堆砂勾配 ($^\circ$)

- ・土石流土石流ピーク流量 Q_{sp} (m^3/s) は

$$Q_{sp} = U \times A_d$$

で表す。ここで

A_d : 水通し部における流下断面積 (m^2)

$$A_d = \frac{1}{2} \times (2 \times B_1 + z) \times z$$

B_1 : 水通しの底幅 (m)

z : 土石流の表面水位 (設計水深)

- ・土石流の水深 D_d (m) は

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}}$$

で表す。ここで

B_{da} : 流れの幅 (m)

$$B_{da} = B_1 + z$$

B_1 : 水通しの底幅 (m)

z : 土石流の表面水位 (設計水深)

③ 最大礫径の値

最大礫径は、砂防堰堤計画地点より **上流及び下流各 200m** 区間に存在する **200 個以上** の巨礫の粒径を測定して作成した 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。

< 解説 >

測定する巨礫は土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所で溪床に固まって堆積している巨礫群とし、砂防堰堤計画地点周辺の礫径分布を代表するような最大礫径を設定するよう留意する。また、角張っていたり材質が異なっていたり、明らかに山腹より転がってきたと思われる巨礫は対象としない。「土石流・流木対策設計技術指針解説」

④ せきの公式による水深と流木止めによるせき上げを考慮した高さとし、流木捕捉に必要な高さを加えた値

i 洪水、土砂量の規模等

流木対策施設を設置する場合は、洪水、土砂流の規模等を考慮して洪水や土砂流が安全に流下するように設計する。

< 解説 >

豪雨時に発生する洪水の規模等（ピーク流量、流速、水深、含砂率）は、原則として土木設計マニュアル 砂防編 3. 計画編、に基づいて検討する。

洪水および土砂流の流速、水深等は土砂を含んだ流量を用いてせきの公式等により算出するものとし、流木を含むことによる流速、水深等への影響は考慮しないものとする。なお、流木の流速は洪水、土砂流の表面流速にほぼ等しいと考えられるので平均流速の約 1.2 倍として計算する。

ii 透過部の高さ（0.5m単位）

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

< 解説 >

流木捕捉工の高さは流木止めによるせき上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。その概念を図 4.4.4 に示す。これらの決定の手順を以下に示す。なお、図中の記号については、 D_s ：流木止めによるせき上げを考慮した水位 (m)、

ΔH_s : 流木捕捉に必要な高さ (m)、 H_s : 流木止め (透過部) の高さである。

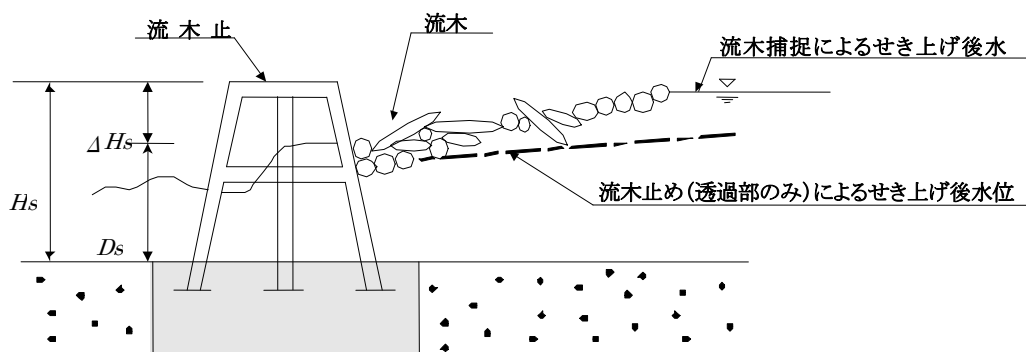


図 4.4.4 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

せき上げ水位の計算

- ・ せき上げ前の水深 D_{h0} 、平均流速 U_h

堰形状 : 土砂混入流量によりせきの公式で求める。

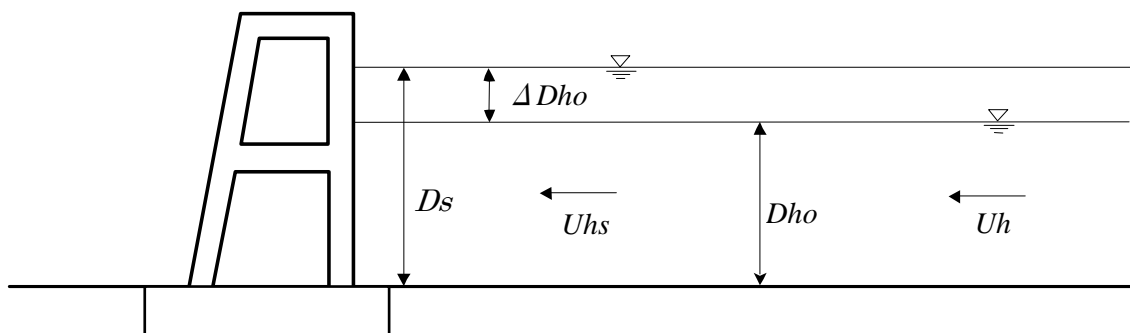


図 4.4.5 流木止めによるせき上げ水位

- ・ 流木止め工によるせき上げ高

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

なお、縦部材のみによるせき上げの水位は次式^{参1)}により算定できる。

$$\Delta D_{h0} = k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{4/3} \cdot \frac{U_h^2}{2g} \quad \dots (\text{参1})$$

ΔD_{h0} : 流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)

k_m : 縦部材の断面形状による係数

(鋼管で $K_m \doteq 2.0$ 、角状鋼管で $K_m \doteq 2.5$ 、H形鋼では $K_m \doteq 3.0$ を用いる)

θ_m : 縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (度)

R_m : 縦部材の直径 (m)

B_p : 縦部材の純間隔 (m)

U_h : 上流側の流速 (m/s)

- ・ せき上げ後水深 D_s

$$D_s = D_{h0} + \Delta D_{h0} \quad \dots \text{(参 2)}$$

$$U_{hs} = \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \quad \dots \text{(参 3)}$$

Q : 設計流量 (m^3/s)

U_{hs} : せき上げ後の平均流速 (m/s)

B_s : 流下幅 (m)

- ・ 流木止め工の高さ (H_s)

土砂礫等による閉塞は無いものとし流木止め工の高さは、せき上げ高を加えた水深 D_s に流木の捕捉に必要な高さ ΔH_s を加えたものとする。 ΔH_s は流木捕捉時の流木のせり上がりを考慮して、**少なくとも最大流木径の2倍を確保**する。

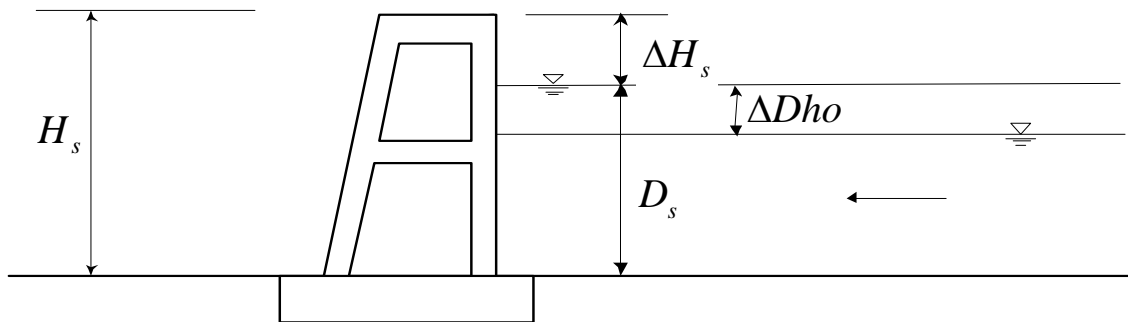


図 4.4.6 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

iii 透過部における部材の純間隔

流木捕捉工の透過部における部材の純間隔は、透過型砂防堰堤の部材間隔に準ずる。

< 解説 >

この考え方については、袖部の検討と同じ内容にて考えているため透過型砂防堰堤の間隔を流用する。

iv 水通し断面の決定方法(余裕高面積と流木捕捉工の阻害面積比較)

水通し部に流木捕捉工を設置することにより、流水の阻害が発生する。そのため、以下の考え方により流木捕捉工による阻害を考慮し、水通し断面を決定するものとする。

< 解説 >

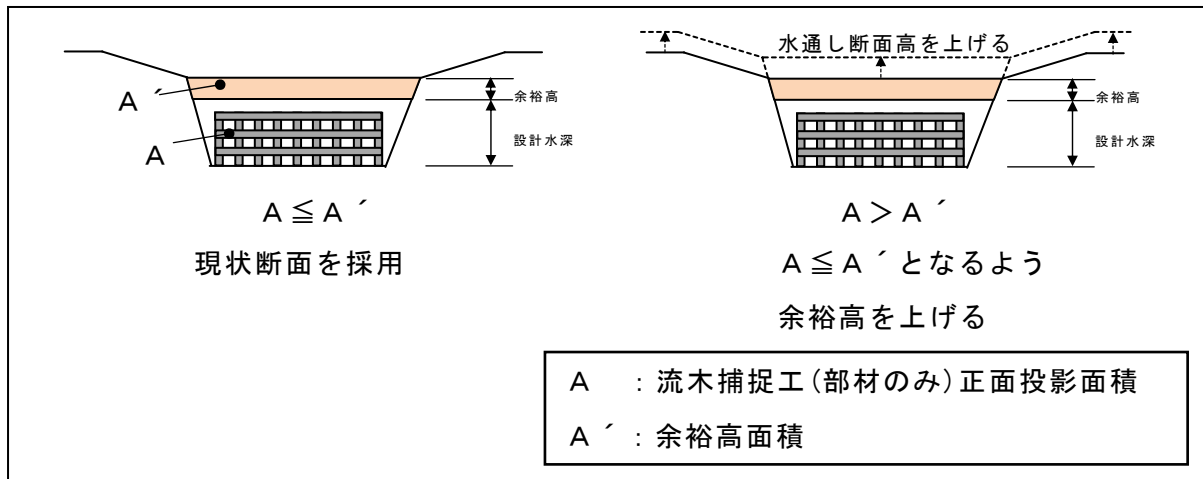
余裕高面積と流木捕捉工の阻害面積比較(図 4.4.7 参照)

水通し断面の余裕高は不透過型砂防堰堤の考え方に準じるものとし、阻害面積として、流木捕捉工の正面投影面積を算出し、余裕高面積と同等以下となる場合については、不透過型砂防堰堤で算出した水通し断面とする。それ以外については、余裕高を上げて同等以下となる様設定を行うものとする。(余裕高は 0.1m 単位)

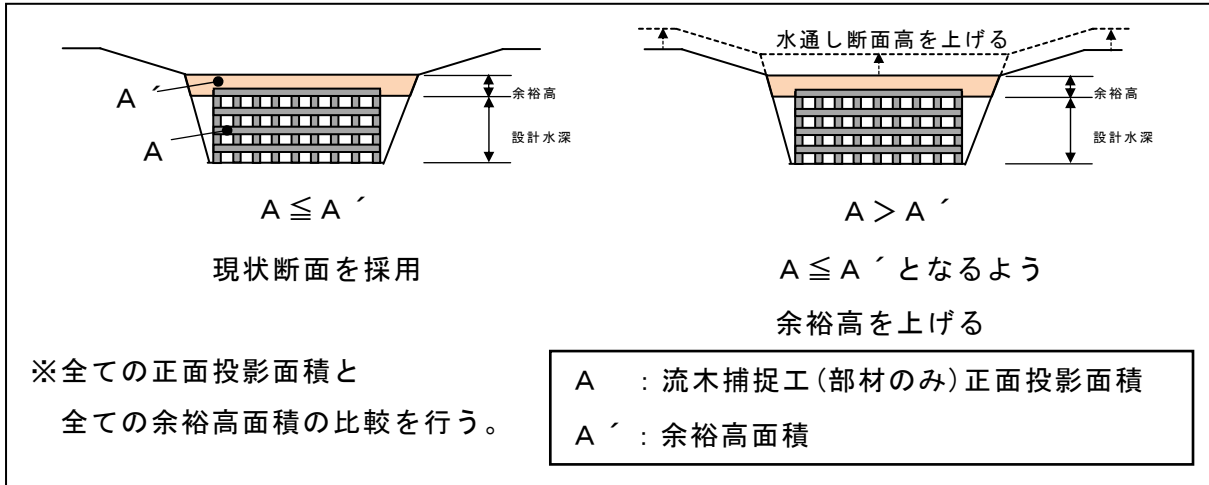
流木捕捉工の高さが、水通し断面高を超えた場合、せきの公式による水深に対して余裕高を求め、流木捕捉に必要な高さの上に加えるものとする。

比較方法

1) 流木捕捉工が設計水深内にある場合



2) 流木捕捉工が余裕高内にある場合



3) 流木捕捉工が水通し断面外にある場合

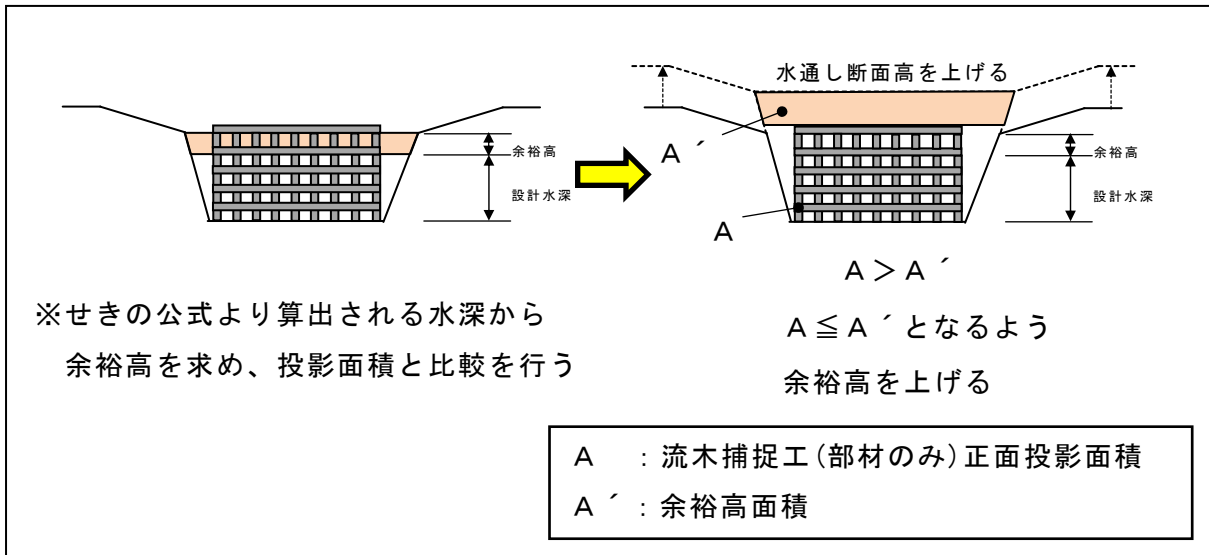


図 4.4.7

3) 水通しの計算例 (①～③の中で最大となるものの計算例)

計画洪水流量 $Q = 6.48 \text{ m}^3/\text{s}$

袖小口勾配 $m = 0.5$

水通し幅 $B_1 = 5.0 \text{ m}$

流量係数 $C = 0.6$

最大礫径 $D_{95} = 1.0 \text{ m}$

溪床勾配 $I = 1/4.4$

○越流水深の検討

① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

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

$6.48 \doteq (0.71 D_h + 1.77 \times 5.0) D_h^{3/2}$ より、 $D_h = 0.79 \text{ m} \doteq 0.8 \text{ m}$ となる。

② 土石流ピーク流量に対する設計水深の値

土石流ピーク流量 $Q_{sp} = 36.9 \text{ m}^3/\text{s}$ 粗度係数 $n = 0.10$

計画堆砂勾配 $\theta = 8.62^\circ$ のとき

- 土石流の越流水深を $z = 1.5 \text{ m}$ と仮定して計算する。

$$B_{da} = B_1 + z = 5.0 + 1.5 = 6.5$$

$$A_d = \frac{1}{2} \times (2 \times B_1 + z) \times z = \frac{1}{2} \times (2 \times 5.0 + 1.5) \times 1.5 = 8.625$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} = \frac{8.625}{6.5} = 1.327$$

$$U = \frac{1}{K_y} \times D_d^{2/3} \times (\sin \theta)^{1/2} = \frac{1}{0.1} \times 1.327^{2/3} \times (\sin 8.62^\circ)^{1/2} = 4.675$$

$$Q_{spcal} = U \times A_d = 4.675 \times 8.625 = 40.32$$

$$Q_{spcal} = 40.32 \text{ m}^3/\text{s} \geq Q_{sp} = 36.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

- 土石流の越流水深を $z = 1.4 \text{ m}$ と仮定して計算する。

$$B_{da} = B_1 + z = 5.0 + 1.4 = 6.4$$

$$A_d = \frac{1}{2} \times (2 \times B_1 + z) \times z = \frac{1}{2} \times (2 \times 5.0 + 1.4) \times 1.4 = 7.98$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} = \frac{7.98}{6.4} = 1.249$$

$$U = \frac{1}{K_n} \times D_d^{2/3} \times (\sin \theta)^{1/2} = \frac{1}{0.1} \times 1.249^{2/3} \times (\sin 8.62^\circ)^{1/2} = 4.49$$

$$Q_{\text{spcal}} = U \times A_d = 4.49 \times 7.98 = 35.83$$

$$Q_{\text{spcal}} = 35.83 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{\text{sp}} = 36.9 \text{ m}^3/\text{s}$$

以上、2回の計算結果により $z = 1.5 \text{ m}$

③ 最大礫径 D_{95} の値が $D_{95} = 1.0 \text{ m}$

①、②、③の検討の結果設計より

①土砂の含有を考慮した流量に対する越流水深 $D_d = 0.8 \text{ m}$

②土石流ピーク流量に対する越流水深 $z = 1.5 \text{ m}$

③最大礫径 $D_{95} = 1.0 \text{ m}$

よって、越流水深が最も大きくなる②土石流ピーク流量に対する越流水深 $z = 1.5 \text{ m}$ を設計水深として採用する。

○余裕高の検討

余裕高は $Q = 36.9 \text{ m}^3/\text{s}$ より、 $200 \text{ m}^3/\text{s}$ 未満の場合 0.6 m となる。

溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値は

溪床勾配 $1/4.4$ より、 $\sim 1/10$ の場合 $\Delta H/H$ の最低値は 0.5

$$\Delta H \geq 0.5 \times H = 0.5 \times 1.5 = 0.75 \approx 0.8 \text{ m}$$

したがって、水通し断面の高さは $1.5 + 0.8 = 2.3 \text{ m}$ となり、図 4.4.8 の断面となる。

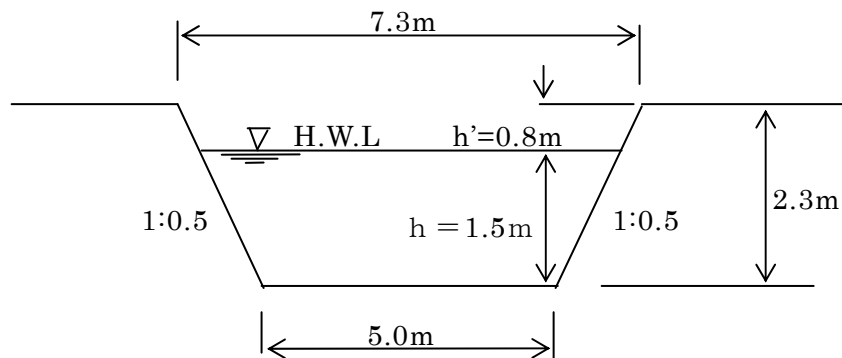


図 4.4.8

- ④ せきの公式による水深と流木止めによるせき上げを考慮した高さとし流木捕捉に必要な高さを加えた値

透過部の高さ

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

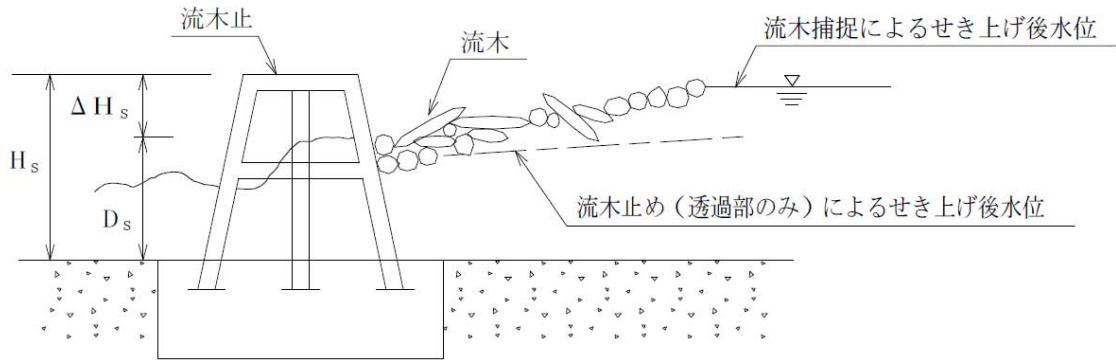


図 4.4.9

- せき上げ水位の計算

せき上げ前の水深 D_{h0} 、平均流速 U_h

当該流木捕捉工は、堰形状であるため、せきの公式で求める。

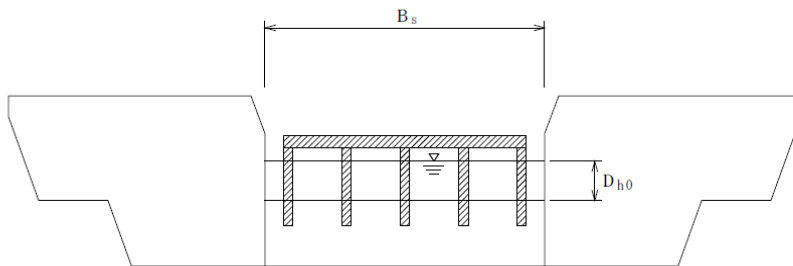


図 4.4.10

$$Q = \frac{2}{3} C \sqrt{2g} \cdot B_s \cdot D_{h0}^{3/2}$$

$$U_h = \frac{Q}{B_s \cdot D_{h0}}$$

ここに、 Q : 設計流量 (m³/s)

U_h : 上流側の流速 (m/s)

C : 流量係数 (0.60)

g : 重力加速度 (m/s²)

B_s : 流下幅 (m)

D_{h0} : せき上げ前の水深 (m)

ここで、

$$36.88 = \frac{2}{3} \times 0.60 \times \sqrt{2 \times 9.80} \times 8.00 \times D_{h0}^{3/2}$$

より、

$$D_{h0} = 1.90 \quad (\text{m})$$

$$U_h = \frac{36.88}{8.00 \times 1.90} = 2.43 \quad (\text{m/s})$$

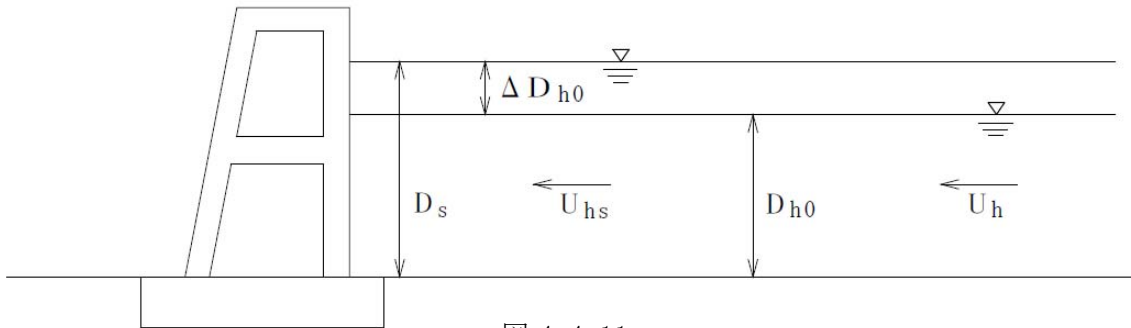


図 4.4.11

流木止め工によるせき上げ高

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

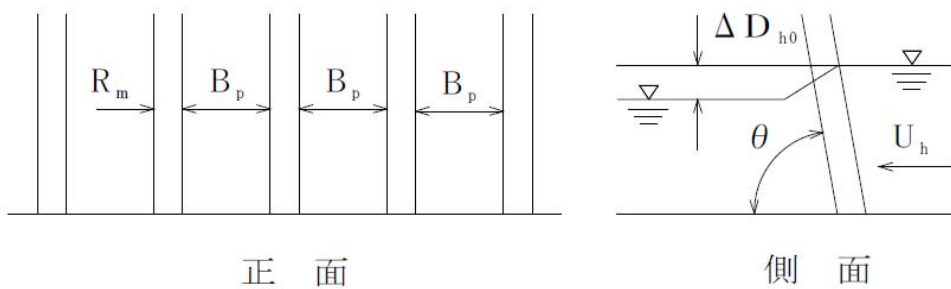


図 4.4.12

$$\begin{aligned}\Delta D_{h0} &= k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{4/3} \frac{U_h^2}{2g} \\ &= 2.0 \times \sin(90.00^\circ) \times \left(\frac{0.80}{2.00} \right)^{4/3} \times \frac{2.43^2}{2 \times 9.80} = 0.18 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

ここに、 ΔD_{h0} ：流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)

k_m ：縦部材の断面形状による係数

(鋼管で $k_m \doteq 2.0$ 、角状鋼管で $k_m \doteq 2.5$ 、H形鋼では $k_m \doteq 3.0$ を用いる。)

θ_m ：縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (°)

R_m ：縦部材の直径 (m)

B_p ：透過部の純間隔 (後掲) (m)

U_h ：上流側の流速 (m/s)

g ：重力加速度 (m/s²)

せき上げ後水深 D_s

$$\begin{aligned}D_s &= D_{h0} + \Delta D_{h0} \\ &= 1.90 + 0.18 = 2.08 \quad (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}U_{hs} &= \frac{Q}{B_s \cdot D_s} \\ &= \frac{36.88}{8.00 \times 2.08} = 2.22 \quad (\text{m/s})\end{aligned}$$

ここに、 D_s ：せき上げ後水深 (m)

D_{h0} ：せき上げ前の水深 (m)

ΔD_{h0} ：流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)

U_{hs} ：せき上げ後の平均流速 (m/s)

Q ：設計流量 (m³/s)

B_s ：流下幅 (m)

- ・ 透過部の高さ

土砂礫等による閉塞は無いものとし、透過部の高さは、せき上げ高を加えた水深 D_s に流木の捕捉に必要な高さ ΔH_s を加えたものとする。 ΔH_s は流木捕捉時の流木のせり上がりを考慮して、少なくとも最大流木径の2倍を確保する。

ここで、当該流木捕捉工の流木の捕捉に必要な高さを $\Delta H_s = 2.00$ m とする。

よって、透過部の高さは次のようになる。

$$H_s = D_s + \Delta H_s$$

$$= 2.08 + 2.00 = 4.08(\text{m}) \leq H_s' = 5.00(\text{m}) \quad \dots \text{OK}$$

ここに、 H_s : 透過部の高さ (m)

D_s : せき上げ後水深 (m)

ΔH_s : 流木の捕捉に必要な高さ (m)

H_s' : 透過部の計画高さ (m)

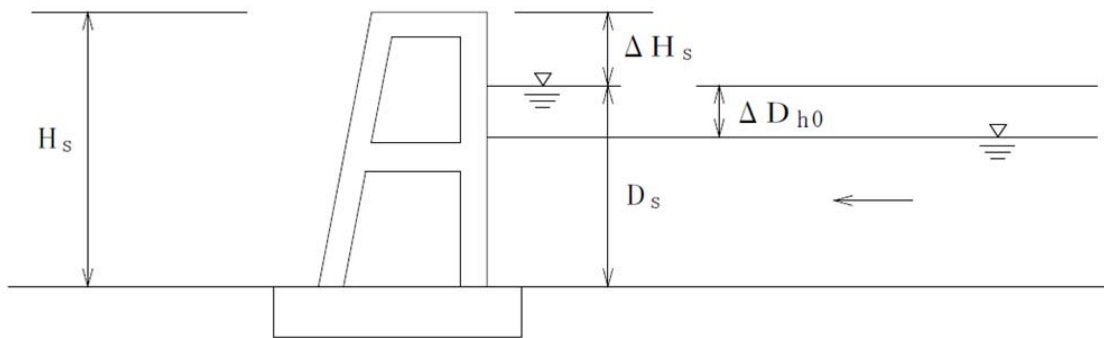


図 4.4.13

(2) 土石流対策堰堤（透過型砂防堰堤）

不透過型砂防堰堤に準ずるが、水通し断面を設計する際に用いる対象流量は、土石流ピーク流量とし**余裕高は考慮しないものとする。**

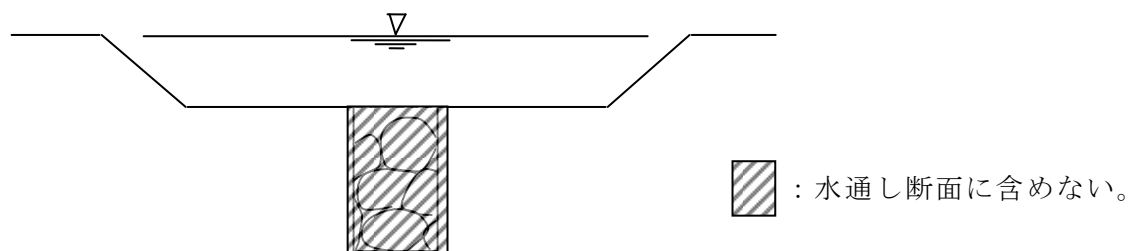


図 4.4.14 透過型砂防堰堤の水通し

1) 透過型部断面

透過部断面とは、平常時の土砂と水をスムーズに流し、且つ、土砂調節のため洪水時に流水を堰上げる目的とした断面または土石流を捕捉するために閉塞させる断面をいう。

< 解説 >

透過部断面は、砂防堰堤天端の水通し断面とは異なるため注意する。

また、透過型砂防堰堤の水通しは土石流のピーク流量、計画洪水流量を安全に流下させる断面とする。最低でも5年確率流量対応を標準とする。

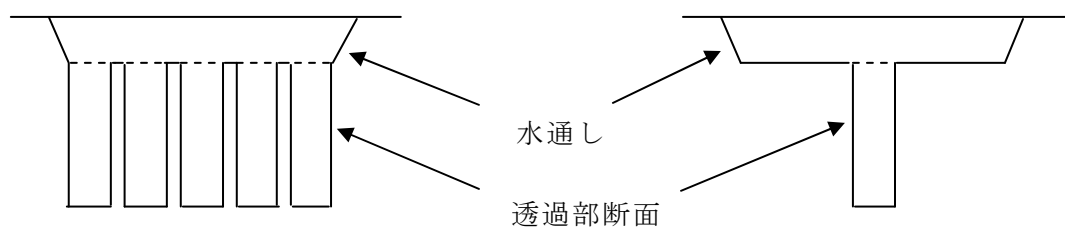


図 4.4.15 水通し断面と透過部断面の例

2) 開口部の大きさ

透過型堰堤の開口部の大きさは、土石流の最大礫径および施設の目的により決定すること。

< 解説 >

土石流の最大礫径は、土石流として流出すると予想される土砂の粒径を堰堤計画地点より上流の溪床および堰堤用地下流各々200m間の溪床堆積物を踏査し、約200個以上

の巨礫の頻度分布を調べ、累加曲線の 95%程度をもって最大礫径とする。

開口部の大きさが最大礫径の **1.5 倍**より小さければ、土石流発生時に確実に閉塞し、**2.0 倍以上**ではピーク土石流量は減少するが完全に閉塞しない。

したがって、土石流を確実に捕捉しようとする場合は、開口部の大きさは土石流の最大礫径程度以下とし、巨礫のみの捕捉やピーク土石流量の減少のみを目的とする場合は、開口部の大きさを土石流の最大礫径の 2 倍程度以上とする。なお、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせた上で、土石流を捕捉する機能として以下の条件の全てを満たす場合には、溪流の状況等に応じて上記以外の方法で透過部断面を設定することができる。

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

構造部材あるいは機能部材

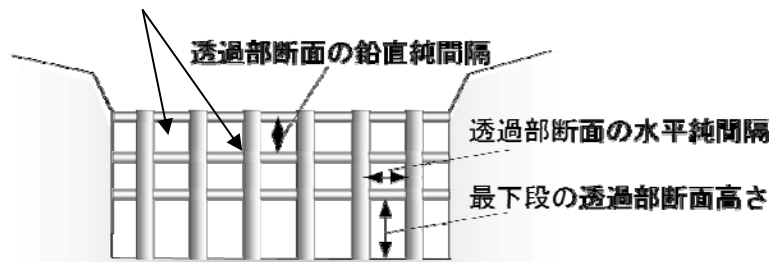


図 4.4.16 透過部断面の純間隔

表 4.4.4 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	$D_{95} \times 1.0$	$D_{95} \times 1.0$	土石流の水深以下

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

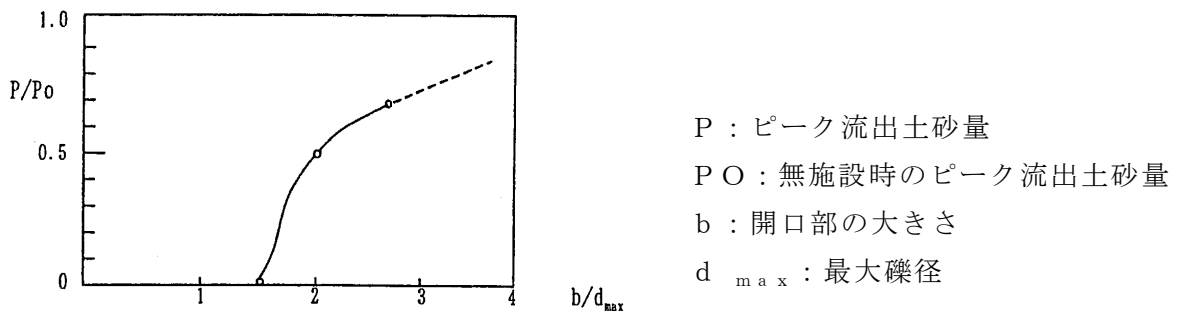


図 4.4.17 開口部の大きさ（ビーム間隔）とピーク流出土砂量の減少率（参考）

ただし、土石流区間であっても、堰堤上流部に土石流流下区間がないなど、土石流先頭部が形成されにくいと推定される場合には、最下段の透過部の高さを $D_{95} \times 1.0$ に設定し礫の捕捉機能を高めることが考えられる。また、上方の横材純間隔も D_{80} （最多礫径） $\times 1.0$ に設定し、後続流中の礫の捕捉効果を高めることも考えられる。

3) 部材および構造

透過型堰堤（大暗渠を有する堰堤を含む）は土石流発生時に長時間砂礫の衝突を繰り返す可能性があるため、摩擦や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないよう部材、構造を選択する。

< 解説 >

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

4) 前庭保護工

透過型堰堤の前庭保護工は透過部が閉塞した状態で設計流量に対して堰堤本体の安全性が維持できるよう必要に応じて計画する。

< 解説 >

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や透過部面積率が小さい場合などには、不透過型堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堰堤については、その必要性を十分吟味して計画する。前庭保護工の水通し断面は、本堤と同様に土石流ピーク流量を対象とするが、余裕高を加えたものとするため本堤の水通し断面と異なります。

(3) 流砂調整堰堤

水通し断面は、堰の公式から越流水深を求め余裕高を加えて決定する。

1) 水通し断面の形状

- ① 越流水深は原則として **3.0m以下**とし、堰の公式により決定するものとする。
- ② 水通し底幅は原則として **3.0m以上**とし、下流取付けを考慮し溪床幅の許す限り広くし水深を軽減する。設計における **0.5m単位**を標準とする。
- ③ 高さは計画洪水流量を流し得る水位に余裕高（表 4.4.2）の値を加えて定める。
- ④ 断面形状は**台形**とし、袖小口勾配は **1 : 0.5**を標準とする。

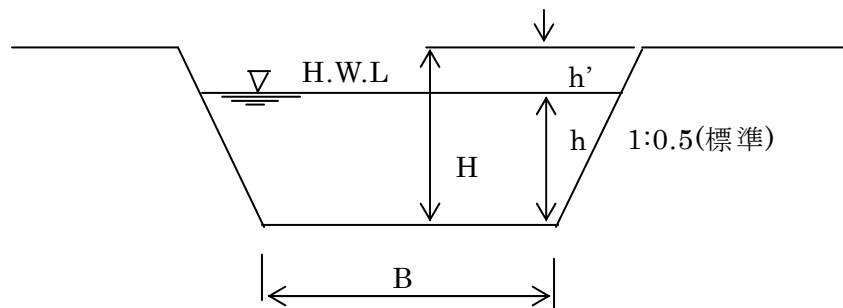


図 4.4.18

2) 水通しの高さの算定

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

$$H = h + h'$$

H : 水通しの高さ (m)

h : 越流水深 (m)

h' : 余裕高 (m)

また、計画洪水流量に応じた越流水深 (h) は、以下に示す式により算定し、0.01 m単位を切り上げ 0.1m単位とする。水通し底幅は 0.5m単位とする。

$$Q = \frac{2}{15} \times C \times \sqrt{2g} \times (3B_1 + 2B_2) \times h^{3/2} \quad (\text{堰の公式})$$

Q : 計画洪水流量 (m³/s)

C : 流量係数 (0.60~0.66, C=0.60を標準とする。)

g : 重力の加速度 (9.81m/s²)

B₁ : 水通しの底幅 (m)

B₂ : 越流水面幅 (m)

m : 袖小口勾配 (1 : m)

袖小口勾配が 5 分の場合には、次式とする。

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

また、特殊な例であるが堰堤完成までに満砂が予想される場合は、 Manning式により求めてよい。

$$Q = V A \quad Q : \text{計画洪水流量 (m}^3/\text{s)} \quad A : \text{流下面積 (m}^2\text{)}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad V : \text{水通し天端流速 (m/s)} \quad P : \text{潤辺 (m)}$$

$$R = \frac{A}{P} \quad n : \text{Manningの粗度係数} \quad h : \text{越流水深 (m)}$$

$$A = h (B_1 + m h) \quad R : \text{径深 (m)} \quad B_1 : \text{水通し底幅 (m)}$$

$$I : \text{堰堤上流堆砂勾配} \quad m : \text{袖小口勾配 (1 : m)}$$

3) 水通しの計算例

堰の公式から求める。計画洪水流量

$Q = 180 \text{ m}^3/\text{s}$ 溪床勾配 1/35 袖小口勾配 m を 0.5 流量係数 C を 0.6 とする。

$Q \doteq (0.71h + 1.77B_1) h^{3/2}$ 溪流現況より $B_1 = 25\text{m}$ とする。

$180 \doteq (0.71h + 1.77 \times 25) h^{3/2}$ より、 $h \doteq 2.5\text{m}$ となる。

余裕高は、 $h' = 0.6\text{m}$ ($Q < 200 \text{ m}^3/\text{s}$)

$h' = 0.3 \times 2.5 = 0.75\text{m}$ (溪床勾配 1/30 ~ 1/50)

となり $h' = 0.8\text{m}$ とする。

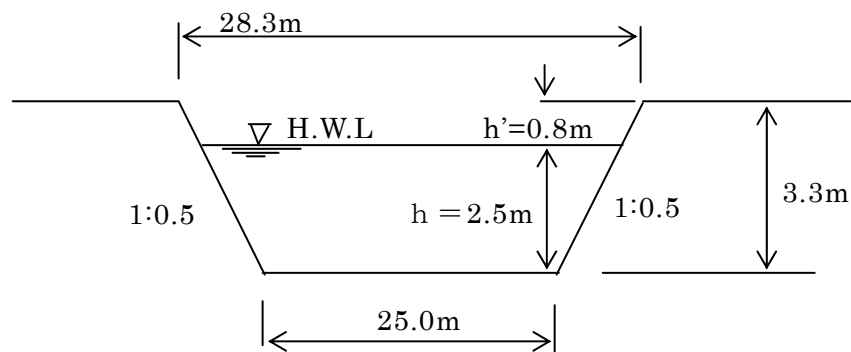


図 4. 4. 19

また、溪床勾配（未満砂の単独床固工）の場合は、一般に貯砂容量が少ないのでマニング式により決定する。

計画洪水流量 $Q = 180 \text{ m}^3/\text{s}$ 、袖小口勾配 m を 0.5、マニングの粗度係数を 0.035、水通し底幅を 25m とするとき、前例同様余裕高は 0.8m であるから、

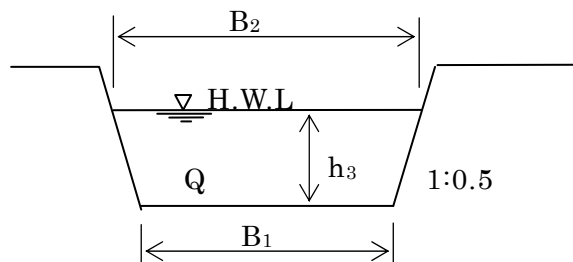
$$Q = A \times \frac{1}{0.035} \times R^{2/3} \times \left(\frac{1}{35} \right)^{1/2} = 4.829 \times A \times R^{2/3}$$

$$180 \doteq 4.829 \times (25.0 + 0.5h) \times h \times \left\{ \frac{(25.0 + 0.5h) \times h}{25.0 + 2.236 \times h} \right\}^{2/3}$$

より $h = 1.3\text{m}$ となる。

したがって、水通し断面の高さは 2.1m、水通し幅は 25m となる。

(参考) 砂防堰堤水通し断面の目安



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

図 4. 4. 20

$$Q \doteq (0.71 h_3 + 1.77 B_1) h_3^{3/2}$$

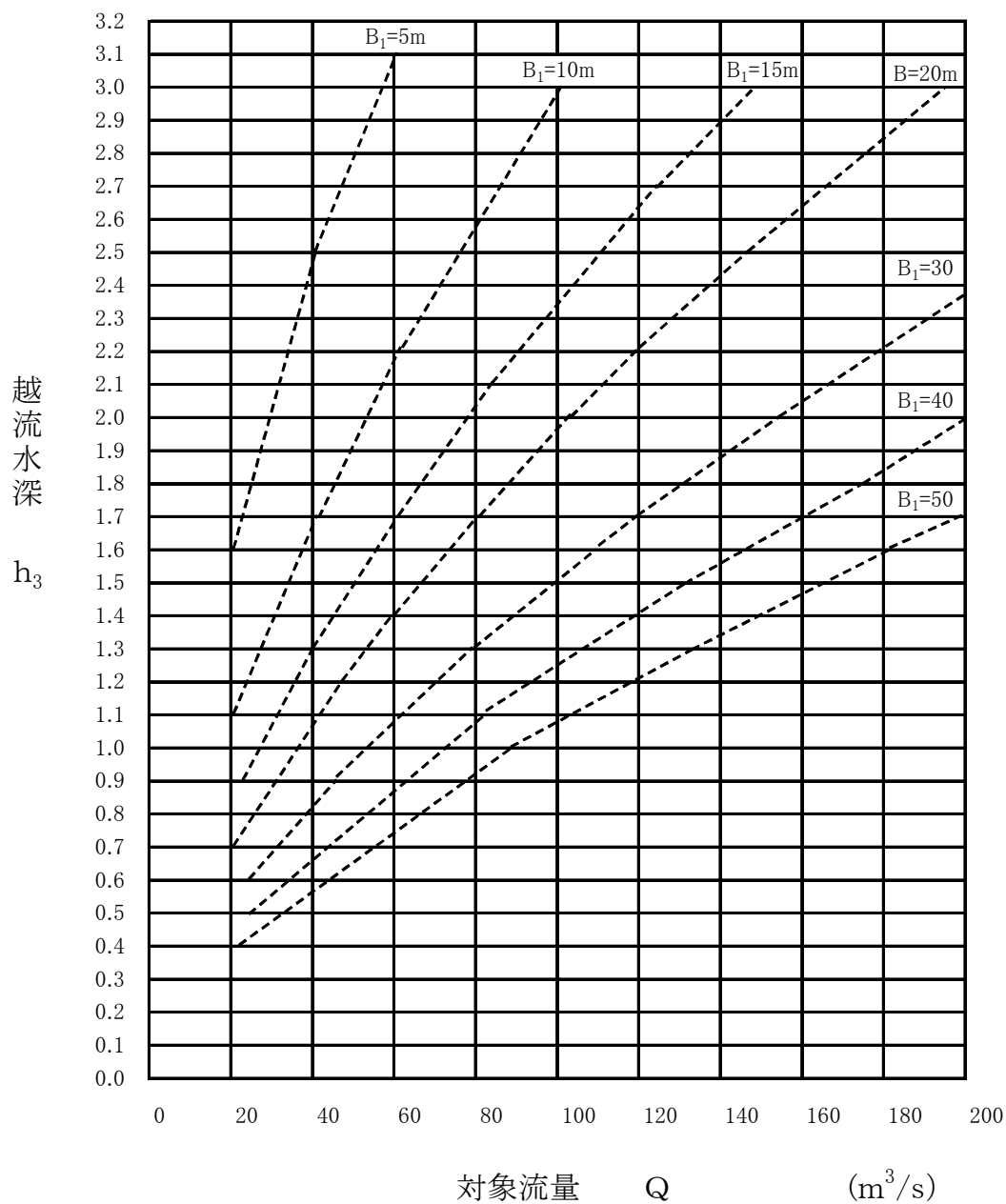


図 4. 4. 21

4.6 本体の設計

4.6.1 本体設計の流れ

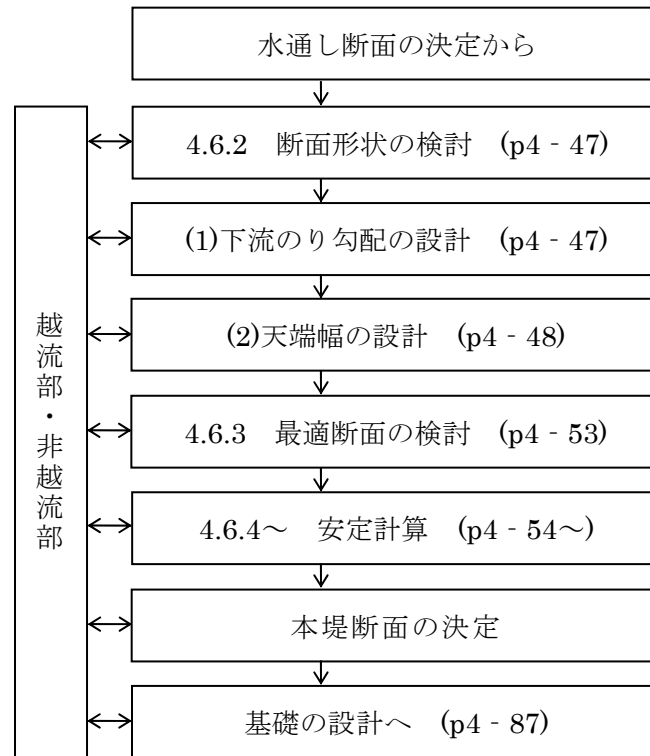


図 4.4.22 本体設計の流れ

4.6.2 断面形状の検討

重力式コンクリート堰堤の断面設計に当たっては、堰堤の目的とする機能が発揮されるよう考慮するとともに、構造上の安全性・経済性・施工性等も考慮しなければならない。

< 解説 >

(1) 下流のり勾配の設計

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ため、越流部におけるのり勾配は一般的に 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の流出が少ない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。

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流出され始める流速 U (m/s) と、堰堤高さ H (m) より、

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} \times U$$

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。

土砂が活発に流速され始める U (m/s) は土石流流体力を用いた流速（現河床勾配時）の 50%程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、**0.2を下限**とする。

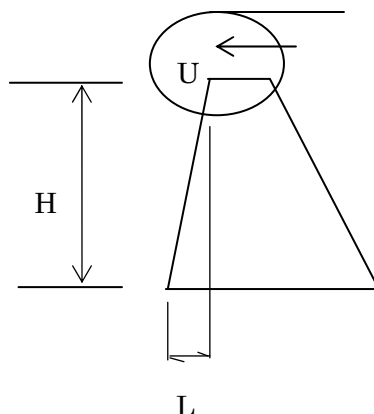


図 4.4.23

(2) 天端幅の設計

天端幅は、堰堤サイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。

砂防堰堤の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の摩擦等にも耐えるような幅とする必要があり、表 4.4.5 を標準とする。

