

砂防えん堤設計システム

Ver1.0

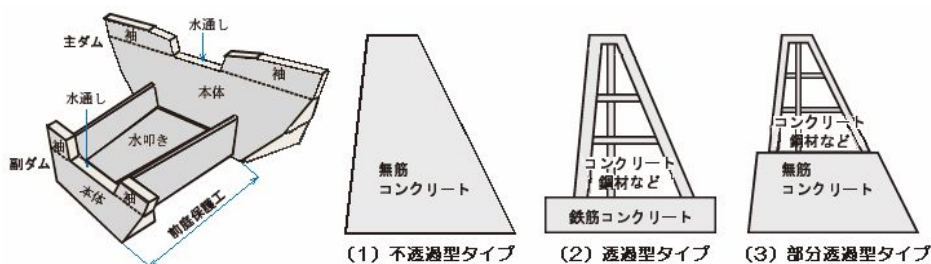
建設省河川砂防基準（案）同解説 設計編〔Ⅰ〕

および設計編〔Ⅱ〕「日本河川協会」基準対応

出力例

<不透過型砂防えん堤の出力例>

参考：土石流・流木対策の技術指針に関する講習会 テキストの計算例



<概要>

1. 砂防えん堤の常時・地震時の安定計算および袖部の応力度計算を行います。
2. 不透過型タイプでは、えん堤部前背面勾配の異なる形状について一括計算が可能。その他タイプについては、1 ケース毎に計算を行います。
3. 主ダムが、不透過型タイプの場合は、副ダムおよび水叩きの設計が可能です。
4. 主・副ダムの袖部については、鉄筋の応力度評価が可能です。

開発・販売元

株式会社 SIP システム

本店（開発・商品管理）

〒599-8128

大阪府堺市中茶屋 77-1-401

TEL:072-237-1474 FAX:072-237-1041

大阪事務所（営業業務・技術サービス）

〒542-0081

大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL:06-6125-2232 FAX:06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>

mail@sipc.co.jp

 (株)SIPシステム

1. 表題

講習会資料（不透過タイプ計算例）

2. 設計条件

2.1 えん堤のタイプ

不透過型えん堤 袖部の前面勾配を本体と同じくする。

2.2 設計水平震度

震度帯 強震帯地域
設計水平震度 $k_H = 0.12$

2.3 材料強度および単位体積重量

無筋コンクリートの単位体積重量	γ_c	22.56 (kN/m ³)
流水の単位体積重量	γ_w	11.77 (kN/m ³)
堆砂見掛単位体積重量	γ_s	15.30 (kN/m ³)
水の密度	ρ	1.20 (t/m ³)
礫の密度	σ	2.60 (t/m ³)
コンクリートの許容圧縮応力度	τ_{0J}	3.90 (N/mm ²)
コンクリートの許容引張応力度	τ_{0J}	0.23 (N/mm ²)
コンクリートの許容付着応力度	τ_{0J}	13.33 (N/mm ²)

2.4 設計に用いる諸数値

重力の加速度	g	9.80 (m/s ²)
土圧係数	C_e	0.30
基礎底面の摩擦係数	f	0.60
基礎底面におけるせん断強度	τ_0	0.00 (kN/m ²)
堤体打ち継目の摩擦係数	f	0.70
堤体打ち継目におけるせん断強度	τ_0	2760.00 (kN/m ²)

2.5 鉄筋の材質

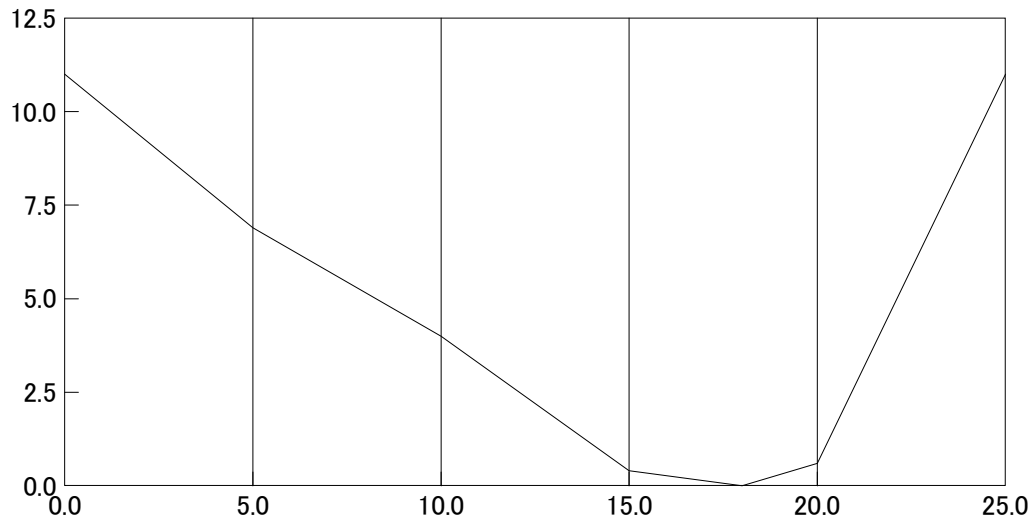
鉄筋の材質		SD295
許容引張応力度	σ_{sa}	270.0 (N/mm ²)

2.6 設計流量の算出

流域面積	A	0.120 (km ²)
流域内の移動可能土砂量	V _{dy1}	2520.00 (m ³)
24時間雨量	p ₂₄	406.6 (mm)
溪床堆積土砂の容積濃度	C _e	0.600
堆砂空隙率	K _v	0.400
ピーク流出係数	K _{fi1}	0.750
現溪床勾配	θ _o	12.80 (°)
計画堆砂勾配	θ _p	8.62 (°)
溪床堆積土砂の内部摩擦角	φ	35.00 (°)
流量係数	C	0.600
流下断面の粗度係数	K _n	0.100
最大礫径	D ₉₅	1.000 (m)

2.7 土石流の流下断面

	X座標 (m)	Y座標 (m)		X座標 (m)	Y座標 (m)
1	0.000	11.000	5	18.000	0.000
2	5.000	6.900	6	20.000	0.600
3	10.000	4.000	7	25.000	11.000
4	15.000	0.400			



2.8 基礎地盤

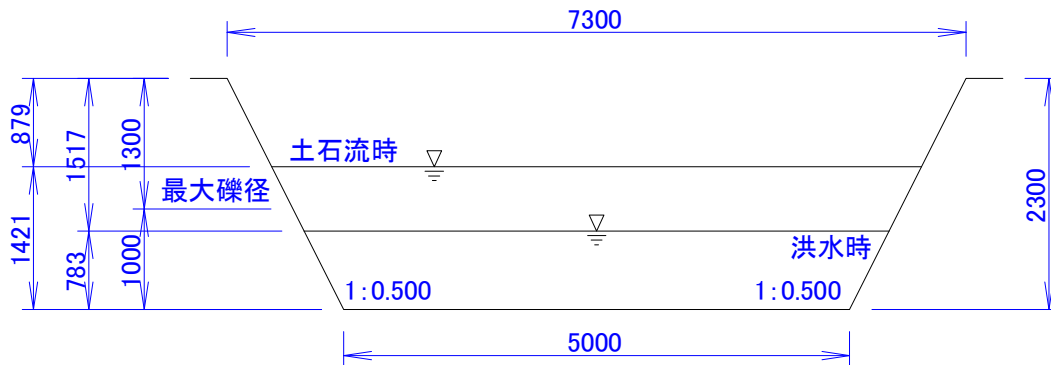
基礎地盤の種類	砂礫盤
揚圧力係数	-----
許容地盤支持力	600.00 (kN/m ²)

2.9 袖部の設計荷重

コンクリート	弾性係数	2548000 (kN/m ²)
	ポアソン比	0.194
礫	弾性係数	49000000 (kN/m ²)
	ポアソン比	0.230
	質量	1.360 (t)
流木	径	1.000 (m)
	弾性係数	7350000 (kN/m ²)
	ポアソン比	0.400
	質量	0.421 (t)
	径	0.500 (m)

3. 主ダム

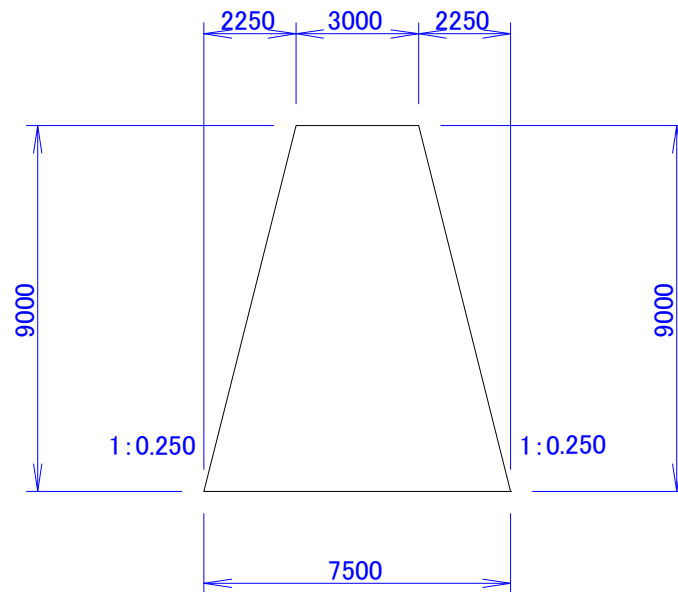
3.1 水通し部寸法



3.2 主ダムの設計条件

止水壁の有無	なし
止水壁の高さ	----- (m)
えん堤後端から止水壁までの距離	----- (m)
下流側の水深	
平常時	1.000 (m)
土石流時	1.110 (m)
洪水時	1.840 (m)
衝撃力に対する袖部の有効幅	4.580 (m)
荷重の組み合わせ	えん堤高15m未満を適用

