

土石流・流木対策設計技術指針に基づく設計例
(透過型砂防えん堤)

土石流・流木対策設計技術指針に基づく設計例

1. 設計の諸元

表-1 設計諸元

項目	諸元	備考
流域面積	$A=0.12\text{km}^2$	
溪床勾配	$I=\tan\theta=1/4.4$ $\theta=12.8^\circ$ [$I>1/30$ のため土石流区域]	
24時間雨量(計画規模)	$P_{24}=406.6\text{mm}/24\text{hr}$	
〃(既往最大)	$P_{24}=350.0\text{mm}/24\text{hr}$	
最大礫径	$d_{95}=1.0\text{m}$	
溪床堆積物の内部摩擦角	$\phi=35^\circ$	
水の密度	$\rho=1200\text{kg}/\text{m}^3$ [H=15m未満]	
礫の密度	$\sigma=2600\text{kg}/\text{m}^3$	
堆積土砂の容積土砂濃度	$C_s=0.6$	
コンクリートの単位体積重量	$W_c=22.56\text{kN}/\text{m}^3$	
礫の弾性係数	$E_2=5.0\times 10^9\times 9.8\text{N}/\text{m}^2$	
礫のポアソン比	$\nu_2=0.23$	
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1=0.1\times 2.6\times 10^9\times 9.8\text{N}/\text{m}^2$	
コンクリートのポアソン比	$\nu_1=0.194$	
基礎地盤の条件	フローティング基礎(礫層(密なもの)) 摩擦係数: $f=0.6$ 許容支持力: $q_u=600\text{kN}/\text{m}^2$	基礎処理不要
えん堤有効高	$H=7.0\text{m}$	
えん堤高	$H=9.0\text{m}$	根入れ 2m と仮定
流域の地質・土地利用	三紀層山岳	

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

2. 設計流量の算出

透過型砂防えん堤の設計流量は、土石流ピーク流量とする。

2. 1 土石流ピーク流量 (Q_{sp})

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

$$Q_{sp} = 0.01 \times \Sigma Q \quad \dots (1)$$

$$\Sigma Q = \frac{V_{dqp} \cdot C_*}{C_d} \quad \dots (2)$$

Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)

ΣQ : 土石流総流量 (m³)

V_{dqp} : 1波の土石流により流出すると想定される土砂量(空隙込み) (m³)

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6)

C_d : 土石流濃度

ここで1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、想定土石流流出区間の移動可能土砂量と運搬可能土砂量を比較して小さい方の値とする。

2. 1. 1 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

砂防えん堤の配置を計画している地点では、図-1に示した2つの流出区間が想定され、それぞれ移動可能土砂量を算出すると以下の通りとなる。

表-2 想定土石流流出区間の移動可能土砂量

想定土石流流出区間	移動可能土砂量						想定土石流流出区間の移動可能土砂量(m ³)
	0次谷			1次谷			
	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)	延長(m)	断面積(m ²)	土砂量(m ³)	
①	180	1.5	270	450	5	2,250	2,520
②	260	1.5	390	70	5	350	740

上表より、想定土石流流出区間の移動可能土砂量が最大となる区間は、①の流出区間であり、想定土石流流出区間の移動可能土砂量は2,520m³である。

●設計流量

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.1 (3)

・溪床堆積土砂の容積濃度 (C_*)

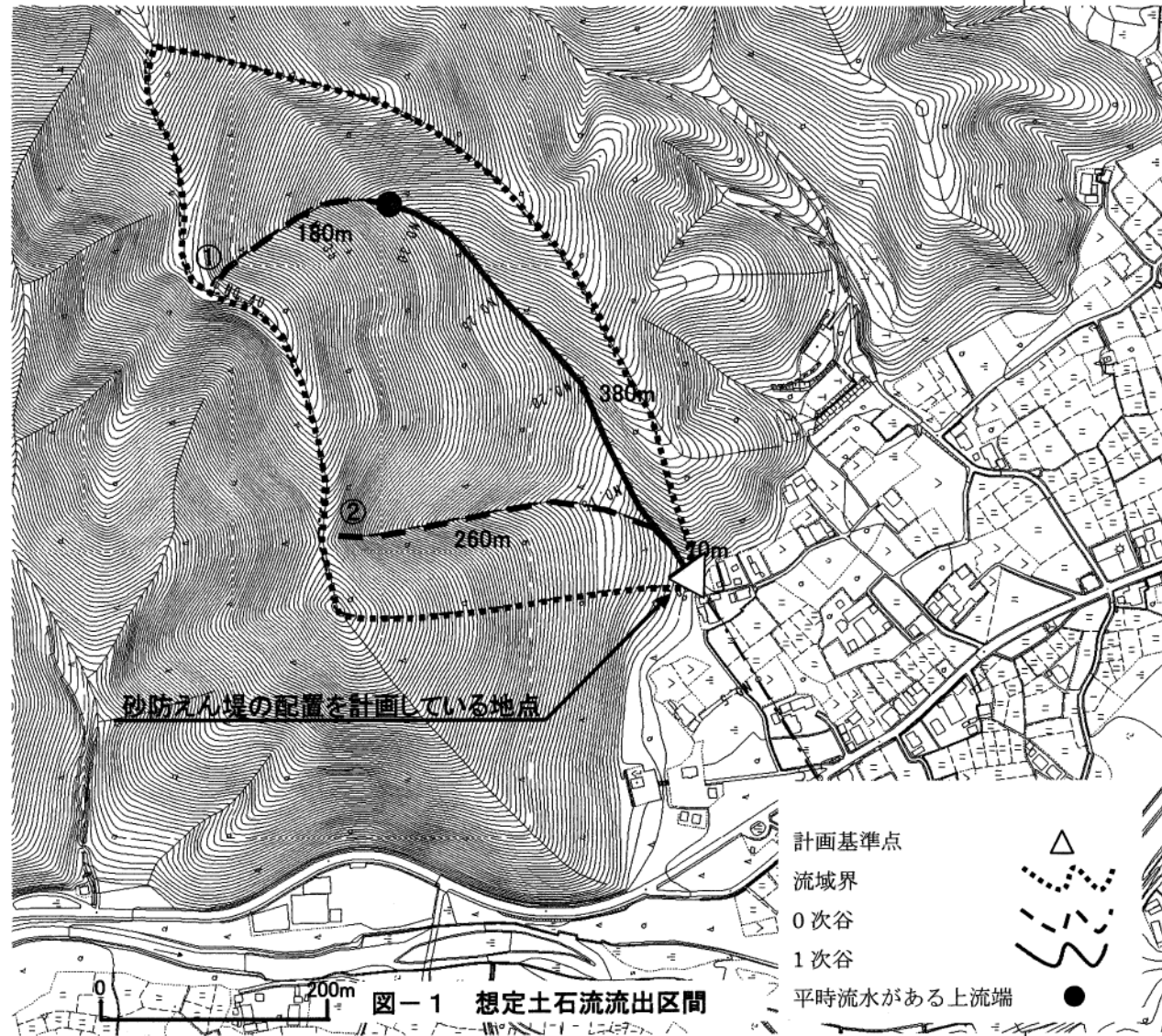
溪床堆積土砂の容積濃度 (C_*) は、現場密度試験により求めることができるが、一般的に $C_*=0.6$ 程度である。

$$C_* = 0.6$$

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

C_* : 溪床堆積土砂の容積濃度

K_v : 空隙率



2. 1. 2 土石流濃度 (C_d)

土石流濃度 (C_d) は、平衡濃度式によって算出する。下式により、土石流濃度は C_d = 0.41 と算出されるため、C_d = 0.41 を採用する。

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

$$= \frac{1200 \times \tan 12.8^\circ}{(2600 - 1200) (\tan 35^\circ - \tan 12.8^\circ)} = 0.41 \dots (3)$$

- C_d : 土石流濃度 (0.3 ≤ C_d ≤ 0.9C_{*})
 σ : 礫の密度 (2,600kg/m³)
 ρ : 泥水の密度 (1,200kg/m³)
 φ : 堆積土砂の内部摩擦角 (35°)
 θ : 現溪床勾配 (12.8°)
 C_{*} : 堆積土砂の容積濃度 (0.6)

2. 1. 3 運搬可能土砂量

運搬可能土砂量 (V_{dy2}) は、下式により 27,200m³となる。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times P_P \times A}{1 - K_v} \times \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) \times K_{t2}$$

$$= \frac{10^3 \times 406.6 \times 0.12}{1 - 0.4} \times \left(\frac{0.41}{1 - 0.41} \right) \times 0.48$$

$$= 27,200\text{m}^3 \dots (4)$$

- V_{dy2} : 運搬可能土砂量 (m³/s)
 P_P : 計画規模の年超過確率の降雨量 (mm/24h)
 A : 計画地点より上流の流域面積 (km²)
 C_d : 土石流濃度
 K_v : 空隙率 (0.4程度)

K_{f2} : 流出補正率

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、 $0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$ の範囲内とする。

$$\begin{aligned} K_{f2} &= 0.05(\log A - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.05 \times (\log 0.12 - 2.0)^2 + 0.05 \\ &= 0.48 \dots (5) \end{aligned}$$

