

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 目次

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設	Ⅲ-1-1
第1章 砂防堰堤一般	Ⅲ-1-1
第1節 砂防堰堤の各部の名称	Ⅲ-1-1
第2節 砂防堰堤の設計順序	Ⅲ-1-3
第3節 砂防堰堤の種類	Ⅲ-1-3
第4節 規模と配置	Ⅲ-1-5
4.1 規模	Ⅲ-1-5
4.2 位置	Ⅲ-1-5
4.3 方向	Ⅲ-1-6
第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)	Ⅲ-2-1
第1節 設計流量, 水深	Ⅲ-2-1
1.1 設計流量	Ⅲ-2-1
1.2 水通し断面の検討における設計水深の扱い	Ⅲ-2-1
第2節 水通しの設計	Ⅲ-2-2
2.1 水通しの位置	Ⅲ-2-2
2.2 水通し断面	Ⅲ-2-3
第3節 本体の設計	Ⅲ-2-5
3.1 水通し天端幅	Ⅲ-2-5
3.2 設計外力	Ⅲ-2-5
3.3 下流のり勾配	Ⅲ-2-7
3.3.1 越流部	Ⅲ-2-7
3.3.2 非越流部	Ⅲ-2-8
3.4 安定条件	Ⅲ-2-9
3.5 安定計算	Ⅲ-2-10
3.5.1 越流部	Ⅲ-2-10
3.5.2 非越流部	Ⅲ-2-20
第4節 基礎の設計	Ⅲ-2-21
4.1 基礎地盤の安定	Ⅲ-2-21
4.2 基礎処理	Ⅲ-2-23
4.3 基礎の根入れ	Ⅲ-2-26
4.4 カットオフ, 段切り(節約断面)	Ⅲ-2-28
第5節 袖の安定性および構造	Ⅲ-2-31
5.1 断面形	Ⅲ-2-31
5.2 袖部の破壊に対する構造計算	Ⅲ-2-31
5.2.1 設計外力	Ⅲ-2-31
5.2.2 袖部の安定性	Ⅲ-2-33
5.3 袖天端の勾配	Ⅲ-2-36

同左

5.4	袖の嵌入	Ⅲ-2-37
第6節	非越流部逆断面の設計	Ⅲ-2-38
第7節	袖折れ堰堤の設計	Ⅲ-2-39
第8節	前庭保護工の設計	Ⅲ-2-40
8.1	前庭保護工	Ⅲ-2-40
8.2	副堰堤	Ⅲ-2-41
8.3	流木対策施設を設置した場合の副堰堤	Ⅲ-2-44
8.4	水叩き	Ⅲ-2-44
8.5	垂直壁	Ⅲ-2-48
8.6	側壁護岸	Ⅲ-2-49
8.6.1	側壁護岸の配置	Ⅲ-2-49
8.6.2	側壁護岸の構造	Ⅲ-2-49
8.7	護床工	Ⅲ-2-53
第9節	付属物の設計	Ⅲ-2-54
9.1	水抜き暗渠	Ⅲ-2-54
9.2	間詰め	Ⅲ-2-55
9.3	魚道等	Ⅲ-2-57
9.4	収縮継目	Ⅲ-2-57
9.5	立入防止柵	Ⅲ-2-60
9.6	水通し保護工の設計	Ⅲ-2-61
9.7	付替道路	Ⅲ-2-61
9.8	取水工	Ⅲ-2-63
第3章	土石流捕捉のための透過型砂防堰堤	Ⅲ-3-1
第1節	設計流量、水深	Ⅲ-3-1
1.1	設計流量	Ⅲ-3-1
1.2	設計水深	Ⅲ-3-1
第2節	水通し断面	Ⅲ-3-1
第3節	開口部の設計	Ⅲ-3-2
3.1	開口部の位置	Ⅲ-3-2
3.1.1	縦断方向	Ⅲ-3-2
3.1.2	横断方向	Ⅲ-3-2
3.2	開口部の設定	Ⅲ-3-2
3.2.1	開口部の幅、高さ	Ⅲ-3-2
3.2.2	透過部断面の設定	Ⅲ-3-3
3.2.3	留意事項	Ⅲ-3-4
第4節	越流部の設計	Ⅲ-3-6
4.1	越流部の安定性	Ⅲ-3-6
4.1.1	安定条件	Ⅲ-3-6

同左

4.1.2 設計外力	Ⅲ-3-6
4.2 透過部の構造検討	Ⅲ-3-7
4.2.1 構造検討条件	Ⅲ-3-7
4.2.2 設計外力	Ⅲ-3-7
4.3 底版コンクリートの設計	Ⅲ-3-9
第5節 非越流部の設計(コンクリート)	Ⅲ-3-10
第6節 前庭保護工	Ⅲ-3-10
第7節 構造細目	Ⅲ-3-10
第4章 土石流捕捉のための部分透過型砂防堰堤	Ⅲ-4-1
第1節 設計流量, 水深	Ⅲ-4-1
1.1 設計流量	Ⅲ-4-1
1.2 設計水深	Ⅲ-4-1
第2節 水通し断面	Ⅲ-4-1
第3節 開口部の設計	Ⅲ-4-1
3.1 開口部の位置	Ⅲ-4-1
3.2 開口部の設定	Ⅲ-4-2
第4節 越流部の設計	Ⅲ-4-2
4.1 不透過部の天端幅	Ⅲ-4-2
4.2 下流のり(不透過部)	Ⅲ-4-2
4.3 越流部の安定性	Ⅲ-4-2
4.3.1 安定条件	Ⅲ-4-3
4.3.2 設計外力	Ⅲ-4-3
4.4 透過部の構造検討	Ⅲ-4-4
第5節 非越流部の設計(コンクリート)	Ⅲ-4-4
第6節 前庭保護工	Ⅲ-4-4
第7節 構造細目	Ⅲ-4-4
第5章 床固工の設計	Ⅲ-5-1
第1節 総説	Ⅲ-5-1
第2節 床固工構造	Ⅲ-5-1
2.1 水通しの設計	Ⅲ-5-1
2.2 本体の設計	Ⅲ-5-2
2.2.1 天端幅	Ⅲ-5-3
2.2.2 安定計算に用いる荷重及び数値	Ⅲ-5-3
2.3 基礎の設計	Ⅲ-5-3
2.4 袖の設計	Ⅲ-5-3
2.5 前庭保護工の設計	Ⅲ-5-3
第6章 護岸工の設計	Ⅲ-6-1
第1節 総説	Ⅲ-6-1

同左

第2節 護岸工構造	Ⅲ-6-1
2.1 型式	Ⅲ-6-1
2.2 護岸材料と構造	Ⅲ-6-2
2.3 のり勾配	Ⅲ-6-3
2.4 法線	Ⅲ-6-3
2.5 高さ	Ⅲ-6-3
2.6 計画溪床勾配	Ⅲ-6-4
2.7 取付け	Ⅲ-6-4
2.8 根入れ	Ⅲ-6-4
2.9 伸縮目地	Ⅲ-6-5
2.10 根固工	Ⅲ-6-5
第7章 溪流保全工の設計	Ⅲ-7-1
第1節 総説	Ⅲ-7-1
第2節 対象流量	Ⅲ-7-2
第3節 法線	Ⅲ-7-2
第4節 計画高水位	Ⅲ-7-2
第5節 縦断計画	Ⅲ-7-5
5.1 計画勾配	Ⅲ-7-5
5.2 溪床勾配を変化させる方法	Ⅲ-7-5
5.3 工作物の根入れ	Ⅲ-7-6
5.4 計画河床高の決め方	Ⅲ-7-9
5.5 支川との調整	Ⅲ-7-9
第6節 計画断面	Ⅲ-7-11
6.1 計画断面	Ⅲ-7-11
6.2 計画幅	Ⅲ-7-11
6.3 余裕高	Ⅲ-7-12
6.4 湾曲部の横断形計画	Ⅲ-7-12
6.5 支川処理	Ⅲ-7-13
6.6 上流端処理	Ⅲ-7-14
第7節 流路における床固工	Ⅲ-7-15
7.1 床固工の設計	Ⅲ-7-15
7.2 床固工間隔	Ⅲ-7-15
7.3 水通し断面	Ⅲ-7-16
7.4 断面形状	Ⅲ-7-16
7.5 基礎の根入れ	Ⅲ-7-16
7.6 袖の設計	Ⅲ-7-17
7.7 前庭保護工の設計	Ⅲ-7-18
7.8 側壁護岸	Ⅲ-7-18

同左

7.9 護床工.....	Ⅲ-7-19
第8節 溪流保全工における帯工.....	Ⅲ-7-20
8.1 帯工の設計.....	Ⅲ-7-20
8.2 帯工の位置(間隔).....	Ⅲ-7-20
8.3 構造.....	Ⅲ-7-21
第9節 流路における護岸工.....	Ⅲ-7-22
第10節 底張工.....	Ⅲ-7-23
第11節 付属物の設計.....	Ⅲ-7-25
11.1 管理幅.....	Ⅲ-7-25
11.2 取水工.....	Ⅲ-7-26
11.2.1 取水口.....	Ⅲ-7-27
11.2.2 堤内水路.....	Ⅲ-7-28
11.2.3 堤外水路.....	Ⅲ-7-30
11.3 橋梁.....	Ⅲ-7-30
11.3.1 橋梁としての余裕高.....	Ⅲ-7-30
11.3.2 支間長.....	Ⅲ-7-31
11.3.3 橋台.....	Ⅲ-7-31
11.3.4 橋脚.....	Ⅲ-7-32
11.3.5 位置.....	Ⅲ-7-32
11.3.6 方向.....	Ⅲ-7-32
11.3.7 暗渠.....	Ⅲ-7-33
第8章 既設砂防堰堤(本堤)を利用した鋼製流木捕捉工.....	Ⅲ-8-1
第1節 総説.....	Ⅲ-8-1
第2節 既設砂防堰堤への鋼製流木捕捉工の設置方法.....	Ⅲ-8-1
第3節 鋼製流木捕捉工設置後の砂防堰堤の堤高.....	Ⅲ-8-3
第4節 堤体に作用する外力.....	Ⅲ-8-3
第5節 安定条件.....	Ⅲ-8-4
第6節 水通し断面の確保.....	Ⅲ-8-5
第7節 前庭保護工.....	Ⅲ-8-6
第8節 留意点.....	Ⅲ-8-6
第9章 既設堰堤の嵩上げ.....	Ⅲ-9-1
第1節 総説.....	Ⅲ-9-1
第2節 嵩上げの型式.....	Ⅲ-9-1
第3節 安定性の検討.....	Ⅲ-9-2
第4節 新旧コンクリート打設面の処理.....	Ⅲ-9-4
第5節 前庭保護工.....	Ⅲ-9-5
第10章 既設堰堤のスリット化.....	Ⅲ-10-1
第1節 総説.....	Ⅲ-10-1

同左

第2節 留意事項.....	Ⅲ-10-1
第3節 施設設計.....	Ⅲ-10-1
第11章 水制工の設計.....	Ⅲ-11-1
第1節 総説.....	Ⅲ-11-1
第2節 水制工構造.....	Ⅲ-11-1
2.1 形状.....	Ⅲ-11-1
2.2 本体及び根固工.....	Ⅲ-11-2
第12章 砂溜工の設計.....	Ⅲ-12-1
第13章 緑の砂防ゾーンの設計.....	Ⅲ-13-1
第1節 総説.....	Ⅲ-13-1
1.1 総説.....	Ⅲ-13-1
第2節 堆砂空間の範囲・構造.....	Ⅲ-13-1
2.1 堆砂空間の範囲.....	Ⅲ-13-1
2.2 堆砂空間の構造.....	Ⅲ-13-2
第3節 常水路及び導流堤の規模・構造.....	Ⅲ-13-3
3.1 常水路の規模・構造.....	Ⅲ-13-3
3.2 導流堤.....	Ⅲ-13-3
第4節 利用・導入樹種及び樹木密度.....	Ⅲ-13-3
4.1 緑の砂防ゾーン内の樹木の位置付.....	Ⅲ-13-3
4.2 利用導入樹種.....	Ⅲ-13-4
4.3 樹木の密度等.....	Ⅲ-13-4
第5節 効果量.....	Ⅲ-13-4
第6節 補助施設.....	Ⅲ-13-4
第7節 維持管理.....	Ⅲ-13-5

同左

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設

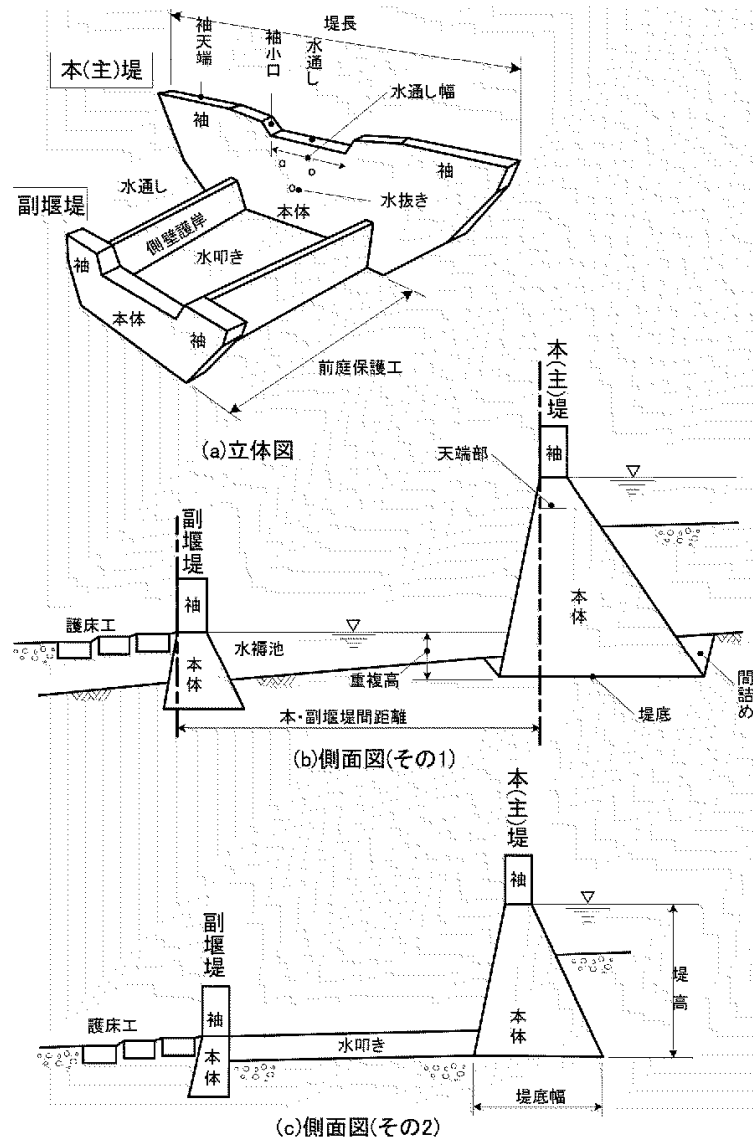
第1章 砂防堰堤一般

第1節 砂防堰堤の各部の名称

砂防堰堤の各部の名称は図1-1-1のとおりである。

解説

1 不透過型砂防堰堤



Ⅲ-1-1

解説

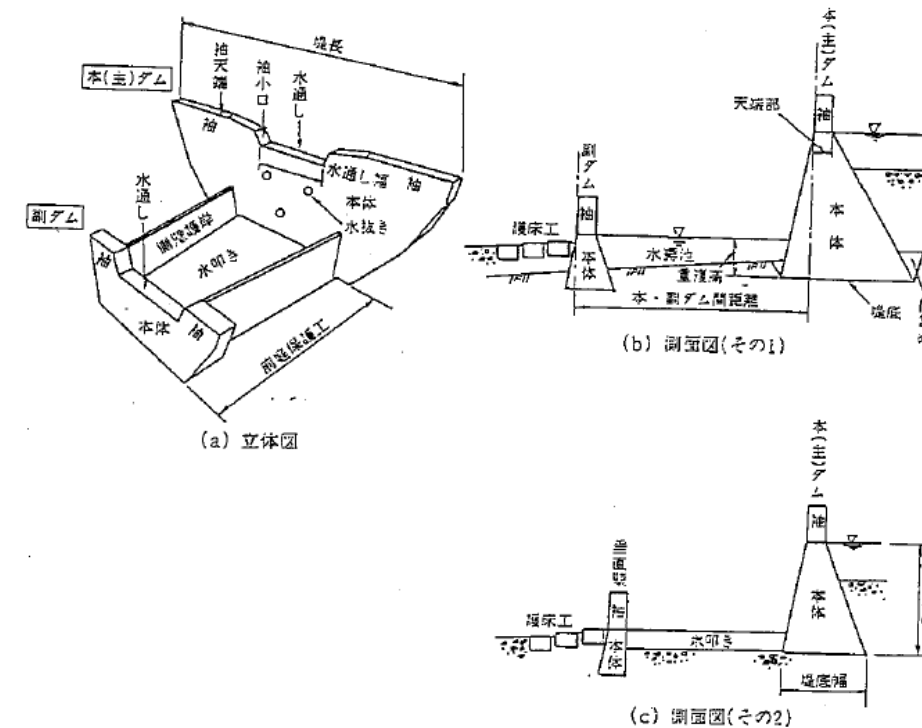


図1-1-2 砂防ダム各部の名称

第2節 水通しの設計

2-1 水通しの位置

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

建.設 p9

2-2 水通し断面

水通し断面は、原則として逆台形とし、その形状は次によるものとする。

1. 水通し幅は、流水によるダム下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くすることとし、3 m以上を原則とする。
2. 水通しの高さは、ダム地点の設計流量を流し得る水位に、流量による余裕高以上の値を加えて定める。

建.設 p9

～副堰堤と垂直壁～

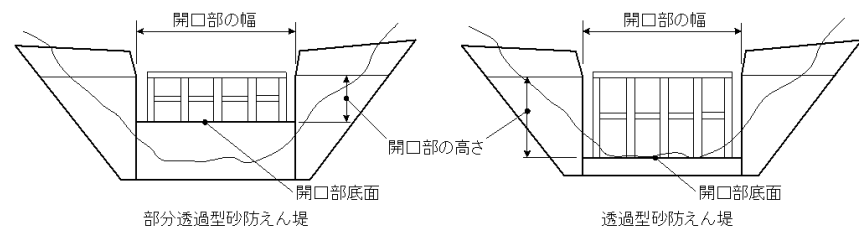
副堰堤は、前庭保護工の一部として、本堰堤基礎地盤の洗堀及び下流河床低下を防止するために設ける。一般に、主堰堤高が15m以上の場合、主堰堤からの越流水の減勢のために副堰堤を設けて水褥池を形成した減勢工を用いることが多い。副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

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

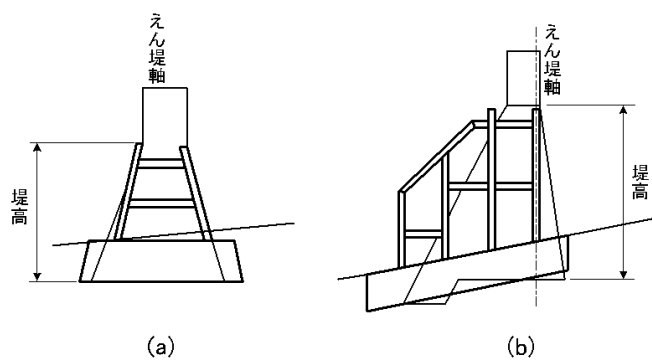
～前庭保護工～

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

2 透過型砂防堰堤



(d)透過型砂防堰堤の開口部



(e)透過型砂防堰堤の側面図

図1-1-1 砂防堰堤の各部の名称

第6節 鋼製スリットダムの設計

6-1 水通しの設計

水通しは、スリット部が完全に閉塞した場合に設計流量を流し得る十分な断面を有する構造とする。

鋼構設 p42

解説

鋼製スリットダムのスリット部が十分な流下能力を有していても、スリット部が完全に閉塞した場合にも設計流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。また、余裕高は、通常の砂防ダムと同様に決定する。

なお、袖小口の勾配は、一般にコンクリート重力ダムで採用されている例にならって5分とするが、土砂の流出状況によっては直立としてもよい。

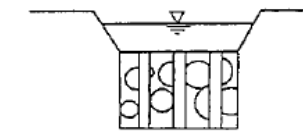


図1-6-1 スリット砂防ダムの水通し

6-2 本体の設計（透過型ダム）

6-2-1 安定計算に用いる荷重

- (1) 土石流区域に配置される鋼製スリットダムの安定計算に用いる荷重は、原則として自重のほか、堆砂圧と土石流流体力とする。この場合、堆砂面から下に堆砂圧を与え、その上に土石流流体力を与えて検討する。
- (2) 掃流区域に配置される鋼製スリットダムの安定計算に用いる荷重は、原則として自重のほか、満砂時堆砂圧とする。

鋼構設 p58

解説

高さ15m未満を対象とする土石流区域に配置される鋼製スリットダムの安定計算に用いる水平方向の荷重は、堆砂圧と土石流流体力とし、透過型構造であるので、静水圧は見込まず堆砂面以下には堆砂圧を、それ以上には土石流流体力を与えて算定する。この場合堆砂面の高さは、堆砂圧と土石流流体力の合計が最も大きくなるように設定するものとする。

なお、礫および流木の衝突による力は、安定計算の対象としなくてよいが、土石流区域、掃流区域を問わず、鋼製スリットダム部材の構造計算の際に考慮するものとする。

鋼製スリットダムの場合にも、ダムの高さに応じて表1-6-1のような加重の組合せについて検討しておくこととする。

表1-6-1 鋼製スリットダムの設計荷重の組合せ

配置される区域	ダム高さ	設計荷重
土石流区域	15m未満	土石流の流体力 堆砂圧、および自重
掃流区域	15m未満	堆砂圧、および自重

第2節 砂防堰堤の設計順序

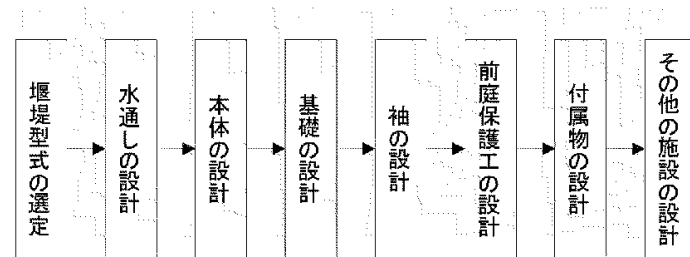
砂防堰堤の設計の順序は、計画段階で堰堤の型式を決定し、その堰堤の目的に対する適合性、外力に対する安全性等の各要素について考察した上で堰堤の種類を決定する。次いで、水通し、本体および基礎の実施設計を行った後、袖、前庭保護工、間詰めおよび水抜き等の付属物の設計を行う。

(建河Ⅱp3)

解説

砂防堰堤の一般的な設計順序は、表1-2-1に示したとおりである。

表1-2-1 砂防堰堤の設計順序



第3節 砂防堰堤の種類

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

解説

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

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

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

ソイルセメント型式の堰堤設計にあたっては、砂防ソイルセメント活用ガイドライン（砂防ソイルセメント活用研究会）を参照のこと。

第1章 砂防ダムの設計

第1節 総説

砂防ダム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。

建.設 p3

解説

砂防ダムの機能としては、山脚固定、縦侵食防止、河床堆積物流出防止、土石流の抑制または抑止、流出土砂の抑制および調節等が考えられる。砂防ダムの一般的な設計順序、各部の名称は以下の通りである。

1-1 設計手順

砂防ダムの設計順序は、ダムサイトの地形・地質や、そのダム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察し、ダム形式の選定に必要な概略設計を行った後、ダム形式を決定する。次に決定されたダム形式について、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付属物の設計を行う。

建.設 p3

解説

砂防ダムの設計順序は図1-1-1の通りである。

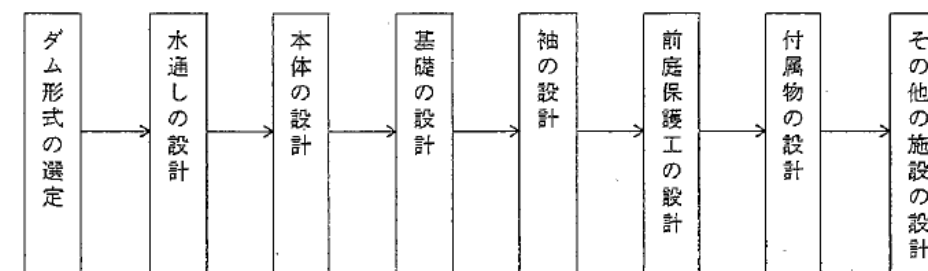


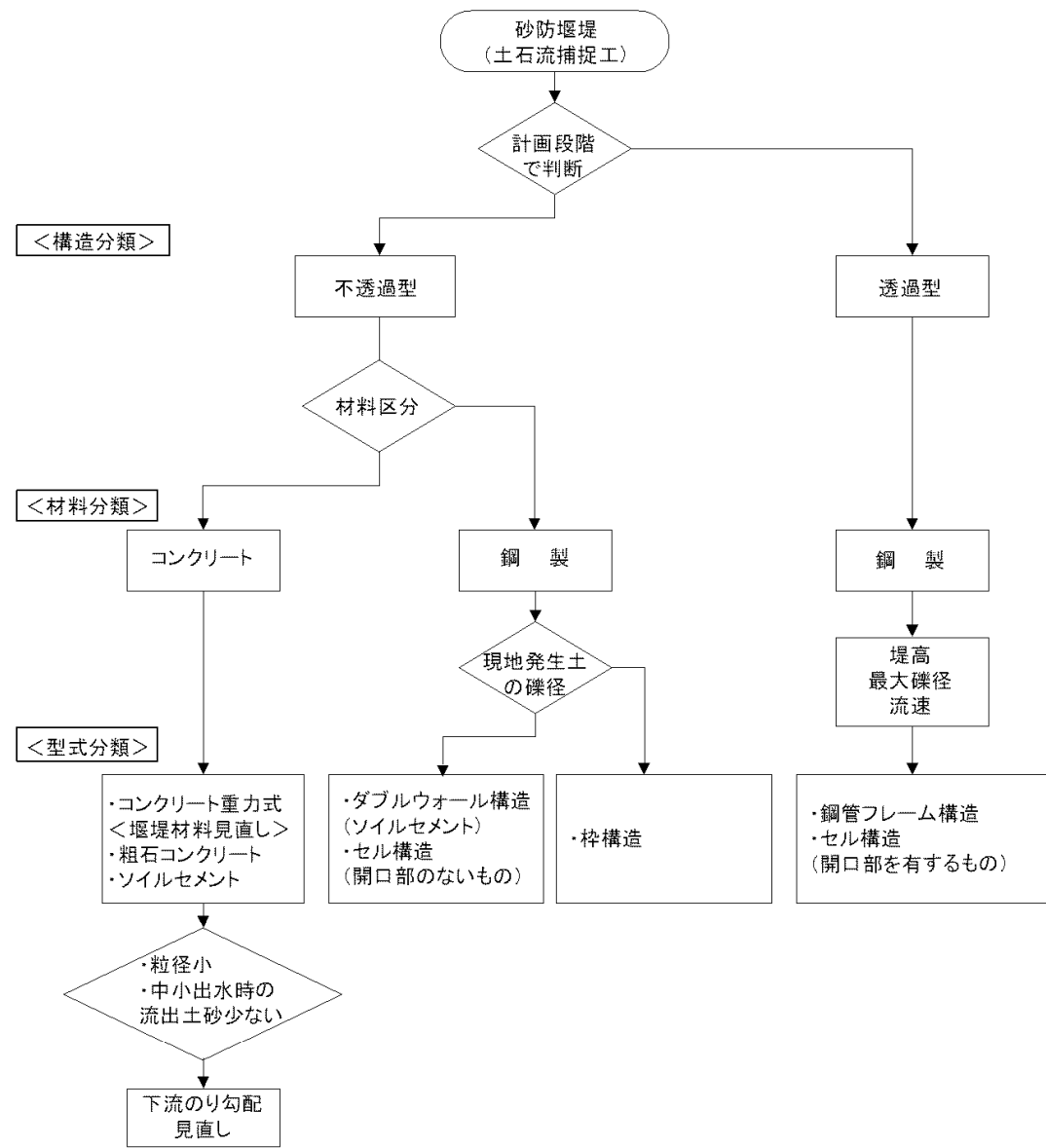
図1-1-1 砂防ダムの設計順序

1-2 各部の名称

砂防ダム各部の名称は図1-1-2の通りである。

建.設 p3

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第1章 砂防堰堤一般



注1) 鋼製砂防構造物の種類と特徴については、巻末資料を参照。

図1-3-1 砂防堰堤の分類と選定の流れ

第4節 規模と配置

4.1 規模

砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の規模と配置は、第Ⅱ編土石流・流木対策計画で策定されたものを基本とするが、地形・地質等の現場条件を踏まえて決定する。(土流設 p4)