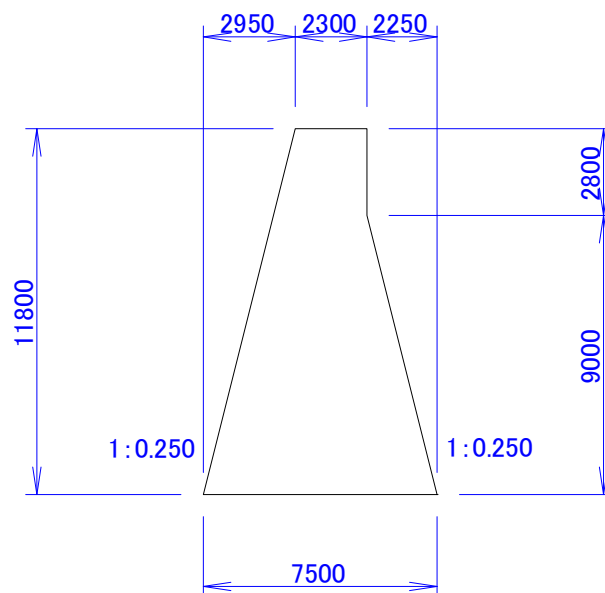
3.3 越流部断面寸法



単位：(m)

1	3.000
2	2.250
3	2.250
4	1 : 0.250
5	1 : 0.250
6	9.000
総幅	7.500

3.4 非越流部断面寸法



単位：(m)

1	2.300
2	2.950
3	2.250
4	1 : 0.250
5	1 : 0.250
6	9.000
7	2.800
総幅	7.500

4. 前庭保護工

えん堤の高さ 9.0000 (m)

水叩きの厚さ 1.0000 (m)

4.1 副ダムの設計

副ダムの設計をしない

副ダムの天端幅 ----- (m)

係数 α -----

係数 β -----

係数 γ -----

4.2 水叩き厚さの計算

水叩き厚さの計算をする

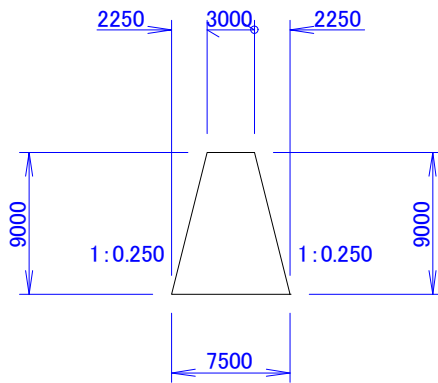
水褥池なし

水叩きの長さ 12.000 (m)

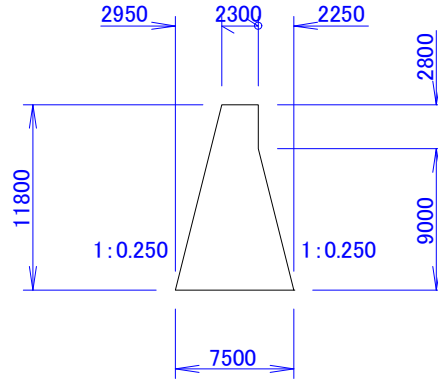
1. 設計条件

1.1 主ダムの断面寸法

主ダム：不透過型えん堤



越流部断面



非越流部断面

1.2 設計水平震度

震度帯 強震帯地域
設計水平震度 $k_H = 0.12$

1.3 設計流量

流域面積	A	0.120 (km ²)
流域内の移動可能土砂量	V_{dy1}	2520.00 (m ³)
24時間雨量	p_{24}	406.6 (mm)
渓床堆積土砂の容積濃度	C_e	0.600
堆砂空隙率	K_v	0.400
ピーク流出係数	K_{f1}	0.750
現渓床勾配	θ_o	12.80 (°)
計画堆砂勾配	θ_p	8.62 (°)
渓床堆積土砂の内部摩擦角	ϕ	35.00 (°)
流量係数	C	0.600
粗度係数	K_n	0.100
最大粒径	D_{95}	1.000 (m)

1.4 材料強度および単位体積重量

無筋コンクリートの単位体積重量	γ_c	22.56 (kN/m ³)
流水の単位体積重量	γ_w	11.77 (kN/m ³)
堆砂見掛単位体積重量	γ_s	15.30 (kN/m ³)
水の密度	ρ	1.20 (t/m ³)
礫の密度	σ	2.60 (t/m ³)
コンクリートの許容圧縮応力度	τ_{0J}	3.90 (N/mm ²)
コンクリートの許容引張応力度	τ_{0J}	0.23 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度(SD295)	σ_{sa}	270.0 (N/mm ²)

1.5 設計に用いる諸数値

重力の加速度	g	9.80
土圧係数	C_e	0.30
基礎底面の摩擦係数	f_B	0.60
基礎底面におけるせん断強度	τ_{OB}	0.00 (kN/m ²)
堤体打ち継目の摩擦係数	f_J	0.70

1.6 準拠指針

社団法人 日本河川協会：改定新版 建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編 [I]，
山海堂，平成9年10月。

社団法人 日本河川協会：改定新版 建設省河川砂防基準(案)同解説 設計編 [II]，
山海堂，平成9年10月。

国土技術政策総合研究所資料第364号 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説，
国土交通省 国土技術政策総合研究所，平成19年3月。

国土技術政策総合研究所資料第365号 土石流・流木対策設計技術指針解説，
国土交通省 国土技術政策総合研究所，平成19年3月。

社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部工編，平成14年3月

2. 設計流量

2.1 洪水時の設計流量

洪水時の設計流量は式(1)で求まる値の1.5倍とする。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \cdot P_e \cdot A \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 Q_p : 降雨による清水の対象流量 (m³/s)
 A : 流域面積 $A = 0.12$ (km²)
 P_e : 有効降雨強度 (mm/h)

有効降雨強度 P_e は式(2)～(4)で求める。

$$P_e = K_{f1} \cdot P_a \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$P_a = \frac{P_{24}}{24} \cdot \left(\frac{T_f}{24}\right)^{K_{p2}} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$T_f = K_{p1} \cdot A^{0.22} \cdot P_e^{-0.35} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 P_a : 平均降雨強度 (mm/h)
 P_{24} : 24時間雨量 $P_{24} = 406.6$ (mm)
 K_{f1} : ピーク流出係数 $K_{f1} = 0.750$
 K_{p1} : 係数 $K_{p1} = 120$
 K_{p2} : 係数 $K_{p2} = -1/2$
 T_f : 洪水到達時間 (min)

なお、式(4)に示すとおり洪水到達時間の算出にも有効降雨強度が用いられるが、式(4)、式(3)を式(2)に代入し整理すると、有効降雨強度は式(5)で求めることができる。

$$P_e = \left(\frac{P_{24}}{24}\right)^{2/1.65} \cdot \left(\frac{12 \cdot K_{f1}^2}{A^{0.22}}\right)^{1/1.65} \quad \dots\dots\dots (5)$$

有効降雨強度

$$P_e = \left(\frac{406.6}{24}\right)^{2/1.65} \cdot \left(\frac{12 \times 0.750^2}{0.120^{0.22}}\right)^{1/1.65} = 130.33 \text{ (mm/h)}$$

降雨による清水の対象流量

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times 130.33 \times 0.12 = 4.34 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

洪水時の設計流量

$$Q_{fp} = 1.5 \cdot Q_p = 1.5 \times 4.34 = 6.52 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

2.2 土石流時の設計流量

2.2.1 計算式

土石流時の設計流量は式(6)～(10)で求める。

$$Q_{sp} = 0.01 \cdot \Sigma Q = 0.01 \cdot \frac{C^*}{C_d} \cdot V_{dqp} \quad \dots\dots\dots (6)$$

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

$$V_{dqp} = \min(V_{dy1}, V_{dy2}) \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$V_{dy2} = \frac{1000 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \cdot \frac{C_d}{1 - C_d} \cdot K_{f2} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$K_{f2} = 0.05 \times (\log A - 2.0)^2 + 0.05 \quad \dots\dots\dots (10)$$

- ここで、
 Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 ΣQ : 土石流総流量 (m³)
 C^* : 溪床堆積土砂の容積濃度 $C^* = 0.60$
 C_d : 土石流濃度
 V_{dqp} : 1波の土石流により流出すると考えられる土砂量 (m³)
 ρ : 水の密度 $\rho = 1.20$ (kg/m³)
 σ : 礫の密度 $\sigma = 2.60$ (kg/m³)
 θ : 溪床勾配 (°)
 ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 $\phi = 35.00$ (°)
 V_{dy1} : 流域内の移動可能土砂量 $V_{dy1} = 2520$ (m³)
 V_{dy2} : 運搬可能土砂量 (m³)
 P_p : 計画規模の年超過確率の降雨量 $P_p = P_{24} = 406.6$ (mm)
 K_v : 空隙率 $K_v = 0.40$
 K_{f2} : 流出補正率

2.2.2 土石流濃度

溪床勾配 θ には現溪床勾配 $\theta_0 = 12.80^\circ$ を用いる。

$$C_d = \frac{1.20 \times \tan 12.80}{(2.60 - 1.20) \times (\tan 35.00 - \tan 12.80)} = 0.412$$

2.2.3 運搬可能土砂量

$$\text{流出補正率 } K_{f2} = 0.05 \times (\log 0.12 - 2.0)^2 + 0.05 = 0.477$$

$$V_{dy2} = \frac{1000 \times 406.6 \times 0.12}{1 - 0.400} \times \frac{0.412}{1 - 0.412} \times 0.477 = 27120.07 \text{ (m}^3\text{)}$$

2.2.4 土石流ピーク流量

流域内移動可能土砂量 $V_{dy1}=2520.00(m^3) \leq$ 運搬可能土砂量 $V_{dy2}=27120.07(m^3)$ より、1波の土石流により流出すると考えられる土砂量は $V_{dqp}=2520.00(m^3)$ となる。

$$Q_{sp} = 0.01 \times \frac{0.600}{0.412} \times 2520.00 = 36.73 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

3. 水深の算出

3.1 土砂の含有を考慮した設計流量に対する越流水深

土砂の含有を考慮した設計流量に対する越流水深 D_h は設計流量に応じて式(11)により求める。

$$Q = \frac{2}{15} \cdot C \cdot \sqrt{2g} \cdot (3B_1 + 2B_2) \cdot D_h^{3/2} \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここで、 Q : 対象流量 $Q_{rp}= 6.52(m^3/s)$
 C : 流量係数 $C = 0.60$
 g : 重力の加速度 $g = 9.80(m/s^2)$
 B_1 : 水通しの底幅 $B_1 = 5.000(m)$
 B_2 : 越流水面幅 (m)
 $B_2=B_1+(0.500+0.500) \times D_h$
 D_h : 越流水深 (m)