表 4.4.5 堰堤天端幅

天 端 幅	2.0m	2.5m	3.0~4.0m
河床構成材料	砂混じり砂利 ~玉石混じり砂利	転 石	玉石~転石
流出土砂形態	掃流形態	掃流形態	土石流形態

※ 玉石~転石の場合については、最大礫径の 2 倍を原則とし、4m を超える場合には別途対策を検討し 4m とする。

(3) 重力式コンクリート堰堤ののり勾配を求める式

重力式コンクリート堰堤の越流部の上流のり勾配および非越流部の下流のり勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により求めることができる。なお、式 1.6-2 には堰堤上流面が傾斜している場合の Zanger の地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上上流のり勾配 (m) が定まらなければ組み込めないため、便宜上 Westergaard の近似式を組み込んでいる。Zanger の式による地震時動水圧は

Westergaard の近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いるのり勾配を決定する必要がある。

この式は、自重および荷重の合力の作用点が堰堤の下流 1/3 の位置にくるモーメントに対する式であるため、滑動に対して安定となるのり勾配は別途考慮する必要がある。

注) 非越流部断面の式は、図 4.4.25 に示されているように袖部の上下面を垂直に設定しているため、袖部にのり勾配を付ける場合は安定計算時に堰堤本体ののり勾配を修正しなければならない場合もある。

1) 越流部断面の上流のり勾配を求める式

① 堰堤高 15m 未満の場合の上流のり勾配を求める式

$$(1 + \alpha) m^2 + \{2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta\} m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta \\ (4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \dots \dots \dots 1.6-1$$

m : 上流のり勾配

n : 下流のり勾配

α : h_3/H

h_3 : 越流水深 (m)

H : 堰堤高 (m)

β : b_1/H

b_1 : 水通し天端幅 (m)

γ : W_c/W_o

W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

W_o : 水の単位体積重量 (kN/m³)

② 堰堤高 15m 以上の場合

$$\{(1 + \alpha - \omega)(1 - \mu) + \delta(2\varepsilon^2 - \varepsilon^3)\} m^2 + [2(n + \beta)\{1 + \delta\varepsilon^2 \\ - \mu(1 + \alpha - \omega) - \omega\} + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta - \gamma K] m - (1 + 3\alpha) \\ - \mu(1 + \alpha - \omega)(n + \beta)^2 - \delta C_e \varepsilon^3 - \gamma K(n + 3\beta) \\ - 7/10 K \{2(1 + \alpha)^3 - (1 + \alpha)^{1/2}(2\alpha^{5/2} + 5\alpha^{3/2})\} + \alpha\beta(4n + \beta) \\ + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \omega(\beta + n)^2 = 0 \dots \dots \dots 1.6-2$$

m : 上流のり勾配	α : h_3/H
n : 下流のり勾配	β : b_1/H
b_1 : 水通し天端幅 (m)	ε : h_e/H
H : 堰堤高 (m)	ω : h_2/H
h_2 : 下流側水深 (m)	γ : W_c/W_o
h_3 : 越流水深 (m)	δ : W_{s1}/W_o
H_e : 堆砂深 (m)	W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)
K : 設計震度	W_{s1} : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m^3)
C_e : 土圧係数	W_o : 水の単位体積重量 (kN/m^3)
μ : 揚圧力係数	

注) この式において、洪水時の場合は $K=0$ 、平常時の場合は $h_3=0$ とし、平常時および洪水時について計算を行い、安全側の断面を採用する。

2) 非越流部断面の下流のり勾配を求める式（下流のり勾配を変える場合）

① 堰堤高 15m未満の場合

$$\gamma n^2 + \{ \{ 2(1+2\alpha) + \gamma \} m + \beta \gamma (3+4\tau) \} n + (1+\alpha) m^3 + \{ 2\beta(1+2\alpha - \gamma\tau) \} m + \beta^2 \gamma (1+\tau) - (1+\alpha)^3 = 0 \dots \dots \dots 1.6-3$$

H_2 : 袖高 (m)

τ : H_2/H

その他の記号は、前記 1) の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

② 堰堤高 15m以上の場合

$$\{ \gamma - \mu (1+\alpha) \} n^2 + \{ \{ 2(1+2\alpha + \varepsilon^2 \delta) \} m + \gamma \{ \beta (3+4\tau) - K \} - 2\mu (1+\alpha) (m+\beta) \} n + \{ (1+\alpha) (1-\mu) + \delta (2\varepsilon^2 - \varepsilon^3) \} m^2 + \{ 2\beta \{ 1+2\alpha - \gamma\tau + \varepsilon^2 \delta - \mu (1+\alpha) \} - \gamma K \} m + \beta^2 \{ \gamma (1+\tau) - \mu (1+\alpha) \} - 3\gamma K \beta (1+\tau)^2 - (1+\alpha)^3 (1+7/5K) - \varepsilon^3 \delta C e = 0 \dots \dots \dots 1.6-4$$

H_2 : 袖高 (m)

τ : H_2/H

その他の記号は、前記 1) の越流部断面の上流のり勾配を求める式と同じである。

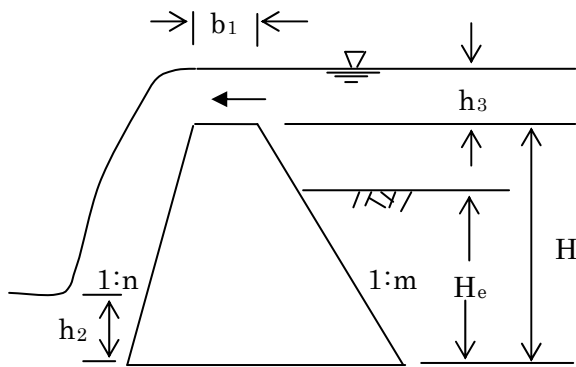


図 4.4.24 越流部断面

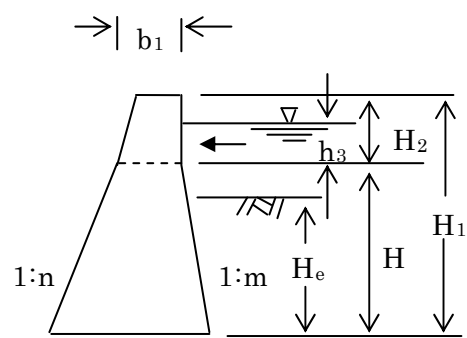


図 4.4.25 非越流部断面

3) 堰堤高 15m以上の越流部断面（平常時）の上流のり勾配を修正する式

この式は、前記 1) の②式 1.6-2 が、地震時動水圧に Westergaard の近似式を組み込んでいるため、Zanger の式によって平常時の越流部断面の上流のり勾配を修正するための式である。

式 1.7-9 で求められた値を、 $am^2 + bm + c = 0$ とし、

$$\begin{aligned} & \{ \alpha \div (2-3\lambda) \eta C m K \} m^2 + \{ b + 2(\beta + n) \eta C m K \} m + c \\ & + 7/10 K \{ 2(1+\alpha)^3 - (1+\alpha) 1/2 (2\alpha^{5/2} - \alpha^{3/2}) \} - 3\eta \lambda C m K = 0 \\ & \dots\dots\dots 1.6-5 \end{aligned}$$

$\eta_2 \lambda$: 地震時動水圧の係数

$C m$: 地震時動水圧の最大圧力係数

となる。

$H < 15$ のときは、5 厘ごと切り上げして (例 0.60、0.65 ……)

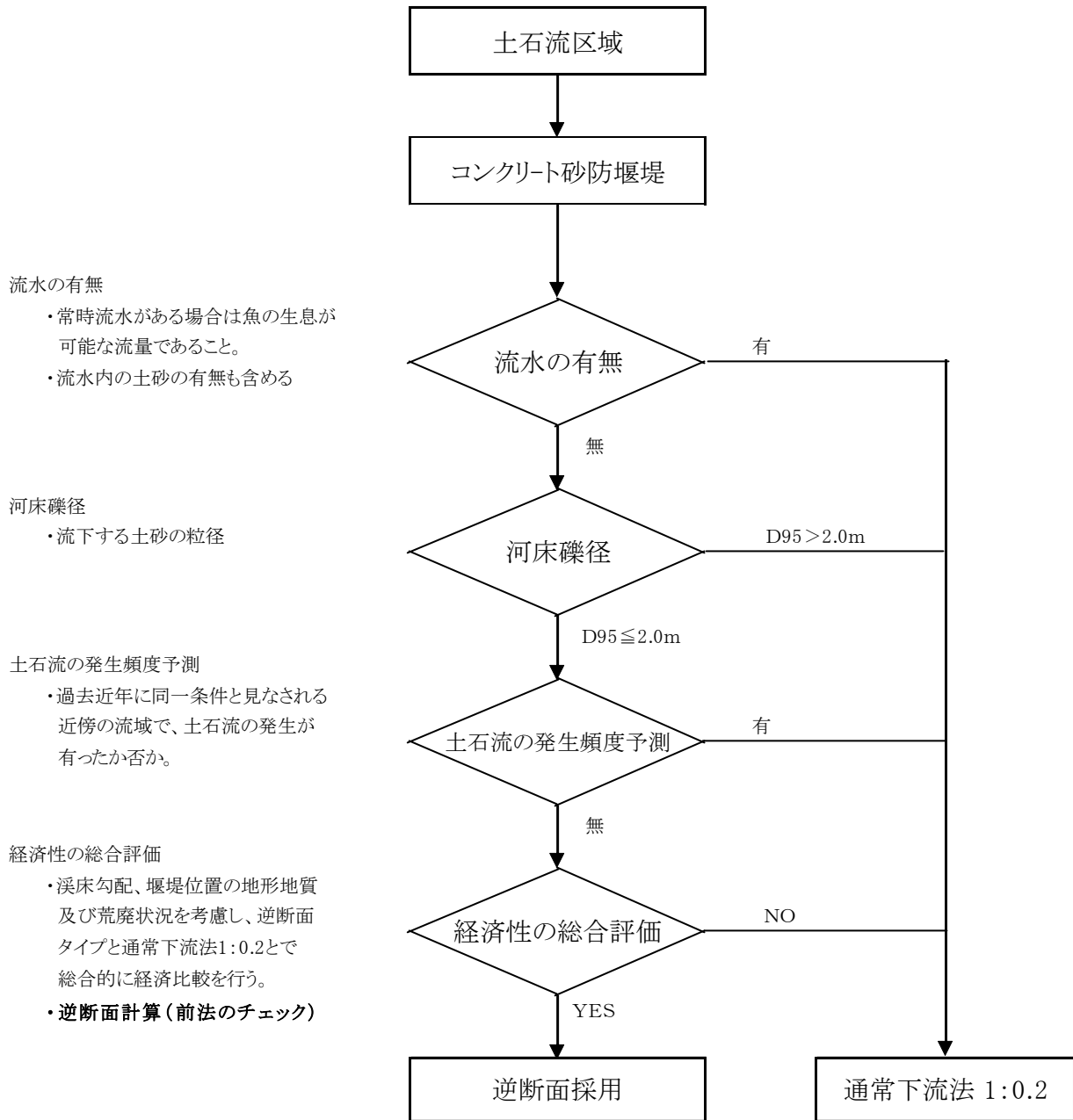
$H \geq 15$ では小数第 2 位まで切り上げる (例 0.71、0.72 ……)

また、数表の値は設計荷重の合力の作用線が堤底の中央 1/3 の下流端を通るような上流法勾配を求めたものであり滑動および堰堤本体および基礎地盤の破壊に対してチェックしておく必要がある。

4.6.3 最適断面の検討

コンクリート堰堤における断面形状の検討を下記により行う。

砂防堰堤断面形状に関する検討(案)



注 1、上流法勾配は1:0.1を最小とする。

注 2、鋼製構造物には適用しない。

図 4.4.26

4.6.4 安定計算に用いる荷重

砂防堰堤の安定計算に用いる荷重には、自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、「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。）があり、堰堤の高さ、型式により選択するものとする。

< 解説 >

砂防堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組合せは、自重の他は表 4.4.6 のとおりとする。

土石流荷重は、土石流及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、天端幅の設計等で考慮する。

土石流対策堰堤は、『建設省河川砂防技術基準（案）設計編第 3 章砂防施設的设计』による外力の組合せに加えて、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計算を満たさなければならない。

なお、透過型堰堤は、透過構造であるため、堆砂面下の静水圧は見込まず安定計算を行う。

なお、透過型堰堤については、堆砂圧は土石流が上乘せされるものとして台形分布とし、透過部分（スリット部分）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。

4.6.5 設計荷重の組合せ

砂防堰堤は、その目的、構造に応じた設計外力に応じた安定計算を行わなければならない。

砂防堰堤は設計条件により表 4.4.6 に基づく設計荷重を加えて安定計算を行う。

ただし、嵩上げ堰堤の安定計算手法として、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ため、**原則一体構造として計算を行う**ものとする。

表 4.4.6 設計荷重の組合せ

堰堤型式			平常時	土石流時	洪水時	
重 力 式 コ ン ク リ ー ト 堰 堤	土 石 流 対 策 堰 堤	不 透 過 型	堰堤高 15m未満		静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
			堰堤高 15m以上	静水圧、堆砂圧、揚圧 力、地震時慣性力、 地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚 圧力、土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力
		透 過 型	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	
		部 分 透 過 型	堰堤高 15m未満		静水圧、堆砂圧、土 石流流体力	静水圧
			堰堤高 15m以上	静水圧、堆砂圧、揚圧 力、地震時慣性力、 地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚 圧力、土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力
	流 砂 調 整 堰 堤	不 透 過 型	堰堤高 15m未満			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
		透 過 型	堰堤高 15m未満	[鉄製]	堆砂圧	
				[コンクリート製]	不透過型に準ずる	
アーチ式コンクリート 堰堤			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、温度荷重	

(注)・ コンクリート製の透過型の安定計算は、不透過型に準ずる。

- ・ 15m以上の透過型砂防堰堤の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。

(1) 安定条件

砂防堰堤は、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。

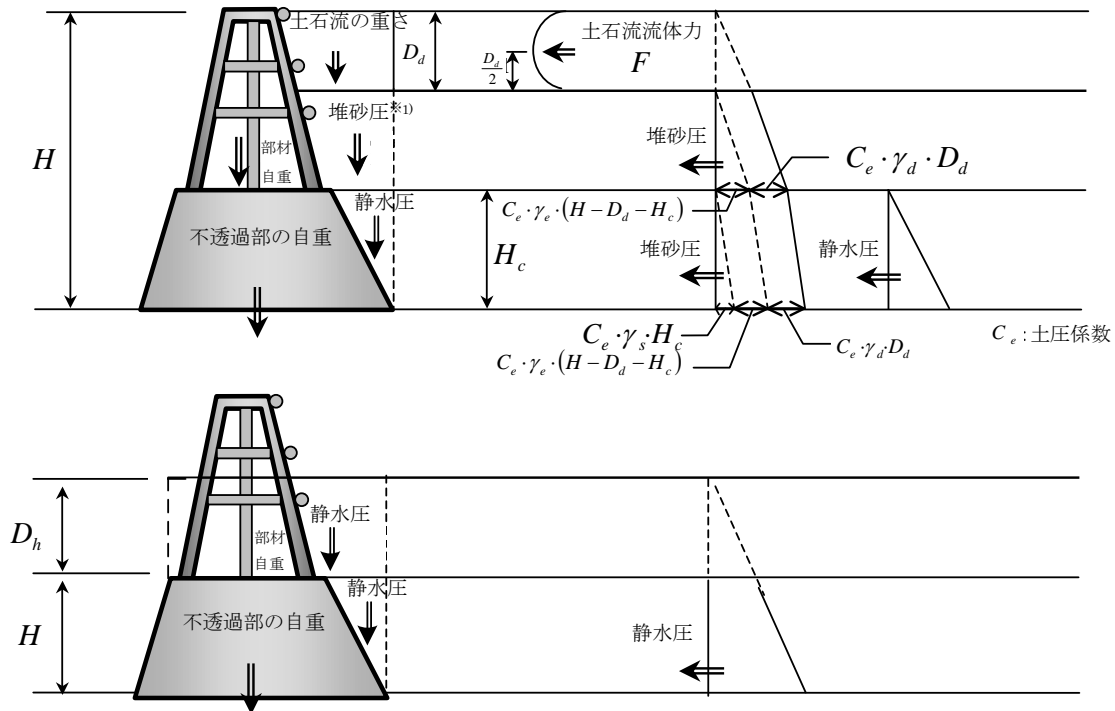
- a 原則として、砂防堰堤の上流側に引張応力が生じないように、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること。
- b 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- c 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

滑動に対する安全率 N は、**岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度）を考慮し $N=4.0$ とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が 15m 未満の場合を原則として $N=1.2$ 、堰堤高が 15m 以上の場合は、 $N=1.5$ とする。**

なお、不透過型鋼製砂防堰堤の場合は、安定計算に用いる荷重に対しては、構造計算によって堰堤が一体となって荷重に抵抗するよう設計しなければならない。

- ・ 越流部断面の下流のり勾配は、落下砂礫による衝撃および摩擦を考慮して、**1:0.2を標準**としている。流出土砂の粒径が小さく、かつ、その量が少ない場合は、これより緩くすることができる。
- ・ 土石流捕捉工の天端幅は、衝突する最大礫径の 2 倍を原則とする。必要とされる天端幅 4m を越える場合には、別途緩衝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。

・部分透過型砂防堰堤



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

図 4.4.29 部分透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

2) 非越流部

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場合等の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。**

ただし、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ると土石流の水深

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

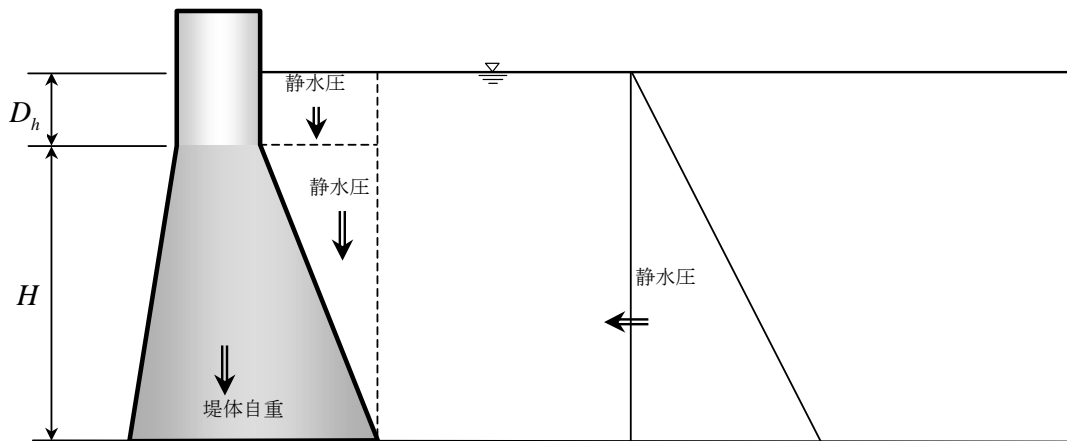
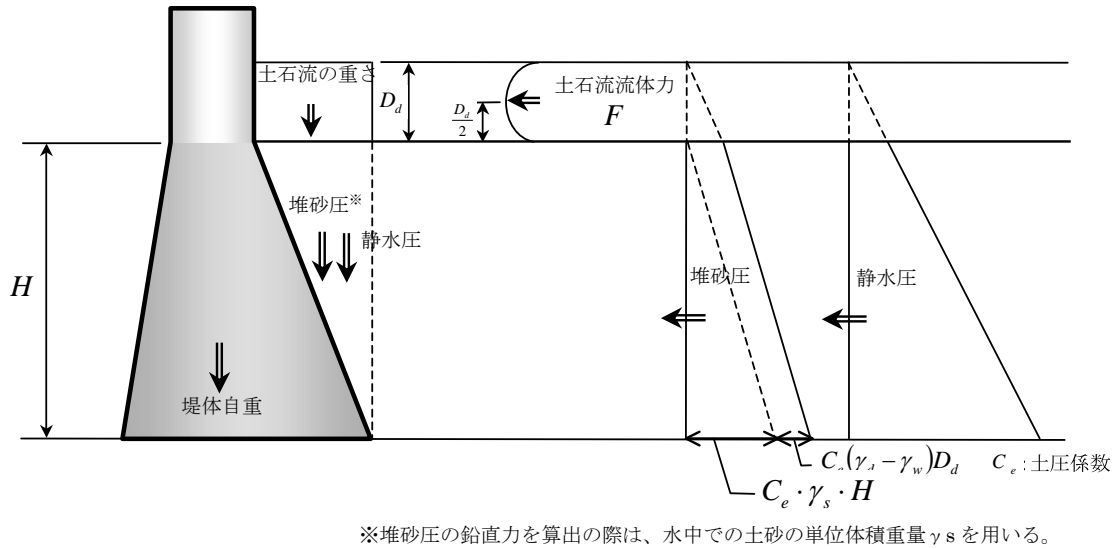


図 4.4.30 非越流部の設計外力図

($H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

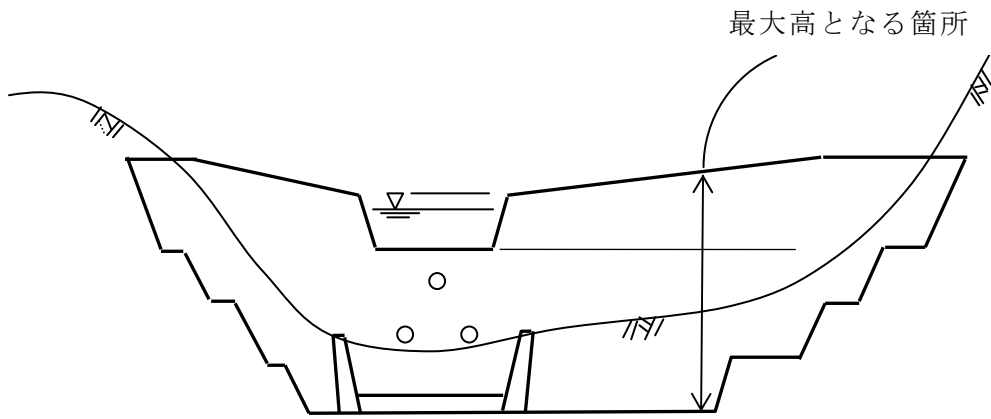


図 4. 4. 31

- 非越流部の安定計算は最大高となる箇所にて行うものとする。
- それ以外の箇所については行わないものとし、地盤改良についても行わない。

4.6.6 自重

堰堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (kN/m^3) を乗じて求められる。

$$W = W_c \cdot A$$

W : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)

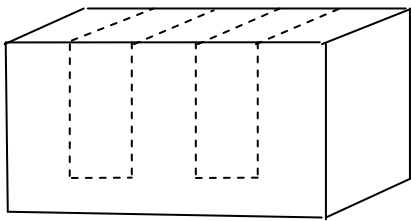
A : 堰堤堤体単位幅当たりの体積 (m^3)

コンクリート重力式スリット砂防堰堤の場合の堤体自重は、水通し部の堤体ブロック全体の重量と、スリット部を含んだ水通し部のブロックの体積より算出した容積の単位体積重量を用いて計算する。

γ_c : 見かけのコンクリート単位体積重量 ($\gamma_c = W \div V$)

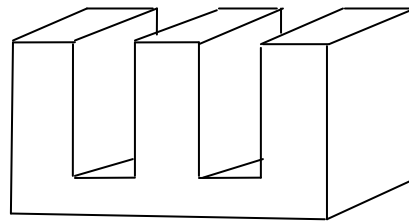
W : スリット部を除いた堤体重量

V : スリット部を含む堤体体積



スリット部を含む水通しの堤体積

(V)



スリット部を除いた水通しの堤体積

(W)

図 4.4.32 スリット部における水通しの堤体積

4.6.7 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、平常時は水通し天端高とする。

土石流時は、水通し天端高から設計土石流水深に等しい高さを下げた高さとする。

洪水時には水通し天端高に越流水深を加算するものとする。(図 4.4.33 参照)

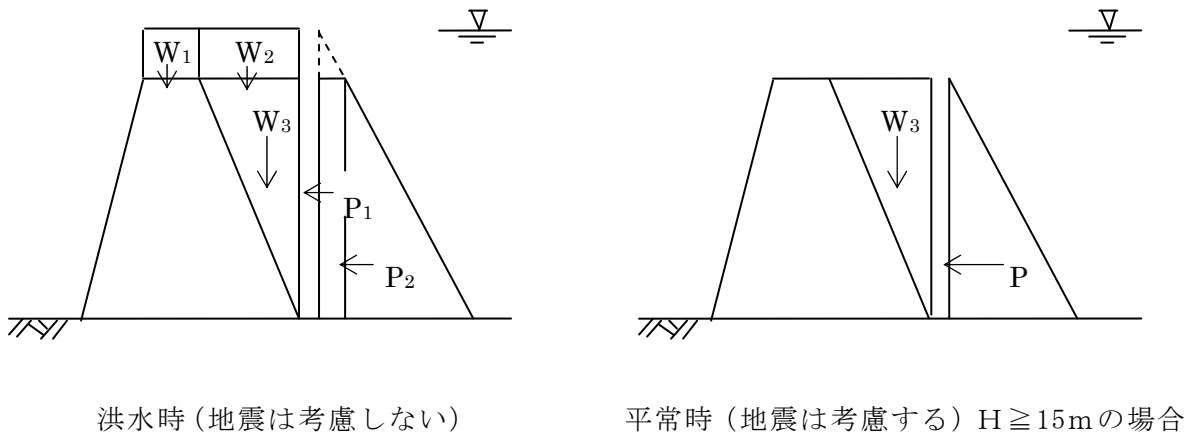
< 解説 >

$$P = W_o \cdot h_w$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m^2)

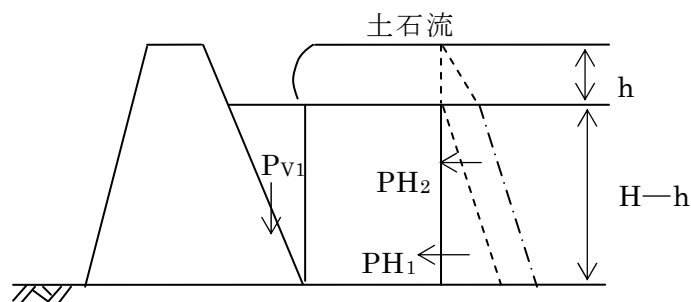
W_o : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

h_w : 水面から任意の点の水深 (m)



洪水時 (地震は考慮しない)

平常時 (地震は考慮する) $H \geq 15\text{m}$ の場合



土石流時

図 4.4.33 静水圧

4.6.8 堆砂圧

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平常時、洪水時とも、砂防堰堤完成後に想定される堆砂高とする。土石流時は、水通し天端高から設計土石流水深に等しい高さを下げた高さとする。また、アーチ式コンクリート堰堤については、満砂時についても考慮する。(図 4.4.34 参照)

< 解説 >

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

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

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

W_{si} : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

$W_{si} = W_s - (1 - \iota) \cdot W_o$ で示される。

h_e : 堆砂面からの任意の点まで堆砂深 (m)

i : 堆砂勾配 (埋戻勾配) 15° 以内

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

C_e : 土圧係数

堆砂面がほぼ平坦 $i = 0$

($i = 15^\circ$ 位までは $\cos 15^\circ = 0.9659 \doteq 1$ と仮定する)

堆砂土の水中での内部摩擦角を 35° の場合

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \doteq 0.3$$

ϕ : 堆砂中の水中での内部摩擦角

W_s : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m³)

ι : 堆砂空隙率 $\iota = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

W_o : 水の単位体積重量 (kN/m³)

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³)

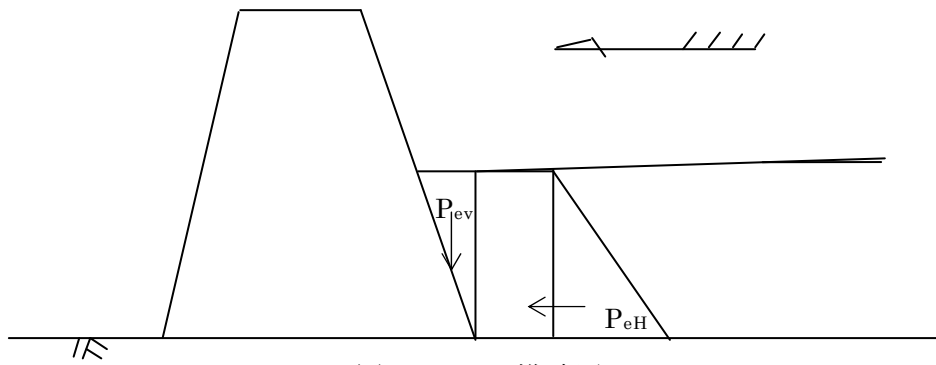


図 4.4.34 堆砂圧

4.6.9 揚圧力

揚圧力は、堰堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 4.4.7 を基準として計算する。

< 解説 >

μ : 揚圧力係数

h_1 : 堰堤上流側水深

h_2 : 堰堤下流側水深

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

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m^3)

U_x : X地点の揚圧力 (kN/m^2)

$$U_x = \left\{ h_2 + \mu \Delta h \left(1 - \frac{X}{L} \right) \right\} \times W_0$$

L : 全浸透経路 (m)

$l = b_2$ ただし、止水通し壁を設ける場合は、 $l = b_2 + 2d$ 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)

表 4.4.7 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m^2)	下流端 (kN/m^2)
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_0$	$h_2 W_0$
砂礫盤	$h_1 W_0$	$h_2 W_0$

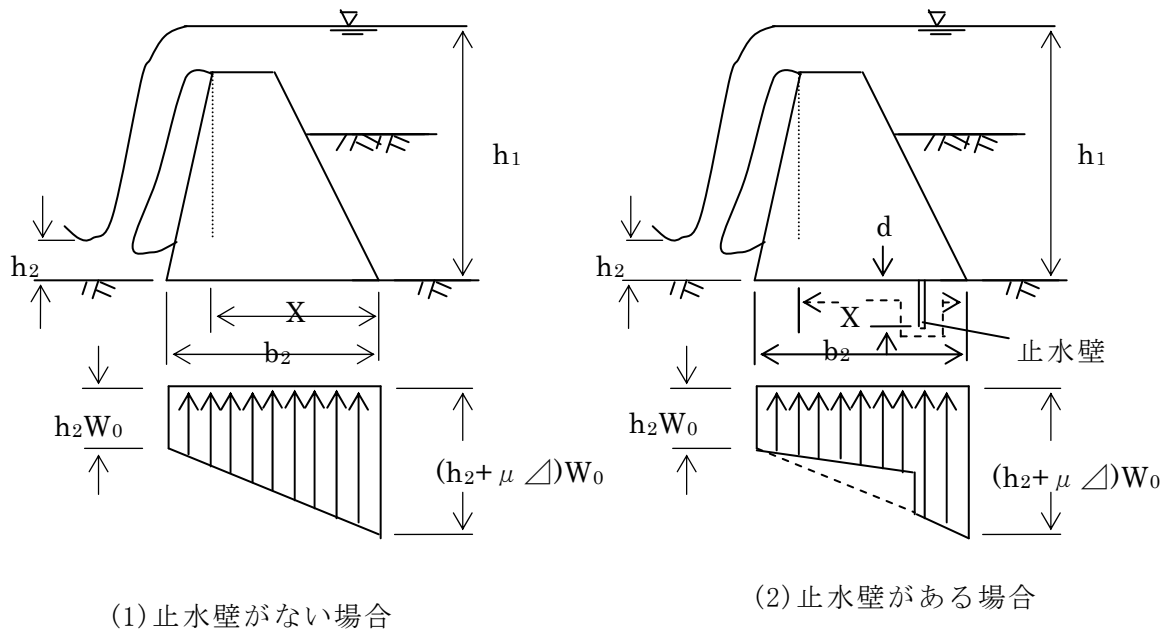


図 4.4.35 揚圧力の分布

4.6.10 地震時慣性力

地震時慣性力は、堰体に水平方向に作用するものとし、堰体の自重に設計震度を乗じた値とする。

< 解説 >

$$I = KW$$

I : 単位幅当たりの堰体堰体に作用する地震時慣性力 (kN/m³)

K : 設計震度

W : 単位幅当たりの堰体堰体の自重 (kN/m³)

設計震度は、表 4.4.8 に掲げる太枠内の値以上で、基礎地盤の状況等も勘案して決定する必要がある。

また、堰体の高さ 20m を越え、かつ風化または破碎の著しい岩盤基礎、若しくは新第三紀以降の地質で未固結の岩盤基礎の場合には設計震度を通常の場合に比べて変えるものとする。(太枠以外)

表 4.4.8 設計震度

岩盤の状況	設計震度	設計震度 (H>20m)
通常の岩盤	0.12	0.15
風化、破碎の著しい岩盤 新第三紀以降の未固結岩盤	0.24	—

4.6.11 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点に対して垂直に作用するものとする。

その値は Z a n g e r の式により求めるものとする。

< 解説 >

$$P_x = C \times W_0 \times K \times H \quad (\text{Z a n g e r の式})$$

$$P_d = \eta \times \frac{Cm}{2} \times W_0 \times K \times H^2 \times \sec \theta$$

$$h_d = \lambda \times h_0$$

P_x : X地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水面からX地点までの全地震時動水圧 (kN/m)

W_0 : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

h_x : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

C : 圧力係数

$$C = \frac{C_m}{2} \times \left\{ \frac{h_x}{H} \times \left(2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \times \left(2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right\}$$

C_m : Cが最大となるとき (P_x が最大となるとき) のCの値

図 4.4.36 参照 h_d : X地点から P_d の作用点までの高さ (m)

η 、 λ : 表 4.4.9 から求められる係数

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

$$P_x = \frac{7}{8} \times \rho_w \times K \times \sqrt{h_0 \times h_x}$$

$$P_d = \frac{7}{12} \times \rho_w \times K \times \sqrt{h_0 \times h_x}$$

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

(westergaard の近似式は、「建設省河川砂防技術基準 (案) 設計編第 3 章ダムの設計」によること。)

一般に Zanger の式による計算値のほうが Westergaard の近似式による計算値より小さい値をとることが知られている。

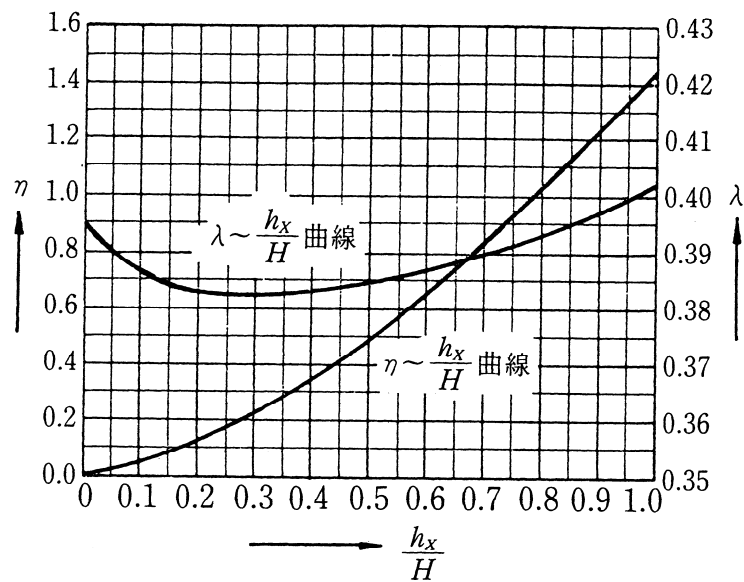
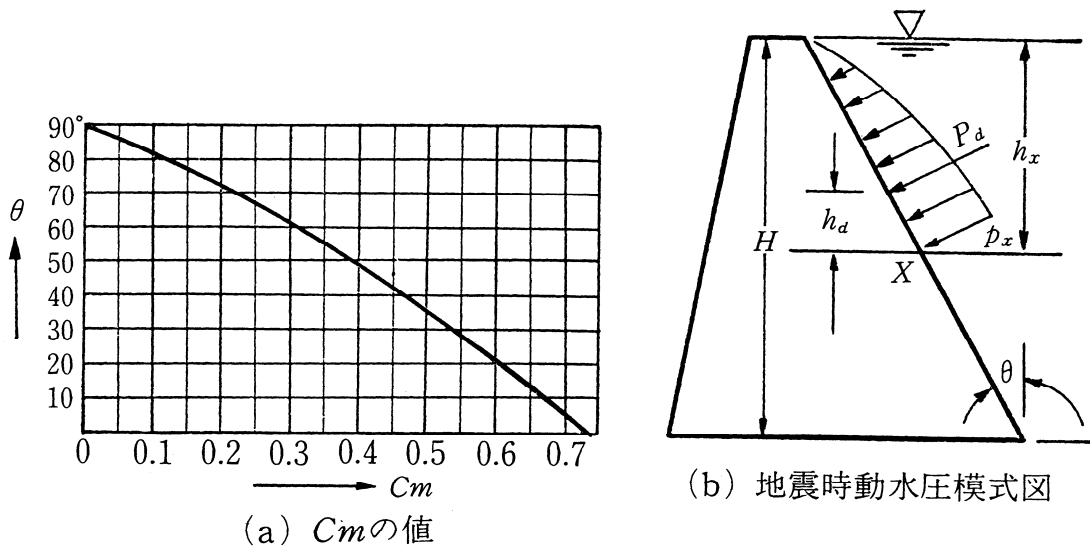


図 4.4.36 地震時動水圧

表 4.4.9 η , λ の値

h_x / h_o	η	λ
0.01	0.0010410603	0.3937850148
0.03	0.0057678747	0.3902710196
0.05	0.0129198455	0.3882878923
0.10	0.0390296202	0.3855282436
0.15	0.0748978743	0.3841469007
0.20	0.1190838881	0.3834645473
0.25	0.1706196052	0.3882277484
0.30	0.228749199	0.3833115632
0.35	0.292835661	0.3836449051
0.40	0.3623142754	0.3841837392
0.45	0.4366707642	0.3848993124
0.50	0.5154257578	0.3857722306
0.55	0.5981257361	0.3867892714
0.60	0.6843367127	0.3879414691
0.65	0.7736397481	0.3892229781
0.70	0.8656276231	0.3906303112
0.75	0.9599023071	0.3921618691
0.80	1.0560729477	0.3938176084
0.85	1.1537542449	0.3955988557
0.90	1.2525650816	0.3975081516
1.00	1.3521273391	0.3995491877
1.10	1.4520648309	0.4017267833

4.6.12 温度荷重

温度荷重は、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。

4.6.13 土石流流体力

土石流時のみ考慮する。

堆砂面を堰堤水通し高さより設計土石流水深に等しい高さに下げた位置に設定し、これより下に静水圧、堆砂圧を与える。堆砂面と堰堤水通し天端の半分の位置に水平に作用させる。

土石流流体力を求める場合の設計水深（設計土石流水深）は、土石流ピーク流量に対して、堰堤地点における土石流の幅を推定して算出する。（図 4.4.37 参照）

< 解説 >

$$F = \alpha \times \frac{\rho_d}{g} \times hU$$

F：単位幅当たりの土石流流体力（kN/m）

U：堰堤地点における土石流の平均流速（m/s）

h：設計土石流水深の値（m）

g：重力の加速度 (9.81m/s²)

α ：係数 (1.0)

ρ_d ：土石流の単位体積重量（kN/m³）

ρ' ：水中での土砂の単位体積重量（kN/m³）

この場合の土石流の幅は堆砂敷上流端の川幅を使う。また勾配は現況河床勾配を使う。

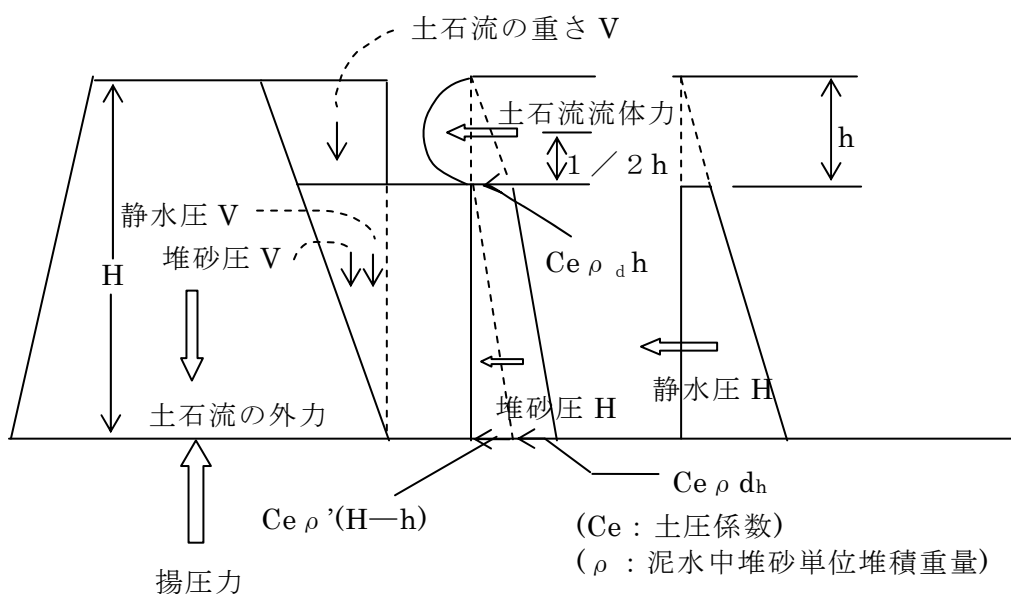


図 4.4.37 土石流時の荷重模式図

4.6.14 安定計算に用いる数値

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、解説に示す数値を基準とするが、堰堤の重要度が高い場合は実測により求めるものとする。

< 解説 >

- (1) 無筋コンクリートの単位体積重量 (W_c) : 22.56kN/m³ [2.30tf/m³]
- (2) 鉄筋コンクリートの単位体積重量 ($W_{s.c}$) : 24.53kN/m³ [2.50tf/m³]
- (3) 清水の単位体積重量 (W_{01}) : 9.81kN/m³ [1.0tf/m³]
- (4) 泥水の単位体積重量 (W_0) : 11.77kN/m³ [1.2tf/m³]
- (5) 堆砂見かけ単位体積重量 (W_s) : 14.71~17.66kN/m³ [1.5~1.8tf/m³]
(一般的には 14.71kN/m³ を使用)
- (6) 堆砂空隙率 (ι) : 0.3~0.45 (一般には 0.4 を使用)
- (7) 土圧係数 (C_e) : 0.3~0.6

(一般には表 4.4.10 を参照に堆砂土の水中の内部摩擦角から求めるものとする。)

例：堆砂土の水中の内部摩擦角を 35° とすると

$$C = \frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \approx 0.3$$

(8) 水中の内部摩擦角 θ

表 4.4.10 土砂の水中における内部摩擦角

種別	状態	単位重量 (kN/m ³)	水中の 単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	水中の 内部摩擦角 (度)
砕石	—	15.69~18.63	9.81~12.75	35~45	35
砂利	—	15.69~19.61	9.81~11.77	30~40	30
炭がら	—	8.83~11.77	3.92~6.86	30~40	30
砂	しまったもの	16.67~19.61	9.81	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.69~18.63	8.83	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.71~17.65	7.85	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.67~18.63	9.81	25~30	20~30
	やや軟らかいもの	15.69~17.65	7.85~9.81	20~30	15~25
	軟らかいもの	14.71~16.67	5.88~8.83	15~25	10~20
粘土	固いもの	15.69~18.63	5.88~8.83	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	14.71~17.65	4.90~7.85	10~20	0~10
	軟らかいもの	13.73~16.67	3.92~6.86	0~10	0
シルト	固いもの	15.69~17.65	9.81	10~20	5~15
	軟らかいもの	13.73~16.67	4.90~6.86	0	0

(9) 揚圧力係数 (μ): 1/3~1.0 (一般には 1/3 を使用)

(10) コンクリートの許容応力度

表 4.4.11 無筋コンクリートの許容応力度

種別	設計基準強度 N/mm ²	圧縮応力度 N/mm ²	曲げ引張応力度 N/mm ²	せん断応力度 N/mm ²	支圧応力度 N/mm ²
無筋	18	4.5	0.22	0.49	5.4
コンクリート	21	5.2	0.26	0.54	6.2

※ 上表は、せん断応力度のみ割り増し係数（短期強度）を見込んだ値である。

(11) 地盤許容支持力および内部摩擦係数

表 4.4.12 地盤支持力および摩擦係数

基礎地盤の種類		許容支持力 (kN/m ²)	摩擦係数
岩盤	硬岩 (A)	6,000	1.2
	中硬岩 (B)	4,000	1.0
	軟岩 (II)	2,000	0.8
	軟岩 (I)	1,200	0.7
岩塊玉石		600	0.7
礫層	密なもの	400	0.6
	密でないもの	300	
砂地質盤	密なもの	300	0.6
	密でないもの	200	0.55
粘土地性盤	非常に堅いもの	200	0.5
	堅いもの	100	0.45
	中位のもの	50	

4.6.15 安定計算

安定計算は、表 4.4.6 に示す設計荷重を組合せて行うものとする。

表 4.4.13～表 4.4.15 図 4.4.39～図 4.4.41 は砂防堰堤に作用する荷重等を示したものである。

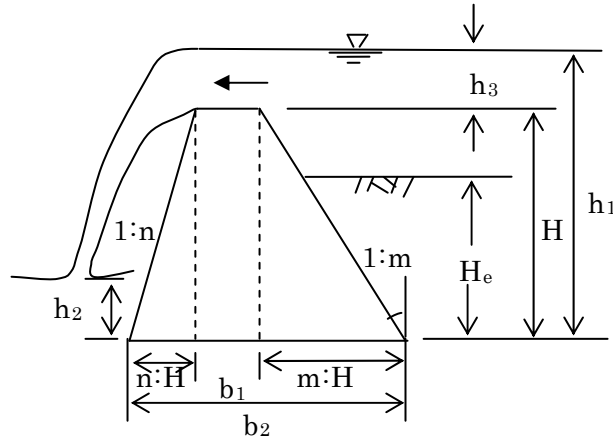


図 4.4.38 砂防堰堤の安定計算諸元

H : 堰堤高 (m)

b_1 : 水通し天端幅 (m)

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

m : 上流のり勾配 $m = \tan \theta$

n : 下流のり勾配

h : 土石流水深 (m) $h = H - h_e$

h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + h_3$

h_2 : 下流側水深 (m)

h_3 : 越流水深 (m)

h_e : 堆砂深 (m)

ρ_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)

ρ_* : 流体の単位体積重量 (kN/m^3)

$H > 15\text{m}$ の時 $\rho_* = \rho_w$ $H \leq 15\text{m}$ の時 $\rho_* = \rho_n$

ρ_w : 流水の単位体積重量 (kN/m^3)

ρ_n : 泥水の単位体積重量 (kN/m^3)

ρ_s : 堆砂の水中における単位体積重量 (kN/m^3)

(ただし、土石流時では堆砂の泥水中における単位体積重量とする。)

ρ_d : 土石流の単位体積重量 (k N/m³)

ρ_r : 土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量 (k N/m³) $\rho_r = \rho_d - \rho_n$

C_e : 土圧係数

μ : 揚圧力係数

K : 設計震度

α : 土石流流体力係数

η , C_m , λ : 「第 4 章 4.6.11 地震時動水圧」参照

表 4.4.13 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=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$mH + b_1 + \frac{1}{3} nH$	(+)
	W_2	$\rho_c b_1 H$	(+)		$mH + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} mH$	(+)
静水圧	P					
	P_{v1}	$\frac{1}{2} \rho_w m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} mH$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{ev}	$\frac{1}{2} \rho_s m h_c^2$	(+)		$\frac{1}{3} m h_c$	(+)
	P_{eH}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s h_c^2$		(+)	$\frac{1}{3} h_c$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \rho_w \mu b_2 (H - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} b_2$	(-)
	U_2	$\rho_w b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2} b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I_1	$\frac{1}{2} K \rho_c n H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
	I_2	$K \rho_c b_1 H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)
	I_3	$\frac{1}{2} K \rho_c m H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
地震時動水力	P_d					
	P_{dv}	$\frac{1}{2} \eta C_m K \rho_w m H^2$	(+)		λmH	(+)
	P_{dH}	$\frac{1}{2} \eta C_m K \rho_w H^2$		(+)	λH	(+)
合計			V	H		M

