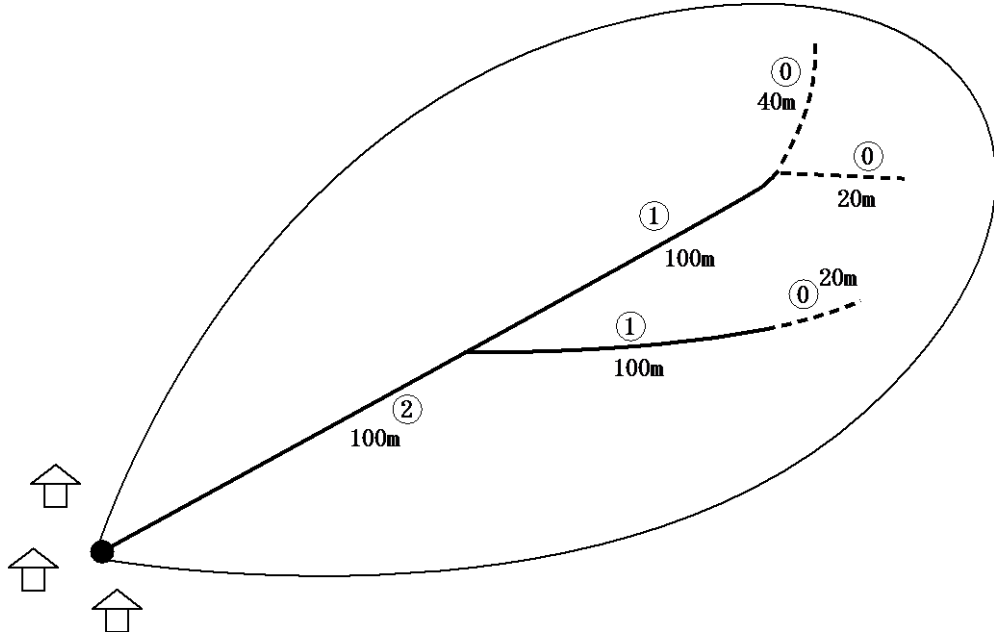


## 第1章 砂防基本計画（土石流・流木）の計画事例

以下に示す対象流域をモデルとして、砂防基本計画（土石流・流木）の計画事例を整理する。

### 1.1 計画諸元



○内の数字は谷次数

図IV- 1-1 対象流域図

表IV- 1-1 計画諸元

項 目	諸 元	備 考
流域面積	$A = 0.05 \text{ km}^2$	
溪床勾配	$\theta_0 = 1/3 (= 18.4^\circ)$	
流路延長	(0次谷) $L_{dy11(0)} = 80 \text{ m}$	
	(1次谷) $L_{dy11(1)} = 200 \text{ m}$	
	(2次谷) $L_{dy12(2)} = 100 \text{ m}$	
平均溪床幅	(0次谷) $B_d(0) = 1.0 \text{ m}$	
	(1次谷) $B_d(1) = 2.0 \text{ m}$	
	(2次谷) $B_d(2) = 3.0 \text{ m}$	
平均堆積深	(0次谷) $D_e(0) = 0.5 \text{ m}$	
	(1次谷) $D_e(1) = 0.8 \text{ m}$	
	(2次谷) $D_e(2) = 1.0 \text{ m}$	
計画24時間雨量	$P_{24} = 260 \text{ mm/24hr}$	
溪床堆積物の内部摩擦角	$\phi = 35^\circ$	
泥水の密度	$\rho = 11.76 \text{ kN/m}^3 (= 1.2 \text{ t/m}^3)$	
礫の密度	$\sigma = 25.48 \text{ kN/m}^3 (= 2.6 \text{ t/m}^3)$	
堆積土砂の容積土砂濃度	$C_* = 0.6$	
堆積土砂の空隙率	$K_v = 0.4$	

【参考資料編】

1.2 計画流出量の算定

1.2.1 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 ( $V_{dy1}$ ) と「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 ( $V_{dy2}$ ) を比較して小さい値とする。

(1) 移動可能土砂量 ( $V_{dy1}$ )

移動可能土砂量は、移動可能溪床堆積土砂量 ( $V_{dy11}$ ) と崩壊可能土砂量 ( $V_{dy12}$ ) の和とする。

$$V_{dy1} = V_{dy11} + V_{dy12}$$

ここで、 $V_{dy1}$  : 移動可能土砂量 (m<sup>3</sup>)  
 $V_{dy11}$  : 移動可能溪床堆積土砂量 (m<sup>3</sup>)  
 $V_{dy12}$  : 崩壊可能土砂量 (m<sup>3</sup>)

1) 移動可能溪床堆積土砂量 ( $V_{dy11}$ )

移動可能溪床堆積土砂量は、次式により谷次数別に算定する。

$$V_{dy11} = A_{dy11} + L_{dy11}$$

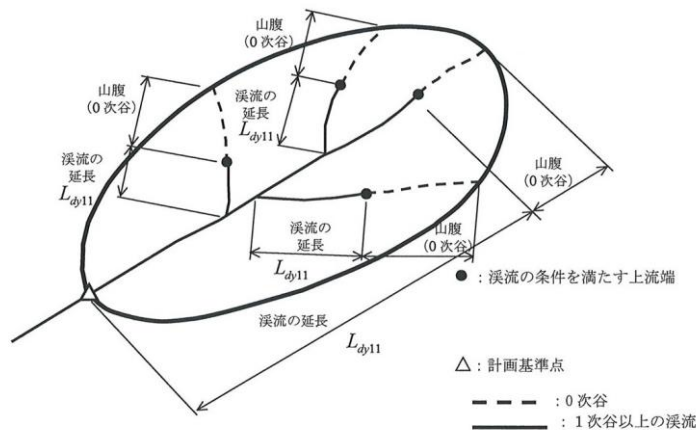
$$A_{dy11} = B_d \times D_e$$

ここで、 $V_{dy11}$  : 移動可能溪床堆積土砂量 (m<sup>3</sup>)  
 $A_{dy11}$  : 移動可能溪床堆積土砂量の平均断面積 (m<sup>2</sup>)  
 $L_{dy11}$  : 流出土砂量を算出しようとしている地点から 1 次谷の最上流端まで溪流に沿って測った距離 (m)  
 $B_d$  : 平均溪床幅 (m)  
 $D_e$  : 溪床堆積土砂量の平均深さ (m)



ポイント

- ・ 溪流の延長は、参図-1 をもとに設定する。



参図-1  $L_{\phi 11}$  イメージ図

図IV- 1-1 の計画基準点における移動可能溪床堆積土砂量を算出すると以下のとおりとなる。

表IV- 1-2 移動可能溪床堆積土砂量

谷次数	断面スケッチ	平均溪床幅 B <sub>d</sub> (m)	平均侵食深 D <sub>e</sub> (m)	平均断面積 A <sub>dy</sub> (m <sup>2</sup> )	溪流長 L <sub>dy</sub> (m)	移動可能溪床堆積土砂量 (m <sup>3</sup> )
1次谷		2.0	0.8	1.60	200.0	320
2次谷		3.0	1.0	3.00	100.0	300

2) 崩壊可能土砂量 (V<sub>dy12</sub>)

崩壊可能土砂量は、対象流域の崩壊可能土砂量を的確に推定できる場合は、地形・地質の特性や既存崩壊の分布等を参考に、具体的な発生位置、面積、崩壊深を推定し、的確に推定することが困難な場合は、0次谷の崩壊を含めた次式により算定する。

対象流域は崩壊可能土砂量を的確に推定することが困難なため、0次谷の崩壊を含めた次式により算定する。

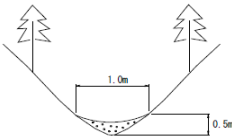
$$V_{dy12} \doteq \sum(A_{dy12} \times L_{dy12})$$

$$A_{dy12} = B_d \times D_e$$

- ここで、
- V<sub>dy12</sub> : 崩壊可能土砂量 (m<sup>3</sup>)
  - A<sub>dy12</sub> : 0次谷における移動可能堆積土砂量の平均断面積 (m<sup>2</sup>)
  - L<sub>dy12</sub> : 0次谷の流路谷筋に沿って計った距離 (m)
  - B<sub>d</sub> : 0次谷の平均溪床幅 (m)
  - D<sub>e</sub> : 0次谷の溪床堆積土砂量の平均深さ (m)

図IV- 1-1 の計画基準点における崩壊可能土砂量を算定すると以下のとおりとなる。

表IV- 1-3 崩壊可能土砂量

谷次数	断面スケッチ	平均溪床幅 B <sub>d</sub> (m)	平均侵食深 D <sub>e</sub> (m)	平均断面積 A <sub>dy</sub> (m <sup>2</sup> )	溪流長 L <sub>dy</sub> (m)	崩壊可能土砂量 (m <sup>3</sup> )
0次谷		1.0	0.5	0.50	80.0	40

【参考資料編】

3) 移動可能土砂量 ( $V_{dy1}$ )

移動可能土砂量は、移動可能溪床堆積土砂量と崩壊可能土砂量の和とする。

$$L_{dy1} = 620\text{m}^3 + 40\text{m}^3 = \mathbf{660\text{ m}^3}$$

(2) 「計画規模の土石流」によって運搬できる土砂量 (運搬可能土砂量;  $V_{dy2}$ )

運搬可能土砂量は、計画規模の超過確率の降雨量 ( $P_p$ ) に流域面積 ( $A$ ) を掛けて総雨量を求め、これに流動中の土石流濃度 ( $C_d$ ) を乗じて算定する。その際、流出補正率 ( $K_{f2}$ ) を考慮する。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \cdot \left( \frac{C_d}{1 - C_d} \right) \cdot K_{f2}$$

ここで、 $V_{dy2}$  : 運搬可能土砂量 ( $\text{m}^3$ )  
 $P_p$  : 計画規模の年超過確率の降雨量 (=260 mm/24hr)  
 $A$  : 流域面積 (=0.10  $\text{km}^2$ )  
 $K_v$  : 空隙率 (=0.4)  
 $C_d$  : 土石流濃度  
 $K_{f2}$  : 流出補正率

土石流濃度 ( $C_d$ ) は次式により算定する。ただし、 $0.3 \leq C_d \leq 0.9C_*$  とし、 $C_d < 0.3$  の時は  $C_d = 0.3$  とする。

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

ここで、 $C_d$  : 土石流濃度  
 $\sigma$  : 礫の密度 (=2.6  $\text{t}/\text{m}^3 = 25.48 \text{ kN}/\text{m}^3$ )  
 $\rho$  : 泥水の密度 (=1.2  $\text{t}/\text{m}^3 = 11.77 \text{ kN}/\text{m}^3$ )  
 $\phi$  : 堆積土砂の内部摩擦角 (=35°)  
 $\theta$  : 溪床勾配 (=1/3 = 18.4°)

$$C_d = \frac{1.2 \times \tan(18.4^\circ)}{(2.6 - 1.2) \times (\tan(35^\circ) - \tan(18.4^\circ))} = 0.78 \Rightarrow \mathbf{0.54 (=0.9C_*)}$$

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times 260 \times 0.05}{1 - 0.4} \times \left( \frac{0.54}{1 - 0.54} \right) \times 0.50 = 12,717 \text{ m}^3 \Rightarrow \mathbf{13,000\text{m}^3}$$



ポイント

- 流出補正率 ( $K_{f2}$ ) 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、 $0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$  とする。

$$K_{f2} = 0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05 = 0.05(\log 0.05 - 2.0)^2 + 0.05 = 0.59 \Rightarrow 0.5$$

(3) 計画流出土砂量 ( $V_d$ )

計画流出土砂量は、移動可能土砂量 ( $V_{dy1}$ ) と運搬可能土砂量 ( $V_{dy2}$ ) を比較して小さい値とする。

$$V_{dy1} (=660 \text{ m}^3) < V_{dy2} (=13,000 \text{ m}^3)$$

但し、計画対象土砂量が  $1,000\text{m}^3$  を下回っているため、計画対象土砂量は  $1,000\text{m}^3$  とする。

$$V_{dy1} = 660 \text{ m}^3 \leq 1,000 \text{ m}^3 \Rightarrow V_d = 1,000 \text{ m}^3$$



ポイント

算出した計画流出土砂量が、 $1,000\text{m}^3$  以下の場合には、計画流出土砂量を  $1,000\text{m}^3$  とする。

【参考資料編】

1.2.2 計画流出流木量

計画流出流木量は、現況調査法（サンプリング調査法）により算定した発生流木量に流出流木率を掛け合わせて算出する。

$$V = (0.8 \sim 0.9) \cdot V_{wy}$$

$$V_{wy} = \frac{B_d \cdot L_{dy13}}{100} \times \sum V_{wy2}$$

$$V_{wy2} = \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot \frac{K_d}{4}$$

- ここで、
- V : 計画流出流木量 (m<sup>3</sup>)
  - V<sub>wy</sub> : 発生流木量 (m<sup>3</sup>)
  - B<sub>d</sub> : 侵食が予想される平均河床幅 (m)
  - L<sub>dy13</sub> : 発生流木量を算出する地点から流域の最遠点までの流路に沿って測った距離 (m)
  - V<sub>wy2</sub> : 単木材積 (m<sup>3</sup>)
  - H<sub>w</sub> : 樹高 (m)
  - R<sub>w</sub> : 胸高直径 (m)
  - K<sub>d</sub> : 胸高係数

(1) サンプリング調査結果と単木材積

サンプリング調査結果と単木材積の算出結果を表IV- 1-4 に示す。

表IV- 1-4 サンプリング調査結果と単木材積

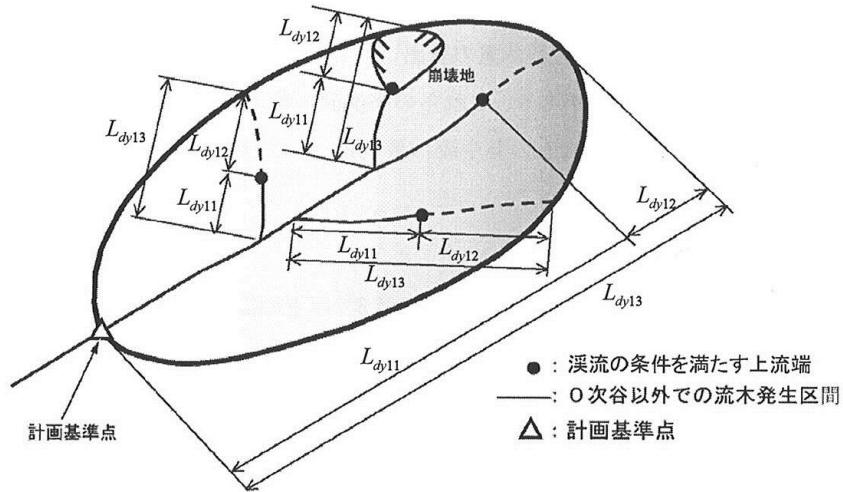
No.	樹種 (m)	樹高 H <sub>w</sub> (m)	胸高直径 R <sub>w</sub> (m)	胸高係数 K <sub>d</sub>	単木材積 V <sub>wy2</sub> (m <sup>3</sup> )
1	スギ	20	0.20	0.4647	0.29
2	スギ	18	0.18	0.4714	0.22
3	スギ	20	0.20	0.4647	0.29
4	スギ	16	0.16	0.4796	0.15
5	スギ	20	0.20	0.4647	0.29
6	スギ	18	0.18	0.4714	0.22
7	スギ	18	0.18	0.4714	0.22
8	スギ	20	0.20	0.4647	0.29
9	スギ	16	0.16	0.4796	0.15
10	スギ	20	0.20	0.4647	0.29
11	スギ	24	0.24	0.4545	0.49
12	スギ	24	0.24	0.4545	0.49
13	スギ	22	0.22	0.4591	0.38
14	スギ	28	0.28	0.4470	0.77
15	スギ	20	0.20	0.4647	0.29
16	広葉樹	10	0.10	0.5238	0.04
17	広葉樹	8	0.08	0.5538	0.02
18	広葉樹	10	0.10	0.5238	0.04
19	広葉樹	8	0.08	0.5538	0.02
20	広葉樹	10	0.10	0.5238	0.04
合計	20本			∑V <sub>wy2</sub> =	5.00



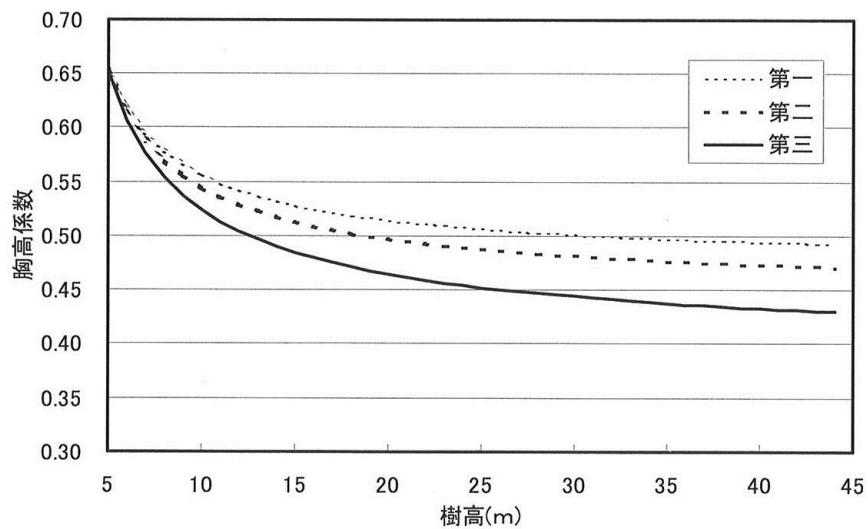


ポイント

- 発生流木量の算定に用いる流木発生区間長 ( $L_{dy13}$ ) および胸高係数 ( $R_w$ ) は、それぞれ参図-2、参図-3 を基に設定する。



参図-2 流木発生区間長さ (m) :  $L_{dy13}$



(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  
 出典 (嶺 一三 (1958) : 測樹、朝倉書店、146p.) 掲載データに基づき図化

参図-3 胸高係数

【参考資料編】

(2) 発生流木量 (V<sub>wy</sub>)

発生流木量は、サンプリング調査結果をもとに得られた単木材積を用いて次式より算出する。

$$V_{wy} = \frac{B_d \cdot L_{dy13}}{100} \times \sum V_{wy2}$$

$$\sum V_{wy} = 4.0 + 20.0 + 15.0 = 39 \text{ m}^3$$



ポイント

- 発生流木量は、谷次数別に算定を行う。

$$0 \text{ 次谷} : \frac{1.0 \times 80}{100} \times 5.0 = 4.0 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ 次谷} : \frac{2.0 \times 200}{100} \times 5.0 = 20.0 \text{ m}^3$$

$$2 \text{ 次谷} : \frac{3.0 \times 100}{100} \times 5.0 = 15.0 \text{ m}^3$$

(3) 計画流出流木量 (V<sub>w</sub>)

計画流出流木量は、発生流木量に流木流出率を掛け合わせて算定する。

対象流域は、土石流・流木対策施設が未整備の状態であり、過去の流出痕跡も認められないため、流木流出率の係数は平均値 (=0.85) を用いることとした。

$$V_w = (0.8 \sim 0.9) \cdot V_{wy}$$

$$= 0.85 \times 39 = 33 \text{ m}^3$$

1.3 土石流・流木処理計画

1.3.1 土石流・流木処理計画の基本

対象流域の土石流・流木の処理計画は、先に算出した計画流出量（計画流出土砂量、計画流出流木量）に対して、下式を満足するように土石流・流木対策施設を計画する。

なお、対象溪流の計画基準下流には流路に隣接して保全対象が位置しており、土砂を流下させた場合に災害を発生させる可能性があるため、計画流下許容量は0とした。

$$V - W - (X + Y + Z) = 0 \dots\dots\dots (1)$$

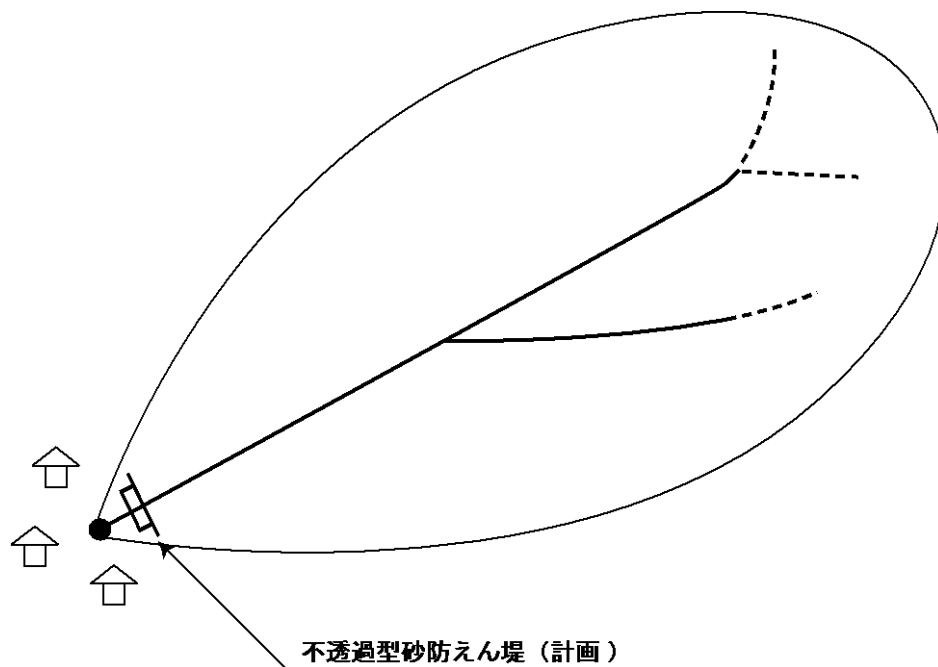
- ここで、
- |   |               |  |
|---|---------------|--|
| V | : 計画流出量       | (=V <sub>d</sub> +V <sub>w</sub> =1,000+33=1,033m <sup>3</sup> ) |
| W | : 計画流下許容量     | (=W <sub>d</sub> +W <sub>w</sub> =0m <sup>3</sup> )              |
| X | : 計画捕捉量       | (=X <sub>d</sub> +X <sub>w</sub> )                               |
| Y | : 計画堆積量       | (=Y <sub>d</sub> +Y <sub>w</sub> )                               |
| Z | : 計画発生(流出)抑制量 | (=Z <sub>d</sub> +Z <sub>w</sub> )                               |



### 1.3.2 土石流・流木対策施設の選定

対象流域は、流域内において土石流・流木対策施設が未整備の状況であるため、「土石流・流木捕捉工（砂防堰堤）」を配置して土石流・流木の処理を行うこととする。

### 1.3.3 土石流・流木対策施設の配置計画



図IV- 1-2 土石流・流木対策施設の配置計画

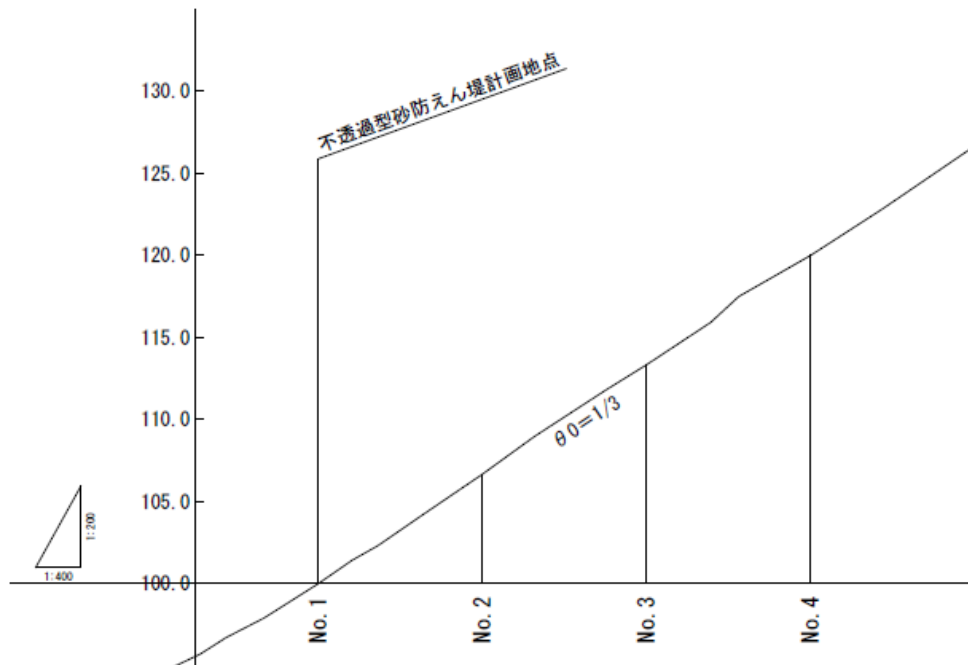
- ① 土石流・流木流出時における保全対象直近の安全性を確保するために、計画基準点直上に砂防堰堤を配置する。砂防堰堤の型式は、保全対象が直近に位置するものとして「**不透過型砂防堰堤**」とする。
- ② 計画堆砂勾配が上限値（=1/6.0）となった場合には、計画堆積量を「**除石により確保**」する計画とする。

【参考資料編】

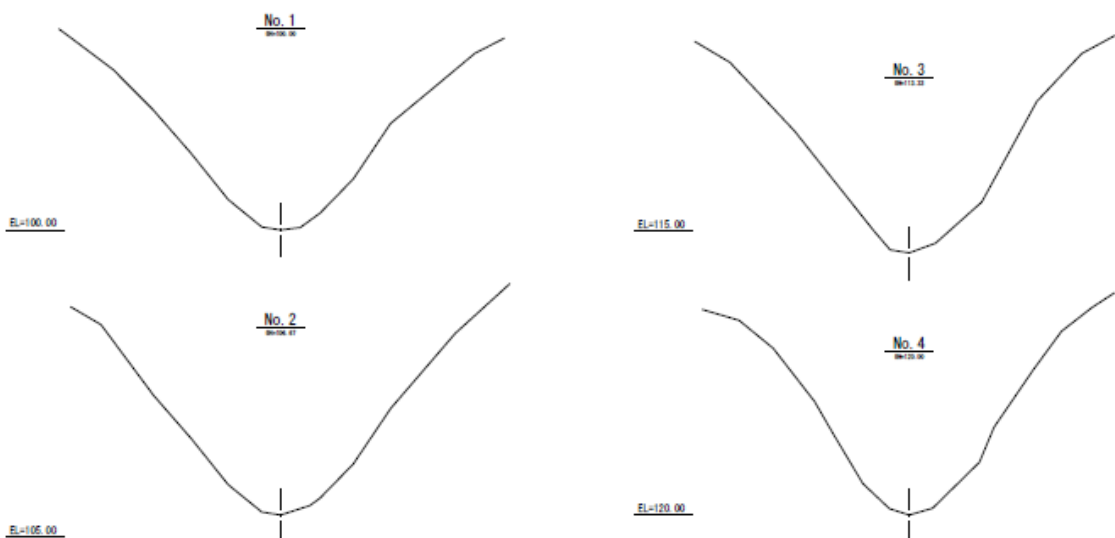
1.3.4 不透過型砂防堰堤の土石流・流木処理計画

(1) 施設規模（堰堤高）の決定

砂防堰堤の施設規模の決定に当たっては、計画地点の**測量結果に基づく平均断面法**により決定する。



図IV- 1-3 堰堤計画地点の縦断面図



図IV- 1-4 堰堤計画地点の横断面図

1) 堆砂勾配の設定

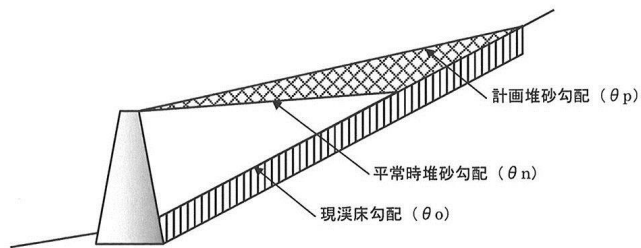
不透過型砂防堰堤の堆砂勾配 ( $\theta_n$ 、 $\theta_p$ ) は、溪床勾配 ( $i_0=1/3$ ) に対して、次のように決定する。

溪床勾配 :  $\theta_0 = 1/3$   
 平常時堆砂勾配 :  $\theta_n = \frac{1}{2}\theta_0 = 1/6$   
 計画堆砂勾配 :  $\theta_p = \frac{2}{3}\theta_0 = 1/4.5 \Rightarrow 1/6$



ポイント①

- ・ 計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により、土石流・流木対策施設を配置する地点の溪床勾配の 1/2~2/3 倍とする。  
⇒一般には、現溪床勾配の 2/3 倍とする。
- ・ 平常時対策勾配は、既往実績をもとに現溪床勾配の 1/2 倍を上限とする。  
⇒一般には、現溪床勾配の 1/2 倍とする。



