

無筋擁壁設計システム

Ver4.2

適用基準

- 土地改良事業計画設計基準・設計「農道」(H17/3)
- 土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」(H26/3)
- 日本道路協会・道路土工「擁壁工指針」(H24/7)
- 土木学会「大型ブロック積み擁壁設計」(H16/6)
- 宅地防災マニュアルの解説「第二次改訂版」(H19/12)

出力例

ブロック積み擁壁の計算書
(安定計算および部材断面計算)

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

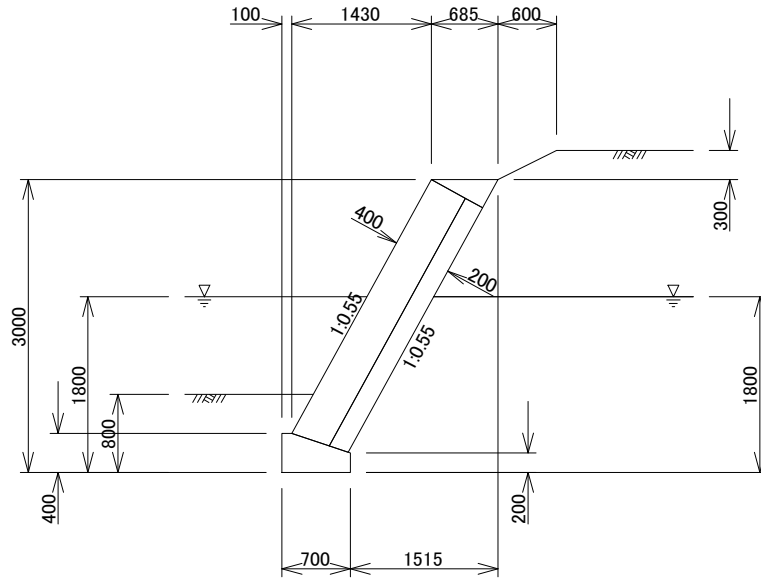
TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

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

1. 設計条件

1.1 構造形式及び形状寸法

構造形式 : ブロック積み擁壁
 背後地盤 : 盛土部擁壁
 擁壁の高さ : $H = 3.000$ (m)
 擁壁の前面勾配 : $N = 0.55$
 擁壁1ブロック長 : $L = 10.000$ (m)



前面土砂高 常 時 : 0.800 (m)

水の扱い : 浮力
 常時水位 前 面 : 1.800 (m)
 背 面 : 1.800 (m)
 ※水位は擁壁下端からの高さ。

1.2 単位体積重量

コンクリート 壁 : 22.50 (kN/m³)
 基礎 : 23.00 (kN/m³)
 裏 込 め 土 湿潤重量 : 18.00 (kN/m³)
 水中重量 : 10.00 (kN/m³)
 前 面 土 湿潤重量 : 18.00 (kN/m³)
 水中重量 : 10.00 (kN/m³)
 水の単位体積重量 : 9.80 (kN/m³)

1.3 地盤の諸定数

1.3.1 裏込め土

内部摩擦角 : 30.00 (度)
壁面摩擦角 常 時 : 20.00 (度)

1.3.2 基礎地盤

底面と地盤との間の摩擦角 ϕ_B : 30.00 (度)
底面と地盤との間の摩擦係数 μ : 0.58
底面と地盤との間の付着力 c_B : 0.00 (kN/m²)

1.4 許容応力度

コンクリート	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	16.00
	許容圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	4.00
	許容引張応力度 σ_{ta} (N/mm ²)	0.20
	許容せん断応力度 τ_a (N/mm ²)	2.00
鉄 筋	許容引張応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	180.00

1.5 安定計算

転倒に対する検討 : 示力線法により検討
支持力に対する検討 : 許容支持力度 300.00 (kN/m²)

1.6 荷 重

1.6.1 上載荷重

群集荷重 載荷位置 : 0.600 (m)
荷重強度 : 3.00 (kN/m²)

1.7 荷重の組合せ

荷重ケース番号	1	2
荷重ケース名	自重+群集+浮力考慮	自重+群集+浮力無し
地震の影響	—	—
水の影響	○	
前面土砂		
自動車荷重	—	—
群集荷重	○	○
雪荷重	—	—
宅地荷重	—	—
自動車衝突荷重	—	—
落石衝突荷重	—	—
風荷重	—	—
滑動安全率	1.50	1.50
許容支持力度割増	1.00	1.00
許容応力度割増	1.00	1.00

1.8 準拠指針および参考文献

土地改良事業計画設計基準・設計基準及び運用・解説 設計「水路工」
平成26年3月 公益社団法人 農業農村工学会
右城猛：新・擁壁の設計法と計算例，理工図書，1998.12
右城猛：続・擁壁の設計法と計算例，理工図書，1998.10

2. 底面における作用力

2.1 重量及び重心位置の計算方法

重量及び重心位置の計算は座標値法により行う。計算式は次の通り。

$$A_c = \frac{1}{2} \Sigma(x_{i+1} \cdot y_i - x_i \cdot y_{i+1})$$

$$G_y = \frac{1}{2} \Sigma(y_{i+1} - y_i) \left\{ x_i^2 + \frac{1}{3} (x_{i+1} - x_i)(x_{i+1} + 2x_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \Sigma(x_{i+1} - x_i) \left\{ y_i^2 + \frac{1}{3} (y_{i+1} - y_i)(y_{i+1} + 2y_i) \right\}$$

$$x_c = \frac{G_y}{A_c}$$

$$y_c = \frac{G_x}{A_c}$$

ここに、 A_c : 断面積 (m²)

G_y : y軸に関する断面一次モーメント (m³)

G_x : x軸に関する断面一次モーメント (m³)

