

A調整池安定計算書

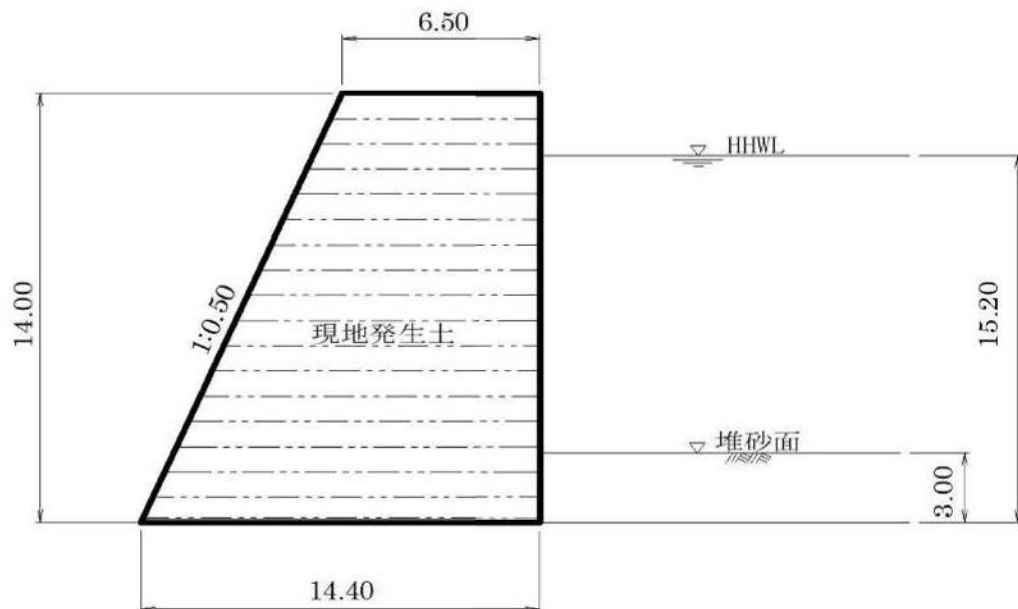
ダブルウォール堰堤

目 次

1. 設計条件	1
1.1 検討断面	1
1.2 設計断面諸元	1
1.3 構造形式	2
1.4 準拠基準	2
1.5 安定計算に用いる荷重の組合せ	2
1.6 安定計算に用いる数値	2
2. 安定計算	3
2.1 安定計算結果のまとめ	3
2.2 越流部の安定	4
2.3 非越流部の安定	8
3. 基礎工の安定	12
3.1 設計条件	12
3.2 安定計算結果	14
3.3 越流部基礎工の安定	15
3.4 非越流部基礎工の安定	19
4. 部材の強度検討	23
4.1 タイ材の強度検討	23
4.2 壁面材の強度検討	24
4.3 腹起材の強度検討	25

1. 設計条件

1.1 検討断面 (H=14.00m)



1.2 設計断面諸元

ダム高	H =	14.00 m
天端幅	Bt =	7.40 m
下流のり勾配	n =	0.50
上流のり勾配	m =	0.00
堤底幅	B =	14.40 m
越流水深	h3 =	1.200 m
洪水時水深	hw =	15.200 m
堆砂位	hs =	3.000 m

1.3 構造形式

ダブルウォール堰堤

1.4 準拠基準

ダブルウォール堰堤の設計に当たっては、以下の基準等に基づいて行う。

- ① 建設省河川砂防技術基準(案)；建設省河川局
- ② 防災調整池等技術基準(案)；(社)日本河川協会
- ③ 治山技術基準解説 総則・山地治山編；(社)日本治山治水協会
- ④ 鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)；(財)砂防・地すべり技術センター

1.5 安定計算に用いる荷重の組合せ

重力式壁体としての安定計算に用いる荷重の組合せは、堤高により下記の荷重条件について行うものとする。

表-1.1 設計荷重の組合せ

堤高	洪水時	平常時
15m未満	静水圧および自重	堆砂圧,地震時慣性力 および自重

また、上記荷重条件に対応する所要安全率は以下のとおりである。

表-1.2 荷重条件ごとの所要安全率

堤高	安定条件	洪水時	平常時
15m未満	滑動に対する安全率 $F_s \geq$	1.20	1.20
	合力の作用位置 $e \leq$	B/6	B/6
	せん断変形に対する安全率 $F_{sr} \geq$	1.20	1.20

1.6 安定計算に用いる数値

- ① 静水圧 $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$
- ② 中詰土(改良土)
 - ・単位体積重量(湿潤重量) $\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$
 - ・内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$
 - ・粘着力 $C = 10.0 \text{ kN/m}^2$
- ③ 堆砂圧
 - ・単位体積重量(水中重量) $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
 - ・内部摩擦角 $\phi_s = 30^\circ$
 - ・主働土圧係数 $K_A = 0.333$
- ④ 堤体と地盤の摩擦係数 $f = 0.55$
- ⑤ 基礎地盤の許容支持力 $q_a = 100 \text{ kN/m}^2$
- ⑥ 地震係数 $k = 0.25$

2. 安定計算

2.1 安定計算結果のまとめ

表- 2. 1 越流部安定計算結果のまとめ

荷重条件	項目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.38	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.368	<	2.4	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	227 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	167 kN/m ²	<	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.43	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	1.96	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.031	<	2.4	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	193 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	188 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.79	>	1.2	---O.K.

※) 最大地盤反力度が許容支持力度を上回るため、鋼矢板基礎工を設置する。

表- 2. 2 非越流部安定計算結果のまとめ

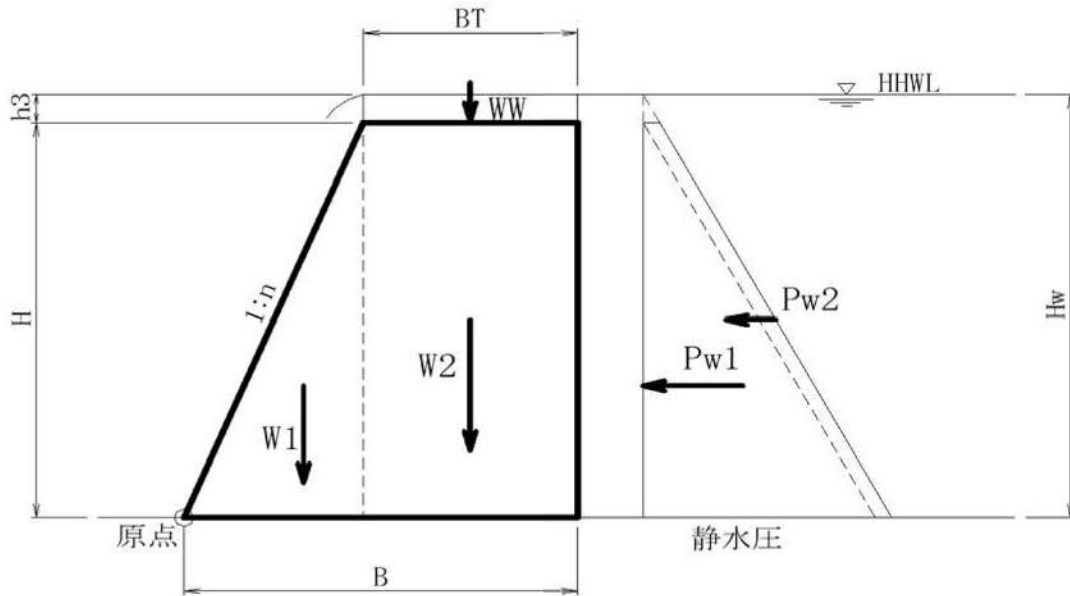
荷重条件	項目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.44	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.206	<	2.4	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	224 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	189 kN/m ²	<	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.53	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	1.98	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.029	<	2.4	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	209 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	204 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.68	>	1.2	---O.K.

※) 最大地盤反力度が許容支持力度を上回るため、鋼矢板基礎工を設置する。

2.2 越流部の安定

(1) 洪水時

① 荷重図



② 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 14.00 \times 14.00 \times 18.00$	882.0	4.667	4,116.3
自重	W2	$7.40 \times 14.00 \times 18.00$	1,864.8	10.700	19,953.4
水重	WW	$1.200 \times 7.40 \times 9.81$	87.1	10.700	932.0
合計			2,833.9		25,001.7

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	PW1	$1/2 \times 9.81 \times 14.00 \times 14.00$	961.4	4.667	4,486.9
静水圧	PW2	$9.81 \times 1.200 \times 14.00$	164.8	7.000	1,153.6
合計			1,126.2		5,640.5

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V) / \Sigma P = 0.55 \times 2,833.9 / 1,126.2$$

$$= 1.38 > 1.2 \quad \text{-----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

合力の作用位置 : $e = B/2 \cdot (\Sigma Mr \cdot \Sigma Mo) / V$

$$= 14.40/2 \cdot (25,002 - 5,641) / 2,833.9$$

$$= 0.368 \text{ (m)} < B/6 = 2.400 \text{ (m)} \quad \text{-----} \quad \text{O.K.}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 2,833.9 / 14.40 \times (1 + 6 \times 0.368 / 14.40)$$

$$= 227 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{-----} \quad \text{N.G.}$$

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 2,833.9 / 14.40 \times (1 - 6 \times 0.368 / 14.40)$$

$$= 167 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{-----} \quad \text{N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 8,074 / 5,641$$

$$= 1.43 > 1.2 \quad \text{-----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 8,074 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H^3 = 1/6 \times 14.06 \times 1.116 \times 14.00^3$$

$$= 7,176 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos\phi = 1/2 \times 10.00 \times 14.400^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 898 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/H)^2 \cdot (3 - B/H \cdot \cos\phi) \cdot \sin\phi$$

$$= (14.40/14.00)^2 \times (3 - 14.40/14.00 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 1.116$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

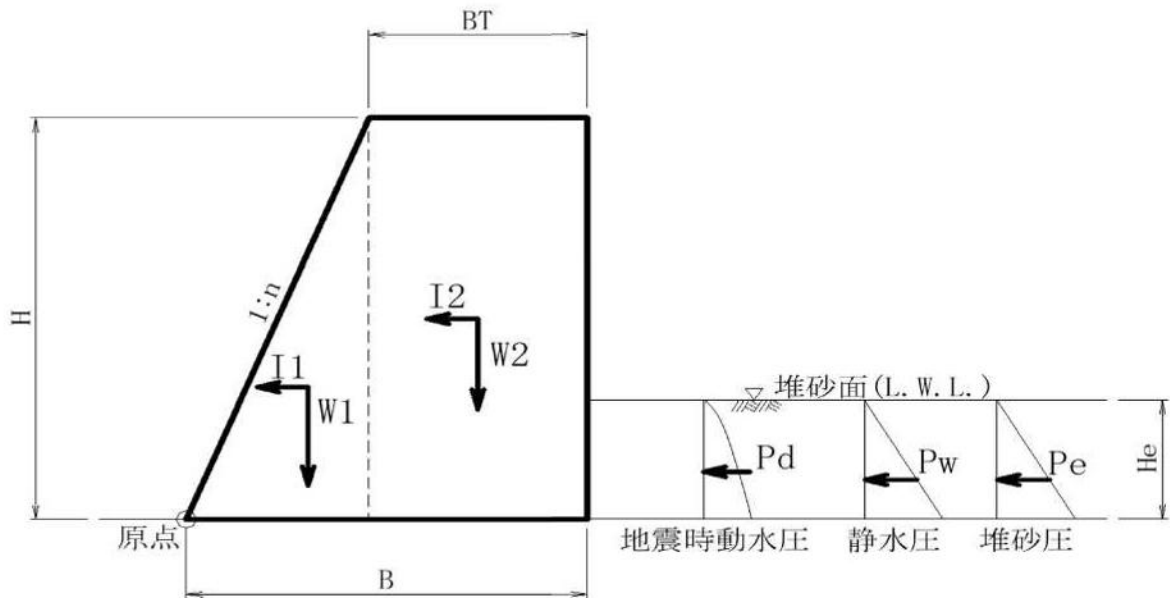
$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 2,833.9 / 14.00 / 14.40$$

$$= 14.06 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ϕ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

(2) 平常時 (地震時)

① 荷重図



② 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 14.00 \times 14.00 \times 18.00$	882.0	4.667	4,116.3
自重	W2	$7.40 \times 14.00 \times 18.00$	1,864.8	10.700	19,953.4
合計			2,746.8		24,069.7

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	Pw	$1/2 \times 9.81 \times 3.00 \times 3.00$	44.1	1.000	44.1
堆砂圧	Pe	$1/2 \times 0.333 \times 18.00 \times 3.00 \times 3.00$	27.0	1.000	27.0
地震時慣性力	I1	$1/2 \times 0.50 \times 14.00 \times 14.00 \times 18.00 \times 0.25$	220.5	4.667	1,029.1
地震時慣性力	I2	$7.40 \times 14.00 \times 18.00 \times 0.25$	466.2	7.000	3,263.4
地震時動水圧	Pd	$7/12 \times 9.81 \times 0.25 \times 3.00^{0.5} \times 3.00^{1.5}$	12.9	1.200	15.5
合計			770.7		4,379.1

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V) / \Sigma P = 0.55 \times 2,746.8 / 770.7$$

$$= 1.96 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

合力の作用位置 : $e = B/2 \cdot (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / V$

$$= 14.400/2 \cdot (24,070 - 4,379) / 2,746.8$$

$$= 0.031 \text{ (m)} < B/6 = 2.400 \text{ (m)}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 2,746.8/14.40 \times (1 + 6 \times 0.031/14.40)$$

$$= 193 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 2,746.8/14.40 \times (1 - 6 \times 0.031/14.40)$$

$$= 188 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 7,855 / 4,379$$

$$= 1.79 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 7,855 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H^3 = 1/6 \times 13.63 \times 1.116 \times 14.00^3$$

$$= 6,957 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 14.400^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 898 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/H)^2 \cdot (3 - B/H \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (14.40/14.00)^2 \times (3 - 14.40/14.00 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 1.116$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 2,746.8 / 14.00 / 14.40$$

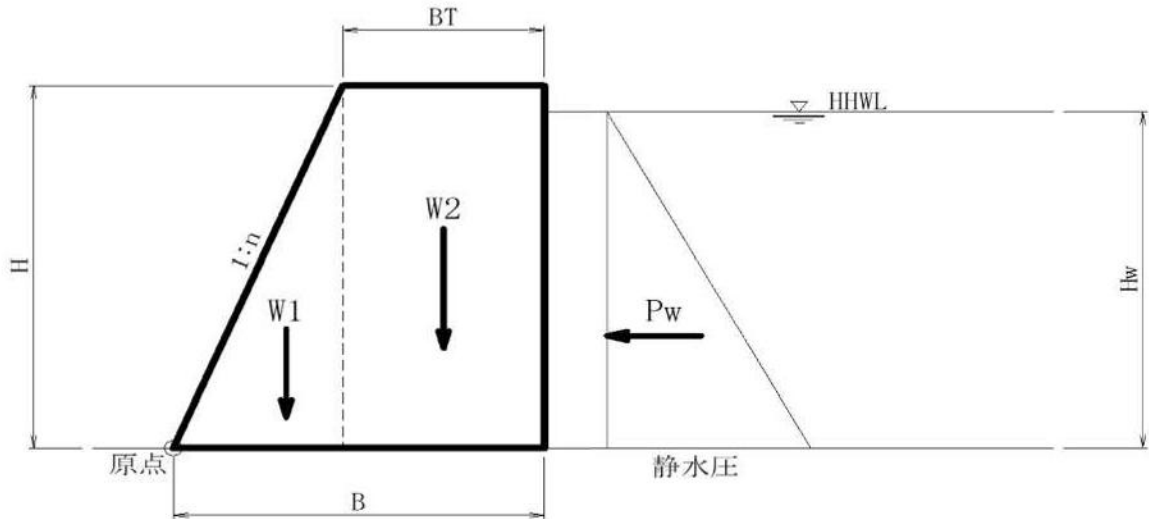
$$= 13.63 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

2.3 非越流部安定

(1) 洪水時

① 荷重図



② 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 15.80 \times 15.80 \times 18.00$	1,123.4	5.267	5,916.9
自重	W2	$6.50 \times 15.80 \times 18.00$	1,848.6	11.150	20,611.9
合計			2,972.0		26,528.8

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	PW	$1/2 \times 9.81 \times 15.200 \times 15.200$	1,133.3	5.067	5,742.4
合計			1,133.3		5,742.4

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = f \cdot \Sigma V / \Sigma P = 0.55 \times 2,972.0 / 1,133.3$$

$$= 1.44 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

$$\text{合力の作用位置: } e = B/2 \cdot (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / V$$

$$= 14.40/2 \cdot (26,529 - 5,742) / 2,972.0$$

$$= 0.206 \text{ (m)} < B/6 = 2.400 \text{ (m)} \text{ ----- O.K.}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 2,972.0 / 14.40 \times (1 + 6 \times 0.206 / 14.40)$$

$$= 224 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 2,972.0 / 14.40 \times (1 - 6 \times 0.206 / 14.40)$$

$$= 189 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 8,779 / 5,742$$

$$= 1.53 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 8,779 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot (H + H_{II})^3 = 1/6 \times 13.06 \times 0.918 \times 15.80^3$$

$$= 7,881 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 14.400^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 898 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B / (H + H_{II}))^2 \cdot (3 \cdot B / (H + H_{II}) \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (14.40 / 15.80)^2 \times (3 \cdot 14.40 / 15.80 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 0.918$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

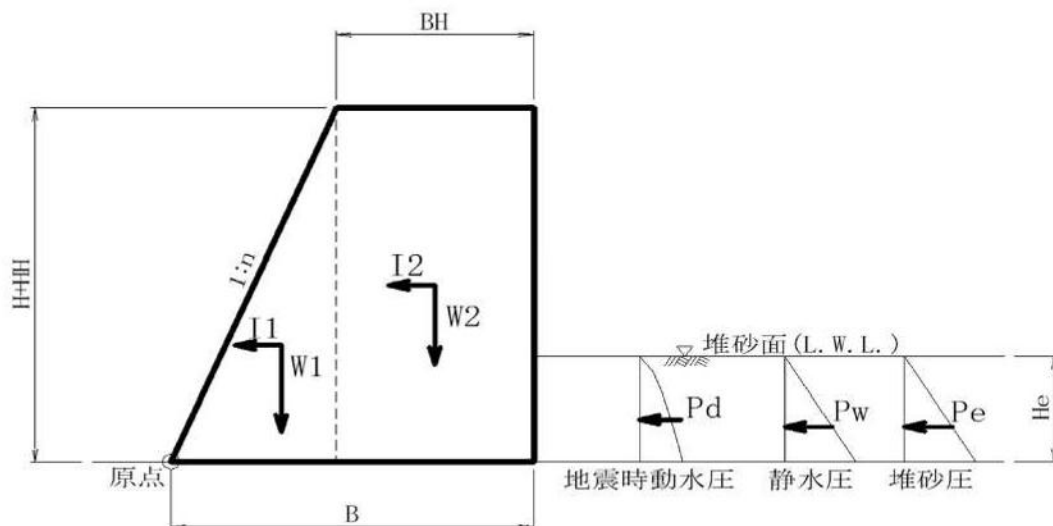
$$\gamma_e = \Sigma V / ((II + III) \cdot B) = 2,972.0 / 15.80 / 14.40$$

$$= 13.06 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

(2) 平常時 (地震時)