2. 1. 4 1波の土石流により流出すると想定される土砂量

想定土石流流出区間における移動可能土砂量、運搬可能土砂量を算出した結果、移動可能土砂量 ($2,520\text{m}^3$) < 運搬可能土砂量 ($27,200\text{m}^3$) となったため、1波の土石流により流出すると想定される土砂量は、 $V_{dqp} = 2,520\text{m}^3$ とする。

2. 1. 5 土石流ピーク流量

2. 1. 4の1波の土石流により流出すると想定される土砂量を使用して、土石流ピーク流量は、以下の通り $Q_{sp} = 36.9\text{m}^3/\text{s}$ と算出される。

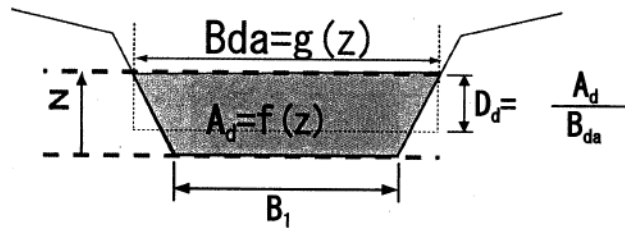
$$\begin{aligned} Q_{sp} &= 0.01 \times \frac{V_{dqp} \cdot C_*}{C_d} \\ &= 0.01 \times \frac{2,520 \times 0.6}{0.41} \\ &= 36.9\text{m}^3/\text{s} \dots (6) \end{aligned}$$

3. 設計水深の算出

設計水深は、『(1) 土石流ピーク流量に対する越流水深』、『(2) 最大礫径』のうち、大きい値とする。

3. 1 土石流ピーク流量 (Q_{sp}) に対する越流水深

透過型砂防えん堤の水通し幅 (B_1) は、一般に開口部の幅と同じとすることから、4.1. 1 (2) で求める開口部の幅、6.5m を採用する。



流れの幅 (B_{da}) は、水通し断面における、土石流の表面水位 (z) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。 z と B_{da} の関係を図-2 にグラフとして示す。

$$B_{da} = B_1 + z \quad \dots (7)$$

水通し部における流下断面積 (A_d) も、土石流の表面水位 (z) の関数であり、袖小口勾配を 1:0.5 とした場合、以下の式により表される。 z と A_d の関係を図-3 にグラフとして示す。

$$A_d = \frac{1}{2} (2B_1 + z)z \quad \dots (8)$$

土石流の水深 (D_d) は、以下のように定義され、これも z の関数である。 z と D_d の関係を図-4 にグラフとして示す。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots (9)$$

●設計水深

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.1 (4)

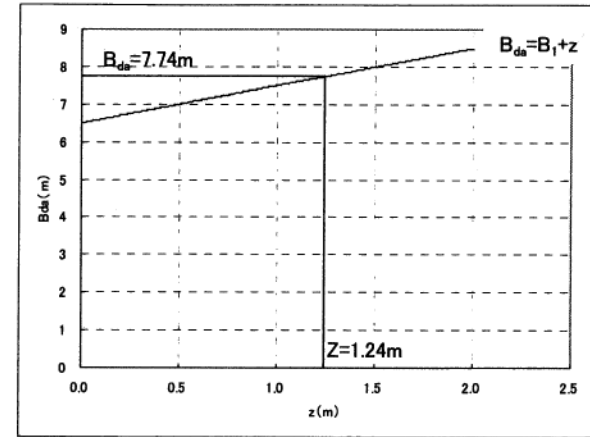


図-2 Z-B_{da}の関係

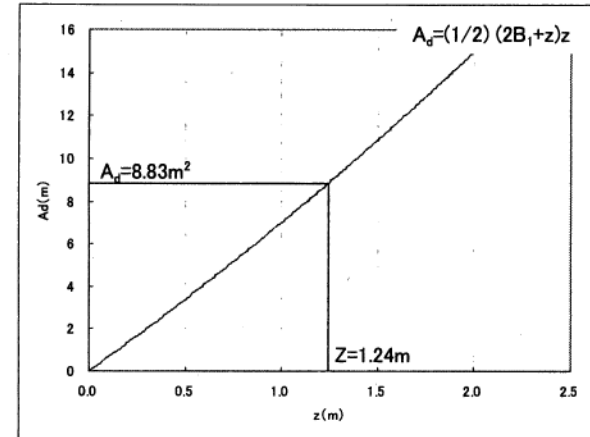


図-3 Z-A_dの関係

土石流の流速 (U) は、次式により求める。z と U の関係を図-5 にグラフとして示す。

$$U = \frac{1}{K_n} D_d^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (10)$$

K_n : 粗度係数 ($K_n=0.1$: 自然河道フロント部)
 θ : 計画堆砂勾配 ($\theta = 8.62^\circ$, $I = 1/4.4 \times 2/3 = 1/6.6$)

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q_{spcal}) は、 $U \cdot A_d$ で表される。 Q_{spcal} と z の関係を図-6 にグラフとして示す。

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d \quad \dots (11)$$

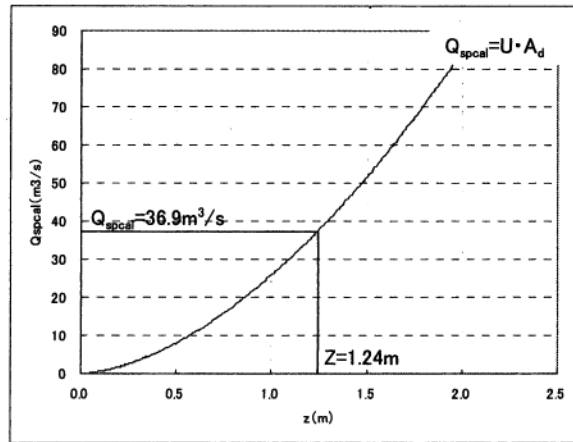


図-6 Z- Q_{spcal} の関係

この関係より、 Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} ($36.9\text{m}^3/\text{s}$) と一致した時の z を求めると以下の通りとなる。

$$\text{土石流の表面水位 } z = 1.24\text{m} = 1.3\text{m}$$

土石流のピーク流量に対する越流水深は、土石流の表面水位と水通し底面の標高差であることから、1.3m となる。

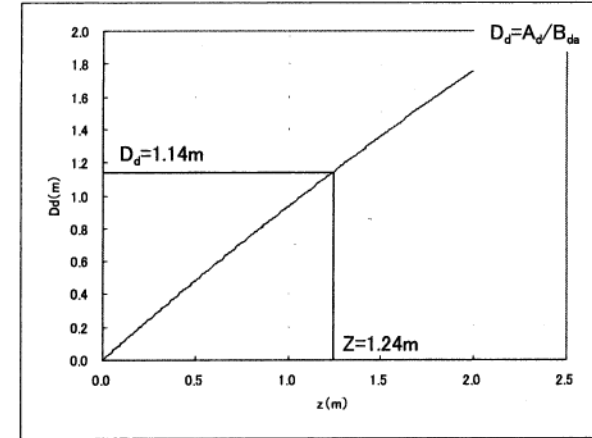


図-4 Z- D_d の関係

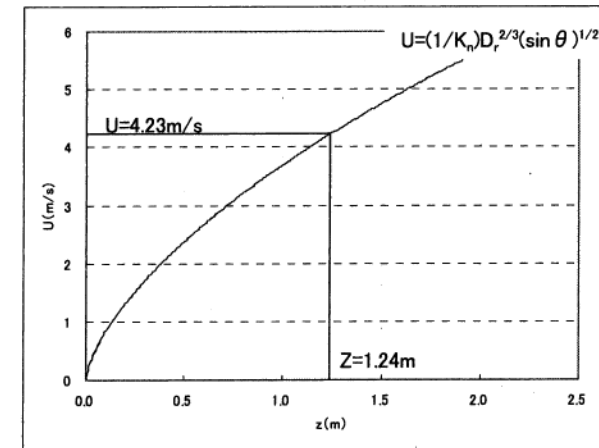


図-5 Z-U の関係

3. 2 設計水深

設計水深は、以下により土石流ピーク流量に対する越流水深が最も大きくなることから、設計水深は 1.3m となる。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{土石流ピーク流量に対する越流水深} \\ \text{最大礫径} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} z=1.3 \text{ (m)} \\ d_{95}=1.0 \text{ (m)} \end{array}$$

4. 安定性の検討

4. 1 越流部

4. 1. 1 本体構造の設定

(1) 水通し断面

水通し断面は、設計水深 (1.3m)、水通し幅 (6.5m)、袖小口勾配 (標準値 1:0.5) により、下図に示す通りとする。

なお、当該砂防えん堤は、透過型であることから、水通し断面の高さにおいて、余裕高は考慮しないものとする。よって、水通し断面の高さは、1.3m となる。

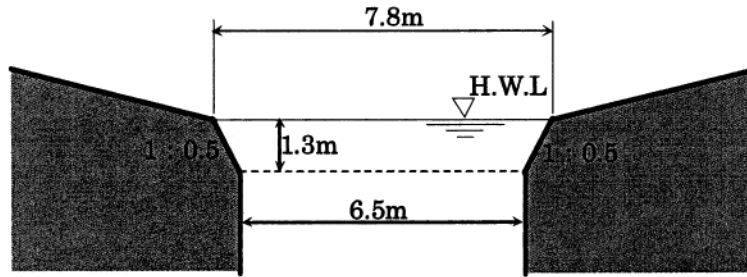


図-7 水通し断面

●水通し断面

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.3 (1)

