

卷末資料

目 録

○巻末資料－ 1

「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)及び土石流・流木対策設計技術指針に基づく
計画・設計事例の解説」

○巻末資料－ 2

「鋼製透過型砂防堰堤」

○巻末資料－ 3

「鋼製透過型砂防堰堤設計事例 (Jスリット)」

卷末資料－ 1

「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)及び
土石流・流木対策設計技術指針に基づく計画・
設計事例の解説」

目 次

1. はじめに	巻末1-1-1
1. 1 指針改定事項について	巻末1-1-1
1. 2 土砂・流木量の取扱いについて	巻末1-1-4
1. 3 掲載ケースについて	巻末1-1-8
2. ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤	巻末1-2-1
2. 1 流域概要	巻末1-2-4
2. 2 保全対象の設定	巻末1-2-4
2. 3 計画規模	巻末1-2-4
2. 4 計画基準点等	巻末1-2-4
2. 5 計画流出量	巻末1-2-5
2. 6 計画流下許容量	巻末1-2-11
2. 7 土石流・流木処理計画	巻末1-2-12
2. 8 土石流・流木対策施設配置計画	巻末1-2-13
2. 9 除石（流木の除去を含む）計画	巻末1-2-18
2. 10 設計の諸元	巻末1-2-19
2. 11 設計流量の算出	巻末1-2-20
2. 12 設計水深の算出	巻末1-2-26
2. 13 安定性の検討	巻末1-2-29
3. ケース 2：整備率 100%溪流の最下流に計画する部分透過型砂防堰堤	巻末1-3-1
3. 1 流域概要	巻末1-3-1
3. 2 保全対象の設定	巻末1-3-1
3. 3 計画規模	巻末1-3-1
3. 4 計画基準点等	巻末1-3-1
3. 5 計画流出量	巻末1-3-1
3. 6 計画流下許容量	巻末1-3-1
3. 7 土石流・流木処理計画	巻末1-3-1
3. 8 土石流・流木対策施設配置計画	巻末1-3-3
3. 9 除石（流木の除去を含む）計画	巻末1-3-11

3. 1 0 設計の諸元	巻末1-3-12
3. 1 1 設計流量の算出	巻末1-3-13
3. 1 2 設計水深の算出	巻末1-3-14
3. 1 3 安定性の検討	巻末1-3-15
3. 1 4 前庭保護工の設計	巻末1-3-44
4. ケース 3：整備率 100%溪流の最下流に計画する不透過型砂防堰堤	巻末1-4-1
4. 1 流域概要	巻末1-4-2
4. 2 保全対象の設定	巻末1-4-2
4. 3 計画規模	巻末1-4-2
4. 4 計画基準点等	巻末1-4-2
4. 5 計画流出量	巻末1-4-2
4. 6 計画流下許容量	巻末1-4-5
4. 7 土石流・流木処理計画	巻末1-4-5
4. 8 土石流・流木対策施設配置計画	巻末1-4-7
4. 9 除石（流木の除去を含む）計画	巻末1-4-13
4. 1 0 設計の諸元	巻末1-4-14
4. 1 1 設計流量の算出	巻末 1-4-15
4. 1 2 設計水深の算出	巻末1-4-16
4. 1 3 安定性の検討	巻末1-4-17
4. 1 4 前庭保護工の設計	巻末1-4-58
4. 1 5 流木捕捉工の設計	巻末1-4-61
5. ケース 4：最下流ではない不透過型砂防堰堤	巻末1-5-1
5. 1 流域概要	巻末1-5-3
5. 2 保全対象の設定	巻末1-5-3
5. 3 計画規模	巻末1-5-3
5. 4 計画基準点等	巻末1-5-3
5. 5 補助基準点における流出量	巻末1-5-3
5. 6 補助基準点における土石流・流木処理計画	巻末1-5-7
5. 7 土石流・流木対策施設配置計画	巻末1-5-9
5. 8 除石（流木の除去を含む）計画	巻末1-5-15

5. 9 設計の諸元	巻末1-5-16
5. 10 設計流量の算出	巻末1-5-17
5. 11 設計水深の算出	巻末1-5-22
5. 12 安定性の検討	巻末1-5-25
5. 13 前庭保護工の設計	巻末1-5-64

6 ケース 5 : 流木整備率のみが 100%を下回る溪流の最下流に設置された

既設不透過型砂防堰堤における流木対策	巻末1-6-1
6. 1 はじめに	巻末 1-6-1
6. 2 流域概要	巻末 1-6-4
6. 3 保全対象の設定	巻末 1-6-4
6. 4 計画規模	巻末1-6-4
6. 5 計画基準点	巻末1-6-4
6. 6 計画流出量	巻末1-6-5
6. 7 計画流下許容量	巻末1-6-11
6. 8 土石流・流木処理計画	巻末1-6-12
6. 9 土石流・流木対策施設配置計画	巻末1-6-13
6. 10 除石（流木の除去を含む）計画	巻末1-6-23
6. 11 設計の諸元	巻末1-6-24
6. 12 既設砂防堰堤の形状	巻末1-6-25
6. 13 付属施設の設計	巻末1-6-26

1. はじめに

1.1 指針改定事項について

1.1.1 「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)」について

(1) 計画捕捉流木量の算出

平成 25 年伊豆大島土石流災害をはじめとし、近年の土石流災害では土石流とともに流下する流木が砂防堰堤等を乗り越え、下流の氾濫被害を増大させた事例が散見される。

土木研究所における水路実験の結果※から不透過型砂防堰堤は運搬されてきた流木のうち半分程度を捕捉できないことが示され、捕捉できる流木量に上限があると考えられた。

これを踏まえ平成 28 年 4 月に改定された「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)、土石流・流木対策設計技術指針」に基づき、本事例集を作成した。

透過型及び部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量は、従来同様、式(1-1)により算出する。

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \quad \dots (1-1)$$

ここで、 X_{w1} ：本堰堤の計画捕捉流木量(m³)、 X ：土石流・流木対策施設の計画捕捉量(m³)、 K_{w1} ：計画捕捉量に対する流木容積率(計画捕捉量に占める計画捕捉流木量の割合)である。なお、透過型及び部分透過型砂防堰堤の K_{w1} は、本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率(K_{w0})とする。

一方で、不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量は、式(1-2)と式(1-3)から求められる値のうち、小さい方の値とする。

$$X_{w1} = K_{w0} \times X \times (1-\alpha) \quad \dots (1-2)$$

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \quad \dots (1-3)$$

ここで、 K_{w0} ：本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率、 α ：本堰堤からの流木の流出率、 K_{w1} ：計画捕捉量に対する流木容積率であり、 $K_{w1} \times X$ が、計画捕捉量(X)の不透過型砂防堰堤が捕捉できる流木量の上限値である。

なお、 K_{w1} 、 α は、災害実態を踏まえ設定するパラメータであるが、十分なデータの取得が困難な場合、既往の調査や実験結果に基づき、 $K_{w1} = 2\%$ 、 $\alpha = 0.5$ を用いることができるとされた。

● 計画捕捉流木量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 3.2.2

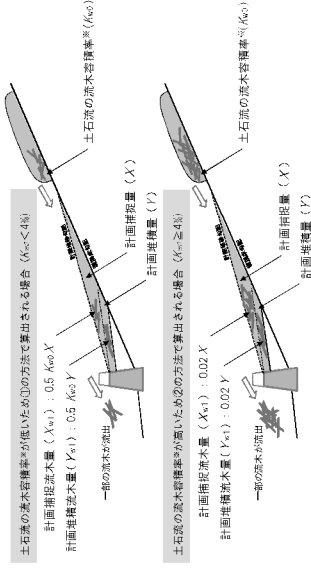
※土木研究所資料 第 4331 号 不透過型砂防堰堤による流木の捕捉と流出に関する実験報告書

● 不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 3.2.2(2)

Q西流のうち小さい方法
 Q計画捕捉流木量(X_{w1})
 ① 計画捕捉量(X)に土石流の流木容積率(K_{w0})をかけた量の半分
 $K_{w0} \times X \times (1-\alpha)$ (流木流出率 $\alpha=0.5$)
 ② 計画捕捉量(X)の2%分
 $K_{w1} \times X$ ($K_{w1}=2\%$)

Q計画捕捉流木量(Y_{w1})についても同様に算出する。



○流木を全て捕捉し、下流への流出を防ぐには透過構造を有する施設が必要となる。
 ※土石流の流木容積率(K_{w0})：本報告書に添入が想定される計画流出量に対する流木容積率
 $K_{w1} = 6\% \sim 7\%$

(2) 砂防堰堤型式の選定

土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには、透過構造を有する施設（透過型砂防堰堤、部分透過型砂防堰堤、流木捕捉工など）が必要となる。そのため、計画流下許容流木量が 0 でない場合や流木対策を別途計画する場合などを除き、流木の捕捉のための砂防堰堤は、透過型または部分透過型砂防堰堤とすることを原則とする。なお、土石流区間において流木捕捉工の設置が必要な場合は、副堰堤等に流木捕捉工を設置することができる。

(3) 除石による計画捕捉量の確保

土石流により急勾配で堆積した土砂は、その後の流水により必ずしも再侵食されないことを踏まえ、計画捕捉量は堰堤の型式によらず除石により確保しなければならないことが明記された。

(4) 小規模溪流における計画流出土砂量の取扱い(参考)

小規模溪流（「流路が不明瞭で常時流水がなく、平常時の土砂移動が想定されない」、かつ「流域全体が土石流発生・流下区間である」という条件を満たす）において、簡易貫入試験を用いて移動可能土砂の厚さを計測する等の詳細な調査を行うことで、崩壊可能土砂量を含めた移動可能土砂量を精度良く把握できる場合もある。その場合に限り、計画流出土砂量が 1,000m³ 以下であっても調査に基づく土砂量を採用することができることが参考として示された。

1. 1. 2 「土石流・流木対策設計技術指針」について

(1) 整備率 100% 溪流の最下流の堰堤の水通し部の設計水深

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

(2) 非越流部の安定計算

越流部及び非越流部ともに、それぞれ設計外力に対し安定性を確保した同一の断面とすることを基本とすることが明記された。また、土石流ピーク流量に対して袖部を含めて対応する水通し断面とする場合の安定計算の考え方が追記された。

● 砂防堰堤の型式の選定

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 4.3.1.2（引用）

● 除石（流木の除去を含む）計画

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説第 5 節

● 計画流出土砂量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 2.5.1.1

● 設計水深

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.1(4)

● 非越流部の安定計算

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.3(1)

(3) 副堰堤に設置される流木対策施設の設計

流木捕捉工を設置する副堰堤の水通しや副堰堤における流木捕捉工の設計の考え方が追記された（副堰堤に流木対策施設を設置する場合は、余裕高を見込まないなど）。

(4) 事務連絡の反映

① 砂防堰堤の袖部処理の特例

砂防堰堤の袖部処理については、地山へ嵌入することが原則であるが、工事の安全確保等が困難になる場合は、大規模な掘削を行わない袖部処理（袖部対策工）を実施してもよいことが示された。

② 外力条件が厳しい現場での礫径の設定

透過部の構造検討において、外力条件が厳しい現場での巨礫等の調査や設計の留意点が追記された。

③ 中詰材に土砂を用いる場合の留意事項

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

(5) 小規模溪流における堰堤の設計（参考）

小規模溪流に配置する施設の設計の考え方（天端幅の最小幅は 1.5m など）が参考として示された。

● 流木捕捉工の設計

…土石流・流木対策設計技術指針解説 参 1.2

● 袖部処理の特例

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.3

● 外力条件が厳しい現場での留意事項

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.4.2

● 中詰材に土砂を用いる場合の留意事項

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.1

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.4.1

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.5.1

● 小規模溪流における堰堤の設計

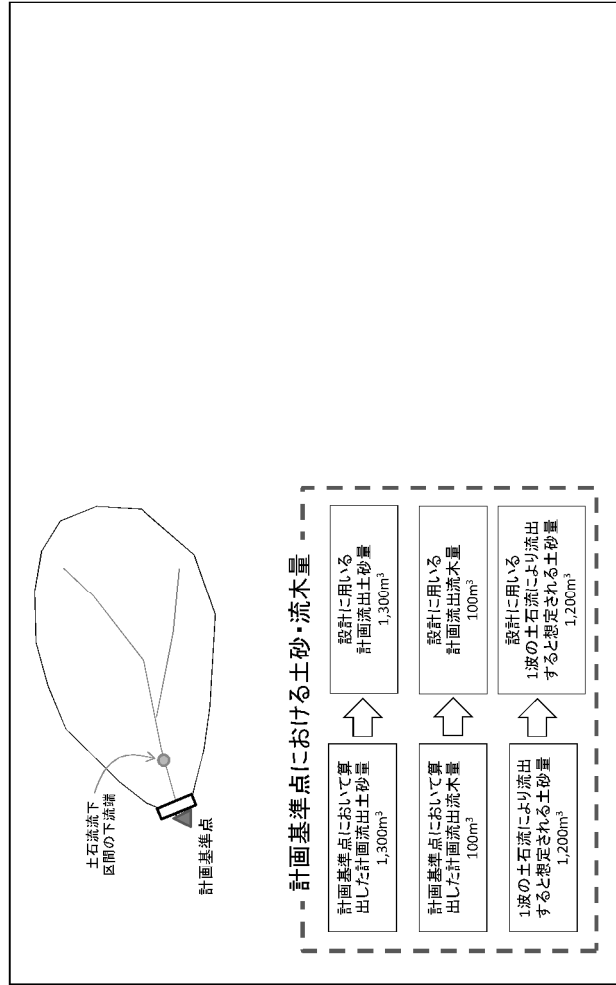
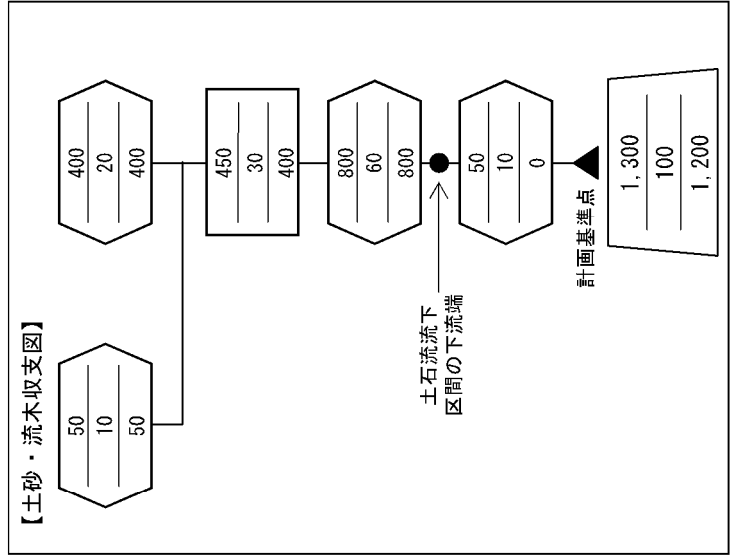
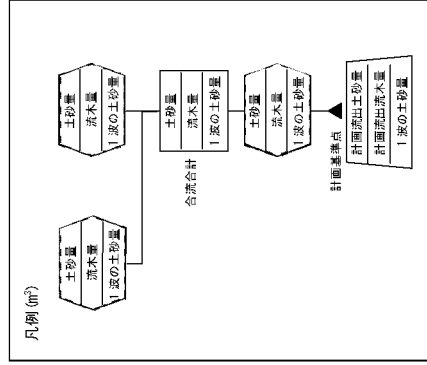
…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.2

1.2 土砂・流木量の取扱いについて

砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）においては、計画流出土砂量、及び、1波の土石流により流出すると想定される土砂量のそれぞれに対して、原則として $1,000\text{m}^3$ を下限値として砂防堰堤を設計するよう定めている。ここでは、それぞれの土砂量が下限値を下回った場合を合わせた砂防堰堤設計上の土砂・流木量の設定例を示す。

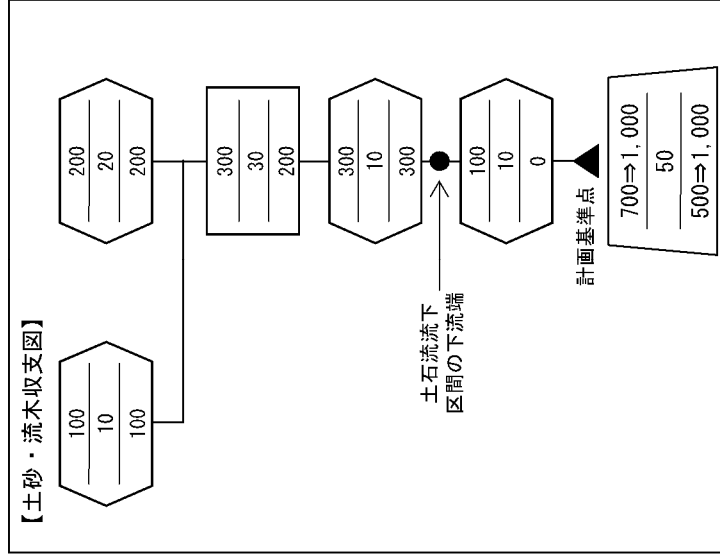
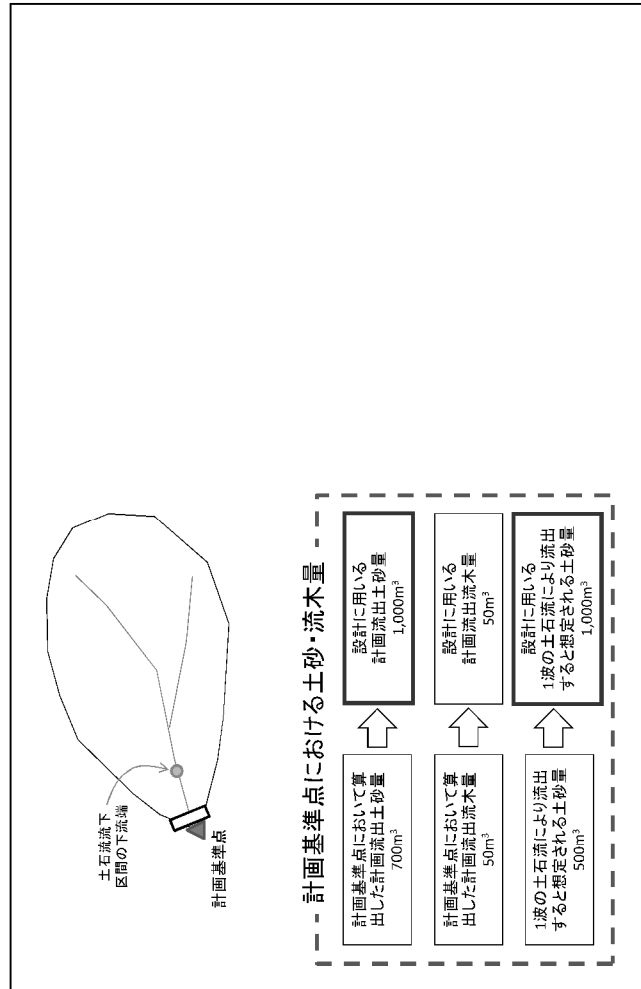
(1) 計画流出土砂量が $1,000\text{m}^3$ 以上で計画基準点に砂防堰堤を1基設置するケース

- ・ 計画基準点における計画流出土砂量は、 $1,000\text{m}^3$ 以上であるため、調査結果等に基づき算出された値とする。
- ・ 計画基準点における計画流出流木量は、計画流出土砂量によらず、調査結果等に基づき算出した値を用いる。
- ・ 1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、 $1,000\text{m}^3$ 以上であるため、調査結果等に基づき算出した値を用いる。



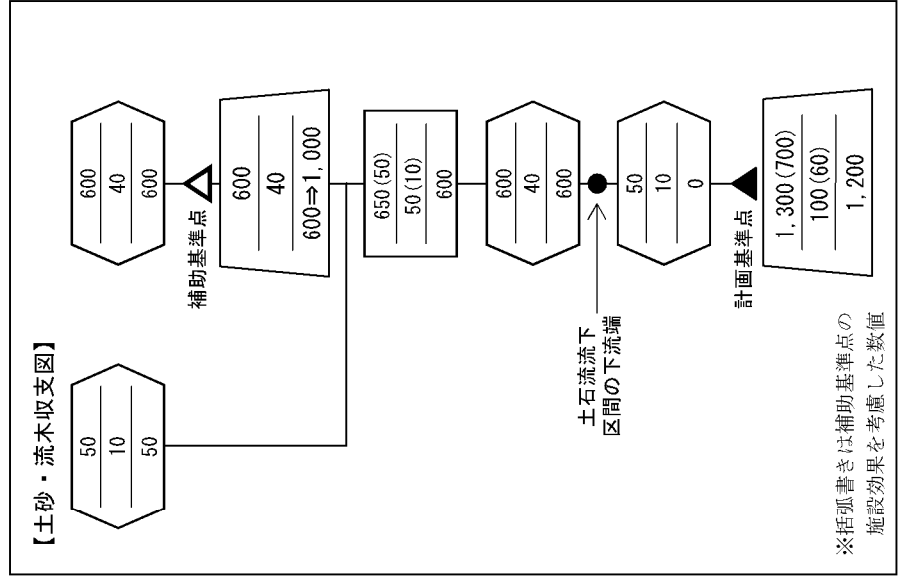
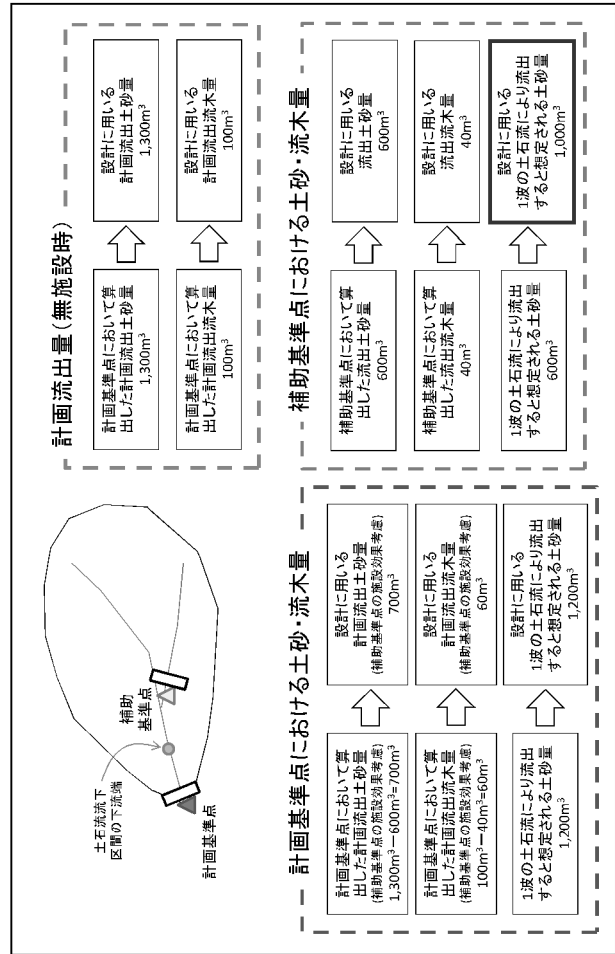
(2) 計画流出土砂量が 1,000m³ 未満で計画基準点に砂防堰堤を 1 基設置するケース

- ・ 計画基準点における計画流出土砂量は、1,000m³ 未満であるため、下限値の 1,000m³ とする。
- ・ 計画基準点における計画流出土砂量は、計画流出土砂量によらず、調査結果等に基づき算出した値を用いる。なお、流木容積率は、計画流出土砂量を 1,000m³ とした上で、調査結果等に基づき算出した計画流出流木量を用いて算出する。
- ・ 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量は、1,000m³ 未満であるため、下限値の 1,000m³ とする。



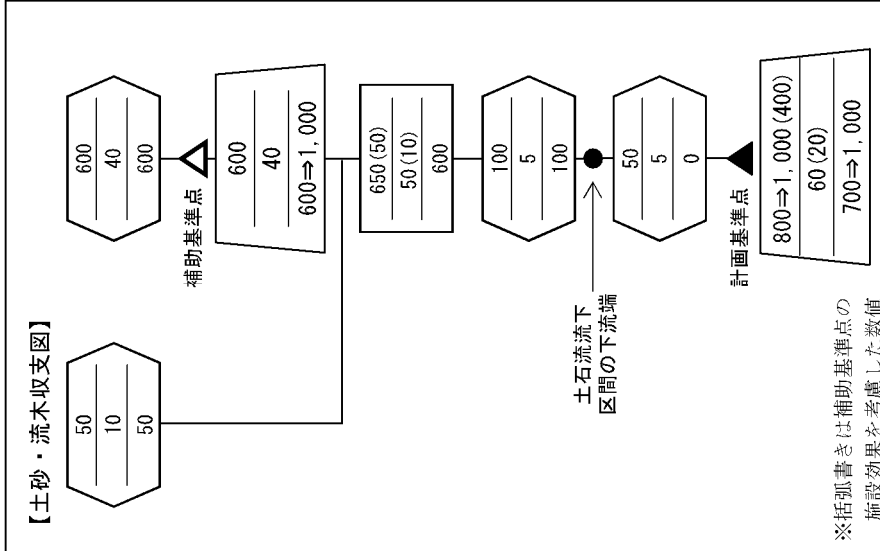
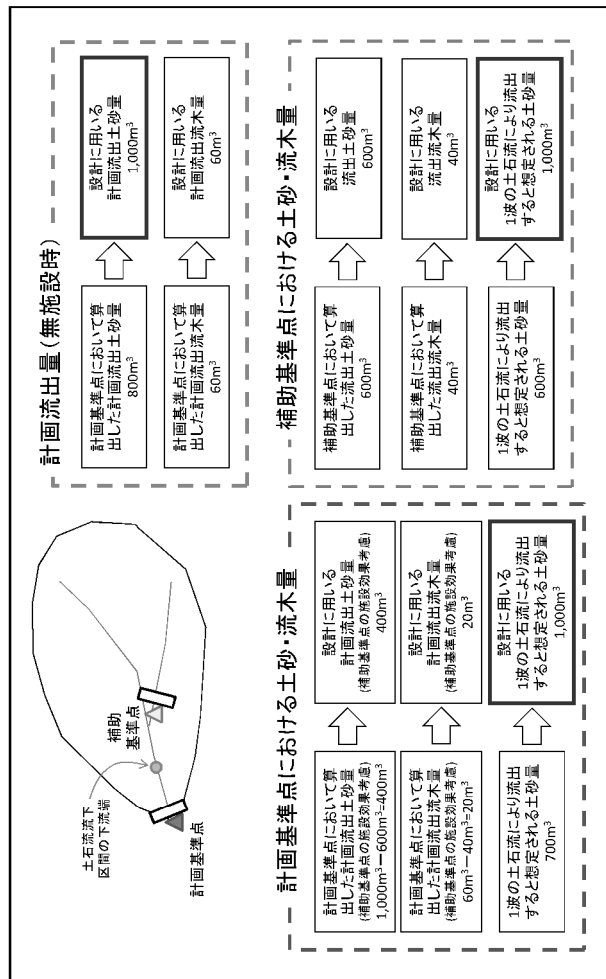
(3) 計画流出土砂量が 1,000m³ 以上で砂防堰堤を 2 基設置するケース

- ・ 計画基準点における計画流出土砂量は、1,000m³ 以上であるため、調査結果等に基づき算出された値とする。なお、当施設で整備対象とする流出土砂量は、上流堰堤の土砂効果を差し引いた 700m³ とする。
- ・ 上流堰堤地点（補助基準点）における流出土砂量は、1,000m³ 未満であるが、調査結果等に基づき算出された値とする。（下限値を 1,000m³ としない）
- ・ 計画基準点における計画流出土砂量は、計画流出土砂量によらず、調査結果等に基づき算出した値を用いる。
- ・ 補助基準点における流出土砂量によらず、調査結果等に基づき算出した値を用いる。
- ・ 計画基準点における 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量は、1,000m³ 以上であるため、調査結果等に基づき算出した値を用いる。
- ・ 補助基準点における 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量は、1,000m³ 未満であるため、下限値の 1,000m³ とする。



(4) 計画流出土砂量が 1,000m³ 未満で砂防堰堤を 2 基設置するケース

- ・ 計画基準点における計画流出土砂量は、1,000m³ 未満であるため、下限値の 1,000m³ とする。
当施設で整備対象とする流出土砂量は、1,000m³ から上流堰堤の土砂効果量を差し引いた 400m³ とする。
- ・ 上流堰堤地点（補助基準点）における流出土砂量は、1,000m³ 未満であるが、調査結果等に基づき算出された値とする。（下限値を 1,000m³ としない）
- ・ 計画基準点における計画流出流量は、計画流出土砂量に基き調査結果等に基づき算出した値を用いる。
- ・ 補助基準点における流出流量についても、流出土砂量によらず調査結果等に基づき算出した値を用いる。
- ・ 計画基準点における 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量は、1,000m³ 未満であるため、下限値の 1,000m³ とする。
- ・ 補助基準点における 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量についても、1,000m³ 未満であるため、下限値の 1,000m³ とする。



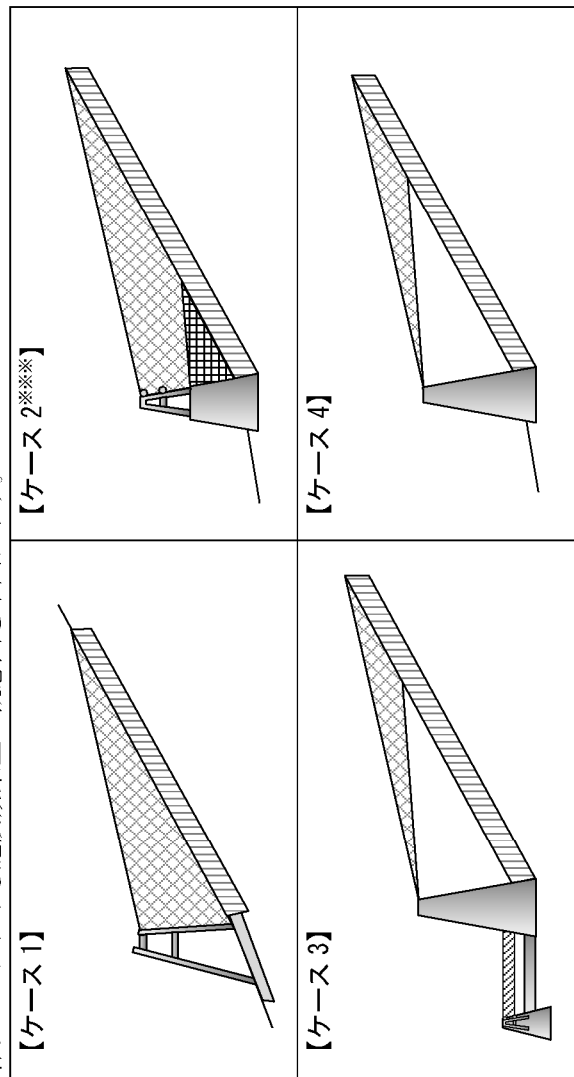
1.3 掲載ケースについて

本事例集に掲載する計画・設計事例は以下の4ケースである。

なお、掲載する事例は計画流出土砂量・1波の土石流により流出すると想定される土砂量のいずれも1,000m³以上の事例であり、1,000m³未満となる流域においては、1.2に例示したように対象とする土砂量に下限値を設定して設計を行うことが基本となる。

- ・ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤
- ・ケース2：整備率100%溪流の最下流に計画する部分透過型砂防堰堤
- ・ケース3：整備率100%溪流の最下流に計画する不透過型砂防堰堤*
- ・ケース4：最下流ではない不透過型砂防堰堤**






各ケースにおける施設効果量の概念図を下図に示す。



※副堰堤に流木捕捉工を計画

※※土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面で対応

<凡例>

-  : 計画捕捉量(土砂量+流木量)
(徐石により計画捕捉量の空間を確保しなければならない)
-  : 計画土石流発生(流出)抑制量(土砂量)
-  : 計画堆積量(土砂量+流木量)
(徐石により計画堆積量の空間を確保しなければならない)
-  : 副堰堤に設置した流木止めによる計画捕捉流量
-  : 常時土砂が堆積する空間

※※※ケース2は、定期的な点検に基づく徐石(流木の除去を含む)の実施により、常時土砂が堆積する空間は生じないものと想定した。

—ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤—

2. ケース1: 整備率 100% 渓流の最下流に計画する透過型砂防堰堤

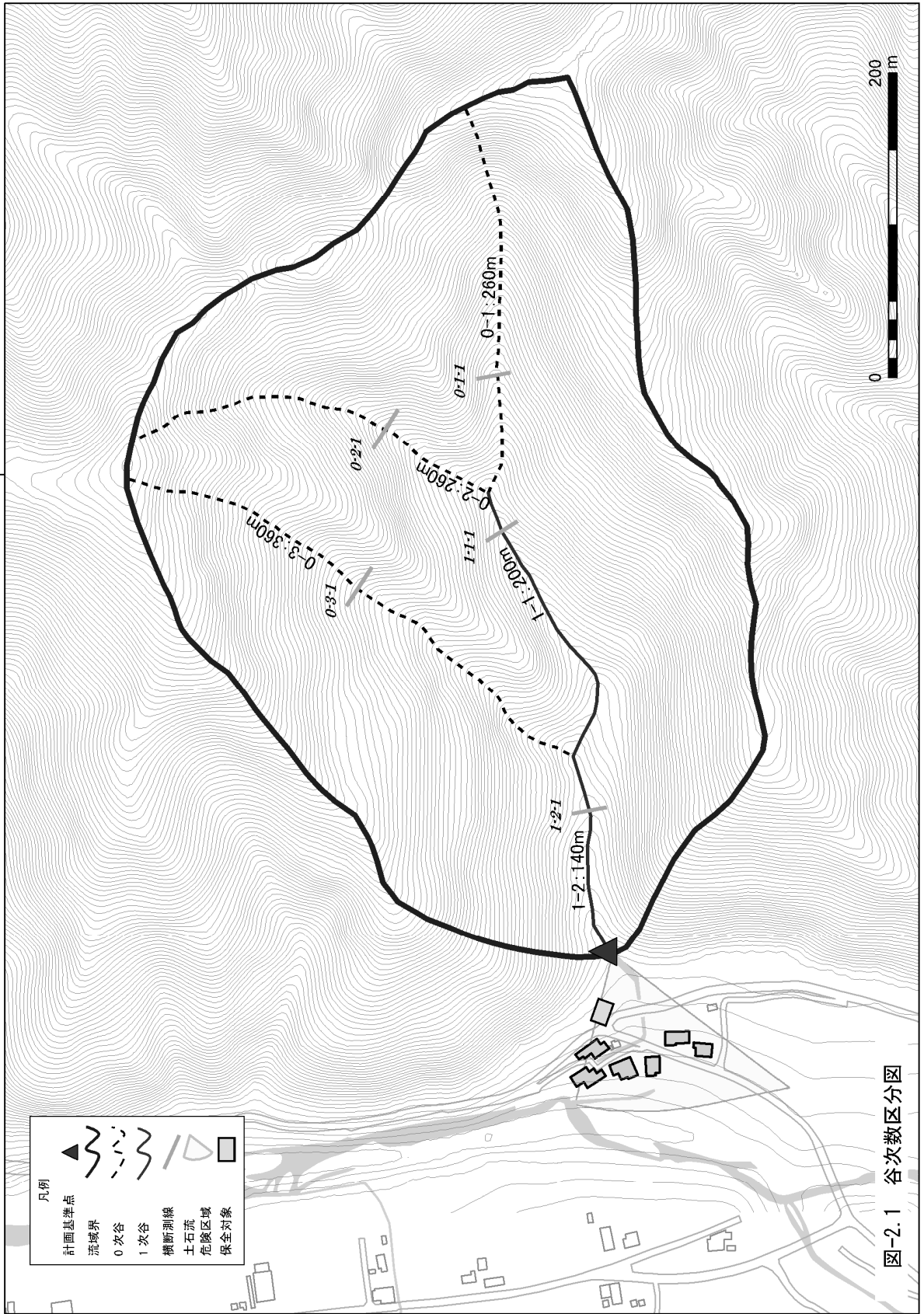


図-2.1 谷次敷区分図

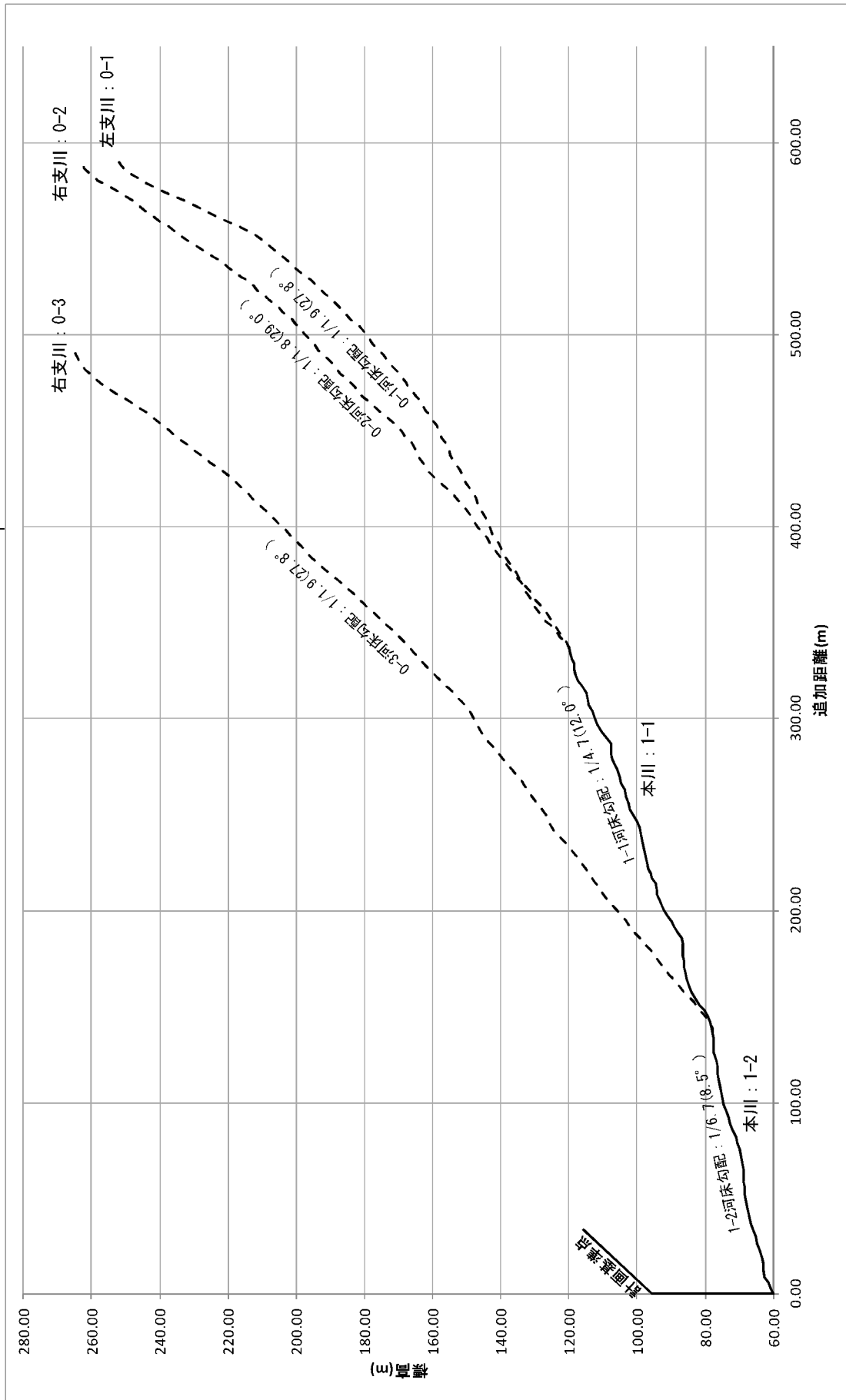


図-2.2 縦断面図

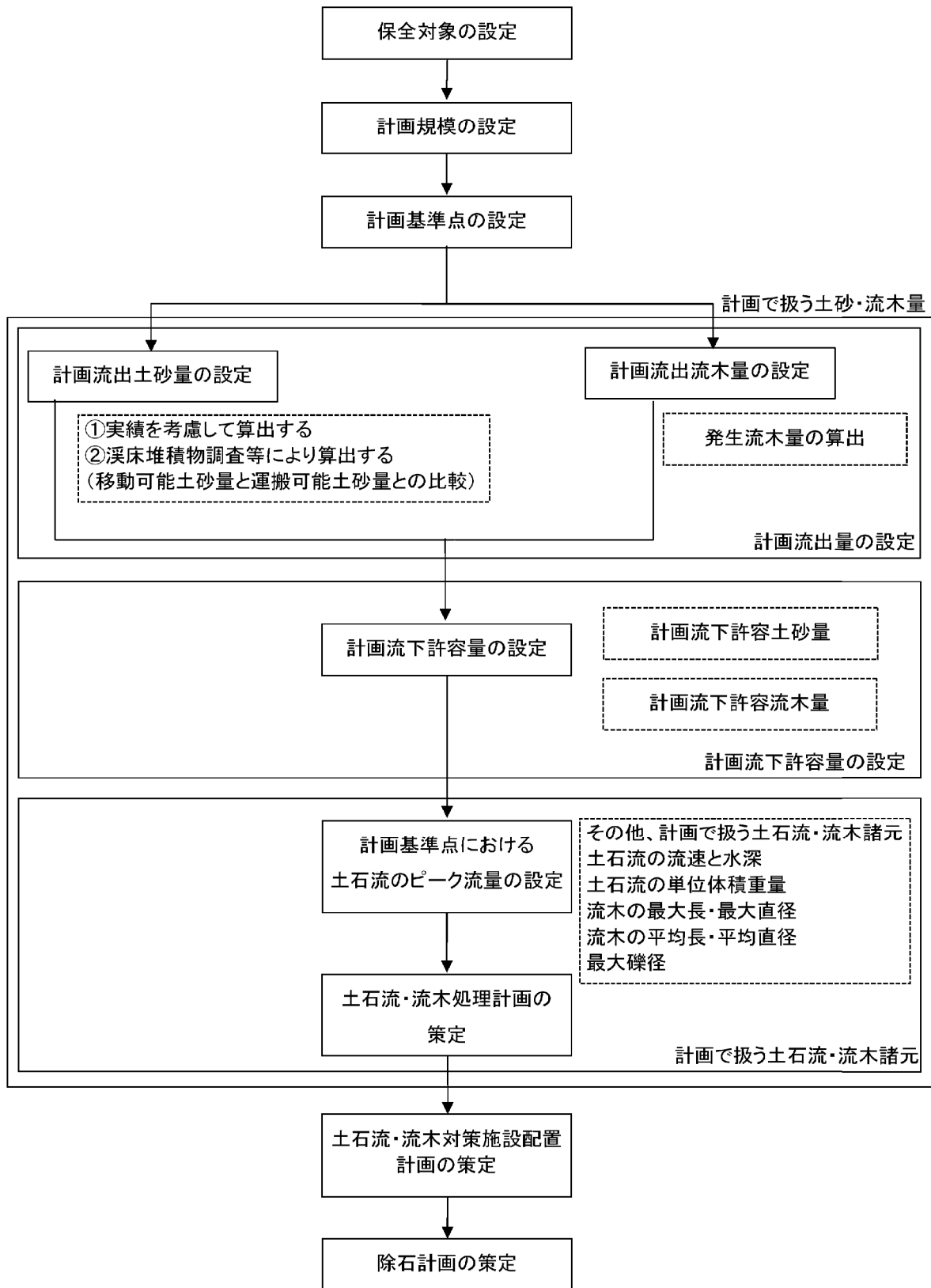


図-2.3 土石流・流木対策計画および土石流・流木施設配置計画、除石計画の策定の流れ

2.1 流域概要

本流域は土石流危険渓流Ⅰに分類される溪流で、流域面積は0.15km²で計画基準点と本溪の源頭部の標高差が200m、本溪の溪流の延長が600mである。計画基準点より下流の堆積区間に田畑が広がり、人家が点在している。

渓床堆積土砂は、粒径0.10～1.2m（最大礫径(d₉₅)1.0m）で、本溪及び支溪に堆積している。また、崩壊可能土砂量を的確に推定できる崩壊地は存在しない。流域内には明瞭な崩壊地形及び古い崩壊跡地ともない。