① 荷重図



① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 15.80 \times 15.80 \times 18.00$	1,123.4	5.267	5,916.9
自重	W2	$6.50 \times 15.80 \times 18.00$	1,848.6	11.150	20,611.9
合計			2,972.0		26,528.8

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	Pw	$1/2 \times 9.81 \times 3.00 \times 3.00$	44.1	1.000	44.1
堆砂圧	Pe	$1/2 \times 0.333 \times 18.00 \times 3.00 \times 3.00$	27.0	1.000	27.0
地震時慣性力	I1	$1/2 \times 0.50 \times 15.80 \times 15.80 \times 18.00 \times 0.25$	280.8	5.267	1,479.0
地震時慣性力	I2	$6.50 \times 15.80 \times 18.00 \times 0.25$	462.2	7.900	3,651.4
地震時動水圧	Pd	$7/12 \times 9.81 \times 0.25 \times 3.00^{0.5} \times 3.00^{1.5}$	12.9	1.200	15.5
合計			827.0		5,217.0

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V) / \Sigma P = 0.55 \times 2,972.0 / 827.0$$

$$= 1.98 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

$$\text{合力の作用位置 : } e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / V$$

$$= 14.40/2 - (26,529 - 5,217) / 2,972.0$$

$$= 0.029 \text{ (m)} < B/6 = 2.400 \text{ (m)}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 2,972.0 / 14.40 \times (1 + 6 \times 0.029 / 14.40)$$

$$= 209 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 2,972.0 / 14.40 \times (1 - 6 \times 0.029 / 14.40)$$

$$= 204 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 8,779 / 5,217$$

$$= 1.68 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 8,779 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot (H + HH)^3 = 1/6 \times 13.06 \times 0.918 \times 15.80^3$$

$$= 7,881 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 14.400^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 898 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B / (H + HH))^2 \cdot (3 \cdot B / (H + HH) \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (14.40 / 15.80)^2 \times (3 \cdot 14.40 / 15.80 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 0.918$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / ((H + HH) \cdot B) = 2,972.0 / 15.80 / 14.40$$

$$= 13.06 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

3. 基礎工の安定

上部工の地盤反力が地盤の許容支持力を上回るため、打込式二重鋼矢板壁基礎工を検討する。

3.1 設計条件

(1) 構造形式

打込式二重鋼矢板壁基礎

(2) 設計断面諸元

ダム高	: H =	14.00 m
設計水深	: Hw =	15.20 m
堤底幅	: B =	14.400 m
設計基礎高	: Hb =	3.00 m
上部工の根入深さ (下流側)	: Hd =	3.00
換算壁幅	: BB =	14.700 m

(3) 準拠基準

基礎工の安定計算は、「鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル」(一般財団法人国土技術研究センター編集)に準拠して検討するものとする。

(4) 安定計算に用いる数値

① 基礎地盤の単位体積重量

基礎地盤の単位体積重量は、水中重量として以下の数値を用いるものとする。

単位体積重量 (水中)	:	根入地盤 (強風化安山岩)	Y ₂ =	9.0 kN/m ³
		支持地盤 (風化安山岩)	Y ₁ =	9.0 kN/m ³

② 基礎地盤の内部摩擦角

根入地盤 (強風化安山岩)	φ ₂ =	30.0 °
支持地盤 (風化安山岩)	φ ₁ =	20.0 °

③ 基礎地盤の粘着力

根入地盤 (強風化安山岩)	C ₂ =	0 kN/m ²
支持地盤 (風化安山岩)	C ₁ =	228 kN/m ²

④ 土圧係数

土圧係数は、基礎地盤の内部摩擦角φより、次式で算出する。

主働土圧係数

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \alpha)} \right]^2} \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

受働土圧係数

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta - \alpha)} \right]^2} \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

δ : 壁面と土の摩擦角で = φ/2 = 15.0° とする。

α : 壁背面角 = 0.0°

β : 地表面と水平面のなす角 = 0.0°

よって、

K _a : 主働土圧係数	=	0.291
K _p : 受働土圧係数	=	4.807

⑤ 基礎工と基礎地盤の摩擦係数

f = 0.60 とする。

(5) 地盤の許容鉛直支持力

基礎工下端での許容鉛直支持力は、地盤の極限支持力に対して安全率 $F_n = 3$ を確保するものとする。
荷重の偏心を考慮した極限支持力を次式により算出する。

$$Q_u = A_e \{ \alpha \cdot \kappa \cdot C_1 \cdot N_c + \kappa \cdot q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \} \quad (\text{kN/m})$$

ここで、

$$C_1 : \text{支持地盤の粘着力} = 228.0 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q : \text{上載荷重 ; } q = D_f \times \gamma_2 \quad (\text{kN/m})$$

$$A_e : \text{有効載荷面積 ; } A_e = B_e \times 1 \quad (\text{m}^2)$$

$$\gamma_1 : \text{支持地盤の単位体積重量} = 9.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\gamma_2 : \text{根入れ地盤の単位体積重量} = 9.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

ただし、地下水位下では水中単位体積重量

$$B_e : \text{荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 ; } B_e = BB - 2e \quad (\text{m})$$

$$BB : \text{基礎幅 (= } B + 0.30\text{m)} = 14.700 \quad (\text{m})$$

$$e : \text{偏心距離} \quad (\text{m})$$

$$HB : \text{基礎工鋼矢板の根入れ長} = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$Hd1 : \text{上部工の根入れ深さ} = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$D_f : \text{基礎の有効根入れ深さ (= } HB + Hd1) = 6.00 \quad (\text{m})$$

$$\alpha, \beta : \text{基礎の形状係数} \quad \alpha = 1.00 \quad \beta = 1.00$$

κ : 根入れ効果に対する割増し係数 ; $\kappa = 1$ とする。

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル 図-8.10~8.12)

表-3.1 支持力計算結果

項目	記号	越流部		非越流部		備考
		洪水時	平常時	洪水時	平常時	
内部摩擦角	$\phi_1(^{\circ})$	20.0	20.0	20.0	20.0	
粘着力	$C_1(\text{kN/m}^2)$	228	228	228	228	
鉛直力	$\Sigma V(\text{kN/m})$	3,231	3,144	3,369	3,369	
水平力	$\Sigma Ph(\text{kN/m})$	1,585	929	1,592	985	
傾斜角	$\tan\theta = \Sigma Ph / \Sigma V$	0.491	0.295	0.473	0.292	
偏心距離	$e(\text{m})$	1.290	0.534	1.121	0.559	
根入長	$D_f(\text{m})$	6.00	6.00	6.00	6.00	
根入先端底幅	$BB(\text{m})$	14.70	14.70	14.70	14.70	
基礎工有効幅	$B_e = BB - 2e(\text{m})$	12.12	13.63	12.46	13.58	
支持力係数	N_c	5.4	8.9	5.6	8.7	
	N_q	2.1	3.3	2.1	3.4	
	N_γ	0.0	0.8	0.0	0.8	
根入効果割増係数	κ	1.00	1.00	1.00	1.00	
極限支持力度	$q_c = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c$	1,227	2,029	1,284	1,979	
	$q_q = \kappa \cdot q \cdot N_q$	113	180	113	181	
	$q_\gamma = 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma$	0	47	0	48	
	$q_u = q_c + q_q + q_\gamma (\text{kN/m}^2)$	1,340	2,256	1,397	2,208	
許容地盤支持力度	$q_a = q_u / F_n (\text{kN/m}^2)$	447	752	466	736	

3.2 安定計算結果

基礎工の安定計算は、上部工からの反力荷重を受けるものとして安定計算を行う。

表-3.3 越流部基礎工安定計算結果のまとめ

荷重条件	項目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.84	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	3.35	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	267 kN/m ²	<	447 kN/m ²	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	3.08	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	1.25	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	231 kN/m ²	<	752 kN/m ²	---O.K.

表-3.4 非越流部基礎工安定計算結果のまとめ

荷重条件	項目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.88	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	3.48	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	231 kN/m ²	<	466 kN/m ²	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	3.04	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	1.21	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	248 kN/m ²	<	736 kN/m ²	---O.K.

3.3 越流部基礎工の安定

(1) 洪水時の安定

① 荷重の計算

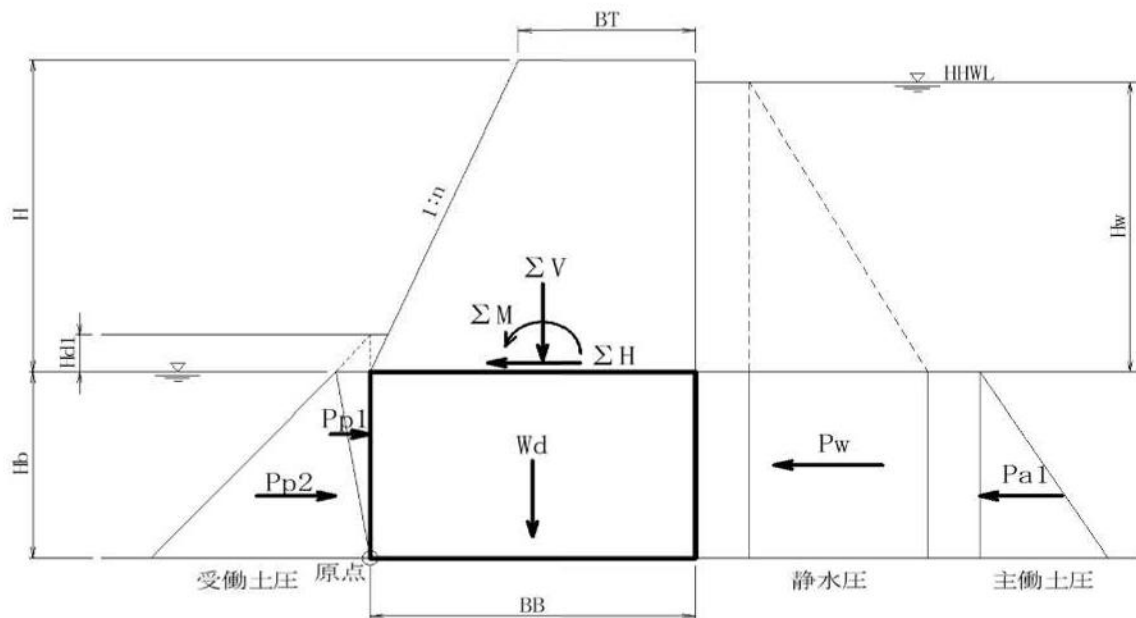
a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		2,833.9	8.822	25,001.7
自重	Wd	14.70x3.00x9.00	396.9	7.350	2,917.2
合計			3,230.8		27,918.9

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		1,126.2	3.000	3,378.6
上部工荷重	ΣM				5,640.5
静水圧	Pw	9.81x15.20x3.00	447.3	1.500	671.0
主働土圧	Pa1	1/2x(9.00x3.00x0.291 - 2x0.00x√0.291)x3.00	11.8	1.000	11.8
小計			1,585.3		9,701.9
受働土圧	Pp1	-1/2x(18.00x3.00x4.807 + 2x0.0x√4.807)x3.00	-389.4	2.000	-778.8
受働土圧	Pp2	-1/2x(54.00+9.00x3.00)x4.807 + 2x0.0x√4.807)x3.00	-584.1	1.000	-584.1
小計			-973.5		-1,362.9
合計			611.8		8,339.0

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 3,230.8 + 973.5) / 1,585.3$$

$$= 1.84 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 27,918.9 / 8,339.0$$

$$= 3.35 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot e) = 3,230.8 / (14.70 \cdot 2.580)$$

$$= 267 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 447 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V$$

$$= 14.70/2 - (27,918.9 - 8,339.0) / 3,230.8$$

$$= 1.290 \text{ (m)}$$

(2) 平常時の安定

① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

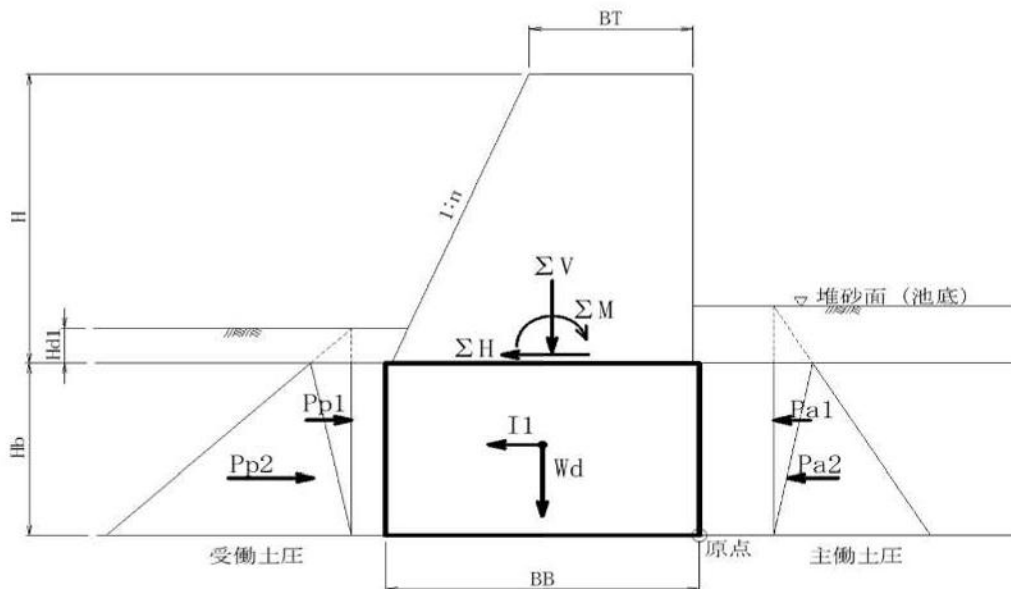
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		2,746.8	8.763	24,069.7
自重	Wd	14.70x3.00x9.00	396.9	7.350	2,917.2
合 計			3,143.7		26,986.9

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		770.7	3.000	2,312.1
上部工荷重	ΣM				4,379.1
主働土圧	Pa1	$1/2 \times (18.00 \times 3.00 \times 0.291 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.291}) \times 3.00$	23.6	2.000	47.2
主働土圧	Pa2	$1/2 \times ((54.00 + 9.00 \times 3.00) \times 0.291 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.291}) \times 3.00$	35.4	1.000	35.4
地震時慣性力	I	14.70x3.00x9.00x0.25	99.2	1.500	148.8
小 計			928.9		6,922.6
受働土圧	Pp1	$-1/2 \times (18.00 \times 3.00 \times 4.807 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{4.807}) \times 3.00$	-389.4	2.000	-778.8
受働土圧	Pp2	$-1/2 \times ((54.00 + 9.00 \times 3.00) \times 4.807 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{4.807}) \times 3.00$	-584.1	1.000	-584.1
小 計			-973.5		-1,362.9
合 計			0.0		5,559.7

※) 受働土圧が大きい場合で合計値が負の場合はゼロとする。

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 3,143.7 + 973.5) / 928.9$$

$$= 3.08 > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 26,986.9 / 5,559.7$$

$$= 1.25 > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot e) = 3,143.7 / (14.70 \cdot 1.068)$$

$$= 231 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 752 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 \cdot (\Sigma M_r \cdot \Sigma M_o) / V$$

$$= 14.70/2 \cdot (26,987 - 5,560) / 3,144$$

$$= 0.534 \text{ (m)}$$

3.4 非越流部基礎工の安定

(1) 洪水時

① 荷重の計算

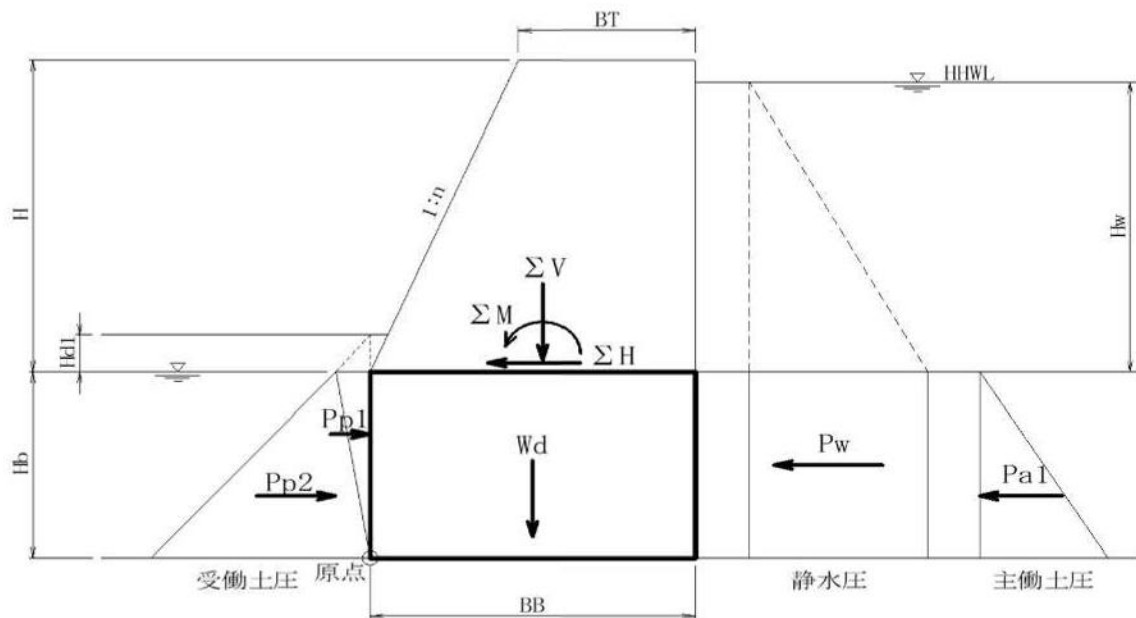
a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		2,972.0	8.926	26,528.8
自重	Wd	14.70x3.00x9.00	396.9	7.350	2,917.2
合計			3,368.9		29,446.0

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		1,133.3	3.000	3,399.9
上部工荷重	ΣM				5,742.4
静水圧	Pw	9.81x15.20x3.00	447.3	1.500	671.0
主働土圧	Pa1	1/2x(9.00x3.00x0.291 - 2x0.00x√0.291)x3.00	11.8	1.000	11.8
小計			1,592		9,825.1
受働土圧	Pp1	-1/2x(18.00x3.00x4.807 + 2x0.0x√4.807)x3.00	-389.4	2.000	-778.8
受働土圧	Pp2	-1/2x(54.00+9.00x3.00)x4.807 + 2x0.0x√4.807)x3.00	-584.1	1.000	-584.1
小計			-973.5		-1,362.9
合計			618.9		8,462.2

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 3,368.9 + 973.5) / 1,592.4 \\ = 1.88 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 29,446.0 / 8,462.2 \\ = 3.48 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot e) = 3,368.9 / (14.70 \cdot 2.242) \\ = 270 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 466 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V \\ = 14.70/2 - (29,446.0 - 8,462.2) / 3,368.9 \\ = 1.121 \text{ (m)}$$