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

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (1)

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

(2) 開口部の設定

砂防えん堤計画地点を土石流が流下するときの流れの幅 B_{da} を求め、これを開口部の幅の目安とし、上下流の平面的なすりつけ等を考慮して決定する。

砂防えん堤計画地点上流の溪流横断面図を、図-8に示す。

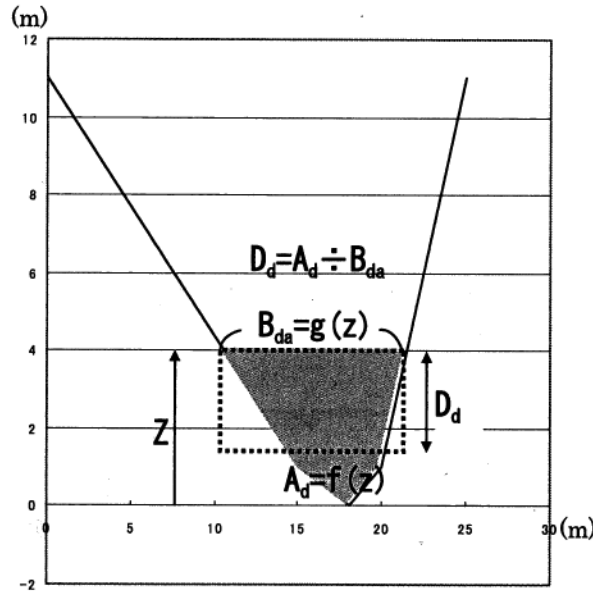


図-8 砂防えん堤計画地点上流の溪流横断面図

流れの幅 (B_{da}) は、溪床からの標高 z の関数であり、以下の式により表される。 z と B_{da} の関係は図-9のようになる。

$$B_{da} = \begin{cases} 3z + 2z = 5z & (0 \leq z < 1) \\ (3+2) + \frac{15}{10}(z-1) + \frac{5}{10}(z-1) = 2z + 3 & (1 \leq z \leq 11) \\ \dots & (12) \end{cases}$$

● 開口部の設定

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.3 (2)

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

また断面積(A_d)も z の関数であり、以下の式により表される。z と A_d の関係は図-10 のようになる。

$$A_d = \begin{cases} \frac{1}{2} \times 5z \times z = \frac{5}{2} z^2 & (0 \leq z < 1) \\ \frac{5}{2} \times 1^2 + \frac{1}{2} \{ (3+2) + (2z+3) \} \times (z-1) = z^2 + 3z - \frac{3}{2} & (1 \leq z \leq 11) \end{cases} \quad \dots (13)$$

土石流の水深 (D_d) は、z の関数であり、図-11 のようになる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_{da}} \quad \dots (14)$$

土石流の流速 (U) は、式 (12)、(13)、(14) を式 (15) に代入すると、図-12 のようになる。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (15) \quad (D_r \doteq D_d)$$

K_n : 粗度係数 (K_n=0.1 : 自然河道フロント部)
 θ : 現溪床勾配 (θ = 12.8° , I = 1/4.4)

この断面によって流下させることが可能な土石流流量 (Q_{spcal}) は、式 (13)、(15) を式 (16) に代入すると、図-13 のようになる。

$$Q_{spcal} = U \cdot A_d \quad \dots (16)$$

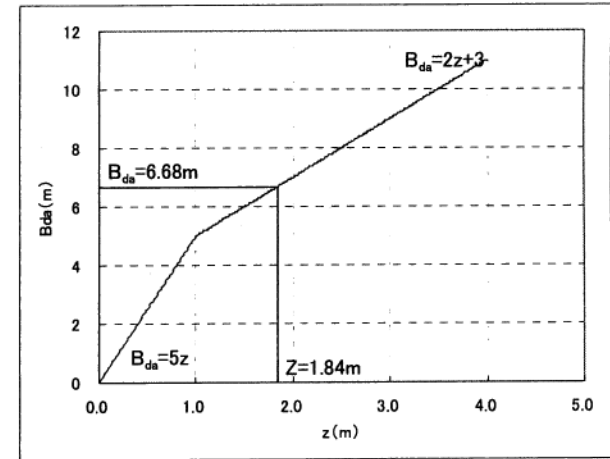


図-9 Z-B_{da} の関係

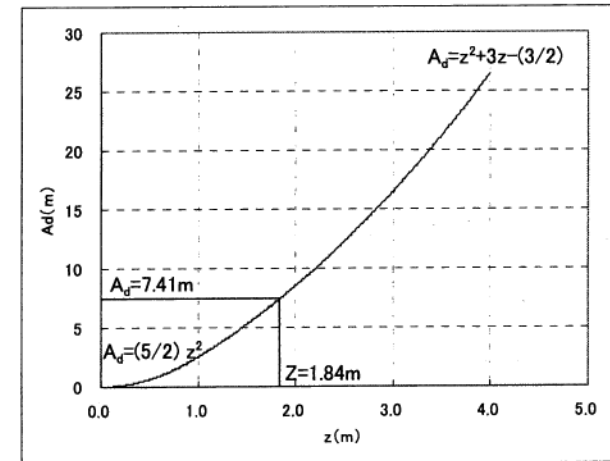


図-10 Z-A_d の関係

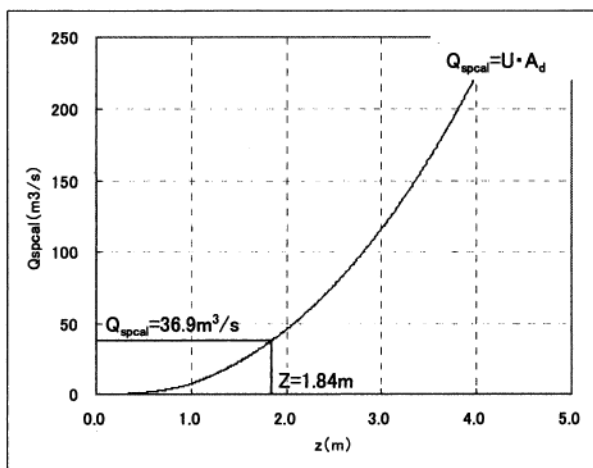


図-13 Z-Q_{spcal} の関係

この関係より、 Q_{spcal} が土石流ピーク流量 Q_{sp} ($36.9\text{m}^3/\text{s}$) と一致したときの z を求めると、 $z=1.84\text{m}$ となる。

この z の値と、式 (12) より B_{da} を求めると、 $B_{da}=6.68\text{m}$ となる。

以上の結果より開口部の幅は、 $B_{da}=6.68\text{m}$ を目安として、 6.5m を採用する。

なお、この時の z の値を式 (14)、(15) に代入すると、土石流の水深と流速が以下の通りとなる。

土石流の水深 $D_a=1.11\text{m}$
 土石流の流速 $U=5.04\text{m/s}$

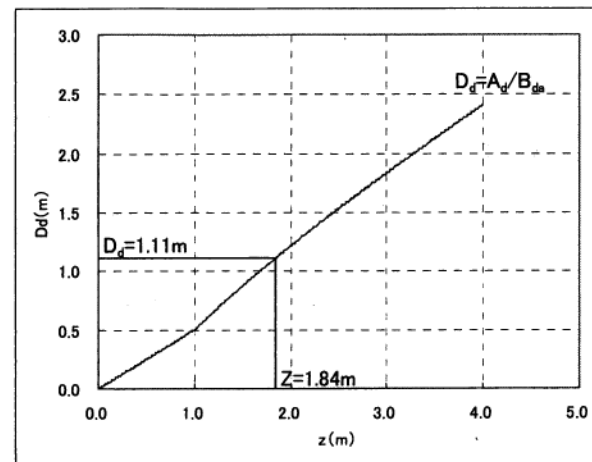


図-11 Z-D_d の関係

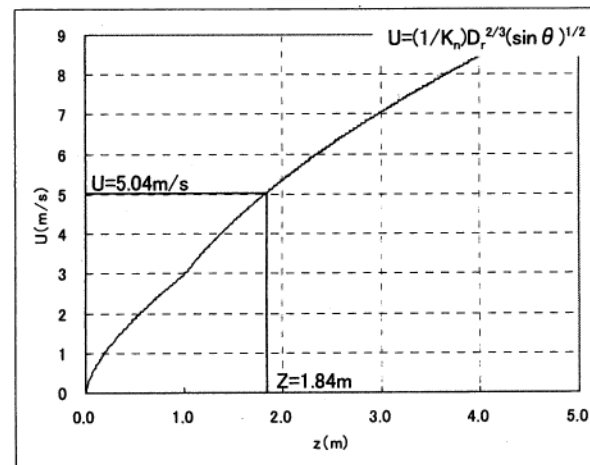


図-12 Z-U の関係

(3) 透過部断面の設定

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

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。

透過部断面は以下のとおりとする。

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{透過部断面の幅 (水平純間隔)} = \langle \text{最大礫径 } 1.0\text{m} \rangle \times 1.0 = 1.0\text{m} \rightarrow 1.0\text{m} \\ \text{透過部断面の高さ (垂直純間隔)} = \langle \text{最大礫径 } 1.0\text{m} \rangle \times 1.0 = 1.0\text{m} \rightarrow 1.0\text{m} \\ \text{最下段の透過部断面高さ} = \langle \text{土石流の水深 (D}_d\text{)} (1.11\text{m}) \text{ 以下程度} \rangle = 1.11\text{m} \rightarrow 1.1\text{m} \end{array} \right.$$