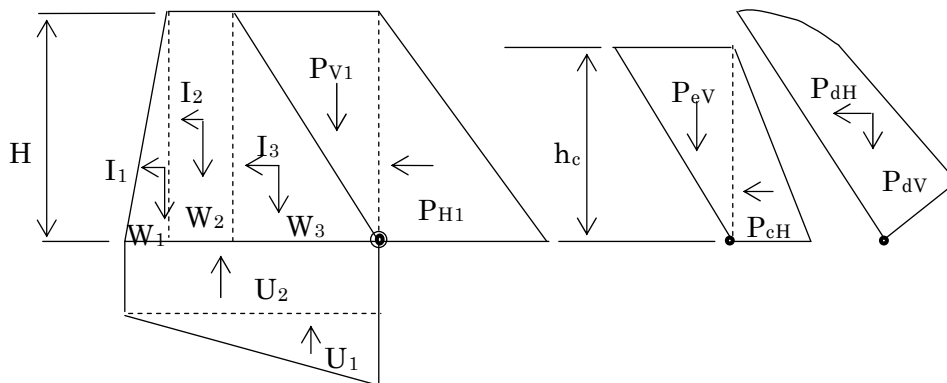


図 4.4.39 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時 $h_3=0$ ）

表 4.4.14 砂防堰堤の単位幅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 (L)	モーメント (M=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$mH + b_1 + \frac{1}{3} nH$	(+)
	W_2	$\rho_c b_1 H$	(+)		$mH + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} mH$	(+)
静水圧	P					
	P_{v1}	$\frac{1}{2} \rho_w m H^2$	(+)		$\frac{1}{3} mH$	(+)
	P_{v2}	$\rho_w m h_3 H$	(+)		$\frac{1}{2} mH$	(+)
	P_{v3}	$\rho_w b_1 h_3$	(+)		$mH + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \rho_w H^2$		(+)	$\frac{1}{3} H$	(+)
	P_{H2}	$\rho_w h_3 H$		(+)	$\frac{1}{2} H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{ev}	$\frac{1}{2} \rho_s m h_c^2$	(+)		$\frac{1}{3} m h_c$	(+)
	P_{eH}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s h_c^2$		(+)	$\frac{1}{3} h_c$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \rho_w \mu b_2 (H + h_3 - h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} b_2$	(-)
	U_2	$\rho_w b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2} b_2$	(-)
合計			V	H		M

堰堤 15m未満の場合は堤体の自重W及び静水圧Pを用いる

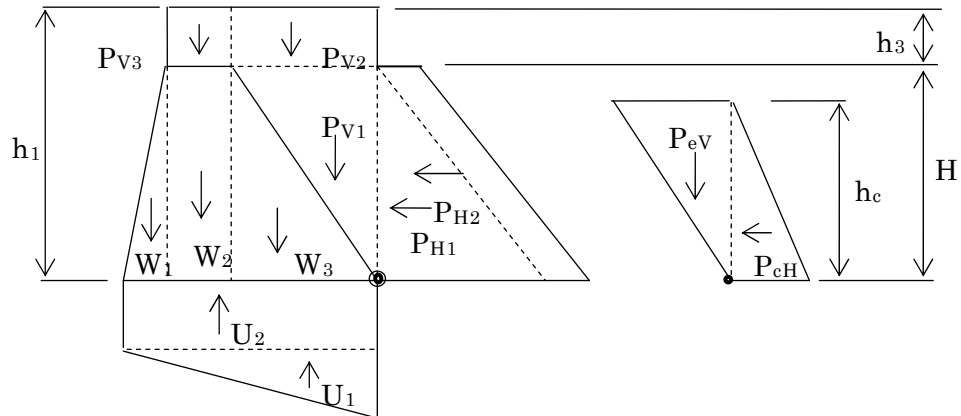


図 4.4.40 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

表 4.4.15 砂防堰堤の単位幅当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=VL+HL)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \rho_c n H^2$	(+)		$mH + b_1 + \frac{1}{3} nH$	(+)
	W_2	$\rho_c b_1 H$	(+)		$mH + \frac{1}{2} b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \rho_c m H^2$	(+)		$\frac{2}{3} mH$	(+)
静水圧	P					
	P_{v1}	$\frac{1}{2} \rho_n m (H-h)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H-h)$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \rho_n (H-h)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H-h)$	(+)
	P_{H2}	$\rho_n h (H-h)$		(+)	$\frac{1}{2} (H-h)$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{ev1}	$\frac{1}{2} \rho_s m (H-h)^2$	(+)		$\frac{1}{3} m (H-h)$	(+)
	P_{eH1}	$\frac{1}{2} C_e \rho_s (H-h)^2$		(+)	$\frac{1}{3} (H-h)$	(+)
	P_{eH2}	$C_e \rho_s h (H-h)$		(+)	$\frac{1}{2} (H-h)$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \rho_n \mu b_2 (H-h_2)$	(-)		$\frac{1}{3} b_2$	(-)
	U_2	$\rho_n b_2 h_2$	(-)		$\frac{1}{2} b_2$	(-)
土石流の重さ	P_d					
	P_{d1}	$\rho_d h m (H-h)$	(+)		$\frac{1}{2} m (H-h)$	(+)
	P_{d2}	$\frac{1}{2} \rho_d m h^2$	(+)		$m (H-h) + m \frac{h}{3}$	(+)
流体力	F	$\alpha (\rho_d / g) h U^2$		(+)	$(H-h) + h/2$	
合計			V	H		M

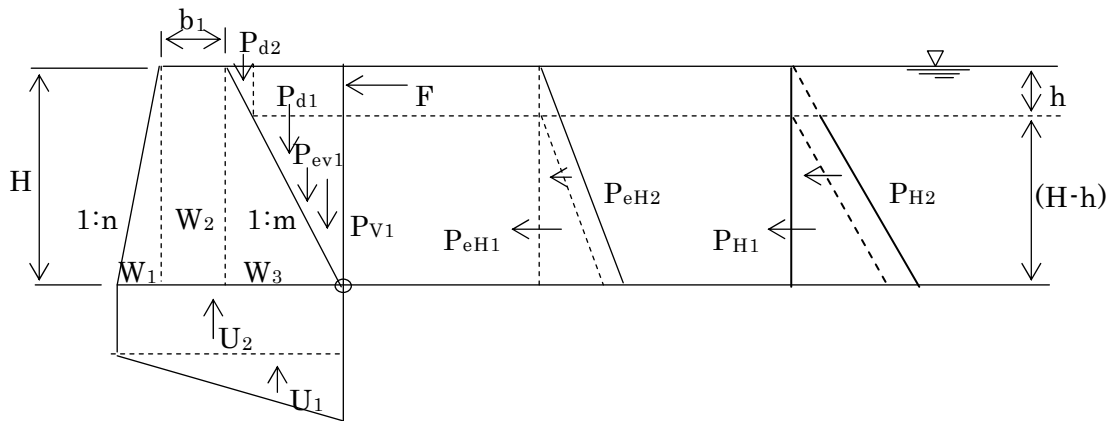


図 4.4.41 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（土石流時）

(1) 転倒に対する安定計算

$$X = \frac{M}{V} \cdots 1.6-6$$

$$0 \leq X \leq b_2 \cdots 1.6-7$$

X : 荷重の合力の作用線と堤体との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

M : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する加重のモーメントの合計 (k N・m/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (k N/m)

b_2 : 堤底幅 (m)

砂防堰堤の転倒に対する安定は、荷重の合力の堤底における作用点が堤底内にあれば確保される。

したがって式 1.6-7 にあてはまれば砂防堰堤は転倒しない。

(2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \times V + \tau_0 \times L}{H} \cdots 1.6-8$$

n : 安全率

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (k N/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (k N/m)

f : 堰堤堤体と基礎地盤との摩擦係数

τ_0 : 堰堤堤体または基礎地盤のうち小さい方のせん断強度 (k N/m²)

L : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

堰堤の設計荷重が作用したとき、堰堤堤体内、堤底と基礎地盤との接触面、基礎地盤内のいかなる部分においても滑動してはならない。

式 1.6-8 は、堤底と基礎地盤との接触面におけるせん断力による滑動に対して、安全なせん断摩擦抵抗力を有しているか検討するものである。

f および τ_0 の値は表 4.4.16 を参照すること。また L は、一般に堰堤堤底幅 (b_2) とすることが多い。

表 4.4.16 地盤のせん断強度 (k N/m²)・摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区分	せん断強度	摩擦係数	区分	せん断強度	摩擦係数
硬岩 (A)	3,000	1.2	岩塊玉石	300	0.7
中硬岩 (B)	2,000	1.0	礫層	100	0.6
軟岩 (II)	1,000	0.8	砂質層	—	0.55
軟岩 (I)	600	0.7	粘土層	—	0.45

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度および走向固結の程度等により加減して用いてよい。

(3) 堰堤堤体および基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \times \left(1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \dots 1.6-9$$

$$e = X - \frac{1}{2}b_2 \dots 1.6-10$$

b_2 : 堤底幅 (m)

σ : 堤底の上流端または下流端における垂直応力 (k N/m²)

e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離 (m)

X : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離 (m)

式 1.6-9 は、堤底の上流端または下流端における垂直応力を求める式で、値が (+) であれば圧縮応力、(-) であれば引張応力である。

堤底に引張応力を生じないためには $-1 \leq \frac{6e}{b_2} \leq 1$ でなければならない。

$e = E - \frac{1}{2}b_2$ を代入すると $\frac{1}{3}b_2 \leq X \leq \frac{2}{3}b_2$ となる。

これらのことから、転倒に対して安定であり、かつ堤底に引張応力を生じないためには、加重の合力の作用線と堤底との交点が堤底の中央 1/3 内でなければならない。

一般的には $X = \frac{2}{3}b_2$ となる断面が経済的である。

式 1.6-9 で求めた σ の値が、堰堤堤体および基礎地盤の許容応力より小さければ破壊に対して安定である。

最大垂直応力の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

地盤の許容応力は「第4章 4.6.14 安定計算に用いる数値 (11) 地盤許容支持力」を参照する。

なお、この値は標準的なものであり、構造物の重要度・地盤の風化や亀裂の程度、固結の程度等により加減して用いてよい。

4.6.16 土石流対策の堰堤の安定計算例

I. 水通し設計

1. 天端幅の検討

天端幅は最大礫径の2倍を原則とする。ただし、3m以下の場合は3m、4m以上となる場合は4mとし0.5m単位とする。

$$\text{最大礫径} : (1.0) \text{ m} \quad (\text{最大礫径}) \times 2 = 2.0 \text{ m} \quad \therefore 3.0 \text{ m}$$

2. 水通し幅

水通し幅は3m以上とし、0.5m単位とする。

[現河床幅を考慮して決定する。] 水通し幅 = 10.0m

3. 設計流量 (Q)

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」(土石時)とする。

$$\text{土砂含有を考慮した流量 (計画洪水流量)} : Q_p = (52.91) \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{土石流ピーク流量} : Q_{sp} = (75.62) \text{ m}^3/\text{s}$$

4. 設計水深 (D) (①～③の中の計算例を示している)

設計水深は、①～③の値の内、最も大きい値と④の値を考慮するものとする。

① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

③ 最大礫径の値

④ せきの公式による水深と流木止めによるせき上げを考慮した高さとし流木捕捉に必要な高さを加えた値

① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

堰の公式を用いて算出する。

$$\text{設計水深} : h_3 = (2.0) \text{ m とすると}$$



ここで、 h_3 を砂防設計公式集「越流水深 (h_3) を求める表」により仮定し、堰の公式に代入する。

$$(Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}, B_1 = 10.0 \text{ m} \rightarrow h_3 = 2.0 \text{ m})$$

水通し下幅： $b_1 = (10.0) \text{ m}$

$$\begin{aligned} Q' &= (0.71 \cdot h_3 + 1.77 b_1) \cdot h_3^{3/2} \\ &= (0.71 \cdot 2.0 + 1.77 \cdot 10.0) \cdot (2.0)^{3/2} \\ &= 54.07 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$Q' > Q = 52.91 \text{ m}^3/\text{s} \cdots \text{OK}$$

OKであるが再度 h_3 を 0.1m 単位ずつ下げ、設計流量 (Q) に対する値が OK となる最小値とする。

$h_3 = 1.9 \text{ m}$ の場合：

$$Q' = (0.71 \cdot 1.9 + 1.77 \cdot 10) \cdot 1.9^{3/2} = 49.89 \text{ m}^3/\text{s} \cdots \text{NG}$$

② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

※ 山梨県では袖部を含めない水通し断面内で処理することを基本とする。

粗度係数 $: K_n = (0.1)$

土石流ピーク流量 $: Q_{sp} = (75.62) \text{ m}^3/\text{s}$

水通し下幅 $: B_1 = (10.0) \text{ m}$

計画堆砂勾配

$$\left(\frac{2}{3} \theta \right) : \theta' = (7.5)^\circ$$

- 越流水深（土石流の表面水位） $z = 1.6 \text{ m}$ と仮定

$$B_{da} = B_1 + z = 10.0 + 1.6 = 11.6$$

$$A_d = \frac{1}{2} \times (2 \times B_1 + z) \times z = \frac{1}{2} \times (2 \times 10.0 + 1.6) \times 1.6 = 17.28$$

$$U = \frac{1}{K_n} \times D_d^{2/3} \times (\sin \theta)^{1/2} = \frac{1}{0.1} \times 1.49^{2/3} \times (\sin 7.5^\circ)^{1/2} = 4.713$$

$$Q_{spcal} = U \times A_d = 4.713 \times 17.28 = 81.44$$

$$Q_{spcal} = 81.44 \text{ m}^3/\text{s} \geq Q_{sp} = 75.62 \text{ m}^3/\text{s}$$

- 越流水深（土石流の表面水位） $z = 1.5 \text{ m}$ と仮定

$$B_{da} = B_1 + z = 10.0 + 1.5 = 11.5$$

$$A_d = \frac{1}{2} \times (2 \times B_1 + z) \times z = \frac{1}{2} \times (2 \times 10.0 + 1.5) \times 1.5 = 16.125$$

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} = \frac{16.125}{11.5} = 1.402$$

$$U = \frac{1}{K_n} \times D_d^{\frac{2}{3}} \times (\sin \theta)^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0.1} \times 1.402^{\frac{2}{3}} \times (\sin 7.5^\circ)^{\frac{1}{2}} = 4.526$$

$$Q_{spcal} = U \times A_d = 4.526 \times 16.125 = 72.98$$

$$Q_{spcal} = 72.98 \text{ m}^3/\text{s} < Q_{sp} = 75.62 \text{ m}^3/\text{s}$$

以上により、 $z = 1.6 \text{ m}$

③ 最大礫径の値 (D_{95})

$$\therefore 1.0 \text{ m}$$

上記①～③より算出した値の内、最も大きい値を設計水深 (D) とする。

$$\therefore 2.0 \text{ m}$$

5. 水通し断面の余裕高 (Δh)

余裕高は表-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 に示す値以下に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。

$$\text{設計流量} : Q = (52.91) \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{設計水深} : D = (2.00) \text{ m}$$

$$\text{余裕高} : \Delta h_1 = 0.6 \text{ m (表-1 より)}$$

表-1 余裕高

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

$$\text{計画堆砂勾配} : \theta = (7.5)^\circ \quad \theta = \tan^{-1} (1/7.6)$$

$$\text{余裕高比} : \Delta h_2 / D > 0.50 \text{ (表-2 より)}$$

$$\Delta h_2 = 0.50 \times D = 0.50 \times 2.0 = 1.00 \text{ m} \approx 1.10 \text{ m}$$

$$1.10 / 2.00 = 0.55 > 0.50 \quad \therefore \text{OK}$$

表-2 溪床勾配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

上記 Δh_1 、 h_2 の内、大きい方の値を余裕高 (Δh) とする。 $\therefore 1.10\text{m}$

6. 水通し断面の高さ (H)

堰堤の水通し断面は、設計水深を求め余裕高を加えて決定することを原則とする。

$$H = \text{設計水深} + \text{余裕高} = 2.0 + 1.1 = 3.1\text{m} \quad \therefore 3.1\text{m}$$

II. 安定計算に必要とされる数値

1. 土圧係数 (C e)

$$\text{体積土砂の水中における内部摩擦角} : \phi = (35)^\circ \quad \sin \phi = (0.57)$$

$$C e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi) = (1 - 0.57) / (1 + 0.57) = 0.27$$

ここで、 $0.3 \leq C e \leq 0.6$ とする。 $\therefore C e = 0.3$

2. 堆積地内の砂礫の泥水単位体積重量 (σ_s)

$$\text{礫の単位体積重量} : W_{s1} = (25.51) \text{ k N/m}^3$$

$$\text{泥水の単位体積重量} : W_0 = (11.77) \text{ k N/m}^3$$

$$\text{溪床堆積物の容積土砂濃度} : C_* = (0.6)$$

$$\sigma_s = C_* \cdot W_{s1} - C_* \cdot W_0 = 0.6 \times 25.51 - 0.6 \times 11.77 = 8.244 \text{ k N/m}^3$$

3. 土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量 (σ_f)

$$\text{泥水の単位体積重量} : W_0 = (11.77) \text{ k N/m}^3$$

$$\text{土石流の単位体積重量} : \rho_d = (16.4) \text{ k N/m}^3$$

$$\sigma_f = \rho_d - W_0 = 16.4 - 11.77 = 4.63 \text{ k N/m}^3$$

Ⅲ. 砂防堰堤の安定計算

水平力の合計： $H = (1,532.43) \text{ k N}$

鉛直力の合計： $V = (3,657.38) \text{ k N}$

モーメントの合計： $M = (29,941.29) \text{ k N} \cdot \text{m}$

摩擦係数： $f = (0.6)$ 表-1.9 参照

堤体の底幅： $b_2 = (13.15) \text{ m}$

$$b_2 = (n + m) H + B = (0.2 + 0.5) \times 14.5 + 3.0$$

1. 滑動に対する安定計算（安全率： $n = 1.2$ とする）

$$f_v / H = 0.6 \cdot 3,657.38 / 1,532.43 = 1.43$$

$$\therefore f_v / H \geq 1.2 \quad \text{OK}$$

2. 転倒・破壊に対する安定計算

$$X = M / V = 29,941.29 / 3,657.38 = 8.19 \text{ m}$$

$$(1/3 \cdot 1) \quad (X) \quad (2/3 \cdot 1)$$

$$\therefore 4.38 \leq 8.19 \leq 8.77 \quad \text{OK}$$

3. 砂防設計公式集を参考にして、上流法勾配 (m) を推定し安定計算を実施する。

滑動および転倒・破壊に対する安定計算のどちらかがNOの場合は、上流法勾配を 0.05 ずつ増し、共にOKとなる値を採用する。

また、安定する場合は逆に上流法勾配を 0.05 減し、確認する。

よって、上流法勾配 $m = 0.5$ となる。

4. 垂直応力の算出

堰堤に設計荷重が作用したときに、堰堤堤体および基礎地盤に生じる応力は、許容応力を越えてはならない。

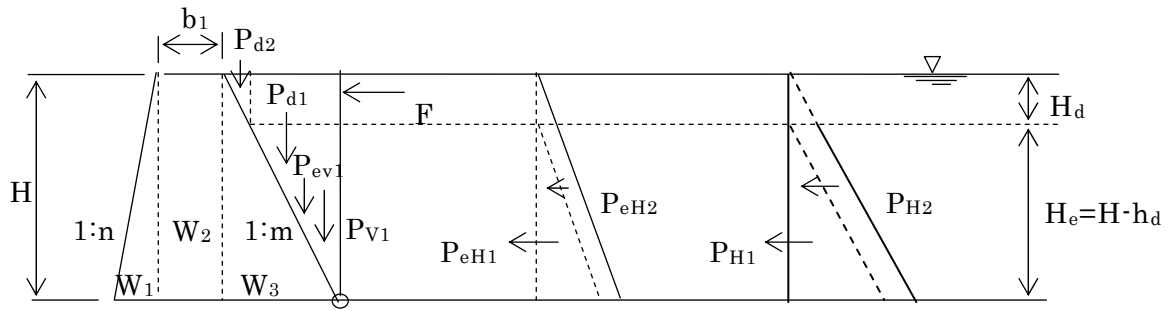
$$e = X - 1/2 \times b_2 = 8.19 - 1/2 \times 13.15 = 1.62 \text{ m}$$

$$\langle \text{下流側} \rangle \quad \sigma = V / b_2 (1 + 6e / b_2)$$

$$= 3,657.38 / 13.15 (1 + 6 \times 1.62 / 13.15) = 483.71 \text{ k N/m}^2$$

$$\langle \text{上流側} \rangle \quad \sigma = V / b_2 (1 - 6e / b_2)$$

$$= 3,657.38 / 13.15 (1 - 6 \times 1.62 / 13.15) = 72.55 \text{ k N/m}^2$$



設計荷重	記号	計算式	垂直力 (V)	水平力 (H)	腕の長さ (L)		モーメント (M)
堤体の自重	W1	$1/2 \cdot \sigma c \cdot n \cdot H^2$ $1/2 \cdot 22.56 \cdot 0.2 \cdot (14.5)^2$	474.32	—	$1/3 \cdot n \cdot H \cdot B_2 + m \cdot H$ $1/3 \cdot 0.2 \cdot 14.5 + 3.0 + 0.5 \cdot 14.5$	11.22	5321.87
	W2	$\sigma c \cdot B_2 \cdot H$ $22.56 \cdot 3.0 \cdot 14.5$	981.36	—	$1/2 \cdot B_2 + m \cdot H$ $1/2 \cdot 3.0 + 0.5 \cdot 14.5$	8.75	8586.90
	W3	$1/2 \cdot \sigma c \cdot m \cdot H^2$ $1/2 \cdot 22.56 \cdot 0.5 \cdot (14.5)^2$	1185.81	—	$2/3 \cdot m \cdot H$ $2/3 \cdot 0.5 \cdot 14.5$	4.83	5727.46
静水圧	PV1	$1/2 \cdot \sigma n \cdot m \cdot H_e^2$ $1/2 \cdot 11.77 \cdot 0.5 \cdot (13.13)^2$	507.28	—	$1/3 \cdot m \cdot H_a$ $1/3 \cdot 0.5 \cdot 13.13$	2.19	1110.94
	PH1	$1/2 \cdot \sigma n \cdot H_a^2$ $1/2 \cdot 11.77 \cdot (13.13)^2$	—	1014.56	$1/3 \cdot H_a$ $1/3 \cdot 13.13$	4.38	4443.77
	PH2	$hd \cdot \sigma n \cdot H_e$ $1.37 \cdot 11.77 \cdot 13.13$	—	211.72	$1/2 \cdot H_e$ $1/2 \cdot 13.13$	6.57	1391.00
堆砂圧	PeV1	$1/2 \cdot \sigma s \cdot m \cdot H_e^2$ $1/2 \cdot 8.2 \cdot 0.5 \cdot (13.13)^2$	353.41	—	$1/3 \cdot m \cdot H_a$ $1/3 \cdot 0.5 \cdot 13.13$	2.19	773.97
	PeH1	$1/2 \cdot C_e \cdot \sigma s \cdot H_e^2$ $1/2 \cdot 0.3 \cdot 8.2 \cdot (13.13)^2$	—	212.05	$1/3 \cdot H_a$ $1/3 \cdot 13.13$	4.38	928.78
	PeH2	$C_e \cdot \sigma f \cdot hd \cdot H_e$ $0.3 \cdot 4.6 \cdot 1.37 \cdot 13.13$	—	24.82	$1/2 \cdot H_e$ $1/2 \cdot 13.13$	6.57	163.07
土石流の重さ	Pd1	$\sigma d \cdot hd \cdot m \cdot H_e$ $16.4 \cdot 1.37 \cdot 0.5 \cdot 13.13$	147.50	—	$1/2 \cdot m \cdot H_a$ $1/2 \cdot 0.5 \cdot 13.13$	3.28	483.80
	Pd2	$1/2 \cdot \sigma d \cdot m \cdot hd^2$ $1/2 \cdot 16.4 \cdot 0.5 \cdot (1.37)^2$	7.70	—	$m \cdot H_e + 1/3 \cdot 0.5 \cdot 1.37$ $0.5 \cdot 13.13 + 1/3 \cdot 0.5 \cdot 1.37$	6.79	52.28
土石流流体力	F	別紙計算書の通り	—	69.28	$H_e + 1/2 \cdot hd$ $13.13 + 1/2 \cdot 1.37$	13.82	957.45
合計			3657.38	1532.43			29941.29

H=14.5m
(ダム高)
B2=3.0m
(水通し天端幅)
n=0.2
(下流法勾配)
m=0.5
(上流法勾配)
hd=1.37
(土石流水深)

★上流法勾配(m)は、砂防設計公式集(黒本)により仮定する。(H=14.5m, h3=1.9m→m=0.5)

4.7 基礎の設計

4.7.1 堰堤基礎の安定

堰堤基礎の所要の支持力並びにせん断摩擦抵抗力を有し、浸透水等により破壊しないようにしなければならない。

< 解説 >

砂防堰堤の基礎は、安全性等から岩盤が原則である。

しかしながら、計画上やむを得ず砂礫基礎とする場合は、できる限り堰堤高を 15m 未満に押えるとともに原則として均一な地層を選定しなければならない。

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

(1) 地盤支持力

堰堤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は、

- i) 堰堤の揚圧力を無視した最大値が支盤の許容支持力度以内に収まっているかどうかを検討し、
- ii) 砂礫基礎の場合は均一な基礎を有しているとは限らないので平板載荷試験を実施し、支持力を確認する。

副ダム等の安定計算を行う構造物についても、平板載荷試験を実施するものとする。

また、基礎処理として地盤改良を計画している場合には、以下のフローに従うものとする。

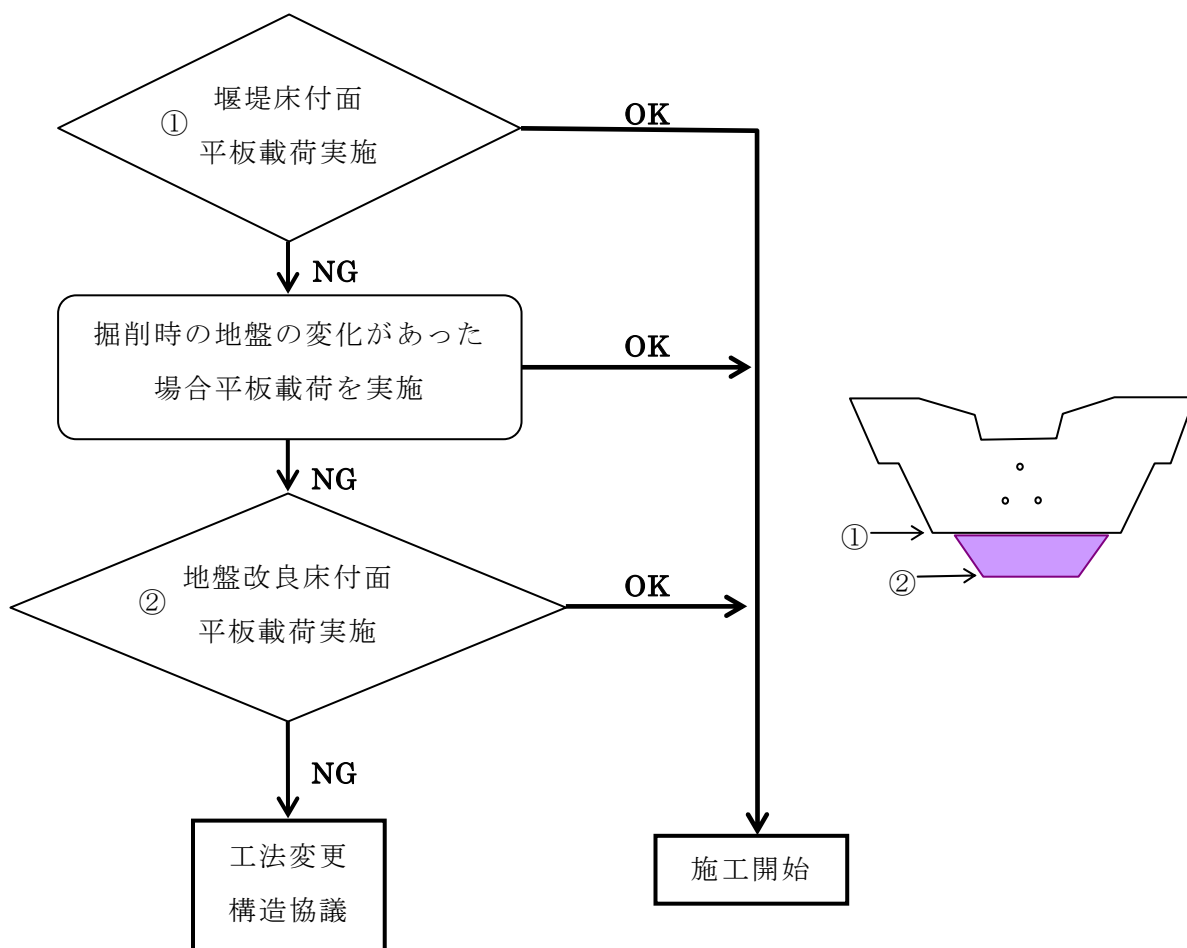


図 4.4.42

※ 工法変更を行う場合は、構造協議が必要となる場合があるため、砂防課と協議を行うものとする。

4.7.2 砂防堰堤基礎根入れ

表 4.4.17 基礎根入れ深さ

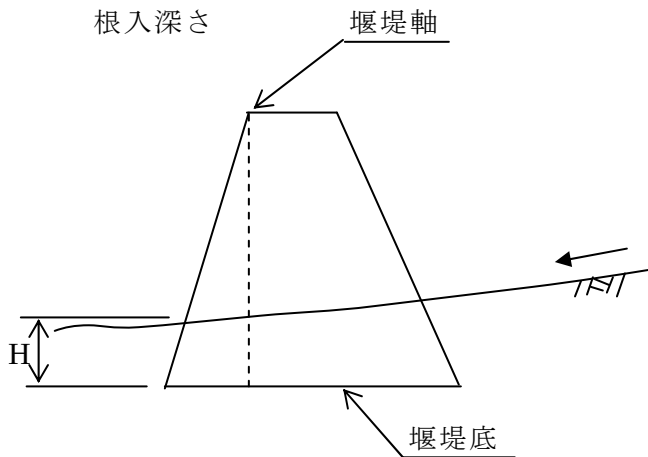
堰堤構造	地質		
	硬・中硬岩	軟岩	土砂・礫・玉石
主堰堤	1.0～1.5m	1.5～2.0m	2.5～3.0m
副堰堤及び垂直壁	主堰堤に準ずる		

注) 上表の数値は**一般的に大きいもの**を採用し、これに抛り難い場合には、地質等から判断するものとする。

また、この場合については事前に砂防課と協議を行うものとする。

(1) 砂防堰堤基礎根入れの標準

1) 基礎根入れが同一の地層の場合



H : 基礎根入れ深さ (m)

① 土砂・礫・玉石

$$H = 2.5 \sim 3.0 \text{ m}$$

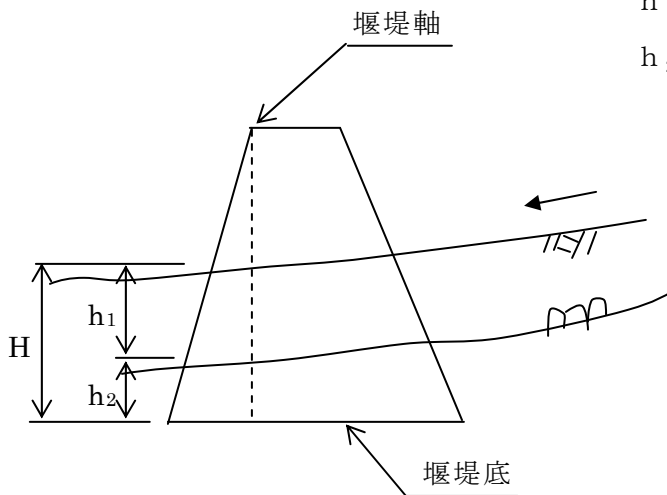
② 軟岩 (I) 軟岩 (II)

$$H = 1.5 \sim 2.0 \text{ m}$$

③ 硬・中硬岩の場合

$$H = 1.0 \sim 1.5 \text{ m}$$

2) 基礎根入れが同一の地層でない場合



H : 根入れ深さ (m)

h_1 : 土砂・礫・玉石の層の根入れ深さ (m)

h_2 : 岩盤の根入れ深さ (m)

イ) 土砂・礫・玉石の層のある軟岩

(I) (II) の場合 H は、 $h_1 + 2.0 \text{ m}$ と 3.0 m の値のうち小さい方を採用する。

ロ) 土砂・礫・玉石の層のある中硬岩、

硬岩の場合 H は、 $h_1 + 1.5 \text{ m}$ と 3.0 m の値のうち小さい方を採用する。

図 4.4.43

<基礎根入れ設計上の注意>

基礎根入れの設計にあたっては基礎根入れの深さの基準値を考慮するとともに労働安全衛生規則を順守するようにつとめねばならない。

(2) 砂防堰堤のカットオフ

カットオフはパイピングの恐れが有り遮水する場合と、下流部の洗掘から基礎部を保護する場合等に設置する。

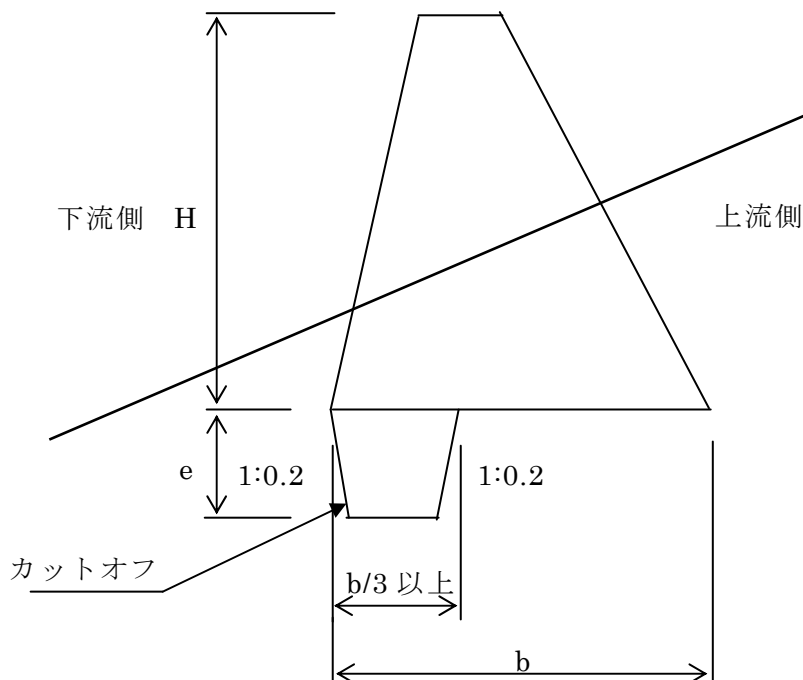


図 4.4.44

H：堰堤高はHとして取り扱う。副堰堤を設ける場合の重複高にはカットオフ根入れ部（e）は含めない。

e：カットオフ根入れ深は次の表を標準とする。

表 4.4.18

地質	軟岩以上
カットオフ 根入れ深（e）	1.0～1.5m

- ・ 砂礫地盤の場合でも、十分な支持力があり、上記カットオフの検討が必要な場合には、砂防課と協議すること。

(3) 経済性を図ることを目的とする場合

溪床勾配が急（岩盤で一般に 1/10 以上）で、上流側の根入れおよび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がある。

堰堤用地の条件（例えば溪床勾配が急な場合等）によっては堰堤下流深と上流深の地盤高に著しい差があるため堤底を水平とすると不経済になる場合がある。

この場合は堰堤の安全性を確保できる範囲で堰堤上流側底部の一部を省略することができる。

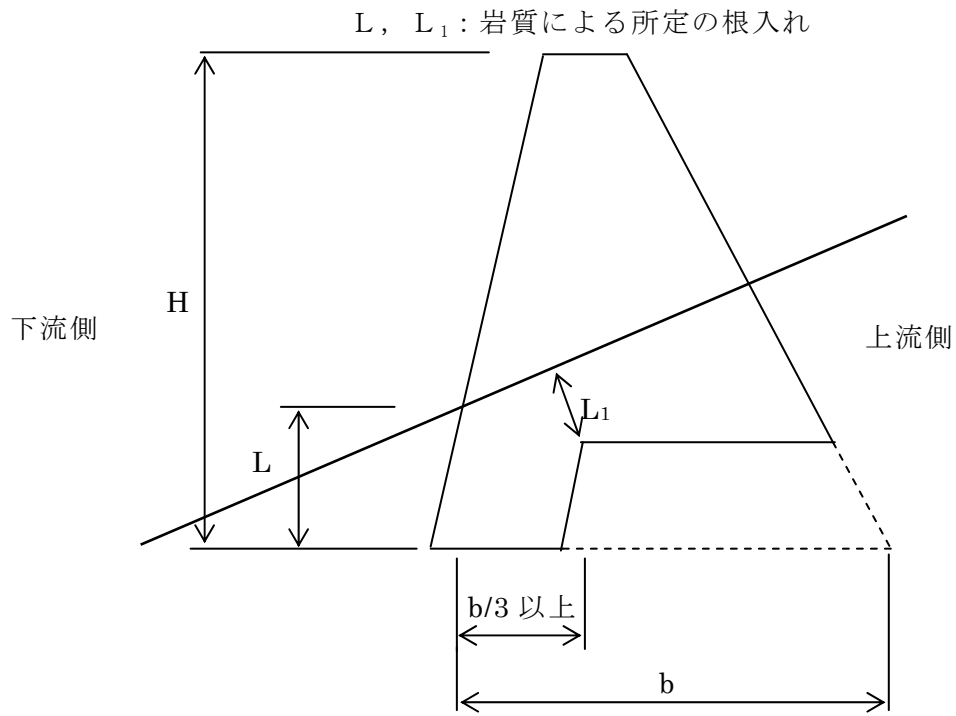


図 4. 4. 45

4.8 袖の設計

堰堤は、洪水等を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計する。なお、その構造は次によるものとする。

- 1 袖天端の勾配は、上流の計画堆砂勾配と同程度かそれ以上とする。
(土石流対策堰堤・・・**現況河床**勾配程度(最急勾配 1/4))
(流砂調整堰堤・・・**平常時堆砂**勾配(最急勾配 1/8))
- 2 袖天端の幅は、水通し**天端幅以下**とする。ただし、**1.5m以上**とする。
- 3 袖の兩岸へかん入は、堰堤基礎と同程度の地盤まで行うものとする。
- 4 袖の兩岸のかん入で、断続的な岩着（局所的な土中かん入の混在）避けること。
- 5 堰堤施工位置が限定され、また、直線では良好な堰堤用地が得られない場合は、袖折れ堰堤を計画することができる。

< 解説 >

(1) 袖勾配の延長

- ① 袖勾配を付ける区間は地山までまたは、平常時堆砂勾配（最急勾配 1/8）の分母値を m （メートル）で読みかえた数値のうちの短い方を採用し、残り部分の袖天端は水平とする。
- ② 左右岸の袖長が異なって袖天端の高さが異なる場合もある。

例：（ i ：平常時堆砂勾配の分母値）

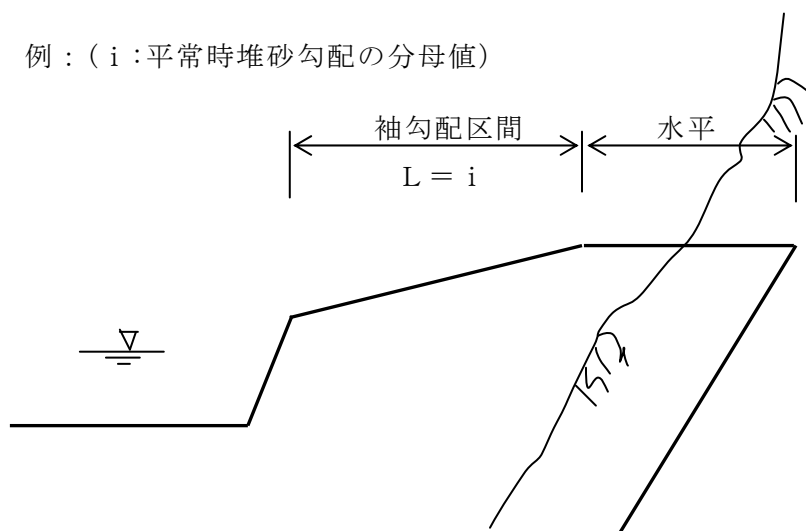


図 4.4.46

例：土石流・流木対策堰堤

現況溪床勾配 1/4 とした場合

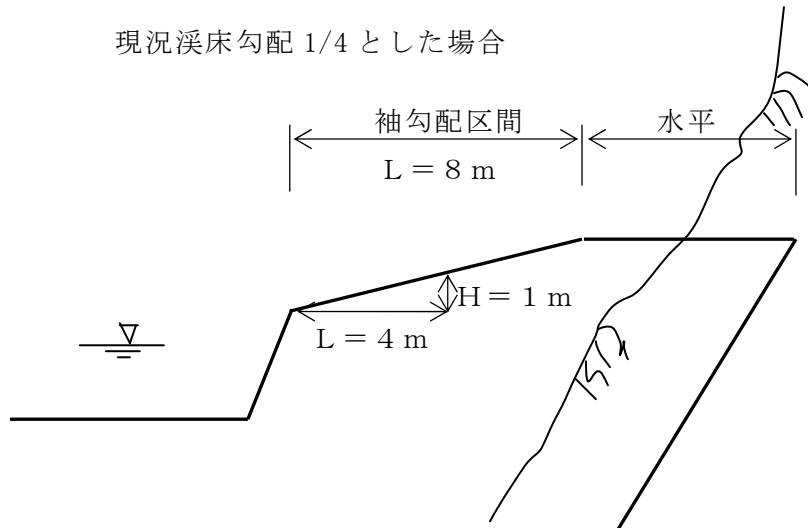


図 4. 4. 47

例：流砂調整堰堤

現況溪床勾配 1/4 とした場合

平常時堆砂勾配は 1/8 となる

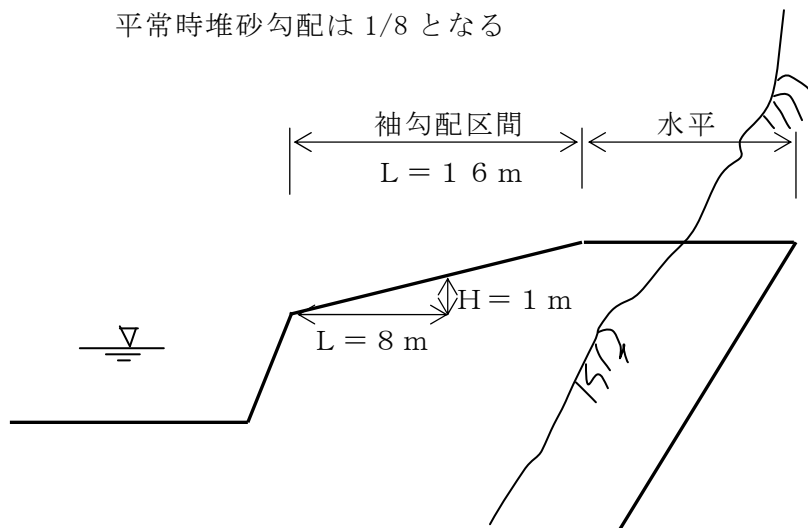


図 4. 4. 48

(2) 袖の天端幅

袖の天端幅は水通し天端幅以下とし、構造上の安全性も考慮して定めるものとする。

- ① 堰堤に想定される外力に対して安全な幅とする。

特に土石流の発生が予想される箇所では、袖が土石流の衝撃及び流木の衝撃によりせん断されないように検討し、場合によっては袖部の拡幅および補強を考慮するか、上流部に袖保護の巻止め護岸を設ける等の対策を考慮する。

- ② 管理上支障のない幅とする。

(3) 袖の断面

袖の断面は**下流側水通しから下の法勾配と一致させ、上流側直**を原則とする。袖高が高くなるに従って袖天端が薄くなり外力に対する袖の安定上または維持管理上適当でない場合は、袖の最低厚さは最低 1.5m程度を確保するものとし、袖部の下流法により調整することを原則とする。

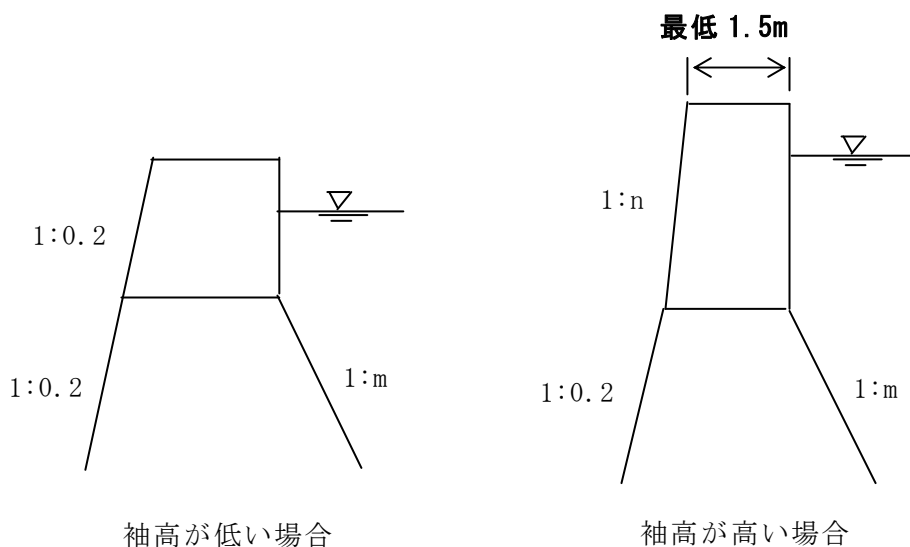


図 4.4.49

(4) 袖折れ堰堤割り増しコンクリート (V') および型枠 (A') の算出法

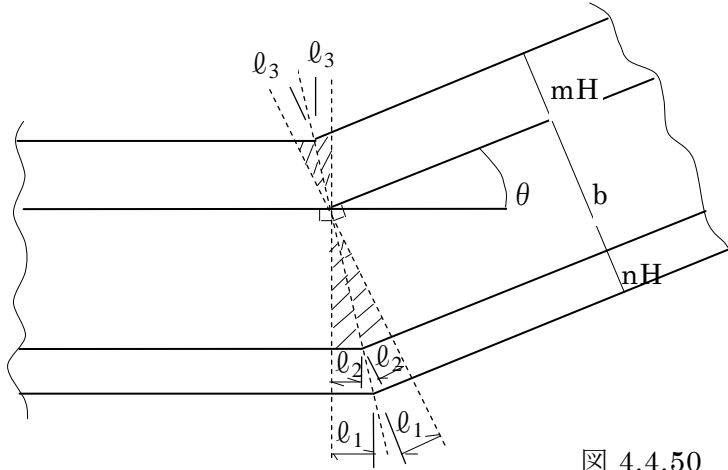
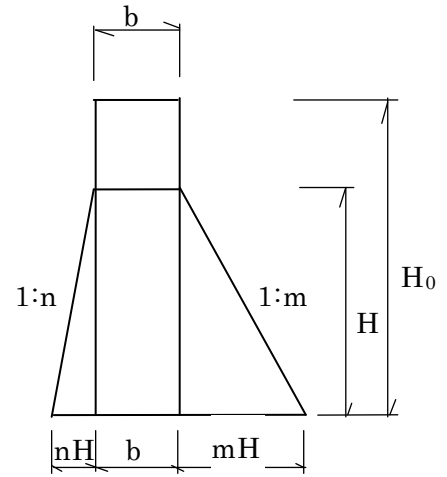


図 4.4.50



(イ) コンクリート

$$V' = l_2 b H_0 + \frac{1}{3} \times n H^2 (2l_2 + l_1) - \frac{1}{3} \times l_3 m H^2$$

