

## A調整池安定計算書

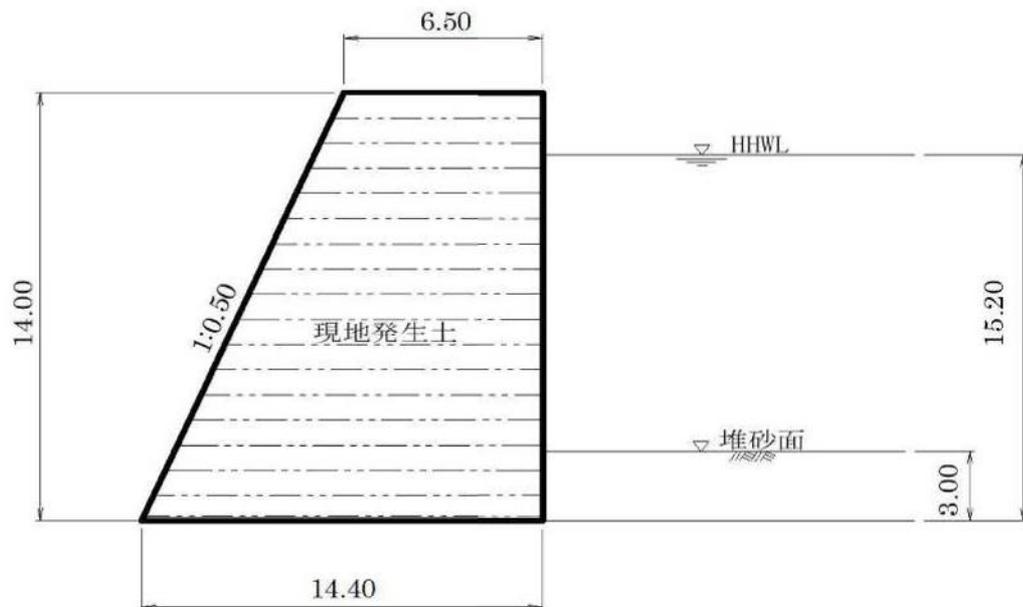
ダブルウォール堰堤

## 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	$q_{max} = 227 \text{ kN/m}^2$	>	$100 \text{ kN/m}^2$	---N.G.
		$q_{min} = 167 \text{ kN/m}^2$	<	$100 \text{ kN/m}^2$	---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	$q_{max} = 193 \text{ kN/m}^2$	>	$100 \text{ kN/m}^2$	---N.G.
		$q_{min} = 188 \text{ kN/m}^2$	>	$100 \text{ kN/m}^2$	---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

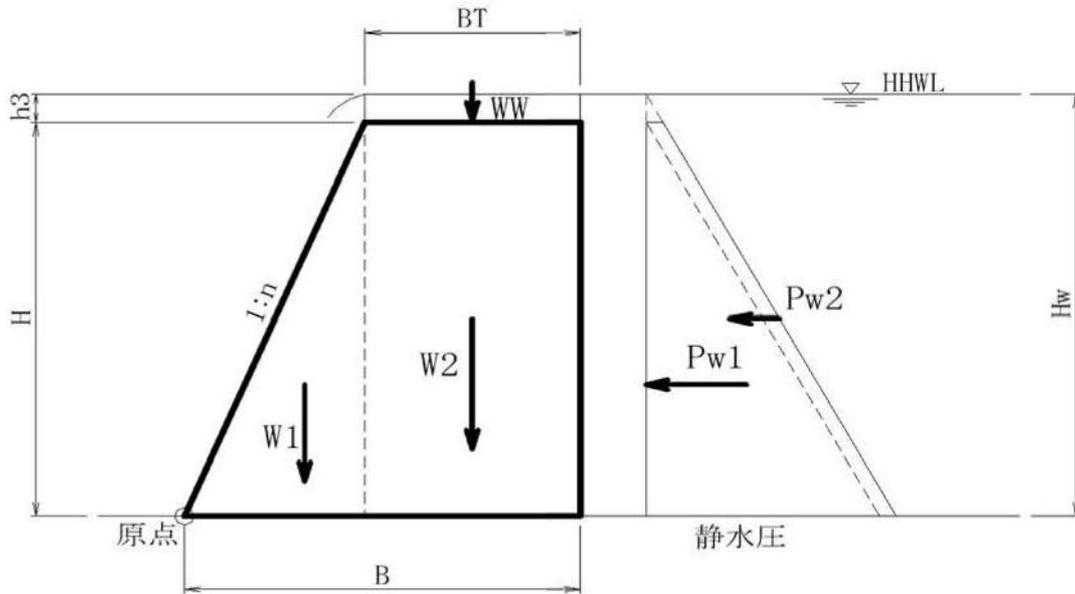
荷重条件	項 目	安定計算結果			
洪水時	滑動の安全率	$F_s = 1.44$	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e = 0.206$	<	2.4	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} = 224 \text{ kN/m}^2$	>	$100 \text{ kN/m}^2$	---N.G.
		$q_{min} = 189 \text{ kN/m}^2$	<	$100 \text{ kN/m}^2$	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} = 1.53$	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s = 1.98$	>	1.2	---O.K.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

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

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

ここに、f : 摩擦係数

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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 :  $e = B/2 \cdot (\Sigma Mr \cdot \Sigma Mo) / V$

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

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

c. 最大地盤反力

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

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

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

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

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

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

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

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)

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

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

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

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

$M_o$  : 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

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

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

$$= 1.116$$

$\gamma_e$ : 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

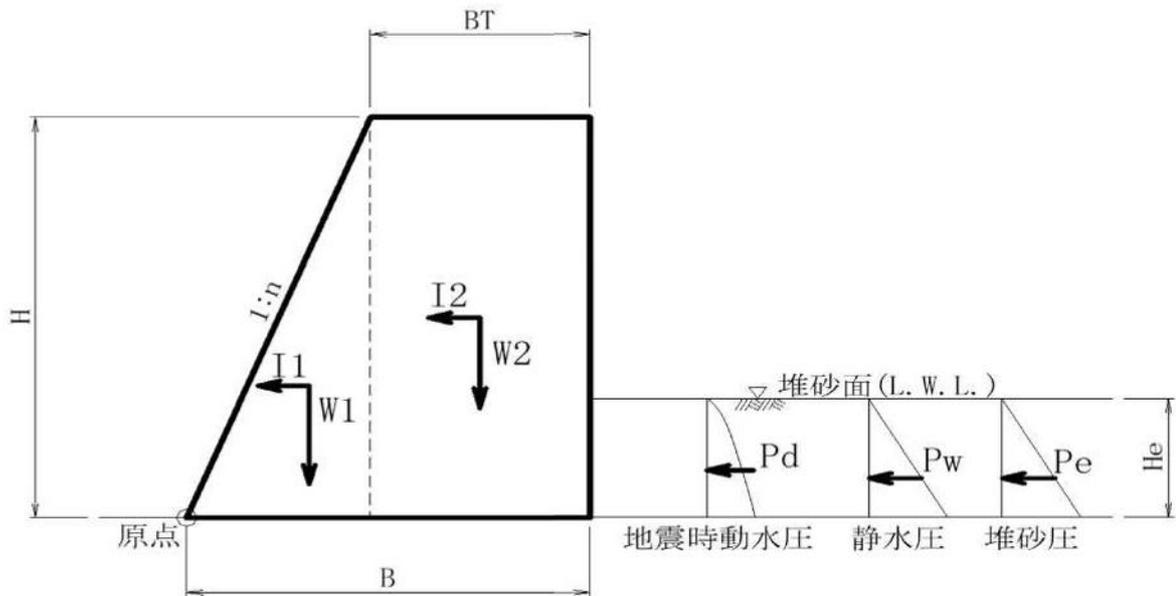
$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 2,833.9 / 14.00 / 14.40$$

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

$\varphi$ : 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

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

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

ここに、f : 摩擦係数

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

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

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

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

c. 最大地盤反力

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

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

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

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

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

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

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

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 = 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

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

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

$$= 1.116$$

$\gamma_e$ : 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

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

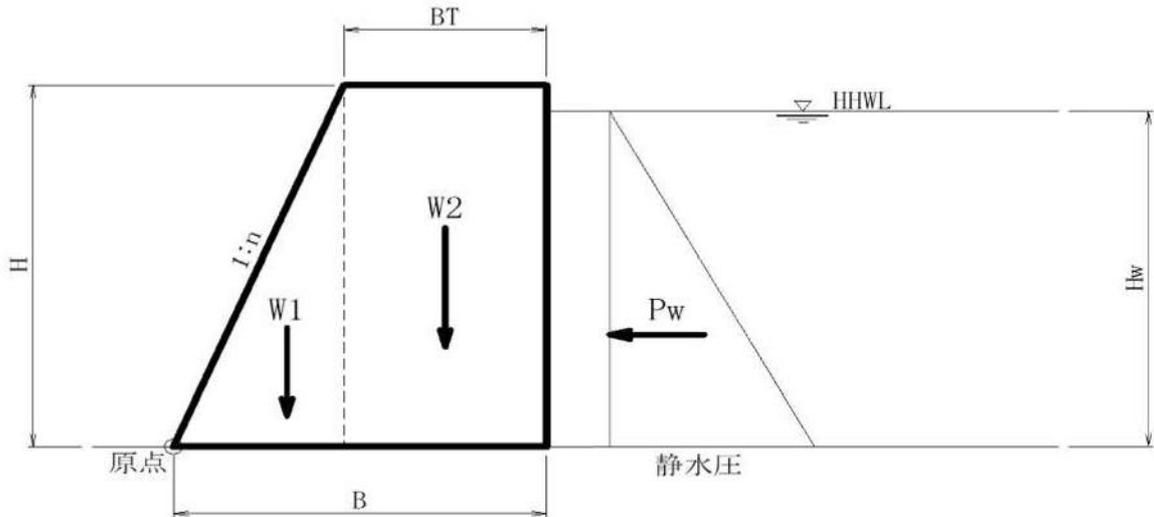
$$= 13.63 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$\varphi$ : 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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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