4. 1. 2 本体の設計

(1) 安定条件

透過型砂防えん堤全体の安定条件の考え方は、不透過型砂防えん堤と同様とする。

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

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

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

許容支持力： $q_u = 600\text{kN/m}^2$

摩擦係数： $f = 0.6$

● 透過部断面の設定

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.3 (3)

● 安定条件

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.1 (1)

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

● 基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f ：0.6

許容支持力 q_u ：600kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

(2) 設計外力の組合せ (越流部)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、透過型砂防えん堤の越流部では表-3のとおりとする。

表-3 透過型砂防えん堤の設計外力

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

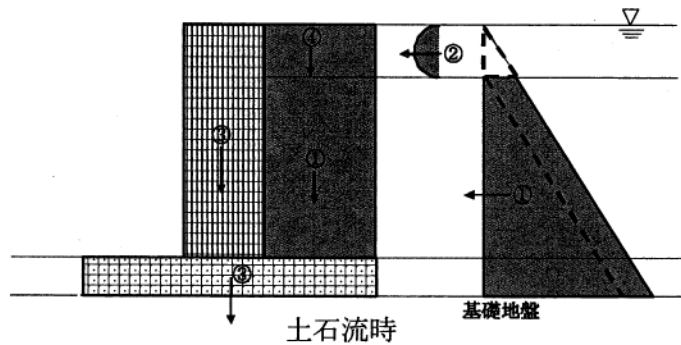


図-14 設計外力の作用位置

●設計外力

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.4.1 (2)

(3) 設計外力の算出

① 堆砂圧

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

$$P_{eH} = C_e \cdot \gamma_e \cdot h_e \quad \dots (17)$$

$$P_{eV} = \gamma_e \cdot h_e \quad \dots (18)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

γ_e : 堆砂圧を算出する際の土砂の単位体積重量

$$(\text{= } C \cdot \sigma \cdot g = 0.6 \times 25.51 = 15.31 \text{ kN/m}^3)$$

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 ($\cos i \approx 1$ とする)

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

ϕ : 堆砂中の水中での内部摩擦角 (35°)

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{eH1}} &= \int_0^{H-D_d} C_e \gamma_e z dz \\ &= \frac{1}{2} C_e \gamma_e [z^2]_0^{H-D_d} \\ &= \frac{1}{2} C_e \gamma_e (H - D_d)^2 \quad \dots (19) \end{aligned}$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - \rho g) D_d (H - D_d) \quad \dots (20)$$

H : えん堤高 (m)

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

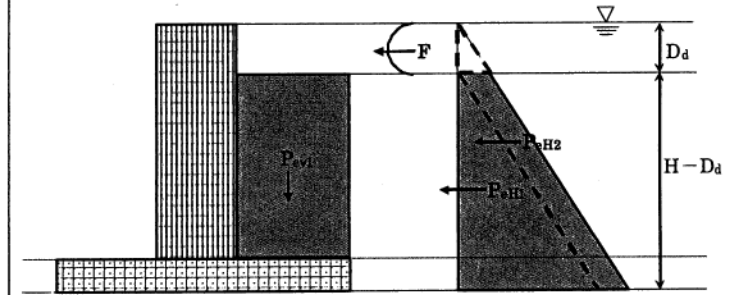


図-15 堆砂圧

土圧係数は下式によるが堆砂面勾配が ($i \leq 15^\circ$) であれば、 $\cos i \approx 1$ として算出する。

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

…砂防設計公式集 p99

堆砂にかかる土石流の上乗荷重分 (P_{eH2}) は、 $\gamma_d - \rho g = 4.12 \text{ kN/m}^2$ を基に算出している (水圧を P_{H2} で別途計上しているため)。

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

z : 堆砂面からの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 (=0.3)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

ρ : 水の密度 (1200kg/m³)

g : 重力加速度

垂直方向

$$F_{P_{ev1}} = \frac{1}{2} \gamma_e m (H - D_d)^2 \quad \dots (21)$$

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

m : 本体上流のり勾配

② 土石流の流速と水深 (U、 D_d)

式 (14)、(15) に $z=1.84$ (m) を代入すると、土石流の水深と流速がそれぞれ次のようにもとまる。

土石流の水深 $D_d=1.11$ m

土石流の流速 $U=5.04$ m/s

③ 土石流の単位体積重量 (γ_d)

礫の密度と下式により、土石流の単位体積重量は、 $\gamma_d=17.40\text{kN/m}^3$ と算出される。

$$\begin{aligned} \gamma_d &= \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} g \\ &= \{ 2600 \times 0.41 + 1200 \times (1 - 0.41) \} \times 9.8 \\ &= 17385 \text{N/m}^3 = 17.40 \text{kN/m}^3 \quad \dots (22) \end{aligned}$$

- γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
- σ : 礫の密度 (2600kg/m³)
- ρ : 水の密度 (1200kg/m³)
- g : 重力加速度 (9.8m/s²)
- C_d : 土石流濃度 (0.41)

④ 土石流流体力 (F)

土石流流体力は土石流の水深と流速を用いて次式より算出する。

$$\begin{aligned} F &= K_h \frac{\gamma_d}{g} D_d \cdot U^2 = 1.0 \times \frac{17.40}{9.8} \times 1.11 \times 5.04^2 \\ &= 50.06 \text{kN/m} \quad \dots (23) \end{aligned}$$

- F : 土石流流体力 (kN/m)
- K_h : 係数 (1.0)
- γ_d : 土石流の単位体積重量 (17.40kN/m³)
- D_d : 土石流の水深 (1.11m)
- g : 重力加速度 (9.8m/s²)
- U : 土石流の流速 (5.04m/s)

● 土石流の単位体積重量

…砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説 2.7.6

土石流の水深・流速は、②の計算結果を用いる。

⑤ 自重

砂防えん堤の本体を築造するために用いる材料の自重は越流部内に位置する鋼材とコンクリート等堤体築造に用いる材料の総重量を越流部の幅で割って求める。

$$W_i = (W_i \times S_i) / B_s \quad \dots (24)$$

W_i : 越流部における、堤体築造に用いる材料 i の単位体積重量 (kN/m^3)
($i=1,2, \dots$)

S_i : 越流部における、堤体築造に用いる材料 i の総体積 (m^3) ($i=1,2, \dots$)

B_s : 越流部の幅 (m)

(4) 安定計算
土石流時

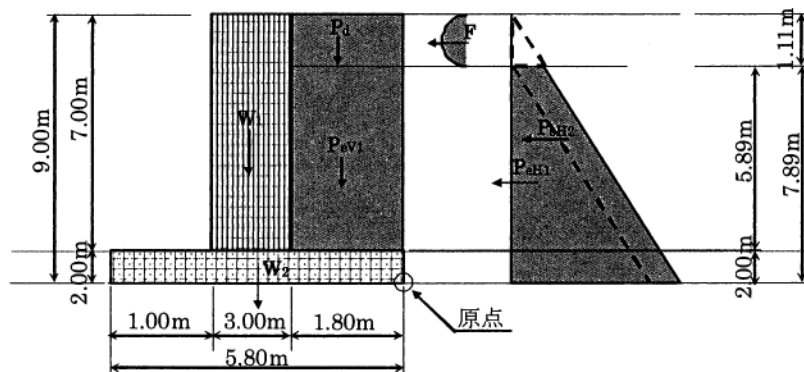


図-16 砂防えん堤に作用する力 (土石流時)

表-4 作用荷重一覧表

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重(鋼材)	W ₁	600.00/6.50	92.31		1.80+1/2×3.00	3.30	304.62
本体自重 (コンクリート)	W ₂	(22.56×2.00×5.80×6.50)/6.50	261.70		1/2×5.80	2.90	758.93
堆砂圧	P _{ev1}	15.31×5.89×1.80	162.32		1/2×1.80	0.90	146.09
	P _{eH1}	1/2×0.30×15.31×7.89 ²		142.96	1/3×7.89	2.63	375.98
	P _{eH2}	0.30×(17.40-11.77)×1.11×7.89		14.79	1/2×7.89	3.95	58.42
土石流の重さ	P _d	17.40×1.11×1.80	34.77		1/2×1.80	0.90	31.29
土石流流体力	F	1.00×17.40/9.80×1.11×5.04 ²		50.06	7.89+1/2×1.11	8.45	423.01
合計			551.10	207.81			2098.34

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

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{2098.34}{551.10} = 3.81\text{m} \quad \dots (25)$$

$$\text{底面底幅 } B = 1.00 + 3.00 + 1.80 = 5.80\text{m} \quad \dots (26)$$

$$(B/3 = 1.93) < (x = 3.81) < (B \times 2/3 = 3.87) \quad \text{ok}$$

(ii) 「砂防えん堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 551.10}{207.81} = 1.59 > 1.2 \quad \dots (27) \quad \text{ok}$$

(iii) 「地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.81 - \frac{1}{2} \times 5.80 = 0.91\text{m} \quad \dots (28)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (29)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{551.10}{5.80} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{0.91}{5.80} \right) \right\} = 184.46\text{kN/m}^2 < 600\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (30)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{551.10}{5.80} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{0.91}{5.80} \right) \right\} = 5.57\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (31)$$