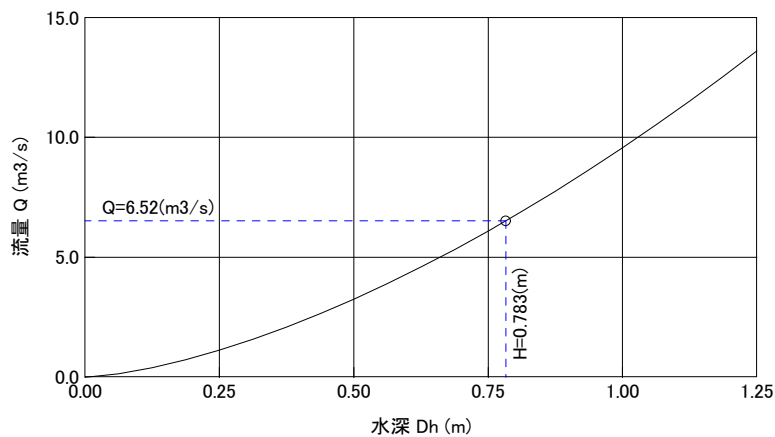


図-1 越流水深～流量

越流水深を変化させた場合の流量の変化は図-1のようである。
 繰り返し計算により設計流量 $Q_{pr}=6.52(m^3/s)$ に対する水深 D_h は0.783(m)となる。

$$B_2 = 5.000 + (0.500 + 0.500) \times 0.783 = 5.783 \text{ (m)}$$

$$Q = \frac{2}{15} \times 0.60 \times \sqrt{2} \times 9.8 \times (3 \times 5.000 + 2 \times 5.783) \times 0.783^{3/2} = 6.52 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

3.2 土石流ピーク流量に対する水深

3.2.1 計算式

土石流ピーク流量に対する越流水深は式(12)～(14)で求める。

$$D_d = D_r = \frac{A_d}{B_{da}} \dots\dots\dots (12)$$

$$U = \frac{1}{K_n} \cdot D_r^{2/3} \cdot (\sin \theta)^{1/2} \dots\dots\dots (13)$$

$$Q_{sp} = U \cdot A_d \dots\dots\dots (14)$$

- ここで、
 D_d : 土石流の水深 (m)
 D_r : 土石流の径深 (m)
 A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²)
 B_{da} : 土石流の流下断面の幅 (m)
 U : 土石流の流速 (m/s)
 K_n : 粗度係数 $K_n=0.100$
 θ : 河床勾配 (°)

3.2.2 本体および袖部の設計に用いる水深

流下断面は図-2の通りである。この断面の水位 y と流下断面積 $A(y)$ 、流れの幅 $B(y)$ および式(12)で求められる水深 $D(y)$ の関係は図-3～5のようになる。

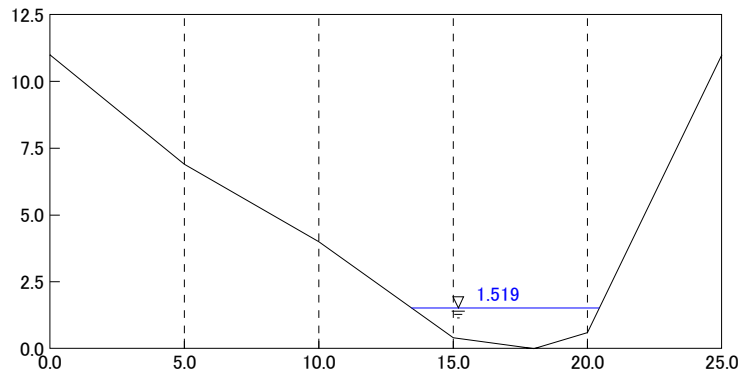


図-2 流下断面

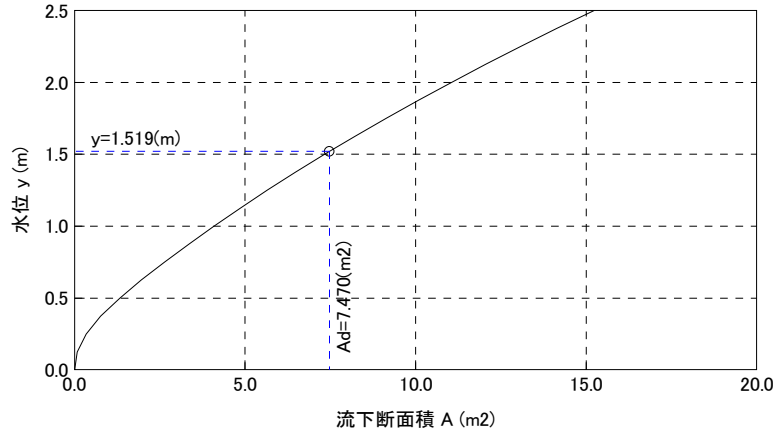


図-3 水位～流下断面積

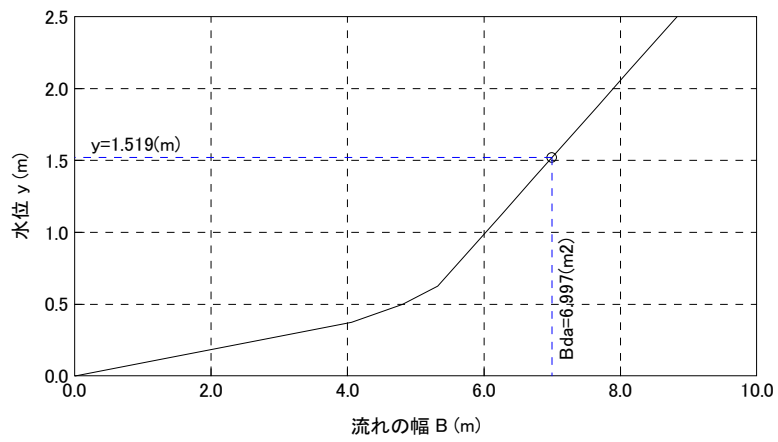


図-4 水位～流れの幅

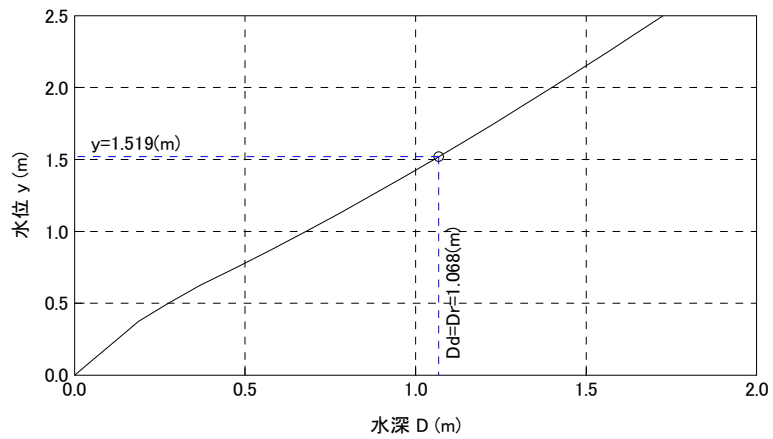


図-5 水位～水深

繰り返し計算の結果、土石流ピーク流量 $Q_{sp}=36.73 \text{ (m}^3\text{)}$ に対する流下断面の水位は $y=1.519 \text{ (m)}$ 、土石流の水深は $D_o=1.068 \text{ (m)}$ となった。
 ただし、河床勾配には現溪床勾配 ($\theta_o=12.80^\circ$) を用いる。

$$A_d = 7.470 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$B_{da} = 6.997 \text{ (m)}$$

$$D_d = D_r = \frac{7.470}{6.997} = 1.068 \text{ (m)}$$

$$U = \frac{1}{0.100} \times 1.068^{2/3} \times (\sin 12.80) ^{1/2} = 4.917 \text{ (m/s)}$$

$$Q_{sp} = 4.917 \times 7.470 = 36.73 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

3.2.3 水通し断面の決定に用いる越流水深

流下断面は図-6の通りである。この断面の水位 y と流下断面積 $A(y)$ 、流れの幅 $B(y)$ および式 (12) で求められる水深 $D(y)$ の関係は図-7~9のようになる。

