

A調整池安定計算書

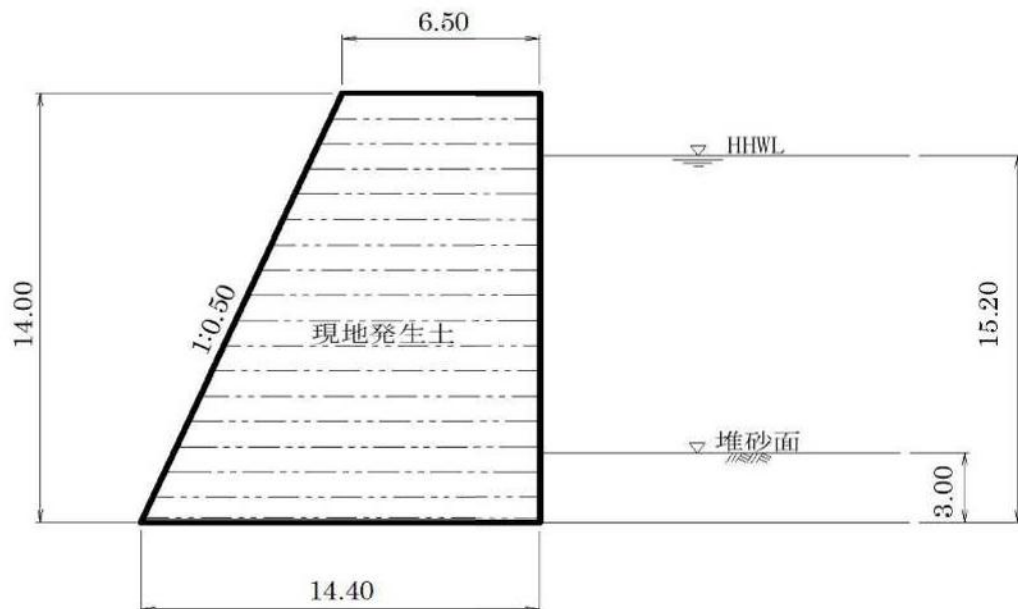
ダブルウォール堰堤

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

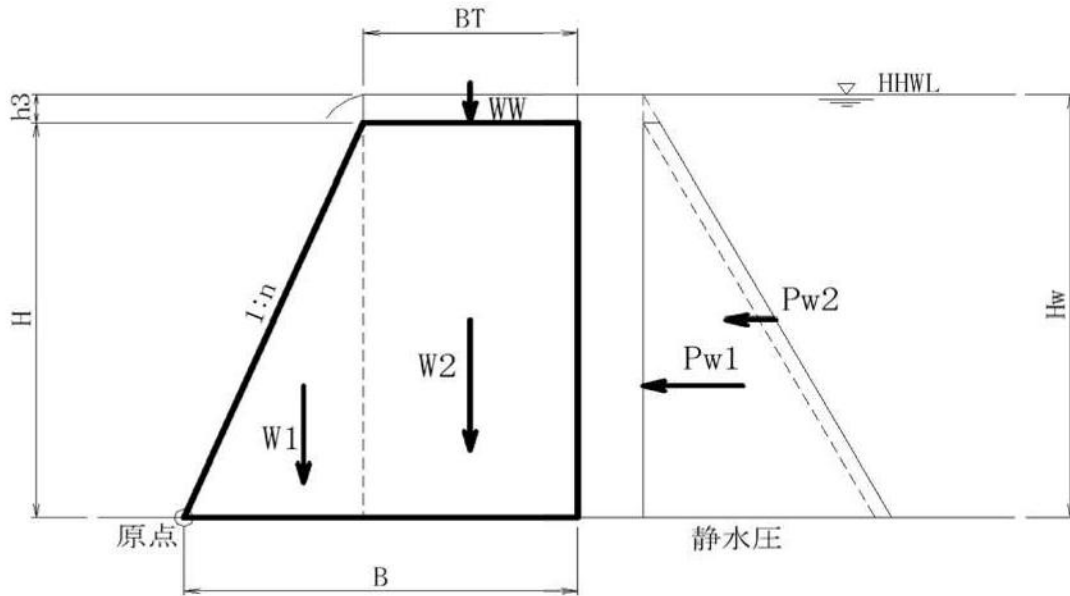
| 荷重条件 | 項目 | 安定計算結果 | | | | |
|------|--------------|-------------|-----------------------|---|-----------------------|---------|
| 洪水時 | 滑動の安全率 | $F_s =$ | 1.44 | > | 1.2 | ---O.K. |
| | 合力の作用位置 | $e =$ | 0.206 | < | 2.4 | ---O.K. |
| | 最大地盤反力 | $q_{max} =$ | 224 kN/m ² | > | 100 kN/m ² | ---N.G. |
| | | $q_{min} =$ | 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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$= 1.116$$

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

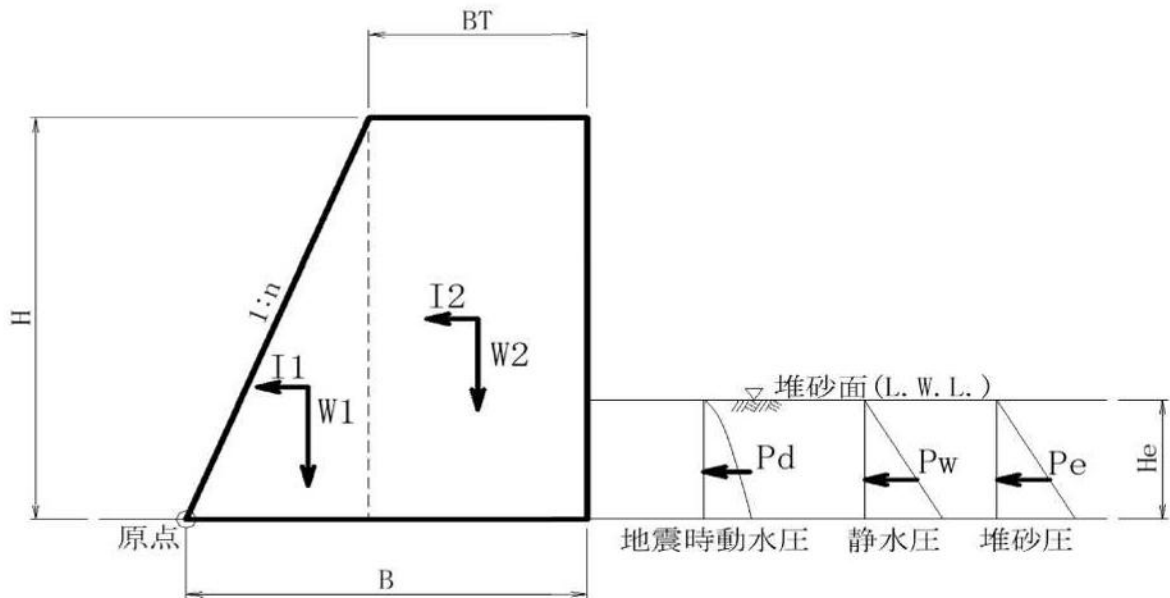
$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 2,833.9 / 14.00 / 14.40$$

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

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

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

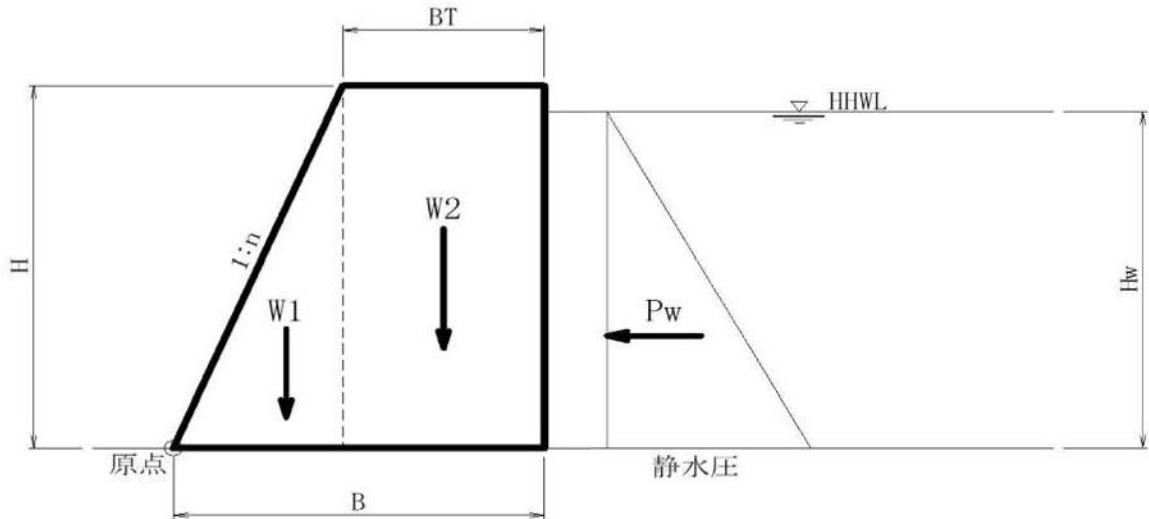
$$= 13.63 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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