解説

砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の規模と配置は、第Ⅱ編で策定した土石流・流木対策施設配置に基づき実施するものでなければならない。砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の設計段階において、現場条件を踏まえ、規模や配置を見直す必要が生じた場合は、土石流・流木対策施設配置計画を見直すものとする。(土流設 p4)

4.2 位置

砂防堰堤(土石流・流木捕捉工)の位置は、地形・地質等を考慮し、適切に選定する。やむを得ず、溪流の湾曲部を選定する場合、土石流・流木捕捉工の上下流の流向に留意し、本堤軸および前庭部の保護等について検討するものとする。(土流設 p4)

解説

- 1 一般に堰堤計画箇所は、越流水による下流のり先の深掘れおよび両岸侵食による破壊防止のため、溪床および両岸に岩盤のある箇所、ならびに工費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいが、このような条件に常に恵まれるとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出防止の目的の堰堤等では、不利な条件のもとでも計画しなければならない場合がある。溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副堰堤を計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。(建河計p173)
- 2 支溪の合流が有る場合には、主溪および支溪双方の工作物の基礎堰堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが主溪および支溪の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なお、この場合の堰堤は、堰堤の安全のため、合流点に著しく近づけないことが肝要である。(建河計 p174)
- 3 合流点における透過型砂防堰堤(閉塞タイプ)

合流点において透過型砂防堰堤を設置する場合は、透過部に対して土石流流体力が偏心して作用し、部材構造上不利になるため、偏心荷重に対する安全性の十分な検討を要する。(建透指p6)
- 4 両岸の地形について、周辺に地すべり地が存在しないか、斜面が急峻かつ長大のため袖部掘削に困難が伴わないか等に留意することが重要である。地すべり地形の判別には、現地踏査のほか空中写真判読を行うことも有効である。
- 5 溪床に岩盤がなく砂礫基礎として堰堤を計画する場合、想定される堰堤規模による荷重に対して十分な支持力を得られることが重要である。とくにルーズな流出堆積土が厚く覆っている地点への配置は避けるべきである。
- 6 堰堤位置を選定するにあたっては、施工性や管理面等への配慮も必要である。流量が多い溪流では転流の難易を考えたとき、必ずしも狭窄部に堰堤を配置することが最適とは限らない。また、斜面高方からの落石や崩壊等の危険性がある場合、これらへの対策の必要性やコストを考慮した上で堰堤位

(二) 土石流対策砂防ダム

土石流対策ダムは、土石流の抑止、土石流の折止等その目的に応じて位置及び高さを定めるものとする。土石流の抑止のためには、原則として計画土石流の30%以上を堆砂し得るように1基当たりのダムの規模を定めるものとする。土石流の緩和のためには、土砂の流出形態を土石流の形態から掃流状態に変化させ得るように、位置、高さ、形状及び敷を定めるものとする。

建. 計 p173

解説

土石流対策ダムは、土石流危険渓流及び土石流区域(河床勾配が1/20程度以上の区域、泥流の場合1/30以上の区域)で施工する場合、その手法としては、ダムへの堆砂により抑止する方法、あるいは流出形態を変化させて衝撃力を緩和させる方法を用いるのが一般的である。土石流を掃流状態に変化させるためには、渓床勾配の緩和及び溪床幅の拡大を図るものとする。なお、計画土石流の30%以上を堆砂し得るようにダムの規模を定めるものとしたのは、現在1渓流に1〜3基程度の砂防ダムで土石流による災害を防止することを目標としているため、大きな渓流では計画土石流の少なくとも30%程度、小渓流においてはそれ以上の堆砂空間(おおむね100%)を有することが必要となるからである。一般に土石流は、渓床勾配1/20以下、かつ上流流下区域との溪床勾配の比が1/2以下となり、溪床幅が3倍以上となれば、掃流状態に変化することが知られている。

(二) 流出土砂抑制・調節ダム

流出土砂抑制・調節ダムは、計画流出抑制・調節土砂量が最も効果的に確保され、また、流砂調節機能が有効に発揮されるように、位置、高さ、形状並びに敷を定めるものとする。

建. 計 p173

解説

流出土砂抑制・調節ダムはなるべく大容量であることが望ましい。しかし一般的には流出土砂抑制・調節だけを目的とするものは少なく、ダムの位置の条件により高さが制限される場合もあるので、それらを総合的に考慮しなければならない。また、ダムによる流出土砂の量の調節、粒径調整機能は堆砂面において発揮されるので、堆砂面積の増大を図るのが望ましい。

(2) 位置 (イ) 一般

ダム計画箇所は、溪床及び両岸に岩盤が存在する事が望ましいが、目的によっては砂礫層上に計画しなければならない場合もある。この場合には前庭部の保護を十分に考えなければならない。

建. 計 p173

解説

一般にダム計画箇所は越流水による下流のり先の深掘れ、及び両岸侵食による破壊防止のため、溪

床及び両岸に岩盤のある箇所、並びに工費等の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいのであるが、このような条件に常に恵まれるとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出の目的のダム等では、不利な条件のもとで計画しなければならない場合がある。下流に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副ダムを計画して、下流のり先の保護を図らなければならない。

この際、浸透水のバイピング現象による水叩きの破壊、副ダム垂直壁下流の洗掘等を十分考慮して計画する必要がある。

(ロ) 位置選定

- 1. ダムを計画する場合、支溪の合流点付近においては、一般的に両方の溪流の基礎ダムとして役立つように、合流点の下流部にダムの位置を選定する。
- 2. 溪流の屈曲部において凹岸部における流水の衝撃力を緩和し下流部の流心を整えるために、ダムは屈曲部の下流に設置するのが原則である。

建. 計 p174

解説

支溪の合流がある場合には、主溪及び支溪双方の工作物の基礎ダムとして役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが、主溪及び支溪の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なおこの場合のダムは、ダムの安全のため合流点に著しく近づけないことが肝心である。

(ハ) 階段状ダム群の位置選定

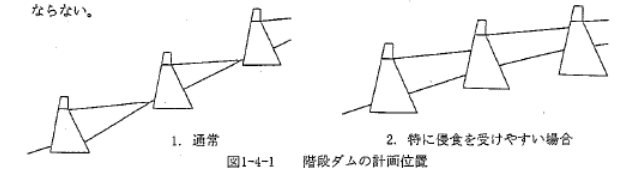
階段状ダム群においては、原則として一つのダムの計画堆砂線が裏溪床を切る点を上流ダムの計画位置とする。

建. 計 p174

解説

荒廃溪流において、縦侵食または横侵食の区域、あるいは溪岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は階段状にダム群を計画する。

この場合、ダムの堆砂線は、計画勾配(現溪床勾配の1/2を原則とする)を用いるのが一般的であり、縦断面において最下流ダムから始めて順次計画勾配線を引いていくと計画位置はおのずから決まることになる。ただし、その位置のダムサイトとしての適否、基礎掘入等を考える必要があり、溪床が砂礫層で侵食を特に受けやすいと判断されるような場合には、各ダム間の重複を考慮しなければならない。



置の適否を判断することが重要である。除石・除木を前提とする堰堤の場合、管理用道路の配置の難易も考慮して堰堤位置を検討する必要がある。

4.3 方向

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

解説

- 堰堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち、堰堤軸の方向線に直角に落下する。
ゆえに、堰堤計画箇所の下流の状況によって決定される流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線が堰堤の方向である。
堰堤の計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいは堰堤長の関係などで堰堤の方向と下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副堰堤を計画し、副堰堤の方向を下流の流心線に直角に定めればよい。この際、本堤の基礎に岩盤があっても副堰堤による方向修正の必要がある場合が多い。
屈曲部における堰堤では、偏流により堰堤の凹岸部の水位が著しく上昇することが考えられる。この場合、上流の流心に対する堰堤軸の角度が著しく鋭角にならないように設定することが望ましい。
(建河計 p174 一部追加)
- 湾曲部における透過型堰堤の軸は、上記のとおり下流側の流心線に対して直角が望ましいが、捕捉機能の面から上流に対してもできるだけ偏心しないよう考慮する。
(土流設 p23)

(二) ダム基礎

ダムの高さの決定に際しては、基礎の地質を十分に調査しなくてはならない。特にダムの高さが15m以上となる場合には岩盤調査を併せて実施しなければならない。ここでいう岩盤調査とは地質の良否、支持力、透水性、断層の有無、走行節理などに関する調査をいう。フローティングダムは高さ15m以下であることを原則とする。

建. 計 p174

解説

ハイダムを計画する場合、基礎の地質調査、例えば、地質の良否、支持力等を十分に調査しなければならないが、加えて、本文に示した岩盤調査を十分に行い良好なダムサイトを選択するものとし、岩盤の状態によっては十分基礎処理（コンソリドレーショングラウト等）を施さなくてはならない。フローティングダムの場合は、支持力、バイピング現象に対する安全性を特に考慮する。

(3) 方向

(イ) ダムの方向

ダムの水通しを越流する水流は、一般的に水通し天端下流端の線すなわちダム軸に直角に落下するから、ダム方向は水通し中心点において計画箇所下流の流心線に直角に定めることを原則とする。

建. 計 p174

解説

ダムの水通しを越流する水流は、水通し天端の線、すなわち、ダムの方向線に直角に落下する。ゆえに、ダム計画箇所の下流形状によって決定された流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線がダムの方向である。
ダムの計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいはダム長の関係などでダムの方向を下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副ダムを計画し、副ダムの方向を下流の流心線に直角に定めればよい。この際、本ダムの基礎に岩盤があっても副ダムによる方向修正の必要がある場合が多い。

1. 主ダム・副ダムとも下流流心に直角の場合

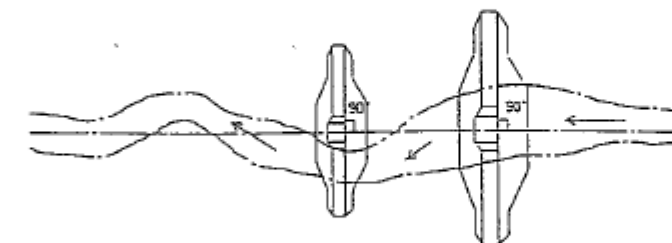


図1-4-2(1) 主ダム・副ダムの方向

第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤 (土石流タイプ)

第1節 設計流量、水深

1.1 設計流量

不透過型砂防堰堤(土石流タイプ)の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量から算出される「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)と、土石流ピーク流量(土石流時)とする。

(土流設 p8)

解説

1 「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)

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

本マニュアルでは、「土砂含有を考慮した流量」(洪水時)を「設計流量(洪水)(Q_p)」と呼ぶ。

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

Q : 計画高水流量(m^3/s) (第Ⅰ編第3章参照)

α : 土砂混入率(0.5)

2 土石流ピーク流量(土石流時)

土石流ピーク流量は、第Ⅱ編第2章第4節に示した方法に基づき算出する。

本マニュアルでは、「土石流ピーク流量」(土石流時)を「設計流量(土石)(Q_{sp})」と呼ぶ。

1.2 水通し断面の検討における設計水深の扱い

設計流量を流しうる水深を設計水深とする。

解説

本マニュアルでは、設計水深を次のように分類して定める。

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

(1) 土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮しない時

土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮しない時の設計水深(水通)は①から③の値の内、最も大きい値とする。 (土流設 p8)

① 設計流量(洪水)に対する越流水深の値

設計流量(洪水)に対する越流水深は、河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章に示された次式により算出する。 (土流設 p8)

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

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

1-3 平均雨量強度

合理式法において用いる洪水到達時間内の平均雨量強度は、原則として除率別継続時間降雨強度曲線より求めるものとする。

理 計 p19

解説

(1) 洪水到達時間の算定

洪水到達時間 T は、原則として雨水が流域から河道に至る流入時間 T_1 と、河道内の洪水伝播時間(流下時間) T_2 の和とする。

$$T = T_1 + T_2$$

流入時間は、将来の土地利用計画、類似区域の状況等を参考にして定めるものとするが、次の値を標準と定めてもよい。

流域面積 1km ² 未満	20min
流域面積 1km ² 以上	30min

河道の流下時間 T_2 を求めるには、Rzihaの式とKravenの式があるが、平均勾配(H/L)が1/20より急な場合はRzihaの式、1/20より緩い場合はKravenの式を採用する。流路計画の場合は、下流端での平均勾配で決定する。

1. Rziha (ルチーハ) の式
 $W_1 = 20 (H/L)^{0.5} \cdot km/sec = 72 (H/L)^{0.5} \cdot km/hr$ (2-1-3)
(H, Lは1/25,000又は、1/50,000の地形図により求める。)

W_1 : 洪水到達時間

2. Kraven (クラヘン) の式

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

$$T_1 = \frac{L}{W_1} \text{ で求める。} \dots\dots\dots (2-1-4)$$

(2) 雨量強度の算定

洪水到達時間の平均雨量強度は、表2-1-2、表2-1-3の降雨強度曲線より算定する。

第2節 設計流量の算定

2-1 土石流対策施設(土石流区域)の設計流量

2-1-1 設計流量

設計流量は、土砂混入率を考慮して求める。ただし、土石流の発生頻度の高い渓流では、土石流ピーク流量を設計流量とすることができる。

土対掃 p7

解説

(1) 土石流発生頻度の低い渓流(本県では過去50年間に土石流が発生した形跡が無い渓流と定義)

解説

(1) 底幅

水通しの底幅は、渠床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する場合もあるので、慎重に検討する必要がある。

上流流域面積が小さい場合には流量は少なくなるが、土石流、流木等を考慮して水通しの底幅の最小幅は原則として3mとする。

(2) 袖小口の勾配

袖小口の勾配は、5分を標準とする。ただし、土石流に対処する砂防ダムでは袖小口の破損に対処するため1割とする場合もある。

(3) 水通し高さ

掃流区域における砂防ダムの水通しの高さの算定は、次式により求める。

$$H_2 = h_2 + h_3'$$

H_2 : 水通しの高さ (m)

h_2 : 越流水深 (m)

h_3' : 余裕高 (m)

対象流量に応じた水深 (h_2) は式(1-2-1)により算定する。

$$Q = \frac{2}{15} C \cdot \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) \cdot h_2^{3/2} \dots\dots\dots (1-2-1)$$

$C=0.6$ 、袖小口勾配0.5の場合

$$Q = (0.71h_2 + 1.77B_1) h_2^{3/2}$$

Q : 対象流量 (m^3/s)

C : 流量係数 (0.6)

g : 重力の加速度 (9.8m/s²)

B_1 : 水通し底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

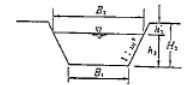


図1-2-1(1) 水通し

注-1) B_1 は、許す限り広くとり、0.5m単位とする。

注-2) h_3 は、通常の場合3.0mを最大とし、0.1m単位とする。

この式は、 h_2 を適当に仮定して対象流量 Q に合うように計算していかねばならないため、図1-2-2を参照することによって概略の値を知ることができる。

(4) 最小断面

水通し断面の最小断面については、軽石等の混入の配慮から図1-2-1(2)を標準とする。

(5) 余裕高

余裕高は、次表によるものとする。

表 1-2-1 余裕高

対象流量	余裕高
200 m^3/sec 未満	0.6m
200 ~ 500 m^3/sec 未満	0.8m
500 m^3/sec 以上	1.0m

注-1) 構造図等への記載は、余裕高との境界に▽を記入し、H, W, Lは記入しないものとする。

注-2) 水叩長、水叩厚等を求める水深は、式(1-2-1)から求められる越流水深を使用する。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

ここで、 Q_p : 設計流量(洪水)(m/s), C : 流量係数(0.6~0.66), g : 重力加速度(9.8m/s²),

B_1 : 水通しの底幅(m), B_2 : 越流水面幅(m), h_3 : 越流水深(m), m_2 : 袖小口勾配である.

$C = 0.6, m_2 = 0.5$ の場合には, 次式になる.

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

② 設計流量(土石)に対する越流水深の値

設計流量(土石)に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて, 第Ⅱ編第2章第4節4. 1. 2に示した方法で算出する.

③最大礫径の値

最大礫径は, 巨礫の頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径(D_{95})とする. 巨礫の頻度分布の求め方は, 第Ⅳ編第1章第2節2. 6. 1を参照されたい. (土流設p9)

(2) 土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮する時

土石流ピーク流量に対して袖部の越流を考慮する時の設計水深(水通)は, 設計流量(洪水)に対する越流水深とする.

2 本体の安定計算(洪水時)における越流水深(本マニュアルでは「設計水深(安定)」と呼ぶ)

設計水深(安定)は, 設計流量(洪水)に対する越流水深とする.

3 前庭保護工に対する設計水深(本マニュアルでは「設計水深(前庭)」と呼ぶ)

前庭保護工に対する設計水深(設計水深(前庭))は, 水通し断面の決定に用いた流量を用いて設定する.

(土流設p18)

第2節 水通しの設計

2.1 水通しの位置

水通しの中心の位置は, 原則として現河床の中央に位置するものとし, 堰堤上下流の地形, 地質, 溪岸の状態, 流水の方向等を考慮して定めるものとする. (建河Ⅱp9)

解説

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

第1章 砂防ダムの設計

解説

(1) 底幅

水通しの底幅は, 渓床幅の許す限り広くして越流水深をなるべく小さくし, 下部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する場合もあるので, 慎重に検討する必要がある.

上流流域面積が小さい場合には流量は少なくなるが, 土石流, 流木等を考慮して水通しの底幅の最小幅は原則として3mとする.

(2) 袖小口の勾配

袖小口の勾配は, 5分を標準とする. ただし, 土石流に対処する砂防ダムでは袖小口の破壊に対処するため1割とする場合もある.

(3) 水通し高さ

掃流区域における砂防ダムの水通しの高さの算定は, 次式により求める.

$$H_3 = h_3 + h_3'$$

H_3 : 水通しの高さ (m)

h_3 : 越流水深 (m)

h_3' : 余裕高 (m)

対象流量に応じた水深 (h_3) は式 (1-2-1) により算定する.

$$Q = \frac{2}{15} C \cdot \sqrt{2g(3B_1 + 2B_2)} \cdot h_3^{3/2} \quad \dots\dots\dots (1-2-1)$$

$C = 0.6$, 袖小口勾配0.5の場合

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

Q : 対象流量 (m³/s)

C : 流量係数 (0.6)

g : 重力の加速度 (9.8m/s²)

B_1 : 水通し底幅 (m)

B_2 : 越流水面幅 (m)

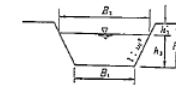


図1-2-1(1) 水通し

注-1) B_1 は, 許す限り広くとり, 0.5m単位とする.

注-2) h_3 は, 通常の場合3.0mを最大とし, 0.1m単位とする.

この式は, h_3 を適当に仮定して対象流量 Q に合うように計算していかねばならないため, 図1-2-2を参照することによって概略の値を知ることができる.

(4) 最小断面

水通し断面の最小断面については, 軽石等の混入の配慮から図1-2-1(2)を標準とする.

(5) 余裕高

余裕高は, 次表によるものとする.

表 1-2-1 余裕高

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

注-1) 構造図等への記載は, 余裕高との境界に▽を記入し, H.W.Lは記入しないものとする.

注-2) 水叩長, 水叩厚等を求める水深は, 式(1-2-1)から求められる越流水深を使用する.

第1章 砂防ダムの設計

解説

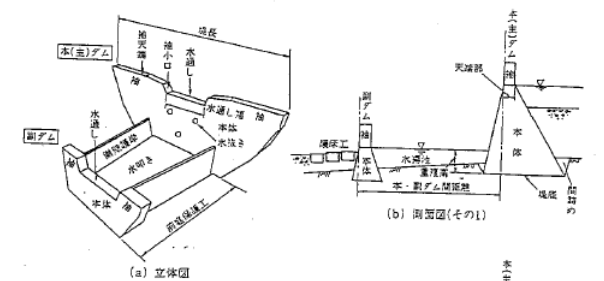


図1-1-2 砂防ダム各部の名称

第2節 水通しの設計

2-1 水通しの位置

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

建設p9

2-2 水通し断面

- 水通し断面は, 原則として逆台形とし, その形状は次によるものとする.
1. 水通し幅は, 流水によるダム下部の洗掘に対処するため, 側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲において, できる限り広くすることとし, 3m以上を原則とする.
 2. 水通しの高さは, ダム地点の設計流量を流し得る水位に, 流量による余裕高以上の値を加えて定める.

建設p9

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

2.2 水通し断面

水通し断面は原則として逆台形とし、その形状は次によるものとする。

- 1 水通し幅は、流水による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障をおよぼさない範囲において、できる限り広くする。(建河Ⅱp9)
- 2 砂防堰堤の水通し断面は設計水深(水通)に余裕高を加えて決定することを原則とする。なお、水通し幅は現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。(土流設p10)

解説

- 1 水通しの底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する場合もあるので、慎重に検討する必要がある。
上流流域面積が小さい場合には流量は少なくなるが、土石流、流木等を考慮して水通し幅の下限値は3mとする。

設計水深(水通)は、3m以下とすることが望ましい。

2 袖小口の勾配

土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1:0.5またはこれより緩い勾配を設けるものとする。(土流設p17)

本マニュアルでは、袖小口の勾配は1:0.5を標準とする。

3 余裕高

余裕高は、表2-2-1に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深(水通)に対する余裕高の比が表2-2-2に示す値以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。(土流設p10)

表2-2-1 余裕高

設計流量(水通)	余裕高
200m³/s 未満	0.6m
200~500m³/s	0.8m
500m³/s 以上	1.0m

(土流設p10)

表2-2-2 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

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

(土流設p10)

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

第1章 砂防ダムの設計

解説

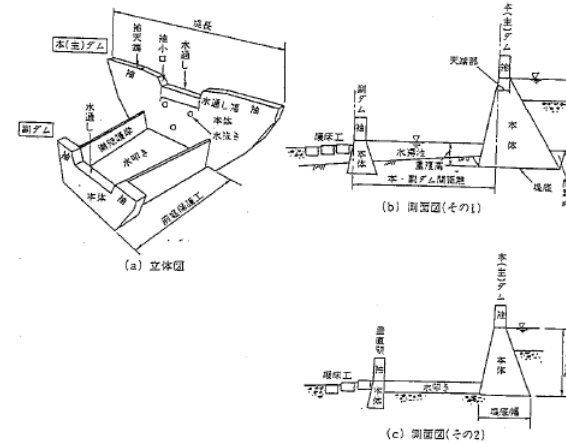


図1-1-2 砂防ダム各部の名称

第2節 水通しの設計

2-1 水通しの位置

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

建設p9

2-2 水通し断面

水通し断面は、原則として逆台形とし、その形状は次によるものとする。
1. 水通し幅は、流水によるダム下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くすることとし、3m以上を原則とする。
2. 水通しの高さは、ダム地点の設計流量を流し得る水位に、流量による余裕高以上の堰を加えて定める。

建設p9

第1章 砂防ダムの設計

解説

- (1) 底幅
水通しの底幅は、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する場合もあるので、慎重に検討する必要がある。
上流流域面積が小さい場合には流量は少なくなるが、土石流、流木等を考慮して水通しの底幅の最小幅は原則として3mとする。
- (2) 袖小口の勾配
袖小口の勾配は、5分を標準とする。ただし、土石流に対処する砂防ダムでは袖小口の破壊に対処するため1割とする場合もある。
- (3) 水通し高さ
掃流区域における砂防ダムの水通しの高さの算定は、次式により求める。

$$H_2 = h_2 + h_2'$$

H_2 : 水通しの高さ (m)
 h_2 : 越流水深 (m)
 h_2' : 余裕高 (m)

対象流量に応じた水深 (h_2) は式 (1-2-1) により算定する。

$$Q = \frac{2}{15} C \cdot \sqrt{2g(3B_1 + 2B_2)} \cdot h_2^{3/2} \quad (1-2-1)$$

$C = 0.5$ 、袖小口勾配0.5の場合

$$Q = (0.71h_2 + 1.77B_1) h_2^{3/2}$$

Q : 対象流量 (m³/s)
 C : 流量係数 (0.6)
 g : 重力の加速度 (9.8m/s²)
 B_1 : 水通し底幅 (m)
 B_2 : 越流水面幅 (m)