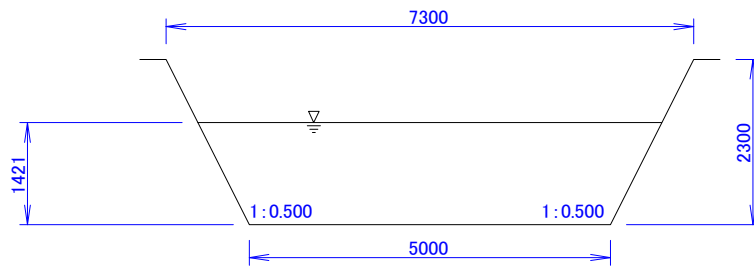


図-6 流下断面

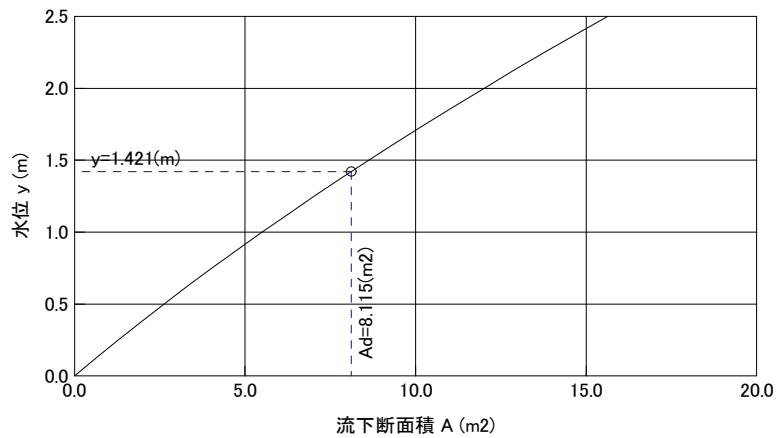


図-7 水位～流下断面積

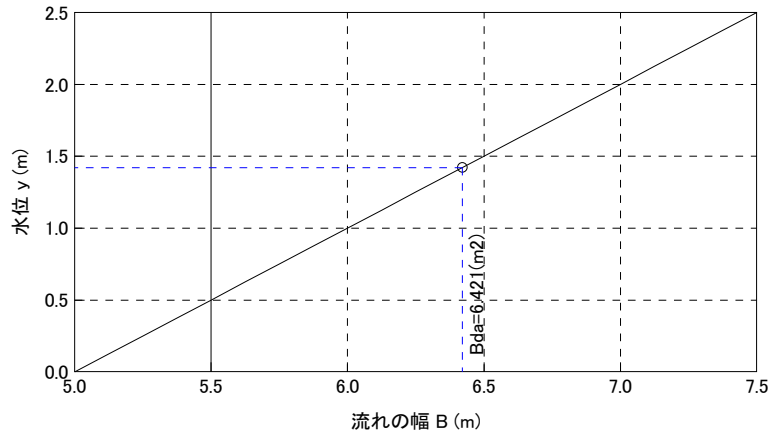


図-8 水位～流れの幅

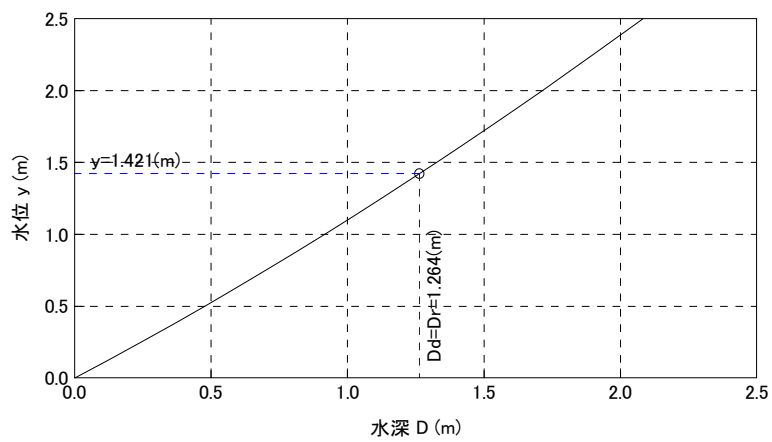


図-9 水位～水深

繰り返し計算の結果、土石流ピーク流量 $Q_{sp}=36.73 \text{ (m}^3\text{)}$ に対する越流水深は $y=1.421 \text{ (m)}$ となった。

ただし、河床勾配には計画堆砂勾配 ($\theta_p=8.62^\circ$) を用いる。

$$A_d = 8.115 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$B_{da} = 6.421 \text{ (m)}$$

$$D_d = D_r = \frac{8.115}{6.421} = 1.264 \text{ (m)}$$

$$U = \frac{1}{0.100} \times 1.264^{2/3} \times (\sin 8.62) ^{1/2} = 4.526 \text{ (m/s)}$$

$$Q_{sp} = 4.526 \times 8.115 = 36.73 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

4. 水通しの設計

水通しの高さは式(15)により求める。

$$H_3 = h_3 + h'_3 \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここで、 H_3 : 水通しの高さ (m)
 h_3 : 設計水深 (m)
 h'_3 : 余裕高 (m)

4.1 設計水深

設計水深は以下の1)～3)の3つの方法から決まる水深の最も大きい値とする。

- 1) 土砂の含有を考慮した設計流量に対する越流水深 $D_h=0.783$ (m)
- 2) 土石流ピーク流量に対する越流水深の値 $D_d=1.421$ (m)
- 3) 最大粒径の値 $D_{95}=1.000$ (m)
 計画地点の上・下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の粒径による D_{95}

4.2 余裕高

余裕高は設計流量に応じて表-1により設定する。ただし、設計水深と余裕高の比は計画堆砂勾配別に応じて表-2の値以上とする。

表-1 設計流量と余裕高

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

表-2 溪床勾配と余裕高/設計水深

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

4.3 水通しの高さ

表-3 水通し高さ計算表

ケース	水深 h_3 (m)	設計流量 (m ³ /h)	h'_{3-1} (m)	h'_{3-2} (m)	余裕高 h'_3 (m)	水通し所要高 $H_3=h_3+h'_3$ (m)
土砂の含有を考慮した設計流量に対する越流水深	0.783	6.52	0.600	0.391	0.600	1.383
土石流ピーク流量に対する越流水深の値	1.421	36.73	0.600	0.711	0.711	2.132
最大粒径	1.000	----	----	0.500	0.500	1.500

溪床勾配 (8.62° = 1/6.6) から決まる余裕高と設計水深の最小比 0.50
 h'_{3-1} : 設計流量から決まる余裕高
 h'_{3-2} : 溪床勾配から決まる余裕高

以上より、水通し所要高 $H_3 = 2.132$ (m)
 → $H_3 = 2.300$ (m) とする。

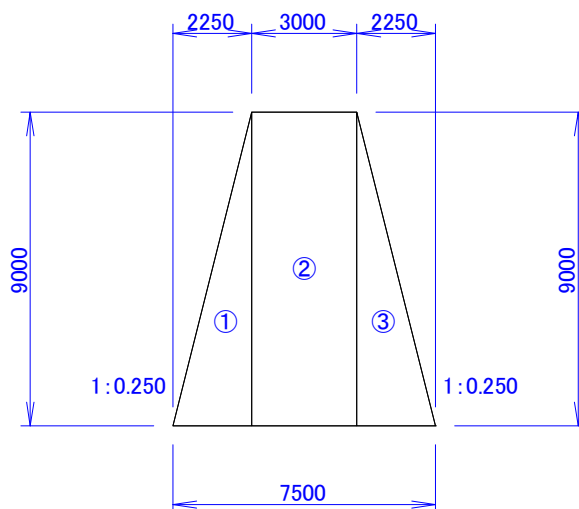
5. 主ダムの設計

5.1 安定計算に用いる荷重

5.1.1 えん堤の自重

えん堤堤体の自重は、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る。

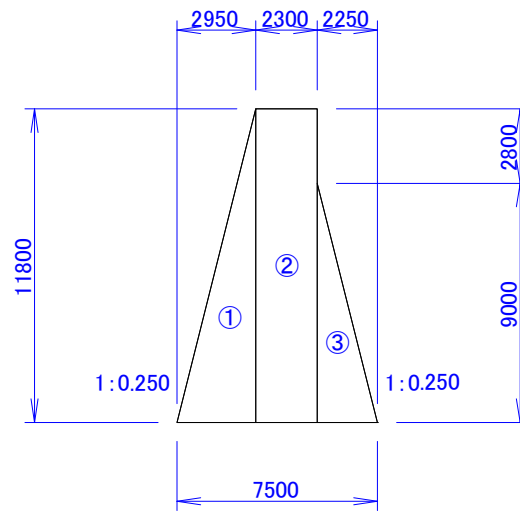
5.1.1.1 越流部断面



自重

	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)
1	$1/2 \times 2.250 \times 9.000 \times 22.56$	228.42	1.500	342.63
2	$3.000 \times 9.000 \times 22.56$	609.12	3.750	2284.20
3	$1/2 \times 2.250 \times 9.000 \times 22.56$	228.42	6.000	1370.52
	合 計	1065.96		3997.35

5.1.1.2 非越流部断面



自重

	計 算 式	V (kN)	x (m)	V _x (kN·m)
1	$1/2 \times 2.950 \times 11.800 \times 22.56$	392.66	1.967	772.23
2	$2.300 \times 11.800 \times 22.56$	612.28	4.100	2510.34
3	$1/2 \times 2.250 \times 9.000 \times 22.56$	228.42	6.000	1370.52
	合 計	1233.36		4653.09

5.1.2 静水圧

5.1.2.1 計算式

静水圧はえん堤背面に直角に作用するものとし、任意の水深における静水圧は水の単位体積重量(γ_w)に水深を乗じて式(16)~(18)で求める。

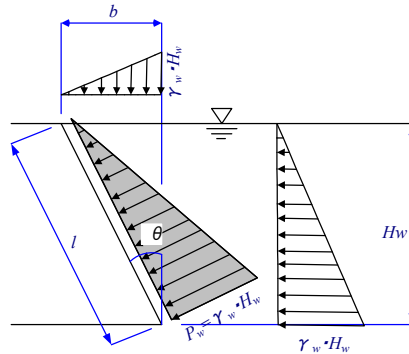


図10 記号説明図

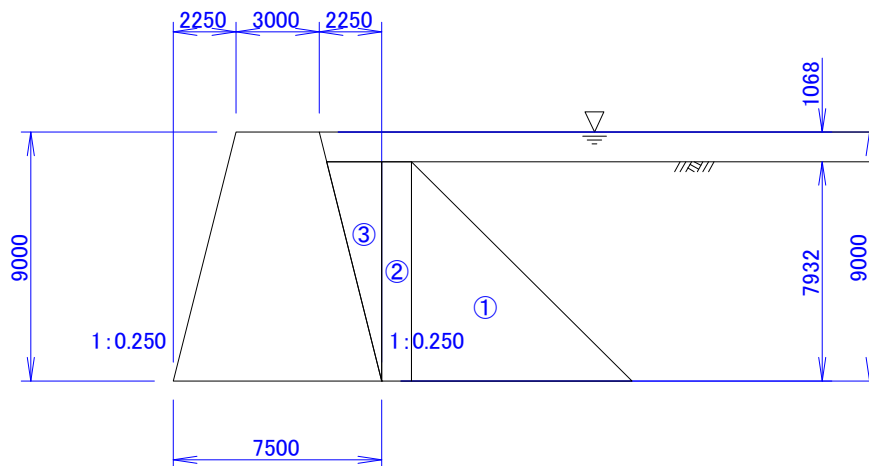
$$\text{全静水圧 } P_w = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w \cdot l \quad \dots\dots\dots (16)$$

$$\text{水平分力 } P_{wH} = P_w \cdot \cos \theta = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w^2 \quad \dots\dots\dots (17)$$

$$\text{鉛直分力 } P_{wV} = P_w \cdot \sin \theta = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H_w \cdot b \quad \dots\dots\dots (18)$$