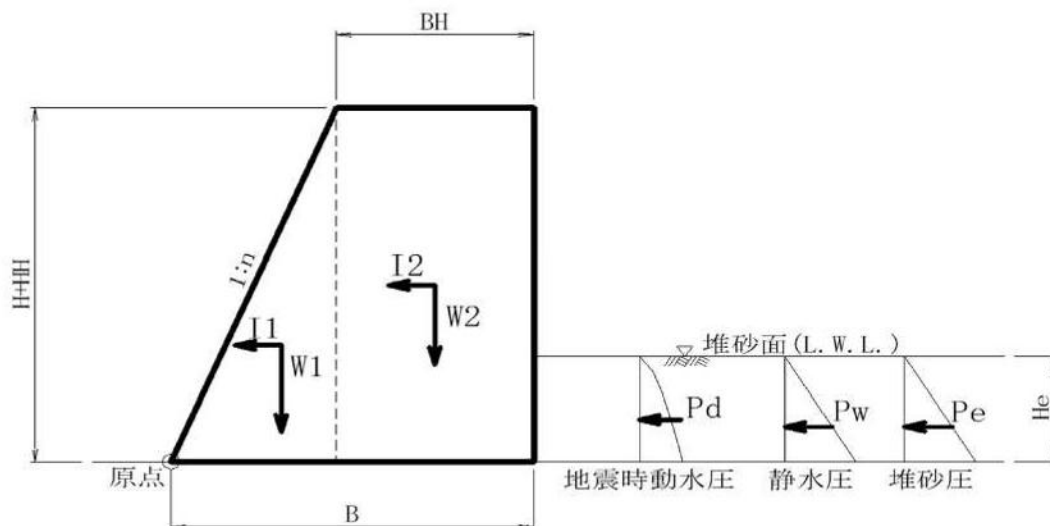
$$\gamma_e = \Sigma V / ((II + III) \cdot B) = 2,972.0 / 15.80 / 14.40$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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、

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

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

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

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

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

ただし、地下水位下では水中単位体積重量

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

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

$$e : \text{偏心距離 (m)}$$

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

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

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

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

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 | $B_e = BB \cdot 2e \text{ (m)}$ | 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 | |
| | $q_u = q_c + q_q + q_\gamma \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | 1,340 | 2,256 | 1,397 | 2,208 | |
| 許容地盤支持力度 | $q_a = q_u / F_n \text{ (kN/m}^2\text{)}$ | 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

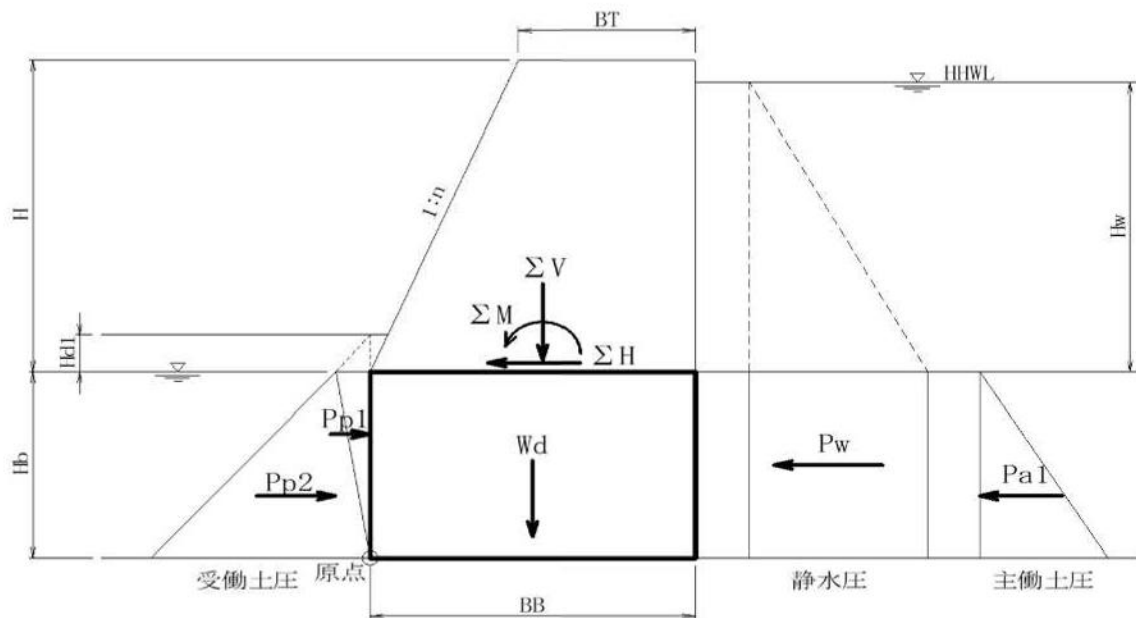
a. 鉛直荷重

| 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

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

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

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

(2) 平常時の安定

① 荷重の計算

a. 鉛直荷重

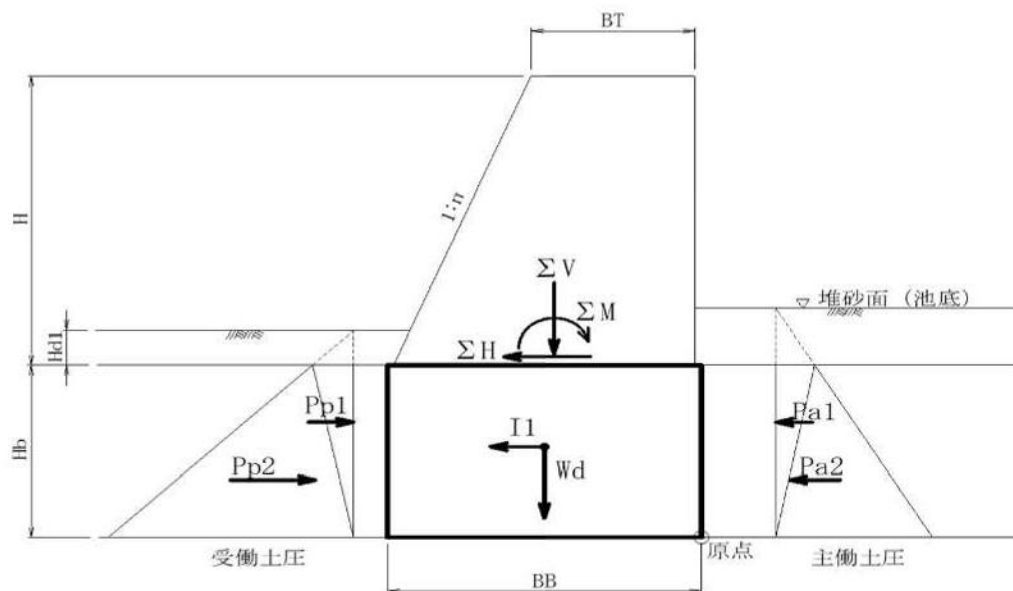
| 荷重の種類 | 記号 | 計 算 式 | 鉛直力 V (kN/m) | アーム長 (m) | モーメント Mr(kNm/m) |
|-------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--------------------|
| 上部工荷重 | ΣV | | 2,746.8 | 8.763 | 24,069.7 |
| 自重 | Wd | 14.70x3.00x9.00 | 396.9 | 7.350 | 2,917.2 |
| 合 計 | | | 3,143.7 | | 26,986.9 |