(2) 平常時

① 荷重の計算

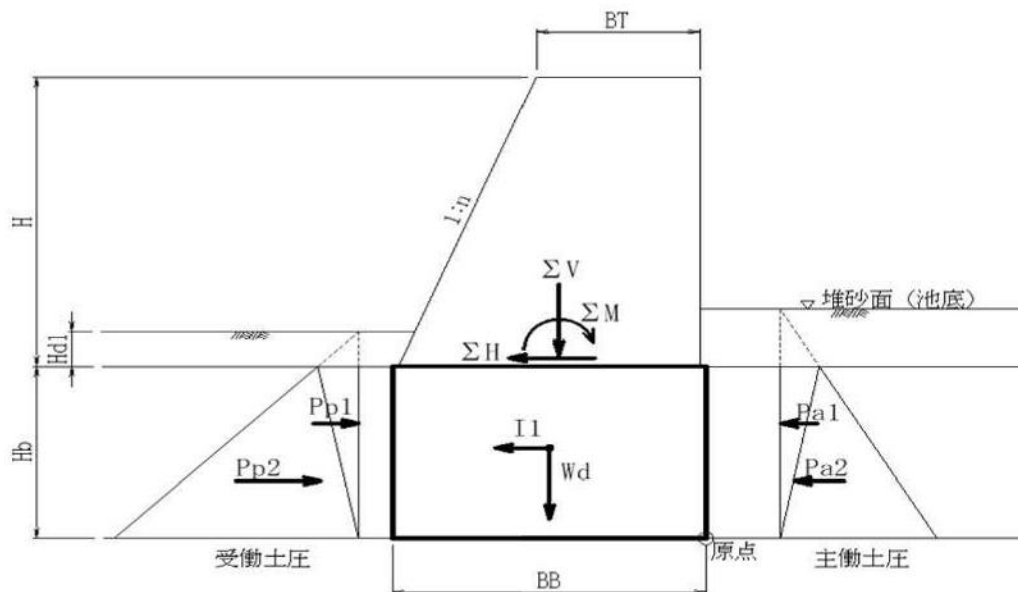
a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		2,972.0	8.926	26,528.8
自重	Wd	14.70x3.00x9.00	396.9	7.350	2,917.2
合 計			3,368.9		29,446.0

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		827.0	3.000	2,481.0
上部工荷重	ΣM				5,217.0
主働土圧	Pa1	$1/2 \times (18.00 \times 3.00 \times 0.291 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.291}) \times 3.00$	23.6	2.000	47.2
主働土圧	Pa2	$1/2 \times ((54.00 + 9.00 \times 3.00) \times 0.291 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.291}) \times 3.00$	35.4	1.000	35.4
地震時慣性力	I	14.70x3.00x9.00x0.25	99.2	1.500	148.8
小 計			985.2		7,929.4
受働土圧	Pp1	$-1/2 \times (18.00 \times 3.00 \times 4.807 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{4.807}) \times 3.00$	-389.4	2.000	-778.8
受働土圧	Pp2	$-1/2 \times ((54.00 + 9.00 \times 3.00) \times 4.807 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{4.807}) \times 3.00$	-584.1	1.000	-584.1
小 計			-973.5		-1,362.9
合 計			11.7		6,566.5

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 3,368.9 + 973.5) / 985.2$$

$$= 3.04 > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 29,446.0 / 6,566.5$$

$$= 1.21 > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot e) = 3,368.9 / (14.70 \cdot 1.118)$$

$$= 248 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 736 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 \cdot (\Sigma M_r \cdot \Sigma M_o) / V$$

$$= 14.70/2 \cdot (29,446 - 6,567) / 3,369$$

$$= 0.559 \text{ (m)}$$

4. 部材の強度検討

4.1 タイ材の強度検討

(1) タイ材張力：T (kN/本)

タイ材の強度検討は、長期荷重として常時主働土圧係数および短期荷重として、施工直後の静止土圧係数を使用して検討する。

タイ材に発生する引張力は、次式で算出できる。

$$T = (K \cdot \gamma \cdot h - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K}) \cdot \Delta h \cdot \Delta V$$

ここに、 K：水平土圧係数

$$\text{常時水平主働土圧係数} = 0.29$$

$$\text{水平静止土圧係数} = 0.50$$

$$\phi : \text{中詰材の内部摩擦角} = 30 \quad (\text{度})$$

$$C : \text{中詰材の粘着力(安全性を考慮して} C/2) = 5 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\gamma : \text{中詰材の単位体積重量} = 18.0 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$h : \text{タイ材取付点の天端からの高さ} \quad (\text{m})$$

$$\Delta h : \text{タイ材の水平方向取付間隔} = 0.667 \quad (\text{m})$$

$$\Delta V : \text{タイ材の鉛直方向取付間隔} = 0.600 \quad (\text{m})$$

よって、

$$\text{(長期)} \quad T = 2.09 \times h - 2.16$$

$$\text{(短期)} \quad T = 3.60 \times h - 2.83$$

(2) タイ材の引張応力度： σ_t

$$\sigma_t = T \times 1,000 / A_t / 100 \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、 A_t ：タイ材の有効断面積 (cm^2)

長期のみ片面0.5mmの腐食しるを見込むものとする。

よって、

$$\text{(長期)} \quad \sigma_t = (20.9 - 21.6) / A_t \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{(短期)} \quad \sigma_t = (36.0 - 28.3) / A_t \quad (\text{N/mm}^2)$$

(3) タイ材の許容応力度

タイ材には、ネジ節付異形棒鋼 (SD345) を使用するものとし、その許容応力度は次のとおりとする。

$$\text{(長期)} \quad \sigma_{ta} = 138 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{(短期)} \quad \sigma_{ta} = 138 \times 1.50 = 207 \quad (\text{N/mm}^2)$$

(4) タイ材の選定

$\sigma_t = \sigma_{ta}$ として、タイ材の最大設置高さ h_{\max} は次式で算出できる。

$$\text{(長期)} \quad h_{\max} = (138 \times A_t + 21.6) / 20.9$$

$$\text{(短期)} \quad h_{\max} = (207 \times A_t + 28.3) / 36.0$$

したがって、各径のタイ材の所要設置深さは次のようになる。

タイ材径	長期		短期		所要設置 深さ (m)	実設置 深さ (m)
	断面積 $A_t(\text{cm}^2)$	高さ $h_{\max}(\text{m})$	断面積 $A_t(\text{cm}^2)$	高さ $h_{\max}(\text{m})$		
D13	1.075	8.13	1.267	8.07	8.07	8.00
D16	1.744	12.55	1.986	12.21	12.21	12.20
D19	2.573	18.02	2.865	17.26	17.26	15.80

4.2 壁面材（軽量鋼矢板セグメント）の検討

軽量鋼矢板セグメントに作用する荷重は下記に示す2ケースを考慮するものとする。

- ① 長期荷重 : 主働土圧力
- ② 短期荷重 : 静止土圧力（施工直後）

(1) 中詰土圧強度の算定

次式にて、壁面材に作用する土圧を求める。

$$P_s = K \cdot \gamma_t \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K}$$

ここに、 P_s : 壁面材に作用する中詰土の土圧 (kN/m²)

K : 水平方向土圧係数

① 長期荷重 主働土圧力 : $K_a = 0.29$

② 短期荷重 静止土圧力 : $K_o = 0.50$

γ_t : 中詰材の単位体積重量 = 18.0 kN/m³

H : ダムの高さ = 15.8 m

以上より、壁面材に作用する土圧強度は以下のとおりである。

① 長期荷重時 : $P_s = 77.1$ kN/m ①式

② 短期荷重時 : $P_s = 135.1$ kN/m ②式

(2) 壁面材の諸元

壁面材に軽量鋼矢板（幅333×高51×厚5mm）を用いるとすると、腐食しろおよびセグメント化を考慮した有効断面係数 Z' は、以下のとおりである。

① 長期荷重時

$$Z' = Z \times (t - 2 \times \Delta t_1) / t / 2 = 144 \times (5 - 2 \times 1.0) / 5 / 2 = 43.2 \text{ cm}^3/\text{m}$$

② 短期荷重時

$$Z' = Z / 2 = 144 / 2 = 72.0 \text{ cm}^3/\text{m}$$

ここに、 Z : 軽量鋼矢板の単位幅あたりの断面係数 = 144 cm³/m

t : 軽量鋼矢板の板厚 = 5.0 mm

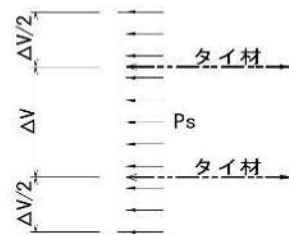
Δt_1 : 腐食しろ（片面） = 1.0 mm

(3) 壁面材の強度検討

壁面材に発生する最大曲げモーメントに対して、部材応力が許容応力度以下になるように部材断面を決定する。

$$M_{\max} = \frac{P_s \cdot \Delta V^2}{8}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{Z' \cdot \alpha}$$



したがって、壁面材に発生する最大の部材応力は、以下のとおりである。

① 長期荷重時

$$\sigma_s = 77.1 \times 0.60^2 / 8 / 43 / 0.6 \times 1,000 = 134 \leq \sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$$

② 短期荷重時

$$\sigma_s = 135.1 \times 0.60^2 / 8 / 72 / 0.6 \times 1,000 = 141 \leq \sigma_{sa} \times 1.5 = 210 \text{ N/mm}^2$$

ここに、 ΔV : タイ材の鉛直方向設置間隔 = 0.60 m

σ_s : 壁面材に発生する応力度(N/mm²)

α : 軽量鋼矢板の継手効率 = 0.6

4.3 腹起材の強度検討

- (1) 腹起材に発生する最大せん断応力度： τ_{\max}
腹起し材に作用するタイ材の引張力は、前項より

$$\begin{aligned} <\text{長期}> \quad T_{\max} &= 30,852 \text{ (N)} \\ <\text{短期}> \quad T_{\max} &= 54,079 \text{ (N)} \end{aligned}$$

腹起し材に発生する最大せん断応力度は、次式によって算出できる。

$$\tau_{\max} = T_{\max} / 2 \cdot A_t$$

ここに、 A_t ：腹起材の有効断面積 $727.3 \text{ (mm}^2\text{)}$
片面0.5mmの腐食しろを見込むものとする。

腹起し材に L-75x75x6 (SS400) を使用するものとし、そのせん断応力度は次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} <\text{長期}> \quad \tau_{\max} &= 21.2 \leq 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ <\text{短期}> \quad \tau_{\max} &= 37.2 \leq 80 \times 1.5 = 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

B調整池安定計算書

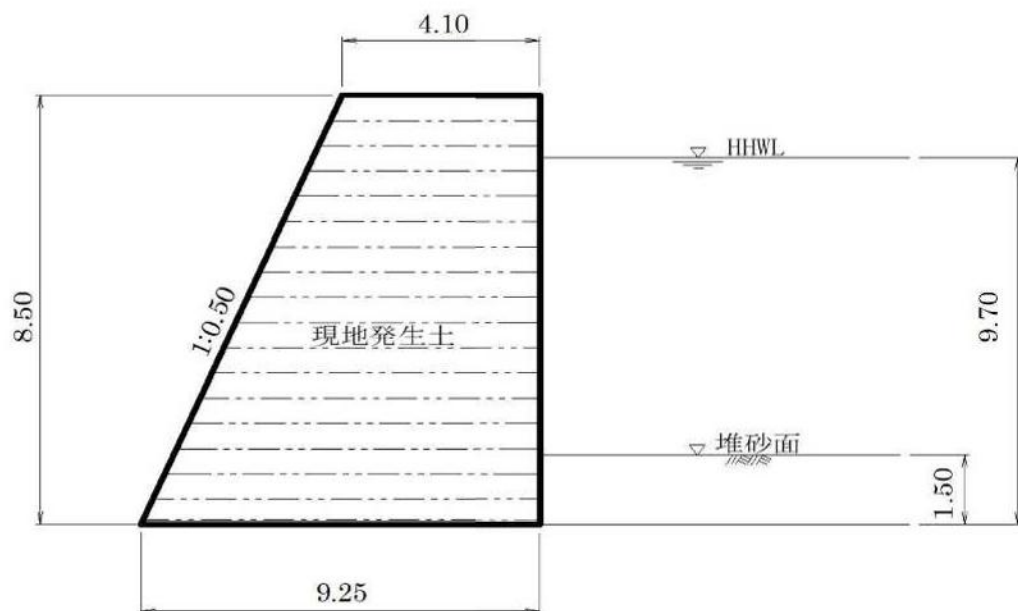
ダブルウォール堰堤

目 次

1. 設計条件	1
1.1 検討断面	1
1.2 設計断面諸元	1
1.3 構造形式	2
1.4 準拠基準	2
1.5 安定計算に用いる荷重の組合せ	2
1.6 安定計算に用いる数値	2
2. 安定計算	3
2.1 安定計算結果のまとめ	3
2.2 越流部の安定	4
2.3 非越流部の安定	8
3. 基礎工の安定	12
3.1 設計条件	12
3.2 安定計算結果	14
3.3 越流部基礎工の安定	15
3.4 非越流部基礎工の安定	19
4. 部材の強度検討	23
4.1 タイ材の強度検討	23
4.2 壁面材の強度検討	24
4.3 腹起材の強度検討	25

1. 設計条件

1.1 検討断面 (H=8.50m)



1.2 設計断面諸元

ダム高	H =	8.50 m
天端幅	Bt =	5.00 m
下流のり勾配	n =	0.50
上流のり勾配	m =	0.00
堤底幅	B =	9.25 m
越流水深	h3 =	1.200 m
洪水時水深	hw =	9.700 m
堆砂位	hs =	1.500 m

1.3 構造形式

ダブルウォール堰堤

1.4 準拠基準

ダブルウォール堰堤の設計に当たっては、以下の基準等に基づいて行う。

- ① 建設省河川砂防技術基準(案)；建設省河川局
- ② 防災調整池等技術基準(案)；(社)日本河川協会
- ③ 治山技術基準解説 総則・山地治山編；(社)日本治山治水協会
- ④ 鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)；(財)砂防・地すべり技術センター

1.5 安定計算に用いる荷重の組合せ

重力式壁体としての安定計算に用いる荷重の組合せは、堤高により下記の荷重条件について行うものとする。

表-1.1 設計荷重の組合せ

堤高	洪水時	平常時
15m未満	静水圧および自重	堆砂圧,地震時慣性力 および自重

また、上記荷重条件に対応する所要安全率は以下のとおりである。

表-1.2 荷重条件ごとの所要安全率

堤高	安定条件	洪水時	平常時
15m未満	滑動に対する安全率 $F_s \geq$	1.20	1.20
	合力の作用位置 $e \leq$	B/6	B/6
	せん断変形に対する安全率 $F_{sr} \geq$	1.20	1.20

1.6 安定計算に用いる数値

- ① 静水圧 $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$
- ② 中詰土(改良土)
 - ・単位体積重量(湿潤重量) $\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$
 - ・内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$
 - ・粘着力 $C = 10.0 \text{ kN/m}^2$
- ③ 堆砂圧
 - ・単位体積重量(水中重量) $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
 - ・内部摩擦角 $\phi_s = 30^\circ$
 - ・主働土圧係数 $K_A = 0.333$
- ④ 堤体と地盤の摩擦係数 $f = 0.55$
- ⑤ 基礎地盤の許容支持力 $q_a = 100 \text{ kN/m}^2$
- ⑥ 地震係数 $k = 0.25$

2. 安定計算

2.1 安定計算結果のまとめ

表- 2. 1 越流部安定計算結果のまとめ

荷重条件	項 目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.39	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.227	<	1.542	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	143 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	106 kN/m ²	<	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.53	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	2.04	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.010	<	1.542	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	119 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	117 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.99	>	1.2	---O.K.

※) 最大地盤反力度が許容支持力度を上回るため、鋼矢板基礎工を設置する。

表- 2. 2 非越流部安定計算結果のまとめ

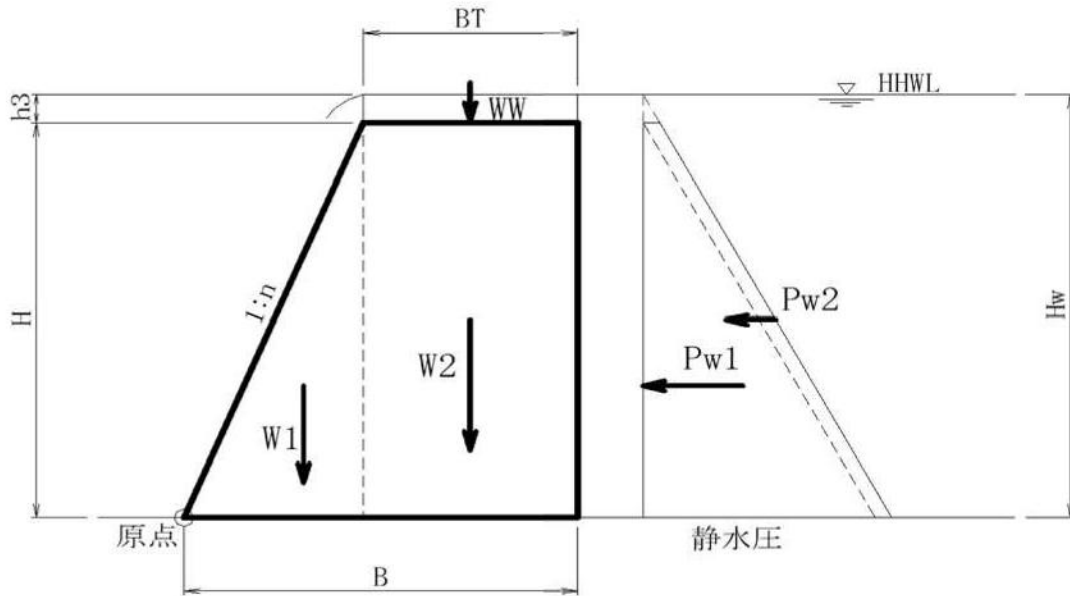
荷重条件	項 目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.48	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.084	<	1.542	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	141 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	127 kN/m ²	<	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.67	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	2.06	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.009	<	1.542	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	135 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	133 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.78	>	1.2	---O.K.