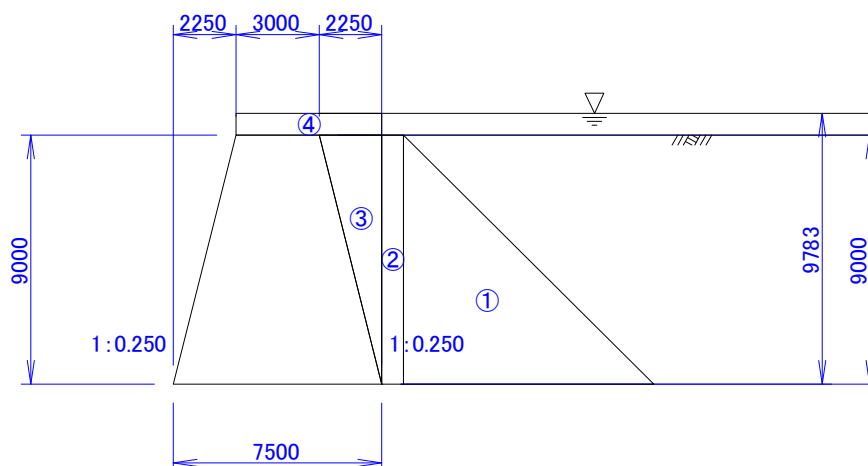
5.1.2.2 越流部断面

(1) 土石流時



	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN・m)
1	$1/2 \times 7.932 \times 7.932 \times 11.77$				370.30	2.644	979.12
2	$1.068 \times 7.932 \times 11.77$				99.68	3.966	395.34
3	$1/2 \times 1.983 \times 7.932 \times 11.77$	92.58	6.839	633.12			
	合計	92.58		633.12	469.98		1374.46

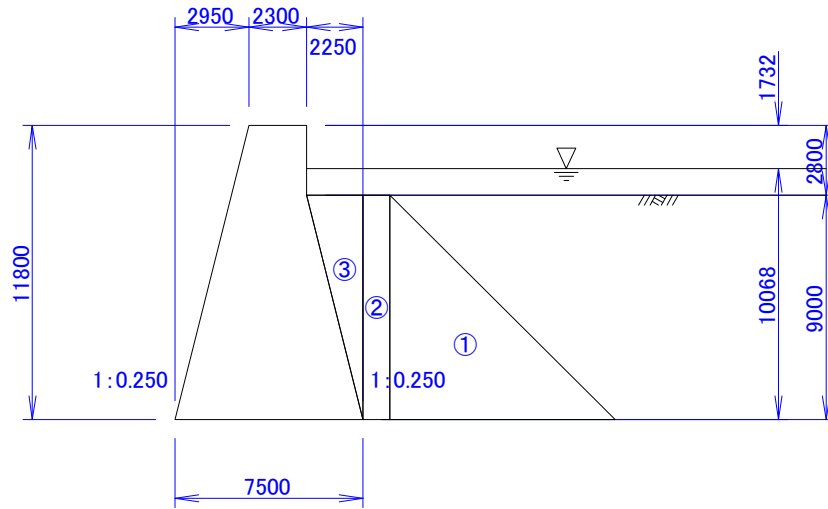
(2) 洪水時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 9.000 \times 9.000 \times 11.77$				476.69	3.000	1430.06
2	$0.783 \times 9.000 \times 11.77$				82.92	4.500	373.14
3	$1/2 \times 2.250 \times 9.000 \times 11.77$	119.17	6.750	804.41			
4	$5.250 \times 0.783 \times 11.77$	48.37	4.875	235.80			
	合 計	167.54		1040.21	559.60		1803.19

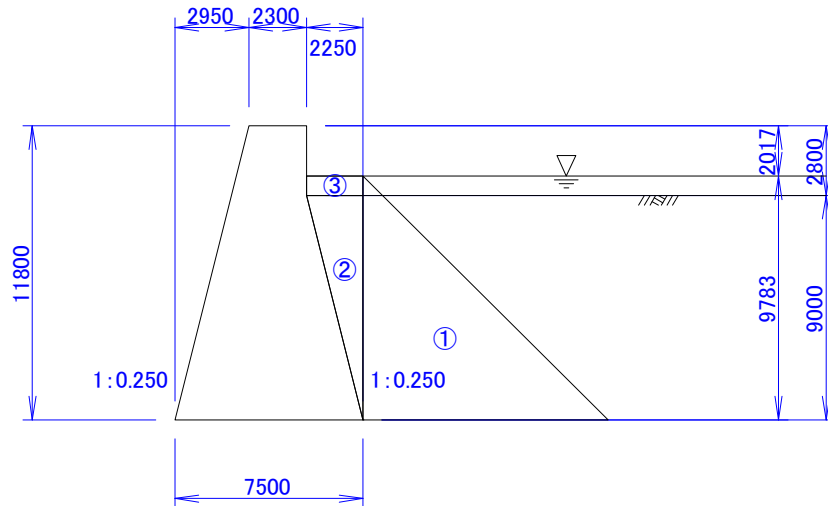
5.1.2.3 非越流部断面

(1) 土石流時



	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 9.000 \times 9.000 \times 11.77$				476.69	3.000	1430.06
2	$1.068 \times 9.000 \times 11.77$				113.09	4.500	508.91
3	$1/2 \times 2.250 \times 9.000 \times 11.77$	119.17	6.750	804.41			
	合計	119.17		804.41	589.78		1938.97

(2) 洪水時



	計算式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 9.783 \times 9.783 \times 11.77$				563.21	3.261	1836.59
2	$1/2 \times 2.250 \times 9.000 \times 11.77$	119.17	6.750	804.41			
3	$2.250 \times 0.783 \times 11.77$	20.73	6.375	132.15			
	合計	139.90		936.56	563.21		1836.59

5.1.3 堆砂圧

5.1.3.1 計算式

堆砂圧は式(19)および式(20)により求める。

$$p_{eV} = \gamma \cdot h_e \quad \dots\dots\dots (19)$$

$$p_{eH} = C_e \cdot \gamma \cdot h_e \quad \dots\dots\dots (20)$$

なお、堆砂圧の計算に用いる土砂の単位体積重量は図11のように考える。

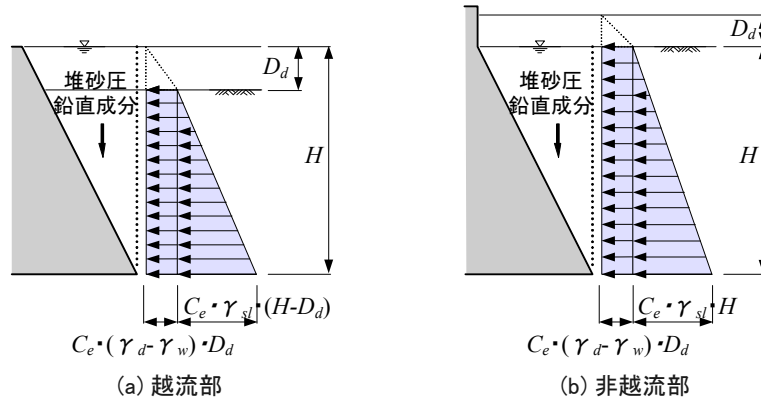


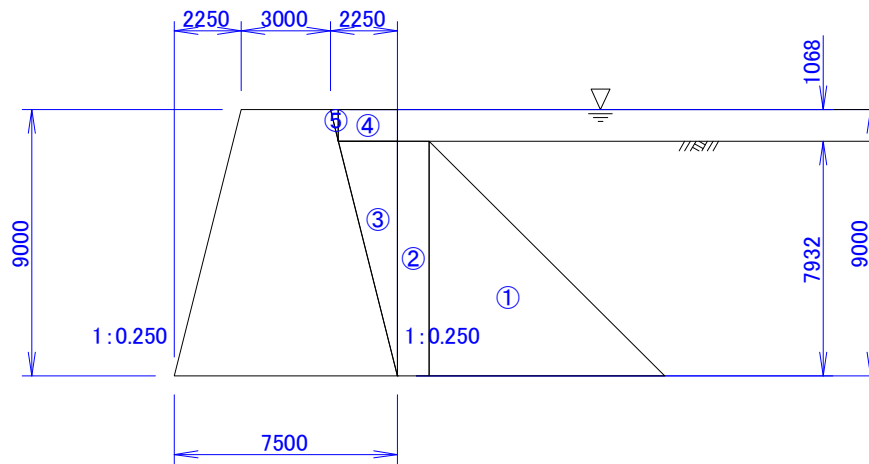
図11 堆砂圧の分布

ここで、
 p_{eV} : 任意深さ h_e における堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)
 p_{eH} : 任意深さ h_e における堆砂圧の水平分力 (kN/m²)
 C_e : 土圧係数 $C_e = 0.30$
 γ_s : 堆砂の見掛単位体積重量 $\gamma_s = 15.30$ (kN/m³)
 γ_{sl} : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)
 $\gamma_{sl} = \gamma_s - (1 - K_v) \cdot \gamma_w = 15.30 - (1 - 0.40) \times 11.77 = 8.24$ (kN/m³)
 γ_e : 土砂の単位体積重量 (kN/m³)
 $\gamma_e = C^* \cdot \sigma \cdot g = 0.60 \times 2.60 \times 9.80 = 15.29$ (kN/m³)
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 $\gamma_d = \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} \cdot g$
 $= \{ 2.60 \times 0.41 + 1.20 \times (1 - 0.41) \} \times 9.80 = 17.41$ (kN/m³)
 C^* : 溪床堆積土砂の容積濃度 $C^* = 0.60$

σ : 礫の密度 $\sigma = 2.6$ (t/m³)
 ρ : 水の密度 $\rho = 1.2$ (t/m³)
 C_d : 土石流濃度 $C_d = 0.41$ (t/m³)
 g : 重力の加速度 $g = 9.80$ (m/s²)
 h_e : 堆砂面からの任意点までの堆砂深さ (m)
 K_v : 堆砂空隙率 $K_v = 0.40$
 γ_w : 水の単位体積重量 $\gamma_w = 11.77$ (kN/m³)