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

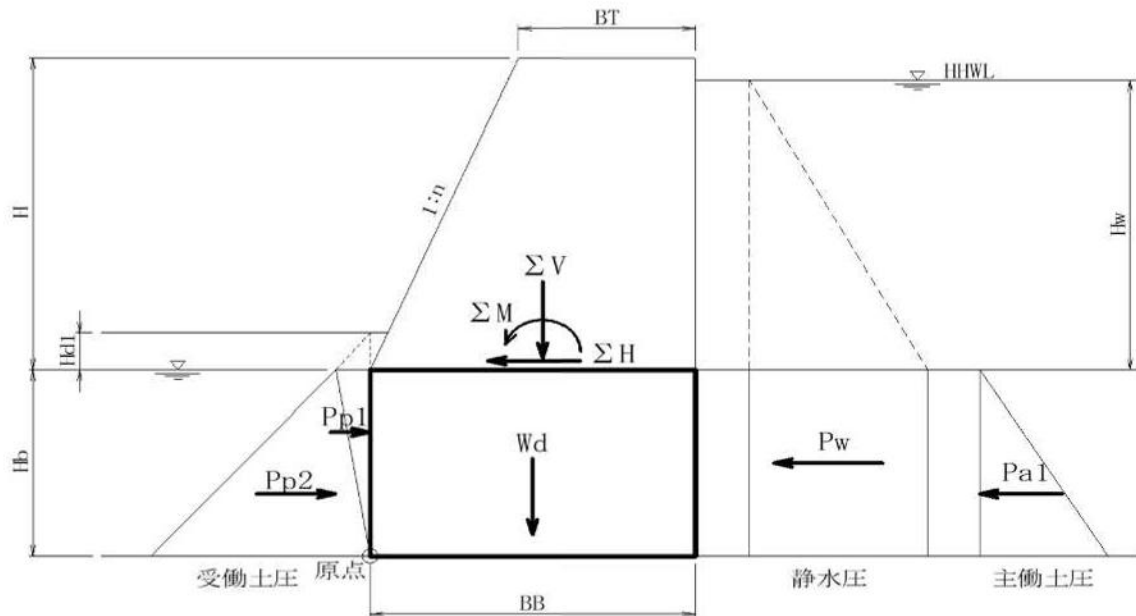
a. 鉛直荷重

| 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 | $1/2 \times (9.00 \times 3.00 \times 0.291 - 2 \times 0.00 \times \sqrt{0.291}) \times 3.00$ | 11.8 | 1.000 | 11.8 |
| 小計 | | | 1,592 | | 9,825.1 |
| 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 | | | 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

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

$$= 14.70/2 - (29,446.0 - 8,462.2) / 3,368.9$$

$$= 1.121 \text{ (m)}$$

(2) 平常時

① 荷重の計算

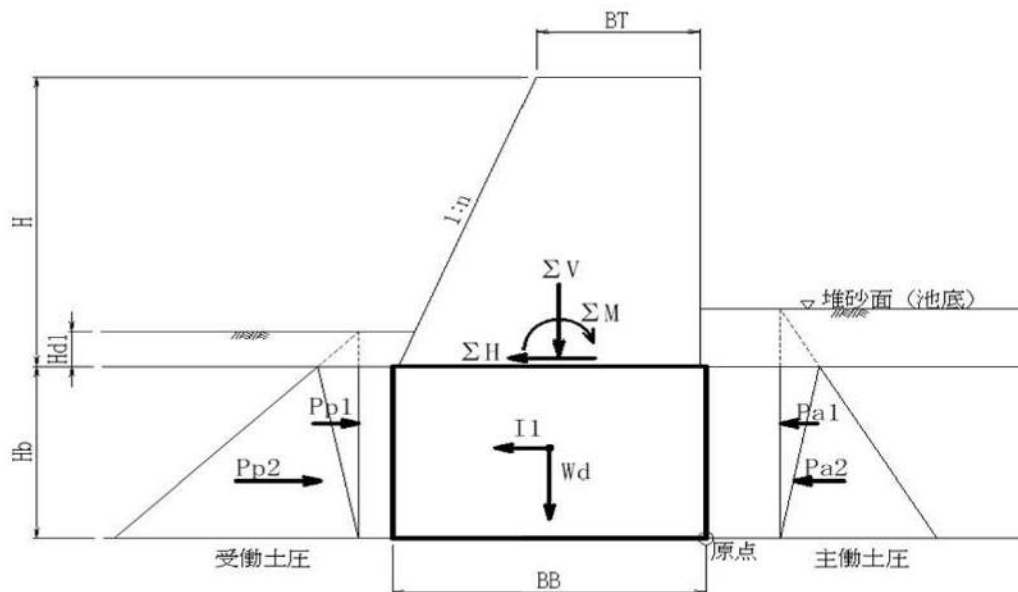
a. 鉛直荷重

| 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)

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

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

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

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 : $P_s = 77.1 \text{ kN/m}$ 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 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