注 1、誘導式

$$l_1 = l'_1 = (b + nH) \times \tan \frac{\theta}{2}$$

$$l_2 = l'_2 = b \times \tan \frac{\theta}{2}$$

$$l_3 = l'_3 = mH \times \tan \frac{\theta}{2}$$

$$V' = \frac{1}{2} l_2 b H_0 + \frac{1}{2} l''_2 b H_0 + \frac{1}{6} n H^2 (2l_2 + l_1) + \frac{1}{6} n H^2 (2l'_2 + l'_1) - \frac{1}{6} l_3 m H^2 - \frac{1}{6} l'_3 m H^2$$

$$= \frac{1}{2} l_2 b H_0 + \frac{1}{2} l_2 b H_0 + \frac{1}{6} n H^2 (2l_2 + l_1) + \frac{1}{6} n H^2 (2l_2 + l_1) - \frac{1}{6} l_3 m H^2 - \frac{1}{6} l_3 m H^2$$

$$= l_2 b H_0 + \frac{1}{3} n H^2 (2l_2 + l_1) - \frac{1}{3} l_3 m H^2$$

(ロ) 型枠 A'

$$A' = (l_1 + l_2) \times \frac{1}{2} \times H \times \sqrt{1+n^2} \times 2 + l_2 (H_0 - H) \times 2 - l_3 \times H \times \sqrt{1+m^2} \times \frac{1}{2} \times 2$$

$$= (l_1 + l_2) \times H \sqrt{1+n^2} + 2l_2 (H_0 - H) - l_3 H \sqrt{1+m^2}$$

(5) 袖の両岸へのかん入

袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、以上な洪水や土石流により越流することも考えられ、これによる袖の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤本体の破壊の原因になりやすい。袖はこれらに対処するため、袖のかん入の深さを本体と同程度の安全性を有する地盤までとし、特に砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の基礎の安定を図るべきである。

表 4.4.19 袖かん入長

堰堤構造 \ 地質	硬・中硬岩	土砂・礫・玉石
	主堰堤	1.5～2.0m以上
副堰堤及び垂直壁	主堰堤に準ずる	

注) 上表の数値は**一般的に大きいもの**を採用し、これに拠り難い場合には、地質等から判断するものとする。

また、この場合については事前に砂防課と協議を行うものとする。

表 4.4.20 サイド根入れ深さ

堰堤構造 \ 地質	硬・中硬岩	軟岩	土砂・礫・玉石
	主堰堤	1.5m	2.0m
副堰堤及び垂直壁	主堰堤に準ずる		

注) 1. 地質に応じて上表範囲内で修正する。

2. 根入れは、附着および摩擦面積を増し滑動に対する安全を増すため段切とする。ただし、水通し部より上部については、掘削のり面勾配に合わせるものとする。(堤長 0.5m単位となるようにする。) また、岩盤の場合は、段切とせず岩盤線に平行な根入れとする。

- (6) 段切は、直高で**最大 4.0m以下**とし、水平にステップを**2.0m以上**設ける。段切勾配は下表を標準とするが、摘要にあたっては経済性に注意すること。

表 4.4.21 最急段切勾配

土 質	段切勾配	備考
土 砂 礫混じり土・玉石混じり土	1:0.5	粘性土の場合は現場状況による
軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ） 中硬岩・硬岩	1:0.3	

注) 袖端部の掘削勾配で**直高 5.0mを越えるものは 1 : 0.6**で切る。

労働安全規則 第 356 条の表より、掘削面の高さが 5m 以上の場合、掘削面の勾配を 60 度以下としている（その他の地山の場合）

- (7) 堰堤軸に直角方向の掘削

表 4.4.22

土 質	H ≤ 5m	H ≥ 5m
土 砂 礫混じり土・玉石混じり土	1:0.5	1:0.6
軟岩（Ⅰ）・軟岩（Ⅱ） 中硬岩・硬岩	1:0.3	

岩盤の場合、袖部小口は、極端な鋭角を避けるため、段切り勾配を 1:0.6 程度とする。

原則として下図のとおりとするが、地形、地質、他の条件によってやむを得ない場合は、労働安全衛生規則をおかない範囲で変更すること。

(a) 地山が砂礫・岩塊玉石の場合

i) 勾配が1.5割より急な場合

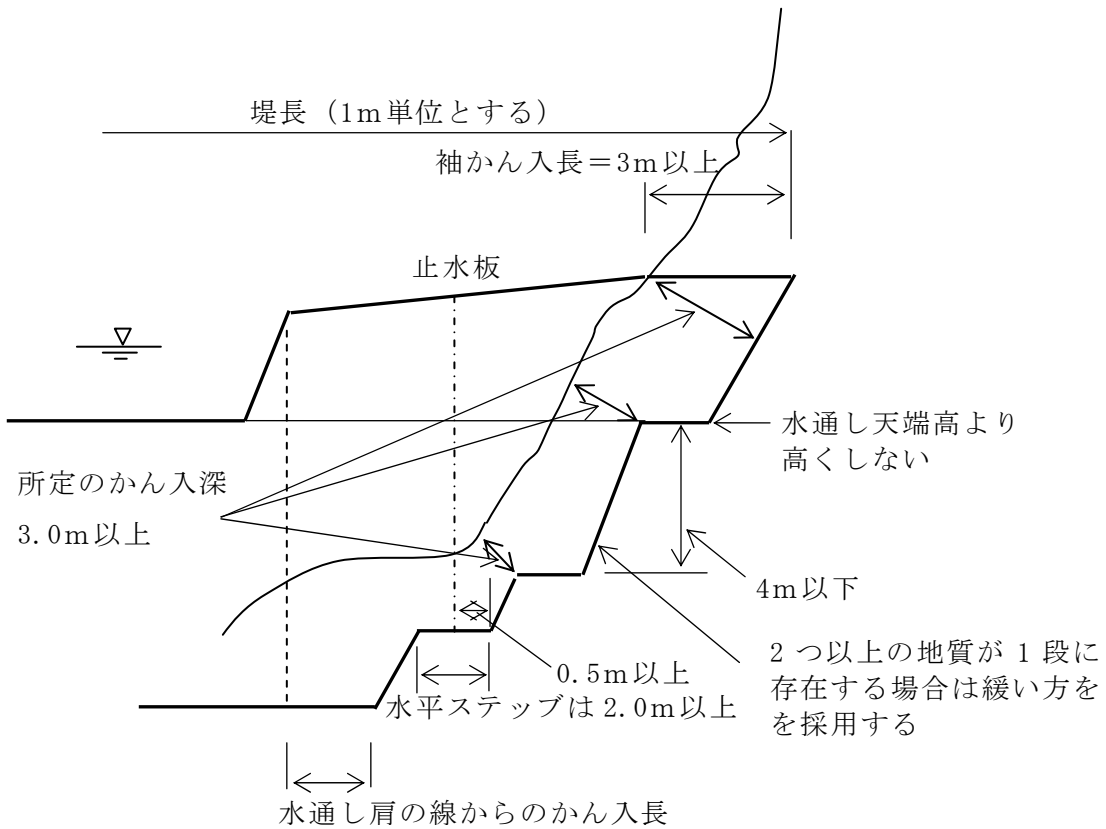


図 4.4.51

表 4.4.23 基礎底面の範囲 (水通し肩の線からのかん入長)

堰堤構造	地質		
	硬・中硬岩	軟岩	土砂・礫・玉石
主堰堤	現場条件による	1.5m以上	
副堰堤及び垂直壁	主堰堤に準ずる		

ii) 勾配が1.5割より緩い場合

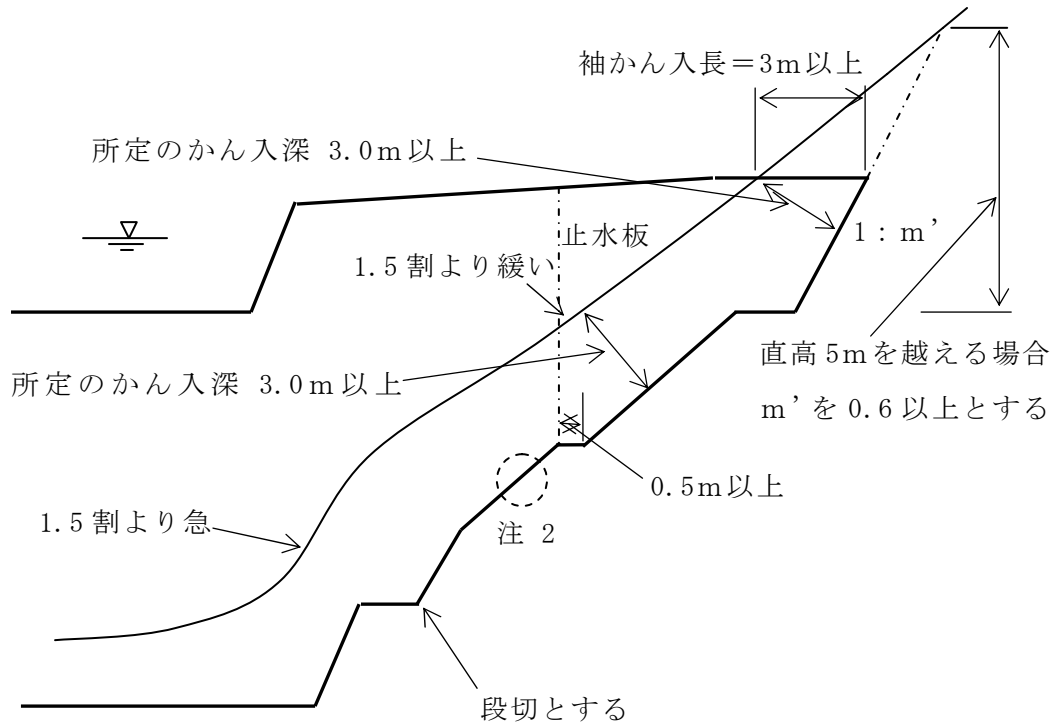


図 4.4.52

注1) 地山勾配に合わせてできるだけ堰堤部の変化点は少なくする。

注2) 地山勾配が2割より急で区間が長い場合は、小段等を検討する。

(b) 地山が岩盤の場合

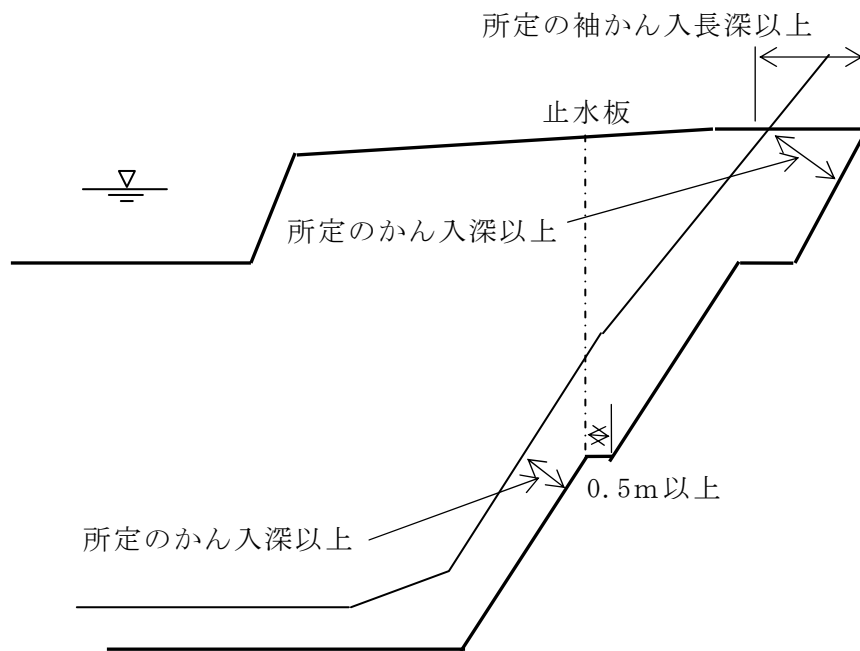


図 4.4.53

(8) 屈曲部における堰堤の袖高

洪水流は流路の屈曲部凹岸側の水位上昇が見られるので屈曲部に築造する砂防堰堤の凹岸部の袖高は必要に応じて凸岸部の袖高より高くする場合がある。

(9) 袖折れ堰堤

堰堤軸は直線を原則とするが、堰堤用地下流で山脚が逃げる場合、等高線に直になるよう、上流側へ袖を折った堰堤を計画できる。

袖折れ堰堤の袖勾配については堰堤平常時堆砂勾配を考慮する必要がある。

なお、袖折り地点はLevel区間に計画するようにしないと、施工および計算がむずかしいので注意する。

(注) 袖折り地点には止水板の計画を行わないことを原則とする。

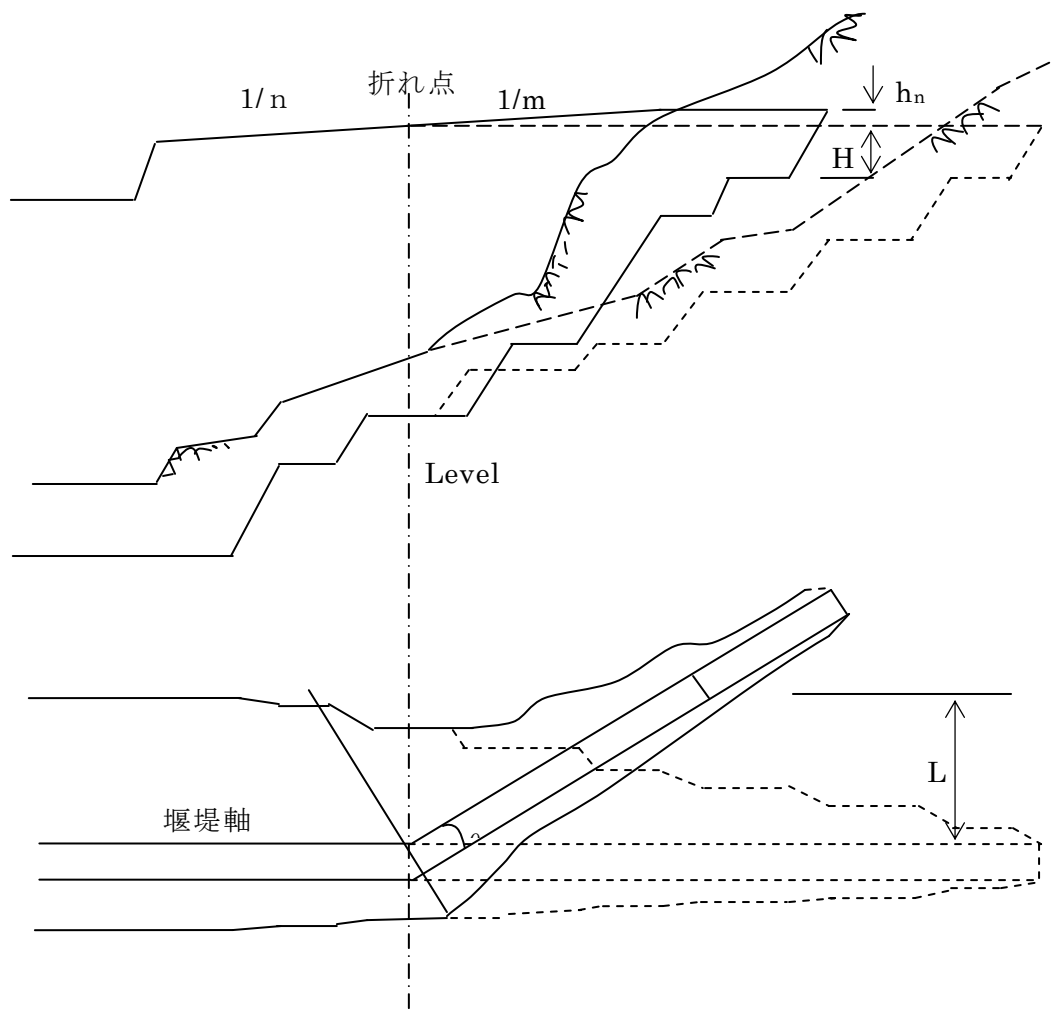


図 4.4.54 袖部折り曲げ図

注) 袖高Hは、(規定の高さ) + L × (平常時堆砂勾配) 以上とする。

4.8.1 袖の安定（土石流対策堰堤）

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。ただし、流木の衝撃力の採用にあたっては砂防課と協議すること。

< 解説 >

袖部の断面は、下流のり勾配を本体下流のり勾配に一致させ、上流のり勾配は直を原則とする。

また、礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力について袖部の安定計算を行い、必要に応じて補強を行う。ただし、袖部と本体の境界面状におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

袖部の安定計算は次の通りである。

- ① 土石流の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に、礫衝突速度による安定計算を行うものとする。このときの礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径とする。
- ② 袖部のコンクリートは打継目毎に1ブロックに対して土石流フロント部の流体および衝撃力を与え、以下に示すa, bについて検討する。
 - a せん断摩擦安全率の検討（滑動に対する安定）
 - b 許容圧縮応力度、許容曲げ引張応力度以内となっているか。
- ③ 袖部と本体の境界面上における計算上不安定となる場合には、以下の対策を実施する。
 - a せん断摩擦安全率が4以下となる場合
袖部を上流側に出して袖の天端幅を広げるか、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させる。なお、緩衝材により保護をする場合、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。

b 引張り応力が許容値を上回る場合

その引張り応力を鉄筋、鉄骨による補強を行う。配置については、袖部と境界面をまたぐように設置する。

(1) 土石流衝突力

礫の衝突により堤体のうける衝撃力（P）は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。

< 解説 >

マスコンクリートでは、次式で土石流衝突力（P）が推定できる。

$$P = n \cdot \alpha^{3/2}$$

P：衝撃力（N）

$$\alpha：\text{へこみ量（m）} \quad \alpha = \left(\frac{5U_f^2}{4n_1 \times n} \right)^{\frac{2}{5}}$$

$$n： \quad n = \left\{ \frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2} \right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$n_1： n_1 = \frac{1}{M^2}$$

U_f ：礫の速度（土石流フロント部分）

$$M^2：\text{礫の質量（N} \cdot \text{m/sec}^2\text{）} \quad M^2 = \frac{W_R}{g}$$

$$W_R：\text{礫の重量（N）} \quad W_R = \frac{4}{3}\pi R^3 \times \rho_R$$

g：重力加速度 9.81（m/sec²）

ρ_R ：礫の単位体積重量 25.51×10³（N/m³）

ρ_C ：コンクリートの単位体積重量 22.56×10³（N/m³）

π ：円周率 3.14

R：最大礫径の半径（m） $R = D_{95}/2$

$$K_1 = \frac{1-\iota_1^2}{\pi E_1} \quad K_2 = \frac{1-\iota_2^2}{\pi E_2}$$

K_1, K_2 ：定数

ι_1 ：コンクリートのポアソン比 0.194

ι_2 ：礫のポアソン比 0.23

E_1 ：コンクリートの終局強度割線弾性係数 0.1×2.6×9.81×10⁹（N/m²）

E_2 ：礫のヤング係数 5.0×9.81×10⁹（N/m²）

(2) 礫の衝突速度による補正

衝撃力を算出するには、礫の衝突速度に応じた補正を行う。

< 解説 >

一般にマスコンクリートに礫が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力は小さくなることが知られているので、衝撃力を図 4.3.37 に従って実際に袖部のコンクリートに作用する衝撃力 (P_R) を計算する。

水山、伊巻：砂防堰堤に対する土石流衝撃力実験

土木技術資料V0122-NO11の一部を改変

$$P_R = \beta \cdot P$$

P_R ：補正後の土石流衝撃力 (k N)

P ：土石流衝撃力 (k N)

β ：補正係数 図-1.23

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

E ：係数 (m^2/sec^2)

$$E = \frac{M_2}{M_1} U^2$$

M_1 ：打設ブロック毎の袖部コンクリートの質量 ($k N/sec^2$)

M_2 ：礫の質量

U ：衝突速度 (土石流ピーク流量のフロント部の流速)

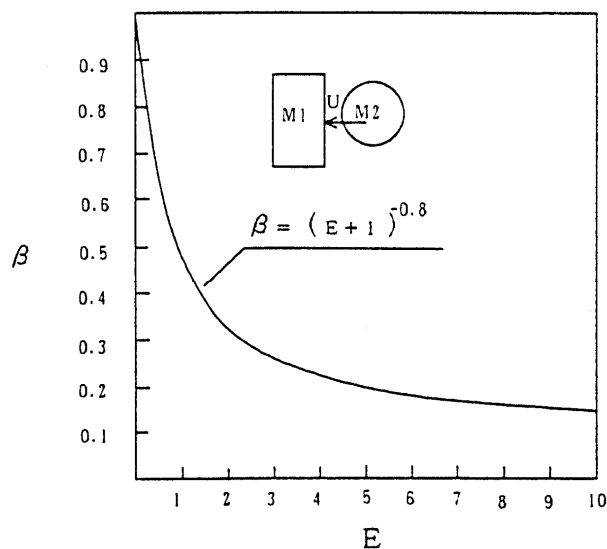


図 4.4.55 補正係数

(3) 流木の衝突力

流木の衝突により堤体のうける衝撃力（P）は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。

< 解説 >

流木の最大長、最大直径を算定する。

流木の最大長（ L_{wm} ）は次式により算定する。

$$H_{wm} \geq 1.3 B_d \text{ の場合 } L_{wm} \doteq 1.3 B_d$$

$$H_{wm} < 1.3 B_d \text{ の場合 } L_{wm} \doteq H_{wm}$$

L_{wm} ：流木の最大長（m）

H_{wm} ：上流から流出する立木の最大樹高（m）

B_d ：土石流の平均流下幅（土石流発生時に浸食が予想される平均溪床幅）（m）

流木の最大直径（ R_{wm} ）は上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径とする。

以下衝撃力算定については、礫の衝突と同様に算定する。流木のホアソン比等は下記資料による。

表 4.4.24

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

改訂 4 版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所（2004 年 P135）

(4) 袖の安定計算

水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態で、打継目毎に1ブロックと考え、土石流流体力および衝撃力を水平に与えて、袖部コンクリートの安定を、自重だけで安定かどうか計算を行う。

< 解説 >

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は1/100～1/1,000秒オーダーであり、極めて単時間であるので同時に複数の巨礫が衝突しないものを仮定し、単位幅当たりの衝突力に対して安定計算を行う。

- ① 袖部コンクリート（打継目毎の1ブロックを対象とする。）の概略の体積を求める。
(m^3)

$$\text{①} = \text{平均高} \times \text{平均長} \times \text{平均幅}$$

- ② ①のブロックの質量 (M_1) を算出する。(N/m/sec²)

$$M_1 = \text{①} \times \rho_c / g$$

M_1 : 打設ブロック毎の袖部コンクリートの質量

ρ_c : コンクリートの単位体積重量 22.56×10^3 (N/m³)

g : 重力加速度 9.81 (m/sec²)

- ③ 礫の質量 (M_2)、流木の質量 (M_3) を求める

M_2 : 礫の質量 (kg)

M_3 : 流木の質量 (kg)

- ④ 土石流のフロント部の流速 (U_f) を求める。

U_f : 衝突速度 (土石流ピーク流量時のフロント部の流速)

- ⑤ 土石流衝突力、流木衝突力 (P) を算出する。

$$P = n \cdot a^{3/2}$$

$$n : \text{係数} \quad n = \frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}$$

$$\alpha : \text{へこみ量} \quad \alpha = \left(\frac{5U_f^2}{4n_1 \times n} \right)^{\frac{2}{5}}$$

⑥ 補正係数を算出する。

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

⑦ 土石流衝撃力を補正する。

$$P_R = \beta \cdot P$$

$$E = \frac{M_2 U_f^2}{M_1}$$

P_R : 補正後の土石流・流木衝撃力 (kN)

P : 土石流衝撃力 (kN)

⑧ 単位幅当たりの衝撃力を算出する。

$$P_1 = P_R / L$$

P_1 : 単位幅当たりの衝撃力

L : 平均長

⑨ せん断に対する安定性の照査及び許容引張応力度に対する照査を行う。

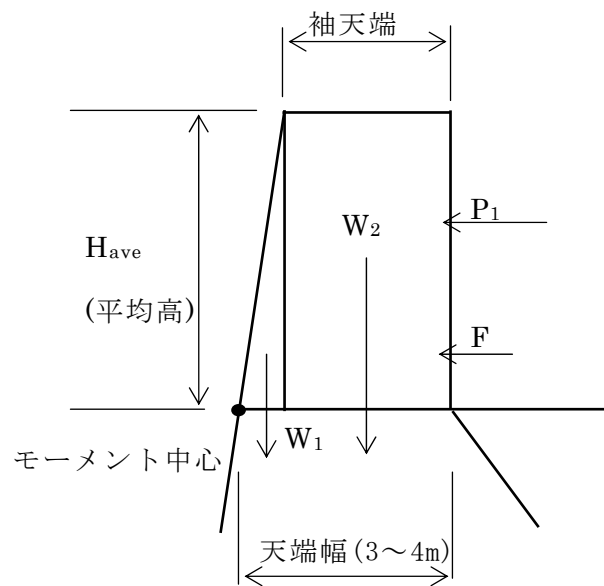


図 4.4.56

(5) 袖の補強

許容引張応力度に対する照査で袖部の安定が図れない場合は、鉄筋による補強を行わなければならない。

< 解説 >

袖部の安定が図れない場合は、鉄筋による補強を行わなければならない。

鉄筋による補強においては、袖部を片持ち梁と考えてその安定を検討する。

単位幅あたりに必要な鉄筋量は、袖部に働く単位幅当たりの最大曲げモーメントから算出する。

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

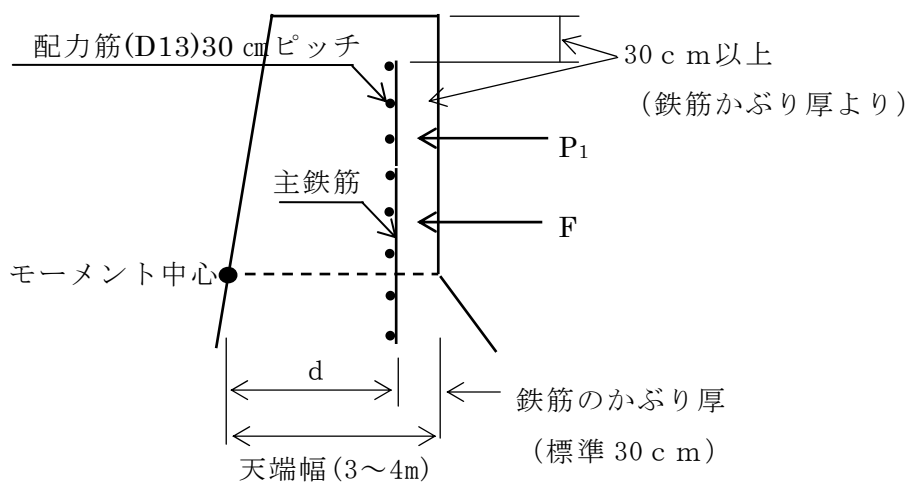


図 4.4.57

① 単位幅あたり必要な鉄筋量

必要本数 = A_s / 鉄筋の断面積

間隔 = $1 / \text{必要本数}$ (m)

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \times \frac{7}{8} \times d}$$

A_s : 単位幅あたりに必要な鉄筋量 (cm^2/m)

M_{\max} : 最大曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)

$$M_{\max} = P_1 \times D_{95} / 2 + F \times h / 2$$

$\sigma_{s a}'$: 鋼材の許容引張応力度に、短期強度を考慮して 1.5 倍したもの
($\text{k N} \cdot \text{m} / \text{m}^2$)

$$\sigma_{s a}' = \sigma_{s a} \times 1.5 = 240 \text{ N} / \text{m m}^2 \text{ (SD345 の場合)}$$

※ 物性値は SD345 以上とする。

$\sigma_{s a}$: 鋼材 (SD345) の許容引張応力度 ($\text{N} \cdot \text{m} / \text{m}^2$)

$$\sigma_{s a} = 160 \text{ N} \cdot \text{m} / \text{m}^2 \text{ (SD345、水中あるいは地下水以下の場合)}$$

d : 鉄筋の水通し前面からの距離

$$\text{鉄筋のかぶりは、} 30 \text{ c m} \text{ であるため、} 2.7 \text{ m} \leq d \leq 3.7 \text{ m}$$

② 鉄筋に働く付着力

$\tau_0 <$ 異形鉄筋の付着応力度

$$\tau_0 = \frac{S_{\max}}{x \times \frac{7}{8} \times d} < 2.1 \text{ N} / \text{mm}^2$$

τ_0 : 鉄筋に働く付着応力

S_{\max} : 最大せん断力 ($\text{k N} / \text{m}$)

$$S_{\max} = P_1 + F$$

X : 引張鉄筋周長の総和

P_1 : 単位幅当たりの衝撃力 ($\text{k N} / \text{m}$)

F : 土石流流体力

異形鉄筋の付着応力度 : $1.4 \text{ N} / \text{m m}^2$ の場合

(短期強度を考慮して 1.5 倍を行う $1.4 \times 1.5 = 2.1 \text{ N} / \text{m m}^2$)

③ コンクリート部に働くせん断応力度

$$\tau_0 = \frac{S_{\max}}{x \times \frac{7}{8} \times d} < 2.76 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$\tau_0 <$ コンクリートのせん断許容応力

コンクリートのせん断許容応力は圧縮強度のおよそ 1/5 である。(コンクリート標準示方書

ダム コンクリート編 (2002P. II-8)

設計基準強度 $f'_{ck} = 18 \text{ N} / \text{mm}^2$ の場合、圧縮強度 $f'_{cd} = 13.8 \text{ N} / \text{mm}^2$

せん断応力度 = $f'_{cd} / 5 = 13.8 / 5 = 2.76 \text{ N} / \text{mm}^2$

(6) 袖の安定計算例

I. 土石流外力の計算

1. 土石流水深 (h_d) の算出

$$\text{粗度係数} : n = (0.1)$$

$$\text{土石流ピーク流量} : Q_{sp} = (75.62) \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{平均溪床幅} : B_d = (10.0) \text{ m}$$

$$\text{溪床勾配} : \theta = (11.3)^\circ \quad \sin \theta = (0.2)$$

$$h_d = \left\{ \frac{nQ_{sp}}{B_d \times (\sin \theta)^{\frac{1}{2}}} \right\}^{\frac{3}{5}} = \left\{ \frac{0.1 \times 75.62}{10 \times (0.2)^{\frac{1}{2}}} \right\}^{\frac{3}{5}} = 1.37 \text{ m}$$

2. 土石流の流速 (U) の算出

$$\text{粗度係数} : n = (0.1) \text{ [自然河道のフロント部]}$$

$$\text{径深 (=水深)} : R (=h_d) = (1.37) \text{ m}$$

$$\text{溪床勾配} : \theta = (11.3)^\circ \quad \sin \theta = (0.2)$$

$$U = 1/n \cdot R^{2/3} \cdot (\sin \theta)^{1/2} \text{ [マニング型の式]}$$

$$= 1/0.1 \cdot (1.37)^{2/3} \cdot (0.2)^{1/2} = 5.5 \text{ m/s}$$

3. 土石流の単位体積重量 (σ_d) の算出

$$\text{礫の単位体積重量} : \sigma_R = (25.51) \text{ kN/m}^3$$

$$\text{泥水の単位体積重量} : \sigma_n = (11.77) \text{ kN/m}^3$$

$$\text{土石流の容積土砂濃度} : C_d = (0.34)$$

$$\sigma_d = \sigma_R \cdot C_d + \sigma_n \cdot (1 - C_d) = 25.51 \cdot 0.34 + 11.77 \cdot (1 - 0.34)$$

$$= 16.4 \text{ kN/m}^3$$

4. 土石流の流体力 (F) の算出

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

$$\text{係数} : \alpha = (1.0)$$

$$\text{土石流水深} : h_d = (1.37) \text{ m}$$

$$\text{土石流の流速} : U' = (5.5) \text{ m/s}$$

$$\text{土石流の単位体積重量} : \sigma_d = (16.4) \text{ kN/m}^3$$

$$F = \alpha \cdot \sigma_d / g \cdot h_d \cdot U'^2 = 1.0 \cdot 16.4 / 9.81 \cdot 1.37 \cdot (5.5)^2$$

$$= 69.28 \text{ kN/m}$$

II. 袖部の設計

1. 土石流衝撃力

1) 礫の質量 (kg)

$$\text{円周率} : \pi = (3.14)$$

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

$$\text{礫の単位体積重量} : W_{s1} = (25.51 \times 10^3) \text{ N/m}^3$$

$$\text{礫の半径} : R = (0.5) \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{礫の質量} : m_2 &= 4/3 \cdot \pi \cdot R^3 \cdot W_{s1} / g = 4/3 \times 3.14 \times (0.5)^3 \times 25.51 \times 10^3 / 9.81 \\ &= (1,362) \text{ kg} \end{aligned}$$

2) 必要係数の算出 (n, α)

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

$$\text{コンクリートのポアソン比} : \nu_1 = 0.194$$

$$\text{礫のヤング係数} : E_2 = 5.0 \times 9.81 \times 10^9 \text{ N/m}^2$$

$$\text{礫のポアソン比} : \nu_2 = 0.23$$

$$\text{礫の質量} : m_2 = (1,362) \text{ kg}$$

$$\text{礫の速度} : U = (5.5) \text{ m/s}$$

$$n_1 = 1/m_2 = 1/1,362 = 0.00073$$

$$K_1 = (1 - \nu_1^2) / (\pi \cdot E_1)$$

$$= (1 - (0.194)^2) / (3.14 \times 0.1 \times 2.6 \times 9.81 \times 10^9) = 1.2 \times 10^{-10}$$

$$K_2 = (1 - \nu_2^2) / (\pi \cdot E_2)$$

$$= (1 - (0.23)^2) / (3.14 \times 5.0 \times 9.81 \times 10^9) = 6.15 \times 10^{-12}$$

$$n = \left\{ \frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2} \right\}^{\frac{1}{2}} = \left\{ \frac{16 \times 0.5}{9 \times 3.14^2 \times (1.2 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2} \right\}^{\frac{1}{2}} = 2.38 \times 10^9$$

$$\text{へこみ率} : \alpha = [5U^2 / (4 \times n_1 \times n)]^{2/5}$$

$$= [5 \times (5.5)^2 / (4 \times 0.00073 \times 2.38 \times 10^9)]^{2/5} = 1.36 \times 10^{-2}$$

3) 礫の衝撃力 (P)

$$\text{係数} : n = (2.38 \times 10^9) \quad \text{へこみ率} : \alpha = (1.36 \times 10^{-2})$$

$$P = n \cdot \alpha^{3/2} / 1,000 = (2.38 \times 10^9) \cdot (1.36 \times 10^{-2})^{3/2} / 1,000$$

$$= 3,774.73 \text{ kN}$$

2. 流木衝撃力

1) 流木の質量 (kg)

$$\text{円周率} : \pi = (3.14)$$

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

$$\text{流木の密度} : W_{s_2} = (330) \text{ kg/m}^3 \text{ (スギの場合)}$$

$$\text{流木の半径} : R = (0.25) \text{ m}$$

$$\text{流木の長さ} : L = (6.5) \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{流木の質量} : m_3 &= \pi \cdot R^2 \cdot L \cdot W_{s_2} = 3.14 \times (0.25)^2 \times 6.5 \times 330 \\ &= (421) \text{ kg} \end{aligned}$$

2) 必要係数の算出 (n, α)

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

$$\text{コンクリートのポアソン比} : \nu_1 = 0.194$$

$$\text{流木のヤング係数} : E_3 = 7.35 \times 10^9 \text{ N/m}^2$$

$$\text{流木のポアソン比} : \nu_3 = 0.40$$

$$\text{流木の質量} : m_3 = (421) \text{ kg}$$

$$\text{流木の速度} : U = (5.5) \text{ m/s}$$

$$n_1 = 1/m_3 = 1/421 = 0.00238$$

$$K_1 = (1 - \nu_1^2) / (\pi \cdot E_1)$$

$$= (1 - (0.194)^2) / (3.14 \times 0.1 \times 2.6 \times 9.81 \times 10^9) = 1.2 \times 10^{-10}$$

$$K_3 = (1 - \nu_3^2) / (\pi \cdot E_3)$$

$$= (1 - (0.40)^2) / (3.14 \times 7.35 \times 10^9) = 0.36 \times 10^{-10}$$

$$n = \left\{ \frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2} \right\}^{\frac{1}{2}} = \left\{ \frac{16 \times 0.25}{9 \times 3.14^2 \times (1.2 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-10})^2} \right\}^{\frac{1}{2}} = 13.6 \times 10^8$$

$$\text{へこみ率} : \alpha = [5U^2 / (4 \times n_1 \times n)]^{2/5}$$

$$= [5 \times (5.5)^2 / (4 \times 0.00238 \times 13.6 \times 10^8)]^{2/5} = 1.06 \times 10^{-2}$$

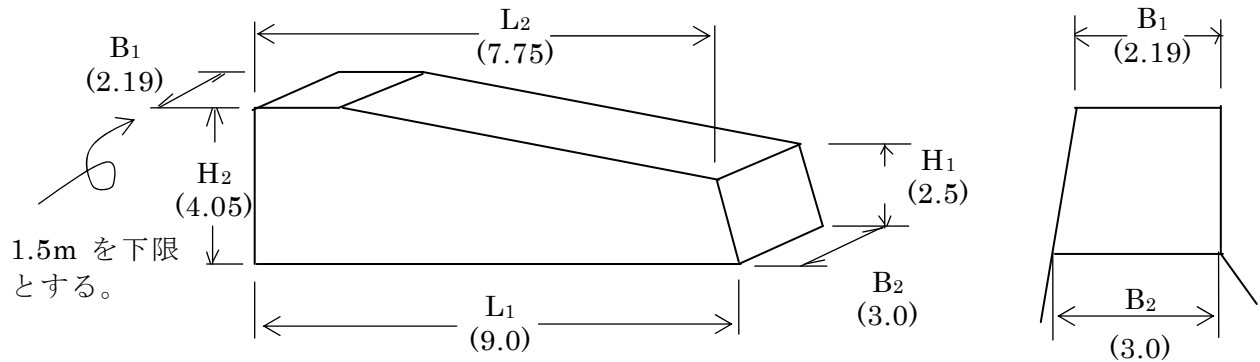
3) 礫の衝撃力 (P)

$$\text{係数} : n = (13.6 \times 10^8) \quad \text{へこみ率} : \alpha = (1.06 \times 10^{-2})$$

$$P = n \cdot \alpha^{3/2} / 1,000 = (13.6 \times 10^8) \cdot (1.06 \times 10^{-2})^{3/2} / 1,000$$

$$= 1,484.22 \text{ kN}$$

3. 衝撃力の礫及び流木の衝突速度による補正 (P_R)



1) 袖部 1 ブロック当たりの質量 (m_1)

コンクリートの単位体積重量 : $\sigma_c = (22.56 \times 10^3) \text{ N/m}^3$

重力加速度 : $g = (9.81) \text{ m/s}^2$

平均の高さ : $H' = (3.28) \text{ m}$ [$H' = (H_1 + H_2) / 2$]

平均の長さ : $L' = (8.38) \text{ m}$ [$L' = (L_1 + L_2) / 2$]

平均幅 : $B' = (2.60) \text{ m}$ [$B' = (B_1 + B_2) / 2$]

$$m_1 = B' \times H' \times L' \times \sigma_c / g$$

$$= 2.60 \times 3.28 \times 8.38 \times (22.56 \times 10^3) / 9.81 = 164,346 \text{ N/m/s}^2$$

2) 補正係数 (β)

袖部 1 ブロック当たりの質量 : $m_1 = 164,346 \text{ N/m/s}^2$

礫の質量 : $m_2 = 1,362 \text{ kg}$

礫の速度 : $U = 5.5 \text{ m/s}$

$$E = m_2 / m_1 U^2 = 1,362 / 164,346 \times (5.5)^2 = 0.251$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} = (0.251 + 1)^{-0.8} = 0.836$$

流木の質量 : $m_3 = 421 \text{ kg}$

礫の速度 : $U = 5.5 \text{ m/s}$

$$E = m_3 / m_1 U^2 = 421 / 164,346 \times (5.5)^2 = 0.0775$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} = (0.0775 + 1)^{-0.8} = 0.942$$

3) 補正後の衝撃力 (P_R)

礫補正係数 : $\beta = (0.836)$

礫の衝撃力 : $P = 3,774.73 \text{ kN}$

$$P_R = \beta P = 0.836 \times 3,774.73 = 3,155.67 \text{ kN}$$

流木補正係数： $\beta = (0.942)$

流木の衝撃力： $P = 1,484.22 \text{ k N}$

$$P_R = \beta P = 0.942 \times 1,484.22 = 1,398.14 \text{ k N}$$

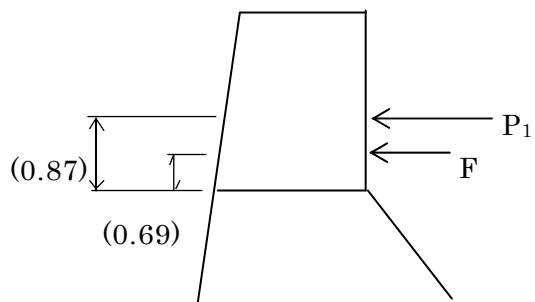
衝撃力は、礫の衝突を採用する。

4. 袖部コンクリートの単位幅あたりに作用する衝撃力 (P_1)

補正後の衝撃力： $P_R = 3,155.67 \text{ k N}$

平均の長さ： $L' = 8.38 \text{ m}$

$$P_1 = P_R / L' = 3,155.67 / 8.38 = 376.57 \text{ k N/m}$$



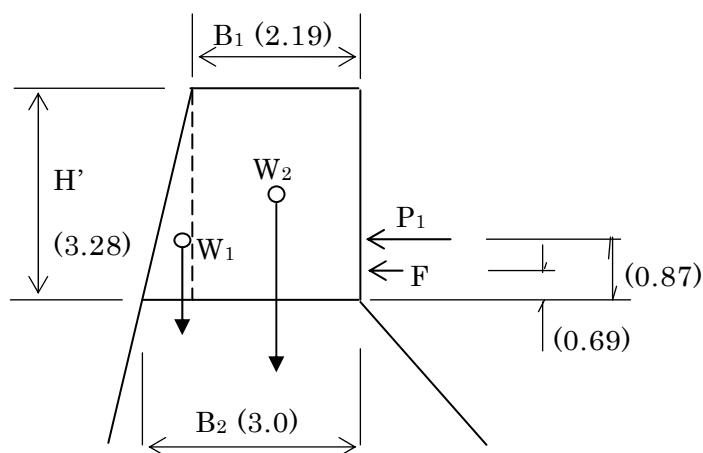
Ⅲ. 袖部の安定計算

$H' = 3.28\text{m}$ (袖部平均の高さ)、 $B_2 - B_1 = 0.81\text{m}$

$h_d = 1.37\text{m}$ (土石流水深)、 $D = 1.0\text{m}$ (最大礫径)、 $\sigma_c = 22.56 \text{ kN/m}^3$

設計荷重	記号	計算式	垂直力 (V)	水平力 (H)	腕の長さ (L)	モーメント (M)
袖の自重	W1	$1/2 \sigma_c H'$ ($B_2 - B_1$) $1/2 \times 22.56 \times 3.28 \times$ ($3.0 - 2.19$)	29.97	—	$(3.0 - 2.19)/3$ + 2.19	2.46 73.73
	W2	$\sigma_c H' B_1$ $22.56 \times 3.28 \times 2.19$	162.05	—	$1/2 \cdot B_1$ $1/2 \cdot 2.19$	1.10 178.26
土石流衝撃力	P1	PR/L' 3,155.67/8.38	—	376.57	① $D < h_d$ の場合 $h_d - 1/2 \cdot D$ $1.37 - 1/2 \times 1.0$	0.87 327.62
					② $D \geq h_d$ の場合 $1/2 \times D$	
土石流流体力	F	$\alpha \sigma_d / g \cdot h_d / U^2$ $1.0 \times 16.4 / 9.81$ $\times 1.37 \times 5.5^2$	—	69.28	$1/2 \cdot h_d$ $1/2 \cdot 1.37$	0.69 47.80
合計			192.02	445.85	$1/2 D$	627.41

※ 礫の衝突による土石流衝撃力 (P1) の作用位置について



水平力の合計 : $H = (445.85) \text{ kN}$ 鉛直力の合計 : $V = (192.02) \text{ kN}$

モーメントの合計 : $M = (627.41) \text{ kN}$ 摩擦係数 : $f'' = 0.7$

コンクリートのせん断強度 : $\tau_c = (2,760) \text{ kN/m}^2$

[$f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ で短期強度を考慮した場合]

1. せん断摩擦安全率の検討 (安全率: $n = 4.0$ とする)

$$\begin{aligned} (f'_{ct} \times V + \tau_c \times B_2) / H &= (0.7 \times 192.02 + 2,760 \times 3.0) / 445.85 \\ &= 18.87 \end{aligned}$$

$\therefore (f'_{ct} \times V + \tau_c \times B_2) / H > 4.0 \dots \dots (O, K)$ 補強不要

2. 許容応力度に対する照査

$$x = \frac{M}{V} = \frac{627.41}{192.02} = 3.27$$

$$e = x - \frac{1}{2}B_2 = 3.27 - \frac{1}{2} \times 3.0 = 1.77$$

$$\sigma = \frac{V}{B_2} \times \left(1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B_2} \right) \right)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{192.02}{3.0} \times \left(1 + \left(6 \times \frac{1.77}{3.0} \right) \right) = 290.59 \text{ k N/m}^2 < 6,750 \text{ k N/m}^2 \quad OK$$

$$\sigma_{\min} = \frac{192.02}{3.0} \times \left(1 - \left(6 \times \frac{1.77}{3.0} \right) \right) = -162.58 \text{ k N/m}^2 > -337.5 \text{ k N/m}^2 \quad OK$$

設計規準強度 18 N/mm^2 の場合の

$$\text{許容圧縮応力度} \quad \sigma'_{ca} = \frac{f'_{ck}}{4} = \frac{18,000}{4} = 4,500 \text{ k N/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma_{ca} \times 1.5 = 4,500 \times 1.5 = 6,750 \text{ k N/m}^2$$

$$\text{許容曲げ引張応力度} \quad \sigma_{ca} = \frac{f'_{ck}}{80} = \frac{18,000}{80} = 225 \text{ k N/m}^2$$

$$\sigma_{\min} < \sigma_{ca} \times 1.5 = 225 \times 1.5 = 337.5 \text{ k N/m}^2$$

以上より、補強不要

IV. 袖部の鉄筋による補強が必要な場合（袖部を片持ち梁と考える。）

1. 最大曲げモーメント (M_{max}) および最大せん断力 (S_{max})

衝撃力 : $P_1 = 376.57$ P_1 の腕の長さ : $A_P = 0.87\text{m}$

土石流流体力 : $F = 69.28$ F の腕の長さ : $A_F = 0.69\text{m}$

$$M_{max} = P_1 \times A_{P1} + F \times A_F = 327.62 + 47.80 = 375.42 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$S_{max} = P_1 + F = 376.57 + 69.28 = 445.85$$

2. 単位幅あたりに必要となる鉄筋量 (A_s) および鉄筋周長 (U')

※使用する鉄筋の種類 SD345 許容引張応力度 $160\text{N}/\text{mm}^2$

(水中あるいは地下水以下の場合)

短期強度を考慮して 1.5 倍とする。 $\sigma_{sa} = 1.5 \cdot 160 = 240 \text{ N}/\text{mm}^2$

※使用する鉄筋の径 D19

$$\text{断面積 } A_t = 2.865 \text{ cm}^2 \quad \text{周長 } L_t = 6.0 \text{ cm}$$

1) 単位幅あたりに必要な鉄筋量 (A_s) の算出

$$\text{最大曲げモーメント : } M_{max} = 375.42 \text{ kN} \cdot \text{m}/\text{m}$$

$$\text{鋼材の許容引張応力度 : } \sigma_{sa} = 240 \text{ N}/\text{mm}^2 = 24.0 \text{ kN}/\text{cm}^2$$

$$\text{天端幅 : } B_2 = 300 \text{ cm}$$

$$\text{鉄筋のかぶり : } d_t = 30 \text{ cm}$$

※鉄筋のかぶりは 30 cm を標準とする。

$$\text{有効長 : } d = B_2 - d_t = 300 - 30 = 270 \text{ cm}$$

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

$$= 375.42 \times 100 / (24.0 \times 7/8 \times 270) = 6.62 \text{ cm}^3/\text{m}$$