参図-4 各種勾配のイメージ

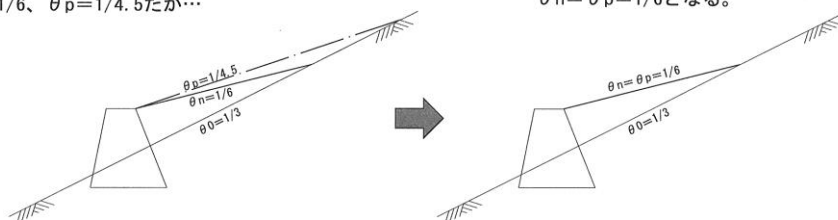


ポイント②

- ・ 計画堆砂勾配は、1/6 の勾配を上限とする。

$\theta_0=1/3$ のとき、計算上は  
 $\theta_n=1/6$ 、 $\theta_p=1/4.5$ だが…

$\theta_p$ の上限が1/6のため、  
 $\theta_n=\theta_p=1/6$ となる。



参図-5 現溪床が急勾配の場合

⇒この場合、不透過型砂防堰堤の計画捕捉量は“0”となる。

【参考資料編】

2) 施設効果量 (X、Y、Z) の算出

計画地点の測量結果を基に、任意の堰堤高（有効高）を設定し、施設効果量を算出する。

ここでは、堰堤の有効高  $H_e=8.5\text{m}$  とした場合の施設効果量を算出する。

なお、計画堆砂勾配が上限の  $1/6.0$  となるため、**計画堆砂量を全量除石**して、施設効果量を確保する計画とする。

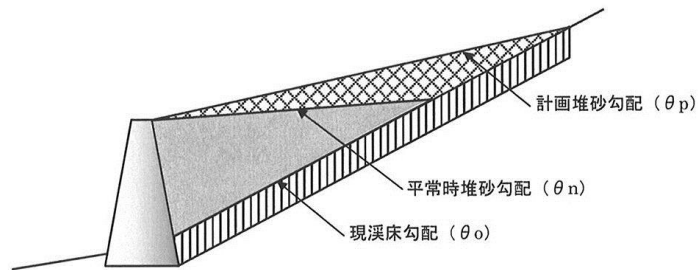


ポイント①

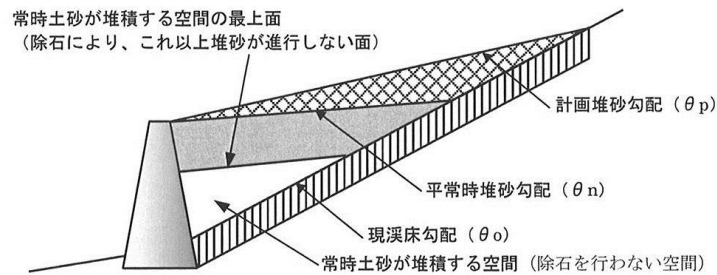
- ・ 不透過型砂防堰堤の施設効果量は、以下に示す範囲を効果量とする。

(計画堆積量を「除石」する場合)

① 全量除石

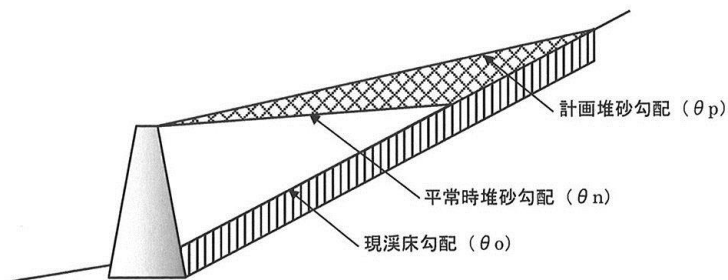


② 任意の高さまで除石



施設効果量 = 計画捕捉量 + 計画堆積量 (除石の範囲のみ) + 計画発生 (流出) 抑制量

(「除石」を行わない場合)

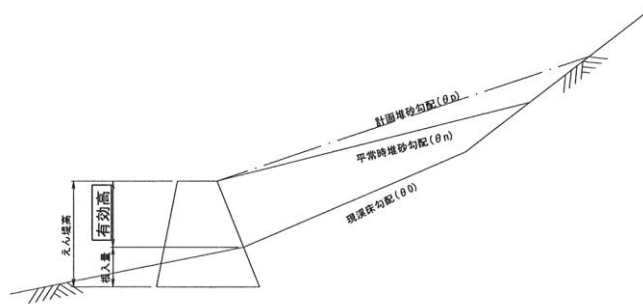


施設効果量 = 計画捕捉量 + 計画発生 (流出) 抑制量



ポイント②

- 砂防堰堤の有効高 (He) とは…  
⇒ 現溪床から計画する堰堤の天端高さ (水通し高さ) までを有効高という。  
堰堤の全高は、有効高に基礎地盤への根入れ量を加えた高さとする。

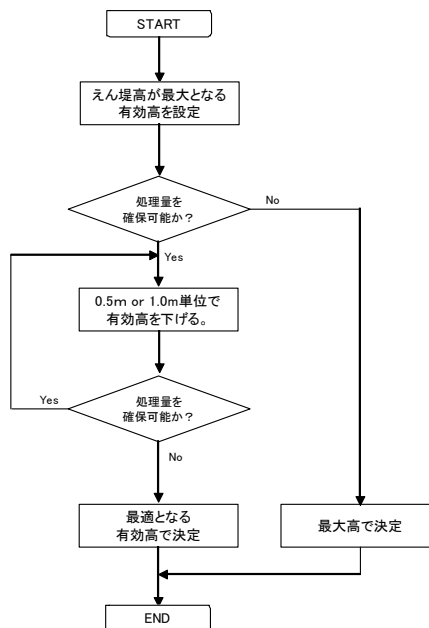


参図-6 堰堤高に関するイメージ



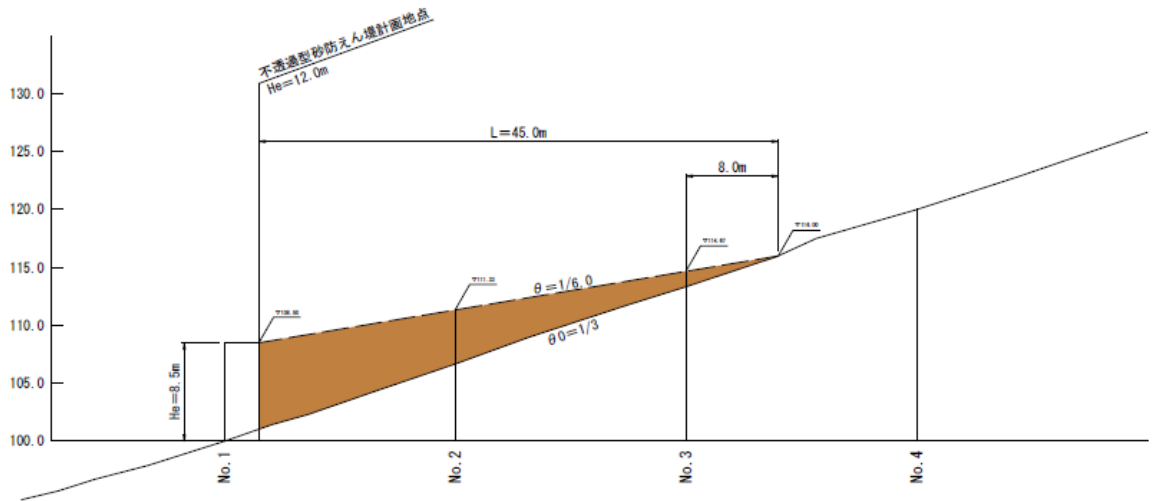
ポイント③

- 有効高の決定方法  
15m 未満の単独の砂防堰堤計画の場合、まずは全高が 15m 未満の最大となる有効高を設定し、計画流出量 (土砂・流木) を処理可能か確認する。  
流出量が処理可能な場合は、0.5m or 1.0m 単位で有効高を下げ、最適となる高さを設定する。流出量が処理できない場合は最大となる有効高を設定する。

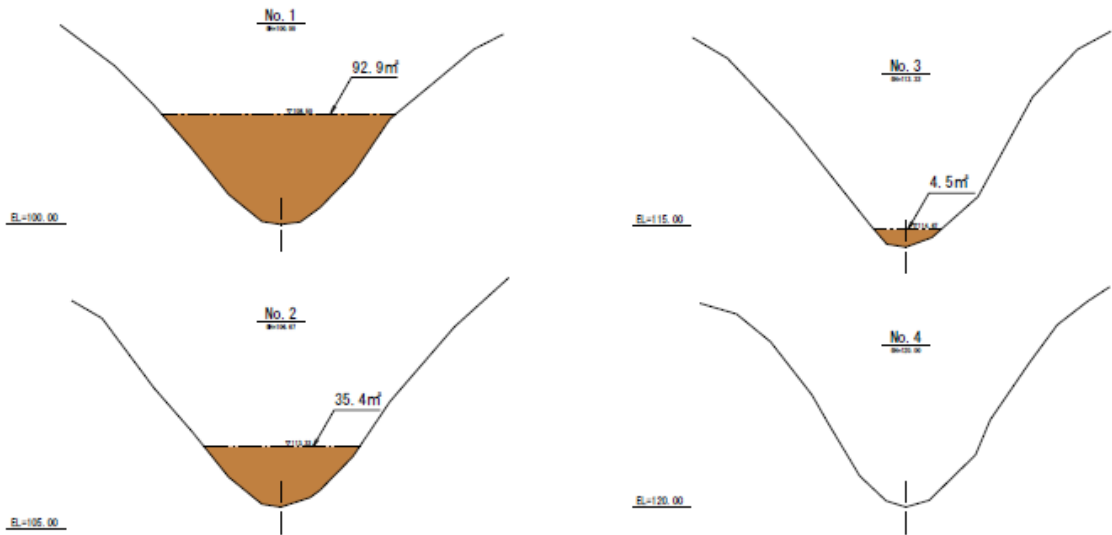


参図-7 有効高の決定フロー

【参考資料編】



図IV- 1-5 堆砂縦断面図



図IV- 1-6 堆砂横断面図

## 2-1) 計画捕捉量 (X)

計画する不透過型砂防堰堤は、計画堆砂勾配が上限の 1/6.0 となるため、**計画捕捉量は発生しない (=0)**。



## ポイント①

- ・ 計画堆砂勾配が上限値とならない (1/6.0 より緩い) 場合の計画捕捉量は、測量成果に基づく平均断面法により算定する。
- ・ 計画捕捉土砂量は、平均断面法により算出した計画捕捉量から計画捕捉流木量を除いた量とする。
- ・ 計画捕捉流木量は、平均断面法により算出した計画捕捉量に流木容積率を乗じて算出する。

$$X_w = K_w \cdot X$$

ここで、 $X_w$  : 計画捕捉流木量 (m<sup>3</sup>)  
 $K_w$  : 流木容積率 (=2%)  
 $X$  : 計画捕捉量 (m<sup>3</sup>)



## ポイント②

不透過型砂防堰堤の計画捕捉量に対する流木容積率 ( $K_{w1}$ ) は、既往の捕捉事例に基づいて求めるものとするが、対象流域において捕捉事例がない場合は、 $K_{w1}=2\%$ として良い。

## 2-2) 計画堆積量 (Y)

計画堆砂量は、除石計画に基づいた**除石により確保される空間**である。また、計画堆積量は計画堆積土砂量と計画堆積流木量の和とする。

① 計画堆積土砂量 ( $Y_d$ )

計画堆積土砂量は、平均断面法により算出した除石により確保される計画堆積量から計画堆積流木量を除いた量とする。

【参考資料編】

表IV- 1-5 平均断面法による計画捕捉量の算出結果

測点	単距離 (m)	断面積 (m <sup>2</sup> )	平均断面積 (m <sup>2</sup> )	計画堆積量 (除石) (m <sup>3</sup> )
No.1	0.0	92.9	46.5	0.0
No.2	17.0	35.4	64.2	1,091.0
No.3	20.0	4.5	20.0	399.0
No.3+8.0	8.0	0.0	2.3	18.0
合計	45.0			1,500.0

$$Y_d = Y - Y_w$$

$$= 1,500 \text{ m}^3 - 30 \text{ m}^3 = 1,470 \text{ m}^3$$

② 計画堆積流木量 (Y<sub>w</sub>)

計画堆積流木量は、不透過型砂防堰堤の場合、平均断面法により算出した除石により確保される計画堆積土砂量の2%とする。

$$Y_w = K_{w1} \cdot Y$$

ここで、 Y<sub>w</sub> : 計画堆積流木量 (m<sup>3</sup>)  
 K<sub>w1</sub> : 流木容積率 (=2%)  
 Y : 計画堆積量 (m<sup>3</sup>)

$$Y_w = K_{w1} \times Y$$

$$= 0.02 \times 1,500 = 30 \text{ m}^3$$

2-3) 計画発生 (流出) 抑制量 (Z)

計画する不透過型砂防堰堤の堆砂域は、計画流出量を**評価している**ため施設効果量して計画発生 (流出) 抑制量を**見込む**。



ポイント

- ・ 計画発生 (流出) 抑制量は、計画流出量 (計画流出土砂量、計画流出流木量) を評価している区間に存在する移動可能溪床堆積土砂量、崩壊可能土砂量、流出流木量を対象とする。
- ・ 計画発生 (流出) 抑制量は、計画土石流発生 (流出) 抑制量と計画流木発生抑制量の和とする。



① 計画土石流発生（流出）抑制量（ $Z_d$ ）

計画土石流発生（流出）抑制量は、堰堤天端高より上流に延伸した計画堆砂勾配と現溪床が交わる地点までの延長（堆砂長：L）の移動可能溪床堆積土砂量、崩壊可能土砂量を計上する。

$$Z_d = A_{dy11} \cdot L$$

ここで、 $Z_d$  : 計画土石流発生（流出）抑制量 (m<sup>3</sup>)

$A_{dy11}$  : 堰堤計画地点の移動可能土砂量もしくは崩壊可能土砂量の平均断面積 (=3.0m<sup>2</sup>)

L : 堆砂長 (m)

$$Z_d = A_{dy11} \times L$$

$$= 3.0 \times 45.0 = 135 \text{ m}^3$$

② 計画流木発生抑制量（ $Z_w$ ）

計画流木発生抑制量は、①と同様に堰堤天端高より上流に延伸した計画堆砂勾配と現溪床が交わる地点までの延長（堆砂長：L）の流出流木量を計上する。

$$Z_w = (0.8 \sim 0.9) \cdot \frac{B_{d2} \cdot L}{100} \cdot \sum V_{wy2}$$

ここで、 $Z_w$  : 計画流木発生抑制量 (m<sup>3</sup>)

$B_{d2}$  : 堆砂域内における谷次数別の侵食が予想される平均溪床幅 (m)

L : 堆砂長 (m)

$V_{wy2}$  : 単木材積 (m<sup>3</sup>)

$$Z_w = (0.8 \sim 0.9) \cdot \frac{B_{d2} \cdot L}{100} \cdot \sum V_{wy2}$$

$$= 0.85 \times \frac{3.0 \times 45.0}{100} \times 5.0$$

$$= 5.74 \text{ m}^3 \Rightarrow 6.0 \text{ m}^3$$

## 3) 土石流・流木処理計画（整備率）の検証と施設規模の決定

## ① 土石流・流木処理計画の検証

算出した施設効果量をもとに、土石流・流木処理計画を検証すると以下の通りとなる。

$$V - W - (X + Y + Z) = 0$$

$$1,033 - 0 - \{(0 + 0 + (1,500 + 165))\} = 0$$

$$-632 \leq 0$$

以上より、計画する不透過型砂防堰堤の計画堆積量を全量除石することで、流域内の土石流・流木処理計画を完了することができる。

## 【参考資料編】

### ② 整備率

算出した施設効果量をもとに、整備率を検証すると以下の通りとなる。

$$\text{整備率} = \frac{\text{整備量}}{\text{計画流出量}} \times 100 = \frac{(1,500\text{m}^3 + 165\text{m}^3)}{1,033\text{m}^3} \times 100 = 100\% \text{ (161\%)}$$

以上より、有効高 ( $H_e$ ) 8.5m の不透過型砂防堰堤の計画堆積量を全量除石する計画とすることで、整備率 100%を確保することができる。

### ③ 施設規模の決定

以上の検討より、不透過型砂防堰堤の有効高を  $H_e=8.5\text{m}$  とすることで、計画流出量を全量処理することが可能となるため、施設規模は  $H_e=8.5\text{m}$  として計画する。

なお、堰堤高は、根入れ量を加味して  $H=11.5\text{ m}$  とする。

$$\begin{aligned} \text{堰堤高} &= \text{有効高} + \text{根入れ量} \\ &= 8.5\text{ m} + 3.0\text{ m} \\ &= 11.5\text{ m} \end{aligned}$$

## 第2章 砂防堰堤の設計事例

### 第1節 不透過型砂防堰堤（土石流・流木対策）の設計事例

第1章の砂防基本計画（土石流・流木）で計画した不透過型砂防堰堤をモデルとして、設計事例を整理する。

#### 1.1 設計諸元

表IV- 2-1 設計諸元

項 目	諸 元	備 考
ピーク流量係数	$K_{f1}=0.80$	
最大礫径	$D_{95}=0.5\text{m}$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c=23.05\text{kN/m}^3$ (=2.35t/m <sup>3</sup> )	H=15.0m未満
流水の単位体積重量	$W_o=11.77\text{kN/m}^3$ (=1.20t/m <sup>3</sup> )	
えん堤計画地点の基礎地盤	岩塊玉石	
内部摩擦係数	$f=0.7$	
許容支持力	$q_u=588\text{kN/m}^2$	
コンクリートの終局強度割線	$E_1=0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8\text{N/m}^2$	
弾性係数		
コンクリートのポアソン比	$\nu_1=0.194$	
礫の弾性係数	$E_2=5.0 \times 10^9 \times 9.8\text{N/m}^2$	
礫のポアソン比	$\nu_2=0.23$	

#### 1.2 設計流量の算定事例

##### 1.2.1 土石流ピーク流量 ( $Q_{sp}$ )

土石流ピーク流量は、流出土砂量に基づく下式より算定する。

$$Q_{sp}=0.01 \cdot \Sigma Q$$

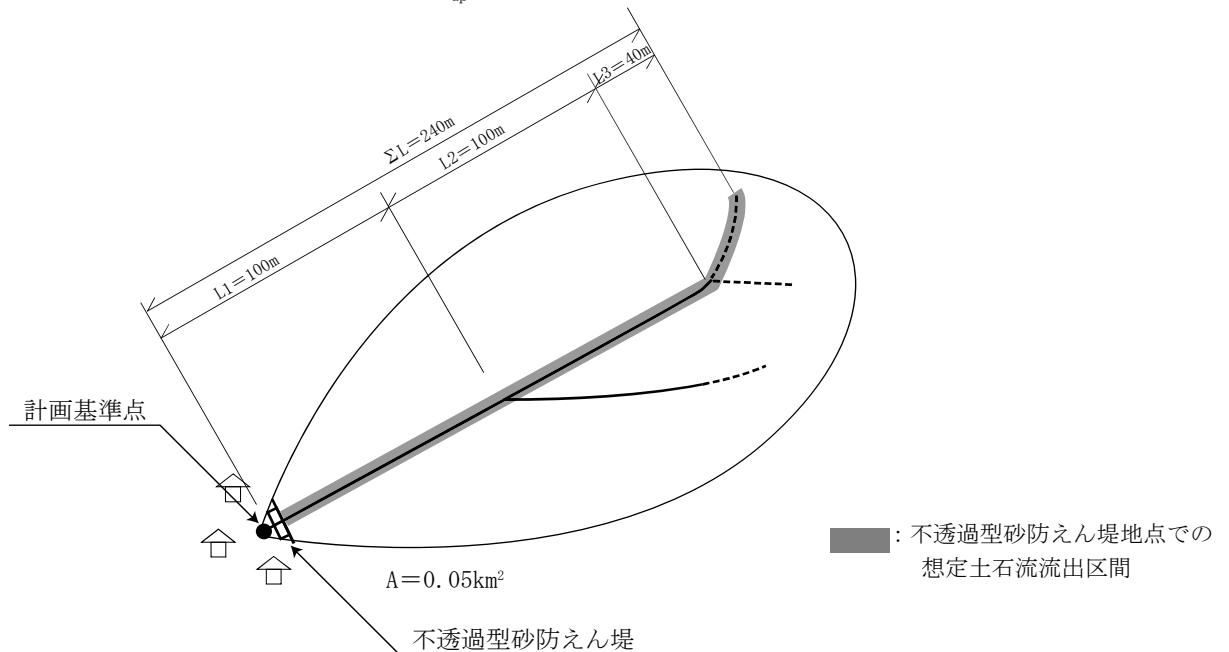
$$\Sigma Q = \frac{C_* \cdot V_{dp}}{C_d}$$

ここで、 $Q_{sp}$  : 土石流ピーク流量 (m<sup>3</sup>/s)  
 $\Sigma Q$  : 土石流総流量 (m<sup>3</sup>)  
 $C_*$  : 堆積土砂の容積土砂濃度 (=0.6)  
 $C_d$  : 土石流濃度 (=0.54)  
 $V_{dp}$  : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量 (m<sup>3</sup>)

【参考資料編】

(1) 1波の土石流により流出すると想定される土砂量

不透過型砂防堰堤計画地点での  $V_{dp}$  は、図IV- 2-1 より **480 $m^3$**  となる。



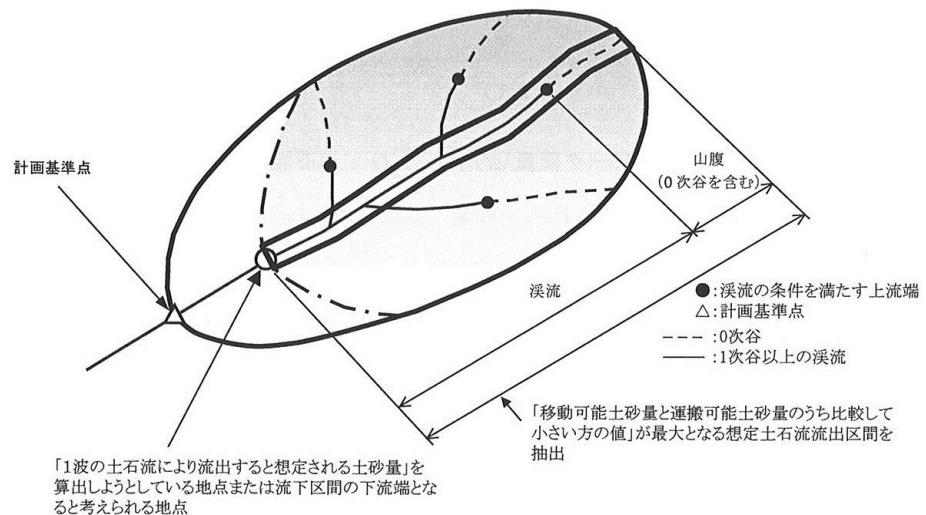
図IV- 2-1 想定土石流流出区間

$$V_{dp} = (3.0 \times 1.0 \times 100) + (2.0 \times 0.8 \times 100) + (1.0 \times 0.5 \times 40) = 300 + 160 + 20 = 480 \text{ m}^3$$



ポイント

- 想定土石流流出区間は、下図に基づき設定する。



参図-8 想定土石流流出区間のイメージ図

## (2) 土石流ピーク流量

不透過型砂防堰堤計画地点での土石流ピーク流量は、下式より **6.0m<sup>3</sup>/s** となる。

$$\Sigma Q = \frac{C_* \cdot V_{dp}}{C_d} = \frac{0.6 \times 480}{0.54} = 533 \text{ m}^3$$

$$Q_{sp} = 0.01 \cdot \Sigma Q = 0.01 \times 533 = 5.3 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow \mathbf{6.0 \text{ m}^3/\text{s}}$$

1.2.2 清水の対象流量 (Q<sub>p</sub>)

清水の対象流量は、下流に示す合理式より算定する。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot K_{fl} \cdot P_a \cdot A = \frac{1}{3.6} \cdot P_a \cdot A$$

ここで、Q <sub>p</sub>	: 清水の対象流量	(m <sup>3</sup> /s)
K <sub>fl</sub>	: ピーク流出係数	(=0.8)
P <sub>a</sub>	: 洪水到達時間内の平均降雨強度	(mm/h)
P <sub>e</sub>	: 有効降雨強度	(mm/h)
A	: 流域面積	(km <sup>2</sup> )

上式のうち、平均降雨強度 (P<sub>a</sub>) 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、ない場合には有効降雨強度 (P<sub>e</sub>) を用いて算出する。有効降雨強度は24時間雨量 (または日雨量) を用いて下式より算出する。

$$P_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left( \frac{24 \cdot K_{fl}^2}{\frac{K_{p1}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606}$$

ここで、P <sub>24</sub>	: 24時間雨量	(=260 mm/24h)
K <sub>p1</sub>	: 係数	(=120)

## (1) 有効降雨強度

$$P_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \cdot \left( \frac{24 \cdot K_{fl}^2}{\frac{K_{p1}}{60} \cdot A^{0.22}} \right)^{0.606} = \left( \frac{260}{24} \right)^{1.21} \times \left( \frac{24 \times (0.8)^2}{\frac{120}{60} \times (0.05)^{0.22}} \right)^{0.606} = 91.6 \text{ mm/hr}$$

## (2) 清水の対象流量

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A = \frac{1}{3.6} \times 91.6 \times 0.05 = 1.3 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow \mathbf{2.0 \text{ m}^3/\text{s}}$$

【参考資料編】

1.2.3 設計流量の整理

算定した各堰堤地点での設計流量を整理すると下表のとおりである。

表IV- 2-2 設計流量

地 点	設計流量
土石流ピーク流量 $Q_{sp}$	6.0 m <sup>3</sup> /s
清水の対象流量 $Q_p$	2.0 m <sup>3</sup> /s



ポイント

- 設計流量は、下表に基づいて単位を整理する。

参表- 1 流量の単位

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

1.3 土石流時の設計外力の設定

1.3.1 土石流の流速と水深

ここでは、設計外力として用いる土石流流速および水深を算定する。土石流の流速  $U$  (m/s) は、以下の Manning 型の式で算出する。

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

- ここで、  $U$  : 土石流の流速 (m/s)  
 $K_m$  : 粗度係数 (=0.10、フロント部)  
 $D_r$  : 土石流の径深 (m、 $D_r = D_d$ )  
 $\theta$  : 溪床勾配 (=1/3=18.4°)

また、土石流の水深 ( $D_d$ ) は、上式および下の 2 つの式を連立させて算出する。

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

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

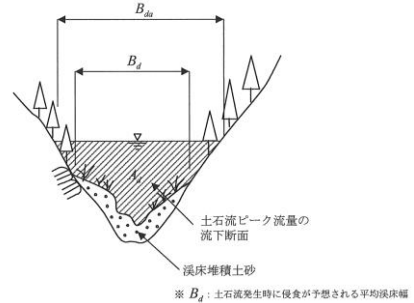
- ここで、  $D_d$  : 土石流の水深 (m)  
 $A_d$  : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m<sup>2</sup>)  
 $B_{da}$  : 流れの幅 (m)

ポイント

- ・ 土石流水深および流速算定に用いる「渓床勾配」は、目的に合わせて使い分けを行う。
- ・ 流れの幅  $B_{da}$  は、平均渓床幅  $B_d$  と異なる点に留意する。

参表-2 渓床勾配  $\theta$  の使い分け

項目	渓床勾配
本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際的设计外力を算出する場合の 土石流濃度 ( $C_d$ ) 土石流の流速 ( $U$ ) 土石流の水深 ( $D_d$ )	現渓床勾配 ( $\theta_o$ )
土石流ピーク流量を通過させるための砂防えん堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 ( $D_d$ )	計画堆砂勾配 ( $\theta_p$ )



参図-9 土石流の流下断面と流れの幅  $B_{da}$  のイメージ

水深  $Z$  (m) を 0.6m と仮定すると、

- ・ 流れの幅 ( $B_{da}$ )

$$B_{da} = B_d + (m+n) \times z = 3.0 + (1.0+1.0) \times 0.6 = 4.2(m)$$

- ・ 土石流ピーク流量の流下断面積 ( $A_d$ )

$$A_d = (B_d + B_{da}) \times Z \times \frac{1}{2} = (3.0 + 4.2) \times 0.6 \times \frac{1}{2} = 2.16 \text{ m}^2$$

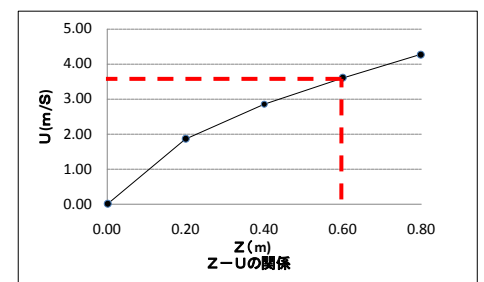
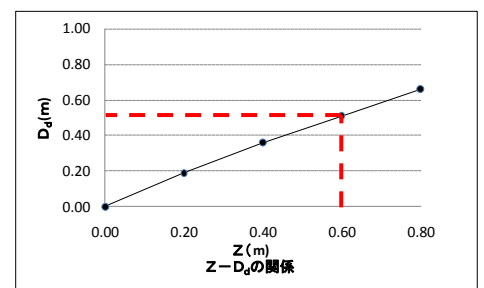
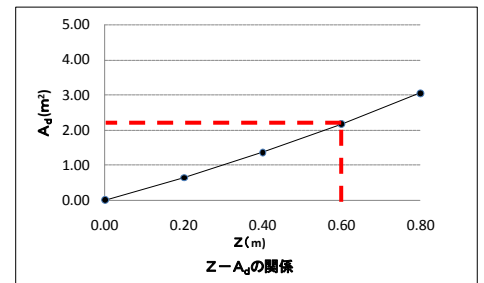
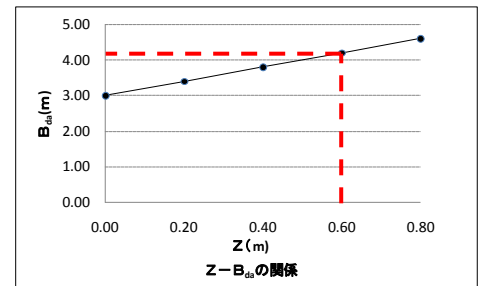
- ・ 土石流水深 ( $D_d$ )