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 600kN/m²

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・
雪崩防止工事ポケットブック P.113

4. 2 非越流部

4. 2. 1 袖部の破壊に対する構造計算

(1) 袖小口の形状

袖小口の勾配は、1 : 0.5 とする。

袖小口の高さは水通し断面の高さと同じである。

(2) 袖部の天端の勾配

袖部の天端には、現溪床勾配程度の勾配をつけるものとし、当該砂防えん堤においては現溪床勾配が 1/4.2 であることから、1 : 4 の勾配をつけるものとする。

(3) 袖部の上流のり勾配

袖部の上流のり勾配は直とする。

(4) 袖部の下流のり勾配

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。

当該砂防えん堤においては、下流のり勾配に一致させることとする。

本体の下流のり勾配は、「4. 2. 2 非越流部の安定計算 (4) 安定計算」において、1 : 0.3 と決定している。このため、袖部の下流のり勾配も 1 : 0.3 とした。

(5) 袖部の天端幅

袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させる場合、袖部の天端幅は 1.5m を下限とする。

当該砂防えん堤では、上流のり勾配は直、下流のり勾配は 1 : 0.3、袖の高さは 2.3m である。また、本体の天端幅は、4. 2. 2 より 3.0m であるため、袖部の天端幅は 2.31m となり、袖部の天端幅の下限値を満足している。

以上より、袖部の形状は、図-18, 19 に示す形状とした。

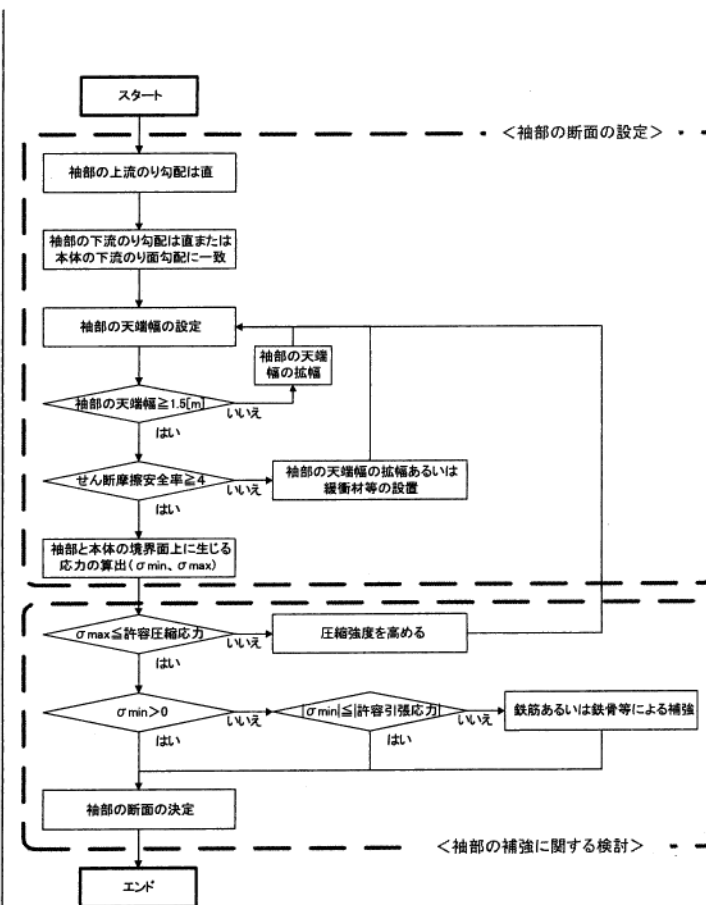


図-17 袖部の形状の決定フロー

●袖部の形状

…砂防基本計画策定指針 (土石流・流木対策編) 解説

2. 1. 3. 3(2)

2. 1. 3. 3(3)

2. 1. 3. 3(4)

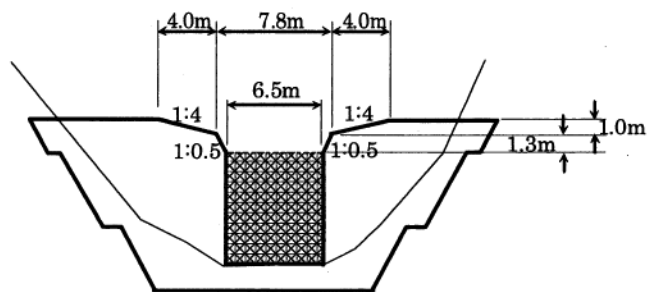


図-18 袖部の形状

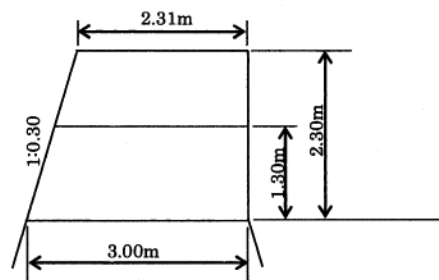


図-19 袖部断面の形状

(5-1) 礫の衝撃力の算定

砂防えん堤の袖部は、設計外力に対して、袖部と本体の境界面状におけるせん断摩擦安全率が4以上となる必要がある。

設計外力は、袖部の自重、土石流流体力、礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力、の3種類とする。土石流流体力は4. 1. 2 (3) ④で求めたものを使用する。

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

礫の衝突により、堤体の受ける衝撃力(P)は次式により算定する。

※ 袖部の天端の勾配をつける範囲は、現地の地形等を考慮して、ケース・バイ・ケースで設定すること。

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

$$P = \beta n \alpha^{3/2} \dots (32), \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \dots (33)$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \dots (34), \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \dots (35)$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} \dots (36), \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \dots (37)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \dots (38), \quad E = \frac{m_2}{m_1} V^2 \dots (39)$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_2 : 礫の弾性係数 ($5.0 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

ν_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)

ν_2 : 礫のポアソン比 (0.23)

m_1 : コンクリートの質量

($1.80 \times 7.68 \times 2.66 \times 22.56 \times 10^3 / 9.8 = 84650.28 \text{ kg}$)

m_2 : 礫の質量 ($4/3 \times \pi \times 0.50^3 \times 2.6 \times 10^3 = 1361 \text{ kg}$)

R : 礫の半径 (0.50m)

V : 礫の速度 (5.04m/sec)

α : へこみ量

β : 実験定数

袖部コンクリートは打継目毎に1ブロックと考えると、例えば図-22 のようになる。概略の大きさでは、平均高さ=1.80m、平均長さ=7.68m、平均幅=2.66m と見なせる。

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は 1/100~1/1,000 秒オーダーであり、極めて短時間であるので同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_1 = 337.08 \text{ kN}$ と算出される。

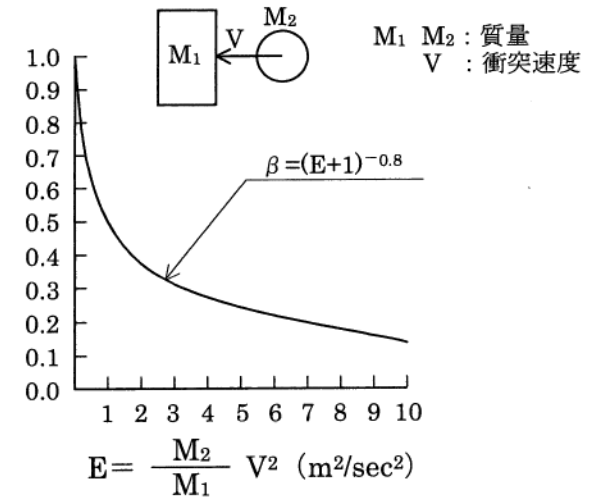


図-20 礫の衝突速度と衝撃力の補正係数

(水山、伊巻：砂防ダムに対する土石流衝撃力実験、土木技術資料 Vo122-No.11 の一部を改変)

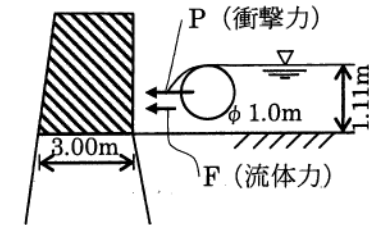


図-21 土石流の衝突により袖部に作用する力

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.2 \times 10^{-10} \dots (40)$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.23^2}{\pi \times 5.0 \times 10^9 \times 9.8} = 6.15 \times 10^{-12} \dots (41)$$

$$n = \frac{\sqrt{16 \times 0.50}}{\sqrt{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 6.15 \times 10^{-12})^2}} = 2.38 \times 10^9 \dots (42)$$

$$n_1 = \frac{1}{1,361} = 0.00073 \dots (43)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 5.04^2}{4 \times 0.00073 \times 2.38 \times 10^9} \right)^{2/5} = 1.27 \times 10^{-2} \dots (44)$$

$$\beta = \left(\frac{1,361}{84650.28} \times 5.04^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.760 \dots (45)$$

$$P = 0.760 \times 2.38 \times 10^9 \times (1.27 \times 10^{-2})^{3/2} = 2588.79 \times 10^3 \text{N} = 2588.79 \text{kN} \dots (46)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_1 = 337.08 \text{kN/m}$ となる。

$$P_1 = 2588.79 \text{kN} / 7.68 \text{m} = 337.08 \text{kN/m} \dots (47)$$

(5-2) 流木の最大長、最大直径の算出

流木の衝突による衝撃力を算出するため、流木の最大長、最大直径を算定する。

流木の最大長 (L_{wm}) は、次式により算定する。

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

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

L_{wm} : 流木の最大長 (m)