※幅 1.0m あたりに必要となる鉄筋は $A_s / A_t = 2.31$ 本/m

$$\text{鉄筋の間隔は } 100 / (A_s / A_t) = 43.3 \text{ cm}$$

2) 引張鉄筋周長の総和 (U') の算出

$$\text{必要となる鉄筋量 } A_s = 6.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{鋼材の断面積 } A_t = 2.865 \text{ cm}^2$$

$$\text{鋼材の周長 } L_t = 6.0 \text{ cm}$$

$$U' = A_s / A_t \times L_t = 2.31 \times 6.0 = 13.86 \text{ cm}/\text{m}$$

3. 使用する鉄筋の適合性の検討

$$\text{最大せん断力： } S_{\text{max}} = 445.85 \text{ k N/m}$$

$$\text{鉄筋周長の総和： } U' = 13.86 \text{ c m/m}$$

$$\text{有効長： } = 270 \text{ c m}$$

$$\text{計算する単位幅： } = 100 \text{ c m}$$

1) 付着応力度の検討

強度 $f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}$ のコンクリートと鉄筋の付着応力度は

$$\tau'_0 = 1.4 \text{ N/mm}^2 \text{ (異形鉄筋の場合 } \tau'_0 = 1.4 \text{ N/mm}^2)$$

短期強度を考慮して 1.5 倍とする。

$$\tau'_0 = 1.5 \cdot \tau_0 = 1.5 \cdot 1.4 = 2.1 \text{ N/mm}^2$$

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

$$= 445.85 \cdot 1,000 / (13.86 \times 7/8 \times 270)$$

$$= 136.16 \text{ N/cm}^2 = 1,361.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau'_0 > \tau_0 = 1,361.6 \text{ N/mm}^2$$

2) コンクリートに働くせん断応力度の検討

強度 $f'_{ck} = 18 \text{ N/mm}$ のコンクリートと鉄筋のせん断応力は圧縮強度の 1/5 である。コンクリート標準示方書ダムコンクリート編(2002P. II-8)より圧縮強度 f'_c

$$d = 13.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau' = f'_c d / 5 = 13.8 / 5 = 2.76 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = S_{\text{max}} / (b \times 7/8 \times d)$$

$$= 445.85 \cdot 1,000 / (100 \times 7/8 \times 270)$$

$$= 18.87 \text{ N/cm}^2 = 0.189 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau' > \tau = 0.189 \text{ N/mm}^2$$

4. 鉄筋の堤体への定着長 (L)

鉄筋の定着はコンクリートの中に埋め込み、鉄筋とコンクリートの付着により定着する。

定着は、 $1a$ 以上かつ $20 \cdot D'$ 以上とする。(5 cm 単位直近上位)

鉄筋の許容引張応力度： $\sigma_{sa} = 240 \text{ N/mm}^2$

コンクリートの許容付着応力度： $\tau_0' = 2.1 \text{ N/mm}^2$

鉄筋の直径： $D' = 1.91 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} 1a &= \sigma_{sa} / (4 \tau_0') D' \\ &= 240 \times 100 / (4 \times 2.1 \times 100) \times 1.91 \\ &= 54.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$20 \cdot D = 20 \times 1.91 = 38.2 \text{ cm}$$

$$\therefore L = 55 \text{ cm}$$

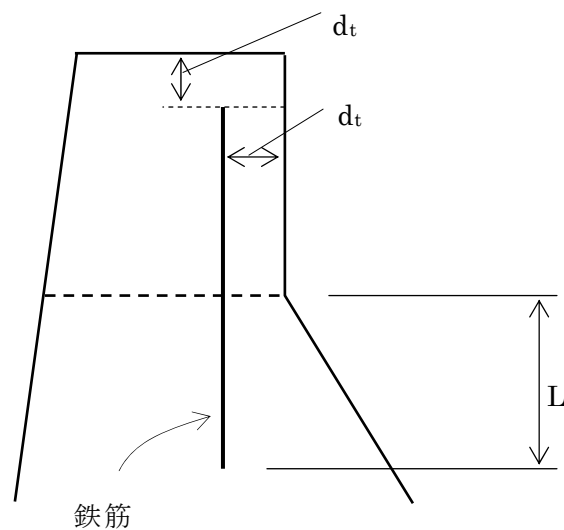


図 4.4.58

4.9 前庭保護工の設計

4.9.1 前庭保護工

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効果が十分発揮されるよう設置されるものであり、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に設計する。

< 解説 >

前庭保護工は、副堰堤および水褥地による減勢工、水叩き、側壁護岸、護岸工からなる。

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堰堤基礎が洗掘される一方、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戻る地点まで河床低下が起こる。

このため、堰堤基礎と、下流河床への弊害をなくす目的で前庭保護工を設けて対処しなければならない。

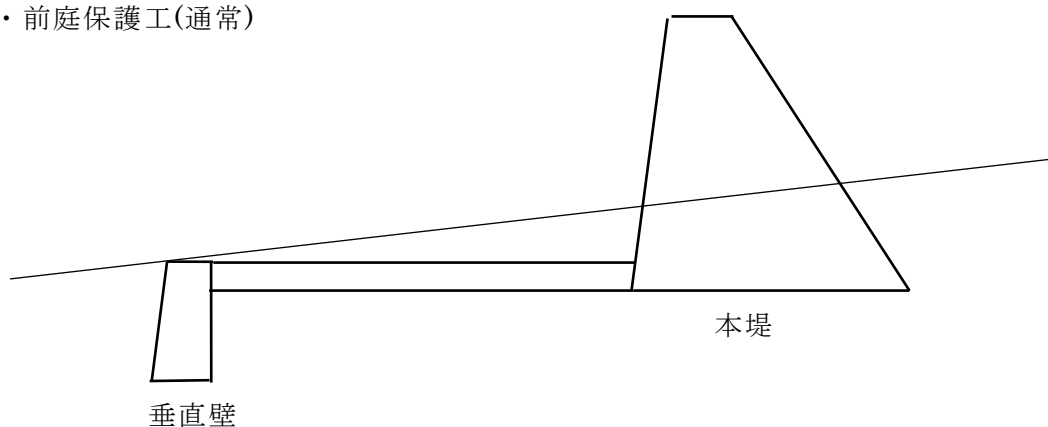
表 4.4.25 前庭保護工

高さ	地質	工法	摘要
H ≥ 15m	砂礫	副堰堤あるいは垂直壁 + 水叩き工法	
	岩	副堰堤あるいは垂直壁	良質な岩で先掘の恐れが少ない場合
副堰堤あるいは垂直壁 + 水叩き部被覆工		岩に亀裂等があり先掘の恐れが大きい場合	
H < 15m	砂礫	副堰堤あるいは垂直壁 + 水叩き工法	水叩きコンクリートの厚さが、2.0mを越える場合
		なし	良質な岩で先掘の恐れが少ない場合
	岩	副堰堤あるいは垂直壁 または水叩き工法	岩に亀裂等があり先掘の恐れが大きい場合
		副堰堤あるいは垂直壁 + 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 2.0mを越える場合

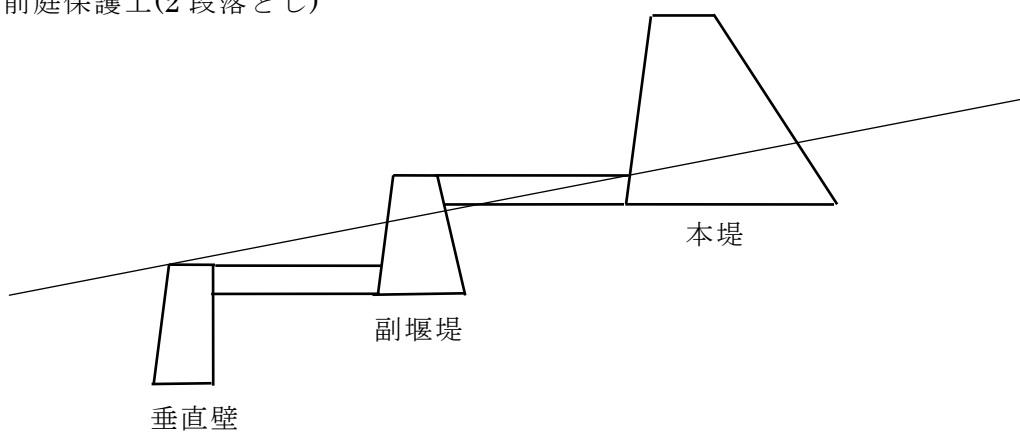
・ 水褥地による減勢工に用いる副堰堤の採用基準は、次の4条件を満たすものを原則とする。

- ① 流域面積 $A \geq 3.0 \text{ km}^2$
- ② 流量 $Q \geq 80.0 \text{ m}^3/\text{s}$
- ③ 溪床勾配 $1/10$ より緩いもの
- ④ 堰堤高 $H \geq 12.0 \text{ m}$

・ 前庭保護工(通常)



・ 前庭保護工(2段落とし)



・ 前庭保護工(水褥地)

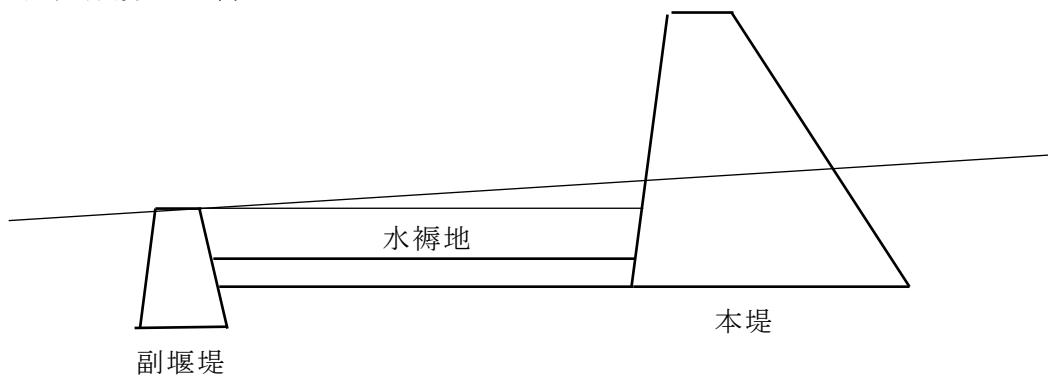


図 4. 4. 59

4.9.2 副堰堤の設計

前庭保護工として副堰堤を設計する際には、洗掘の恐れが大きい場合については水叩き工の併用も考慮すること。

< 解説 >

副堰堤は、原則として単独で安定するものでなければならない。

(本堰堤に準じた構造であること)

表のり勾配は、**1 : 0.2**を標準とする。

副堰堤の水通し断面および袖、基礎のかん入は、本堰堤の構造に準ずるものとする。

(1) 副堰堤の位置

副堰堤の位置は、堰堤の基礎地盤の洗掘および下流河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるよう定めるものとする。

< 解説 >

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、経験式は、文字通り従来の経験から出されたもので、過去の堰堤が20m程度の高さまでであったことから考えて、堰堤高20m程度までのものに適用するのが望ましい。

更に、式中係数は1.5~2.0の幅でとるようになっているが、堰堤高が低いほど大きくとるのがよい。

1) 経験式

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

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

H₁ : 水叩き天端、または基礎岩盤面から本堰堤の高さ (m)

ここでいう水叩きおよび基礎岩盤は本堰堤下流端における高さを基準とする。

h₃ : 本堰堤の設計水深 (m)

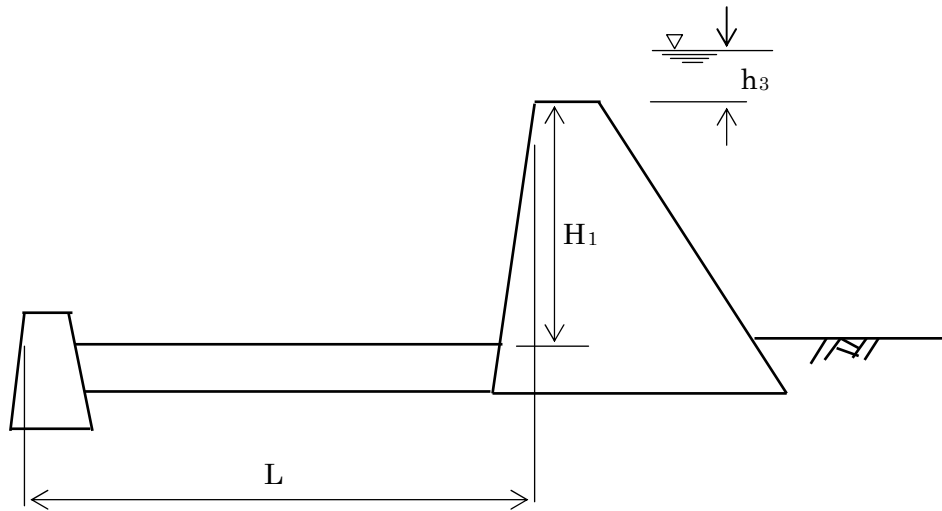


図 4.4.60

2) 半理論式

$$L \geq l_w + X + b_2$$

l_w : 水深飛距離 (m)

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

V_0 : 本堰堤越流部流速 (m/sec)

$$V_0 = q_0 / h_3$$

q_0 : 本堰堤越流部単位幅当たり流量 (m^3/sec)

h_3 : 本堰堤の設計水深 (m)

H_1 : 水叩き天端、または基礎岩盤面からの本堰堤の高さ (m)

g : 重力の加速度 ($9.81 m/sec^2$)

x : 跳水の距離 (m)

$$x = \beta \cdot h_j$$

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越流水面までの高さ (m)

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

h_1 : 水深落下地点の跳水前の射流水深 (m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q_1 : 水脈落下地点の単位幅当たり流量 (m^3/sec)

V_1 : 水脈落下地点流速 (m/sec)

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

F_1 : 水脈落下地点の跳水前の射流フルード数

b_2 : 副堰堤の天端幅 (m)

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

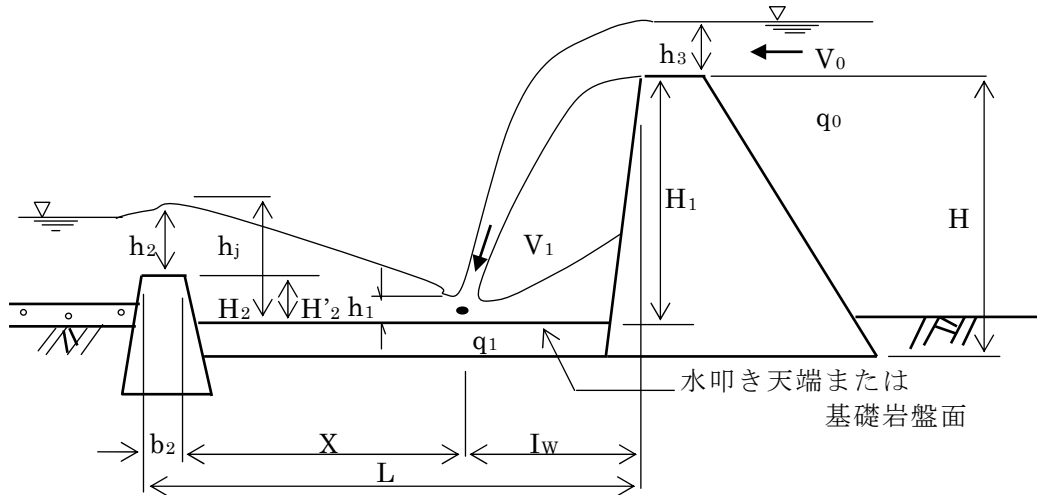


図 4.4.61 副堰堤の位置及び高さ

半理論式は、最近 20m 程度以上の比較的高い堰堤が数多く建造されるようになってきたため、従来の経験式では実態に合わなくなってきたので使われ始めたものである。

この式は、「落下水脈の到達距離」に「強制的に跳水を起こし得る距離」を加えて、流水が下流の流れに順応できるよう副堰堤の位置を考えたものである。

両式とも本堰堤越流部の水理条件 (h_1) と本堰堤の高さ (H_1) によって決まる。

3) 副堰堤の位置決定の注意

副堰堤の位置は上記の①又は②を満足するとともに副堰堤サイトの地盤、下流溪床溪岸の状況をあわせて考慮して決定する。

(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 15m の高さまでは経験式を用い、堤高が 15m を越える場合は、半理論式を用いるものとする。

高さ 0.5m 単位で切り上げること。

< 解説 >

1) 経験式

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

H_2 : 本、副堰堤の重複高 (本堰堤堰堤高と天端高の差) (m)

H : 本堰堤の堰堤高 (m)

経験式は前項の「堰堤の位置」を求める場合の経験式と対になるものである。

したがって、堰堤高 20m 程度までのものに適用する。

更に、式中係数を $1/3 \sim 1/4$ の幅でとるようになっているが、堰堤高が低くなるほど $1/3$ のほうをとるのが望ましい。

2) 半理論式

$$H'_2 = h_j - h_2$$

H'_2 : 水叩き天端、または基礎地盤面より副堰堤天端までの高さ (m)

h_j : 水叩き天端、または基礎地盤面から副堰堤越流水面までの高さ (m)

h_2 : 副堰堤の堰の公式によって求められる越流水深 (m) (一般に本堰堤の越流水深と同一としている。)

半理論式もまた、前項の「副堰堤の位置」を求める場合の半理論式と対になるものである。この式は、強制的に跳水させる必要な副堰堤の高さを求めるものである。

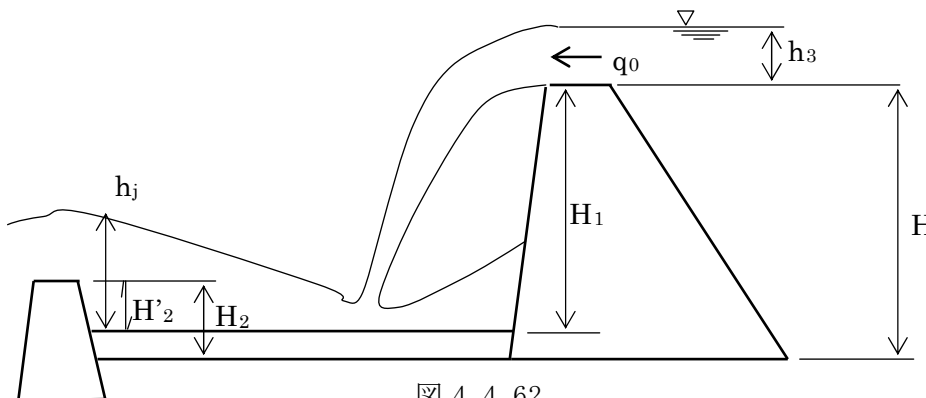


図 4.4.62

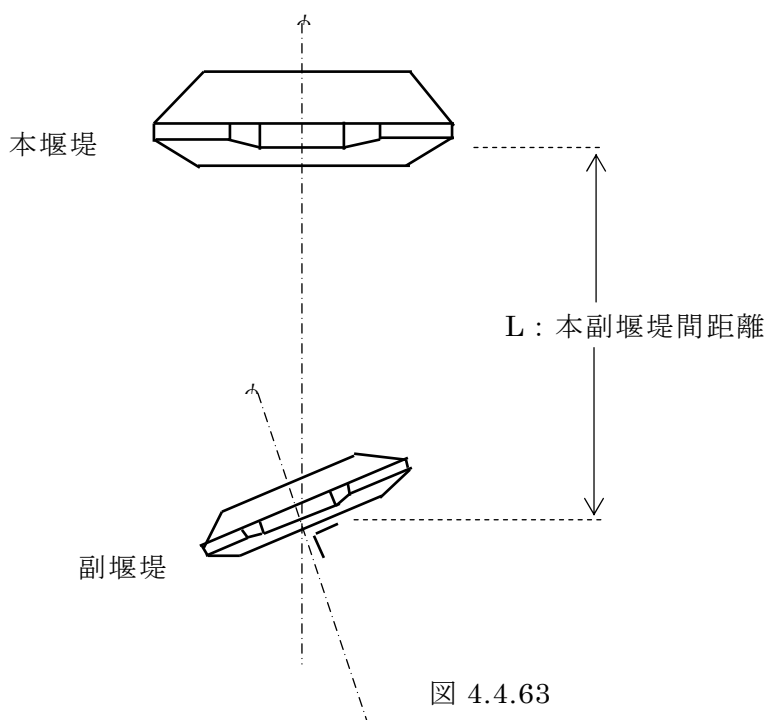
(3) その他

- 1) 袖勾配は水平を原則とする。
- 2) 副堰堤放水路の天端幅は本堤放水天端幅より 0.5~1.0mを減じた幅を基準とする。
一般に下表のとおりとする。

表 4.4.26 (m)

本堰堤天端厚	副堰堤天端厚
4.0	2.0
3.5	2.0
3.0	2.0
2.5	2.0
2.0	1.5

- 3) 本堰堤と副堰堤の軸は平行であるのが望ましいが、現場の地形、地質、下流の曲流状況により本堰堤と副堰堤の軸が平行でない場合もある。この場合、本堰堤、副堰堤間の距離は本副堰堤の放水路天端下流端間の水平短距離とする。



- 4) 副堰堤高さが高くなる場合は第二副堤または護床工を用いて基礎、および下流部の保護を図る場合もある。

4.9.3 水叩工の設計

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

(1) 水叩き長さ

水叩き長さは、落下後の水流が現況河川の水利条件にもどるまでの長さでかつパイピングに対して安全である長さとする。

水叩きの長さは、落下水が射流から現況河川の水利条件に戻るまでの長さで、一般に次式により求める。

経験式

$$L = 1.5 \times (H_1 + h_3) \quad (L \text{ は } 0.5 \sim 1.0 \text{ m 単位で直近上位をとってよい。})$$

L : 水叩きの長さ (垂直壁天端を含む長さ)

H_1 : 本堰堤有効高 (本堰堤高 - 水叩厚)

h_3 : 本堰堤の設計水深

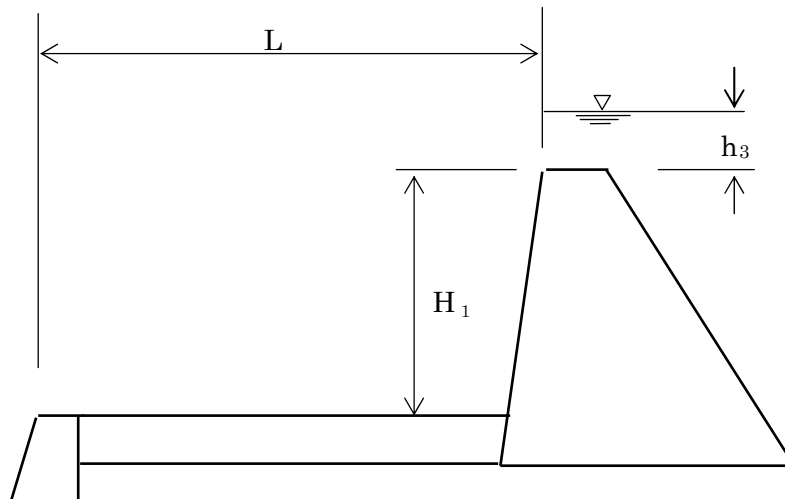


図 4.4.64

(2) 水叩き厚さ

水叩き厚さは、水通しより落下する流水の質（砂礫か転石を含むか否か）、水叩き上の水褥池の有無および水叩きの基礎地盤によって左右される。このため、水叩きの厚さは落下水の衝撃に耐えるとともに水叩き底面の揚圧力にも十分耐えるものでなければならない。

水叩工の厚さについては、次に示す経験式と揚圧力から求める式があるが一般には経験式で必要な厚さを求めた後、揚圧力に対して必要な厚さとを比較して厚さが不足する時にはこれを増加させるか、または基礎処理によって減少させるよう努める。

○ 経験式

- 1) 砂礫地盤で水褥池がない場合

$$t = \frac{0.2 \times (0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.12}$$

- 2) 砂礫地盤で水褥池がある場合

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

t : 水叩きの厚さ (m)

H : 堰堤高 (m)

h_3 : 本堰堤の設計水深 (m)

t は切り上げて 0.1m 単位とし、 $1.0 \text{ (m)} \leq t \leq 3.0 \text{ (m)}$ とする。

カットオフ等が有り、堰堤堤底と水叩き下面が一致していない場合は、有効落差高（水叩き天端から本堰堤水通し天端までの高さ）と本堰堤の越流水深から水叩き厚さを求めるものとする。

- 3) 岩地盤で前庭保護工を設置する場合の水叩き厚は原則として **1.0m** を最大とする。

○ 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \times \frac{\Delta h - \Delta \mu}{W_c - 1}$$

W_c : 水叩きコンクリートの単位体積重量 (k N/m^3)

Δh : 上下流水位差 (m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h_1 : 堰堤上流の水叩き天端高から水深 (m)

h_2 : 堰堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)

$\Delta\mu$: 堰堤堤底下流端までの損失揚圧力

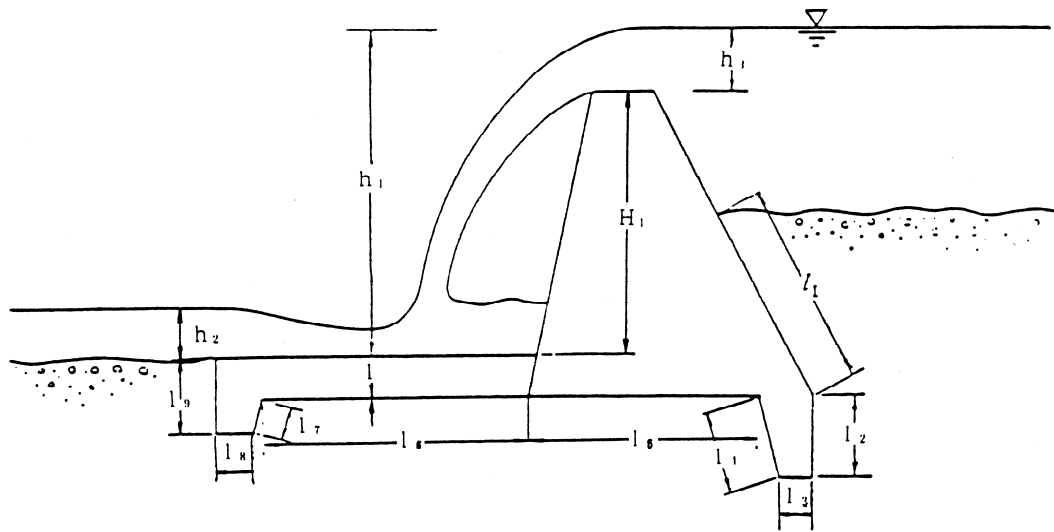
$$\Delta\mu = \frac{\ell'}{\ell} \times \Delta h$$

ℓ : 総浸透経路長 (m)

ℓ' : 堰堤堤底下流端まで浸透経路長 (m)

4/3 : 安全率

[説明図]



	Bligh の方法	Laneの方法
ℓ	$\ell_1 + \ell_2 + \ell_3 + \ell_4 + \ell_5 + \ell_6 + \ell_7 + \ell_8 + \ell_9$	$\ell_1 + \ell_2 + \ell_4 + \ell_7 + \ell_9 + (\ell_3 + \ell_5 + \ell_6 + \ell_8) / 3$
ℓ'	$\ell_1 + \ell_2 + \ell_3 + \ell_4 + \ell_5$	$\ell_1 + \ell_2 + \ell_4 + (\ell_3 + \ell_5) / 3$

浸 透 経 路 長

図 4. 4. 65

- ・ 経験式は柿*が砂防堰堤前庭部の洗掘深に関する Riedieger の式を $h_3 < 5.0\text{m}$ 、 $H_1 < 10.0\text{m}$ の範囲について $0.6H_1 + 3h_3 - 1.0$ と近似し、水叩きの厚さはこの洗掘深に比例するとしたものである。
- ・ 式は水叩きの下部に作用する揚圧力に対して、水叩きの重量で抵抗させる条件から求める。高い堰堤に対しては過大に算出される傾向がある。この式の ℓ 、 ℓ' は説明図に示したように Bligh の方法、Lane の方法により異なる。
- ・ 一般に水叩きの厚さは **3.0m** までとする。(ただし、土石流が流下する溪流や流送土砂の著しい場合は別途考慮する。)

- ・ 水叩きの厚さは前途の式で必要な厚さを求めた後、式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、または基礎の設計の述べたような基礎処理によって減少させるよう努める。水叩きは一般に等厚さとするので、このとき式は水叩きの上流端で検討すれば良い。

※柿 徳市：治水砂防工学；土木技術社、昭和 16 年 9 月

基本的に、「経験式」「揚圧力から求める式」により検討を行うが、「揚圧力から求める式」を適用すると非常識に大きな値がでる傾向がある。山梨県では「パイピング破壊の実例がない」「式の適用性に疑問がある」との考えにより、「揚圧力から求める式」により算出した値が経験式とかけ離れている場合 ($1.0\text{m} \leq t \leq 3.0\text{m}$) には「経験式」を適用する。

(3) 垂直壁

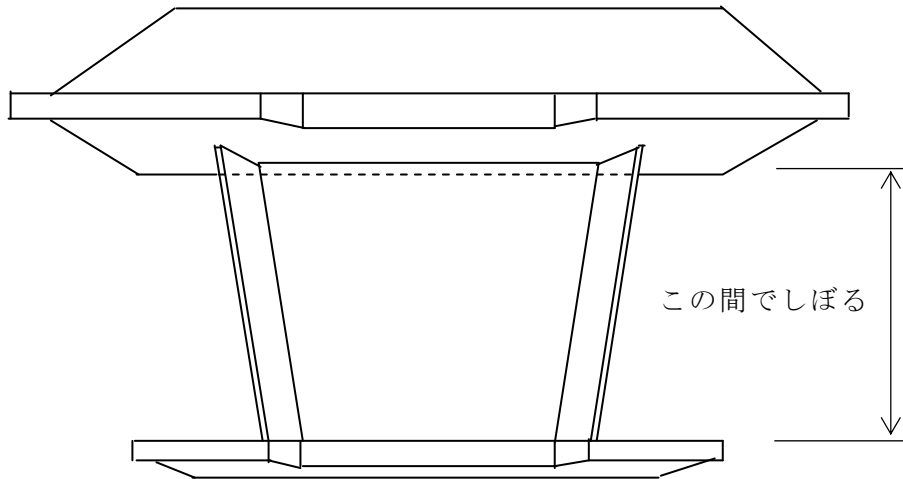
水叩き先端の基礎の局所洗掘を防止し、水叩きの破壊を防ぐために設ける構造物のことで、副堰堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を必ず設けなければならない。

この場合の垂直壁の構造は、

- 1) 垂直壁の水通し天端高は、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) 垂直壁の天端幅は、水叩き厚さと同一とするのを標準とするが、本堤天端より厚くならないものとし、最小厚は **2.0m** とする。
- 3) 垂直壁の水通し断面は、本堰堤水通し断面と同一とすることを原則とする。
- 4) 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。
- 5) 垂直壁の断面は、**下流法 2 分、上流法直** を基準とする。
- 6) 垂直壁の地盤への根入れは副堰堤に準ずる。
- 7) 垂直壁の方向は、本堰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っては本堰堤と平行にせず下流流心に直角に設ける場合もある。

この場合の水叩工の長さは図 4.4.64 によるものとする。

- 8) 垂直壁の堤長が長くなる場合は、本堰堤に準じて止水板を設置するのが良い。



垂直壁の水通し幅は本堤の水通し幅と同じにする

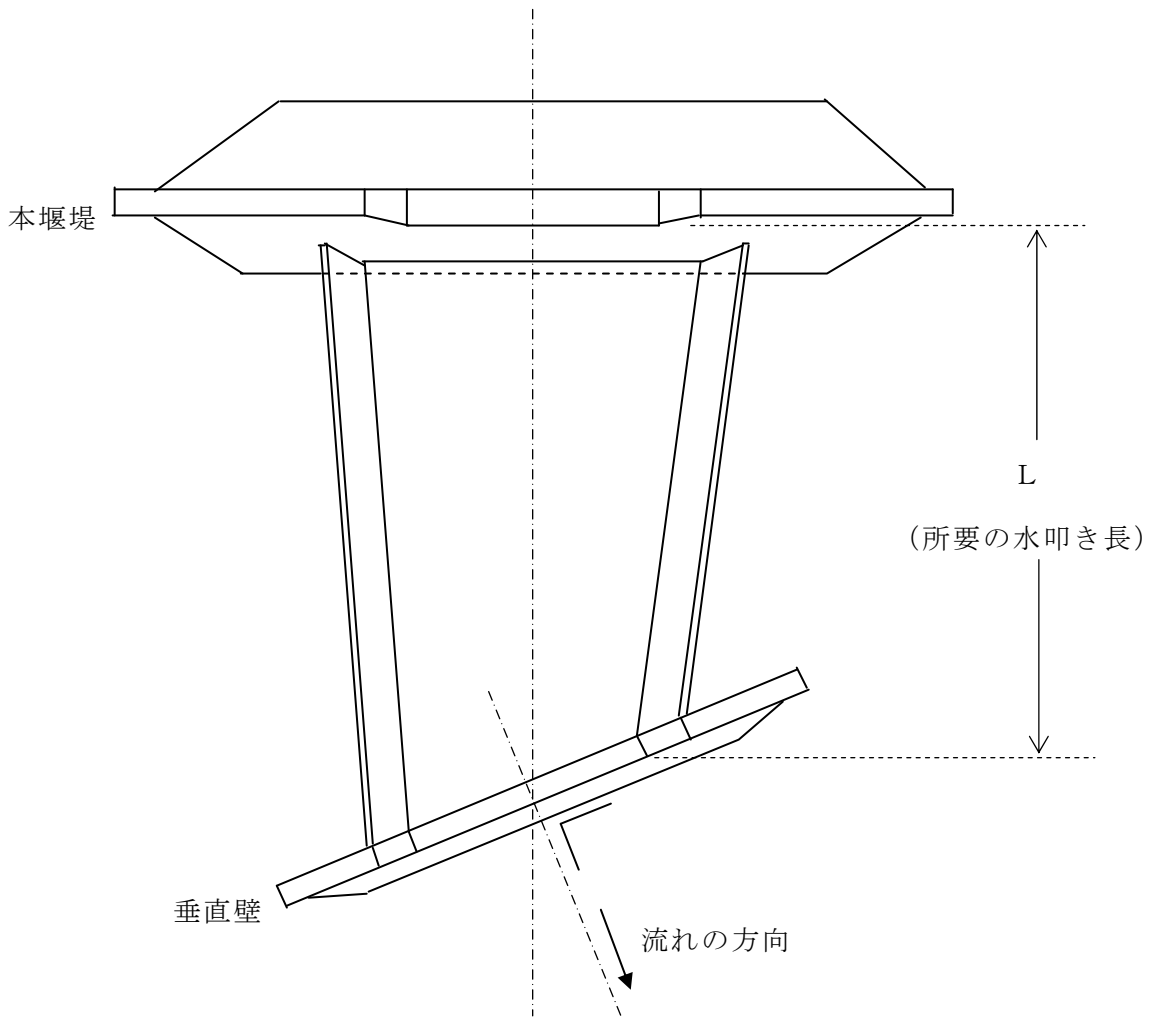


図 4.4.66 垂 直 壁

(4) 水叩工の勾配

水叩工は水平に設けるが溪床勾配が急である場合には水叩工に勾配を付ける場合もある。この場合、水叩工の勾配は本堰堤の平常時堆砂勾配と同程度若しくはそれより緩くするのが下流部洗掘に対する安全性の面から望ましく、上限は 1/10 までとする。

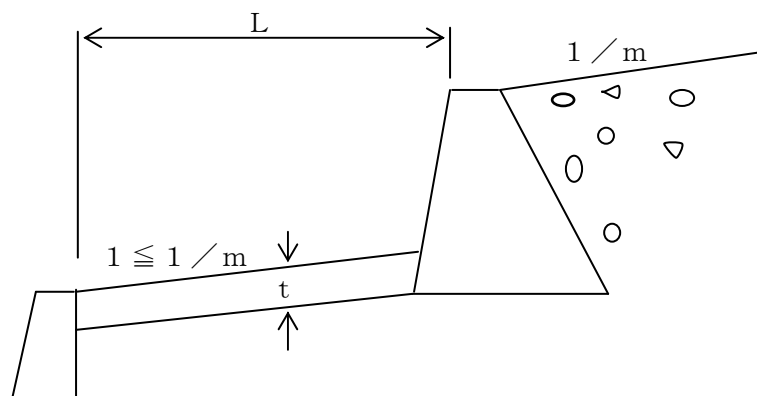


図 4.4.67

(5) 2 段落としの水叩工

溪床勾配が急で水叩工下流の溪床保護のために、(通常、水叩き勾配が 1/10 以上となる場合) 2 段落としとして水叩工を設ける場合がある。

2 段落としの水叩工の構造図は図 4.4.68 を標準とする。

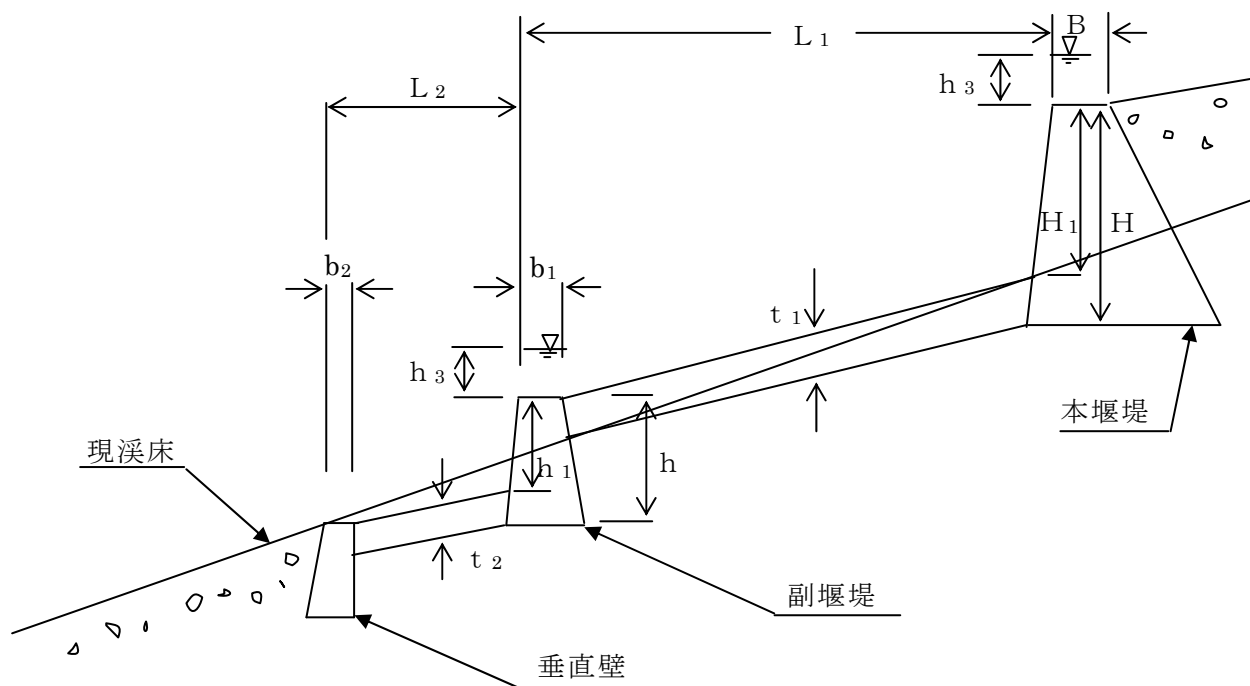


図 4.4.68 2 段落としの水叩工

(1 段目および 2 段目の各数値式)

$L_1 = 1.5 \times (H_1 + h_3)$ ただし、 L_1 は 0.5~1.0m 単位で直近上位とする。

$$t_1: t_1 = \frac{0.2 \times (0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.12} \quad \text{ただし、} t_1 \text{ は } 0.1\text{m} \text{ 単位とし、} 1.0 \leq t_1 \leq 3.0$$

b_1 : 下表による ($t_1 \neq b_1$ の場合もある)

L_2 : $h \leq 5.0$ の場合

$$2.0 \times (h_1 + h_3)$$

$h > 5.0$ の場合

$$1.5 \times (h_1 + h_3)$$

ただし、 L_2 は 0.5~1.0m 単位で直近上位とする。

t_2 : $h \leq 5.0$ の場合

$$t_2 = \frac{0.2 \times (0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.12} \quad \text{ただし、} t_2 \text{ は } 0.1\text{m} \text{ 単位とし、} 0.7 \leq t_2 \leq 1.5$$

$h > 5.0$ の場合

$$t_2 = \frac{0.2 \times (0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.12} \quad \text{ただし、} t_2 \text{ は } 0.1\text{m} \text{ 単位とし、} 1.0 \leq t_2 \leq 3.0$$

b_2 : $t_2 = b_2$ ただし、 b_2 は b_1 より大きくなるものとする。

表 4.4.27

河川状況	B	b_1	
		$h \leq 5.0\text{m}$	$h > 5.0\text{m}$
土 砂	2.0	1.0	1.5
転 石	2.5	1.5	2.0
土石流	3.0		
	3.5		
	4.0		

4.9.4 側壁工

側壁工は、堰堤の水通し天端より落下する流水によって本堰堤と副堰堤または垂直壁との間において発生する恐れのある側方浸食を防止しうる構造として設計するものとする。側壁工の基礎の平面位置は、堰堤水通し肩線を垂直に下ろした位置より前に出してはならない。

< 解説 >

- (1) 高さは、本堰堤水通し断面の高さと同様にする。ただし、背後地盤によってはこれより高くしてもよい。
- (2) 本堰堤取付部では、その基礎前面は必ず本堰堤水通し肩の直下もしくは、これより後退させるものとする。
- (3) 側壁の断面は、**天端幅 0.5m、表法は 1:0.5、裏法は 1:0.3** のもたれ式擁壁タイプを標準とするが、安定計算によるものとする。

安定計算については、本堤工に準ずるものとする。なお、側壁前面の滑動抵抗力については通常どおり無視することとする。

- (4) 側壁工は、受け持つ土圧に対して安全な構造とする。
- (5) 水抜きは、現地の状況により、湧水がある場合に設置することとする。
- (6) 側壁工の水抜きについては、千鳥配置とし、平常時水位より上部に 2m²~3m² に 1箇所とし、吸出し防止材を設置することとする。
- (7) 目地材は、10m~15m に 1箇所設置することとする。

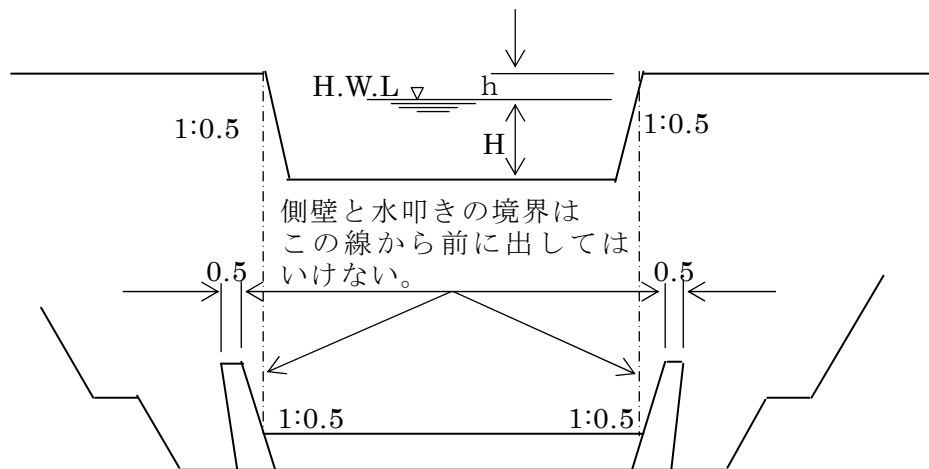


図 4.4.69

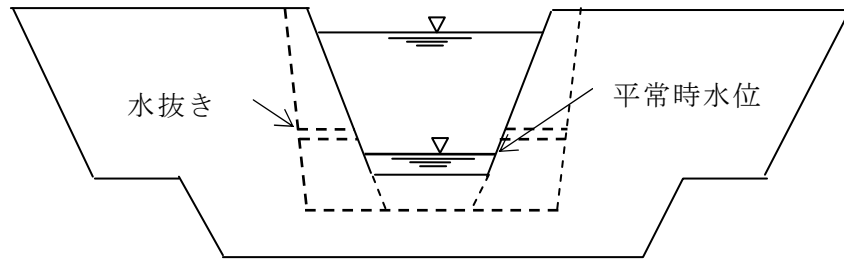


図 4.4.70 側壁と垂直壁の取付部

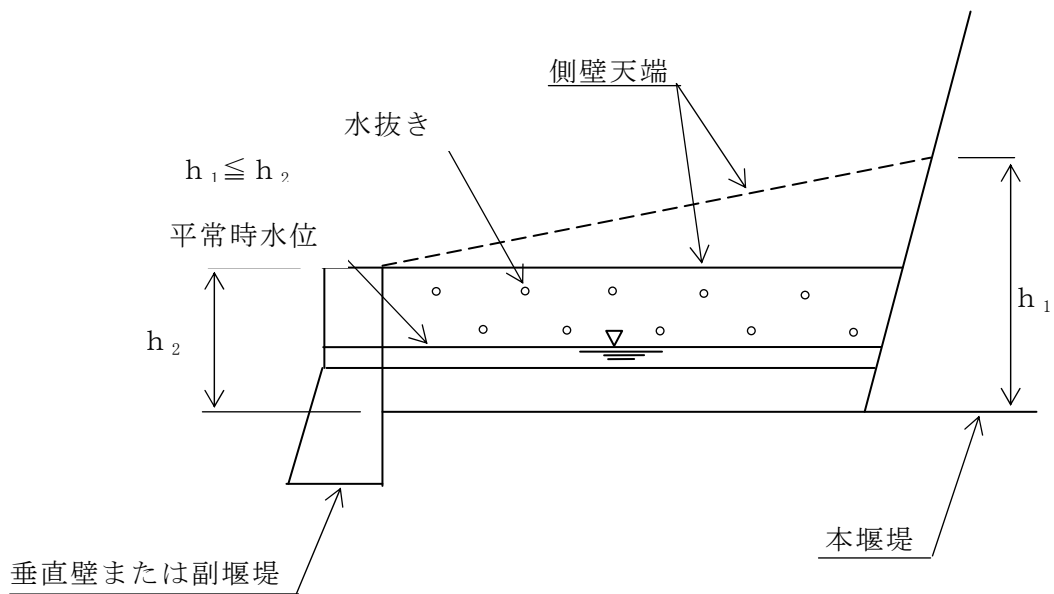


図 4.4.71 側壁天端の高さ

図 4.4.71 のように側壁天端高さを変化させる場合には、他の土留工（ブロック積等）との比較を行うこと。

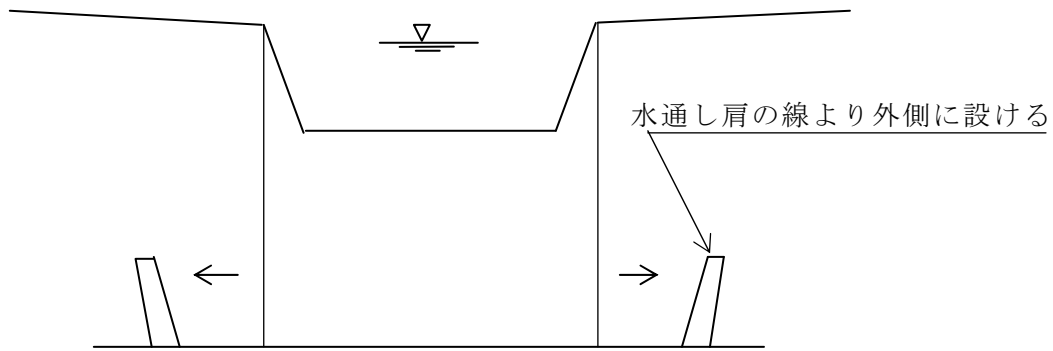


図 4.4.72 本堰堤取付部の側壁の位置

(副堰堤のみで水叩きを設けない場合)

副堰堤のみで水叩きを設けない場合の副堰堤の側壁護岸取付は現地の地形に応じて設けるものとする。(副堰堤の袖小口にすりあわない場合もある。)