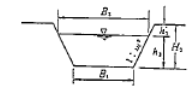


図1-2-1(1) 水通し

注-1) B_1 は、許す限り広くとり、0.5m単位とする。

注-2) h_2 は、通常の場合3.0mを最大とし、0.1m単位とする。

この式は、 h_2 を適当に仮定して対象流量 Q に合うように計算していかなければならないため、図1-2-2を参照することによって概略の値を知ることができる。

(4) 最小断面

水通し断面の最小断面については、軽石等の混入の配慮から図1-2-1(2)を標準とする。

(5) 余裕高

余裕高は、次表によるものとする。

表1-2-1 余裕高

対象流量	余裕高
200m³/sec未満	0.6m
200~500m³/sec未満	0.8m
500m³/sec以上	1.0m

注-1) 構造図等への記載は、余裕高との境界に▽を記入し、H、W、Lは記入しないものとする。

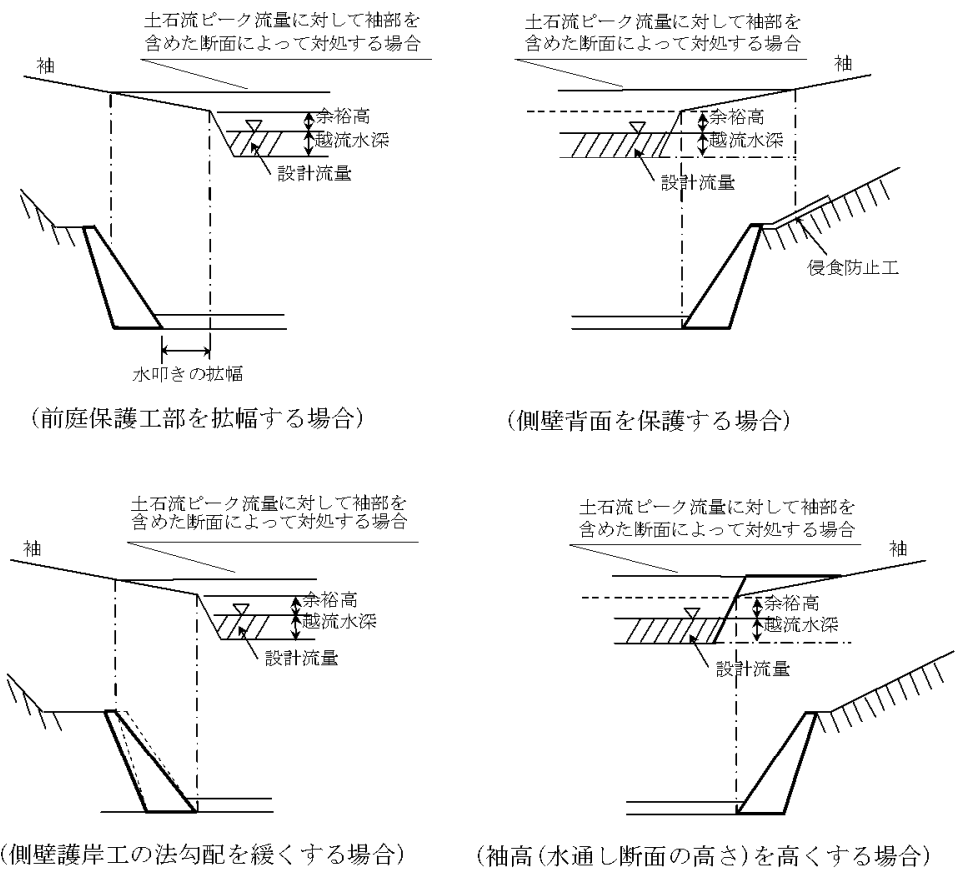
注-2) 水叩長、水叩厚等を求める水深は、式(1-2-1)から求められる越流水深を使用する。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

流量(洪水)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処置を講じなければならない。特に直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

(土流設 p10)



(土流設 p11)

図2-2-1 水通し断面(土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例)

5 最小断面

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

第1章 砂防ダムの設計

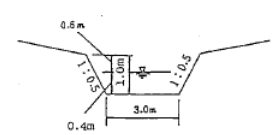


図1-2-1(2) 水通しの最小断面

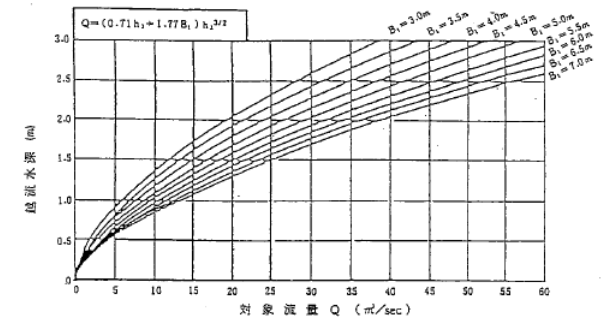


図1-2-2 水通しの越流水深(袖小口の勾配5分の場合)

(6) 土石流対策ダムの水通し越流水深

土石流対策ダムの水通しの越流水深は以下のように決定する。

- 土石流の発生頻度が低い場合については、水のみピーク流量の1.5倍とした設計流量を満足する越流水深を堰の公式で算出する。
- 土石流の発生頻度が高い場合については、土石流ピーク流量に対する土石流水深を越流水深とする。この際、土石流水深は土石流の流下勾配を計画堆砂勾配、流下幅を水通し幅として算定する。

土対指 p25

解説
土石流対策ダムでは、袖高に対して次の2点について検討しなければならない。

- 袖の高さ(越流水深+余裕高)が、最大粒径よりも小さい場合は最大粒径以上とする。
- 土石流の発生頻度が高く、土石流ピーク流量に対して水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により水通し断面を確保できないときには袖部を含めた断面によって対応することができる。

上記の場合、または堰の公式で水通し断面を決定した場合において、土石流がダムを越流すること

4-4

第1章 砂防ダムの設計

とが想定される時には、土石流ピーク流量は下図のように勾配を有する袖部を含めた断面によって対応することができる。この場合、袖部の安定性、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適切な処置を講じなければならない。特に直下流に人家がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

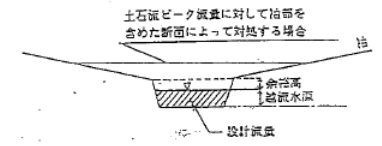


図1-2-3 袖部を含めた断面による対応

第3節 ダム本体の設計

3-1 水通し天端幅

ダムの天端幅は、ダムサイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。特に、土石流区域においては、礫の衝突によって破壊されないよう、天端の幅および構造を決定する。

土対指 p27

解説

- 土石流区域の砂防ダムの天端幅は、最小3m、かつ、衝突する最大粒径の2倍を原則とする。
- 必要とされる天端幅が4mを超える場合には、別途天端緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。
- 掃流区域における砂防ダムの天端幅は2mを標準とする。一般には表1-3-1に示す値を用いる例が多い。

表1-3-1 天端幅の標準

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

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

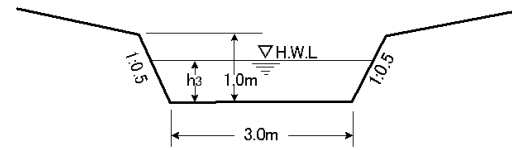


図2-2-2 水通しの最小断面

第3節 本体の設計

3.1 水通し天端幅

本体の天端幅は、礫および流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。(土流設 p11)

解説

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。(土流設 p11-12)

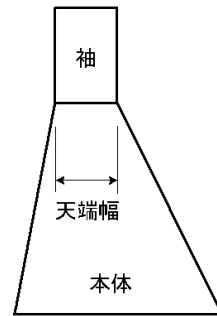


図2-3-1 砂防堰堤側面図と部位名称

3.2 設計外力

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

土石流荷重は、土石流および土砂とともに流出する流木による流体力(以後、「土石流流体力」という。)と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、部材の設計等で考慮する。(土流設 p6)

解説

- 河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章 2.2.1 に示した設計外力の組み合わせ(平常時、洪水時)に加えて、土石流時における安定計算を実施し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表2-3-1のとおりとする。
- 土石流および土砂とともに流出する流木による荷重は本体に最も危険な状態を想定するものとし、堆砂地が土石流の水深分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する(図2-3-2参照)。

第1章 砂防ダムの設計

とが想定される時には、土石流ピーク流量は下図のように勾配を有する袖部を含めた断面によって対応することができる。この場合、袖部の安定性、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適切な処置を採らなければならない。特に直下流に人家がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

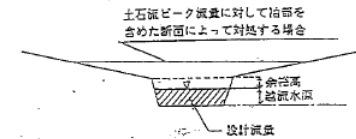


図1-2-3 袖部を含めた断面による対応

第3節 ダム本体の設計

3-1 水通し天端幅

ダムの天端幅は、ダムサイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、対象流量等の要素を考慮して決定するものとする。特に、土石流区域においては、礫の衝突によって破壊されないよう、天端の幅および構造を決定する。

土流設 p27

解説

- 土石流区域の砂防ダムの天端幅は、最小3m、かつ、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が4mを超える場合には、別途天端緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。
- 掃流区域における砂防ダムの天端幅は2mを標準とする。一般には表1-3-1に示す値を用いる例が多い。

表1-3-1 天端幅の標準

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

第1章 砂防ダムの設計

解説

砂防ダムの安定計算は、表1-3-2に示す設計荷重を加えて安定計算を行う。

表1-3-2 設計荷重の組み合わせ

	ダム高	平常時	土石流時	洪水時
土石流対象ダム	ダム高15m未満	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
	ダム高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、
流砂調整ダム	ダム高15m未満			静水圧
	ダム高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、

(注)・ダム高は、ダム基礎地盤から水通し天端までの高さとする。
・アーチ式コンクリートダムの場合には、ダム高15m以上の場合は荷重の他に温度荷重を考慮する。

ダム本体は、自重および上表に示す外力を考慮したうえ、その安定を保つための次の3つの条件を満たさなければならない。

- ダムが転倒せず、ダムの上流端に引張応力が生じないように、ダム自重および外力の合力の作用点が、原則として底部の1/3以内に入ること。
- ダム底と基礎地盤の間で滑動を起こさないこと。
- ダム内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大応力が地盤の許容支持力内であること。

また、ダムを設計する場合は以下の点に注意すること。

- ・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には、経済性等を考慮して、これより緩くすることができる。
- ・土石流対象ダムにおいて、袖部が土石流の衝突による衝撃に耐えられない場合は、天端幅を4mまでの範囲で大きくしたり、鉄筋等で補強することがある。
- ・非越流部断面は、越流部断面と同一であることを標準とする。越流水深が大で袖部を補強する必要のある場合、非越流部が越流部に比べて著しく長い場合等では、安全性・経済性・施工性を考慮して、非越流部断面の形状を越流部断面と変えることがある。この場合は、非越流部についても安定計算を行う必要がある。

3-5 安定計算に用いる荷重

砂防ダム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、温度荷重があり、ダムの高さ、型式により選択するものとする。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

- 3 土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に、水平に作用させる。
- 4 堆砂圧は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧 $C_e(\gamma_d - W_o)D_d$ を加えた大きさとなる。
ここに、 C_e ：土圧係数、 D_d ：現渓床勾配を用いて算出した土石流の水深(m)、 γ_d ：土石流の単位体積重量(kN/m³)、 γ_s ：水中での土砂の単位体積重量(kN/m³)、 W_o ：水の単位体積重量
 $\gamma_s = C_* (\sigma - \rho)g$ $W_o = \rho g$
ここで、 C_* ：渓床堆積土砂の容積濃度、 ρ ：水の密度(kg/m³)、 σ ：礫の密度(kg/m³)、 g ：重力加速度(m/s²) (9.8m/s²)
- 5 土石流時の静水圧については土石流流体力が堆砂面上で作用しているの、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

表2-3-1 不透過型砂防堰堤(土石流タイプ)の設計外力 (土流設 p7)

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

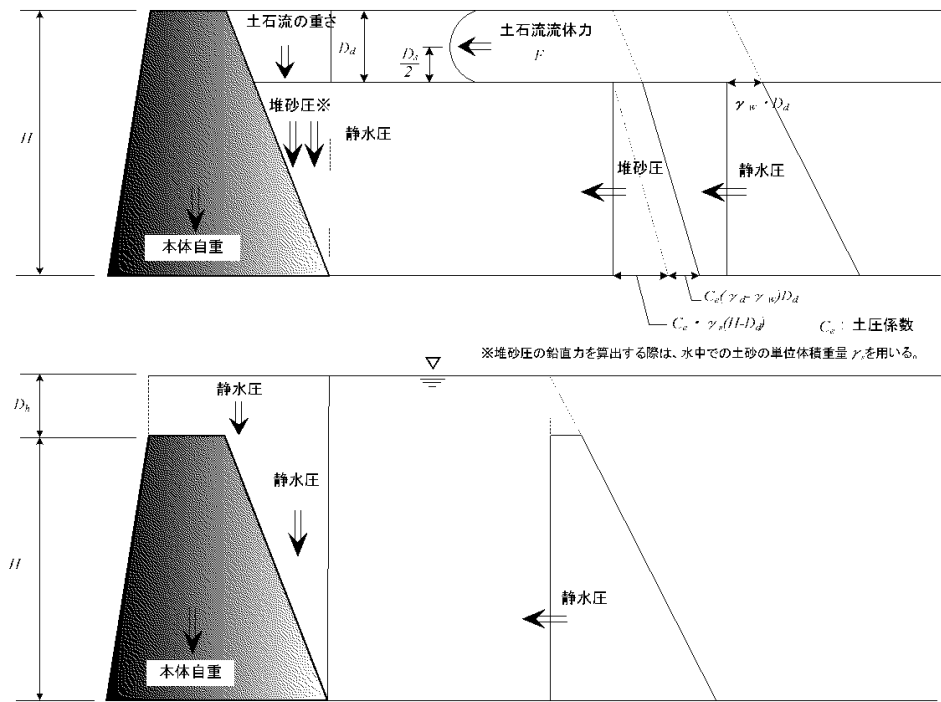


図2-3-2 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図 (H<15m, 上段: 土石流時, 下段: 洪水時) (土流設 p7)

第1章 砂防ダム設計

解説
砂防ダム断面の安定計算に用いる荷重の組み合わせは、自重の外は、表1-3-2の通りとするのが一般的である。
なお、土石流荷重は、強衝撃による力と土石流流体力があるが、前者は局部的に、後者は構造物全体に影響すると考えられるので、ダムの安定計算に対しては土石流流体力のみを取りあげ、礫の衝突による力は必要に応じて部材の設計等で考慮する。

3-5-1 自重

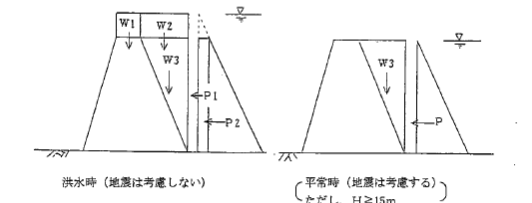
ダム構体の自重は、構体の体積に構成に用いる材料の単位体積重量 (tf/m³) (kN/m³) を乗じて求められる。
建設 p4

解説
 $W = Wc \cdot A$ (1-3-1)
W: 単位幅当たりのダム構体の自重 (tf) (kN)
Wc: 構成に用いるコンクリートの単位体積重量 (tf/m³) (kN/m³)
A: ダム構体単位幅当たりの体積 (m³)

3-5-2 静水圧

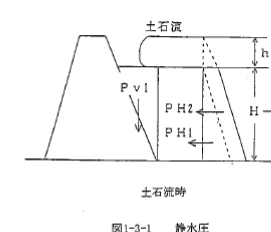
静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。
土石流時は、水通し天端高から設計土石流水深に等しい高さを下げた高さとする。
洪水時には、水通し天端高に越流水深を加算するものとする。
建設 p4

解説
 $P = W_o \cdot h_w$ (1-3-2)
P: 水深 h_w の点における静水圧 (tf/m²) (kN/m²)
W_o: 水の単位体積重量 (tf/m³) (kN/m³)
h_w: 水面からの任意の点の水深 (m)



4-8

第1章 砂防ダム設計



3-5-3 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、砂防ダム完成時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ダムについては、積砂時についても考慮する。
建設 p4

解説
 $P_{ev} = Ws_l \cdot h_e$
 $P_{el} = C_e \cdot Ws_l \cdot h_e$ (1-3-3)

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力 (tf/m²) (kN/m²)
 P_{el} : 堆砂圧の水平分力 (tf/m²) (kN/m²)
 Ws_l : 水中堆砂単位体積重量 (tf/m³) (kN/m³)
 $Ws_l = Ws - (1 - v) \cdot W_o$ で示される。
 h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)
 C_e : 土圧係数
 Ws : 堆砂見掛け単位体積重量 (tf/m³) (kN/m³)
 v : 堆砂空隙率 $v = (Wsa - Ws) / Wsa$
 W_o : 水の単位体積重量 (tf/m³) (kN/m³)
 Wsa : 堆砂絶対単位体積重量 (tf/m³) (kN/m³)
(注) 堆砂深は施工時の埋戻深とする。ただし、堆砂勾配 (埋戻勾配) i は 15° 以内とする。
土圧係数 $C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}$
堆砂面がほぼ平組 $i = 0$ ($i = 15^\circ$ ぐらいまでは、 $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$ と仮定する) とすれば、
 $C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$
(ϕ : 堆砂土の水中での内部摩擦角) で示される。

4-9

第1章 砂防ダム設計

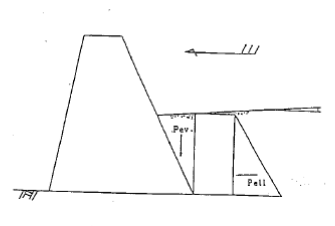


図1-3-2 堆砂圧

3-5-4 揚圧力

揚圧力は、ダム底面全面に鉛直上向きに作用するものとし、表1-3-2を高確として計算する。
建設 p5

解説
表1-3-3 揚圧力の大きさ

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

ここに、
 μ : 揚圧力係数
 h_1 : ダム上流側水深 (m)
 h_2 : ダム下流側水深 (m)
 $\Delta h =$ 上・下流の水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$
 W_o : 水の単位体積重量 (tf/m³) (kN/m³)
任意の点 (X) における揚圧力は次式による。
 $U_x = [h_1 + \mu \Delta h (1 - \frac{x}{l})] W_o$ (1-3-4)
 U_x : X地点の揚圧力 (tf/m²) (kN/m²)
 l : 全渡越距離 (m)、 $l = b$; ただし、止水壁等を設ける場合は、 $l = b + 2d$ とする。
 b : 堰底幅 (m)
 d : 止水壁の長さ (m)
 x : 上流端からX地点までの渡越距離 (m)

4-10

3.3 下流のり勾配

3.3.1 越流部

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

なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂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。(土流設 p12)

解説

本マニュアルにおいては、越流部の下流のり勾配は、1:0.2を標準とするが、粒径が細かく、中小出水においても土砂の流出が少ない場合には標準より緩くすることができる。この場合、経済性を考慮し、上流勾配を急にして安定計算により決定する。

ただし、下流のり勾配を緩くする場合、その上限を1:1.0とし、かつ土砂が活発に流送され始める流速U(m/sec)と砂防堰堤高さH(m)から求められる次式の勾配よりも急にする。

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

- L: 水通し肩から堤底のり尻までの水平距離
- H: 砂防堰堤高
- U: 砂防堰堤地点における土石流の平均流速の50%程度

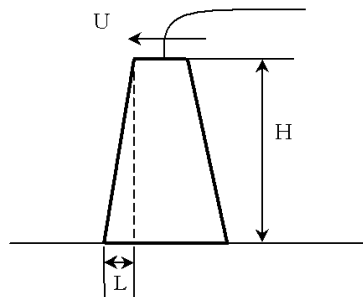


図2-3-3 下流のり勾配

また、一般に非越流部のり面勾配は越流部と同一勾配とする。

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

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

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

(4-6) 削除

3-2 下流のり勾配

ダムの下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けたくない計画とし、ダムの越流部におけ下流のり勾配は原則として1:0.2とする。

なお、流出土砂の粒径が小さく、かつその量が少ない場合(中小出水においても土砂の流出が少ない溪流等)は、経済性を考慮し、これより緩くすることができる。

非越流部の断面は、越流部断面と同一を標準とする。越流部の断面と変える場合は平常時及び洪水時の安定の他、15m以上のダムについては、未清砂で漏水していない状態の時に、下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を有する断面とする。

建設 p11, 土対指 p28

解説

本県においては、越流部の下流のり勾配は、1:0.2を標準とするが、流出土砂の粒径が細かく、中小出水においても土砂の流出が少ない場合には標準より緩くすることができる。この場合、経済性を考慮し、上流勾配を急にして安定計算により決定する。

ただし、下流のり勾配を緩くする場合、その上限を1:1.0とし、かつ土砂が活発に流送される流速U(m/sec)とダム高さH(m)から求められる次式の勾配よりも急にする。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{g \cdot H}} \cdot U$$

- L: 水通し肩から堤底のり尻までの水平距離
- H: ダム高さ
- U: ダム地点における土石流の平均流速の50%程度

また、一般には非越流部のり勾配は、越流部と同一勾配とする。

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

非越流部は、ダム上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく洪水期に空に近い状態となるダムでは、下流側から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、そのような状態が想定されるダムでは、上流側に多少のり勾配(1:0.2)を付けるなど安定計算を行い決定する。

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

3-3 上流のり勾配

上流のり勾配は、堤体に対する合力の作用点が堤体底の1/3以内(middle-third)におさまり、ダム底と基礎地盤との間で滑動を起こさず、さらにダム内に生じる最大応力が材料の許容応力を越えず、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であるように定めなければならない。

建設 p10

解説

上流のり勾配は安定計算により求める。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

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

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

で求められる勾配よりも急にする。ただし、1:1.0を上限とする。

3.3.2 非越流部

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

解説

上流のり勾配は安定計算により求める。

非越流部の逆断面の設計

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

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

第1章 砂防ダム設計

(4-6) 削除

3-2 下流のり勾配

ダムの下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けない計画とし、ダムの越流部におけ下流のり勾配は原則として1:0.2とする。

なお、流出土砂の粒径が小さく、かつその量が少ない場合(中小出水においても土砂の流出が少ない溪流等)は、経済性を考慮し、これより緩くすることができる。

非越流部の断面は、越流部断面と同一を標準とする。越流部の断面と変える場合は平常時及び洪水時の安定の他、15m以上のダムについては、未清砂で湛水していない状態の時に、下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を有する断面とする。

建設 p11, 土対指 p28

解説

本県においては、越流部の下流のり勾配は、1:0.2を標準とするが、流出土砂の粒径が細かく、中小出水においても土砂の流出が少ない場合には標準より緩くすることができる。この場合、経済性を考慮し、上流勾配を急にして安定計算により決定する。

ただし、下流のり勾配を緩くする場合、その上限を1:1.0とし、かつ土砂が活発に流送される流速 U (m/sec)とダム高さ H (m)から求められる次式の勾配よりも急にする。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{g \cdot H}} \cdot U$$

L: 水通し層から堤底のり尻までの水平距離
H: ダム高さ
U: ダム地点における土石流の平均流速の50%程度

また、一般には非越流部のり勾配は、越流部と同一勾配とする。

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

非越流部は、ダム上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく洪水期に空に近い状態となるダムでは、下流側から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、そのような状態が想定されるダムでは、上流側に多少のり勾配(1:0.2)を付けるなど安定計算を行い決定する。

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

3-3 上流のり勾配

上流のり勾配は、堤体に対する合力の作用点が堤体底の1/3以内(middle-third)におさまり、ダム底と基礎地盤との間で滑動を起こさず、さらにダム内に生じる最大応力が材料の許容応力を越えず、地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であるように定めなければならない。

建設 p10

解説

上流のり勾配は安定計算により求める。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

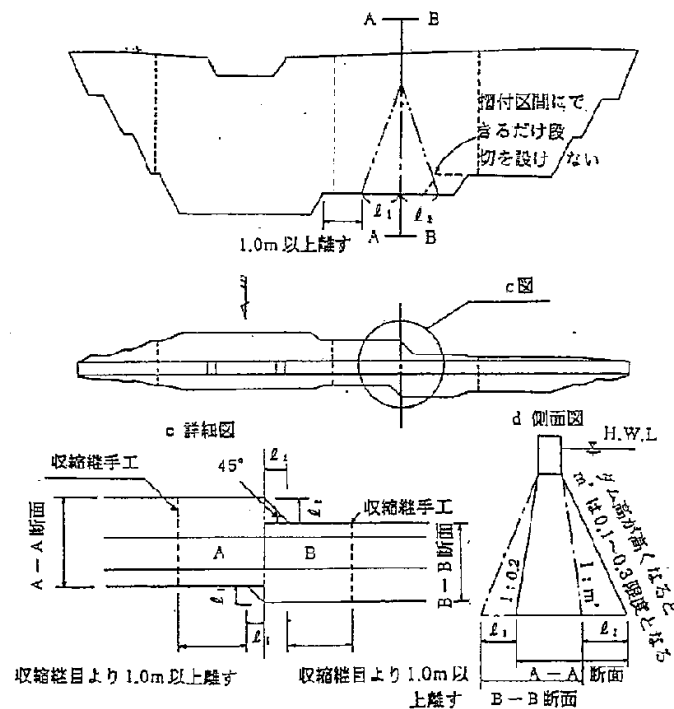


図2-3-4 非越流部逆断面の設計

3.4 安定条件

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

- 1 原則として、砂防堰堤の上流端に引張応力が生じないように、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
- 2 砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
- 3 砂防堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。(土流設p5)

解説

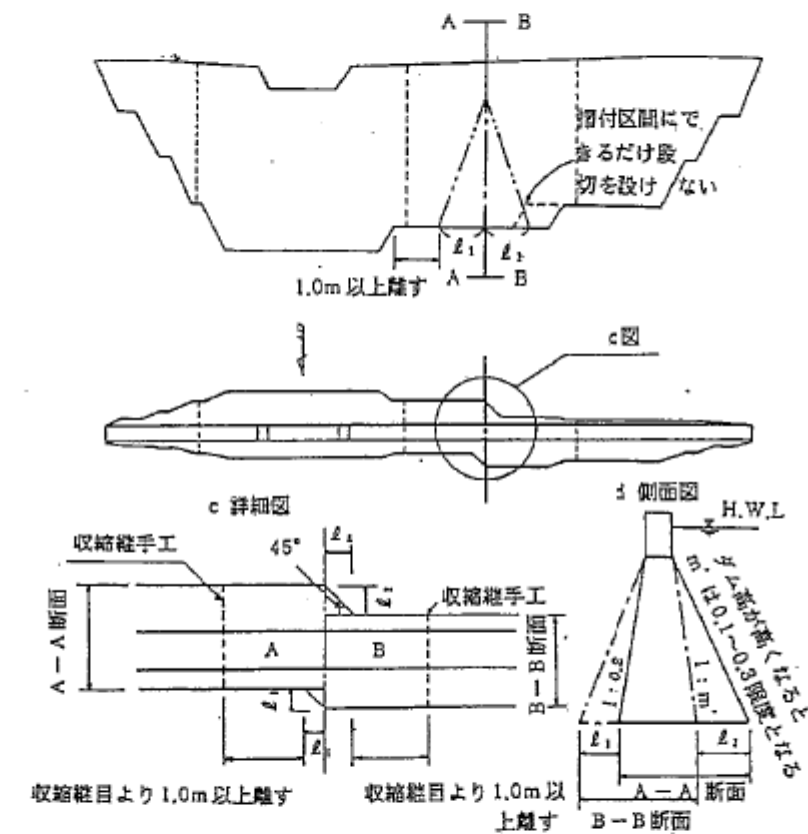
- 1 堰堤堤底において引張応力を生じさせないように、堤体の自重および外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。(砂設公p105)
- 2 堰堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。堰堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。

第1章 砂防ダムの設計

非越流部の逆断面の設計

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

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



非越流部逆断面の設計

3-4 安定計算の基本

砂防ダムは、その目的、構造に応じた設計外力により安定計算を行わなければならない。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

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

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

f : 摩擦係数

V : 単位幅当たり断面に作用する垂直力(tf/m) {kN/m}

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力(tf/m) {kN/m}

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

l : せん断抵抗を期待できる長さ(m)

(砂設公p105)

注) 摩擦係数、せん断強度は「第Ⅰ編第2章表2-2-6」を参照のこと。

3 堤体および基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による。

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

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

(砂設公p105)

3.5 安定計算

3.5.1 越流部

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

解説

1 堤体の上流のり勾配は安定計算により求めるものとし、設計に使用する上流のり勾配は、切り上げて0.05単位とする。15m以上の堰堤については、未満砂の状態で湛水していない状態のときに下流側から地震時慣性力が作用する状態についても照査する。

第1章 砂防ダム設計

3-7-1 転倒に対する安定計算

砂防ダムは転倒に対して安定した構造でなければならない。

標 設 p11

解説

$$x = \frac{M}{V} \dots\dots\dots (1-3-8)$$

$$0 \leq x \leq b_1 \dots\dots\dots (1-3-9)$$

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)