H_{wm} : 上流から流出する立木の最大樹高 (m)

B_d : 土石流の平均流下幅

(土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅) (m)

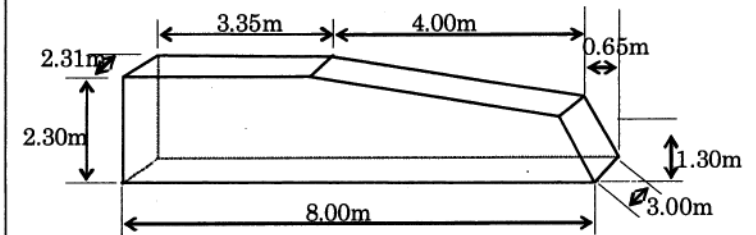


図-22 袖部ブロック図

ここで、「計画例 流域概要」より、立木の最大樹高 $H_{wm}=30\text{m}$ 、「計画例 4 章 4. 1 計画流出量 (1) 計画流出土砂量 (V_d)」より、えん堤計画地点の土石流の平均流下幅 $B_d=5.0\text{m}$ であるため、 L_{wm} は以下の通り算定される。

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

$$L_{wm} = 1.3 \times 5.0 = 6.5\text{m} \quad \dots (48)$$

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

$$R_{wm} = 0.5\text{m}$$

(5-3) 流木の衝撃力の算定

流木の衝突により、堤体の受ける衝撃力 (P) は次式により算定する。

$$P = \beta n \alpha^{3/2} \quad \dots (49), \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_3)^2}} \quad \dots (50)$$

$$K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1} \quad \dots (51), \quad K_3 = \frac{1 - v_3^2}{\pi E_3} \quad \dots (52)$$

$$\alpha = \left(\frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5} \quad \dots (53), \quad n_1 = \frac{1}{m_3} \quad \dots (54)$$

$$\beta = (E+1)^{-0.8} \quad \dots (55), \quad E = \frac{m_3}{m_1} V^2 \quad \dots (56)$$

E_1 : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ($0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

E_3 : 流木の弾性係数 ($7.35 \times 10^9 \text{N/m}^2$)

- v_1 : コンクリートのポアソン比 (0.194)
 v_3 : 流木のポアソン比 (0.40)
 m_1 : コンクリートの質量
 (1.80×7.68×2.66×22.56×10³/9.8=84650.28 kg)
 m_3 : 流木の質量 ($\pi \times 0.25^2 \times 6.5 \times 330=421$ kg)
 流木の最大直径 R_{wm} : 0.5m
 流木の最大長 L_{wm} : 6.5m
 流木の密度 : 330kg/m³
 R : 流木の半径 (0.25m)
 V : 流木の速度 (5.04m/sec)
 α : へこみ量
 β : 実験定数

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

袖部コンクリートは打継目毎に1ブロックと考えると、例えば図-22 のようになる。概略の大きさでは、平均高さ=1.80m、平均長さ=7.68m、幅=3.00m と見なせる。

袖部の1ブロックに衝突する流木の作用時間は 1/100~1/1,000 秒オーダーであり、極めて短時間であるので同時に複数個の流木が衝突しないものと仮定すると袖部コンクリートの単位幅当りに作用する衝撃力は、 $P_2=158.56$ kN と算出される。

$$K_1 = \frac{1-0.194^2}{\pi \times 0.1 \times 2.6 \times 10^9 \times 9.8} = 1.2 \times 10^{-10} \dots (57)$$

$$K_3 = \frac{1-0.40^2}{\pi \times 7.35 \times 10^9} = 0.36 \times 10^{-10} \dots (58)$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.25}{9\pi^2(1.2 \times 10^{-10} + 0.36 \times 10^{-10})^2}} = 13.60 \times 10^8 \dots (59)$$

表-5 主要樹種の弾性定数

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

…改訂4版 木材工業ハンドブック 森林総合研究所監
修 2004年 P.135より抜粋

流木の弾性係数(ヤング係数)、ポアソン比は実測されたデータがないが、便宜的に木材の弾性定数(表-5)の値を用いる。

木材の強度的性質には異方性があり、木材の繊維方向と、その直角方向とでは、強度が大きく異なるため、各数値の扱いに注意を要する。ここでは、木材の繊維方向(流木の長さ方向)に荷重がかかった場合に対する各数値を用いた。

$$n_1 = \frac{1}{421} = 0.00238 \quad \dots (60)$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 5.04^2}{4 \times 0.00238 \times 13.60 \times 10^8} \right)^{2/5} = 0.99 \times 10^{-2} \quad \dots (61)$$

$$\beta = \left(\frac{421}{84650.28} \times 5.04^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.909 \quad \dots (62)$$

$$P = 0.909 \times 13.60 \times 10^8 \times (0.99 \times 10^{-2})^{3/2} = 1217.74 \times 10^3 \text{N} = 1217.74 \text{kN} \quad \dots (63)$$

従って、単位幅当りの衝撃力は次式により、 $P_2 = 158.56 \text{kN/m}$ となる。

$$P_2 = 1217.74 \text{kN} / 7.68 \text{m} = 158.56 \text{kN/m} \quad \dots (64)$$

(5-4) 衝撃力の設定

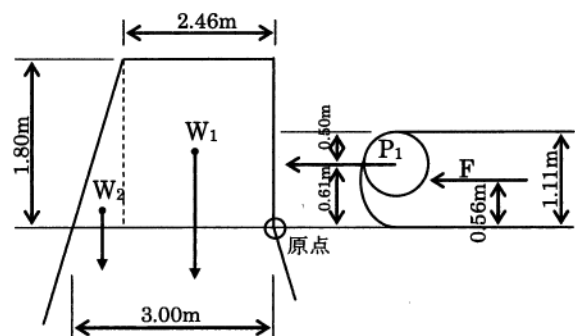
以上のとおり算出した、単位幅当たりの礫の衝撃力 (P_1) と、流木の衝撃力 (P_2) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

従って、以下のとおりとなり、土石流衝撃力は、礫の衝撃力 P_1 (337.08kN/m) を採用する。

$$P_1 = 337.08 \text{kN/m} > P_2 = 158.56 \text{kN/m} \quad \dots (65)$$

(5-5) 袖部に作用する設計外力

砂防えん堤の袖部には、図-23 に示す設計外力が加わる。



F : 土石流流体力 (50.06kN/m)

P₁: 土石流衝撃力 (337.08kN/m)

図-23 袖部に作用する設計外力

礫は図-24 に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流波高が礫径より小さい場合は、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

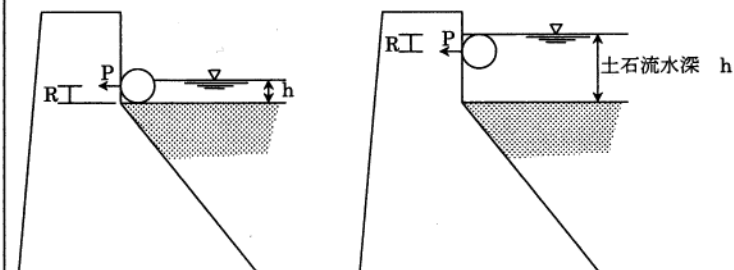


図-24 袖部に対する礫の衝突荷重

表-6 袖部に作用する設計外力

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
袖部自重	W ₁	$22.56 \times 2.46 \times 1.80$	99.90		$1/2 \times 2.46$	1.23	122.88
	W ₂	$22.56 \times 1/2 \times (3.00 - 2.46) \times 1.80$	10.96		$2.46 + 1/3 \times (3.00 - 2.46)$	2.64	28.93
土石流衝撃力	P ₁			337.08	$1.11 - 1/2 \times 1.00$	0.61	205.62
土石流流体力	F			50.06	$1/2 \times 1.11$	0.56	28.03
合計			110.86	387.14			385.46

(5-6) せん断摩擦安全率の検討

(5-1) から (5-5) までの検討に基づくと、せん断摩擦安全率は4以上となる。

$$n = \frac{f \cdot V + \tau_c \cdot L}{H} = \frac{0.7 \times 110.86 + 2760 \times 3.00}{387.14} = 21.59 > 4.0 \quad \text{ok} \quad \dots (66)$$

(6) 袖部の補強に関する検討

袖部と本体の境界面上に作用する応力は以下の通りとなる。

$$x = \frac{M}{V} = \frac{385.46}{110.86} = 3.48 \text{ m} \quad \dots (67)$$

$$e = x - \frac{1}{2} B = 3.48 - \frac{1}{2} \times 3.00 = 1.98 \text{ m} \quad \dots (68)$$

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

●コンクリートのせん断強度

ダムコンクリートについて、せん断強度は、圧縮強度のおよそ 1/5 である。

…コンクリート標準示方書

[ダムコンクリート編]2002年 P.Ⅱ-8

単位：N/mm²

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

…コンクリート標準示方書

[設計編]平成8年 P.22

・設計基準強度 18N/mm² の場合の

せん断強度 τ_c

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

●コンクリートの許容圧縮応力度・

許容曲げ引張応力度

・許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} \leq \frac{f'_{ck}}{4} \quad (\leq 5400 \text{ kN/m}^2)$$