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

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

$$= 0.918$$

$\gamma_e$ : 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

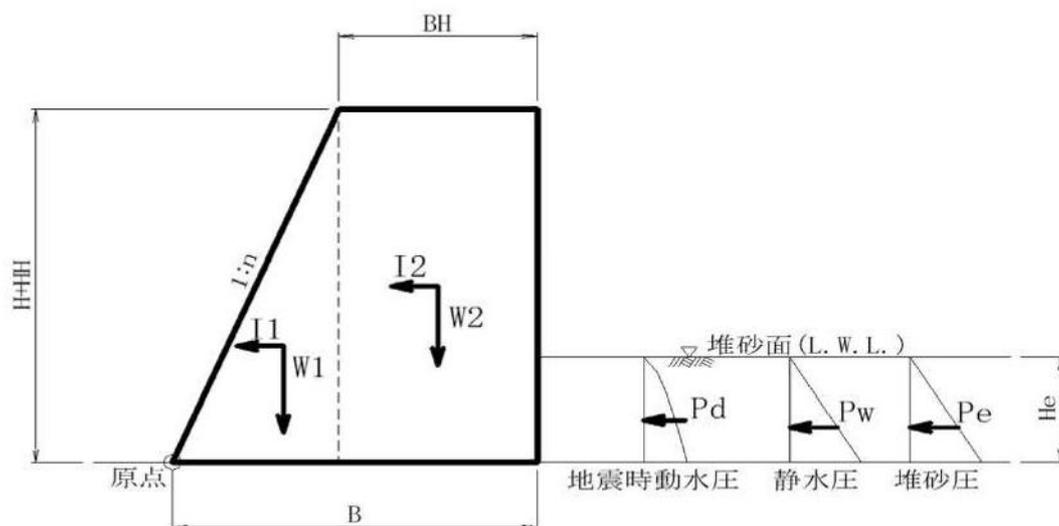
$$\gamma_e = \Sigma V / ((II + III) \cdot B) = 2,972.0 / 15.80 / 14.40$$

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

$\varphi$ : 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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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)

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

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

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

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

$M_o$  : 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

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

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

$$= 0.918$$

$\gamma_e$ : 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

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

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

$\phi$ : 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 <sub>2</sub> =	9.0 kN/m <sup>3</sup>
		支持地盤 (風化安山岩)	Y <sub>1</sub> =	9.0 kN/m <sup>3</sup>

###### ② 基礎地盤の内部摩擦角

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

###### ③ 基礎地盤の粘着力

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

###### 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 <sub>a</sub> : 主働土圧係数	=	0.291
K <sub>p</sub> : 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、

- $C_1$  : 支持地盤の粘着力 = 228.0 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q$  : 上載荷重 ;  $q = D_f \times \gamma_2$  (kN/m)
- $A_e$  : 有効載荷面積 ;  $A_e = B_e \times l$  (m<sup>2</sup>)
- $\gamma_1$  : 支持地盤の単位体積重量 = 9.00 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_2$  : 根入れ地盤の単位体積重量 = 9.00 (kN/m<sup>3</sup>)
- ただし、地下水位下では水中単位体積重量
- $B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 ;  $B_e = BB - 2e$  (m)
- $BB$  : 基礎幅 (=  $B + 0.30\text{m}$ ) = 14.700 (m)
- $e$  : 偏心距離 (m)
- $HB$  : 基礎工鋼矢板の根入れ長 = 3.00 (m)
- $Hd1$  : 上部工の根入れ深さ = 3.00 (m)
- $D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (=  $HB + Hd1$ ) = 6.00 (m)
- $\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数                       $\alpha = 1.00$                        $\beta = 1.00$

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

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 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	
	$N_\gamma$	0.0	0.8	0.0	0.8	
根入効果割増係数	$\kappa$	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 <sup>2</sup>	<	447 kN/m <sup>2</sup>	---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 <sup>2</sup>	<	752 kN/m <sup>2</sup>	---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 <sup>2</sup>	<	466 kN/m <sup>2</sup>	---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 <sup>2</sup>	<	736 kN/m <sup>2</sup>	---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

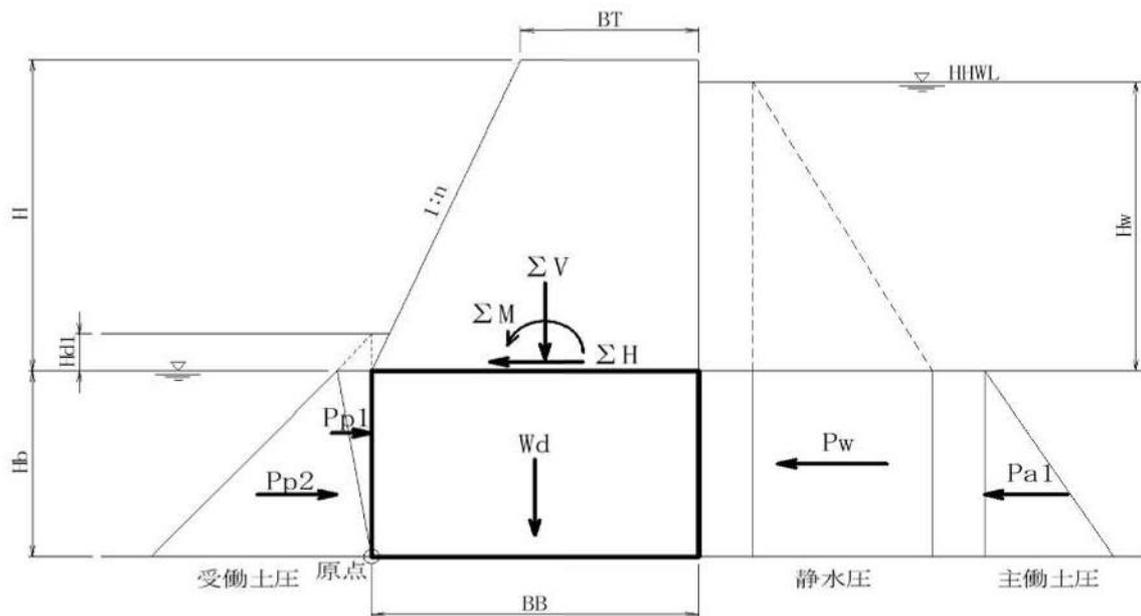
##### a. 鉛直荷重

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	$\Sigma V$		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	$\Sigma H$		1,126.2	3.000	3,378.6
上部工荷重	$\Sigma M$				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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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

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

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

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

(2) 平常時の安定

① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

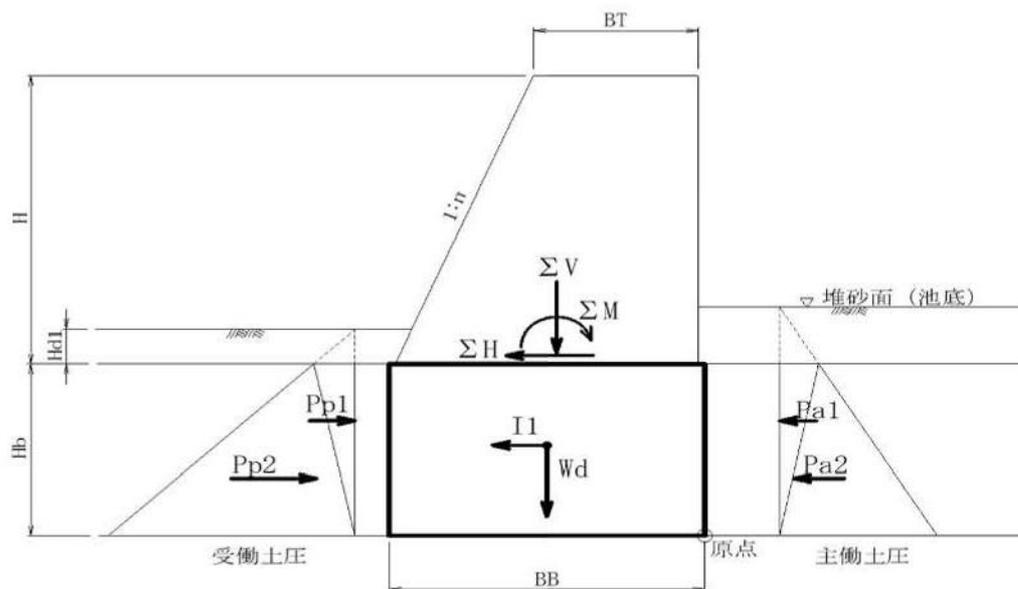
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	$\Sigma V$		2,746.8	8.763	24,069.7
自重	Wd	14.70x3.00x9.00	396.9	7.350	2,917.2
合 計			3,143.7		26,986.9