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荷重のモーメントの合計 (tf・m/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (tf/m)

b_1 : 堤底幅 (m)

砂防ダム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(1-3-9)にあてはまれば砂防ダムは転倒しない。

3-7-2 滑動に対する安定計算

ダムに設計荷重が作用したときに、ダム堤体内、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ないように計画しなければならない。

標 設 p11

解説

$$n \leq \frac{fV + \tau_0 l}{H} \dots\dots\dots (1-3-10)$$

n : 安全率

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (tf/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (tf/m)

f : ダム堤体と基礎地盤との摩擦係数

τ_0 : ダム堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度 (tf/m) (砂礫地盤の場合 $\tau_0=0$)

l : せん断抵抗を期待できる長さ (m)

ダムに設計荷重が作用したときに、ダム堤体内、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(1-3-10)は、堤底と基礎地盤との接触面における剪断力による滑動に対して、安全な剪断摩擦抵抗力を有しているか検討するものである。

岩盤基礎の場合は、 $n=4$ とする。砂礫基礎の場合は、ダム高を15m未満とするのが原則であり、せん断強度 $(\tau_0 \cdot l)$ を無視して計算し、 $n=1.2$ とする。砂礫基礎でダム高15m以上のときは、せん断強度を無視して計算し、 $n=1.5$ とする。

f および τ_0 の値は、表-1-4-2を参照すること、また l は一般にダム堤底幅 (b_1) とすることが多い。

第1章 砂防ダム設計

3-7-3 ダム堤体および基礎地盤の破壊に対する安定計算

砂防ダムは、垂直応力 σ に引張り応力が生じないと共に、ダム堤体及び基礎地盤の破壊に対して安定でなければならない。

標 設 p11

解説

$$\sigma = \frac{V}{b_1} \left[1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_1} \right] \dots\dots\dots (1-3-11)$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_1 \dots\dots\dots (1-3-12)$$

b_1 : 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 (tf/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(1-3-11)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 $-1 \leq \frac{6 \cdot e}{b_1} \leq 1$ でなければならない。

これに $e = x - \frac{1}{2} \cdot b_1$ を代入すると、

$$\frac{1}{3} \cdot b_1 \leq x \leq \frac{2}{3} \cdot b_1$$

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、荷重の合力の作用線と堤底との交点が中央1/3内であればならない。

一般的には $x = \frac{2}{3} \cdot b_1$ となる断面が基本的である。

式(1-3-11)で求めた σ の値が、ダム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。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

2 表2-3-3~2-3-5で使われている記号は、次のとおりである。

H	堤高
b_1	水通し天端幅
b_2	堤底幅 $b_2 = b_1 + (m+n) \cdot H$
m	上流のり勾配 $1:m$
n	下流のり勾配 $1:n$
h_1	上流側水深 $h_1 = H + h_3$
h_2	下流側水深
h_3	越流水深(洪水時)
D_d	土石流水深
h_e	堆砂深 土石流時: $H - D_d$ その他は $H > 15.0\text{m}$ の時に設定
W_c	堤体コンクリートの単位体積重量
W_o	流水の単位体積重量
W_{s1}	堆砂の水中における単位体積重量
γ_d	土石流の単位体積重量
γ_s	水中での土砂の単位体積重量(土石流時) $\gamma_s = C_s \cdot (\sigma - \rho)g$ C_s : 溪床堆積土砂の容積濃度, ρ : 水の密度(kg/m ³), σ : 礫の密度(kg/m ³), g : 重力加速度(m/s ²) (9.8m/s ²)
C_e	土圧係数
μ	揚圧力係数
K	設計震度

(1) 自重

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

$$W = W_c \cdot A$$

W : 単位幅当たりの堤体の自重(t)

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

A : 堤体単位幅当たりの体積(m³)

(2) 静水圧

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

土石流時の静水圧については土石流流体力が堆砂面上で作用しているため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。(土流設 p7)

$$P = W_o \cdot h_w$$

P : 水深 h_w の点における静水圧(tf/m³) {kN/m³}

W_o : 水の単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

h_w : 水面からの任意の点の水深(m)

第1章 砂防ダム設計

3-7 安定計算

平常時、洪水時、および土石流時に砂防ダムに作用する荷重等を整理すると、表1-3-7~1-3-9、図1-3-8~1-3-10に示すようになる。これらの荷重を用いて、転倒、滑動、ダム堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定計算を行い、それぞれの安定条件を満足するようダム本体の形状を設定する。

解説

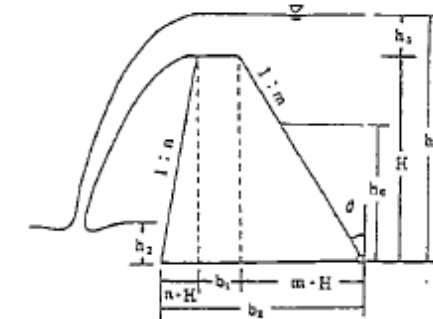


図1-3-6 砂防ダムの安定計算

- H : ダム高 (m)
 - b_1 : 水通し天端幅 (m)
 - b_2 : 堤底幅 (m) $b_2 = b_1 + (m+n) \cdot H$
 - m : 上流のり勾配 $m = \tan \theta$
 - n : 下流のり勾配
 - h_1 : 上流側水深 (m) $h_1 = H + h_3$
 - h_2 : 下流側水深 (m)
 - h_3 : 越流水深 (m)
 - h_e : 堆砂深 (m)
 - W_c : 堤体コンクリートの単位体積重量 (tf/m³)
 - W_o : 流水の単位体積重量 (tf/m³)
 - W_{s1} : 堆砂の水中における単位体積重量 (tf/m³)
 - C_e : 土圧係数
 - μ : 揚圧力係数
 - K : 設計震度
 - η
 - C_m
 - λ
- } 本章 3-5-6参照

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

(3) 堆砂圧(土石流時以外)

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

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

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

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力(tf/m²) {kN/m²}

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力(tf/m²) {kN/m²}

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

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深(m)

C_e : 土圧係数

W_s : 堆砂見掛け単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

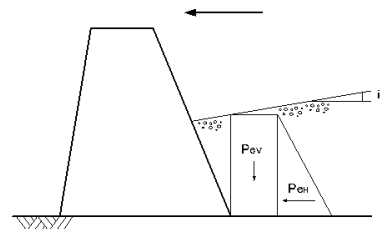
v : 堆砂空隙率 $v = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

W_o : 水の単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

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

(建河Ⅱp5)

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



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

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

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

(砂設公 p99)

図2-3-5 堆砂圧(土石流時以外)

(4) 土石流時の堆砂圧

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

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

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

ここで、 C_s : 溪床堆積土砂の容積濃度、 ρ : 水の密度(kg/m³)、 σ : 礫の密度(kg/m³)、 g : 重力加速度(m/s²) (9.8m/s²)

(土流設 p9)

(5) 土石流流体力、土石流水深

第Ⅱ編第2章第4節4. 1を参照されたい。

第1章 砂防ダム設計

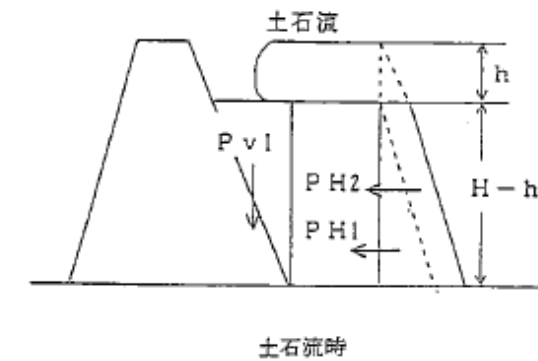


図1-3-1 静水圧

3-5-3 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、砂防ダム完成時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ダムについては、潰砂時についても考慮する。

図. 設 p4

解説

$$\left. \begin{aligned} P_{ev} &= W_{sl} \cdot h_e \\ P_{eH} &= C_e \cdot W_{sl} \cdot h_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1-3-3)$$

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力 (tf/m²) {kN/m²}

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (tf/m²) {kN/m²}

W_{sl} : 水中堆砂単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³} で、

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

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数

W_s : 堆砂見掛け単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

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

W_o : 水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

(注) 堆砂深は施工時の埋戻深とする。ただし、堆砂勾配(埋戻勾配) i は 15° 以内とする。

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

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

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

(ϕ : 堆砂土の水中での内部摩擦角) で示される。

第III編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

(6) 揚圧力

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

表2-3-2 揚圧力の大きさ

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

μ : 揚圧力係数

h_1 : 堰堤上流側水深(m)

h_2 : 堰堤下流側水深(m)

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

W_0 : 水の単位体積重量(tf/m^3) [kN/m^3]

任意の点(X)における揚圧力は次式による。

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

U_x : x地点の揚圧力(t/m^2)

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

b_2 : 堤底幅(m)

d : 止水壁の長さ(m)

x : 上流端からX地点までの浸透経路長(m)

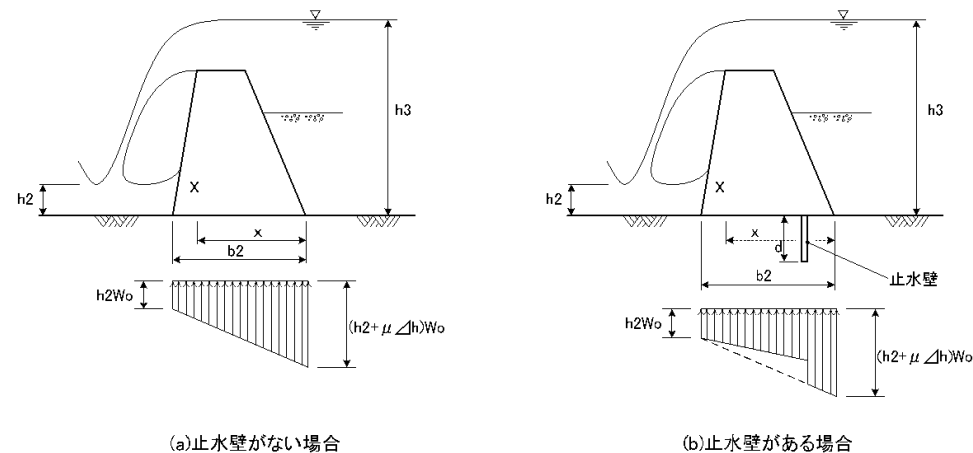


図2-3-6 揚圧力の分布

(7) 地震時慣性力

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

第1章 砂防ダム設計

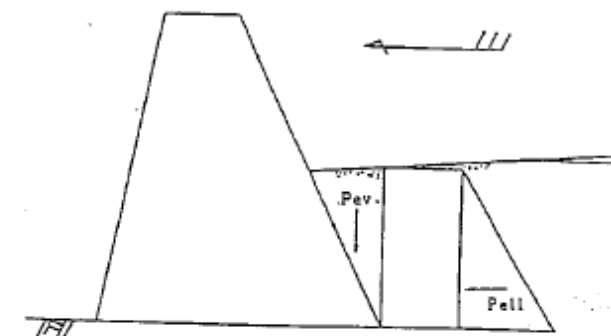


図1-3-2 堆砂圧

3-5-4 揚圧力

揚圧力は、ダム堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表1-3-2を標準として計算する。

意. 設. p5

解説

表1-3-3 揚圧力の大きさ

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

ここに、

μ : 揚圧力係数

h_1 : ダム上流側水深 (m)

h_2 : ダム下流側水深 (m)

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

W_0 : 水の単位体積重量 (tf/m^3) [kN/m^3]

任意の点(X)における揚圧力は次式による。

$$U_x = \left[h_2 + \mu \Delta h \left(1 - \frac{x}{\ell} \right) \right] W_0 \dots\dots\dots (1-3-4)$$

U_x : X地点の揚圧力 (tf/m^2) (kN/m^2)

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

b_2 : 堤底幅 (m)

d : 止水壁の長さ (m)

x : 上流端からX地点までの浸透経路長 (m)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

次式により求められる。

$$I = K \cdot W$$

I : 単位幅当たりの堤体に作用する地震時慣性力(tf/m) {kN/m}

K : 設計震度

W : 単位幅当たりの堤体の自重(tf/m) {kN/m}

設計震度は、第Ⅰ編第2章を参照されたい。

(8) 地震時動水圧

地震時動水圧は、堰堤の堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は、次式(Zangerの式)により求めるものとする。

$$Px = CW_0KH$$

$$C = \frac{Cm}{2} \left[\frac{hx}{H} \left(2 - \frac{hx}{H} \right) + \sqrt{\frac{hx}{H} \left(2 - \frac{hx}{H} \right)} \right]$$

$$Pd = \eta \frac{Cm}{2} W_0 KH^2 \sec \theta$$

$$hd = \lambda hx$$

Px : x 地点の地震時動水圧(tf/m²) {kN/m²}

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

W_0 : 貯留水の単位体積重量(tf/m³) {kN/m³}

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深(m)

hx : 貯留水面から x 地点までの水深(m)

Cm : C が最大となるときの(Px が最大になるときの) C の値(図2-3-6(a)参照)

hd : x 地点から Pd の作用点までの高さ(m)

η, γ : 図2-3-6(c)から求められる係数

C : 圧力係数

第1章 砂防ダムの設計

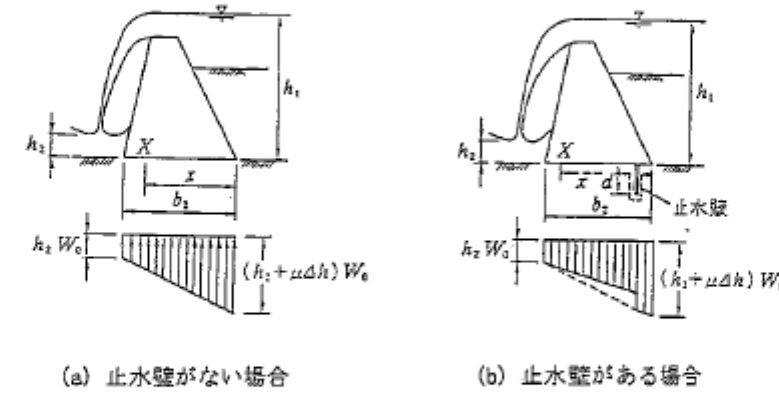


図1-3-3 揚圧力の分布

3-5-5 地震時慣性力

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

建.設 p6

解説

$$I = K \cdot W \dots\dots\dots (1-3-5)$$

I : 単位当たりのダム堤体に作用する地震時慣性力 (tf/m) {kN/m}

K : 設計震度

W : 単位幅当たりのダム堤体の自重 (tf/m) {kN/m}

設計震度は通常の岩盤の場合は表1-3-3の値を標準とし、ダムの高さが20mを越え、かつ風化又は破砕の著しい岩盤基礎、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表1-3-4の値を標準とする。

表1-3-4 設計震度①

ダムの種類	設計震度
重力式 コンクリートダム	0.12
アーチ式 コンクリートダム	0.12

表1-3-5 設計震度②

ダムの種類	設計震度
重力式 コンクリートダム	0.15

3-5-6 地震時動水圧

地震時動水圧は、ダムの堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は、次式(Zangerの式)により求めるものとする。

建.設 p6

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

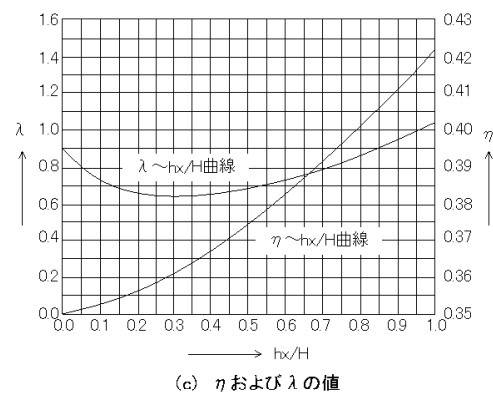
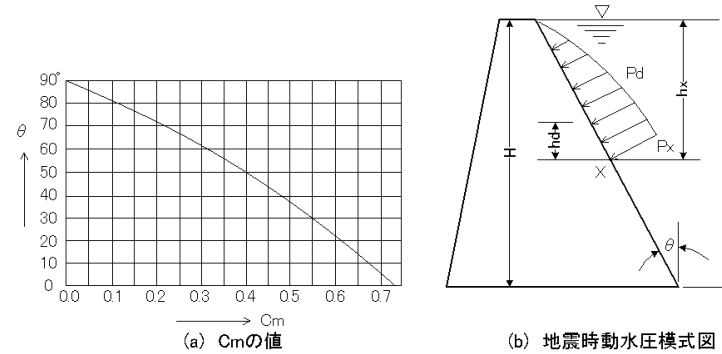


図2-3-7 地震時動水圧の係数

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

<参考> Westergaard の近似式

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

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

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

(9) 温度荷重

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

第1章 砂防ダムの設計

解説

$$P_x = C W_0 K H$$

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

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

$$h_d = \lambda h_x$$

} (1-3-6)

P_x : X地点の地震時動水圧 (tf/m²) {kN/m²}

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

W_0 : 貯留水の単位体積重量 (tf/m³) {kN/m³}

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

h_x : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

C_m : Cが最大となるとき (P_x が最大になるとき) のCの値

(図1-3-4 (a)参照)

h_d : X地点から P_d の作用点までの高さ (m)

η, λ : 図1-3-4 (c)から求められる係数

C: 圧力係数

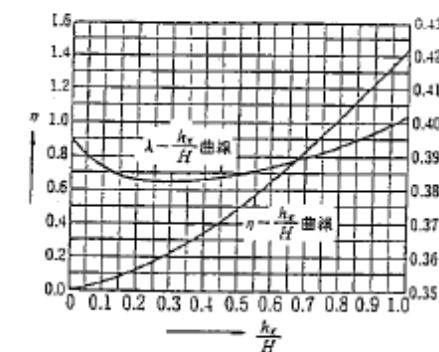
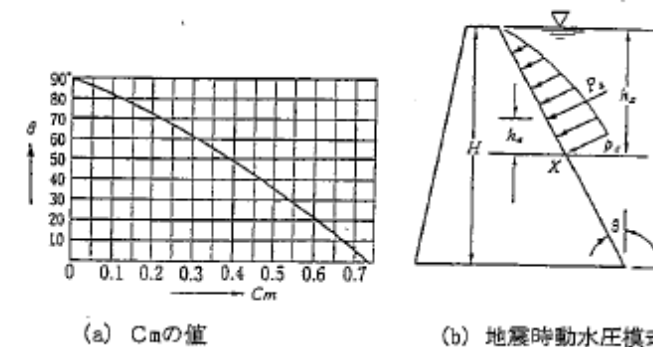
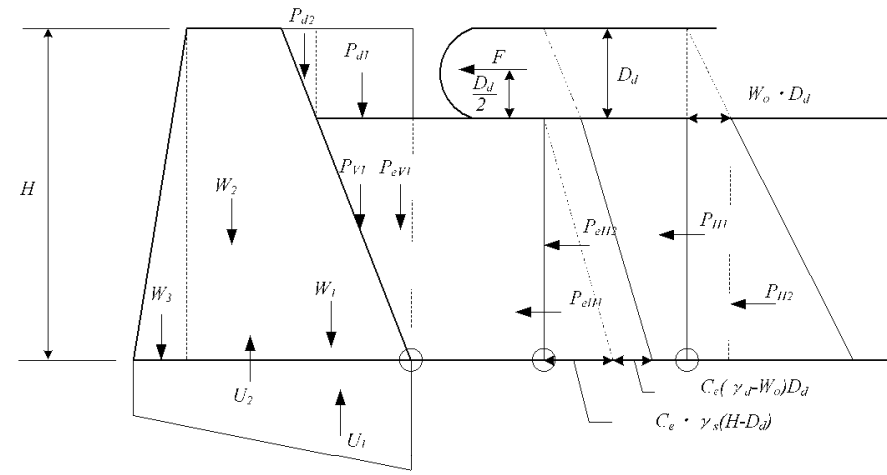
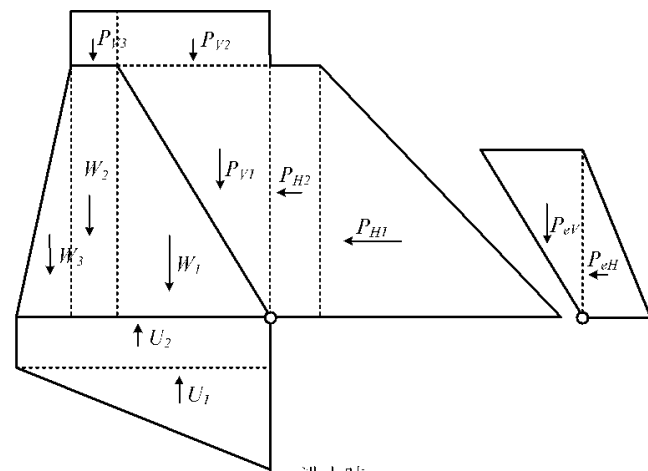


図1-3-4 地震時動水圧の係数

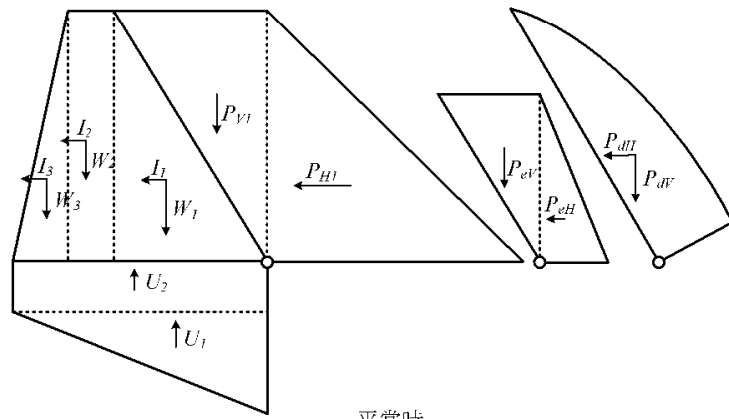
第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)



土石流時



洪水時



平常時

図 2-3-8 安定計算

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

表2-3-3 砂防堰堤単位あたり断面に作用する力(土石流時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (l)	モーメント (M=V・l+H・e)
堤体の自重	W					
	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W ₂	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	P _{v1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
	P _{H2}	$hd \cdot W_0 \cdot h_e$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot h_e$	(+)
堆砂圧	P _e					
	P _{ev1}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P _{eH1}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
	P _{eH2}	$C_e \cdot \gamma_f \cdot D_d \cdot h_e$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot h_e$	(+)
土石流の重さ	pd					
	P _{d1}	$\gamma_d \cdot D_d \cdot m \cdot h_e$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P _{d2}	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_d \cdot m \cdot D_d^2$	(+)		$m \cdot h_e + \frac{1}{3} \cdot m \cdot h_d$	(+)
土石流流体力	F	第Ⅱ編第2章第4節4.1参照		(+)	$h_e + \frac{1}{2} \cdot h_d$	(+)
揚圧力	U					
	U ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$		(-)	$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U ₂	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$		(-)	$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
合計			V	H		M

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

第1章 砂防ダム設計

表1-3-7 砂防ダムの単位幅当たり断面に作用する力(平常時 h₂=0)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (l)	モーメント (M=V・l+H・e)
堤体の自重	W					
	W ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W ₂	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W ₃	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P _v	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	P _{H2}					
堆砂圧	P _v	$\frac{1}{2} \cdot W_s \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P _{H1}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_s \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
	P _{H2}					
揚圧力	U ₁	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$		(-)	$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U ₂	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$		(-)	$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
地震時慣性力	I ₁	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	I ₂	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
	I ₃	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
地震時動水圧	P _{ev}	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	P _{eH}	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合計			V	H		M

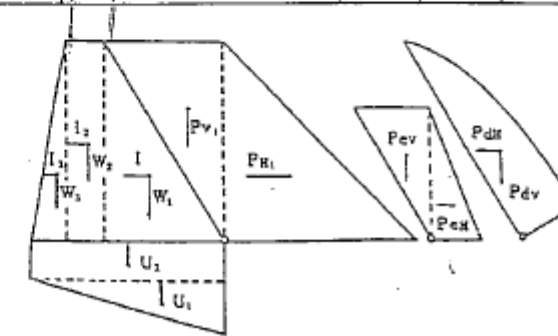


図1-3-7 砂防ダムの単位幅当たり断面に作用する力(平常時 h₂=0)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

表2-3-4 砂防堰堤単位当たり断面に作用する力(洪水時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離(1)	モーメント (M=V・1+H・1)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)	$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)	
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)	$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)	
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)	$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)	
静水圧	P_e					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)	$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)	
	P_{V2}	$W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)	$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$	(+)	
	P_{V3}	$W_0 \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)	$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)	
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$	(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)	
	P_{H2}	$W_0 \cdot h_3 \cdot H$	(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)	
堆砂圧	P_e					
	P_{eV}	$\frac{1}{2} \cdot W_{st} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)	$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)	
	P_{eH}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{st} \cdot h_e^2$	(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)	
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + h_3 - h_2)$	(-)	$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)	
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)	$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)	
合計		V	H		M	

堤高15m未満の場合は堤体の自重 W 、静水圧 P で安定計算を行う

第1章 砂防ダムの設計

表1-3-8 砂防ダムの単位当たり断面に作用する力(洪水時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	堤底の上流端から作用線までの距離 (1)	モーメント (M=V・1+H・1)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)	$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)	
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)	$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)	
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)	$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)	
静水圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)	$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)	
	P_{V2}	$W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)	$\frac{1}{2} \cdot m \cdot H$	(+)	
	P_{V3}	$W_0 \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)	$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)	
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$	(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)	
	P_{H2}	$W_0 \cdot h_3 \cdot H$	(+)	$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)	
堆砂圧	P					
	P_w	$\frac{1}{2} \cdot W_{st} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)	$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)	
	P_w	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{st} \cdot h_e^2$	(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)	
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + h_3 - h_2)$	(-)	$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)	
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)	$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)	
合計		V	H		M	

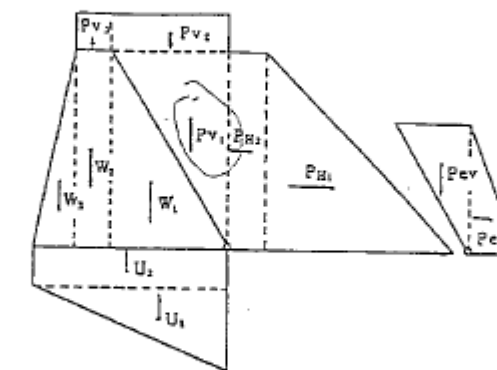


図1-3-8 砂防ダムの単位幅当たり断面に作用する力(洪水時)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

表2-3-5 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(1)	モーメント (M=V・1+H・1)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV}	$\frac{1}{2} \cdot W_{S1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P_{eH}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot W_{S1} \cdot h_e^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot h_e$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$		(-)	$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$		(-)	$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
地震時慣性力	I					
	I_1	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
	I_2	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot H$	(+)
	I_3	$\frac{1}{2} \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot H$	(+)
地震時動水圧	P_d					
	P_{dV}	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	P_{dH}	$\frac{1}{2} \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合計			V	H		M