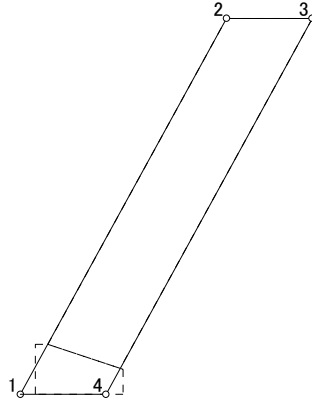
x_c : y軸から図心までの距離 (m)

y_c : x軸から図心までの距離 (m)

x_i : y軸から任意点iまでの距離 (m)

y_i : x軸から任意点iまでの距離 (m)

2.2 く体の重量及び重心位置(示力線計算用)



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	2.475	-1.361
2	1.650	3.000	1.027	3.081	0.000
3	2.335	3.000	1.027	-2.475	3.759
4	0.685	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			2.054	3.081	2.398

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 2.054$ (m³)

重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 2.398 / 2.054 = 1.167$ (m)

$Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 3.081 / 2.054 = 1.500$ (m)

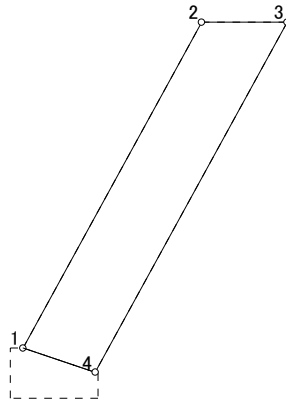
単位重量 $\gamma = 22.50$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \times \gamma = 2.054 \times 22.50 = 46.22$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \times X_c = 46.22 \times 1.167 = 53.96$ (kN·m)

2.3 く体の重量及び重心位置

2.3.1 壁部

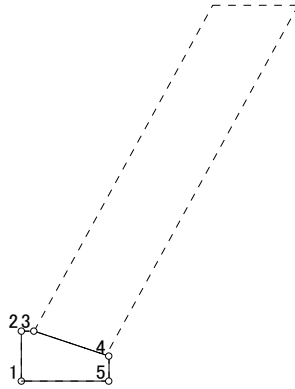


No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.100	0.400	0.156	2.469	-1.085
2	1.530	3.000	1.027	3.081	0.000
3	2.215	3.000	0.789	-2.474	3.197
4	0.679	0.207	-0.125	-0.028	-0.017
1	0.100	0.400	0.000	0.000	0.000
Σ			1.846	3.049	2.095

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 1.846$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 2.095 / 1.846 = 1.135$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 3.049 / 1.846 = 1.651$ (m)

単位重量 $\gamma = 22.50$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 1.846 \times 22.50 = 41.54$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = 41.54 \times 1.135 = 47.14$ (kN·m)

2.3.2 基礎部



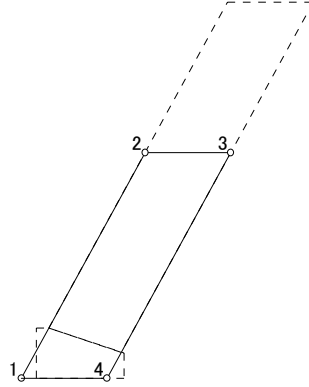
No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.400	0.020	0.008	0.000
3	0.100	0.400	0.130	0.028	0.019
4	0.700	0.200	0.070	0.000	0.049
5	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.220	0.036	0.068

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.220$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.068 / 0.220 = 0.309$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.036 / 0.220 = 0.164$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.00$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 0.220 \times 23.00 = 5.06$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = 5.06 \times 0.309 = 1.56$ (kN·m)

2.4 く体に作用する浮力及び重心位置(示力線計算用)

2.4.1 常時水位



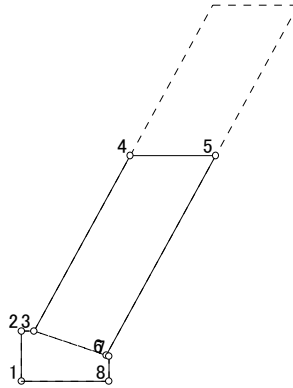
No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	0.535	-0.294
2	0.990	1.800	0.616	1.109	0.000
3	1.675	1.800	0.616	-0.535	1.326
4	0.685	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			1.233	1.109	1.032

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 1.233$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 1.032 / 1.233 = 0.837$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 1.109 / 1.233 = 0.900$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.80$ (kN/m³)
 浮力 $W_c = V_c \times \gamma = 1.233 \times -9.80 = -12.08$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = -12.08 \times 0.837 = -10.11$ (kN·m)

2.5 く体に作用する浮力及び重心位置

2.5.1 常時水位



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.400	0.020	0.008	0.000
3	0.100	0.400	0.084	0.529	-0.199
4	0.870	1.800	0.616	1.109	0.000
5	1.555	1.800	0.450	-0.534	1.044
6	0.679	0.207	0.005	0.000	0.002
7	0.700	0.200	0.070	0.000	0.049
8	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			1.245	1.113	0.896

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 1.245$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.896 / 1.245 = 0.720$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 1.113 / 1.245 = 0.894$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.80$ (kN/m³)
 浮力 $W_c = V_c \times \gamma = 1.245 \times -9.80 = -12.20$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = -12.20 \times 0.720 = -8.78$ (kN·m)