※) 最大地盤反力度が許容支持力度を上回るため、鋼矢板基礎工を設置する。

2.2 越流部の安定

(1) 洪水時

① 荷重図



② 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 8.50 \times 8.50 \times 18.00$	325.1	2.833	921.0
自重	W2	$5.00 \times 8.50 \times 18.00$	765.0	6.750	5,163.8
水重	WW	$1.200 \times 5.00 \times 9.81$	58.9	6.750	397.6
合計			1,149.0		6,482.4

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	PW1	$1/2 \times 9.81 \times 8.50 \times 8.50$	354.4	2.833	1,004.0
静水圧	PW2	$9.81 \times 1.200 \times 8.50$	100.1	4.250	425.4
合計			454.5		1,429.4

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V) / \Sigma P = 0.55 \times 1,149.0 / 454.5$$

$$= 1.39 > 1.2 \quad \text{-----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

合力の作用位置 : $e = B/2 \cdot (\Sigma Mr \cdot \Sigma Mo) / V$

$$= 9.25/2 \cdot (6,482 - 1,429) / 1,149.0$$

$$= 0.227 \text{ (m)} < B/6 = 1.542 \text{ (m)} \quad \text{-----} \quad \text{O.K.}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 1,149.0 / 9.25 \times (1 + 6 \times 0.227 / 9.25)$$

$$= 143 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{-----} \quad \text{N.G.}$$

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 1,149.0 / 9.25 \times (1 - 6 \times 0.227 / 9.25)$$

$$= 106 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{-----} \quad \text{N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 2,191 / 1,429$$

$$= 1.53 > 1.2 \quad \text{-----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 2,191 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H^3 = 1/6 \times 14.61 \times 1.218 \times 8.50^3$$

$$= 1,821 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 9.250^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 370 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/H)^2 \cdot (3 - B/H \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (9.25/8.50)^2 \times (3 - 9.25/8.50 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 1.218$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

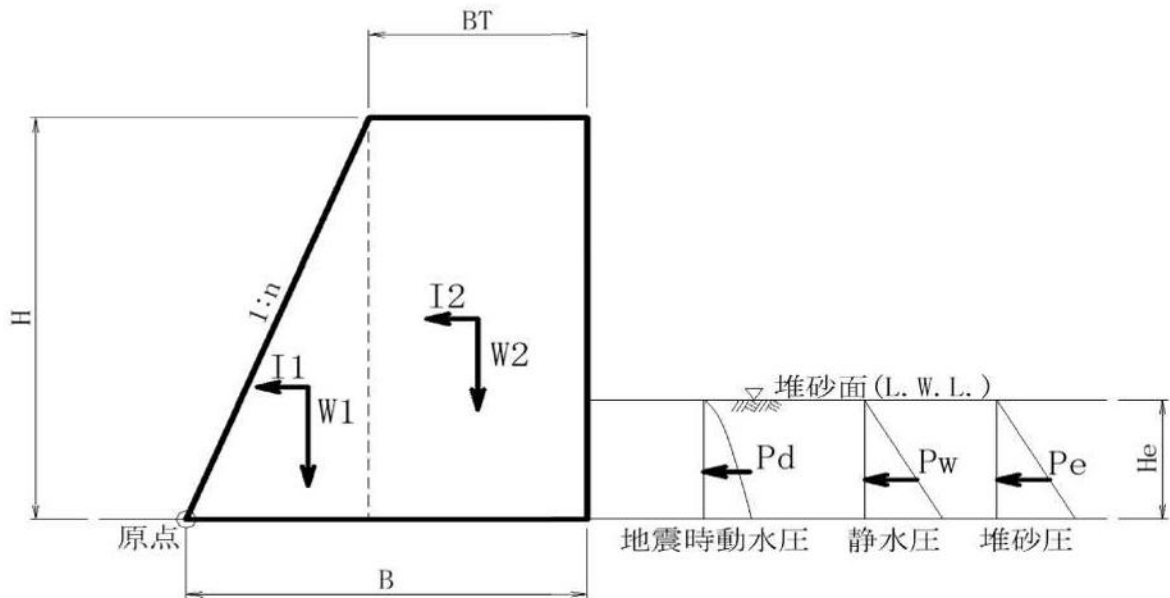
$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 1,149.0 / 8.50 / 9.25$$

$$= 14.61 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

(2) 平常時 (地震時)

① 荷重図



② 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自 重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 8.50 \times 8.50 \times 18.00$	325.1	2.833	921.0
自 重	W2	$5.00 \times 8.50 \times 18.00$	765.0	6.750	5,163.8
合 計			1,090.1		6,084.8

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	Pw	$1/2 \times 9.81 \times 1.50 \times 1.50$	11.0	0.500	5.5
堆砂圧	Pe	$1/2 \times 0.333 \times 18.00 \times 1.50 \times 1.50$	6.7	0.500	3.4
地震時慣性力	I1	$1/2 \times 0.50 \times 8.50 \times 8.50 \times 18.00 \times 0.25$	81.3	2.833	230.3
地震時慣性力	I2	$5.00 \times 8.50 \times 18.00 \times 0.25$	191.3	4.250	813.0
地震時動水圧	Pd	$7/12 \times 9.81 \times 0.25 \times 1.50^{0.5} \times 1.50^{1.5}$	3.2	0.600	1.9
合 計			293.5		1,054.1

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V) / \Sigma P = 0.55 \times 1,090.1 / 293.5$$

$$= 2.04 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

$$\text{合力の作用位置 : } e = B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V$$

$$= 9.250/2 - (6,085 - 1,054) / 1,090.1$$

$$= 0.010 \text{ (m)} < B/6 = 1.542 \text{ (m)}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 1,090.1/9.25 \times (1 + 6 \times 0.010/9.25)$$

$$= 119 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 1,090.1/9.25 \times (1 - 6 \times 0.010/9.25)$$

$$= 117 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 2,098 / 1,054$$

$$= 1.99 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 2,098 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H^3 = 1/6 \times 13.86 \times 1.218 \times 8.50^3$$

$$= 1,728 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 9.250^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 370 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/H)^2 \cdot (3 - B/H \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (9.25/8.50)^2 \times (3 - 9.25/8.50 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 1.218$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 1,090.1 / 8.50 / 9.25$$

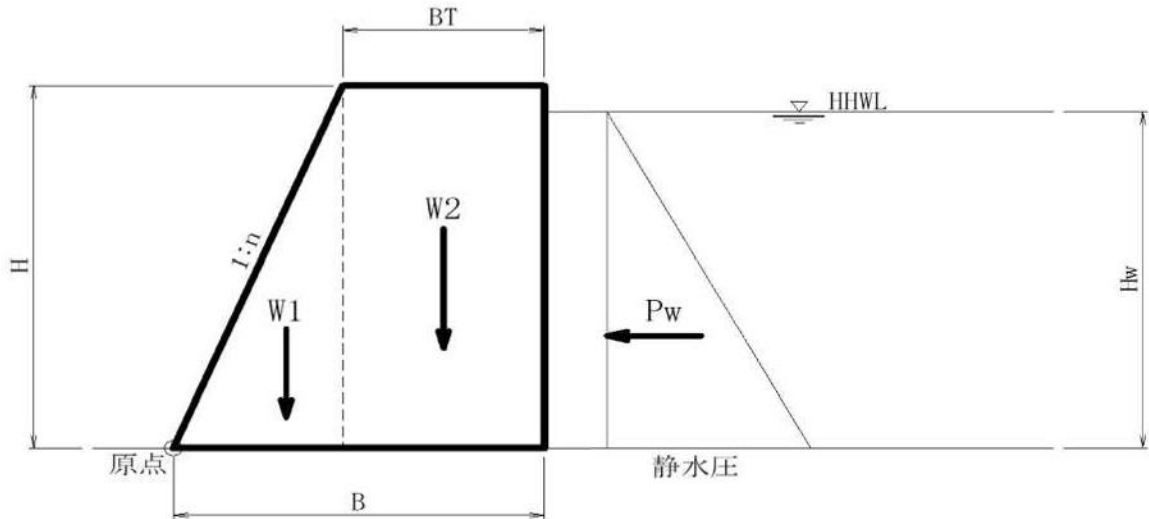
$$= 13.86 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

2.3 非越流部安定

(1) 洪水時

① 荷重図



② 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 10.30 \times 10.30 \times 18.00$	177.4	3.433	1,638.9
自重	W2	$4.10 \times 10.30 \times 18.00$	760.1	7.200	5,472.7
合計			1,237.5		7,111.6

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	PW	$1/2 \times 9.81 \times 9.700 \times 9.700$	461.5	3.233	1,492.0
合計			461.5		1,492.0

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = f \cdot \Sigma V / \Sigma P = 0.55 \times 1,237.5 / 461.5$$

$$= 1.48 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

$$\text{合力の作用位置: } e = B/2 \cdot (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / V$$

$$= 9.25/2 \cdot (7,112 - 1,492) / 1,237.5$$

$$= 0.084 \text{ (m)} < B/6 = 1.542 \text{ (m)} \text{ ----- O.K.}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 1,237.5/9.25 \times (1 + 6 \times 0.084/9.25)$$

$$= 141 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 1,237.5/9.25 \times (1 - 6 \times 0.084/9.25)$$

$$= 127 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 2,490 / 1,492$$

$$= 1.67 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 2,490 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot (H + H_{II})^3 = 1/6 \times 12.99 \times 0.896 \times 10.30^3$$

$$= 2,120 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 9.250^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 370 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/(H + H_{II}))^2 \cdot (3 \cdot B/(H + H_{II}) \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (9.25/10.30)^2 \times (3 \cdot 9.25/10.30 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 0.896$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

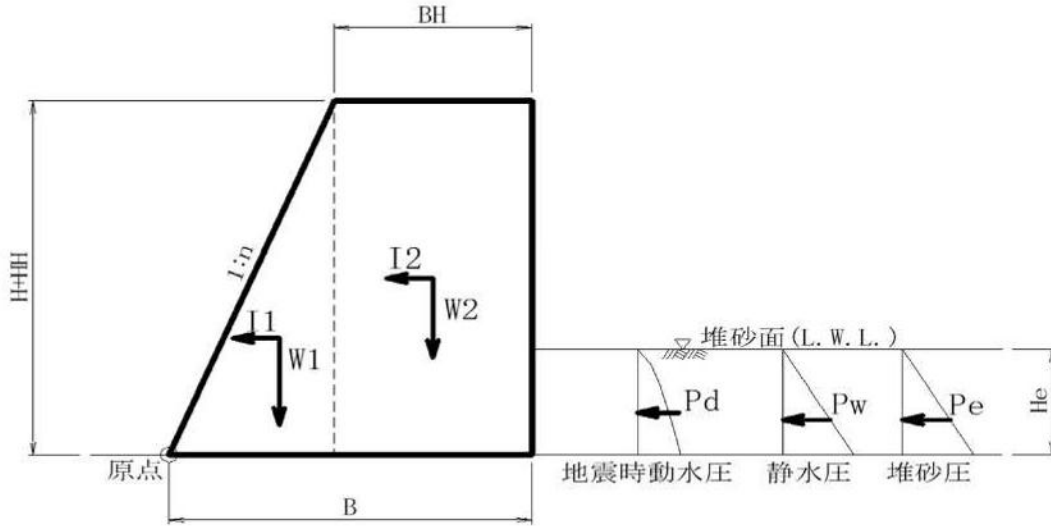
$$\gamma_e = \Sigma V / ((II + III) \cdot B) = 1,237.5 / 10.30/9.25$$

$$= 12.99 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

(2) 平常時 (地震時)

① 荷重図



① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 10.30 \times 10.30 \times 18.00$	477.4	3.433	1,638.9
自重	W2	$4.10 \times 10.30 \times 18.00$	760.1	7.200	5,472.7
合計			1,237.5		7,111.6

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	Pw	$1/2 \times 9.81 \times 1.50 \times 1.50$	11.0	0.500	5.5
堆砂圧	Pe	$1/2 \times 0.333 \times 18.00 \times 1.50 \times 1.50$	6.7	0.500	3.4
地震時慣性力	I1	$1/2 \times 0.50 \times 10.30 \times 10.30 \times 18.00 \times 0.25$	119.4	3.433	409.9
地震時慣性力	I2	$4.10 \times 10.30 \times 18.00 \times 0.25$	190.0	5.150	978.5
地震時動水圧	Pd	$7/12 \times 9.81 \times 0.25 \times 1.50^{0.5} \times 1.50^{1.5}$	3.2	0.600	1.9
合計			330.3		1,399.2

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V) / \Sigma P = 0.55 \times 1,237.5 / 330.3$$

$$= 2.06 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

$$\text{合力の作用位置 : } e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / V$$

$$= 9.25/2 - (7,112 - 1,399) / 1,237.5$$

$$= 0.009 \text{ (m)} < B/6 = 1.542 \text{ (m)}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 1,237.5 / 9.25 \times (1 + 6 \times 0.009 / 9.25)$$

$$= 135 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 1,237.5 / 9.25 \times (1 - 6 \times 0.009 / 9.25)$$

$$= 133 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 2,490 / 1,399$$

$$= 1.78 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 2,490 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot (H + HH)^3 = 1/6 \times 12.99 \times 0.896 \times 10.30^3$$

$$= 2,120 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 9.250^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 370 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B / (H + HH))^2 \cdot (3 \cdot B / (H + HH) \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (9.25 / 10.30)^2 \times (3 \cdot 9.25 / 10.30 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 0.896$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / ((H + HH) \cdot B) = 1,237.5 / 10.30 / 9.25$$

$$= 12.99 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

3. 基礎工の安定

上部工の地盤反力が地盤の許容支持力を上回るため、打込式二重鋼矢板壁基礎工を検討する。

3.1 設計条件

(1) 構造形式

打込式二重鋼矢板壁基礎

(2) 設計断面諸元

ダム高	: H =	8.50 m
設計水深	: Hw =	9.70 m
堤底幅	: B =	9.250 m
設計基礎高	: Hb =	7.00 m
上部工の根入深さ (下流側)	: Hd =	2.00
換算壁幅	: BB =	9.550 m

(3) 準拠基準

基礎工の安定計算は、「鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル」(一般財団法人国土技術研究センター編集)に準拠して検討するものとする。

(4) 安定計算に用いる数値

① 基礎地盤の単位体積重量

基礎地盤の単位体積重量は、水中重量として以下の数値を用いるものとする。

単位体積重量 (水中)	:	根入地盤 (強風化安山岩)	Y ₂ =	9.0 kN/m ³
		支持地盤 (風化安山岩)	Y ₁ =	9.0 kN/m ³

② 基礎地盤の内部摩擦角

根入地盤 (強風化安山岩)	φ ₂ =	35.0 °
支持地盤 (風化安山岩)	φ ₁ =	20.0 °

③ 基礎地盤の粘着力

根入地盤 (強風化安山岩)	C ₂ =	0 kN/m ²
支持地盤 (風化安山岩)	C ₁ =	225 kN/m ²

④ 土圧係数

土圧係数は、基礎地盤の内部摩擦角φより、次式で算出する。

主働土圧係数

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \alpha)} \right]^2} \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

受働土圧係数

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta - \alpha)} \right]^2} \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

δ : 壁面と土の摩擦角で = φ/2 = 17.5° とする。

α : 壁背面角 = 0.0°

β : 地表面と水平面のなす角 = 0.0°

よって、

K _a : 主働土圧係数	=	0.235
K _p : 受働土圧係数	=	7.016

⑤ 基礎工と基礎地盤の摩擦係数

f = 0.60 とする。

(5) 地盤の許容鉛直支持力

基礎工下端での許容鉛直支持力は、地盤の極限支持力に対して安全率 $F_n = 3$ を確保するものとする。
荷重の偏心を考慮した極限支持力を次式により算出する。

$$Q_u = A_e \{ \alpha \cdot \kappa \cdot C_1 \cdot N_c + \kappa \cdot q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \} \quad (\text{kN/m})$$

ここで、

$$C_1 : \text{支持地盤の粘着力} = 225.0 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q : \text{上載荷重 ; } q = D_f \times \gamma_2 \quad (\text{kN/m})$$

$$A_e : \text{有効載荷面積 ; } A_e = B_e \times l \quad (\text{m}^2)$$

$$\gamma_1 : \text{支持地盤の単位体積重量} = 9.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\gamma_2 : \text{根入れ地盤の単位体積重量} = 9.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

ただし、地下水位下では水中単位体積重量

$$B_e : \text{荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 ; } B_e = BB - 2e \quad (\text{m})$$

$$BB : \text{基礎幅 (= } B + 0.30\text{m)} = 9.550 \quad (\text{m})$$

$$e : \text{偏心距離} \quad (\text{m})$$

$$HB : \text{基礎工鋼矢板の根入れ長} = 7.00 \quad (\text{m})$$

$$Hd1 : \text{上部工の根入れ深さ} = 2.00 \quad (\text{m})$$

$$D_f : \text{基礎の有効根入れ深さ (= } HB + Hd1) = 9.00 \quad (\text{m})$$

$$\alpha, \beta : \text{基礎の形状係数} \quad \alpha = 1.00 \quad \beta = 1.00$$

κ : 根入れ効果に対する割増し係数 ; $\kappa = 1$ とする。

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル 図-8.10~8.12)

表-3.1 支持力計算結果

項目	記号	越流部		非越流部		備考
		洪水時	平常時	洪水時	平常時	
内部摩擦角	$\phi_1(^{\circ})$	20.0	20.0	20.0	20.0	
粘着力	$C_1(\text{kN/m}^2)$	225	225	225	225	
鉛直力	$\Sigma V(\text{kN/m})$	1,751	1,692	1,839	1,839	
水平力	$\Sigma Ph(\text{kN/m})$	1,172	540	1,179	577	
傾斜角	$\tan\theta = \Sigma Ph / \Sigma V$	0.67	0.319	0.641	0.314	
偏心距離	$e(\text{m})$	-0.569	-0.520	-0.654	-0.654	
根入長	$D_f(\text{m})$	9.00	9.00	9.00	9.00	
根入先端底幅	$BB(\text{m})$	9.55	9.55	9.55	9.55	
基礎工有効幅	$B_e = BB - 2e(\text{m})$	8.41	8.51	8.24	8.24	
支持力係数	N_c	3.3	8.2	3.6	8.3	
	N_q	2.1	3.0	2.1	3.1	
	N_γ	0.0	0.6	0.0	0.7	
根入効果割増係数	κ	1.00	1.00	1.00	1.00	
極限支持力度	$q_c = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c$	734	1,841	799	1,872	
	$q_q = \kappa \cdot q \cdot N_q$	169	245	169	250	
	$q_\gamma = 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma$	0	24	0	24	
	$q_u = q_c + q_q + q_\gamma (\text{kN/m}^2)$	903	2,109	968	2,147	
許容地盤支持力度	$q_a = q_u / F_n (\text{kN/m}^2)$	301	703	323	716	

3.2 安定計算結果

基礎工の安定計算は、上部工からの反力荷重を受けるものとして安定計算を行う。

表-3.3 越流部基礎工安定計算結果のまとめ

荷重条件	項目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	3.72	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	∞	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	164 kN/m ²	<	301 kN/m ²	---O.K.
	せん断変形の安全率	$F_{sr} =$	∞	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	8.02	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	∞	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	199 kN/m ²	<	703 kN/m ²	---O.K.
	せん断変形の安全率	$F_{sr} =$	∞	>	1.2	---O.K.

表-3.4 非越流部基礎工安定計算結果のまとめ

荷重条件	項目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	3.75	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	∞	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	199 kN/m ²	<	323 kN/m ²	---O.K.
	せん断変形の安全率	$F_{sr} =$	∞	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	7.66	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	∞	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	223 kN/m ²	<	716 kN/m ²	---O.K.
	せん断変形の安全率	$F_{sr} =$	∞	>	1.2	---O.K.