土石流水深は、仮定した水深より得られた  $A_d$  を  $B_{da}$  にて除した値として求められる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} = \frac{2.16}{4.2} = 0.51 \text{ m}$$

- ・ 土石流流速 ( $U$ )

$$U = \frac{1}{K_m} \cdot D_d^{2/3} \cdot (\sin\theta)^{1/2} = \frac{1}{0.1} \times (0.51)^{2/3} \times (\sin 18.4^\circ)^{1/2} = 3.59 \text{ m/s}$$

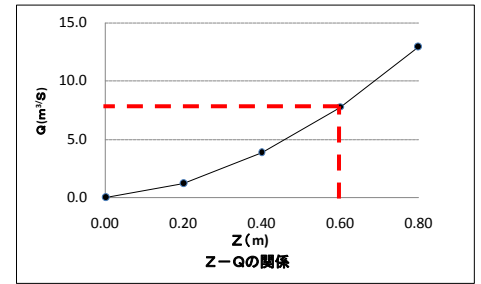


【参考資料編】

算出した土石流流速  $U$  における流下能力を検証する。

$$Q_{sp} = U \times A_d = 3.59 \times 2.16 = 7.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{sp}' = 7.75 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{sp} = 6.0 \text{ m}^3/\text{s} \text{-----OK}$$



以上より、不透過型砂防堰堤地点での土石流流速と水深は以下のとおりとなる。

**土石流流速  $U = 3.59 \text{ m/s}$**

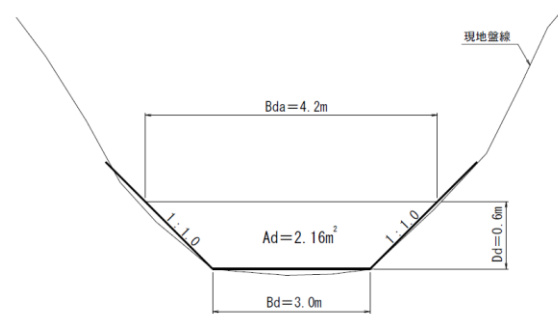
**土石流水深  $D_d = 0.51 \text{ m}$**



ポイント

・ 土石流水深および流速は以下の手順で算定する。

- ① 計画地点の地形を用いて仮定断面を作成する（参図-10 参照）。
- ② 土石流水深  $D_d$  を仮定し、土石流ピーク流量が流下可能な流下断面（土石流流下断面  $A_d$ ）および流れの幅  $B_{da}$  を算定する。
- ③ 仮定した  $A_d$  を  $B_{da}$  で除して土石流水深  $D_d$  を決定する。
- ④ 決定した土石流水深  $D_d$  を用いて土石流流速  $U$  を算定する。
- ⑤ 算定した土石流流速  $U$  と土石流流下断面  $A_d$  より、算定した土石流水深  $D_d$ 、および土石流流速  $U$  の流下能力を検証する。
- ⑥ 土石流水深  $D_d$ 、土石流流速  $U$  の決定。



参図-10 仮定断面（1）

1.3.2 土石流の単位体積重量 ( $\gamma_d$ )

土石流の単位体積重量 ( $\gamma_d$ ) は、下式により算出する。

$$\gamma_d = \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} \cdot g$$

ここで、 $\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\sigma$  : 礫の密度 (=2.6 t/m<sup>3</sup>)  
 $\rho$  : 流水の密度 (=1.2 t/m<sup>3</sup>)  
 $C_d$  : 土石流濃度 (=0.54)  
 $g$  : 重力加速度 (=9.8 m/s<sup>2</sup>)

$$\gamma_d = \{\sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d)\} \cdot g = \{2.6 \times 0.54 + 1.2 \times (1 - 0.54)\} \times 9.8 = 19.17 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$



### 1.3.3 土石流流体力 (F)

土石流流体力 (F) は、下式により算出する。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2$$

ここで、F	: 土石流流体力	(kN/m)
$K_h$	: 係数	(=1.0)
$\gamma_d$	: 土石流の単位体積重量	(=19.17 kN/m <sup>3</sup> )
g	: 重力加速度	(=9.8 m/s <sup>2</sup> )
$D_d$	: 土石流水深	(=0.51 m)
U	: 土石流の流速	(=3.59 m/s)

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 = 1.0 \times \frac{19.17}{9.8} \times 0.51 \times 3.59^2 = 12.86 \text{ (kN/m)}$$

### 1.3.4 礫の衝撃力

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。

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

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

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

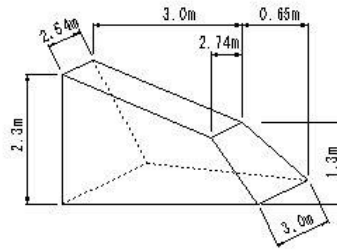
$$\beta = (E + 1)^{-0.8}, \quad E = \frac{m_2 \cdot U^2}{m_1}$$

ここで、 $E_1$	: コンクリートの終局強度割線弾性係数	(=0.1 × 2.6 × 10 <sup>9</sup> × 9.8 N/m <sup>2</sup> )
$E_2$	: 礫の弾性係数	(=5.0 × 10 <sup>9</sup> × 9.8 N/m <sup>2</sup> )
$\nu_1$	: コンクリートのポアソン比	(=0.194)
$\nu_2$	: 礫のポアソン比	(=0.23)
$m_1$	: コンクリートの質量	( (2.54 + 3.0) / 2 × 1.8 × 3.33 × 23.05 × 10 <sup>3</sup> / 9.8 = 39,050 kg)
$m_2$	: 礫の質量	(4/3 × π × 0.25 <sup>3</sup> × 25.48 × 10 <sup>3</sup> / 9.8 = 170 kg)
R	: 礫の半径	(=0.25 m)
U	: 礫の速度	(=土石流流速 = 3.59 m/s)
$\alpha$	: へこみ量	
$\beta$	: 実験定数	

本計画における袖部コンクリートの1ブロックを下図とすると、概略の大きさでは平均高さ≒1.8m, 平均長さ≒3.33m, 幅: 下辺=3.0m, 上辺: 2.54mと見なせる。

【参考資料編】

この袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は  $P=543.1\text{ kN/m}$  と算出される。



図IV- 2-2 袖部ブロック図

$$K_1 = \frac{1-0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.20 \times 10^{-10}$$

$$K_2 = \frac{1-0.23^2}{\pi \times 5.0 \times 10^9 \times 9.8} = 6.15 \times 10^{-12}$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.25}{9\pi^2 (1.20 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 1.68 \times 10^9$$

$$n_1 = \frac{1}{170} = 5.88 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = \left( \frac{5 \times 3.59^2}{4 \times 5.88 \times 10^{-3} \times 1.68 \times 10^9} \right)^{2/5} = 4.84 \times 10^{-3}$$

$$\beta = \left( \frac{170}{39,018} \times 3.59^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.96$$

$$P = 0.96 \times 1.68 \times 10^9 \times (4.84 \times 10^{-3})^{3/2} = 543,061 \text{ N} = 543.1 \text{ kN}$$

したがって、単位幅当りの衝撃力は次式により  $P_1=163.1 \text{ kN/m}$  となる。

$$P_1 = 543.1 \text{ kN} / 3.33 \text{ m} = 163.1 \text{ kN/m}$$

### 1.3.5 流木の衝撃力

#### (1) 流木の最大長・最大直径、および質量の算出

流木の最大長・最大直径は下式により算出する。本計画では、サンプリング調査結果（表IV-1-4）から、想定される立木の最大胸高直径 ( $R_{wn}$ ) は **0.24m**、最大樹高 ( $H_{wn}$ ) = 28.0m である。

これより、流木の最大長 ( $L_{wn}$ ) を算出すると  **$L_{wn}=2.6\text{ m}$**  となる。

なお、平均溪床幅 ( $B_d$ ) は、0次谷～次谷の平均溪床幅の平均値とし、 $B_d=2.0\text{ m}$  とした。

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

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

$H_{wn}=28.0\text{ m} \geq 1.3 \times B_d = 1.3 \times 2.0 = 2.6\text{ m}$  のため、 $L_{wn} \doteq 2.6\text{ m}$  とする。

流木の質量は下式より算出する。なお、流木の密度（単位体積重量）は、「林業実務必携（第三版）」より  $\rho = 400 \text{ kg/m}^3$ （スギ）として算出した。算出結果より、流木の質量  $m_2$  は **47kg** となる。

$$m = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^2 \cdot L_{\text{WN}} \cdot \rho = \frac{1}{4} \times \pi \times 0.24^2 \times 2.6 \times 400 = 47.05 = 47 \text{ kg}$$

ここで、 $m_2$  : 流木の質量 (m<sup>3</sup>)  
 $\pi$  : 円周率  
 $R$  : 最大胸高直径 (=0.24 m)  
 $L_{\text{WN}}$  : 流木の最大長 (=2.6 m)  
 $\rho$  : 流木（スギ）の単位体積重量 (=400 kg/m<sup>3</sup>)

## (2) 流木の衝撃力

流木の衝撃力も礫の衝撃力と同様に次式により算出する。

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

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

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

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

ここで、 $E_1$  : コンクリートの終局強度割線弾性係数 (=0.1 × 2.6 × 10<sup>9</sup> × 9.8 N/m<sup>2</sup>)  
 $E_2$  : 流木の弾性係数 (=7.4 × 10<sup>8</sup> × 9.8 N/m<sup>2</sup>)  
 $\nu_1$  : コンクリートのポアソン比 (=0.194)  
 $\nu_2$  : 流木のポアソン比 (=0.40)  
 $m_1$  : コンクリートの質量  
 ( (2.54 + 3.0) / 2 × 1.8 × 3.33 × 23.05 × 10<sup>3</sup> / 9.8 = 39,050 kg)  
 $m_2$  : 流木の質量 (=47 kg)  
 $R$  : 流木の半径 (=0.12 m)  
 $U$  : 流木の速度 (=土石流流速 = 3.59 m/s)  
 $\alpha$  : へこみ量  
 $\beta$  : 実験定数

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.20 \times 10^{-10}$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.40^2}{\pi \times 7.4 \times 10^8 \times 9.8} = 3.69 \times 10^{-11}$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.12}{9\pi^2(1.20 \times 10^{-10} + 3.69 \times 10^{-11})^2}} = 9.37 \times 10^8$$

【参考資料編】

$$n_1 = \frac{1}{47} = 2.13 \times 10^{-2}$$

$$\alpha = \left( \frac{5 \times 3.59^2}{4 \times 2.13 \times 10^{-2} \times 9.37 \times 10^8} \right)^{2/5} = 3.65 \times 10^{-3}$$

$$\beta = \left( \frac{47}{39,018} \times 3.59^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.99$$

$$P' = 0.99 \times 9.37 \times 10^8 \times (3.65 \times 10^{-3})^{3/2} = 204,557 \text{ N} = 204.6 \text{ kN}$$

したがって、単位幅当りの衝撃力は次式により  $P'_1 = 61.4 \text{ kN/m}$  となる。

$$P'_1 = 204.6 \text{ kN} / 3.33 \text{ m} = 61.4 \text{ kN/m}$$

### 1.3.6 土石流時の設計外力の整理

算出した土石流時の設計外力を整理すると表IV- 2-3 のとおりとなる。

表IV- 2-3 土石流時の設計外力

項 目	土石流時の設計外力
土石流水深 $D_d$	0.51 m
土石流流速 $U$	3.59 m/s
土石流の単位体積重量 $\gamma_d$	19.17 kN/m <sup>3</sup>
土石流流体力 $F$	12.86 kN/m
礫の衝撃力 $P_1$	163.1 kN/m
流木の衝撃力 $P'_1$	61.4 kN/m

## 1.4 不透過型砂防堰堤（土石流・流木対策）の設計事例

### 1.4.1 水通しの設計

不透過型砂防堰堤の水通し断面は、設計水深に余裕高を加えて決定する。

#### (1) 水通し幅

水通し幅は、現況の平均溪床幅を目安として  $B=3.0\text{m}$  とした。



ポイント

- ・ 水通し断面の最小値は  $B=3.0\text{m}$  とする。

#### (2) 設計水深

設計水深は、以下の①～③のうち最も大きい値とする。

- ① 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値
- ② 土石流ピーク流量に対する越流水深の値
- ③ 最大礫径

##### 1) 土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は、次式により算出する。

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

ここで、 $Q$	：土砂含有を考慮した流量	(=3.0 m <sup>3</sup> /s)
$C$	：係数	(=0.6~0.66)
$g$	：重力加速度	(=9.8 m/s <sup>2</sup> )
$B_1$	：水通し幅	(=3.0 m)
$B_2$	：越流水面幅	(m)
$D_h$	：越流水深	(m)
$m_2$	：袖小口勾配	(=0.5)

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$  とすると下式のようにになる。

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

$D_h=0.7\text{m}$  と仮定すると、

$$Q = (0.71 \times 0.7 + 1.77 \times 3.0) \times 0.7^{3/2} = 5.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 3.4 \text{ m}^3/\text{s} > Q = 3.0 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots \text{OK}$$

したがって、土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は  $D_h=0.7\text{m}$  とする。

【参考資料編】



ポイント

- 土砂含有を考慮した流量は、清水の対象流量の1.5倍とする。

$$Q = Q_p \times 1.5 = 2.0 \times 1.5 = 3.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

2) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は、設定した水通し形状をもとに1.3.1に示した算定式を用いて算出する。なお、この場合の溪床勾配は**計画堆砂勾配**とする。

水深Z (m) を0.7mと仮定すると、

- 流れの幅 ( $B_{da}$ )

$$B_{da} = B_d + (m+n) \times z = 3.0 + (0.5+0.5) \times 0.7 = 3.7 \text{ (m)}$$

- 土石流ピーク流量の流下断面積 ( $A_d$ )

$$A_d = (B_d + B_{da}) \times Z \times \frac{1}{2} = (3.0 + 3.7) \times 0.7 \times \frac{1}{2} = 2.35 \text{ m}^2$$

- 土石流水深 ( $D_d$ )

土石流水深は、仮定した水深より得られた  $A_d$  を  $B_{da}$  にて除した値として求められる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} = \frac{2.35}{3.7} = 0.64 \text{ m}$$

- 土石流流速 (U)

$$U = \frac{1}{K_m} \cdot D_d^{2/3} \cdot (\sin \theta)^{1/2} = \frac{1}{0.1} \times (0.64)^{2/3} \times (\sin 9.46^\circ)^{1/2} = 3.01 \text{ m/s}$$

算出した土石流流速Uにおける流下能力を検証する。

$$Q_{sp} = U \times A_d = 3.01 \times 2.35 = 7.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

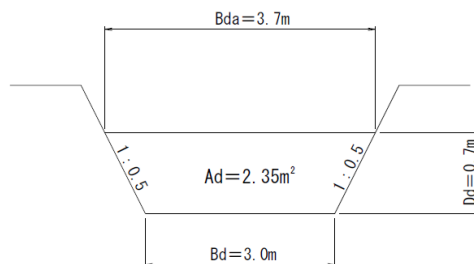
$$Q_{sp}' = 7.07 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{sp} = 6.0 \text{ m}^3/\text{s} \text{ -----OK}$$

したがって、土石流ピーク流量に対する越流水深は  $D_d = 0.64 \Rightarrow 0.7 \text{ m}$  となる。



ポイント

- 土石流ピーク流量に対する越流水深算定に用いた仮定断面は下図の通りである。



参図-11 仮定断面（水通し断面）

3) 最大礫径

表IV- 2-1 より、**最大礫径 ( $D_{95}$ ) = 0.5m** である。

4) 設計水深の決定

以上の算出結果を比較すると以下のとおりとなり設計水深は  $D_h = D_d = 0.7m$  となる。

$$D_h = 0.7 \text{ m} = D_d = 0.7 \text{ m} > D_{95} = 0.5 \text{ m}$$

(3) 余裕高



ポイント

- ・ 余裕高は、参表-3 に基づいて設定する。
- ・ ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が参表-4 に示す値以下とならないようにする。

参表-3 余裕高

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

参表-4 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

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

1) 設計流量に対する余裕高

土砂含有を考慮した流量 (=3.0m<sup>3</sup>/s)、土石流ピーク流量 (=6.0 m<sup>3</sup>/s) とともに 200 m<sup>3</sup>/s 未満のため、余裕高は **0.6 m** とする。

2) 設計水深に対する余裕高の比

計画堆砂勾配 = 1/6.0 のため、(余裕高) / (設計水深) = 0.50 を下回らないこととする。

$$\frac{\text{余裕高}}{\text{設計水深}} = \frac{0.6}{0.7} = 0.86$$

$$0.86 > 0.50 \dots\dots\dots \text{OK}$$

## 【参考資料編】

### 1.4.2 本体の設計

#### (1) 天端幅

砂防堰堤本体の天端幅は、無筋コンクリート製の場合、衝突する最大礫径の2倍を原則とし、3.0m以上とする。

また、天端幅が4.0mを超える場合には、別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨により対応する。

本計画地点周辺の最大礫径 ( $D_{95}$ ) は0.5mであり、この2倍の値は3.0mよりも小さいため、天端幅は**3.0m**とした。

$$\text{最大礫径 } (D_{95}) \times 2 = 0.5 \times 2 = 1.0 \text{ m} < 3.0 \text{ m} \Rightarrow 3.0 \text{ m}$$

#### (2) 下流のり勾配

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。

本計画では、一般値を採用し、下流のり勾配を1:0.2とした。

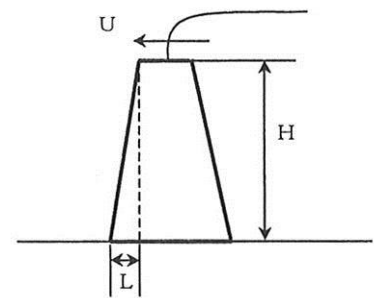


#### ポイント

- ・ 計画堰堤計画位置の流出土砂の粒径が小さく、かつ、土砂の流出が少ない場合で、下流のり面の損傷の恐れが少ないものについては下流のり面を緩勾配とすることができる。
- ・ ただし、下式で求められる勾配よりも急とし、1:1.0を上限とする。

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

ここに、U : 土砂が活発に流送され始める流速 (m/s)  
H : 堰堤高 (m)  
g : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)



参図-12 下流のり勾配

- ・ 上式の流速Uは、設計外力で用いた流速の50%とする。
- ・ 堰堤高が高くなるとL/Hの値が小さくなるが、0.2を下限とする。



(3) 設計外力

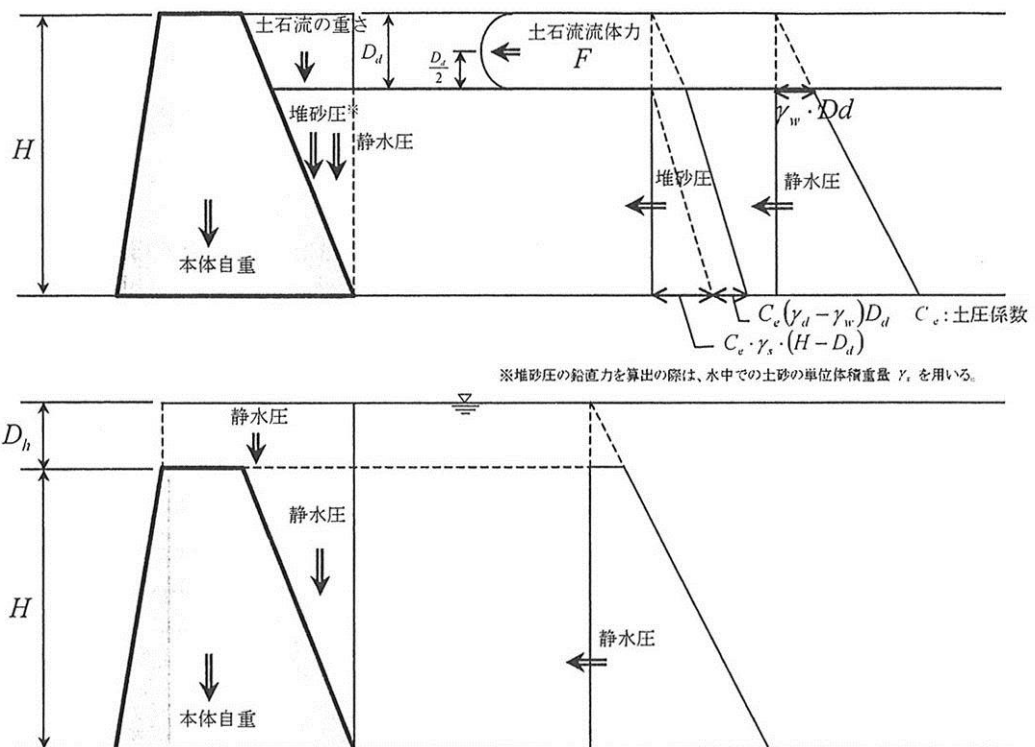
1) 設計外力の組合せ

土石流・流木捕捉工として計画する不透過型砂防堰堤の設計外力の組み合わせは、下表による。

計画堰堤は、堰堤高が 15m 未満 ( $H=11.5\text{m}$ ) のため、**土石流時・洪水時**を対象とし、設計外力は堰堤の自重の他は**静水圧、堆砂圧、土石流流体力**とする。

表IV- 2-4 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力

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



図IV- 2-3 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

【参考資料編】

2) 自重

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

$$W = W_c \cdot A$$

W : 単位幅当りの堰堤堤体の自重 (kN)

$W_c$  : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量 (=23.05kN/m<sup>3</sup>)

A : 堰堤堤体単位幅当りの体積 (m<sup>3</sup>)

3) 静水圧

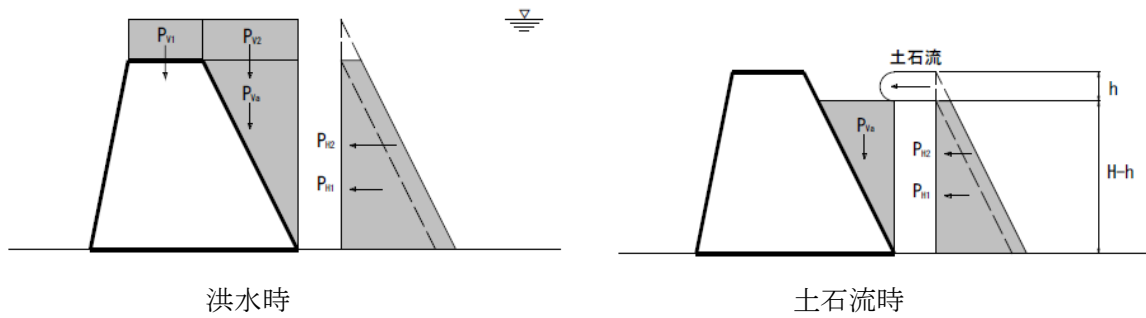
静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、土石流時には水通し天端高から設計土石流水深に等しい高さを下げた高さとし、洪水時には水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

$$P = \rho' \cdot h_w$$

P : 水深  $h_w$  の点における静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\rho'$  : 泥水の単位体積重量 (=11.77kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$  : 水面から任意の点の水深 (m)



図IV- 2-4 静水圧

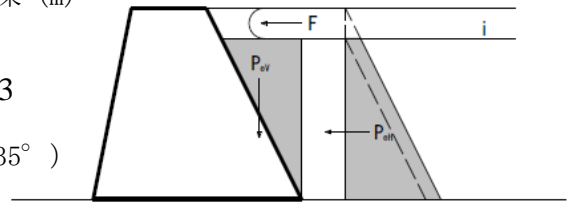
4) 堆砂圧

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、洪水時には砂防堰堤完成後に想定される堆砂高とし、土石流時は水通し天端高から設計土石流水深に等しい高さを下げた高さとする。

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

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

- $P_{eV}$  : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m<sup>2</sup>)
  - $P_{eH}$  : 堆砂圧の水平分力 (kN/m<sup>2</sup>)
  - $W_{si}$  : 泥水中堆砂単位体積重量 (=8.23kN/m<sup>3</sup>)
  - $h_e$  : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)
  - $C_e$  : 土圧係数 (cosi ≒ 1 とする)
- $$\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \div 0.3$$
- $\phi$  : 堆砂中の水中での内部摩擦角 (=35°)
  - $W_s$  : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)



図IV- 2-5 堆砂圧



ポイント

堆砂圧は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷を加えた大きさとする (図IV- 2-4 土石流時参照)。

$$C_e(\gamma_d - \gamma_w)D_d$$

- ここで、 $C_e$  : 土圧係数
  - $D_d$  : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)
  - $\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
  - $\gamma_s$  : 水中での土砂の単位堆積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
  - $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- (堰堤高が 15m 未満の場合は 11.77 kN/m<sup>3</sup> 程度、堰堤高が 15m 以上の場合は 9.8 kN/m<sup>3</sup> 程度)

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

$$\gamma_w = \rho g$$

- ここで、 $C_*$  : 溪床堆積土砂の容積濃度
- $\rho$  : 水の密度 (kg/m<sup>3</sup>)
- $\sigma$  : 礫の密度 (kg/m<sup>3</sup>)
- $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) (=9.8m/s<sup>2</sup>)

- ・ 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 ( $\gamma_s$ ) を用いる。

## 【参考資料編】

### 5) 土石流流体力

2.3.3の算出結果より、土石流流体力 (F) = 12.86kN/m である。



#### ポイント

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深 ( $D_d$ ) 分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する。なお、土石流流体力は  $D_d/2$  の位置に水平に作用させる (図IV-2-4 土石流時参照)。

## (4) 安定条件

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤は、設計外力についてその安定を保つために、次の3つの条件を満たさなければならない。

- ① 堰堤の上流端に引張応力が生じないよう堰堤の自重および外力の合力の作用線が原則として底部の中央 1/3 以内に入ること。
- ② 堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさぬこと。
- ③ 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。



#### ポイント

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

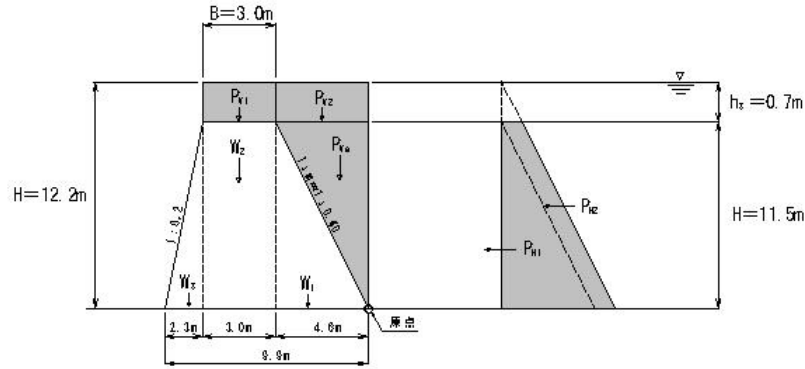
## (5) 安定計算

土石流・流木捕捉工の不透過型砂防堰堤は、「(3)設計外力」に対して「(4)安定条件」を満足できる形状として決定する必要がある。

ここで、安定計算は上流のり勾配を段階的に変化 (0.05 間隔) させて計算を行い、安定性を満足できる堤体積が最小となる上流のり勾配を検討する。

1) 安定計算結果

① 洪水時 (m=1 : 0.40)



図IV- 2-6 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表IV- 2-5 作用荷重一覧表 (m=0.40)

設計荷重	記号	計算式	垂直力 (V)	水平力 (H)	計算式	作用線までの距離 (l)	計算式	モーメント M
堤体の自重	W <sub>1</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.40 × 23.05	609.67		4.6 × 2/3	3.07	609.14 × 3.07	1,871.69
	W <sub>2</sub>	3.0 × 11.5 × 23.05	795.22		4.6 + 3.0/2	6.10	794.54 × 6.10	4,850.84
	W <sub>3</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.20 × 23.05	304.84		4.6 + 3.0 + 2.3/3	8.37	304.57 × 8.37	2,551.51
静水圧	P <sub>V1</sub>	3.0 × 0.7 × 11.77	24.72		4.6 + 3.0/2	6.10	24.70 × 6.10	150.79
	P <sub>V2</sub>	11.5 × 0.40 × 0.7 × 11.77	37.90		4.6/2	2.30	37.87 × 2.30	87.17
	P <sub>V3</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.40 × 11.77	311.32		4.6/3	1.53	311.05 × 1.53	476.32
	P <sub>H1</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 11.77		778.29	11.5/3	3.83	777.63 × 3.83	2,980.85
	P <sub>H2</sub>	0.7 × 11.5 × 11.77		94.75	11.5/2	5.75	94.67 × 5.75	544.81
	合計	Σ		2,083.67	873.04			