2.6 上載荷重

2.6.1 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

名称	載荷位置 (m)	荷重強度 (kN/m ²)
群集荷重	0.600	3.00

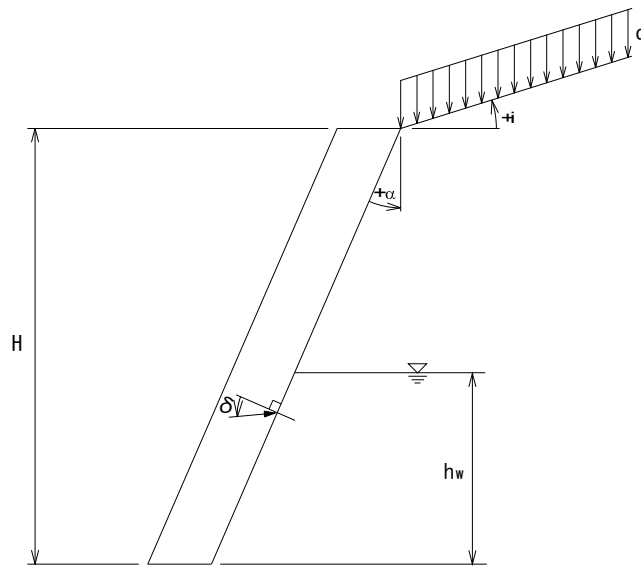
2.6.2 荷重ケース.2 - 自重+群集+浮力無し時

名称	載荷位置 (m)	荷重強度 (kN/m ²)
群集荷重	0.600	3.00

2.7 土 圧

2.7.1 計算方法

土圧はクーロン公式により算出する。



土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \cdot (1 + A)^2}$$

$$A = \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - i)}}$$

土圧作用面上端での土圧

$$P_1 = K_A \cdot q$$

水位面での土圧

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w)$$

土圧作用面下端での土圧

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w$$

土圧作用面上端から水位面までの土圧合力

$$P_{A1} = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H - h_w)$$

水位面から土圧作用面下端までの土圧合力

$$P_{A2} = \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w$$

主働土圧合力

$$P_A = P_{A1} + P_{A2}$$

主働土圧合力の鉛直及び水平成分

$$P_{AV} = 0.00$$

$$P_{AH} = P_A$$

全土圧を水平方向に作用させるものとする。

土圧作用面の上端から水位面までの土圧によるモーメント

$$M_{P1} = \left(\frac{2 \cdot P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A1}$$

水位面から土圧作用面の下端までの土圧によるモーメント

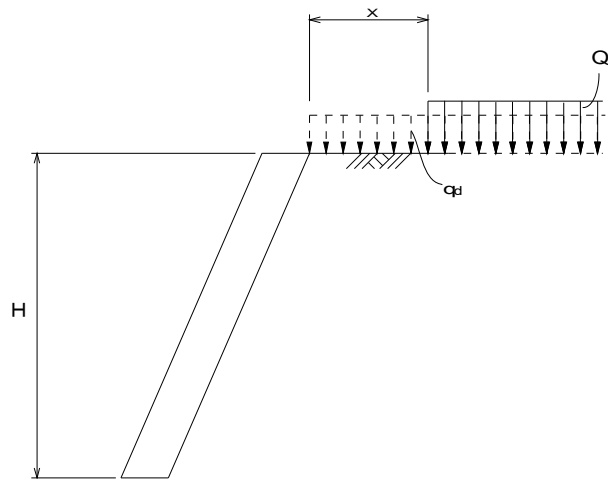
$$M_{P2} = \left(\frac{2 \cdot P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2}$$

土圧の作用位置

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A}$$

- ここに、 P_A : 主働土圧合力 (kN/m)
 P_{AV} : 主働土圧合力の鉛直成分 (kN/m)
 P_{AH} : 主働土圧合力の水平成分 (kN/m)
 P_{A1} : 土圧作用面の上端から水位面までの主働土圧合力 (kN/m)
 P_{A2} : 水位面から土圧作用面の下端までの主働土圧合力 (kN/m)
 P_1 : 土圧作用面の上端での主働土圧 (kN/m²)
 P_2 : 水位面での主働土圧 (kN/m²)
 P_3 : 土圧作用面の下端での主働土圧 (kN/m²)
 M_{P1} : 土圧作用面の上端から水位面までの土圧によるモーメント (kN・m)
 M_{P2} : 水位面から土圧作用面の下端までの土圧によるモーメント (kN・m)
 X_P : 主働土圧合力のX方向の作用位置 (m)
 Y_P : 主働土圧合力のY方向の作用位置 (m)
 B : 底面幅 (m)
 K_A : 主働土圧係数
 ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (度)
 δ : 壁面摩擦角 (度)
 α : 壁面が鉛直面となす角 (度)
 i : 地表面が水平面となす角 (度)
 γ : 裏込め土の湿潤重量 (kN/m³)
 γ' : 裏込め土の水中重量 (kN/m³)
 q : 上載荷重 (kN/m²)
 H : 壁高 (m)
 h_w : 擁壁下面から水位面までの高さ (m)

上載荷重がある場合には、上載荷重をフリーリッヒの地盤応力の理論を応用し、擁壁背面位置からの等分布荷重として取り扱う。

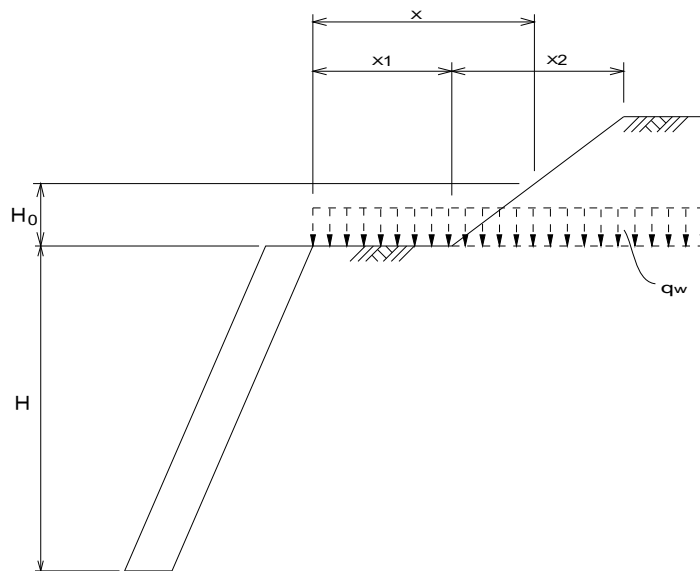


$$q_d = Q \cdot I_w$$

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H}\right)$$

ここに、 q_d : 換算後の等分布荷重 (kN/m²)
 Q : 上載荷重 (kN/m²)
 I_w : 台形荷重換算係数
 X : 上載荷重の壁背面からの載荷位置 (m)
 H : 壁高 (m)