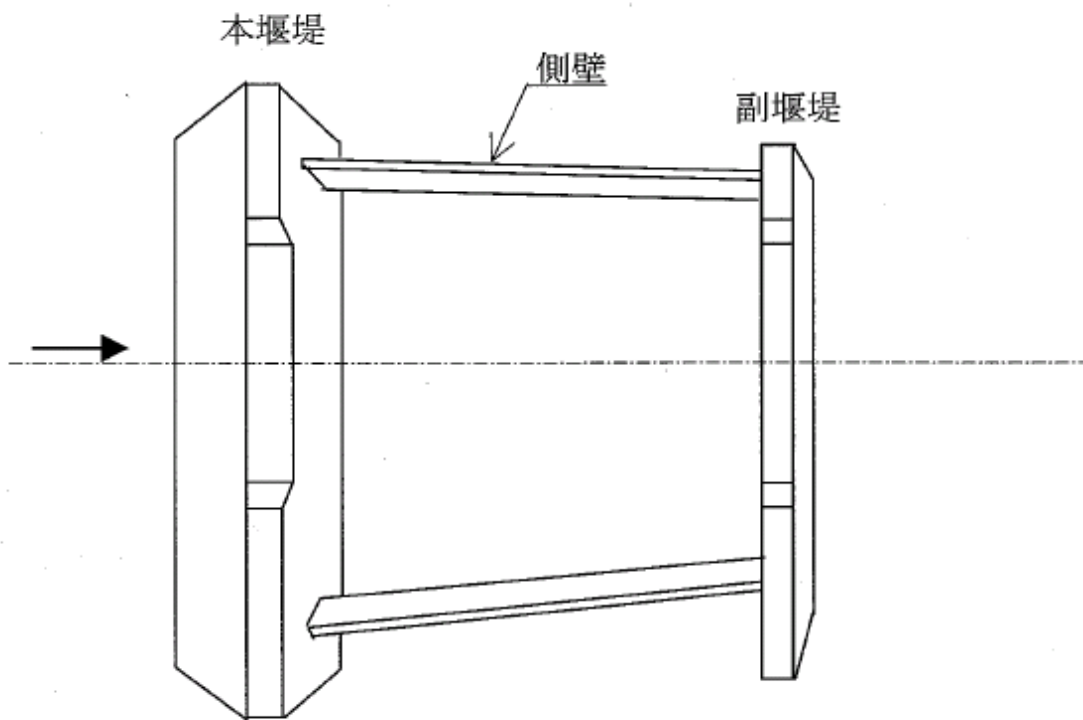


図 4.4.73 側壁の副堰堤への取付

施工上の注意

側壁のコンクリート擁壁はもたれ式であるため、裏込土があって安定する。

このため、打設計画に当たって打継する場合は擁壁重心の位置が裏面からはずれないように打設高を検討し、裏型枠を取る時点の転倒に対して安全を計ると共に裏込土を次期型枠を組む前に埋戻しをする。

コンクリートの打継目に対しては段を付け、長さ 100 c m 程度の用心鉄筋 (D13m m) を 50 c m 間隔に配置するのが望ましい。

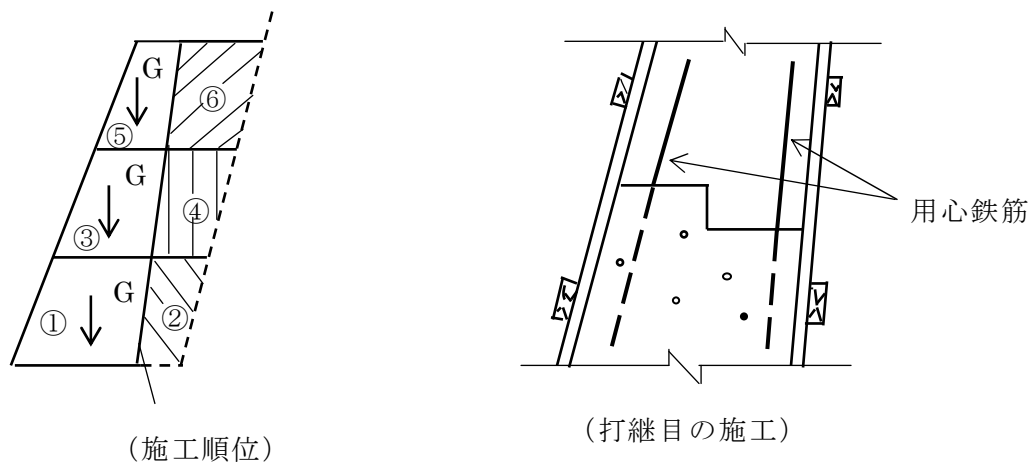


図 4.4.74

4.9.5 護床工

副堰堤、水叩工の下流の洗掘防止のため、必要に応じて護床工を設置するものとする。

護床工は、河床材料、河床勾配、洪水の発生頻度等により総合的に検討して決定しなければならない。

護床工としてはカーテンブロック、沈床等が用いられる場合が多い。

4.10 附属物の設計

4.10.1 水抜暗渠

堰堤には必要に応じて水抜暗渠を設けるものとする。

(1) 目的

砂防堰堤における水抜暗渠の機能は次のとおりである。

- ① 施工中の流水の切替
- ② 堰堤上流側の湛水時間の短縮
- ③ 堆砂中の浸透水排水による土圧の軽減
- ④ 流下土砂の調節

(2) 構造

1) 水抜暗渠は上記の機能を考慮して大きさ、配置、数を計画する。

2) 水抜部は、堰堤構造上の弱点となりやすいので次のことに注意して設けるものとする。

- ① 形は円形を原則とし、**ヒューム管（φ600mm）**を用いるのが一般的である。
- ② 上下段の水抜が鉛直線上で一致すると構造上の弱点となりやすいので避けるのが望ましい。
- ③ 最上段の水抜上端から放水路天端までは **2.0m以上**として弱点となるのを避けるものとする。
- ④ 水抜暗渠は袖小口法尻よりも**内側**に設けるのが原則である。
- ⑤ 水抜は伸縮継目から **1.0m以上**離して設けるものとする。
- ⑥ 過大な断面を持つ暗渠は堰堤の弱点となりやすく、堰堤完成後に自然閉塞しない場合もあるので避けねばならない。

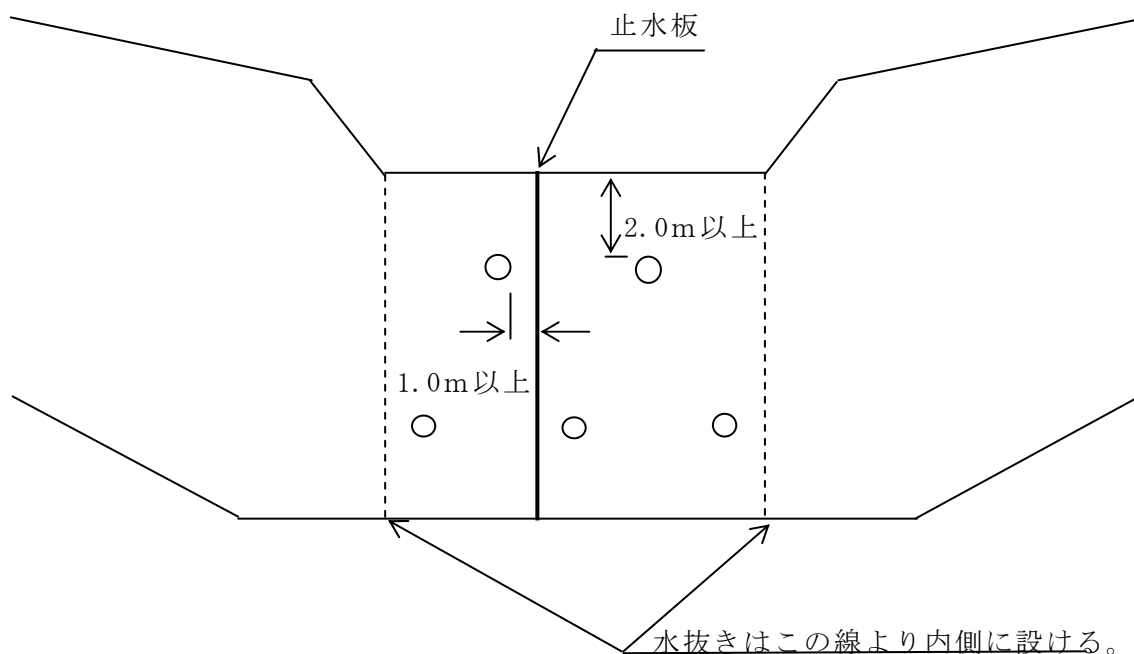


図 4.4.75

4.10.2 止水板の設置

止水板は不規則なクラックの発生を防止して砂防堰堤の安全性、水密性、耐久性を確保するために設けるものであり、継目には止水板を設けねばならない。

- (1) 止水板は一段に堰堤軸に**直角**に設ける。
- (2) 止水板の間隔は**10~15m**を標準とする。
- (3) 水通し部には止水板を避けるのが望ましいが、水通しが長い場合には水通し部に設けてもよい。
- (4) 止水板は水通しの肩から**3.0m以上**離して設けるのが望ましい。

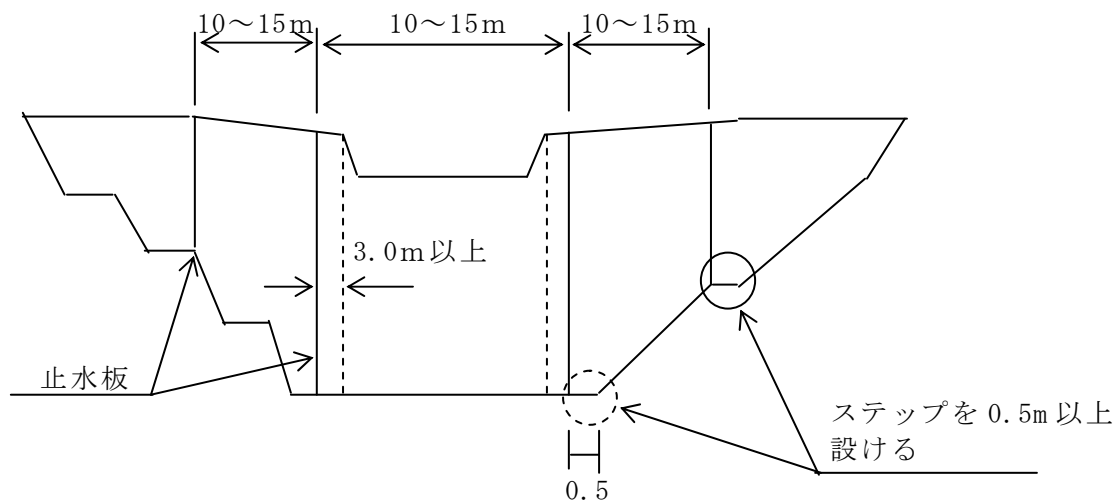


図 4.4.76

(5) 止水板は堰堤上流法面から **0.7~1.0mカブリ** をとり上流法面に**平行**に設ける。

(6) 止水板は袖部では天端までとし、水通し部では、天端より **0.7~1.0m下り**までとする。

※標準は、0.7とする。

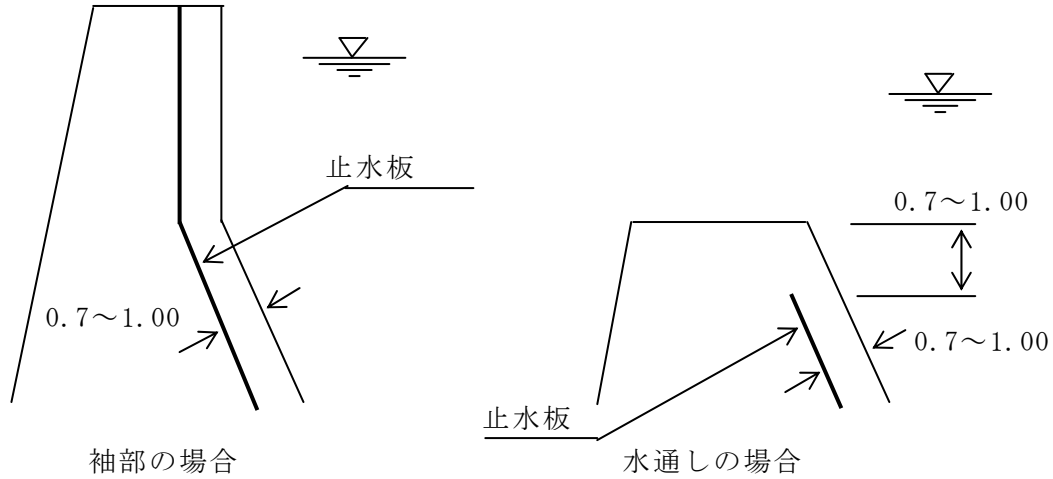


図 4.4.77

(7) 止水板の接合において、合成樹脂製の止水板を使用する場合は、**突き合わせ接合**とする。

4.10.3 間詰工

基礎および袖のかん入部における余掘部はコンクリート、土砂で埋め戻して保護しなければならない。

(1) 岩盤の場合

- ・ 岩盤余掘部は上下流ともコンクリートで現岩盤線まで埋め戻すことを原則とする。
- ・ 埋め戻しコンクリートは、本堤コンクリートと一体打ちを原則とする。
- ・ なお、この場合、本堤部の型枠は控除すること。

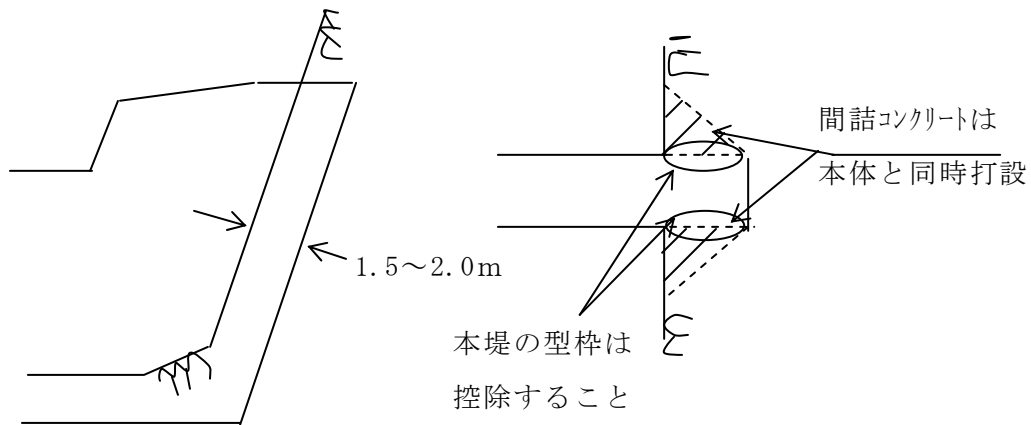


図 4.4.78

- ・ 埋め戻しコンクリートは岩盤線なりに埋め戻すことを原則とするが、緩勾配になり、型枠の細部までコンクリートが充填できないことが想定できる場合には、打設ブロックにあわせ階段状に施工する。

4.10.4 砂防管理施設

(1) 管理用階段

1) 砂防堰堤には維持管理上、両側袖小口に階段を設けるものとする。

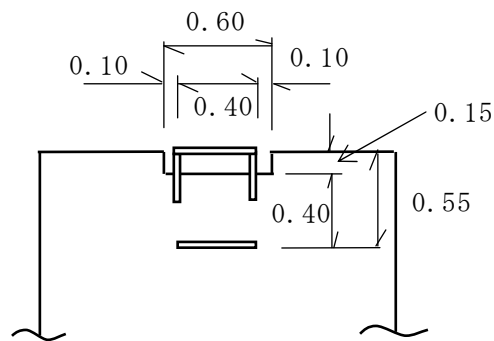
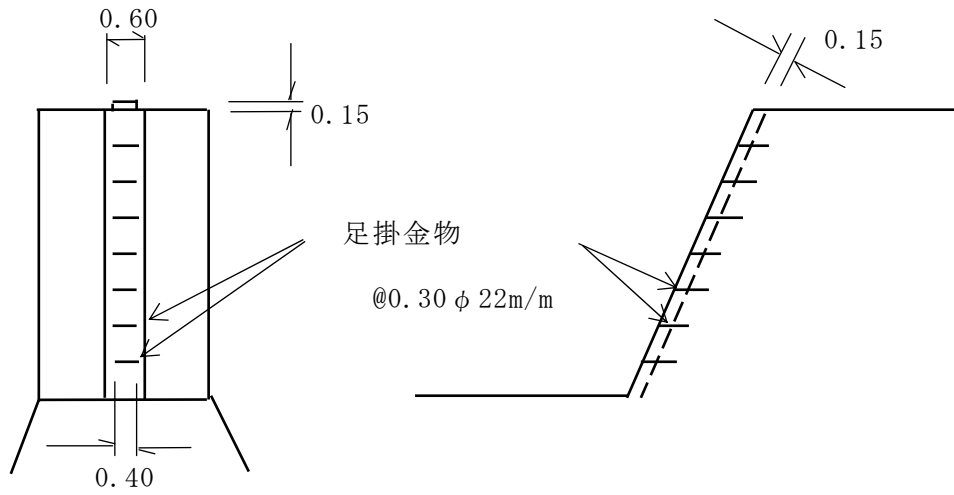


図 4.4.79 管理用階段（袖小口）の例

2) 階段式（梯子タイプ）

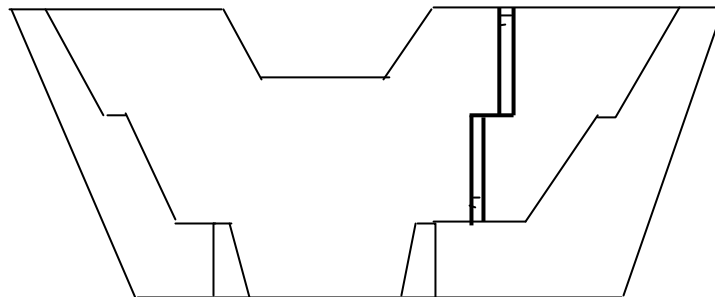


図 4.4.80

イ) 安全に乗り越えられる設備とする。

ロ) 必要に応じて上下流に設置する。

3) 管理用歩道（階段式）

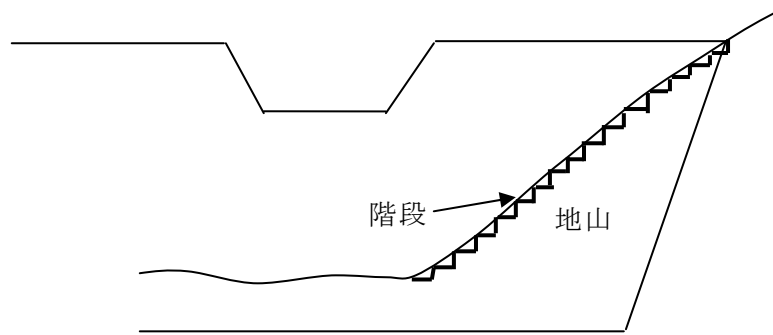


図 4.4.81

- ・地山にコンクリート製、木製等の階段を設置する。

4) 管理用歩道（階段+盛土）

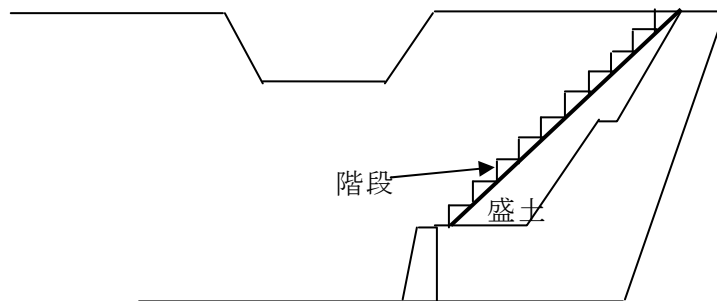


図 4.4.82

- ・法面を盛土し、その上にコンクリート製、木製等の階段を設置する。

注) あくまでも維持管理施設は砂防管理者が維持管理するための施設である。

建設省砂防課から、平成10年6月18日付け事務連絡

土石流危険渓流において、砂防堰堤の堆砂状況や、上流の荒廃状況等の巡視点検のための設備は補助で執行可能である。

巡視、点検用設備がない箇所においては、渓流の本来あるべき機能（渓流の上下流に行き来できる機能）の回復であるから以下のように取り扱ってよい。

<参考>

- 1 巡視・点検用設備については、次のようなものが考えられる。
 - ・ 間詰め等を利用した堰堤の袖部を乗り越える設備
 - ・ 斜面を登れる歩道
 - ・ 堰堤を乗り越えられる階段等
- 2 資材運搬路や管理用道路等により、堰堤用地付近まで行ける場合は道路「有」とする。
- 3 巡視・点検用設備が無い箇所においては、各事務所・都道府県において順次整備・管理していくこととするが、溪流の本来あるべき機能（溪流の上下流に行き来できる機能）の回復であることから、補助事業においては以下の点も考慮してよい。
 - ・ 事業採択（流域）されている場合は当該年度予算で実施可能。（H10 から可）
 - ・ 現在事業を実施していない箇所は事業採択後整備可能。
- 4 箇所（堰堤）単位とする。

4.10.5 立入防止柵

砂防堰堤の設置位置が、道路および出入りの頻繁な田畑等に接している場合には、堰堤の管理上および安全上のため、立入防止柵を設ける必要がある。

なお、標識板については、砂防堰堤が完成する年度に設置すること。

砂防堰堤進入防止柵の仕様は次による。

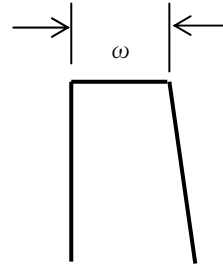
使用区分

1.5 ≤ ω < 2.0 天端幅 1.5m を使用

2.0 ≤ ω < 2.5 天端幅 2.0m を使用

2.5 ≤ ω < 3.0 天端幅 2.5m を使用

色はグレーベージュを基本とする。



(1) 立入防止柵標識板

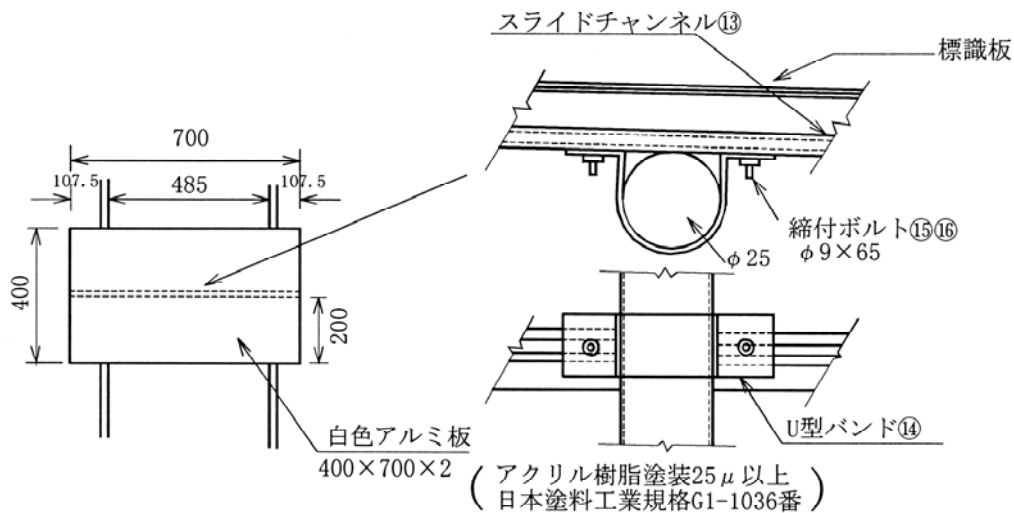


図 4.4.83

(2) 標識板の記載例

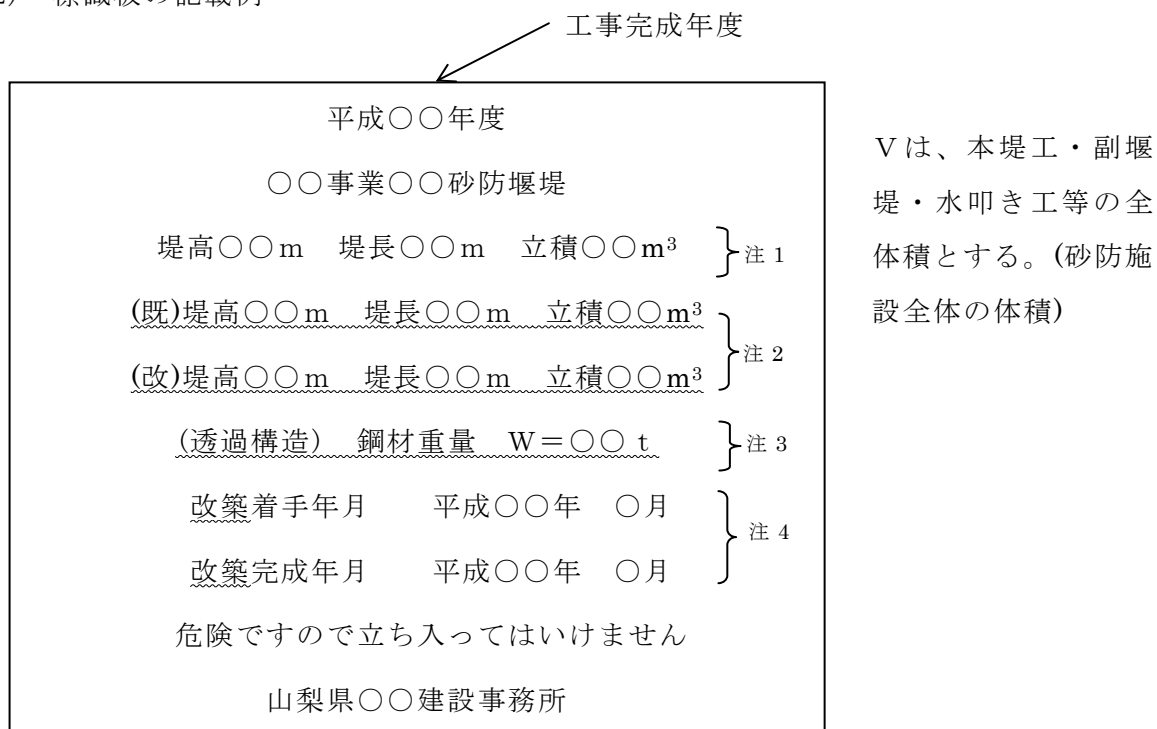


図 4. 4. 84

注 1) 新築の場合は、注 1)の事項を記載し、注 2)の事項は記載しないものとする

注 2) 改築の場合は、注 2)の事項を記載し、注 1)の事項は記載しないものとする

注 3) 透過構造(格子型・B型・T型・C B B O型・Jスリット等)の場合は記載する鋼材重量は、透過部の鋼製部材重量のみとする

注 4) 改築の場合は、着手・完成の前に改築と記載する

(3) 立入防止柵の設置箇所

設置箇所は、次の位置を標準とする。

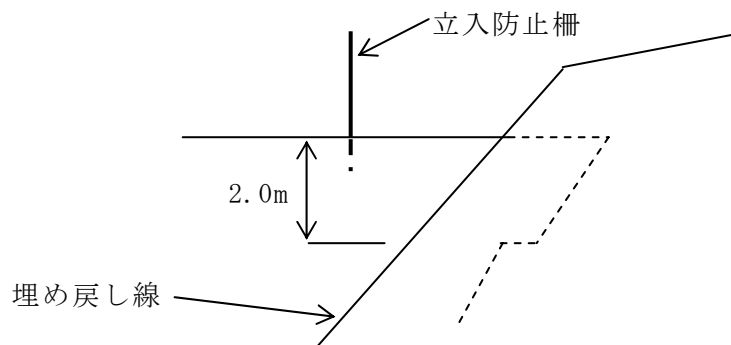


図 4. 4. 85

(4) 砂防堰堤銘板

砂防堰堤完成時に将来も見易い箇所及び足場・クレーンを使用しないで設置できる箇所へ砂防堰堤銘板を設置するものとする。

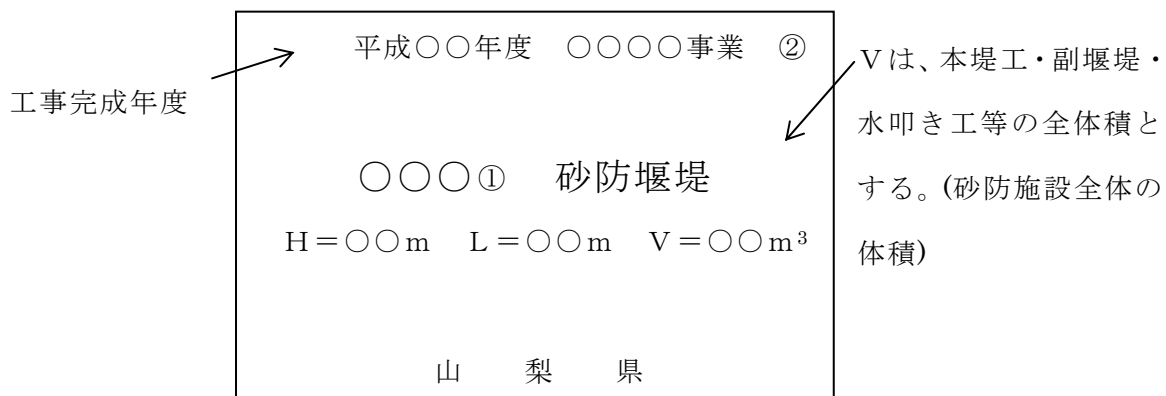


図 4.4.86

注) ①〇〇〇は、溪流名とする。

②〇〇〇〇事業は、工事着手初年度に執行した国又は県の事業名とする。

③砂防用銘板（ブロンズ製）は **600×450** を使用する。

設置位置は、管理上障害となる位置には設置しないこと。

(平成 18 年 3 月 1 日付け砂第 1683 号)

注) 既設銘板が流用可能な場合は、新銘板と並列し設置すること。

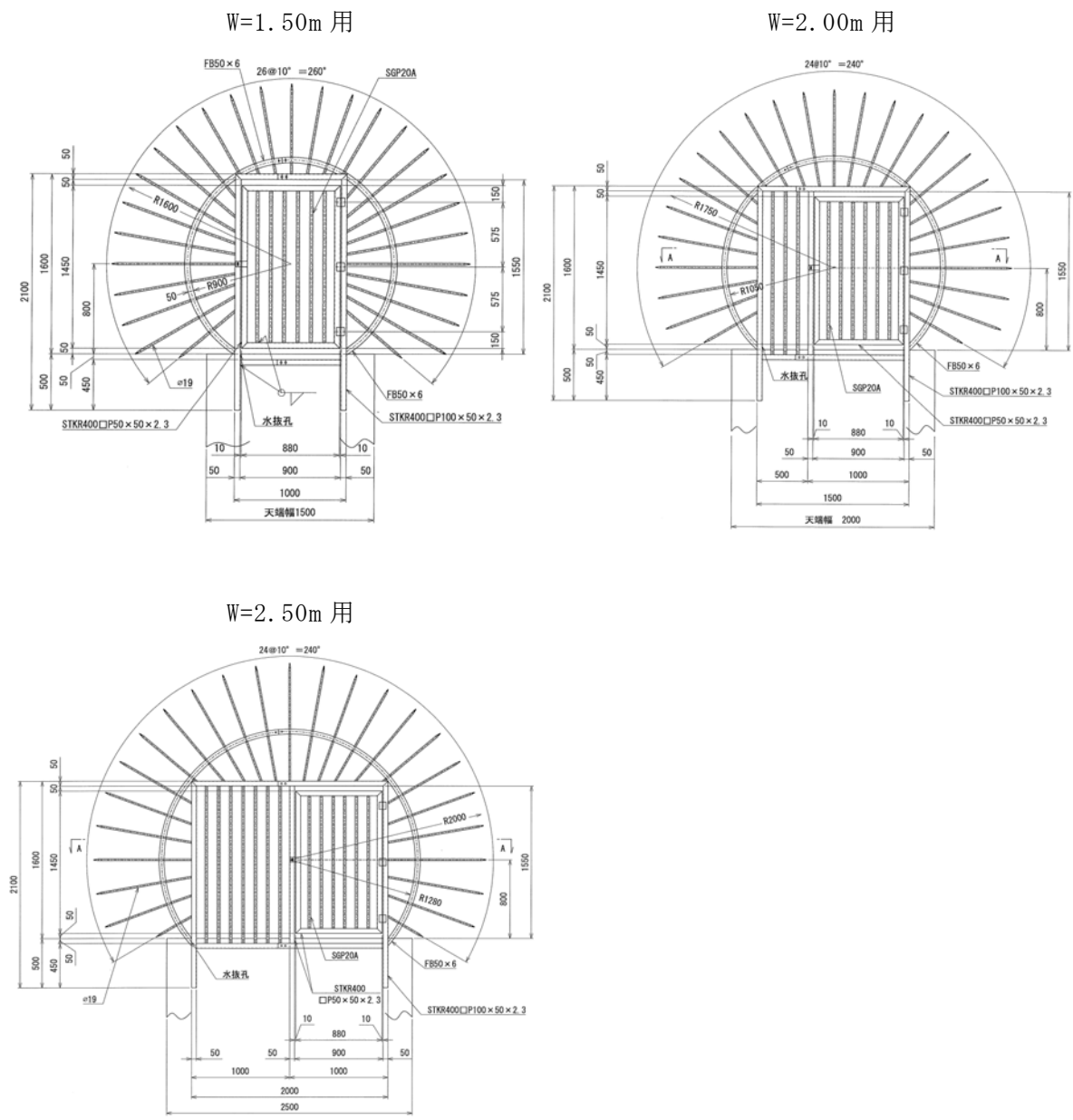


図 4.4.87

材料調（塗装は、ポリウレタン樹脂塗装厚 50 μ 以上とする。）

天端幅 1m50

表 4.4.28

品名	規格・寸法	数量	備考
門枠	□-100×50×2.3t	6.0m	
門枠スリーブ	□-94×54×2.3t	0.4m	
胴縁	□-50×50×2.3t	4.54m	
格子	25 ϕ	8.4m	
補強材	1L 6×50t	5.227m	
□型鋼	□-100×50×100×3.2t	1.0m	
丸鋼	D=19 ϕ	12.52m	
取付ボルト	W3/8×130	10コ	SUS304
施錠装置	1L~6.0×30×40	2枚	
鍵	2号	1コ	
丁番	80mm	3コ	
標識板	1L~3.0×400×700	1枚	A5052S
□型鋼	□-60×30×10×2.0t	0.6m	//
U字バンド	1L~3.0×60×90	2コ	//
ボルト・ナット	W3/8×25	4コ	SUS304
プレート	1L~6.0×150×150×1/2	2枚	

材料調（塗装は、ポリウレタン樹脂塗装厚 50 μ 以上とする。）

天端幅 2m00

表 4.4.29

品名	規格・寸法	数量	備考
門枠	□-100×50×2.3t	7.0m	
門枠スリーブ	□-94×54×2.3t	0.4m	
胴縁	□-50×50×2.3t	5.54m	
格子	25 ϕ	14.0m	
補強材	1L 6×50t	5.227m	
□型鋼	□-100×50×100×3.2t	1.5m	
丸鋼	D=19 ϕ	23.32m	
取付ボルト	W3/8×130	14コ	SUS304
施錠装置	1L~6.0×30×40	2枚	
鍵	2号	1コ	
丁番	80mm	3コ	
標識板	1L~3.0×400×700	1枚	A5052S
□型鋼	□-60×30×10×2.0t	0.6m	//
U字バンド	1L~3.0×60×90	2コ	//
ボルト・ナット	W3/8×25	4コ	SUS304
プレート	1L~6.0×150×150×1/2	2枚	

材料調（塗装は、ポリウレタン樹脂塗装厚 50 μ 以上とする。）

天端幅 2m50

表 4.4.30

品名	規格・寸法	数量	備考
門枠	□-100×50×2.3t	8.0m	
門枠スリーブ	□-94×54×2.3t	0.4m	
胴縁	□-50×50×2.3t	6.54m	
格子	25 ϕ	19.6m	
補強材	1L 6×50t	5.227m	
□型鋼	□-100×50×100×3.2t	2.0m	
丸鋼	D=19 ϕ	34.12m	
取付ボルト	W3/8×130	18コ	SUS304
施錠装置	1L~6.0×30×40	2枚	
鍵	2号	1コ	
丁番	80mm	3コ	
標識板	1L~3.0×400×700	1枚	A5052S
□型鋼	□-60×30×10×2.0t	0.6m	//
U字ボルト	1L~3.0×60×90	2コ	//
ボルト・ナット	W3/8×25	4コ	SUS304
プレート	1L~6.0×150×150×1/2	2枚	

第5章 その他施設の設計

5.1 溪流保全工

5.1.1 総説

溪流保全工の設計にあたっては、河床の安定を十分考慮するとともに、掘込み形式を原則として、周辺の地形条件の将来の維持管理等も勘案して決定しなければならない。

< 解説 >

溪流保全工の設計にあたっては、以下の点に注意すること。

- ① 掘込み方式を採用することを原則とし、やむを得ず築堤とする場合は本川との取り付け部分に限って採用すること。
- ② 溪流保全工を周辺の地形条件により、安易に暗渠化することは、本来の溪流保全工の目的から離れてしまうとともに、維持管理上も問題点が多いため、溪流保全工は開水路とすること。
- ③ 計画河床は、原則として、現最低河床以下とすること。
- ④ 計画最緩勾配は、1/100を目途とする。
- ⑤ 勾配変化点には、必ず床固工を計画し、帯工により勾配を変化させることは避ける。上流の堰堤工との接続についても、床固工で勾配を変化させること。
- ⑥ 溪流保全工の上流端には、堰堤または床固工を計画しなければならない。
- ⑦ 溪流保全工の下流端は、河床勾配が急変しないようにし、河床の洗掘が起きないように十分な対策を図ること。
- ⑧ 盛土区間での溪流保全工の設置は原則として認めない。
- ⑨ 溪流保全工の縦断勾配は、下流に向かって緩くし掃流力を軽減するように努めること。逆勾配は原則として認めない。
- ⑩ 溪床の清掃、点検等の維持管理のため、階段工等を設ける。
- ⑪ 溪流保全工は、床固工、護岸工、帯工、水制工からなる。

床固工、護岸工、帯工、水制工の設計にあたっては、第4章から第6章によるものとする。

5.1.2 縦断計画

計画勾配は、その河床および工作物が安定するように定める。

< 解説 >

計画河床高は、掘込み河道になるよう設定し、溪流保全工の上端および下端において、河床勾配が急変しないようにすること。上流端には堰堤または床固工により落差を設けたり、下流端には、洗掘・堆積等が起きないように必要に応じて河床を整正して護床工等を設けるのが普通である。

また、支川が合流している場合にも、洗掘・堆積等に留意して設計するものとする。

計画縦断勾配は、一般的には現在の溪流の河床変動の資料により局所的な変動を除き大局的な安定を確かめた上で、将来の維持管理上最も望ましい河床勾配を採用する。河床変動の資料がない場合には、類似した河川の実績等を参考として求める場合もある。

(1) 計画河床勾配

溪岸の浸食作用を緩和させるため、計画河床勾配を定める。

< 解説 >

一般には、現況河川において縦浸食が激しい場合は、現河床勾配の 1/2 程度を目安とし、横浸食・蛇行等が主体となって土砂が生産されている場合には、現河床勾配の 2/3 程度を目安とする。

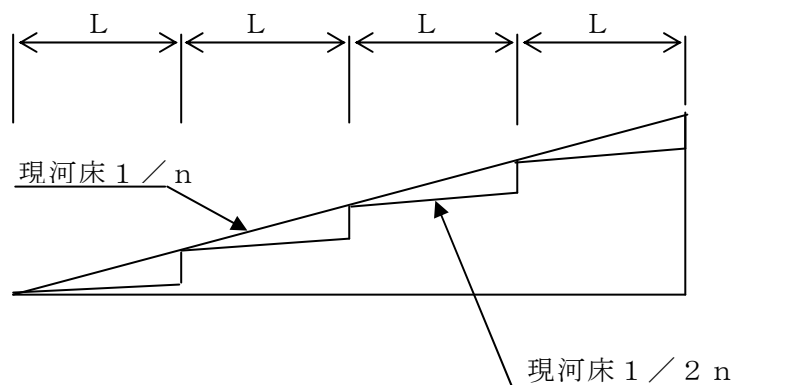


図 4.5.1

床固の間隔は以下を参考にしてよい。

- 狭い溪流で河床維持目的の場合

$$l = (1.5 \sim 2.0) n$$

l : 床固工間隔

n : 現溪床勾配

- 溪巾の広い溪流で、乱流偏流を防止する場合

$$l = (1.5 \sim 2.0) b$$

b : 計画河巾

一つの勾配がかなり長い距離で続く場合、中間における護岸の基礎洗掘を防ぐ意味で、中間に帯工を設ける。この帯工の間隔は通常計画溪床勾配を表す分母の数をメートルに読み替えた程度を原則とする。

現況河床勾配から求めた計画河床勾配について、2つのチェックを行うものとする。

- ① 掃流力と限界掃流力
- ② 静的平衡勾配と動的平衡勾配

また、土砂の生産が認められない溪流に計画する場合は、静的平衡勾配や掃流力の検討を行い、問題がなければ現況河床勾配と同一勾配としてよい。

(2) 計画河床

溪流保全工は原則として二面張とする。

しかし、溪流保全工を計画する溪流は、一般に急流であり、河床勾配を河床材料のみで安定させることができない場合が多く、床固工、帯工等を用いるか、場合によっては河床をコンクリート等で覆って河床の安定を図っている。

< 解説 >

計画河床を河床材料のみで安定させるか、護床工および減勢工で安定させるかは、河床勾配、河床高および横断形に関係があるのみならず、平面形にも関連する。

このため、計画河床勾配と河床高は試算的に求めて、他の横断形等を検討した上で最終的に決定すること。

一般に河床材料（平均礫 d m）から算出した限界掃流力が、掃流力以上である場合には、河床材料のみ安定する場合となり、一般に三面張工法を使用しなくてもよい。逆に、掃流力が大きい場合に、必ずしも底張をしなければいけないという意味ではない。勾配緩和・河幅拡幅等を考慮し、二面張にできないか検討を行うこと。

$$\text{掃流力} > \text{限界掃流力} \quad (\text{三面張り})$$

$$\text{掃流力} \leq \text{限界掃流力} \quad (\text{二面張り})$$

但し、計画川幅が小さい場合には、たとえ限界掃流力が上回っていたとしても、構造物の設置による埋め戻し部が大半を占めるため、河床を覆い三面張りとする。

$$\text{河床勾配} \quad 1/30 \quad (I)$$

$$\text{計画径深} \quad 0.8\text{m} \quad (R)$$

$$\text{河床を構成している砂礫の平均礫径} \quad 35 \text{ c m} \quad (d) \quad (d \text{ m})$$

$$\text{掃流力} \quad U_* = g R I = 9.81 \times 0.8 \times 1/30 = 0.262 \text{ m}^2/\text{sec}$$

$$\text{限界掃流力} \quad U_{*c}^2 = 80.9 \times 35 = 2,831.5 = 0.283 \text{ m}^2/\text{sec}$$

$$\text{検討} \quad U_* < U_{*c}^2$$

以上の検討から、三面張りにする必要はないと考えられる。

$$\text{河床勾配} \quad 1/30 \quad (I)$$

$$\text{計画径深} \quad 0.8\text{m} \quad (R)$$

$$\text{河床を構成している砂礫の平均礫径} \quad 31 \text{ c m} \quad (d) \quad (d \text{ m})$$

$$\text{掃流力} \quad U_* = g R I = 0.262 \text{ m}^2/\text{sec}$$

$$\text{限界掃流力} \quad U_{*c}^2 = 80.9 \times 31 = 2,507.9 = 0.250 \text{ m}^2/\text{sec}$$

$$\text{検討} \quad U_* > U_{*c}^2$$

河道の安定から考えると、三面張溪流保全工施工の条件は満足しているが、河幅等を考慮の上、計画河床勾配の修正も考え、最終的に三面張にすべきかどうかを判定する必要がある。

(3) 掃流力と限界掃流力

河床勾配を変化させる場合には、上流部より下流部にかけて次第に緩勾配に計画すること。河床勾配の変化は、掃流力が50%以上変化しないようにすること。

< 解説 >

勾配の変化をあまり急激に行うと、勾配の変化点付近で洗掘や堆積現象が生じ、溪流保全工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の変化が大きく変化しないように、勾配並びに水深を定めるのが望ましい。

$$IA \geq 1/30 \quad U_0^2A/U_*^2B \leq 2.0 \quad U_*^2A : A \text{ 区間の掃流力} \quad U_*^2A = g \cdot RA \cdot IA$$

$$IA < 1/30 \quad U_*^2A/U_*^2B \leq 1.5 \quad U_*^2B : B \text{ 区間の掃流力} \quad U_*^2B = g \cdot RB \cdot IB$$

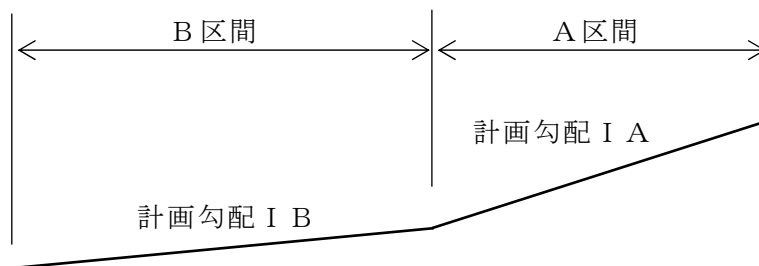


図 4.5.2 横断勾配の比

掃流力および限界力を以下に示す。

掃流力 (τ_0) : 河床の砂礫は流水の掃流力によって層状に移動するという考え方から算出した力

$$U_* = \sqrt{(\tau_0/\rho)}$$

$$\tau_0 = \rho g R I$$

$$\tau_0 : \text{掃流力} \quad \tau_0 = \rho U_*^2 = \rho g R I$$

ρ : 水の密度 (1.0)

R : 径深

g : 重力の加速度 9.8m/sec²

I : 勾配

限界掃流力：流水の掃流力に対して流れまいとする力が河床 (U_{*c}^2) の物質には存在する。しかし、掃流力が大きければ、河床物質も移動を開始する。その今まさに動き始めようとする流れの粒子に対しする摩擦抵抗力を考えた限界の値を、限界掃流力という。(岩垣式) 田畑氏は、掃流運搬形式で運搬されてきた堆積土砂に対しては、その付近の最大礫のもつ抵抗力が流水の持つ掃流力につりあっているとされている。

$$d \geq 0.303 \text{ c m} ; U_{*c}^2 = 80.9 d$$

$$0.118 \leq d \leq 0.303 \text{ c m} ; \quad = 134.6 d^{31/22}$$

$$0.0565 \leq d \leq 0.118 \text{ c m} ; \quad = 55.0 d$$

$$0.0065 \leq d \leq 0.0565 \text{ c m} ; \quad = 8.41 d^{11/32}$$

$$d \leq 0.0065 \text{ c m} ; \quad = 226 d$$

d : 平均礫径

平均礫径は、建設省土木研究所 最大礫の調査方法に従い算出する。

平均礫径は 50%礫径 (d m) とする。

【建設省土木研究所 最大礫の調査方法】

- ・側方から供給された礫ははずす。
- ・付近の巨礫の頻度分布を調べ累加曲線から読みとるものとする。

t : その付近にある最も大きい礫の直径程度の幅

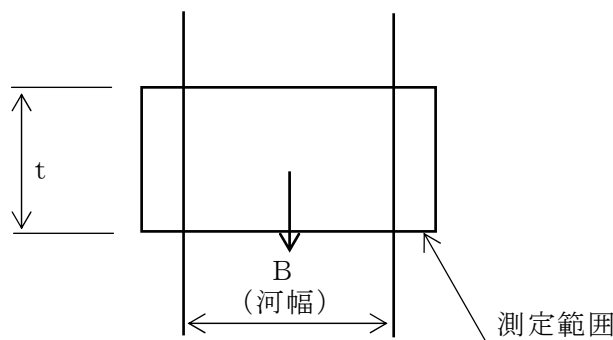


図 4.5.3

(4) 静的平衡勾配と動的平衡勾配

河床は、流出土砂の多少によって将来変動するので、その場合でも、越流や洗掘による工作物の破壊が生じないように、(1)で定めた計画河床勾配について、静的平衡勾配と動的平衡勾配を考え構造物の設計を行うこと。

< 解説 >

計画勾配を決定する場合、単に現河床勾配のみにとらわれず、土砂を含んだ洪水による堆積を含めた勾配を上限に、流水だけの洪水流による洗掘を考えた勾配を下限に考えておけばよい。すなわち、工作物の基礎高は静的勾配を基準に考え、工作物の天端高は動的平衡勾配を下限に考えておけばよい。