3.3 越流部基礎工の安定

(1) 洪水時の安定

① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

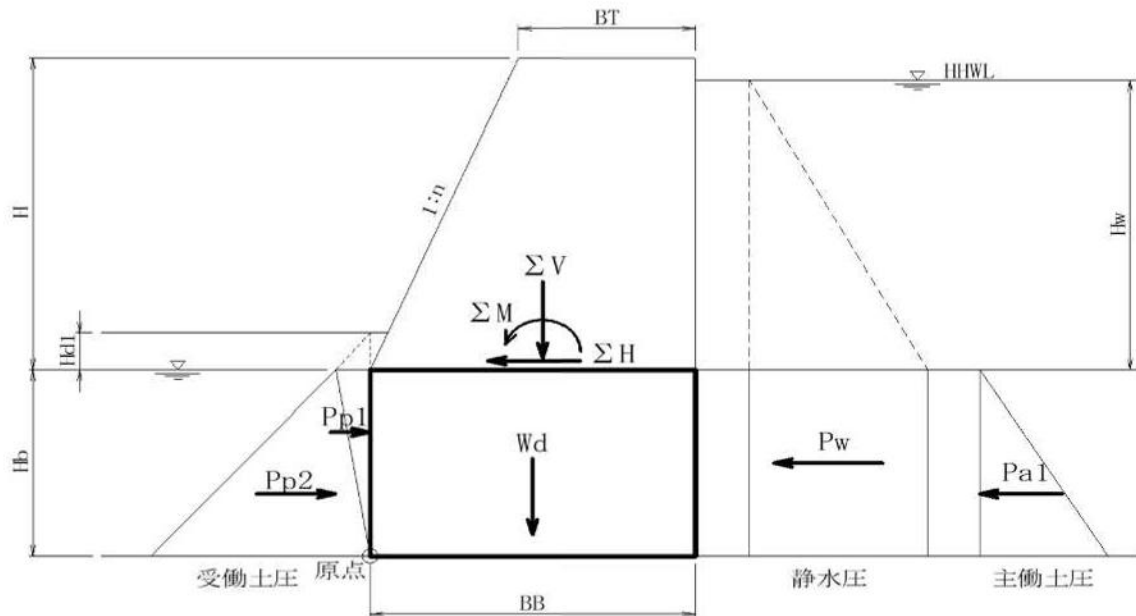
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		1,149.0	5.642	6,482.4
自重	Wd	9.55x7.00x9.00	601.7	4.775	2,873.1
合 計			1,750.7		9,355.5

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		454.5	7.000	3,181.5
上部工荷重	ΣM				1,429.4
静水圧	Pw	9.81x9.70x7.00	666.1	3.500	2,331.4
主働土圧	Pa1	1/2x(9.00x7.00x0.235 - 2x0.00x√0.235)x7.00	51.8	2.333	120.8
小 計			1,172.4		7,063.1
受働土圧	Pp1	-1/2x(18.00x2.00x7.016 + 2x0.0x√7.016)x7.00	-884.0	4.667	-4,125.6
受働土圧	Pp2	-1/2x((36.00+9.00x7.00)x7.016 + 2x0.0x√7.016)x7.00	-2,431.0	2.333	-5,671.5
小 計			-3,315.0		-9,797.1
合 計			0.0		0.0

※) 受働土圧が大きい場合で合計値が負の場合はゼロとする。

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 1,750.7 + 3,315.0) / 1,172.4$$

$$= 3.72 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 9,355.5 / 0.0$$

$$= \infty > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot c) = 1,750.7 / (9.55 \cdot 2 \cdot 1.138)$$

$$= 164 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 301 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 \cdot (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V$$

$$= 9.55/2 \cdot (9,355.5 - 0.0) / 1,750.7$$

$$= -0.569 \text{ (m)}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 26,911.0 / 0.0$$

$$= \infty > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 26,911 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H_e^3 \cdot (1 + H_b/H) = 1/6 \times 11.83 \times 2.010 \times 15.50^3 \times (1 + 7.0/8.5)$$

$$= 26,911 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos\phi \cdot (1 + H_b/H) = 1/2 \times 0.00 \times 9.550^2 \times 0.819 \times (1 + 7.0/8.5)$$

$$= 0 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/H_b)^2 \cdot (3 - B/H_b \cdot \cos\phi) \cdot \sin\phi = 1.364 \times 1.364 \times (3 - 1.118) \times 0.574$$

$$= 2.010$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / (H_e \cdot B) = 1,750.7 / 15.50 / 9.55$$

$$= 11.83 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ϕ : 基礎部のせん断抵抗角 = 35.0 (°)

(2) 平常時の安定

① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

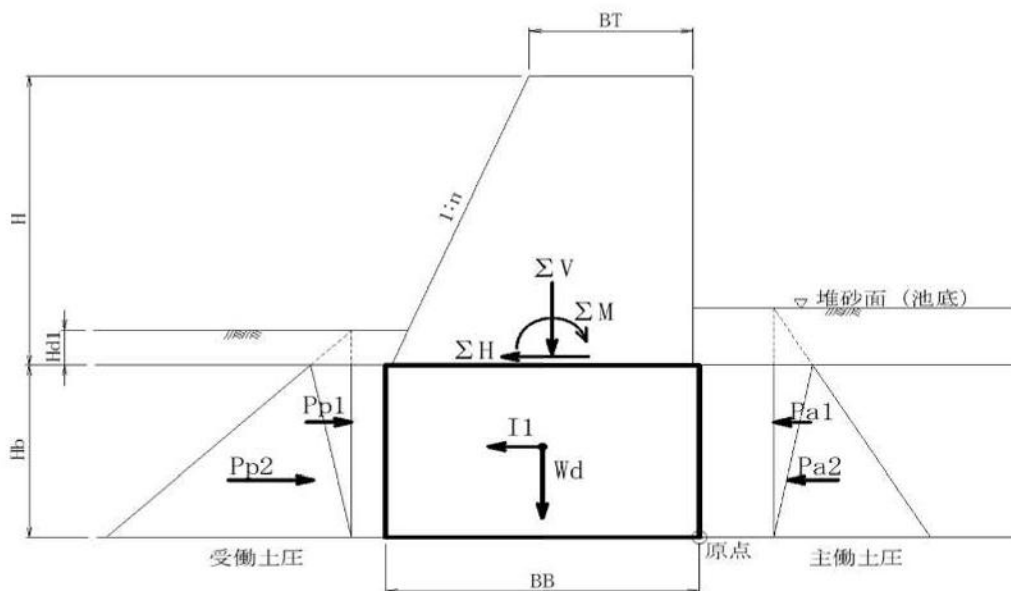
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		1,090.1	5.582	6,084.8
自重	Wd	9.55x7.00x9.00	601.7	4.775	2,873.1
合 計			1,691.8		8,957.9

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		293.5	7.000	2,054.5
上部工荷重	ΣM				1,054.1
主働土圧	Pa1	$1/2 \times (18.00 \times 1.50 \times 0.235 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.235}) \times 7.00$	22.2	4.667	103.6
主働土圧	Pa2	$1/2 \times (27.00 + 9.00 \times 7.00) \times 0.235 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.235}) \times 7.00$	74.0	2.333	172.7
地震時慣性力	I	9.55x7.00x9.00x0.25	150.4	3.500	526.4
小 計			540.1		3,911.3
受働土圧	Pp1	$-1/2 \times (18.00 \times 2.00 \times 7.016 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{7.016}) \times 7.00$	-884.0	4.667	-4,125.6
受働土圧	Pp2	$-1/2 \times (36.00 + 9.00 \times 7.00) \times 7.016 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{7.016}) \times 7.00$	-2,431.0	2.333	-5,671.5
小 計			-3,315.0		-9,797.1
合 計			0.0		0.0

※) 受働土圧が大きい場合で合計値が負の場合はゼロとする。

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 1,691.8 + 3,315.0) / 540.1$$

$$= 8.02 > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 8,957.9 / 0.0$$

$$= \infty > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot c) = 1,691.8 / (9.55 \cdot 1.040)$$

$$= 199 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 703 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 \cdot (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V$$

$$= 9.55/2 \cdot (8,958.0) / 1,692$$

$$= -0.520 \text{ (m)}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 26,002.0 / 0.0$$

$$= \infty > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 26,002 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H_e^3 \cdot (1 + H_b/H) = 1/6 \times 11.43 \times 2.010 \times 15.50^3 \times (1 + 7.0/8.5)$$

$$= 26,002 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos\phi \cdot (1 + H_b/H) = 1/2 \times 0.00 \times 9.550^2 \times 0.819 \times (1 + 7.0/8.5)$$

$$= 0 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/H_b)^2 \cdot (3 - B/H_b \cdot \cos\phi) \cdot \sin\phi = 1.364 \times 1.364 \times (3 - 1.118) \times 0.574$$

$$= 2.010$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / (H_e \cdot B) = 1,691.8 / 15.50 / 9.55$$

$$= 11.43 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ϕ : 基礎部のせん断抵抗角 = 35.0 (°)

3.4 非越流部基礎工の安定

(1) 洪水時

① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

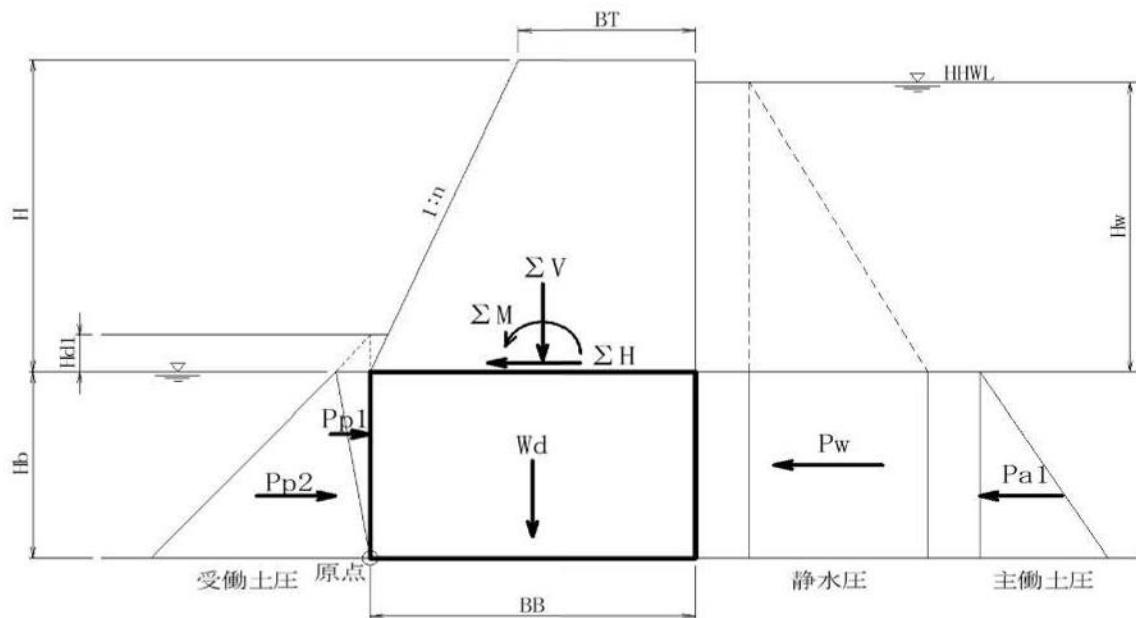
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		1,237.5	5.747	7,111.6
自重	Wd	9.55x7.00x9.00	601.7	4.775	2,873.1
合 計			1,839.2		9,984.7

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		461.5	7.000	3,230.5
上部工荷重	ΣM				1,492.0
静水圧	Pw	9.81x9.70x7.00	666.1	3.500	2,331.4
主働土圧	Pa1	1/2x(9.00x7.00x0.235 - 2x0.00x√0.235)x7.00	51.8	2.333	120.8
小 計			1,179		7,174.7
受働土圧	Pp1	-1/2x(18.00x2.00x7.016 + 2x0.0x√7.016)x7.00	-884.0	4.667	-4,125.6
受働土圧	Pp2	-1/2x((36.00+9.00x7.00)x7.016 + 2x0.0x√7.016)x7.00	-2,431.0	2.333	-5,671.5
小 計			-3,315.0		-9,797.1
合 計			0.0		0.0

※) 受働土圧が大きい場合で合計値が負の場合はゼロとする。

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 1,839.2 + 3,315.0) / 1,179.4$$

$$= 3.75 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 9,984.7 / 0.0$$

$$= \infty > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot c) = 1,839.2 / (9.55 \cdot 2 \cdot 1.308)$$

$$= 169 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 323 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 \cdot (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V$$

$$= 9.55/2 \cdot (9,984.7 - 0.0) / 1,839.2$$

$$= -0.654 \text{ (m)}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 32,426.0 / 0.0$$

$$= \infty > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 32,426 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H_e^3 \cdot (1 + H_b/H) = 1/6 \times 11.13 \times 2.010 \times 17.30^3 \times (1 + 7.0/10.3)$$

$$= 32,426 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos\phi \cdot (1 + H_b/H) = 1/2 \times 0.00 \times 9.550^2 \times 0.819 \times (1 + 7.0/8.5)$$

$$= 0 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/H_b)^2 \cdot (3 - B/H_b \cdot \cos\phi) \cdot \sin\phi = 1.364 \times 1.364 \times (3 - 1.118) \times 0.574$$

$$= 2.010$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / (H_e \cdot B) = 1,839.2 / 17.30 / 9.55$$

$$= 11.13 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

ϕ : 基礎部のせん断抵抗角 = 35.0 (°)

(2) 平常時

① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

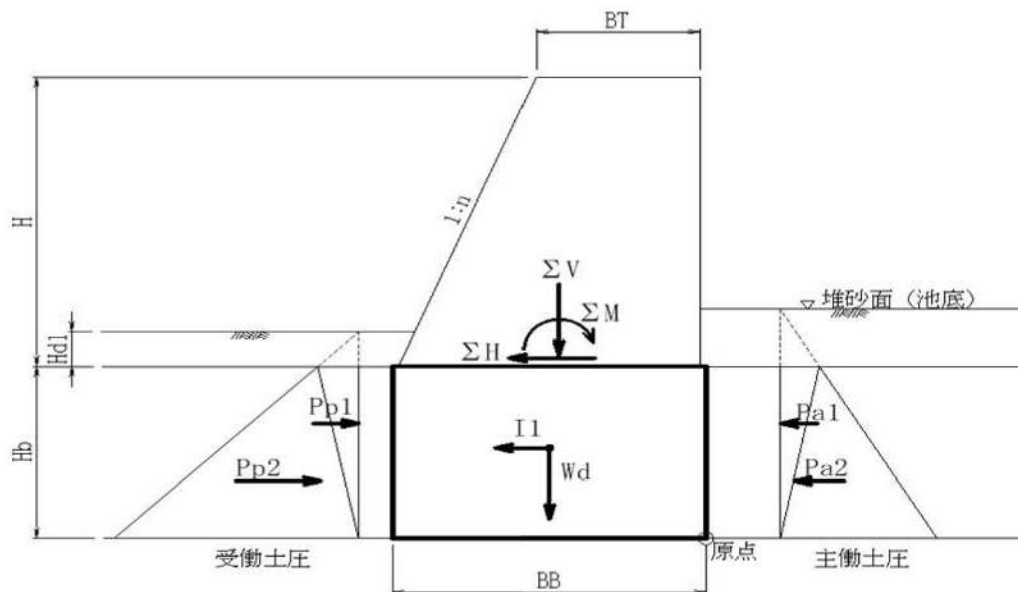
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		1,237.5	5.747	7,111.6
自重	Wd	9.55x7.00x9.00	601.7	4.775	2,873.1
合 計			1,839.2		9,984.7

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		330.3	7.000	2,312.1
上部工荷重	ΣM				1,399.2
主働土圧	Pa1	$1/2 \times (18.00 \times 1.50 \times 0.235 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.235}) \times 7.00$	22.2	4.667	103.6
主働土圧	Pa2	$1/2 \times (27.00 + 9.00 \times 7.00) \times 0.235 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.235} \times 7.00$	74.0	2.333	172.7
地震時慣性力	I	9.55x7.00x9.00x0.25	150.4	3.500	526.4
小 計			576.9		4,514.0
受働土圧	Pp1	$-1/2 \times (18.00 \times 2.00 \times 7.016 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{7.016}) \times 7.00$	-884.0	4.667	-4,125.6
受働土圧	Pp2	$-1/2 \times (36.00 + 9.00 \times 7.00) \times 7.016 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{7.016} \times 7.00$	-2,431.0	2.333	-5,671.5
小 計			-3,315.0		-9,797.1
合 計			0.0		0.0

※) 受働土圧が大きい場合で合計値が負の場合はゼロとする。

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 1,839.2 + 3,315.0) / 576.9$$

$$= 7.66 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣPp : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 9,984.7 / 0.0$$

$$= \infty > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 ΣM r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot c) = 1,839.2 / (9.55 \cdot 1.308)$$

$$= 223 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 716 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 \cdot (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V$$

$$= 9.55/2 \cdot (9,985.0) / 1,839$$

$$= -0.654 \text{ (m)}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 32,426.0 / 0.0$$

$$= \infty > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 Msr : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 32,426 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H_e^3 \cdot (1 + H_b/H) = 1/6 \times 11.13 \times 2.010 \times 17.30^3 \times (1 + 7.0/10.3)$$

$$= 32,426 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos\phi \cdot (1 + H_b/H) = 1/2 \times 0.00 \times 9.550^2 \times 0.819 \times (1 + 7.0/8.5)$$

$$= 0 \text{ (kNm/m)}$$

M o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R o : 係数

$$R_o = (B/H_b)^2 \cdot (3 - B/H_b \cdot \cos\phi) \cdot \sin\phi = 1.364 \times 1.364 \times (3 - 1.118) \times 0.574$$

$$= 2.010$$

γ e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / (H_e \cdot B) = 1,839.2 / 17.30 / 9.55$$

$$= 11.13 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 基礎部のせん断抵抗角 = 35.0 (°)

4. 部材の強度検討

4.1 タイ材の強度検討

(1) タイ材張力：T (kN/本)

タイ材の強度検討は、長期荷重として常時主働土圧係数および短期荷重として、施工直後の静止土圧係数を使用して検討する。

タイ材に発生する引張力は、次式で算出できる。

$$T = (K \cdot \gamma \cdot h - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K}) \cdot \Delta h \cdot \Delta V$$

ここに、 K：水平土圧係数

$$\text{常時水平主働土圧係数} = 0.29$$

$$\text{水平静止土圧係数} = 0.50$$

$$\phi : \text{中詰材の内部摩擦角} = 30 \quad (\text{度})$$

$$C : \text{中詰材の粘着力(安全性を考慮して} C/2) = 5 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\gamma : \text{中詰材の単位体積重量} = 18.0 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$h : \text{タイ材取付点の天端からの高さ} \quad (\text{m})$$

$$\Delta h : \text{タイ材の水平方向取付間隔} = 0.667 \quad (\text{m})$$

$$\Delta V : \text{タイ材の鉛直方向取付間隔} = 0.600 \quad (\text{m})$$

よって、

$$\text{(長期)} \quad T = 2.09 \times h - 2.16$$

$$\text{(短期)} \quad T = 3.60 \times h - 2.83$$

(2) タイ材の引張応力度： σ_t

$$\sigma_t = T \times 1,000 / A_t / 100 \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、 A_t ：タイ材の有効断面積 (cm^2)