台形盛土の場合にはフリーリッヒの地盤応力の理論を応用し、盛土荷重を換算等分布荷重として考慮する。



$$q_w = \gamma \cdot H_0 \cdot I_w$$

ここに、 q_w : 盛土荷重の換算等分布荷重 (kN/m²)
 γ : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m³)
 H_0 : 盛土高 (m)
 I_w : 台形荷重換算係数
 X : 仮想距離 (m)

$$X = X_1 + \frac{1}{2} X_2$$

 H : 壁高 (m)

2.7.2 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

上載荷重の換算等分布荷重

$$\text{擁壁高 } H = 3.000 \text{ (m)}$$

$$\text{盛土高 } H_0 = 0.300 \text{ (m)}$$

名称	X (m)	Q (kN/m ²)	I _w	q _d (kN/m ²)	備考
群集荷重	0.600	3.00	0.7820	2.35	
Σ				2.35	

換算盛土荷重

盛土高

$$H_0 = 0.300 \text{ (m)}$$

仮想距離

$$X = X_1 + \frac{1}{2} X_2 = 0.000 + \frac{0.600}{2} = 0.300 \text{ (m)}$$

等分布荷重換算係数

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + (X/H)^2 - \frac{2}{\pi} \{1 + (X/H)^2\} \tan^{-1}(X/H) - \frac{2}{\pi} (X/H) \\ &= 1 + (0.300/3.000)^2 - \frac{2}{\pi} \times \{1 + (0.300/3.000)^2\} \times \tan^{-1}(0.300/3.000) \\ &\quad - \frac{2}{\pi} \times (0.300/3.000) \\ &= 0.8823 \end{aligned}$$

換算等分布荷重

$$\begin{aligned} q_w &= \gamma \cdot H_0 \cdot I_w = 18.00 \times 0.300 \times 0.8823 \\ &= 4.76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

土圧係数

$$\begin{aligned} K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \cdot (1 + A)^2} \\ &= \frac{\cos^2(30.00 + 28.81)}{\cos^2 - 28.81 \times \cos(-28.81 + 20.00) \times (1 + 0.6651)^2} = 0.1275 \\ A &= \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - i)}} \\ &= \sqrt{\frac{\sin(30.00 + 20.00) \times \sin(30.00 - 0.00)}{\cos(-28.81 + 20.00) \times \cos(-28.81 - 0.00)}} = 0.6651 \end{aligned}$$

土圧作用面上端での土圧

$$\begin{aligned} P_1 &= K_A \cdot (q_d + q_w) \\ &= 0.1275 \times (2.35 + 4.76) \\ &= 0.91 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) \\ &= 0.91 + 0.1275 \times 18.00 \times (3.000 - 1.800) \\ &= 3.66 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

土圧作用面下端での土圧

$$\begin{aligned} P_3 &= P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w \\ &= 3.66 + 0.1275 \times 10.00 \times 1.800 \\ &= 5.96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

土圧作用面上端から水位面までの土圧合力

$$\begin{aligned} P_{A1} &= \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H - h_w) \\ &= \frac{1}{2} \times (0.91 + 3.66) \times (3.000 - 1.800) \\ &= 2.74 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

水位面から土圧作用面下端までの土圧合力

$$\begin{aligned} P_{A2} &= \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w \\ &= \frac{1}{2} \times (3.66 + 5.96) \times 1.800 \\ &= 8.65 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

土圧合力

$$\begin{aligned} P_A &= P_{A1} + P_{A2} \\ &= 2.74 + 8.65 \\ &= 11.39 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

主働土圧合力の鉛直及び水平成分

$$\begin{aligned} P_{AV} &= 0.00 \text{ (kN/m)} \\ P_{AH} &= P_A = 11.39 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

土圧作用面上端から水位面までの土圧によるモーメント

$$\begin{aligned} M_{P1} &= \left\{ \frac{2 \cdot P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right\} P_{A1} \\ &= \left\{ \frac{2 \times 0.91 + 3.66}{0.91 + 3.66} \times \frac{3.000 - 1.800}{3} + 1.800 \right\} \times 2.74 \\ &= 6.25 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

水位面から土圧作用面下端までの土圧によるモーメント

$$\begin{aligned} M_{P2} &= \left\{ \frac{2 \cdot P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right\} P_{A2} \\ &= \left\{ \frac{2 \times 3.66 + 5.96}{3.66 + 5.96} \times \frac{1.800}{3} \right\} \times 8.65 \\ &= 7.17 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

土圧の作用位置

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{6.25 + 7.17}{11.39} = 1.177 \text{ (m)}$$

2.7.3 荷重ケース.2 - 自重+群集+浮力無し時

上載荷重の換算等分布荷重

$$\text{擁壁高 } H = 3.000 \text{ (m)}$$

$$\text{盛土高 } H_0 = 0.300 \text{ (m)}$$

名称	X (m)	Q (kN/m ²)	I _w	q _d (kN/m ²)	備考
群集荷重	0.600	3.00	0.7820	2.35	
Σ				2.35	

換算盛土荷重

盛土高

$$H_0 = 0.300 \text{ (m)}$$

仮想距離

$$X = X_1 + \frac{1}{2} X_2 = 0.000 + \frac{0.600}{2} = 0.300 \text{ (m)}$$

等分布荷重換算係数

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + (X/H)^2 - \frac{2}{\pi} \{1 + (X/H)^2\} \tan^{-1}(X/H) - \frac{2}{\pi} (X/H) \\ &= 1 + (0.300/3.000)^2 - \frac{2}{\pi} \times \{1 + (0.300/3.000)^2\} \times \tan^{-1}(0.300/3.000) \\ &\quad - \frac{2}{\pi} \times (0.300/3.000) \\ &= 0.8823 \end{aligned}$$