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	$\Sigma H$		770.7	3.000	2,312.1
上部工荷重	$\Sigma M$				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)

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

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

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

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

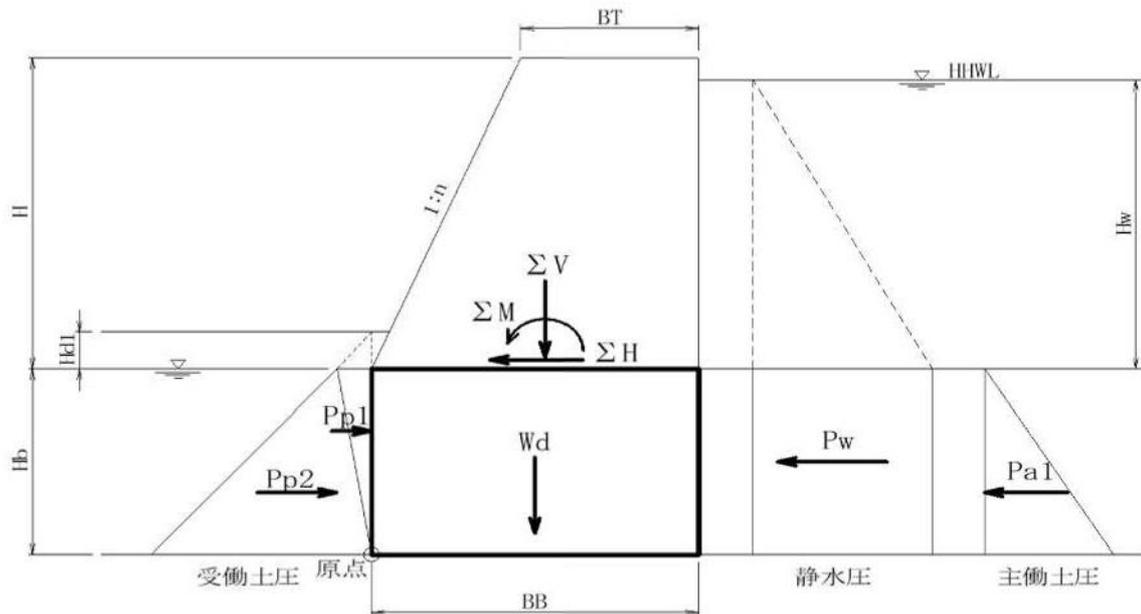
##### a. 鉛直荷重

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	$\Sigma V$		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	$\Sigma H$		1,133.3	3.000	3,399.9
上部工荷重	$\Sigma M$				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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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

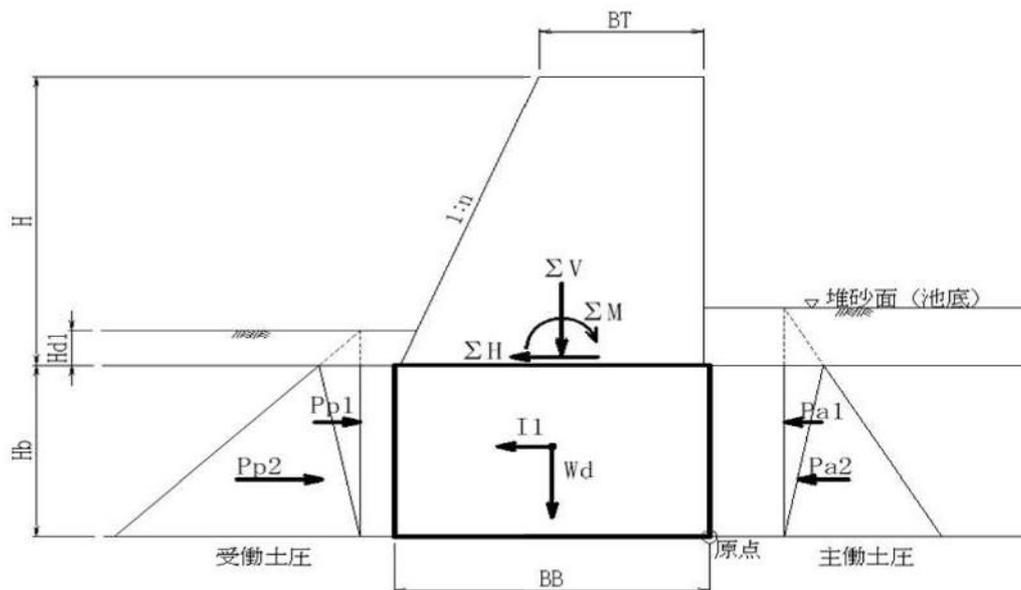
a. 鉛直荷重

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	$\Sigma V$		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	$\Sigma H$		827.0	3.000	2,481.0
上部工荷重	$\Sigma M$				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

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

$$= 3.04 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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

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

$$= 1.21 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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)

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

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

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

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

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

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

#### 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： $\sigma_t$

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

ここに、  $A_t$ ：タイ材の有効断面積  $(\text{cm}^2)$

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/m<sup>2</sup>)

$K$  : 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 :  $K_o = 0.50$

$\gamma_t$  : 中詰材の単位体積重量 = 18.0 kN/m<sup>3</sup>

$H$  : 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 :  $P_s = 77.1 \text{ kN/m}$  ..... ①式

② 短期荷重時 :  $P_s = 135.1 \text{ kN/m}$  ..... 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 cm<sup>3</sup>/m

$t$  : 軽量鋼矢板の板厚 = 5.0 mm

$\Delta t_1$  : 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、 $\Delta V$  : タイ材の鉛直方向設置間隔 = 0.60 m

$\sigma_s$  : 壁面材に発生する応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 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： $\tau_{\max}$   
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

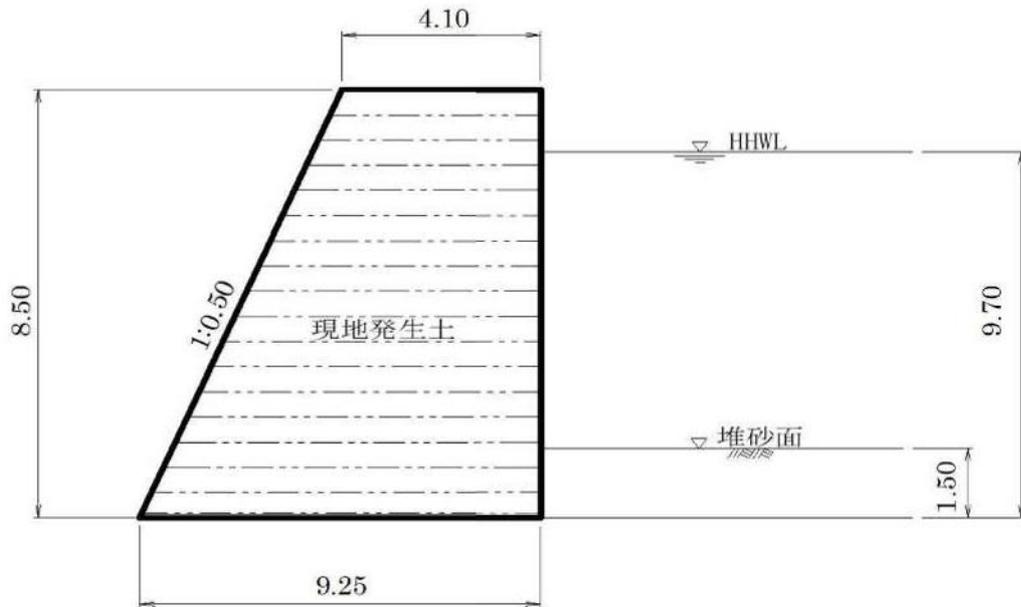
ダブルウォール堰堤

## 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 <sup>2</sup>	>	100 kN/m <sup>2</sup>	---N.G.
		$q_{min} =$	106 kN/m <sup>2</sup>	<	100 kN/m <sup>2</sup>	---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 <sup>2</sup>	>	100 kN/m <sup>2</sup>	---N.G.
		$q_{min} =$	117 kN/m <sup>2</sup>	>	100 kN/m <sup>2</sup>	---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