両岸の斜面には、土砂とともに流出すると想定されるスギの植林（最大樹高(H_{wm})30m、平均樹高(h_{wa})20m、最大直径(R_{wm})50cm、平均直径(R_{wa})30cm）が見られる。

表-2.1 流域概要表

流域面積	0.15km ²	最大礫径(d ₉₅)	1.0m
支溪数	2	主要樹種	スギ
表流水の有無	無し	土石流発生実績	2回 (1969年、2004年)

2.2 保全対象の設定

本溪流における保全対象は、土石流危険区域（「土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領（案）」に基づき設定）内に存在する7戸の人家とする（図-2.1参照）。

2.3 計画規模

計画規模は、100年超過確率とする。

計画規模の年超過確率の降雨量は $P_p=406.6\text{mm}/24\text{h}$ である。

2.4 計画基準点等

計画基準点は、保全対象である人家及び田畑の上流とする（図-2.1参照）。

● 保全対象

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説2.2
※『土石流危険渓流カルテ』等、既存の調査結果がある場合にはこれを転記する。

● 計画規模

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説2.3

● 計画基準点等

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説2.4

2.5 計画流出量

(1) 計画流出土砂量 (V_d)

計画流出土砂量は、「流域内の移動可能土砂量」と、「計画規模の土石流」と、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量」を比較して小さい方の値とする。

① 流域内の移動可能土砂量 ($V_{\phi 1}$)

流域内の移動可能土砂量 ($V_{\phi 1}$) は、以下の式により算出する。

$$V_{\phi 1} = V_{\phi 11} + V_{\phi 12} \dots \dots (2-1)$$

$$V_{\phi 11} = A_{\phi 11} \times L_{\phi 11} \dots \dots (2-2)$$

$$A_{\phi 11} = B_d \times D_e \dots \dots (2-3)$$

$V_{\phi 11}$: 流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点から1次谷等の最上流端までの区間の移動可能溪床堆積土砂量 (m^3)

$V_{\phi 12}$: 崩壊可能土砂量 (m^3)

$A_{\phi 11}$: 移動可能溪床堆積土砂の平均断面積 (m^2)

$L_{\phi 11}$: 流出土砂量を算出しようとしている地点、計画基準点あるいは補助基準点から1次谷等の最上流端まで溪流に沿って測った距離 (m)

B_d : 土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅 (m)

D_e : 土石流発生時に侵食が予想される溪床堆積土砂の平均深さ (m)

上記のうち崩壊可能土砂量 ($V_{\phi 12}$) は、既往崩壊地からの拡大崩壊量が調査結果より把握できている箇所は崩壊可能土砂量として算出するが、それ以外の流域内の崩壊箇所は的確に推定することが困難であるため、0次谷の崩壊を含めた次式より算出する。

$$V_{\phi 12} \doteq \sum (A_{\phi 12} \times L_{\phi 12}) \dots \dots (2-4)$$

$$A_{\phi 12} = B_d \times D_e \dots \dots (2-5)$$

$A_{\phi 12}$: 0次谷における移動可能溪床堆積土砂の平均断面積 (m^2)

$L_{\phi 12}$: 流出土砂量を算出しようとする地点より上流域の1次谷の最上流端から流域の最遠点である分水嶺までの流路谷筋に沿って測った距離 (m)

● 流出土砂量の算出方法

…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説

2.6.1(1)

※ここでは、 $B_d \cdot D_e$ は、現地調査結果等により谷次数及び流路毎に設定することとした。このため、 $A_{\phi 11} \cdot V_{\phi 11}$ も谷次数及び流路毎に算出することとなり、流域内の移動可能土砂量 ($V_{\phi 1}$) の算出に使用する $V_{\phi 11}$ は、谷次数及び流路毎に算出した $V_{\phi 11}$ の合計とした。

● 侵食幅、侵食深

…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.6.1(1)

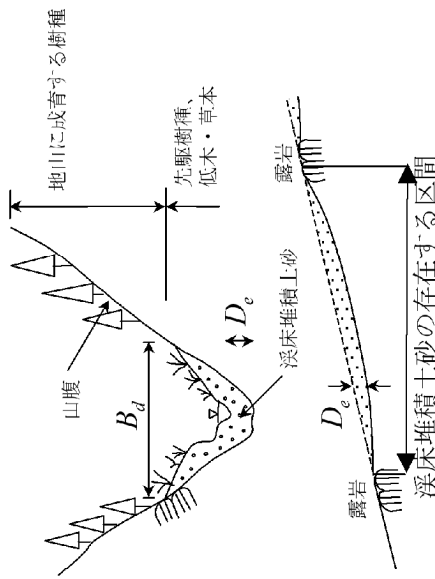


図-2.4 侵食幅、侵食深の調査方法

※侵食幅 (B_d)・侵食深 (D_e) の推定は、以下の点に留意して行う。

- ・ 地山の斜面勾配と溪床付近の斜面勾配との緩急
- ・ 露岩の状況 (位置、斜面勾配等)
- ・ 植生の生育状況 (草本、低・高木) 変化

※1次谷以上の谷地形を有する溪流は、1次谷の上流端から流域の最遠点までの流路谷筋を0次谷とする。

当該溪流では、崩壊地からの崩壊可能土砂量を的確に推定することが困難であるため、0次谷の崩壊を含めた式により崩壊可能土砂量を算出するものとした。流域内の移動可能土砂量の算出結果は表-2.2に示すとおりである。

表-2.2 計画基準点における移動可能渓床堆積土砂量

地点	谷次数	流路番号	延長 L_{dy11} (m)	堆積土砂断面 面積 A_{dy11} (m^2)	移動可能 土砂量 V_{dy1} (m^3)	採用 断面	
計画 基準点	0次谷	0-1	260	1.5	390	0-1-1	
		0-2	260	2.0	520	0-2-1	
		0-3	360	1.5	540	0-3-1	
			小計	880	—	1,450	—
	1次谷	1-1	200	4.0	800	1-1-1	
		1-2	140	5.0	700	1-2-1	
		小計	340	—	—	1,500	—
			合計			2,950	—

② 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 ($V_{d/2}$)

「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量は、式 (2-6) により算出する。

$$V_{d/2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2} \dots \dots (2-6)$$

- P_p : 計画規模の年超過確率の降雨量 (mm/24h)
- A : 流域面積 (km²)
- C_d : 土石流濃度
- K_v : 空ゲキ率 (0.4 程度)
- K_{f2} : 流出補正率

土石流濃度 (C_d) は、式 (2-7) により算出する。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots \dots (2-7)$$

- C_d : 土石流濃度 ($0.30 \leq C_d \leq 0.9 C_*$)
- σ : 礫の密度 (2,600kg/m³) ※
- ρ : 水の密度 (1,200kg/m³) ※
- ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (35°) ※
- θ : 現溪床勾配 (8.5°) ※※
- C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

流出補正率 (K_{f2}) は、式 (2-8) により算出する。なお、流出補正率は流域面積によって異なるが、上限を 0.5、下限を 0.1 とすることを基本とする。

$$K_{f2} = 0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05 \dots \dots (2-8)$$

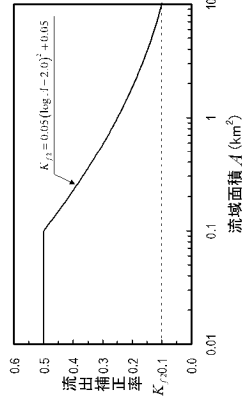
- K_{f2} : 流出補正率 ($0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$)
- A : 流域面積 (km²)

● 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量
 ……砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説
 2.6.1(2)

● 土石流濃度
 ……砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.6.3
 σ : 礫の密度 (2,600kg/m³程度)
 ρ : 水の密度 (1,200kg/m³程度)
 ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (30° ~ 40° 程度)
 ※礫の密度、水の密度、及び溪床堆積土砂の内部摩擦角は上記のとおりであるが、本事例集では一般値を用いた。

※※現溪床勾配は、計画地点から概ね上流 200m 間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の 200m 区間が溪床勾配を代表していないと考えられる場合は、当該溪流の状況に応じて区間を設定する。以上を踏まえ、本事例集では、計画基準点上流 140m 間の勾配を現溪床勾配と設定した。

● 流出補正率
 ……砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説
 2.6.1(2)



計画基準点における土石流濃度 (C_d) は、以下の通り算出される。

$$C_d = \frac{1,200 \times \tan 8.5^\circ}{(2,600 - 1,200) (\tan 35^\circ - \tan 8.5^\circ)} = 0.23$$

上記算出結果により $0.30 > C_d$ となるため、計画基準点における土石流濃度は $C_d = 0.30$ となる。

表-2.3 計画基準点における「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量

地点	降雨量 P_p (mm/24h)	流域面積 A (km ²)	渓床勾配 ϕ (°)	土石流濃度 C_d	流出補正率 $K_{f/2}$	「計画規模の土石流」に よって運搬できる土砂量 $V_{\phi/2}$ (m ³)
計画 基準点	406.6	0.15	8.5	0.30	0.45	19,610

③計画流出土砂量 (V_d)

計画基準点における計画流出土砂量は、表-2.4 の通りとなる。

表-2.4 計画基準点における計画流出土砂量

地点	流域内の 移動可能土砂量 $V_{\phi/1}$ (m ³)	「計画規模の土石流」に よって運搬できる土砂量 $V_{\phi/2}$ (m ³)	計画流出土砂量 V_d (m ³)
計画基準点	2,950	19,610	2,950

(2) 計画流出流量

① 発生流量 (V_{wy})

ここでは、発生流量は現況調査法に基づき算出する。

現況調査法は、代表的な林相の $10m \times 10m$ の範囲のサンプリング調査とした。なお、 $10m \times 10m$ の範囲は、水平方向にとるものとする。溪岸斜面勾配等により水平方向に $10m \times 10m$ の範囲をとることが困難な場合、必要に応じて補正を行うものとする。

本事例集では、本川で谷次数毎に 2 箇所、右支川で 1 箇所のサンプリング調査を実施した。発生流量の算出結果を表-2.5 に示す。

表-2.5 発生流量

地点	谷次数	流路番号	延長 L_{gy11} (m)	侵食幅 B_d (m)	100m当り 樹木材積※ ΣV_{wy2} ($m^3/100m^2$)	発生 流量 V_{wy} (m^3)
計画 基準点	0次谷	0-1	260	3.0	3.35	26
		0-2	260	4.0	3.35	35
		0-3	360	3.0	3.42	37
	小計	880	—	—	98	
1次谷	1-1	200	4.0	3.48	28	
	1-2	140	5.0	3.48	24	
	小計	340	—	—	52	
合計						150

※ $100m^2$ 当たりの樹木材積の算出に当たっては、 $10m \times 10m$ の範囲内に自生する立木・倒木 1 本毎に樹高・胸高直径をサンプリング調査結果に基づいて設定する。設定した樹高・胸高直径により、 $10m \times 10m$ の範囲内の立木 1 本毎に単木材積を算出し、その合計を $100m^2$ 当りの材積 (ΣV_{wy2}) とする。
例えば、樹種はスギで樹高 $20m$ 、胸高直径 $0.3m$ の場合、胸高係数は図-2.6 より 0.47 となり、単木材積は、 $3.14 \times 20 \times 0.3^2 \times 0.47/4 = 0.666m^3$ となる。このように、範囲内の樹木 1 本毎に材積を算出する。

② 計画流出流量 (V_w)

計画流出流量は、発生流量に流木流出率 (発生した流木の谷の出口への流出率) を乗じて算出する。

流木流出率は、土石流・流木対策施設が無い場合 $0.8 \sim 0.9$ 程度であったとの報告がある。当該溪流では流木流出率の実績値がないことから、流木流出率は、最も安全側の値として一般値の最大である 0.9 とする。

$$V_w = 0.9 \times V_{wy} \\ = 0.9 \times 150 = 135 \text{ (m}^3\text{)}$$

● 現況調査法による発生流量

…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.6.2
発生流量の算出は、原則として流木の発生が予想される箇所が存在する樹木、流木等の量、長さ、直径を直接的に調査する方法 (「現況調査法」) を用いる。

この方法は、発生流木の対象となる範囲の樹木や流木の全てを調査する方法 (「全数調査法」) と、それらの代表箇所のいくつかをサンプル調査する方法 (「サンプリング調査法」) に分かれる。全数調査法では調査範囲が広範囲にわたる場合が多いため、一般には現況調査法のうちのサンプリング調査法を用いることが多い。

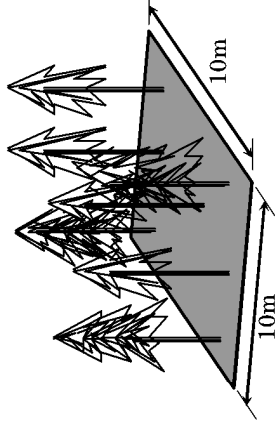


図-2.5 サンプリング範囲の例

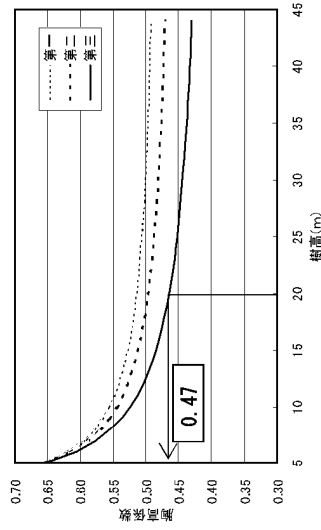


図-2.6 胸高係数

(備考) 第一 エゾマツ、トドマツ
第二 ヒノキ、サワラ、アスナロ、コウヤマキ
第三 スギ、マツ、モミ、ツガその他の針葉樹および広葉樹

(3) 計画流出量(V)

計画流出量は、計画流出土砂量と計画流出流量の和とする。計画基準点における計画流出量は、表-2.6 に示すとおりである。

表-2.6 計画基準点における計画流出量

地点	計画流出土砂量 V_d (m ³)	計画流出流量 V_w (m ³)	計画流出量 V (m ³)
計画基準点	2,950	135	3,085

土砂収支図を図-2.7 に、流木収支図を図-2.8 に示す。

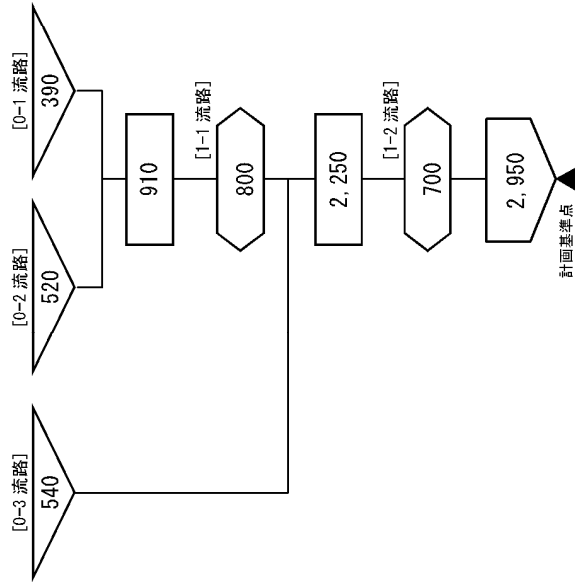
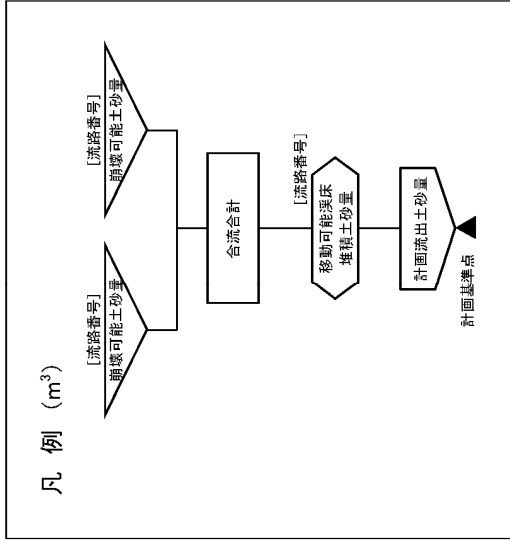


図-2.7 土砂収支図



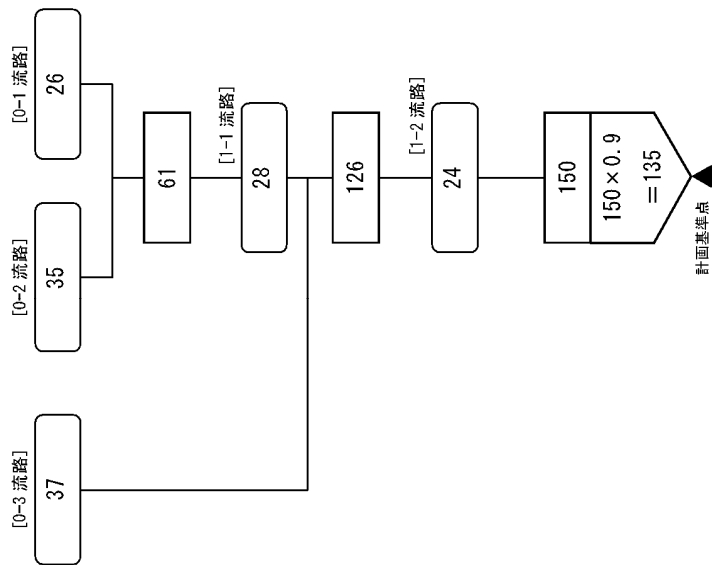


図-2.8 流木収支図

2.6 計画流下許容量

(1) 計画流下許容土砂量 (W_d)

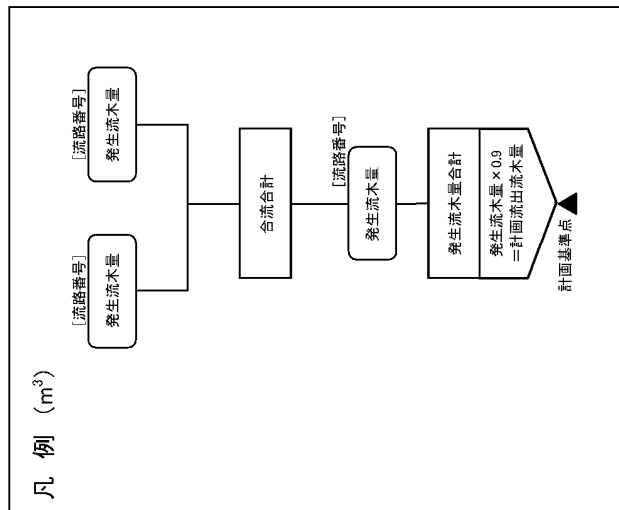
当該溪流では、 0m^3 とする。

(2) 計画流下許容流木量 (W_w)

当該溪流では、 0m^3 とする。

(3) 計画流下許容量 (W)

当該溪流では、上記より 0m^3 となる。



● 計画流下許容量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説

2.5.2

※計画流下許容量は原則として 0m^3 としているが、この限りでない条件としては、以下に示すようなことが考えられる。

- ・計画基準点～保全対象の間に、土砂及び流木を堆積させることのできる容量を有する土石流・流木堆積工を配置する場合においては、計画基準点～土石流・流木堆積工の間に土砂及び流木が堆積しないよう十分に配慮（勾配変化点の解消、橋梁の設置を避ける等）する。

2.7 土石流・流木処理計画

当該溪流では、地形条件や施工性（流域内への進入のし易さ等）を考慮して、可能な限り下流側に砂防設備を配置することで土石流および土砂とともに流出する流木を処理する計画とする。

土石流・流木処理計画は、式 (2-9) を満足するように策定する。

$$V - W - (X + Y + Z) = (V_d + V_w) - (W_d + W_w) - \{(X_d + X_w) + (Y_d + Y_w) + (Z_d + Z_w)\} = 0 \dots (2-9)$$

<計画基準点>

$$(X + Y + Z) \geq 3,085 \text{ m}^3$$

$$\frac{\text{施設効果量}}{\text{計画流出量}} \geq \frac{\text{計画流出量}}{\text{計画流出量}}$$

本事例では、以下の関係を満足させるよう土石流・流木処理計画を策定する。

$$(X_d + Y_d + Z_d) \geq 2,950 \dots \text{「土砂効果量} \geq \text{計画流出土砂量」}$$

$$(X_w + Y_w + Z_w) \geq 135 \dots \text{「流木効果量} \geq \text{計画流出流木量」}$$

ここで、

V : 計画流出量 (m³) ……「2.5 計画流出量」参照

W : 計画流下許容量 (m³) ……「2.6 計画流下許容量」参照

X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m³) ……「2.8.2 施設効果量の算出」参照

Y : 土石流・流木対策施設の計画堆積量 (m³) ……「2.8.2 施設効果量の算出」参照

Z : 土石流・流木対策施設の計画発生(流出)抑制量 (m³) ……「2.8.2 施設効果量の算出」参照

V_d : 計画流出土砂量 (m³) ……「2.5(1) 計画流出土砂量」参照

V_w : 計画流出流木量 (m³) ……「2.5(2) 計画流出流木量」参照

W_d : 計画流下許容土砂量 (m³) ……「2.6(1) 計画流下許容土砂量」参照

W_w : 計画流下許容流木量 (m³) ……「2.6(2) 計画流下許容流木量」参照

X_d : 計画捕捉土砂量 (m³) ……表-2.7 参照

X_w : 計画捕捉流木量 (m³) ……表-2.7 参照

Y_d : 計画堆積土砂量 (m³) ……表-2.7 参照

Y_w : 計画堆積流木量 (m³) ……表-2.7 参照

Z_d : 計画土石流発生(流出)抑制量 (m³) ……表-2.7 参照

Z_w : 計画流木発生抑制量 (m³) ……表-2.7 参照

2.8 土石流・流木対策施設配置計画

2.8.1 施設配置計画

土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂・流木量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するよう配置する。

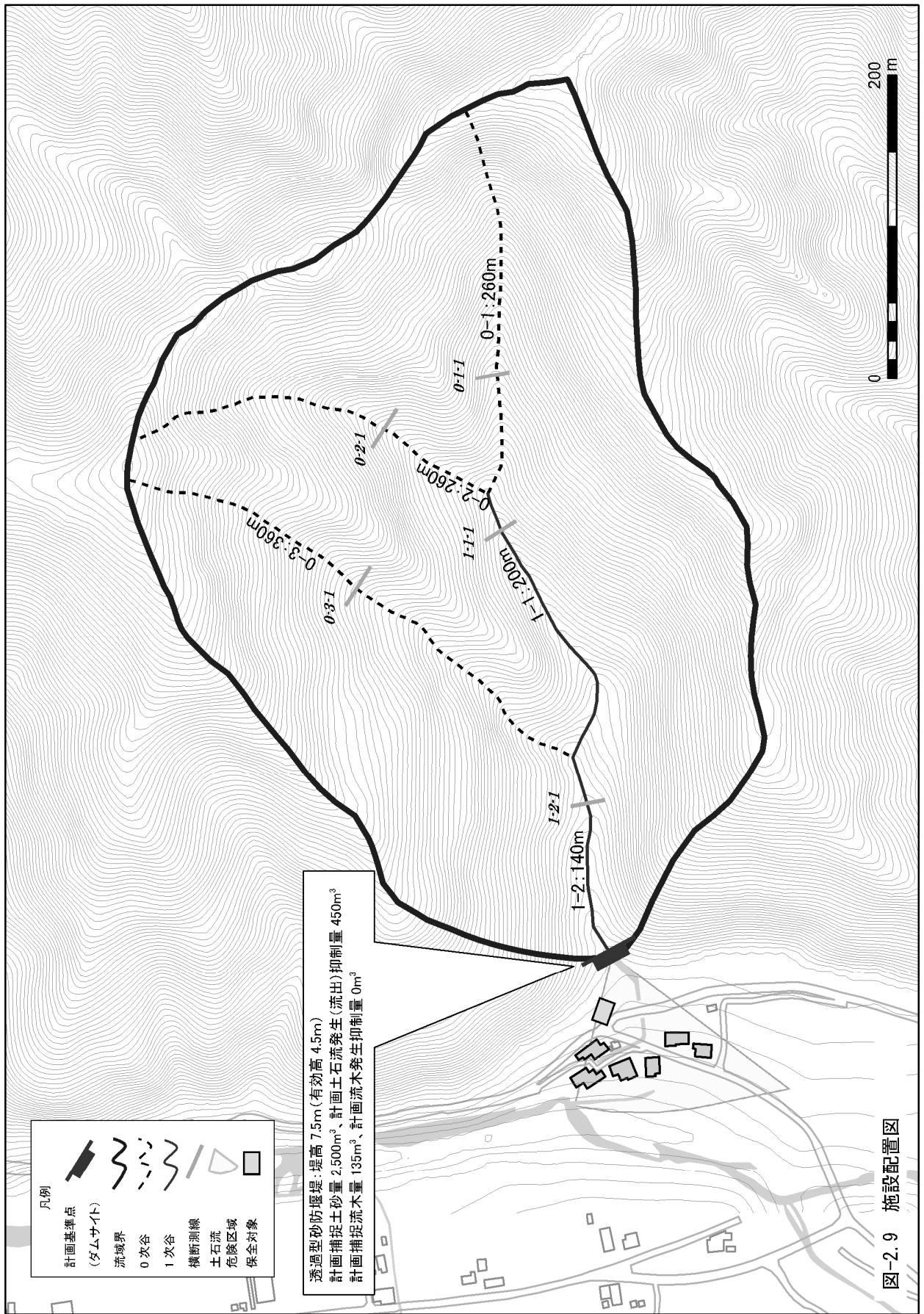
当該流域においては、土石流・流木対策施設における留意点を考慮し、総合的に判断した結果、計画基準点に透過型砂防堰堤1基を配置し、土石流・流木整備率100%を満足させるものとした。そのため、当該施設は、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の砂防堰堤となる。

計画基準点に透過型砂防堰堤

—— 1基

●土石流・流木対策施設配置計画

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説
第4節



2. 8. 2 施設効果量の算出

当該砂防施設は透過型砂防堰堤であるので、施設効果量は計画捕捉量及び計画発生（流出）抑制量となる。

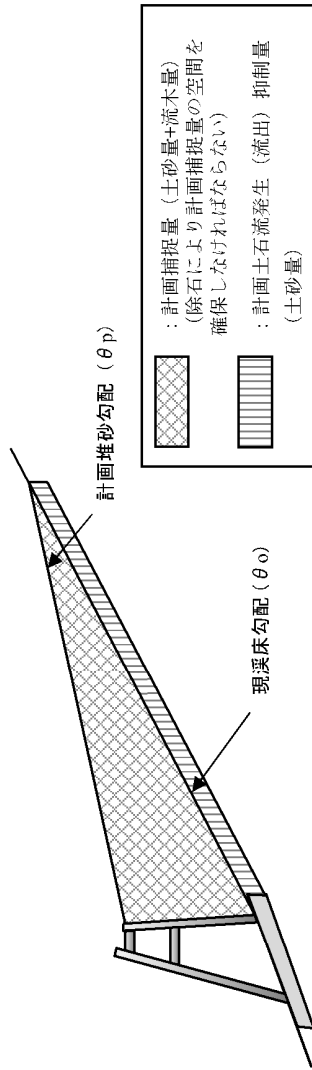


図-2.10 透過型砂防堰堤の施設効果量

当ケースの計画流出量は、前述のとおり 3,085m³であり、0.5m 単位で堤高を変化させて施設効果量を算出したところ、堤高が 7.5m（有効高が 4.5m）のときに、施設効果量が 3,085m³となり、土砂・流木整備率 100%を満たす計画となった。

- 計画流出土砂量：2,950(m³)
- 計画流出流木量：135(m³)
- 計画流出量：3,085(m³)

①計画土石流発生(流出)抑制量

計画土石流発生（流出）抑制量は、計画堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間に移動可能溪床堆積土砂が存在する場合に計上する。

計画土石流発生（流出）抑制量は、計画堆砂延長に移動可能溪床堆積土砂断面積を乗じて算出する。

$$\begin{aligned} & \text{計画土石流発生} \\ & \text{(流出)抑制量} \\ & = \text{計画堆砂延長} \times \text{移動可能溪床堆積土砂断面積} \quad \dots (2-10) \\ & = 90 \times 5.0 = 450(\text{m}^3) \end{aligned}$$

②計画流木発生抑制量

計画流木発生抑制量は、平常時堆砂面を有する場合、平常時堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間に存在する倒木、流木等の量について計上する。ここで、透過型砂防堰堤は平常時堆砂面を有さないため、計画流木発生抑制量=0である。

本事例では、基礎根入れは 3.0m を確保するものとした。

● 計画土石流発生（流出）抑制量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説

3.4.1

本事例では、計画堆砂勾配を現溪床勾配の 2/3 倍とし、幾何的に計画堆砂延長を求めた。

また、計画堆砂範囲（1-2 流路に該当）における移動可能溪床堆積土砂断面積は、表-2.2 より 5.0m²である。

● 計画流木発生抑制量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説

3.4.2

③計画捕捉土砂量

透過型砂防堰堤における計画捕捉土砂量は、現溪床勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間のうち、除石によって確保される空間（図-2.10に示す網掛けの空間）で捕捉させる土砂量である。

計画捕捉土砂量は、下記④で算出される計画捕捉量と計画捕捉流量木の差分として算出する。

$$\begin{aligned} \text{計画捕捉土砂量} &= \text{計画捕捉量} - \text{計画捕捉流量木} \\ &= 2,635 - 135 = 2,500(\text{m}^3) \end{aligned}$$

④計画捕捉流量木

透過型砂防堰堤の計画捕捉流量木量は、式（2-12）により算出する。

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \quad (2-12)$$

X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m³)

X_{w1} : 本堰堤の計画捕捉流量木量 (m³)

K_{w1} : 計画捕捉量に対する流木容積率 (計画捕捉量に占める計画流木捕捉量の割合)

ここで、透過型砂防堰堤は、土石流中の土石や流木を選択的に捕捉するのではなく、土石や流木の両方を同時に捕捉することから、透過型砂防堰堤の K_{w1} は、本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率 (K_{w0}) とする。なお、 K_{w0} の算出においては、本堰堤で見込まれる計画発生(流出)抑制量を差し引くとともに、本堰堤の計画地点より上流の砂防堰堤等の効果量も差し引いて算出する。

$$\text{流木容積率} = (\text{計画流出流量木} - \text{計画流木発生抑制量}) \dots (2-13)$$

$$\div (\text{計画流出量} - \text{計画発生(流出)抑制量})$$

$$= (135 - 0) \div (3,085 - 450) = 5.1(\%)$$

よって、計画捕捉流量木は、

$$\begin{aligned} \text{計画捕捉流量木} &= \text{計画捕捉量} \times \text{流木容積率} \\ &= 2,635 \times 0.051 = 135\text{m}^3 \end{aligned}$$

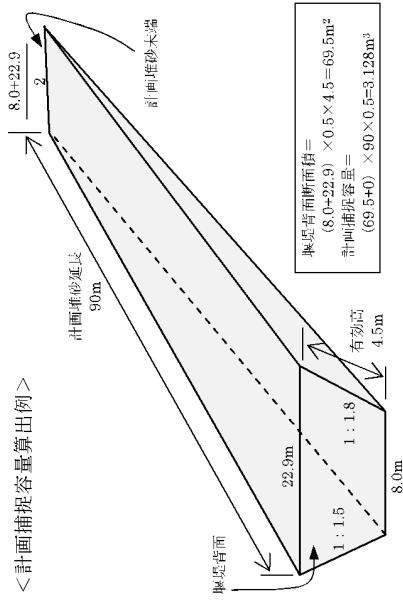
●計画捕捉土砂量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説

3.2.1

本事例では、以下の堆砂形状を想定し、幾何的に計画捕捉量を算出した。

<計画捕捉容量算出例>



本事例では相当簡易化した方法で計画捕捉容量を近似的に算出しているが、実際には詳細な地形データを基に施設効果を算出すること。

●計画捕捉流量木

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説

3.2.2

●流木容積率の算出

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 国総研資料第904号 Q&A No.33 (平成28年9月20日時点)

※上記①及び②より、計画土石流発生(流出)抑制量は450m³、計画流木発生抑制量は0m³であるため、計画捕捉量は、計画流出量から計画発生(流出)抑制量を差し引いた3,085-450-0=2,635m³となる。

⑤整備率

以上を踏まえ、当該砂防堰堤の施設効果を表-2.7に示す。

表-2.7 土石流・流木捕捉工の施設効果量

CASE	型式	堰堤位置	堰堤位置 H(m)	計画土石流 発生(流出) 抑制量 (m ³)	計画流木 容積率 (%)	計画 堆積流木量 (m ³)	計画 堆積土砂量 (m ³)	計画 捕捉流木量 (m ³)	計画 捕捉土砂量 (m ³)	土砂 効果量 (m ³)	流木 効果量 (m ³)	施設 効果量 (m ³)
1	透過											

計画基準点における整備率は、以下のとおりである。

$$\text{土砂整備率} = \text{土砂効果量} / (\text{計画流出土砂量} - \text{計画流下許容土砂量}) \times 100(\%) \quad \dots (2-15)$$

$$= 2,950 / (2,950 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

$$\text{流木整備率} = \text{流木効果量} / (\text{計画流出流木量} - \text{計画流下許容流木量}) \times 100(\%) \quad \dots (2-16)$$

$$= 135 / (135 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

$$\text{整備率} = \text{施設効果量} / (\text{計画流出量} - \text{計画流下許容量}) \times 100(\%) \quad \dots (2-17)$$

$$= 3,085 / (3,085 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

ここで、算出された計画捕捉量を計画捕捉容量が上回るように、堤高を設定する。

なお、式(2-14)では、表記上数値を丸めた流木容積率を記載しているが、計画捕捉流木量の算出には、式(2-13)より算出された丸めていない流木容積率を用いている。

2.9 除石(流木の除去を含む)計画

除石(流木の除去を含む)には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石(流木の除去を含む)」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石(流木の除去を含む)」とがある。

堰堤形式に関わらず、徐石により計画捕捉量を確保する必要があるため、以下の考え方に基づき、搬出路を含め、あらかじめ徐石方法を検討しておくものとする。

①緊急徐石(流木の除去を含む)

土石流発生等の出水により捕捉された土砂及び流木を緊急的に除石することは、砂防堰堤の計画捕捉量・計画堆積量を確実に確保する観点から重要である。

このため、土石流発生後等に土石流・流木対策施設の捕捉状況について臨時点検を行い、必要に応じて次期出水にそなえて緊急に除石(流木の除去を含む)を実施する。

②定期的な点検に基づく除石(流木の除去を含む)

定期的な点検に基づく除石(流木の除去を含む)は、堆積する土砂及び流木等から主として、計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設について定期的な点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画に必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合は除石(流木の除去を含む)を実施する。

なお、除石を実施する際に、透過部断面を閉塞した礫がはぐれて突発的に下流へ流出する危険があるため、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

●除石(流木の除去を含む)計画

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説第5節

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料
第904号 Q&A No.31 (平成28年9月20日時点)

※除石計画は、土石流・流木対策施設配置計画と並行して検討する必要がある。

※除石した土砂及び流木の搬出方法や受人先が明確にできない等、実効性を持つ除石(流木の除去を含む)計画の策定が困難な場合は、計画捕捉量・計画堆積量を土石流・流木処理計画に見込むことができない。

※計画を実施する段階において、土砂及び流木の受入先が使用できなくなる等、策定した除石(流木の除去を含む)計画を実行することが困難となった場合においては、土石流・流木対策施設配置計画の見直しを行う必要がある。

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料
第904号 Q&A No.45 (平成28年9月20日時点)

※管理用道路は必ずしも必要ではなく、仮設道路等でも可能と考えられるが、実行可能な徐石計画である必要がある。そのため、どのような手段で土砂(流木を含む)を除去し、どのように運搬しておくかをあらかじめ決めておく必要がある。

土石流・流木対策設計技術指針解説に基づく設計例

2.10 設計の諸元

表-2.8 設計諸元

項目	諸元	備考
流域面積	$A = 0.15 \text{ km}^2$	1 波想定地点
溪床勾配	$I = \tan \theta = 1/6.7 \quad \theta = 8.5^\circ$ [$I > 1/30$ のため土石流区域]	$I = 1/4.6$ $\theta = 12.3^\circ$
24時間雨量 (計画規模)	$P_{24} = 406.6 \text{ mm/24hr}$	
" (既往最大)	$P_{24} = 350.0 \text{ mm/24hr}$	
最大礫径	$d_{95} = 1.0 \text{ m}$	
溪床堆積物の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
水の密度	$\rho = 1,200 \text{ kg/m}^3$ [H = 15m 未満]	
礫の密度	$\sigma = 2,600 \text{ kg/m}^3$	
堆積土砂の容積土砂濃度	$C^* = 0.6$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 22.56 \text{ kN/m}^3$	
礫の弾性係数	$E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$	
礫のポアソン比	$\nu_2 = 0.23$	
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$	
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 = 0.194$	
基礎地盤の条件	フローティング基礎 (礫層 (密なもの)) 摩擦係数: $f = 0.6$ 許容支持力: $q_u = 588.6 \text{ kN/m}^2$	基礎処理不要
堰堤有効高	$H = 4.5 \text{ m}$	
堰堤高	$H = 7.5 \text{ m}$	根入れ 3m と 仮定
流域の地質・土地利用	三紀層山岳	

- 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f
 ...現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・
 雪崩防止工事ポケットブック P.113

2.1.1 設計流量の算出

透過型砂防堰堤の設計流量は、土石流ピーク流量を基本とする。

ただし、計画堰堤が土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）渓流の最下流堰堤となる場合は、「土砂含有を考慮した流量に対する越流水深」と「土石流ピーク流量に対する越流水深」を比較し、越流水深が小さくなる方の流量を設計流量として採用する。

2.1.1.1 土砂含有を考慮した流量

(1) 清水の対象流量 (Qp)

計画規模の降雨量は406.6mm/24hrで、既往最大の降雨量は350.0mm/24hrであることから、ここでは406.6mm/24hrを用いて土砂含有を考慮した流量を算出する。

清水の対象流量は、下式（合理式）によって算出する。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times K_n \times P_a \times A \cdots (2-18)$$

Qp : 清水の対象流量 (m³/s)

Kn : 流出係数 (0.75 : 表-2.9 より)

Pa : 平均降雨強度 (mm/hr)

A : 流域面積 (0.15km²)

ここで、平均降雨強度 (Pa) は設計地区の確率年ごとの降雨強度式があればそれを採用し、無い場合には下式により算出する。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A \cdots (2-19)$$

Pe : 有効降雨強度 (mm/hr)

ここで、有効降雨強度は24時間雨量（又は日雨量）から算出する。下式により $P_e = 125.7 \text{mm/hr}$ が得られる。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times K_n^2}{K_p / 60 \times A^{0.22}} \right)^{0.606} \cdots (2-20)$$

P24 : 24時間雨量 (406.6mm/24hr)

● 設計流量

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.4.1. (3)

…土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第905号 Q&A.11 (平成28年9月20日時点)

● 清水の対象流量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.6.4

合理式については、小流域におけるピーク流量を推算することのできる簡便な式であり、【「河川砂防技術基準 調査編」(H26.4) 第3章第2節-10】に細かい説明がある。

表-2.9 日本内地河川の流出係数

「河川砂防技術基準 調査編」(H26.4) 第3章第2節-11

地形の状態	流出係数
急しゅんな山地	0.75～0.90
三紀層山岳	0.70～0.80
起伏のある土地および樹林地	0.50～0.75
平らな耕地	0.45～0.60
灌漑中の水田	0.70～0.80
山地河川	0.75～0.85
平地小河川	0.45～0.75
流域の半ば以上が平地である大河川	0.50～0.75

K_{p1} : 係数 (120)

$$P_e = \left(\frac{406.6}{24} \right)^{1.21} \times \left(\frac{24 \times 0.75^2}{120/60 \times 0.15^{0.22}} \right)^{0.606}$$
$$= 125.7 \text{ mm/hr}$$

従って、清水の対象流量は、下式により $Q_p=5.24\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A \dots (2-21)$$

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times 125.7 \times 0.15 = 5.24 \text{ m}^3/\text{s}$$

(2) 土砂含有を考慮した流量 (Q)

土砂含有を考慮した流量は、2.1.1.1 (1) で算出した清水の対象流量 (Q_p) の1.5倍とし、下式により $Q=7.86\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$Q = 1.5 \times Q_p \dots (2-22)$$
$$= 1.5 \times 5.24 = 7.86 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q : 土砂の含有を考慮した流量 (m^3/s)

Q_p : 清水の対象流量 ($5.24\text{m}^3/\text{s}$)

2.1.1.2 土石流ピーク流量 (Q_{sp})

土石流ピーク流量 (Q_{sp}) は、土石流総流量 (ΣQ) との関係から算出する。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q \dots (2-23)$$

$$\Sigma Q = \frac{V_{dgp} \cdot C_*}{C_d} \dots (2-24)$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m^3/s)

ΣQ : 土石流総流量 (m^3)

V_{dgp} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (空隙込み) (m^3)

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

・ V_{dgp} は $1,000\text{m}^3$ を下限値とする
…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 2.5.1.1

C_a : 土石流濃度

ここで1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、想定土石流流出区間の移動可能土砂量と「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量を比較して小さい方の値とする。

(1) 想定土石流流出区間の移動可能土砂量
砂防堰堤の配置を計画している地点では、図-2.11 に示した3つの流出区間が想定され、それぞれ移動可能土砂量を算出すると以下の通りとなる。

なお、想定土石流流出区間の設定については、複数地点の縦断勾配を計測の上、明瞭に勾配が10°を超える区間を抽出した。

表-2.10 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

想定土石流流出区間	移動可能土砂量										
	0次谷					1次谷					想定土石流流出区間の移動可能土砂量 (m ³)
	断面番号	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)	断面番号	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)			
①	0-1-1	260	1.5	390	1-1-1	150	4.0	600	990		
②	0-2-1	280	2.0	520	1-1-1	150	4.0	600	1,120		
③	0-3-1	360	1.5	540	-	-	-	0	540		

上表より、想定土石流流出区間の移動可能土砂量が最大となる区間は、②の流出区間であり、想定土石流流出区間の移動可能土砂量は1,120m³である。

• 溪床堆積土砂の容積濃度 (C_{*})

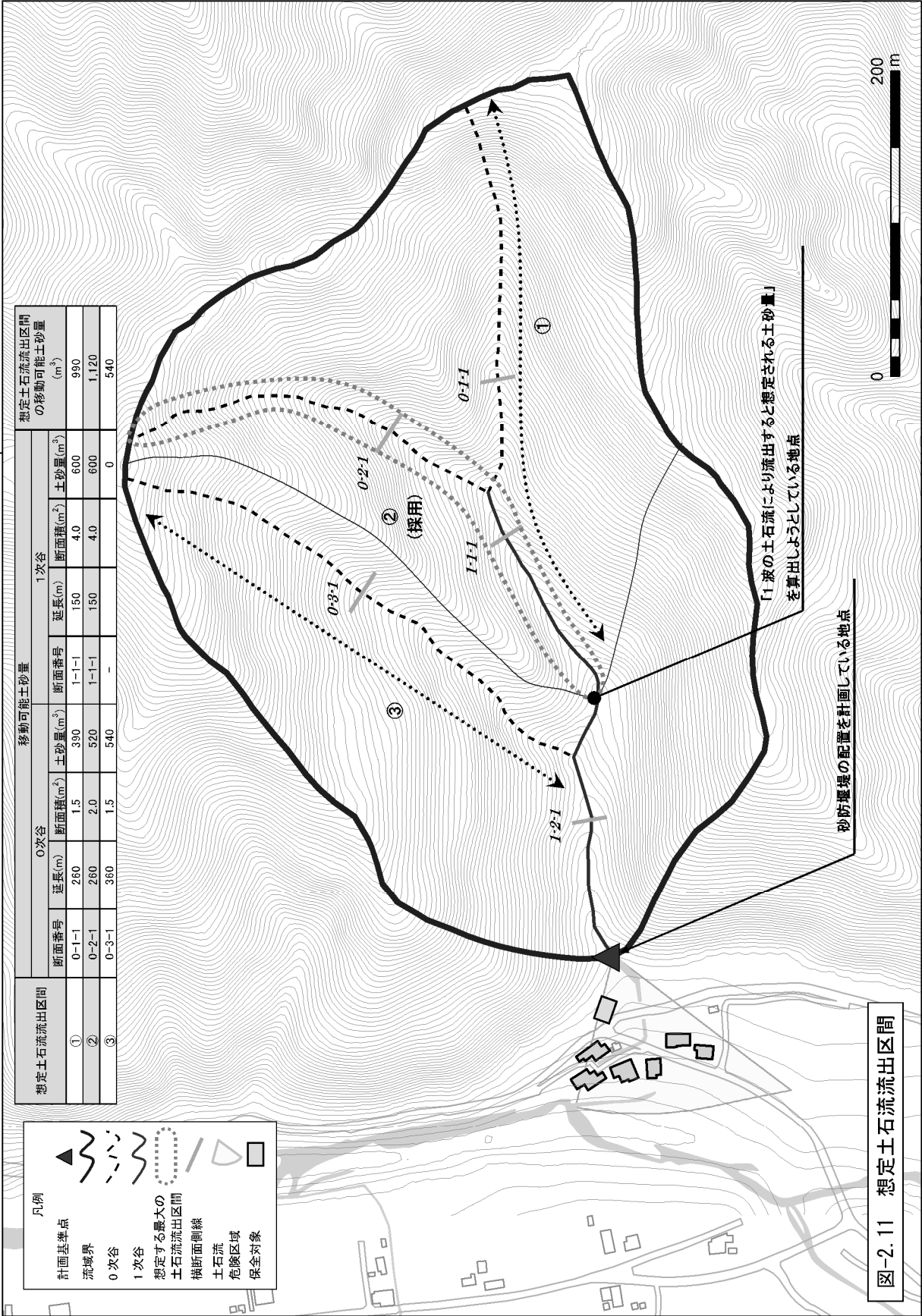
溪床堆積土砂の容積濃度 (C_{*}) は、現場密度試験により求めることができるが、一般的に C_{*}=0.6程度である。

$$C_* = 0.6$$

$$K_v = 1 - C_* = 1 - 0.6 = 0.4$$

C_{*} : 溪床堆積土砂の容積濃度

K_v : 空隙率



想定土石流出区間の移動可能土砂量		0次谷		1次谷		想定土石流出区間の移動可能土砂量	
断面番号	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)	断面番号	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)
①	260	1.5	390	1-1-1	150	4.0	600
②	260	2.0	520	1-1-1	150	4.0	600
③	360	1.5	540	-	-	-	0
							990
							1,120
							540