換算等分布荷重

$$\begin{aligned} q_w &= \gamma \cdot H_0 \cdot I_w = 18.00 \times 0.300 \times 0.8823 \\ &= 4.76 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

土圧係数

$$\begin{aligned} K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \cdot (1 + A)^2} \\ &= \frac{\cos^2(30.00 + 28.81)}{\cos^2 - 28.81 \times \cos(-28.81 + 20.00) \times (1 + 0.6651)^2} = 0.1275 \\ A &= \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\alpha - i)}} \\ &= \sqrt{\frac{\sin(30.00 + 20.00) \times \sin(30.00 - 0.00)}{\cos(-28.81 + 20.00) \times \cos(-28.81 - 0.00)}} = 0.6651 \end{aligned}$$

土圧作用面上端での土圧

$$\begin{aligned} P_1 &= K_A \cdot (q_d + q_w) \\ &= 0.1275 \times (2.35 + 4.76) \\ &= 0.91 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) \\ &= 0.91 + 0.1275 \times 18.00 \times (3.000 - 0.000) \\ &= 7.79 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

土圧作用面下端での土圧

$$\begin{aligned} P_3 &= P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w \\ &= 7.79 + 0.1275 \times 10.00 \times 0.000 \\ &= 7.79 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

土圧作用面上端から水位面までの土圧合力

$$\begin{aligned} P_{A1} &= \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H - h_w) \\ &= \frac{1}{2} \times (0.91 + 7.79) \times (3.000 - 0.000) \\ &= 13.05 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

水位面から土圧作用面下端までの土圧合力

$$\begin{aligned} P_{A2} &= \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w \\ &= \frac{1}{2} \times (7.79 + 7.79) \times 0.000 \\ &= 0.00 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

土圧合力

$$\begin{aligned} P_A &= P_{A1} + P_{A2} \\ &= 13.05 + 0.00 \\ &= 13.05 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

主働土圧合力の鉛直及び水平成分

$$\begin{aligned} P_{AV} &= 0.00 \text{ (kN/m)} \\ P_{AH} &= P_A = 13.05 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

土圧作用面上端から水位面までの土圧によるモーメント

$$\begin{aligned} M_{P1} &= \left\{ \frac{2 \cdot P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right\} P_{A1} \\ &= \left\{ \frac{2 \times 0.91 + 7.79}{0.91 + 7.79} \times \frac{3.000 - 0.000}{3} + 0.000 \right\} \times 13.05 \\ &= 14.41 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

水位面から土圧作用面下端までの土圧によるモーメント

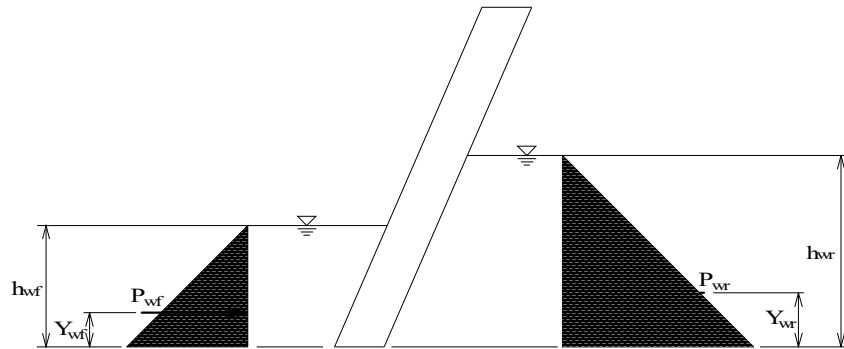
$$M_{P2} = 0 \text{ (0} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{14.41 + 0.00}{13.05} = 1.104 \text{ (m)}$$

2.8 水 圧

2.8.1 計算方法



水圧の合力

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2$$

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2$$

作用位置

$$Y_{wf} = \frac{h_{wf}}{3}$$

$$Y_{wr} = \frac{h_{wr}}{3}$$

ここに、 P_{wf} : 擁壁前面側に作用する水圧 (kN/m)

P_{wr} : 擁壁背面側に作用する水圧 (kN/m)

h_{wf} : 擁壁前面側水位面の底面からの高さ (m)

h_{wr} : 擁壁背面側水位面の底面からの高さ (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

2.8.2 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

前面水圧

$$\begin{aligned} P_{wf} &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 1.800^2 = 15.88 \text{ (kN / m)} \end{aligned}$$

前面水圧の作用位置

$$Y_{wf} = \frac{h_{wf}}{3} = \frac{1.800}{3} = 0.600 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$\begin{aligned} P_{wr} &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 1.800^2 = 15.88 \text{ (kN / m)} \end{aligned}$$

背面側水圧の作用位置

$$Y_{wr} = \frac{h_{wr}}{3} = \frac{1.800}{3} = 0.600 \text{ (m)}$$

※前面側と背面側の水圧は、前背面の水位が同じため相殺されるので作用荷重に計上しない。

2.9 作用力の集計(示力線計算用)

2.9.1 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

	鉛直荷重 V (kN/m)	アーム長 x (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長 y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
く体自重	46.22	1.167	53.96	0.00	0.000	0.00
浮力	-12.08	0.837	-10.11	0.00	0.000	0.00
土圧	0.00	0.000	0.00	11.39	1.177	13.41
Σ	34.14		43.84	11.39		13.41

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{43.84 - 13.41}{34.14} = 0.891 \text{ (m)}$$