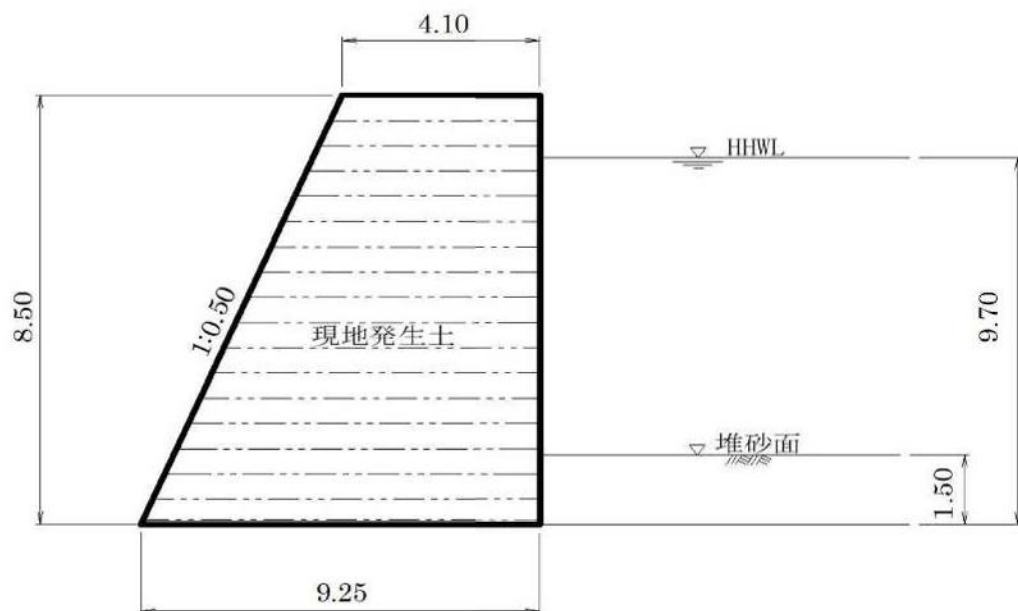
ダブルウォール堰堤

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

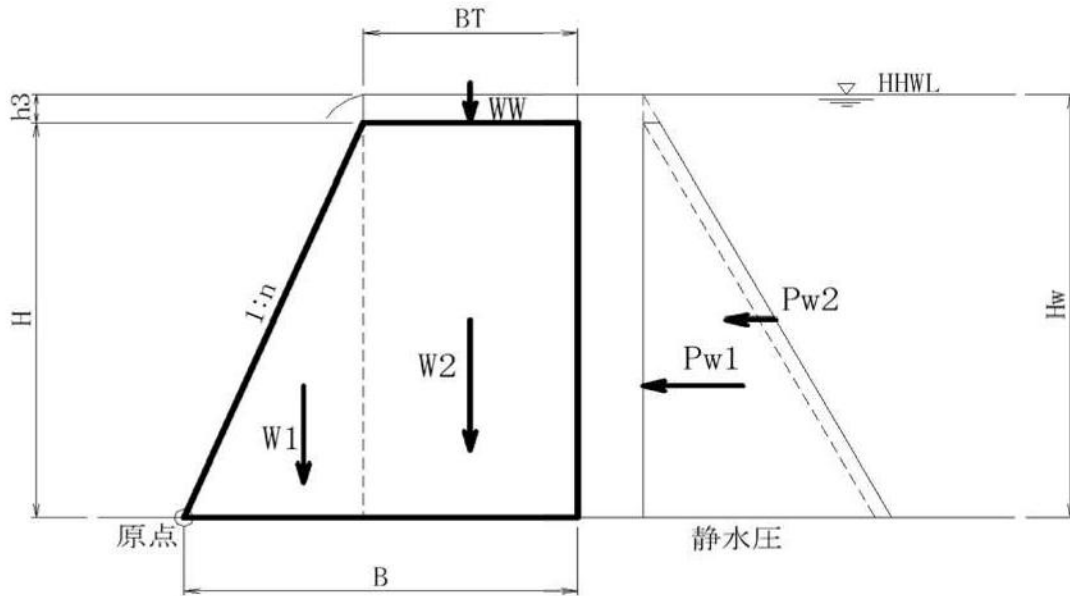
| 荷重条件 | 項目 | 安定計算結果 | | | | |
|------|--------------|-------------|-----------------------|---|-----------------------|---------|
| 洪水時 | 滑動の安全率 | $F_s =$ | 1.48 | > | 1.2 | ---O.K. |
| | 合力の作用位置 | $e =$ | 0.084 | < | 1.542 | ---O.K. |
| | 最大地盤反力 | $q_{max} =$ | 141 kN/m ² | > | 100 kN/m ² | ---N.G. |
| | | $q_{min} =$ | 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

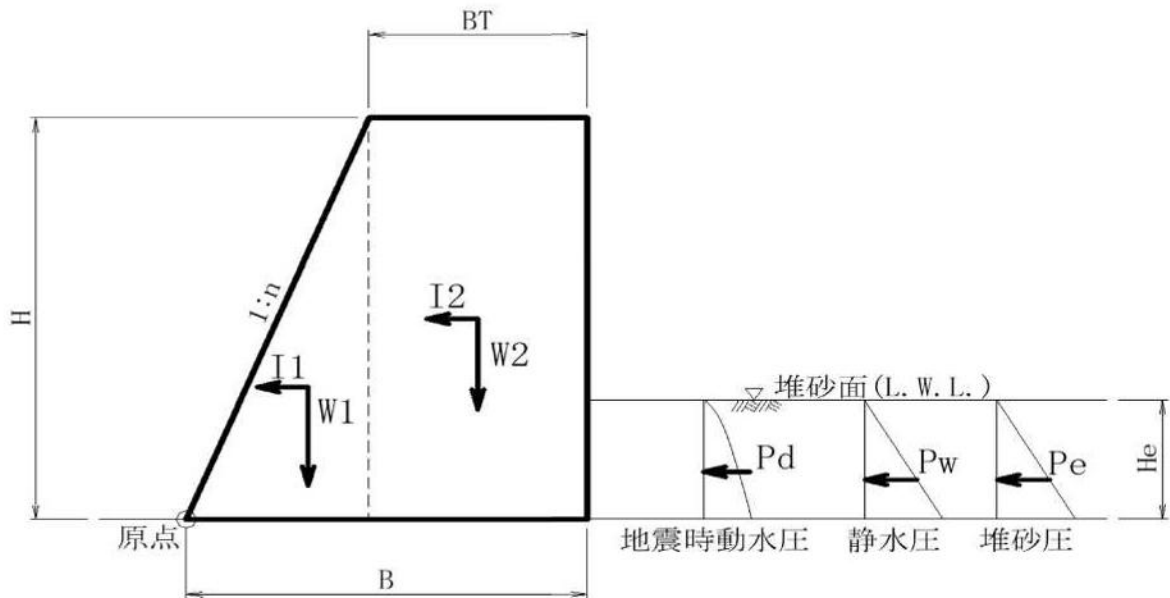
$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 1,149.0 / 8.50 / 9.25$$

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

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

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

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

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

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

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

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

$$= 1.218$$

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

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

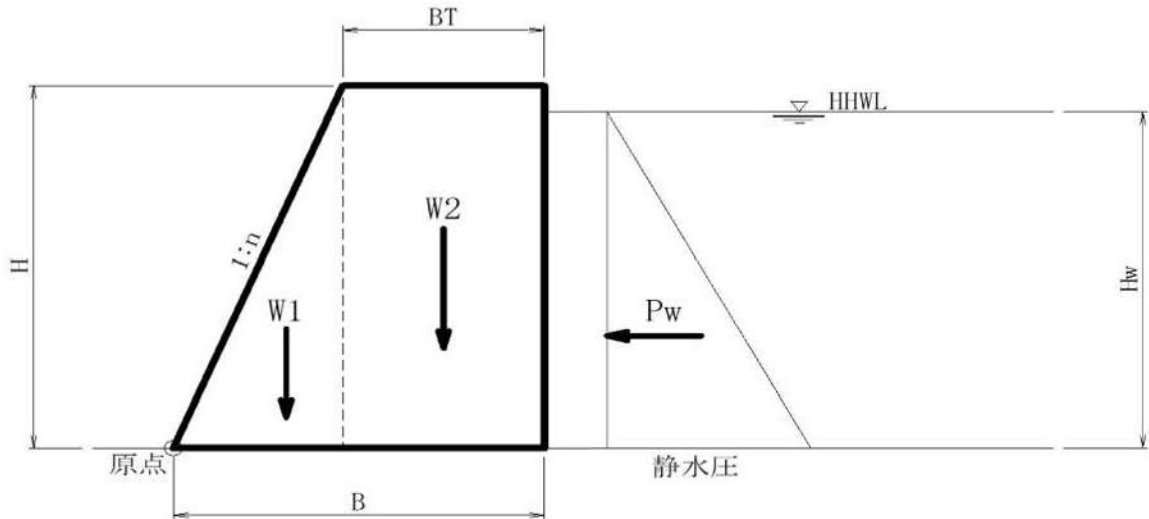
$$= 13.86 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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

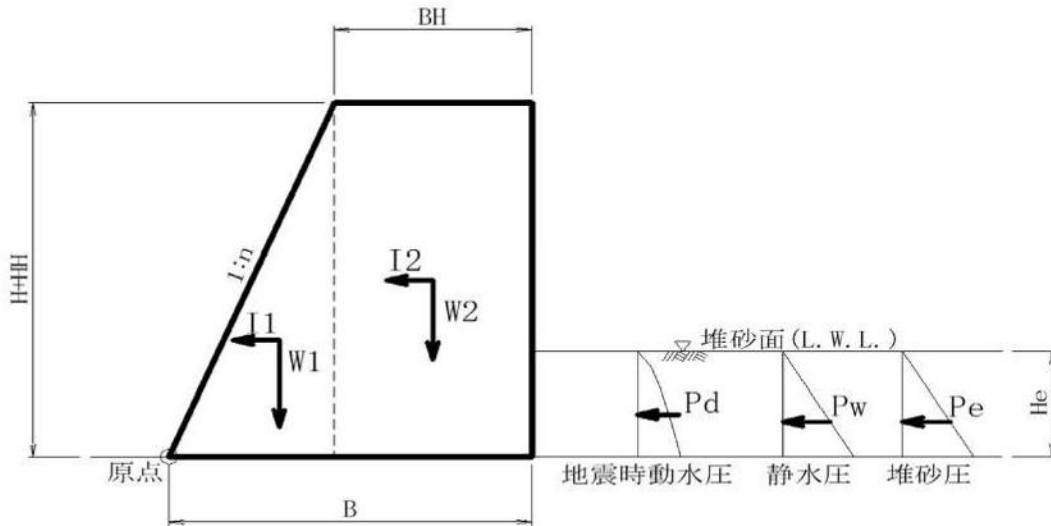
$$\gamma_e = \Sigma V / ((II + III) \cdot B) = 1,237.5 / 10.30 / 9.25$$