長期のみ片面0.5mmの腐食しるを見込むものとする。

よって、

$$\text{(長期)} \quad \sigma_t = (20.9 - 21.6) / A_t \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{(短期)} \quad \sigma_t = (36.0 - 28.3) / A_t \quad (\text{N/mm}^2)$$

(3) タイ材の許容応力度

タイ材には、ネジ節付異形棒鋼 (SD345) を使用するものとし、その許容応力度は次のとおりとする。

$$\text{(長期)} \quad \sigma_{ta} = 138 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{(短期)} \quad \sigma_{ta} = 138 \times 1.50 = 207 \quad (\text{N/mm}^2)$$

(4) タイ材の選定

$\sigma_t = \sigma_{ta}$ として、タイ材の最大設置高さ h_{\max} は次式で算出できる。

$$\text{(長期)} \quad h_{\max} = (138 \times A_t + 21.6) / 20.9$$

$$\text{(短期)} \quad h_{\max} = (207 \times A_t + 28.3) / 36.0$$

したがって、各径のタイ材の所要設置深さは次のようになる。

タイ材径	長期		短期		所要設置 深さ (m)	実設置 深さ (m)
	断面積 $A_t(\text{cm}^2)$	高さ $h_{\max}(\text{m})$	断面積 $A_t(\text{cm}^2)$	高さ $h_{\max}(\text{m})$		
D13	1.075	8.13	1.267	8.07	8.07	7.90
D16	1.744	12.55	1.986	12.21	12.21	10.30

4.2 壁面材（軽量鋼矢板セグメント）の検討

軽量鋼矢板セグメントに作用する荷重は下記に示す2ケースを考慮するものとする。

- ① 長期荷重 : 主働土圧力
- ② 短期荷重 : 静止土圧力（施工直後）

(1) 中詰土圧強度の算定

次式にて、壁面材に作用する土圧を求める。

$$P_s = K \cdot \gamma_t \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K}$$

ここに、 P_s : 壁面材に作用する中詰土の土圧 (kN/m²)

K : 水平方向土圧係数

①長期荷重 主働土圧力 : $K_a = 0.29$

②短期荷重 静止土圧力 : $K_o = 0.50$

γ_t : 中詰材の単位体積重量 = 18.0 kN/m³

H : ダムの高さ = 10.3 m

以上より、壁面材に作用する土圧強度は以下のとおりである。

① 長期荷重時 : $P_s = 48.4 \text{ kN/m}$ ①式

② 短期荷重時 : $P_s = 85.6 \text{ kN/m}$ ②式

(2) 壁面材の諸元

壁面材に軽量鋼矢板（幅333×高51×厚5mm）を用いるとすると、腐食しろおよびセグメント化を考慮した有効断面係数 Z' は、以下のとおりである。

① 長期荷重時

$$Z' = Z \times (t - 2 \times \Delta t_1) / t / 2 = 144 \times (5 - 2 \times 1.0) / 5 / 2 = 43.2 \text{ cm}^3/\text{m}$$

② 短期荷重時

$$Z' = Z / 2 = 144 / 2 = 72.0 \text{ cm}^3/\text{m}$$

ここに、 Z : 軽量鋼矢板の単位幅あたりの断面係数 = 144 cm³/m

t : 軽量鋼矢板の板厚 = 5.0 mm

Δt_1 : 腐食しろ（片面） = 1.0 mm

(3) 壁面材の強度検討

壁面材に発生する最大曲げモーメントに対して、部材応力が許容応力度以下になるように部材断面を決定する。

$$M_{\max} = \frac{P_s \cdot \Delta V^2}{8}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{Z' \cdot \alpha}$$



したがって、壁面材に発生する最大の部材応力は、以下のとおりである。

① 長期荷重時

$$\sigma_s = 48.4 \times 0.60^2 / 8 / 43 / 0.6 \times 1,000 = 84 \leq \sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$$

② 短期荷重時

$$\sigma_s = 85.6 \times 0.60^2 / 8 / 72 / 0.6 \times 1,000 = 89 \leq \sigma_{sa} \times 1.5 = 210 \text{ N/mm}^2$$

ここに、 ΔV : タイ材の鉛直方向設置間隔 = 0.60 m

σ_s : 壁面材に発生する応力度(N/mm²)

α : 軽量鋼矢板の継手効率 = 0.6

4.3 腹起材の強度検討

- (1) 腹起材に発生する最大せん断応力度： τ_{\max}
腹起し材に作用するタイ材の引張力は、前項より

$$\langle \text{長期} \rangle \quad T_{\max} = 19,362 \text{ (N)}$$

$$\langle \text{短期} \rangle \quad T_{\max} = 34,269 \text{ (N)}$$

腹起し材に発生する最大せん断応力度は、次式によって算出できる。

$$\tau_{\max} = T_{\max} / 2 \cdot A_t$$

ここに、 A_t ：腹起材の有効断面積 $727.3 \text{ (mm}^2\text{)}$
片面0.5mmの腐食しろを見込むものとする。

腹起し材に L-75x75x6 (SS400) を使用するものとし、そのせん断応力度は次のとおりとなる。

$$\langle \text{長期} \rangle \quad \tau_{\max} = 13.3 \leq 80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\langle \text{短期} \rangle \quad \tau_{\max} = 23.6 \leq 80 \times 1.5 = 120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

C調整池安定計算書

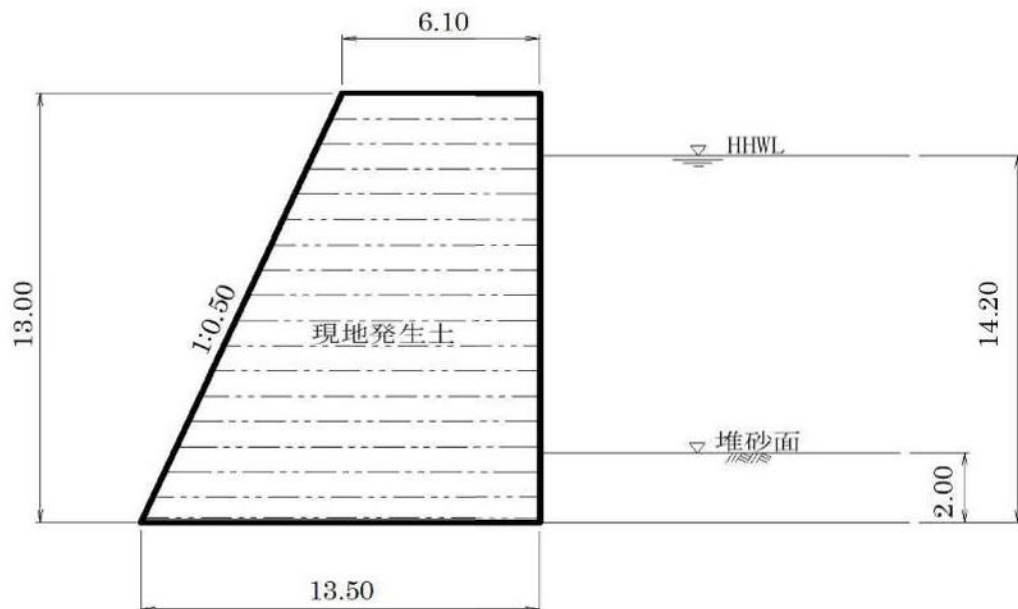
ダブルウォール堰堤

目 次

1. 設計条件	1
1.1 検討断面	1
1.2 設計断面諸元	1
1.3 構造形式	2
1.4 準拠基準	2
1.5 安定計算に用いる荷重の組合せ	2
1.6 安定計算に用いる数値	2
2. 安定計算	3
2.1 安定計算結果のまとめ	3
2.2 越流部の安定	4
2.3 非越流部の安定	8
3. 基礎工の安定	12
3.1 設計条件	12
3.2 安定計算結果	14
3.3 越流部基礎工の安定	15
3.4 非越流部基礎工の安定	19

1. 設計条件

1.1 検討断面 (H=13.00m)



1.2 設計断面諸元

ダム高	H =	13.00 m
天端幅	Bt =	7.00 m
下流のり勾配	n =	0.50
上流のり勾配	m =	0.00
堤底幅	B =	13.50 m
越流水深	h3 =	1.200 m
洪水時水深	hw =	14.200 m
堆砂位	hs =	2.000 m

1.3 構造形式

ダブルウォール堰堤

1.4 準拠基準

ダブルウォール堰堤の設計に当たっては、以下の基準等に基づいて行う。

- ① 建設省河川砂防技術基準(案)；建設省河川局
- ② 防災調整池等技術基準(案)；(社)日本河川協会
- ③ 治山技術基準解説 総則・山地治山編；(社)日本治山治水協会
- ④ 鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)；(財)砂防・地すべり技術センター

1.5 安定計算に用いる荷重の組合せ

重力式壁体としての安定計算に用いる荷重の組合せは、堤高により下記の荷重条件について行うものとする。

表-1.1 設計荷重の組合せ

堤高	洪水時	平常時
15m未満	静水圧および自重	堆砂圧,地震時慣性力 および自重

また、上記荷重条件に対応する所要安全率は以下のとおりである。

表-1.2 荷重条件ごとの所要安全率

堤高	安定条件	洪水時	平常時
15m未満	滑動に対する安全率 $F_s \geq$	1.20	1.20
	合力の作用位置 $e \leq$	B/6	B/6
	せん断変形に対する安全率 $F_{sr} \geq$	1.20	1.20

1.6 安定計算に用いる数値

- ① 静水圧 $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$
- ② 中詰土(改良土)
 - ・単位体積重量(湿潤重量) $\gamma_t = 18.0 \text{ kN/m}^3$
 - ・内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$
 - ・粘着力 $C = 10.0 \text{ kN/m}^2$
- ③ 堆砂圧
 - ・単位体積重量(水中重量) $\gamma_s = 18.0 \text{ kN/m}^3$
 - ・内部摩擦角 $\phi_s = 30^\circ$
 - ・主働土圧係数 $K_A = 0.333$
- ④ 堤体と地盤の摩擦係数 $f = 0.55$
- ⑤ 基礎地盤の許容支持力 $q_a = 100 \text{ kN/m}^2$
- ⑥ 地震係数 $k = 0.25$

2. 安定計算

2.1 安定計算結果のまとめ

表- 2. 1 越流部安定計算結果のまとめ

荷重条件	項 目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.39	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.336	<	2.25	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	211 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	156 kN/m ²	<	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.45	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	2.07	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.011	<	2.25	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	179 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	177 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.84	>	1.2	---O.K.

※) 最大地盤反力度が許容支持力度を上回るため、鋼矢板基礎工を設置する。

表- 2. 2 非越流部安定計算結果のまとめ

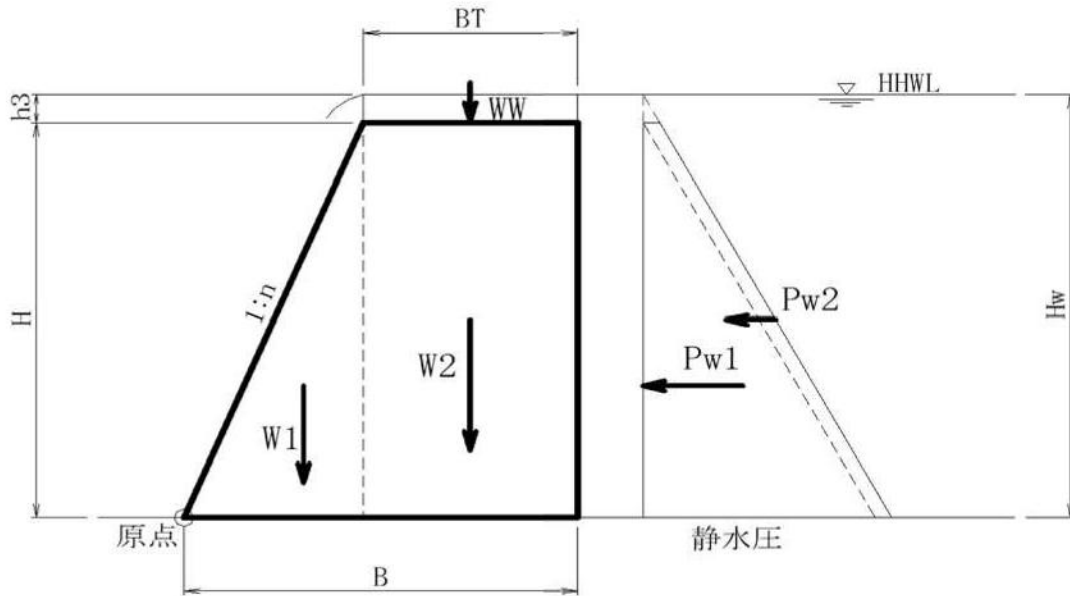
荷重条件	項 目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.45	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.176	<	2.25	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	209 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	178 kN/m ²	<	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.55	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	2.08	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.010	<	2.25	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	194 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
		$q_{min} =$	193 kN/m ²	>	100 kN/m ²	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.71	>	1.2	---O.K.

※) 最大地盤反力度が許容支持力度を上回るため、鋼矢板基礎工を設置する。

2.2 越流部の安定

(1) 洪水時

① 荷重図



② 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 13.00 \times 13.00 \times 18.00$	760.5	4.333	3,295.2
自重	W2	$7.00 \times 13.00 \times 18.00$	1,638.0	10.000	16,380.0
水重	WW	$1.200 \times 7.00 \times 9.81$	82.4	10.000	824.0
合計			2,480.9		20,499.2

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	PW1	$1/2 \times 9.81 \times 13.00 \times 13.00$	828.9	4.333	3,591.6
静水圧	PW2	$9.81 \times 1.200 \times 13.00$	153.0	6.500	994.5
合計			981.9		4,586.1

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V) / \Sigma P = 0.55 \times 2,480.9 / 981.9$$

$$= 1.39 > 1.2 \quad \text{-----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

合力の作用位置 : $e = B/2 \cdot (\Sigma Mr \cdot \Sigma Mo) / V$

$$= 13.50/2 \cdot (20,499 - 4,586) / 2,480.9$$

$$= 0.336 \text{ (m)} < B/6 = 2.250 \text{ (m)} \quad \text{-----} \quad \text{O.K.}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 2,480.9 / 13.50 \times (1 + 6 \times 0.336 / 13.50)$$

$$= 211 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{-----} \quad \text{N.G.}$$

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 2,480.9 / 13.50 \times (1 - 6 \times 0.336 / 13.50)$$

$$= 156 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{-----} \quad \text{N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 6,655 / 4,586$$

$$= 1.45 > 1.2 \quad \text{-----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 6,655 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H^3 = 1/6 \times 14.14 \times 1.133 \times 13.00^3$$

$$= 5,866 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 13.500^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 789 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/H)^2 \cdot (3 - B/H \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (13.50/13.00)^2 \times (3 - 13.50/13.00 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 1.133$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

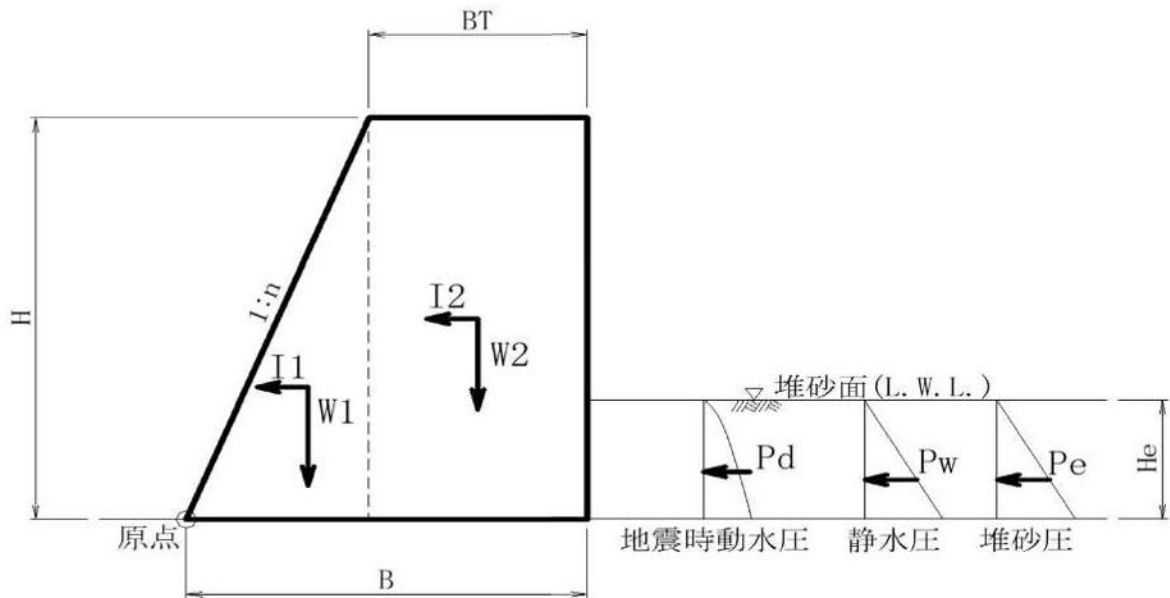
$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 2,480.9 / 13.00 / 13.50$$

$$= 14.14 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

(2) 平常時 (地震時)

① 荷重図



② 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 13.00 \times 13.00 \times 18.00$	760.5	4.333	3,295.2
自重	W2	$7.00 \times 13.00 \times 18.00$	1,638.0	10.000	16,380.0
合計			2,398.5		19,675.2

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	Pw	$1/2 \times 9.81 \times 2.00 \times 2.00$	19.6	0.667	13.1
堆砂圧	Pe	$1/2 \times 0.333 \times 18.00 \times 2.00 \times 2.00$	12.0	0.667	8.0
地震時慣性力	I1	$1/2 \times 0.50 \times 13.00 \times 13.00 \times 18.00 \times 0.25$	190.1	4.333	823.7
地震時慣性力	I2	$7.00 \times 13.00 \times 18.00 \times 0.25$	409.5	6.500	2,661.8
地震時動水圧	Pd	$7/12 \times 9.81 \times 0.25 \times 2.00^{0.5} \times 2.00^{1.5}$	5.7	0.800	4.6
合計			636.9		3,511.2

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V) / \Sigma P = 0.55 \times 2,398.5 / 636.9$$

$$= 2.07 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

合力の作用位置 : $e = B/2 \cdot (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V$

$$= 13.500/2 \cdot (19,675 - 3,511) / 2,398.5$$

$$= 0.011 \text{ (m)} < B/6 = 2.250 \text{ (m)}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{min} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 2,398.5 / 13.50 \times (1 + 6 \times 0.011 / 13.50)$$

$$= 179 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

$$q_{max} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 2,398.5 / 13.50 \times (1 - 6 \times 0.011 / 13.50)$$

$$= 177 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 6,460 / 3,511$$

$$= 1.84 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 6,460 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot H^3 = 1/6 \times 13.67 \times 1.133 \times 13.00^3$$

$$= 5,671 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 13.500^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 789 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B/H)^2 \cdot (3 - B/H \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (13.50/13.00)^2 \times (3 - 13.50/13.00 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 1.133$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 2,398.5 / 13.00 / 13.50$$