2.9.2 荷重ケース.2 - 自重+群集+浮力無し時

	鉛直荷重 V (kN/m)	アーム長 x (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長 y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
く体自重	46.22	1.167	53.96	0.00	0.000	0.00
土圧	0.00	0.000	0.00	13.05	1.104	14.41
Σ	46.22		53.96	13.05		14.41

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{53.96 - 14.41}{46.22} = 0.856 \text{ (m)}$$

2.10 作用力の集計

2.10.1 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

	鉛直荷重 V (kN/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長		抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
			x (m)	y (m)		
く体自重(壁)	41.54	0.00	1.135	0.000	47.14	0.00
く体自重(基礎)	5.06	0.00	0.309	0.000	1.56	0.00
浮力	-12.20	0.00	0.720	0.894	-8.78	0.00
土圧	0.00	11.39	0.000	1.177	0.00	13.41
水平荷重	0.00	0.00	—	—	0.00	0.00
Σ	34.41	11.39			39.92	13.41

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{39.92 - 13.41}{34.41} = 0.770 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.770 = -0.420 \text{ (m)}$$

2.10.2 荷重ケース.2 - 自重+群集+浮力無し時

	鉛直荷重 V (kN/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長		抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
			x (m)	y (m)		
く体自重(壁)	41.54	0.00	1.135	0.000	47.14	0.00
く体自重(基礎)	5.06	0.00	0.309	0.000	1.56	0.00
土圧	0.00	13.05	0.000	1.104	0.00	14.41
水平荷重	0.00	0.00	—	—	0.00	0.00
Σ	46.60	13.05			48.70	14.41

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{48.70 - 14.41}{46.60} = 0.736 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

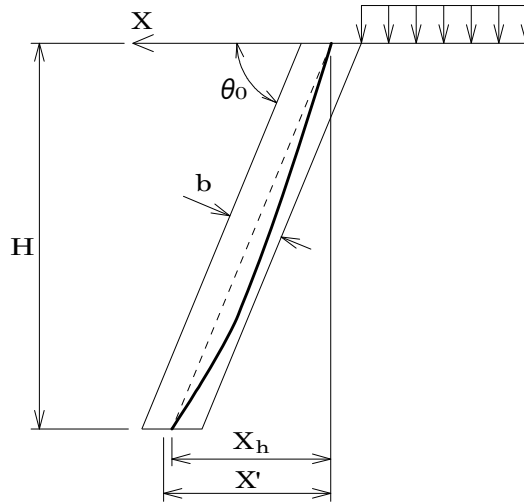
$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.736 = -0.386 \text{ (m)}$$

3. 安定計算

3.1 示力線法による検討

3.1.1 検討方法

示力線位置 X_h がブロック底版で、擁壁断面の中央1/3の外側の位置 X' （ミドルサード）より内側であることを照査する。ただし、示力線位置 X_h は擁壁天端の中心位置から、擁壁底面位置での合力の作用位置までの距離とする。また、基礎コンクリート部は考慮しない。



安定条件

$$X' \geq X_h$$

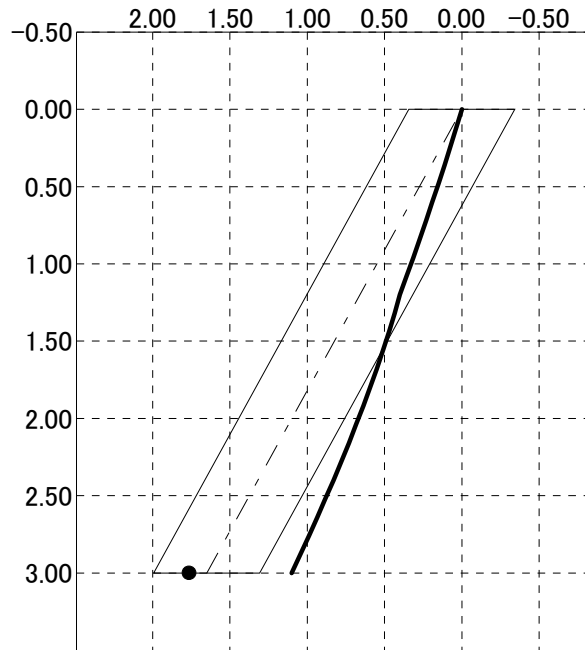
ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6}$$

ブロック積みの限界高さは $X' = X_h$ となる擁壁高 H を収束計算により算出する。

3.1.2 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d$$

$$= 3.000 \times \cot (61.19) + \frac{0.600 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{2} - 0.891 = 1.101 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6}$$

$$= 3.000 \times \cot (61.19) + \frac{0.600 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{6} = 1.764 \text{ (m)}$$

以上より、

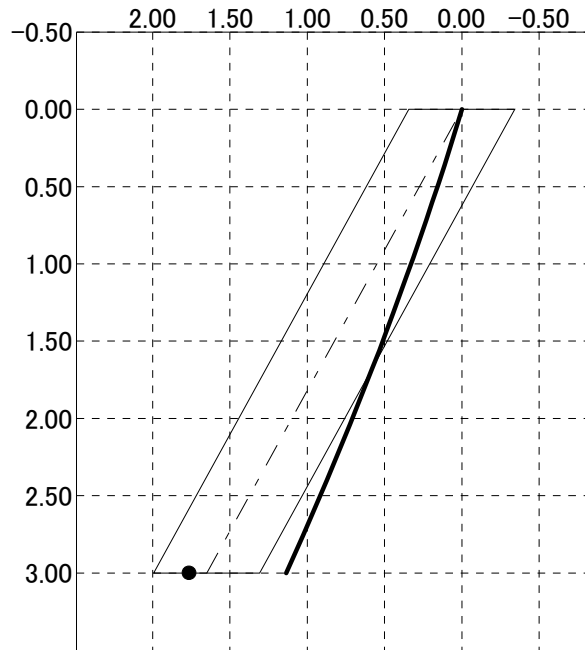
$$X' = 1.764 \geq X_h = 1.101 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は下の通りとなる。