堤高15m以上の場合のみ平常時の安定計算を行う

第1章 砂防ダムの設計

表1-3-9 砂防ダム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(1)	モーメント (M=V・1+H・1)
堤体の自重	W					
	W_1	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\frac{2}{3} \cdot m \cdot H$	(+)
	W_2	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + \frac{1}{2} \cdot b_1$	(+)
	W_3	$\frac{1}{2} \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	P_{V1}	$\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot n \cdot m \cdot (H - h)^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot (H - h)$	(+)
	P_{H1}	$\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot n \cdot (H - h)^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot (H - h)$	(+)
	P_{H2}	$\rho \cdot n \cdot h \cdot (H - h)$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot (H - h)$	(+)
堆砂圧	P_e					
	P_{eV1}	$\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot s \cdot m \cdot (H - h)^2$	(+)		$\frac{1}{3} \cdot m \cdot (H - h)$	(+)
	P_{eH1}	$\frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \rho \cdot s \cdot (H - h)^2$		(+)	$\frac{1}{3} \cdot (H - h)$	(+)
	P_{eH2}	$C_e \cdot \rho \cdot r \cdot (H - h)$		(+)	$\frac{1}{2} \cdot (H - h)$	(+)
揚圧力	U					
	U_1	$\frac{1}{2} \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + h_2 - h)$		(-)	$\frac{1}{3} \cdot b_2$	(-)
	U_2	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$		(-)	$\frac{1}{2} \cdot b_2$	(-)
土石流の重さ	P_d					
	P_{d1}	$\rho \cdot d \cdot h \cdot (H - h)$	(+)		$\frac{1}{2} \cdot m \cdot (H - h)$	(+)
	P_{d2}	$\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot d \cdot m \cdot h^2$		(+)	$m \cdot (H - h) + \frac{h}{3} \cdot m$	(+)
流体力	F	$\alpha \cdot \frac{\rho \cdot d}{g} \cdot h \cdot U^2$		(+)	$(H - h) + \frac{h}{2}$	(+)
合計			V	H		M

ダム高15m未満の場合は揚圧力は考慮しない。

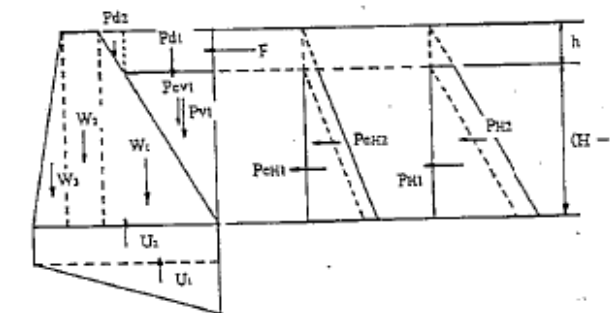


図1-3-9 砂防ダムの単位幅当たり断面に作用する力(土石流時)

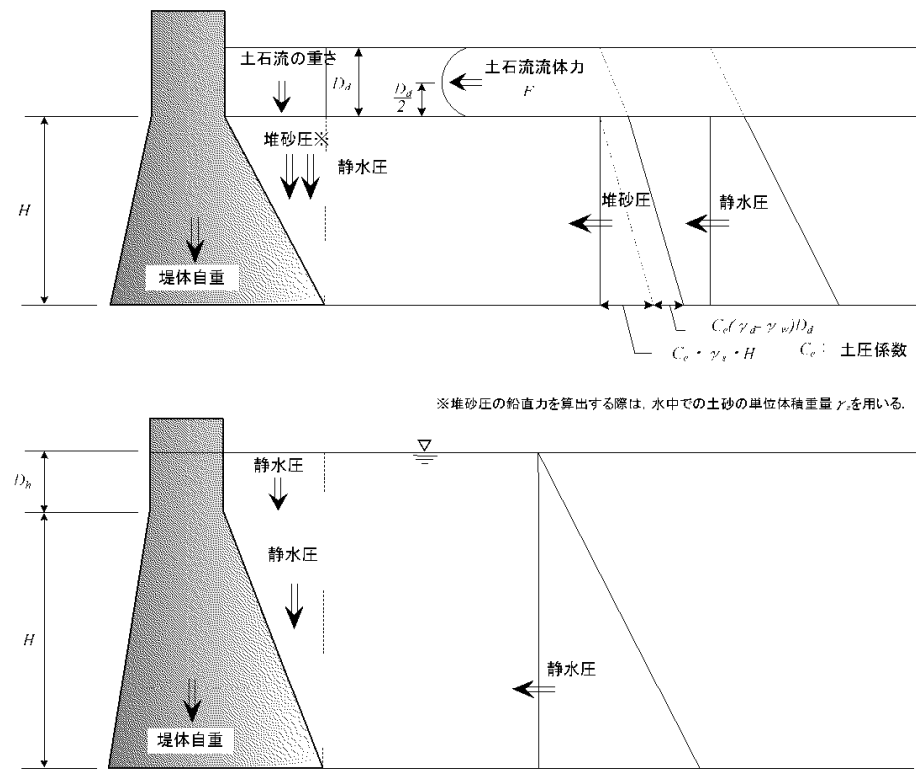
第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

3.5.2 非越流部

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。(土流設 p14)

解説

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とするが、非越流部の本体の断面を越流部の本体部の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等は、必要に応じて非越流部について安定計算を行うものとする。非越流部の安定計算は、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。土石流流体力は、越流部と同様に現溪床勾配を用いて算出した流体力とする。その作用位置は図2-3-8にしたがう。



($H < 15\text{m}$, 上段: 土石流時, 下段: 洪水時)

(土流設 p14)

図2-3-9 不透過型砂防堰堤 非越流部の設計外力図

第4節 基礎の設計

4.1 基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。 (建河Ⅱp13)

解説

砂防堰堤の基礎地盤は、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、できる限り堤高15m未満に抑えけるとともに、原則として均一な地層を選定しなければならない。

1 地盤支持力

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

2 せん断摩擦抵抗力

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

3 その他の地盤強度

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

①砂防堰堤基礎の根入れ

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

②基礎砂礫のパイピング

ブライの式およびレーンの式による方法

・ブライの式

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

C_c : ブライの式のクリープ比 (表2-4-1)

ℓ : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板等による浸透経路長 (m)

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

h_1 : 砂防堰堤上流の基礎面からの水位 (m)

h_2 : 砂防堰堤下流の基礎面からの水位 (m)

第4節 ダム構造

4-1 基礎の設計

4-1-1 基礎地盤の安定

砂防ダムの基礎地盤は、原則として岩盤とする。

図説 p13

解説

砂防ダムの基礎地盤は、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、できる限りダム高15m未満に押さえるとともに、原則として、均一な地層を選定しなければならない。

(1) 地盤支持力

ダムからの鉛直力に対して基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、ダムの揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行う。砂礫基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので、必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとするが、一般には、表1-4-1を標準とする。

表1-4-1 地盤の許容支持力 (tf/m²)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	600	岩 塊 五 石	60
中 硬 岩 (B)	400	礫 層	40
軟 岩 (Ⅱ) (C _Ⅱ)	200	砂 質 層	25
軟 岩 (Ⅰ) (C _Ⅰ)	120	粘 土 層	10

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

(2) 剪断摩擦抵抗力

ダムからの水平力に対して、基礎となる地盤が十分な剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は、堤体を受ける水平力に、安全率を乗じた値以上の剪断抵抗力か摩擦抵抗力を有しているか否かによって行う。ダム破壊の主原因は、基礎地盤の剪断抵抗力及び摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じて剪断試験を実施し剪断強度や摩擦係数を確かめなければならないが、一般には、表1-4-2を標準とする。

表1-4-2 地盤の剪断強度 (tf/m²)・内部摩擦係数

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	剪断強度	区 分	内部摩擦係数
硬 岩 (A)	300	岩 塊 五 石	30
中 硬 岩 (B)	200	礫 層	10
軟 岩 (Ⅱ) (C _Ⅱ)	100	砂 質 層	—
軟 岩 (Ⅰ) (C _Ⅰ)	60	粘 土 層	—

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

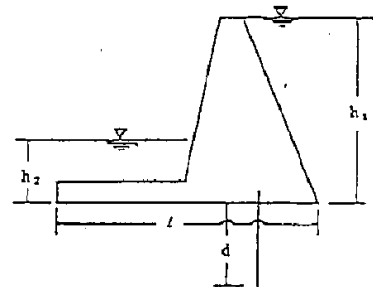


図2-4-1 パイピング

・レーンの式

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

C_w : レーンの式の加重クリープ (表2-4-1)

本式の適用は、堤高の低いダム・床固工等に対しておおむね良好であるが、堤高の高いダムに対しては、かなり過大な値を示すようである。クィックサンドおよびパイピングに対する安全性の検討の参考とすることができる。

なお、上記二つの(プライの式、レーンの式)のうち、大きいクリープ線長を採用すればパイピングに対して安全である。

表2-4-1 クリープ比

基礎の構成材料	C_c	C_w	基礎の構成材料	C_c	C_w
微細砂またはシルト	18	8.5	中砂利	—	3.5
細砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	40~60	3.0
粗砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細砂利	—	4.0			

(追加)

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

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

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

第1章 砂防ダムの設計

(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良い。

(3) その他の地盤強度

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

① ダム基礎の根入れ

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

② 基礎砂礫のパイピング

プライの式およびレーンの式による方法

・プライの式

$$C_c \leq \frac{l+2d}{\Delta h} \dots\dots\dots (1-4-1)$$

C_c : プライの式のクリープ比 (表1-4-3)

l : クリープ総長 (m)

$2d$: 止水矢板等による浸透経路長 (m)

Δh : ダム上下流の水位差 $\Delta h = h_1 - h_2$

h_1 : ダム上流の基礎面からの水位 (m)

h_2 : ダム下流の基礎面からの水位 (m)

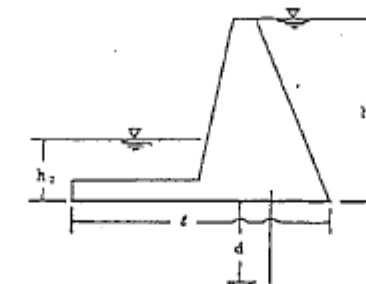


図1-4-1 パイピング

・レーンの式

$$C_w \leq \frac{l/3+2d}{\Delta h} \dots\dots\dots (1-4-2)$$

C_w : レーンの式の加重クリープ (表1-4-3)

本式の適用は、堤高の低いダム・床固工等に対しておおむね良好であるが、堤高の高いダムに対しては、かなり過大な値を示すようである。クィックサンドおよびパイピングに対する安全性の検討の参考とすることができる。

なお、上記二つの式(1-4-1)、(1-4-2)のうち、大きいクリープ線長を採用すればパイピングに対して安全である。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

4.2 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。
(建河IIp13)

解説

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

1 地盤支持力、せん断摩擦抵抗力の改善

(1) 岩盤基礎の場合

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

等が一般的である。

(2) 砂礫基礎の場合

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

等（表 2-4-2 参照）の方法がある。

第1章 砂防ダム設計

表1-4-3 クリープ比

基礎の構成材料	Cc	Cw	基礎の構成材料	Cc	Cw
微細砂またはシルト	1.8	8.5	中 砂 利	-	3.5
細 砂	1.5	7.0	砂・砂利混合物	9.0	-
中 砂	-	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0 ~ 6.0	3.0
粗 砂	1.2	5.0	玉石と砂利	-	2.5
細 砂 利	-	4.0			

(追加)

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

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

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

4-1-2 基礎処理

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

建設 p13

解説

ダムの基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から経済性、施工性等も考慮して選定し、設計しなければならないが、ダムの規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、幾つかの工法を比較して適切な工法を選定し、その工法にあった設計法により設計する必要がある。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

(1) 地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤基礎の場合は、

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

等が一般的である。

砂礫基礎の場合は、

- ① 堤底幅を広くし、応力を分散させる。
- ② 基礎杭工法により改善を図る。
- ③ ケーソン工法により改善を図る。

等の方法がある。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

表2-4-2 砂礫層が深い場合の基礎工法比較一覧表

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

第1章 砂防ダム設計

表1-4-4 砂礫層が深い場合の基礎工法比較一覧表

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

(2) その他の改善

ダムの安定上透水性に問題がある場合は、グラウト等の止水工により改善する。また、パイピングに対しては所要の浸透経路長が不足する場合は、次のような対処を行う。

- ① 堤底幅を広くする。
- ② 止水壁、カットオフ等を設けて改善を図る。

また、ダム下流部の洗掘に対しては、次のような対処を行う。

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

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

2 浸透水および堰堤下流の洗掘に対する補強

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

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

(イ) グ라우チングの計画と実施に当たって注意すべき事項

1. 地質柱状図によって岩盤の硬さ、割れ目、透水性等について分布を知っておかなければならない。

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

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

一般に治水・利水ダム等高ダムにおいて、カーテングラウチングの場合の深度に対応した改良目標値は、 $0 \sim H/2$: $2 \sim 5$ ルジオン程度、 $H/2 \sim H$: $5 \sim 10$ ルジオン（Hは最大ダム高）を標準として設定し、透水係数では 10^{-5} であるが、砂防堰堤では、高さ、水抜き孔等の関係より、目標値を多少下げて（10ルジオン未満）計画されている。

(ロ) カーテングラウチング

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

グラウト深を求めるための式はいろいろあり、

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

d : 孔深 (m)

H_{\max} : 堰堤最大高さ (m)

a : 定数 (0.5~1.0)

$$d = H/3 + C$$

d : 孔深 (m)

H : 孔の位置での堰堤高 (m)

C : 定数 (5~10m)

等がある。

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

(ハ) コンソリデーショングラウチング

岩盤の強化、支持力の増加などを目的に面的施工されるもので、堰堤基礎の全面とか軟弱部分で注入深、注入間隔等を適当に変化させて、なるべく均等な岩盤が保たれるように計画する。また、堰堤の種類によっては荷重の集中する部分に対し特に強化することもある。

コンソリデーショングラウチングは、カーテングラウチングより注入深は浅く計画される。また低圧ではあるが注入による岩盤変位、打設されたコンクリートの持上がり等の恐れがあるので注意が必

第1章 砂防ダムの設計

(3) グラウトによる改善

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

(イ) グ라우チングの計画と実施に当たって注意すべき事項

1. 地質柱状図によって岩盤の硬さ、割れ目、透水性等について分布を知っておかなければならない。

2. グ라우チングによって処理すべき範囲と孔間隔、孔長の決定をしておく。

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

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

(ロ) カーテングラウト

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

グラウト深を求めるための式はいろいろあり、

$$d = a \cdot H_{\max} \dots\dots\dots (1-4-3)$$

d : 孔深 (m)

H_{\max} : ダム最大高さ (m)

a : 定数 (0.5~1.0)

$$d = H/3 + C \dots\dots\dots (1-4-4)$$

d : 孔深 (m)

H : 孔の位置でのダム高 (m)

C : 定数 (5~10m)

等がある。

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

(ハ) コンソリデーショングラウト

岩盤の強化、支持力の増加などの目的によって行われるもので、ダム基礎の全面とか軟弱部分で注入深、注入間隔等を適当に変化させて、なるべく均等な岩盤が保たれるように計画する。また、ダムの種類によっては荷重の集中する部分に対し特に強化することもある。

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

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

要であり、2～3リフト打設後行うよう設計する。遮水性の改良目的の場合、硬岩からなる亀裂性の地盤の改良目標値は、5ルジオン程度とする。

また、パイピングに対しては所要の浸透経路長が不足する場合は、次のような対処を行う。

- ①堤底幅を広くする。
- ②止水壁、カットオフ等を設けて改善を図る。

また、ダム下流部の洗掘に対しては、次のような対処を行う。

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

4.3 基礎の根入れ

堤体基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して決定する。 (建河Ⅱp14)

解説

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

表2-4-3 基礎の根入れ深さ

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

なお、岩盤上に表層土砂が1m以上ある場合は、土砂部分を岩に換算し、評価する。

$$H = 0.5h_1 + h_2 \quad H: \text{基礎の根入れ深さ} m$$

$$h_1: \text{土砂層厚さ} m \quad h_2: \text{岩盤厚 (岩は1m以上)}$$

第1章 砂防ダムの設計

4-2 基礎根入れ

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

建設 p14

解説

ダムの基礎の根入れは処理は、表1-4-5を標準とするが、岩盤の風化や亀裂の程度、砂礫の固結の程度により割増しできるものとする。

表1-4-5 基礎の根入れ深さ

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

なお、岩盤上に表層土砂が1m以上ある場合は、土砂部分を岩に換算し、評価する。

$$H = 0.5h_1 + h_2 \quad H: \text{基礎の根入れ深さ} m$$

$$h_1: \text{土砂層厚さ} m \quad h_2: \text{岩盤厚 (岩は1m以上)}$$

4-3 カットオフ

カットオフは、目的を明確にして計画するものとする。

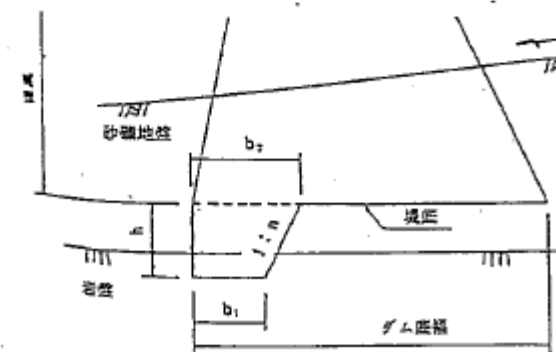
建設 p14

解説

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

① 遮水を目的で設置する場合

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



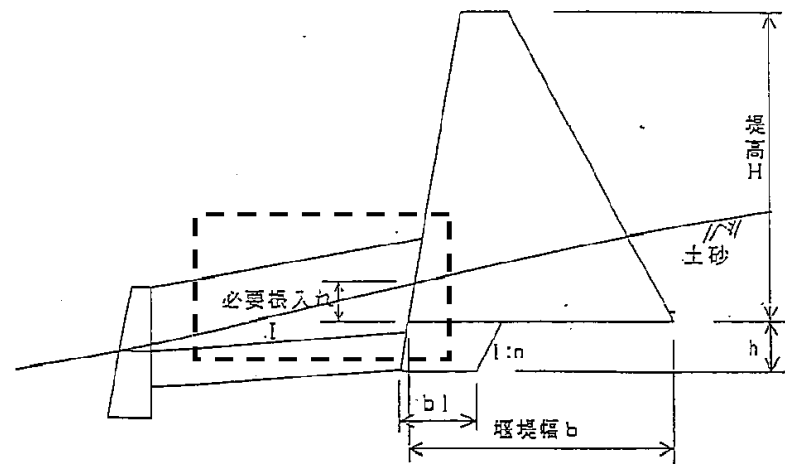
h: パイピング防止に必要な深さ
n: 土質による床堀勾配
b₁: 2.0mを標準とする。
注-1) カットオフの施工長は、堤底長と同一かそれ以上とする

図1-4-2 カットオフ① (遮水)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

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

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



- 被覆土のある軟岩(I), 軟岩(II)の場合
 $H=2.0m\sim3.0m$ 程度
 $(H=h_1+h_2, 0.6 \cdot h_1+h_2=1.5\sim2.0m$ 程度)
- 被覆土のある中硬岩, 硬岩の場合
 $H=1.7m\sim3.0m$ 程度
 $(H=h_1+h_2, 0.3 \cdot h_1+h_2=1.0m$ 程度)

図2-4-1 基礎の根入れ深さ

第1章 砂防ダムの設計

4-2 基礎根入れ

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

建設 p14

解説

ダムの基礎の根入れは処理は、表1-4-5を標準とするが、岩盤の風化や亀裂の程度、砂礫の固結の程度により割り増しできるものとする。

表1-4-5 基礎の根入れ深さ

土質	根入れ深さ
土 砂	2.0~3.0m 程度
軟 岩	1.5~2.0m 程度
中硬岩, 硬岩	1.0~1.5m 程度

なお、岩盤上に表層土砂が1m以上ある場合は、土砂部分を岩に換算し、評価する。

$$H = 0.5 h_1 + h_2 \quad H: \text{基礎の根入れ深さ} m$$

h_1 : 土砂層厚さ m h_2 : 岩盤厚 (岩は1m以上)

4-3 カットオフ

カットオフは、目的を明確にして計画するものとする。

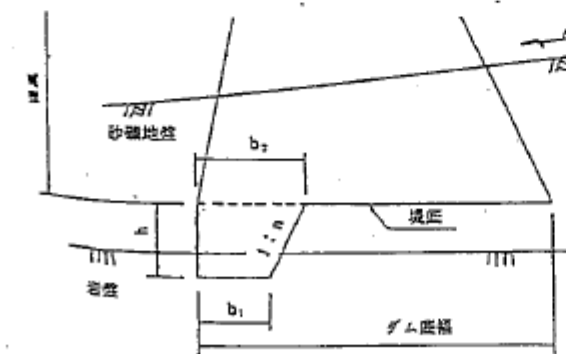
建設 p14

解説

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

① 遮水を目的で設置する場合

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



h : パイピング防止に必要な深さ

n : 土質による床堀勾配

b_1 : 2.0mを標準とする。

注-1) カットオフの施工長は、堰底長と同一かそれ以上とする

図1-4-2 カットオフ①(遮水)

4.4 カットオフ、段切り(節約断面)

カットオフ、段切り(節約断面)は、目的を明確にして計画するものとする。

解説

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

①遮水を目的で設置する場合

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

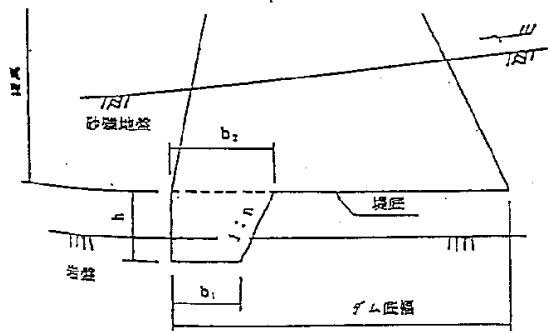


図2-4-2 カットオフ①(遮水)

h : パイピング防止に必要な深さ
 n : 土質による床堀勾配
 b₁ : 2.0mを標準とする。
 注-1) カットオフの施工長は、堰底長と同一かそれ以上とする。

②前庭保護工との取り合いが目的で設置する場合

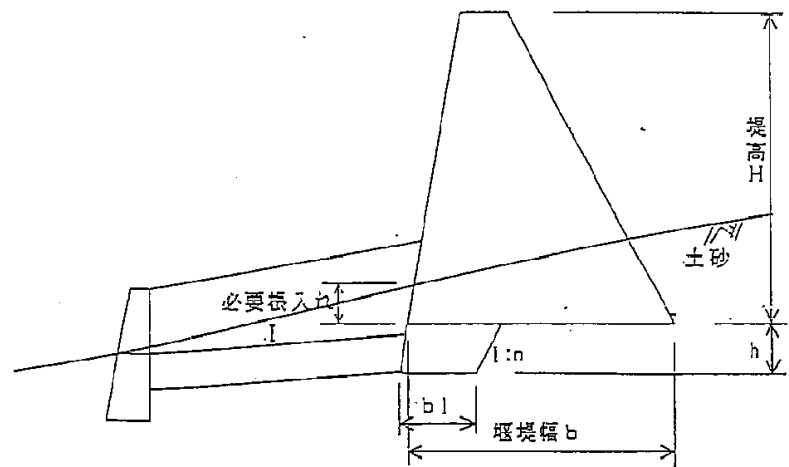


図2-4-3 カットオフ②(取り合い)

h : 1.0m以上
 n : 土質による床堀勾配

第1章 砂防ダム設計

② 前庭保護工との取り合いが目的で設置する場合

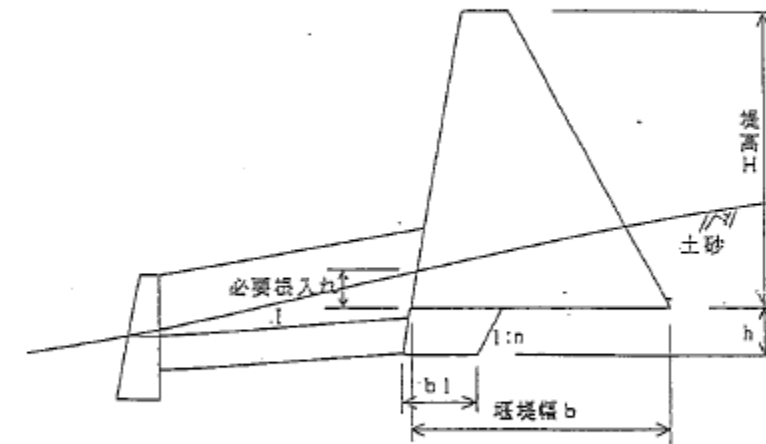


図1-4-3 カットオフ②(取り合い)

h : 1.0m以上
 n : 土質による床堀勾配
 b₁ : ダム底幅の1/3以上最小2.0m(切り上げて0.5m単位とする。)
 I : 水平を原則とするが、河床勾配が急な場合は、現河床勾配の1/2程度を目標として最大でも1/10より急にならないよう計画する。この場合、垂直壁から下流で落差を設けることも検討する。

③ 下流部の洗掘防止を目的として設置する場合
 基礎が中硬岩・硬岩で、前庭保護工として水叩きを設置しない場合に計画する。

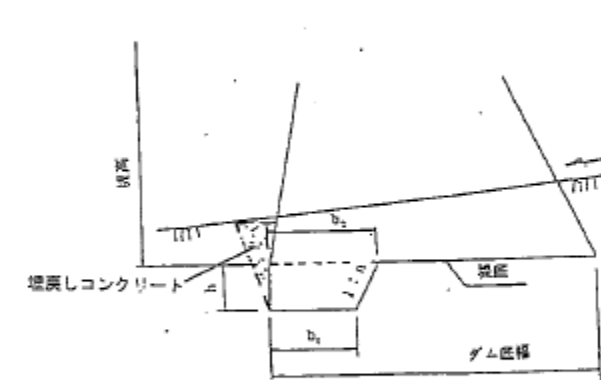


図1-4-4 カットオフ③(洗掘防止)

h : 1.0mを標準とする。
 n : 土質による床堀勾配
 b₁ : 2.0mを標準とする。
 注-1) カットオフの施工長は、堰底長と同一とする。
 注-2) b₁=2.0mを標準とするが、b₁がダム底幅の1/3を越える場合はb₁をダム底幅の1/3程度としてb₁を決定する。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