静的平衡勾配：流砂を含まない流水によって河床が安定となる条件は、掃流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と掃流力のつりあい式から求められる。

$$U_* = U_{*c}^2$$

U_* ：掃流力

U_{*c}^2 ：限界掃流力

$$I_1 = \frac{80.9D_{90}}{g \left(\frac{n \times Q}{0.29\sqrt{D_{90} \times B}} \right)^{\frac{6}{7}} \times 10^2}$$

I_1 ：静的平衡勾配

D_{90} ：最大礫径（河床材料の90%粒径）（m）

（三面張の検討、動的安定勾配では平均礫径（d m）を使用）

Q ：計画高水流量（ m^3/sec ）

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

B ：計画流路幅（m）

n ：マンニングの粗度係数

動的平衡勾配：上流から土砂の供給がある場合にも河床が変動しない動的平衡勾配が存在する。護岸溢水に関しては、護岸天端勾配の計画水量を対象に、動的平衡勾配以上にとれば安全である。そこで、次の BROWN 式により動的平衡勾配を算出する。

$$q_B = 10 \frac{U_*^5}{\left(\frac{\sigma}{\rho} - I_2\right)^2 g^2 dm (I_2 - \lambda)} \quad (\text{ブラウン式})$$

$$I_2 = \left\{ \frac{0.1 q_B \left(\frac{\sigma}{\rho} - 1\right)^2 dm (1 - \lambda)}{\sqrt{g(nq)^2}} \right\}^{\frac{4}{7}}$$

I_2 : 動的平衡勾配

dm : 平均礫径 (m)

n : マニングの粗度係数

g : 重力の加速度

σ : 砂粒子の密度 (一般に 2.65)

ρ : 水の密度 (1.0)

λ : 空隔率 (0.4)

q : 単位幅当たりの流量

$$q = Q / B$$

Q_B : 土砂混入率を含んだ計画高水流量 (m^3/sec)

q_B : 単位幅当たり掃流砂量 ($\text{g}/\text{sec} \cdot \text{m}$)

$$q_B = Q \times (\text{土砂混入率}) / B$$

5.1.3 支川処理

溪流保全工を必要とする区間に支川が流入する場合は、十分な支川処理を必要とする。

一般に支川の方が流路勾配が急な場合が多く、射流となるケースがある。これに対して本川の方は常流とすることが原則であるから、たとえ洪水のピーク到達時間がずれていたとしても、射流から常流に変わる際に跳水現象を起こし、対岸に乗り上げる可能性がある。このため支川の流量等が本川に比べ無視できる程度のものを除き、本川にスムーズに合流させなければならない。

特に、合流する支川が比較的大きく、本川への影響が大なるときは十分注意する必要がある。

< 解説 >

本川に支川が合流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併せた勾配とする。このため、合流点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、平面計上等十分検討する。

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、合流点は本川溪流保全工の床固工（帯工）の上流側にすることが望ましい。

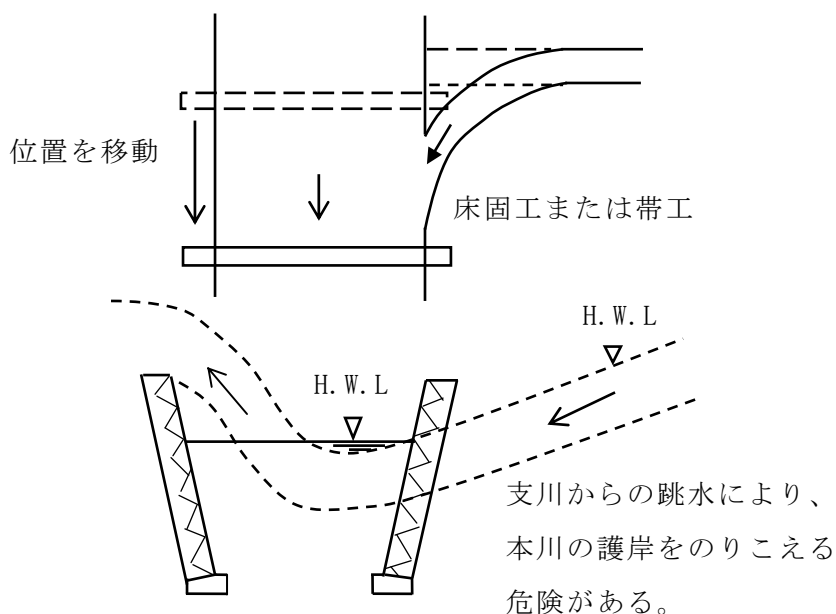


図 4.5.4 支川の法線

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、支川の流域面積が小さく流量が小さい場合（ $Q' / Q \leq 0.1$ かつ $Q' \leq 3.0 \text{ m}^3 / \text{s}$ ）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。

[一般的な事例]

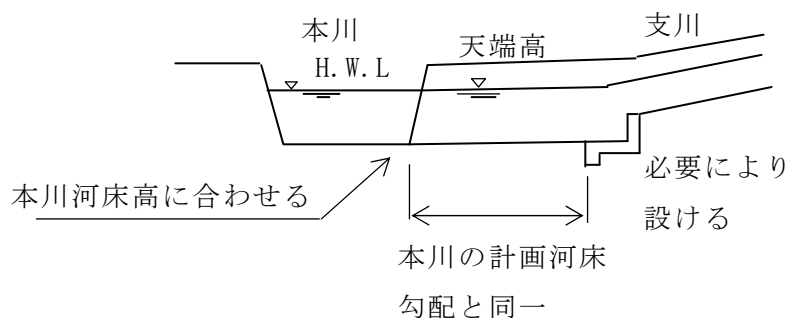


図 4.5.5 縦断形

[支川の流量が少ない場合]

($Q' / Q \leq 0.1$ かつ $Q' \leq 3 \text{ m}^3 / \text{s}$)

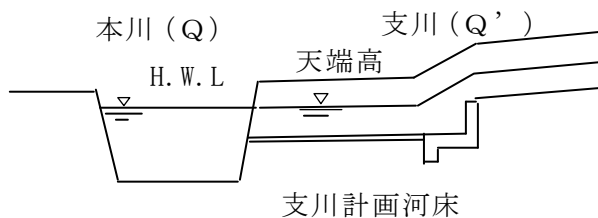


図 4.5.6 縦断形

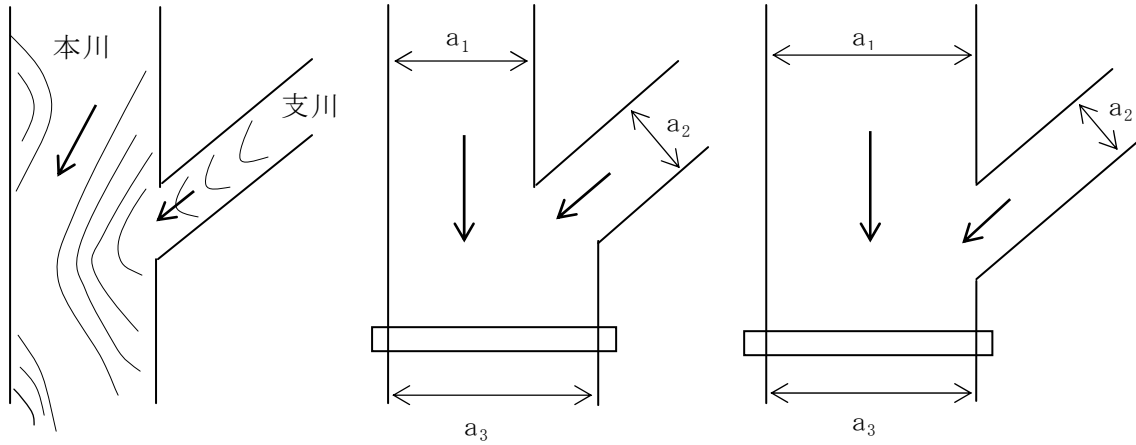
③ 横断形

本川・支川とも河床勾配、計画高水位（水深も）が同じような河川の場合（両方の掃流力が同程度）は、合流点下流の溪流保全工幅は本川・支川の幅の和をもって計画幅としてよい。（図 4.5.7-b）

少しの違いの場合は流量計算を行い求める。本川の掃流力の方が支川の掃流力より大きい場合は、支川から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性がある。（図 4.5.7-a）そこでこのような場合には、 a_3 を $a_1 + a_2$ の和

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ある。

(図 4.5.7-c) この場合には計画高水位の取り方は、十分注意することが必要である。



a. 支川の掃流力が
大の場合

$$b. a_3 = a_1 + a_2$$

$$c. a_3 < a_1 + a_2$$

$$a_3 \doteq a_1$$

図 4.5.7 横断形

④ 護床工

本川、支川の河床高が異なる場合については護床工を設置するその範囲は、本川の流向方向には 5m 以上、河幅方向には河床の差の 2 倍以上（最低 2m）とする。ただし、河幅方向で、護床工を設置しない幅が 2m 以下の場合には、河床幅全体に護床工を設置する。(図 4.5.8 参照)

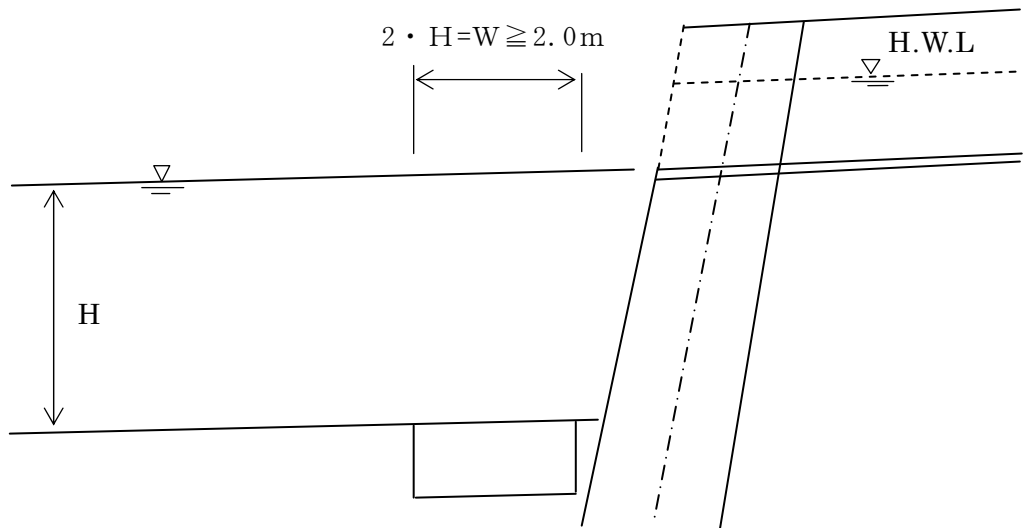
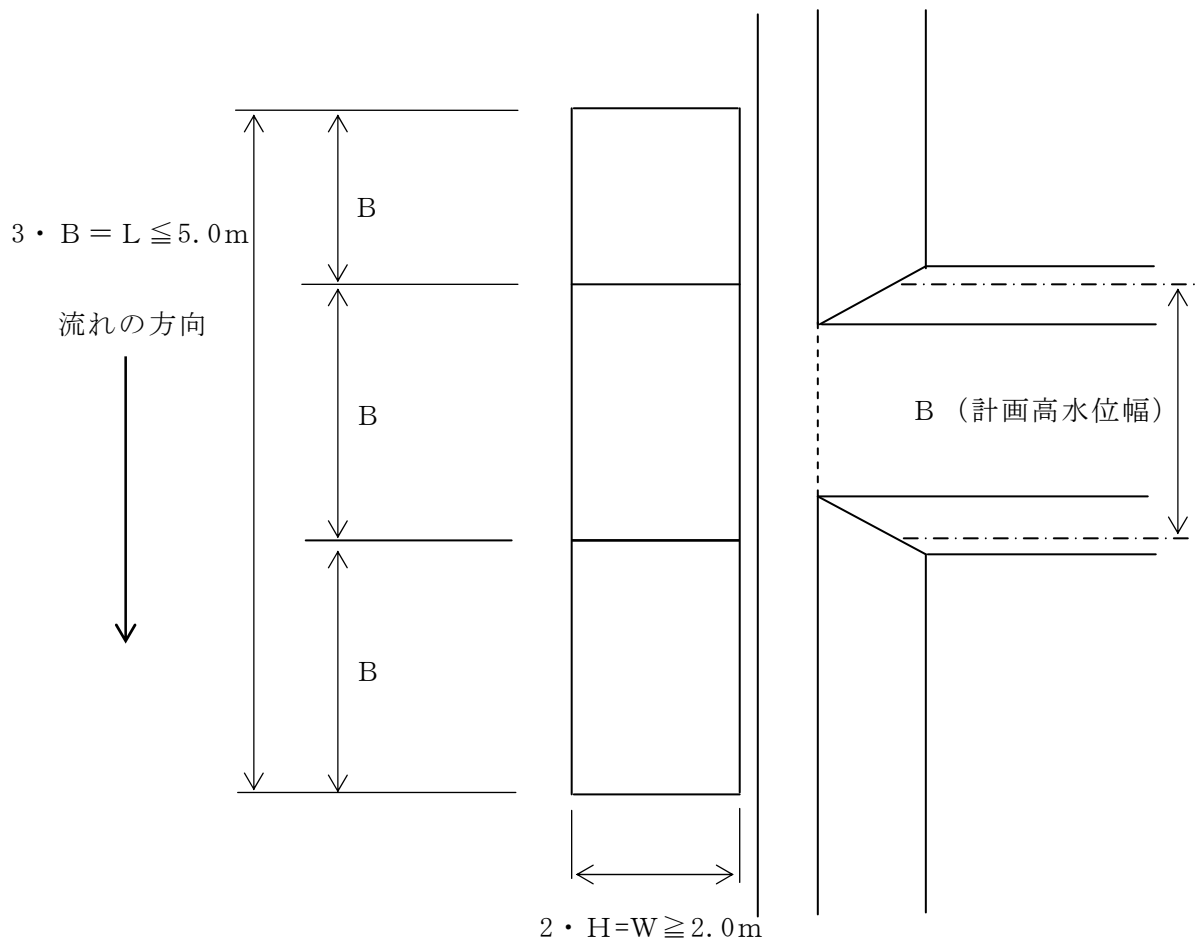


図 4.5.8 護床工

5.1.4 断面計画

溪流保全工の断面は、原則として単断面とし、計画洪水量を十分流しうる構造でなければならない。

また、現河道幅より計画の河幅が狭小にならないようにすること。

(1) 断面の決定

溪流保全工の水通し断面は、一般に水路が一様で、河床勾配と水面勾配がほぼ一致するものとして、等流による平均流速公式と通水断面積から、設計流量を流し得る断面とする。護岸の高さは、その越流水深に対象流量による余裕高を加えて決定する。

1) 計画洪水流量

計画洪水流量の土砂混入を見込むものとし、下記の値を標準とする。

上流の砂防工事が施工中および屈曲、乱流防止の場合

$$\alpha = 10\%$$

上流の砂防工事が施工済みの場合

$$\alpha = 5\%$$

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

Q' : 合理式によって求まるピーク流量

Q : 計画洪水流量

α : 土砂混入率

2) 通水断面の決定

- ・ **マンニング公式**によるものとする。
- ・ 最小河床幅は **2.0m**を限度とする。
- ・ 計画流速 (V_1) は、対象流量 (Q) に土砂混入を考慮することから、流速の補正を**ワングの式**で行う。

$$Q = A \cdot V_1$$

$$V_1 = \frac{r_w}{r_w + \frac{\alpha}{100}(d - r_w)} \times V \quad (\text{ワングの補正})$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{1}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad (\text{マニング式})$$

Q : 土砂混入を見込んだ流量 (m³/s)

A : 計画断面積 (m²)

V₁ : 土砂混入後の流速 (m/s)

V : 平均流速 (m/s)

r_w : 水の単位重量 (kN/m³)

$$\rightarrow r_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$$

d : 砂礫の単位重量 (kN/m³)

$$\rightarrow d = 23 \sim 26 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{一般的に } 25.51 \text{ kN/m}^3)$$

α : 土砂混入率

n : 粗度係数 (表 4.5.1 参照)

R : 径深 (m) R = A / P

表 4.5.1 マニングの粗度係数

一般河道	0.030～0.035
急流河川および河道が広く水深の浅い河川	0.040～0.050
暫定素堀河道	0.035
三面張水路	0.025
河川トンネル	0.023

但し、二面張の場合 0.030 とし、三面張は 0.025 とする。

(2) 余裕高

溪流保全工の余裕高は原則として計画流量によって決定するものとする。

但し、余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位（H）に対する余裕高（ ΔH ）との比（ $\Delta H/H$ ）は表 4.5.3 の値以下とならないようにすること。

表 4.5.2 余裕高

計画流量	余裕高（ ΔH ）
200m ³ /s 未満	0.6m
200～500m ³ /s	0.8m
500m ³ /s 以上	1.0m

表 4.5.3 計画河床勾配の計画高水位に対する余裕高との比の最低値

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

< 解説 >

勾配の急な溪流では、河床変動、土砂流出等が起こり易く、流速が大きい関係もあって水面変動が大きい。このため大きな余裕高が必要となる。また、これは河幅との関係もあり、同一流速でも河幅が広ければ、計画高水位の水深が小さくなり、規定の余裕高で十分安全となる。

そこでこれら計画高水位（H）と余裕高（ ΔH ）との比をとり、これらの値の下限値を勾配別に規定したものである。

5.1.5 溪流保全工曲流部

溪流保全工の曲流部の外側は流水の遠心力による水位上昇が考えられるので、内側よりも護岸天端を高くするのが原則である。また、曲流部の外側には流水が集まりやすいため、構造上これに対処できる強度を考慮した構造で計画しなければならない。

< 解説 >

曲流部において外側水面は遠心力のため隆起上昇する。この水位上昇は、以下のグラシヨー式で表すことができる。

$$h = 2.3 \times \frac{V^2}{g} (\log R_2 - \log R_1) \quad (\text{グラシヨー式})$$

$$h = \frac{1}{g} \times \frac{R_2 - R_1}{R} \times V^2 \quad (\text{簡便式})$$

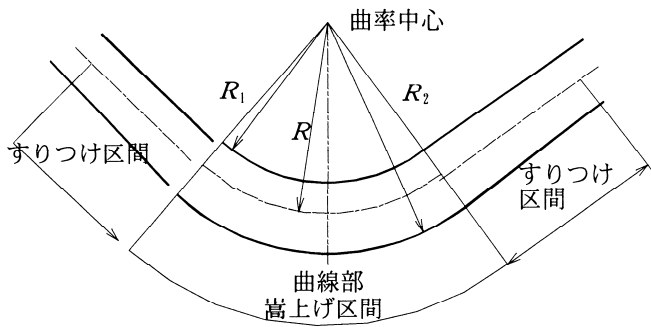
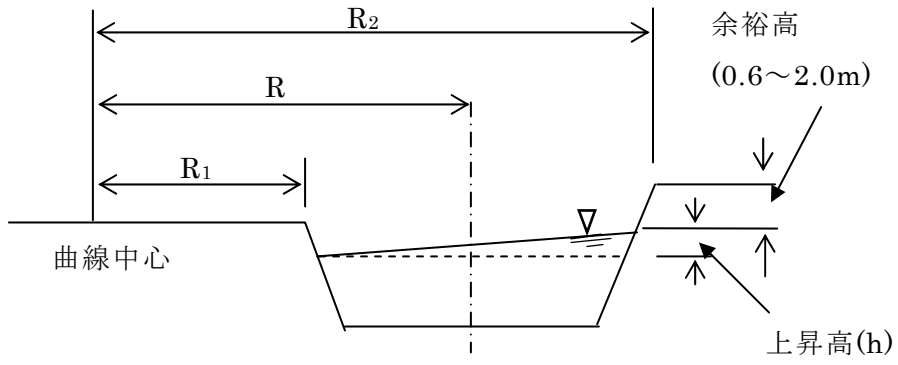
h : かさ上高 (m)

V : 流速 (m/s)

R_1 R_2 : それぞれ、軸から内側、外側法肩の距離 (m)

R : 曲線半径 (m)

この式により求めた値が 30 cm を越える場合は、計算結果に通常の余裕高を加えた値を天端高とする。



- h : 上昇高
- g : 動加速度 (9.81m/sec²)
- R₂ : 外側護岸の屈曲半径 (m)
- R₁ : 内側
- V : 流速

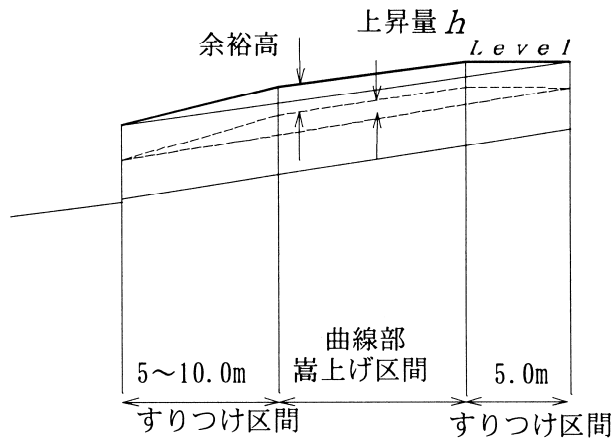


図 4.5.9 曲流部

5.1.6 上流端処理工

溪流保全工の上流端には溪流保全工を施工する溪流の荒廃状況、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、流出土砂抑制・調節効果を持つ型式の床固工を施工するものとする。

< 解説 >

上流砂防堰堤と溪流保全工施工地点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出すると、施工した溪流保全工の断面が埋そくされ、それがもとで土砂害・水害を引き起こすこととなる。それも溪流保全工により、かえ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、溪流保全工の断面は開水路の流路断面とするため、その間に取合せ部が必要となる。取合せ部は、水理条件を急変させないように、最上流端の床固工の川幅の3倍程度の長さとする。また、床固工の水叩き長を3B（取合せ部）とすることは、その目的が異なるためしてはいけない。
(必ず垂直壁の下流で設ける)

また、取合せ部の終点には、帯工または床固工を計画するものとする。

5.2 床固工の設計

5.2.1 床固工水通しの設計

水通し断面は計画流量を安全に流下させるための十分な断面をもたなければならない。

水通し断面はM a n n i n g（マニング）の流速公式により決定する。

$$Q = V \cdot A$$

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

Q : 対象流量 (m³/sec)

V : 水通し天端の流速 (m/sec)

A : 対象流量流下断面積 (m²) $A = h_3 (B_1 + 2 m_2 h_3)$

h₃ : 越流水深 (m)

B₁ : 水通し底幅 (m)

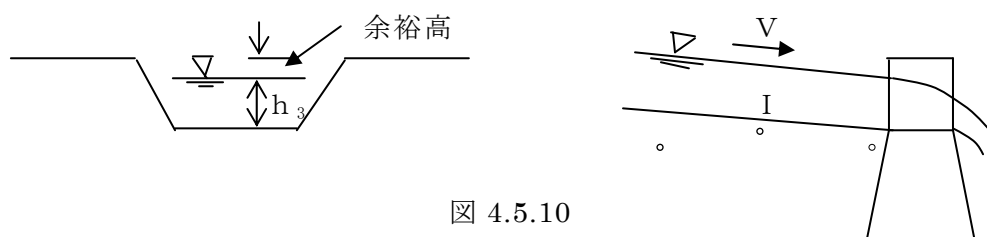
m₂ : 袖小口勾配 (1 : m₂)

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



(1) 水通し位置

砂防堰堤水通し位置の決定に準ずる。

(2) 通水断面の形状

台形を標準とし、両小口勾配は、**1 : 0.5**を標準とする。

袖小口の **1 : 0.5** 勾配は、渓床の傾斜角、床固工保護のため水叩き、側壁、垂直壁等が併設される場合が多く、工費の節約等を考慮して定めたものである。

なお、上下流の地形、取付護岸の法勾配等により制約される場合（普通砂防工事の

場合には袖小口勾配から護岸の法勾配を決定する場合が多い) には、別途検討しなければならない。

(3) 水通し断面

1. 水通し断面は、計画洪水流量以上を流しうるよう十分な余裕を見込まなければならない。
2. 越流水深は、**2.0m**までを標準とし、**0.1m単位**で決定する。
3. 水通し高は、越流水深に余裕高を加えた高さとし、**0.1m単位**で決定する。

< 解説 >

- (1) 特に土石流区域（上流域）においては十分な余裕がある断面積をとり、不測の事態にそなえることが望ましい。
- (2) 床固工は、水通しの天端の突出高が溪床から少ないため床固工の水通しの断面決定には砂防堰堤と異なり、「計画編 第6章 計画対象流量」で算定した流量に対応する流速を考慮した断面積および越流水深を決定しなければならない。
- (3) 水通し断面の決定には、幅と高さ（水位）をどのような割合にするかが、水通し幅を大きくとり越流水深を小さくした方が堤体断面積の節約、床固工の案定度および下流洗掘防止から一般に有利である。

よって、これらを勘案して越流水深は 2.0m以下を標準としたものであり、また、地形等に制約される場合でも床固工下流の前庭工および溪床を維持するために、最大限 3.0m以下にすることが過去の例から良策である。

(4) 余裕高

余裕高は溪流保全工に準ずる

- (5) 溪流屈曲部に築造する床固工の凹岸の袖高は、凸岸より高めることを考慮しなければならない。

5.2.2 床固工本体の設計

(1) 床固工本体

- ① 床固工の高さは、通常 **5.0m以下**とする。
- ② 本体の設計は、天端幅は **1.5m**を標準とし、袖天端幅は**水平**とする。
また下流面は **2分**とし、上流側は構造物が安全となるように勾配を付ける
(流体力は土石流が当たる場合は流体力を考慮し、当たらない場合は考慮しない。勾配については、上流法勾配で調整を行う。)
- ③ 袖は原則として地山にかん入することとし、堤内地盤以下で計画すること

< 解説 >

- 1) 床固工の落差、高さは混同されやすいため注意すること。以下に高さで落差を規定しておく。

高さ：床固工の水通し天端高～床固工底面高

落差（有効落差）：上流側河床高～下流側河床高

- 2) 床固工の天端幅は流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部は通過砂礫の摩擦等に耐えるように、河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定する。

一般に表 4.5.4 に示す値を用いる。

表 4.5.4 天 端 幅

天端幅 (m)	1.0	1.5
河床構成 材料	礫混じり砂利 ～ 玉石混じり砂利	玉石 ～ 転石
流出土砂 形態	流出土砂量の比較的少ない地域 ～ 常時流出の砂の流出が多い地区	小規模の土石流発生地区 ～ 大規模の土石流常襲地区

- 3) 床固工の断面計上は構造上の安全性、経済性、施工性等を考慮して決定するものとする。下流法は 1：0.2 とし、上流法は越流水深と床固工の高さに応じて安定計算を行うものとする。

(2) 床固工の基礎および袖部

床固工の基礎および袖部は、堰堤工に準じて十分に地山に突込んで安全かつ経済的なものとせねばならない。床固工の袖勾配は付けずに水平とするものとする。

< 解説 >

土砂・礫の場合、段切勾配が1:0.5の時、直高4.0mまでを原則とし、水平にステップを2.0m以上設ける。

原則として下図のとおりとするが、地形、地質、他の条件によってやむを得ない場合は、労働安全衛生規則をおかさない範囲で変更すること。(表4.5.5参照)

表 4.5.5 床固工の基礎および袖部根入れ

項目 \ 地質	硬岩	中硬岩	軟岩	土砂・礫・玉石
基礎根入れ深さ(a)	1.0~1.5m		1.5~2.0m	2.5~3.0m
サト根入れ深さ(b)	1.5m		2.0m	3.0m
袖かん入長(c)	1.5~2.0m以上		2.0~3.0m以上	
基礎底面の範囲(d)	現場条件による	1.5m以上		

注) 上表の数値は一般的に大きいものを採用し、これに抛り難い場合には、地質等から判断するものとする。

また、この場合については事前に砂防課と協議を行うものとする。

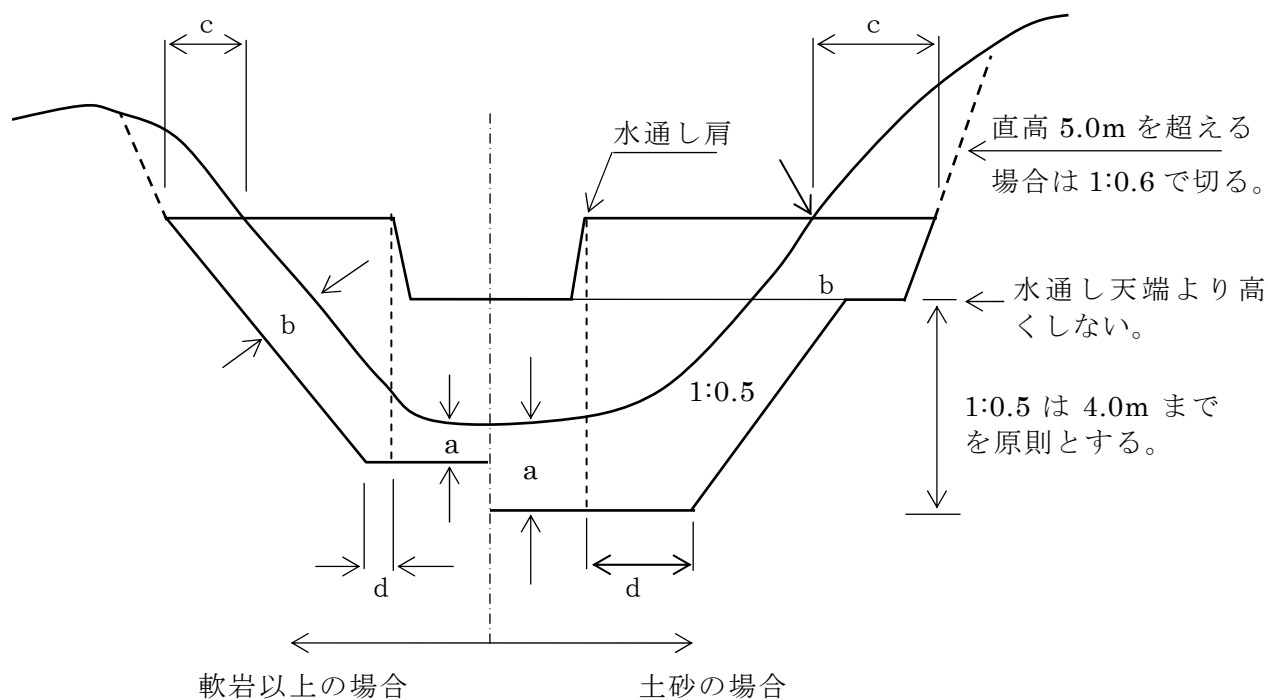


図 4.5.11
4-172

(3) 水叩工

床固工の安定を図るため、水叩きを設けるのを原則とする。

< 解説 >

1) 水叩き長は、次式による。

$$L = 2.0 \times (H_1 + h_3)$$

(注) Lは0.5m～1.0m単位で直近上位をとってよい。

L：水叩き長（垂直壁天端幅は含める）

H_1 ：有効落差（ $H_1 = H - t$ ）

h_3 ：床固工越流水深

2) 水叩の厚さ

水叩の厚さは次式による。ただし、0.7m以下の場合は**0.7m**とし、1.5m以上の場合は**1.5m**とする。また、0.1m単位とする。

$$t = \frac{0.2 \times (0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.12}$$

ただし、t：水叩の厚さ（m）10cm単位とする。

H：堰堤高

h_3 ：本堰堤の越流水深

※ 軟岩の場合や岩盤に節理が多い場合、水叩き厚は原則として、**1.0m**とする。

(4) 垂直壁

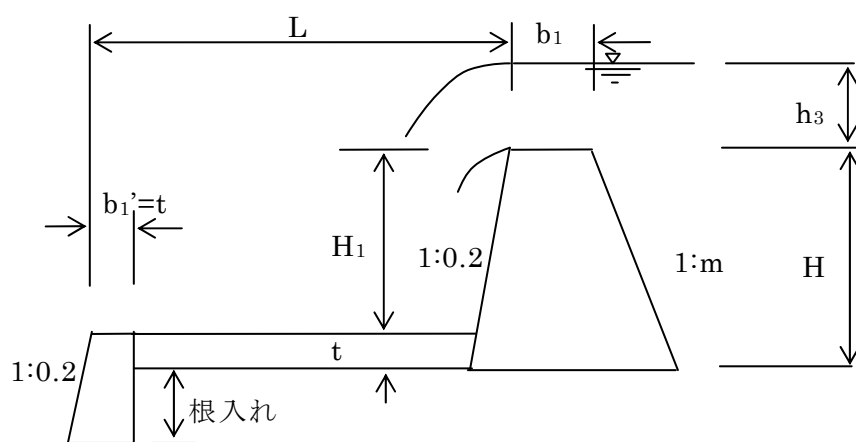
水叩き先端の基礎は一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。

このため副堰堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

< 解説 >

1) 垂直壁の構造

- ・ 垂直壁の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てる。
- ・ 垂直壁には原則として袖を設け、下流法勾配は **1:0.2**、上流法勾配は**垂直**を標準とする。
- ・ 垂直壁の根入れ深さは、下図による。その他根入れは、床固工に準ずる。
- ・ 天端幅は、一般に水叩き厚と同程度とする。



土砂：1.5m以上、軟岩：1.0m以上、硬岩：0.5m以上

図 4.5.12

b_1 ：床固工天端幅

b_1' ：垂直壁天端幅 ($b_1' = t$)

L ：水叩き長

t ：水叩き厚

H_1 ：有効落差 ($H_1 = H - t$)

h_3 ：越流水深

(5) 側 壁

側壁は、床固工水通しから落下する流水によって床固工本体と垂直壁との間において発生する恐れのある側方浸食を防止しうる構造でなければならない。

< 解説 >

側壁の床固工天端から落下する流水による床固工や本堤下流部の側方浸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。(堰堤工・前庭工に準ずる。)

5.3 護岸工

護岸工の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、流送土砂等の外力に対して安全堅固にするとともに、維持管理面についても考慮するものとする。

< 解説 >

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し、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。

一般的には、護岸高が小さい場合、地質条件等が特別悪い場合を除き、モタレ式が用いられることが多い。

(1) 護岸工の法勾配は、原則として**積ブロック 5 分、コンクリート護岸 3 分**とする。

ただし、地形や地域の状況、水辺の利用状況、水衝部か否か等検討を行った上で、緩傾斜護岸としても構わない。(その場合通常断面の外で、緩傾斜護岸を施工すること)

(2) 護岸工の基礎は計画河床高より、 $i \geq 1/20$ は **1.5m**、 $i < 1/20$ は **1.0m**の根入れを標準とする。

(3) 水抜きは、現地の状況により、湧水がある場合に設置することとする。

また、水抜きについては、千鳥設置とし、平常時水位より上部に $2 \sim 3\text{m}^2$ に 1 箇所とし、吸出し防止材を設置することとする。

(4) 護岸工は、**10m~20m**程度に 1 箇所伸縮目地を計画する。

(5) 護岸工の根入れは、以下の方法による。

イ) 土砂の場合下図による。

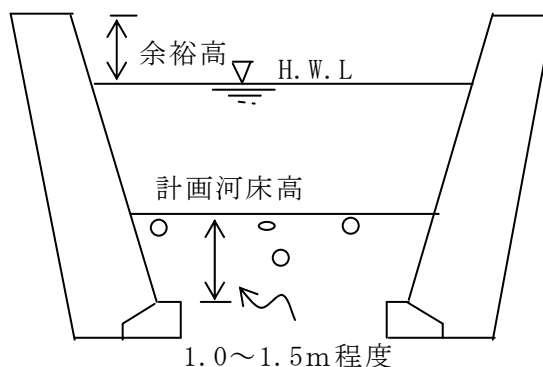


図 4.5.13

ロ) 根固めブロックの場合下図による。

ハ) 岩盤の場合下図による。

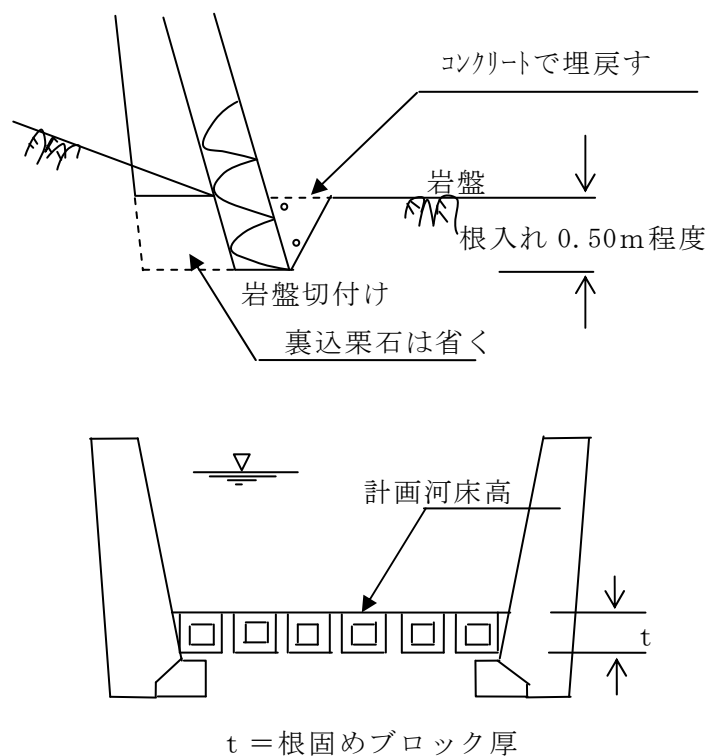


図 4.5.14

護岸工の構造は標準設計による。

(6) 護岸工の法勾配は、渓床勾配が急な程急勾配にする必要があるが、砂防では流水および砂礫による摩擦や破壊を防ぐため一般に5分勾配とする。

特に砂礫による摩擦、転石による破壊の恐れのある場合、渓床勾配が急な場合は、護岸の法勾配とすることが好ましい。

※ 渓床勾配が急な場合とは、計画勾配 1/30 以上を言う。

参考（底張コンクリートの場合）

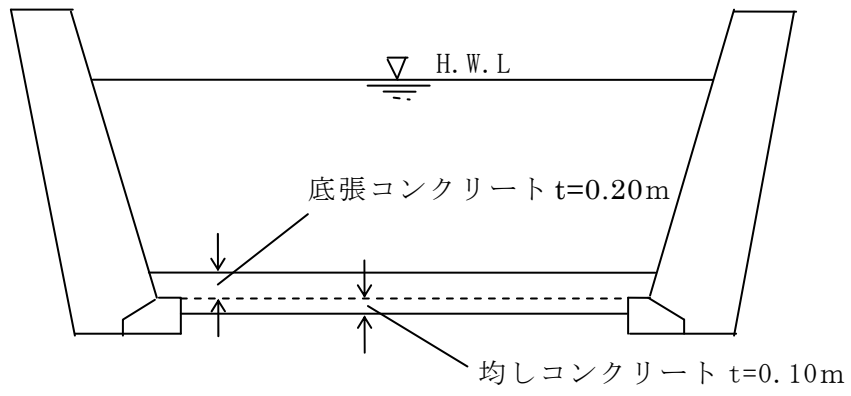


図 4.5.15

5.4 帯工

5.4.1 位置（間隔）

帯工は、落差のない床固工で単独床固工の下流、および階段床固工群の間隔が大きく、なお縦浸食のおそれがある場合に計画する。

< 解説 >

帯工は、落差のない床固め工で縦浸食の恐れがある場合に計画する。

その間隔は次による。

- ① 二面張の場合・・・計画河床勾配 ($1/i$) の分母を m に読み替えた距離に 1 箇所
の割りで計画する。(護床ブロックも含む)
- ② 三面張の場合・・・ $2 \times i$ を m に読み替えた距離に 1 箇所の割りで計画する。
- 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、縦浸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。

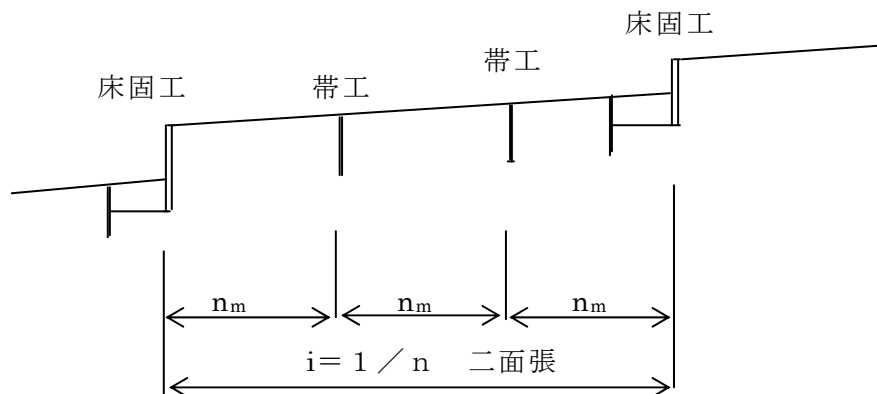


図 4.5.16 帯工間隔例（二面張）

5.4.2 構 造

帯工の構造は、下記のとおりとする。

< 解説 >

帯工には垂直壁に準じて袖を設けるものとする。

帯工下流部の保護は垂直壁下流部の保護に準ずる。

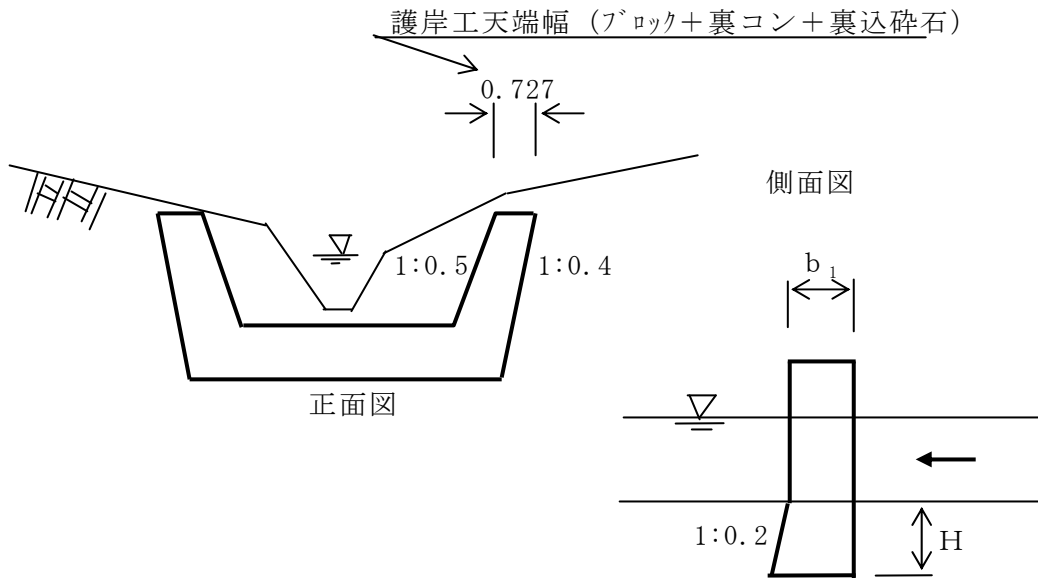


図 4.5.17 帯工の構造

表 4.5.6

条件	河床構成材料			
	転石	土砂・礫		
	b_1	H	b_1	H
下流側が土砂	1.0	1.5~2.0	0.8	1.5~2.0
下流側底張コンクリート	0.8	1.0	0.5	1.0

注) 上表の数値は**一般的に大きいもの**を採用し、これに抛り難い場合には、地質等から判断するものとする。

また、この場合については事前に砂防課と協議を行うものとする。

5.5 護床工

垂直壁下流が土砂礫であり、かつ洗掘のおそれがある場合は護床工を検討する。

< 解説 >

護床工は、河床材料、河床勾配、洪水の発生頻度等により総合的に検討して決定しなければならない。

護床工としてはカーテンプロック、沈床等が用いられる場合が多い。

5.6 水制工

5.6.1 水制工の設計

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

< 解説 >

水制工の目的としては、流水や流送土砂をはねて溪床構造物の保護や溪床浸食の防止を図るものと、流水や流送土砂の流速を減少させて縦浸食の防止を図るものがあり、所要の機能と安全性の確保について十分考慮するものとする。

水制工の型式は、その構造により透過、不透過に分類され、また、高さにより越流、非越流に分けられる。

水はね、土砂はねを目的とする場合は非越流、不透過水制工を用い、流速減少を目的とする場合は越流、透過水制工を用いるのが一般である。

砂防施設として用いる水制工は、一般に急流河川に設置するケースが多く、このため、水制工を水はね、土砂はねを主目的に設置する場合は、水制工の強度および維持管理面から相当困難が予想される。

仮に目的を達成したとしても、その下流の水衝部等の河状を一変させる恐れがあるので、護岸との併用で流速を減少させる根固水制工として採用されている事例が多い。

5.6.2 水制工の形状

水制工の長さ、高さ、間隔は、水制工の目的、河状、上下流および対岸への影響、構造物自体の安全性を考慮して定めるものとする。

< 解説 >

一般に水制工は、単独の水制工で流水に抵抗させるより、水制工群として一定区間に設けて各水制に均等に抵抗させて流速を低減させるほうが急流荒廃河川では効果である。

一般には水制工の長さを短くし水制工と護岸を併設したほうが、維持、工費上からも経済的となる場合が多く、その長さは川幅の1割以下としている例が多い。

また、水制群では、上流側を短くし水勢における負担を軽くするとともに、水制工天端に、河心に向かって1/10～1/100の下り勾配を付けるのが通常である。

水制工の高さは、維持管理および河川に与える不測の影響を考慮して低くする場合が多く、平均低水位上0.5～1.0m程度としている。また、水制工の間隔は、水制工高の10倍程度および水制工長1.5～2.0倍程度を目途として、水制の高さ、長さとの関係等から経済性を考慮して定める必要がある。

なお、水制工のもと付けについては、護岸と水制工を併設する場合は流水が水制と護岸の間を流下しない構造とし、水制工単独の場合は十分根入れを行うとともに、もと付け付近に流水が向かわない構造とする必要がある。

5.6.3 本体および根固工

一般に砂防施設を設ける溪流は、急流でかつ河床材料の粒径が大きいいため、水制の強度の面から杭打ち水制工は避けるべきで、むしろ自重で流水等に抵抗できるような工法を用いるべきであり、一般にコンクリート不透水制が多く用いられる。

透過水制工採用する場合は、堤頂部まで外力が働いても安全でなければならない。

水制工の基礎は、一般には河床が砂礫であり、洗掘を受けやすく、特に水制の先端は局所洗掘による基礎の破壊の原因となりやすい。このため水制工には、原則として根固工を併設するものとする。

5.7 山腹工

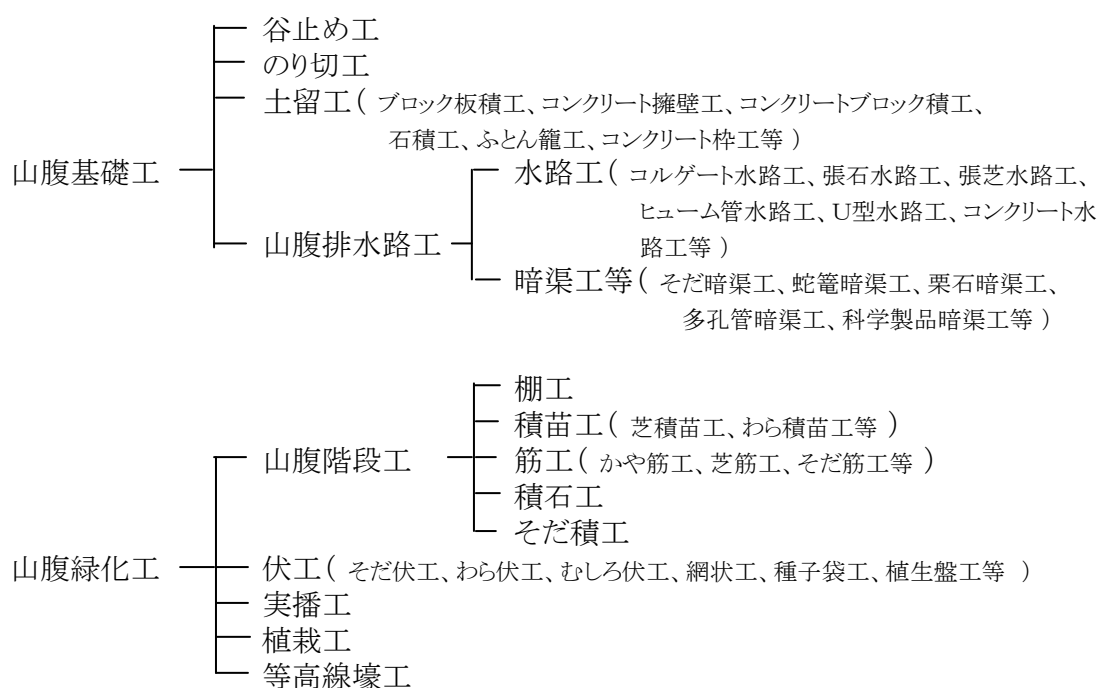
5.7.1 総説

山腹工の設計に当たっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安全性、維持管理等についても考慮するものとする。