$$\text{限界高さ } H_A = 10.184 \text{ (m)}$$

3.1.3 荷重ケース.2 — 自重+群集+浮力無し時

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d$$

$$= 3.000 \times \cot (61.19) + \frac{0.600 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{2} - 0.856 = 1.137 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6}$$

$$= 3.000 \times \cot (61.19) + \frac{0.600 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{6} = 1.764 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 1.764 \geq X_h = 1.137 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は下の通りとなる。

$$\text{限界高さ } H_A = 10.336 \text{ (m)}$$

3.2 地盤支持に対する検討

3.2.1 計算方法

地盤反力度は次式により算出し、地盤反力度が許容地盤反力度を越えないことを照査する。ただし、荷重による偏心は考慮しない。

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} \leq q_a$$

3.2.2 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{34.41}{0.700} = 49.15 \text{ (kN / m}^2\text{)} \leq q_a = 300.00 \text{ (kN / m}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

3.2.3 荷重ケース.2 - 自重+群集+浮力無し時

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{46.60}{0.700} = 66.58 \text{ (kN / m}^2\text{)} \leq q_a = 300.00 \text{ (kN / m}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

3.3 滑動に対する検討

3.3.1 検討方法

次式で求める滑動に対する安全率が所要安全率以上であることを照査する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B}{\Sigma H} \geq F_a$$

ここに、 ΣV : 底面に作用する全鉛直力 (kN)
 ΣH : 底面に作用する全水平力 (kN)
 μ : 底面と地盤との間の摩擦係数
 c_B : 底面と地盤との間の粘着力 (kN/m²)
 B : 底面幅 (m)
 F_s : 滑動に対する安全率
 F_a : 滑動に対する許容安全率

3.3.2 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B}{\Sigma H} = \frac{34.41 \times 0.58 + 0.00 \times 0.700}{11.39} \\ = 1.74 \geq F_a = 1.50 \rightarrow \text{OK}$$

3.3.3 荷重ケース.2 - 自重+群集+浮力無し時

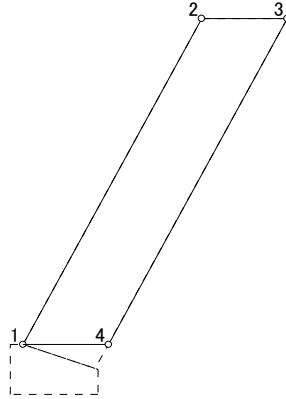
$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B}{\Sigma H} = \frac{46.60 \times 0.58 + 0.00 \times 0.700}{13.05} \\ = 2.06 \geq F_a = 1.50 \rightarrow \text{OK}$$

3.4 安定計算結果一覧

No	荷重ケース名	条件	水位	転倒の検討	滑動の検討	地盤反力度の検討
1	自重+群集+浮力考慮	常時	考慮	Xh= 1.101 < X' = 1.764 → OK	Fs= 1.742 > 1.500 → OK	qmax= 49.15 < qa= 300.00 → OK
2	自重+群集+浮力無し	常時	無視	Xh= 1.137 < X' = 1.764 → OK	Fs= 2.061 > 1.500 → OK	qmax= 66.58 < qa= 300.00 → OK

4. たて壁(I-I断面)の断面計算 (照査位置:0.000)

4.1 く体重量



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	-0.342	0.000	0.445	1.611	-0.402
2	1.088	2.600	0.890	2.314	0.000
3	1.772	2.600	0.445	-1.611	1.675
4	0.342	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.342	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			1.780	2.314	1.273

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 1.780$ (m³)

重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 1.273 / 1.780 = 0.715$ (m)

$Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 2.314 / 1.780 = 1.300$ (m)

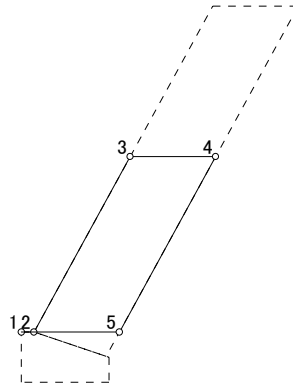
単位重量 $\gamma = 22.50$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \times \gamma = 1.780 \times 22.50 = 40.06$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \times X_c = 40.06 \times 0.715 = 28.64$ (kN·m)

4.2 浮力

4.2.1 常時水位

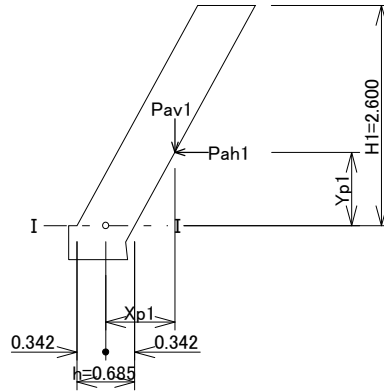


No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	-0.442	0.000	0.000	0.000	0.000
2	-0.342	0.000	0.240	0.252	-0.036
3	0.428	1.400	0.479	0.671	0.000
4	1.112	1.400	0.240	-0.252	0.405
5	0.342	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.442	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.959	0.671	0.369

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.959$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.369 / 0.959 = 0.385$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.671 / 0.959 = 0.700$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.80$ (kN/m³)
 浮力 $W_c = V_c \times \gamma = 0.959 \times -9.80 = -9.39$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = -9.39 \times 0.385 = -3.62$ (kN·m)

4.3 土 圧



4.3.1 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

安定計算で算出された土圧係数 K_A を元に、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

上端での土圧

$$\begin{aligned} P_1 &= K_A \cdot (q_d + q_w) \\ &= 0.1275 \times (2.26 + 4.68) \\ &= 0.88 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned} P_2 &= P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H_1 - h_w) \\ &= 0.88 + 0.1275 \times 18.00 \times (2.600 - 1.800) \\ &= 2.72 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