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

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

③下流部の洗掘防止を目的として設置する場合

基礎が中硬岩・硬岩で、前庭保護工として水叩きを設置しない場合に計画する。

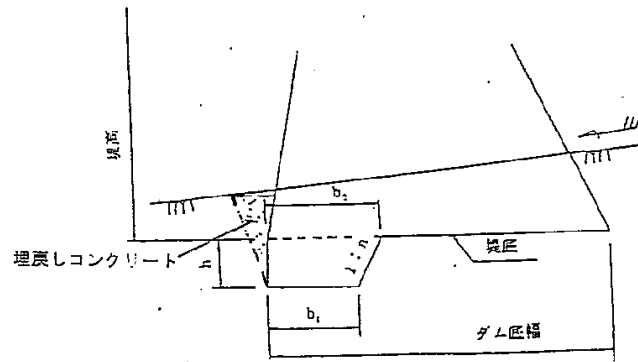


図2-4-4 カットオフ③ (洗掘防止)

h : 1.0mを標準とする。

n : 土質による床掘勾配 b_1 : 2.0mを標準とする。

注-1) カットオフの施工長は、堤底長と同一とする。

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

④経済性を図る目的で設置する場合

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

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

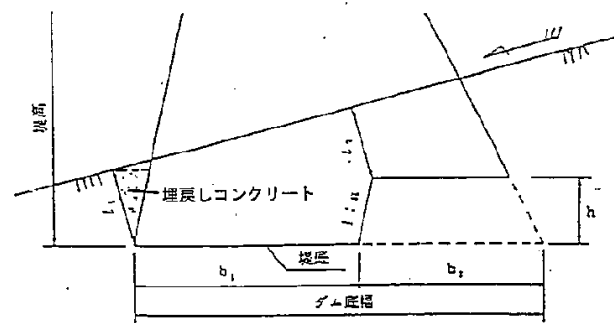


図2-4-5 段切り (節約断面)

h : 1.0m以上

n : 土質による床掘勾配

l_1, l_2 : 土質による所定の根入れの深さ

第1章 砂防ダム設計

④ 経済性を図る目的で設置する場合

基礎が岩盤(軟岩(Ⅱ)以上)で河床勾配が急な場合で上流側の根入れが深くなり多量の岩盤掘削が予想される場合には、経済性を目的で下図のような断面を計画することができる。この場合、根入れは確実に確保し、堰堤本体における安定条件を必ずチェックすること。

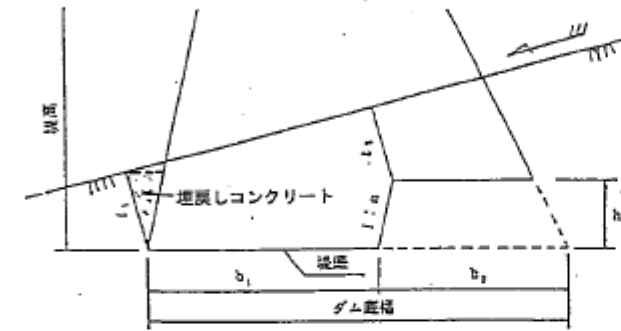


図1-4-5 カットオフ④ (断面節約)

h : 1.0m以上

n : 土質による床掘勾配

l_1, l_2 : 土質による所定の根入れの深さ

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

b_2 : ダム底幅の1/3以上

注) 上記を満足しない場合は、カットオフは設置しないものとする。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

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

b_2 : ダム底幅の $1/3$ 以上

注) 上記を満足しない場合は、段切りは設置しないものとする。

第5節 袖の安定性および構造

5.1 断面形

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

解説

袖天端の幅は水通し天端幅と同じとし、構造上の安全性も考慮して定める。

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

5.2 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。(土流設 p15)

5.2.1 設計外力

上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図2-5-1に示すとおりとする。(土流設 p15)

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

解説

1 土石流流体力

土石流流体力については第Ⅱ編第2章第4節4.1.4を参照のこと。

2 礫の衝撃力

礫の衝突により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。堤体材料の種類とその特性によって、設計外力としての礫の衝撃力を設定する。(土流設 p58)

マスコンクリートでは、次式で衝撃力(P)が推定される。

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

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

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

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

ここで、 E_1 、 E_2 : コンクリートおよび、礫の弾性係数(N/m²)、 ν_1 、 ν_2 : コンクリートおよび礫のポアソン比、 m_2 : 礫の質量(kg)、 R : 礫の半径(m)、 π : 円周率(=3.14)、 U : 礫の速度(m/sec)、

$$-\frac{1}{6} \ell_2 m H^2 - \frac{1}{6} \ell_2 m H^2$$

$$= \ell_2 \cdot b \cdot H_0 + \frac{1}{3} \cdot H_0^2 \cdot (2 \cdot \ell_2 + \ell_1) - \frac{1}{3} \cdot \ell_2 \cdot m \cdot H^2$$

$$(ロ) \text{ 型枠 } A = (\ell_1 + \ell_2) \cdot H_0 \cdot \sqrt{1+n^2} - \ell_2 \cdot H \cdot \sqrt{1+m^2} \dots\dots\dots ②$$

4-5. 袖部の安定(土石流対策ダム)

土石流対策ダムにおいては、土石流の衝撃力に対して安全な袖部でなければならない。袖部の安定を算出する際には、4-4で決定した天端幅に対して安定か否かの検討を行い、不安定であれば袖部を補強しなければならない。

土対指 p29

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、礫の衝突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。

袖部の安定計算は次のとおりである。

- ① 土石流の衝撃力に、礫衝突速度による補正を行い安定計算を行うものとする。
- 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力及び衝撃力を与え、

- a. 滑動に対する安定
 - b. 転倒及びダム堤体の安定
- を算出する。

③計算上不安定となる場合には、鉄筋、鉄骨による補強を行う。

4-5-1 土石流衝撃力

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

土対指 p27

解説

マスコンクリートでは、次式で土石流衝撃力P(kg)が推定できる。

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

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

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

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (0.1×2.6×10⁹kgf/m²) (2.5×10⁹N/m²)

E_2 : 礫のヤング係数 (5.0×10⁸kgf/m²) (49.03×10⁸N/m²)

ν_1 : コンクリートのポアソン比 0.194

ν_2 : 礫のポアソン比 0.23

P: 衝撃力 (kgf) [N]

α : へこみ量 (m)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

α : へこみ量(m), K_1, K_2 : 定数, β : 実験定数, m_1 : 袖部ブロック質量(kg)である.

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

(土流設 p58 一部補足)

また, 礫および流木は, 図2-5-1に示すように水通し天端まで堆積した状態で, 土石流水面に浮いて衝突するものとする. 土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は, 礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする. 土石流の流速と水深は第Ⅱ編第2章第4節に示した方法に基づき算出するものとする.

(土流設 p16)

土石流衝撃力の計算は, 巻末資料の計算例を参照されたい.

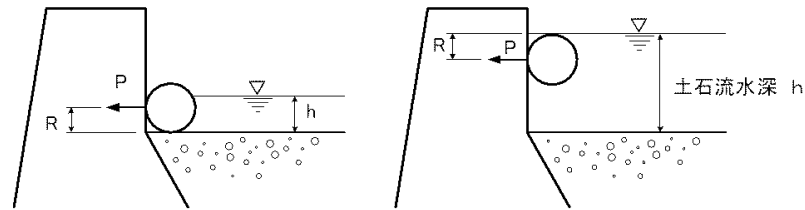


図2-5-1 袖に対する礫の衝突荷重

(参考) 礫およびコンクリートの物理定数の例

礫の弾性係数 $E_2=5.0 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2$, ポアソン比 $\nu := 0.23$

(土流設 p59)

コンクリート(設計基準強度 18 N/mm^2)の終局強度割線弾性係数

$E_1=0.1 \times 2.2 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$

(土流設 p59 改)

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

コンクリートのポアソン比 $\nu_1=0.194$

(土流設 p59)

3 流木の衝撃力

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

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

(土流設 p69)

流木の弾性係数は, 表2-5-1を用いて良い.

第1章 砂防ダム設計

M_2 : 礫の質量 ($\text{kgf/m}^3 \text{sec}^3$) (kg)

$$M_2 = \frac{W_2}{g}$$

W_2 : 礫の重量 (kgf) (N)

$$W_2 = \frac{4}{3} \pi R^3 \times \rho R$$

U_f : 礫の速度 (土石流フロント部分) (m/sec)

ρR : 礫の単位体積重量 ($2,600 \text{ kgf/m}^3$) ($25,500 \text{ N/m}^3$)

ρ_c : コンクリートの単位体積重量 ($2,300 \text{ kgf/m}^3$) ($22,560 \text{ N/m}^3$)

実績により $2,350 \text{ kgf/m}^3$ ($23,050 \text{ N/m}^3$) としてもかまわない

R : 最大礫径の半径 (m) $R = D_w/2$

K_1, K_2 : 定数

4-5-2 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Pに図1-4-9に示す補正係数 β を乗じることにより, 実際に袖部のコンクリートに作用する衝撃力PRを計算する。

$$PR = \beta \cdot P$$

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

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

..... (1-4-8)

PR : 補正後の土石流衝撃力 (tf) (kN)

E : 係数 (m^2/sec^2)

M_1 : 打設ブロック毎の袖部コンクリートの質量 ($\text{kgf/m}^3 \text{sec}^3$) (kg)

M_2 : 礫の重量 ($\text{kg/m}^3 \text{sec}^3$) (kg)

U : 衝突速度 (土石流ピーク流量時のフロント部流速) (m/sec)

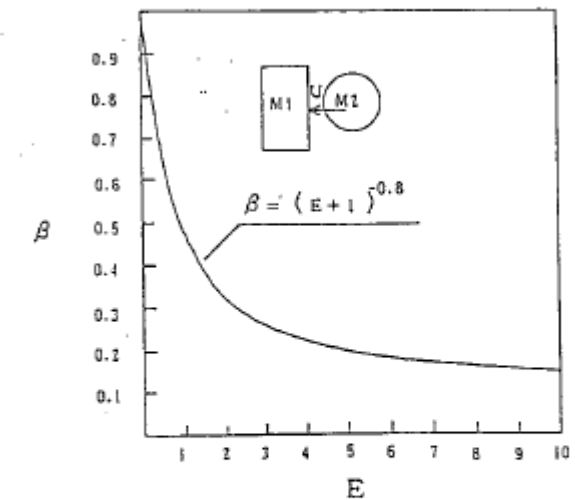


図1-4-9 補正係数

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

表2-5-1 主要樹種の弾性定数

樹種	密度 (kg/m ³)	ヤング係数 (×10 ⁹ N/m ²)	ポアソン比
		E _L	ν _{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 森林総合研究所監修 2004年 p135より

5.2.2 袖部の安定性

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

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

解説

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

表2-5-2 不透過型堰堤の袖単位あたり断面に作用する力(土石流時)

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

*) 礫、流木による衝撃力を比較して、大きい方で

第1章 砂防ダムの設計

4-5-3 袖部の安定計算

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、土石流流体力及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。

土対指 p29

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、極めて短時間であるので同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定し、単位幅当たりの衝撃力に対して安定計算を行う。

袖部の安定計算は次のとおりである。

- 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。(m³)

体積①=平均高×平均長×平均幅

- ② ①のブロックの質量(M₁)を算出する。(kgf/m/sec²) [kg]

$$M_1 = \text{①} \times \rho_c / g$$

M₁: 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 2,300 (kgf/m³) [22,560N/m³]

g: 重力加速度 9.8 (m/sec²)

- ③ 礫の質量(M₂)を求める。(設計編第1章第4節4-5)

M₂: 礫の質量(m₂) (kgf・m/sec²) [kg]

- ④ 土石流のフロント部の流速(U_f)を求める。(計画編第2章第2節2-1-3)

U_f: 衝突速度(土石流ピーク流量時のフロント部の流速) (m/sec)

- ⑤ 土石流衝撃力(P)を算出する。(設計編第1章第4節4-6)

$$P = n \cdot \alpha^{2/5}$$

n: 係数

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1+K_2)^2}}$$

α: へこみ量

$$\alpha = \left[\frac{5U_f^2}{4n_1 \cdot n} \right]^{2/5}$$

- ⑥ 補正係数を算出する。

$$\beta = (E+1)^{-0.5}$$

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

- ⑦ 土石流衝撃力を補正する。

$$P_n = \beta \cdot P$$

P_n: 補正後の土石流衝撃力(tf) [kN]

P: 土石流衝撃力(tf) [kN]

- ⑧ 単位幅当たりの衝撃力を算出する。

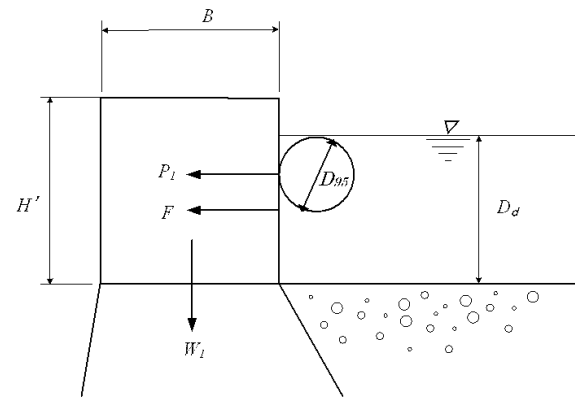
$$P_1 = P_n / L$$

P₁: 単位幅当たりの衝撃力(tf/m) [kN/m]

L: 平均長(m)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

安定計算を行う



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

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

単位: N/mm^2

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

…コンクリート標準示方書
【設計編】平成8年 P.22

・設計基準強度 $18N/mm^2$ の場合のせん断強度 τ_c 。

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

3 上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる(図2-5-2)か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。(土流設 p15)

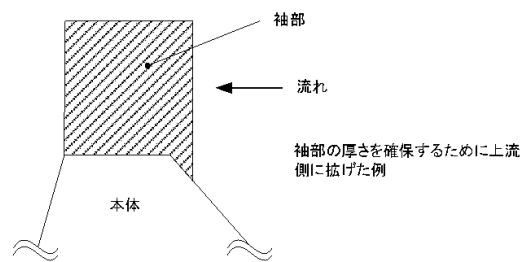


図2-5-2 袖部の厚さを確保した例

4 袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。(土流設 p15)

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

5 鉄筋による補強方法は以下により設計するものとする。

(1) 鉄筋径

上記について、単位幅あたりの必要量 ($A_s = M_{max} / (\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d)$) を満たす鉄筋は、鉄筋径と鉄筋間隔を変化させれば、幾種類もの組み合わせが考えられる。しかし、コンクリートと鉄筋の付着応力度を考慮して、その鉄筋の適合性を検討しなければならない。

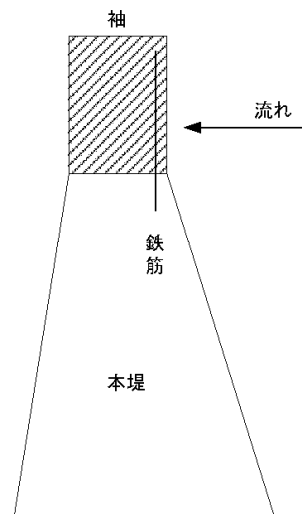
$$\tau'_0 > \tau_0 = S_{max} / (U \cdot 7/8 \cdot d)$$

ここで、 τ'_0 : 短期強度を考慮して強度 180kgf/cm² のコンクリートと鉄筋の付着応力度 [異形鉄筋の場合 21.00kgf/cm²]

S_{max} : 最大せん断力

U : 鉄筋周長の総和

d : 有効長



(2) 鉄筋間隔

(1) で算出した鉄筋について、その間隔は、次式によって導かれる。

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

ここで A_t : 使用した鉄筋 1 本あたり断面積

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

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

(3) 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりは、50cm を標準とする。

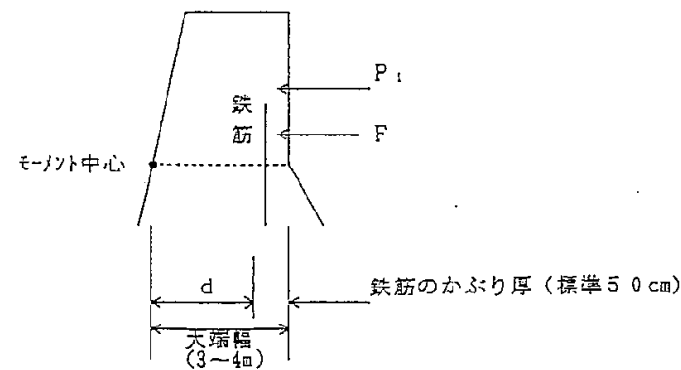
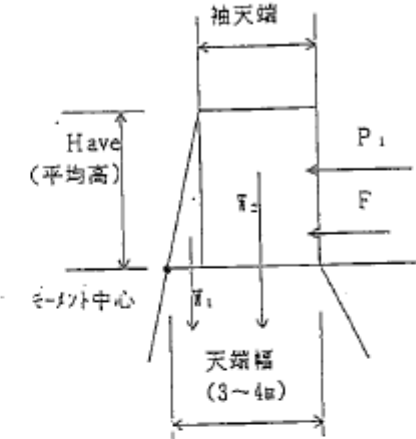


図 2-5-3 鉄筋のかぶり

⑨ 滑動、転倒、破損に対する安定計算を行う。



4-5-4 袖部の補強

安定計算上、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。

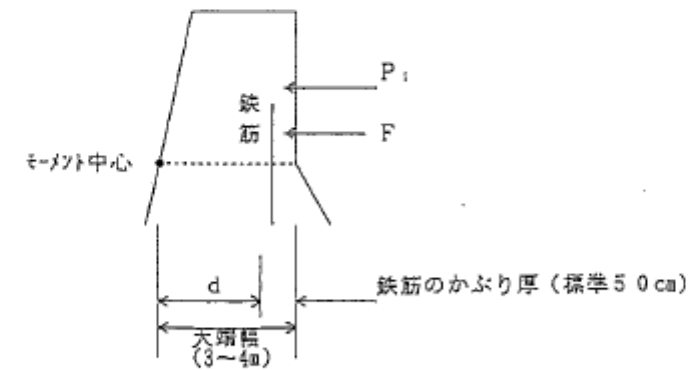
土対流 p29

解説

袖部の安定が図れない場合には、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性を検討する。単位幅当たりに必要な鉄筋量は、袖部に働く単位幅当たりの最大曲げモーメントから算出する。

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



① 単位幅当たり必要な鉄筋量

$$\text{必要本数} = A_s / (\text{鉄筋断面積}) \quad (\text{本/m})$$

$$\text{間隔} = 1 / \text{必要本数} \quad (\text{m})$$

$$A_s = \frac{M_{max}}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d} \quad \dots \dots \dots (1-4-9)$$

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

(4) 鉄筋の堤体への定着

鉄筋の定着長は、本体へは 35φ(φ：鉄筋径)程度、袖部内へは最大礫径D₉₅程度とし、50cm 単位とする。

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

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

5.3 袖天端の勾配

袖の天端は、現溪床勾配程度の勾配をつけることを基本とする。(土流設 p17)

解説

袖の天端に勾配をつける区間の長さは原則として地山までとするが、地形上、袖の天端に勾配をつける区間の長さが長くなる場合は、現地状況等に応じて適切な長さで打ち切るものとする。(土流設 p17)

なお、袖の天端に勾配をつける区間の長さ(L)は、最小で 10m、最大で 20m とする。

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

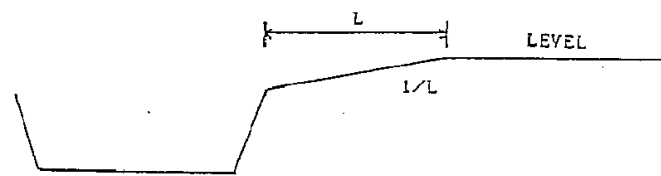


図 2-5-4 袖天端の勾配

第1章 砂防ダム設計

A_s: 単位幅当たりに必要な鉄筋量 (cm²/m)
鉄筋断面積: 例えば D16 の場合 2.01cm²/本、D19 の場合 2.855cm²/本
M_{max}: 最大曲げモーメント (tf・m/m) [kN・m/m]
M_{max} = P₁ × d_w / 2 + F × h / 2
σ_{sa}: 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。(kgf/cm²) [N/mm²]
σ_{sa}' = σ_{sa} × 1.5 = 2,700 kgf/cm² (265 N/mm²)
σ_{sa}: 鋼材の許容引張応力度 (kgf/cm²)
S D235 の場合 σ_{sa} = 1,400 kg/cm² [137 N/mm²]
S D295 の場合 σ_{sa} = 1,800 kg/cm² [177 N/mm²]
d: 鉄筋のを通し前面からの距離 (鉄筋のかぶり厚は 30~50cm を標準とする)

②鉄筋に働く付着力
c < 異形鉄筋の許容付着応力度
c = $\frac{S_{max}}{U \cdot 7/8 \cdot d}$ (1-4-10)

c: 鉄筋に働く付着応力 (tf/m²) [kN/m²]
S_{max}: 最大せん断応力 (tf/m) [kN/m]
S_{max} = P₁ + F
U: 引張鉄筋周長の総和 (D16 の場合 5.0cm、D19 の場合 6.0cm)
P₁: 単位幅当たりの衝撃力 (tf/m) [kN/m]
F: 土石流流体力 (tf/m) [kN/m]
異形鉄筋の許容付着応力度: 14kgf/cm² [1.37kN/mm²]
(σ_c = 180, 210kgf/cm² [17.7, 20.6kN/mm²] の場合)
(短期強度を考慮して 1.5 倍する。 14 × 1.5 = 21kgf/cm² [2.06kN/mm²])

③コンクリート部に働くせん断応力度
c < コンクリートの許容せん断応力度
c = $\frac{S_{max}}{b \cdot 7/8 \cdot d}$ (1-4-11)

コンクリートの許容せん断応力度: 3.6kgf/cm² [0.353kN/mm²]
(σ_c = 210kgf/cm² [20.6kN/mm²] の場合)
(短期強度を考慮して 1.5 倍する。 3.6 × 1.5 = 5.4kgf/cm² [0.530kN/mm²])

④鉄筋の定着長
鉄筋の定着長は、本体へは 35φ (φ: 鉄筋径) 程度、
袖部内へは最大礫径 D₉₅ 程度とし、50cm 単位とする。

第1章 砂防ダム設計

4-4 袖の設計

ダムの袖は、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ものとする。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。
2. 袖天端の幅は、最低 1.5m を確保する。表のり勾配を 1:0.2 とした時、1.5m 未満となる場合は表のり勾配を 1:0.1 とする。
3. 袖の両岸への侵入はダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行うものとする。
4. 扇状部におけるダムの両岸側の袖高は、傾流を考慮して定める。
5. 袖の形状は、一般に直線原則とするが、ダム位置が限定され、かつ直線では良好なダムサイトが得られない場合は、袖折れダムを計画することができる。

解説

(1) 袖天端の勾配

袖天端の勾配は、土石流区域に設置するダム(土石流対策ダム)については、現況河床勾配程度を標準とし、掃流区域に設置するダムについては、計画堆砂勾配と同程度とする。
袖天端に勾配をつけるのは、洪水時に異常な土砂流出が発生すると、堆砂地上流端を頂点とする扇状堆積により流出が二分されたり袖部に異常な堆積が発生し、その上を流水が走って袖部を越流する恐れがあるため、経験的に定まった前庭保護対策である。

表 1-4-6 袖天端の勾配の基準

流域	勾配 1/L	L (m)
土石流区域	現況勾配程度とする	1/L 勾配を基本
掃流区域	計画堆砂勾配とする	(Lは最低 10m、最大 20m)

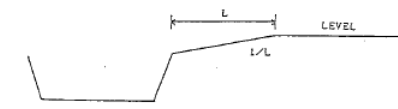


図 1-4-6 袖天端の勾配

(2) 袖天端の幅

袖天端の幅は水通し天端幅と同じとし、構造上の安全性も考慮して定める。
特に土石流による衝撃を考慮する必要がある箇所や越流水深が高い箇所では水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態を考え、土石流流体力や襲の衝突による衝撃力を水平に作用させてダム材料の許容応力に対して安定計算を行う。場合によっては袖部の拡張を考慮する。

5.4 袖の嵌入

袖の両岸への嵌入は堤体基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。

解説

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

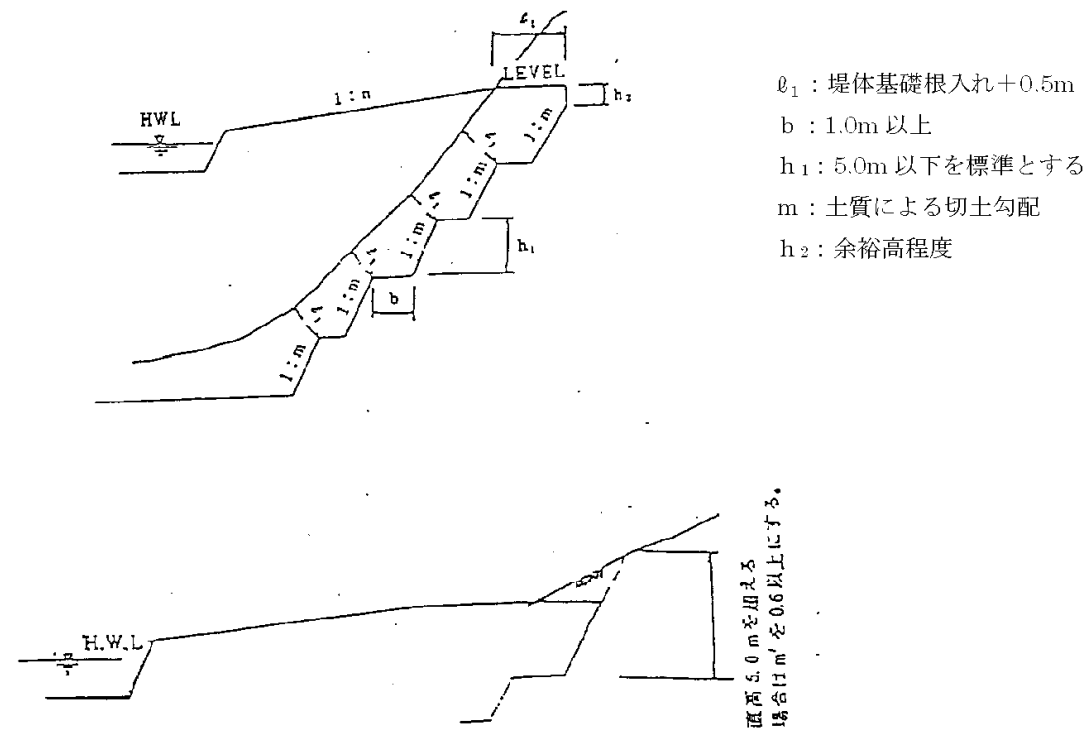


図2-5-5 袖の構造

(3) 袖の両岸への嵌入

袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとし、堤体基礎根入れの各寸法+0.5mを標準とする。

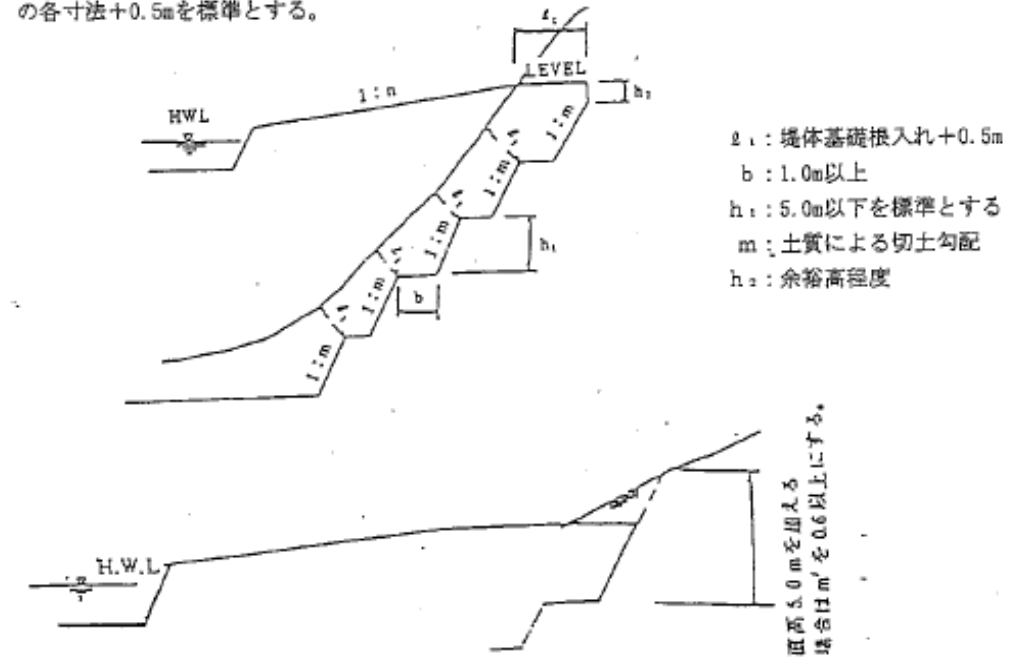


図1-4-7 袖の構造

(4) 袖折れダム

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

また、折れ部より袖端部までの袖勾配は、本章4-4(1)の袖勾配に計画堆砂勾配を考慮して決定するものとする。(式1-4-5, 1-4-6参照)