- 凡例
- ▲ 計画基準点
 - 流域界
 - 0次谷
 - 1次谷
 - 想定する最大の土石流出区間
 - 横断面側線
 - 土石流
 - △ 危険区域
 - 保全対象

図-2.11 想定土石流出区間

(2) 土石流濃度 (Cd)

土石流濃度 (Cd) は、平衡濃度式によって算出する。下式により、土石流濃度は Cd=0.39 と算出されるため、Cd=0.39 を採用する。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)} \dots (2-25)$$

$$= \frac{1,200 \times \tan 12.3^\circ}{(2,600 - 1,200) (\tan 35^\circ - \tan 12.3^\circ)} = 0.39$$

Cd : 土石流濃度 (0.3 ≤ Cd ≤ 0.9C*)

σ : 礫の密度 (2,600kg/m³)

ρ : 泥水の密度 (1,200kg/m³)

φ : 堆積土砂の内部摩擦角 (35°)

θ : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現況河床勾配 (12.3°)

C* : 堆積土砂の容積濃度 (0.6)

(3) 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量

「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量は、下式により 17,340m³ となる。

$$V_{dv2} = \frac{10^3 \times P_P \times A}{1 - K_v} \times \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) \times K_{r2} \dots (2-26)$$

$$= \frac{10^3 \times 406.6 \times 0.08}{1 - 0.4} \times \left(\frac{0.39}{1 - 0.39} \right) \times 0.50$$

$$= 17,340 \text{m}^3$$

V_{dv2} : 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 (m³/s)

P_P : 計画規模の年超過確率の降雨量 (406.6mm/24h)

A : 「1波の土石流により流出すると想定される土砂量」を算出しようとしている地点より上流の流域面積 (0.08km²)

C_d : 土石流濃度

K_v : 空隙率 (0.4程度)

K_{r2} : 流出補正率

流出補正率 (K_E) は、既往土石流実績に基づくと流域面積の下式の関数となり、
 $0.1 \leq K_E \leq 0.5$ の範囲内とする。

$$\begin{aligned} K_E &= 0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05 \quad \dots (2-27) \\ &= 0.05 \times (\log 0.08 - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.53 \Rightarrow 0.50 \end{aligned}$$

(4) 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量

想定土石流流出区間における移動可能土砂量、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量を算出した結果、移動可能土砂量 ($1,120\text{m}^3$) < 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 ($17,340\text{m}^3$) となったため、1 波の土石流により流出すると想定される土砂量は、 $V_{\text{dqp}} = 1,120\text{m}^3$ とする。

(5) 土石流ピーク流量

2. 1. 1. 2 (1) の 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量を使用して、土石流ピーク流量は、以下の通り $Q_{\text{sp}} = 17.2\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

$$\begin{aligned} Q_{\text{sp}} &= 0.01 \times \frac{V_{\text{dqp}} \cdot C_*}{C_d} \quad \dots (2-28) \\ &= 0.01 \times \frac{1,120 \times 0.6}{0.39} \\ &= 17.2\text{m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

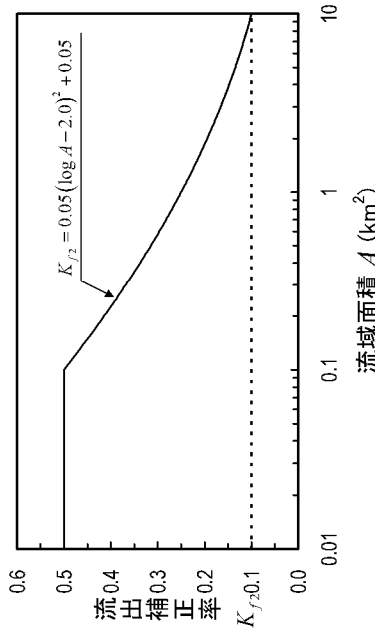


図-2.12 流出補正率

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説
 2.6.1 (2)

2.1.2 設計水深の算出

計画堰堤は土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の透過型砂防堰堤に該当することから、『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』とする。

ただし、『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』が『土石流ピーク流量に対する越流水深』よりも大きい場合は『土石流ピーク流量に対する越流水深』とする。

2.1.2.1 水通し幅の設定

透過型砂防堰堤の水通し幅（B1）は、一般に開口部の幅と同じとすることから、2.1

3.1(1)2)で求める開口部の幅、10.5mを採用する。

2.1.2.2 土砂含有を考慮した流量（Q）に対する越流水深

土砂含有を考慮した流量（Q）に対する越流水深（D_h）は、せきの公式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g(3B_1 + 2B_2)} D_h^{3/2} \dots (2-29)$$

Q：土砂含有を考慮した流量（7.86m³/s）

C：流量係数（0.60～0.66）

g：重力の加速度（9.81m/s²）

B₁：水通しの底幅（現況河幅を基本として10.5mとする。）

B₂：越流水面幅（m）

m₂：袖小口勾配

C=0.6、m₂=0.5とすると上式を変形して次式となる。

$$Q \div (0.71h_3 + 1.77B_1)h_3^{3/2} \dots (2-30)$$

式(2-30)よりD_h=0.56mと求め、本設計では値を0.1m単位で繰り上げ、D_h=0.6mとする。

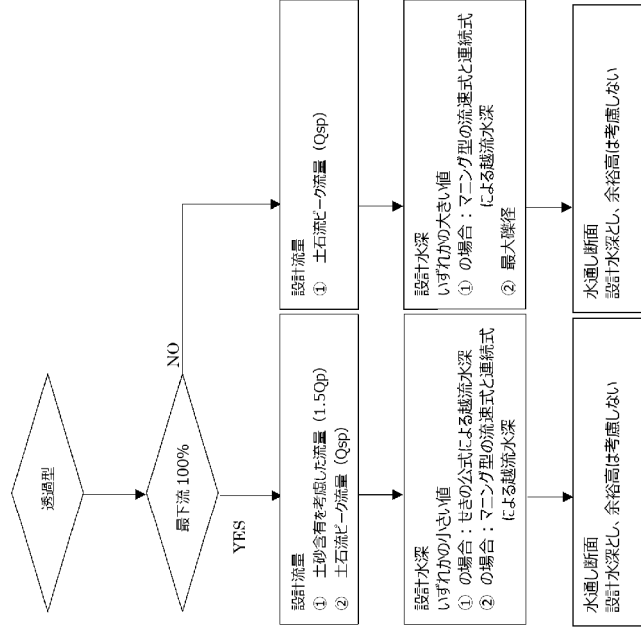


図-2.13 設計流量と設計水深の考え方

2.1.2.3 土石流ピーク流量 (Qsp) に対する越流水深

土石流ピーク流量 (Qsp) に対する越流水深 (z) は、連続の式とマンニング型の流速式により算出する。

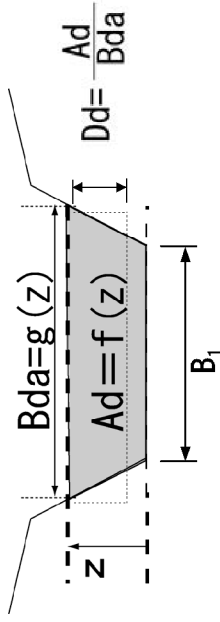


図-2.14 水通し概念図

流れの幅 (Bda) は、水通し断面における、土石流の表面水位 (z) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。

$$B_{da} = B_1 + z \quad \dots (2-31)$$

水通し部における流下断面積 (Ad) も、土石流の表面水位 (z) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。

$$A_d = \frac{1}{2} (2B_1 + z)z \quad \dots (2-32)$$

土石流の水深 (Dd) は、以下のように定義される。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots (2-33)$$

土石流の流速 (U) は、次式により求める。

$$U = \frac{1}{K_n} D_d^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (2-34)$$

K_n : 粗度係数

($K_n = 0.1$: 自然河道フロント部)

θ : 計画堆砂勾配

($\theta = 5.6^\circ$ 、 $I = 1/6.7 \times 2/3 = 1/10.1$)

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q_{spcal}) は、 $U \cdot A_d$ で表される。

$$Q_{\text{spcal}} = U \cdot A_d \quad \dots (2-35)$$

この関係より、 Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} ($17.2\text{m}^3/\text{s}$) と一致した時 $z = 0.68$ となる。本設計では 0.1m 単位で繰り上げ、 $z = 0.7$ とした。

土石流の表面水位 $z = 0.7\text{m}$

土石流のピーク流量に対する越流水深は、土石流の表面水位と水通し底面の標高差であることから、 0.7m となる。

2.1.2.4 設計水深

設計水深は、土石流・流木処理計画を満足する (整備率 100%) 渓流の最下流の透過型砂防堰堤に該当することから、『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』 ($D_h = 0.6\text{m}$) と『土石流ピーク流量に対する越流水深』 ($z = 0.7\text{m}$) を比較し、小さい値を採用する。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{土砂含有量を考慮した流量に対する越流水深} \quad D_h = 0.6\text{m} \dots (採用) \\ \text{土石流ピーク流量に対する越流水深} \quad z = 0.7\text{m} \end{array} \right.$$

2.1.3 安定性の検討

2.1.3.1 越流部

(1) 本体構造の設定

1) 水通し断面

水通し断面は、設計水深 (0.6m)、水通し幅 (10.5m)、袖小口勾配 (標準値 1:0.5) により、下図に示す通りとする。

なお、当該砂防堰堤は、透過型であることから、水通し断面の高さにおいて、余裕高は考慮しないものとする。よって、水通し断面の高さは、0.6m となる。

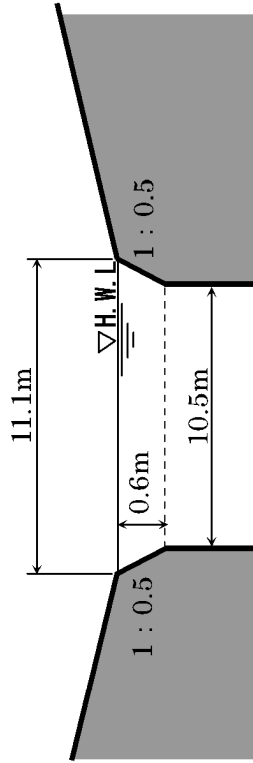


図-2.15 水通し断面

● 水通し断面

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.4.3 (1)

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。

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、水叩きを拡張したり、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ぬ。

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.2 (1)

地形等の理由により袖部を含めた断面によって対応する場合、安定性及び安全性を満たす非越流部の断面を設計する。その際、袖部を含めた断面が土石流ピーク流量に対処できるようにしておく必要がある。

2) 開口部の設定

砂防堰堤計画地点を土石流が流下するときの流れの幅 B_{da} を求め、これを開口部の幅の目安とし、上下流の平面的なすりつけ等を考慮して決定する。
 砂防堰堤計画地点上流の溪流横断面図を、図-2.16 に示す。

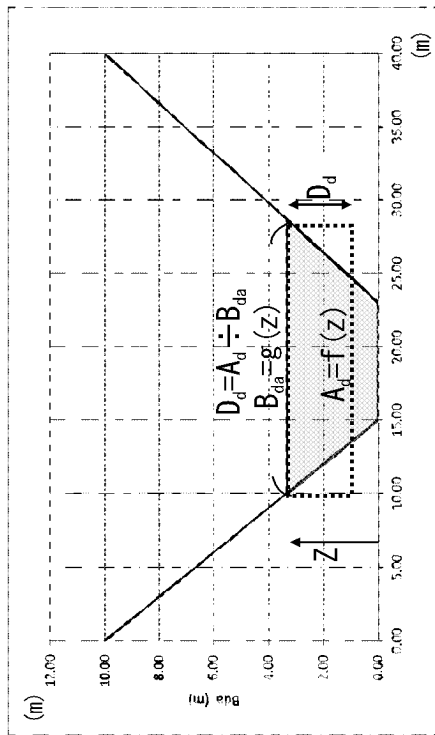


図-2.16 砂防堰堤計画地点上流の溪流横断面図

流れの幅 (B_{da}) は、溪床からの標高 z の関数であり、以下の式により表される。

$$B_{da} = \frac{15}{10}z + 8 + \frac{33}{10}z + 8 \quad (0 \leq z \leq 10) \quad \dots (2-36)$$

また断面積 (A_d) も z の関数であり、以下の式により表される。

$$A_d = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{33}{10}z + 8 \right) + 8 \right\} \times z = \frac{33}{20}z^2 + 8z \quad \dots (2-37)$$

土石流の水深 (D_d) は、以下の式により表される。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots (2-38)$$

● 開口部の設定

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.4.3 (2)

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにで
 きるだけ広くとる。この時、左記に示した土石流が流下
 するときの流れの幅 B_{da} を開口部の幅の目安とし、現地
 の状況を考慮して設定する。

土石流の流速 (U) は、式 (2-39) により表される。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \dots (2-39) \quad (D_r = D_d)$$

K_n : 粗度係数 ($K_n = 0.1$: 自然河道フロント部)
 θ : 現溪床勾配 ($\theta = 8.5^\circ$ 、 $I = 1/6.7$)

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q_{spcal}) は、式 (2-40) により表される。

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d \dots (2-40)$$

この関係より、 Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} ($17.2\text{m}^3/\text{s}$) と一致したときの z を求めると、 $z = 0.69\text{m}$ となる。

この z の値と、式 (2-36) より B_{da} を求めると、 $B_{da} = 10.28\text{m}$ となる。

以上の結果より開口部の幅は、 $B_{da} = 10.28\text{m}$ を目安とし、本設計では 0.5m 単位に繰り上げ、 $B_{da} = 10.5\text{m}$ を採用する。

なお、この時の z の値を式 (2-38)、(2-39) に代入すると、土石流の水深と流速が以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} \text{土石流の水深} \quad D_d &= 0.61\text{m} \\ \text{土石流の流速} \quad U &= 2.76\text{m/s} \end{aligned}$$

3) 透過部断面の設定

土石流捕捉のための透過型砂防堰堤は、透過部断面の大きさを適切に設定することにより、土石流を捕捉する機能、および、平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。

透過部断面の設定は、土石流により流下する礫径などを考慮して設定し、最下段の透過部断面高さは、鉛直純間隔より小さくならないように留意する。

透過部断面は以下のとおりとする。

● 透過部断面の設定

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.4.3 (3)

{ 透過部断面の幅 (水平純間隔) \Rightarrow (最大礫径 1.0m) \times 1.0 = 1.0m \rightarrow 1.0m
 透過部断面の高さ (鉛直純間隔) \Rightarrow (最大礫径 1.0m) \times 1.0 = 1.0m \rightarrow 1.0m
 最下段の透過部断面高さ \Rightarrow 土石流の水深以下程度 (0.61m)
 最下段以外の鉛直純間隔 (1.0m) 採用 \rightarrow 1.0m

(2) 本体の設計

1) 安定条件

土石流・流木捕捉工の砂防堰堤は、その安定を保つために設計外力に対して、次の三つの条件を満たさなければならぬ。

- 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、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。

なお、砂防堰堤計画地点の基礎地盤の種類は礫層 (密なもの) であるので、その許容支持力は次のとおりとする。

許容支持力 : $q_u = 588.6 \text{ kN/m}^2$

摩擦係数 : $f = 0.6$

●安定条件

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.4.1 (1)
 滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎の場合にはせん断強度 (堤体又は基礎地盤のうち小さい方のせん断強度) を考慮し、 $N=4.0$ 以上とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堰堤高が 15m 未満の場合を原則として $N=1.2$ 以上、堰堤高が 15m 以上の場合は $N=1.5$ 以上とする。

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤 : 礫層 (密なもの)

摩擦係数 $f : 0.6$

許容支持力 $q_u : 588.6 \text{ kN/m}^2$

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

2) 設計外力の組合せ (越流部)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、透過型砂堰堤の越流部では表-2.11 のとおりとする。

● 設計外力

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.4.1 (2)

表-2.11 透過型砂堰堤の設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		①堆砂圧、②土石流流 体力、③本体自重、④ 土石流の重さ	
堰堤高 15m 以上		堆砂圧、土石流流体 力、本体自重、土石流 の重さ	

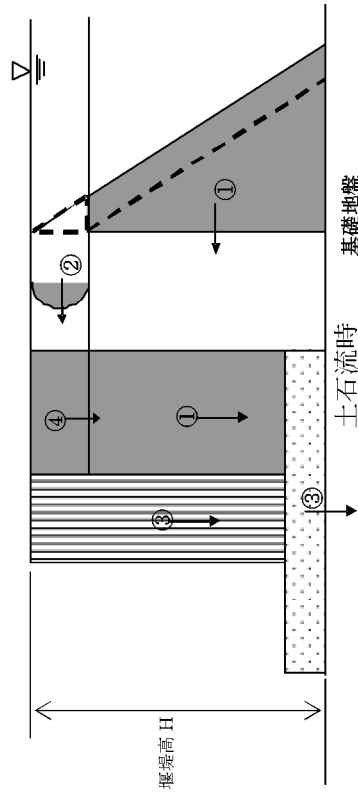


図-2.17 設計外力の作用位置

3) 設計外力の算出

i) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。堆砂圧を算定するための堆砂面は、水通し天端高から土石流の水深に等しい高さを下げた高さとする。

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_e \cdot h_e \quad \dots (2-41)$$

$$P_{eV} = \gamma_e \cdot h_e \quad \dots (2-42)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

γ_e : 堆砂圧を算出する際の土砂の単位体積重量

$$(\gamma_e = C_e \cdot \sigma \times g = 0.6 \times 2,600 \times 9.81 = 15.31 \text{ kN/m}^3)$$

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 ($\cos i \div 1$ とする)

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

ϕ : 水中での土砂の内部摩擦角 (35°)

1) 水平方向

$$F_{P_{eH1}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_e (H - D_d)^2 \quad \dots (2-43)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 15.31 \times (7.5 - 0.61)^2 = 109.02 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e \gamma_d D_d (H - D_d) \quad \dots (2-44)$$

$$= 0.3 \times 17.13 \times 0.61 \times (7.5 - 0.61) = 21.60 \text{ kN/m}$$

H : 堰堤高 (m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

$F_{P_{eH1}}$: 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

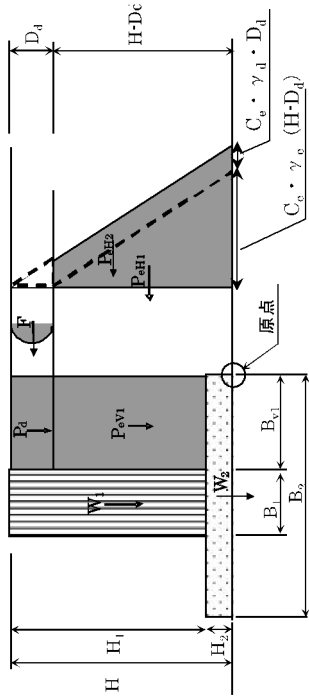


図-2.18 堆砂圧

土圧係数は、堆砂面勾配が ($I \leq 15^\circ$) であれば、下式のように $\cos i \div 1$ として算出する。

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

…砂防設計公式集 p99

P_{eH1} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eH2} : 堆砂圧の水平分力 (上載荷重として上石流の重さを考慮する) (kN/m²)

P_{eV1} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

$F_{P_{eff2}}$: 単位幅当たりの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

C_e : 土圧係数 (0.3)

γ_e : 堆砂圧を算出する際の土砂の単位体積重量 (15.31kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

ρ : 水の密度 (1,200kg/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

2) 垂直方向

$$F_{P_{eff1}} = \gamma_e \times B_{v1} \times (H - D_d - H_2) \quad \dots (2-45)$$

$$= 15.31 \times 2.0 \times (7.5 - 0.61 - 3.0) = 119.11 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{eff1}}$: 単位幅当たりの P_{eV1} による荷重 (kN/m)

B_{v1} : 本体上流側の底版長さ(m)

H_2 : 堆砂面から底版面まで高さ(m)

ii) 土石流の単位体積重量 (γ_d)

礫の密度と下式により、土石流の単位体積重量は $\gamma_d = 17.13 \text{ kN/m}^3$ と算出される。

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} g \quad \dots (2-46) \\ &= \{ 2,600 \times 0.39 + 1,200 \times (1 - 0.39) \} \times 9.81 \\ &= 17.13 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

σ : 礫の密度 (2,600kg/m³)

ρ : 水の密度 (1,200kg/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

● 土石流の単位体積重量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.7.6

iii) 単位幅当りの土石流流体力 (F)

単位幅当りの土石流流体力は土石流の水深と流速、土石流の単位体積重量を用いて算出する。

$$F = K_h \times \frac{\gamma_d}{g} D_d \times U^2 \quad \dots (2-47)$$
$$= 1.0 \times \frac{17.13}{9.81} \times 0.61 \times 2.76^2 = 8.11 \text{ kN/m}$$

F : 単位幅あたりの土石流流体力 (kN/m)
K_h : 係数 (1.0 とする)
γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)
D_d : 土石流の水深 (0.61m)
g : 重力加速度 (9.81m/s²)
U : 土石流の流速 (2.76m/s)

iv) 本体自重

砂防堰堤の本体自重は、越流部内の築造に用いる材料の単位幅当りの体積に、それぞれ単位体積重量を乗じた値とする。本設計においては次式により算出する。

1) 鋼材部

$$W_i = W_k \div B_{da} \quad \dots (2-48)$$

$$W_1 = 625.0 \div 10.5 = 59.52 \text{ kN/m}$$

W_i : 鋼材の単位幅当りの自重 (kN/m)

W_k : 堤体築造に用いる鋼材重量 (本事例では 625.0kN)

B_{da} : 越流部の開口幅 (10.5m)

2) コンクリート部

$$W_i = W_c \cdot A_i \quad \dots (2-49)$$

$$W_2 = 22.56 \times 3.0 \times 6.0 = 406.08 \text{ kN/m}$$

W_i : コンクリートブロック*i*における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_c : コンクリートの単位体積重量 (22.56kN/m³)

A_i : 砂防堰堤単位幅当りの体積 (m³/m)

v) 土石流の重さ

土石流の重さは、土石流の水深を用いた単位幅当りの体積に、土石流の単位体積重量を乗じた値とし、本設計においては次式により算出する。

$$\begin{aligned} P_{dt} &= \gamma_d \cdot A_i \cdot \dots \cdot (2-50) \\ &= 17.13 \times 0.61 \times 2.0 = 20.90 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4) 安定計算

土石流時

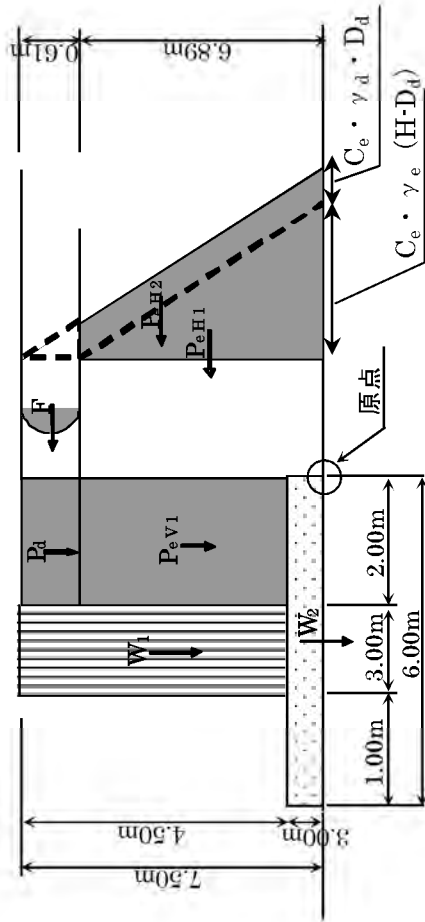


図-2.19 砂防堰堤に作用する力（土石流時）

表-2.12 作用荷重一覧表

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重(鋼材)	W ₁	59.52		$2.00 + 1/2 \times 3.00$	3.50	208.32
本体自重 (コンクリート)	W ₂	406.08		$1/2 \times 6.00$	3.00	1,218.24
堆砂圧	P _{sw1}	119.11		$1/2 \times 2.00$	1.00	119.11
	P _{de1}		109.02	$1/3 \times 6.89$	2.30	250.75
	P _{df2}		21.60	$1/2 \times 6.89$	3.45	74.52
土石流の重さ	P _d	20.90		$1/2 \times 2.00$	1.00	20.90
土石流流体力	F		8.11	$6.89 + 1/2 \times 0.61$	7.20	58.39
合計		605.61	138.73			1,950.23

注) 透過部の形状は、その型式によって異なることから、形状に応じた自重、モーメントの算定を行う必要がある。本事例では、透過部は図示した形状、自重 (W₁) の作用点を持つものと仮定して、計算を行った。

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{1,950.23}{605.61} = 3.22\text{m} \quad \dots (2-51)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.00 + 3.00 + 2.00 = 6.00\text{m} \quad \dots (2-52)$$

$$(B/3 = 2.00) < (x = 3.22) < (B \times 2/3 = 4.00) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 605.61}{138.73} = 2.62 > 1.2 \quad \dots (2-53) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2}B = 3.22 - \frac{1}{2} \times 6.00 = 0.22\text{m} \quad \dots (2-54)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (2-55)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{605.61}{6.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.22}{6.00} \right) \right\} = 123.14\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\dots (2-56)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{605.61}{6.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.22}{6.00} \right) \right\} = 78.73\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\dots (2-57)$$

●安定計算における記号について

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 (kN・m/m)

V: 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H: 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N: 安全率

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)

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)

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤: 礫層 (密なもの)

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

2.1.3.2 非越流部

(1) 非越流部の安定計算

当該堰堤は、土石流・流水処理計画を満足する（整備率 100%）渓流の最下流の透過型砂防堰堤となるため、水通し断面は『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』を採用し、余裕高は考慮しない断面（ $h=0.60\text{m}$ ）を採用している。

一方で、本体設計を行う上での土石流の水深は $Dd=0.61\text{m}$ となり、安定性の検討を行う上で以下の関係が発生する。

$$\text{水通し高 } (h = 0.60\text{m}) < \text{土石流の水深 } (Dd = 0.61\text{m})$$

本設計では、非越流部の安定性について図-2.20 に示すように断面(1)：袖小口の断面、断面(2)：土石流の水深と袖部の高さが一致する断面で安定計算を実施した。

ここで、断面(1)は堆砂面を水通し天端幅の高さとすると、袖部の高さを上回ることから、堆砂面を下げ全土石流流体力が堰堤（袖部含む）に作用するものとした。

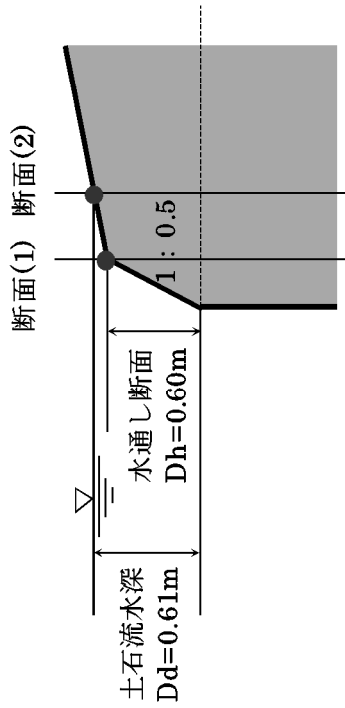


図-2.20 安定計算の実施断面

1) 安定条件

非越流部における安定条件は、2.1.3.1(2)1)で示した越流部の条件と同じである。

●設計外力

…土石流・流水対策設計技術指針解説 2.1.4.4

●非越流部の安定計算

…土石流・流水対策設計技術指針解説 2.1.3.3(1)

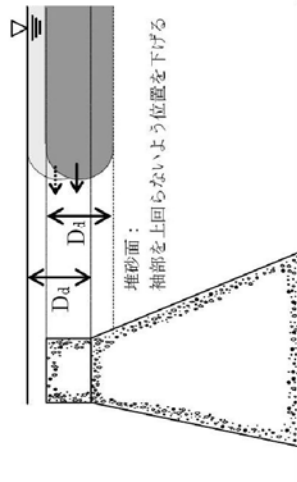


図-2.21 堆砂面のイメージ図

2) 設計外力の組合せ

安定計算に用いる設計外力の組合せは、透過型砂防堰堤の非越流部では表-2.13のとおりとする。

表-2.13 透過型砂防堰堤の設計外力（非越流部）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		①静水圧、②堆砂圧 ③土石流流体力、④本体 自重、⑤土石流の重さ	
堰堤高 15m 以上	本体自重、地震時慣性 力	本体自重、静水圧、堆砂 圧、揚圧力、土石流流体 力、土石流の重さ	

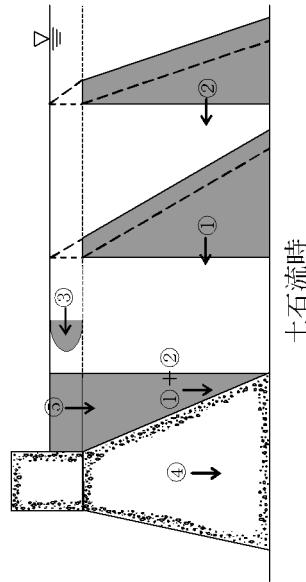


図-2.22 荷重の組合せ

3) 設計外力の算出

i) 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、水通し天端高とする。

$$P = \rho \cdot g \cdot h_w = \gamma_w \cdot h_w \quad \dots (2-58)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m^2)

ρ : 水の密度 ($1,200\text{kg/m}^3$)

水の単位体積重量 γ_w は、堰堤高さが 15m 未満の場合
は 11.77kN/m^3 程度、堰堤高さが 15m 以上の場合は、
 9.81kN/m^3 程度とする。

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.1 (2)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

γ_w : 水の単位堆積重量 (11.77kN/m³)

h_w : 水面から任意の点の水深 (m)

1) 土石流時 断面 (1)

・ 水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H_c^2 \dots (2-59)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 7.49 \times 7.49 = 330.15 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_d H_c \dots (2-60)$$

$$= 11.77 \times 0.61 \times 7.49 = 53.78 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

H_c : 静水圧を算定する水面からの深さ (7.49m)

・ 垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H_c^2 \dots (2-61)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.20 \times 7.49^2 = 66.03 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.20 採用)

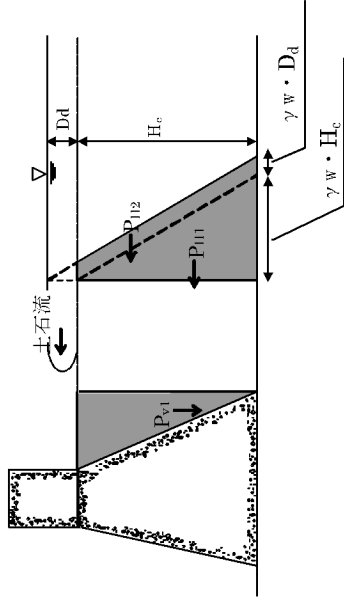


図-2.23 静水圧 (土石流時)

2) 土石流時 断面 (2)

・水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H_c^2 \quad \dots (2-62)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 7.50 \times 7.50 = 331.03 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_d H_c \quad \dots (2-63)$$

$$= 11.77 \times 0.61 \times 7.50 = 53.85 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

H_c : 静水圧を算定する水面からの深さ (7.50m)

・垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H_w^2 \quad \dots (2-64)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.20 \times 7.50^2 = 66.21 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.20 採用)

ii) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。堆砂圧を算定するための堆砂面は、水通し天端まで堆砂した状態を考える。

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (2-65)$$

$$P_{eV} = \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (2-66)$$

- P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)
- P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)
- γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)
- 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 ($\cos i \div 1$ とする)
- $\frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \div 0.3$
- ϕ : 水中での土砂の内部摩擦角 (35°)

1) 土石流時 断面 (1)
・水平方向

$$F_{P_{eH1}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_s H_c^2 \dots (2-67)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 8.24 \times 7.49^2 = 69.34 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d H_c \dots (2-68)$$

$$= 0.3 \times (17.13 - 11.77) \times 0.61 \times 7.49 = 7.35 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{eH1}}$: 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{eH2}}$: 単位幅当たりの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

H_c : 堆砂圧を算定する堆砂面からの深さ (7.49m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

C_e : 土圧係数 (0.3)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

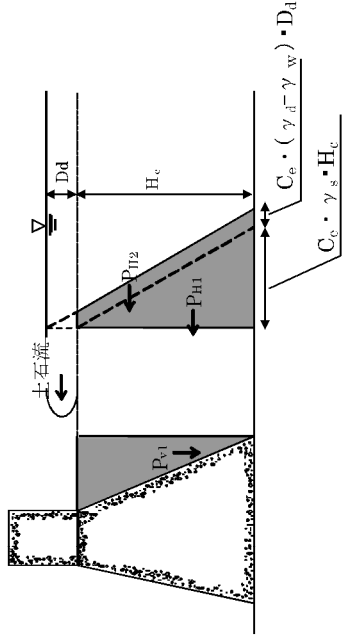


図-2.24 堆砂圧

土圧係数は、堆砂面勾配が ($i \leq 15^\circ$) であれば、下式のように $\cos i \div 1$ として算出する。

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

…砂防設計公式集 p99

・垂直方向

$$F_{P_{eV1}} = \frac{1}{2} \gamma_s m H_c^2 \quad \dots (2-69)$$

$$= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.20 \times 7.49^2 = 46.23 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{eV1}}$: 単位幅当たりの P_{eV1} による荷重 (kN/m)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

m : 本体上流ののり勾配 (後述の検討結果より 0.20 採用)

H_c : 堆砂圧を算定する堆砂面からの深さ (7.49m)

2) 土石流時 断面 (2)

・水平方向

$$F_{P_{eH1}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_s H_c^2 \quad \dots (2-70)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 8.24 \times 7.50^2 = 69.53 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d H_c \quad \dots (2-71)$$

$$= 0.3 \times (17.13 - 11.77) \times 0.61 \times 7.50 = 7.36 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{eH1}}$: 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{eH2}}$: 単位幅当たりの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

H_c : 堆砂圧を算定する堆砂面からの深さ (7.50m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

C_e : 土圧係数 (0.3)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

・垂直方向

$$F_{PeVI} = \frac{1}{2} \gamma_s m H_c^2 \quad \dots (2-72)$$

$$= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.20 \times 7.50^2 = 46.35 \text{ kN/m}$$

F_{PeVI} : 単位幅当たりの P_{eVI} による荷重 (kN/m)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

m : 本体上流ののり勾配 (後述の検討結果より 0.20 採用)

H_c : 堆砂圧を算定する堆砂面からの深さ (7.50m)

iii) 土石流流体力 (F)

2. 1 3. 1 (2) と同じであり、土石流の流体力 (F=8.11kN/m) である。

iv) 本体自重

砂防堰堤の本体自重は、越流部内の築造に用いる材料の単位幅当たりの体積に、それぞれの単位体積重量を乗じた値とする。算出方法は、2. 1 3. 1 (2) 3) iv) と同様の方法とする。

1) 断面 (1)

$$W_1 = 22.56 \times 1/2 \times 0.25 \times 7.5 \times 7.5 = 158.63 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = 22.56 \times 3.0 \times 7.5 = 507.60 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = 22.56 \times 1/2 \times 0.20 \times 7.5 \times 7.5 = 126.90 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = 22.56 \times 3.0 \times 0.6 = 40.61 \text{ kN/m}$$

2) 断面 (2)

$$W_1 = 22.56 \times 1/2 \times 0.25 \times 7.5 \times 7.5 = 158.63 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = 22.56 \times 3.0 \times 7.5 = 507.60 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = 22.56 \times 1/2 \times 0.20 \times 7.5 \times 7.5 = 126.90 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = 22.56 \times 3.0 \times 0.61 = 41.28 \text{ kN/m}$$

v) 土石流の重さ

土石流の重さは、土石流の水深を用いた単位幅当りの体積に、土石流の単位体積重量を乗じた値とし、本設計においては次式により算出する。

1) 断面 (1)

$$P_{a1} = 17.13 \times 0.20 \times 7.5 \times 0.60 = 15.42 \text{ kN/m}$$

$$P_{a2} = 17.13 \times 0.20 \times 7.49 \times (0.61 - 0.60) = 0.26 \text{ kN/m}$$

$$P_{a3} = 17.13 \times 1/2 \times 0.20 \times (0.61 - 0.60)^2 = 0.00 \text{ kN/m}$$

2) 断面 (2)

$$P_{a1} = 17.13 \times 0.20 \times 7.5 \times 0.61 = 15.67 \text{ kN/m}$$

4) 安定計算

透過型砂防堰堤の非越流部の断面形状は、2. 1 3. 2 (1) 2)、3) で求めた設計外力に対して、2. 1 3. 2 (1) 1) の安定条件を満足できるように決定する必要がある。

i) 下流のり勾配・上流のり勾配

透過型砂防堰堤の非越流部の下流のり面は、満砂後も越流水により下流のりを叩くことがないため、力学的に安定で、かつ、経済性を考慮して設定する。

下流のり勾配と上流のり勾配を変化させて安定計算を行い、安定性を満足でき、堤体積（堤体断面積）が最小となる上流のり勾配を検討する。

安定計算の結果、当該砂防堰堤の非越流部では以下の堤体断面積が最小となった。非越流部の断面は、設計外力に対する安定性と袖部を越流する土石流の水位を総合的に考慮し、下流のり勾配の緩い組合せとなる「下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配

1 : 0.20」を採用する。

断面 (1)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.25
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.20・・・ (採用)

断面 (2)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.25
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.20・・・ (採用)

ii) 本体の天端幅

砂防堰堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に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。

当該砂防堰堤の天端幅は、3.0m とした。本体の天端幅は衝突する最大礫径 (d_{95} = 1.0m) の 2 倍の幅も満足できている。

iii) 安定計算 (断面1) 土石流時 (n=0.25, m=0.20)

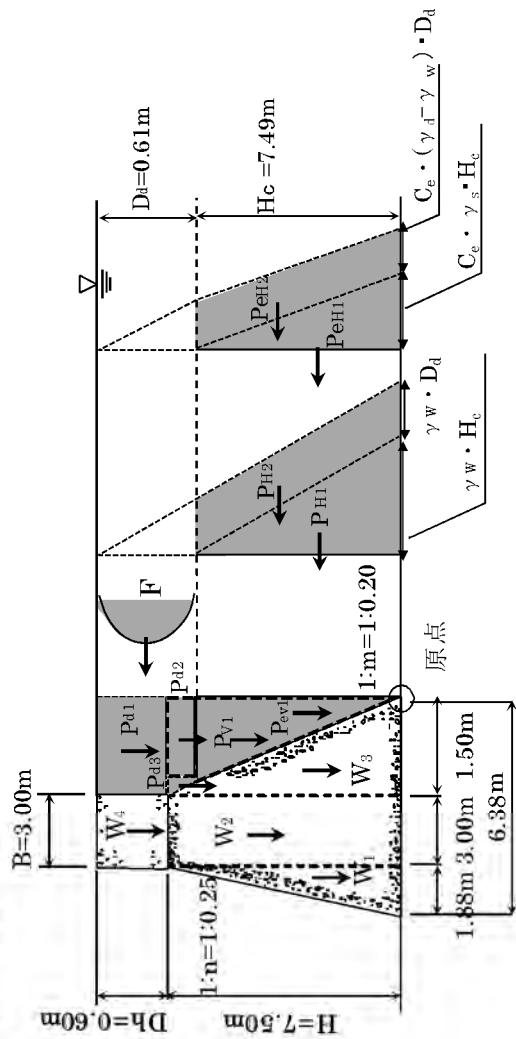


図-2.25 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表-2.14 作用荷重一覧表 (n=0.25, m=0.20)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	158.63		$0.20 \times 7.50 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 7.50$	5.13	813.77
	W ₂	507.60		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	1,522.80
	W ₃	126.90		$2/3 \times 0.20 \times 7.50$	1.00	126.90
	W ₄	40.61		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	121.83
静水圧	P _{v1}	66.03		$1/3 \times 0.20 \times 7.49$	0.50	33.02
	P _{H1}		330.15	$1/3 \times 7.49$	2.50	825.38
	P _{H2}		53.78	$1/2 \times 7.49$	3.75	201.68
堆砂圧	P _{ev1}	46.23		$1/3 \times 0.20 \times 7.49$	0.50	23.12
	P _{oH1}		69.34	$1/3 \times 7.49$	2.50	173.35
	P _{oH2}		7.35	$1/2 \times 7.49$	3.75	27.56
土石流の重さ	P _{H1}	15.42		$1/2 \times 0.20 \times 7.50$	0.75	11.57
	P _{H2}	0.26		$1/2 \times 0.20 \times 7.49$	0.75	0.20
	P _{H3}	0.00		$0.20 \times 7.50 - 2/3 \times 0.20 \times (0.61 - 0.60)$	1.50	0.00
土石流流体力	F		8.11	$7.49 + 1/2 \times 0.61$	7.80	63.26
合計		961.68	468.73			3,944.44

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に
 対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{3,944.44}{961.68} = 4.10\text{m} \quad \dots (2-73)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.88 + 3.00 + 1.50 = 6.38\text{m} \quad \dots (2-74)$$

$$(B/3 = 3.19) < (x = 4.10) < (B \times 2/3 = 4.25) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 961.68}{468.73} = 1.23 > 1.2 \quad \dots (2-75) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2}B = 4.10 - \frac{1}{2} \times 6.38 = 0.91\text{m} \quad \dots (2-76)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (54)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{961.68}{6.38} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.91}{6.38} \right) \right\} = 279.73\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

\dots (2-77)

$$\sigma_{\min} = \frac{961.68}{6.38} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.91}{6.38} \right) \right\} = 21.74\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

\dots (2-78)

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

iv) 安定計算 (断面2) 土石流時 (n=0.25、m=0.20)