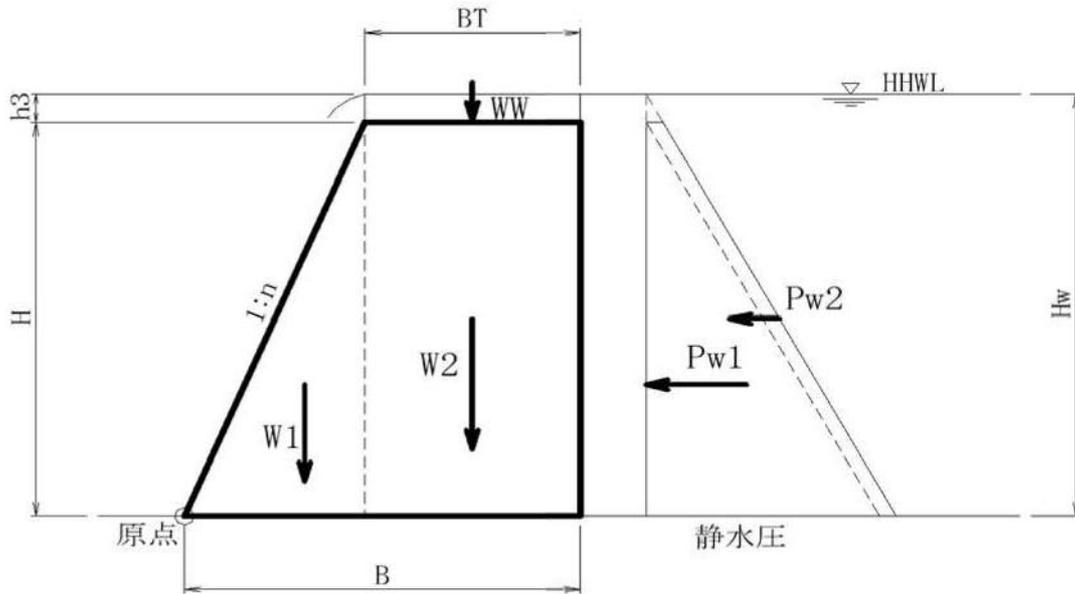
荷重条件	項 目	安定計算結果				
洪水時	滑動の安全率	$F_s =$	1.48	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e =$	0.084	<	1.542	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} =$	141 kN/m <sup>2</sup>	>	100 kN/m <sup>2</sup>	---N.G.
		$q_{min} =$	127 kN/m <sup>2</sup>	<	100 kN/m <sup>2</sup>	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} =$	1.67	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s =$	2.06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

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

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

ここに、f : 摩擦係数

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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 :  $e = B/2 \cdot (\Sigma Mr \cdot \Sigma Mo) / V$

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

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

c. 最大地盤反力

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$= 1.218$$

$\gamma_e$ : 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

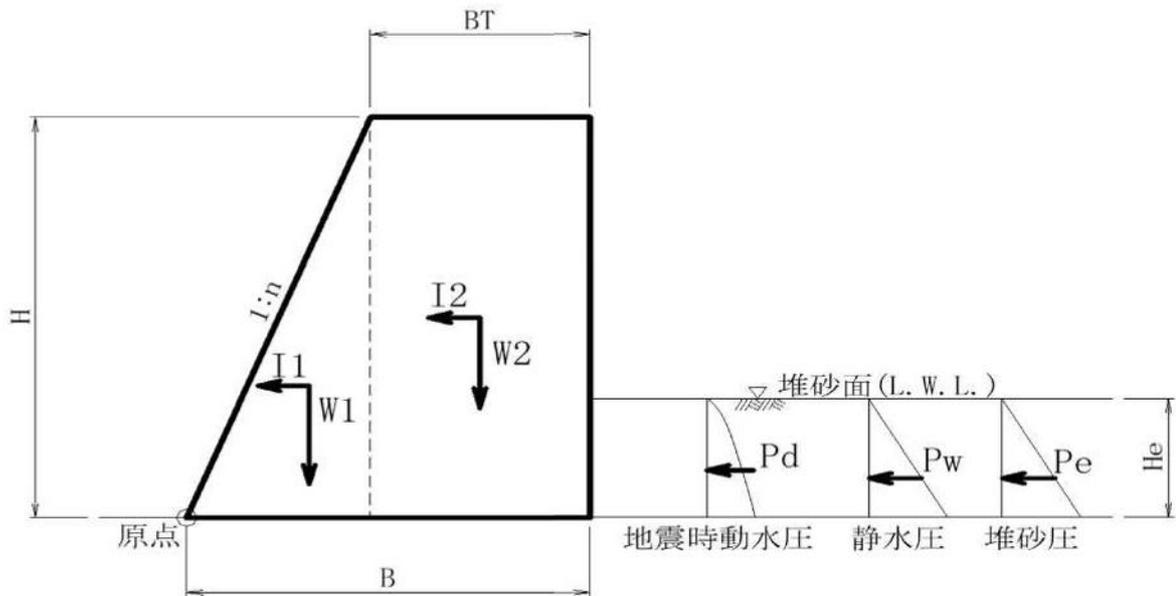
$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 1,149.0 / 8.50 / 9.25$$

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

$\varphi$ : 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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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 :  $e = B/2 - (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / V$

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

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

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

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

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

$$= 1.218$$

$\gamma_e$ : 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

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

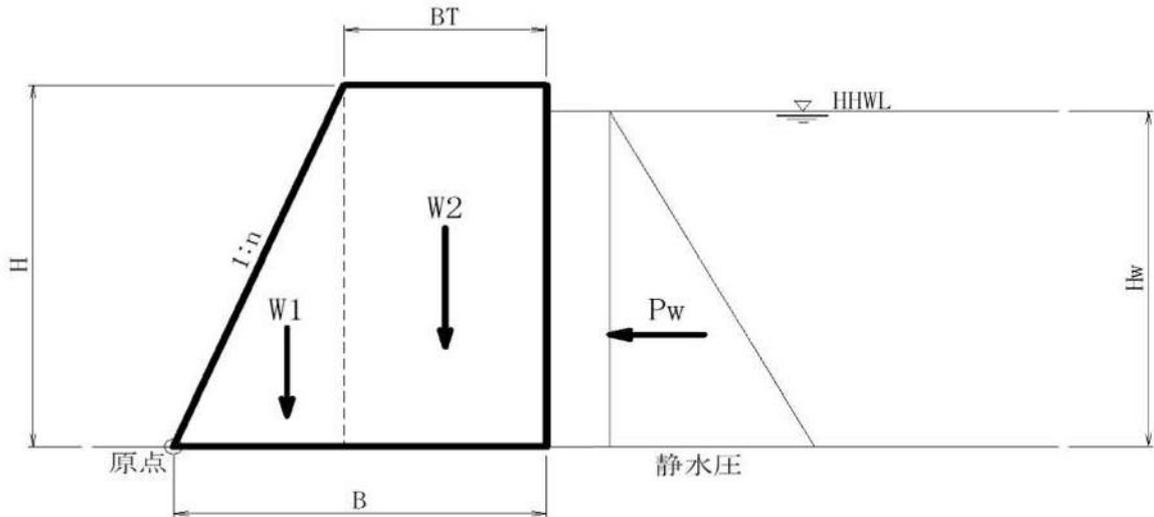
$$= 13.86 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$\varphi$ : 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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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 :  $e = B/2 \cdot (\Sigma Mr - \Sigma Mo) / V$

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

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

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

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

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

$$= 0.896$$

$\gamma_e$ : 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

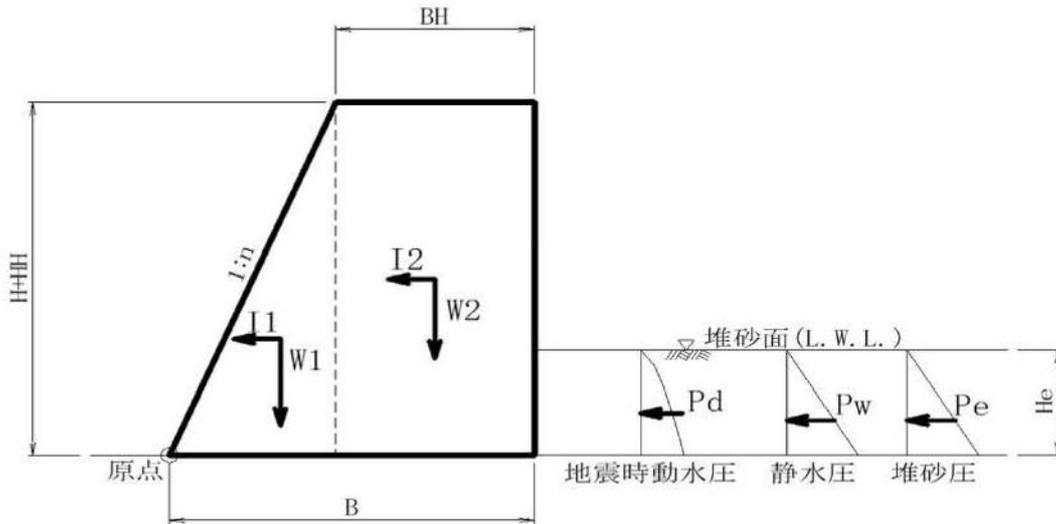
$$\gamma_e = \Sigma V / ((II + III) \cdot B) = 1,237.5 / 10.30 / 9.25$$

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

$\varphi$ : 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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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

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

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

$$= 0.896$$

$\gamma_e$ : 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

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

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

$\varphi$ : 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 <sup>3</sup>
		支持地盤 (風化安山岩)	$Y_1 =$	9.0 kN/m <sup>3</sup>

###### ② 基礎地盤の内部摩擦角

根入地盤 (強風化安山岩)	$\phi_2 =$	35.0 °
支持地盤 (風化安山岩)	$\phi_1 =$	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 <sup>2</sup>
支持地盤 (風化安山岩)	$C_1 =$	225 kN/m <sup>2</sup>