第6節 非越流部逆断面の設計

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

解説

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

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

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

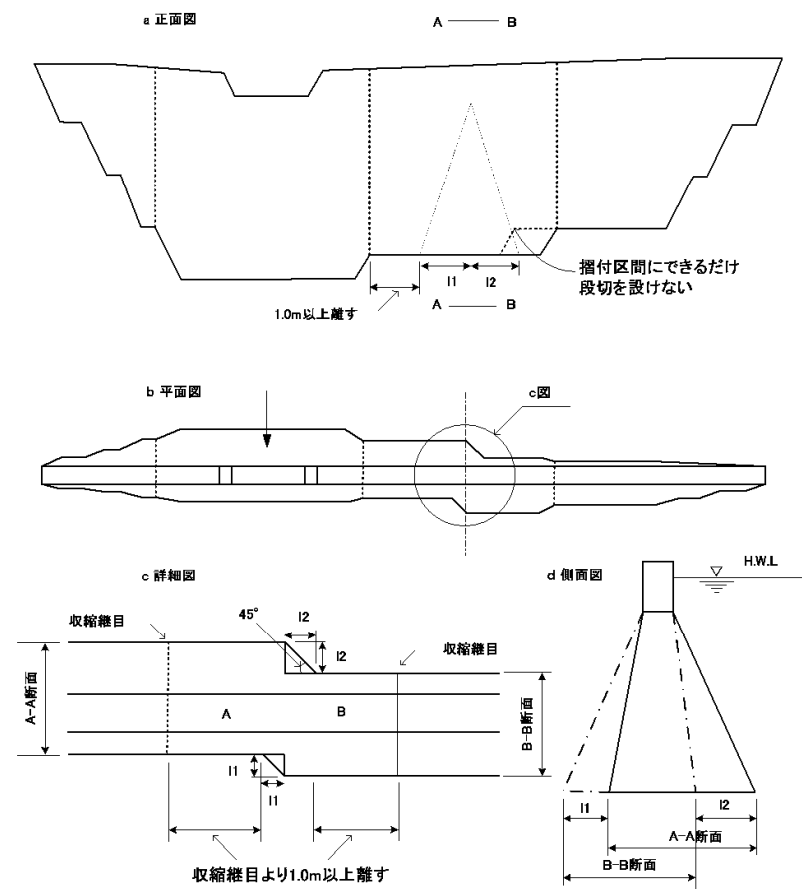


図2-6-1 非越流部逆断面の設計

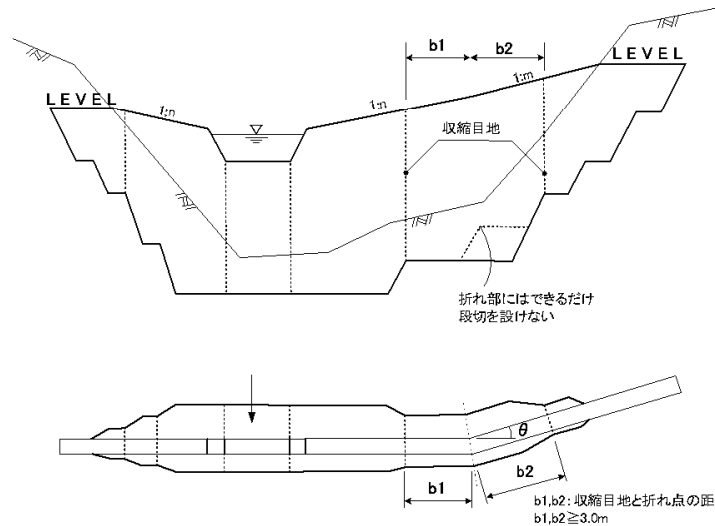
第7節 袖折れ堰堤の設計

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

解説

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

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



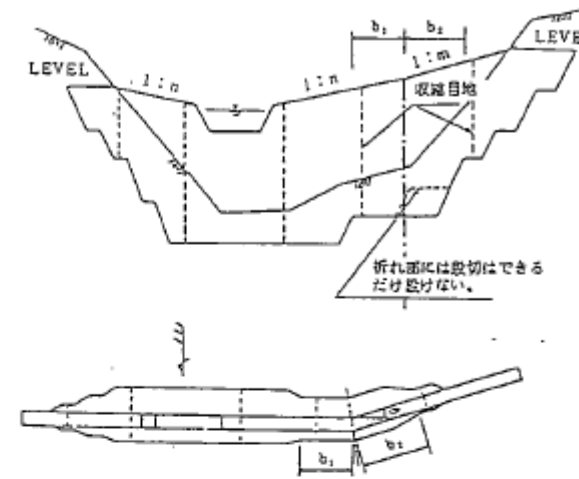
θ：袖折れ角度
θ=45°以下が望ましい

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

図2-7-1 袖折れ堰堤の設計

<参考>袖折れ堰堤割増しコンクリート(V')および型枠(A')の算出法

第1章 砂防ダムの設計



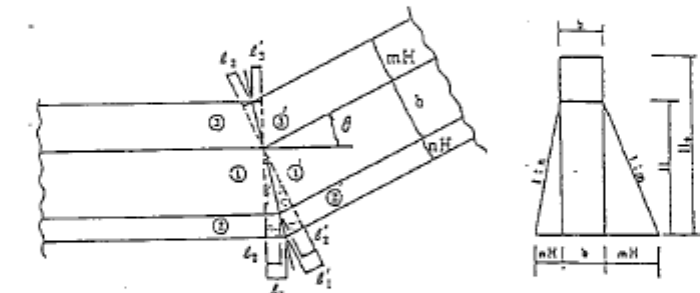
θ：袖折れ角度 θ ≤ 45°
 1. 土石流対策ダムの場合

$$m = n \times \frac{2}{2\cos \theta + \sin \theta} \dots \dots \dots (1-4-5)$$
 n=現況河床勾配程度
 2. 流砂調整ダムの場合

$$m = n \times \frac{1}{\cos \theta + \sin \theta} \dots \dots \dots (1-4-6)$$
 n=計画河床勾配程度
 b₁, b₂ ≥ 3.0m

図1-4-8 袖折れダムの設計

<参考>袖折れダム割増しコンクリート(V')及び型枠(A')の算出法



(イ) コンクリートV' = $l_2 \cdot b \cdot H_2 + \frac{1}{3} \cdot n \cdot H^2 \cdot (l_2 + l_1) - \frac{1}{3} \cdot l_2 \cdot m \cdot H_2 \dots \dots \dots \textcircled{1}$

注1. 上式の誘導

$$l_1 = l_1' = (b + nH_1) \tan \frac{\theta}{2}$$

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

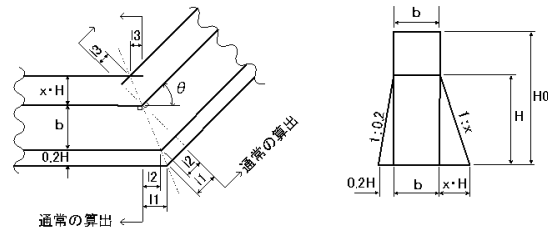
$$l_3 = l_3' = nH_1 \tan \frac{\theta}{2}$$

$$V' = \frac{1}{2} l_2 b H_2 + \frac{1}{2} l_2' b H_2 + \frac{1}{6} n H^2 (2l_2 + l_1) + \frac{1}{6} n H^2 (2l_1' + l_2')$$

$$- \frac{1}{6} l_2 n H^2 - \frac{1}{6} l_2' n H^2$$

$$= \frac{1}{2} l_2 b H_2 + \frac{1}{2} l_2' b H_2 + \frac{1}{6} n H^2 (2l_2 + l_1) + \frac{1}{6} n H^2 (2l_1' + l_2')$$

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)



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

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

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

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

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

第8節 前庭保護工の設計

8.1 前庭保護工

砂防堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による本体の破壊を防がなければならない。(土流設 p18)

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

解説

- 1 前庭保護工は、設計流量(水通し断面の決定に用いた流量)に対して設計する。土石流が袖を越流すると予想される場合は、本章第2節2. 1の図2-2-1に示したように土石流の越流を考慮した構造とする。(土流設 p11)
- 2 前庭保護工は副堰堤および水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等からなる。砂防堰堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等により堤体基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水利条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このため堤体基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。
- 3 前庭保護工の適用区分は一般に表2-8-1を標準とするが、越流水深、流送石礫の大きさ等から判断して、これによりがたい場合は、適用区分を変更できるものとする。

第1章 砂防ダム設計

4-6 前庭保護工の設計

4-6-1 前庭保護工

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

建. 設 p14

解説

前庭保護工は、副ダム及び水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等から成る。砂防ダムを越流する水脈は、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ダム基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水利条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このためダム基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。土石流が袖部を越流すると予想される場合は、土石流の越流を考慮した構造とする。前庭保護工の適用区分は一般に表1-4-8を標準とするが、越流水深、流送石礫の大きさ等を考慮して、これによりがたい場合は、適用区分を変更できるものとする。

表1-4-8 前庭保護工の適用区分

高さ	地質	工法	適用
H ≥ 15m	砂礫	副ダム+水叩き工法	
	岩	副ダム	良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合
		副ダム+水叩き部被覆工	岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合
H < 15m	砂礫	水叩き工法	
		副ダム+水叩き工法	水叩きコンクリートの厚さが2.0mを超える場合
	岩	なし	良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合
		副ダムまたは水叩き工法	岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合
	副ダム+水叩き部被覆工	根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を超える場合	

4-6-2 副ダム

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

ただし、袖勾配は、原則として水平とする。

建. 設 p14

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

表2-8-1 前庭保護工の適用区分

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

8.2 副堰堤

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

ただし、袖勾配は、原則として水平とする。

(建河Ⅱp14)

第1章 砂防ダムの設計

4-6 前庭保護工の設計

4-6-1 前庭保護工

ダムからの落水水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘および下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落水水、落下砂礫による衝突に対して、安全なものとなるよう設計するものとする。

通.設 p14

解 説

前庭保護工は、副ダム及び水溜池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等から成る。砂防ダムを越流する水脈は、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ダム基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水理条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このためダム基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。

土石流が袖部を越流すると予想される場合は、土石流の越流を考慮した構造とする。前庭保護工の適用区分は一般に表1-4-8を標準とするが、越流水深、流送石礫の大きさ等を考慮して、これによりがたい場合は、適用区分を変更できるものとする。

表1-4-8 前庭保護工の適用区分

高さ	地質	工 法	適 用
H \geq 15m	砂礫	副ダム+水叩き工法	
	岩	副ダム	良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合
副ダム+水叩き部被覆工		岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合	
H<15m	砂礫	水叩き工法	
		副ダム+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
	岩	なし	良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合
		副ダムまたは水叩き工法	岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合
		副ダム+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

4-6-2 副ダム

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

ただし、袖勾配は、原則として水平とする。

通.設 p14

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

解説

(1) 副堰堤の位置

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

(砂設公p127参照)

① 経験式 (建河Ⅱp15)

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

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

H₁ : 水叩き天端(または基礎岩盤面)からの本堤の高さ(m)

h₃ : 本堤越流水深(m)

注) 本県では係数は1.5を標準とし、Lは切上げて0.5m単位とする。

② 半理論式 (建河Ⅱp15)

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

l : 水脈飛距離(m)

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

V₀ : 本堤越流部流速(m/s)

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

q₀ : 本堤越流部単位幅当たり流量(m³/s)

h₃ : 本堤の越流水深(m)

H₁ : 水叩き天端または基礎岩盤面からの本堤の高さ(m)

g : 重力の加速度(9.8m/s²)

x : 跳水の距離(m)

$$x = \beta hj$$

β : 係数(4.5~5.0)

hj : 水叩き天端または基礎岩盤面から副堰堤の越流水面までの高さ(m)

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

h₁ : 水脈落下地点の跳水前の射流水深(m)

$$h_1 = q_1 / V_1$$

q₁ : 水脈落下地点の単位幅あたり流量(m³/s)

V₁ : 水脈落下地点流速(m/s)

第1章 砂防ダムの設計

解説

(1) 副ダムの位置

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

① 経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) \dots\dots\dots (1-4-12)$$

L : 本、副ダム間の長さ(本ダム天端下流端から副ダム天端下流端までの長さ) (m)

H₁ : 水叩き天端(又は基礎岩盤面)からの本ダムの高さ (m)

h₃ : 本ダム越流水深 (m)

注) 本県では係数は1.5を標準とし、Lは切り上げて0.5m単位とする。

② 半理論式

$$L \geq l_w + X + b_2 \dots\dots\dots (1-4-13)$$

l_w : 水脈飛距離(m)

$$l_w = V_0 \left\{ \frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} h_3 \right)}{g} \right\}^{1/2} \dots\dots\dots (1-4-14)$$

V₀ : 本ダム越流部流速

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

q₀ : 本ダム越流部単位幅当たり流量(m³/sec)

h₃ : 本ダムの越流水深(m)

H₁ : 水叩き天端(または基礎岩盤面)からの本ダム高さ

g : 重力加速度(9.8m/sec²)

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ダム越流水面までの高さ(m)

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

h₁ : 水脈落下地点の跳水前の射流水深(m)

$$h_1 = \frac{q_1}{V_1}$$

q₁ : 水脈落下地点の単位幅当たり流量(m³/sec)

V₁ : 水脈落下地点流速(m/sec)

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

F₁ : 水脈落下地点の跳水前の射流フルード数

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}}$$

b₂ : 副ダムの天端幅(m)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

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

F_1 : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

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

b_2 : 副堰堤の天端幅(m)

(2) 副堰堤の高さ

副堰堤の高さを求めるためには、次に示す経験式と半理論式を用いるが、一般には堤高が20mの高さまでは経験式を用い、堤高が20mを越える場合は、半理論式を用いるものとする。(砂設公p127)

①経験式 (建河Ⅱp15)

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

H_2 : 本、副堰堤の重複高(本堤堤底高と副堰堤天端高の差(m))

H : 本堤の堤高(m)

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

②半理論式 (建河Ⅱp15)

$$H_2' = h_j - h_2$$

H_2' : 水叩き天端(または基礎岩盤面)より副堰堤天端までの高さ(m)

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

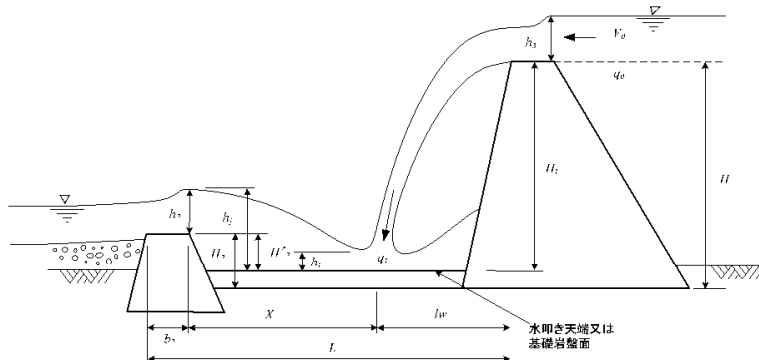


図2-8-1 副堰堤の位置および高さ

第1章 砂防ダム設計

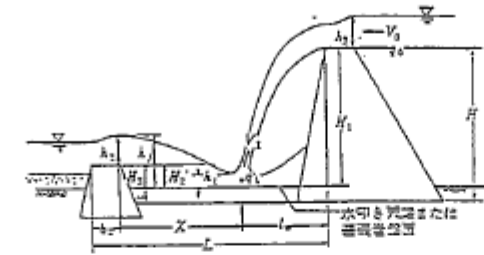


図1-4-10 副ダムの位置及び高さ

(2) 副ダムの高さ

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

①経験式

$$H_2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H \quad \dots \dots \dots (1-4-15)$$

H_2 : 本、副ダムの重複高(本ダム堤底高と副ダムの天端高の差)(m)

H : 本ダムのダム高(m)

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

②半理論式

$$H_2' = h_j - h_2 \quad \dots \dots \dots (1-4-16)$$

H_2' : 水叩き天端(または基礎岩盤面)より副ダム天端までの高さ(m)

h_j : 水叩き天端(または基礎岩盤面)より副ダム天端までの高さ(m)

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

4-6-3 水叩き

水叩きは、ダム下流の河床の洗掘を防止し、ダム基礎の安定及び両岸の崩壊防止に対する所要の効果が十分発揮されるとともに、落水水、落水砂礫の衝突及び揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。
副ダムを設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

建. 設 p16

解説

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

しかしながら、ダム高が15m以上の場合は、硬岩基礎であっても副ダムを設置して前庭部を保護するのが一般的である。砂礫基礎の場合は、副ダムと水叩きを併用して下流の保護を図る場合が多い。水叩きの長さは、パイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、式(1-4-17)に示す副ダムの位置を求める式と同様の式を参考とすることができる。

水叩き先端の基礎は、一般には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

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

- (3) 副堰堤の下流のり勾配は、本堤の考え方にしたがう。(土流設 p18)
 - (4) 副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面と同じとすることを基本とする。(土流設 p18)
 - (5) 構造は設計流量(水通し断面の決定に用いた流量)に対して、掃流域の砂防堰堤に準ずる。(土流設 p18)
- ただし、袖勾配は、原則として水平とする。(建河Ⅱ p14)
- ^{*)}土流設 p18 では、「構造は設計流量に対して河川砂防技術基準(案)設計編第3章に従い決定する」とされている。

8.3 流木対策施設を設置した場合の副堰堤

副堰堤に設置される流木対策施設の土石流時の設計外力は、部分透過型における設計外力を準用する。また、土石流の諸元は本堰堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる溪床勾配は計画堆砂勾配とする。(土流設 p18)

8.4 水叩き

水叩きは、堤体下流の河床の洗掘を防止し、堤体基礎の安定および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、落水水、落下砂礫の衝突および揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。(建河Ⅱ p16)

解説

堰堤基礎及びその下流が硬岩で、亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても想定される最大洗掘深より堰堤基礎が深く、かつ兩岸の崩壊及び洗掘に対しても支障がなければ、水叩きを設置する必要はない。

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

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

第1章 砂防ダム設計

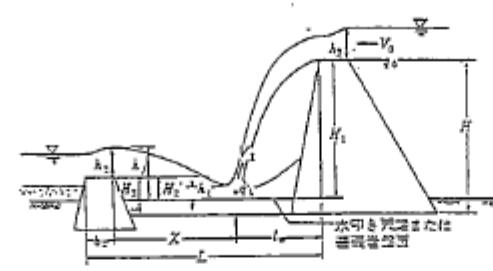


図1-4-10 副ダムの位置及び高さ

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

- ①経験式 (1-4-15)
 $H_2 = (1/3 \sim 1/4) \cdot H$
 H_2 : 本、副ダムの重複高(本ダム堤底高と副ダムの天端高の差)。(m)
 H : 本ダムのダム高 (m)
 注) 本県では係数は1/4を標準とし、 H_2 は切り上げて0.5m単位とする。
- ②半理論式 (1-4-16)
 $H_2' = h_1 - h_2$
 H_2' : 水叩き天端(または基礎岩盤面)より副ダム天端までの高さ (m)
 h_1 : 水叩き天端(または基礎岩盤面)より副ダム天端までの高さ (m)
 h_2 : 副ダムの堰の公式によって求められる越流水深(一般に本ダムの越流水深と同一としている。) (m)

4-6-3 水叩き

水叩きは、ダム下流の河床の洗掘を防止し、ダム基礎の安定及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、落水水、落下砂礫の衝突及び揚圧力に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

副堰堤を設けない場合は、水叩き下流端に垂直壁を設けるものとする。

建.設 p16

解説

ダム基礎及びその下流が硬岩で、亀裂が少なく、また砂礫基礎であっても想定される最大洗掘深よりダム基礎が深く、かつ兩岸の崩壊及び洗掘に対しても支障がなければ、水叩きを設置する必要はない。

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

水叩きの長さは、パイピングに対して安全である長さとする。水叩きの長さを求める場合は、式(1-4-17)に示す副ダムの位置を求める式と同様の式を参考とすることができる。

水叩き先端の基礎は、一般には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

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

(1) 水叩き長さ

水叩き長さを求めるためには、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = (1.5 \sim 2.0)(H_1 + h_3) \dots\dots\dots(1) \quad (\text{建河IIp16})$$

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

H₁ : 水叩き天端からの本堤の高さ(m)

h₃ : 本堤越流水深(m)

注) 本県では係数は1.5を標準とし、Lは切上げて0.5m単位とする。

(2) 水叩き厚さ

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

① 経験式

1) 水褥池がない場合

$$t = \frac{0.2(0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.12} \dots\dots\dots(2) \quad (\text{建河IIp16})$$

2) 水褥池がある場合

$$t = \frac{0.1(0.6H + 3h_3 - 1.0)}{1.06} \dots\dots\dots(3) \quad (\text{建河IIp16})$$

t : 水叩きの厚さ(m)

H : 堤高(m)

h₃ : 本堤の越流水深

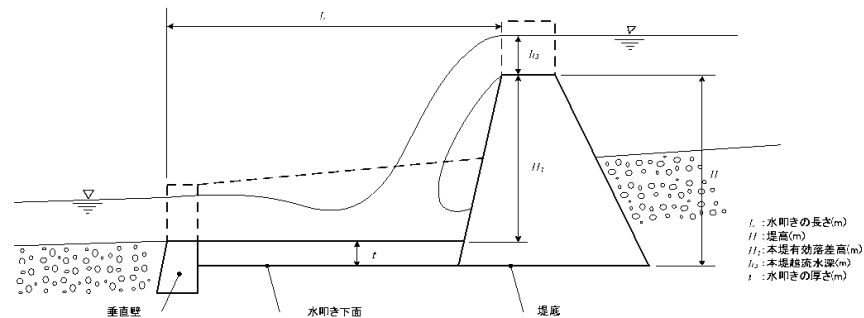


図2-8-2 水叩き長さおよび水叩き厚さ(経験式の場合)

第1章 砂防ダム設計

(4-48) 削除

のため、基礎地盤の種類にとらわれることなく、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

(1) 水叩き長さ

水叩き長さを求めるためには、次に示す経験式を用いることを標準とする。

$$L = (1.5 \sim 2.0)(H_1 + h_3) \dots\dots\dots(1-4-17)$$

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

H₁ : 水叩き天端から本ダムの高さ(m)

h₃ : 本ダム越流水深(m)

注) 本県では係数1.5を標準とし、Lは切り上げて0.5m単位とする。

(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(砂礫や転石を含むか否か)、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。一般に水叩き区間においても揚圧力の最も大きい地点はダム堤底下流端付近であるので、この地点で応力計算を行って厚さを決定することもある。また、落水水および落下砂礫の衝突力については、仮定して求める因子が多く、今後の研究を待たなければならないが、必要に応じて水褥池等を造ることにより対処する場合もある。水叩きの厚さの決定には、次のような計算式がある。

1. 経験式

ウォータークッション(水褥池)がない場合

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

ウォータークッション(水褥池)がある場合

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

t : 水叩きの厚さ(m)

H₁ : 水叩き天端から本ダム水通し天端までの高さ(m)

h₃ : 本ダム越流水深(m)

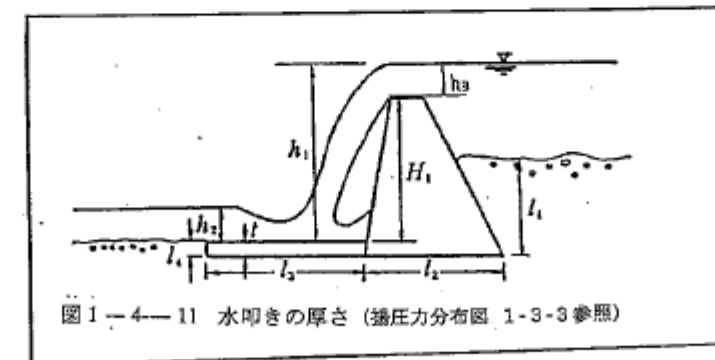


図1-4-11 水叩きの厚さ(揚圧力分布図1-3-3参照)

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

② 揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{Wc - 1} \dots\dots\dots(4) \quad (\text{建河Ⅱp17})$$

Wc : 水叩きコンクリートの単位体積重量(tf/m³){kN/m³}

Δh : 上下流水位差(m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

h₁ : 本堤上流の水叩き天端高からの水深(m)

h₂ : 本堤下流の跳水後の水叩き天端からの水深(m)

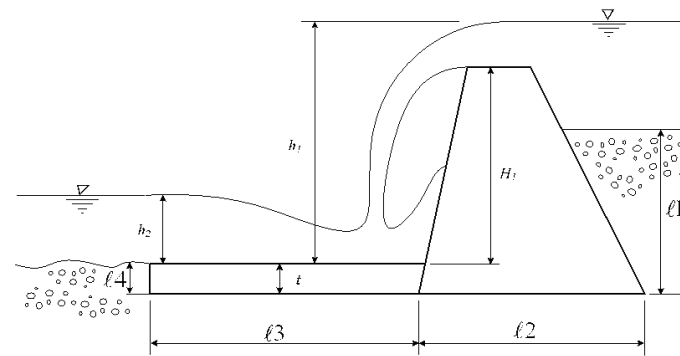
Δu : 堤底下流端までの損失揚圧力(m)

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

ℓ : 総浸透経路長(m) (図2-8-3)

ℓ' : 堤底下流端までの浸透経路長(m) (図2-8-3)

4/3 : 安全率



$$\ell = \ell_1 + \ell_2 + \ell_3 + \ell_4$$

$$\ell' = \ell_1 + \ell_2$$

(砂設公p45)

図2-8-3 水叩きの厚さ

上記②の式による水叩きの厚さは、高いダムに対しては過大に算出される傾向がある。

一般には水叩き厚さは、特殊な場合を除いては3m以下とする。

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

(3) 水叩きの勾配

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

但し、垂直壁の位置で現況河床より水叩き下面が高くなる場合や、堤内地盤高が垂直壁の天端高より低くなる場合(残土処理等により堤内地を高くすることができる場合は除く)は、水叩きに下り勾配をつけるものとする。この場合の下り勾配は計画堆砂勾配以下とする。(図2-8-5)但し、計画堆砂勾配が

第1章 砂防ダムの設計

2. 揚圧力から求める式

$$t \geq (4/3) \times (\Delta h - \Delta u) / (Mc - 1)$$

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

$$\Delta u = I' / I \cdot \Delta h$$

$$I' = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

$$I = l_1 + l_2$$

4/3 : 安全率

Δh : 上下流水位差(m)

Δu : ダム堤底下流端までの損失揚圧力

Mc : コンクリートの単位容積質量(tf/m³) {kN/m³}

h₁ : ダム上流の水叩き天端からの水深(m)

h₂ : ダム下流の跳水後の水叩き天端からの水深(m)