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

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

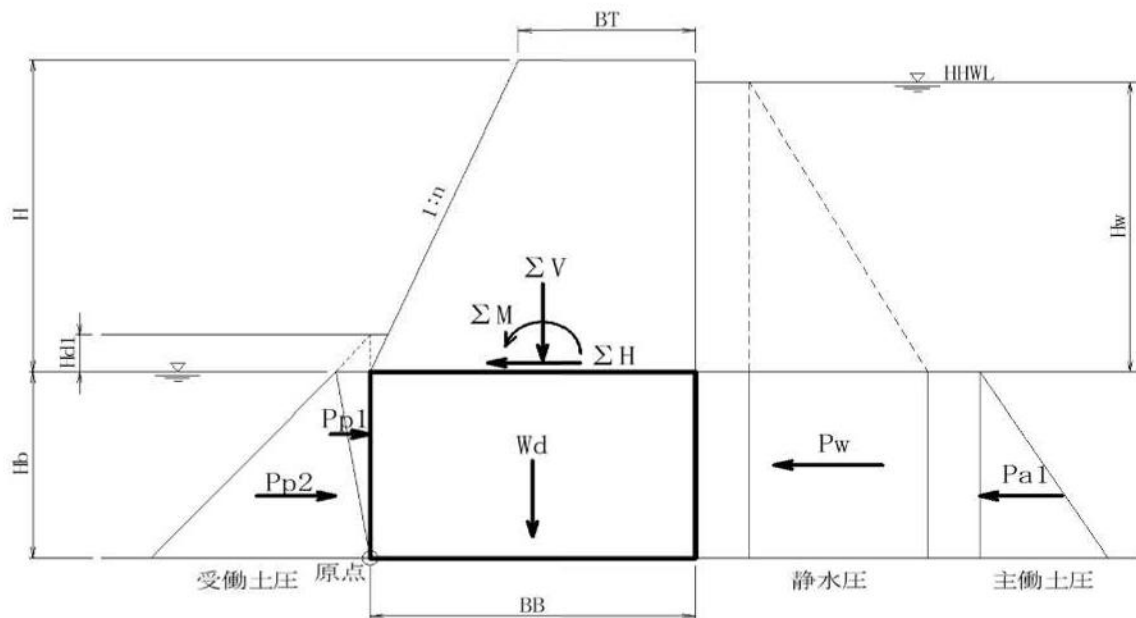
| 荷重の種類 | 記号 | 計 算 式 | 鉛直力 V (kN/m) | アーム長 (m) | モーメント Mr(kNm/m) |
|-------|------------|----------------|-----------------|-------------|--------------------|
| 上部工荷重 | ΣV | | 1,149.0 | 5.642 | 6,482.4 |
| 自重 | Wd | 9.55x7.00x9.00 | 601.7 | 4.775 | 2,873.1 |
| 合 計 | | | 1,750.7 | | 9,355.5 |

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

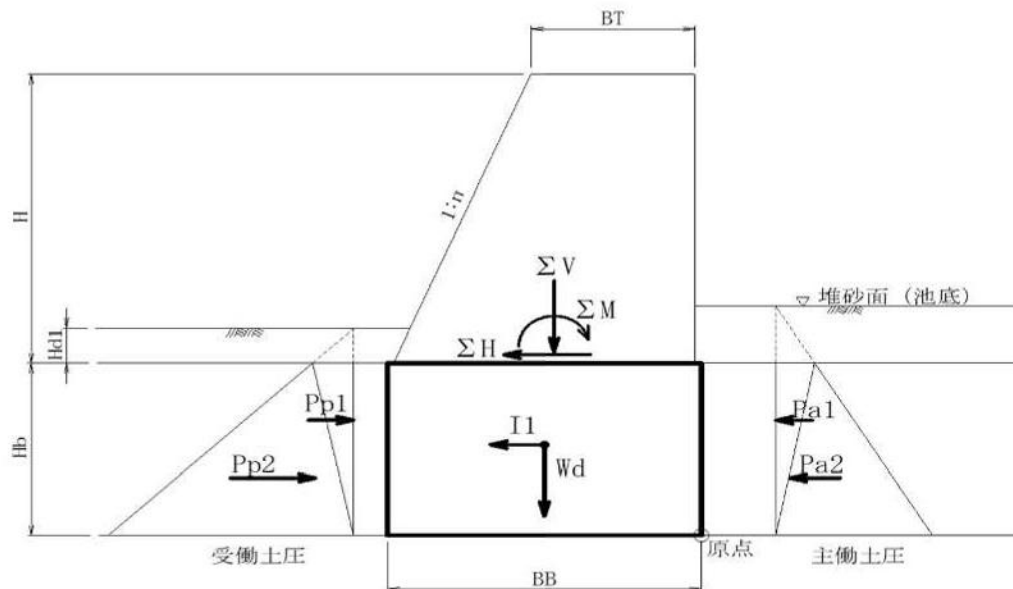
| 荷重の種類 | 記号 | 計 算 式 | 鉛直力 V (kN/m) | アーム長 (m) | モーメント Mr(kNm/m) |
|-------|------------|----------------|-----------------|-------------|--------------------|
| 上部工荷重 | ΣV | | 1,090.1 | 5.582 | 6,084.8 |
| 自重 | Wd | 9.55x7.00x9.00 | 601.7 | 4.775 | 2,873.1 |
| 合 計 | | | 1,691.8 | | 8,957.9 |

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

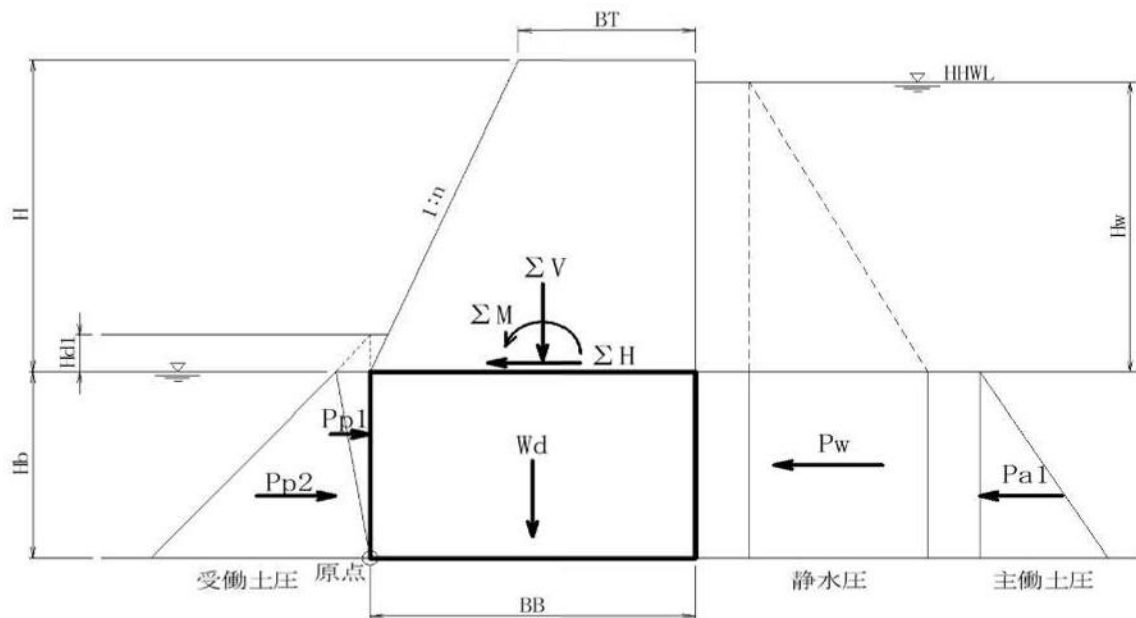
| 荷重の種類 | 記号 | 計算式 | 鉛直力 V (kN/m) | アーム長 (m) | モーメント Mr(kNm/m) |
|-------|------------|----------------|-----------------|-------------|--------------------|
| 上部工荷重 | ΣV | | 1,237.5 | 5.747 | 7,111.6 |
| 自重 | Wd | 9.55x7.00x9.00 | 601.7 | 4.775 | 2,873.1 |
| 合計 | | | 1,839.2 | | 9,984.7 |