・許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

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

地震の影響を考えた場合の許容応力度は、前各項に規

$$\sigma_{\max} = \frac{110.86}{3.00} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.98}{3.00} \right) \right\} = 183.29 \text{ kN/m}^2 < 6750 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (70)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{110.86}{3.00} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.98}{3.00} \right) \right\} = -109.38 \text{ kN/m}^2 > -337.5 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (71)$$

以上の結果から、鉄筋等による補強は不要と判断できる。

定した許容応力度の 1.5 倍までとしてよい（地震・衝突などの短期的にかかる荷重に対しては、許容応力度に割増係数をかける）。

…コンクリート標準示方書

[設計編]平成 8 年 P.219

・設計基準強度 18N/mm^2 の場合の

許容圧縮応力度 σ'_{ca}

$$\sigma'_{ca} = \frac{f'_{ck}}{4} = \frac{18000}{4} = 4500 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} < \sigma'_{ca} \times 1.5 = 4500 \times 1.5 = 6750 \text{ kN/m}^2$$

・設計基準強度 18N/mm^2 の場合の

許容曲げ引張応力度 σ_{ca}

$$\sigma_{ca} = \frac{f'_{ck}}{80} = \frac{18000}{80} = 225 \text{ kN/m}^2$$

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

4. 2. 2 非越流部の安定計算

(1) 安定条件

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

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

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

許容支持力 : $q_u = 600 \text{ kN/m}^2$

摩擦係数 : $f = 0.6$

●安定条件

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説
2.1.4.1 (1)

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

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 600 kN/m^2

…現場技術者のための砂防・地すべり・

がけ崩れ・雪崩防止工事ポケットブック P.113

(2) 設計外力の組合せ (非越流部)

安定計算に用いる設計外力の組合せは、透過型砂防えん堤の非越流部では表-7のとおりとする。

表-7 透過型砂防えん堤の設計外力 (非越流部)

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

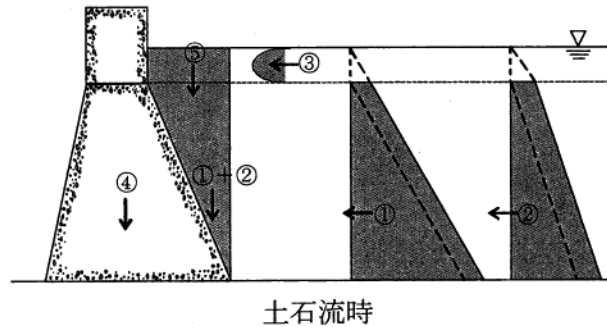


図-25 荷重の組合せ

●設計外力

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.1 (2)

(3) 設計外力の算出

① 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、水通し天端高とする。

$$P = \rho g \cdot h_w \cdots (72)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

ρg : 水の単位堆積重量 (11.77kN/m³)

h_w : 水面から任意の点の水深 (m)

土石流時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{H1}} &= \int_0^H \rho g z dz \\ &= \frac{1}{2} \rho g [z^2]_0^H \\ &= \frac{1}{2} \rho g H^2 \cdots (73) \end{aligned}$$

$$F_{P_{H2}} = \rho g D_d H \cdots (74)$$

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

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

D_d : 土石流の水深 (m)

垂直方向

$$F_{P_{V1}} = \frac{1}{2} \rho g m H^2 \cdots (75)$$

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

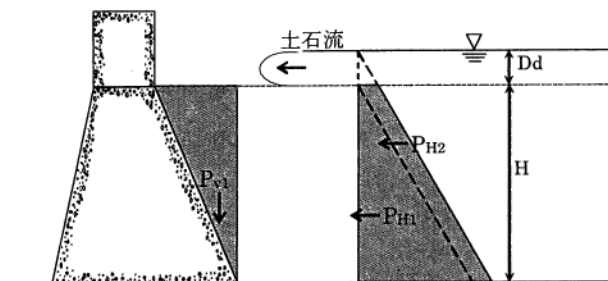


図-26 静水圧 (土石流時)

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、水通し天端まで堆砂した状態を考える。

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{si} \cdot h_e \quad \dots (76)$$

$$P_{eV} = W_{si} \cdot h_e \quad \dots (77)$$

P_{eH} : 堆砂圧の水平分力 (kN/m²)

P_{eV} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

W_{si} : 泥水中堆砂単位体積重量 (8.24kN/m³)

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

C_e : 土圧係数 ($\cos i \approx 1$ とする)

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

ϕ : 堆砂中の水中での内部摩擦角 (35°)

土石流時

水平方向

$$\begin{aligned} F_{P_{eH1}} &= \int_0^H C_e W_{si} z dz \\ &= \frac{1}{2} C_e W_{si} [z^2]_0^H \\ &= \frac{1}{2} C_e W_{si} H^2 \quad \dots (78) \end{aligned}$$

$$F_{P_{eH2}} = C_e (\gamma_d - \rho g) D_d H \quad \dots (79)$$

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

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

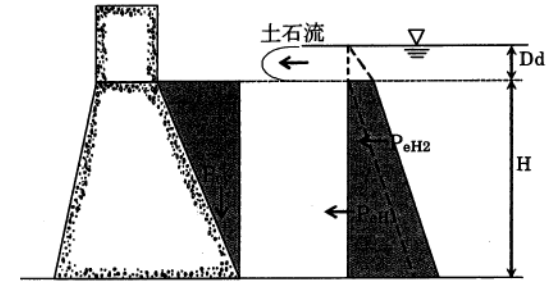


図-27 堆砂圧

土圧係数は下式によるが堆砂面勾配が ($i \leq 15^\circ$) であれば、 $\cos i \approx 1$ として算出する。

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

…砂防設計公式集 p99

堆砂にかかる土石流の上乗荷重分 (P_{eH2}) は、 $\gamma_d - \rho g = 4.12 \text{ kN/m}^2$ を基に算出している (水圧を P_{H2} で別途計上しているため)。

- H : えん堤高 (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)
W_{si} : 泥水中堆砂単位堆積重量 (8.24kN/m³)
γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
ρ_g : 水の単位体積重量 (11.77kN/m³)

垂直方向

$$F_{P_{ev1}} = \frac{1}{2} W_{si} m H^2 \quad \dots (80)$$

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

W_{si} : 泥水中堆砂単位堆積重量 (8.24kN/m³)

m : 本体上流ののり勾配

H : えん堤高 (m)

③ 土石流の流速と水深 (U, D_d)

「4. 1. 2 本体の設計」と同じであり、土石流の水深 (D_d=1.11m)、土石流の流速 (U=5.04m/s) である。

④ 土石流の単位体積重量 (γ_d)

「4. 1. 2 本体の設計」と同じであり、土石流の単位体積重量 (γ_d=17.40kN/m³) である。

⑤ 土石流流体力 (F)

「4. 1. 2 本体の設計」と同じであり、土石流の流体力 (F=50.06kN/m) である。

⑥ 自重

砂防えん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。

$$W = W_c \cdot A \dots (81)$$

W : 単位幅当りの砂防えん堤の自重 (kN/m)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量 (22.56kN/m³)

A : 砂防えん堤単位幅当りの体積 (m³/m)

(4) 安定計算

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

① 下流のり勾配・上流のり勾配

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

下流のり勾配と上流のり勾配は、力学的な安定性と経済性を考慮して以下の方法により決定した。

下流のり勾配を1:0.2~0.5程度まで0.05間隔で計算を行い、安定性を満足でき、堤体積(堤体断面積)が最小となる上流のり勾配を検討する。表-8に上下流のり勾配と堤体断面積の関係を示す。

表-8より当該砂防えん堤では、[下流のり勾配1:0.30、上流のり勾配1:0.30]の組合せにおいて、堤体断面積は最小となった(表-8中の着色部分)ため、この値を採用することとした。

表-8 上下流のり勾配と堤体断面積(単位:m²)

		n						
		0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50
m	0.00	-	-	-	-	-	-	-
	0.05	-	-	-	-	-	-	-
	0.10	-	-	-	-	-	-	-
	0.15	-	-	-	-	-	-	-
	0.20	-	-	-	-	-	-	-
	0.25	-	-	-	-	56.89	58.87	60.85
	0.30	-	-	54.95	56.93	58.91	60.90	62.88
	0.35	-	54.99	56.97	58.96	60.94	62.92	64.90
	0.40	55.03	57.02	59.00	60.98	62.96	64.95	66.93
	0.45	57.06	59.04	61.02	63.01	64.99	66.97	68.95
	0.50	59.08	61.07	63.05	65.03	67.01	69.00	70.98
	0.55	61.11	63.09	65.07	67.06	69.04	71.02	73.00
	0.60	63.13	65.12	67.10	69.08	71.06	73.05	75.03
	0.65	65.16	67.14	69.12	71.11	73.09	75.07	77.05
	0.70	67.18	69.17	71.15	73.13	75.11	77.10	79.08
	0.75	69.21	71.19	73.17	75.16	77.14	79.12	81.10
	0.80	71.23	73.22	75.20	77.18	79.16	81.15	83.13
0.85	73.26	75.24	77.22	79.21	81.19	83.17	85.15	
0.90	75.28	77.27	79.25	81.23	83.21	85.20	87.18	
0.95	77.31	79.29	81.27	83.26	85.24	87.22	89.20	
1.00	79.33	81.32	83.30	85.28	87.26	89.25	91.23	