5.1.3.2 越流部断面

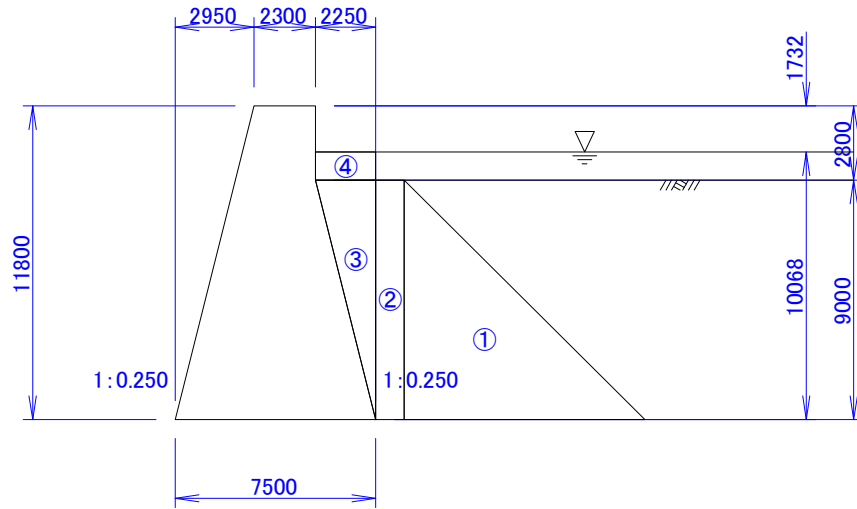
土石流時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 7.932 \times 7.932 \times 8.24 \times 0.30$				77.75	2.644	205.59
2	$1.068 \times 7.932 \times 5.64 \times 0.30$				14.33	3.966	56.82
3	$1/2 \times 1.983 \times 7.932 \times 8.24$	64.79	6.839	443.13			
4	$1.983 \times 1.068 \times 17.41$	36.86	6.508	239.88			
5	$1/2 \times 0.267 \times 1.068 \times 17.41$	2.48	5.428	13.46			
	合 計	104.13		696.47	92.08		262.41

5.1.3.3 非越流部断面

土石流時



	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN·m)	H (kN)	y (m)	Hy (kN·m)
1	$1/2 \times 9.000 \times 9.000 \times 8.24 \times 0.30$				100.09	3.000	300.28
2	$1.068 \times 9.000 \times 5.64 \times 0.30$				16.25	4.500	73.14
3	$1/2 \times 2.250 \times 9.000 \times 8.24$	83.41	6.750	563.02			
4	$2.250 \times 1.068 \times 17.41$	41.82	6.375	266.59			
	合 計	125.23		829.60	116.34		373.41

5.1.4 土石流流体力

土石流流体力は式(21), (22)で求める。また、土石流流体力の作用高さは式(23)で求める。

$$F = K_h \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2 \quad \dots\dots\dots (21)$$

$$\gamma_d = \{ \sigma \cdot C_d + \rho \cdot (1 - C_d) \} \cdot g \quad \dots\dots\dots (22)$$

$$y_d = H_g + \frac{D_d}{2} \quad \dots\dots\dots (23)$$

- ここで、 F : 土石流流体力 (kN/m)
 K_h : 係数 K_h=1.0
 γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)
 g : 重力の加速度 g = 9.80 (m/s²)
 D_d : 土石流の水深 D_d= 1.068 (m)
 U : 土石流の流速 U = 4.917 (m/s)
 σ : 礫の密度 σ = 2.6 (t/m³)
 ρ : 水の密度 ρ = 1.2 (t/m³)
 C_d : 土石流濃度 C_d= 0.41 (t/m³)
 y_d : 土石流流体力の作用高さ (m)
 H_g : 土砂の堆積高さ (m)

土石流の単位体積重量

$$\gamma_d = \{ 2.6 \times 0.412 + 1.2 \times (1 - 0.412) \} \times 9.80 = 17.41 \text{ (kN/m}^3 \text{)}$$

土石流流体力

$$F = 1.0 \times \frac{17.41}{9.80} \times 1.068 \times 4.917^2 = 45.85 \text{ (kN/m)}$$

土石流流体力の作用位置

越流部 $y_d = 7.932 + \frac{1.068}{2} = 8.466 \text{ (m)}$

非越流部 $y_d = 9.000 + \frac{1.068}{2} = 9.534 \text{ (m)}$

5.2 荷重の集計

5.2.1 越流部断面

5.2.1.1 土石流時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	1065.96	3.750	3997.35			
堆砂圧	104.13	6.688	696.47	92.08	2.850	262.41
静水圧	92.58	6.839	633.12	469.98	2.925	1374.46
土石流流体力				45.85	8.466	388.14
合計	1262.67		5326.94	607.90		2025.01

5.2.1.2 洪水時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	1065.96	3.750	3997.35			
静水圧	167.54	6.209	1040.21	559.60	3.222	1803.19
合計	1233.50		5037.56	559.60		1803.19

5.2.2 非越流部断面

5.2.2.1 土石流時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	1233.36	3.773	4653.09			
堆砂圧	125.23	6.625	829.60	116.34	3.210	373.41
静水圧	119.17	6.750	804.41	589.78	3.288	1938.97
土石流流体力				45.85	9.534	437.09
合計	1477.75		6287.09	751.97		2749.47

5.2.2.2 洪水時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
自重	1233.36	3.773	4653.09			
静水圧	139.90	6.694	936.56	563.21	3.261	1836.59
合計	1373.26		5589.65	563.21		1836.59

5.3 安定計算

堤体の安定計算においては、転倒、滑動および地盤の支持力の3項目について安全性を評価する。

5.3.1 転倒に対する検討

直接基礎の底面に引張応力が生じないように、基礎底面に作用する荷重の合力の作用位置は底面の中心より底面幅の1/6以内でなければならない。荷重の合力の作用位置は式(24)で求める。

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{B}{2} - \frac{\Sigma Vx - \Sigma Hy}{\Sigma V} \leq \frac{B}{6} \quad \dots\dots\dots(24)$$

ここで、 e : 荷重の偏心距離 (m)
 B : 基礎幅 (m)
 x : 基礎前端から合力の作用位置までの距離 (m)
 ΣVx : 基礎前端回りの全抵抗モーメント (kN・m)
 ΣHy : 基礎前端回りの全転倒モーメント (kN・m)
 ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN)

(1) 越流部断面

土石流時

$$e = \frac{7.500}{2} - \frac{5326.94 - 2025.01}{1262.67} = 1.135 < \frac{7.500}{6} = 1.250 \text{ (m)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

洪水時

$$e = \frac{7.500}{2} - \frac{5037.56 - 1803.19}{1233.50} = 1.128 < \frac{7.500}{6} = 1.250 \text{ (m)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$e = \frac{7.500}{2} - \frac{6287.09 - 2749.47}{1477.75} = 1.356 > \frac{7.500}{6} = 1.250 \text{ (m)} \quad \dots\dots \text{ (NG)}$$

洪水時

$$e = \frac{7.500}{2} - \frac{5589.65 - 1836.59}{1373.26} = 1.017 < \frac{7.500}{6} = 1.250 \text{ (m)} \quad \dots\dots \text{ (Ok)}$$

5.3.2 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は式(25)を満足する必要がある。

$$n = \frac{H_u}{\Sigma H} = \frac{f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot l}{\Sigma H} \geq n_a \quad \dots\dots\dots (25)$$

- ここで、
 n : 滑動に対する安全率
 n_a : 許容安全率
 砂礫基礎でえん堤高15m未満の場合 $n_a = 1.2$
 f : 摩擦係数 $f = 0.600$
 τ_0 : 堤体または基礎地盤のうち小さいほうのせん断強度
 $\tau_0 = 0.00$ (kN/m²)
 l : せん断抵抗を期待できる長さ (m)
 ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN/m)
 H_u : 滑動抵抗力 (kN/m)
 ΣH : 基礎底面に働く全水平力 (kN/m)

(1) 越流部断面

土石流時

$$n = \frac{0.600 \times 1262.67 + 0.000 \times 7.500}{607.90} = 1.25 > n_a = 1.20 \quad \dots\dots (Ok)$$

洪水時

$$n = \frac{0.600 \times 1233.50 + 0.000 \times 7.500}{559.60} = 1.32 > n_a = 1.20 \quad \dots\dots (Ok)$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$n = \frac{0.600 \times 1477.75 + 0.000 \times 7.500}{751.97} = 1.18 < n_a = 1.20 \quad \dots\dots (NG)$$

洪水時

$$n = \frac{0.600 \times 1373.26 + 0.000 \times 7.500}{563.21} = 1.46 > n_a = 1.20 \quad \dots\dots (Ok)$$

5.3.3 地盤の支持力に対する検討

基礎底面の地盤に作用する最大地盤反力度は式(26)を満足する必要がある。
 基礎底面に作用する地盤反力度は式(27)または式(28)により求める。

$$q_{\max} \leq q_a \quad \dots\dots\dots (26)$$

$$\text{台形分布のとき } (e \leq B/6) \quad \begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad \dots\dots\dots (27)$$

$$\text{三角形分布のとき } (e > B/6) \quad q_{\max} = \frac{2 \Sigma V}{x}, \quad x = 3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e \right) \dots\dots (28)$$

ここで、 q_{\max} : 最大地盤反力度 (kN/m²)
 q_{\min} : 最小地盤反力度 (kN/m²)
 ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN)
 e : 荷重の偏心距離 (m)
 B : 底版幅 (m)
 x : 地盤反力の分布幅 (m)
 q_a : 地盤の許容支持力度 $q_a = 600.00$ (kN/m²)

(1) 越流部断面

土石流時

$$e = 1.135 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{7.500}{6} = 1.250 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} = \frac{1262.67}{7.500} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 1.135}{7.500} \right) = \begin{matrix} 321.22 \\ 15.49 \end{matrix} \text{ (kN/m}^2 \text{)} \\ < q_a = 600.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \quad \dots\dots (Ok)$$

洪水時

$$e = 1.128 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{7.500}{6} = 1.250 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} = \frac{1233.50}{7.500} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 1.128}{7.500} \right) = \begin{matrix} 312.87 \\ 16.07 \end{matrix} \text{ (kN/m}^2 \text{)} \\ < q_a = 600.00 \text{ (kN/m}^2 \text{)} \quad \dots\dots (Ok)$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$e = 1.356 \text{ (m)} > \frac{B}{6} = \frac{7.500}{6} = 1.250 \text{ (m)}$$