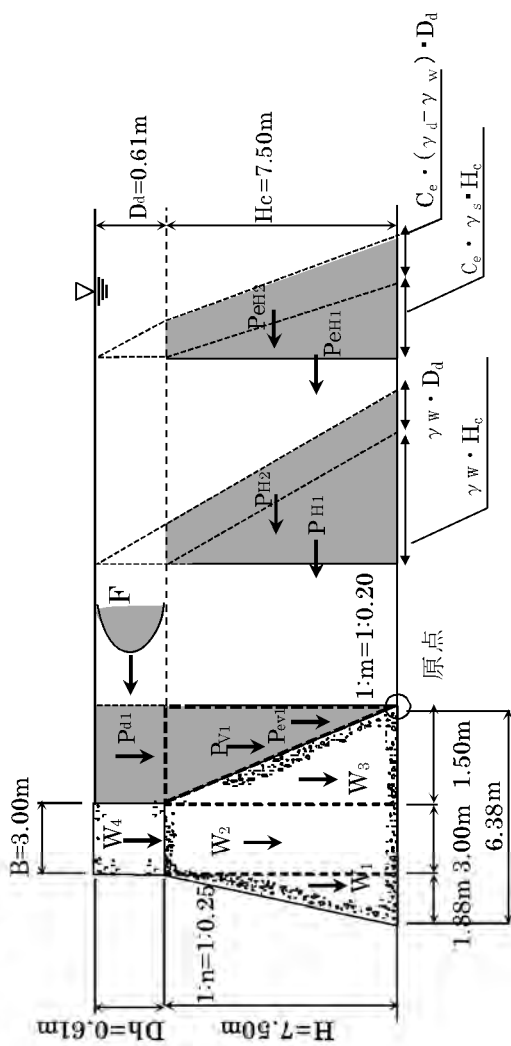


図-2.26 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表-2.15 作用荷重一覧表 (n=0.25、m=0.20)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	158.63		$0.20 \times 7.50 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 7.50$	5.13	813.77
	W ₂	507.60		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	1,522.80
	W ₃	126.90		$2/3 \times 0.20 \times 7.50$	1.00	126.90
	W ₄	41.28		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	123.84
静水圧	P _{v1}	66.21		$1/3 \times 0.20 \times 7.50$	0.50	33.11
	P _{h1}		331.03	$1/3 \times 7.50$	2.50	827.58
	P _{h2}		53.85	$1/2 \times 7.50$	3.75	201.94
堆砂圧	P _{w1}	46.35		$1/3 \times 0.20 \times 7.50$	0.50	23.18
	P _{wh1}		69.53	$1/3 \times 7.50$	2.50	173.83
	P _{wh2}		7.36	$1/2 \times 7.50$	3.75	27.60
土石流の重さ	P _{d1}	15.67		$1/2 \times 0.20 \times 7.50$	0.75	11.75
土石流流体力	F		8.11	$7.50 + 1/2 \times 0.61$	7.81	63.34
合計		962.64	469.88			3,949.64

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{3,949.64}{962.64} = 4.10\text{m} \quad \dots (2-79)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.88 + 3.00 + 1.50 = 6.38\text{m} \quad \dots (2-80)$$

$$(B/3 = 3.19) < (x = 4.10) < (B \times 2/3 = 4.25) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 962.64}{469.88} = 1.23 > 1.2 \quad \dots (2-81) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.10 - \frac{1}{2} \times 6.38 = 0.91\text{m} \quad \dots (2-82)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (2-83)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{962.64}{6.38} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.91}{6.38} \right) \right\} = 280.01\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (2-84)

$$\sigma_{\min} = \frac{962.64}{6.38} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.91}{6.38} \right) \right\} = 21.76\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (2-85)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

● 袖部の形状

- …砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説
2.1.3.3(2)
- 2.1.3.3(3)
- 2.1.3.3(4)

※ 袖部の天端の勾配をつける範囲は、現地の地形等を考慮して、状況に応じて設定すること。

※ 袖部の下流のり勾配は、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に設定すること。

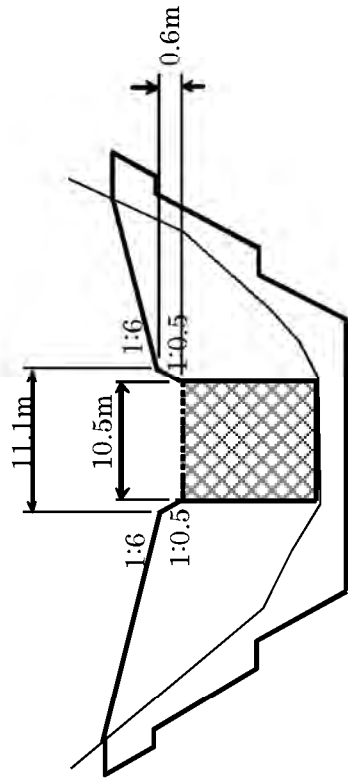


図-2.28 袖部の形状

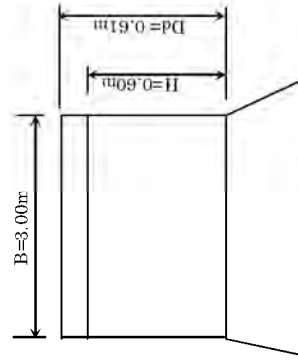


図-2.29 袖部断面の形状

● 礫の衝撃力

- …土石流・流木対策設計技術指針解説 解説 4.2

- i) 礫の衝撃力の算定
砂防堰堤の袖部は、設計外力に対して、袖部と本体の境界面状におけるせん断摩擦安全率が4以上となる必要がある。
設計外力は、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の3種類とする。土石流流体力は2.1.3.1(2)3 iii) で求めたものを使用する。

砂防堰堤の袖部は、打継目毎に1ブロックに対して土石流流体力及び礫の衝撃力に
対して安全な構造とする必要がある。

礫の衝突により、堤体の受ける衝撃力 (P) は次式により算定する。

$$P = \beta n \alpha^{3/2} \dots (2-86), \quad n = \sqrt{\frac{16r}{9\pi^2 (K_1 + K_2)^2}} \dots (2-87)$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1} \dots (2-88), \quad K_2 = \frac{1 - v_2^2}{\pi E_2} \dots (2-89)$$

$$\alpha = \left(\frac{5v^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} \dots (2-90), \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \dots (2-91)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \dots (2-92), \quad E = \frac{m_2}{m_1} v^2 \dots (2-93)$$

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

E_2 : 礫の弾性係数 ($5.0 \times 9.81 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

v_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

v_2 : 礫のポアソン比 (0.23)

m_1 : コンクリートの質量

$$(1.10 \times 6.15 \times 3.00 \times 22.56 \times 10^3 / 9.81 = 46,672.3 \text{kg})$$

m_2 : 礫の質量 ($4/3 \times \pi \times 0.50^3 \times 2.6 \times 10^3 = 1,361 \text{kg}$)

r : 礫の半径 (0.50m)

v : 礫の速度 (2.76m/sec)

α : へこみ量

β : 実験定数

袖部コンクリートは打継目毎に1ブロックと考えると、例えば図-2.32のようになる。
概略の大きさでは、平均高さ=1.10m、平均長さ=6.15m、幅=3.00mと見なせる。

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すると袖部コン
クリートの単位幅当りに作用する礫の衝撃力は、 $P_1 = 229.22 \text{kN/m}$ と算出される。

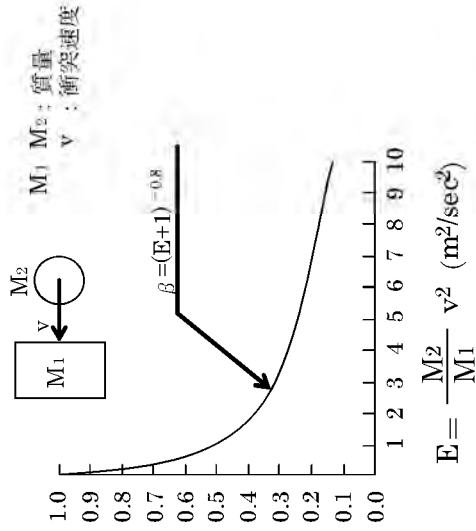


図-2.30 礫の衝突速度と衝撃力の補正係数
(水山、伊巻：砂防ダムに対する土石流衝撃力実験、
土木技術資料 Vo122-No.11 の一部を改変)

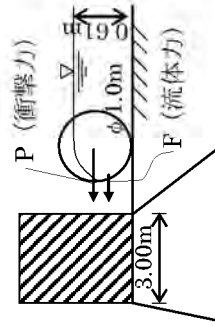


図-2.31 土石流の衝突により袖部に作用する力

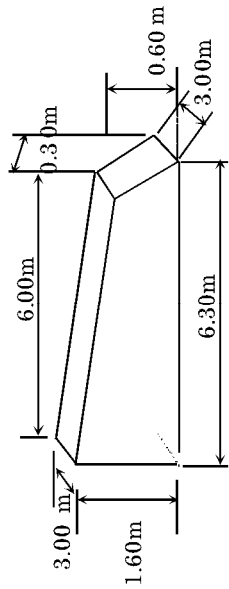


図-2.32 袖部ブロック図

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81} = 1.2 \times 10^{-10} \quad \dots (2-94)$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 5.0 \times 10^9 \times 9.81} = 6.15 \times 10^{-12} \quad \dots (2-95)$$

$$n = \frac{16 \times 0.50}{\sqrt{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 2.38 \times 10^9 \quad \dots (2-96)$$

$$n_1 = \frac{1}{1,361} = 0.00073 \quad \dots (2-97)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 2.76^2}{4 \times 0.00073 \times 2.38 \times 10^9} \right)^{2/5} = 7.86 \times 10^{-3} \quad \dots (2-98)$$

$$\beta = \left(\frac{1,361}{46672.29} \times 2.76^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.85 \quad \dots (2-99)$$

$$P = 0.85 \times 2.38 \times 10^9 \times (7.86 \times 10^{-3})^{3/2} = 1,409.7 \times 10^3 \text{N} = 1,409.7 \text{kN}$$

$$\dots (2-100)$$

従って、単位幅当りの礫の衝撃力は次式により、 $P_1 = 229.22 \text{kN/m}$ となる。

$$P_1 = 1,409.7 \text{kN} / 6.15 \text{m} = 229.22 \text{kN/m} \quad \dots (2-101)$$

ii) 流木の最大長、最大直径の算出

流木の衝突による衝撃力を算出するため、流木の最大長、最大直径を算定する。

流木の最大長 (L_{wm}) は、次式により算定する。

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

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

L_{wm} : 流木の最大長 (m)

H_{wm} : 上流から流出する立木の最大樹高 (m)

B_d : 土石流の平均流下幅

(土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅) (m)

ここで、「2.1 流域概要」より、立木の最大樹高 $H_{wm} = 30\text{m}$ 、「2.5 (1) 計画

流出土砂量 (Va)」より、堰堤計画地点の土石流の平均流下幅 $B_d = 5.0\text{m}$ であるため、 L_{wm}

は以下の通り算定される。

$$H_{wm}=30m \geq 1.3B_d = 1.3 \times 5.0 = 6.5m \text{ であるため}$$

$$L_{wm} = 1.3 \times 5.0 = 6.5m \quad \dots \quad (2-102)$$

流木の最大直径 (R_{wm}) は上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径とほぼ等しいとして推定する。2. 1 より最大胸高直径 R_{wm} は、0.5m である。

$$R_{wm} = 0.5m$$

iii) 流木の衝撃力の算定

流木の衝突により、堤体の受ける衝撃力 (P_w) は次式により算定する。

$$P_w = \beta n \alpha^{3/2} \dots (2-103), \quad n = \sqrt{\frac{16r_w}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2}} \dots (2-104)$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1} \dots (2-105), \quad K_3 = \frac{1 - v_{LR}^2}{\pi E_L} \dots (2-106)$$

$$\alpha = \left(\frac{5v_w^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} \dots (2-107), \quad n_1 = \frac{1}{m_3} \dots (2-108)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \dots (2-109), \quad E = \frac{m_3}{m_1} v_w^2 \dots (2-110)$$

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

E_L : 流木の弾性係数 ($7.35 \times 10^9 N/m^2$)

v_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

v_{LR} : 流木のポアソン比 (0.40)

m_1 : コンクリートの質量

$$(1.10 \times 6.15 \times 3.00 \times 22.56 \times 10^3 / 9.81 = 46,672.29 kg)$$

m_3 : 流木の質量 ($\pi \times 0.25^2 \times 6.5 \times 330 = 421 kg$)

流木の最大直径 R_{wm} : 0.5m

流木の最大長 L_{wm} : 6.5m

流木の密度 : 330kg/m³

● 流木の衝撃力

…土石流・流木対策設計技術指針解説 解説 4.3

表-2.16 主要樹種の弾性定数

樹種	密度 (kg/m ³)	ヤング係数 ($\times 10^9 N/m^2$)		ポアソン比
		E_L	ν_{LR}	
スギ	330	7.35	0.40	0.40
エゾマツ	390	10.79	0.40	0.40
アカマツ	510	11.77	0.40	0.40
ブナ	620	12.26	0.40	0.40
キリ	290	5.88	0.40	0.40
ミズナラ	700	11.28	0.40	0.40
ケヤキ	700	10.30	0.40	0.40
イチイガシ	830	16.18	0.40	0.40
ニセアカシア	750	12.75	0.40	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 P.135より抜粋

流木の弾性係数(ヤング係数)、ポアソン比は実測されたデータがないが、便宜的に木材の弾性定数(表-2.16)の値を用いる。

木材の強度的性質には異方性があり、木材の繊維方向と、その直角方向とでは、強度が大きく異なるため、

各数値の扱いに注意を要する。ここでは、木材の繊維方向（流木の長さ方向）に荷重がかかった場合に対する各数値を用いた。

r_w : 流木の半径 (0.25m)

v_w : 流木の速度 (2.76m/sec)

α : へこみ量

β : 実験定数

なお、流木の樹種は、スギを想定し、スギ材の密度、弾性係数、ポアソン比を用いる。

袖部コンクリートは打継目毎に1ブロックと考えると、例えば図-2.32のようになる。概略の大きさでは、平均高さ=1.10m、平均長さ=6.15m、幅=3.00mと見なせる。

袖部の1ブロックに衝突する流木の作用時間は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流木が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する流木の衝撃力は、 $P_2=101.32\text{kN/m}$ と算出される。

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81} = 1.2 \times 10^{-10} \quad \dots (2-111)$$

$$K_3 = \frac{1 - 0.40^2}{\pi \times 7.35 \times 10^9} = 0.36 \times 10^{-10} \quad \dots (2-112)$$

$$n = \frac{\sqrt{16 \times 0.25}}{\sqrt{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-10})^2}} = 13.60 \times 10^8 \quad \dots (2-113)$$

$$n_1 = \frac{1}{421} = 0.00238 \quad \dots (2-114)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 2.76^2}{4 \times 0.00238 \times 13.60 \times 10^8} \right)^{2/5} = 0.613 \times 10^{-2} \quad \dots (2-115)$$

$$\beta = \left(\frac{421}{46,672.29} \times 2.76^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.95 \quad \dots (2-116)$$

$$P_w = 0.95 \times 13.60 \times 10^8 \times (0.615 \times 10^{-2})^{3/2} = 623.13 \times 10^3 \text{N} = 623.13 \text{kN} \quad \dots (2-117)$$

従って、単位幅当りの流木の衝撃力は次式により、 $P_2=101.32\text{kN/m}$ となる。

$$P_2 = 623.13 \text{kN} / 6.15 \text{m} = 101.32 \text{kN/m} \quad \dots (2-118)$$

iv) 衝撃力の設定

以上のとおり算出した、単位幅当たりの礫の衝撃力 (P_1) と、流木の衝撃力 (P_2) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

従って、以下のとおりとなり、土石流衝撃力は、礫の衝撃力 P_1 (229.22kN/m) を採用する。

礫の衝撃力 $P_1=229.22\text{kN/m}$ (採用)

流木の衝撃力 $P_2=101.32\text{kN/m}$

v) 袖部に作用する設計外力

砂防堰堤の袖部には、図-2.33 に示す設計外力が加わる。

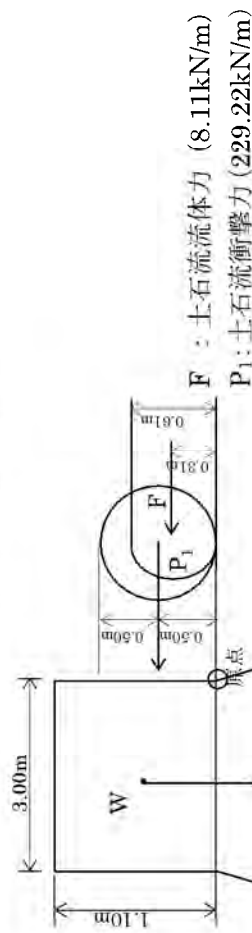


図-2.33 袖部に作用する設計外力

袖部の自重 W は、2.13.1(2)と同様の方法で算出する。

$$W_i = W_c \cdot A_i \dots (2-119)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 1.10 = 74.45 \text{ kN/m}$$

W_i : コンクリートブロック i における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_c : コンクリートの単位体積重量 (22.56kN/m³)

A_i : 袖部の単位幅当りの体積 (m³/m)

礫は図-2.34 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。土石流波高が礫径より小さい場合は、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

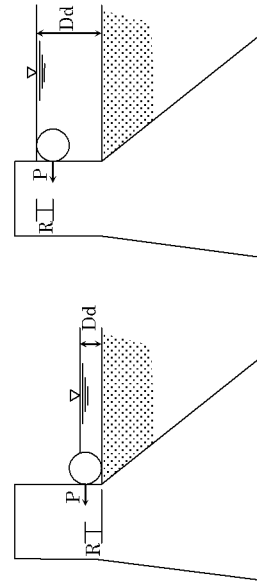


図-2.34 袖部に対する礫の衝突荷重

表-2.17 袖部に作用する設計外力

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
袖部自重	W ₁	74.45		1/2×3.00	1.50	111.68
土石流衝撃力	P ₁		229.22	1/2×1.00	0.50	114.61
土石流流体力	F		8.11	1/2×0.61	0.31	2.51
合計		74.45	237.33			228.80

vi) せん断摩擦安全率 (n) の検討

i) から v) までの検討に基づくと、せん断摩擦安全率(n)は4以上となる。

$$n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot L}{H} = \frac{0.7 \times 74.45 + 2.760 \times 3.00}{237.33} = 35.11 > 4.0 \quad \text{OK}$$

f : 摩擦係数 (0.7)

τ_c : せん断強度

L : 袖の幅 (m)

H : 水平力 (kN/m)

V : 鉛直力 (kN/m)

・・・(2-120)

6) 袖部の補強に関する検討

袖部と本体の境界面上に作用する応力は以下の通りとなる。

$$x = \frac{M}{V} = \frac{228.80}{74.45} = 3.07\text{m} \quad \dots (2-121)$$

$$e = x - \frac{1}{2}B = 3.07 - \frac{1}{2} \times 3.00 = 1.57\text{m} \quad \dots (2-122)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (2-123)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{74.45}{3.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.57}{3.00} \right) \right\} = 102.74\text{kN/m}^2 < 6,750\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (2-124)

$$\sigma_{\min} = \frac{74.45}{3.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.57}{3.00} \right) \right\} = -53.11\text{kN/m}^2 > -337.5\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (2-125)

以上の結果から、打ち継ぎ部の強度をコンクリートと同様にするという条件が前提であるが、鉄筋等による補強は不要と判断できる。

●コンクリートのせん断強度

ダムコンクリートについて、せん断強度は、圧縮強度のおよそ 1/5 である。

…コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]2002年 P. II-8

単位：N/mm²

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

…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/mm² の場合のせん断強度 τ_c

$$\tau_c = \frac{f'_{cd}}{5} = \frac{13,800}{5} = 2,760 \text{ kN/m}^2$$

●コンクリートの許容圧縮応力度・

許容曲げ引張応力度

・許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} \leq \frac{f'_{ck}}{4} \quad (\leq 5,400\text{kN/m}^2)$$

・許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

一般には、コンクリートの許容曲げ引張応力度 σ_{ca} は、一応の目安として圧縮強度をもとにした設計基準強度 f_{ck} に対して σ_{ca} ≦ f_{ck}/80 としてもよい。

地震の影響を考えた場合の許容応力度は、前各項に規定した許容応力度の 1.5 倍までとしてよい(地震・衝突などの短期的にかかる荷重に対しては、許容応力度に割増係数をかける)。

- 設計基準強度 18N/mm^2 の場合の許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} = \frac{f'_{ck}}{4} = \frac{18,000}{4} = 4,500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma'_{ca} \times 1.5 = 4,500 \times 1.5 = 6,750 \text{ kN/m}^2$$

- 設計基準強度 18N/mm^2 の場合の許容曲げ引張応力度

σ_{ca}

$$\sigma_{ca} = \frac{f'_{ck}}{80} = \frac{18,000}{80} = 225 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} > \sigma_{ca} \times 1.5 = 225 \times 1.5 = 337.5 \text{ kN/m}^2$$

—ケース 2：整備率 100% 深流の最下流に計画する部分透過型砂防堰堤—

3. ケース 2: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する部分透過型砂防堰堤

3. 1 流域概要

「ケース 1: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3. 2 保全対象の設定

「ケース 1: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3. 3 計画規模

「ケース 1: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3. 4 計画基準点等

「ケース 1: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3. 5 計画流出量

「ケース 1: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3. 6 計画流下許容量

「ケース 1: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3. 7 土石流・流木処理計画

「ケース 1: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

以上を踏まえ、本事例における計画諸元一覧を表-3.1 に示す。

表-3.1 計画諸元一覧

項目	諸元	備考
計画基準点	人家及び田畑の上流	
流域面積	0.15 km ²	
本溪の溪流延長	600 m	
本溪源頭部との比高	200 m	
支溪数	2	
表流水の有無	無し	
土石流発生実績	2 回	1969 年、2004 年
保全対象	7 戸	
計画規模	100 年超過確率	
計画規模の年超過確率の降雨量	406.6 mm/24hr	
最大礫径 (d ₉₅)	1.0 m	粒径 0.1~1.2m
主要樹種	スギ	植林
最大樹高 (H _{vpm})	30 m	
平均樹高 (h _{vva})	20 m	
最大胸高直径 (R _{vpm})	50 cm	
平均胸高直径 (R _{vva})	30 cm	
計画流出量 (V)	3,085 m ³	
計画流出土砂量 (V _d)	2,950 m ³	
移動可能土砂量 (V _{dpr1})	2,950 m ³	
「計画規模の土石流」によつて運搬できる土砂量 (V _{dpr2})	19,610 m ³	
計画流出流木量 (V _w)	135 m ³	
計画堆砂範囲における移動可能溪床堆積土砂断面積	5.0 m ²	
計画流下許容量 (W)	0 m ³	
計画流下許容土砂量 (W _d)	0 m ³	
計画流下許容流木量 (W _w)	0 m ³	

3.8 土石流・流木対策施設配置計画

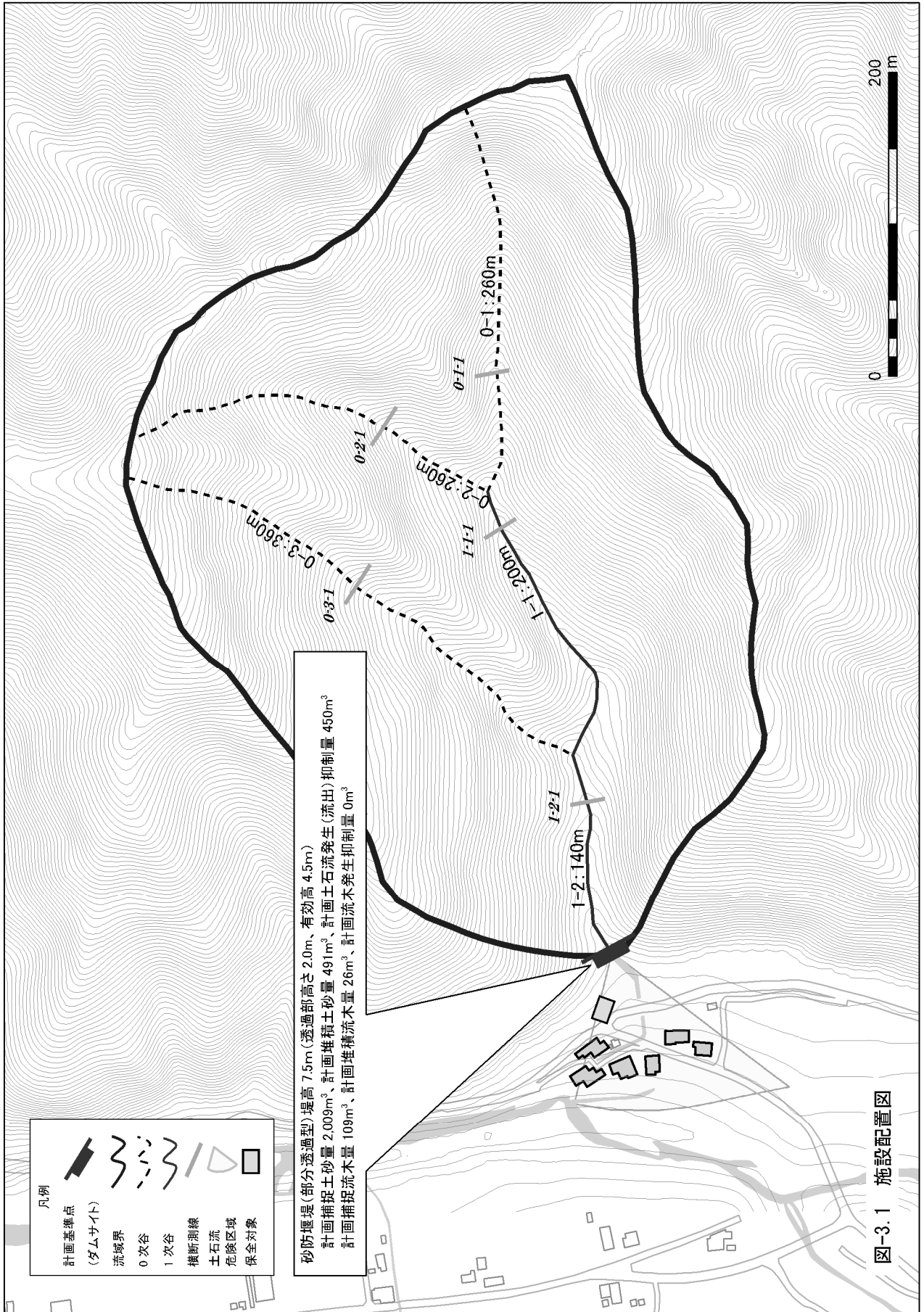
3.8.1 施設配置計画

土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂・流木量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するように配置する。

当該流域においては、土石流・流木対策施設における留意点を考慮し、総合的に判断した結果、計画基準点に部分透過型砂防堰堤 1 基を配置し、土石流・流木整備率 100% を満足させるものとした。そのため、当該施設は、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の砂防堰堤となる。

計画基準点に部分透過型砂防堰堤

—— 1 基



3.8.2 施設効果量の算出

当該砂防施設は部分透過型砂防堰堤であるので、施設効果量は計画捕捉量、計画堆積量、及び計画発生（流出）抑制量となる。

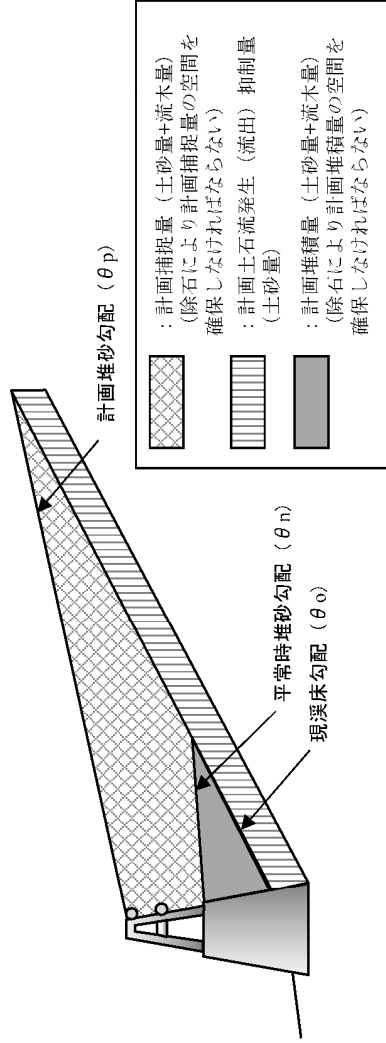


図-3.2 部分透過型砂防堰堤の施設効果量

当ケースの計画流出量は、表-3.1に示すとおり $3,085\text{m}^3$ であり、 0.5m 単位で堤高を変化させて施設効果量を算出したところ、堤高が 7.5m (透過部高さ 2.0m 、不透過部高さ 5.5m 、有効高 4.5m) のときに、施設効果量が $3,085\text{m}^3$ となり、土砂・流木整備率 100% を満たす計画となった。

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare \text{ 計画流出土砂量 : } 2,950(\text{m}^3) \\ \blacksquare \text{ 計画流出流木量 : } 135(\text{m}^3) \\ \blacksquare \text{ 計画流出量 : } 3,085(\text{m}^3) \end{array} \right.$$

①計画土石流発生(流出)抑制量

計画土石流発生（流出）抑制量は、計画堆砂勾配の平面と現渓床が交わる地点から堰堤までの区間に移動可能渓床堆積土砂が存在する場合に計上する。

計画土石流発生（流出）抑制量は、計画堆砂延長に移動可能渓床堆積土砂断面積を乗じて算出する。

$$\begin{aligned} & \text{計画土石流発生} \\ & \text{(流出)抑制量} \\ & = \text{計画堆砂延長} \times \text{移動可能渓床堆積土砂断面積} \quad \dots (3-1) \\ & = 90 \times 5.0 = 450(\text{m}^3) \end{aligned}$$

本事例では、定期的な点検に基づく徐石（流木の除去を含む）の実施により、当施設に常時土砂が堆積する空間は生じないものと想定する。

本事例では、基礎根入れは 3.0m を確保するものとした。

●計画土石流発生（流出）抑制量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説

3.4.1

本事例では、計画堆砂勾配を現渓床勾配の $2/3$ 倍とし、幾何的に計画堆砂延長を求めた。

また、計画堆砂範囲（1・2 流路に該当）における移動可能渓床堆積土砂断面積は、表-3.1 より 5.0m^2 である。

②計画流木発生抑制量

計画流木発生抑制量は、平常時堆砂面を有する場合、平常時堆砂勾配の平面と現渓床が交わる地点から堰堤までの区間に存在する倒木、流木等の量について計上する。

本事例においては、当施設は定期的な点検に基づく徐石（流木の除去を含む）の実施により、常時土砂が堆積する空間は生じないものと想定するため、計画流木発生抑制量=0とした。

③計画堆積土砂量

計画堆積土砂量は、現渓床勾配の平面と不透過部上端まで土砂が堆積した場合の平常時堆砂勾配の平面との間で囲まれる空間のうち、除石によって確保される空間（図-3.2 に示す灰色部の空間）で堆積させる土砂量である。計画堆積土砂量は、計画堆積量と下記④で算出される計画堆積流木量の差分として算出する。ただし、計画堆積量は、計画堆積容量のうち堰堤で堆積させる計画堆積土砂量と計画堆積流木量の和を上限とし、本ケースでは計画堆積容量=計画堆積量となる。

$$\begin{aligned} \text{計画堆積土砂量} &= \text{計画堆積量} - \text{計画堆積流木量} \\ &= 517 - 26 = 491(\text{m}^3) \end{aligned}$$

④計画堆積流木量

部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量は式（3-3）により算出する。

$$Y_{w1} = K_{w1} \times Y \cdots (3-3)$$

Y：土石流・流木対策施設の計画堆積量（m³）

Y_{w1}：本堰堤の計画堆積流木量（m³）

K_{w1}：計画堆積量に対する流木容積率（計画堆積量に占める計画堆積流木量の割合）

ここで、部分透過型砂防堰堤は、土石流中の土石や流木を選択的に捕捉するのではなく、土石や流木の両方を同時に捕捉することから、部分透過型砂防堰堤のK_{w1}は、本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率（K_{w0}）とする。なお、K_{w0}の算出においては、本堰堤で見込まれる計画発生（流出）抑制量を差し引くとともに、本堰堤の計画地点より上流の砂防堰堤等の効果量も差し引いて算出する。

$$\begin{aligned} \text{流木容積率} &= (\text{計画流出流木量} - \text{計画流木発生抑制量}) \\ &\quad / (\text{計画流出量} - \text{計画発生(流出)抑制量}) \\ &= (135 - 0) / (3,085 - 450) = 5.1(\%) \end{aligned}$$

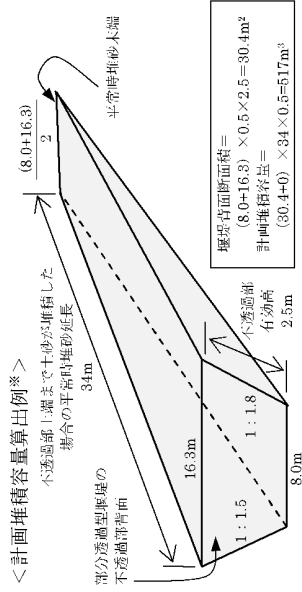
●計画流木発生抑制量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説
3.4.2

●計画堆積土砂量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説
3.3.1

本事例では、不透過部について、以下の堆砂形状を想定し、幾何的に計画堆積容量を算出した。なお、本事例では、平常時堆砂勾配を現渓床勾配の1/2倍とし、幾何的に平常時堆砂延長を求めた。



※上図と後述の計画捕捉容量の算出例図は幾何的に同一時に存在し得ないが、本事例では相当簡易化した方法で堆砂容量を近似的に算出している。実際には詳細な地形データを基に施設効果を算出すること。

●部分透過型砂防堰堤の計画堆積流木量の算出

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 国総研資料第904号 Q&A No.35（平成28年9月20日時点）

●流木容積率の算出

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 国総研資料第904号 Q&A No.33（平成28年9月20日時点）

よって、計画堆積流量は、

$$\begin{aligned} \text{計画堆積流量} &= \text{計画堆積量} \times \text{流木容積率} \\ &= 517 \times 0.051 = 26\text{m}^3 \end{aligned}$$

出について

部分透過型砂防堰堤の計画堆積流量は、不透過部で計画堆積量を評価するにも関わらず、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」には透過型砂防堰堤の計画捕捉流量と同様の方法で算出することが示されている。ここでは仮に、部分透過型砂防堰堤の計画堆積流量を、不透過型砂防堰堤と同様に、下記の2式より求められる値のうち小さい方の値を計画堆積流量として採用するものとして、砂防施設配置計画へ与える影響について確認した。

$$Y_{w1} = K_{w0} \times Y \times (1 - \alpha) \cdots \text{①}$$

$$Y_{w1} = K_{w1} \times Y \cdots \text{②}$$

ここで、 Y ：土石流・流木対策施設の計画堆積量(m^3)、 Y_{w1} ：本堰堤の計画堆積流量(m^3)、 α ：本堰堤からの流木の流出率、 K_{w0} ：本堰堤で流入が想定される計画流出量に対する流木容積率、 K_{w1} ：計画堆積量に対する流木容積率である。なお、 $\alpha = 0.5$ 、 $K_{w1} = 2\%$ とした。

計画堆積流量の算出結果を表-3.2に示す。比較のために、「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）」に基づき算出された部分透過型砂防堰堤の計画堆積流量（本事例での算出結果）についても右欄に示した。なお、計画捕捉量については、次項を参照のこと。

表-3.2より、2手法間で計画堆積流量自体は異なるが、全体の土砂効果量及び流木効果量の算出結果は一致した。不透過型砂防堰堤の方法では、計画堆積流量が減少し、一方で計画堆積土砂量は増加する。ここで、計画発生（流出）抑制量及び計画堆積量を考慮すると、計画捕捉量に対する流木容積率が見かけ上増加することにあり、部分透過型砂防堰堤の方法と比較して、計画捕捉流量が増加し計画捕捉土砂量は減少する。これらが相殺されることで、施設効果量の総量は一致する。

●（参考）部分透過型砂防堰堤の計画堆積流量の算

表-3.2 計画堆積流木量の算出

項目	記号	数値	
		不透過型の方法	部分透過型の方法
計画流出土砂量(m ³)	V _h	2,950	2,950
計画流出水流量(m ³)	V _w	135	135
計画土石流発生(流出)抑制量(m ³)	Z _h	450	450
計画流木発生抑制量(m ³)	Z _w	0	0
計画堆積量(m ³)	Y	517	517
本施設で流入が想定される計画流出量に対する流木発生率	K _{out}	0.051	0.051
計画堆積量に対する流木発生率	K _{in}	0.02	0.051
①式で求めた計画堆積流木量(m ³)	Y _{est}	13	-
②式で求めた計画堆積流木量(m ³)	Y _{est2}	10	-
計画堆積流木量(Y _{est} とY _{est2} の小さい方)(m ³)	Y _{est}	10	-
計画堆積土砂量 (K _{in} ×Y)	Y _i	507	246
計画抽出量(m ³)	X	2,118	491
計画捕捉量に対する流木発生率	K _{out}	0.059	0.051
計画捕捉流木量(m ³)	X _w	125	109
計画抽出土砂量(m ³)	X _i	1,993	2,009
土砂発生量(m ³)		2,950	2,950
流木発生量(m ³)		135	135

※1:不透過型施設上面積の方法で、計画堆積流木量を算出した場合
 ※2:1)①式で求めた計画堆積流木量(土砂量・流木発生率)に基づき、部分透過型施設の計画堆積流木量を算出した場合

⑤計画捕捉土砂量

部分透過型砂防堰堤における計画捕捉土砂量は、平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間のうち、除石によって確保される空間(図-3.2に示す網掛けの空間)で捕捉させる土砂量である。

計画捕捉土砂量は、下記⑥で算出される計画捕捉量と計画捕捉流木量の差分として算出する。

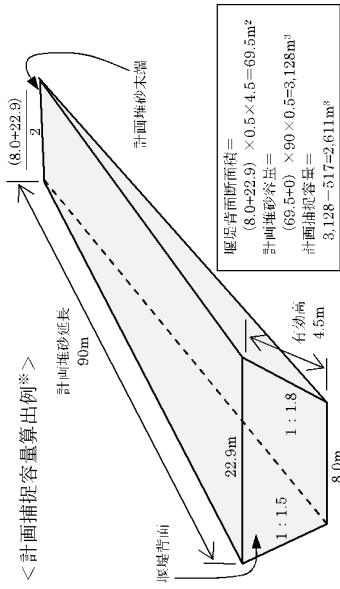
$$\begin{aligned}
 \text{計画捕捉土砂量} &= \text{計画捕捉量} - \text{計画捕捉流木量} \\
 &= 2,118 - 109 = 2,009(\text{m}^3)
 \end{aligned}$$

●計画捕捉土砂量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説

3.2.1

本事例では、以下の堆砂形状を想定し、幾何的に計画堆積容量(ここでは、計画捕捉容量と計画堆積容量の和とする)を算出し、上記③で算出した計画堆積容量との差分をとることで、計画捕捉容量を算出した。



※上図と前述の計画堆積容量の算出例図は幾何的に同

時に存在し得ないが、本事例では相当簡易化した方法で計画捕捉容量を近似的に算出している。実際には詳細な地形データを基に施設効果を算出すること。

⑥計画捕捉流木量

部分透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量は、式(3-7)により算出する。

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \dots (3-7)$$

X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m³)

X_{w1} : 本堰堤の計画捕捉流木量 (m³)

K_{w1} : 計画捕捉量に対する流木容積率 (計画捕捉量に占める計画流木捕捉量の割合)

ここで、部分透過型砂防堰堤は、土石流中の土石や流木を選択的に捕捉するのではなく、土石や流木の両方を同時に捕捉することから、部分透過型砂防堰堤の K_{w1} は、本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率(K_{r0})とする。なお、 K_{r0} は、④で算出のとおり5.1(%)である。よって、計画捕捉流木量は、

$$\begin{aligned} \text{計画捕捉流木量} &= \text{計画捕捉量} \times \text{流木容積率} \\ &= 2,118 \times 0.051 = 109\text{m}^3 \end{aligned}$$

⑦整備率

以上を踏まえ、当該砂防堰堤の施設効果を表-3.3に示す。

表-3.3 土石流・流木捕捉工の施設効果量

CASE	型式	堰堤位置	堰高 H(m)	計画土石流発生(流出)抑制量 (m ³)		計画流木発生抑制量 (m ³)	流木容積率 (%)	計画堆積流木量 (m ³)	計画土砂量 (m ³)	計画捕捉土砂量 (m ³)	計画捕捉流木量 (m ³)	土砂効果量 (m ³)	流木効果量 (m ³)	施設効果量 (m ³)
				450	7.5									
2	部分透過	最下流	7.5	450	0	0	5.1%	26	491	109	109	2,950	135	3,085

●計画捕捉流木量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説
3.2.2

●流木容積率の算出

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料第904号 Q&A No.33 (平成28年9月20日時点)

※上記①～④より、計画土石流発生(流出)抑制量は450m³、計画流木発生抑制量は0m³、計画堆積土砂量は491m³、計画堆積流木量は26m³であるため、計画捕捉量は、計画流出量から計画発生(流出)抑制量及び計画堆積量を差し引いた3,085-450-517=2,118m³となる。

ここで、算出された計画捕捉量を計画捕捉容量が上回るように、堤高を設定する。

なお、式(3-5)及び式(3-8)では、表記上数値を丸めた流木容積率を記載しているが、流木効果量の算出には、式(3-4)より算出された丸めていない流木容積率を用いている。

計画基準点における整備率は、以下のとおりである。

$$\text{土砂整備率} = \text{土砂効果量} / (\text{計画流出土砂量} - \text{計画流下許容土砂量}) \times 100(\%) \quad \dots (3-9)$$

$$= 2,950 / (2,950 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

$$\text{流木整備率} = \text{流木効果量} / (\text{計画流出流木量} - \text{計画流下許容流木量}) \times 100(\%) \quad \dots (3-10)$$

$$= 135 / (135 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

$$\text{整備率} = \text{施設効果量} / (\text{計画流出量} - \text{計画流下許容量}) \times 100(\%) \quad \dots (3-11)$$

$$= 3,085 / (3,085 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

3.9 除石(流木の除去を含む)計画

除石(流木の除去を含む)には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石(流木の除去を含む)」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石(流木の除去を含む)」とがある。

堰堤形式に関わらず、徐石により計画捕捉量を確保する必要があるため、以下の考え方に基づき、搬出路を含め、あらかじめ徐石方法を検討しておくものとする。

①緊急徐石(流木の除去を含む)

土石流発生等の出水により捕捉された土砂及び流木を緊急的に除石することは、砂防堰堤の計画捕捉量・計画堆積量を確実に確保する観点から重要である。

このため、土石流発生後等に土石流・流木対策施設の捕捉状況について臨時点検を行い、必要に応じて次期出水にそなえて緊急に除石(流木の除去を含む)を実施する。

②定期的な点検に基づく除石(流木の除去を含む)

定期的な点検に基づく除石(流木の除去を含む)は、堆積する土砂及び流木等から主として、計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設について定期的な点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画に必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合は除石(流木の除去を含む)を実施する。

なお、除石を実施する際に、透過部断面を閉塞した礫がほぐれて突発的に下流へ流出する危険があるため、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

●除石(流木の除去を含む)計画

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説第5節

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料第904号 Q&A No.31 (平成28年9月20日時点)

※除石計画は、土石流・流木対策施設配置計画と並行して検討する必要がある。

※除石した土砂及び流木の搬出方法や受入先が明確にできない等、実効性を持つ除石(流木の除去を含む)計画の策定が困難な場合は、計画捕捉量・計画堆積量を土石流・流木処理計画に見込むことができない。

※計画を実施する段階において、土砂及び流木の受入先が使用できなくなる等、策定した除石(流木の除去を含む)計画を実行することが困難となった場合においては、土石流・流木対策施設配置計画の見直しを行う必要がある。

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料第904号 Q&A No.45 (平成28年9月20日時点)

管理用道路は必ずしも必要ではなく、仮設道路等でも可能と考えられるが、実行可能な徐石計画である必要がある。そのため、どのような手段で土砂(流木を含む)を除去し、どのように運搬しておくかをあらかじめ決めておく必要がある。