※下流のり勾配 n、上流のり勾配 m の時の堤体断面積をあらわす。
数値の最も小さい断面が最適断面となる。

“-”は、力学的な安定性を満足できないものをあらわす。

② 本体の天端幅

砂防えん堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には、別途緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。

当該砂防えん堤の天端幅は、3.0mとした。

ここで、本体の天端幅は衝突する最大礫径 ($d_{95}=1.0\text{m}$) の2倍の幅も満足できている。

●天端幅

…土石流・流木対策施設設計技術指針解説 2.1.3.2 (2)

④ 安定計算

土石流時 (n=0.30, m=0.30)

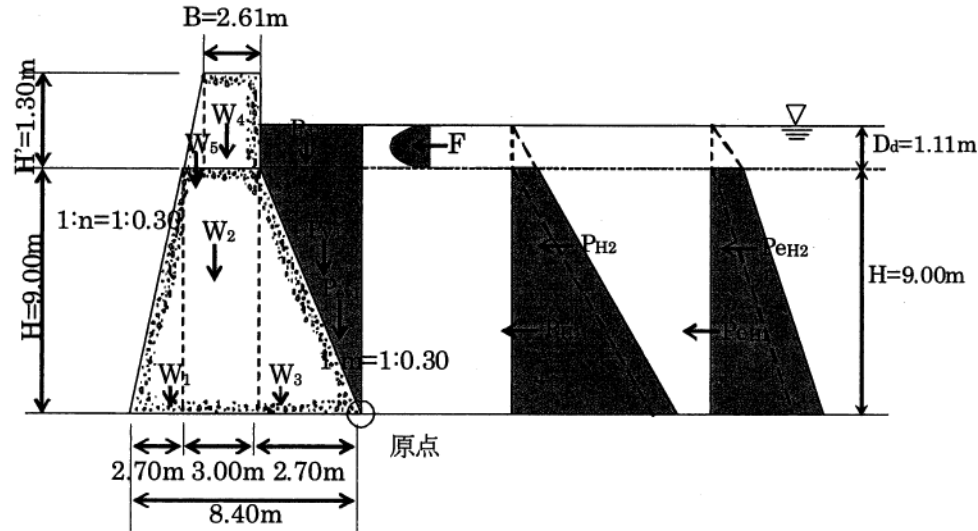


図-28 砂防えん堤に作用する力 (土石流時)

表-9 作用荷重一覧表 (n=0.30, m=0.30)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力 (kN/m)	水平力 (kN/m)	アームの計算式	アーム長 (m)	モーメント (kN・m/m)
本体自重	W ₁	$1/2 \times 22.56 \times 0.30 \times 9.00^2$	274.10		$0.30 \times 9.00 + 3.00 + 1/3 \times 0.30 \times 9.00$	6.60	1809.06
	W ₂	$22.56 \times 3.00 \times 9.00$	609.12		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 3.00$	4.20	2558.30
	W ₃	$1/2 \times 22.56 \times 0.30 \times 9.00^2$	274.10		$2/3 \times 0.30 \times 9.00$	1.80	493.38
	W ₄	$22.56 \times 2.61 \times 1.30$	76.55		$0.30 \times 9.00 + 1/2 \times 2.61$	4.01	306.97
	W ₅	$1/2 \times 22.56 \times 0.30 \times 1.30^2$	5.72		$0.30 \times 9.00 + 2.61 + 1/3 \times 0.30 \times 1.30$	5.44	31.12
静水圧	P _{v1}	$1/2 \times 11.77 \times 0.30 \times 9.00^2$	143.01		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	128.71
	P _{H1}	$1/2 \times 11.77 \times 9.00^2$		476.69	$1/3 \times 9.00$	3.00	1430.07
	P _{H2}	$11.77 \times 1.11 \times 9.00$		117.58	$1/2 \times 9.00$	4.50	529.11
堆砂圧	P _{ev1}	$1/2 \times 8.24 \times 0.30 \times 9.00^2$	100.12		$1/3 \times 0.30 \times 9.00$	0.90	90.11
	P _{eH1}	$1/2 \times 0.30 \times 8.24 \times 9.00^2$		100.12	$1/3 \times 9.00$	3.00	300.36
	P _{eH2}	$0.30 \times (17.40 - 11.77) \times 1.11 \times 9.00$		16.87	$1/2 \times 9.00$	4.50	75.92
土石流の重さ	P _{d1}	$17.40 \times 0.30 \times 9.00 \times 1.11$	52.15		$1/2 \times 0.30 \times 9.00$	1.35	70.40
土石流流体力	F	$1.00 \times 17.40 / 9.80 \times 1.11 \times 5.04^2$		50.06	$9.00 + 1/2 \times 1.11$	9.56	478.57
合計			1534.87	761.32			8302.08

土石の重力	$1.00 \times 17.40 / 9.80 \times 1.11 \times 5.04^2$	50.06	$9.00 + 1/2 \times 1.11$	9.56	478.57
合計		1534.87	761.32		8302.08

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

$$x = \frac{M}{V} = \frac{8302.08}{1534.87} = 5.41\text{m} \quad \dots (82)$$

$$\text{底面底幅 } B = 2.70 + 3.00 + 2.70 = 8.40\text{m} \quad \dots (83)$$

$$(B/3 = 2.80) < (x = 5.41) < (B \times 2/3 = 5.60) \quad \text{ok}$$

(ii) 「砂防えん堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと」に対する検討

$$N = \frac{f \cdot V}{H} = \frac{0.60 \times 1534.87}{761.32} = 1.21 > 1.2 \quad \dots (84) \quad \text{ok}$$

(iii) 「地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること」に対する検討

$$e = x - \frac{1}{2} B = 5.41 - \frac{1}{2} \times 8.40 = 1.21\text{m} \quad \dots (85)$$

$$\sigma = \frac{V}{B} \times \left\{ 1 \pm \left(6 \times \frac{e}{B} \right) \right\} \quad \dots (86)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{1534.87}{8.40} \times \left\{ 1 + \left(6 \times \frac{1.21}{8.40} \right) \right\} = 340.65\text{kN/m}^2 < 600\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (87)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{1534.87}{8.40} \times \left\{ 1 - \left(6 \times \frac{1.21}{8.40} \right) \right\} = 24.80\text{kN/m}^2 > 0\text{kN/m}^2 \quad \text{ok} \quad \dots (88)$$

●基礎地盤の地盤支持力 q_u および摩擦係数 f

基礎地盤：礫層（密なもの）

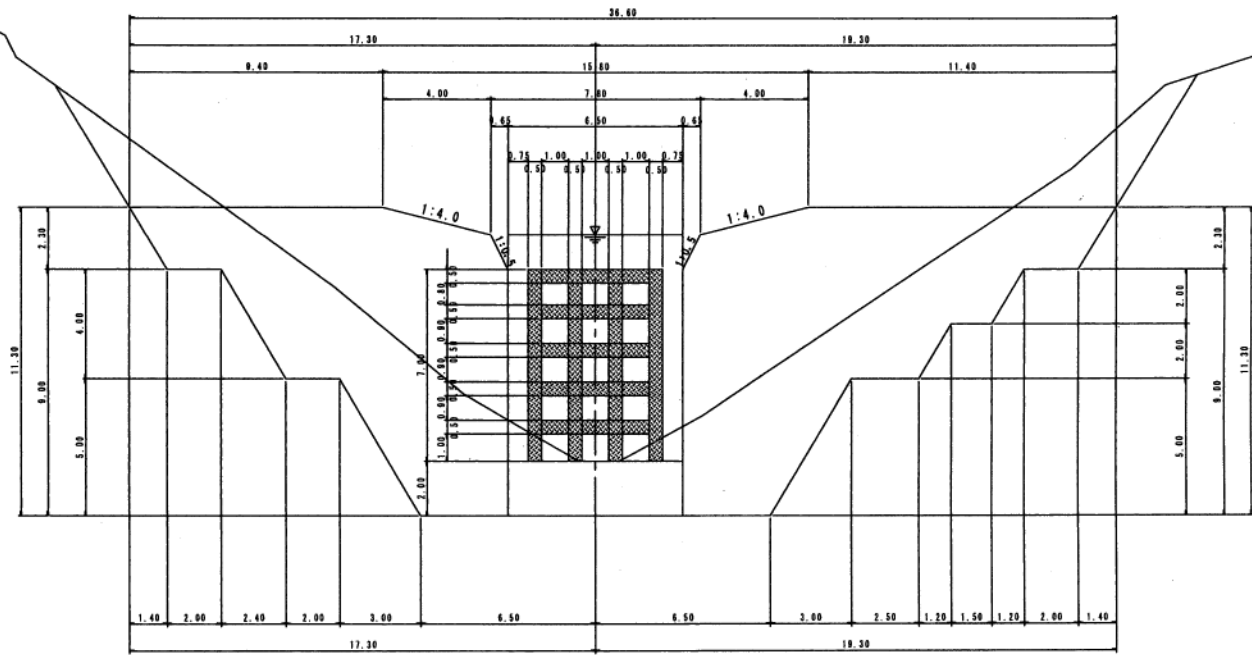
摩擦係数 f : 0.6

許容支持力 q_u : 600kN/m^2

…現場技術者のための砂防・地すべり・がけ崩れ・

雪崩防止工事ポケットブック P.113

本堤工正面図



DL=310.00