###### ④ 土圧係数

土圧係数は、基礎地盤の内部摩擦角 $\phi$ 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

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

$\delta$  : 壁面と土の摩擦角で  $= \phi/2 = 17.5^\circ$  とする。

$\alpha$  : 壁背面角  $= 0.0^\circ$

$\beta$  : 地表面と水平面のなす角  $= 0.0^\circ$

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

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

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

$$e : \text{偏心距離} \quad (\text{m})$$

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

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

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

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

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

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 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	
	$N_\gamma$	0.0	0.6	0.0	0.7	
根入効果割増係数	$\kappa$	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	$F_o =$	$\infty$	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	164 kN/m <sup>2</sup>	<	301 kN/m <sup>2</sup>	---O.K.
	せん断変形の安全率	$F_{sr} =$	$\infty$	>	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	$F_o =$	$\infty$	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	199 kN/m <sup>2</sup>	<	703 kN/m <sup>2</sup>	---O.K.
	せん断変形の安全率	$F_{sr} =$	$\infty$	>	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	$F_o =$	$\infty$	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	199 kN/m <sup>2</sup>	<	323 kN/m <sup>2</sup>	---O.K.
	せん断変形の安全率	$F_{sr} =$	$\infty$	>	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	$F_o =$	$\infty$	>	1.2	---O.K.
	平均地盤反力	$q =$	223 kN/m <sup>2</sup>	<	716 kN/m <sup>2</sup>	---O.K.
	せん断変形の安全率	$F_{sr} =$	$\infty$	>	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

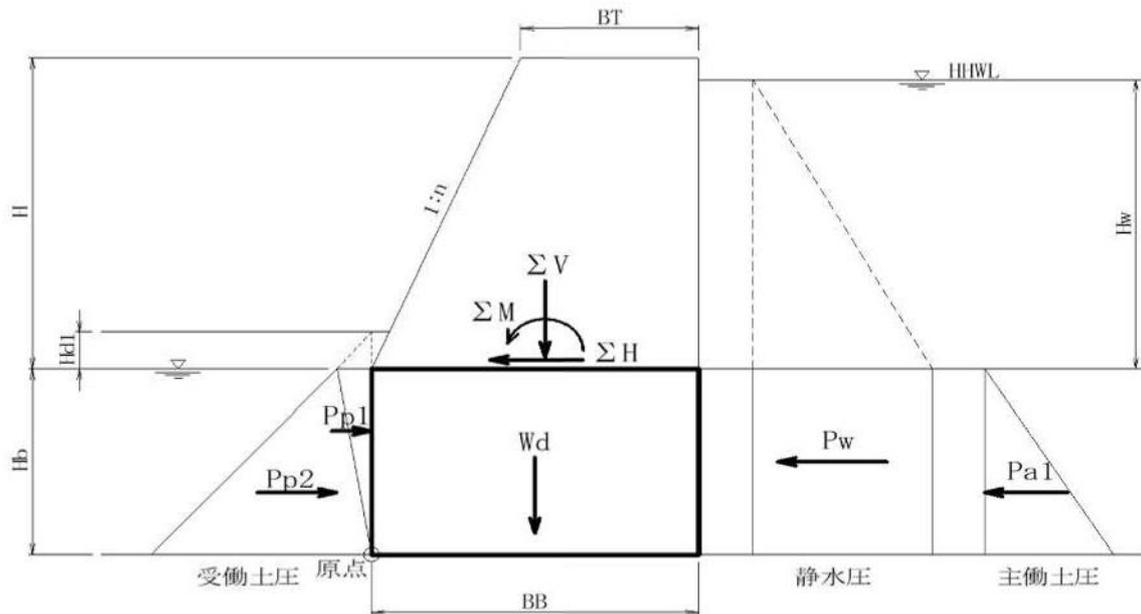
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	$\Sigma V$		1,149.0	5.642	6,482.4
自重	Wd	9.55x7.00x9.00	601.7	4.775	2,873.1
合 計			1,750.7		9,355.5

##### 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	$\Sigma H$		454.5	7.000	3,181.5
上部工荷重	$\Sigma M$				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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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

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

$$= 2.010$$

$\gamma_e$  : 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

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

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

$\phi$  : 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

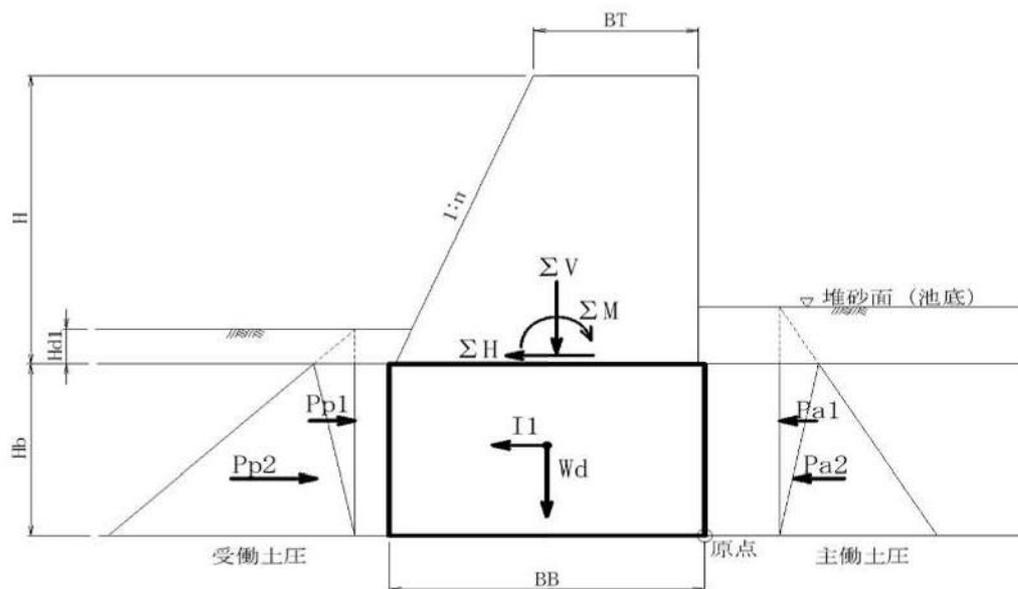
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	$\Sigma V$		1,090.1	5.582	6,084.8
自重	Wd	9.55x7.00x9.00	601.7	4.775	2,873.1
合 計			1,691.8		8,957.9

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	$\Sigma H$		293.5	7.000	2,054.5
上部工荷重	$\Sigma M$				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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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

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

$$= 2.010$$

$\gamma_e$  : 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

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

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

$\phi$  : 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

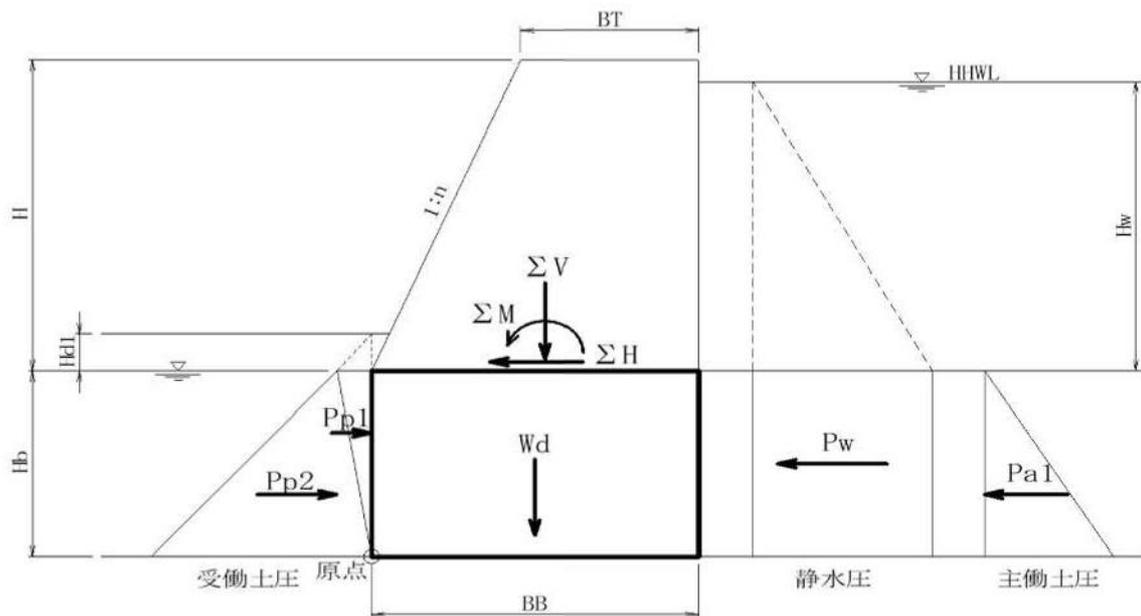
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	$\Sigma V$		1,237.5	5.747	7,111.6
自重	Wd	9.55x7.00x9.00	601.7	4.775	2,873.1
合 計			1,839.2		9,984.7

##### 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	$\Sigma H$		461.5	7.000	3,230.5
上部工荷重	$\Sigma M$				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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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