(i) 転倒に対する検討

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

底面堤幅 B = 2.3 + 3.0 + 4.6 = 9.9m

$$e = \frac{13,513.98}{2,083.67} - \frac{9.9}{2} = 1.54 \leq 1.65 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(ii) 滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} = \frac{0.7 \times 2,083.67}{873.04} = 1.67 > 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(iii) 基礎地盤の支持力に対する検討

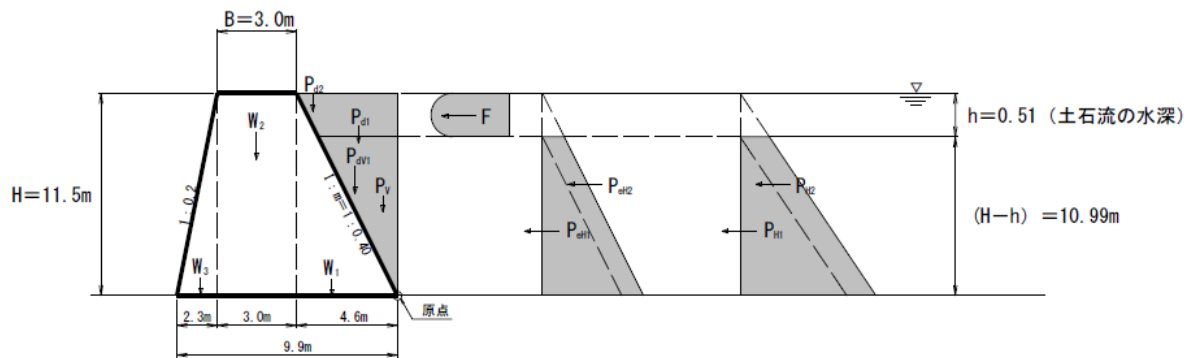
$$\sigma = \frac{\sum V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left( 6 \times \frac{e}{B} \right) \right\}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2,083.67}{9.9} \times \left\{ 1 + \left( 6 \times \frac{1.54}{9.9} \right) \right\} = 406.91 \text{ kN/m}^2 < 558 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,081.87}{9.9} \times \left\{ 1 - \left( 6 \times \frac{1.54}{9.9} \right) \right\} = 14.03 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

【参考資料編】

② 土石流時 (m=0.40)



図IV- 2-7 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表IV- 2-6 作用荷重一覧表 (m=0.40)

設計荷重	記号	計算式	垂直力 (V)	水平力 (H)	計算式	作用線までの距離 (l)	計算式	モーメント M
堤体の自重	W <sub>1</sub>	$1/2 \times 11.5^2 \times 0.40 \times 23.05$	609.67		$4.6 \times 2/3$	3.07	$609.14 \times 3.07$	1,871.69
	W <sub>2</sub>	$3.0 \times 11.5 \times 23.05$	795.22		$4.6+3.0/2$	6.10	$794.54 \times 6.10$	4,850.84
	W <sub>3</sub>	$1/2 \times 11.5^2 \times 0.20 \times 23.05$	304.84		$4.6+3.0+2.3/3$	8.37	$304.57 \times 8.37$	2,551.51
静水圧	P <sub>v1</sub>	$1/2 \times 10.99^2 \times 0.40 \times 11.77$	284.32		$(10.99 \times 0.40) / 3$	1.47	$284.07 \times 1.47$	417.95
	P <sub>H1</sub>	$1/2 \times 10.99^2 \times 11.77$		710.79	$10.99/3$	3.66	$710.19 \times 3.66$	2,601.49
堆砂圧	P <sub>H2</sub>	$0.51 \times 10.99 \times 11.76$		65.97	$10.99/2$	5.50	$65.91 \times 5.50$	362.84
	P <sub>ev1</sub>	$1/2 \times 10.99^2 \times 0.40 \times 8.23$	198.80		$(10.99 \times 0.40) / 3$	1.47	$198.80 \times 1.47$	292.24
	P <sub>eh1</sub>	$1/2 \times 10.99^2 \times 0.3 \times 8.23$		149.10	$10.99/3$	3.66	$149.10 \times 3.66$	545.71
土石流の重さ	P <sub>eh2</sub>	$0.51 \times 10.99 \times 0.3 \times 7.41$		12.46	$10.99/2$	5.50	$12.46 \times 5.50$	68.53
	P <sub>d1</sub>	$10.99 \times 0.40 \times 0.51 \times 19.17$	42.98		$(10.99 \times 0.40) / 2$	2.20	$42.98 \times 2.20$	94.56
土石流流体力	P <sub>d2</sub>	$1/2 \times 0.51^2 \times 0.40 \times 19.17$	1.00		$(10.99 \times 0.40) + (0.51 \times 0.40) / 3$	4.46	$1.00 \times 4.46$	4.46
	F	$1.0 \times (19.17/9.8) \times 0.51 \times 3.59^2$		12.86	$10.99+0.51/2$	11.25	$12.86 \times 11.25$	144.68
合計	Σ		2,236.83	951.18				13,806.50

(i) 転倒に対する検討

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

底面堤幅  $B = 2.3 + 3.0 + 4.6 = 9.9\text{m}$

$$e = \frac{13,806.50}{2,236.83} - \frac{9.9}{2} = 1.22 \leq 1.65 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(ii) 滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} = \frac{0.7 \times 2,236.83}{951.18} = 1.65 > 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(iii) 基礎地盤の支持力に対する検討

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

$$\sigma_{\max} = \frac{2,236.83}{9.9} \times \left\{ 1 + \left( 6 \times \frac{1.22}{9.9} \right) \right\} = 393.00 \text{ kN/m}^2 < 558 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,236.83}{9.9} \times \left\{ 1 - \left( 6 \times \frac{1.22}{9.9} \right) \right\} = 58.88 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

③ 安定計算結果

本計画では、「洪水時」の「転倒に対する安定」が決定条件となり、上流のり勾配は **1 : 0.40** を採用する計画とした。

表IV- 2-7 安定計算結果総括表

上流のり 勾配 1:m	堤底幅 B <sub>0</sub> (m)	転倒に対する安定 【e ≤ B <sub>0</sub> /6】			滑動に対する安定 【F <sub>s</sub> ≥ 1.20】		支持力に対する安定 【q <sub>max</sub> ≤ 588.0 kN/m <sup>2</sup> 】	
		洪水時	土石流時	B <sub>0</sub> /6	洪水時	土石流時	洪水時	土石流時
0.20	7.600	1.87	1.75	1.27	1.29	1.23	522.26	522.42
0.25	8.175	1.76	1.59	1.36	1.38	1.33	482.44	479.09
0.30	8.750	1.67	1.45	1.46	1.48	1.44	451.67	444.69
0.35	9.325	1.60	1.32	1.55	1.57	1.54	426.69	414.78
0.40	9.900	1.54	1.22	1.65	1.67	1.65	406.56	392.70
0.45	10.475	1.48	1.13	1.75	1.77	1.75	388.09	373.56
0.50	11.050	1.44	1.05	1.84	1.86	1.86	374.35	357.95

■ ; 所要の安全率を確保できない範囲

1.4.3 基礎の設計

本計画では基礎地盤が土砂（岩塊玉石）のため、下表より土砂の平均値である **3.0m** とした。



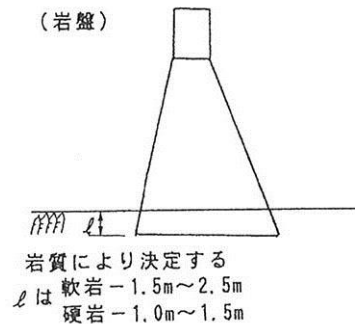
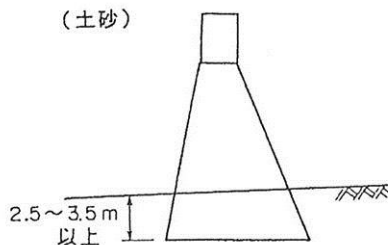
ポイント

- 基礎部の根入れは、下流側で土砂の場合 2.0m 以上、軟岩の場合 1.5m 以上良質な岩質の場合 1.0m 以上とする。（注：堰堤基礎の根入れについては、下表の根入れ深さの基準範囲以上とらないようにする）

参表- 5 堰堤基礎の根入れ

単位:m

土質	根入れの深さ	適要
土砂	2.5~3.5	表土の緩い粘土層の場合は支持層とは考えない
軟岩	1.5~2.5	
準硬岩・軟岩	1.0~1.5	



参図- 13 堰堤基礎の根入れ

## 【参考資料編】

### 1.4.4 袖部・非越流部の設計

#### (1) 袖天端の勾配

袖天端の勾配は、現溪床勾配程度の勾配を付けることを原則とすることから、**1/3.0**の勾配を付ける計画とした（図IV- 2-8 参照）。

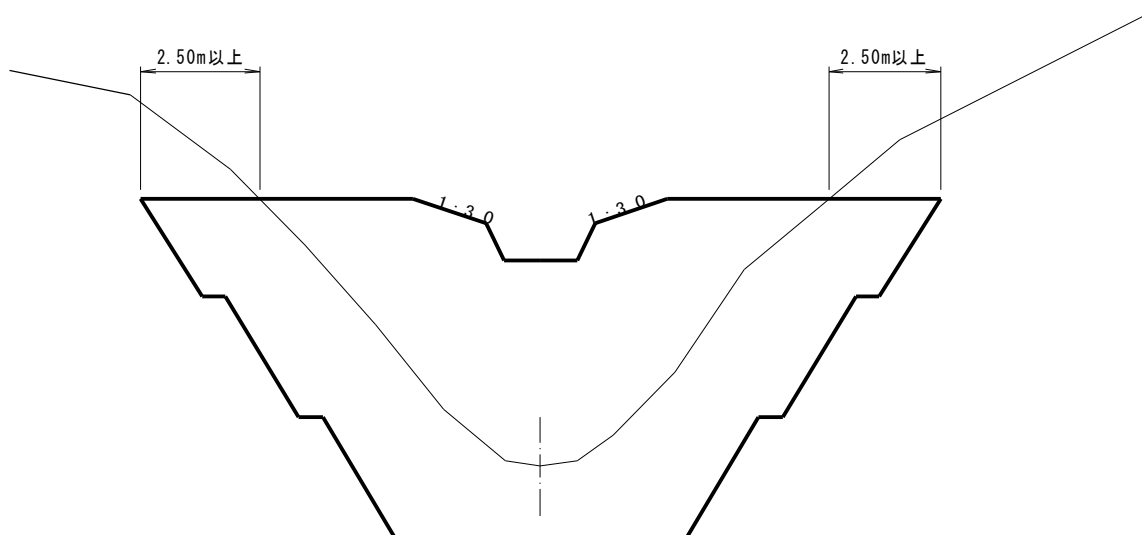
#### (2) 袖の嵌入

袖の嵌入は、堰堤基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。ことから、下表に基づき「主堰堤」、「土砂礫」の平均値となる**2.5m 以上**の嵌入を行う計画とした（図IV- 2-8 参照）。

表IV- 2-8 袖の嵌入量

	硬、中硬岩	軟岩、土砂礫
主えん堤	1.5～2.0m以上	2.0～3.0m以上
副えん堤	1.5～2.0m以上	2.0～3.0m以上

- 注) I) 地質に応じて上記範囲内で修正する。  
II) 堤体及び袖の根入れは附着および摩擦面積を増し滑動に対する安全を増やすために段切りとする。しかし、岩盤の場合段切とせず岩盤線に平行な基礎根入れ形式とする。



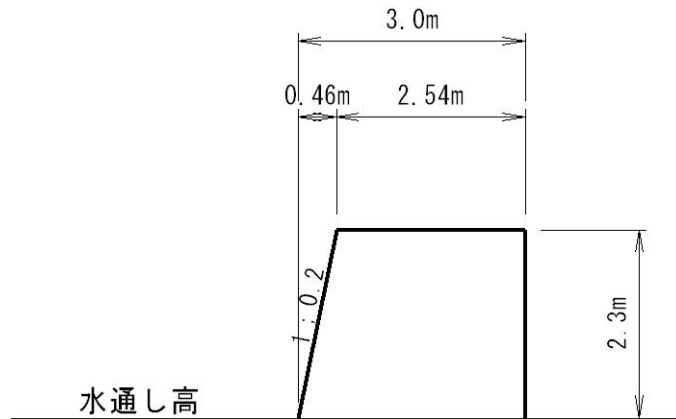
図IV- 2-8 袖天端の勾配と嵌入量



## (3) 袖部の破壊に対する構造計算

## 1) 袖部の断面

袖部の断面は下図に示すとおりとする。



図IV- 2-9 袖部の断面



## ポイント

袖部の断面は次の4つの条件を満たす形状とする。

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

## 2) 袖部の安定計算

不透過型砂防堰堤の袖部は、以下に示す設計外力に対して打継目毎の1ブロックが安全となる構造とする。

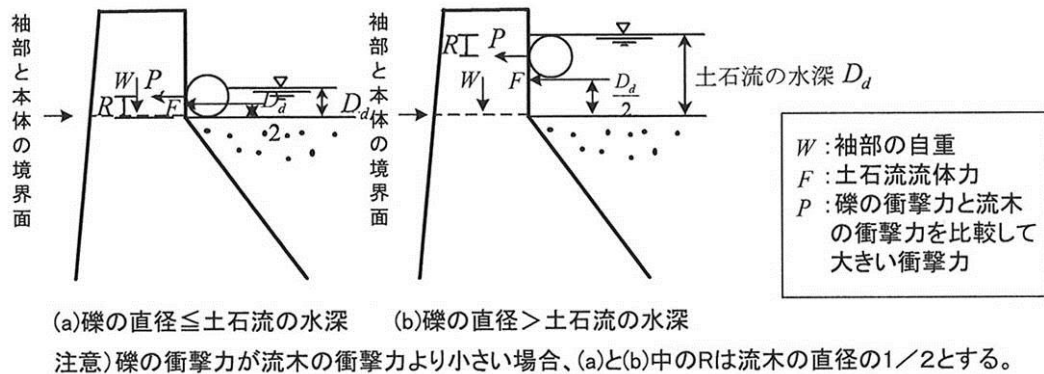
- ・ 袖部の自重
- ・ 土石流流体力
- ・ 礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力

【参考資料編】



ポイント

袖部の安定計算に用いる設計外力の作用位置は下図に示すとおりである。



参図- 14 袖部と本体の境界面及び設計外力とその作用点

① 袖部に作用する衝撃力

袖部に作用する衝撃力は、礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力を採用する。

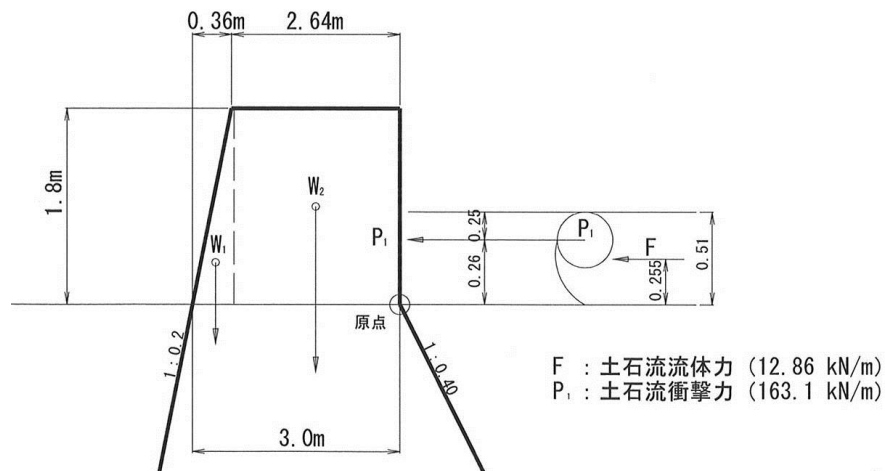
1.3.4、1.3.5 の算定結果より、礫の衝撃力 **163.1 kN/m** を採用する。

礫の衝撃力 = 163.1 kN/m > 流木の衝撃力 = 61.4 kN/m

② 袖部の安定計算

不透過型砂防堰堤の袖部には、下図に示す設計外力が加わる。

なお、計算に際しては、礫および流木の算定に用いたブロック形状を対象とする。



図IV- 2-10 袖部に作用する荷重

表IV- 2-9 袖部に作用する荷重

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	計算式	作用線までの 距離(l)	計算式	モーメント M
袖の自重	W <sub>1</sub>	1/2 × 23.05 × 0.2 × 1.8 <sup>2</sup>	7.47		0.36/3+2.64	2.76	7.46 × 2.76	20.6
	W <sub>2</sub>	23.05 × 2.64 <sup>2</sup>	160.65		2.64/2	1.32	160.51 × 1.32	212.1
衝撃力	P <sub>1</sub>			163.1		0.26	163.1 × 0.26	42.4
流体力	F			12.86		0.26	12.86 × 0.26	3.3
計			168.12	175.96				278.4

(i) 転倒に対する検討

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

底面堤幅 B=3.0m

$$e = \frac{278.4}{168.12} - \frac{3}{2} = 0.16 \leq 0.5 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(ii) 滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot \sum V + \tau_c \cdot \lambda}{\sum H} = \frac{(0.7 \times 168.12) + (540 \times 3.0)}{175.96} = 9.9 > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK}$$

以上より、袖部は土石流流体力、衝撃力に対して、滑動、転倒ともに安全である。

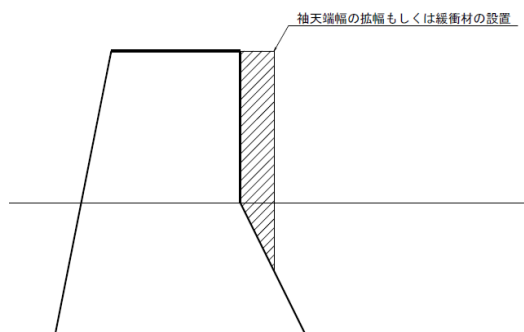


ポイント

袖部の安定計算に用いる設計外力の作用位置は下図に示すとおりである。

1) 滑動条件（せん断摩擦安全率が4未満）で不安定となる場合

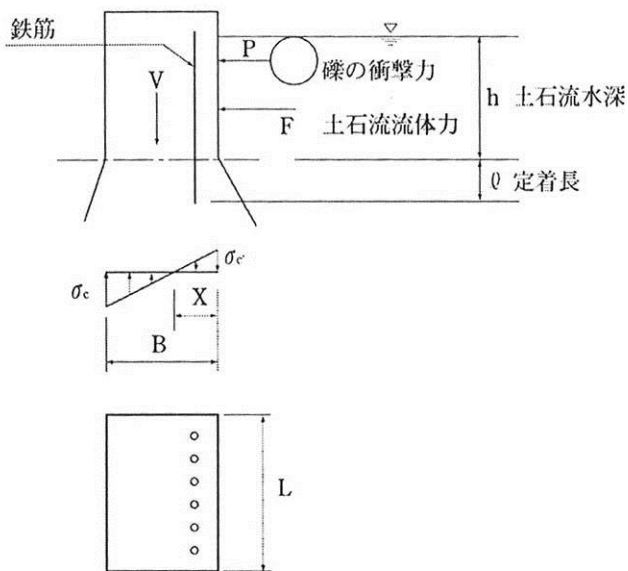
袖部と本体の境界面上のせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖の天端幅を広げるか袖部の上流側に緩衝材を設置して衝撃力を減らす。なお、緩衝材を設置する場合は、衝撃試験により確認することが望ましい。



参図- 15 滑動条件で不安定となる場合の処理方法（案）

2) 転倒条件（引張応力）で不安定となる場合

袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄筋で受け持たせるものとし、袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。



参図- 16 引張応力度を生じる場合の対処方法（案）



## ポイント

- ・ 袖部を鉄筋により補強する場合の計算の流れ

袖部を片持ち梁と考えてその安定を検討する。

- 1) 袖部に働く単位幅当りの最大曲げモーメント ( $M_{\max}$ ) と最大せん断力 ( $S_{\max}$ ) の算定  
袖部に作用する働く単位幅当りの曲げモーメント ( $M_{\max}$ ) と最大せん断力 ( $S_{\max}$ ) は次式より得られる。

$$M_{\max} = (P_1 \times \lambda_1) + (F \times \lambda_2)$$

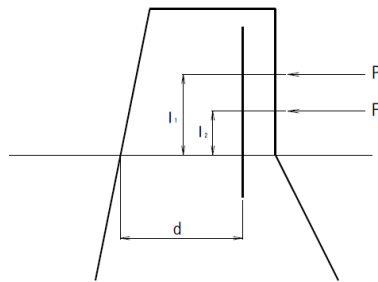
$$S_{\max} = P_1 + F$$

ここで、 $M_{\max}$	: 最大曲げモーメント	( $\text{kN/m} \cdot \text{m}$ )
$S_{\max}$	: 最大せん断力	( $\text{kN/m} \cdot \text{m}$ )
$P_1$	: 土石流 (流木) 衝撃力	( $\text{kN/m}$ )
$F$	: 土石流流体力	( $\text{kN/m}$ )
$\lambda_1$	: 土石流 (流木) 衝撃力の作用線までの距離	( $\text{m}$ )
$\lambda_2$	: 土石流流体力の作用線までの距離	( $\text{m}$ )

- 2) 単位幅当りに必要な鉄筋量 ( $A_s$ ) の算定

$$A_{sx} = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot \frac{7}{8} \cdot d}$$

ここで、 $A_s$	: 単位幅当りに必要な鉄筋量	( $\text{cm}^2/\text{m}$ )
$M_{\max}$	: 最大曲げモーメント	( $\text{N}/\text{cm}^2$ )
$\sigma_{sa}$	: 鋼材の許容引張応力度	( $\text{N}/\text{cm}^2$ )
	⇒短期荷重としての割増しを考慮し、1.5倍とする。	
$d$	: 袖部と本体部の境界面の下流面から鉄筋までの距離	( $\text{m}$ )



参図- 17 袖部に作用する設計外力と鉄筋の配置例

上式より算定した必要鉄筋量 ( $A_s$ ) を満足するように、使用する鉄筋の「①鋼種」「②径」「③単位幅当りの必要本数と間隔」を決定する。

⇒過去の事例より袖部の補強に用いられる鉄筋は、異形棒鋼が多い。

## 【参考資料編】

### 3) 応力度の検証

#### a) 鉄筋に働く付着応力度 ( $\tau_o$ ) の検証

$$\tau_o = \frac{S_{\max}}{U \cdot \frac{7}{8} \cdot d} \leq \tau_{ca}$$

- ここで、 $\tau_o$  : 鉄筋に働く付着応力度 (N/cm<sup>2</sup>)  
 $\tau_{ca}$  : 鉄筋の付着応力度 (N/cm<sup>2</sup>)  
⇒短期荷重としての割増しを考慮し、1.5倍とする。  
 $S_{\max}$  : 最大せん断力 (N/m)  
 $U$  : 鉄筋周長の総和 (cm)  
 $d$  : 袖部と本体部の境界面の下流面から鉄筋までの距離 (cm)

#### b) コンクリートのせん断応力度 ( $\tau$ ) の検証

コンクリートのせん断応力度は  $U$  を単位幅とすると次式により得られる。

$$\tau = \frac{S_{\max}}{U \cdot \frac{7}{8} \cdot d} \leq \tau_{ca}$$

- ここで、 $\tau_{ca}$  : コンクリートの付着応力度 (N/cm<sup>2</sup>)  
⇒短期荷重としての割増しを考慮し、1.5倍とする。  
 $U$  : 単位幅 (cm)  
 $d$  : 袖部と本体部の境界面の下流面から鉄筋までの距離 (cm)

上記の結果を満足する鉄筋の本数と間隔で配置する。



### ポイント

袖部の安定計算に用いる許容せん断 ( $\tau_o$ ) は、設計基準強度  $f_{ck}=210\text{kg/cm}^2$  (=  $21\text{N/mm}^2$ ) のコンクリートの許容せん断力 ( $\tau_o$ ) =  $3.6\text{kg/cm}^2$  に短期荷重の割増しを考慮し、1.5倍となる  $5.4\text{kg/cm}^2$  (=  $540\text{kN/m}^2$ ) とする。

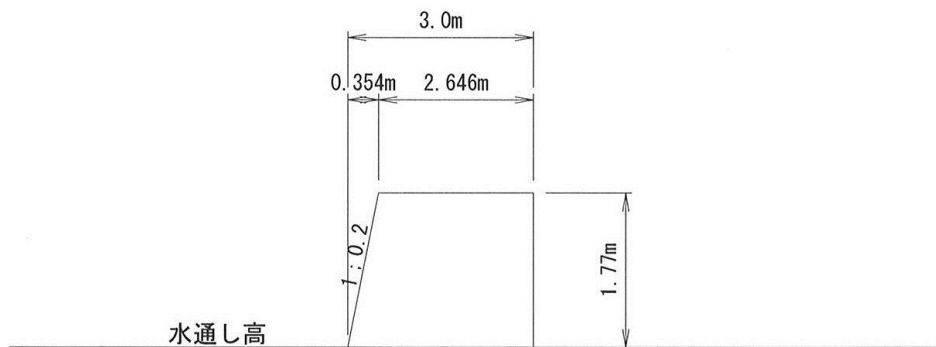
コンクリートの許容せん断力 ( $\tau_o$ ) =  $3.6\text{kg/cm}^2 \times 1.5 = 5.4\text{kg/cm}^2$  (=  $540\text{kN/m}^2$ )

3) 袖部の安定計算 (NGのケース)

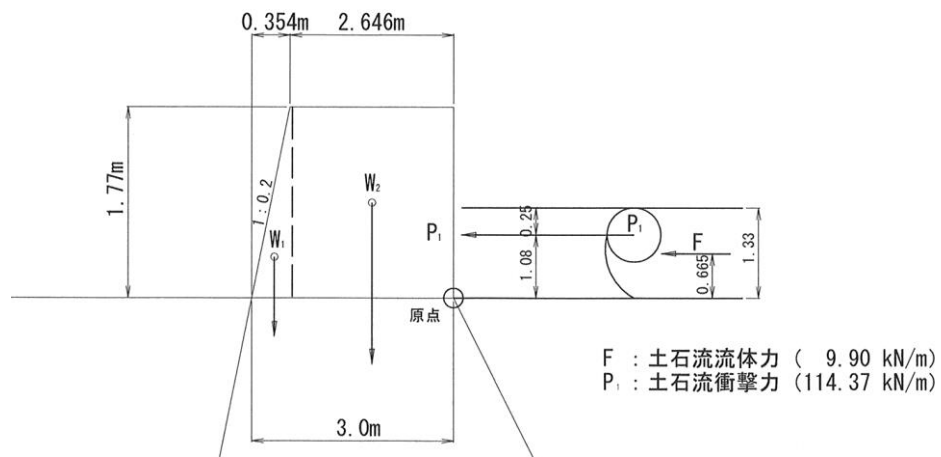
① 設計諸元

表IV- 2-10 設計諸元

項 目	諸 元	備 考
土石流流速	$U_d=2.14 \text{ m/s}$	
土石流水深	$h_d=1.33 \text{ m}$	
土石流の単位体積重量	$\gamma_d=15.88 \text{ kN/m}^3$	
土石流流体力	$F_d=9.90 \text{ kN/m}$	
礫の衝撃力	$P=114.37 \text{ kN/m}$	
流木の衝撃力	$P'=43.50 \text{ kN/m}$	
最大礫径	$D_{95}=0.50 \text{ m}$	
鉄筋の許容引張応力度 (異形棒鋼: SD345)	$\tau_c=2,700 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 (=2,700 \text{ kgf/cm}^2)$ $(=1,800 \times 10^5 \times 1.5 \text{ N/mm}^2=1,800 \times 1.5 \text{ kgf/cm}^2)$	短期
コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck}=21.0 \text{ N/mm}^2 (=210.0 \text{ kgf/cm}^2)$	長期
コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}=5.25 \text{ N/mm}^2 (=52.5 \text{ kgf/cm}^2)$	長期
コンクリートの許容せん断応力度	$\tau_{ca}=0.36 \text{ N/mm}^2 (=3.6 \text{ kgf/cm}^2)$	長期
コンクリートの許容付着応力度	$\tau_a=1.4 \text{ N/mm}^2 (=14.0 \text{ kgf/cm}^2)$	長期



図IV- 2-11 袖部の形状



図IV- 2-12 袖部に作用する荷重

【参考資料編】

② 安定計算

表IV- 2-11 袖部に作用する荷重

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (V)	水平力 (H)	計算式	作用線までの距離 (l)	計算式	モーメント M
袖の自重	W <sub>1</sub>	1/2 × 23.05 × 0.2 × 1.77 <sup>2</sup>	7.22		0.354/3+2.646	2.764	7.22 × 2.764	20.0
	W <sub>2</sub>	23.05 × 2.646 <sup>2</sup>	161.38		2.646/2	1.323	161.38 × 1.323	213.5
衝撃力	P <sub>1</sub>			114.37		1.08	114.37 × 1.08	123.5
流体力	F			9.9		0.665	12.86 × 0.26	6.6
計			168.6	124.27				363.6