土石流・流木対策設計技術指針解説に基づく設計例

3.10 設計の諸元

表-3.4 設計諸元

項目	諸元	備考
流域面積	$A = 0.15 \text{ km}^2$	1 波想定地点
溪床勾配	$I = \tan \theta = 1/6.7 \quad \theta = 8.5^\circ$ [I > 1/30 のため土石流区域]	$I = 1/4.6$ $\theta = 12.3^\circ$
24 時間雨量 (計画規模)	$P_{24} = 406.6 \text{ mm}/24 \text{ hr}$	
" (既往最大)	$P_{24} = 350.0 \text{ mm}/24 \text{ hr}$	
最大礫径	$d_{95} = 1.0 \text{ m}$	
溪床堆積物の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
水の密度	$\rho = 1,200 \text{ kg/m}^3$ [H = 15m 未満]	
礫の密度	$\sigma = 2,600 \text{ kg/m}^3$	
堆積土砂の容積土砂濃度	$C^* = 0.6$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 22.56 \text{ kN/m}^3$	
礫の弾性係数	$E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$	
礫のポアソン比	$\nu_2 = 0.23$	
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81 \text{ N/m}^2$	
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 = 0.194$	
基礎地盤の条件	フローティング基礎 (礫層 (密なもの)) 摩擦係数: $f = 0.6$ 許容支持力: $q_u = 588.6 \text{ kN/m}^2$	基礎処理不要
堰堤有効高	$H = 4.5 \text{ m}$ (透過部高さ 2.0m)	
堰堤高	$H = 7.5 \text{ m}$	根入れ 3m と仮定
流域の地質・土地利用	三紀層山岳	

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f
 ……現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・
 雪崩防止工事ポケットブック P.113

3.1.1 設計流量の算出

部分透過型砂防堰堤の設計流量は、計画規模の年超過確率の降雨量と既往最大の降雨量を比較し大きい方から算出される「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）を算出する。

当ケースにおける設計流量の算出については、「ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

●設計流量

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.5.1 (3)

3.1.2 設計水深の算出

計画堰堤は土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の部分透過型砂防堰堤に該当することから、『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』を基本とする。

ただし、『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』が『土石流ピーク流量に対する越流水深』よりも大きい場合は『土石流ピーク流量に対する越流水深』とする。

3.1.2.1 水通し幅の設定

部分透過型砂防堰堤の水通し幅 (B1) は、一般に開口部の幅と同じとすることから、3.1.3.1 (1) 2) で求める開口部の幅、10.5m を採用する。

3.1.2.2 土砂含有を考慮した流量 (Q) に対する越流水深

土砂含有を考慮した流量 (Q) に対する越流水深 (D_h) は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3.1.2.3 土石流ピーク流量 (Qsp) に対する越流水深

土石流ピーク流量 (Qsp) に対する越流水深 (z) は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3.1.2.4 設計水深

設計水深は、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の部分透過型砂防堰堤に該当することから、『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』 ($D_h = 0.6$ m) と『土石流ピーク流量に対する越流水深』 ($z = 0.7$ m) を比較し、小さい値を採用する。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{土砂含有量を考慮した流量に対する越流水深} \quad D_h = 0.6 \text{ m} \dots (\text{採用}) \\ \text{土石流ピーク流量に対する越流水深} \quad z = 0.7 \text{ m} \end{array} \right.$$

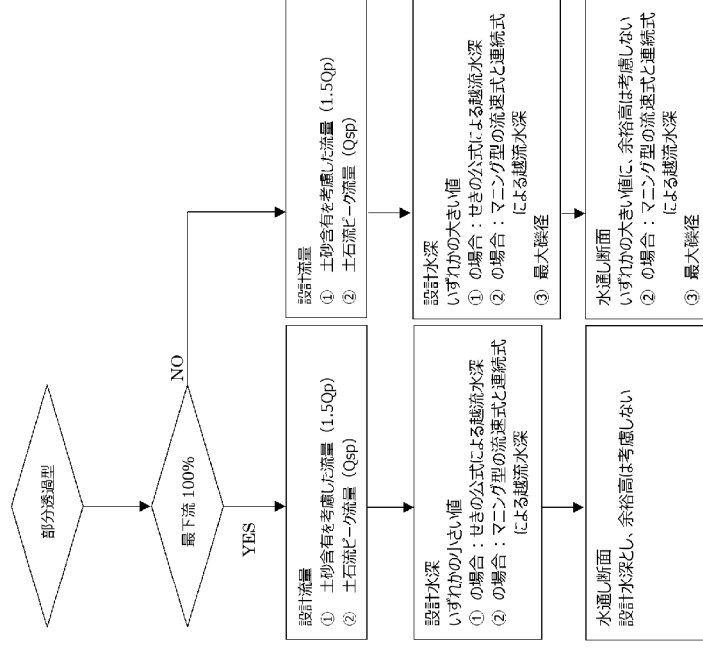


図-3.3 設計流量と設計水深の考え方

● 設計水深

3.1.3 安定性の検討

3.1.3.1 越流部

(1) 本体構造の設定

1) 水通し断面

水通し断面は、設計水深(0.6m)、水通し幅(10.5m)、袖小口勾配(標準値 1:0.5)により、下図に示す通りとする。

なお、当該砂防堰堤は、部分透過型砂防堰堤であることから、水通し断面の高さにおいて、余裕高は考慮しないものとする。よって、水通し断面の高さは、**0.6m**となる。

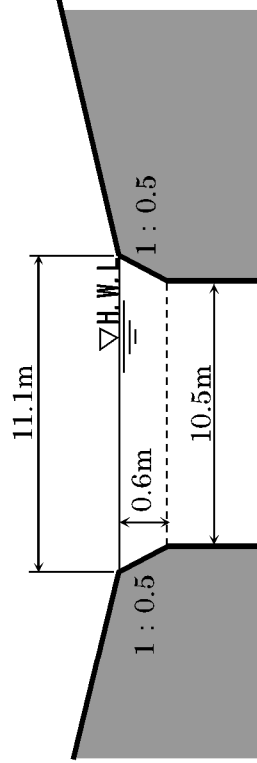


図-3.4 水通し断面

2) 開口部の設定

部分透過型砂防堰堤の開口部の設定は、「ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3) 透過部断面の設定

部分透過型砂防堰堤の開口部の設定は、「ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

●水通し断面

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.5.3 (1)

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。

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。

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.2 (1)

地形等の理由により袖部を含めた断面によって対応する場合、安定性及び安全性を満たす非越流部の断面を設計する。その際、袖部を含めた断面が土石流ピーク流量に対処できるようにしておく必要がある。

●開口部の設定

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.5.3 (2)

開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。この時、土石流が流下するときの流れの幅 B_{da} を開口部の幅の目安とし、現地の状況を考慮して設定する。

●透過部断面の設定

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.5.3 (3)

(2) 本体の設計

1) 安定条件

本体の安定条件は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰」
と同等である。

2) 設計外力の組合せ (越流部)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、表-3.5 のとおりとするが、透過部の構造に
応じた設計外力が作用するものとする。

● 安定条件
…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.5.1 (1)

● 設計外力
…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.5.1 (2)

表-3.5 部分透過型砂防堰堤の設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満	/	①静水圧、②堆砂圧 ③土石流流体力、④ 本体自重、⑤土石流 の重さ	①静水圧、②本体自 重
堰堤高 15m 以上		静水圧、堆砂圧、本 体自重、揚圧力、地 震時慣性力、地震時 動水圧	静水圧、堆砂圧、本 体自重、揚圧力

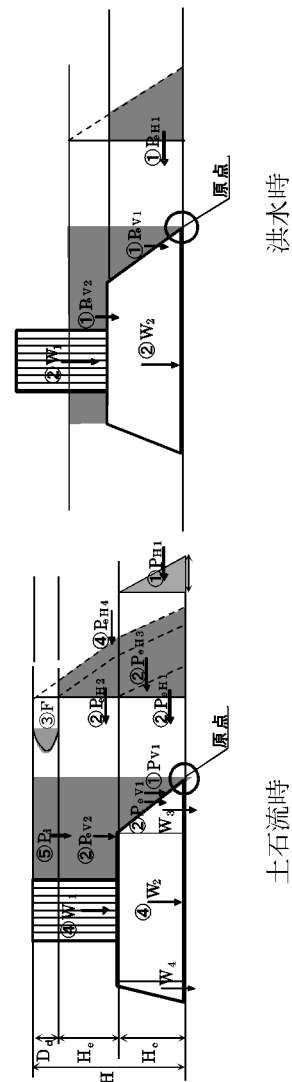


図-3.5 設計外力の作用位置

3) 設計外力の算出

i) 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、不透過部天端高に土砂含有を考慮した流量に対する越流水深を加えた高さとする。

$$P = \rho \cdot g \cdot h_w = \gamma_w \cdot h_w \quad \dots (3-12)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

ρ : 水の密度 (1,200kg/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

h_w : 水面から任意の点の水深 (m)

1) 洪水時

・水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H_c^2 \quad \dots (3-13)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 5.50 \times 5.50 = 178.02 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_h H_c \quad \dots (3-14)$$

$$= 11.77 \times 0.60 \times 5.50 = 38.84 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.60m)

H_c : 静水圧を算定する水面からの深さ (5.50m)

水の単位体積重量 γ_w は、堰堤高さが 15m 未満の場合は 11.77kN/m³ 程度、堰堤高さが 15m 以上の場合は、9.81kN/m³ 程度とする。

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.1 (2)

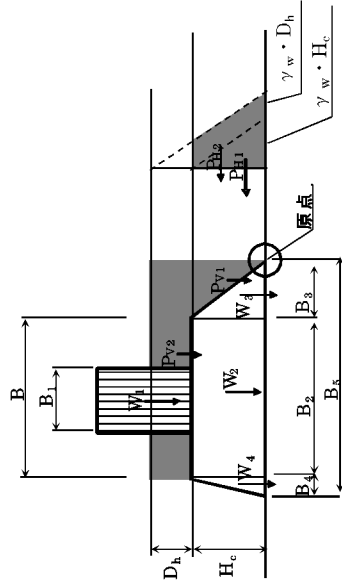


図-3.6 静水圧 (洪水時)

・垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H_c^2 \quad \dots \quad (3-15)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.05 \times 5.5^2 = 8.90 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{V2}} = \gamma_w D_h (B + m H_c) \quad \dots \quad (3-16)$$

$$= 11.77 \times 0.6 \times (3.6 + 0.05 \times 5.5) = 27.37 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{V2}}$: 単位幅当たりの P_{V2} による荷重 (kN/m)

B : 不透過部の天端幅 (3.60m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.60m)

m : 本体上流ののり勾配 (後述の検討結果より 0.05 採用)

2) 土石流時

・水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H_c^2 \quad \dots \quad (3-17)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 5.50 \times 5.50 = 178.02 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

H_c : 静水圧を算定する水面からの深さ (5.50m)

・垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H_c^2 \quad \dots \quad (3-18)$$

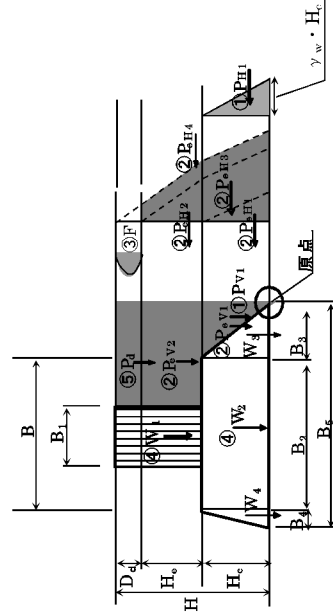


図-3.7 静水圧 (土石流時)

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.05 \times 5.50^2 = 8.90$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

B : 不透過部の天端幅 (3.60m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

m : 本体上流ののり勾配 (後述の検討結果より 0.05 採用)

ii) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。堆砂圧を算定するための堆砂面は、水通し天端高から土石流の水深に等しい高さを下げた高さとする。

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (3-19)$$

$$P_{eV} = \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (3-20)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

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 ($\cos i \doteq 1$ とする)

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

ϕ : 水中での土砂の内部摩擦角 (35°)

・水平方向

$$F_{P_{d1}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_s (H_c)^2 \quad \dots (3-21)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 8.24 \times (5.50)^2 = 37.39 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{d2}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_e (H - D_d - H_c)^2 \quad \dots (3-22)$$

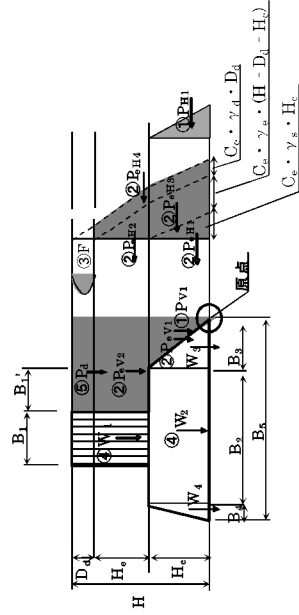


図-3.8 堆砂圧

土圧係数は、堆砂面勾配が ($I \leq 15^\circ$) であれば、下式のように $\cos i \doteq 1$ として算出する。

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

…砂防設計公式集 p99

$$= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 15.31 \times (7.50 - 0.61 - 5.50)^2 = 4.44 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{effs}} = C_e \gamma_e (H - D_d - H_c) H_c \quad \dots \dots (3-23)$$

$$= 0.3 \times 15.31 \times (7.50 - 0.61 - 5.50) \times 5.50 = 35.11 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{eff4}} = C_e \gamma_d D_d (H - D_d) \quad \dots \dots (3-24)$$

$$= 0.3 \times 17.13 \times 0.61 \times (7.5 - 0.61) = 21.60 \text{ kN/m}$$

H : 堰堤高 (m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

F_{P_{effi}} : 単位幅当たりの P_{effi} による荷重 (kN/m)

C_e : 土圧係数 (0.3)

γ_e : 堆砂圧を算出する際の土砂の単位体積重量 (15.31kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

・垂直方向

$$F_{P_{ev1}} = \frac{1}{2} \gamma_s m H_c^2 \quad \dots \dots (3-25)$$

$$= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.05 \times 5.50^2 = 6.23 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{ev2}} = \gamma_e \times (m H_c + B_1') \times (H - D_d - H_c) \quad \dots \dots (3-26)$$

$$= 15.31 \times (0.05 \times 5.50 + 0.1) \times (7.50 - 0.61 - 5.50) = 7.98 \text{ kN/m}$$

F_{P_{ev1}} : 単位幅当たりの P_{ev1} による荷重 (kN/m)

B_{1'} : 透過部上流端から不透過部天端上流端までの距離

$F_{P_{tr2}}$: 単位幅当たりの P_{ev2} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.05 採用)

iii) 土石流の単位体積重量 (γ_d)

土石流の単位体積重量は、「ケース 1 : 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

iv) 単位幅当りの土石流流体力 (F)

単位幅当りの土石流流体力は、「ケース 1 : 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

v) 本体自重

砂防堰堤の本体自重は、越流部内の築造に用いる材料の単位幅当りの体積に、それぞれの単位体積重量を乗じた値とする。本設計においては次式により算出する。

1) 鋼材部

$$W_j = W_k \div B_{da} \quad \dots (3-27)$$

$$W_1 = 200.0 \div 10.5 = 19.05 \text{ kN/m}$$

W_j : 鋼材の単位幅当りの自重 (kN/m)

W_k : 堤体築造に用いる鋼材重量 (本事例では 200.0kN)

B_{da} : 越流部の開口幅 (10.5m)

2) コンクリート部

$$W_j = W_c \cdot A_j \quad \dots (3-28)$$

$$W_2 = 22.56 \times 3.6 \times 5.5 = 446.69 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = 22.56 \times 1/2 \times 0.05 \times 5.5 \times 5.5 = 17.06 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = 22.56 \times 1/2 \times 0.25 \times 5.5 \times 5.5 = 85.31 \text{ kN/m}$$

W_i : コンクリートブロック*i*における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_c : コンクリートの単位体積重量 (22.56kN/m³)

A_i : 砂防堰堤単位幅当りの体積 (m³/m)

vi) 土石流の重さ

土石流の重さは、土石流の水深を用いた単位幅当りの体積に、土石流の単位体積重量を乗じた値とし、本設計においては次式により算出する。

$$P_{dH} = \gamma_d \cdot A_i \cdots (3-29) \\ = 17.13 \times 0.61 \times (0.05 \times 5.50 + 0.1) = 3.92 \text{ kN/m}$$

4) 安定計算

砂防堰堤の越流部における下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。

砂防堰堤の越流部における下流のりの勾配は一般に 1 : 0.2 とするが、当該流域を調査した結果、中小出水時の土砂流出が少なく、粒径も細かいと判断されたため、下流のり勾配を緩くすることを検討した。

下流のり勾配を緩くする場合、次式で求められる勾配よりも急にすることを要がある。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{g}} \frac{U}{H} \cdots (3-30)$$

L : (図-3.9 参照)

H : 不透過部高さ (5.50m)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

U : 土砂が活発に流送され始める流速 (m/s)

本事例では、 U は設計外力で用いた流速 (3.13.1 (2) vi) の 50%程度とし、以下の通りとなる。

$$U = 2.76 \text{ (m/s)} \times 50\% = 1.38 \text{ (m/s)} \cdots (3-31)$$

● 下流のり

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.2 (3)
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、下流のり勾配を 1 : 0.2 より緩くすることができる。

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

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) は、土石流ピーク流量の流速の 50%程度とする。堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。

本事例では、中小出水による下流側の侵食を想定している。そのため、透過部は閉塞していない状態ではない。透過部天端からの越流を想定し、 H は不透過部高さの 5.50m としている。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U = \sqrt{\frac{2}{9.81 \times 5.5}} \times 1.38 = 0.26 \quad \dots (3-32)$$

したがって、下流のり勾配は 1 : 0.26 よりも急にす必要がある。
 本設計では、砂防堰堤ののり勾配を 0.05 単位で検討することとし、下流のり勾配は 1 : 0.25 まで緩くできるものとして安定計算を行う。

上流のり勾配を変化させて安定計算を行い、安定性を満足でき、堤体積（堤体断面積）が最小となるのり勾配の組合せを検討する。

安定計算の結果、越流部では以下の組合せにおいて堤体断面積が最小となった。

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.05

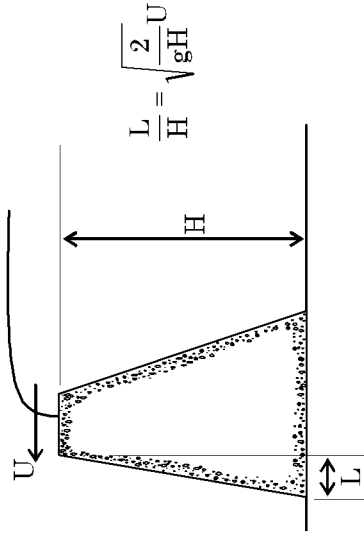


図-3.9 下流のり勾配

表-3.6 上下流のり勾配と堤体断面積（単位：m²）
（越流部）

	n	
	0.20	0.25
m	0.00	-
	0.05	-
	0.10	15.15
	0.15	15.8
	0.20	16.45
	16.45	17.10

※下流のり勾配 n、上流のり勾配 m の時の堤体断面積を表す。

※数値の最も小さい断面が経済断面（最適断面）となる。

※ “-” は安定条件を満足できない組合せを表す。

洪水時

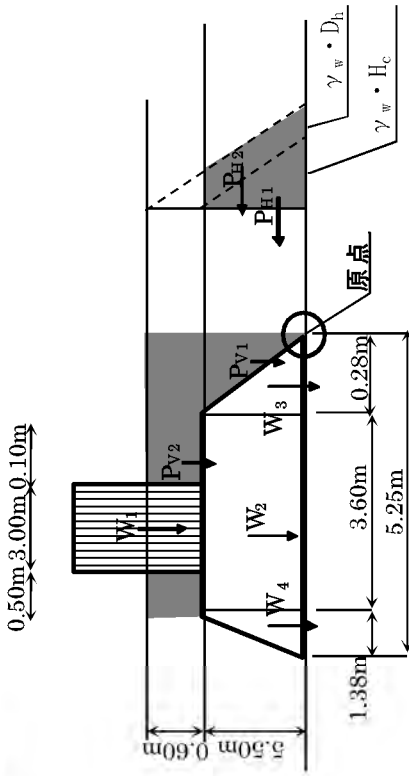


図-3.10 砂防堰堤に作用する力（洪水時）

表-3.7 作用荷重一覧表（ $n=0.25$ 、 $m=0.05$ ）

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重(鋼材)	W_1	19.05		$0.05 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	1.88	35.81
本体自重	W_2	446.69		$0.05 \times 5.50 + 3.60/2$	2.08	929.12
(コンクリート)	W_3	17.06		$2/3 \times (0.05 \times 5.50)$	0.18	3.07
	W_4	85.31		$1/3 \times (0.25 \times 5.50) + 3.6 + 0.05 \times 5.50$	4.33	369.39
静水圧	P_{V1}	8.90		$1/3 \times 0.05 \times 5.50$	0.09	0.80
	P_{V2}	27.37		$1/2 \times (3.60 + 0.05 \times 5.50)$	1.94	53.10
	P_{H1}		178.02	$1/3 \times 5.50$	1.83	325.78
	P_{H2}		38.84	$1/2 \times 5.50$	2.75	106.81
合計		604.38	216.86			1,823.88

注) 透過部の形状は、その形式によって異なることから、形状に応じた自重、モーメントの算定を行う必要がある。ここでは、透過部は図示した形状、自重 (W_1) の作用点を持つものと仮定して、計算を行った。

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{1,823.88}{604.38} = 3.02\text{m} \quad \dots (3-33)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.875 + 3.00 + 0.375 = 5.25\text{m} \quad \dots (3-34)$$

$$(B/3 = 1.75) < (x = 3.02) < (B \times 2/3 = 3.50) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 604.38}{216.86} = 1.67 > 1.2 \quad \dots (3-35) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.02 - \frac{1}{2} \times 5.25 = 0.40\text{m} \quad \dots (3-36)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (3-37)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{604.38}{5.25} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.40}{5.25} \right) \right\} = 167.75\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (3-38)

$$\sigma_{\min} = \frac{604.38}{5.25} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.40}{5.25} \right) \right\} = 62.49\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (3-39)

●安定計算における記号について

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 (kN・m/m)

V: 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H: 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N: 安全率

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)

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)

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤: 礫層 (密なもの)

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

土石流時

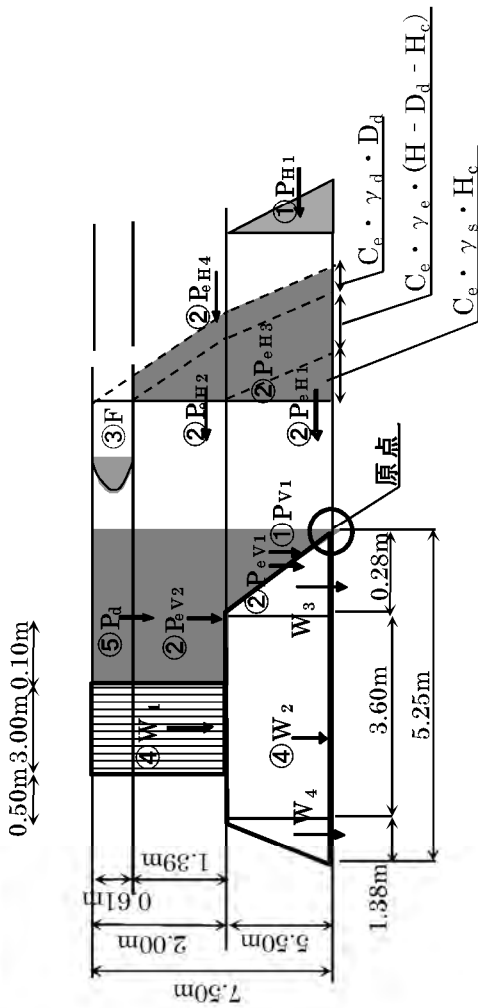


図-3.11 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表-3.8 作用荷重一覧表 (n=0.25、m=0.05)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重(鋼材)	W ₁	19.05		$0.05 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	1.88	35.81
本体自重 (コンクリート)	W ₂	446.69		$0.05 \times 5.50 + 3.60/2$	2.08	929.12
	W ₃	17.06		$2/3 \times (0.05 \times 5.50)$	0.18	3.07
	W ₄	85.31		$1/3 \times (0.25 \times 5.50) + 3.6 + 0.05 \times 5.50$	4.33	369.39
静水圧	P _{v1}	8.90		$1/3 \times 0.05 \times 5.50$	0.09	0.80
	P _{vt}		178.02	$1/3 \times 5.50$	1.83	325.78
堆砂圧	P _{ev1}	6.23		$1/3 \times 0.05 \times 5.50$	0.09	0.56
	P _{ev2}	7.98		$1/2 \times (0.05 \times 5.5 + 0.1)$	0.19	1.52
	P _{eh1}		37.39	$1/3 \times 5.50$	1.83	68.42
	P _{eh2}		4.44	$1/3 \times 1.39 + 5.50$	5.96	26.46
	P _{eh3}		35.11	$1/2 \times 5.50$	2.75	96.55
	P _{eh4}		21.60	$1/2 \times 6.89$	3.45	74.52
土石流の重さ	P _d	3.92		$1/2 \times (0.05 \times 5.5 + 0.1)$	0.19	0.74
土石流流体力	F		8.11	$6.89 + 1/2 \times 0.61$	7.20	58.39
合計		595.14	284.67			1,991.13

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する
検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{1,991.13}{595.14} = 3.35\text{m} \quad \dots (3-40)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.875 + 3.00 + 0.375 = 5.25\text{m} \quad \dots (3-41)$$

$$(B/3 = 1.75) < (x = 3.35) < (B \times 2/3 = 3.50) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 595.14}{284.67} = 1.25 > 1.2 \quad \dots (3-42) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.35 - \frac{1}{2} \times 5.25 = 0.73\text{m} \quad \dots (3-43)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (3-44)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{595.14}{5.25} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.73}{5.25} \right) \right\} = 207.93\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (3-45)

$$\sigma_{\min} = \frac{595.14}{5.25} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.73}{5.25} \right) \right\} = 18.79\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (3-46)

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・雪

崩防止工事ポケットブック P.113

3.1.3.2 非越流部

(1) 非越流部の安定計算

当該堰堤は、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の部分透過型砂防堰堤となるため、水通し断面は『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』を採用し、余裕高は考慮しない断面（ $D_h=0.60\text{m}$ ）を採用している。

一方で、本体設計を行う上での土石流の水深は $D_d=0.61\text{m}$ となり、安定性の検討を行う上で以下の関係が発生する。

$$\text{水通し高 } (D_h=0.60\text{m}) < \text{土石流の水深 } (D_d=0.61\text{m})$$

本設計では、非越流部の安定性について図-3.12 に示すように断面(1)：袖小口の断面、断面(2)：土石流の水深と袖部の高さが一致する断面で安定計算を実施した。

ここで、断面(1)は堆砂面を水通し天端幅の高さとすると、袖部の高さを上回ることから、堆砂面を下げ全土石流流体力が堰堤（袖部含む）に作用するものとした。

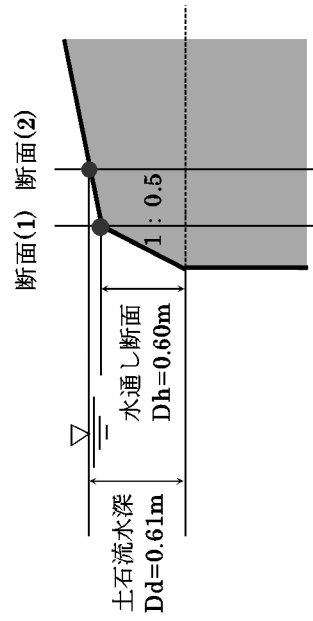


図-3.12 安定計算の実施断面

●設計外力

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.4.4

●非越流部の安定計算

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.3 (1)

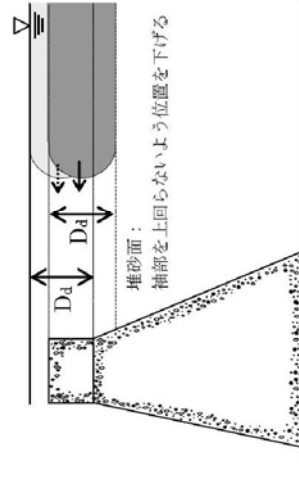


図-3.13 堆砂面のイメージ図

- 1) 安定条件
 非越流部における安定条件は、3.13.1(2)で示した越流部の条件と同じである。
- 2) 設計外力の組合せ
 安定計算に用いる設計外力の組合せは、部分透過型砂堰堤の非越流部では表3.9のとおりとする。

表-3.9 部分透過型砂堰堤の設計外力（非越流部）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		①静水圧、②堆砂圧 ③土石流流体力、④本体自重、⑤土石流の重さ	①静水圧、 ②本体自重
堰堤高 15m 以上		静水圧、堆砂圧、本体自重、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、土石流流体力、本体自重、土石流の重さ、揚圧力

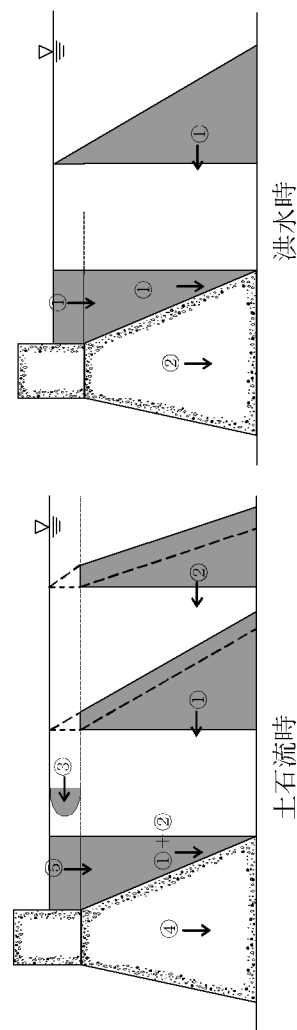


図-3.14 設計外力の作用位置

3) 設計外力の算出

i) 静水圧

静水圧は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様の式で算出する。ただし、静水圧を算定するときの水面は、越流部における不透過部天端高に土砂含有を考慮した流量に対する越流水深を加えた高さとする。

1) 洪水時

・水平方向

$$F_{F_{hi}} = \frac{1}{2} \gamma_w (H_c + D_h)^2 \dots (3-47)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (5.50 + 0.60)^2 = 218.98 \text{ kN/m}$$

$F_{F_{hi}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.60m)

H_c : 越流部における不透過部の高さ (5.50m)

・垂直方向

$$F_{F_{vi}} = \frac{1}{2} \gamma_w m (H_c + D_h)^2 \dots (3-49)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.20 \times (5.50 + 0.60)^2 = 43.80 \text{ kN/m}$$

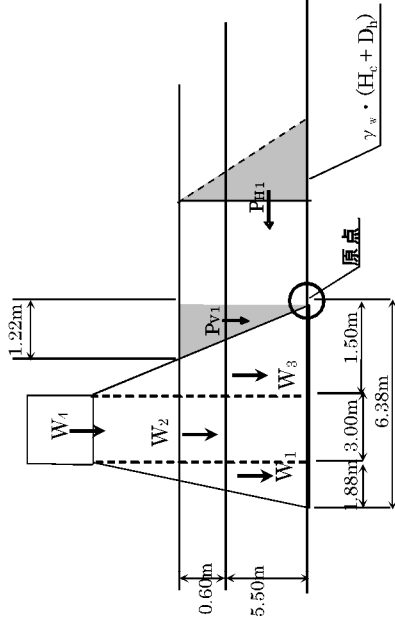


図-3.15 静水圧 (洪水時)

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.60m)
 m : 本体上流ののり勾配 (後述の検討結果より 0.20 採用)

2) 土石流時 断面 (1)
・水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H_e^2 \dots (3\cdot51)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 7.49 \times 7.49 = 330.15 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_d H_e \dots (3\cdot52)$$

$$= 11.77 \times 0.61 \times 7.49 = 53.78 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

H_e : 静水圧を算定する水面からの深さ (7.49m)

・垂直方向

$$F_{T_{V1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H_e^2 \dots (3\cdot53)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.20 \times 7.49^2 = 66.03 \text{ kN/m}$$

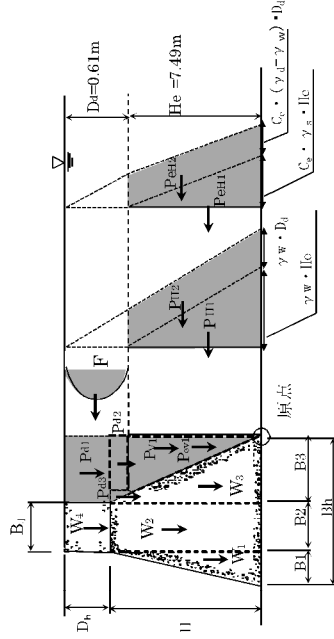


図-3.16 断面1 (土石流時)

H_e : 静水圧を算定する水面からの深さ (7.49m)

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流のり勾配 (後述の検討結果より **0.20** 採用)

2) 土石流時 断面 (2)

・水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H_e^2 \dots (3-54)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 7.50 \times 7.50 = 331.03 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_d H_e \dots (3-55)$$

$$= 11.77 \times 0.61 \times 7.50 = 53.85 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

H_e : 静水圧を算定する水面からの深さ (7.50m)

・垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H_e^2 \dots (3-56)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.20 \times 7.50^2 = 66.21 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流のり勾配 (後述の検討結果より **0.20** 採用)

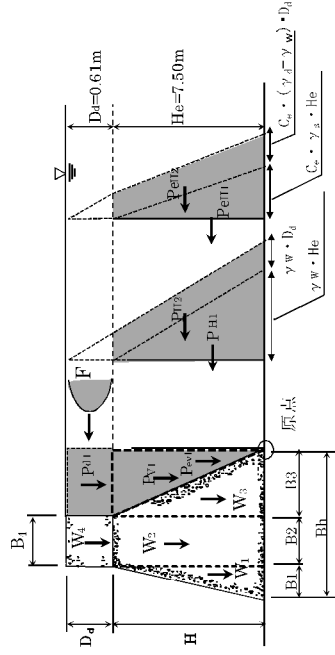


図-3.17 断面 2 (土石流時)

H_e : 静水圧を算定する水面からの深さ (7.49m)

ii) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (3-57)$$

$$P_{eV} = \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (3-58)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

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 ($\cos i \doteq 1$ とする)

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

ϕ : 水中での土砂の内部摩擦角 (35°)

1) 土石流時 断面 (1)

・水平方向

$$F_{P_{eH1}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_s H_e^2 \quad \dots (3-59)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 8.24 \times 7.49^2 = 69.34 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d H_e \quad \dots (3-60)$$

$$= 0.3 \times (17.13 - 11.77) \times 0.61 \times 7.49 = 7.35 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{eH1}}$: 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{eH2}}$: 単位幅当たりの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

H_e : 堆砂圧を算定する堆砂面からの深さ (7.49m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

C_e : 土圧係数 (0.3)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

・垂直方向

$$F_{P_{eH1}} = \frac{1}{2} \gamma_s m H_e^2 \quad \dots (3-61)$$

$$= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.20 \times 7.49^2 = 46.23 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{eH1}}$: 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

m : 本体上流ののり勾配 (後述の検討結果より 0.20 採用)

H_e : 堆砂圧を算定する堆砂面からの深さ (7.49m)

2) 土石流時 断面 (2)

・水平方向

$$F_{P_{eH1}} = \frac{1}{2} C_e \gamma_s H_e^2 \quad \dots (3-62)$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.3 \times 8.24 \times 7.50^2 = 69.53 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d H_e \quad \dots (3-63)$$

$$= 0.3 \times (17.13 - 11.77) \times 0.61 \times 7.50 = 7.36 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{eH1}}$: 単位幅当たりの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{eH2}}$: 単位幅当たりの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

H_e : 堆砂圧を算定する堆砂面からの深さ (7.50m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

C_e : 土圧係数 (0.3)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

・垂直方向

$$F_{P_{ev1}} = \frac{1}{2} \gamma_s m H_e^2 \quad \dots (3-64)$$

$$= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.20 \times 7.50^2 = 46.35 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{ev1}}$: 単位幅当たりの P_{ev1} による荷重 (kN/m)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

m : 本体上流ののり勾配 (後述の検討結果より 0.20 採用)

H_e : 堆砂圧を算定する堆砂面からの深さ (7.50m)

iii) 単位幅当りの上石流流体力 (F)

「3. 1 3. 1 (2) 本体の設計」と同じであり、単位幅当りの土石流の流体力 (F=8.11kN/m) である。

iv) 本体自重

砂防堰堤の本体自重は、越流部内の築造に用いる材料の単位幅当りの体積に、それぞれの単位体積重量を乗じた値とする。算出方法は、3. 1 3. 1 (2) 3) v) と同様の方法とする。

1) 断面 (1)

$$W_1 = 22.56 \times 1/2 \times 0.25 \times 7.5 \times 7.5 = 158.63 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned}
 W_2 &= 22.56 \times 3.0 \times 7.5 &= 507.60 \text{ kN/m} \\
 W_3 &= 22.56 \times 1/2 \times 0.20 \times 7.5 \times 7.5 &= 126.90 \text{ kN/m} \\
 W_4 &= 22.56 \times 3.0 \times 0.6 &= 40.61 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) 断面 (2)

$$\begin{aligned}
 W_1 &= 22.56 \times 1/2 \times 0.25 \times 7.5 \times 7.5 &= 158.63 \text{ kN/m} \\
 W_2 &= 22.56 \times 3.0 \times 7.5 &= 507.60 \text{ kN/m} \\
 W_3 &= 22.56 \times 1/2 \times 0.20 \times 7.5 \times 7.5 &= 126.90 \text{ kN/m} \\
 W_4 &= 22.56 \times 3.0 \times 0.61 &= 41.28 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

v) 土石流の重さ

土石流の重さは、土石流の水深を用いた単位幅当りの体積に、土石流の単位体積重量を乗じた値とし、本設計においては次式により算出する。

1) 断面 (1)

$$\begin{aligned}
 P_{d1} &= 17.13 \times 0.20 \times 7.5 \times 0.60 &= 15.42 \text{ kN/m} \\
 P_{d2} &= 17.13 \times 0.20 \times 7.49 \times (0.61 - 0.60) &= 0.26 \text{ kN/m} \\
 P_{d3} &= 17.13 \times 1/2 \times 0.20 \times (0.61 - 0.60)^2 &= 0.00 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) 断面 (2)

$$P_{d1} = 17.13 \times 0.20 \times 7.5 \times 0.61 = 15.67 \text{ kN/m}$$

4) 安定計算

部分透過型砂防堰堤の非越流部の断面形状は、3. 1.3. 2 (1) 2)、3) で求めた設計外力に対して、3. 1.3. 2 (1) 1) 安定条件を満足できるように決定する必要がある。

i) 下流のり勾配・上流のり勾配

部分透過型砂防堰堤の非越流部の下流のり面は、満砂後も越流水により下流のりを叩くことがないため、力学的に安定で、かつ、経済性を考慮して設定する。

下流のり勾配と上流のり勾配を変化させて安定計算を行い、安定性を満足でき、堤体積（堤体断面積）が最小となる上流のり勾配を検討する。

安定計算の結果、当該砂防堰堤の非越流部では以下の堤体断面積が最小となった。非越流部の断面は、設計外力に対する安定性と袖部を越流する土石流の水位を総合的に考慮し、下流のり勾配の緩い組合せとなる「下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.20」を採用した。

断面 (1)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.25
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.20・・・ (採用)

断面 (2)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.25
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.20・・・ (採用)

ii) 本体の天端幅

砂防堰堤の本体の天端幅は、「ケース 1 : 整備率 100% 渓流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

当該砂防堰堤の天端幅は、3.0m とした。本体の天端幅は衝突する最大礫径 ($d_{95} = 1.0m$) の 2 倍の幅も満足できている。

表-3.10 上下流のり勾配と堤体断面積 (単位 : m^2)
(非越流部)

	n	
	0.20	0.25
m	0.00	-
	0.05	-
	0.10	-
	0.15	-
	0.20	-
	0.25	36.96
	0.30	38.36
	38.36	39.77

※下流のり勾配 n、上流のり勾配 m の時の堤体断面積を表す。

※数値の最も小さい断面が経済断面 (最適断面) となる。

※ “-” は安定条件を満足できない組合せを表す。

●天端幅

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.3.2 (2)

iii) 安定計算 洪水時 (n=0.25、m=0.20)

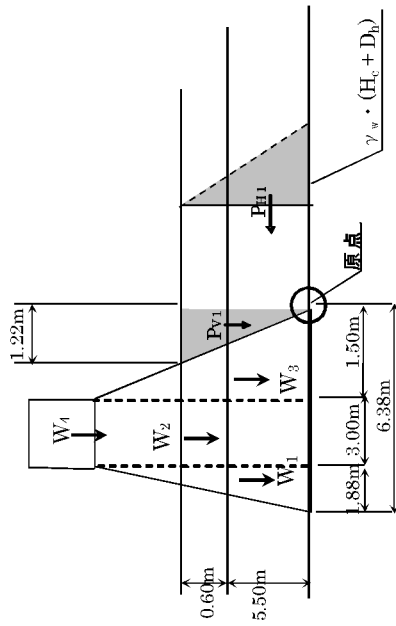


図-3.18 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表-3.11 作用荷重一覧表 (n=0.25、m=0.20)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	158.63		$0.20 \times 7.50 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 7.50$	5.13	813.77
	W ₂	507.60		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	1,522.80
	W ₃	126.90		$2/3 \times 0.20 \times 7.50$	1.00	126.90
	W ₄	40.61		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	121.83
静水圧	P _{v1}	43.80	218.98	$1/3 \times 0.20 \times (5.50 + 0.60)$	0.41	17.96
	P ₁₁₁		218.98	$1/3 \times (5.50 + 0.60)$	2.03	444.53
合計		877.54	218.98			3,047.79

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に
対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{3,047.79}{877.54} = 3.47\text{m} \quad \dots (3-65)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.88 + 3.00 + 1.50 = 6.38\text{m} \quad \dots (3-66)$$

$$(B/3 = 3.19) < (x = 3.47) < (B \times 2/3 = 4.25) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 877.54}{218.98} = 2.40 > 1.2 \quad \dots (3-67) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.47 - \frac{1}{2} \times 6.38 = 0.28\text{m} \quad \dots (3-68)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (3-69)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{877.54}{6.38} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.28}{6.38} \right) \right\} = 173.76\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

\dots (3-70)

$$\sigma_{\min} = \frac{877.54}{6.38} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.28}{6.38} \right) \right\} = 101.33\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

\dots (3-71)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

iv) 安定計算 土石流時 (断面1) ($n=0.25$, $m=0.20$)

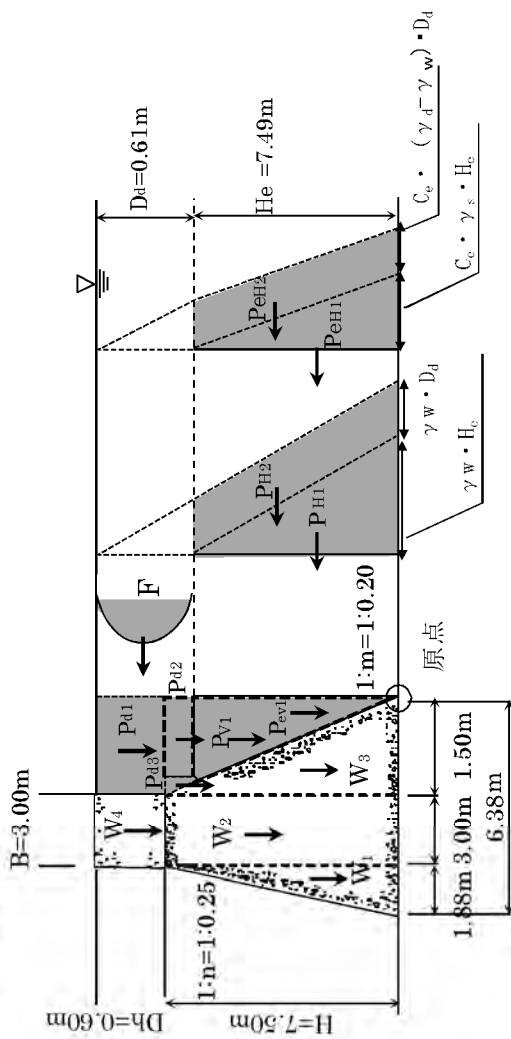


図-3.19 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表-3.12 作用荷重一覧表 ($n=0.25$, $m=0.20$)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	158.63		$0.20 \times 7.50 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 7.50$	5.13	813.77
	W ₂	507.60		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	1,522.80
	W ₃	126.90		$2/3 \times 0.20 \times 7.50$	1.00	126.90
	W ₄	40.61		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	121.83
静水圧	P _{v1}	66.03		$1/3 \times 0.20 \times 7.49$	0.50	33.02
	P ₁₁		330.15	$1/3 \times 7.49$	2.50	825.38
	P ₁₂		53.78	$1/2 \times 7.49$	3.75	201.68
堆砂圧	P _{w1}	46.23		$1/3 \times 0.20 \times 7.49$	0.50	23.12
	P _{w11}		69.34	$1/3 \times 7.49$	2.50	173.35
	P _{w12}		7.35	$1/2 \times 7.49$	3.75	27.56
土石流の重さ	P _{d1}	15.42		$1/2 \times 0.20 \times 7.50$	0.75	11.57
	P _{d2}	0.26		$1/2 \times 0.20 \times 7.49$	0.75	0.20
	P _{d3}	0.00		$0.20 \times 7.50 - 2/3 \times 0.20 \times (0.61 - 0.60)$	1.50	0.00
土石流流体力	F		8.11	$7.49 + 1/2 \times 0.61$	7.80	63.26
合計		961.68	468.73			3,944.44