よって、三角形分布

$$q_{\max} = \frac{2 \times 1477.75}{7.182} = 411.53 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$< q_a = 600.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots (Ok)$$

$$\text{ただし、 } x = 3 \times \left(\frac{7.500}{2} - 1.356 \right) = 7.182 \text{ (m)}$$

洪水時

$$e = 1.017 \text{ (m)} < \frac{B}{6} = \frac{7.500}{6} = 1.250 \text{ (m)}$$

よって、台形分布

$$\begin{matrix} q_{\max} \\ q_{\min} \end{matrix} = \frac{1373.26}{7.500} \times \left(1 \pm \frac{6 \times 1.017}{7.500} \right) = \begin{matrix} 332.08 \\ 34.12 \end{matrix} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$< q_a = 600.00 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots (Ok)$$

5.4 えん堤コンクリートの応力度の照査

えん堤コンクリートの応力度は本体下端断面において照査し、断面応力度が許容応力度以下でなければならない。断面の応力度は式(29)～(30)で求める。

曲げ応力度

$$\sigma_c = \frac{\Sigma V}{b \cdot h} \cdot \left(1 + \frac{6e}{h}\right) \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (29)$$

$$\sigma_t = \frac{\Sigma V}{b \cdot h} \cdot \left(1 - \frac{6e}{h}\right) \geq \sigma_{ta} \quad \dots\dots\dots (30)$$

ここで、 σ_c : 曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_t : 曲げ引張圧縮応力度 (N/mm²)
 ΣV : 基礎底面に働く全鉛直力 (N)
 ΣH : 基礎底面に働く全水平力 (N)
 b : 擁壁の奥行き幅 $b = 1000$ (mm)
 h : 擁壁の底版幅 (mm)
 e : 荷重の偏心距離 (mm)
 σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 3.90$ (N/mm²)
 σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = -0.23$ (N/mm²)

(1) 越流部断面

土石流時

$$\sigma_c = \frac{1262667.0}{1000 \times 7500.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 1135.0}{7500.0}\right) = 0.32 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (Ok)$$

$$\sigma_t = \frac{1262667.0}{1000 \times 7500.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 1135.0}{7500.0}\right) = 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$> \sigma_{ta} = -0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (Ok)$$

洪水時

$$\sigma_c = \frac{1233500.9}{1000 \times 7500.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 1127.9}{7500.0}\right) = 0.31 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (Ok)$$

$$\sigma_t = \frac{1233500.9}{1000 \times 7500.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 1127.9}{7500.0}\right) = 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$> \sigma_{ta} = -0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots\dots (Ok)$$

(2) 非越流部断面

土石流時

$$\sigma_c = \frac{1477753.6}{1000 \times 7500.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 1356.1}{7500.0} \right) = 0.41 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

$$\sigma_t = \frac{1477753.6}{1000 \times 7500.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 1356.1}{7500.0} \right) = -0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$> \sigma_{ta} = -0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

洪水時

$$\sigma_c = \frac{1373256.3}{1000 \times 7500.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 1017.0}{7500.0} \right) = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

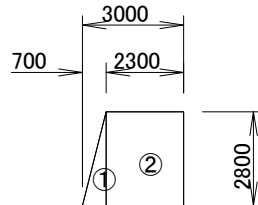
$$\sigma_t = \frac{1373256.3}{1000 \times 7500.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 1017.0}{7500.0} \right) = 0.03 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$> \sigma_{ta} = -0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \cdots \cdots \text{(Ok)}$$

5.5 袖部の設計

5.5.1 袖部の設計に用いる荷重

袖部の設計に用いる荷重に用いる荷重には袖部の自重、土石流流体力、礫の衝撃力および流木の衝撃力を使用します。

5.5.1.1 袖部の自重



	計 算 式	V (kN)	x (m)	Vx (kN・m)
1	$1/2 \times 0.700 \times 2.800 \times 22.56$	22.11	0.467	10.32
2	$2.300 \times 2.800 \times 22.56$	145.29	1.850	268.78
	合 計	167.40		279.10

5.5.1.2 礫の衝撃力

礫の衝撃力は式(31)～(32)により求める。ただし、衝撃力に対する有効幅を 4.580(m) とする。

$$P = \beta \cdot n \cdot \alpha^{3/2} \quad \dots\dots\dots (31)$$

$$n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2 \cdot (K_1 + K_2)^2}}, \quad K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi \cdot E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi \cdot E_2} \quad \dots\dots\dots (32)$$

- ここで、 P : 礫の衝撃力 (kN)
 E₁ : コンクリートの弾性係数 2548000.0 (kN/m²)
 E₂ : 礫の弾性係数 49000000.0 (kN/m²)
 μ₁ : コンクリートのポアソン比 0.194
 μ₂ : 礫のポアソン比 0.230
 m₁ : 袖部ブロックの質量 (t)
 m₂ : 礫の質量 1.360 (t)
 R : 礫の半径 0.500 (m)
 U : 礫の速度
 土石流の速度に等しいものとする 4.917 (m/s)
 α : へこみ量 (m)

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

β : 実験定数

$$\beta = \left(\frac{m_2}{m_1} \cdot U^2 + 1 \right)^{-0.8}$$

$$P = 0.7553 \times 2374699.6 \times 0.0125^{3/2} = 2492.49 \text{ (kN)}$$

ここで、

$$m_1 = \frac{167.395}{9.80} \times 4.580 = 78.232 \text{ (t) (有効幅あたり)}$$

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 2548000.0} = 0.0000001202$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.230^2}{\pi \times 49000000.0} = 0.0000000062$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.500}{9 \times \pi^2 \times (0.0000001202 + 0.0000000062)^2}} = 2374699.6$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 4.917^2}{4 / 1.360 \times 2374699.6} \right)^{2/5} = 0.0125$$

$$\beta = \left(\frac{1.360}{78.232} \times 4.917^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.7553$$

$$\text{単位幅あたり衝撃力 } P = 2492.49 / 4.580 = 544.211 \text{ (kN)}$$

衝撃力の作用位置

土石流時の水深 $D_a=1.068$ (m) > 礫の直径 $D_g=1.000$ (m)
よって、礫は土石流水面に浮きながら衝突するものとする。

$$y = 1.068 - 1.000/2 = 0.568 \text{ (m)}$$

5.5.1.3 流木の衝撃力

流木の衝撃力は礫の衝撃力と同様に式(31)～(32)により求める。ただし、衝撃力に対する有効幅を 4.580(m) とする。

ただし、 E_2 :	流木の弾性係数	7350000.0 (kN/m ²)
μ_2 :	流木のポアソン比	0.400
m_2 :	流木の質量	0.421 (t)
R :	流木の半径	0.250 (m)

$$P = 0.9068 \times 1355069.8 \times 0.0098^{3/2} = 1183.10 \text{ (kN)}$$

ここで、

$$m_1 = \frac{167.395}{9.80} \times 4.580 = 78.232 \text{ (t) (有効幅あたり)}$$

$$K_1 = \frac{1 - 0.194^2}{\pi \times 2548000.0} = 0.0000001202$$

$$K_2 = \frac{1 - 0.400^2}{\pi \times 7350000.0} = 0.0000000364$$

$$n = \sqrt{\frac{16 \times 0.250}{9 \times \pi^2 \times (0.0000001202 + 0.0000000364)^2}} = 1355069.8$$

$$\alpha = \left(\frac{5 \times 4.917^2}{4 / 0.421 \times 1355069.8} \right)^{2/5} = 0.0098$$

$$\beta = \left(\frac{0.421}{78.232} \times 4.917^2 + 1 \right)^{-0.8} = 0.9068$$

$$\text{単位幅あたり衝撃力 } P = 1183.10 / 4.580 = 258.318 \text{ (kN)}$$

衝撃力の作用位置

土石流時の水深 $D_s=1.068$ (m) > 流木の直径 $D_w=0.500$ (m)
よって、流木は土石流水面に浮きながら衝突するものとする。

$$y = 1.068 - 0.500/2 = 0.818 \text{ (m)}$$

5.5.2 設計荷重の集計

5.5.2.1 礫の衝突時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
袖部自重	167.40	1.667	279.10			
土石流流体力				45.85	0.534	24.47
礫の衝撃力				544.21	0.568	308.90
合計	167.40		279.10	590.06		333.37

荷重の偏心率

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Hy - \sum Vx}{\sum V} = \frac{3.000}{2} - \frac{333.37 - 279.10}{167.40} = 1.176 \text{ (m)}$$

設計曲げモーメント

$$M = e \cdot \sum V = 1.176 \times 167.40 = 196.82 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

5.5.2.2 流木の衝突時

荷重名	V (kN/m)	x (m)	Vx (kNm/m)	H (kN/m)	y (m)	Hy (kNm/m)
袖部自重	167.40	1.667	279.10			
土石流流体力				45.85	0.534	24.47
流木の衝撃力				258.32	0.818	211.20
合計	167.40		279.10	304.16		235.68

荷重の偏心率

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum Hy - \sum Vx}{\sum V} = \frac{3.000}{2} - \frac{235.68 - 279.10}{167.40} = 1.759 \text{ (m)}$$

設計曲げモーメント

$$M = e \cdot \sum V = 1.759 \times 167.40 = 294.51 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

5.5.3 袖部と本体境界面上の応力度

袖部と本体境界面上の応力度は無筋コンクリート断面として式(33), (34)で求める。ただし、断面の引張応力度が許容値を超える場合には鉄筋コンクリート断面として式(35)～(37)で求める。このとき断面に作用する軸力は安全のため無視する。

無筋コンクリートの断面応力度

$$\text{曲げ圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{B \cdot H} + \frac{6 \cdot M}{B \cdot H^2} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (33)$$

$$\text{曲げ引張応力度} \quad \sigma_t = \frac{N}{B \cdot H} - \frac{6 \cdot M}{B \cdot H^2} \geq \sigma_{ta} \quad \dots\dots\dots (34)$$