(i) 転倒に対する検討

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

底面堤幅 B=3.0m

$$e = \frac{363.6}{168.6} - \frac{3}{2} = 0.65 > 0.5 \dots\dots\dots \text{NG}$$

(ii) 滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot \sum V + \tau_c \cdot \lambda}{\sum H} = \frac{(0.7 \times 168.6) + (540 \times 3.0)}{124.27} = 14.0 > 4.0 \dots\dots\dots \text{OK}$$

以上より、袖部は滑動に対する安定は確保されるものの、**転倒に対して安定を保てないため**、鉄筋による補強を行う。

③ 鉄筋量の算定

a) 最大曲げモーメント (M<sub>max</sub>)

$$\begin{aligned} M_{\max} &= P_1 \cdot D_{95}/2 + F \cdot h/2 \\ &= 114.37 \times (1.33 - 0.50/2) + 9.9 \times 1.33/2 \\ &= 130.10 \text{ kN} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

b) 最大せん断力 (S<sub>max</sub>)

$$\begin{aligned} S_{\max} &= P_1 + F \\ &= 114.37 + 9.90 \\ &= 124.27 \text{ kN/m} \end{aligned}$$



c) 必要鉄筋量 ( $A_s$ )

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{M \max}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d} \\
 &= \frac{130.10 \times 1,000 \times 100}{27,000 \times 7/8 \times 250} \\
 &= 2.2 \text{ (cm}^2/\text{m)}
 \end{aligned}$$

d) 鉄筋間隔

鉄筋 (D13) の断面積 1.27 cm<sup>2</sup>

鉄筋 (D13) の周長 4.00 cm

- ・ 必要本数 (b) =  $A_s/a_s$   
= 2.2/1.27 = 1.7 本/m
- ・ 間隔 (a) = 100/1.7 = 58.8 (cm) → 50 (cm) を採用

鉄筋間隔を 50 (cm) とすると単位幅当りの本数は、

$$b = 2.0 \text{ (本)}$$

となる。

④ 応力度の検討

a) 鉄筋に働く付着応力 ( $\tau_o$ )

$$\begin{aligned}
 \tau_o &= \frac{S \max}{u \cdot 7/8 \cdot d} \\
 &= \frac{124.27 \times 1,000}{4.0 \times 2.0 \times 7/8 \times 250.0} \\
 &= 71.0 \text{ N/cm}^2 \leq 210.0 \text{ N/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

b) コンクリートのせん断応力度 ( $\tau$ )

$$\begin{aligned}
 \tau &= \frac{S \max}{u \cdot 7/8 \cdot d} \\
 &= \frac{124.27 \times 1,000}{100 \times 7/8 \times 250.0} \\
 &= 5.7 \text{ N/cm}^2 \leq 54.0 \text{ N/cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

⑤ 鉄筋の定着長

### 【参考資料編】

- 定着長は
- ・鉄筋とコンクリートの付着の関係
  - ・鉄筋径の 20 倍

を比較し、その大きい方の長さとする。

- ・鉄筋とコンクリートの付着 ( $\lambda_1$ )

$$I_1 = \frac{\sigma_{sa}' \cdot D}{4 \cdot \tau_c'}$$

- ・鉄筋径の 20 倍 ( $\lambda_2$ )

$$\lambda_2 = 20 \cdot D$$

- ここに、U : 鉄筋の周長  
d : 有効高  
b : 幅 (単位幅)  
 $\sigma_{sa}'$  : 鉄筋の許容引張応力度 (短期)  
 $\tau_c'$  : コンクリートの許容付着応力度 (短期)  
D : 鉄筋径

#### a) 鉄筋の定着長

鉄筋長は、定着長 ( $\lambda_1$ ) と埋込み長 ( $\lambda_2$ ) の合計とする。また、定着長は鉄筋とコンクリートの付着の関係と鉄筋径の 20 倍を比較して大きい方を採用する。

【鉄筋とコンクリートの付着の関係】

$$\lambda_1 = \frac{2,700 \times 13}{4 \times 21} = 418 \text{ mm}$$

【鉄筋径の 20 倍】

$$\lambda_2 = 20 \times 13 = 260 \text{ mm}$$

よって、定着長は 0.418m を採用し、0.50m とする。

#### d) 鉄筋長 (L)

鉄筋長は定着長 ( $\lambda$ ) と埋込み長 ( $\lambda'$ ) の合計とする。なお、埋込み長は水通り高さ (=1.70m) に対しかぶり厚 0.50m を考慮し 1.2m とする。

$$\begin{aligned} L &= \lambda + \lambda' \\ &= 0.50 + 1.20 \\ &= 1.70 \end{aligned}$$

したがって、鉄筋長は 1.70m とする。

(4) 非越流部の安定計算

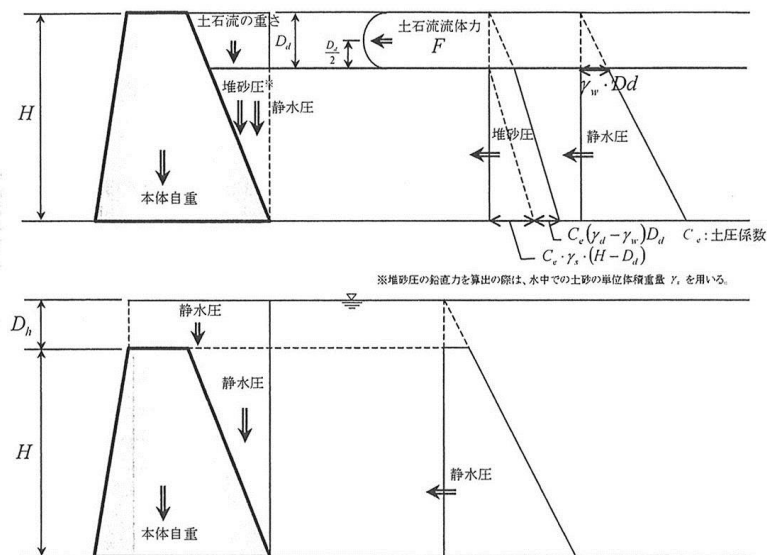
本計画では、非越流部の断面の変更や基礎地盤の変化による非越流部の断面変更は行わないが、参考として非越流部の安定計算を行う。

安定条件および断面形状は越流部と同一として検討を行う。



ポイント

- ・ 非越流部の安定計算は、非越流部の本体の断面を越流部の本体部の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合は、非越流部について安定計算を行うものとする。
- ・ 非越流部の安定計算は、袖を含めた形状で水通し天端まで堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行う（下図参照）。

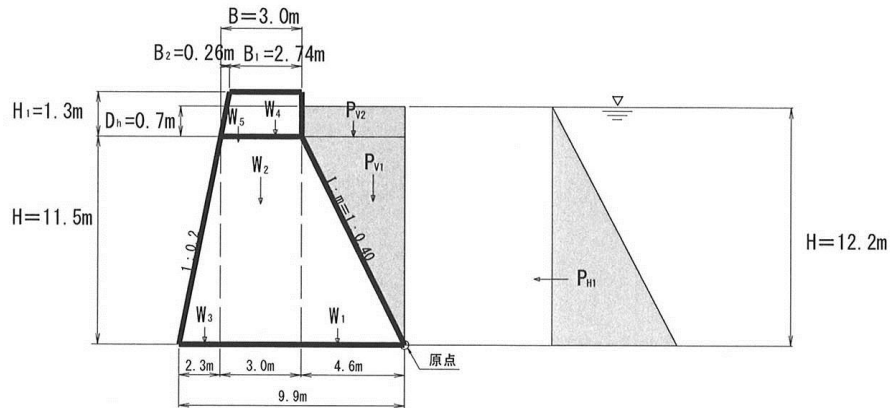


参図- 18 不透過型砂防堰堤 非越流部

(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

【参考資料編】

① 洪水時 (m=1 : 0.40)



図IV- 2-13 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表IV- 2-12 作用荷重一覧表 (m=0.40)

設計荷重	記号	計算式	垂直力 (V)	水平力 (H)	計算式	作用線までの距離 (l)	計算式	モーメント M
堤体の自重	W <sub>1</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.40 × 23.05	609.67		4.6 × 2/3	3.07	609.67 × 3.07	1,871.69
	W <sub>2</sub>	11.5 × 3.0 × 23.05	795.23		4.6 + 3.0/2	6.10	795.23 × 6.10	4,850.90
	W <sub>3</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.2 × 23.05	304.84		4.6 + 3.0 + 2.3/3	8.37	304.84 × 8.37	2,551.51
	W <sub>4</sub>	1.3 × 2.74 × 23.05	82.10		4.6 + 2.74/2	5.97	82.10 × 5.97	490.14
	W <sub>5</sub>	1/2 × 1.3 <sup>2</sup> × 0.2 × 23.05	3.90		4.6 + 2.74 + 0.26/3	7.43	3.90 × 7.43	28.98
静水圧	P <sub>V1</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.4 × 11.77	311.32		4.6/3	1.53	311.32 × 1.53	476.32
	P <sub>V2</sub>	4.6 × 0.7 × 11.77	37.90		4.6/2	2.30	37.90 × 2.30	87.17
	P <sub>H1</sub>	1/2 × 12.2 <sup>2</sup> × 11.77		875.92	12.2/3	4.07	875.92 × 4.07	3,564.99
合計	Σ		2,144.96	875.92				13,921.70

(i) 転倒に対する検討

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

底面堤幅 B = 2.3 + 3.0 + 4.6 = 9.9m

$$e = \frac{13,921.70}{2,144.96} - \frac{9.9}{2} = 1.54 \leq 1.65 \dots \dots \dots \text{OK}$$

(ii) 滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} = \frac{0.7 \times 2,144.96}{875.92} = 1.71 > 1.2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

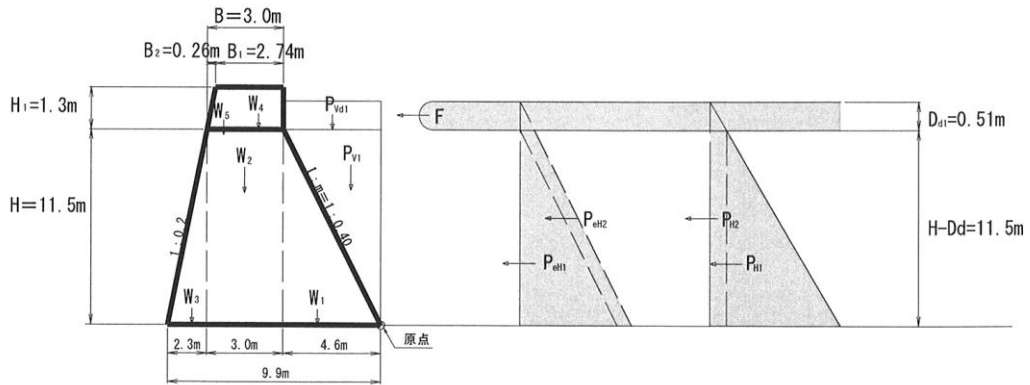
(iii) 基礎地盤の支持力に対する検討

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

$$\sigma_{\max} = \frac{2,144.96}{9.9} \times \left\{ 1 + \left( 6 \times \frac{1.54}{9.9} \right) \right\} = 418.88 \text{ kN/m}^2 < 558 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,144.96}{9.9} \times \left\{ 1 - \left( 6 \times \frac{1.54}{9.9} \right) \right\} = 14.44 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

② 土石流時 (m=1 : 0.40)



図IV- 2-14 砂防堰堤に作用する力 (土石流時)

表IV- 2-13 作用荷重一覧表 (m=0.40)

設計荷重	記号	計算式	垂直力 (V)	水平力 (H)	計算式	作用線までの距離 (l)	計算式	モーメント M
堤体の自重	W <sub>1</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.4 × 23.05	609.67		4.6 × 2/3	3.07	609.67 × 3.07	1,871.69
	W <sub>2</sub>	11.5 × 3.0 × 23.03	795.23		4.6 + 3.0/2	6.10	795.23 × 6.10	4,850.90
	W <sub>3</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.2 × 23.05	304.84		4.6 + 3.0 + 2.3/3	8.37	304.84 × 8.37	2,551.51
	W <sub>4</sub>	1.3 × 2.74 × 23.05	82.10		4.6 + 2.74/2	5.97	82.10 × 5.97	490.14
	W <sub>5</sub>	1/2 × 1.3 <sup>2</sup> × 0.2 × 23.05	3.90		4.6 + 2.74 + 0.26/3	7.43	3.90 × 7.43	28.98
静水圧	P <sub>v1</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.4 × 11.77	311.32		4.6/3	1.53	311.32 × 1.53	476.32
	P <sub>h1</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 11.77		778.29	11.5/3	3.83	778.29 × 3.83	2,980.85
	P <sub>h2</sub>	11.5 × 0.51 × 11.77		69.03	11.5/2	5.75	69.03 × 5.75	396.92
堆砂圧	P <sub>ev1</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.40 × 8.23	217.68		4.6/3	1.53	217.68 × 1.53	333.05
	P <sub>eh1</sub>	1/2 × 11.5 <sup>2</sup> × 0.3 × 8.23		163.26	11.5/3	3.83	163.26 × 3.83	625.29
	P <sub>eh2</sub>	11.5 × 0.51 × 0.3 × 7.41		13.04	11.5/2	5.75	13.04 × 5.75	74.98
土石流の重さ	P <sub>vd1</sub>	4.6 × 0.51 × 19.17	44.97		4.6/2	2.30	44.97 × 2.30	103.43
土石流流体力	F	1.0 × (19.17/9.8) × 0.51 × 3.59 <sup>2</sup>		12.86	11.5 + 0.51/2	11.76	12.86 × 11.76	151.23
合計	Σ		2,369.71	1,036.48				14,935.29

(i) 転倒に対する検討

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

底面堤幅 B = 2.3 + 3.0 + 4.6 = 9.9m

$$e = \frac{14,935.29}{2,369.71} - \frac{9.9}{2} = 1.35 \leq 1.65 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(ii) 滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} = \frac{0.7 \times 2,369.71}{1,036.48} = 1.60 > 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(iii) 基礎地盤の支持力に対する検討

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

$$\sigma_{\max} = \frac{2,369.71}{9.9} \times \left\{ 1 + \left( 6 \times \frac{1.35}{9.9} \right) \right\} = 435.21 \text{ kN/m}^2 < 558 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{2,367.87}{9.9} \times \left\{ 1 - \left( 6 \times \frac{1.35}{9.9} \right) \right\} = 43.52 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

上記結果より、非越流部においても越流部と同じ断面で安定性を確保できる。

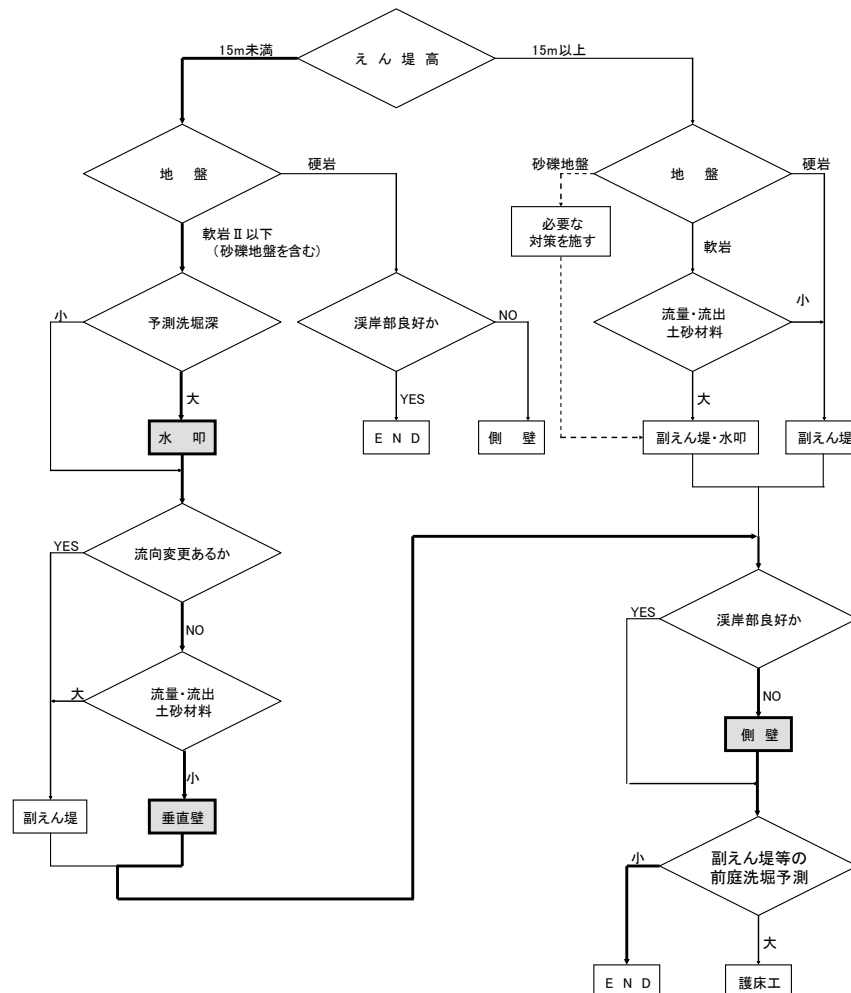
【参考資料編】

1.4.5 前庭保護工の設計

(1) 形式の選定

前庭保護工の形式は、下記のフローチャートに基づいて選定する計画とした。

本計画では、下記のフローより「水叩き」、「垂直壁」、「側壁」を設けた前庭保護工とする計画とした。



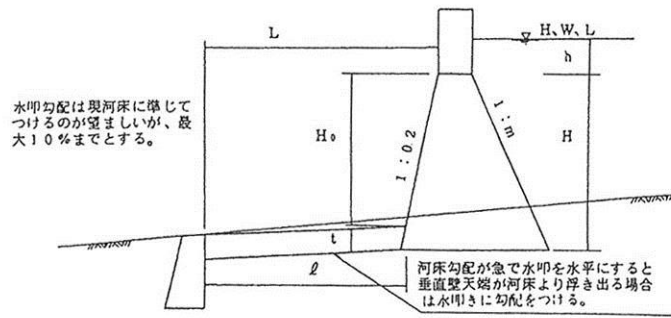
図IV- 2-15 前庭保護工選定フロー

(2) 水叩きの設計

1) 水叩き工法の選定

本計画地点は、溪床勾配が 1/3 と急勾配であるため、下流の地盤とのすり付けをスムーズにするために**水叩きに勾配を付ける**計画とした（図IV- 2-16 参照）。

なお、本計画では垂直壁が 1 箇所では、現溪床高より高い位置となるため、現溪床高と同一（もしくは現溪床よりも低くなる）の高さにすり付けるために**多段式（垂直壁を複数設ける）**の水叩き工法を計画した。

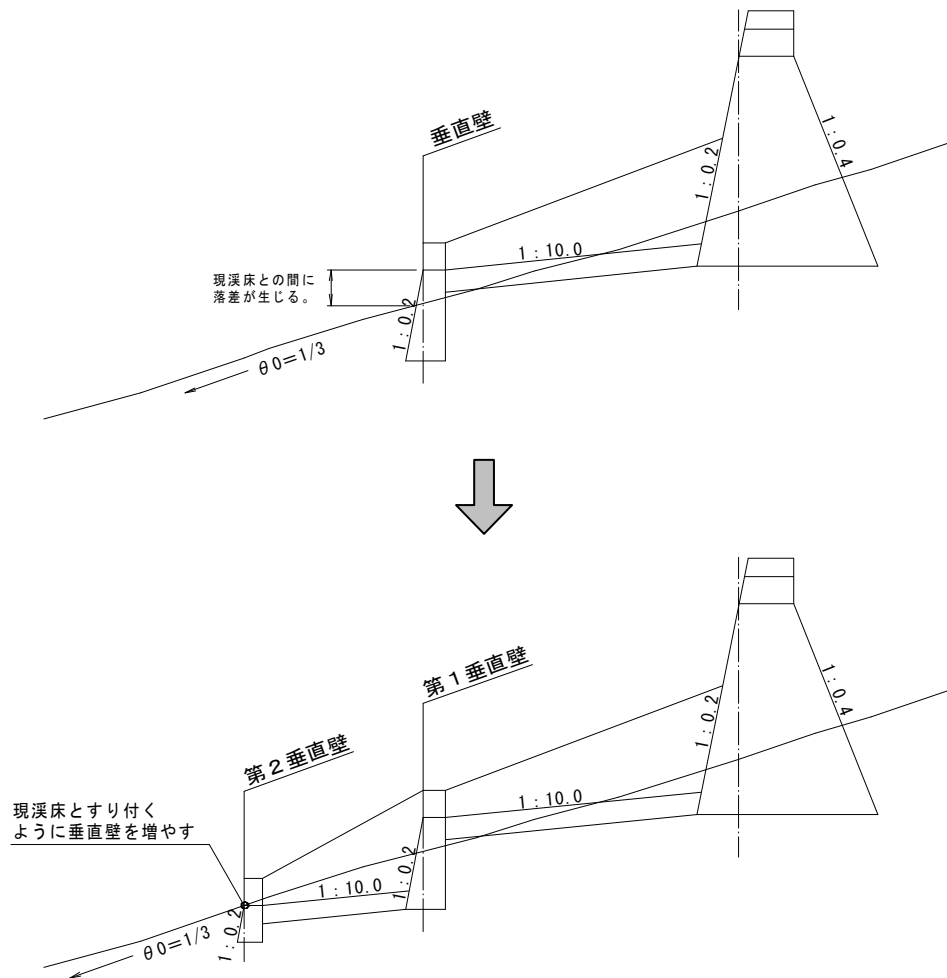


図IV- 2-16 現河床が急勾配の場合の水叩き工法



ポイント

- ・ 現溪床勾配が急峻な場合、垂直壁が1箇所では、現溪床高にすり付かない状況が生じる。この場合、垂直壁を増やし、「多段式」として前庭保護工を計画する（下図参照）。



参図- 19 現溪床勾配が急峻な場合の前庭保護工形状

【参考資料編】

2) 水叩き厚

水叩き厚は、下式に基づき算出する。なお、式中の係数 a は基礎地盤の種数に応じて表IV-2-14 を基に設定する。

本計画地点の基礎地盤は「土砂」に該当し、「通常の水叩き工」を採用するため、係数 a = 0.15 となる。これより水叩き厚を算出すると、本堤～第1垂直壁間で **t=1.5m**、第1～第2垂直壁間で **t=1.0m** となる。

$$t = a(0.6H_0 + 3h - 1.0) = \frac{a}{1 + 0.6a}(0.6H + 3h - 1.0)$$

ここに、t : 水叩き厚 (m)  
 $H_0$  : 水叩きから本堤水通し天端までの高さ (m)  
 H : 本堤の越流水深 (=0.7m)  
 a : 係数  
 H : 堰堤高 (本堤=11.5m、第1垂直壁=5.0m)

表IV- 2-14 係数 a の算定表

基礎地盤	a	$\frac{a}{1+0.6a}$	最低値
土 砂	0.20	0.179	1.0m
	0.10	0.094	
軟 岩	0.10	0.094	0.7m
	0.05	0.049	
硬岩 (A)	-		0.7m
硬岩 (B)	通常は、水叩工を計画しないが、ハイダムの場合 は、副えん堤を検討する。		

注) 上段：通常の水叩き工の場合  
 下段：ウォータークッション工法を併用した場合

<本堤～第1垂直壁間>

$$t = \frac{a}{1 + 0.6a}(0.6H + 3h - 1.0)$$

$$= 0.179 \times (0.6 \times 11.5 + 3 \times 0.7 - 1.0) = 1.43\text{m} \Rightarrow 1.5$$

<第1～第2垂直壁間>

$$t = \frac{a}{1 + 0.6a}(0.6H + 3h - 1.0)$$

$$= 0.179 \times (0.6 \times 5.0 + 3 \times 0.7 - 1.0) = 0.73 \Rightarrow 1.00 \text{ m (最低値を採用)}$$



ポイント

- ・ 水叩き厚さは、切上げて 10cm 単位とする。



3) 水叩き長

水叩き長は、下表に基づき算出する。算出結果より、本堤～第1垂直壁間は $\lambda=13.0\text{m}$ 、第1～第2垂直壁は $\lambda=8.0\text{m}$ となる。

表IV- 2-15 水叩き長の算定式

条 件	水 叩 き 長
$H_0 + h \leq 5.0\text{m}$	$\lambda = 2.0 (H_0 + h) - B - 0.2H_0 = 1.8H_0 + 2.0h - B$
$5.0\text{m} \leq H_0 + h \leq 8.0\text{m}$	$\lambda = 2/3 (H_0 + h - 5) + 10 - B - 0.2H_0$ $= 1/15 (7H_0 + 10h - 15B + 100)$
$H_0 + h \geq 8.0\text{m}$	$\lambda = 1.5 (H_0 + h) - B - 0.2H_0 = 1.3H_0 + 1.5h - B$

<本堤～第1垂直壁間>

$H_0 + h = 10.0 + 0.7 = 10.7\text{m} \geq 8.0\text{m}$  のため、下式を採用する。

$$\begin{aligned} \lambda &= 1.3H_0 + 1.5h - B \\ &= 1.3 \times 10.0 + 1.5 \times 0.7 - 1.1 \\ &= 12.95 \Rightarrow 13.0 \text{ m} \end{aligned}$$

<第1～第2垂直壁間>

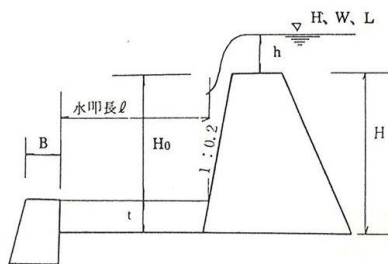
$H_0 + h = 4.0 + 0.7 = 4.7\text{m} \leq 5.0\text{m}$  のため、下式を採用する。

$$\begin{aligned} \lambda &= 1.8H_0 + 2.0h - B \\ &= 1.8 \times 4.0 + 2.0 \times 0.7 - 1.0 \\ &= 7.60 \Rightarrow 8.00 \text{ m} \end{aligned}$$



ポイント①

- 水叩き長は、下記に基づく部分の長さとする。



- H : 堰堤高 (m)
- $H_0$  : 水叩きから本堰堤水通し天端までの高さ (m)
- h : 本堰堤の越流水深 (m)
- B : 垂直壁水通し天端幅 (m)
- l : 水叩き長 (m)
- t : 水叩き厚 (m)

参図- 20 水叩き長の模式図



ポイント②

- 水叩き長は、切上げて0.5m単位とする。

【参考資料編】

(3) 垂直壁の設計

本計画では、垂直壁の水通り高を現溪床と同一（もしくは現溪床よりも低くなる）とするため、2基の垂直壁を設ける計画とした。

本計画で決定した垂直壁の計画諸元は下表に示すとおりである。

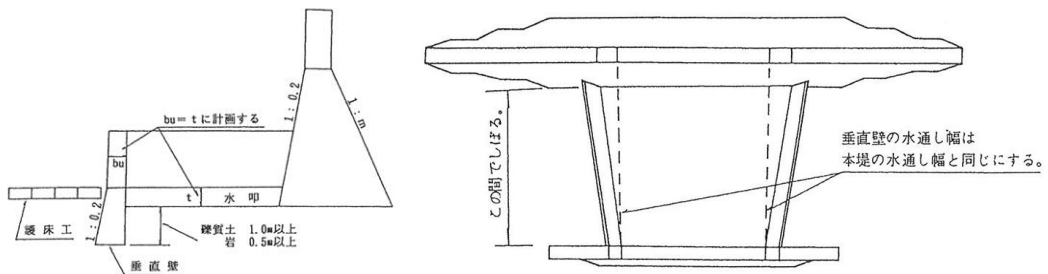
表IV- 2-16 垂直壁の計画諸元

施設名	堤高(H)	のり勾配		天端幅(B)
		下流(1:m)	上流(1:m)	
第1垂直壁	5.0m	1:0.2	直(1:0.0)	1.1m
第2垂直壁	2.0m	1:0.2	直(1:0.0)	1.0m



ポイント

- ・ 垂直壁の設計は、下記内容に基づき決定する。
  - ① 垂直壁の水通り天端は、現溪床高と同程度か、または低くし、水叩き末端面の高さに合わせる。
  - ② 垂直壁には、必ず袖を設ける。
  - ③ 垂直壁の水通り天端厚は水叩き厚と同じにする。また、袖天端厚は基本的に水通しと等厚にする。
  - ④ 表のりは1:0.2、裏のりは直とする。
  - ⑤ 根入れは礫質土の場合、水叩き底高より1.0m以上とし、岩盤の場合は0.5m以上とする。
  - ⑥ 水通り幅は、本堰堤の水通しと同じにする。
  - ⑦ 袖天端勾配は水平を標準とし、袖端部は地山に取り付けることを原則とする。但し、溪床幅の大きい場合はこの限りではない。嵌入は本堰堤に準じる。
  - ⑧ 地形の状況等により本堤を下流流心に対して直角にできなくなり、なおかつ潜り堰とならない場合は、垂直壁を下流流心に対して直角とする。