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

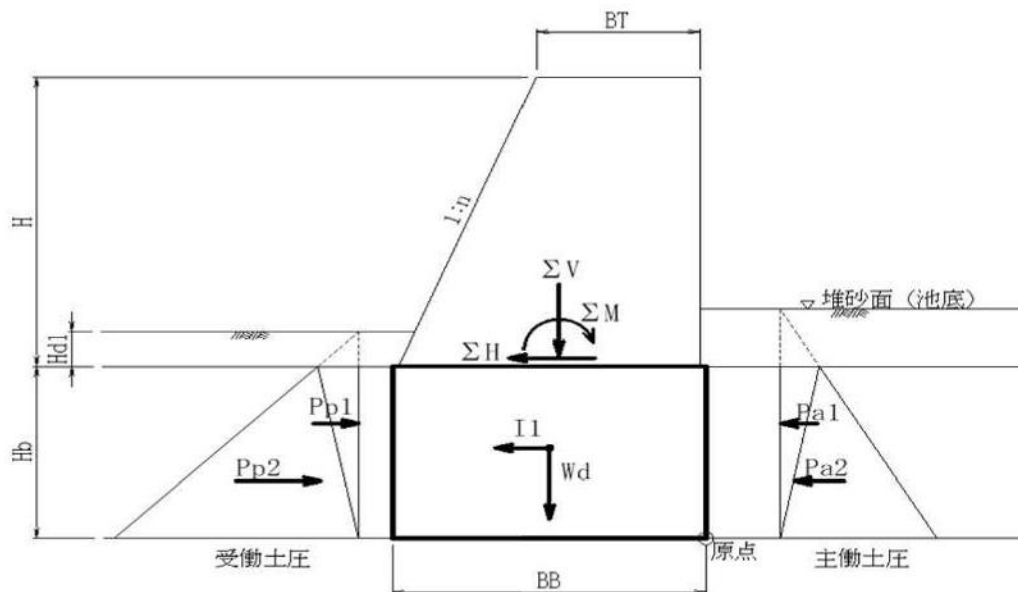
| 荷重の種類 | 記号 | 計 算 式 | 鉛直力 V (kN/m) | アーム長 (m) | モーメント Mr(kNm/m) |
|-------|------------|----------------|-----------------|-------------|--------------------|
| 上部工荷重 | ΣV | | 1,237.5 | 5.747 | 7,111.6 |
| 自重 | Wd | 9.55x7.00x9.00 | 601.7 | 4.775 | 2,873.1 |
| 合 計 | | | 1,839.2 | | 9,984.7 |

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

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

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

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

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

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

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)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 = 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

$$\text{常時水平主働土圧係数} = 0.29$$

$$\text{水平静止土圧係数} = 0.50$$

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

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

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

$$h：タイ材取付点の天端からの高さ \quad (\text{m})$$

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

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

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 | 7.90 |
| 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

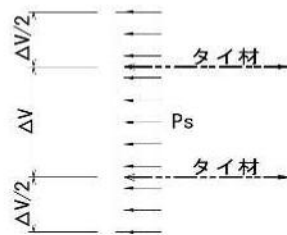
Δt_1 : 腐食しろ（片面） = 1.0 mm

(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

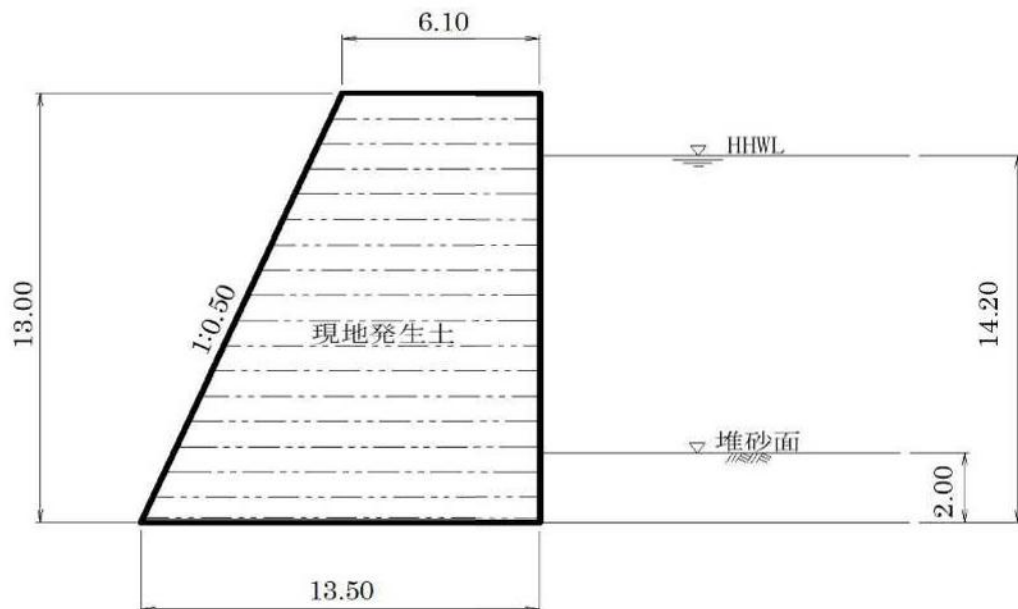
ダブルウォール堰堤

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

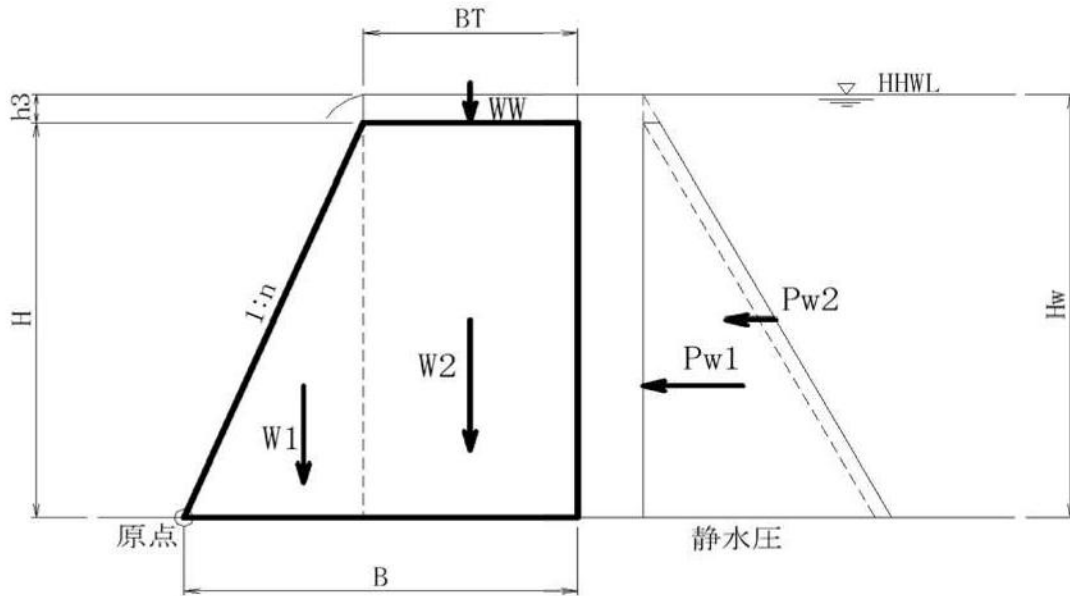
| 荷重条件 | 項目 | 安定計算結果 | | | |
|------|--------------|--------------------------------|-----|----------------------|---------|
| 洪水時 | 滑動の安全率 | $F_s = 1.45$ | $>$ | 1.2 | ---O.K. |
| | 合力の作用位置 | $e = 0.176$ | $<$ | 2.25 | ---O.K. |
| | 最大地盤反力 | $q_{max} = 209 \text{ kN/m}^2$ | $>$ | 100 kN/m^2 | ---N.G. |
| | | $q_{min} = 178 \text{ kN/m}^2$ | $<$ | 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 | $q_{max} = 194 \text{ kN/m}^2$ | $>$ | 100 kN/m^2 | ---N.G. |
| | | $q_{min} = 193 \text{ kN/m}^2$ | $>$ | 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