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

$$= 2.010$$

$\gamma_e$  : 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

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

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

$\phi$  : 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

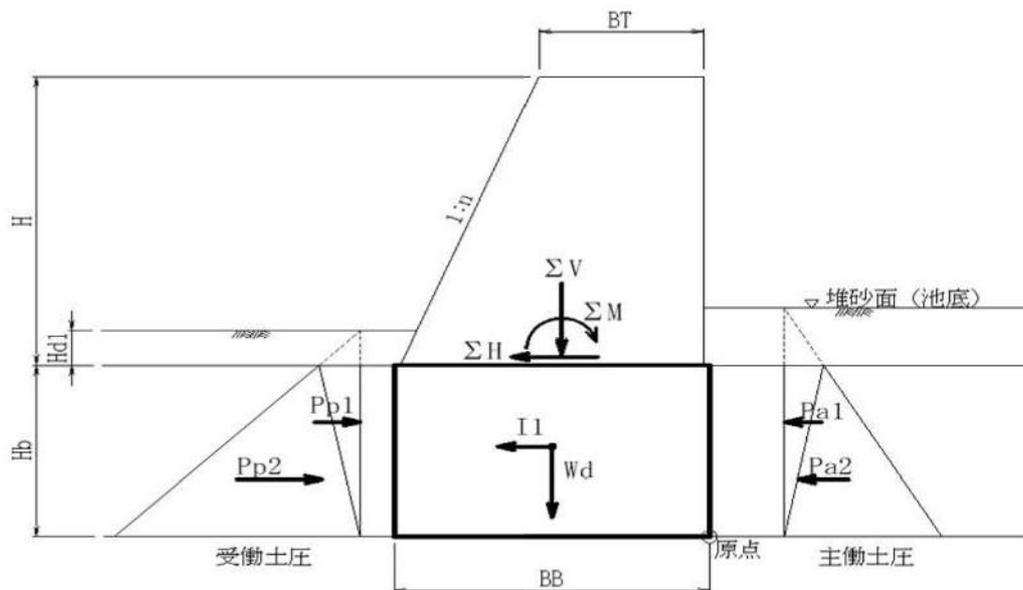
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	$\Sigma V$		1,237.5	5.747	7,111.6
自重	Wd	9.55x7.00x9.00	601.7	4.775	2,873.1
合 計			1,839.2		9,984.7

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	$\Sigma H$		330.3	7.000	2,312.1
上部工荷重	$\Sigma M$				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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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、  $M_{sr}$  : 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

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

$$= 2.010$$

$\gamma_e$  : 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

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

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

$\phi$  : 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： $\sigma_t$

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

ここに、  $A_t$ ：タイ材の有効断面積  $(\text{cm}^2)$

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	7.90
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/m<sup>2</sup>)

$K$  : 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 :  $K_o = 0.50$

$\gamma_t$  : 中詰材の単位体積重量 = 18.0 kN/m<sup>3</sup>

$H$  : 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 cm<sup>3</sup>/m

$t$  : 軽量鋼矢板の板厚 = 5.0 mm

$\Delta t_1$  : 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、 $\Delta V$  : タイ材の鉛直方向設置間隔 = 0.60 m

$\sigma_s$  : 壁面材に発生する応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 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： $\tau_{\max}$   
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

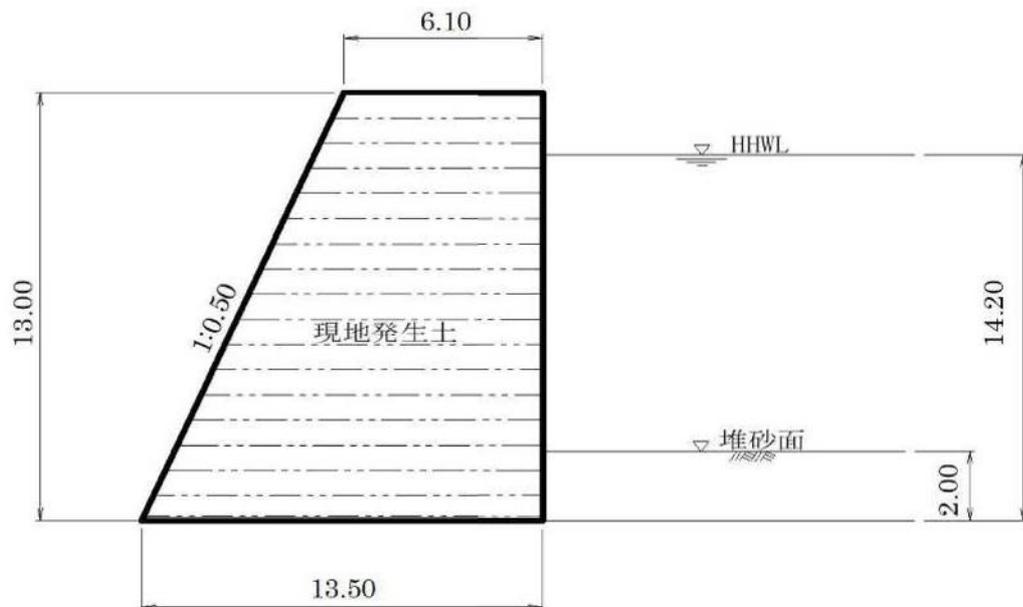
ダブルウォール堰堤

## 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	$q_{max} = 211 \text{ kN/m}^2$	>	$100 \text{ kN/m}^2$	---N.G.
		$q_{min} = 156 \text{ kN/m}^2$	<	$100 \text{ kN/m}^2$	---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	$q_{max} = 179 \text{ kN/m}^2$	>	$100 \text{ kN/m}^2$	---N.G.
		$q_{min} = 177 \text{ kN/m}^2$	>	$100 \text{ kN/m}^2$	---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

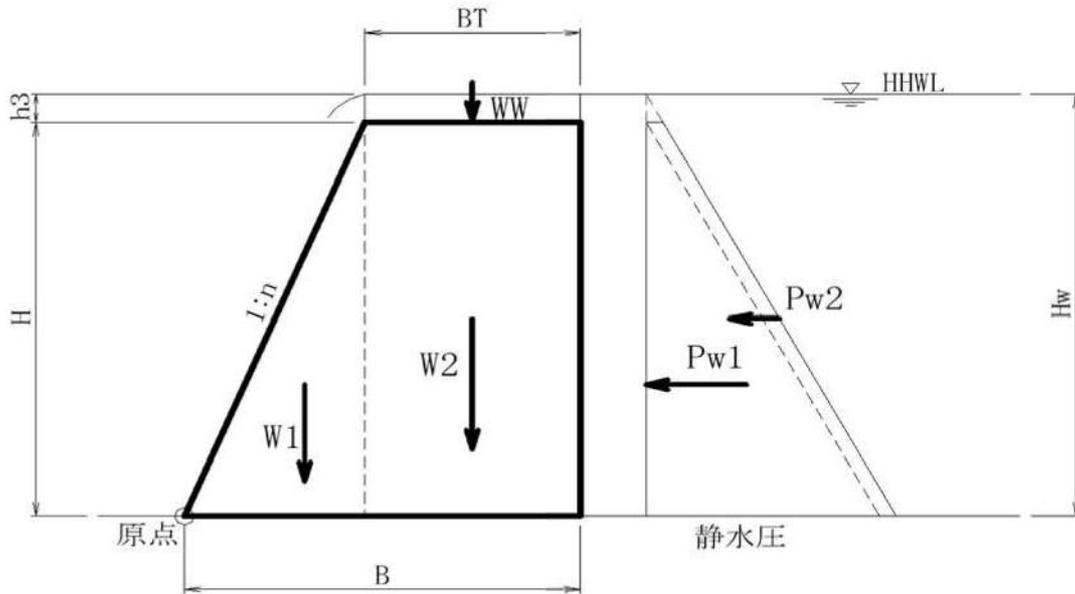
荷重条件	項目	安定計算結果			
洪水時	滑動の安全率	$F_s = 1.45$	>	1.2	---O.K.
	合力の作用位置	$e = 0.176$	<	2.25	---O.K.
	最大地盤反力	$q_{max} = 209 \text{ kN/m}^2$	>	$100 \text{ kN/m}^2$	---N.G.
		$q_{min} = 178 \text{ kN/m}^2$	<	$100 \text{ kN/m}^2$	---N.G.
	せん断変形に対する安全率	$F_{sr} = 1.55$	>	1.2	---O.K.
平常時	滑動の安全率	$F_s = 2.08$	>	1.2	---O.K.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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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

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

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

$$= 1.133$$

$\gamma_e$ : 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

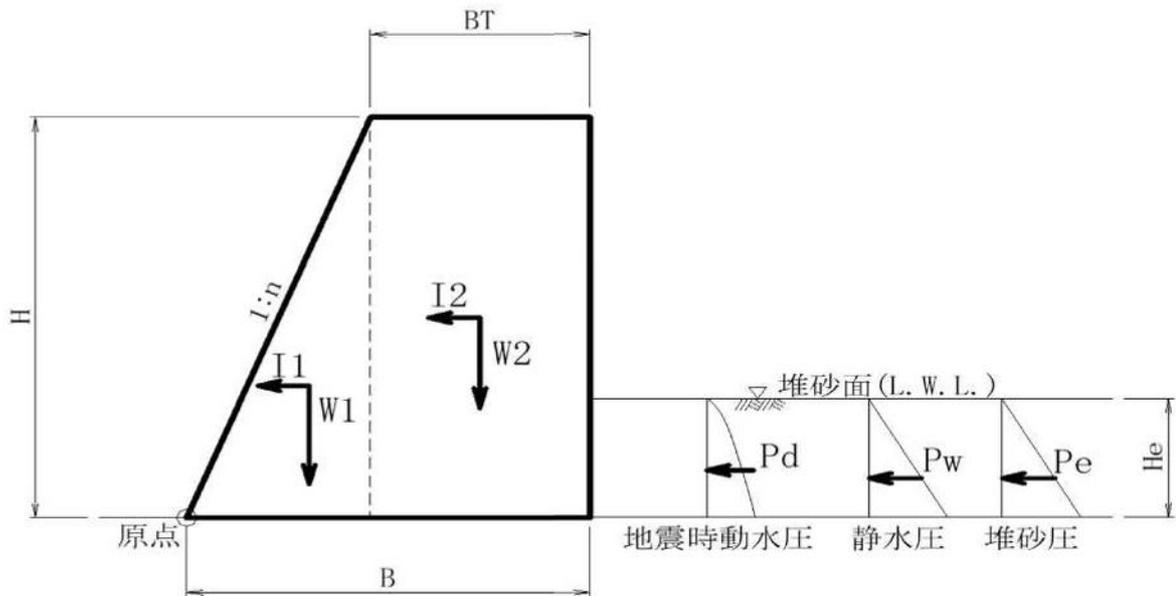
$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 2,480.9 / 13.00 / 13.50$$