参図- 21 垂直壁の模式図

(4) 側壁護岸の設計

本計画の側壁護岸は、参図-22の標準断面図を用い、現溪床の地形状況を勘案して計画した。

側壁護岸工の計画諸元は表IV- 2-17 に示すとおりである。

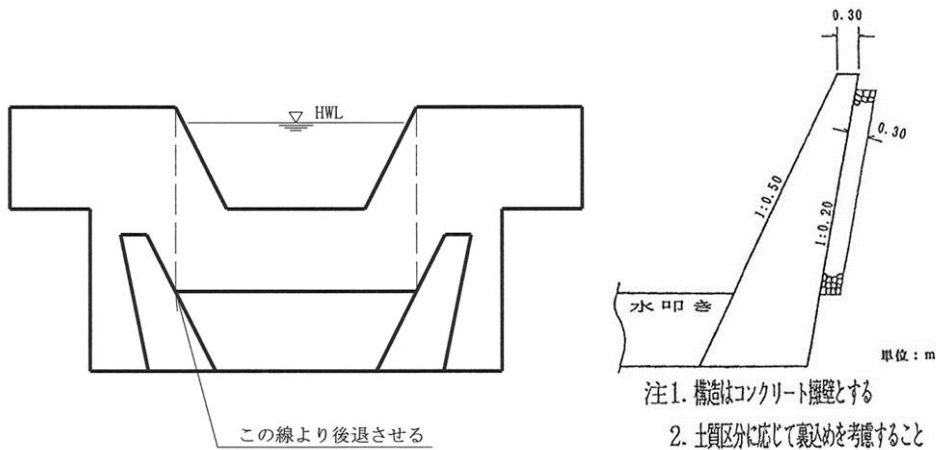
表IV- 2-17 側壁護岸の計画諸元

施設名	堤高(H)	のり勾配		天端幅(B)
		表法(1:m)	裏法(1:m)	
側壁護岸	7.0m	1:0.5	1:0.2	0.3m



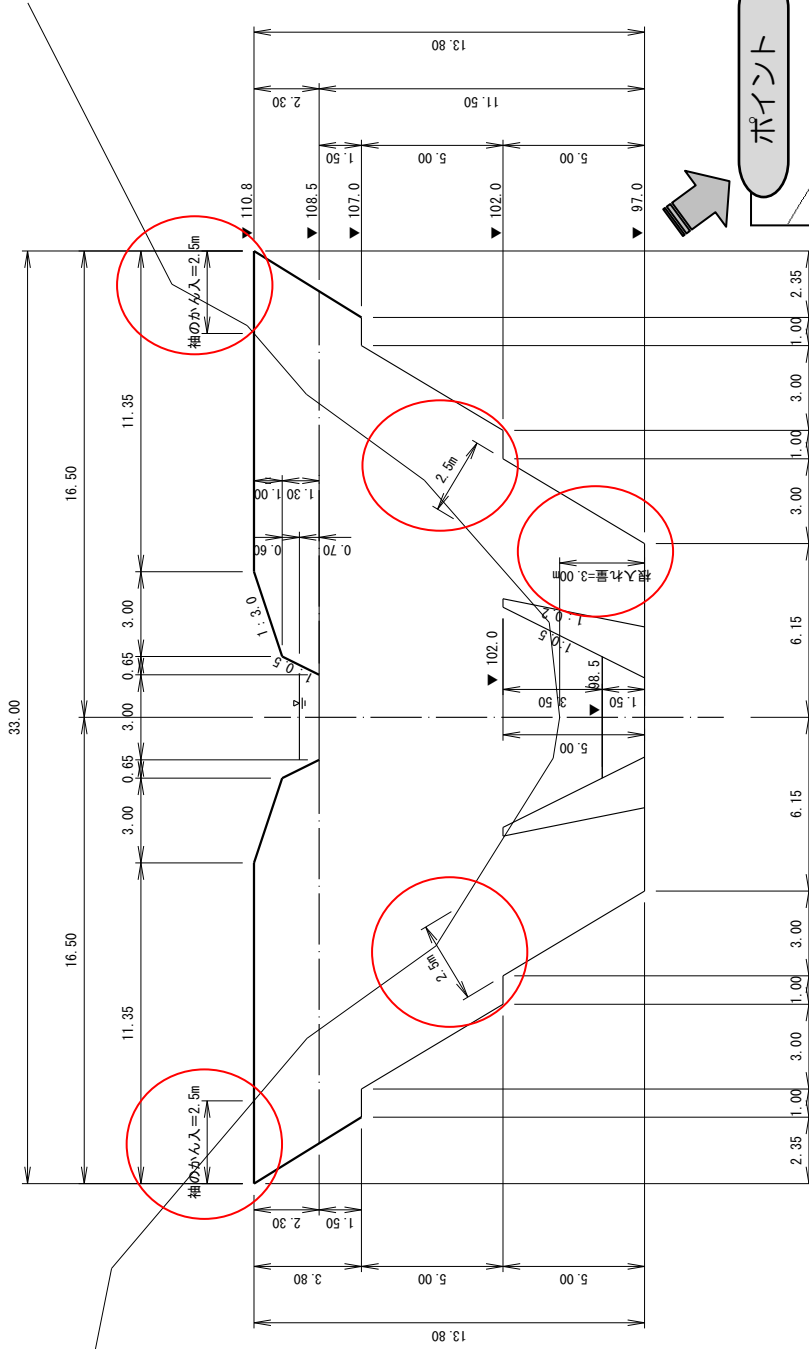
ポイント

- ・ 側壁護岸の設計は、下記内容に基づき決定する。
  - ① 側壁護岸の基礎の平面位置は、堰堤から対象流量が落下する位置より後退させなければならない。
  - ② 側壁護岸の基礎底面は、水叩きを設ける場合は水叩きの基礎底面と同高とし、水叩のない場合には上流端は本堰堤の基礎底面を限度とし、下流端は渓床勾配を考慮して上流端から水平とするか下り勾配とするのが普通である。
  - ③ 側壁護岸の材質は、砂礫の衝突等に対して安全堅固とするため、コンクリートとすることが一般的である。
  - ④ 側壁護岸ののり勾配は、5分を標準とする。
  - ⑤ 側壁護岸の天端は、下流端を副堰堤または垂直壁の袖天端と同高とし、水叩きの勾配や背後地盤等を考慮し上流に向かって水平以上とする。
  - ⑥ 側壁護岸の水抜きは、原則として通常湛水が予想される水位よりも下位に設けるべきではない。
  - ⑦ 側壁護岸の位置は、必ず堰堤水通しの肩より後退させること（参図-22 参照）。

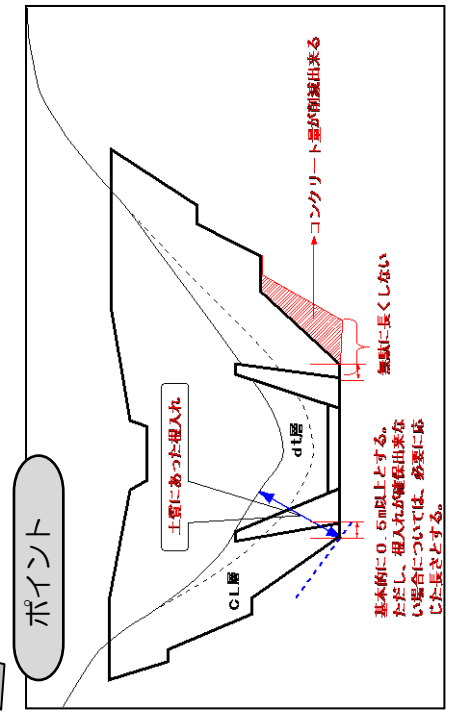


参図- 22 側壁護岸の模式図と標準断面図

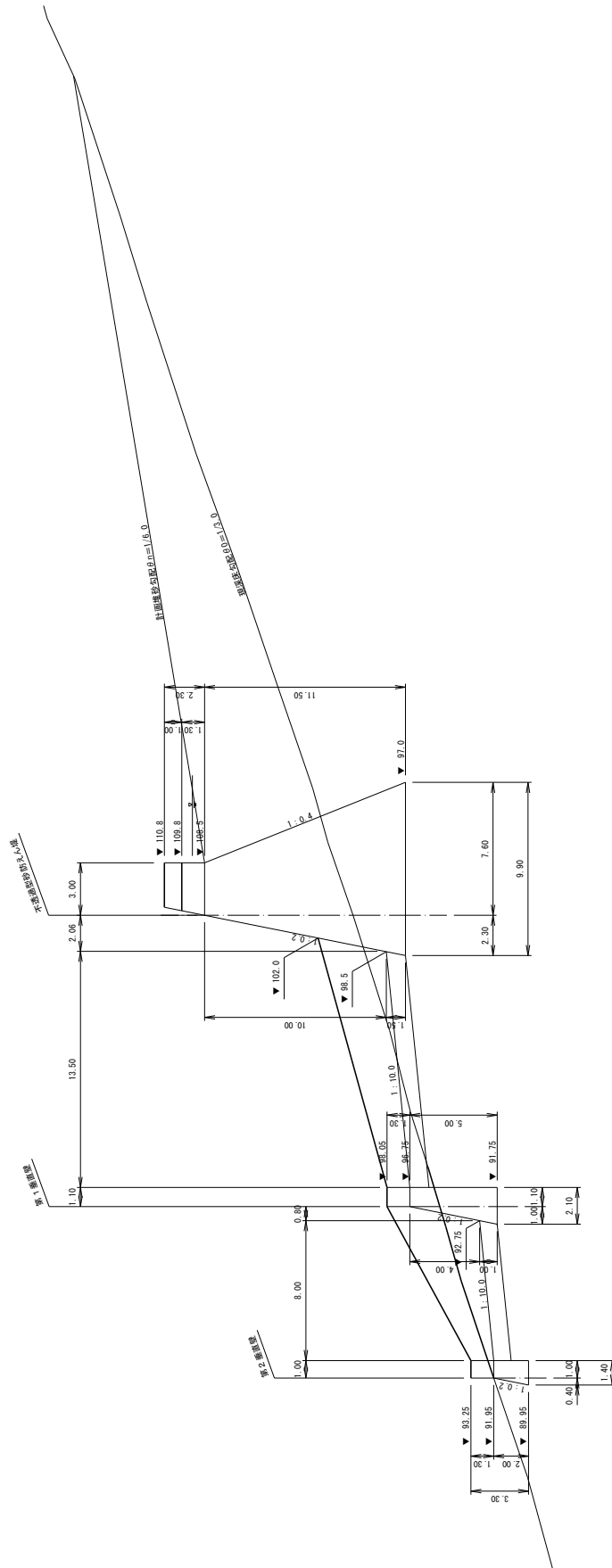
No. 1  
GH=100.00



EL=100.00







## 第2節 不透過型砂防堰堤（水系砂防）の設計事例

以下に示す設計諸元に基づき、不透過型砂防堰堤（水系砂防）の設計事例を整理する。

### 2.1 設計諸元

表IV- 2-18 設計諸元

項 目	諸 元	備 考
清水の対象流量 計画対象流量（土砂混）	$Q = 100.0 \text{ m}^3/\text{s}$ $Q_p = 110.0 \text{ m}^3/\text{s}$	土砂混入率は、通常の流域として10%とする。
平均溪床幅	$B = 20.0 \text{ m}$	
えん堤高	$H = 14.5 \text{ m}$	$H = 15.0 \text{ m}$ 未満
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 23.05 \text{ kN/m}^3 (= 2.35 \text{ t/m}^3)$	
流水の単位体積重量	$W_o = 11.77 \text{ kN/m}^3 (= 1.20 \text{ t/m}^3)$	
えん堤計画地点の基礎地盤 内部摩擦角	岩塊玉石 $f = 0.7$	
許容支持力	$g_u = 588 \text{ kN/m}^2$	

## 2.2 不透過型砂防堰堤（水系砂防）の設計事例

### 2.2.1 水通しの設計

#### (1) 水通し断面

##### 1) 断面

水通し断面は台形とし、袖小口勾配は1：0.5を標準とすることから、本計画においても袖小口勾配1：0.5の台形形状とする。

##### 2) 幅

水通し幅は、溪床幅の許す限り広くとり、水深を軽減することが望ましいことから、本計画では溪床幅と同程度の20.0mとした。

##### 3) 水通し高

水通しの高さは、対象流量を流しうる水深に余裕高を加えて定める。水深は以下の堰の公式により算定する。

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

ここで、 $Q$	: 設計対象流量	(=110.0 m <sup>3</sup> /s)
$C$	: 係数	(=0.6~0.66)
$g$	: 重力加速度	(=9.8 m/s <sup>2</sup> )
$B_1$	: 水通し幅	(=20.0 m)
$B_2$	: 越流水面幅	(m)
$D_h$	: 越流水深	(m)
$m_2$	: 袖小口勾配	(=0.5)

**【参考資料編】**

C=0.6、 $m_2=0.5$  とすると下式のようになる。

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

h=2.1m と仮定すると、

$$Q = (0.71 \times 2.1 + 1.77 \times 20.0) \times 2.1^{3/2} = 112.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 112.3 \text{ m}^3/\text{s} > Q_p = 110.0 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots \text{OK}$$

したがって、設計対象流量に対する越流水深は **h=2.1m** とする。

余裕高は下表に基づき定める。本計画では、設計対象流量=110.0 $\text{m}^3/\text{s}$  のため、余裕高は 0.6m となる。

**表IV- 2-19 余裕高**

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

したがって、水通しの高さは下記の算定結果より H=2.7m となる。

$$H = h + h'$$

- ここで、H : 水通しの高さ (m)
- h : 越流水深 (=2.1m)
- h' : 余裕高 (=0.6m)

$$H = 2.1 + 0.6 = 2.7\text{m}$$



## 2.3 不透過型砂防堰堤（水系砂防）の設計事例

### 2.3.1 天端幅

天端幅は、一般に下表をもとに設定する。但し、本県における掃流区域に配置する砂防堰堤の天端幅は  $B=2.5\text{m}$  を標準とするため、本計画においても天端幅は  $B=2.5\text{m}$  とした。

表IV- 2-20 天端幅

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

### 2.3.2 下流のり勾配

下流のり勾配は、 $1:0.2$  を標準とするため、本計画においても下流のり勾配は  $1:0.2$  とした。

### 2.3.3 設計荷重の組合せ

砂防堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組合せは、自重のほかは下表による。

本計画では、堰堤高が  $15.0\text{m}$  未満 ( $H=14.5\text{m}$ ) のため、洪水時を対象とし、設計荷重は堰堤自重のほかは静水圧とする。

表IV- 2-21 設計荷重の組み合わせ

	平常時	洪水時
えん堤高 $15.0\text{m}$ 未満	—	静水圧
えん堤高 $15.0\text{m}$ 以上	静水圧、堆砂圧、揚圧力、 地震時慣性力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、揚圧力

### 2.3.4 安定計算に用いる荷重

安定計算に用いる荷重は、本編 第1節 1.4.2 (3) 1), 2) に準ずるものとする。

### 2.3.5 安定条件

安定条件は、本編 第1節 1.4.2 (4) に準ずるものとする。

### 2.3.6 安定計算

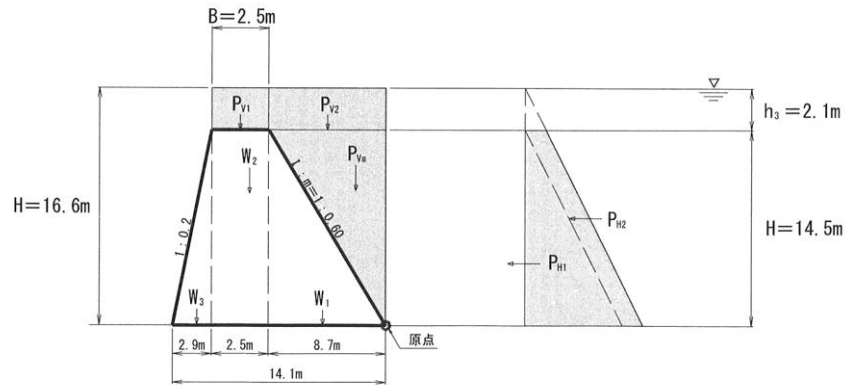
不透過型砂防堰堤は、「2.2.3 設計荷重」に対して「2.2.5 安定条件」を満足できる形状として決定する必要がある。

ここで、安定計算は上流のり勾配を段階的に変化 ( $0.05$  間隔) させて計算を行い、安定性を満足できる堤体積が最小となる上流のり勾配を検討する。

【参考資料編】

1) 安定計算結果

① 洪水時 (m=1:0.60)



図IV- 2-17 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表IV- 2-22 作用荷重一覧表 (m=0.60)

設計荷重	記号	計算式	垂力値 (V)	水平力 (H)	計算式	作用線までの距離 (l)	計算式	モーメント M	
堤体の自重	W <sub>1</sub>	1/2 × 14.5 <sup>2</sup> × 0.60 × 23.05	1,453.88		8.7 × 2/3	5.80	1,453.88 × 5.80	8,432.50	
	W <sub>2</sub>	2.5 × 14.5 × 23.05	835.56		8.7 + 2.5/2	9.95	835.56 × 9.95	8,313.82	
	W <sub>3</sub>	1/2 × 14.5 <sup>2</sup> × 0.20 × 23.05	484.63		8.7 + 2.5 + 2.9/3	12.17	484.63 × 12.17	5,897.95	
静水圧	P <sub>V1</sub>	2.5 × 2.1 × 11.77	61.79		8.7 + 2.5/2	9.95	61.79 × 9.95	614.81	
	P <sub>V2</sub>	14.5 × 0.60 × 2.1 × 11.77	215.04		8.7/2	4.35	215.04 × 4.35	935.42	
	P <sub>V3</sub>	1/2 × 14.5 <sup>2</sup> × 0.60 × 11.77	742.39		8.7/3	2.90	742.39 × 2.90	2,152.93	
	P <sub>H1</sub>	1/2 × 14.5 <sup>2</sup> × 11.77		1,237.32	14.5/3	4.83	1,237.32 × 4.83	5,976.26	
	P <sub>H2</sub>	2.1 × 14.5 × 11.77		358.40	14.5/2	7.25	358.40 × 7.25	2,598.40	
	合計	Σ		3,793.29	1,595.72				34,922.09

(iv) 転倒に対する検討

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

底面堤幅 B = 2.9 + 2.5 + 8.7 = 14.1m

$$e = \frac{34,922.09}{3,793.29} - \frac{14.1}{2} = 2.16 \leq 2.35 \dots \dots \dots \text{OK}$$

(v) 滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} = \frac{0.7 \times 3,793.29}{1,595.72} = 1.66 > 1.2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

(vi) 基礎地盤の支持力に対する検討

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

$$\sigma_{\max} = \frac{3,793.29}{14.1} \times \left\{ 1 + \left( 6 \times \frac{2.16}{14.1} \right) \right\} = 516.30 \text{ kN/m}^2 < 558 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3,790.03}{14.1} \times \left\{ 1 - \left( 6 \times \frac{2.16}{14.1} \right) \right\} = 21.75 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2 \dots \dots \dots \text{OK}$$

## ② 安定計算結果

本計画では、「転倒に対する安定」が決定条件となり、上流のり勾配は **1 : 0.60** を採用する計画とした。

表IV- 2-23 安定計算結果総括表

上流のり 勾配 1:m	堤底幅 $B_0$ (m)	転倒に対する安定 【 $e \leq B_0/6$ 】		滑動に対する安定 【 $F_s \geq 1.20$ 】	支持力に対する安定 【 $q_{max} \leq 588.0 \text{ kN/m}^2$ 】
		計算値	$B_0/6$		
0.20	8.300	3.47	1.38	0.96	923.13
0.25	9.025	3.19	1.50	1.05	824.59
0.30	9.750	2.96	1.63	1.14	748.19
0.35	10.475	2.76	1.75	1.22	686.48
0.40	11.200	2.60	1.87	1.31	638.16
0.45	11.925	2.46	1.99	1.40	598.18
0.50	12.650	2.34	2.11	1.49	565.16
0.55	13.375	2.24	2.23	1.58	538.02
0.60	14.100	2.16	2.35	1.66	516.30
0.65	14.825	2.08	2.47	1.75	495.81
0.70	15.550	1.84	2.59	2.02	479.65

【参考資料編】

第3節 鋼製透過型砂防堰堤（土石流・流木対策）の設計事例

以下に示す諸元をもとに、鋼製透過型砂防堰堤（土石流・流木対策）の設計事例を示す。

3.1 設計諸元

表IV- 2-24 設計諸元

項 目	諸 元	備 考
流域面積	$A = 0.05\text{km}^2$	
溪床勾配	$\theta_0 = 1/3 (=18.4^\circ)$	
最大礫径	$D_{95} = 0.5\text{m}$	
土石流ピーク流量	$Q_{sp} = 6.0\text{m}^3/\text{s}$	
清水の対象流量	$Q_p = 2.0\text{m}^3/\text{s}$	
土砂含有を考慮した流量	$Q = 3.0\text{m}^3/\text{s}$	清水の対象流量の1.5倍
土石流流量	$U = 3.59\text{m}$	現溪床勾配より算出
土石流水深	$D_d = 0.51\text{m}$	〃
土石流の単位体積重量	$\gamma_d = 19.17\text{kN}/\text{m}^3$	〃
土石流流体力	$F = 12.86\text{kN}/\text{m}^3$	〃
コンクリートの単位体積重量	$W_c = 23.05\text{kN}/\text{m}^3 (=2.35\text{t}/\text{m}^3)$	H=15.0m未満
流水の単位体積重量	$W_o = 11.77\text{kN}/\text{m}^3 (=1.20\text{t}/\text{m}^3)$	
えん堤計画地点の基礎地盤	岩塊玉石	
内部摩擦係数	$f = 0.7$	
許容支持力	$g_u = 588.0\text{kN}/\text{m}^2$	
えん堤高	$H = 11.5\text{m}$	
えん堤有効高	$H = 8.5\text{m}$	
えん堤配置位置	谷出口（計画基準点）	
谷出口と保全対象の関係	谷出口と保全対象の距離：大、保全対象：小	

## 3.2 開口部の設計

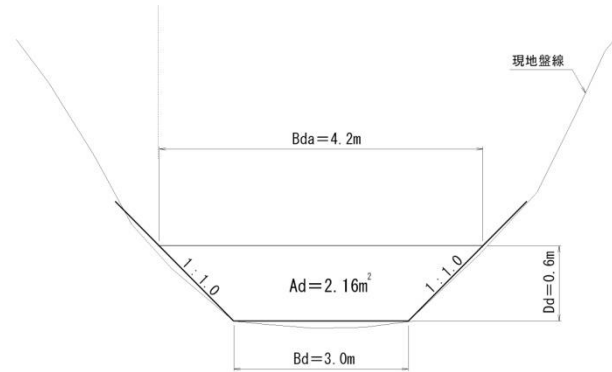
### 3.2.1 開口部の設定

透過型砂防堰堤の開口部の大きさは、土石流や流木を効果的に捕捉できるように設定する。

開口部の幅は、堰堤設置箇所の地形を考慮し、透過型砂防堰堤の土石流捕捉機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。

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上限値の目安として決定する。

計画地点上流の河道横断面図を下図に示す。



図IV- 2-18 仮定断面

水深  $Z$  (m) を 0.6m と仮定すると、

- ・ 流れの幅 ( $B_{da}$ )

$$B_{da} = B_d + (m+n) \times z = 3.0 + (1.0+1.0) \times 0.6 = 4.2(m)$$

- ・ 土石流ピーク流量の流下断面積 ( $A_d$ )

$$A_d = (B_d + B_{da}) \times Z \times \frac{1}{2} = (3.0 + 4.2) \times 0.6 \times \frac{1}{2} = 2.16 \text{ m}^2$$

- ・ 土石流水深 ( $D_d$ )

土石流水深は、仮定した水深より得られた  $A_d$  を  $B_{da}$  にて除した値として求められる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} = \frac{2.16}{4.2} = 0.51 \text{ m}$$

- ・ 土石流流速 ( $U$ )

$$U = \frac{1}{K_m} \cdot D_d^{2/3} \cdot (\sin\theta)^{1/2} = \frac{1}{0.1} \times (0.51)^{2/3} \times (\sin 18.4^\circ)^{1/2} = 3.59 \text{ m/s}$$

### 【参考資料編】

算出した土石流流速  $U$  における流下能力を検証する。

$$Q_{sp} = U \times A_d = 3.59 \times 2.16 = 7.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{sp}' = 7.75 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{sp} = 6.0 \text{ m}^3/\text{s} \text{-----OK}$$

以上より、土石流ピーク流量を流しうる時の流れの幅  $B_{da}$  は 4.2m となる。

開口部の幅は、 $B_{da} = 4.2\text{m}$  を上限の目安としてなるべく大きくとり、 $B = 4.0\text{m}$  とした。

### 3.2.2 透過部断面の設定

土石流補足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、土石流を補足する機能、および平時の土砂を下流へ流す機能を持たせることができる。

したがって、透過部断面は、土石流により流下する礫径などを考慮して設定する。

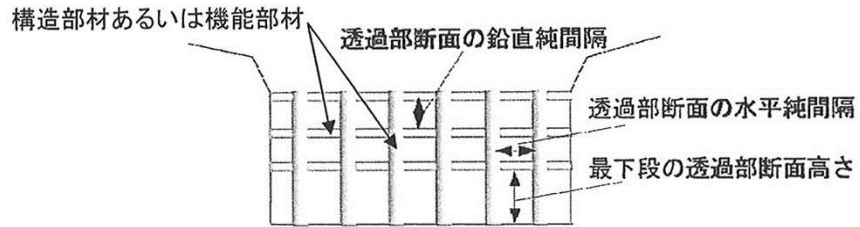
本計画における透過部断面は以下のとおりに設定した。

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{透過部断面の幅（水平純間隔）} = \langle \text{最大礫径 } 0.5\text{m} \rangle \times 1.0 & = 0.5\text{m} \\ \text{透過型断面の高さ（垂直純間隔）} = \langle \text{最大礫径 } 0.5\text{m} \rangle \times 1.0 & = 0.5\text{m} \\ \text{最下段の透過部断面高さ} = \langle \text{土石流の水深（} 0.51\text{m）以下程度} \rangle \times 1.0 & = 0.5\text{m} \end{array} \right.$$



ポイント

- ・ 透過部断面は、以下に基づいて設定する。



参図- 23 透過部断面の純間隔

参表- 6 透過型砂防堰堤における透過部断面の設定

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

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

\*2 上述の通り、最下段透過部断面高さを最大礫径 ( $D_{95}$ ) の 1.5 倍まで狭くすることができる。

## 【参考資料編】

### 3.3 水通しの設計

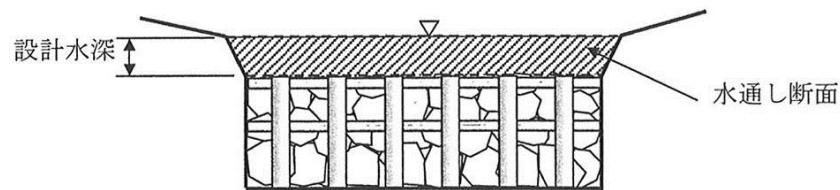
#### 3.3.1 水通し断面

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



#### ポイント

- ・ 透過型砂防堰堤の水通し断面は、余裕高を考慮しなくても良い。



参図- 24 透過型砂防堰堤の水通し断面（斜線部）

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

#### (1) 水通し幅

水通し幅は、本節 3.2.1 で設定した開口部の幅を考慮して設定する。

本計画では、水通し幅を開口部の幅と同一とすることとし、 $B=4.0\text{m}$  とした。

#### (2) 断面形状

水通しの断面形状は、不透過型砂防堰堤と同様とし、袖小口勾配  $1:0.5$  の台形形状とした。

#### (3) 設計水深

透過型砂防堰堤の設計水深は、下記の①と②を比較し大きい値とする。

- ① 土石流ピーク流量に対する越流水深の値
- ② 最大礫径の値

##### 1) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は、設定した水通し形状をもとに算出する。なお、この場合の溪床勾配は**計画堆砂勾配**とする。



水深  $Z$  (m) を 0.7m と仮定すると、

- ・ 流れの幅 ( $B_{da}$ )

$$B_{da} = B_d + (m+n) \times z = 3.0 + (0.5+0.5) \times 0.7 = 3.7(m)$$

- ・ 土石流ピーク流量の流下断面積 ( $A_d$ )

$$A_d = (B_d + B_{da}) \times Z \times \frac{1}{2} = (3.0 + 3.7) \times 0.7 \times \frac{1}{2} = 2.35 \text{ m}^2$$

- ・ 土石流水深 ( $D_d$ )

土石流水深は、仮定した水深より得られた  $A_d$  を  $B_{da}$  にて除した値として求められる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} = \frac{2.35}{3.7} = 0.64 \text{ m}$$

- ・ 土石流流速 ( $U$ )

$$U = \frac{1}{K_m} \cdot D_d^{2/3} \cdot (\sin\theta)^{1/2} = \frac{1}{0.1} \times (0.64)^{2/3} \times (\sin 9.46^\circ)^{1/2} = 3.01 \text{ m/s}$$