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{3,944.44}{961.68} = 4.10\text{m} \quad \dots (3-72)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.88 + 3.00 + 1.50 = 6.38\text{m} \quad \dots (3-73)$$

$$(B/3 = 3.19) < (x = 4.10) < (B \times 2/3 = 4.25) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 961.68}{468.73} = 1.23 > 1.2 \quad \dots (3-74) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.10 - \frac{1}{2} \times 6.38 = 0.91\text{m} \quad \dots (3-75)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (3-76)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{961.68}{6.38} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.91}{6.38} \right) \right\} = 279.73\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (3-77)

$$\sigma_{\min} = \frac{961.68}{6.38} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.91}{6.38} \right) \right\} = 21.74\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (3-78)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

v) 安定計算 土石流時 (断面 2) ($n=0.25$, $m=0.20$)

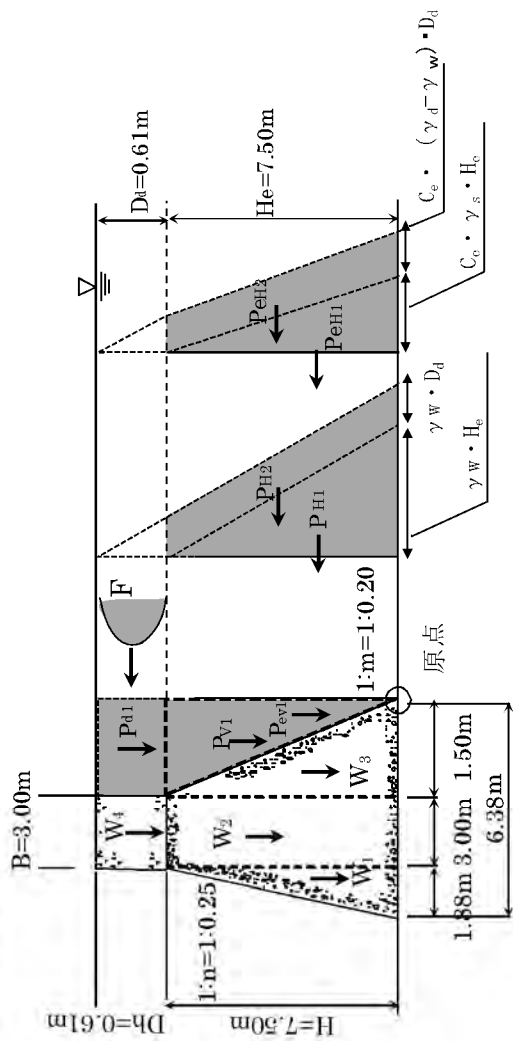


図-3.20 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表-3.13 作用荷重一覧表 ($n=0.25$, $m=0.20$)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	158.63		$0.20 \times 7.50 + 3.00 + 1/3 \times 0.25 \times 7.50$	5.13	813.77
	W ₂	507.60		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	1,522.80
	W ₃	126.90		$2/3 \times 0.20 \times 7.50$	1.00	126.90
	W ₄	41.28		$0.20 \times 7.50 + 1/2 \times 3.00$	3.00	123.84
静水圧	P _{v1}	66.21		$1/3 \times 0.20 \times 7.50$	0.50	33.11
	P _{h1}		331.03	$1/3 \times 7.50$	2.50	827.58
	P _{h2}		53.85	$1/2 \times 7.50$	3.75	201.94
堆砂圧	P _{ov1}	46.35		$1/3 \times 0.20 \times 7.50$	0.50	23.18
	P _{eh1}		69.53	$1/3 \times 7.50$	2.50	173.83
	P _{eh2}		7.36	$1/2 \times 7.50$	3.75	27.60
土石流の重さ	P _{h1}	15.67		$1/2 \times 0.20 \times 7.50$	0.75	11.75
土石流流体力	F		8.11	$7.50 + 1/2 \times 0.61$	7.81	63.34
合計		962.64	469.88			3,949.64

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力の作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{3,949.64}{962.64} = 4.10\text{m} \quad \dots (3-79)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.88 + 3.00 + 1.50 = 6.38\text{m} \quad \dots (3-80)$$

$$(B/3 = 3.19) < (x = 4.10) < (B \times 2/3 = 4.25) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 962.64}{469.88} = 1.23 > 1.2 \quad \dots (3-81) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.10 - \frac{1}{2} \times 6.38 = 0.91\text{m} \quad \dots (3-82)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (3-83)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{962.64}{6.38} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.91}{6.38} \right) \right\} = 280.01\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (3-84)

$$\sigma_{\min} = \frac{962.64}{6.38} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.91}{6.38} \right) \right\} = 21.76\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (3-85)

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

(2) 本体断面の決定

「3.1.3.1(2) 本体の設計」及び「3.1.3.2(1) 非越流部の安定計算」より、当該砂防堰堤の越流部及び非越流部で採用し得るのり勾配の組合せは以下の通りとなった。

越流部

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.05
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.10

非越流部

断面 (1)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.25
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.20 ⇒ 採用

断面 (2)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.25
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.20 ⇒ 採用

越流部および非越流部の断面は、設計外力に対する安定性と施工性を総合的に考慮し、下流のり勾配の緩い組合せとなる「下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.20」を採用した。

(3) 袖部の破壊に対する構造計算

袖部の破壊に対する構造計算は、「ケース 1 : 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

3.1.4 前庭保護工の設計

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ぬ。前庭保護工の方式には、副堰堤、垂直壁、水叩き、側壁護岸などが考

※ 越流部・非越流部の同一断面については、現地状況や施工性等を考慮し、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に設定すること。

えられ、堰堤基礎及びその下流の河床・溪岸の状況により、適切な方式を選定する。

当堰堤では、垂直壁＋水叩き方式を選定した。

部分透過型砂防堰堤の前庭保護工は不透過型砂防堰堤と同様とし、水叩きの長さや厚さは、洪水による洗掘の場合と捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合を想定し、両者のうち、より厳しい条件で設計を行うものとする。

ただし、当該堰堤は整備率 100% 溪流の最下流堰堤であるため、土石流は本堤を越流しないと想定されることから、前庭保護工は洪水時を対象として設計を行う。

3.1.4.1 水叩きの長さ

水叩きの長さは、経験式を用いて求める。

経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) \dots (3-86)$$

L : 主堰堤不透過部天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ (m)

H₁ : 水叩き天端から不透過部天端までの高さ (m)

h₃ : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (m)

$$\text{洪水時} : L = (1.5 \sim 2.0) (4.7 + 0.6) = 8.0 \sim 10.6\text{m}$$

以上より、主堰堤不透過部天端下流端から副堰堤天端下流端までの長さ L は 10.6m を採用し、垂直壁天端幅 (1.0m) を考慮して、水叩き長は L = 9.6m となる。

3.1.4.2 水叩き厚

水叩き厚さは、経験式を用いて求める。

経験式

$$t = 0.2 (0.6 \cdot H_1 + 3 \cdot h_3 - 1.0) \dots (3-87)$$

t : 水叩き厚さ (m)

H₁ : 水叩き天端から不透過部天端までの高さ (m)

h₃ : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (m)

● 部分透過型堰堤の前庭保護工の設計

本事例は「整備率 100% 溪流の最下流の部分透過型堰堤」であるため、土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (設計水深) を基に前庭保護工の設計を行った。一方、「整備率 100% 溪流の最下流」ではない部分透過型堰堤については、指針に基づき洪水時及び土石流時の検討を行い、前庭保護工を設計するものとする。なお、土石流時の検討では、「水叩き天端から透過部の天端高までの高さ」及び「土石流ピーク流量に対する越流水深」を用いる (下図参照)。

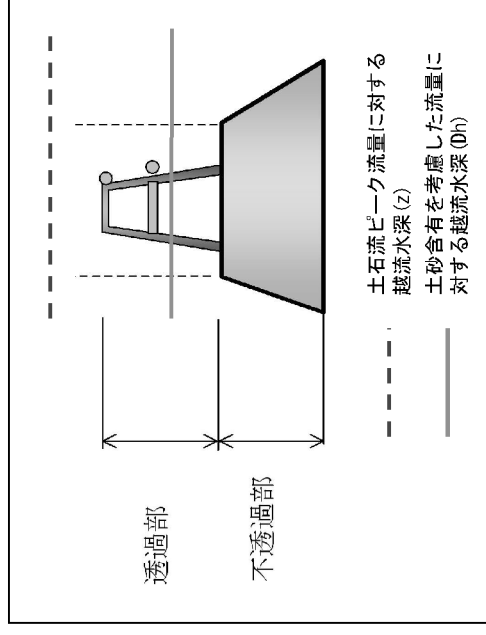


図 前庭保護工の設計に用いる設計水深

(「整備率 100% 溪流の最下流」ではない部分透過型堰堤)

洪水時： $t = 0.2 (0.6 \times 4.7 + 3 \times 0.6 - 1.0) = 0.8\text{m}$

以上より、水叩き厚さは $t = 0.8\text{m}$ とした。

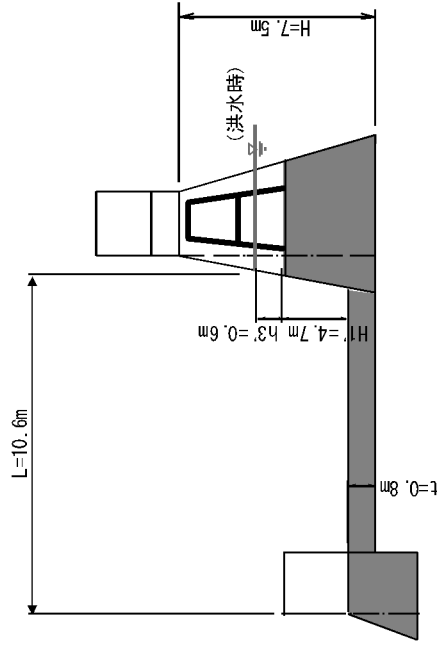


図-3.21 副堤（垂直壁）の位置と水叩き長さ・厚さ

3.14.3 副堰堤（垂直壁）の水通し断面

副堰堤の水通し断面は、本堰堤の水通し断面に余裕高を加えて設計する。

3.13.1(1)と上記を踏まえ、水通し断面は、水通し高さ（設計水深（0.6m）、余裕高さ（0.6m））、水通し幅（10.5m）、袖小口勾配（標準値 1:0.5）により、図-3.22に示す通りとする。

…土石流・流木対策設計技術指針解説 2.1.5.5

土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第

905号 Q&A.65（平成28年9月20日時点）

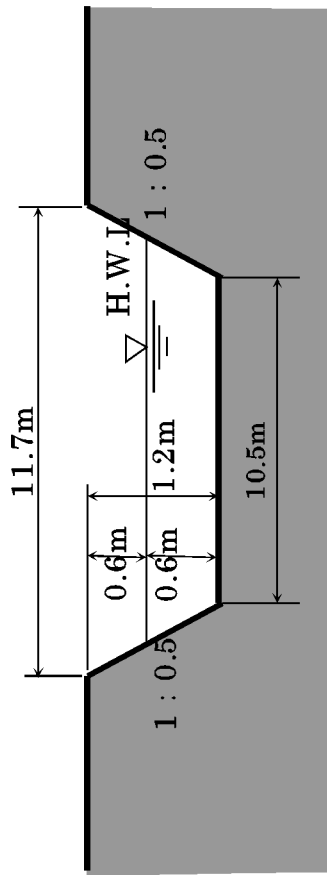


図-3.22 水通し断面

3.14.4 副堰堤（垂直壁）の天端幅

副堰堤（垂直壁）の天端幅は、水叩き厚さを考慮して1.0mとした。

—ケース 3：整備率 100% 溪流の最下流に計画する不透過型砂防堰堤—

4. ケース 3: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する不透過型砂防堰堤

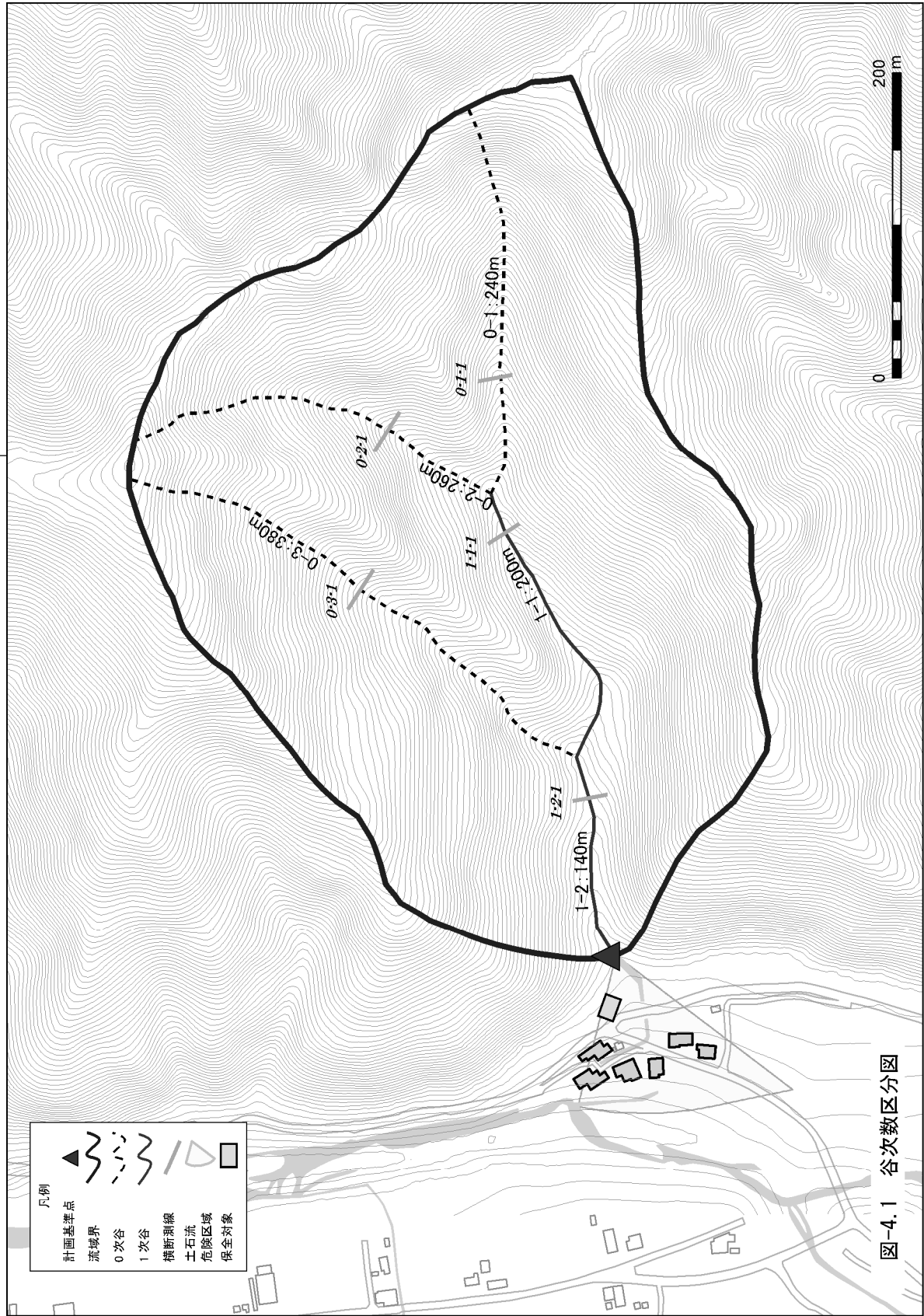


図-4.1 谷次数区分図

4. 1 流域概要

「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

4. 2 保全対象の設定

「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

4. 3 計画規模

「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

4. 4 計画基準点等

「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

4. 5 計画流出量

(1) 計画流出土砂量 (V_d)

「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様の方法で算出するが、本事例では、移動可能土砂量 (V_{gr1}) について以下のとおり想定した。

表-4.1 計画基準点における移動可能渓床堆積土砂量

地点	谷次数	流路番号	延長 L_{gr11} (m)	堆積土砂断面 面積 A_{gr11} (m^2)	移動可能 土砂量 V_{gr1} (m^3)	採用 断面
計画 基準点	0次谷	0-1	240	1.5	360	0-1-1
		0-2	260	2.0	520	0-2-1
		0-3	380	0.8	285	0-3-1
		小計	880	—	1,165	—
	1次谷	1-1	200	4.0	800	1-1-1
		1-2	140	7.5	1,050	1-2-1
	小計	340	—	1,850	—	
	合計				3,015	—

なお、「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 (V_{gr2}) は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

以上より、本事例の計画基準点における計画流出土砂量は、表-4.2 の通りとなる。

表-4.2 計画基準点における計画流出土砂量

地点	流域内の 移動可能土砂量 $V_{\phi 1}$ (m ³)	「計画規模の土石流」に よって運搬できる土砂量 $V_{\phi 2}$ (m ³)	計画流出土砂量 V_d (m ³)
計画基準点	3,015	19,610	3,015

(2) 計画流出流木量 (V_w)

「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様の方法で算出するが、本事例では、発生流木量 (V_{wy}) について以下のとおり想定した。

表-4.3 発生流木量

地点	谷次数	流路番号	延長 L_{gyl} (m)	侵食幅 B_d (m)	100m ² 当り 樹木材積※ ΣV_{wy2} (m ³ /100m ²)	発生 流木量 V_{wy} (m ³)
計画 基準点	0次谷	0-1	240	3.0	2.52	18
		0-2	260	4.0	2.52	26
		0-3	380	1.5	2.69	15
		小計	880	—	—	59
	1次谷	1-1	200	4.0	1.23	10
		1-2	140	5.0	1.23	9
	小計	340	—	—	19	
合計						78

なお、流出流木率は「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に 0.9 とし、計画流出流木量 (V_w) は以下のとおりとなる。

$$\begin{aligned}
 V_w &= 0.9 \times V_{wy} \\
 &= 0.9 \times 78 = 70 \text{ (m}^3\text{)}
 \end{aligned}$$

(3) 計画流出量 (V)

計画流出量は、計画流出土砂量と計画流出流量の和とする。計画基準点における計画流出量は、表-4.4 に示すとおりである。

表-4.4 計画基準点における計画流出量

地点	計画流出土砂量 V_d (m ³)	計画流出流量 V_w (m ³)	計画流出量 V (m ³)
計画基準点	3,015	70	3,085

土砂収支図を図-4.2 に、流木収支図を図-4.3 に示す。

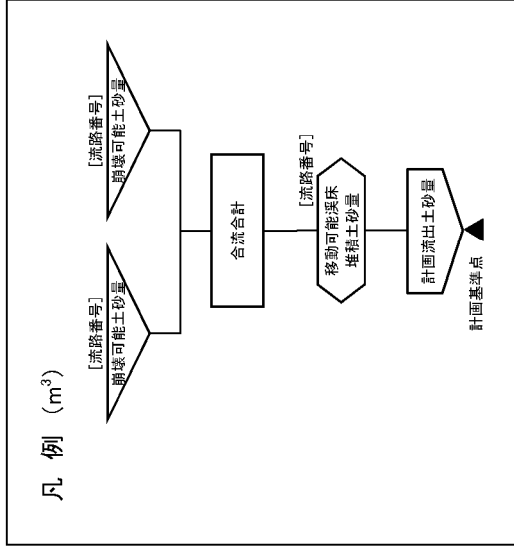


図-4.2 土砂収支図

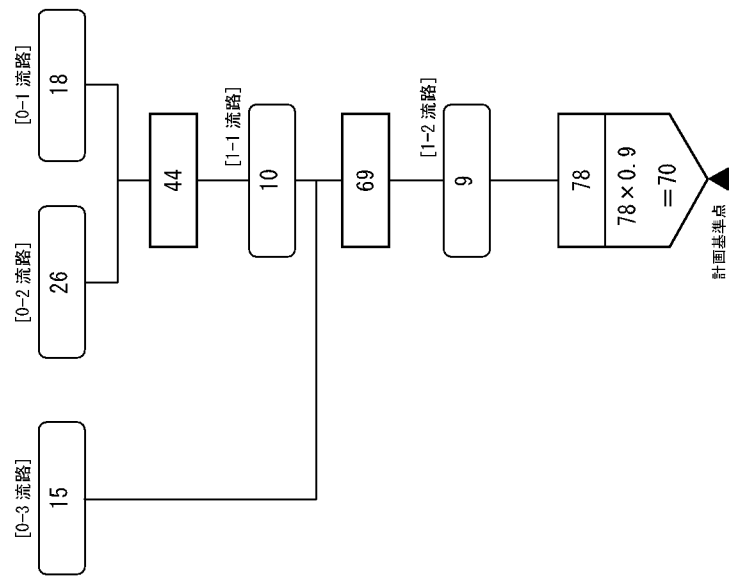


図-4.3 流木収支図

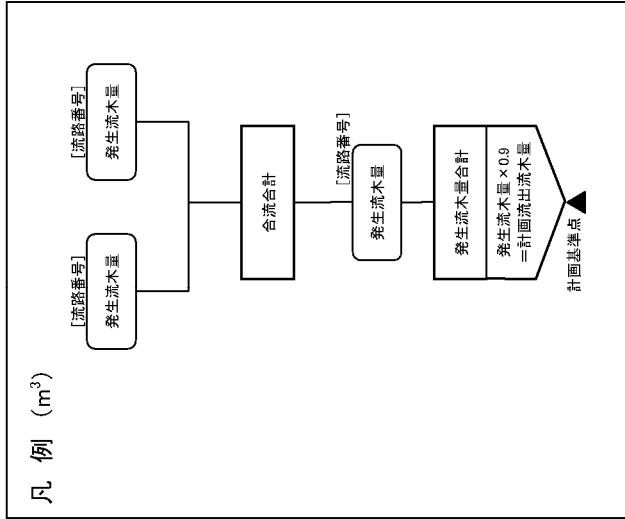
4.6 計画流下許容量

「ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

4.7 土石流・流木処理計画

「ケース1：整備率100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

以上を踏まえ、本事例における計画諸元一覧を表-4.5に示す。



凡例 (m³)

表-4.5 計画諸元一覧

項目	諸元	備考
計画基準点	人家及び田畑の上流	
流域面積	0.15 km ²	
本溪の溪流延長	600 m	
本溪源頭部との比高	200 m	
支溪数	2	
表流水の有無	無し	
土石流発生実績	2 回	1969 年、2004 年
保全対象	7 戸	
計画規模	100 年超過確率	
計画規模の年超過確率の降雨量	406.6 mm/24hr	
最大礫径 (d_{95})	1.0 m	粒径 0.1~1.2m
主要樹種	スギ	植林
最大樹高 (H_{vm})	30 m	
平均樹高 (h_{wa})	20 m	
最大胸高直径 (R_{vm})	50 cm	
平均胸高直径 (R_{wa})	20 cm	
計画流出量 (V)	3,085 m ³	
計画流出土砂量 (V_d)	3,015 m ³	
移動可能土砂量 (V_{dtr})	3,015 m ³	
「計画規模の土石流」によつて運搬できる土砂量 (V_{dv2})	19,610 m ³	
計画流出流量 (V_w)	70 m ³	
計画流下許容量 (W)	0 m ³	
計画流下許容土砂量 (W_d)	0 m ³	
計画流下許容流量 (W_w)	0 m ³	

4.8 土石流・流木対策施設配置計画

4.8.1 施設配置計画

土石流・流木対策施設は、計画で扱う土砂・流木量等、土砂移動の形態、保全対象との位置関係等を考慮して、土石流および土砂とともに流出する流木等を合理的かつ効果的に処理するように配置する。

当該流域においては、土石流・流木対策施設における留意点を考慮し、総合的に判断した結果、計画基準点に不透過型砂堰堤 1 基を配置するとともに、不透過型砂防堰堤から下流へ流出すると想定される流木の対策として副堰堤に流木捕捉 T を設置することで、土石流・流木整備率 100% を満足させるものとした。そのため、当該施設は、土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の砂防堰堤となる。

計画基準点に不透過型砂防堰堤（副堰堤に流木捕捉工設置）

—— 1 基

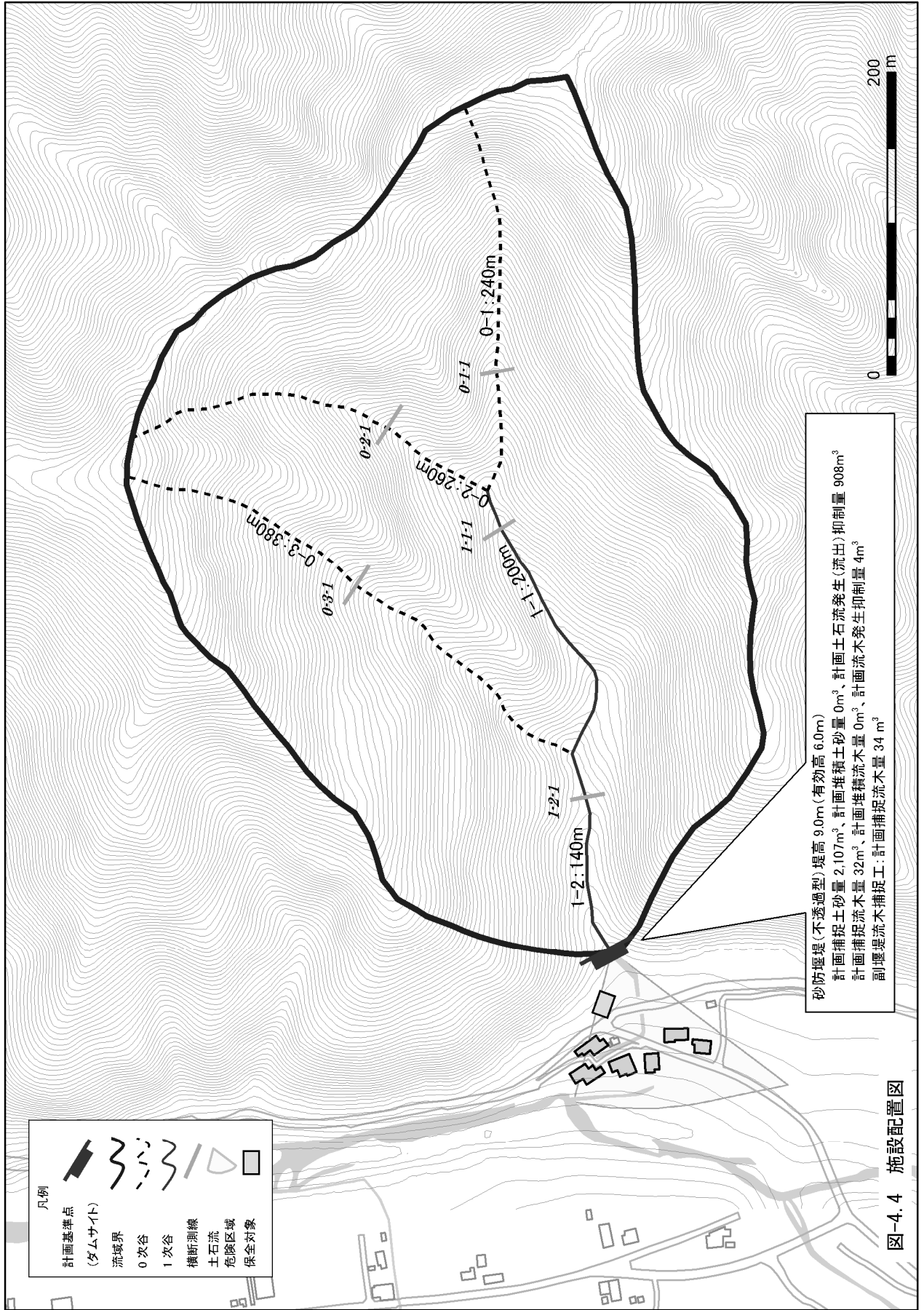


図-4.4 施設配置図

4. 8. 2 施設効果量の算出

当該砂防施設は不透過型砂防堰堤であり、徐石により平常時堆砂勾配を維持する計画とし、計画堆積量を確保しないため、本堤の施設効果量は計画捕捉量及び計画発生(流出)抑制量となる*。

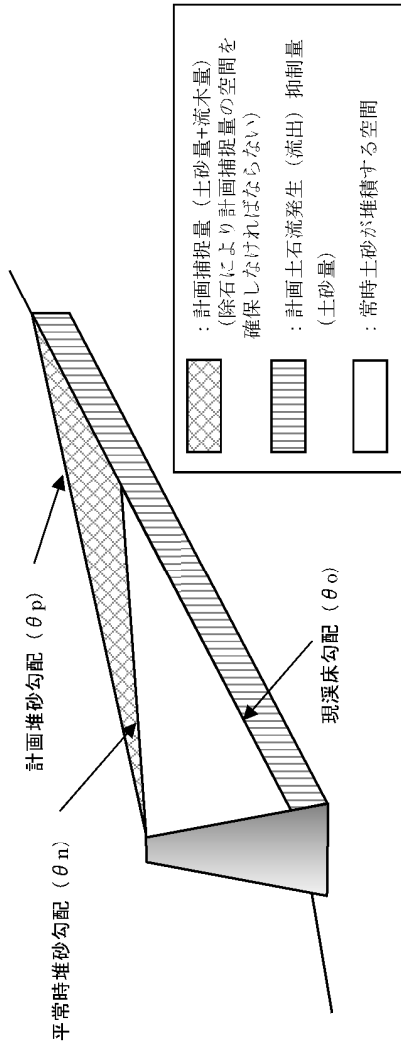


図-4.5 不透過型砂防堰堤の施設効果量

当ケースの計画流出量は、前述のとおり 3,085m³であり、0.5m 単位で提高を変化させて施設効果量を算出したところ、堤高が 9.0m (有効高が 6.0m) のときに、土砂効果量が 3,015m³となり、土砂整備率 100%を満たす計画となった。

- 計画流出土砂量 : 3,015(m³)
- 計画流出流木量 : 70(m³)
- 計画流出量 : 3,085(m³)

①計画土石流発生(流出)抑制量

計画土石流発生(流出)抑制量は、計画堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間に移動可能溪床堆積土砂が存在する場合に計上する。

計画土石流発生(流出)抑制量は、計画堆砂延長に移動可能溪床堆積土砂断面積を乗じて算出する。

$$\begin{aligned}
 & \text{計画土石流発生(流出)抑制量} \\
 &= \text{計画堆砂延長} \times \text{移動可能溪床堆積土砂断面積} \dots (4-1) \\
 &= 121 \times 7.5 = 908(\text{m}^3)
 \end{aligned}$$

※別途、副堰堤に流木止めを設置して計画捕捉流木量を評価する。

本事例では、基礎根入れは 3.0m を確保するものとした。

●計画土石流発生(流出)抑制量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 3.4.1
 本事例では、計画堆砂勾配を現溪床勾配の 2/3 倍とし、幾何的に計画堆砂延長を求めた。
 また、計画堆砂範囲 (1-2 流路に該当) における移動可能溪床堆積土砂断面積は、表-4.1 より 7.5m²である。

②計画流木発生抑制量

計画流木発生抑制量は、平常時堆砂面を有する場合、平常時堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間に存在する倒木、流木等の量について計上する。

$$\begin{aligned} \text{計画流木発生抑制量} &= \text{平常時堆砂延長} \times 100\text{m}^2 \text{ 当りの樹木材積} \cdots (4-2) \\ &\quad \times \text{侵食幅} \times \text{流木流出率} / 100 \\ &= 80 \times 1.23 \times 5.0 \times 0.9 / 100 = 4(\text{m}^3) \end{aligned}$$

③計画捕捉土砂量

不透過型砂防堰堤における計画捕捉土砂量は、平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間のうち、除石によって確保される空間（図-4.5に示す網掛けの空間）で捕捉される土砂量である。

計画捕捉土砂量は、下記④で算出される計画捕捉量と計画捕捉流木量の差分として算出する。

$$\begin{aligned} \text{計画捕捉土砂量} &= \text{計画捕捉量} - \text{計画捕捉流木量} \cdots (4-3) \\ &= 2,139 - 32 = 2,107(\text{m}^3) \end{aligned}$$

●計画流木発生抑制量

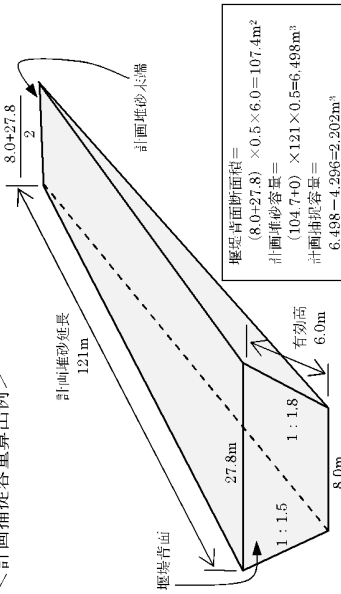
…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 3.4.2 本事例では、平常時堆砂勾配を現溪床勾配の 1/2 倍とし、幾何的に平常時堆砂延長を求めた。

また、平常時堆砂範囲（1-2 流路に該当）における 100m² 当りの樹木材積及び侵食幅は、表-4.3 よりそれぞれ 1.23m³/100m² 及び 5.0m である。流木流出率は 4.5(2) で前述のように 0.9 である。

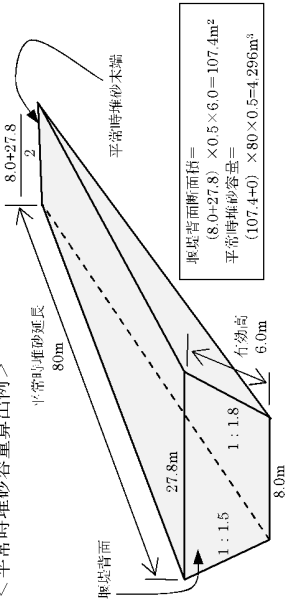
●計画捕捉土砂量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 3.2.1 本事例では、以下の堆砂形状を想定し、幾何的に計画堆砂容量と平常時堆砂容量を算出し、その差分をとることで、計画捕捉容量を算出した。

<計画捕捉容量算出例>



<平常時堆砂容量算出例>



※上図（計画捕捉容量算出例図及び平常時堆砂容量算出例図）は幾何的に同時に存在し得ないが、本事例では相当簡易化した方法で計画捕捉容量を近似的に算出している。実際には詳細な地形データを基に施設効果を算出すること。

④計画捕捉流量

不透過型砂防堰堤の計画捕捉流量は、式(4-4)と式(4-5)から求められる値のうち、小さい方の値とする。

$$X_{w1} = K_{v0} \times X \times (1 - \alpha) \dots (4-4)$$

$$X_{w1} = K_{w1} \times X \dots (4-5)$$

X : 土石流・流木対策施設の計画捕捉量 (m³)

X_{w1} : 本堰堤の計画捕捉流量 (m³)

K_{v0} : 本堰堤に流入が想定される計画流出量に対する流木容積率

α : 本堰堤からの流木の流出率 (0.5程度) ※

K_{w1} : 計画捕捉量に対する流木容積率 (対象溪流において捕捉事例がない場合は、 $K_{w1} = 2\%$ としてよい) ※※

本堰堤の計画地点に流入が想定される計画流出量に占める計画流出流量の割合から計画捕捉流量を求める方法(式(4-4))について、流木容積率(K_{v0})は「ケース 1: 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算出する。

$$\text{流木容積率} = (\text{計画流出流量} - \text{計画流木発生抑制量}) \dots (4-6)$$

$$/ (\text{計画流出量} - \text{計画発生(流出)抑制量})$$

$$= (70 - 4) / (3,085 - 912) = 3.0(\%)$$

よって、式(4-4)から求められる計画捕捉流量は、

$$\text{計画捕捉流量} = \text{計画捕捉量} \times \text{流木容積率} \times (1 - 0.5) \dots (4-7)$$

$$= 2,139 \times 0.03 \times (1 - 0.5) = 32$$

また、本堰堤の計画捕捉量に占める計画捕捉流量の割合から計画捕捉流量を求める方法(式(4-5))では、

●計画捕捉流量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 3.2.2

●流木容積率の算出

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料第904号 Q&A No.33 (平成28年9月20日時点)

※本事例では $\alpha = 0.5$ とした。

※※対象流域では流木の捕捉事例がないことから、本事例では $K_{w1} = 2\%$ とした。

●計画捕捉量の算出

計画捕捉量(X)=計画捕捉土砂量(X_d)+計画捕捉流量(X_{w1})であるため、式(4-4)における計画捕捉量は、 $X = X_d / (1 - K_{w1}(1 - \alpha))$ より求められる。

計画捕捉土砂量(X_d)は、計画流出土砂量(V_d)から上記①で算出された計画土石流発生(流出)抑制量(Z_d)を差し引いた2,107m³である。よって、

$$X = 2,107 / (1 - 0.030(1 - 0.5)) = 2,139\text{m}^3 \text{となる。}$$

同様に、式(4-5)における計画捕捉量は、

$$X = X_d / (1 - K_{w1}) \text{より求められる。よって、}$$

$$X = 2,107 / (1 - 0.02) = 2,150\text{m}^3 \text{となる。}$$

ここで、算出された計画捕捉量を計画捕捉容量が上回るように、堤高を設定する。

なお、式(4-7)では、表記上数値を丸めた流木容積率を

$$\begin{aligned} \text{計画捕捉流木量} &= \text{計画捕捉量} \times \text{計画捕捉量に対する流木容積率} \quad \dots (4-8) \\ &= 2,150 \times 0.02 = 43 \end{aligned}$$

以上より、「式(4-4)から算出した計画捕捉流木量：32m³」 < 「式(4-5)から算出した計画捕捉流木量：43m³」となったことから、小さい方の32m³が計画捕捉流木量となり、計画捕捉量は2,139m³となる。

⑤副堰堤に設置した流木止めによる計画捕捉流木量

上記の②、①より本堰堤の流木効果量は、36m³（計画流木発生抑制量：4m³、計画捕捉流木量32m³）である。ここで、計画流出流木量は70m³であることから、34m³（70m³ - 36m³）が本堤から下流へ流出することになる。

そのため、本事例では、副堰堤に流木止めを設置し、必要な流木捕捉量（34m³）を確保するものとする。なお、副堰堤で必要な流木捕捉量を確保するための湛水池の形状などの設定については4.14で後述する。

⑥整備率

以上を踏まえ、当該砂防堰堤の施設効果量を表-4.6に示す。

表-4.6 土石流・流木捕捉工の施設効果量

CASE	型式	堰堤位置	堤高 H(m)	計画土石流 発生(流出) 抑制量 (m ³)	9.0	908	計画土石流 計画流木 捕捉率 (%)	4	3.0%	副堰堤の計画捕捉流木量				土砂 効果量 (m ³)	流木 効果量 (m ³)	施設 効果量 (m ³)
										計画 堆積流木量 (m ³)	計画 堆積土砂量 (m ³)	計画 捕捉土砂量 (m ³)	計画 捕捉土砂量 (m ³)			
3	不透通	最下流	9.0	908	4	3.0%	0	0	0	0	32	34	2,107	3,015	70	3,085

計画基準点における整備率は、以下のとおりである。

$$\text{土砂整備率} = \text{土砂効果量} / (\text{計画流出土砂量} - \text{計画流下許容土砂量}) \times 100(\%) \quad \dots (4-9)$$

$$= 3,015 / (3,015 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

$$\text{流木整備率} = \text{流木効果量} / (\text{計画流出流木量} - \text{計画流下許容流木量}) \times 100(\%) \quad \dots (4-10)$$

$$= 70 / (70 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

$$\text{整備率} = \text{施設効果量} / (\text{計画流出量} - \text{計画流下許容量}) \times 100(\%) \quad \dots (4-11)$$

$$= 3,085 / (3,085 - 0) \times 100 = 100.0\%$$

記載しているが、計画捕捉流木量の算出には、式(4-6)より算出された丸めていない流木容積率を用いている。

●副堰堤の計画捕捉流木量

…砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 3.2.2

●式(4-4)における計画捕捉量（参考）

$$\begin{aligned} X_{wi} &= \frac{K_{wp} \times X \times (1-a)}{K_{wp} \times (X_d + X_{wi}) \times (1-a)} \\ X_{wi} &= \frac{K_{wp} \times (1-a) \times X_d}{K_{wp} \times (1-a) \times X_d + K_{wp} \times (1-a) \times X_{wi}} \\ X_{wi} - K_{wp} \times (1-a) \times X_{wi} &= K_{wp} \times (1-a) \times X_d \\ \{1 - K_{wp} \times (1-a)\} \times X_{wi} &= \frac{K_{wp} \times (1-a)}{1 - K_{wp} \times (1-a)} \times X_d \\ X_{wi} &= X_d \times X_{wi} \\ X &= X_d - \frac{K_{wp} \times (1-a)}{1 - K_{wp} \times (1-a)} \times X_d \\ X &= \frac{1 - K_{wp} \times (1-a)}{1 - K_{wp} \times (1-a)} \times X_d \\ X &= \frac{l}{1 - K_{wp} \times (1-a)} \times X_d \end{aligned}$$

●式(4-5)における計画捕捉量（参考）

$$\begin{aligned} X_{wi} &= \frac{K_{wp} \times X}{K_{wp} \times (X_d + X_{wi})} \\ X_{wi} &= \frac{K_{wp} \times X_d}{K_{wp} \times X_d + K_{wp} \times X_{wi}} \\ X_{wi} - K_{wp} \times X_{wi} &= K_{wp} \times X_d \\ (1 - K_{wp}) \times X_{wi} &= K_{wp} \times X_d \\ X_{wi} &= \frac{K_{wp} \times X_d}{1 - K_{wp}} \\ X &= X_d - X_{wi} \\ X &= X_d - \frac{K_{wp} \times X_d}{1 - K_{wp}} \\ X &= \frac{1 - K_{wp} \times X_d}{1 - K_{wp}} \times X_d \\ X &= \frac{l}{1 - K_{wp}} \times X_d \end{aligned}$$

4.9 除石(流木の除去を含む)計画

除石(流木の除去を含む)には、土石流発生後等の緊急的に実施する「緊急除石(流木の除去を含む)」と、定期的な点検に基づいて堆積した土砂および流木を除去する「定期的な除石(流木の除去を含む)」とがある。

堰堤形式に関わらず、除石により計画捕捉量を確保する必要があるため、以下の考え方に基づき、搬出路を含め、あらかじめ徐石方法を検討しておくものとする。

①緊急除石(流木の除去を含む)

土石流発生等の出水により捕捉された土砂及び流木を緊急的に除石することは、砂防堰堤の計画捕捉量・計画堆積量を確実に確保する観点から重要である。

このため、土石流発生後等に土石流・流木対策施設の捕捉状況について臨時点検を行い、必要に応じて次期出水にそなえて緊急に除石(流木の除去を含む)を実施する。

②定期的な点検に基づく除石(流木の除去を含む)

定期的な点検に基づく除石(流木の除去を含む)は、堆積する土砂及び流木等から主として、計画堆積量を確保するために行うものである。

土石流・流木対策施設について定期的に点検を行い、その結果、土石流・流木処理計画に必要としている計画捕捉量・計画堆積量を確保する必要がある場合には除石(流木の除去を含む)を実施する。

なお、除石は直下から行わず、原則として上流から実施する。

●除石(流木の除去を含む)計画

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説第5節

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料第904号 Q&A No.31(平成28年9月20日時点)