< 解説 >

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

山腹工の工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。山腹基礎工とは、のり切工等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による浸食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う工法である。山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。それぞれのなかに含まれる代表的な工種は、次のとおりである。



山腹工の工種は、一般に次の基準により選定する。

1. 地質および気象等の環境別工種

地質区分 気象	中、古生層地帯	第三、第四紀層 地帯	花崗岩地帯	火山堆積物地帯
一般地帯	溪流工事に重点をおき、山腹工事では土留工を最小限度とする。	崩壊面の土壌は比較的良好であり、植生の導入を積極的に図る。	客土的要素を持つ山腹緑化を十分に行う。斜面は浸食されやすいため、被覆を完全に行う。	地形が急峻であるため、基礎工事によって地形を修正する。前面被覆を工を必要とする所もある。
多雨地帯 (年間降水量 2,000mm 以上)	山腹工事は重点をおくが、山腹基礎工を少なくし、山腹緑化工に主力を注ぐ。	山腹基礎工を十分に行う必要がある。	一般地帯に準ずる。	シラス地帯(南九州)がこれに相当する。のり切りは垂直とし、客土的効果のある緑化工を行う。
寡雨地帯 (年間降水量 1,500mm 以下)	一般的に荒廃は軽微であり、簡単な筋工事等でのよい。	山腹緑化工とし、一気に実施する。山腹基礎工は、比較的簡易とすることができる。	山腹基礎工は最小限とし、山腹面の緑化に重点をおく(特に客土的緑化工)	
多雪地帯	雪崩を考慮した山腹工事を必要とする。	山腹排水路工の施工密度を高くし、完全排水に努める。	雪崩を考慮した山腹緑化工を必要とする。	
凍上地帯	各種の伏工と植生によって地表を被覆し、温度低下を防止する。階段工は破壊されやすいため、できる限り施工を避ける。			

2. 荒廃形態別の工種

設計順序にそって工種の選定を検討すると、次のようになる。

(1) とくしゃ地

(2) 崩壊地

主に乱伐等によって土壌が流亡し植生がなくなり、表面浸食が行われている箇所（とくしゃ地）では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。

また、山腹の一部の崩落地（崩壊地）においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点をおいて設計する。

山腹工の設計は、次の順序で行う。ただし、（ ）内は主として使用される工種である。

1. とくしゃ地

谷止工 → 土留工（ブロック板積工） → のり切工

→ 山腹階段工（積苗工、芝工） → 伏工（そだ伏工、わら伏工、種子袋工、植生盤工）

→ 植栽工

2. 崩壊地

(1) とくしゃ地

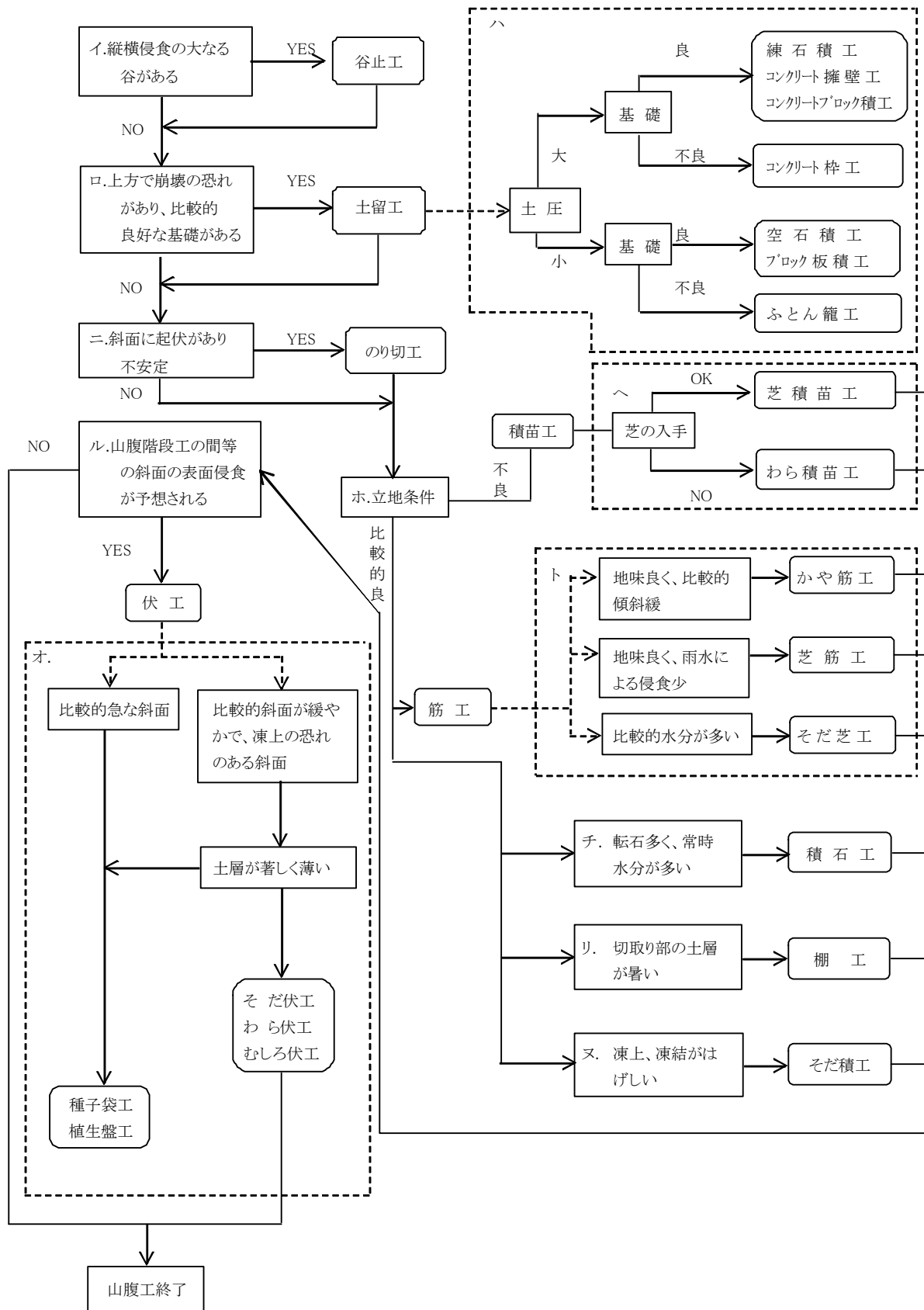


図 4.5.18

(2) 崩壊地

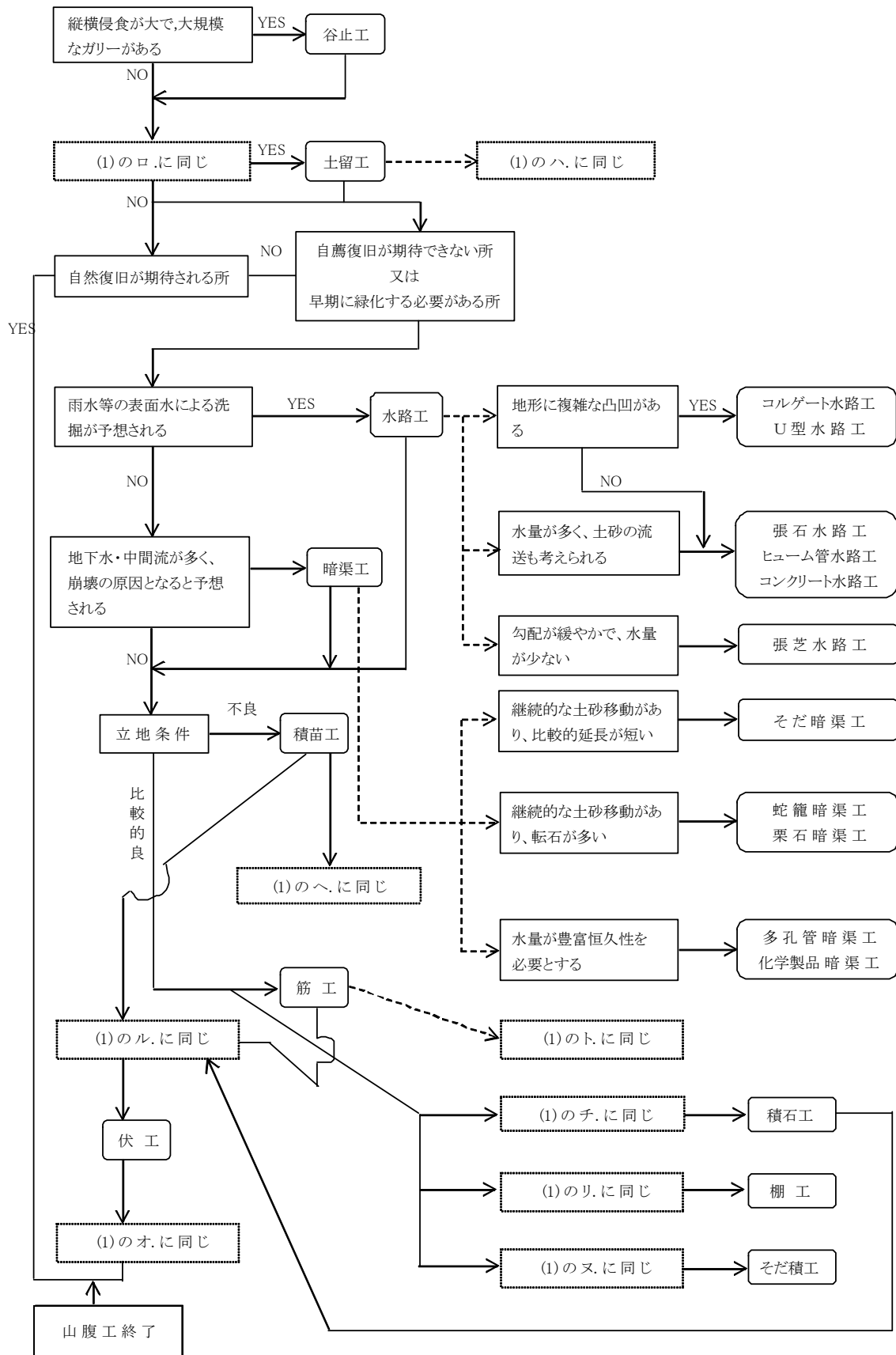


図 4.5.19

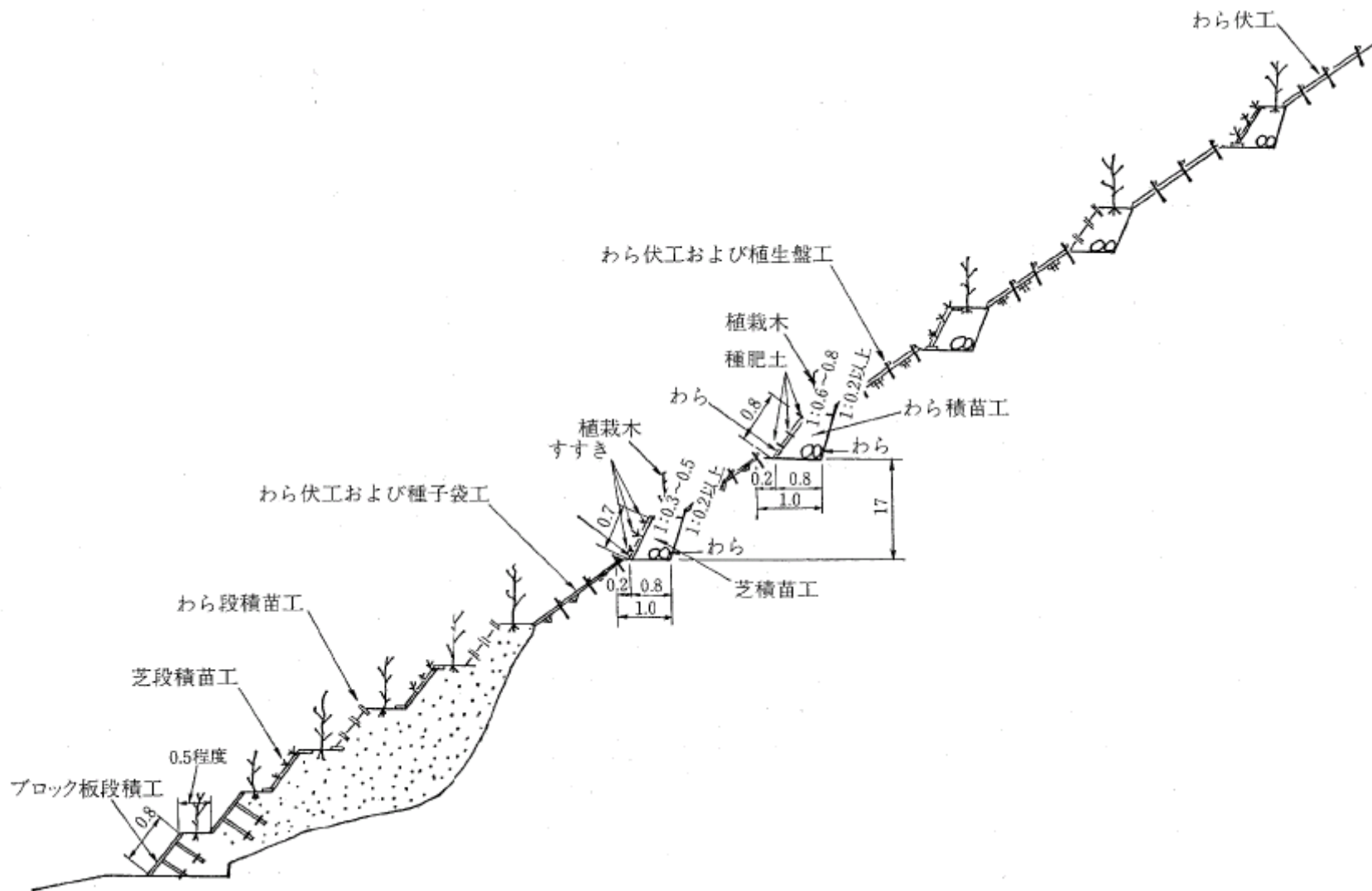


図 4.5.20 とくしゃ地 (施工例) 断面図 (単位 : m)

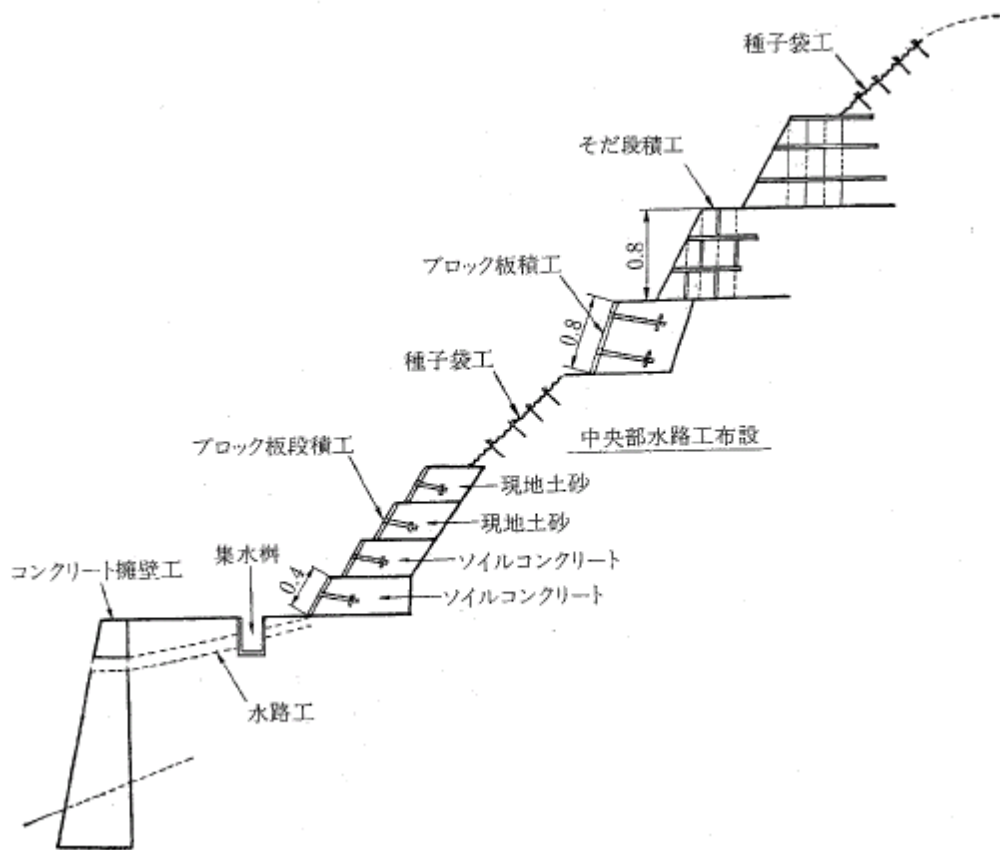


図 4.5.21 崩壊地（施工例）断面図

5.7.2 谷止工

谷止工は、設計編に準じて設計するものとする。

< 解説 >

谷止工は浸食の規模の大きいとくしゃ地および崩壊地において浸食の防止および他の工作物の基礎とする工法である。

天端幅については、流水の量、送流土砂の形態土砂の形態等の条件から適切と認められる場合は、4.6 本体の設計 4.6.2 断面形状 (2)天端幅の設計に示された値より薄くすることができる。

5.7.3 のり切工

のり切工は、山腹斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。

< 解説 >

のり切工とは、山腹斜面に不規則な起伏および斜面があつて、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を整正し緩傾斜として安定した斜面を造る工法であり、のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急傾斜に、下部を緩傾斜にするものとするが、のり切勾配は1割5分を標準とする。

のり切りが大規模で掘削土砂が多い場合は、斜面の安定を図るため押さえ盛土を実施する場合もある。

押さえ盛土とは、不規則な起伏や急峻な斜面を安定するため、石積工や編柵工を基礎として土砂等により盛土して緩傾斜面を作る工法であり、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は編柵工を基礎とする。

5.7.4 土留工

土留工は、地形、地質、気象等の条件および安全性を考慮して、設計するものとする。

< 解説 >

土留工は、のり切工において堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとするものである。また、とくしや地および崩壊地の傾斜が急勾配である場合や上部の林地が急傾斜である場合は、土留工を計画することにより、のり切面積を最小限にとどめ、のり勾配を緩和させることができる。

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

ブロック板積工は、軽量であるがため運搬に便利でかつ施工も容易であるが、土圧の大きい箇所には適当でない（図 4.5.22 参照）

コンクリート擁壁工およびコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するが、比較的土圧の大きい箇所に使用することができる。

石積工には、空石積工と練石積工があり、空石積工は高さ 2m を限度とし、のり勾配は 5 分 より急にしないことを標準とする（図 4.5.23（a）参照）。また、練石積工は高さ 3m を限度とし、のり勾配は 3 分 より急にしないことを標準とする（図 4.5.23（b）参照）。

ふとん籠工は、永久工作物でなく、原則として高さ 2m 以下とし、止杭は、腐朽しにくい樹種を使用し、一般に杭間隔 2m を標準とする（図 4.5.24 参照）。

コンクリート杭工は、基礎地盤の不安定な箇所に使用するものとする。

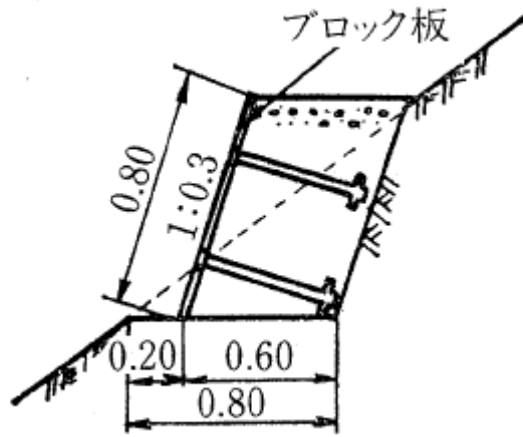


図 4.5.22 ブロック板積工 (単位 : m)

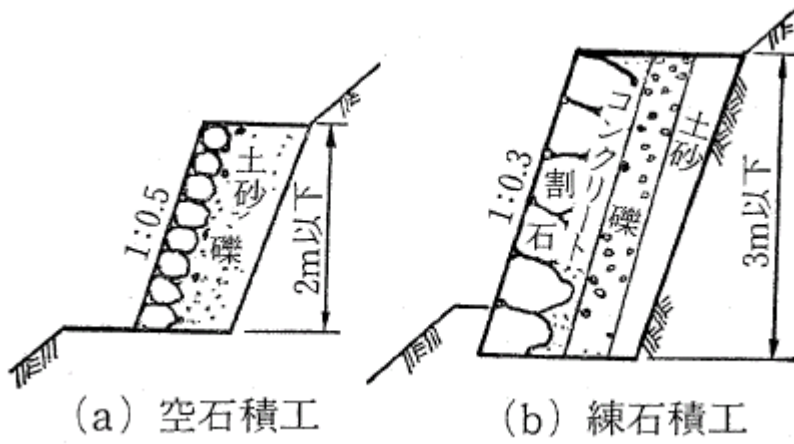


図 4.5.23 石積工

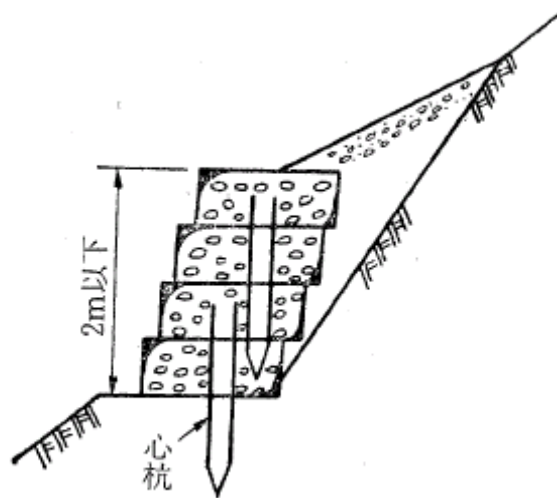


図 4.5.24 ふとん籠工

5.7.5 水路工

水路工は、流水を速やかにかつ安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計するものとする。

< 解説 >

水路工は流水による斜面の浸食を防止するために設けるものであり、その設計においては、勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に移すこととし、崩壊地帯の凹部の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいように配慮する。

通水断面は、下流端には、土留工あるいは帯工を設ける。また、水路長が長い場合には、水路長 20m～30m ごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

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

参考に、コルゲート水路工の例を図 4.5.25 に示す。

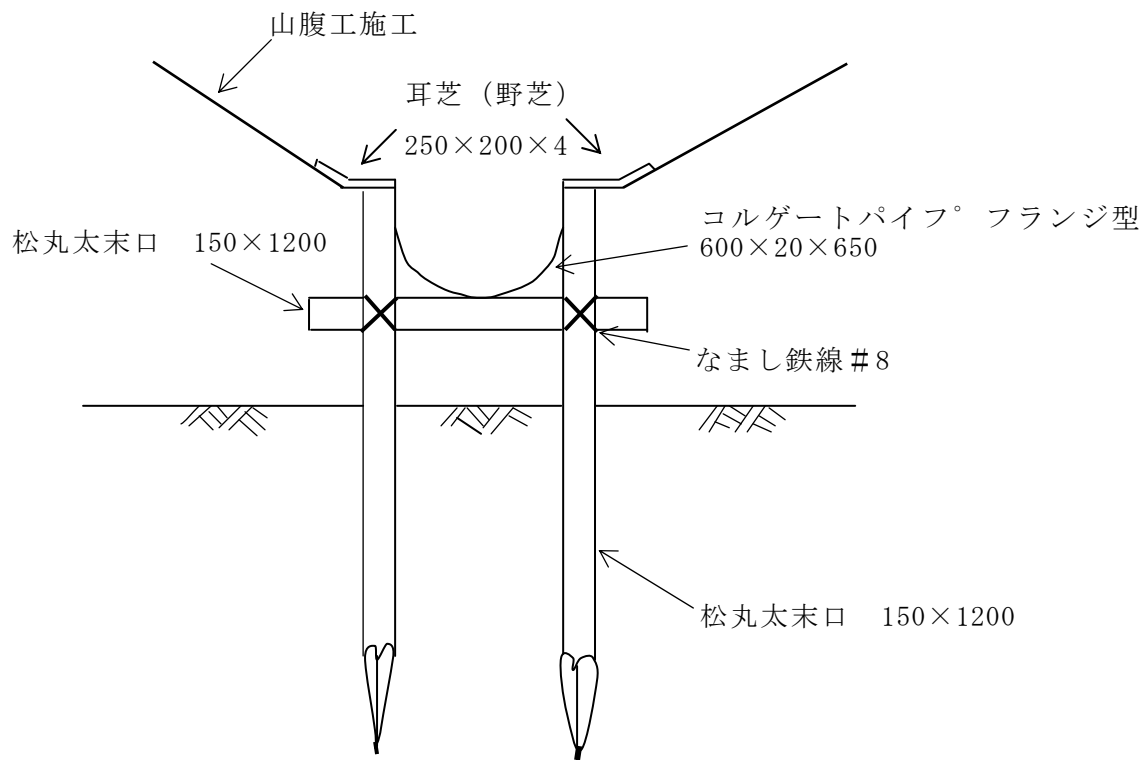


図 4.5.25 コルゲート水路工の例 (単位: mm)

5.7.6 暗 渠 工

暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計するものとする。

< 解説 >

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響を及ぼす恐れのある地下水を排除するために設けるものであり、湿潤な所や湧水の生じる所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮し、地山の不透水層の上部に設けるものとする。

暗渠工の使用材料としては、そだ、蛇籠、栗石、多孔管、化学製品等があり、そだ暗渠工は、小規模な暗渠として使用される。蛇籠暗渠工は、地盤が不安定で変動しても有効に働くようにするために使用するもので、一般に円筒型蛇籠を用いる。

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

参考に、蛇籠暗渠工を図 4.5.26 に示す。

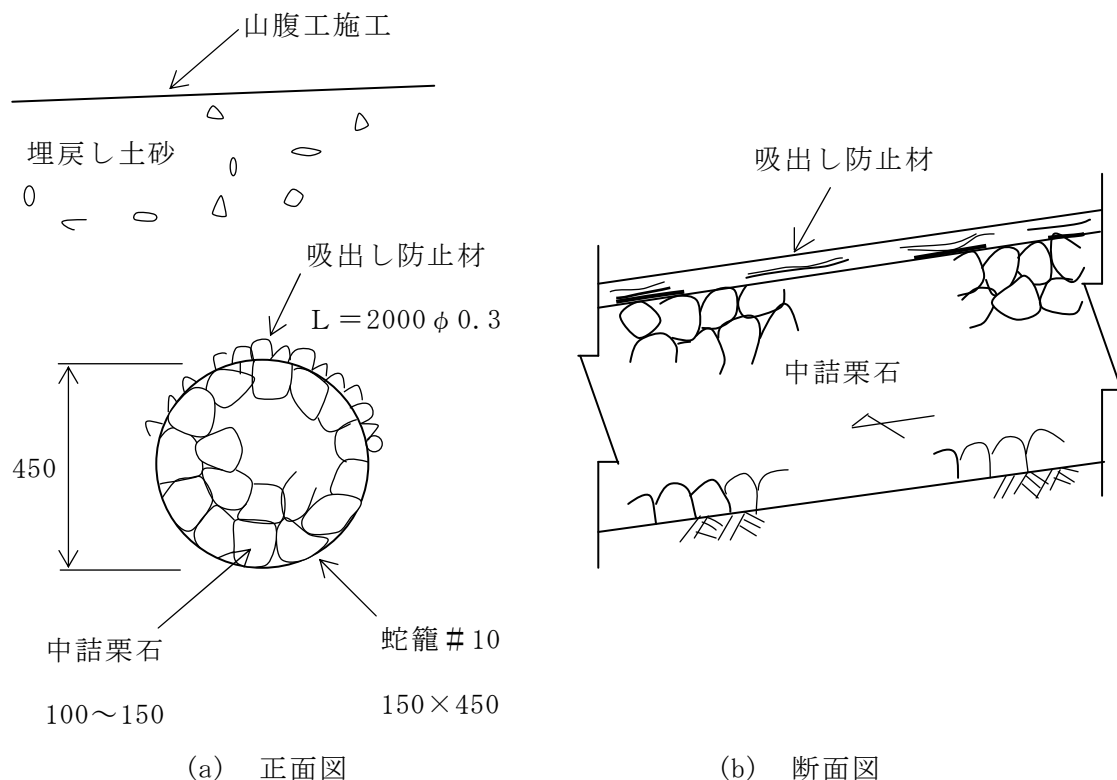


図 4.5.26 蛇籠暗渠工の例(単位: mm)

5.7.7 柵工

柵工は、山腹斜面の表土の流出を防止しうる構造として設計するものとする。なお、柵工は、原則として切取り部で使用するものとし、盛土部での使用は避けるものとする。

< 解説 >

柵工は、施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な箇所において用いるものとする。

柵工は、使用材料によって編柵工、コンクリート板柵工等がある。

参考として、編柵工を図 4.5.27 に示す。

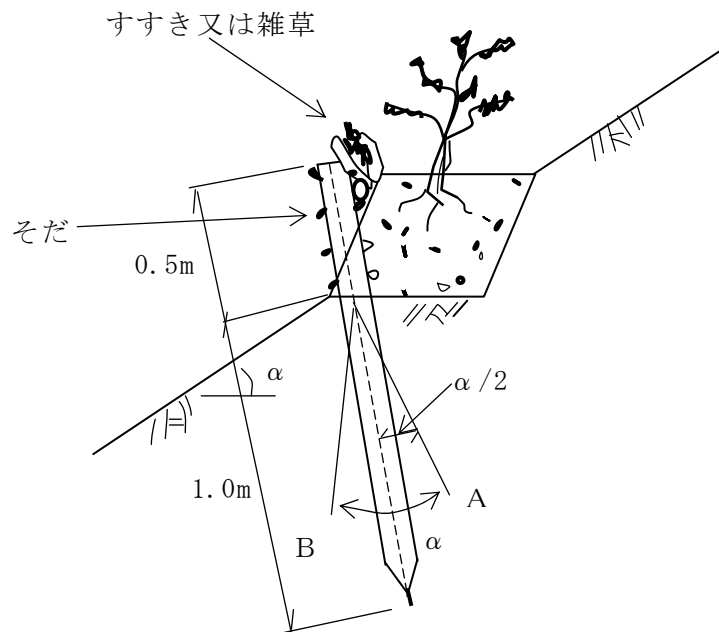


図 4.5.27 編柵工の例

5.7.8 積 苗 工

積苗工は、地山が露出した斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。
その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

< 解説 >

積苗工は、地山に直高 1.5m 程度、幅 1m 程度の階段状の段切りを行った後、芝またはわらを積み、土砂で埋め戻して植栽床とするものである。

積苗工には、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。芝積苗工は、寡雨、乾燥地帯の荒廃地の積苗工として代表的なものであって、芝の供給可能な場所に適する（図 4.5.28 (a) 参照）。立て芝とする場合は、通常 3 枚以下とする。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設けるものとする（図 4.5.28 (b) 参照）。

なお、段積苗工とは、積苗工を斜面において階段的に連続して設ける工法で、主に堆積土砂の上に施工するものである。

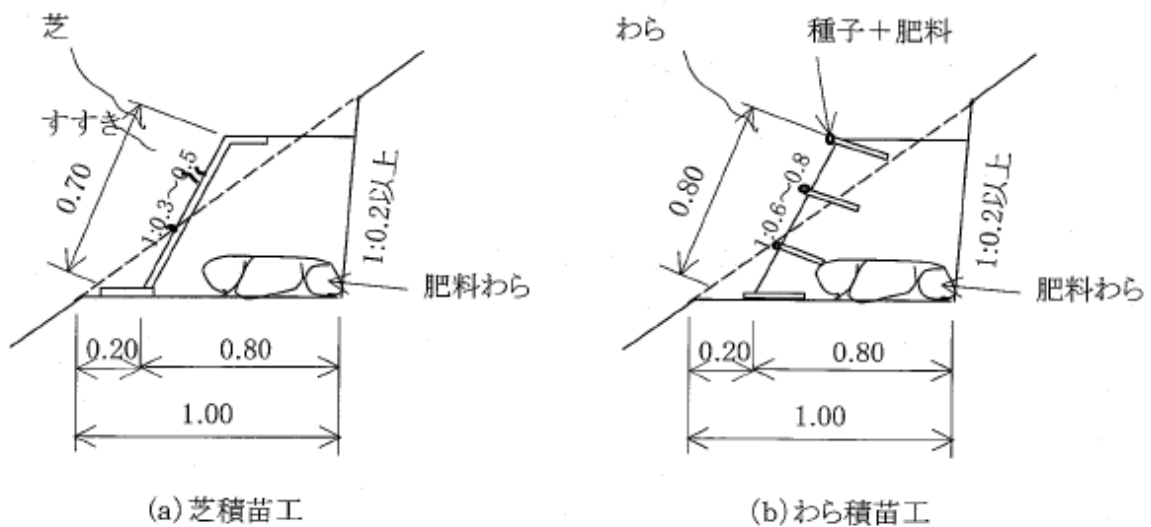


図 4.5.28 積苗工の例（単位：m）

5.7.9 筋工

筋工は、斜面の安定を図りうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

< 解説 >

筋工は、使用する材料によってかや筋工、芝筋工、そだ筋工等に分けられる。

かや筋工は、一般には直高 1.0~1.5m、階段幅 0.4~0.6m、かやを 1m 当たり 0.2~0.3 束で施工する。また、地盤のよい比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯でかやの生長が期待できる箇所では、階段を設けない場合もある（図 4.5.29 参照）。

芝筋工は、とくしや地帯の雨水による浸食の少ない箇所に、かや筋工の代わりとして施工される（図 4.5.30 参照）

そだ筋工は、比較的水分の多い所でそだの入手しやすい箇所に施工される。

一般にそだ筋工は、直高 1.0~1.5m 程度、階段幅 0.6~0.8m 程度、そだの積高 40cm 程度、そだの長さ 40cm 程度、そだ束の径 10cm 程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込んだそだの腐朽にそなえるものとする（図 4.5.31 参照）。

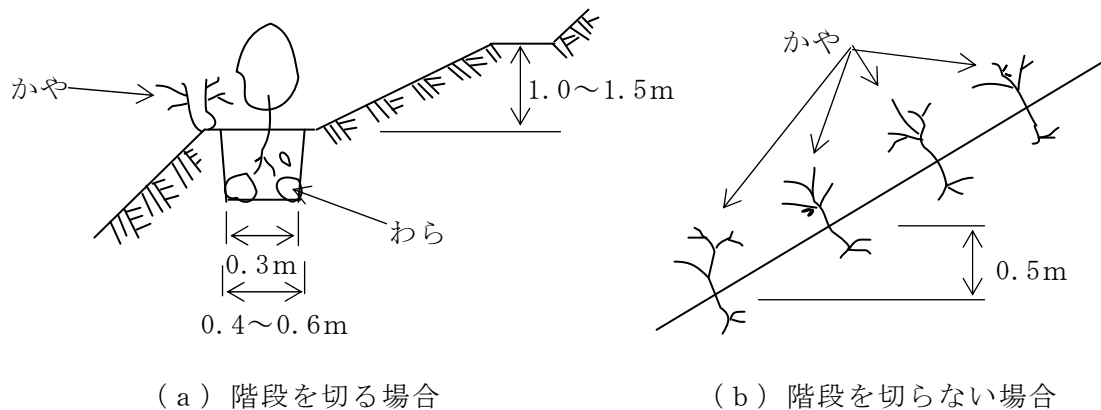
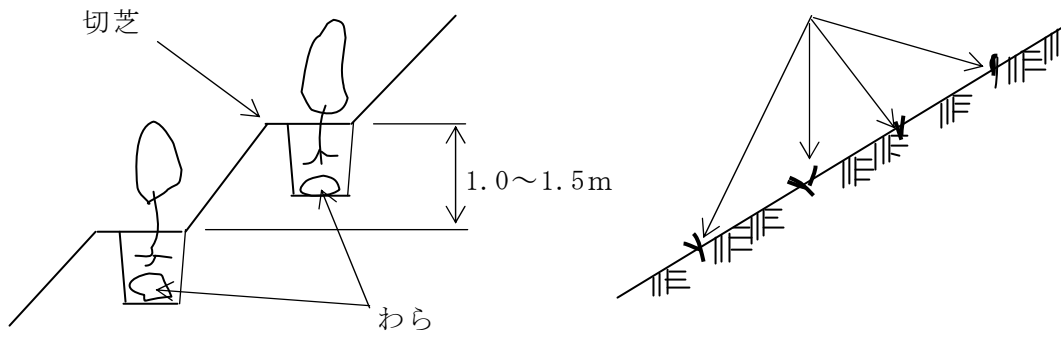


図 4.5.29 かや筋工

切芝



(a) 階段を切る場合

(b) 階段を切らない場合

図 4.5.30 芝筋工

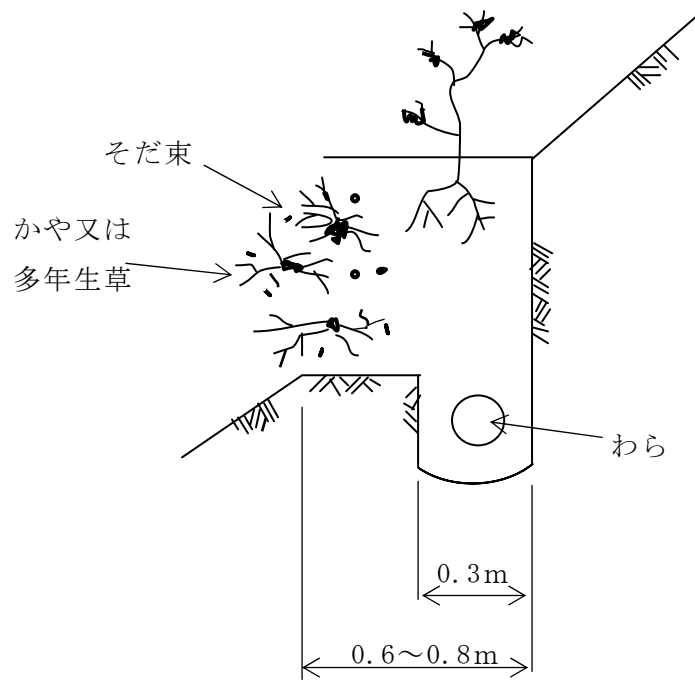


図 4.5.31 そだ筋工

5.7.10 伏工

伏工は、積苗工、筋工等の間ののり面における表面浸食を防止しうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

< 解説 >

伏工には、使用材料によって、そだ伏工、むしろ伏工、網伏工等がある。

伏工は、崩壊地やとくしゃ地においてのり面の表面浸食を防止する工法で使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。

この場合、主としてそだ伏工、網伏工を用いる。

また、直接播いた草木の種子の流出防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的よい箇所では、わら伏工、むしろ伏工等を用いる場合もある。

そだ伏工は一般に比較的面積の小さなとくしゃ地、または積苗工、筋工等ののり面に用いられ、そだの入手が容易で止杭が確実に打ち込める箇所に用いる。一般にそだ伏工は、そだを横に並べ、1.0m以内ごとに縦木（押木）を設置し、止杭によって固定する（図 4.5.32 参照）

網伏工は、緩傾斜で軟弱な山腹に適合している。編目の大きさは普通縦径 2m、横径 4m の菱形とし、接合点およびそだの間を竹串または杭により固定する（図 4.5.33 参照）施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある。

なお、最近では合成樹脂製品を利用してその中に草木の種子を入れた種子袋工や植生盤工等が多く利用されている（図 4.5.34 参照）

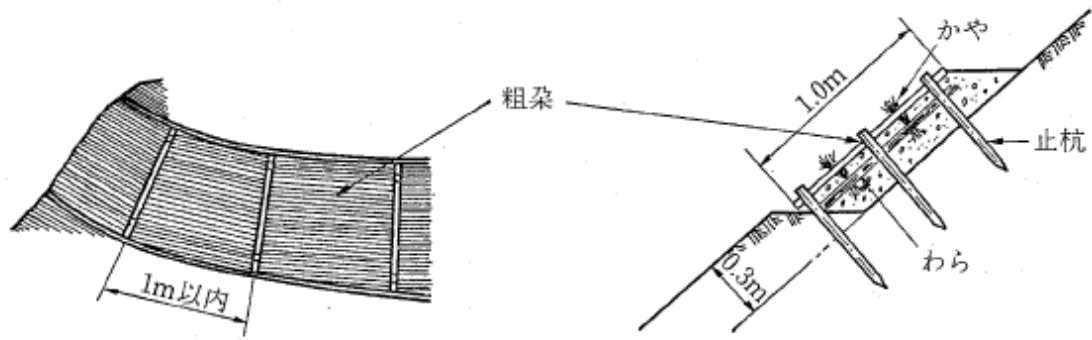


図 4.5.32 そだ伏工

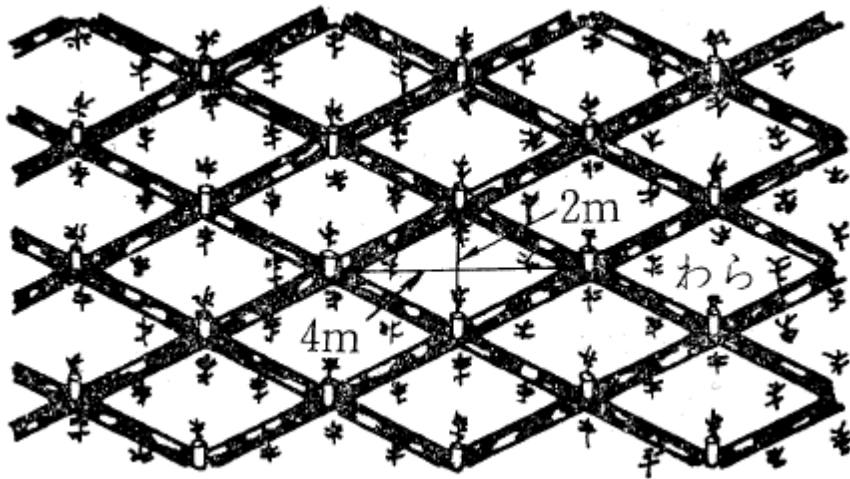


図 4.5.33 網伏工

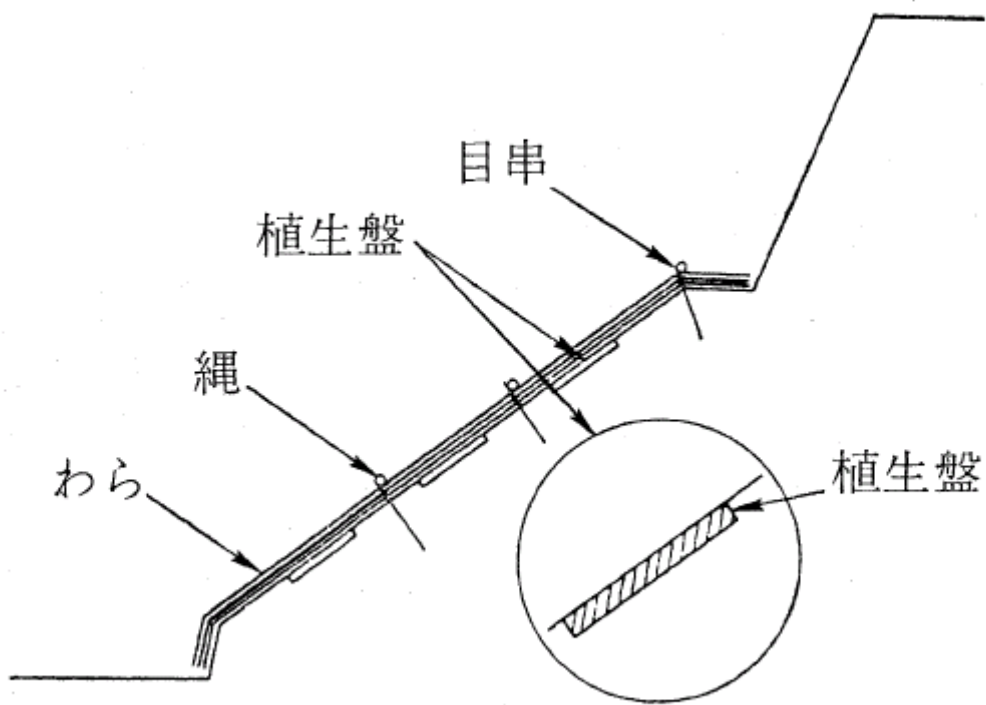


図 4.5.34 わら伏工及び植生盤工

5.7.11 実播工

実播工は、草木の種子を直接播くことにより早期に緑化が図りうるよう設計するものとする。

< 解説 >

実播工は、草木の種子を直接播き早期に緑化を図ることが目的であり、山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な箇所に用いる。実播工として使用する草木類は、周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず生育期間の異なる草木を選択することを原則とし、乾燥地、瘠地に耐えるもの、根系、地上茎がよく繁るもの、再生力が強く多年生であるもの、草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて生長するものを用いる。

実播工を急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により種子、肥土の流亡を防ぐことに留意する必要がある。

実播工に用いる草木は、表 4.5.7 を標準とする。

表 4.5.7 主要山腹砂防用草木類

種名	成長期間	特性	耐寒性	耐暑性	耐旱性	耐酸性	耐肥性			
チカラシバ	多年生	煙害地に適する	中			強	小			
トハギ			強	強	大					
イタドリ								中		
ヨモギ									強	
カルカヤ		適地生大、常緑	非常に強	弱			大			
ケンタッキー 31 フェスク		寒冷地に適する			弱			強	小	
レッドフェスク		被覆力が大	弱	強			大			
レッドトップ		寒さと湿地に強い			弱			強	小	
チモシー		他の草を圧倒する	強	弱			大			
ワイピングラブグラス	1~2年	冬期の施工に助長種として混合する			弱	強		中	大	
イタリアライグラス	多年生	高温でないと発芽しない	強	弱			強			大
ハミュータグラス	多年生	稲科の草と根播する			弱	強		中	小	
ホワイトクローバー		耐陰性が特に強い								
オーチャートグラス	生									

5.7.12 植栽工

植栽工は、早期に緑化することにより斜面の安定を図りうるように設計するものとする。

その工法は、地形、地質、土壌、気象等の条件に応じて選定するものとする。

< 解説 >

植栽工に用いる適木としては、乾燥地、瘠悪地に耐えるもの、根系の発達が旺盛で速やかに土地を固定するもの、萌芽力の旺盛なもの、諸種の害（病虫害、寒気、温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。

植栽工に用いる樹木は、表 4.5.8 を標準とする。

表 4.5.8 主要山腹砂防用樹木類

種名	適応性	造林方法	特性													
			活着力	根系の発達	耐瘠悪性	耐乾性	耐湿性	耐寒性	耐陰性	耐酸性						
アカマツ	潮風に弱いから、内陸に用いる	植栽、播種	良	良	大	大	小	大	小	大						
クロマツ	もっとも一般的である						中									
ニセアカシヤ	崩壊地、やや肥沃なはげ山						中									
トゲナシニセアカシヤ	一般の荒廃地に適するが、強風地、寒冷地は不適當である	植栽、さし木					小	中	小							
イチハギ	適応性は最も高い	さし木、枝まき、播種					小	小	中							
ヤマハギ	イチハギに準ずる	中														
ハンキ	乾燥に強い	植栽					良	大	大		大	大	小	大		
ヤマハンキ	寒冷地に適する														中	
ヒメヤシヤブ	寒冷地以外には適する														小	小
オハヤシヤブシ	大部分の荒廃地に適する														中	
ヤマモモ	暖地に適する		大													