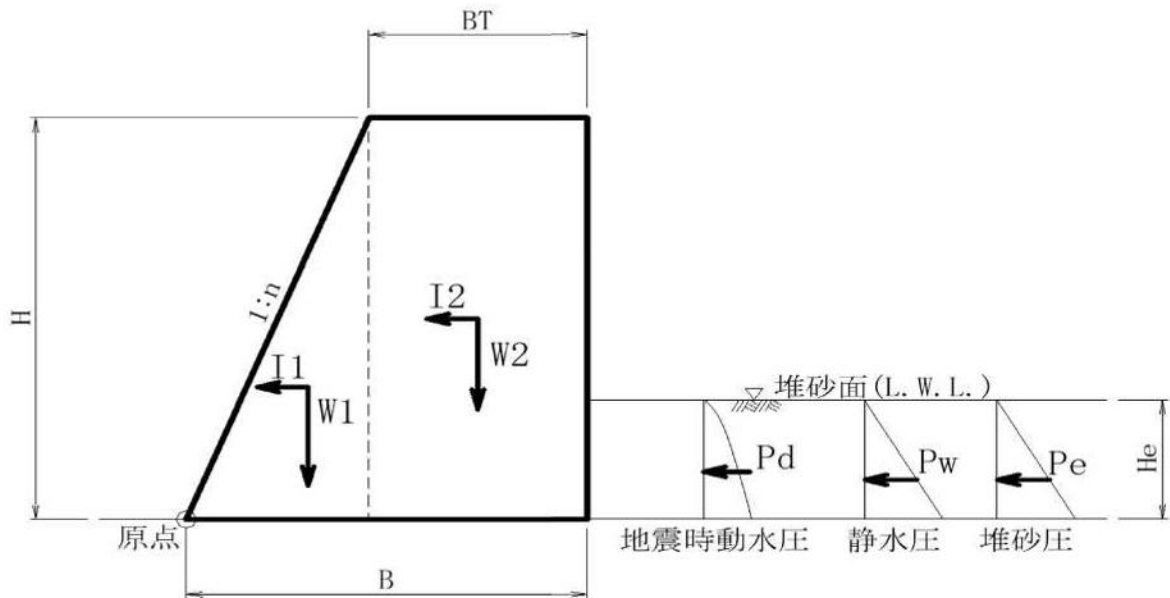
$$\gamma_e = \Sigma V / (H \cdot B) = 2,480.9 / 13.00 / 13.50$$

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

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

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

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

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

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

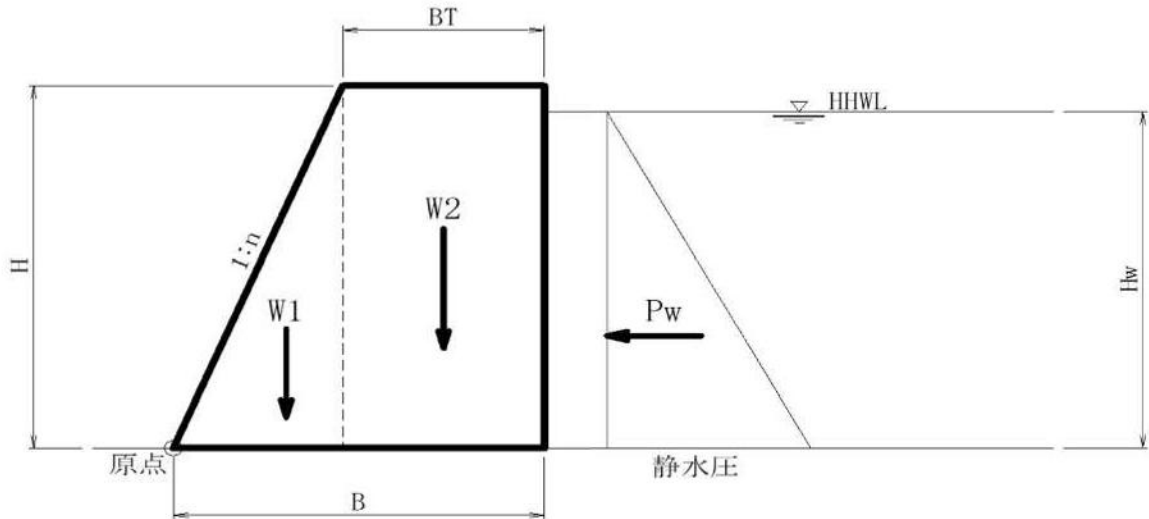
$$= 13.67 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

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

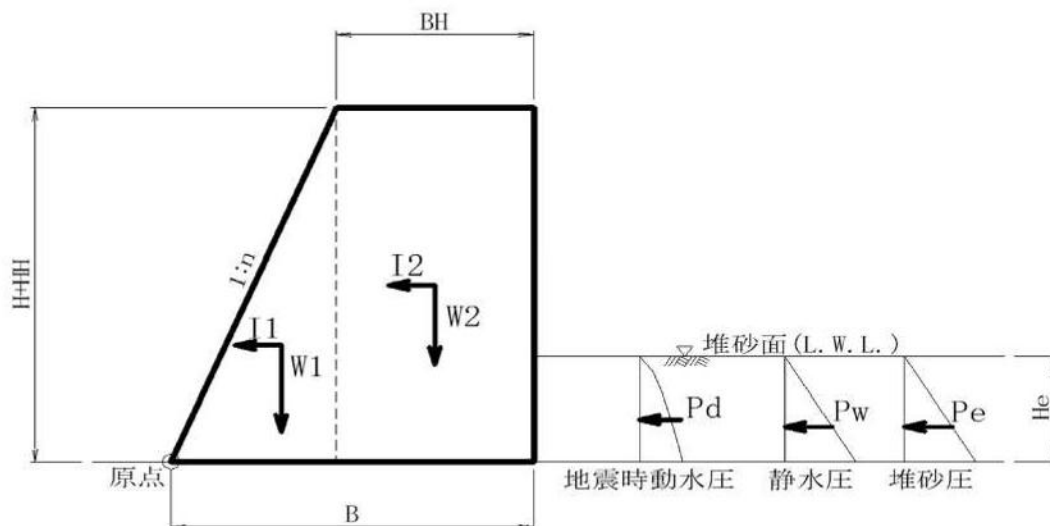
$$\gamma_e = \Sigma V / ((II + III) \cdot B) = 2,610.7 / 14.80 / 13.50$$

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

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 : 支持地盤の粘着力 | =144.0 (kN/m ²) |
| 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 ²) |
| γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 | =9.00 (kN/m ³) |
| γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量 | =9.00 (kN/m ³) |
| 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) |
| α, β : 基礎の形状係数 | $\alpha = 1.00 \quad \beta = 1.00$ |

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 | $B_e = BB - 2e(\text{m})$ | 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