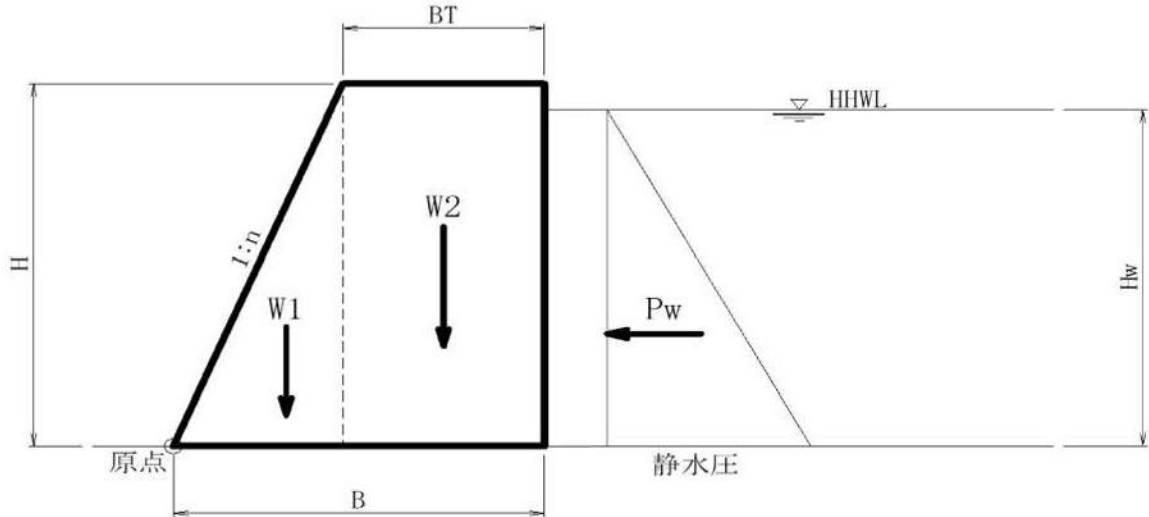
$$= 13.67 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

2.3 非越流部安定

(1) 洪水時

① 荷重図



② 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 14.80 \times 14.80 \times 18.00$	985.7	4.933	4,862.5
自重	W2	$6.10 \times 14.80 \times 18.00$	1,625.0	10.450	16,981.3
合計			2,610.7		21,843.8

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	PW	$1/2 \times 9.81 \times 14.200 \times 14.200$	989.0	4.733	4,680.9
合計			989.0		4,680.9

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = f \cdot \Sigma V / \Sigma P = 0.55 \times 2,610.7 / 989.0$$

$$= 1.45 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

合力の作用位置 : $e = B/2 \cdot (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / V$

$$= 13.50/2 \cdot (21,844 - 4,681) / 2,610.7$$

$$= 0.176 \text{ (m)} < B/6 = 2.250 \text{ (m)} \text{ ----- O.K.}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{max} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 2,610.7 / 13.50 \times (1 + 6 \times 0.176 / 13.50)$$

$$= 209 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

$$q_{min} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 2,610.7 / 13.50 \times (1 - 6 \times 0.176 / 13.50)$$

$$= 178 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 7,279 / 4,681$$

$$= 1.55 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 7,279 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot (H + H_{II})^3 = 1/6 \times 13.07 \times 0.919 \times 14.80^3$$

$$= 6,490 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos\varphi = 1/2 \times 10.00 \times 13.500^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 789 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B / (H + H_{II}))^2 \cdot (3 \cdot B / (H + H_{II}) \cdot \cos\varphi) \cdot \sin\varphi$$

$$= (13.50 / 14.80)^2 \times (3 \cdot 13.50 / 14.80 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 0.919$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

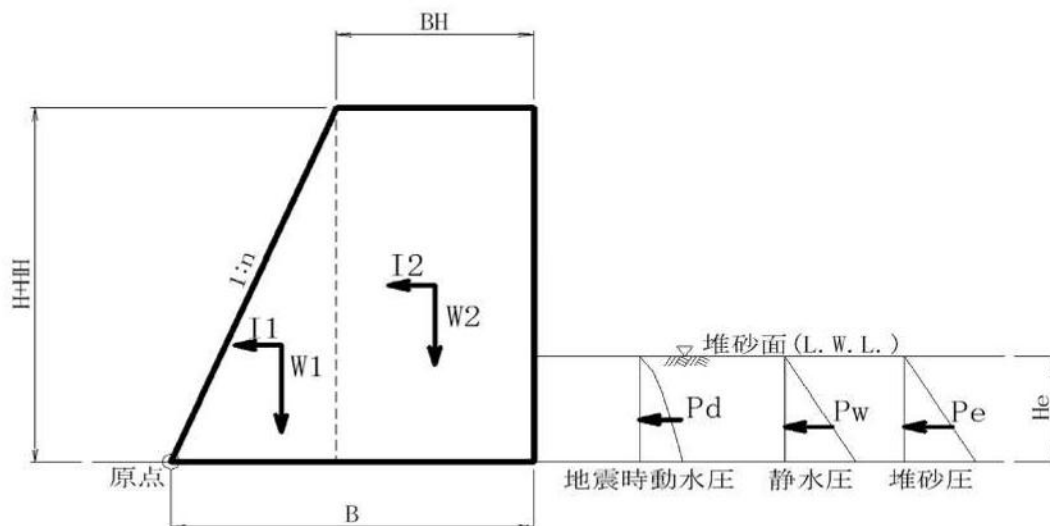
$$\gamma_e = \Sigma V / ((II + III) \cdot B) = 2,610.7 / 14.80 / 13.50$$

$$= 13.07 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

(2) 平常時 (地震時)

① 荷重図



① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計算式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
自重	W1	$1/2 \times 0.50 \times 14.80 \times 14.80 \times 18.00$	985.7	4.933	4,862.5
自重	W2	$6.10 \times 14.80 \times 18.00$	1,625.0	10.450	16,981.3
合計			2,610.7		21,843.8

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計算式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
静水圧	Pw	$1/2 \times 9.81 \times 2.00 \times 2.00$	19.6	0.667	13.1
堆砂圧	Pe	$1/2 \times 0.333 \times 18.00 \times 2.00 \times 2.00$	12.0	0.667	8.0
地震時慣性力	I1	$1/2 \times 0.50 \times 14.80 \times 14.80 \times 18.00 \times 0.25$	246.4	4.933	1,215.5
地震時慣性力	I2	$6.10 \times 14.80 \times 18.00 \times 0.25$	406.3	7.400	3,006.6
地震時動水圧	Pd	$7/12 \times 9.81 \times 0.25 \times 2.00^{0.5} \times 2.00^{1.5}$	5.7	0.800	4.6
合計			690.0		4,247.8

③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V) / \Sigma P = 0.55 \times 2,610.7 / 690.0$$

$$= 2.08 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、f : 摩擦係数

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

b. 合力の作用位置

$$\text{合力の作用位置 : } e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / V$$

$$= 13.50/2 - (21,844 - 4,248) / 2,610.7$$

$$= 0.010 \text{ (m)} < B/6 = 2.250 \text{ (m)}$$

c. 最大地盤反力

$$q_{\min} = V/B \cdot (1 + 6 \cdot e/B) = 2,610.7 / 13.50 \times (1 + 6 \times 0.010 / 13.50)$$

$$= 194 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

$$q_{\max} = V/B \cdot (1 - 6 \cdot e/B) = 2,610.7 / 13.50 \times (1 - 6 \times 0.010 / 13.50)$$

$$= 193 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 100 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ ----- N.G.}$$

④ 中詰材のせん断変形に対する安定

せん断変形に対する安全率

$$F_{sr} = M_{sr} / M_o = 7,279 / 4,248$$

$$= 1.71 > 1.2 \text{ ----- O.K.}$$

ここに、 M_{sr} : 中詰材のせん断変形に対する抵抗モーメント = 7,279 (kNm/m)

$$M_{sr1} = 1/6 \cdot \gamma_e \cdot R_o \cdot (H + HH)^3 = 1/6 \times 13.07 \times 0.919 \times 14.80^3$$

$$= 6,490 \text{ (kNm/m)}$$

$$M_{sr2} = 1/2 \cdot C \cdot B^2 \cdot \cos \varphi = 1/2 \times 10.00 \times 13.500^2 \times \cos 30^\circ$$

$$= 789 \text{ (kNm/m)}$$

M_o : 単位幅あたりの基礎地盤における外力による変形モーメント(kN・m/m)

R_o : 係数

$$R_o = (B / (H + HH))^2 \cdot (3 \cdot B / (H + HH) \cdot \cos \varphi) \cdot \sin \varphi$$

$$= (13.50 / 14.80)^2 \times (3 \cdot 13.50 / 14.80 \times \cos 30^\circ) \times \sin 30^\circ$$

$$= 0.919$$

γ_e : 中詰材の単位体積重量を一定とし、上載荷重を考慮した換算単位体積重量

$$\gamma_e = \Sigma V / ((H + HH) \cdot B) = 2,610.7 / 14.80 / 13.50$$

$$= 13.07 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

φ : 中詰材のせん断抵抗角 = 30.0 (°)

3. 基礎工の安定

上部工の地盤反力が地盤の許容支持力を上回るため、打込式二重鋼矢板壁基礎工を検討する。

3.1 設計条件

(1) 構造形式

打込式二重鋼矢板壁基礎

(2) 設計断面諸元

ダム高	: H =	13.00 m
設計水深	: Hw =	14.20 m
堤底幅	: B =	13.500 m
設計基礎高	: Hb =	3.00 m
上部工の根入深さ (下流側)	: Hd =	2.00
換算壁幅	: BB =	13.800 m

(3) 準拠基準

基礎工の安定計算は、「鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル」(一般財団法人国土技術研究センター編集)に準拠して検討するものとする。

(4) 安定計算に用いる数値

① 基礎地盤の単位体積重量

基礎地盤の単位体積重量は、水中重量として以下の数値を用いるものとする。

単位体積重量 (水中)	:	根入地盤 (強風化安山岩)	Y ₂ =	9.0 kN/m ³
		支持地盤 (風化安山岩)	Y ₁ =	9.0 kN/m ³

② 基礎地盤の内部摩擦角

根入地盤 (強風化安山岩)	φ ₂ =	35.0 °
支持地盤 (風化安山岩)	φ ₁ =	35.0 °

③ 基礎地盤の粘着力

根入地盤 (強風化安山岩)	C ₂ =	0 kN/m ²
支持地盤 (風化安山岩)	C ₁ =	144 kN/m ²

④ 土圧係数

土圧係数は、基礎地盤の内部摩擦角φより、次式で算出する。

主働土圧係数

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta + \alpha)} \right]^2} \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

受働土圧係数

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \left[1 - \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cdot \cos(\delta - \alpha)} \right]^2} \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

δ : 壁面と土の摩擦角で = φ/2 = 17.5° とする。

α : 壁背面角 = 0.0°

β : 地表面と水平面のなす角 = 0.0°

よって、

K _a : 主働土圧係数	=	0.235
K _p : 受働土圧係数	=	7.016

⑤ 基礎工と基礎地盤の摩擦係数

f = 0.60 とする。

(5) 地盤の許容鉛直支持力

基礎工下端での許容鉛直支持力は、地盤の極限支持力に対して安全率 $F_n = 3$ を確保するものとする。
荷重の偏心を考慮した極限支持力を次式により算出する。

$$Q_u = A_e \{ \alpha \cdot \kappa \cdot C_1 \cdot N_c + \kappa \cdot q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \} \quad (\text{kN/m})$$

ここで、

$$C_1 : \text{支持地盤の粘着力} = 144.0 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q : \text{上載荷重 ; } q = D_f \times \gamma_2 \quad (\text{kN/m})$$

$$A_e : \text{有効載荷面積 ; } A_e = B_e \times 1 \quad (\text{m}^2)$$

$$\gamma_1 : \text{支持地盤の単位体積重量} = 9.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\gamma_2 : \text{根入れ地盤の単位体積重量} = 9.00 \quad (\text{kN/m}^3)$$

ただし、地下水位下では水中単位体積重量

$$B_e : \text{荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 ; } B_e = BB \cdot 2e \quad (\text{m})$$

$$BB : \text{基礎幅 (= } B + 0.30\text{m)} = 13.800 \quad (\text{m})$$

$$e : \text{偏心距離} \quad (\text{m})$$

$$HB : \text{基礎工鋼矢板の根入れ長} = 3.00 \quad (\text{m})$$

$$Hd1 : \text{上部工の根入れ深さ} = 2.00 \quad (\text{m})$$

$$D_f : \text{基礎の有効根入れ深さ (= } HB + Hd1) = 5.00 \quad (\text{m})$$

$$\alpha, \beta : \text{基礎の形状係数} \quad \alpha = 1.00 \quad \beta = 1.00$$

κ : 根入れ効果に対する割増し係数 ; $\kappa = 1$ とする。

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

(鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル 図-8.10~8.12)

表-3.1 支持力計算結果

項目	記号	越流部		非越流部		備考
		洪水時	平常時	洪水時	平常時	
内部摩擦角	$\phi_1(^{\circ})$	35.0	35.0	35.0	35.0	
粘着力	$C_1(\text{kN/m}^2)$	144	144	144	144	
鉛直力	$\Sigma V(\text{kN/m})$	2,854	2,771	2,983	2,983	
水平力	$\Sigma Ph(\text{kN/m})$	1,409	765	1,416	818	
傾斜角	$\tan\theta = \Sigma Ph / \Sigma V$	0.494	0.276	0.475	0.274	
偏心距離	$e(\text{m})$	1.180	0.384	1.017	0.420	
根入長	$D_f(\text{m})$	5.00	5.00	5.00	5.00	
根入先端底幅	$BB(\text{m})$	13.80	13.80	13.80	13.80	
基礎工有効幅	$B_e = BB \cdot 2e(\text{m})$	11.44	13.03	11.77	12.96	
支持力係数	N_c	17.3	25.0	15.6	25.3	
	N_q	9.4	17.7	10.0	17.8	
	N_γ	3.4	11.2	3.8	11.3	
根入効果割増係数	κ	1.00	1.00	1.00	1.00	
極限支持力度	$q_c = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c$	2,494	3,604	2,246	3,643	
	$q_q = \kappa \cdot q \cdot N_q$	421	798	448	802	
	$q_\gamma = 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma$	176	657	203	660	
	$q_u = q_c + q_q + q_\gamma (\text{kN/m}^2)$	3,091	5,060	2,897	5,106	
許容地盤支持力度	$q_a = q_u / F_n (\text{kN/m}^2)$	1,030	1,687	966	1,702	

3.2 安定計算結果

基礎工の安定計算は、上部工からの反力荷重を受けるものとして安定計算を行う。

表-3.3 越流部基礎工安定計算結果のまとめ

荷重条件	項目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.95	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	3.42	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	249 kN/m ²	<	1,030 kN/m ²	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	3.54	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	1.34	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	213 kN/m ²	<	1,687 kN/m ²	---O.K.

表-3.4 非越流部基礎工安定計算結果のまとめ

荷重条件	項目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	2.00	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	3.56	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	213 kN/m ²	<	966 kN/m ²	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	3.46	>	1.2	---O.K.
	転倒の安全率	$F_o =$	1.28	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	230 kN/m ²	<	1,702 kN/m ²	---O.K.

3.3 越流部基礎工の安定

(1) 洪水時の安定

① 荷重の計算

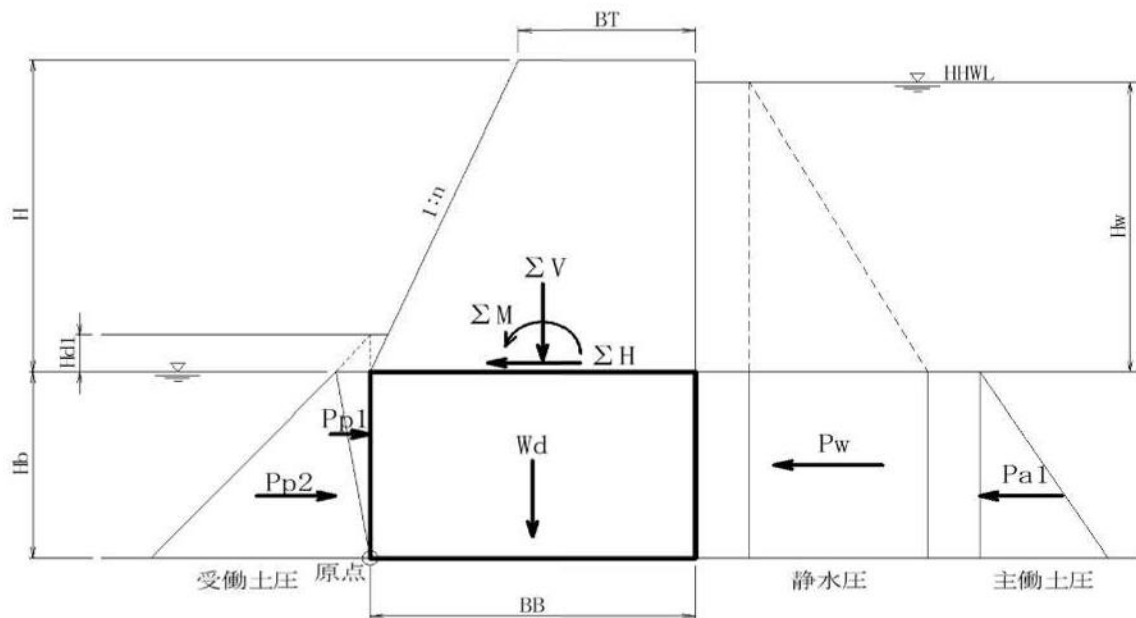
a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		2,480.9	8.263	20,499.2
自重	Wd	13.80x3.00x9.00	372.6	6.900	2,570.9
合 計			2,853.5		23,070.1

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		981.9	3.000	2,945.7
上部工荷重	ΣM				4,586.1
静水圧	Pw	9.81x14.20x3.00	417.9	1.500	626.9
主働土圧	Pa1	1/2x(9.00x3.00x0.235 - 2x0.00x√0.235)x3.00	9.5	1.000	9.5
小 計			1,409.3		8,168.2
受働土圧	Pp1	-1/2x(18.00x2.00x7.016 + 2x0.0x√7.016)x3.00	-378.9	2.000	-757.8
受働土圧	Pp2	-1/2x((36.00+9.00x3.00)x7.016 + 2x0.0x√7.016)x3.00	-663.0	1.000	-663.0
小 計			-1,041.9		-1,420.8
合 計			367.4		6,747.4