鉄筋コンクリート断面の応力度

$$\text{中立軸の位置} \quad k = -n \cdot p + \sqrt{(n \cdot p)^2 + 2n \cdot p} \quad \dots\dots\dots (35)$$

$$\text{コンクリート圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot B \cdot d^2} \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (36)$$

$$\text{鉄筋の引張応力度} \quad \sigma_s = \frac{M}{p \cdot j \cdot B \cdot d^2} \leq \sigma_{sa} \quad \dots\dots\dots (37)$$

$$\text{ただし、} p = \frac{A_s}{B \cdot d}, \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

- ここで、
 N : 境界面に働く軸力 (N/m)
 M : 境界面に働く曲げモーメント (kNm/m)
 B : 奥行き幅 B=1000 (mm)
 H : 袖部の厚さ H=3000 (mm)
 d : 袖部の有効高さ d=2900 (mm)
 n : ヤング係数比 n= 15
 A_s : 袖部の引張鉄筋量 (mm²)

5.5.3.1 礫の衝突時

無筋コンクリートとしての断面応力度

$$\begin{aligned} \text{曲げ圧縮応力度} \\ \sigma_c &= \frac{167395.2}{1000 \times 3000.0} + \frac{6 \times 196816202.5}{1000 \times 3000.0^2} = 0.19 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ &< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots (0k) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げ引張応力度} \\ \sigma_t &= \frac{167395.2}{1000 \times 3000.0} - \frac{6 \times 196816202.5}{1000 \times 3000.0^2} = -0.08 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ &> \sigma_{ta} = -0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \dots\dots (0k) \end{aligned}$$

5.5.3.2 流木の衝突時

無筋コンクリートとしての断面応力度

曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{167395.2}{1000 \times 3000.0} + \frac{6 \times 294512722.6}{1000 \times 3000.0^2} = 0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$< \sigma_{ca} = 3.90 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots (Ok)$$

曲げ引張応力度

$$\sigma_t = \frac{167395.2}{1000 \times 3000.0} - \frac{6 \times 294512722.6}{1000 \times 3000.0^2} = -0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$> \sigma_{ta} = -0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots\dots (Ok)$$

5.5.4 袖部と本体境界面上のせん断摩擦安全率

袖部と本体境界面上のせん断摩擦安全率は式(38)によって求め、せん断摩擦安全率は4以上でなければならない。

$$n = \frac{f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot l}{\Sigma H} \geq n_a = 4 \quad \dots\dots\dots(38)$$

ここで、n：袖部と本体境界面上のせん断摩擦安全率

n_a ：許容せん断摩擦安全率

f：内部摩擦係数 0.700

τ_0 ：せん断強度 2760.00 (kN/m²)

l：せん断抵抗を期待できる長さ 3.000 (m)

ΣV ：境界面上に働く全鉛直力 (kN/m)

ΣH ：境界面上に働く全水平力 (kN/m)

5.5.4.1 礫の衝突時

$$n = \frac{167.395 \times 0.70 + 3.000 \times 2760.000}{590.06} = 14.231 > n_a = 4 \quad \dots\dots 0k$$

5.5.4.2 流木の衝突時

$$n = \frac{167.395 \times 0.70 + 3.000 \times 2760.000}{304.16} = 27.607 > n_a = 4 \quad \dots\dots 0k$$

6. 水叩きの厚さの計算

6.1 計算式

水叩きの厚さは式(39), (40)により求める(図12参照)。

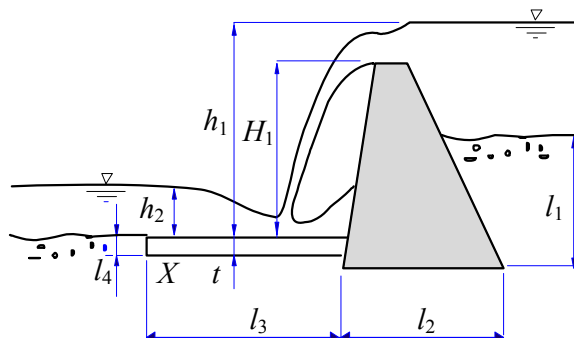


図12 水叩きの厚さ

経験式 (水褥池がない場合)

$$t = 0.2 \cdot (0.6 H_1 + 3 h_3 - 1.0) \quad \dots\dots\dots (39)$$

揚圧力から求める式

$$t \geq \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h - \Delta u}{M_c - 1} \quad \dots\dots\dots (40)$$

$$\Delta h = h_1 - h_2, \quad \Delta u = l' / l \cdot \Delta h$$

$$l' = l_1 + l_2, \quad l = l_1 + l_2 + l_3 + l_4$$

- ここで、 t : 水叩きの厚さ (m)
- H₁ : 水叩き天端からえん堤水通し天端までの高さ (m)
H₁ = 9.000 - 1.000 = 8.000 (m)
- h₃ : えん堤の越流水深 (m)
- Δh : 上下流水位差 (m)
- Δu : ダム堤底下流端までの損失揚圧力
- M_c : コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
- h₁ : ダム上流の水叩き天端からの水深 (m)
- h₂ : ダム下流の跳水後の水叩き天端からの水深 (m)
- l : 総浸透経路長 (m)
- l' : ダム堤底下流端までの浸透経路長 (m)

式(40)で l₄=t として t について整理すると式(41)が得られる。式(41)を用いて水叩きの所要厚さを求めることができる。

$$t^2 + (l_1 + l_2 + l_3 - \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h}{M_c - 1}) \cdot t - \frac{4}{3} \cdot \frac{\Delta h}{M_c - 1} \cdot l_3 = t^2 + a_1 \cdot t + a_2 \geq 0 \quad \dots\dots\dots (41)$$

6.2 経験式による水叩き厚さ

土石流時 $t = 0.2 \times (0.6 \times 8.000 + 3 \times 1.421 - 1.0) = 1.613$ (m)

洪水時 $t = 0.2 \times (0.6 \times 8.000 + 3 \times 0.783 - 1.0) = 1.230$ (m)

6.3 揚圧力から決まる所要水叩き厚さ

6.3.1 土石流時

$$\Delta h = (8.000 + 1.421) - 1.110 = 8.311 \text{ (m)}$$

未堆砂時

$$l_1 = 0$$

$$l_2 = 7.500 \text{ (m)}$$

$$l_3 = 12.000 \text{ (m)}$$

$$a_1 = 0.000 + 7.500 + 12.000 - \frac{4}{3} \times \frac{8.311}{22.56 - 1} = 18.986$$

$$a_2 = -\frac{4}{3} \times \frac{8.311}{22.56 - 1} \times 12.000 = -6.168$$

式(41)より、 $t = 0.319 \text{ (m)} < 1.000 \text{ (m)}$ …… (Ok)

満砂時

$$l_1 = 9.000 \text{ (m)}$$

$$a_1 = 9.000 + 7.500 + 12.000 - \frac{4}{3} \times \frac{8.311}{22.56 - 1} = 27.986$$

$$a_2 = -\frac{4}{3} \times \frac{8.311}{22.56 - 1} \times 12.000 = -6.168$$

式(41)より、 $t = 0.219 \text{ (m)} < 1.000 \text{ (m)}$ …… (Ok)

6.3.2 洪水時

$$\Delta h = (8.000 + 0.783) - 1.840 = 6.943 \text{ (m)}$$

未堆砂時

$$l_1 = 0$$

$$l_2 = 7.500 \text{ (m)}$$

$$l_3 = 12.000 \text{ (m)}$$

$$a_1 = 0.000 + 7.500 + 12.000 - \frac{4}{3} \times \frac{6.943}{22.56 - 1} = 19.071$$

$$a_2 = -\frac{4}{3} \times \frac{6.943}{22.56 - 1} \times 12.000 = -5.152$$

式(41)より、 $t = 0.266 \text{ (m)} < 1.000 \text{ (m)}$ …… (Ok)

満砂時

$$l_1 = 9.000 \text{ (m)}$$

$$a_1 = 9.000 + 7.500 + 12.000 - \frac{4}{3} \times \frac{6.943}{22.56 - 1} = 28.071$$

$$a_2 = -\frac{4}{3} \times \frac{6.943}{22.56 - 1} \times 12.000 = -5.152$$

式(41)より、 $t = 0.182 \text{ (m)} < 1.000 \text{ (m)}$ …… (Ok)

7. 検討ケース一覧表

7.1 主ダム本体の設計

7.1.1 越流部計算結果一覧表

	前面勾配	背面勾配	断面積 (m ²)	転倒	滑動	地盤反力	σ_c
1	1:0.250	1:0.250	47.250	0k	0k	0k	0k

7.1.2 非越流部計算結果一覧表

	前面勾配	背面勾配	断面積 (m ²)	転倒	滑動	地盤反力	σ_c	袖部
1	1:0.250	1:0.250	54.670	NG	NG	0k	0k	0k

7.1.3 越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対する検討 (m)	せん断摩擦安全率	地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
			偏心量	安全率	q_{max}	q_{min}	σ_c	σ_t
許容値			1.250	1.20	600.00	0.00	3.90	-0.23
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	Ok	> 1.135	< 1.25	> 321.22	< 15.49	< 0.32	< 0.02
	洪水時	Ok	> 1.128	< 1.32	> 312.87	< 16.07	< 0.31	< 0.02

7.1.4 非越流部計算結果詳細表

断面	荷重時	判定	転倒に対する検討 (m)	せん断摩擦安全率	地盤反力度 (kN/m ²)		コンクリート応力度 (N/mm ²)	
			偏心量	安全率	q_{max}	q_{min}	σ_c	σ_t
許容値			1.250	1.20	600.00	0.00	3.90	-0.23
1	未堆砂時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	平常時		-----	-----	-----	-----	-----	-----
	土石流時	NG	< 1.356	> 1.18	> 411.53	-----	< 0.41	< -0.02
	洪水時	Ok	> 1.017	< 1.46	> 332.08	< 34.12	< 0.33	< 0.03

7.1.5 袖部の設計

断面	荷重時	判定	せん断摩擦安全率 n	コンクリートの圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	コンクリートの引張応力度 σ_t (N/mm ²)	鉄筋の引張応力度 σ_s (N/mm ²)
許容値			4.00	3.90	-0.23	270.00
1	礫衝突時	Ok	< 14.23	> 0.19	< 0.08	-----
	流木衝突時	Ok	< 27.61	> 0.25	< 0.14	-----