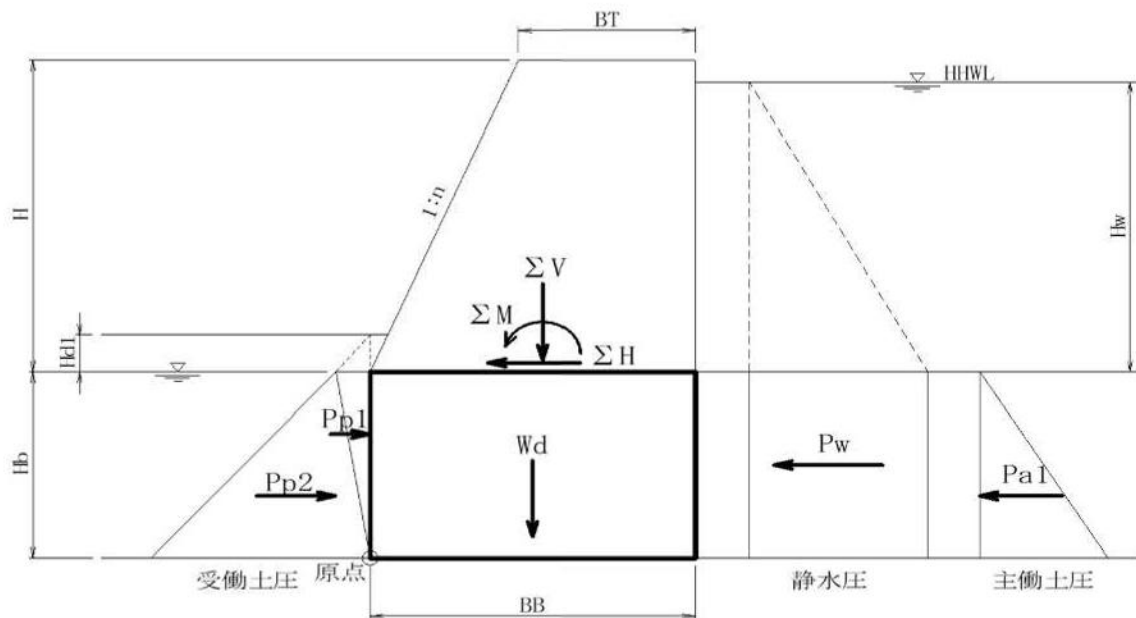
a. 鉛直荷重

| 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

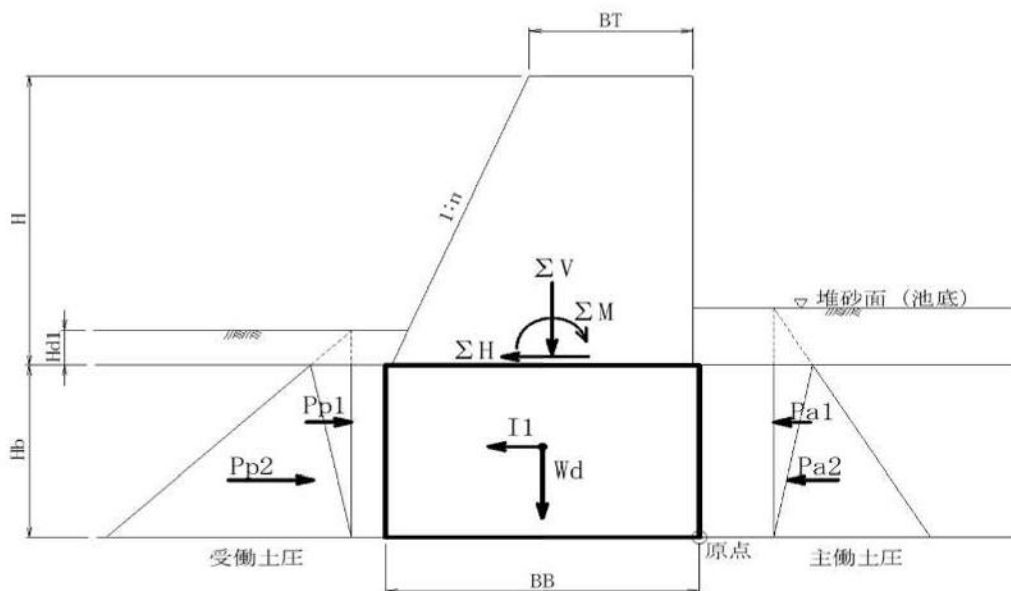
| 荷重の種類 | 記号 | 計 算 式 | 鉛直力 V (kN/m) | アーム長 (m) | モーメント Mr(kNm/m) |
|-------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--------------------|
| 上部工荷重 | ΣV | | 2,398.5 | 8.203 | 19,675.2 |
| 自重 | Wd | 13.80x3.00x9.00 | 372.6 | 6.900 | 2,570.9 |
| 合 計 | | | 2,771.1 | | 22,246.1 |

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

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

$$= 3.54 > 1.2 \text{ -----}$$

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

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

$$= 1.34 > 1.2 \text{ -----}$$

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)

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

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

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

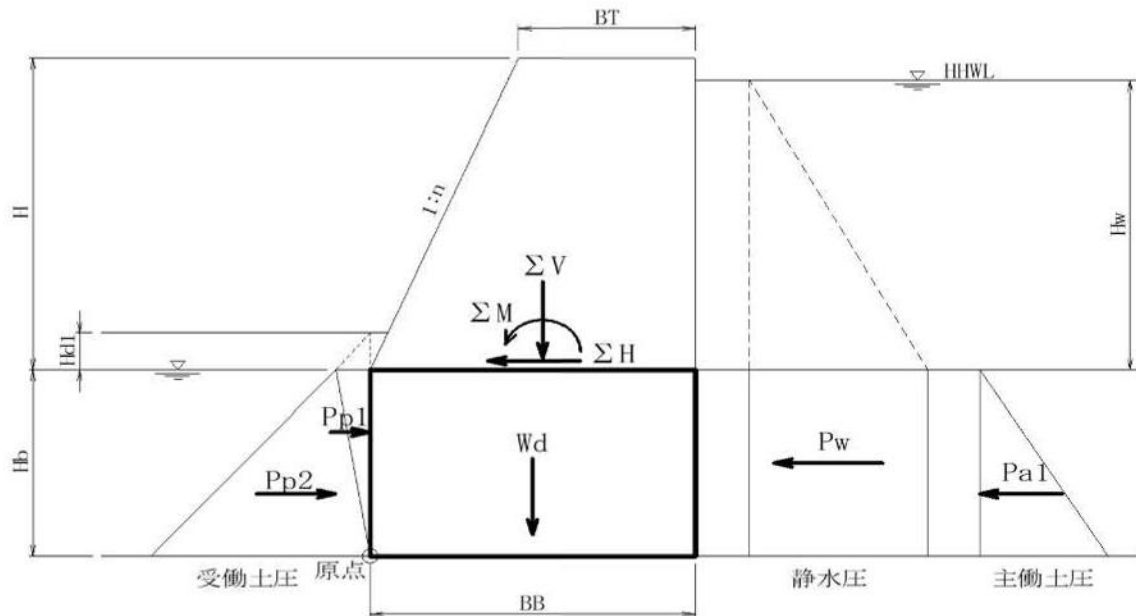
a. 鉛直荷重

| 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

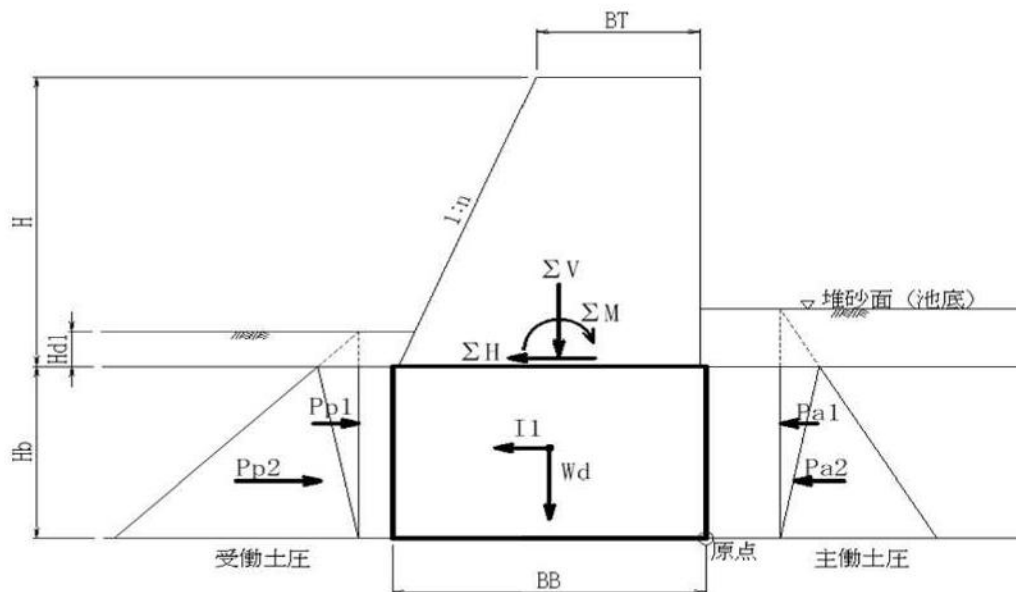
| 荷重の種類 | 記号 | 計 算 式 | 鉛直力 V (kN/m) | アーム長 (m) | モーメント Mr(kNm/m) |
|-------|------------|-----------------|-----------------|-------------|--------------------|
| 上部工荷重 | ΣV | | 2,610.7 | 8.367 | 21,843.8 |
| 自重 | Wd | 13.80x3.00x9.00 | 372.6 | 6.900 | 2,570.9 |
| 合 計 | | | 2,983.3 | | 24,414.7 |

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。

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