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

$\varphi$ : 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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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

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

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

$$= 1.133$$

$\gamma_e$ : 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

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

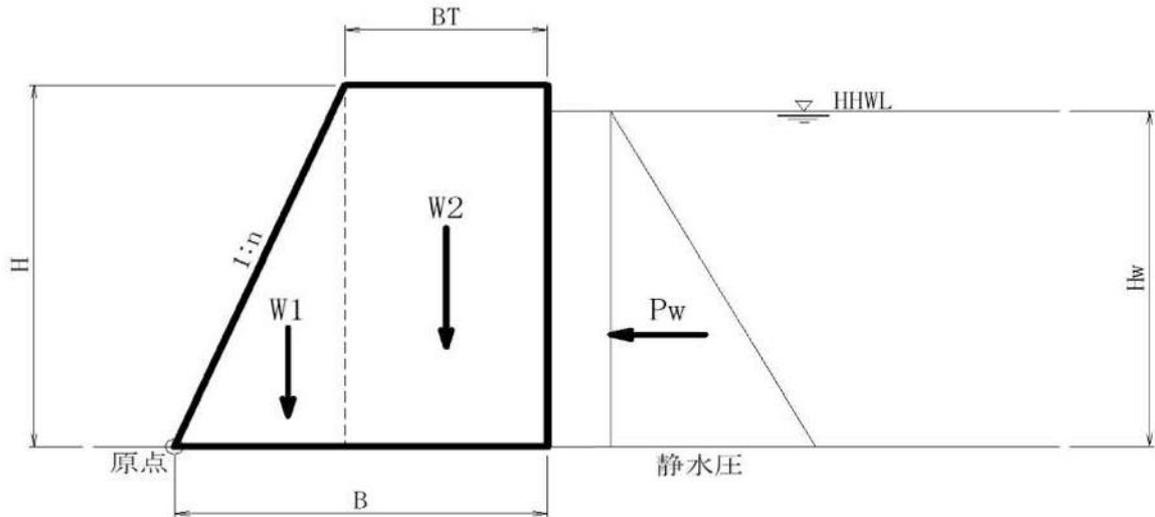
$$= 13.67 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$\varphi$ : 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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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

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

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

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

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

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

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

$$= 0.919$$

$\gamma_e$ : 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

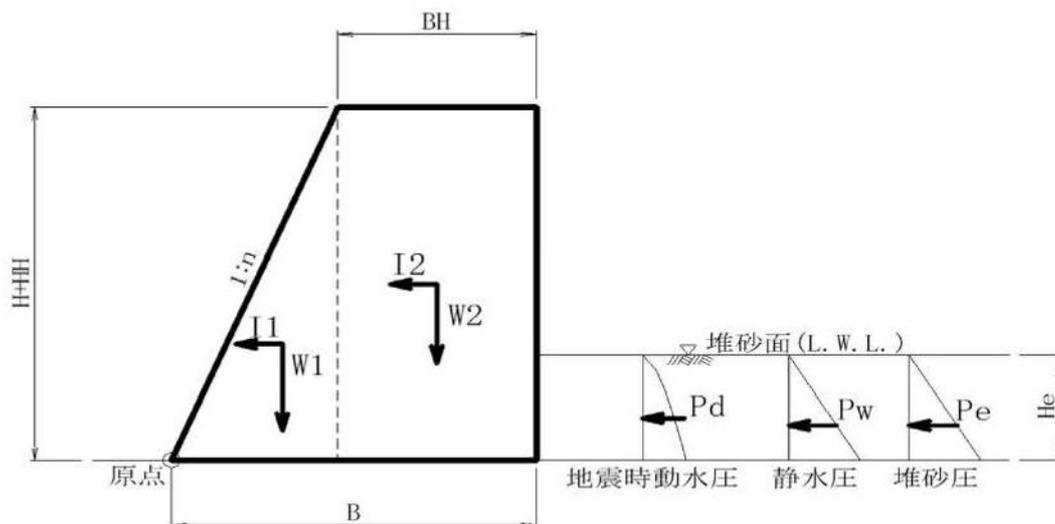
$$\gamma_e = \Sigma V / ((II + III) \cdot B) = 2,610.7 / 14.80 / 13.50$$

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

$\varphi$ : 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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 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

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

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

$$= 0.919$$

$\gamma_e$ : 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

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

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

$\varphi$ : 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 <sub>2</sub> =	9.0 kN/m <sup>3</sup>
		支持地盤 (風化安山岩)	Y <sub>1</sub> =	9.0 kN/m <sup>3</sup>

###### ② 基礎地盤の内部摩擦角

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

###### ③ 基礎地盤の粘着力

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

###### 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 <sub>a</sub> : 主働土圧係数	=	0.235
K <sub>p</sub> : 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、

$C_1$ : 支持地盤の粘着力	=144.0 (kN/m <sup>2</sup> )
$q$ : 上載荷重 ; $q = D_f \times \gamma_2$	(kN/m)
$A_e$ : 有効載荷面積 ; $A_e = B_e \times l$	(m <sup>2</sup> )
$\gamma_1$ : 支持地盤の単位体積重量	=9.00 (kN/m <sup>3</sup> )
$\gamma_2$ : 根入れ地盤の単位体積重量	=9.00 (kN/m <sup>3</sup> )
ただし、地下水位下では水中単位体積重量	
$B_e$ : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 ; $B_e = BB - 2e$	(m)
$BB$ : 基礎幅 (=B+0.30m)	=13.800 (m)
$e$ : 偏心距離	(m)
$HB$ : 基礎工鋼矢板の根入れ長	=3.00 (m)
$Hd1$ : 上部工の根入れ深さ	=2.00 (m)
$D_f$ : 基礎の有効根入れ深さ(=HB+Hd1)	=5.00 (m)
$\alpha, \beta$ : 基礎の形状係数	$\alpha = 1.00 \quad \beta = 1.00$

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

$N_c, N_q, N_\gamma$  : 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	$B_e = BB - 2e(\text{m})$	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	
	$N_\gamma$	3.4	11.2	3.8	11.3	
根入効果割増係数	$\kappa$	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 <sup>2</sup>	<	1,030 kN/m <sup>2</sup>	---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 <sup>2</sup>	<	1,687 kN/m <sup>2</sup>	---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 <sup>2</sup>	<	966 kN/m <sup>2</sup>	---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 <sup>2</sup>	<	1,702 kN/m <sup>2</sup>	---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

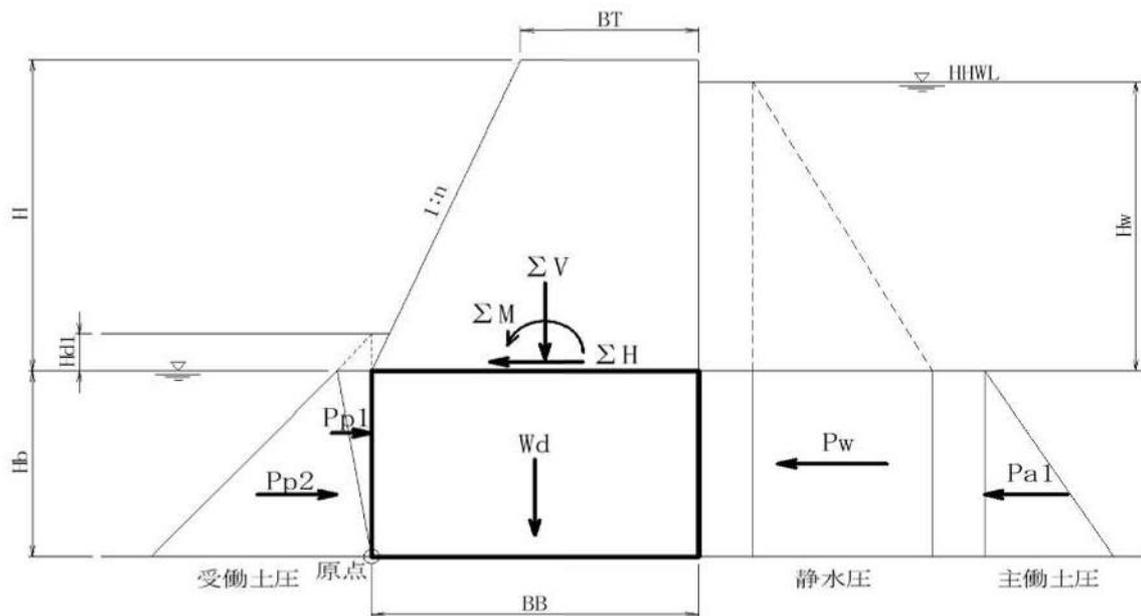
##### a. 鉛直荷重

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	$\Sigma V$		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	$\Sigma H$		981.9	3.000	2,945.7
上部工荷重	$\Sigma M$				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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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)