算出した土石流流速  $U$  における流下能力を検証する。

$$Q_{sp} = U \times A_d = 3.59 \times 2.16 = 7.75 \text{ m}^3/\text{s}$$

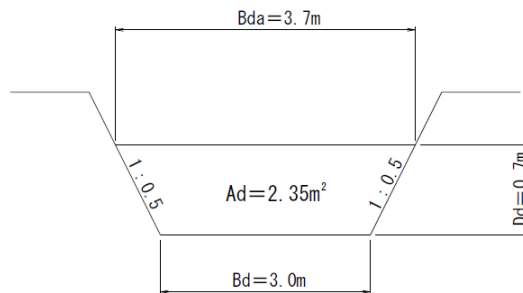
$$Q_{sp}' = 7.75 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{sp} = 6.0 \text{ m}^3/\text{s} \text{ -----OK}$$

したがって、土石流ピーク流量に対する越流水深は  $D_d = 0.64 \Rightarrow 0.7\text{m}$  となる。



ポイント

- ・ 土石流ピーク流量に対する越流水深算定に用いた仮定断面は下図の通りである。



参図-25 仮定断面 (水通し断面)

2) 最大礫径

表IV- 2-24 より、**最大礫径 ( $D_{95}$ ) = 0.5m** である。

3) 設計水深の決定

以上の算出結果を比較すると以下のとおりとなり設計水深は  $D_d = 0.7\text{m}$  となる。

$$D_d = 0.7 \text{ m} > D_{95} = 0.5 \text{ m}$$

【参考資料編】

3.4 本体の設計

3.4.1 越流部の安全性の検討

(1) 設計外力

1) 設計外力の組合せ

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

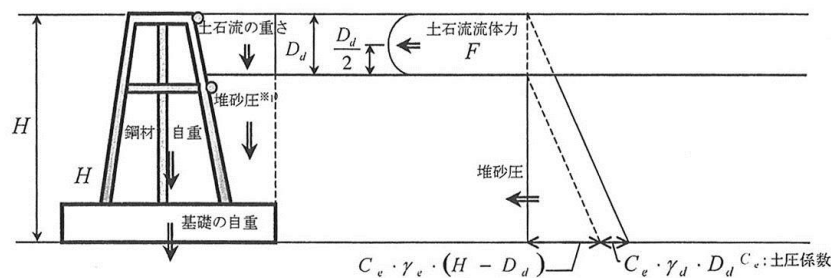
計画堰堤は、堰堤高が 15m 未満 ( $H=11.5\text{m}$ ) のため、土石流時を対象とし、設計外力は堰堤の自重の他は、堆砂圧、土石流流体力とする。

表IV- 2-25 透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力（自重を除く）

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

15m 以上の透過型砂防堰堤において、透過部の安定条件は 15m 以下の場合と同様とする。

また、非越流部については、一般的に上流側のり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。



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

図IV- 2-19 透過型砂防堰堤の設計外力（土石流時）



ポイント

- ・ 土石流自重が上乗荷重となるので、堆砂圧は台形分布となる。
- ・ 透過部には砂礫および水は詰まっていない状態で自重を算定する。

1) 自重

砂防堰堤の自重は本体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて求められる。透

過部は、鋼材の総重量を透過幅で割った鋼材の自重と、基盤（コンクリート）の自重を加えた単位幅当たりの重量を用いる。なお、鋼材枠内の堆砂重および水重は原則として含まないものとする。

$$W = W_c \cdot A + V_r / b$$

- $W$  : 単位幅当た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 (=23.05kN/m<sup>3</sup>)  
 $V_r$  : 鋼材の総重量 (=600kN)  
 $b$  : 透過幅 (=4.0m)  
 $A$  : 砂防堰堤の単位幅当たりの体積 (m<sup>3</sup>/m)

## 2) 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、水通し天端高から設計土石流水深に等しい高さを下げた高さとする。

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_e \cdot h_e$$

$$P_{eV} = \gamma_e \cdot h_e$$

- $P_{eH}$  : 堆砂圧の水平分力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_{eV}$  : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\gamma_e$  : 土砂の単位体積重量 (=C\* $\sigma_g$  = 0.6 × 25.51 = 15.31kN/m<sup>3</sup>)  
 $h_e$  : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)  
 $C_e$  : 土圧係数 (cos $\phi$  ≒ 1 とする)  

$$\frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \div 0.3$$
  
 $\phi$  : 堆砂中の水中での内部摩擦角 (35°)

(水平方向)

$$F_{PeH1} = \frac{1}{2} \cdot C_e \cdot \gamma_e (H - D_d)^2$$

$$F_{PeH2} = C_e \cdot (\gamma_d - \rho_g) \cdot D_d \cdot (H - D_d)$$

- $F_{PeH1}$  : 単位幅当たりの  $P_{eH1}$  による荷重 (kN/m)  
 $F_{PeH2}$  : 単位幅当たりの  $P_{eH2}$  による荷重 (kN/m)  
 $H$  : 堰堤高 (m)  
 $D_d$  : 土石流の水深 (m)  
 $z$  : 堆砂面からの堆砂深 (m)  
 $C_e$  : 土圧係数 (=0.3)  
 $\gamma_e$  : 土砂の単位体積重量 (=15.31kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量 (=19.17kN/m<sup>3</sup>)  
 $\rho_g$  : 水の単位体積重量 (=11.77kN/m<sup>3</sup>)

(垂直方向)

$$F_{PeV1} = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e m (H - D_d)^2$$

### 【参考資料編】

- $F_{PeV1}$  : 単位幅当たりの  $P_{eV1}$  による荷重 (kN/m)  
 $\gamma_e$  : 土砂の単位体積重量 (=15.31kN/m<sup>3</sup>)  
 $m$  : 本堤上流のり勾配  
 $H$  : 堰堤高 (m)  
 $D_d$  : 土石流の水深 (m)

#### 3) 土石流流体力

表IV- 2-24 より、土石流流体力 (F) =12.86kN/m である。

### (2) 安定条件

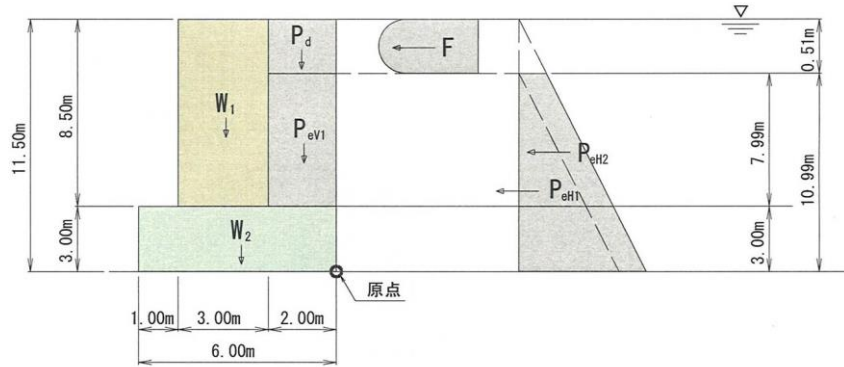
透過型砂防堰堤の安定条件は、不透過型砂防堰堤と同様とする（本章 第1節 1.4.2 (4) 参照）。

### (3) 安定計算

透過型砂防堰堤は、「(1) 設計外力」に対して「(2) 安定条件」を満足できる形状として決定する必要がある。ただし、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。

本計画では、図IV- 2-20 に示した形状、自重 ( $W_1$ ) の作用点を持つものと仮定して計算を行った。

土石流時



図IV- 2-20 砂防堰堤に作用する力（土石流時）

表IV- 2-26 作用荷重一覧表

設計荷重	記号	計算式	垂直力 (V)	水平力 (H)	計算式	作用線までの距離 (l)	計算式	モーメント M
堤体の自重	W <sub>1</sub>	600.00/4.00	150.00		2.00+1/2×3.00	3.50	150.00×3.50	525.00
	W <sub>2</sub>	23.05×3.00×6.00	414.90		1/2×6.00	3.00	414.90×3.00	1,244.70
堆砂圧	P <sub>ev1</sub>	15.31×7.99×2.00	244.65		1/2×2.00	1.00	244.65×1.00	244.65
	P <sub>eh1</sub>	1/2×0.30×15.31×10.99 <sup>2</sup>		277.37	1/3×10.99	3.66	277.37×3.66	1,015.17
土石流の自重	P <sub>eh2</sub>	0.30×(19.17-11.76)×0.51×10.99		12.46	1/2×10.99	5.50	12.46×5.50	68.53
	P <sub>d</sub>	19.17×0.51×2.00	19.55		1/2×2.00	1.00	19.55×1.00	19.55
土石流流体力	F	1.00×19.17/9.80×0.51×3.59 <sup>2</sup>		12.86	10.99+1/2×0.51	11.25	12.86×11.25	144.68
合計	Σ		829.10	302.69				3,262.28

(vii) 転倒に対する検討

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

底面堤幅 B = 1.00 + 3.00 + 2.00 = 6.00m

$$e = \frac{3,262.28}{829.10} - \frac{6.0}{2} = 0.93 \leq 3.00 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(viii) 滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} = \frac{0.7 \times 829.10}{302.69} = 1.92 > 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

(ix) 基礎地盤の支持力に対する検討

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

$$\sigma_{\max} = \frac{829.10}{6.0} \times \left\{ 1 + \left( 6 \times \frac{0.93}{6.0} \right) \right\} = 266.69 \text{ kN/m}^2 < 558 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{829.10}{6.0} \times \left\{ 1 - \left( 6 \times \frac{0.93}{6.0} \right) \right\} = 9.67 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

【参考資料編】

第4節 コンクリートスリット砂防堰堤（水系砂防）の設計事例

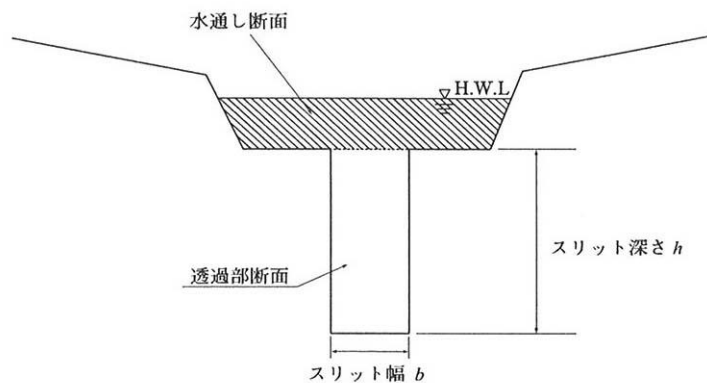
4.1 設計条件

表IV- 2-27 設計諸元

項 目	諸 元	備 考
計画高水流量 設計対象流量 ( $\alpha = 10\%$ )	$Q' = 150\text{m}^3/\text{s}$ $Q = 165\text{m}^3/\text{s}$	
現河床勾配 計画堆砂勾配	$I_1 = 1/31$ (掃流区間) $I_2 = 1/62$	
現河床の粗度係数 移動限界粒径	$n = 0.045$ $\phi_{\text{max}} = 70\text{cm}$	
水通し底幅 えん堤高 スリット高 (深)	$B_1 = 14.0\text{m}$ $H = 14.0\text{m}$ $h = 11.0\text{m}$	

4.2 水通し断面の設計

水通し断面は計画対象流量を安全に流下させる断面とする。



図IV- 2-21 コンクリートスリット砂防堰堤の水通し断面と透過部断面

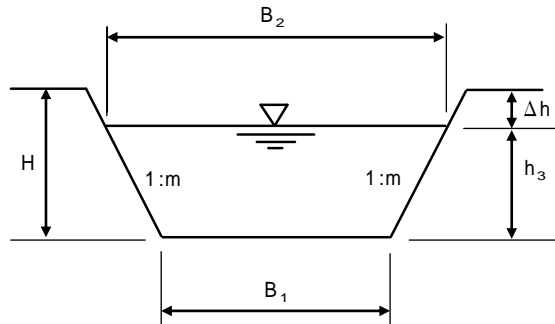
#### 4.2.1 水通し断面の設計

堰の公式

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

C=0.6, m=0.5 とした時

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



ここに、 $Q$  : 計画洪水流量(=165.0m<sup>3</sup>/s)

$h_3$  : 越流水深(m)

$B_1$  : 水通し底幅(=14.0m)

$B_2$  : 越流水面幅(m)

$m$  : 袖小口の勾配(=0.5)

越流水深( $h_3$ )=3.40m とすると

$$Q = (0.71 \times 3.40 + 1.77 \times 14.0) \times 3.40^{3/2}$$

$$= 170 \text{ m}^3/\text{s} > \text{計画洪水流量 } Q_s = 165 \text{ m}^3/\text{s} \dots\dots\dots 0. \text{K}$$

#### 4.2.2 水通しの高さ

水通しの高さは、水通し計画水位に余裕高を加えて定めるものとする。余裕高  $\Delta H$  は、原則として計画洪水流量によって決定するものとする。

表IV- 2-28 流量に対する余裕高

計画対象流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /s 未満	0.60m
200~500m <sup>3</sup> /s	0.80m
500~2000m <sup>3</sup> /s	1.00m

計画洪水流量による余裕高  $\Delta H$  は表IV- 2-28 より 0.60m(Q=200m<sup>3</sup>/s 未満)となる。したがって、水通し高さは、

$$\begin{aligned} \text{水通し高 } H &= \text{越流水深 } (h_3) + \text{余裕高 } (\Delta H) \\ &= 3.40 + 0.60 \\ &= 4.00\text{m} \end{aligned}$$

## 【参考資料編】

### 4.2.3 スリット部断面形状の決定

#### (1) スリット幅の決定

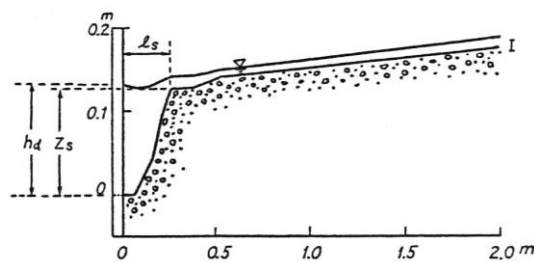
土砂の調節を目的とする透過型砂防堰堤の場合、スリットが深く、幅が狭い程、土砂調節効果が大きくなるのが、水理計算や水理模型実験等で検証されている。以下にスリット幅決定にあたっての基本方針を示す。

＜スリット幅決定にあたっての基本方針＞

- ・ 土砂調節効果は、スリット幅と堆砂肩の関係を水理計算によって検証し、適切なスリット幅を決定する。
- ・ 土砂調節を目的とする堰上げタイプの場合、通常、透過部が流下土砂によって閉塞されることは見込まない。ここでも、洪水時に移動可能な砂礫により簡単に閉塞されないスリット幅を決定する。

#### 1) スリット幅と堆砂肩の検証

堆砂形状の概念を図IV- 2-22 に示す。堆砂高は、砂防堰堤の近傍で、流れが堰上げられた状態で形成される。堆砂の肩の位置は、堆砂の肩の高さと、スリット底部から砂礫の水中安息角で引いた線の交点として求められる。水山らが提案している堆砂の高さを求める式を以下に示す。



図IV- 2-22 堆砂形状の概念

$$Z_s = \left\{ \frac{F_r^2}{2} \left( \frac{1}{(\sqrt[3]{\gamma^2})} - 1 \right) + \frac{\sqrt[3]{\gamma}}{\gamma} - 1 \right\} \cdot \left( \frac{n \cdot Q}{B_s \sqrt{I}} \right)^{0.6}$$

ここに、 $Z_s$  : 堆砂の高さ

$F_r$  : 等流水深に対するフルード数

$\gamma$  : 流水幅縮小率 ( $B_d/B_s$ )



- $B_s$  : 堆砂肩での流れの幅 (=14.0m)  
 $B_d$  : 堰堤地点での流れの幅 (スリット幅)  
 $I$  : 計画堆砂勾配 (=1/62=0.016)  
 $n$  : マニングの粗度係数 (=0.045)  
 $Q$  : 計画洪水流量 (=165m<sup>3</sup>/s)

上式に基づき、スリット幅をパラメーターとした場合の計画規模の堆砂高の算定結果を表IV-2-29に、また、結果の模式図を図IV-2-23に示す。

※ スリット幅は、最小2mから6mまでの範囲において、1mピッチでスリット幅と堆砂肩の計算を行う。ただし、スリット幅は移動限界粒径 ( $\phi=70\text{cm}$ ) が、閉塞しない条件 ( $2b > d_{\max}$ ) を満足させるものとして、維持管理面から余裕を見込み、最小スリット幅を2.0mとして算定するものとした。

## 2) スリット幅と最大礫径の関係

一般に、スリット幅と最大礫径による閉塞条件は以下に示すとおりである。

- $b > 2.0 \times d_{\max}$  ----- 土石流ピーク流量は減少するが完全には閉塞しない。
- $b \geq 1.5 \times d_{\max}$  ----- 土石流発生時に確実に閉塞する。
- $b = 1.0 \times d_{\max}$  ----- さらに確実に捕捉しようとする場合。

ここで、 $b$  : スリット幅 (m)  
 $d_{\max}$  : 最大礫径 (m)

土砂調節を目的とする場合は、流送礫による閉塞を見込まないのが一般的である。したがって、スリット幅が最大礫径の2倍以上あれば、流送礫によってスリット部は閉塞しないものと考えられる。

### i) 計算より求まる移動限界礫径 (最大礫径)

計画洪水流量時における移動限界礫径は、下記の岩垣限界掃流力の式を用いて求めるものとする。

$$\phi = \frac{gI}{80.9} \cdot \left( \frac{n \cdot Q}{B \cdot I^{0.5}} \right)^{0.6} \times 100$$

【参考資料編】

- ここに、 $g$  : 重力加速度 (=980cm/s<sup>2</sup>)  
 $I$  : 河床勾配 (=1/31=0.032)  
 $n$  : 粗度係数 (=0.040)  
 $Q$  : 設計流量 (165.0m<sup>3</sup>/s)  
 $B$  : 川幅 (=146.0m)

$$\therefore \phi = \frac{980 \times 0.032}{80.9} \times \left( \frac{0.040 \times 165}{14.0 \times 0.032^{0.5}} \right)^{0.6} \times 100 \approx 70 \text{ (cm)}$$

計画洪水流量時の掃流力によって運ばれる礫径の最大は  $\phi=0.70\text{m}$  となる。

ii) 流送礫によって閉塞されないスリット幅

流送礫によってスリットが閉塞しない条件に適用すると以下のとおりとなる。

$$b > 2 \times d_{\max}$$

$$> 2 \times 0.70 = 1.40 \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{ 余裕高を見込み } b=2.0\text{m} \text{ とする。}$$

以上より、1基のスリット幅を  $b=2.0$  (m) とした場合、洪水時に移動する最大礫径によってもスリットは閉塞しないものと考えられる。

- ・ 堆砂面を流下する洪水流の水利諸元

表IV- 2-29 スリット幅と堆砂肩の算定結果 (1/100年確率流量の場合)

施設名	計画対象流量 Q (m <sup>3</sup> /s)	河道幅 B (m)	勾配		sinθ	粗度係数 n	重量加速度 g (m/s <sup>2</sup> )	水深 h (m)	流速 V (m)	フルード数 F <sub>r</sub>	スリット幅 B <sub>s</sub>	流れの幅 B <sub>e</sub>	流水縮小率 B <sub>s</sub> /B <sub>e</sub>	堆砂肩の高さ Z <sub>s</sub> (m)
			(1/n)	θ (°)										
砂防えん堤	165	14.0	1/62	0.924	0.0161	0.045	9.8	2.36	4.99	1.0	14.0	14.0	0.14	9.42
													0.21	6.35
													0.29	4.63
													0.36	3.49
													0.43	2.69

洪水流が堆砂面を流下する時の水利諸元は、マンニングの流速公式を用いる。また、礫径  $R=h$  (水深) と仮定すると、洪水流は以下のとおりである。

$$h = \left( \frac{n \cdot Q}{B \cdot \sin \theta^{0.5}} \right)^{3/5}$$

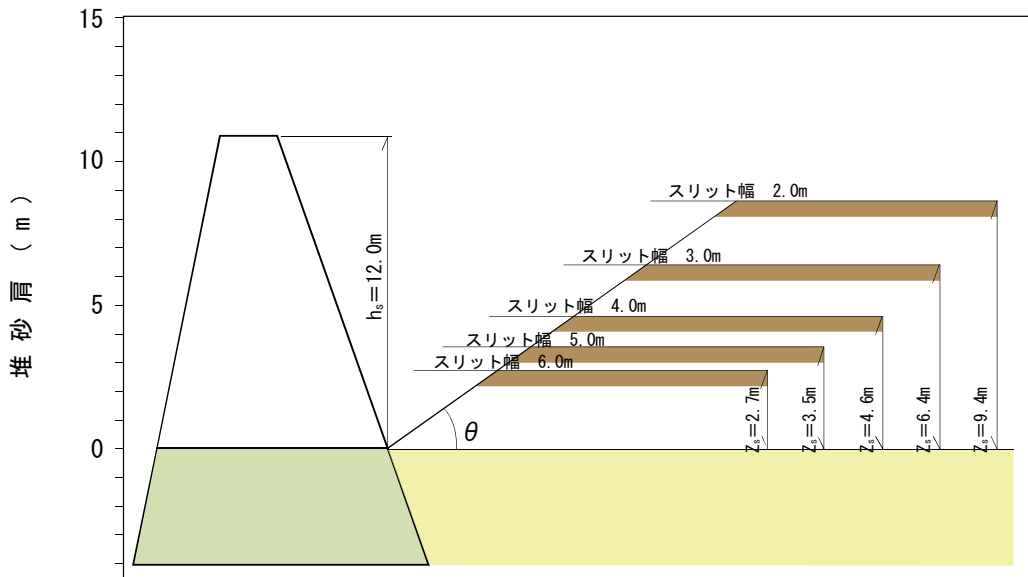
$$V = Q / (B \cdot h)$$

$$F_r = V / \sqrt{g \cdot h}$$

- $h$  : 水深 (m)  
 $B$  : 河道幅 (=14.0)  
 $Q$  : 設計対象流量 (=165m<sup>3</sup>/s)  
 $n$  : マンニングの粗度係数 (=0.045)  
 $V$  : 流速 (m/s)  
 $F_r$  : 等流水深に対するフルード数

(2) 検討結果のまとめ

スリット幅と堆砂肩の検討結果は、図IV- 2-23 に示すとおりである。

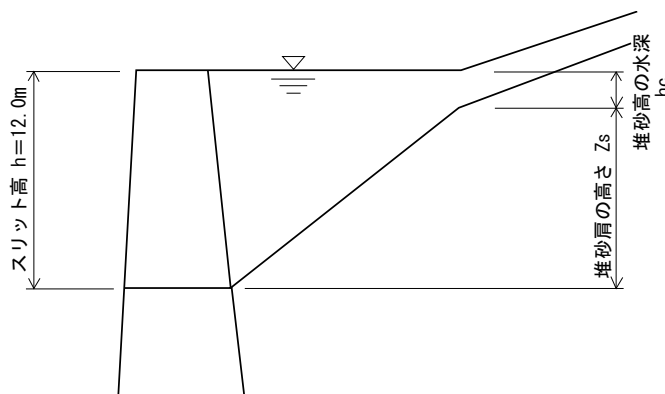


図IV- 2-23 スリットの深さと堆砂肩の関係

以上の点をふまえ、計算結果から、スリット幅と堆砂肩の関係を整理すると次のとおりである。

- 設計対象流量時（1/100 年確率）においては、スリット幅 2.0m のケースで堆砂肩が  $Z_s=9.4\text{m}$  となり、ほぼ十分な土砂調節効果が期待できる結果となる。
- 水山、阿部<sup>1)</sup>らの研究成果によれば、堆砂肩は砂防堰堤の近傍で、流れが堰上げられて減勢去れた状態で形成されるので、安定した跳水を生じさせるのに必要なスリットの深さが必要である。このようなスリットの深さは、堆積肩の高さ ( $Z_s$ ) と堆砂肩での水深 ( $h_c$ ) の和より大きくなるように計算することが望ましいとされている。

$$h \geq Z_s + h_c$$



堆砂形状の概念図

### 【参考資料編】

- スリット幅 2.0m、堆砂肩  $Z_s=9.4\text{m}$  のケースで検証すると次のとおりであり、安定的に堆砂肩を形成することが確認できる。

$$h \geq Z_s + hc$$

$$h = 11\text{m} \geq 9.4 + 2.4 = 11.8 \rightarrow 12.0\text{m}$$

以上の結果より、堰上げによる土砂調節効果を十分に期待しうるスリット形状として、スリット幅  $B=2.0\text{m}$  の 1 基として計画する。

-----  
1) 水山高久、阿部宗平；スリットを有する砂防ダムの土砂調節効果に関する検討、土木研究所資料第 2851 号 1990 年 1 月

#### 3) スリット敷高の決定

一般に、スリット敷高を副堰堤の高さより低く計画すると土砂の流出を阻害する恐れがあることから、スリットの敷高は副堰堤の天端より低く設定しない他、土砂調節効果や施工期間中の水替え方法等を参考として決定する。

ここでは土砂調節効果を期待し、副堰堤の天端標高と同一としてスリット深  $h=12.0\text{m}$  として計画する。

#### 4) スリット部の流量

スリットの高さは、土砂流出のピークが到達する前から湛水し、堰上げることが調節効果を大きくするため、設計対象流量より小さい流量で堰上げが生じるように計画する。スリット部の流量は、以下の式により算定するものとする。

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \sqrt{2g} \cdot h^{\frac{3}{2}}$$

ここで、 $b$  : スリット幅 (m)

$g$  : 重力加速度 (=9.8m/s<sup>2</sup>)

$h$  : スリット敷高までの水深 (m)

$Q$  : スリット部の流量 (m<sup>3</sup>/s)

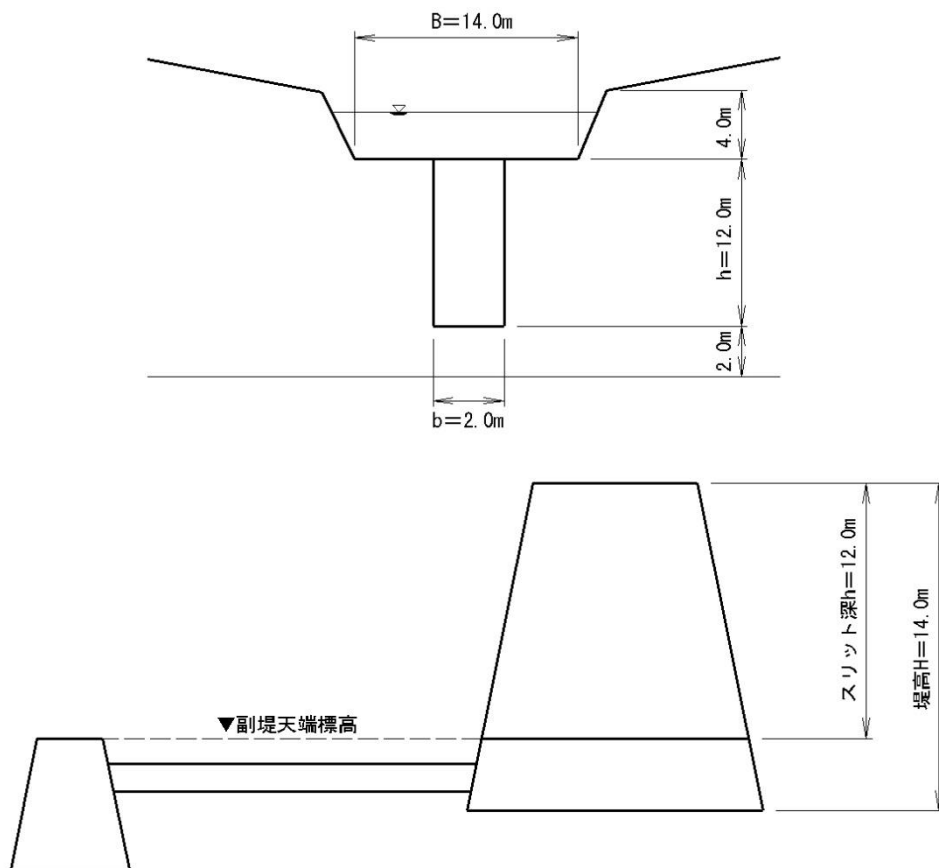
$\mu$  : 流量係数 (=0.40)

ここで、スリットの幅は  $\Sigma b=2.0$  (m)、スリット高を 12.0 (m) (スリット敷高を副堰堤天端高にあわせる) とした場合のスリット部の流量は表IV- 2-30 のとおりとなる。

表IV- 2-30 スリット部の流量

設計対象流量 $Q$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	スリット幅 $\Sigma b$ (m)	スリット深 $h$ (m)	計算で求まる流量 $Q_s$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	対象流量との比率 $(Q_s/Q) \times 100$ (%)
165	2.0	12.0	98.2	60

以上のように、スリット部の流量は計画規模流量の60%程度となる。参考として、この中小規模相当の流量時 ( $Q=98.2\text{m}^3/\text{s}$ ) における堆砂肩 ( $Z_s$ ) は、 $Z_s=6.9\text{m}$  となり、十分な堰上げ効果が期待できることが確認された。よって、スリット高は、12.0(m)として計画するものとした。