※除石計画は、土石流・流木対策施設配置計画と並行して検討する必要がある。

※除石した土砂及び流木の搬出方法や受人先が明確にできない等、実効性を持つ除石(流木の除去を含む)計画の策定が困難な場合は、計画捕捉量・計画堆積量を土石流・流木処理計画に見込むことができない。

※計画を実施する段階において、土砂及び流木の受入先が使用できなくなる等、策定した除石(流木の除去を含む)計画を実行することが困難となった場合においては、土石流・流木対策施設配置計画の見直しを行う必要がある。

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 国総研資料第904号 Q&A No.45(平成28年9月20日時点)

※管理用道路は必ずしも必要ではなく、仮設道路等でも可能と考えられるが、実行可能な徐石計画である必要がある。そのため、どのような手段で土砂(流木を含む)を除去し、どのように運搬しておくかをあらかじめ決めておく必要がある。

4.10 設計の諸元

表-4.7 設計諸元

項目	諸元	備考
流域面積	$A = 0.15 \text{ km}^2$	
溪床勾配	$I = \tan \theta = 1/6.7 \quad \theta = 8.5^\circ$ [$I > 1/30$ のため土石流区域]	
24時間雨量 (計画規模)	$P_{24} = 406.6 \text{ mm/24hr}$	
" (既往最大)	$P_{24} = 350.0 \text{ mm/24hr}$	
最大礫径	$d_{95} = 1.0 \text{ m}$	
溪床堆積物の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
水の密度	$\rho = 1,200 \text{ kg/m}^3$ [H = 15m 未満]	
礫の密度	$\sigma = 2,600 \text{ kg/m}^3$	
堆積土砂の容積土砂濃度	$C^* = 0.6$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 22.56 \text{ kN/m}^3$	
礫の弾性係数	$E_2 = 5.0 \times 10^8 \times 9.81 \text{ N/m}^2$	
礫のポアソン比	$\nu_2 = 0.23$	
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^8 \times 9.81 \text{ N/m}^2$	
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 = 0.194$	
基礎地盤の条件	フローティング基礎 (礫層 (密なもの)) 摩擦係数: $f = 0.6$ 許容支持力: $q_u = 588.6 \text{ kN/m}^2$	基礎処理不要
堰堤有効高	$H = 6.0 \text{ m}$	根入れ 3m と仮定
堰堤高	$H = 9.0 \text{ m}$	
流域の地質・土地利用	三紀層山岳	

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f
 …現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・
 雪崩防止工事ポケットブック P.113

4.1.1 設計流量の算出

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

4.1.1.1 土砂含有を考慮した流量

土砂含有を考慮した流量は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

4.1.1.2 土石流ピーク流量 (Qsp)

当ケースにおける土石流ピーク流量は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

●設計流量

… 上石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (3)

※ 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量が、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同じであるため。

4.1.2 設計水深の算出

当堰堤は土石流・流木処理計画を満足する（整備率 100%）溪流の最下流の堰堤に該当することから、設計水深は、『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』の値とする。

4.1.2.1 水通し幅の設定

水通し幅は、現渓床幅度を基本とし、3m 以上を原則とする。

当堰堤では、現渓床幅度とし、8.0m とする。

4.1.2.2 土砂含有を考慮した流量（Q）に対する越流水深

土砂含有を考慮した流量(Q)に対する越流水深（ D_h ）は、せきの公式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_h^{3/2} \dots (4-12)$$

Q : 土砂含有を考慮した流量 (7.86m³/s)

C : 流量係数 (0.60~0.66)

g : 重力の加速度 (9.81m/s²)

B₁ : 水通しの底幅 (現況河幅を基本として 8.0m とする。)

B₂ : 越流水面幅 (m)

m₂ : 袖小口勾配

C=0.6、m₂=0.5 とすると上式を変形して次式となる。

$$Q \doteq (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2} \dots (4-13)$$

式 (4-13) より、 $D_h=0.67\text{m}$ と求まる。本設計では 0.1m 単位で繰り上げ、 $D_h=0.7\text{m}$ とした。

4.1.2.3 設計水深

設計水深は『土砂含有を考慮した流量に対する越流水深』の値とすることから、 $D_h=0.7\text{m}$ を採用する。

● 設計水深

… 土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (4)

… 土石流・流木対策設計技術指針解説 国総研資料第 905 号
Q&A 追加(H28.9) (平成 28 年 9 月 20 日時点)

4.1.3 安定性の検討

4.1.3.1 越流部

(1) 水通し断面

水通し断面は、設計水深 (0.7m) に余裕高 ($\Delta h = 0.6m$) ・ $\Delta H/H = 0.6/0.7 = 0.86 \geq 0.4$ を加えた水通し高さ ($0.7 + 0.6 = 1.3m$)、水通し幅 (8.0m)、袖小口勾配 (1 : 0.5) により、下図に示す通りとする。

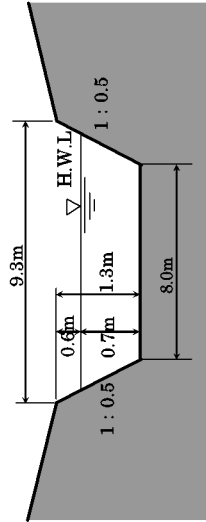


図-4.6 水通し断面

●水通し断面

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.2 (1)

表-4.8 余裕高

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

表-4.9 渓床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

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

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

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならぬ。

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.2 (1)

地形等の理由により袖部を含めた断面によって対応する場合、安定性及び安全性を満たす非越流部の断面を設計する。その際、袖部を含めた断面が土石流ピーク流量に対処できるようにしておく必要がある。

●天端幅

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.2 (2)

●安定条件

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (1)

●設計外力

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (2)

(2) 本体の天端幅
当該砂防堰堤の本体の天端幅は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に 3.0m とした。

ここで、本体の天端幅は衝突する最大礫径 ($d_{95}=1.0\text{m}$) の 2 倍の幅も満足している。

(3) 本体の設計

1) 安定条件

安定条件は「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

2) 設計外力の組合せ (越流部)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、不透過型砂防堰堤の越流部では表 4.10 のとおりとする。

表 4.10 不透過型砂防堰堤の設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満	/	①静水圧、②堆砂圧 ③土石流流体力、④本体自重、⑤土石流の重量	①静水圧、④本体自重
堰堤高 15m 以上		静水圧、堆砂圧、本体自重、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、本体自重、揚圧力

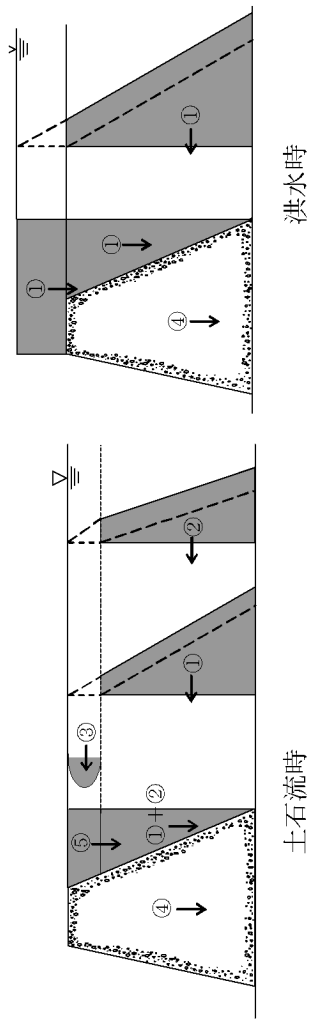


図-4.7 設計外力の作用位置

3) 設計外力の算出

i) 静水圧

静水圧の算出式は、「ケース 2：整備率 100% 溪流の最下流に計画する部分透過型砂防堰堤」と同様である。

洪水時

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad \dots (4-14)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 9.00^2 = 476.69 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_h H \quad \dots (4-15)$$

$$= 11.77 \times 0.70 \times 9.00 = 74.15 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当りの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (9.00m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.70m)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \gamma_w D_h B \quad \dots (4-16)$$

$$= 11.77 \times 0.70 \times 3.00 = 24.72 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{V2}} = \gamma_w D_h m H \quad \dots (4-17)$$

$$= 11.77 \times 0.70 \times 0.30 \times 9.00 = 22.25 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{V3}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (4-18)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.30 \times 9.00^2 = 143.01 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{V2}}$: 単位幅当りの P_{V2} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{V3}}$: 単位幅当りの P_{V3} による荷重 (kN/m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.70m)

B : 本体の天端幅 (3.00m)

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

H : 堰堤高 (9.00m)

土石流時

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w (H - D_d)^2 \quad \dots (4-19)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (9.00 - 0.61)^2 = 414.26 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_d (H - D_d) \quad \dots (4-20)$$

$$= 11.77 \times 0.61 \times (9.00 - 0.61) = 60.24 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当りの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (9.00m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

垂直方向

$$F_{R_1} = \frac{1}{2} \gamma_w m (H - D_d)^2 \quad \dots (4-21)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.30 \times (9.00 - 0.61)^2 = 124.28 \text{ kN/m}$$

F_{R_1} : 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

H : 堰堤高 (9.00m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

ii) 堆砂圧

当堰堤は、堰堤高 15m 未満のため、堆砂圧は土石流時のみ考慮する。

堆砂圧は、次式により求められる。堆砂圧を算定するための堆砂面は、水通し天端高から土石流の水深に等しい高さを下げた高さとする。

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (4-22)$$

$$P_{eV} = \gamma_s \cdot h_e \quad \dots (4-23)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

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 ($\cos i \doteq 1$ とする)

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

ϕ : 水中での土砂の内部摩擦角 (35°)

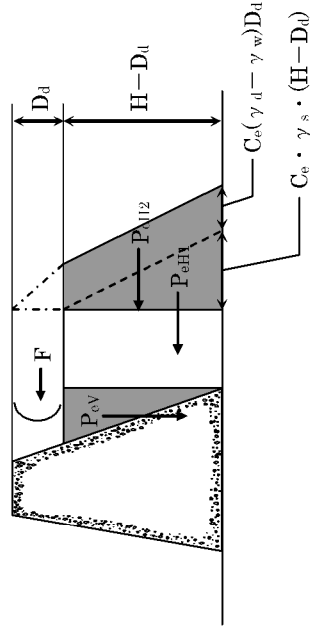


図-4.8 堆砂圧

土圧係数は、堆砂面勾配が $i \leq 15^\circ$ であれば、下式のように $\cos i \doteq 1$ として算出する。

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

…砂防設計公式集 (マニュアル) P.99

土石流時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{eff1}} &= \frac{1}{2} C_e \gamma_s (H - D_d)^2 \quad \dots \cdot (4-24) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.30 \times 8.24 \times (9.00 - 0.61)^2 = 87.00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$F_{P_{eff2}} = C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d (H - D_d) \quad \dots \cdot (4-25)$$

$$= 0.30 \times (17.13 - 11.77) \times 0.61 \times (9.00 - 0.61) = 8.23 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{eff1}}$: 単位幅当りの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{eff2}}$: 単位幅当りの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (9.00m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (後述の算出結果より 17.13kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

垂直方向

$$\begin{aligned} F_{P_{ev1}} &= \frac{1}{2} \gamma_s m (H - D_d)^2 \quad \dots \cdot (4-26) \\ &= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.30 \times (9.00 - 0.61)^2 = 87.00 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$F_{P_{ev1}}$: 単位幅当りの P_{eV1} による荷重 (kN/m)

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

土石流の単位体積重量は、礫の密度と下式により、 $\gamma_d = 17.13 \text{ kN/m}^3$ と算出される。

$$\gamma_d = \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} g$$

堆砂にかかる土石流の上載荷重分 (P_{eH2}) は $\gamma_d - \gamma_w$ を基に算出している (水圧を P_{H2} で別途計上しているため)。

P_{eH1} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eH2} : 堆砂圧の水平分力 (上載荷重として土石流の重さを考慮する) (kN/m²)

P_{eV1} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

● 土石流の単位体積重量

… 砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説 2.6.6

$$= \{2,600 \times 0.39 + 1,200 \times (1 - 0.39)\} \times 9.81$$

$$= 17.13 \text{ kN/m}^3 \quad \dots (4-27)$$

- γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 σ : 礫の密度 (2,600 kg/m³)
 ρ : 水の密度 (1,200 kg/m³)
 g : 重力加速度 (9.81 m/s²)
 C_d : 土石流濃度 (0.39)

iii) 土石流の流速と水深 (U, Dd)

土石流の流速と水深は、「ケース 1 : 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

iv) 土石流流体力 (F)

単位幅当りの土石流流体力は、「ケース 1 : 整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様である。

v) 自重

砂防堰堤の本体自重は、築造に用いる材料の単位幅当りの体積に、それぞれの単位体積重量を乗じて求められる。本設計においては次式により算出する。

$$W_i = W_c \cdot A_i \quad \dots (4-28)$$

W_i : コンクリートブロック i における単位幅当りの自重 (kN/m³)

W_c : コンクリートの単位体積重量 (22.56 kN/m³)

A_i : コンクリートブロック i における単位幅当りの体積 (m³/m)
 ($i = 1, 2, \dots$)

$$W_1 = \frac{1}{2} W_c n H^2 \quad \dots (4-29)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.20 \times 9.00^2 = 182.74 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = W_c B H \quad \dots (4-30)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 9.00 = 609.12 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} W_c m H^2 \quad \dots (4-31)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.30 \times 9.00^2 = 274.10 \text{ kN/m}$$

W_1 : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_2 : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)

W_3 : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)

n : 本体越流部の下流のり勾配 (後述の検討結果より 0.20 を採用)

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

H : 堰堤高 (9.00m)

B : 本体の天端幅 (3.00m)

vi) 土石流の重さ

土石流の重さは、土石流の水深を用いて次式より算出する。

$$F_{P_{a1}} = \gamma_d m (H - D_d) D_d \quad \dots (4-32)$$

$$= 17.13 \times 0.30 \times (9.00 - 0.61) \times 0.61 = 26.30 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{a2}} = \frac{1}{2} \gamma_d m D_d^2 \quad \dots (4-33)$$

$$= \frac{1}{2} \times 17.13 \times 0.30 \times 0.61^2 = 0.96 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{a1}}$: 単位幅当りの P_{a1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{a2}}$: 単位幅当りの P_{a2} による荷重 (kN/m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13 kN/m³)

m : 本体越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

H : 堰堤高 (9.00m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

4) 安定計算

不透過型砂防堰堤の越流部の断面形状は、4.1.3.1(3)2)、3)で求めた設計外力に対して、4.1.3.1(3)1)を満足できるように決定する必要がある。

i) 下流のり勾配・上流のり勾配

砂防堰堤の越流部における下流のり面は、「ケース2：整備率100%溪流の最下流に計画する部分透過型砂防堰堤」と同様に算出する。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U = \sqrt{\frac{2}{9.81 \times 9.0}} \times 1.38 = 0.21 \dots (4-34)$$

したがって、下流のり勾配は1:0.21よりも急にする必要がある。

本設計では、砂防堰堤のり勾配を0.05単位で検討することとし、下流のり勾配を最も緩くできる値を1:0.20として安定計算を行う。

上流のり勾配を変化させて安定計算を行い、安定性を満足でき、堤体積(堤体断面積)が最小となるのり勾配の組合せを検討する。

安定計算の結果、当該砂防堰堤の越流部では、以下の組合せにおいて堤体断面積が最小となった。

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.30

● 下流のり

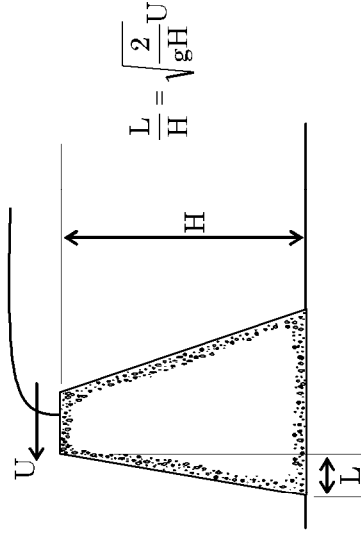
…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.2 (3)

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、下流のり勾配を1:0.2より緩くすることができる。

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

本事例では、土砂が活発に流送され始める流速 U (m/s) は、土石流の流速の50%程度とする。

堰堤高が高くなると L/H の値は小さくなるが、0.2を下限とする。



ii) 安定計算(洪水時 (n=0.20、m=0.30))

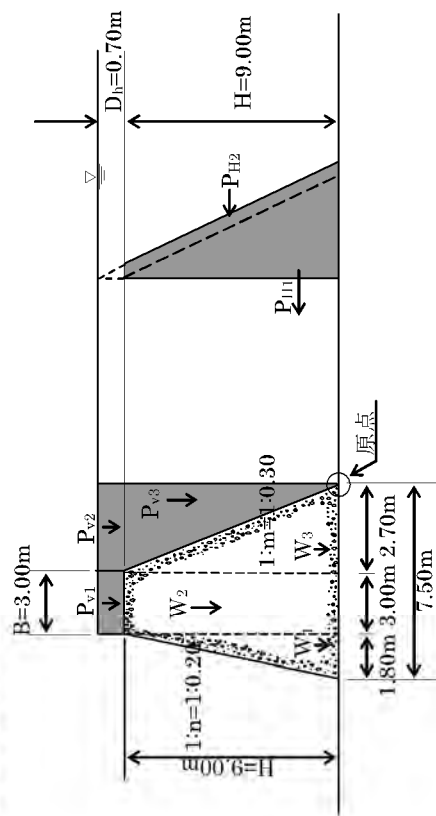


図-4.9 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表-4.11 作用荷重一覧表 (n=0.20、m=0.30)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	182.74		$0.30 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 9.00$	6.30	1,151.26
	W ₂	609.12		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	2,558.30
	W ₃	274.10		$2/3 \times 0.30 \times 9.00$	1.80	493.38
静水圧	P _{v1}	24.72		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	103.82
	P _{v2}	22.25		$1/2 \times 0.30 \times 9.00$	1.35	30.04
	P _{v3}	143.01		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	128.71
	P _{H1}		476.69	$1/3 \times 9.00$	3.00	1,430.07
	P _{H2}		74.15	$1/2 \times 9.00$	4.50	333.68
合計		1,255.94	550.84			6,229.26

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する
検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6,229.26}{1,255.94} = 4.96\text{m} \quad \dots (4-35)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.80 + 3.00 + 2.70 = 7.50\text{m} \quad \dots (4-36)$$

$$(B/3 = 2.50\text{m}) < (x = 4.96\text{m}) < (B \times 2/3 = 5.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,255.94}{550.84} = 1.37 > 1.2 \quad \dots (4-37) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2}B = 4.96 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 1.21\text{m} \quad \dots (4-38)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (4-39)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,255.94}{7.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.21}{7.50} \right) \right\} = 329.56\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK} \quad \dots (4-40)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1,255.94}{7.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.21}{7.50} \right) \right\} = 5.36\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK} \quad \dots (4-41)$$

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

iii) 安定計算(土石流時 (n=0.20、m=0.30))

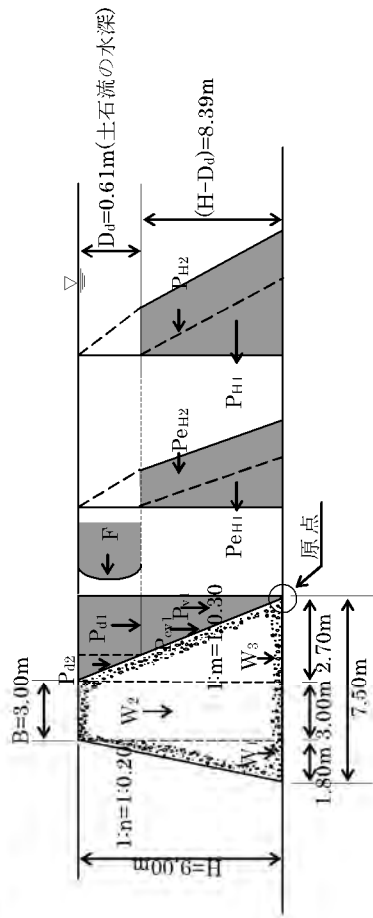


図-4.10 砂防堰堤に作用する力(土石流時)

表-4.12 作用荷重一覧表 (n=0.20、m=0.30)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	182.74		$0.30 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 9.00$	6.30	1,151.26
	W ₂	609.12		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	2,558.30
	W ₃	274.10		$2/3 \times 0.30 \times 9.00$	1.80	493.38
静水圧	P _{v1}	124.28		$1/3 \times 0.30 \times 8.39$	0.84	104.40
	P ₁₁		414.26	$1/3 \times 8.39$	2.80	1,159.93
	P ₁₂		60.24	$1/2 \times 8.39$	4.20	253.01
推砂圧	P _{sv1}	87.00		$1/3 \times 0.30 \times 8.39$	0.84	73.08
	P _{sv11}		87.00	$1/3 \times 8.39$	2.80	243.60
	P _{sv12}		8.23	$1/2 \times 8.39$	4.20	34.57
土石流の重さ	P ₁₁	26.30		$1/2 \times 0.30 \times 8.39$	1.26	33.14
	P ₁₂	0.96		$0.30 \times 8.39 + 1/3 \times 0.30 \times 0.61$	2.58	2.48
土石流流体力	F		8.11	$8.39 + 1/2 \times 0.61$	8.70	70.56
合計		1,304.50	577.84			6,177.71

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6,177.71}{1,304.50} = 4.74\text{m} \quad \dots (4-42)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.80 + 3.00 + 2.70 = 7.50\text{m} \quad \dots (4-43)$$

$$(B/3 = 2.50\text{m}) < (x = 4.74\text{m}) < (B \times 2/3 = 5.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,304.50}{577.84} = 1.35 > 1.2 \quad \dots (4-44) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.74 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 0.99\text{m} \quad \dots (4-45)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (4-46)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,304.50}{7.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.99}{7.50} \right) \right\} = 311.69\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

\dots (4-47)

$$\sigma_{\min} = \frac{1,304.50}{7.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.99}{7.50} \right) \right\} = 36.18\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

\dots (4-48)

● 安定計算における記号について

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 (kN・m/m)
 V: 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H: 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

N: 安全率

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)

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)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤: 礫層 (密なもの)

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

...現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

4.1.3.2 非越流部

(1) 非越流部の安定計算

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

- (i) 袖小口の断面
- (ii) 土石流の水深と袖部の高さが一致する断面

本設計では、図-4.11 に示すように、断面 (1)：土石流の水深と袖部の高さが一致する断面、断面 (2)：袖小口の断面で、安定計算を実施することとした。

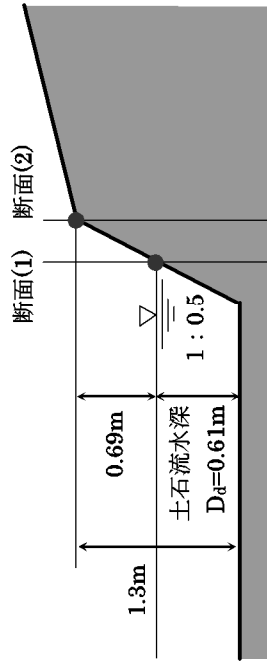


図-4.11 安定計算の実施断面

●非越流部の安定計算

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.3 (1)

1) 安定条件

非越流部における安定条件は、4.13.1(3)で示した越流部の条件と同じである。

2) 設計外力の組合せ

安定計算に用いる設計外力の組合せは、不透過型砂防堰堤の非越流部では表-4.13のとおりとする。

表-4.13 不透過型砂防堰堤の設計外力（非越流部）

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満	/	①静水圧、②堆砂圧 ③土石流流体力、④本体自重、⑤土石流の重さ	①静水圧、④本体自重
堰堤高 15m 以上		静水圧、堆砂圧、本体自重、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、土石流流体力、本体自重、土石流の重さ、揚圧力

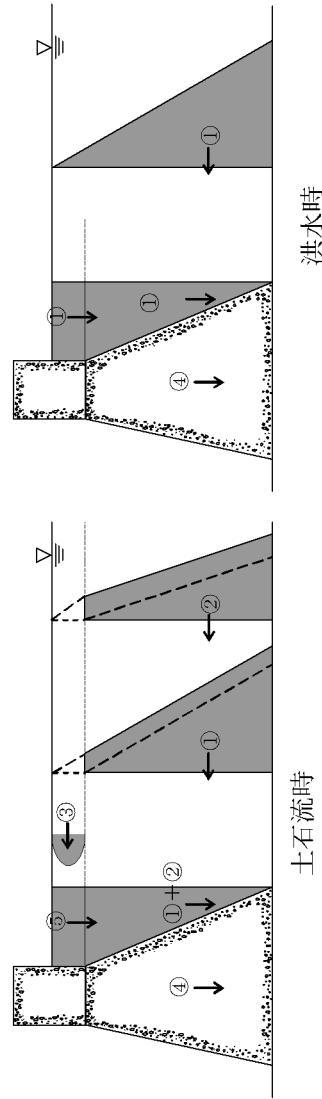


図-4.12 設計外力の作用位置

●安定条件

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (1)

●設計外力

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.1 (2)

2.1.3.3 (1)

3) 設計外力の算出

i) 静水圧

4. 1.3. 1 (3) と同様の方法で算出する。

洪水時 (断面 (1))

水平方向

$$F_{R_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w (H + H')^2 \quad \dots (4-49)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (9.00 + 0.61)^2 = 543.49 \text{ kN/m}$$

$$F_{R_{H2}} = \gamma_w (D_h - H')(H + H') \quad \dots (4-50)$$

$$= 11.77 \times (0.70 - 0.61) \times (9.00 + 0.61) = 10.18 \text{ kN/m}$$

$F_{R_{H1}}$: 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{R_{H2}}$: 単位幅当りの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (9.00m)

H' : 袖高 (0.61m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.70m)

垂直方向

$$F_{R_{V1}} = \gamma_w (D_h - H')B \quad \dots (4-51)$$

$$= 11.77 \times (0.70 - 0.61) \times 3.00 = 3.18 \text{ kN/m}$$

$$F_{R_{V2}} = \gamma_w D_h m H \quad \dots (4-52)$$

$$= 11.77 \times 0.70 \times 0.30 \times 9.00 = 22.25 \text{ kN/m}$$

$$F_{R_{V3}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (4-53)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.30 \times 9.00^2 = 143.01 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{V2}}$: 単位幅当りの P_{V2} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{V3}}$: 単位幅当りの P_{V3} による荷重 (kN/m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.70m)

H' : 袖高 (0.61m)

B : 本体の天端幅 (3.00m)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

H : 堰堤高 (9.00m)

土石流時 (断面 (1))

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad \dots (4-54)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 9.00^2 = 476.69 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_d H \quad \dots (4-55)$$

$$= 11.77 \times 0.61 \times 9.00 = 64.62 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当りの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (9.00m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (4-56)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.30 \times 9.00^2 = 143.01 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{V1}}$: 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

H : 堰堤高 (9.00m)

洪水時 (断面 (2))

水平方向

$$F_{P_{H1}} = \frac{1}{2} \gamma_w (H + D_h)^2 \quad \dots (4-57)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times (9.00 + 0.70)^2 = 553.72 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (9.00m)

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.70m)

垂直方向

$$F_{P_{V2}} = \gamma_w D_h m H \quad \dots (4-58)$$

$$= 11.77 \times 0.70 \times 0.30 \times 9.00 = 22.25 \text{ kN/m}$$

$$F_{P_{V2}} = \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (4-59)$$

$$= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.30 \times 9.00^2 = 143.01 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当りの P_{V2} による荷重 (kN/m)

Dh : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.70m)

m : 本体上流ののり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

H : 堰堤高 (9.00m)

土石流時 (断面 (2))

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{H1}} &= \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad \dots (4-60) \\ &= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 9.00^2 = 476.69 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$F_{P_{H2}} = \gamma_w D_d H \quad \dots (4-61)$$

$$= 11.77 \times 0.61 \times 9.00 = 64.62 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{H1}}$: 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{H2}}$: 単位幅当りの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (9.00m)

Da : 土石流の水深 (0.61m)

垂直方向

$$\begin{aligned} F_{P_{V1}} &= \frac{1}{2} \gamma_w m H^2 \quad \dots (4-62) \\ &= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.30 \times 9.00^2 = 143.01 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$F_{P_{v1}}$: 単位幅当りの P_{v1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流ののり勾配 (後述の検討結果より **0.30** を採用)

H : 堰堤高 (**9.00m**)

ii) 堆砂圧

4. 1 3. 1 (3) と同様の方法で算出する。

上石流時 (断面 (1) 及び断面 (2))

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{ed1}} &= \frac{1}{2} C_e \gamma_s H^2 \quad \dots (4-63) \\ &= \frac{1}{2} \times 0.30 \times 8.24 \times 9.00^2 = 100.12 \text{ kN/m} \\ F_{P_{ed2}} &= C_e (\gamma_d - \gamma_w) D_d H \quad \dots (4-64) \\ &= 0.30 \times (17.13 - 11.77) \times 0.61 \times 9.00 = 8.83 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$F_{P_{ed1}}$: 単位幅当りの P_{eH1} による荷重 (kN/m)

$F_{P_{ed2}}$: 単位幅当りの P_{eH2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (**9.00m**)

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (**8.24kN/m³**)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (**17.13kN/m³**)

γ_w : 水の単位体積重量 (**11.77kN/m³**)

D_d : 土石流の水深 (**0.61m**)

垂直方向

$$F_{P_{ev1}} = \frac{1}{2} \gamma_s m H^2 \quad \dots (4-65)$$

$$= \frac{1}{2} \times 8.24 \times 0.30 \times 9.00^2 = 100.12 \text{ kN/m}$$

$F_{P_{ev1}}$: 単位幅当りの P_{ev1} による荷重 (kN/m)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

H : 堰堤高 (9.00m)

iii) 土石流流体力 (F)

4. 1.3. 1 (3) と同じであり、土石流の流体力 (F=8.11kN/m) である。

iv) 自重

4. 1.3. 1 (3) と同様の方法で算出する。

断面 (1)

$$W_1 = \frac{1}{2} W_c m H^2 \quad \dots (4-66)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.20 \times 9.00^2 = 182.74 \text{ kN/m}$$

$$W_2 = W_c B H \quad \dots (4-67)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 9.00 = 609.12 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = \frac{1}{2} W_c m H^2 \quad \dots (4-68)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.30 \times 9.00^2 = 274.10 \text{ kN/m}$$

$$W_4 = W_c B H' \quad \dots (4-69)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 0.61 = 41.28 \text{ kN/m}$$

γ_s : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

- W_1 : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_2 : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_3 : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_4 : コンクリートブロック 4 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 n : 本体非越流部の下流のり勾配 (後述の検討結果より 0.20 を採用)
 m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)
 H : 堰堤高 (9.00m)
 B : 本体の天端幅 (3.00m)
 H' : 袖高 (0.61m)

断面 (2)

$$\begin{aligned}
 W_1 &= \frac{1}{2} W_c n H^2 \quad \dots (4-70) \\
 &= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.20 \times 9.00^2 = 182.74 \text{ kN/m} \\
 W_2 &= W_c B H \quad \dots (4-71) \\
 &= 22.56 \times 3.00 \times 9.00 = 609.12 \text{ kN/m} \\
 W_3 &= \frac{1}{2} W_c m H^2 \quad \dots (4-72) \\
 &= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.30 \times 9.00^2 = 274.10 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_4 &= W_c B H' \quad \dots (4-73) \\
 &= 22.56 \times 3.00 \times 1.30 = 87.98 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- W_1 : コンクリートブロック 1 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_2 : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_3 : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_4 : コンクリートブロック 4 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 n : 本体非越流部の下流のり勾配 (後述の検討結果より 0.20 を採用)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)
 H : 堰堤高 (9.00m)
 B : 本体の天端幅 (3.00m)
 H' : 袖高 (1.30m)

v) 土石流の重さ

土石流の重さは、土石流の水深を用いて次式より算出する。

$$\begin{aligned}
 F_{Pa} &= \gamma_d m H D_d \quad \dots (4-74) \\
 &= 17.13 \times 0.30 \times 9.00 \times 0.61 = 28.21 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

F_{Pa} : 単位幅当りの P_{a1} による荷重 (kN/m)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.13 kN/m³)

m : 本体非越流部の上流のり勾配 (後述の検討結果より 0.30 を採用)

H : 堰堤高 (9.00m)

D_d : 土石流の水深 (0.61m)

4) 安定計算

不透過型砂防堰堤の非越流部の断面形状は、4. 1.3. 2 (1) 2)、3) で求めた設計外力に対して、4. 1.3. 2 (1) 1) 安定条件を満足できるように決定する必要がある。

i) 下流のり勾配・上流のり勾配

下流のり勾配と上流のり勾配を変化させて安定計算を行い、安定性を満足でき、堤体積(堤体断面積)が最小となるのり勾配の組合せを検討する。

安定計算の結果、当該砂防堰堤の非越流部では、以下の組合せにおいて堤体断面積が最小となった(表-4.14の太枠部)。

断面 (1)

・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.30

表-4.14 上下流のり勾配と堤体断面積 (単位: m²)
断面(1)

	n		
	0.20	0.25	0.30
0.20	—	—	48.30
0.25	—	48.30	50.33
0.30	48.30	50.33	52.35
0.35	50.33	52.35	54.38
m			56.40

断面(2)

	n		
	0.20	0.25	0.30
0.20	—	—	51.11
0.25	—	49.08	51.11
0.30	49.08	51.11	53.13
0.35	51.11	53.13	55.16
m			57.18

※下流のり勾配 n、上流のり勾配 m の時の堤体断面積を表す。
 ※数値の最も小さい断面が経済断面 (最適断面) となる。
 ※“—” は安定条件を満足できない組合せを表す。

- ・下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.25
- ・下流のり勾配 1 : 0.30、上流のり勾配 1 : 0.20

断面 (2)

- ・下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.30
- ・下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.25

ii) 本体の天端幅

越流部に合わせ、天端幅は 3.0m とした。

iii) 安定計算(断面(1)、洪水時 (n=0.20、m=0.30))

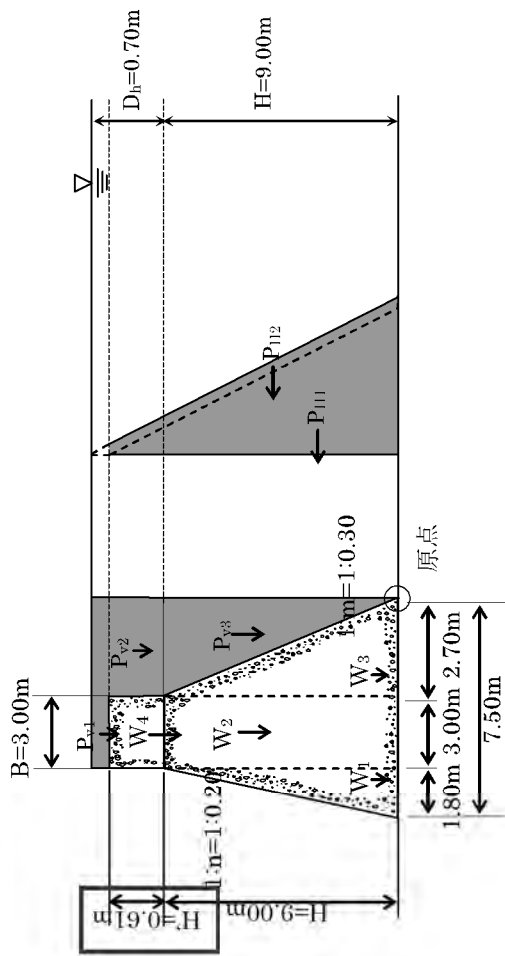


図-4.13 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表-4.15 作用荷重一覧表 (n=0.20、m=0.30)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	182.74		$0.30 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 9.00$	6.30	1,151.26
	W ₂	609.12		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	2,558.30
	W ₃	274.10		$2/3 \times 0.30 \times 9.00$	1.80	493.38
	W ₄	41.28		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	173.38
静水圧	P _{v1}	3.18		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	13.36
	P _{v2}	22.25		$1/2 \times 0.30 \times 9.00$	1.35	30.04
	P _{v3}	143.01		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	128.71
	P _{h1}		543.49	$1/3 \times 9.61$	3.20	1,739.17
	P _{h2}		10.18	$1/2 \times 9.61$	4.81	48.97
合計		1,275.68	553.67			6,336.57

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6,336.57}{1,275.68} = 4.97\text{m} \quad \dots (4-75)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.80 + 3.00 + 2.70 = 7.50\text{m} \quad \dots (4-76)$$

$$(B/3 = 2.50\text{m}) < (x = 4.97\text{m}) < (B \times 2/3 = 5.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,275.68}{553.67} = 1.38 > 1.2 \quad \dots (4-77) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2}B = 4.97 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 1.22\text{m} \quad \dots (4-78)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (4-79)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,275.68}{7.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.22}{7.50} \right) \right\} = 336.10\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (4-80)

$$\sigma_{\min} = \frac{1,275.68}{7.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.22}{7.50} \right) \right\} = 4.08\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (4-81)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

iv) 安定計算(断面(1)、土石流時 (n=0.20、m=0.30))

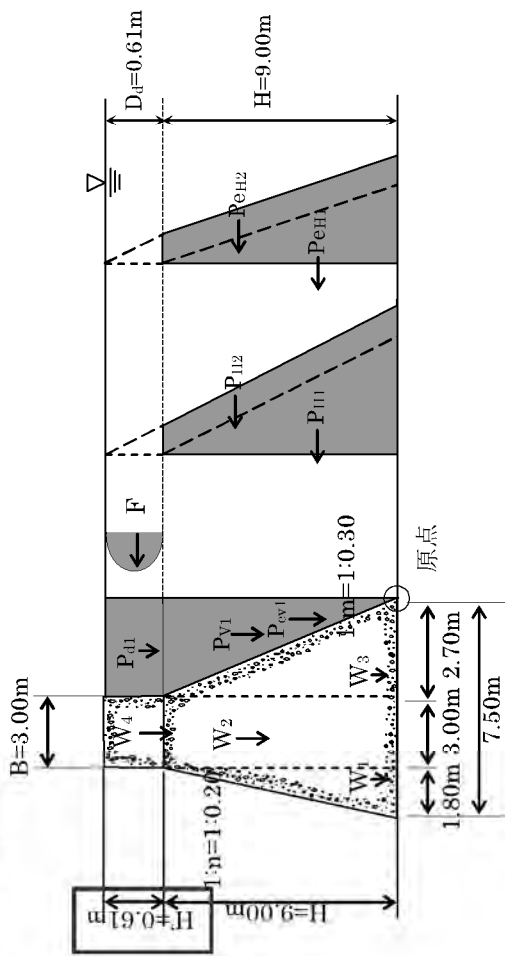


図-4.14 砂防堰堤に作用する力(土石流時)

表-4.16 作用荷重一覧表 (n=0.20、m=0.30)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	182.74		$0.30 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 9.00$	6.30	1,151.26
	W ₂	609.12		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	2,558.30
	W ₃	274.10		$2/3 \times 0.30 \times 9.00$	1.80	493.38
	W ₄	41.28		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	173.38
静水圧	P _{v1}	143.01		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	128.71
	P _{h11}		476.69	$1/3 \times 9.00$	3.00	1,430.07
	P _{h12}		64.62	$1/2 \times 9.00$	4.50	290.79
堆砂圧	P _{ev1}	100.12		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	90.11
	P _{eh11}		100.12	$1/3 \times 9.00$	3.00	300.36
	P _{eh12}		8.83	$1/2 \times 9.00$	4.50	39.74
土石流の重さ	P _{st}	28.21		$1/2 \times 0.30 \times 9.00$	1.35	38.08
土石流流体力	F		8.11	$9.00 + 1/2 \times 0.61$	9.31	75.50
合計		1,378.58	658.37			6,769.68

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6,769.68}{1,378.58} = 4.91\text{m} \quad \dots (4-82)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.80 + 3.00 + 2.70 = 7.50\text{m} \quad \dots (4-83)$$

$$(B/3 = 2.50\text{m}) < (x = 4.91\text{m}) < (B \times 2/3 = 5.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,378.58}{658.37} = 1.26 > 1.2 \quad \dots (4-84) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2}B = 4.91 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 1.16\text{m} \quad \dots (4-85)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (4-86)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,378.58}{7.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.16}{7.50} \right) \right\} = 354.39\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1,378.58}{7.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.16}{7.50} \right) \right\} = 13.23\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\dots (4-88)$$

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

v) 安定計算(断面(2)、洪水時 (n=0.20、m=0.30))

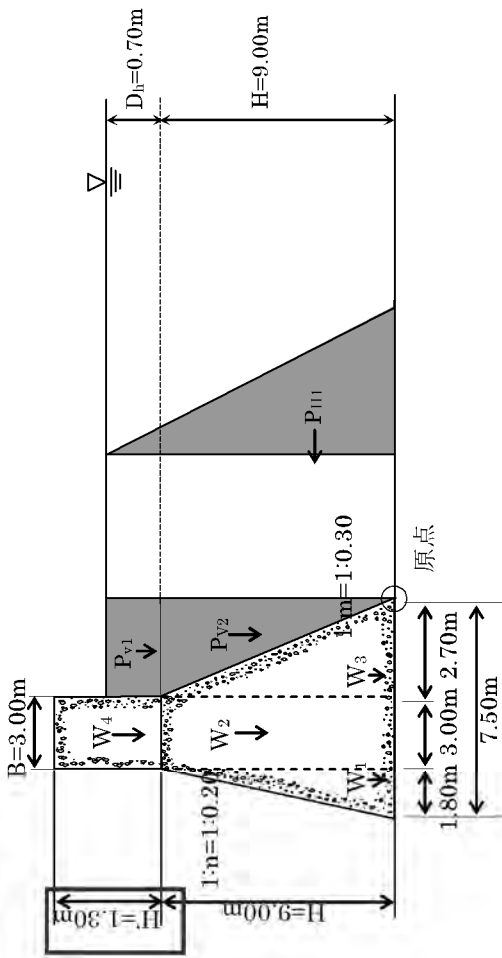


図-4.15 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表-4.17 作用荷重一覧表 (n=0.20、m=0.30)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	182.74		$0.30 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 9.00$	6.30	1,151.26
	W ₂	609.12		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	2,558.30
	W ₃	274.10		$2/3 \times 0.30 \times 9.00$	1.80	493.38
	W ₄	87.98		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	369.52
静水圧	P _{v1}	22.25		$1/2 \times 0.30 \times 9.00$	1.35	30.04
	P _{v2}	143.01		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	128.71
	P _{H1}		553.72	$1/3 \times 9.70$	3.23	1,788.52
合計		1,319.20	553.72			6,519.73

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6,519.73}{1,319.20} = 4.94\text{m} \quad \dots (4-89)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.80 + 3.00 + 2.70 = 7.50\text{m} \quad \dots (4-90)$$

$$(B/3 = 2.50\text{m}) < (x = 4.94\text{m}) < (B \times 2/3 = 5.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,319.20}{553.72} = 1.43 > 1.2 \quad \dots (4-91) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 4.94 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 1.19\text{m} \quad \dots (4-92)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (4-93)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1,319.20}{7.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.19}{7.50} \right) \right\} = 343.34\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1,319.20}{7.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.19}{7.50} \right) \right\} = 8.44\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・ (4-95)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層 (密なもの)

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

vi) 安定計算(断面(2)、土石流時 (n=0.20、m=0.30))

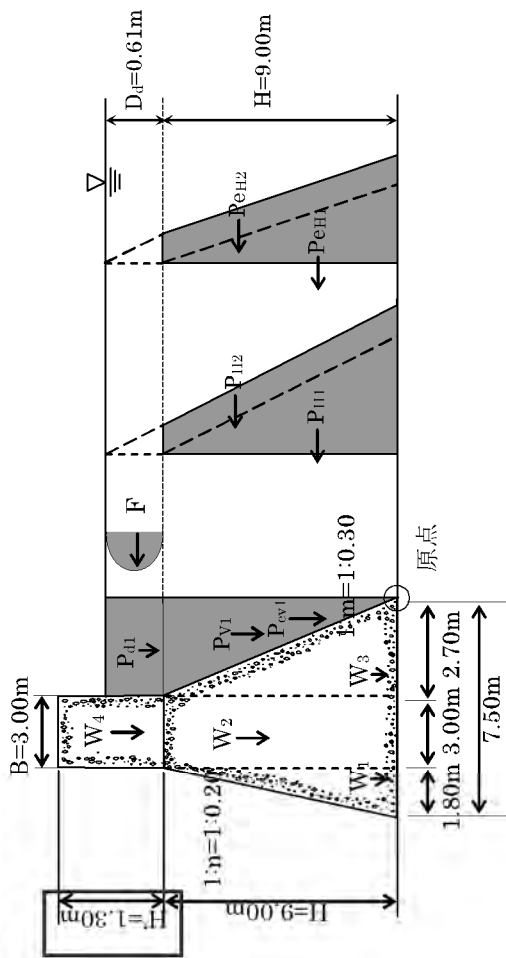


図-4.16 砂防堰堤に作用する力(土石流時)