$$q = V / (B \cdot 2 \cdot e) = 2,853.5 / (13.80 \cdot 2 \cdot 360)$$

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

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

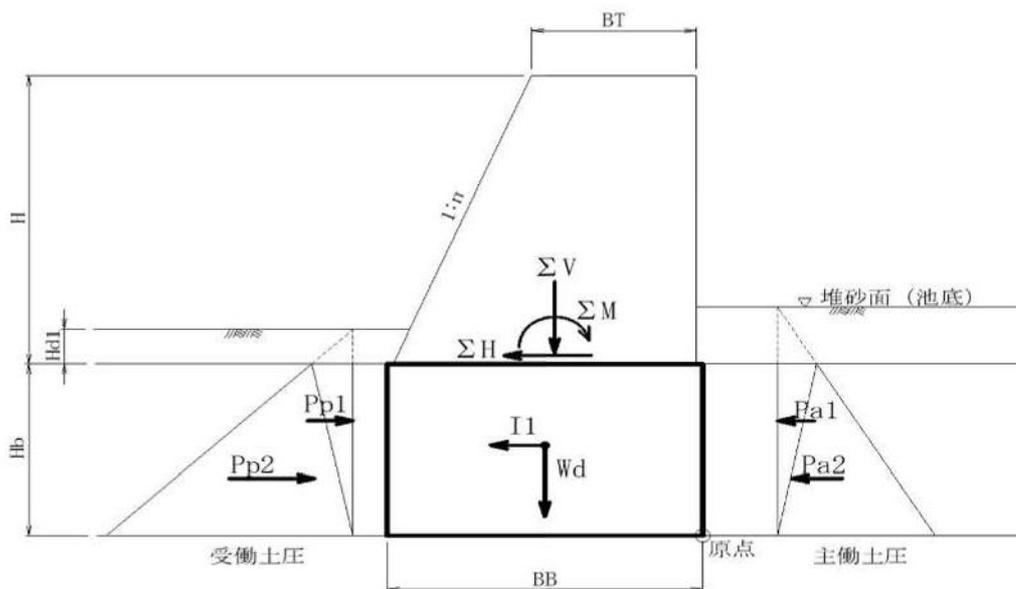
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	$\Sigma V$		2,398.5	8.203	19,675.2
自重	Wd	13.80x3.00x9.00	372.6	6.900	2,570.9
合 計			2,771.1		22,246.1

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	$\Sigma H$		636.9	3.000	1,910.7
上部工荷重	$\Sigma M$				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)

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

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

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

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

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

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

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

### 3.4 非越流部基礎工の安定

#### (1) 洪水時

#### ① 荷重の計算

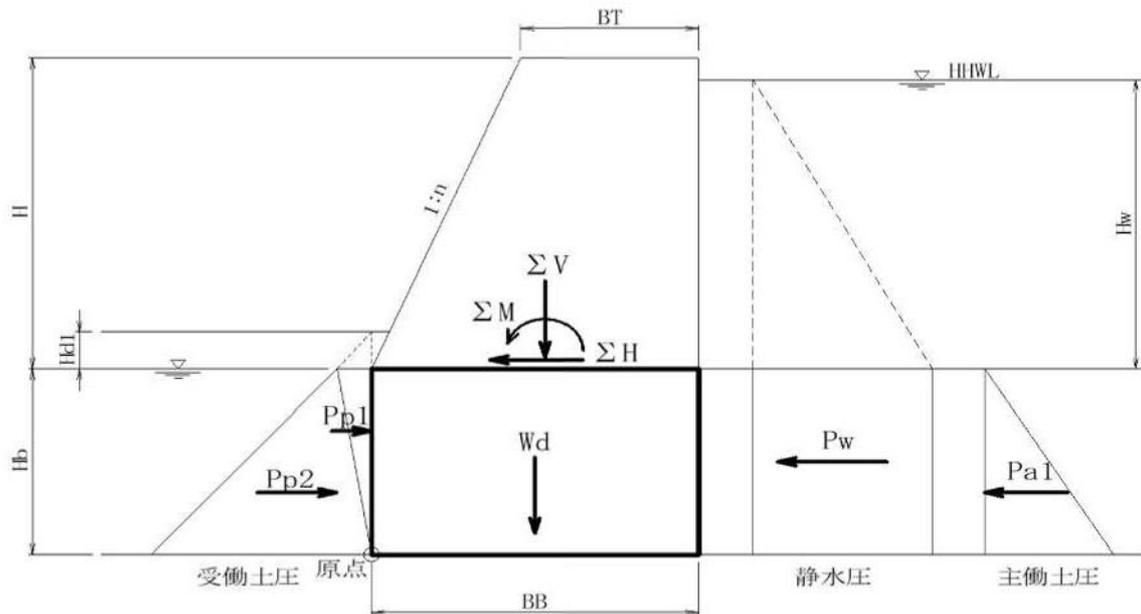
##### a. 鉛直荷重

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	$\Sigma V$		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	$\Sigma H$		989.0	3.000	2,967.0
上部工荷重	$\Sigma M$				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

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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

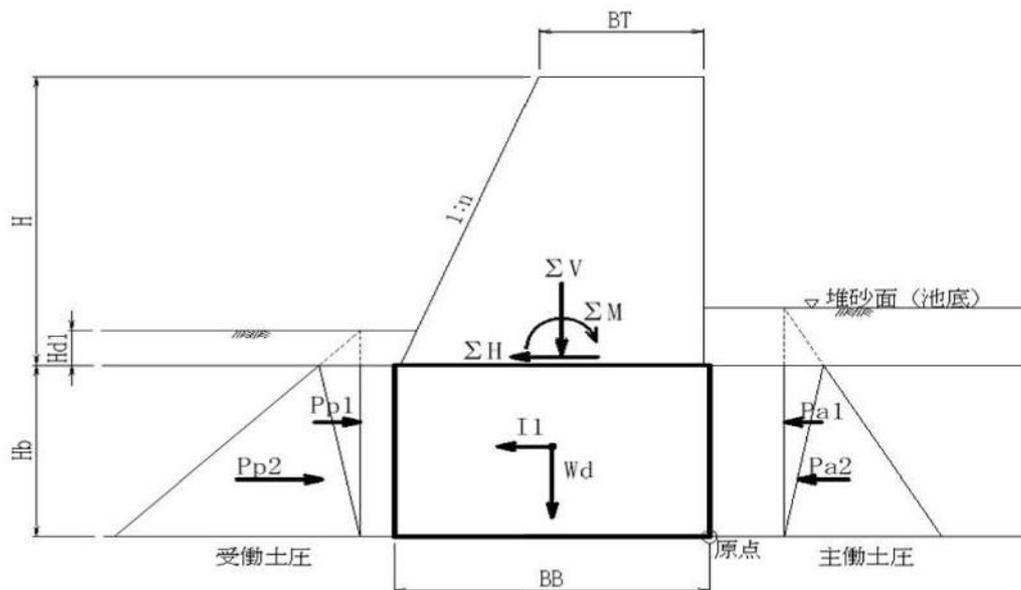
荷重の種類	記号	計 算 式	鉛直力 V (kN/m)	アーム長 (m)	モーメント Mr(kNm/m)
上部工荷重	$\Sigma V$		2,610.7	8.367	21,843.8
自重	Wd	13.80x3.00x9.00	372.6	6.900	2,570.9
合 計			2,983.3		24,414.7

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	$\Sigma H$		690.0	3.000	2,070.0
上部工荷重	$\Sigma M$				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

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

$$= 3.46 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、 f : 摩擦係数 = 0.6

$\Sigma V$  : 単位幅あたり断面に作用する鉛直力(kN/m)

$\Sigma P$  : 単位幅あたり断面に作用する水平力(kN/m)

$\Sigma P_p$  : 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

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

$$= 1.28 > 1.2 \text{ -----}$$

O.K.

ここに、  $\Sigma M_r$  : 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)

$\Sigma M_o$  : 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)

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

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

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

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

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

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

#### 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： $\sigma_t$

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

ここに、  $A_t$ ：タイ材の有効断面積  $(\text{cm}^2)$

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/m<sup>2</sup>)

$K$  : 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 :  $K_o = 0.50$

$\gamma_t$  : 中詰材の単位体積重量 = 18.0 kN/m<sup>3</sup>

$H$  : 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 cm<sup>3</sup>/m

$t$  : 軽量鋼矢板の板厚 = 5.0 mm

$\Delta t_1$  : 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、 $\Delta V$  : タイ材の鉛直方向設置間隔 = 0.60 m

$\sigma_s$  : 壁面材に発生する応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 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： $\tau_{\max}$   
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。

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