## 【参考資料編】

### 4.3 本体の設計

#### (1) 天端幅

コンクリートスリット砂防堰堤の天端幅は、不透過型砂防堰堤（水系砂防）と同様とする。  
本計画では、県の標準値に基づき、 $B=2.5\text{m}$ とした（本章 第2節 2.3.1 参照）。

#### (2) 下流のり勾配

コンクリートスリット砂防堰堤の下流のり勾配は、不透過型砂防堰堤（水系砂防）と同様とする（本章 第2節 2.3.2 参照）。

#### (3) 設計荷重の組合せ

コンクリートスリット砂防堰堤の設計荷重の組合せは、不透過型砂防堰堤（水系砂防）と同様とする。

本計画では、堰堤高が  $15.0\text{m}$  未満 ( $H=14.5\text{m}$ ) のため、洪水時を対象とし、設計荷重は堰堤の自重のほかは静水圧とする。

#### (4) 安定計算に用いる荷重

コンクリートスリット砂防堰堤の安定計算に用いる荷重は、不透過型砂防堰堤（水系砂防）と同様とする。ただし、堰堤の自重は、水通し部の堤体ブロック全体の重量と、スリット部を含んだ水通し部のブロックの体積より算定した容積の単位体積重量を用いて計算する。

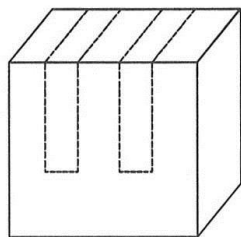


#### ポイント

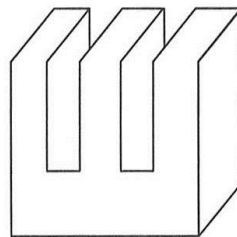
- スリット部を考慮した単位体積重量は次式により算定する。

$$r_c = W/V$$

ここに、 $r_c$  : 見掛けのコンクリート単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $W$  : スリット部を除いた堤体重量 (kN)  
 $V$  : スリット部を含む堤体積 (m<sup>3</sup>)



スリット部を含む水通しの堤体積 ( $V$ )

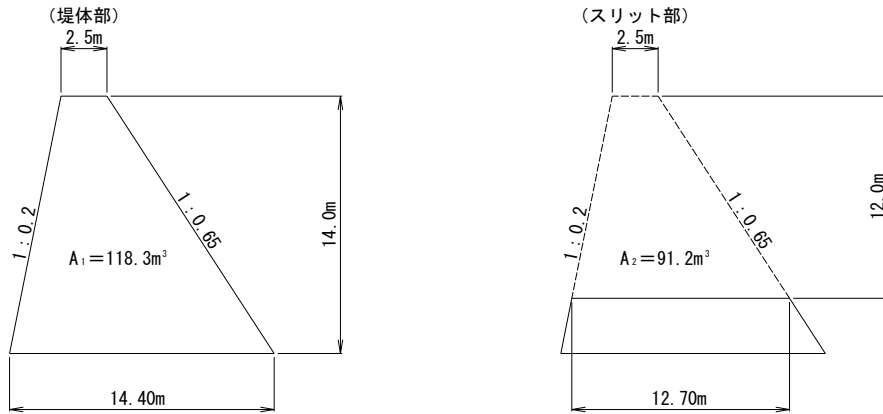


スリット部を除いた水通しの堤体積 ( $W/r_c$ )

参図-26 スリット部における水通しの堤体積

1) スリット部を考慮した単位体積重量の算定

堰堤形状を下図のように仮定すると、スリット部を考慮した単位体積重量は  $r_c=20.84\text{kN/m}^3$  となる。



- ・ スリット部を含む堤体積

$$V=A_1 \times L_1$$

ここに、 $L_1$  : 水通し幅 (=14.0m)

$$V=118.3 \times 14.0=1,656.2\text{m}^3$$

- ・ スリット部を除いた堤体重量

$$W=\{(A_1 \times L_1)-(A_2 \times L_2)\} \times W_c$$

ここに、 $W_c$  : コンクリートの単位体積重量 (=23.05kN/m<sup>3</sup>)

$L_2$  : スリット幅 (=2.0m)

$$=\{(118.3 \times 14.0)-(91.2 \times 2.0)\} \times 23.05=33,971.1$$

- ・ 見掛けのコンクリート単位体積重量

$$r_c=W/V$$

$$=33,971.1/1,656.2=20.51\text{kN/m}^3$$



ポイント

- ・ コンクリートスリット砂防堰堤の安定計算は、不透過型砂防堰堤と同様に設計外力に対して安定条件を満足する断面形状を決定することとなるが、断面形状の変化に伴ってスリット部を考慮した単位体積重量も変化することに留意する。

(5) 安定条件

コンクリートスリット砂防堰堤の安定条件は、不透過型砂防堰堤（水系砂防）と同様とする（本章 第2節 2.2.5 参照）。

## 【参考資料編】

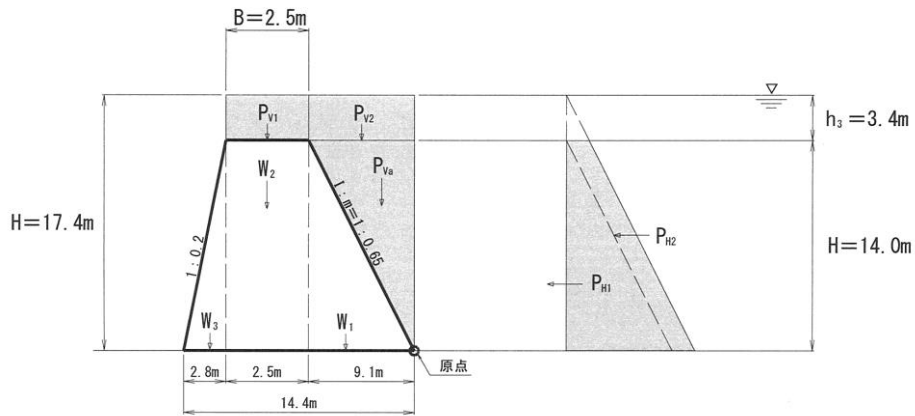
### (6) 安定計算

コンクリートスリット砂防堰堤は、「(3) 設計荷重」に対して「(4) 安定条件」を満足できる形状として決定する必要がある。

本計画では、上流のり勾配 1 : 0.65 の断面（図IV- 2-24）にて安定性を確保することが可能となる。



洪水時 (m=1 : 0.65)



図IV- 2-24 砂防堰堤に作用する力 (洪水時)

表IV- 2-31 作用荷重一覧表 (m=0.65)

設計荷重	記号	計算式	垂直力 (V)	水平力 (H)	計算式	作用線までの距離 (l)	計算式	モーメント M
堤体の自重	W <sub>1</sub>	1/2 × 14.0 <sup>2</sup> × 0.65 × 20.51	1,305.21		9.1 × 2/3	6.07	1,305.21 × 6.07	7,922.62
	W <sub>2</sub>	2.5 × 14.0 × 20.51	717.85		9.1+2.5/2	10.35	717.15 × 10.35	7,429.75
	W <sub>3</sub>	1/2 × 14.0 <sup>2</sup> × 0.20 × 20.51	402.00		9.1+2.5+2.8/3	12.53	401.60 × 12.53	5,037.06
静水圧	P <sub>V1</sub>	2.5 × 3.4 × 11.77	100.04		9.1+2.5/2	10.35	99.96 × 10.35	1,035.41
	P <sub>V2</sub>	14.0 × 0.65 × 3.4 × 11.77	364.16		9.1/2	4.55	363.85 × 4.55	1,656.93
	P <sub>V3</sub>	1/2 × 14.0 <sup>2</sup> × 0.65 × 11.77	749.75		9.1/3	3.03	749.11 × 3.03	2,271.74
	P <sub>H1</sub>	1/2 × 14.0 <sup>2</sup> × 11.77		1,153.46	14.0/3	4.67	1,152.48 × 4.67	5,386.66
	P <sub>H2</sub>	3.4 × 14.0 × 11.77		560.25	14.0/2	7.00	559.78 × 7.00	3,921.75
	合計	Σ		3,639.01	1,713.71			

① 転倒に対する検討

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2} \leq \frac{B}{6}$$

底面堤幅 B=2.80+2.50+9.10=14.40m

$$e = \frac{34,661.92}{3,639.01} - \frac{14.4}{2} = 2.32 \leq 2.40 \dots\dots\dots \text{OK}$$

② 滑動に対する検討

$$n = \frac{f \cdot \sum V}{\sum H} = \frac{0.7 \times 3,639.01}{1,713.71} = 1.49 > 1.2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

③ 基礎地盤の支持力に対する検討

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

$$\sigma_{\max} = \frac{3,639.01}{14.4} \times \left\{ 1 + \left( 6 \times \frac{2.32}{14.4} \right) \right\} = 496.70 \text{ kN/m}^2 < 558 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{3,639.01}{14.4} \times \left\{ 1 - \left( 6 \times \frac{2.32}{14.4} \right) \right\} = 8.42 \text{ kN/m}^2 > 0 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

【参考資料編】

## 第3章 溪流保全工の設計事例

以下に示す設計諸元に基づき、溪流保全工の設計事例を整理する。

### 1.1 設計諸元

表IV- 3-1 設計諸元

項 目	諸 元	備 考
清水の対象流量 計画対象流量（土砂混）	Q = 100.0m <sup>3</sup> /s Q <sub>p</sub> = 110.0m <sup>3</sup> /s (上流土砂整備率 50%完了, α = 10%)	
現溪床勾配 計画溪床勾配	i = 1/40 (=1.43°) i <sub>p</sub> = 1/80 (=0.72°)	現溪床勾配の1/2
平均溪床幅	B = 20.0m	
現溪床の粗度係数	n = 0.045	
保全対象との関係	保全対象が隣接していない	

### 1.2 横断計画

#### 1.2.1 計画幅

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

溪流保全工の計画地点周辺は、保全対象が隣接していないため、現在の溪流の状態を維持することを目的として設定する。本計画区間の平均溪床幅は B=20.0m のため、この溪床幅を計画幅として設定した。

#### 1.2.2 河道断面

##### (1) 計画高水位（計画水深）の算定

計画水深は、与えられた対象流量をもとに流れが等流であると仮定して基本的にはマンニングの式より求める場合が多い。したがって、本計画においてもこれに基づき、計画水深をマンニングの式より求める。

$$Q = V \cdot A$$

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

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

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

$$P = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{(1 + m^2)}$$

Q : 計画対象流量	(=110.0m <sup>3</sup> /s)
V : 流速	(m/s)
n : マニングの粗度係数	(=0.045)
A : 流過面積	(m <sup>2</sup> )
R : 径深	(m)
I : 計画溪床勾配	(=1/80=0.0125)
P : 潤辺	(m)
b : 計画幅	(=20.0m)
m : 袖小口勾配	(1 : m)
h : 計画水深	(m)

護岸勾配=1 : 0.5, 計画水深=1.70m と仮定すると、

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

$$= 1.70 \times (20.0 + 0.5 \times 1.70) = 35.4 \text{ m}^2$$

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

$$= 20.0 + 2 \times 1.70 \times \sqrt{1 + 0.5^2} = 23.8 \text{ m}$$

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

$$= \frac{35.4}{23.8} = 1.49 \text{ m}$$

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

$$= \frac{1}{0.045} \times (1.49)^{2/3} \times (0.0125)^{1/2} = 3.24 \text{ m/s}$$

$$Q = V \cdot A$$

$$= 3.24 \times 35.4 = 114.7 \text{ m}^3/\text{s} > 110.0 \text{ m}^3/\text{s} \dots \dots \dots \text{OK}$$

以上より、計画水深=1.70m とすることで、設計対象流量を流下させることが可能となる。

(2) 余裕高

河川としての余裕高は原則として、計画対象流量によって決定するのとし、表IV- 3-2 の数字を下回ってはならない。ただし、余裕高は溪床勾配によって変化するものとし、計画高水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 (ΔH/H) は表IV- 3-3 の値以下とならないようにする。

表IV- 3-2 余裕高

設計流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /s 未満	0.6 m
200m <sup>3</sup> /s 以上 500m <sup>3</sup> /s 未満	0.8 m
500 m <sup>3</sup> /s 以上 2000m <sup>3</sup> /s 未満	1.0 m

【参考資料編】

表IV- 3-3 計画溪床勾配と余裕高比（ $\Delta H/H$ ）

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

H：水深（m）

1) 計画対象流量から求まる余裕高

本計画の計画対象流量は、200m<sup>3</sup>/s 未満のため（ $Q_p=110.0\text{m}^3/\text{s}$ ）、計画対象流量から求まる余裕高は $\Delta H=0.6\text{m}$ となる。

2) 計画水深に対する余裕高

表IV- 3-3 より、本計画の計画溪床勾配が1/80のため、 $\Delta H/H$ が0.20を下回らない余裕高を設定する。

$$\Delta H/H \geq 0.20$$

$$0.6/1.70=0.35 \geq 0.20 \dots\dots\dots \text{OK}$$

したがって、余裕高は $\Delta H=0.60\text{m}$ とする。

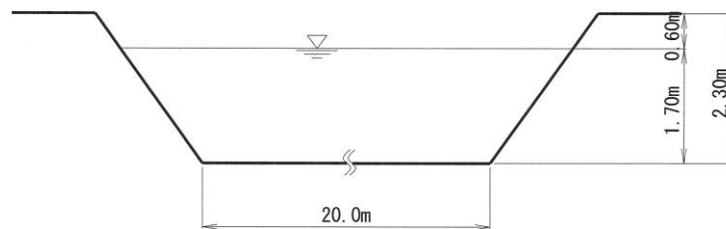
(3) 河道断面

河道断面は、計画対象流量を流下しうる水深に余裕高を加えて決定する。

(1) , (2) の算定結果より、本計画の河道断面は $H=2.30\text{m}$ となる。

$$H=h + \Delta H$$

$$=1.70 + 0.60 = 2.30\text{m}$$



図IV- 3-1 溪床保全工の計画断面

## 第4章 砂防事業における各種事例集

### 第1節 環境対策事例

#### 1.1 既設砂防堰堤のスリット化による環境改善事例

##### 〔北陸地方整備局の既設砂防堰堤のスリット化事業の事例調査〕

###### ●全国で初めてスリット化が試みられた内川第2号砂防堰堤の経緯

- ・内川第2号砂防堰堤は、昭和42年8月、3日間に700mmの雨が降ったという集中豪雨の羽越災害によって流下した土砂が河岸に多く堆積し、その堆積状況が不安定であるため施工されたもので、山形県西南部にある小国町の飯豊山系を流れる玉川の支流、内川に昭和55年に完成した高さ14.5m、長さ67.0m、貯砂量208,000m<sup>3</sup>の砂防堰堤である。

- ・飯豊山系は磐梯朝日国立公園もある自然に恵まれた地域で、秋には広葉樹が赤や黄色に色づき、目の覚めるような美しい紅葉が見られる。こうした紅葉が落ち葉となって川から砂防堰堤へと流れ込み、砂防堰堤底にたまって腐葉土となるのである。この腐葉土は腐葉が進む際に悪臭を放ち、流れ出ると砂防堰堤下流の水質も悪化させてしまう。

内川第2号砂防堰堤は完成から6年目を過ぎる頃から、こうした腐葉土の堆積が目立つようになった。夏場の渇水期には砂防堰堤底にたまった腐葉土が悪臭を放ち始め、砂防堰堤から流れ出した水が、流域の環境を悪化させていった。

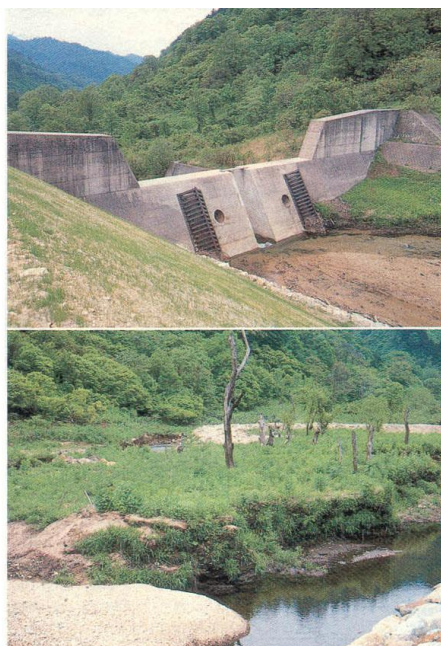
- ・この問題は小国町の町議会で取り上げられ、それを受けて飯豊山系砂防工事事務所では、平成2年頃から水質改善に向けた具体的な対策が検討されるようになった。いくつかの改善案が検討されたが、最終的に砂防堰堤の本体を一部切断、取り除いてスリット砂防堰堤に改造し、川の流れを復活させて水質を改善していくことが決まった。
- ・工事の施工計画は当初、砂防堰堤の水質を改善する目的だけで進められ、砂防堰堤は本体中央部分を幅2m、高さ4mで取り壊しスリット化する予定になっていた。しかし、同じ取り壊すのならスリットを魚道としても活用しようと設計を変更。スリットの底部に魚道をつくるため、取り壊す深さを上流で6m、下流で8.5mとしてスリットの底部に斜度をつけ、その斜面には水がたまるプール部を6箇所設けることとした。工事は平成7年8月にスタートし、平成8年3月に完了した。

###### ●スリット化工事完成後の現状と問題

- ・完成から約1年半。4mもあったへドロ状の腐葉土はすっかり水が抜け、1m余りに圧縮された。へドロは“富養土”に生まれ変わり、雑草などが茂っている。砂防堰堤の底には上流から細やかな石や砂が流れ込み、清流は復活しつつあり、一応、当初の目的を達成したかに思えた。
- ・しかしながら、内川第2号砂防堰堤の約1.5km下流には、内川砂防堰堤と呼ぶもう一つの砂防堰堤があり、第2号砂防堰堤から流れ出たへドロが堆積したままになっている。住民の間からも、今後は内川砂防堰堤の対策を求める声が上がってきた。そこで飯豊山系砂防工事事務所では、同ダムの対策として、97年度事業で堤体に幅2m、上端から

### 【参考資料編】

3.5mのスリットを2箇所設置。同時に砂防堰堤の下流面に巨石を積み上げる全断面魚道を設ける計画とした。



スリットを設けて約1年半を経た砂防堰堤の上流部。4mも堆積していたへドロからは水が抜け、1m余りに圧縮された。雑草が茂り、上流から流れてきた石や砂を見ることがもできる。

スリットを施工する前の内川第2号砂防堰堤の上流部。へドロ上の腐葉土が積もって水は濁り、悪臭を放っていた。



下流側から眺めた砂防堰堤。堤体の中央部を幅2m切り吹き、スリットの底幅には魚道も造った。砂防堰堤から流れ出る水の量も増え、かつての清流が復活しつつある。

写真Ⅲ- 4-1 全国で初めてスリット化が試みられた内川第2号砂防堰堤



第2節 本県における環境対策事例

本県における環境対策事例

砂防堰堤における環境対策		溪流保全工（流路工）における環境対策	
			
<p>化粧型枠を用いた「曾沢砂防堰堤」 (堤高 9.8m、堤長 54m)</p>	<p>化粧型枠を用いたスリット堰堤「兎沢砂防堰堤」 (堤高 7.5m、堤長 32m)</p>	<p>溪流名 望月川 事業名 こども動物自然公園整備事業 事業概要 流路工 L=305m W= 8m 落差工 2 基</p>	<p>昭和 48 年、比企丘陵に「こども動物自然公園」が計画され、昭和 53 年、建設に着手し、その一部が昭和 55 年 5 月に開園した。望月川は、この公園区域内を流れ、砂防事業として、流路工が施工された。 計画にあたっては、県公園緑地課と協力し、公園内の施設のデザインと調和がとれ、かつ、利用者が水に親しむことができるよう配慮した。</p>
			
<p>自然石を用いた「寺沢砂防堰堤」 (堤高 7.0m、堤長 30.8m)</p>	<p>間伐材を用いたスリット堰堤「丹沢第 3 号砂防堰堤」</p>	<p>溪流名 釜伏川 事業名 水と緑豊かな砂防事業 ふるさと創生事業 事業概要 流路工 L=331m 護岸工 1179m<sup>2</sup> 落差工 4 基 遊砂地 1 箇所</p>	<p>水と緑にあふれた溪流沿いには、寄居町のふるさと創生事業による「日本の里」もオープンし、多くの方に利用されています。 釜伏川では、動植物の宝庫となっている溪流の整備にあたり、人々が憩い、生物が生息できる自然豊かな水辺の創造が望まれています。</p>



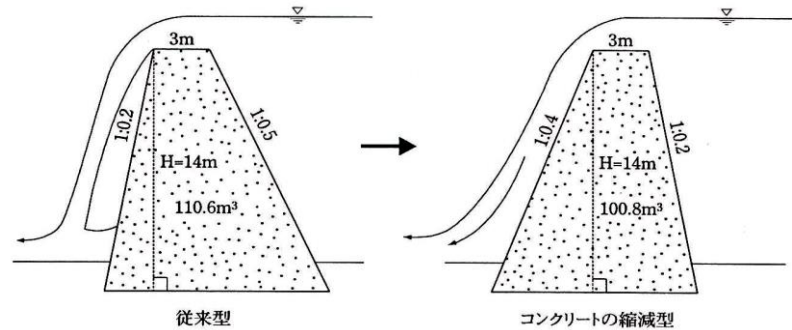
## 【参考資料編】

### 2.1 コスト縮減対策事例

#### 2.1.1 設計計画によるコスト縮減

##### ①下流のり勾配（逆断面）

従来の砂防堰堤は下流側が急勾配（標準 2 分勾配）で設計されている。これを見なおし、堰堤計画位置の流出土砂の粒径が小さく、かつ、土砂の流出が少ない場合で、下流のり面の損傷の恐れが少ないものについては下流のりを緩勾配とすることにより、最適経済断面形状で砂防堰堤を施工することが可能となる。



図Ⅲ- 4-1 砂防堰堤断面図

#### 【逆断面を検討する場合の条件】

逆断面を検討する目安として、「建設省 河川砂防技術基準（案）同解説 設計編[Ⅱ]」では“コンクリート全容量の 1 割以上の低減を目安とする。ただし、越流部については、流出土砂が少なく渇水期に空虚に近い状態となる堰堤では、下流側から働く地震時慣性力に対して安定性を欠く恐れがあるため、堰堤の安全性を十分に確認した上で逆断面の検討を行う必要がある”と記述されている。

#### 【土石流対策堰堤越流部における下流のり勾配の制約条件】

土石流対策堰堤越流部における下流のり勾配の制約条件は、下記の式を参考とする（土石流編 2.7.2.2 章参照）。

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。

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

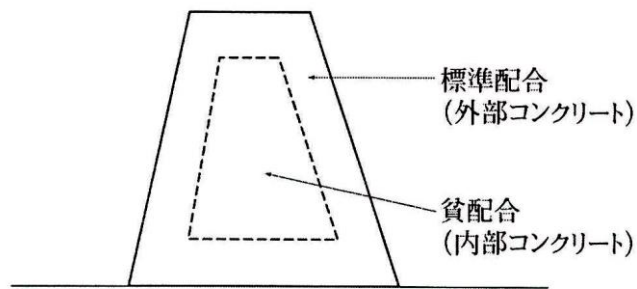
ここに、U : 土砂が活発に流送され始める流速 (m/s)  
H : 堰堤高 (m)  
g : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)

##### ②内部コンクリートの貧配合化

躯体のコンクリート打設において、外部コンクリートは所定の配合で施工し、強度に対する要求度の低い内部については貧配合<sup>(注1)</sup>で施工することによりコスト縮減を図るものである。

この考え方は、既に砂防ソイルセメント工法等に応用されている。





図Ⅲ- 4-2 コンクリート配合区分

(注1) 貧配合とは単位セメントが比較的少ないコンクリートのことである。

## 2.1.2 施工手法によるコスト縮減

### ①残存型枠工法

従来の砂防堰堤工事は、主に鋼製型枠を使用していたが、セメントと骨材を主原料とし防錆処理したエキスパンドメタルを内蔵しているコンクリート製薄型型枠を使用することで、構造物の内部から組立ができ、取り外す必要がなくなることにより、作業の省力化、工期の短縮等を図るものである。



写真Ⅲ- 4-2 残存型枠工法の施工状況

## 2.1.3 技術開発の推進、新技術の活用によるコスト縮減

### 2.1.3.1 現場発生土砂を活用した砂防ソイルセメント工法

#### ①ISM工法

構造物を築造する現位置において、現地の玉石や砂礫等とセメント・セメントミルクをバックホウに装着したツインヘッドを用いて攪拌混合し、所定の強度を有する混合体（ISM）を形成する工法（「ISM(In Situ Mixing)工法」という。）

【参考資料編】

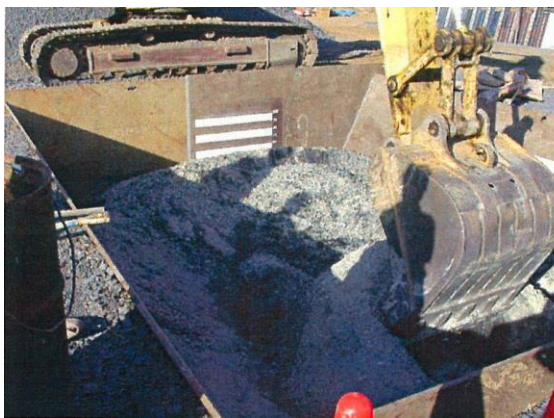


ツインヘッドによる攪拌混合

写真Ⅲ- 4-3 ISM 工法による施工状況全景

②INSEM-SB ウォール工法

INSEM-SB ウォール (Steel wall or Concrete Block wall) 工法は、INSEM 工法<sup>1</sup>により構築した堤体内部材を上下流の外部保護材 (上流壁面材は計量鋼矢板、下流壁面材はコンクリートブロック) で保護することにより、土石流対策堰堤、砂防堰堤等に要求される耐摩耗性、耐衝撃性、耐久性及び景観性を向上させ、現地発生土砂の有効活用による建設環境の向上及び設計施工の合理化を図ろうとするものである。



写真Ⅲ- 4-4 バックホウ混合



写真Ⅲ- 4-5 混合枘への加水状況



写真Ⅲ- 4-6 内部材の運搬状況



写真Ⅲ- 4-7 ブルドーザによる内部材の敷均し



## 【参考資料編】

<sup>1</sup>INSEM 工法とは、狭義の INSEM 工法ではなく、「砂防ソイルセメント活用ガイドライン」（平成 14 年；砂防ソイルセメント活用研究会編，水山高久監修）で示される以下のことをいう。

INSEM 工法（IN-situ Stabilized Excavation Materials）は建設材料の性状や施工方法等に大きな差異がない「CSG 工法」、「INSEM 工法」、「砂防 CSG 工法」を統一したものであり、施工現場から掘削土砂等の現場発生土砂をできるだけ搬出せずにそれらの有効活用を図るためのものである。そのため INSEM 工法を用いる際には、計画地周辺で採取できる現場発生土砂の貯存量及び性状の把握を行い、貯存量が少ない場合には、その貯存量に見合った現地発生土砂の活用を計画したり、不足量を周辺から採取したりすることにより対処する。また、細粒土砂や有機物及び大礫径を多く含む現地発生土砂はセメント量を増やして改良材として使用したり粒度調整したりすることで活用する。

### 2.1.4 間伐材の利用によるコスト削減



写真Ⅲ- 4-8 間伐材による砂防堰堤の修景



写真Ⅲ- 4-9 間伐材の施工状況

【参考資料編】

2.2 本県における砂防ソイルセメント工法の適用事例

2.2.1 太駄沢2号砂防堰堤の適用事例

表Ⅲ-4-1 太駄沢2号砂防堰堤の施設諸元

項目	内容
施設名・(施工年度)	太駄沢2号砂防堰堤
事務所名	本庄県土整備事務所
採用工法	INSEM-SB ウォール工法
工法採用理由	①施工の省力化 ②コスト縮減 ③現地発生材の有効活用 ④工期の短縮 ⑤安全性の向上
活用部位	砂防堰堤の非越流部
規模	堤高 H=14.5m, 堤頂長 L=82.5m
打設量(非越流部)	7,400(m <sup>3</sup> )
地形状況	流域面積 A=0.48km <sup>2</sup> , 溪床勾配 L=1/6, 谷幅 B=6m
配合強度	$\sigma_{28} = 3 \text{ N/mm}^2$
強度決定根拠	構造上の必要強度であり、当該工法としての標準強度を採用。
単位セメント量	150 (kg/m <sup>3</sup> )
含水比	13%±2.0%
最大骨材寸法	125mm (スケルトンバケットによりふるい分け)
混合方法・機械	バックホウ混合
混合時間・混合量	3 (分/m <sup>3</sup> )
敷均し機械	ブルドーザー(3t)
敷均し層厚	27cm
転圧締固め機械	振動ローラ(3t)
転圧回数	無振動1往復→有振動3往復→無振動1往復
転圧後リフト厚	25cm
日平均打設量	263m <sup>3</sup> (日最大 427m <sup>3</sup> )
打継目処理(水平)	無処理
型枠形式	下流側：プレキャストブロック, 上流側：軽量鋼矢板