表-4.18 作用荷重一覧表 (n=0.20、m=0.30)

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	182.74		$0.30 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.20 \times 9.00$	6.30	1,151.26
	W ₂	609.12		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	2,558.30
	W ₃	274.10		$2/3 \times 0.30 \times 9.00$	1.80	493.38
	W ₄	87.98		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	369.52
静水圧	P _{v1}	143.01		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	128.71
	P _{h1}		476.69	$1/3 \times 9.00$	3.00	1,430.07
	P _{h2}		64.62	$1/2 \times 9.00$	4.50	290.79
堆砂圧	P _{ev1}	100.12		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	90.11
	P _{ev2}		100.12	$1/3 \times 9.00$	3.00	300.36
	P _{eh2}		8.83	$1/2 \times 9.00$	4.50	39.74
土石流の重さ	P _{d1}	28.21		$1/2 \times 0.30 \times 9.00$	1.35	38.08
土石流流体力	F		8.11	$9.00 + 1/2 \times 0.61$	9.31	75.50
合計		1,425.28	658.37			6,965.82

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{6,965.82}{1,425.28} = 4.89\text{m} \quad \dots (4-96)$$

$$\text{堤底幅 } B = 1.80 + 3.00 + 2.70 = 7.50\text{m} \quad \dots (4-97)$$

$$(B/3 = 2.50\text{m}) < (x = 4.89\text{m}) < (B \times 2/3 = 5.00\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1,425.28}{658.37} = 1.30 > 1.2 \quad \dots (4-98) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2}B = 4.89 - \frac{1}{2} \times 7.50 = 1.14\text{m} \quad \dots (4-99)$$

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

$$\sigma_{\max} = \frac{1,425.28}{7.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.14}{7.50} \right) \right\} = 363.35\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

\dots (4-100)

$$\sigma_{\min} = \frac{1,425.28}{7.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.14}{7.50} \right) \right\} = 16.72\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

\dots (4-101)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

(2) 本体断面の決定

4. 1 3. 1 (3) 及び 4. 1 3. 2 (1) より、当該砂防堰堤の越流部及び非越流部で採用し得るのり勾配の組合せは以下の通りとなった。

越流部

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.30 ⇒ 採用

非越流部

断面 (1)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.30 ⇒ 採用
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.25
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.30、上流のり勾配 1 : 0.20

断面 (2)

- ・ 下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.30 ⇒ 採用
- ・ 下流のり勾配 1 : 0.25、上流のり勾配 1 : 0.25

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

本設計では、越流部と非越流部ともに安定条件を満足する[下流のり勾配 1 : 0.20、上流のり勾配 1 : 0.30] を同一の断面として採用した。

(3) 袖部の破壊に対する構造計算

袖小口、袖天端勾配、袖部上下流のり勾配、及び袖部天端幅は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に設定する。

以上より、袖部の形状は、図-4.17、図-4.18 に示す形状とした。

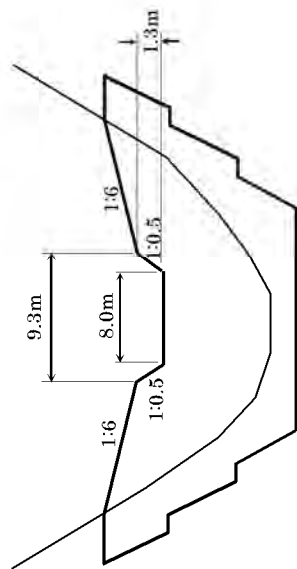


図-4.17 袖部の形状

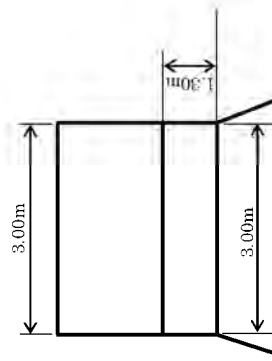


図-4.18 袖部断面の形状

i) 礫の衝撃力の算定

礫の衝撃力は、「ケース 1：整備率 100% 溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算定する。

袖部コンクリートは打継目毎に 1 ブロックと考えると、例えば図-4.19 のようになる。概略の大きさでは、平均高さ=1.54m、平均長さ=3.18m、幅=3.00m と見なせる。

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すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_1=420.88\text{kN/m}$ と算出される。

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81} = 1.2 \times 10^{-10} \dots (4-102)$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 5.0 \times 10^9 \times 9.81} = 6.15 \times 10^{-12} \dots (4-103)$$

$$n = \frac{\sqrt{16 \times 0.50}}{\sqrt{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 2.38 \times 10^9 \dots (4-104)$$

$$n_1 = \frac{1}{1,361} = 0.00073 \dots (4-105)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 2.76^2}{4 \times 0.00073 \times 2.38 \times 10^9} \right)^{2/5} = 7.86 \times 10^{-3} \dots (4-106)$$

$$\beta = \left(\frac{1,361}{33,786.19} \times 2.76^2 + 1 \right)^{0.8} = 0.807 \dots (4-107)$$

$$P = 0.807 \times 2.38 \times 10^9 \times (7.86 \times 10^{-3})^{3/2} = 1,338.40 \times 10^3 \text{N} = 1,338.40 \text{kN} \dots (4-108)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_1=420.88\text{kN/m}$ となる。

$$P_1 = 1,338.40 \text{kN} / 3.18 \text{m} = 420.88 \text{kN/m}$$

● 礫の衝撃力

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 4.2

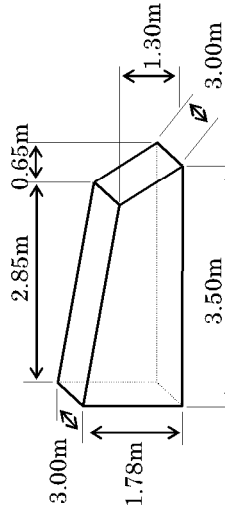


図-4.19 袖部ブロック図

ii) 流木の最大長、最大直径の算出

流木の最大長、最大直径は「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算定する。

堰堤計画地点の土石流の平均流下幅 $B_d = 5.0\text{m}$ であるため、 L_{wm} は以下の通り算定される。

$$H_{wm} = 30\text{m} \geq 1.3B_d = 1.3 \times 5.0 = 6.5\text{m} \text{ であるため}$$

$$L_{wm} = 1.3 \times 5.0 = 6.5\text{m}$$

流木の最大直径 (R_{wm}) は上流域において流木となると予想される立木の最大胸高直径とほぼ等しいとして推定する。表-4.5 より最大胸高直径 R_{wm} は、 0.5m である。

$$R_{wm} = 0.5\text{m}$$

iii) 流木の衝撃力の算定

流木の衝突により、堤体の受ける衝撃力 (P_w) は、「ケース 1：整備率 100%溪流の最下流に計画する透過型砂防堰堤」と同様に算定する。*

袖部コングリートを打継目毎に 1 ブロックと考えると、例えば図-4.19 のようになる。概略の大きさは、平均高さ = 1.54m 、平均長さ = 3.18m 、幅 = 3.00m と見なせる。

袖部の 1 ブロックに衝突する流木の作用時間は $1/100 \sim 1/1,000$ 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流木が衝突しないものと仮定すると袖部コングリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_2 = 189.49\text{kN/m}$ と算出される。

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.81} = 1.2 \times 10^{-10} \dots (4-109)$$

$$K_3 = \frac{1 - 0.40^2}{\pi \times 7.35 \times 10^9} = 0.36 \times 10^{-10} \dots (4-110)$$

$$n = \sqrt[3]{9\pi^2 (1.2 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-10})^2} = 13.60 \times 10^8 \dots (4-111)$$

● 流木の衝撃力

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 4.3

※流木の樹種は表-4.5 よりスギを想定し、表-2.16 に示される密度、弾性係数、ポアソン比を用いた。

$$n_1 = \frac{1}{421} = 0.00238 \dots (4-112)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 2.76^2}{4 \times 0.00238 \times 13.60 \times 10^8} \right)^{2/5} = 0.61 \times 10^{-2} \dots (4-113)$$

$$\beta = \left(\frac{421}{33,786.19} \times 2.76^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.930 \dots (4-114)$$

$$P_w = 0.930 \times 13.60 \times 10^8 \times (0.61 \times 10^{-2})^{3/2} = 602.58 \times 10^3 \text{N} = 602.58 \text{kN} \dots (4-115)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_2 = 189.49 \text{kN/m}$ となる。

$$P_2 = 602.58 \text{kN} / 3.18 \text{m} = 189.49 \text{kN/m}$$

iv) 衝撃力の設定

以上のとおり算出した、単位幅当りの礫の衝撃力 (P_1) と、流木の衝撃力 (P_2) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

従って、以下のとおりとなり、土石流衝撃力は、礫の衝撃力 P_1 (420.88kN/m) を採用する。

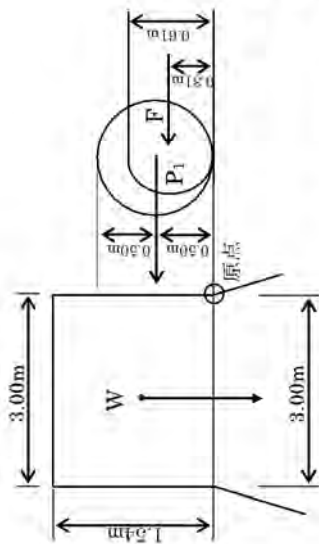
$$P_1 = 420.88 \text{kN/m} > P_2 = 189.49 \text{kN/m} \dots (4-116)$$

⇒ 採用

v) 袖部に作用する設計外力

砂防堰堤の袖部には、図-4.20 に示す設計外力が加わる。

礫は図-4.21 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。土石流波高が礫径より小さい場合は、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。



F : 土石流流体力 (8.11kN/m)
P₁: 土石流衝撃力 (420.88kN/m)

図-4.20 袖部に作用する設計外力

袖部の自重 W は、4.1.3.1 (3) と同様の方法で算出する。

$$W = W_c B H \dots (4-117)$$

$$= 22.56 \times 3.00 \times 1.54 = 104.23 \text{ kN/m}$$

W : 袖部における単位幅当りの砂防堰堤の自重 (kN/m)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量 (22.56kN/m³)

B : 本体の天端幅 (3.00m)

H : 袖部の平均高さ (1.54m)

表-4.19 袖部に作用する設計外力

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
袖部自重	W	104.23		1/2 × 3.00	1.50	156.35
土石流衝撃力	P ₁		420.88	1/2 × 1.00	0.50	210.44
土石流流体力	F		8.11	1/2 × 0.61	0.31	2.51
合計		104.23	428.99			369.30

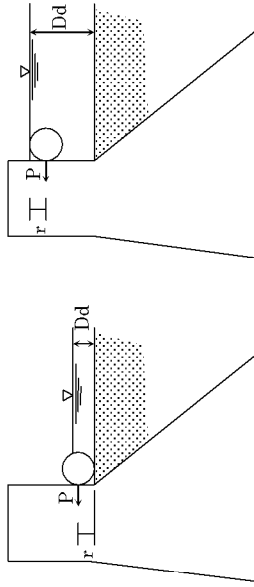


図-4.21 袖に対する礫の衝突荷重

vi) せん断摩擦安全率 (n) の検討

i) から v) までの検討に基づくと、せん断摩擦安全率 (n) は 4 以上となる。

$$n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot L}{H} = \frac{0.7 \times 104.23 + 2,760 \times 3.0}{428.99} = 19.47 > 4.0 \quad \text{OK} \quad \dots (4-118)$$

2) 袖部の補強に関する検討

袖部と本体の境界面上に作用する応力は以下の通りとなる。

$$x = \frac{M}{V} = \frac{369.30}{104.23} = 3.54 \text{ m} \quad \dots (4-119)$$

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.54 - \frac{1}{2} \times 3.00 = 2.04 \text{ m} \quad \dots (4-120)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (4-121)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{104.23}{3.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{2.04}{3.00} \right) \right\} = 176.50 \text{ kN/m}^2 < 6,750 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

⋯⋯ (4-122)

● コンクリートのせん断強度

ダムコンクリートについて、せん断強度は、圧縮強度のおよそ 1/5 である。

⋯コンクリート標準示方書[ダムコンクリート編]2002年 P. II-8

単位：N/mm²

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

⋯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/mm² の場合のせん断強度 τ_c

$$\tau_c = \frac{f'_{cd}}{5} = \frac{13,800}{5} = 2,760 \text{ kN/m}^2$$

● コンクリートの許容圧縮応力度・許容曲げ引張応力度

・ 許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} \leq \frac{f'_{ck}}{4} \quad (\leq 5,400 \text{ kN/m}^2)$$

・ 許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

一般には、コンクリートの許容曲げ引張応力度 σ_{ca} は、一応の目安として圧縮強度をもとにした設計基準強度 f_{ck} に対して σ_{ca} ≤ f_{ck}/80 としてもよい。

地震の影響を考えた場合の許容応力度は、前各項に規定した許容応力度の 1.5 倍までとしてよい (地震・衝突などの短期的にかかる荷重に対しては、許容応力度に割増係数をかける)。

⋯コンクリート標準示方書 [設計編] 平成 8 年 P.219

$$\sigma_{\min} = \frac{104.23}{3.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{2.04}{3.00} \right) \right\} = -107.01 \text{ kN/m}^2 > -337.5 \text{ kN/m}^2 \text{ OK}$$

・・・(4-123)

以上の結果から、打ち継ぎ部の強度をコンクリートと同様にするという条件が前提であるが、鉄筋等による補強は不要と判断できる。

・設計基準強度 18 N/mm^2 の場合の許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} = \frac{f'_{ck}}{4} = \frac{18,000}{4} = 4,500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma'_{ca} \times 1.5 = 4,500 \times 1.5 = 6,750 \text{ kN/m}^2$$

・設計基準強度 18 N/mm^2 の場合の許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

$$\sigma_{ca} = \frac{f'_{ck}}{80} = \frac{18,000}{80} = 225 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} > \sigma_{ca} \times 1.5 = 225 \times 1.5 = 337.5 \text{ kN/m}^2$$

4.1.4 前庭保護工の設計

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ぬ。前庭保護工の方式には、副堰堤、水叩き、側壁護岸などが考えられ、堰堤基礎及びその下流の河床・溪岸の状況により、適切な方式を選定する。

本設計では、水叩き方式を選定した。

なお、副堰堤天端には流木止めを設置し、主堰堤で捕捉できなかつた流木を捕捉することとする。

4.1.4.1 副堰堤の位置

副堰堤の位置は、経験式を用いて求める。

経験式

$$L = (1.5 \sim 2.0) (H_1 + h_3) = (1.5 \sim 2.0) \times (7.8 + 0.7) = 12.8 \sim 17.0 \text{ m} \quad \dots (4-124)$$

L : 主、副堰堤間の長さ (主堰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主堰堤の高さ (m)

h₃ : 主堰堤の設計水深 (土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 : 0.7m)

以上より、主、副堰堤間の長さ L は 17.0m を採用した。

4.1.4.2 水叩き厚

水叩き厚は、経験式を用いて求める。

経験式

$$t = 0.2 (0.6H_1 + 3h_3 - 1.0) = 0.2 \times (0.6 \times 7.8 + 3 \times 0.7 - 1.0) = 1.2 \text{ m} \quad \dots (4-125)$$

t : 水叩き厚 (m)

H₁ : 水叩き天端からの主堰堤の長さ (m)

h₃ : 主堰堤の設計水深 (土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 : 0.7m)

以上より、水叩き厚 t は 1.2m を採用した。

●前庭保護工

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.4

副堰堤の位置を求める式には、経験式と半理論式があり、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に求めること。

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

水叩き厚を求める式には、経験式と揚圧力から求める式があり、各地整及び都道府県の運用に基づき、適正に求めること。

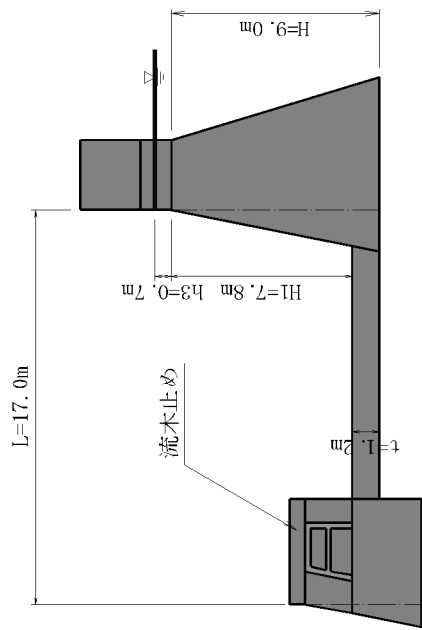


図-4.22 副堰堤の位置と水叩き厚

4.1.4.3 副堰堤の水通し断面

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

4.1.3.1(1)と上記を踏まえ、水通し断面は、設計水深による水通し高さ(0.7m)、水通し幅(8.0m)、袖小口勾配(1:0.5)により、図-4.23に示す通りとする。

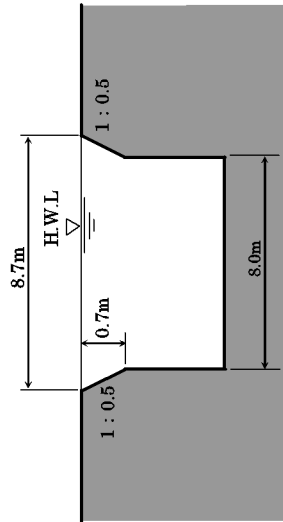


図-4.23 水通し断面

4.1.4.4 副堰堤の天端幅

副堰堤の天端幅は、流木止め工設置に必要な幅や後述する安定計算結果等を考慮して4.5mとした。

4.1.4.5 流木止め上流に必要な湛水池の面積

4.8.2⑤で述べたように、副堰堤流木止めで確保する必要がある計画捕捉流木量は34m³である。次式より、計画捕捉流木量を捕捉するために必要な流木止め上流の湛水池の面積は170m²となる。

$$A_w = \frac{X_{w2}}{R_{wa}} = \frac{34.0}{0.2} = 170\text{m}^2 \quad \dots (4-126)$$

X_{w2} : 副堰堤流木止めの計画捕捉流木量 (34.0m³)

R_{wa} : 流木の平均直径 (0.2m)

ここで、湛水池の形状を図-4.24のように仮定した場合、流木止め上流の湛水池の面積は116m²となり、必要面積を下回る。

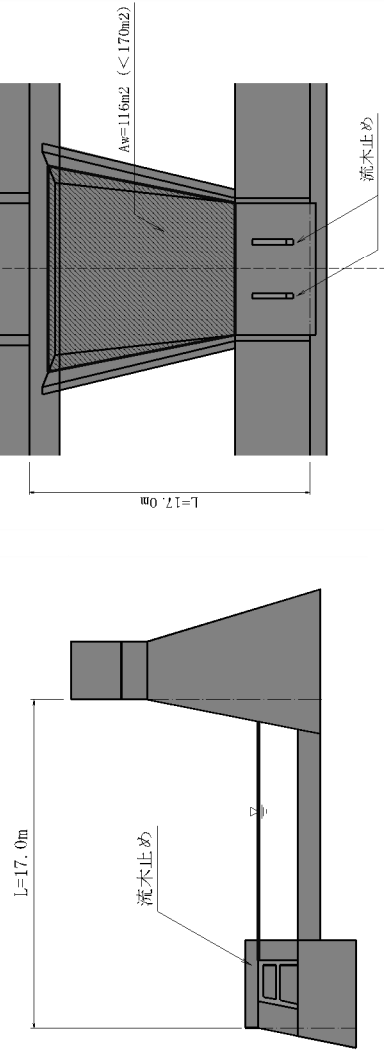


図-4.24 湛水池の形状

そこで本設計では、計画捕捉流木量を満足させるため、湛水池の幅を広げる計画とした。

計算式を基に設定される湛水池の平面形状では計画捕捉流木量が不足する場合、

- ① 本、副堰堤間の長さを延長する
- ② 湛水池の幅を広げる

等、現地状況を勘案して平面形状を設定することで対応することができる。

上記の対応を行う場合、以下の範囲内に収めるように形状を設定すること。

$$\begin{cases} 1.5(H+h) \leq L \leq 3(H+h) \\ B_0 \leq B' \leq 3B \\ B \leq B'' \leq 2B \end{cases}$$

L : 主、副堰堤間の長さ (m)

B' : 水叩き部の幅 (m)

B'' : 流木止め工水通し底幅 (m)

B : 主堰堤の水通し底幅 (m)

B₀ : 主堰堤の水通し小口幅 (m)

拡幅の湛水池形状を以下に示す。当該形状において、湛水池の面積は 172m^2 となり、必要面積を満足する。

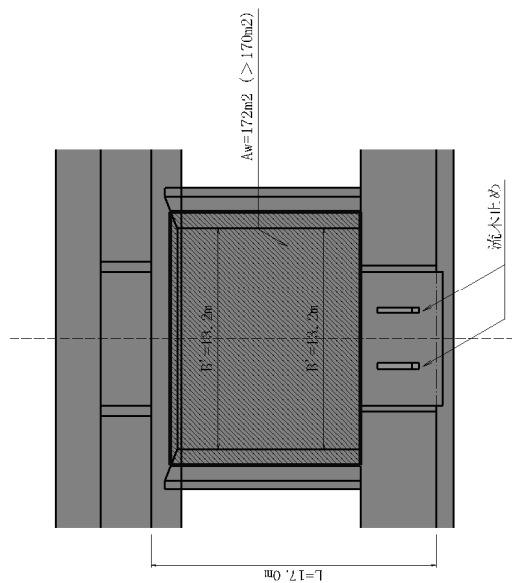


図-4.25 湛水池の形状（拡幅後）

なお、湛水池の幅は、以下に示す範囲内に収まっている。

- $B_0 \leq B' \leq 3B$
- $9.3\text{m} \leq B' = 13.2\text{m} \leq 24.0\text{m}$
- B' : 水叩き部の幅 (m)
- B : 主堰堤の水通し底幅 (8.0m)
- B_0 : 主堰堤の水通し小口幅 (9.3m)

4.15 流木捕捉工の設計

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

4.15.1 透過部の高さ

透過部は転石により閉塞しないように設計するものとし、透過部の高さは流木止めによるせき

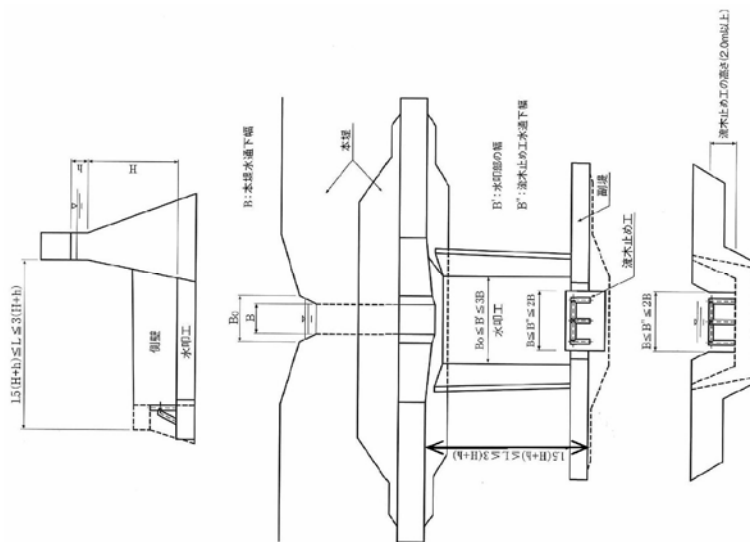


図-4.26 流木止め工を設置した場合の
前庭部の寸法

…鋼製砂防構造物設計便覧 P.124

●副堰堤に設置される流木対策施設
…土石流・流木対策設計技術指針 解説 2.1.3.4

●透過部の高さ
…土石流・流木対策設計技術指針 解説 参 1.2.1

上げを考慮した水位に流木捕捉に必要な高さを加えた高さ以上とする。

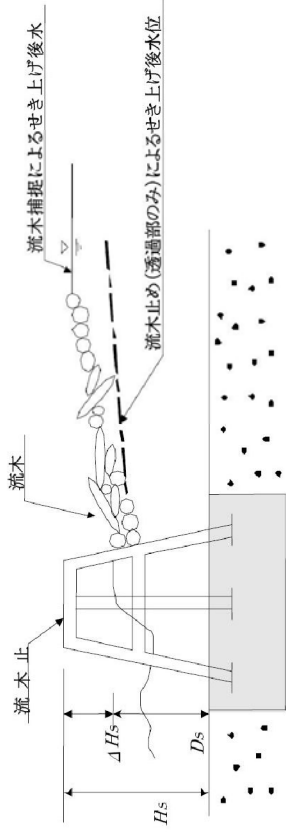


図-4.27 掃流区間に設置する流木捕捉工の透過部の高さ (H_s) の模式図

(1) せき上げ水位の計算

- 1) せき上げ前の水深 D_{h0} 、平均流速 U_h
 せき上げ前の水深 D_{h0} 、平均流速 U_h は、流下断面の形状に応じて以下のように算出する。

開水路形状：土砂混入流量により、マンニング式等により求める。

堰形状：土砂混入流量によりせきの公式で求める。

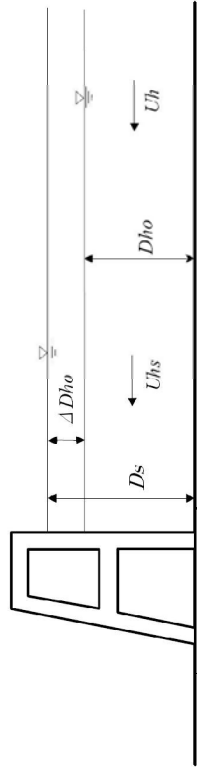


図-4.28 流木止めによるせき上げ水位

当流木止め工は副堰堤に設置するため、堰形状を想定し、土砂混入流量によりせきの公式で求めることとなる。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_{h0}^{3/2} \dots (4-127)$$

●せき上げ水位の計算

…土石流・流木対策設計技術指針 解説参 1.2.1 (1)

- Q : 土砂含有を考慮した流量 (7.86m³/s)
 C : 流量係数 (0.60~0.66)
 g : 重力の加速度 (9.81m/s²)
 B_1 : 水通しの底幅 (本堰堤の水通し底幅に合わせ 8.0m とする。)
 B_2 : 越流水面幅 (m)
 m_2 : 袖小口勾配 (スリット部を想定し $m_2=0$ とする。)

$C=0.6$ 、 $m_2=0$ とすると上式を変形して次式となる。

$$Q \doteq 1.77B_1D_{h0}^{3/2} \dots (4-128)$$

式 (4-128) より、 $D_{h0}=0.68\text{m}$ と求まる。本設計では 0.1m 単位で繰り上げ、 $D_{h0}=0.7\text{m}$ とした。

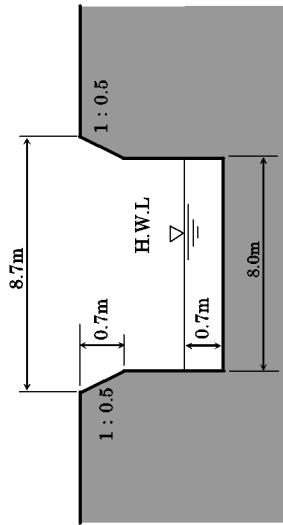


図-4.29 水通し断面

平均流速は次式により、 $U_h=1.40\text{m/s}$ と算出される。

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{2} (B_1+B_2) D_{h0} \dots (4-129) \\
 &= \frac{1}{2} \times (8.0+8.0) \times 0.7 = 5.60
 \end{aligned}$$

$$U_h = \frac{Q}{A} \dots (4-130)$$

$$= \frac{7.86}{5.60} = 1.40$$

A : 流下断面積 (m²)

2) 透過部における部材の純間隔

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

i) 掃流により移動する最大礫径

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

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

$$U_{*cm}^2 = 0.05 \cdot (\sigma / \rho - 1) \cdot g \cdot d_m \dots (4-131)$$

$$= 0.05 \times (2,600 / 1,200 - 1) \times 9.81 \times 0.50 = 0.29$$

d_m : 河床材料の平均粒径 (0.50m)

σ : 砂礫の密度 (一般に 2,600~2,650kg/m³)

ρ : 泥水の密度 (一般に 1,000~1,200kg/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

摩擦速度の2乗 U_{*2} を次式から求める。

$$U_{*2} = g \cdot D_{h0} \cdot I \dots (4-132)$$

$$= 9.81 \times 0.70 \times 0.15 = 1.03$$

D_{h0} : 水深 (0.70m)

I : 河床勾配 (1/6.7=0.15)

● 透過部における部材の純間隔

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 参 1.2.2

摩擦速度比の2乗 U_{*i}^2/U_{*cm}^2 を求める。

$$\frac{U_{*i}^2}{U_{*cm}^2} = \frac{1.03}{0.29} = 3.55 \quad \dots (4-133)$$

次式による U_{*ci}^2/U_{*cm}^2 のグラフにおいて、 U_{*i}^2/U_{*cm}^2 に等しい点に対する d_i/d_m を求める。図4.30 より、移動限界粒径は $12.20 \cdot d_m = 12.20 \times 0.50 = 6.1m$ となる

$$\frac{d_i}{d_m} > 0.4 \quad : \quad \frac{U_{*ci}^2}{U_{*cm}^2} = \left[\frac{\log_{10} 19}{\log_{10} 19 \cdot \left(\frac{d_i}{d_m}\right)} \right]^2 \quad \dots (4-134)$$

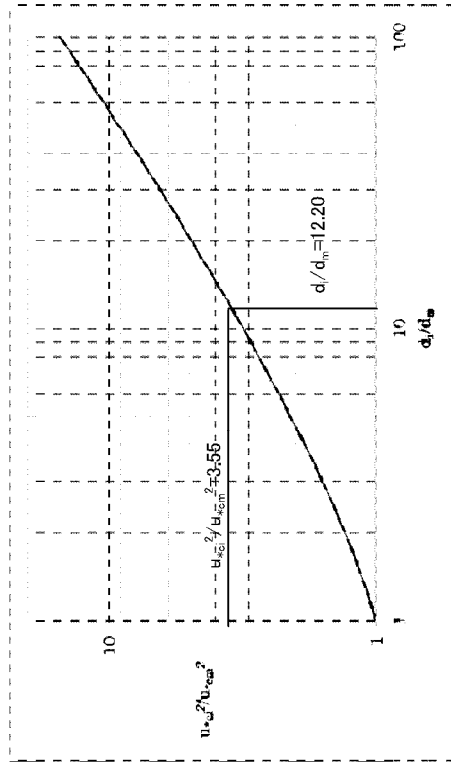


図-4.30 粒径別限界掃流力

現地の最大転石と比較して、小さい方を最大粒径とする。表-4.20 より、最大転石を $d_i=1.0m$ とした。

現地の最大転石 : $d_{95}=1.0m$ と想定。

表-4.20 最大転石

移動限界粒径 (m)	最大転石 d_i (m)
6.1	1.0

ii) 透過部の部材の純間隔

透過部が転石により閉塞しないために、i) で求めた最大転石が下記の条件を満足するように部材純間隔を設定する。

$$B_p \geq 2d_i \quad \dots (4-135)$$

B_p : 透過部の純間隔 (m)

d_i : 最大転石 (1.0m)

$$\frac{1}{2}L_{vm} \geq B_p \quad \dots (4-136)$$

L_{vm} : 最大流木長 (6.5m)

表-4.21 より、透過部の純間隔を 3.0m とした。

表-4.21 部材の純間隔設定結果

L_{vm} (m)	$\frac{1}{2}L_{vm}$ (m)	$2d_i$ (m)	透過部の純間隔 B_p (m)
6.5	3.3	2.0	3.0

3) 流木止め工によるせき上げ高

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

● 流木止め工によるせき上げ高

…土石流・流木対策設計技術指針 解説 参 1.2.1

(1) ②

なお、縦部材のみによるせき上げの水位は次式により算定できる。

$$\begin{aligned} \angle D_{h0} &= k_m \cdot \sin \theta_m \cdot \left(\frac{R_m}{B_p} \right)^{4/3} \cdot \frac{U_h^2}{2g} \dots (4-137) \\ &= 2.0 \times \sin 90^\circ \times \left(\frac{0.5}{3.0} \right)^{4/3} \times \frac{1.40^2}{2 \times 9.81} = 0.02 \end{aligned}$$

$\angle D_{h0}$: 流木止め工縦部材によるせき上げ高 (m)

k_m : 縦部材の断面形状による係数 (2.0 : 鋼管)

θ_m : 縦部材の下流河床面に対する傾斜角 (90°)

R_m : 縦部材の直径 (0.5m)

B_p : 縦部材の純間隔 (3.0m)

U_h : 上流側の流速 (1.40m/s)

4) せき上げ後水深 D_s

せき上げ後水深は次式により算定できる。

$$\begin{aligned} D_s &= D_{h0} + \angle D_{h0} \dots (4-138) \\ &= 0.70 + 0.02 = 0.72 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{hs} &= \frac{Q}{D_s \cdot B_s} \dots (4-139) \\ &= \frac{7.86}{0.72 \times 8.00} = 1.36 \end{aligned}$$

D_s : せき上げ後水位 (m)

U_{hs} : せき上げ後の平均流速 (m/s)

B_s : 流下幅 (8.0m)

(2) 流木止め工の高さ H_s

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

●せき上げ後水深
 …土石流・流木対策設計技術指針 解説 参 1.2.1
 (1) ③

●流木止め工の高さ
 …土石流・流木対策設計技術指針 解説 参 1.2.1
 (2)

次式による算定の結果、 $H_s=1.72\text{m}$ と求まる。本設計では0.5m単位で繰り上げ、 $H_s=2.0\text{m}$ とした。

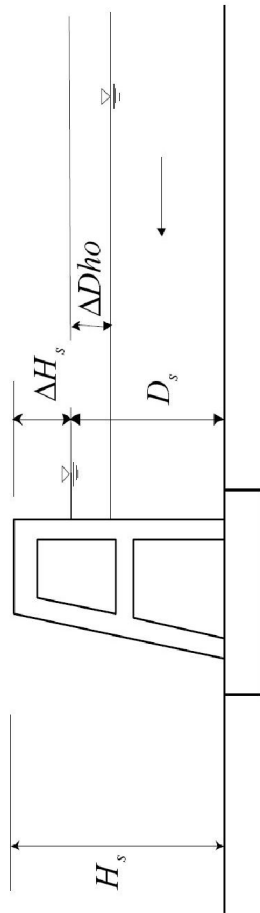


図-4.31 閉塞の恐れのない場合の透過部の高さ

$$\begin{aligned} \angle H_s &= 2R_{wmm} \dots (4-140) \\ &= 2 \times 0.50 = 1.00 \\ H_s &= D_s + \angle H_s \dots (4-141) \\ &= 0.72 + 1.00 = 1.72 \Rightarrow 2.0 \\ R_{wmm} &: \text{最大流木径 (0.5m)} \end{aligned}$$

(3) 透過部断面の決定

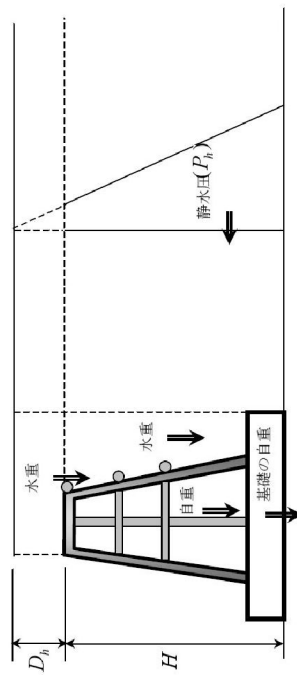
以上の検討結果により決定した、流木捕捉工透過部断面の諸元を以下に示す。

- 流木止め工の高さ $H_s=2.0\text{m}$
- せき上げ前の水深 $D_{h0}=0.70\text{m}$
- 流木止め工縦部材によるせき上げ高 $\angle D_{h0}=0.02\text{m}$
- せき上げ後水位 $D_s=0.72\text{m}$
- 流木の捕捉に必要な高さ $\angle H_s=1.00\text{m}$
- 流下幅 $B_s=8.0\text{m}$
- 縦部材の下流河床面に対する傾斜角 $\theta_m=90^\circ$
- 縦部材の直径 $R_{om}=0.5\text{m}$
- 縦部材の純間隔 $B_p=3.0\text{m}$

4.1.5.2 全体の安定性の検討

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

掃流区間において、流木止め工が流木で閉塞された状態の場合は、図-4.32 に示すように静水圧が作用する。この場合静水圧の大きさは透過部の閉塞密度 (K_{hw}) に影響を受ける。ここでは完全に閉塞された状態を想定して $K_{hw} = 1.0$ の静水圧 (水の単位体積重量 $\gamma_w = 11.77\text{kN/m}^3$) とする。掃流区域の透過型流木捕捉工の場合、礫による捕捉が生じないように設計するので、堆砂圧は考慮しない。



※1) K_{hw} : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 ($K_{hw} = 1.0$)

図-4.32 掃流区域の流木捕捉工の閉塞状況

表-4.22 流木対策施設 (掃流区間) の設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 5m 以下 (基礎含む)			①静水圧、②自重

●全体の安定性の検討

…上石流・流木対策設計技術指針 解説参 1.2.3

(1) 設計外力の算出

1) 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、水通し天端高に土砂含有を考慮した流量に対する越流水深を加算するものとする。

$$P = \rho \cdot g \cdot h_w = \gamma_w \cdot h_w \quad \dots (4-142)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

ρ : 水の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

h_w : 水面から任意の点の水深 (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

洪水時

水平方向

$$F_{PH1} = \frac{1}{2} \gamma_w (H \times K_{inv})^2 \quad \dots (4-143)$$

$$= 1/2 \times 11.77 \times (5.00 \times 1.0)^2 = 147.13 \text{ kN/m}$$

$$F_{PH2} = \gamma_w (H \times D_h \times K_{inv})$$

$$= 11.77 \times (5.00 \times 0.70 \times 1.0) = 41.20 \text{ kN/m}$$

H : 堰堤高 (5.00m) *

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.70m)

K_{inv} : 透過部の閉塞密度に応じた静水圧係数 (1.0)

垂直方向

$$F_{PV1} = \rho g D_h B \quad \dots (4-144)$$

$$= 11.77 \times 0.70 \times 3.50 = 28.84 \text{ kN/m}$$

F_{PV1} : 単位幅当りの P_{V1} による荷重 (kN/m)

F_{PH1} : 単位幅当りの P_{H1} による荷重 (kN/m)

F_{PH2} : 単位幅当りの P_{H2} による荷重 (kN/m)

※流木捕捉工の透過部の高さを含む

D_h : 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深 (0.70m)
 B : 鋼材の幅 (3.50m)

2) 自重

流木捕捉工の自重は、越流部内に設置する鋼材と基礎部のコンクリートを対象として算出する。鋼材の自重は、材料の総重量を越流部の幅で割って求める。一方、基礎部のコンクリートの自重は、4.13.1(3)と同様の方法で算出する。

鋼材

$$W_i = (M \times g) / B_s \quad \dots (4-145)$$

W_i : 鋼材 i における単位幅当りの自重 (kN/m³)

M : 鋼材の重量 (本事例では 1.34t)

g : 重力加速度 (9.81m/s²)

B_s : 越流部の幅 (8.0m)

($i = 1, 2, \dots$)

$$W_1 = \frac{M \cdot g}{B_s} \quad \dots (4-146)$$

$$= \frac{1.34 \times 9.81}{8.0} = 1.64 \text{ kN/m}$$

基礎コンクリート

$$W_i = W_c \cdot A_i \quad \dots (4-147)$$

W_i : コンクリートブロック i における単位幅当りの自重 (kN/m³)

W_c : コンクリートの単位体積重量 (22.56kN/m³)

A_i : コンクリートブロック i における単位幅当りの体積 (m³/m)

($i = 1, 2, \dots$)

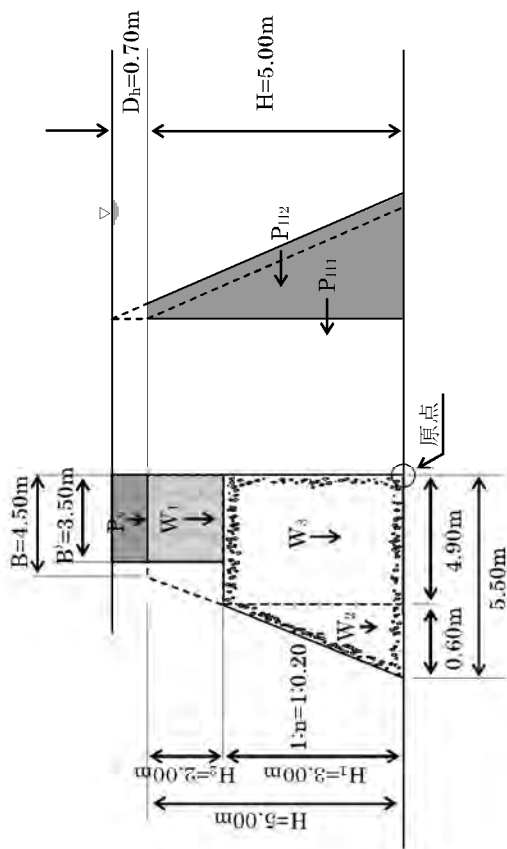
$$W_2 = \frac{1}{2} W_c n H_1^2 \quad \dots (4-148)$$

$$= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.20 \times 3.00^2 = 20.30 \text{ kN/m}$$

$$W_3 = W_c B H_1 \dots (4-149)$$
$$= 22.56 \times 4.90 \times 3.00 = 331.63 \text{ kN/m}$$

W_2 : コンクリートブロック 2 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 W_3 : コンクリートブロック 3 における単位幅当りの自重 (kN/m)
 n : 基礎部の下流のり勾配 (後述の安定計算結果より 0.20 を採用)
 H_1 : 基礎部高さ (3.00m)
 B' : 基礎部上面の幅 (4.90m)

(2) 安定計算
洪水時



透過部の形状は、その形式によって異なることから、形状に応じた自重、モーメントの算定を行う必要がある。ここでは、透過部は図示した形状、自重 (W_1) の作用点を持つものと仮定して、計算を行った。

図-4.33 作用荷重一覧表

表-4.23 作用荷重一覧表

設計荷重	記号	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
自重(鋼材)	W_1	1.64		$1/2 \times 3.50$	1.75	2.87
自重 (コンクリート)	W_2	20.30		$4.90 + 1/3 \times 0.20 \times 3.00$	5.10	103.53
	W_3	331.63		$1/2 \times 4.90$	2.45	812.49
静水圧	P_v	28.84		$1/2 \times 3.50$	1.75	50.47
	P_{11}	147.13	147.13	$1/3 \times 5.00$	1.67	245.71
	P_{12}	41.20	41.20	$1/2 \times 5.00$	2.50	103.00
合計		382.41	188.33			1,318.07

(i) 「砂防堰堤の自重及び外力の合力作用線が底部の中央 1/3 以内に入ること」に対する検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{1,318.07}{382.41} = 3.45\text{m} \quad \dots (4-150)$$

$$\text{堤底幅 } B = 0.60 + 4.90 = 5.50\text{m} \quad \dots (4-151)$$

$$(B/3 = 1.83\text{m}) < (x = 3.45\text{m}) < (B \times 2/3 = 3.67\text{m}) \quad \text{OK}$$

(ii) 「砂防堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 382.41}{188.33} = 1.22 \geq 1.2 \quad \dots (4-152) \quad \text{OK}$$

(iii) 「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」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2}B = 3.45 - \frac{1}{2} \times 5.50 = 0.70\text{m} \quad \dots (4-153)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (4-154)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{382.41}{5.50} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.70}{5.50} \right) \right\} = 122.62\text{kN/m}^2 < 588.6\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・(4-155)

$$\sigma_{\min} = \frac{382.41}{5.50} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.70}{5.50} \right) \right\} = 16.43\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

・・・(4-156)

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 588.6kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩

れ・雪崩防止工事ポケットブック P.113