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 2,853.5 + 1,041.9) / 1,409.3$$

$$= 1.95 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 23,070.1 / 6,747.4$$

$$= 3.42 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot e) = 2,853.5 / (13.80 \cdot 2.360)$$

$$= 249 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 1,030 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V$$

$$= 13.80/2 - (23,070.1 - 6,747.4) / 2,853.5$$

$$= 1.180 \text{ (m)}$$

(2) 平常時の安定

① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

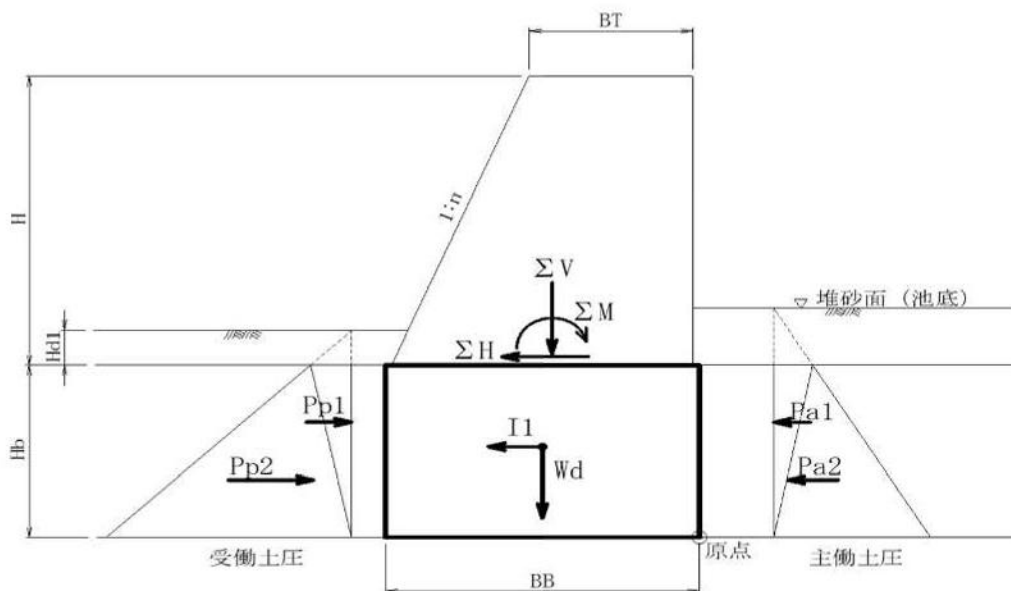
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		2,398.5	8.203	19,675.2
自重	Wd	13.80x3.00x9.00	372.6	6.900	2,570.9
合 計			2,771.1		22,246.1

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		636.9	3.000	1,910.7
上部工荷重	ΣM				3,511.2
主働土圧	Pa1	$1/2 \times (18.00 \times 2.00 \times 0.235 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.235}) \times 3.00$	12.7	2.000	25.4
主働土圧	Pa2	$1/2 \times (36.00 + 9.00 \times 3.00) \times 0.235 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.235}) \times 3.00$	22.2	1.000	22.2
地震時慣性力	I	13.80x3.00x9.00x0.25	93.2	1.500	139.8
小 計			765.0		5,609.3
受働土圧	Pp1	$-1/2 \times (18.00 \times 2.00 \times 7.016 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{7.016}) \times 3.00$	-378.9	2.000	-757.8
受働土圧	Pp2	$-1/2 \times (36.00 + 9.00 \times 3.00) \times 7.016 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{7.016}) \times 3.00$	-663.0	1.000	-663.0
小 計			-1,041.9		-1,420.8
合 計			0.0		4,188.5

※) 受働土圧が大きい場合で合計値が負の場合はゼロとする。

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 2,771.1 + 1,041.9) / 765.0$$

$$= 3.54 > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 22,246.1 / 4,188.5$$

$$= 1.34 > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot e) = 2,771.1 / (13.80 \cdot 0.768)$$

$$= 213 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 1,687 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 \cdot (\Sigma M_r \cdot \Sigma M_o) / V$$

$$= 13.80/2 \cdot (22,246 \cdot 4,189) / 2,771$$

$$= 0.384 \text{ (m)}$$

3.4 非越流部基礎工の安定

(1) 洪水時

① 荷重の計算

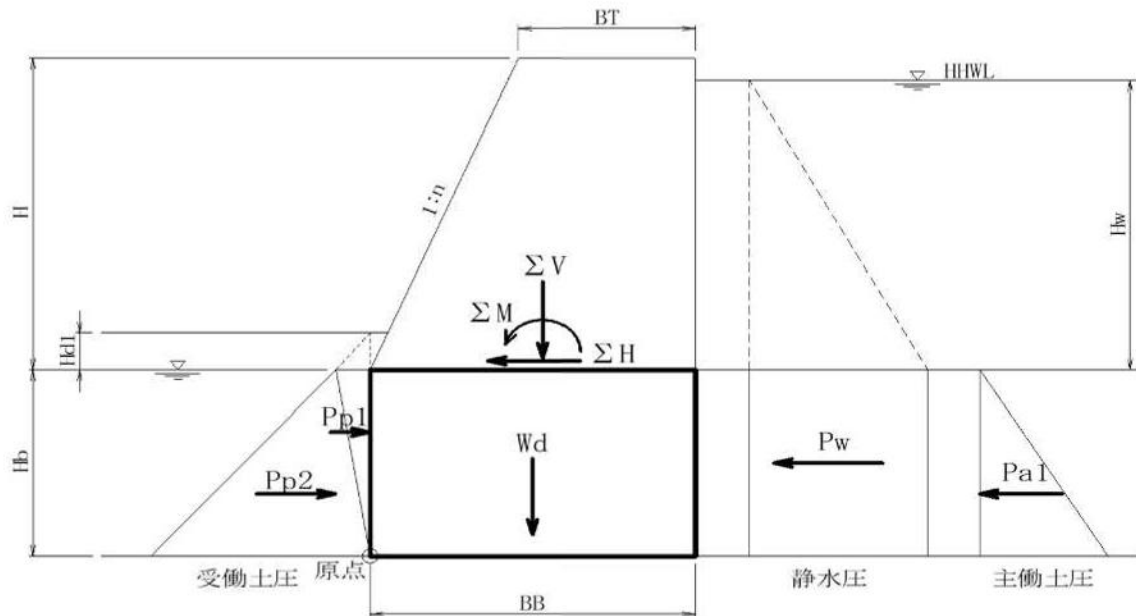
a. 鉛直荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		2,610.7	8.367	21,843.8
自重	Wd	13.80x3.00x9.00	372.6	6.900	2,570.9
合 計			2,983.3		24,414.7

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		989.0	3.000	2,967.0
上部工荷重	ΣM				4,680.9
静水圧	PW	9.81x14.20x3.00	417.9	1.500	626.9
主働土圧	Pa1	1/2x(9.00x3.00x0.235 - 2x0.00x√0.235)x3.00	9.5	1.000	9.5
小 計			1,416		8,284.3
受働土圧	Pp1	-1/2x(18.00x2.00x7.016 + 2x0.0x√7.016)x3.00	-378.9	2.000	-757.8
受働土圧	Pp2	-1/2x((36.00+9.00x3.00)x7.016 + 2x0.0x√7.016)x3.00	-663.0	1.000	-663.0
小 計			-1,041.9		-1,420.8
合 計			374.5		6,863.5

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 2,983.3 + 1,041.9) / 1,416.4$$

$$= 2.00 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 24,414.7 / 6,863.5$$

$$= 3.56 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot e) = 2,983.3 / (13.80 \cdot 2.034)$$

$$= 254 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 966 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / V$$

$$= 13.80/2 - (24,414.7 - 6,863.5) / 2,983.3$$

$$= 1.017 \text{ (m)}$$

(2) 平常時

① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

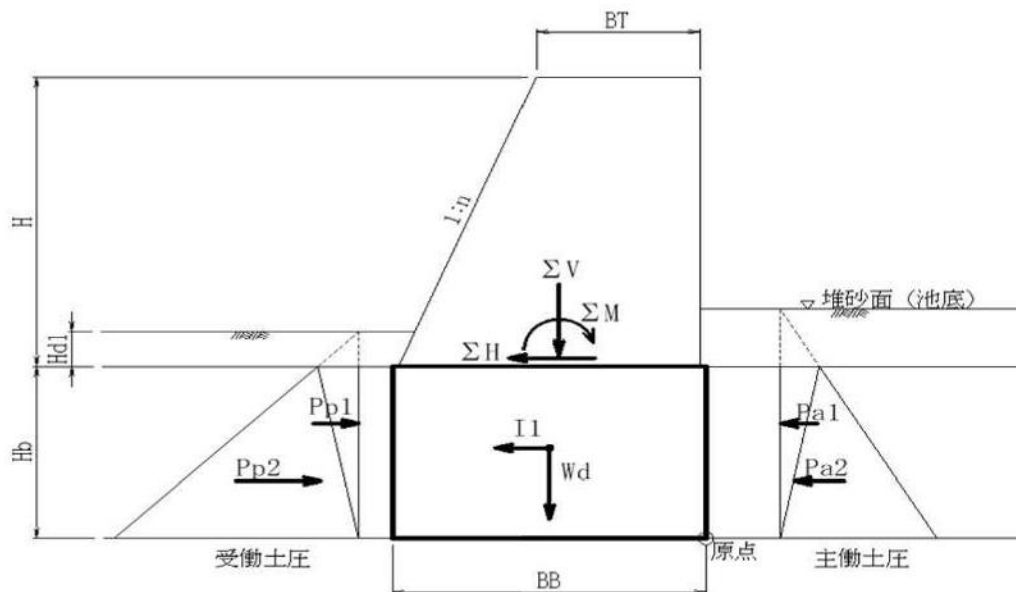
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	ΣV		2,610.7	8.367	21,843.8
自重	Wd	13.80x3.00x9.00	372.6	6.900	2,570.9
合 計			2,983.3		24,414.7

b. 水平荷重

荷重の種類	記号	計 算 式	水平力 P (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mo(kNm/m)
上部工荷重	ΣH		690.0	3.000	2,070.0
上部工荷重	ΣM				4,247.8
主働土圧	Pa1	$1/2 \times (18.00 \times 2.00 \times 0.235 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.235}) \times 3.00$	12.7	2.000	25.4
主働土圧	Pa2	$1/2 \times ((36.00 + 9.00 \times 3.00) \times 0.235 - 2 \times 0.0 \times \sqrt{0.235}) \times 3.00$	22.2	1.000	22.2
地震時慣性力	I	$13.80 \times 3.00 \times 9.00 \times 0.25$	93.2	1.500	139.8
小 計			818.1		6,505.2
受働土圧	Pp1	$-1/2 \times (18.00 \times 2.00 \times 7.016 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{7.016}) \times 3.00$	-378.9	2.000	-757.8
受働土圧	Pp2	$-1/2 \times ((36.00 + 9.00 \times 3.00) \times 7.016 + 2 \times 0.0 \times \sqrt{7.016}) \times 3.00$	-663.0	1.000	-663.0
小 計			-1,041.9		-1,420.8
合 計			0.0		5,084.4

※) 受働土圧が大きい場合で合計値が負の場合はゼロとする。

② 荷重図



③ 重力式壁体としての安定

a. 滑動に対する安全率

$$F_s = (f \cdot \Sigma V + \Sigma P_p) / \Sigma P = (0.60 \times 2,983.3 + 1,041.9) / 818.1$$

$$= 3.46 > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

ΣV : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

ΣP : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

ΣP_p : 単位幅あたり断面に作用する受働土圧力(kN/m)

b. 転倒に対する安全率

$$F_o = \Sigma M_r / \Sigma M_o = 24,414.7 / 5,084.4$$

$$= 1.28 > 1.2 \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 ΣM_r : 単位幅あたり断面の自重等による抵抗モーメント(kN・m/m)

ΣM_o : 単位幅あたり断面に作用する外力による転倒モーメント(kN・m/m)

c. 地盤反力(Meyerhofの方法)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot e) = 2,983.3 / (13.80 \cdot 0.840)$$

$$= 230 \text{ (kN/m}^2\text{)} < 1,702 \text{ (kN/m}^2\text{)} \text{ -----} \quad \text{O.K.}$$

ここに、 e : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底中央までの距離

$$e = B/2 \cdot (\Sigma M_r \cdot \Sigma M_o) / V$$

$$= 13.80/2 \cdot (24,415 - 5,084) / 2,983$$

$$= 0.420 \text{ (m)}$$

4. 部材の強度検討

4.1 タイ材の強度検討

(1) タイ材張力：T (kN/本)

タイ材の強度検討は、長期荷重として常時主働土圧係数および短期荷重として、施工直後の静止土圧係数を使用して検討する。

タイ材に発生する引張力は、次式で算出できる。

$$T = (K \cdot \gamma \cdot h - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K}) \cdot \Delta h \cdot \Delta V$$

ここに、 K：水平土圧係数

$$\text{常時水平主働土圧係数} = 0.29$$

$$\text{水平静止土圧係数} = 0.50$$

$$\phi : \text{中詰材の内部摩擦角} = 30 \quad (\text{度})$$

$$C : \text{中詰材の粘着力(安全性を考慮して} C/2) = 5 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\gamma : \text{中詰材の単位体積重量} = 18.0 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$h : \text{タイ材取付点の天端からの高さ} \quad (\text{m})$$

$$\Delta h : \text{タイ材の水平方向取付間隔} = 0.667 \quad (\text{m})$$

$$\Delta V : \text{タイ材の鉛直方向取付間隔} = 0.600 \quad (\text{m})$$

よって、

$$\text{(長期)} \quad T = 2.09 \times h - 2.16$$

$$\text{(短期)} \quad T = 3.60 \times h - 2.83$$

(2) タイ材の引張応力度： σ_t

$$\sigma_t = T \times 1,000 / A_t / 100 \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、 A_t ：タイ材の有効断面積 (cm^2)

長期のみ片面0.5mmの腐食しろを見込むものとする。

よって、

$$\text{(長期)} \quad \sigma_t = (20.9 - 21.6) / A_t \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{(短期)} \quad \sigma_t = (36.0 - 28.3) / A_t \quad (\text{N/mm}^2)$$

(3) タイ材の許容応力度

タイ材には、ネジ節付異形棒鋼 (SD345) を使用するものとし、その許容応力度は次のとおりとする。

$$\text{(長期)} \quad \sigma_{ta} = 138 \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$\text{(短期)} \quad \sigma_{ta} = 138 \times 1.50 = 207 \quad (\text{N/mm}^2)$$

(4) タイ材の選定

$\sigma_t = \sigma_{ta}$ として、タイ材の最大設置高さ h_{\max} は次式で算出できる。

$$\text{(長期)} \quad h_{\max} = (138 \times A_t + 21.6) / 20.9$$

$$\text{(短期)} \quad h_{\max} = (207 \times A_t + 28.3) / 36.0$$

したがって、各径のタイ材の所要設置深さは次のようになる。

タイ材径	長期		短期		所要設置 深さ (m)	実設置 深さ (m)
	断面積 $A_t(\text{cm}^2)$	高さ $h_{\max}(\text{m})$	断面積 $A_t(\text{cm}^2)$	高さ $h_{\max}(\text{m})$		
D13	1.075	8.13	1.267	8.07	8.07	7.60
D16	1.744	12.55	1.986	12.21	12.21	11.80
D19	2.573	18.02	2.865	17.26	17.26	14.80

4.2 壁面材（軽量鋼矢板セグメント）の検討

軽量鋼矢板セグメントに作用する荷重は下記に示す2ケースを考慮するものとする。

- ① 長期荷重 : 主働土圧力
- ② 短期荷重 : 静止土圧力（施工直後）

(1) 中詰土圧強度の算定

次式にて、壁面材に作用する土圧を求める。

$$P_s = K \cdot \gamma_t \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K}$$

ここに、 P_s : 壁面材に作用する中詰土の土圧 (kN/m²)

K : 水平方向土圧係数

① 長期荷重 主働土圧力 : $K_a = 0.29$

② 短期荷重 静止土圧力 : $K_o = 0.50$

γ_t : 中詰材の単位体積重量 = 18.0 kN/m³

H : ダムの高さ = 14.8 m

以上より、壁面材に作用する土圧強度は以下のとおりである。

① 長期荷重時 : $P_s = 71.9 \text{ kN/m}$ ①式

② 短期荷重時 : $P_s = 126.1 \text{ kN/m}$ ②式

(2) 壁面材の諸元

壁面材に軽量鋼矢板（幅333×高51×厚5mm）を用いるとすると、腐食しろおよびセグメント化を考慮した有効断面係数 Z' は、以下のとおりである。

① 長期荷重時

$$Z' = Z \times (t - 2 \times \Delta t_1) / t / 2 = 144 \times (5 - 2 \times 1.0) / 5 / 2 = 43.2 \text{ cm}^3/\text{m}$$

② 短期荷重時

$$Z' = Z / 2 = 144 / 2 = 72.0 \text{ cm}^3/\text{m}$$

ここに、 Z : 軽量鋼矢板の単位幅あたりの断面係数 = 144 cm³/m

t : 軽量鋼矢板の板厚 = 5.0 mm

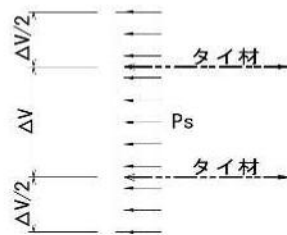
Δt_1 : 腐食しろ（片面） = 1.0 mm

(3) 壁面材の強度検討

壁面材に発生する最大曲げモーメントに対して、部材応力が許容応力度以下になるように部材断面を決定する。

$$M_{\max} = \frac{P_s \cdot \Delta V^2}{8}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{Z' \cdot \alpha}$$



したがって、壁面材に発生する最大の部材応力は、以下のとおりである。

① 長期荷重時

$$\sigma_s = 71.9 \times 0.60^2 / 8 / 43 / 0.6 \times 1,000 = 125 \leq \sigma_{sa} = 140 \text{ N/mm}^2$$

② 短期荷重時

$$\sigma_s = 126.1 \times 0.60^2 / 8 / 72 / 0.6 \times 1,000 = 131 \leq \sigma_{sa} \times 1.5 = 210 \text{ N/mm}^2$$

ここに、 ΔV : タイ材の鉛直方向設置間隔 = 0.60 m

σ_s : 壁面材に発生する応力度(N/mm²)

α : 軽量鋼矢板の継手効率 = 0.6

4.3 腹起材の強度検討

- (1) 腹起材に発生する最大せん断応力度： τ_{\max}
腹起し材に作用するタイ材の引張力は、前項より

$$\begin{aligned} <\text{長期}> \quad T_{\max} &= 28,763 \text{ (N)} \\ <\text{短期}> \quad T_{\max} &= 50,477 \text{ (N)} \end{aligned}$$

腹起し材に発生する最大せん断応力度は、次式によって算出できる。

$$\tau_{\max} = T_{\max} / 2 \cdot A_t$$

ここに、 A_t ：腹起材の有効断面積 $727.3 \text{ (mm}^2\text{)}$
片面0.5mmの腐食しろを見込むものとする。

腹起し材に L-75x75x6 (SS400) を使用するものとし、そのせん断応力度は次のとおりとなる。

$$\begin{aligned} <\text{長期}> \quad \tau_{\max} &= 19.8 \leq 80 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ <\text{短期}> \quad \tau_{\max} &= 34.7 \leq 80 \times 1.5 = 120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$