I' : 総浸透経路長(m)

I : ダム堤底下流端までの総浸透経路長(m)

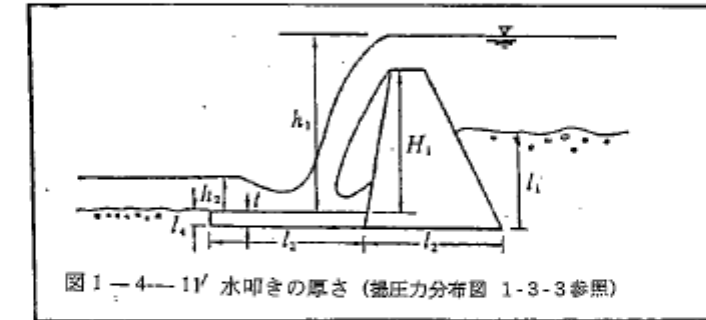


図1-4-11' 水叩きの厚さ(揚圧力分布図 1-3-3参照)

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

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

(3) 水叩きの勾配

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

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

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

1/20より急な場合は、水叩きの下り勾配は1/20までとし、2段落差とすることも検討する。(図2-8-4)

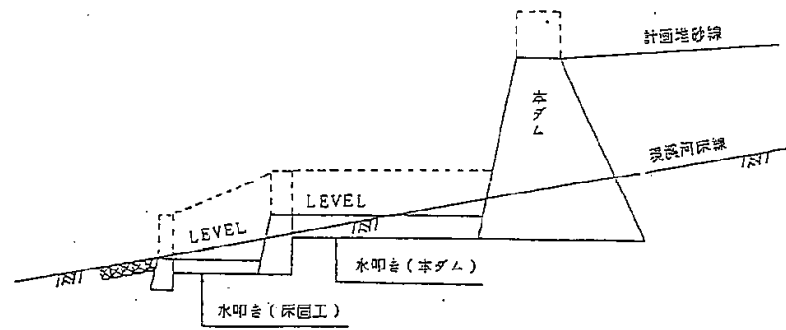
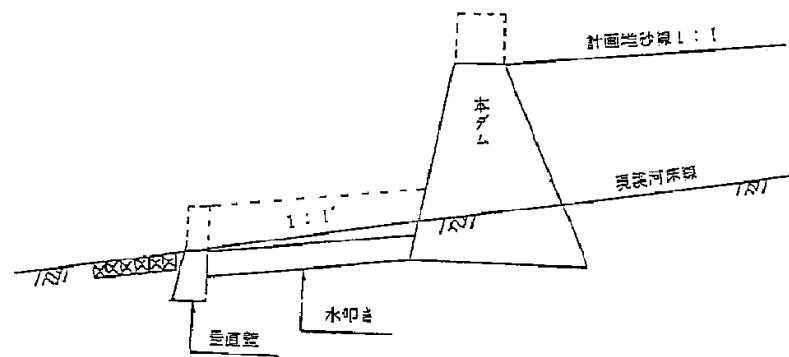


図2-8-4 水叩きの勾配(2段落差)



注 I' ≥ 20 とすること。

図2-8-5 水叩きの勾配

第1章 砂防ダム設計

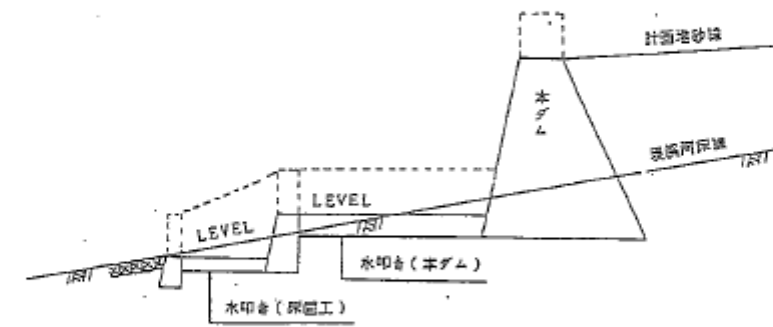
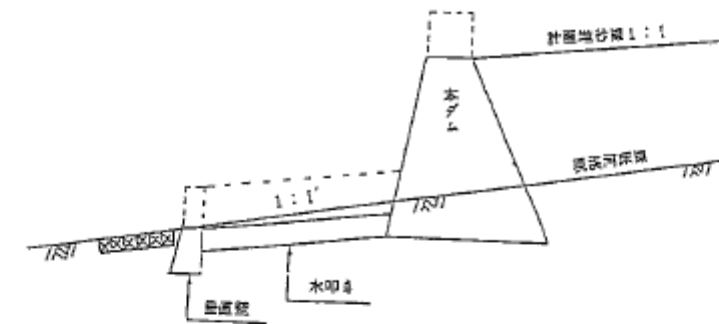


図1-4-12 水叩きの勾配(2段落差)



注 I' ≥ 20 とすること。

図1-4-13 水叩きの勾配

(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、副ダムを併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

① 水通し断面及び水通し天端高

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

② 水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを標準とする。

③ 袖部

8.5 垂直壁

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

解説

水叩き先端の基礎は、一般に局所洗掘を受けやすく、水叩きの破壊の原因となる場合が多い。

このため、副堰堤を併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

①水通し断面及び水通し天端高

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

②水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを標準とする。

③袖部

垂直壁には原則として袖を設け、袖勾配は付けないものとする。

④断面

下流側は2分勾配、上流側は直とする。

⑤根入れ

垂直壁の根入れは、水叩き下面より1.5mとする。

⑥方向

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

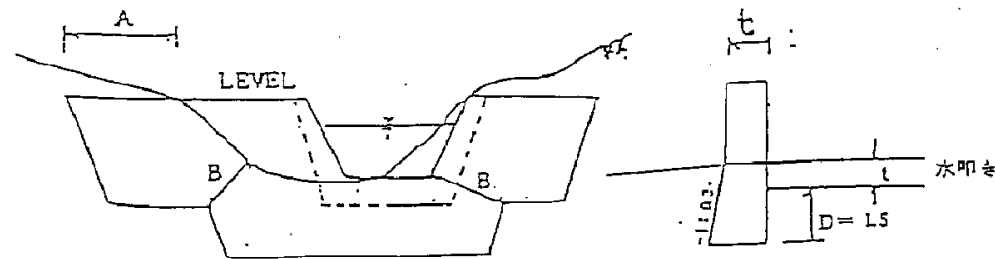


図2-8-6 垂直壁

表2-8-2 垂直壁の根入れ

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

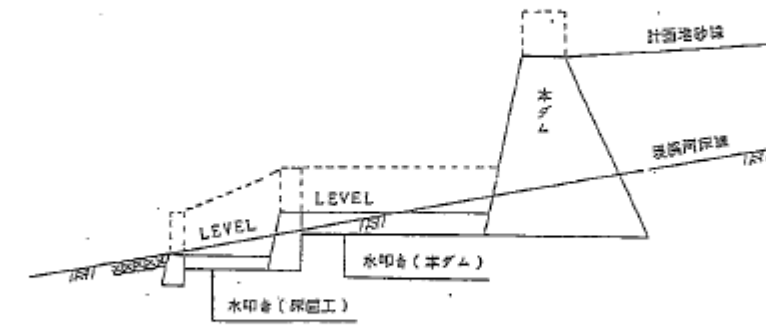
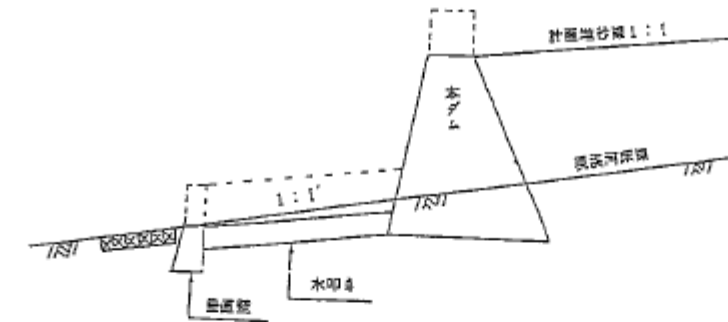


図1-4-12 水叩きの勾配(2段落差)



④ 1' ≥ 20 とすること。

図1-4-13 水叩きの勾配

(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、副ダムを併用しない水叩き先端には、水叩きに接続して垂直壁を設けなければならない。

① 水通し断面及び水通し天端高

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

② 水通し天端幅

垂直壁の水通し天端幅は、水叩きの厚さと同じにすることを標準とする。

③ 袖部

8.6 側壁護岸

8.6.1 側壁護岸の配置

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

解説

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

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

側壁護岸の位置及び構造については、以下の内容及び図2-8-7を標準とする。

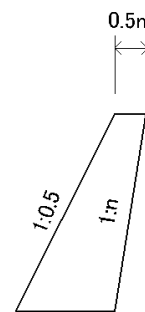
- (1) 側壁護岸の平面位置は、本堤取り付け部ではその基礎は必ず水通し肩より後退させなければならない。また、副堰堤取り付け部（ウォータークッション）では水通し袖部より後退させ、垂直壁部では水通し袖部に合わせるものとする。副堰堤のみで水叩きを設けない場合には、本堤、副堰堤とも側壁護岸位置は現地の地形に応じて設けるものとする。
- (2) 側壁護岸の天端は、落水による被災を考慮し、本堤取り付け部では副堰堤または垂直壁袖天端より1.0m程度高さを上げるものとし、副堰堤または垂直壁取り付け部では袖天端に合わせるものとする。
- (3) 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きがない場合は、上流端は本堤の基礎底面を限度とし下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平を原則とする。
- (4) 側壁護岸の水抜きパイプは千鳥配列とし、2m²に1ヶ所以上の割合で設置する。また、一段目は平水位より0.20m程度上に入れ、一般に天端から1/3より上には設けない。

8.6.2 側壁護岸の構造

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

解説

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



垂直壁には原則として袖を設け、袖勾配は付けないものとする。

- ④ 断面
下流側は2分勾配、上流側は直とする。
- ⑤ 根入れ
垂直壁の根入れは、水叩き下面より1.5m以上とする。
- ⑥ 方向
垂直壁の方向は、本ダムと平行とするのが原則であるが、下流の曲流状況等により本ダムと平行にせず下流流心に直角に設ける場合もある。

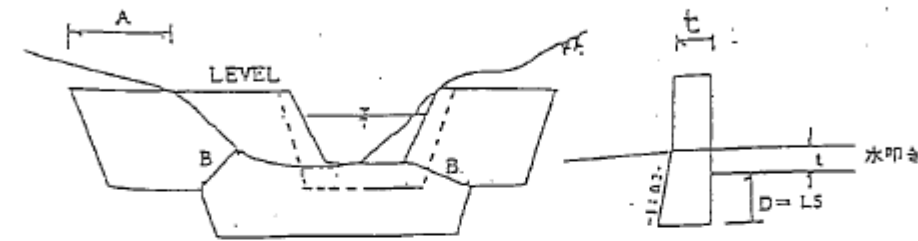


図1-4-14 垂直壁

表1-4-9 垂直壁の根入れ

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

4-6-4 側壁護岸

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

図 設 p17

解説

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

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

側壁護岸の位置及び構造については、以下の内容及び図1-4-15を標準とする。

- (1) 側壁護岸の平面位置は、本ダム取り付け部ではその基礎は必ず水通し肩より後退させなければならない。また、副ダム取り付け部（ウォータークッション）では水通し袖部より後退させ、垂直壁部では水通し袖部に合わせるものとする。副ダムのみで水叩きを設けない場合には、本ダム、副ダムとも側壁護岸位置は現地の地形に応じて設けるものとする。

第Ⅲ編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

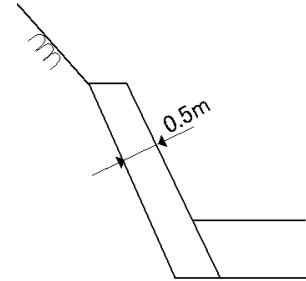
護岸断面の設定手順は次を標準とする。

安定計算out → 裏のり勾配の見直し (ただし、裏のり直を上限)

↓裏のり直でout

天端幅の拡幅 (10cmピッチ)

- 3 側壁護岸の安定に関する照査は、「道路土工一擁壁工指針」によるものとする。
ただし、滑動に対する安全率は1.2とする。
 - a. 側壁護岸に作用する土圧は、「試行くさび法」により算定するものとする。
 - b. 側壁護岸の前面土、および水叩きによる抵抗力は考慮しないものとする。
 - c. 側壁護岸の高さが $H \geq 8\text{m}$ の場合は地震時を考慮するものとする。
 - d. 側壁護岸が残留水圧を受ける場合には、安定照査に考慮するものとする。
 - e. 土圧が大きいところでは、背面形状を工夫する、裏込め材として良質材を使用する等の対応を検討する。
- 4 背後が軟岩Ⅱ以上の時は、厚さ0.5mの等厚の張コンクリートとする。
- 5 側壁護岸の施工目地は、10m毎に設置することを標準とする。
側壁護岸の目地の構造については、工事標準仕様書による。



第III編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

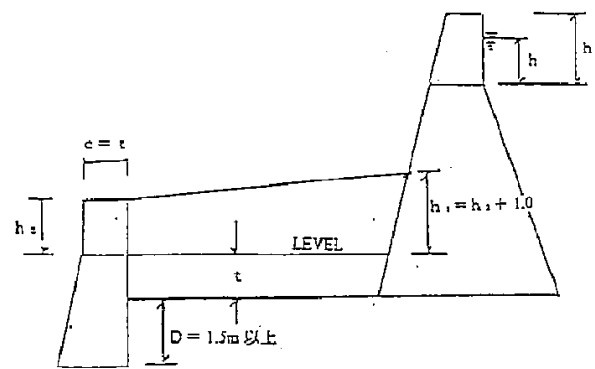
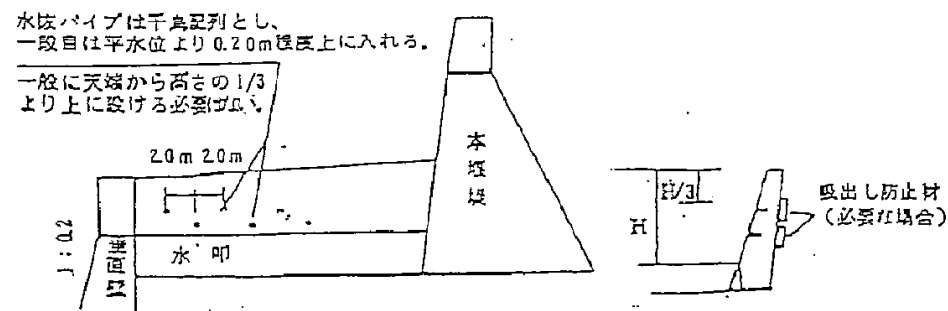
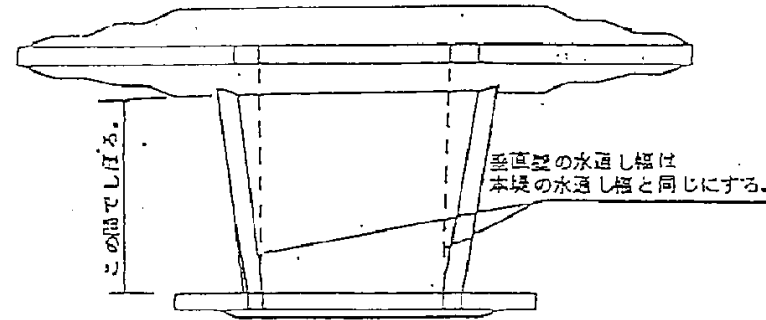


図2-8-7 側壁護岸の位置及び構造

第1章 砂防ダム設計

- (2) 側壁護岸の天端は、落水による被災を考慮し、本ダム取り付け部では副ダムまたは垂直壁袖天端より1.0m程度高さを上げるものとし、副ダムまたは垂直壁取り付け部では袖天端に合わせるものとする。
- (3) 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩きがない場合は、上流端は本ダムの基礎底面を限度とし下流端は河床勾配を考慮して上流端から水平を原則とする。
- (4) 側壁護岸の水抜きパイプは千鳥配列とし、 2m^2 に1ヶ所以上の割合で設置する。また、一段目は平水位より0.20m程度高さに入れ、一般に天端から1/3より上には設けない。

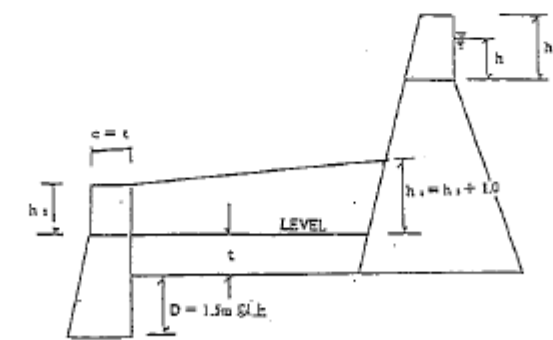
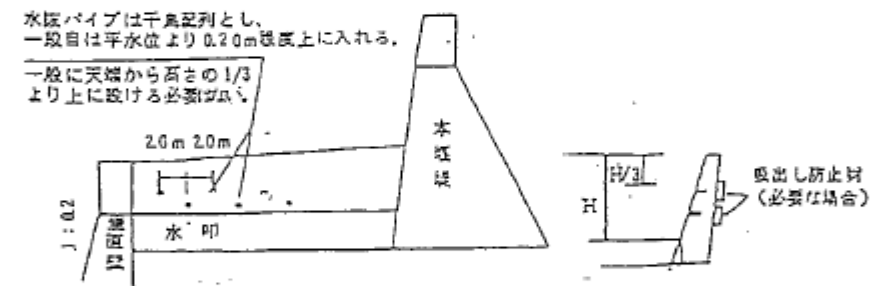
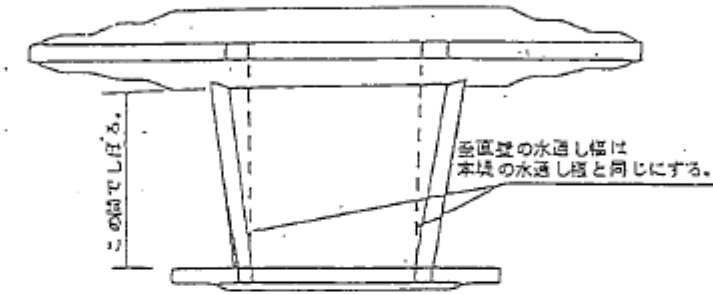


図1-4-15 側壁護岸の位置及び構造

第III編 土石流・流木対策施設 第2章 不透過型コンクリート重力式砂防堰堤(土石流タイプ)

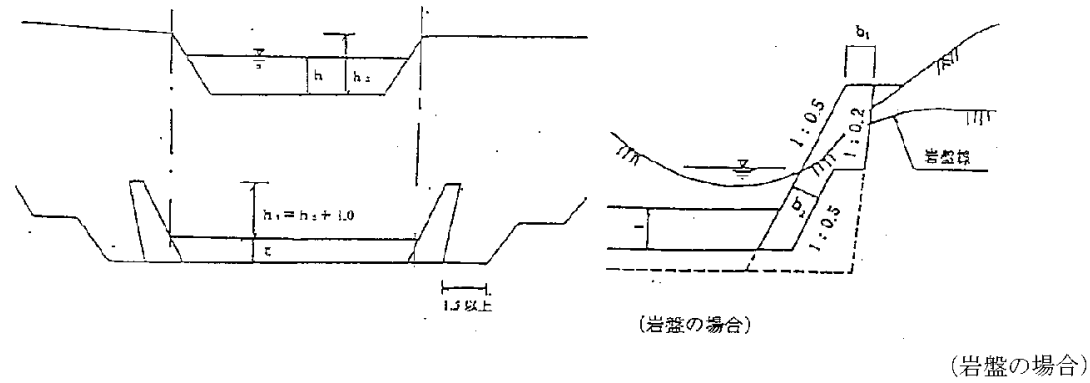


図2-8-8 側壁護岸の構造

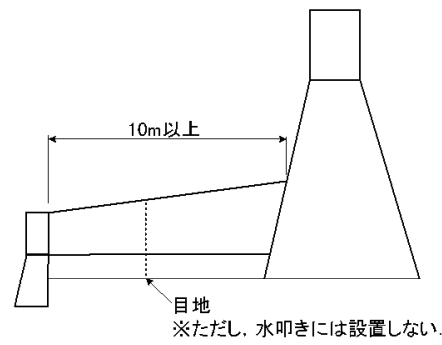


図2-8-9 伸縮目地の位置

第1章 砂防ダム設計

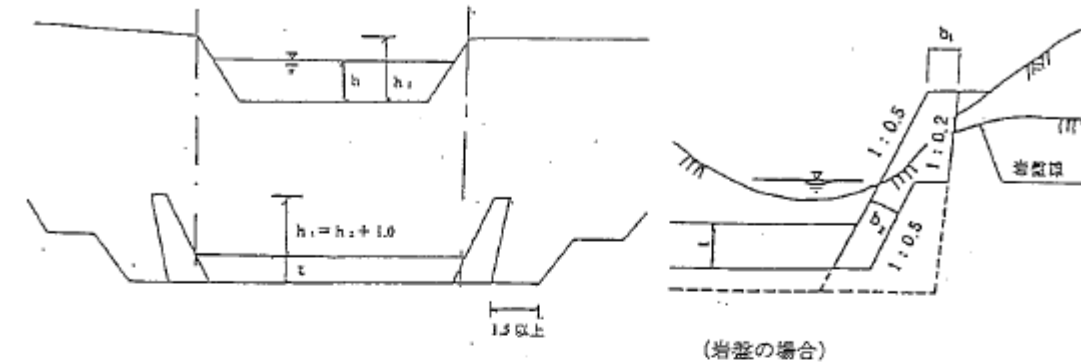


図1-4-16 側壁護岸の構造

4-6-5 護床工

護床工は、副ダム、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止するために設置する。

建. 設 p17

解説

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

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

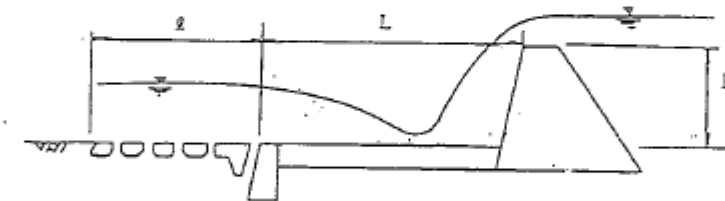


図1-4-17 護床工の範囲

$$L = 0.67 C_0 \sqrt{H_b \cdot q} \quad \dots \dots \dots (1-4-19)$$

L: 水叩きの長さ+下流側護床工の長さ (m)

C₀: 浸透路係数

H₁: 水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さ (有効落差) (m)

H₂: 洪水時下流側水位から床固工本堤の水通し天端までの高さ

一般に、水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さを取り、

H₁=H₂とする。

q: 単位幅流量 (m³/s/m)

土 質	C ₀
砂・砂利混じり土	9
五石混じり土	5

8.7 護床工

護床工は、副堰堤、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止するために設置する。

解説

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

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

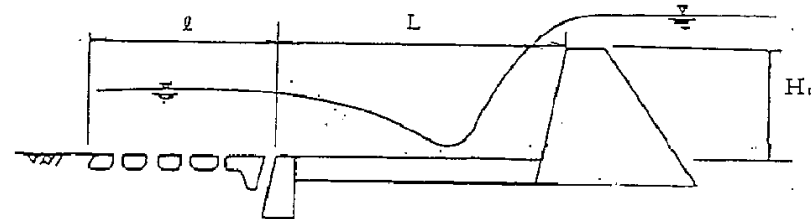


図2-8-9 護床工の範囲

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

L : 水叩きの長さ+下流側護床工の長さ (m)

C₀ : 浸透路係数

H₁ : 水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さ (有効落差) (m)

H_b : 洪水時下流側水位から床固工本堤の水通し天端までの高さ

一般に、水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さを取り、H_b=H₁とする。

q : 単位幅流量 (m³/s/m)

土質	C ₀
砂・砂利混じり土	9
玉石混じり土	5

[滑動に対する安定]

$$R / P \geq n$$

$$P = C_a \cdot W_o \cdot \varepsilon \cdot A \cdot V^2 / 2g$$

$$R = \mu \cdot W_b$$

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

P : ブロックに作用する動水圧 (tf) {kN}

n : 安全率 (一般に 1.2 程度)

R : ブロックの抵抗力 (tf) {kN}

C_a : 抗力係数 (一般に 1.0 を用いる)

W_o : 流水単位体積重量 (一般に 1.2 を用いる) (tf/m³) {kN/m³}

ε : 遮へい係数 (単位 : 1、群体 : 0.40)

A : 投影面積 (群体の場合は、全体の高さ×幅) (m²)

V : 水流の平均流速 (m/sec)

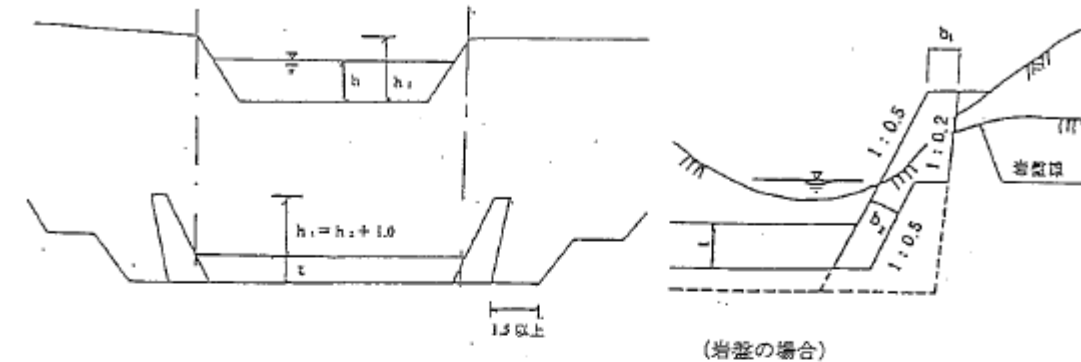


図1-4-16 側壁護岸の構造

4-6-5 護床工

護床工は、副ダム、垂直壁の下流の河床の洗掘を防止するために設置する。

建. 設 p17

解説

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

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

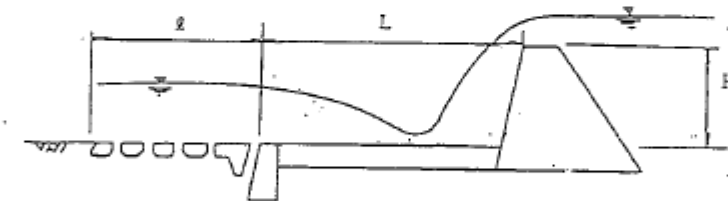


図1-4-17 護床工の範囲

$$L = 0.67 C_0 \sqrt{H_b \cdot q} \dots\dots\dots (1-4-19)$$

L : 水叩きの長さ+下流側護床工の長さ (m)

C₀ : 浸透路係数

H₁ : 水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さ (有効落差) (m)

H_b : 洪水時下流側水位から床固工本堤の水通し天端までの高さ

一般に、水叩き天端から床固工本堤の水通し天端までの高さを取り、H_b=H₁とする。

q : 単位幅流量 (m³/s/m)

土質	C ₀
砂・砂利混じり土	9
玉石混じり土	5