下端での土圧

$$\begin{aligned} P_3 &= P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w \\ &= 2.72 + 0.1275 \times 18.00 \times 1.800 \\ &= 5.02 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

上端から水位面までの土圧合力

$$P_{A1}' = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H_1 - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.88 + 2.72) (2.600 - 1.800) = 1.44 \text{ (kN/m)}$$

水位面から下端までの土圧合力

$$P_{A2}' = \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w = \frac{1}{2} \times (2.72 + 5.02) \times 1.800 = 6.96 \text{ (kN/m)}$$

以上より、土圧合力は P_{A1} は、

$$P_{A1} = P_{A1}' + P_{A2}' = 1.44 + 6.96 = 9.06 \text{ (kN/m)}$$

P_{A1} の鉛直及び水平分力 P_{AV1} , P_{AH1} は、

$$\begin{aligned} P_{AV1} &= P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 9.06 \times \sin(-28.81 + 20.00) = -1.39 \text{ (kN/m)} \\ P_{AH1} &= P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 9.06 \times \cos(-28.81 + 20.00) = 8.95 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

上端から水位面までの土圧によるモーメント

$$M_{P1} = \left(\frac{2 \cdot P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A1}'$$

$$= \left(\frac{2 \times 0.88 + 2.72}{0.88 + 2.72} \times \frac{2.600 - 1.800}{3} + 1.800 \right) \times 1.44$$

$$= 3.07 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

水位面から下端までの土圧によるモーメント

$$M_{P2} = \left(\frac{2 \cdot P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2}'$$

$$= \left(\frac{2 \times 2.72 + 5.02}{2.72 + 5.02} \times \frac{1.800}{3} \right) \times 6.96$$

$$= 5.65 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 X_{P1} , Y_{P1} は、

$$Y_{P1} = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_{A1}' + P_{A2}'} = \frac{3.07 + 5.65}{1.44 + 6.96} = 1.038 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = \frac{1}{2} \cdot h - Y_{P1} \cdot \tan \alpha = \frac{1}{2} \times 0.685 - 1.038 \times \tan(-28.81) = 0.913 \text{ (m)}$$

4.3.2 荷重ケース.2 - 自重+群集+浮力無し時

安定計算で算出された土圧係数 K_A を元に、断面位置から上部に作用する土圧 P_{A1} を求める。

上端での土圧

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w)$$

$$= 0.1275 \times (2.26 + 4.68)$$

$$= 0.88 \text{ (kN/m)}$$

水位面での土圧

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H_1 - h_w)$$

$$= 0.88 + 0.1275 \times 18.00 \times (2.600 - 0.000)$$

$$= 6.85 \text{ (kN/m)}$$

下端での土圧

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w$$

$$= 6.85 + 0.1275 \times 18.00 \times 0.000$$

$$= 6.85 \text{ (kN/m)}$$

上端から水位面までの土圧合力

$$P_{A1}' = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H_1 - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.88 + 6.85) (2.600 - 0.000) = 10.06 \text{ (kN/m)}$$

水位面から下端までの土圧合力

$$P_{A2}' = \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w = \frac{1}{2} \times (6.85 + 6.85) \times 0.000 = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

以上より、土圧合力は P_{A1} は、

$$P_{A1} = P_{A1}' + P_{A2}' = 10.06 + 0.00 = 10.06 \text{ (kN/m)}$$

P_{A1} の鉛直及び水平分力 P_{AV1} , P_{AH1} は、

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 10.06 \times \sin(-28.81 + 20.00) = -1.54 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 10.06 \times \cos(-28.81 + 20.00) = 9.94 \text{ (kN/m)}$$

上端から水位面までの土圧によるモーメント

$$\begin{aligned}
 M_{P1} &= \left(\frac{2 \cdot P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A1} , \\
 &= \left(\frac{2 \times 0.88 + 6.85}{0.88 + 6.85} \times \frac{2.600 - 0.000}{3} + 0.000 \right) \times 10.06 \\
 &= 9.71 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

水位面から下端までの土圧によるモーメント

$$\begin{aligned}
 M_{P2} &= \left(\frac{2 \cdot P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} , \\
 &= \left(\frac{2 \times 6.85 + 6.85}{6.85 + 6.85} \times \frac{0.000}{3} \right) \times 0.00 \\
 &= 0.00 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

土圧の作用位置 X_{P1} , Y_{P1} は、

$$\begin{aligned}
 Y_{P1} &= \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_{A1} + P_{A2}} = \frac{9.71 + 0.00}{10.06 + 0.00} = 0.966 \text{ (m)} \\
 X_{P1} &= \frac{1}{2} \cdot h - Y_{P1} \cdot \tan \alpha = \frac{1}{2} \times 0.685 - 0.966 \times \tan (-28.81) = 0.874 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

4.4 水 圧

4.4.1 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

前面側水圧の合力および作用位置

$$\begin{aligned} P_{wf} &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 1.400^2 = 9.60 \text{ (kN / m)} \end{aligned}$$

$$Y_{wf} = \frac{h_{wf}}{3} = \frac{1.400}{3} = 0.467 \text{ (m)}$$

背面側水圧の合力および作用位置

$$\begin{aligned} P_{wr} &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 1.400^2 = 9.60 \text{ (kN / m)} \end{aligned}$$

$$Y_{wr} = \frac{h_{wr}}{3} = \frac{1.400}{3} = 0.467 \text{ (m)}$$

※前面側と背面側の水圧は、前背面の水位が同じため相殺されるので作用荷重に計上しない。

4.5 断面力の集計

4.5.1 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

名 称	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	アーム長 (m)		モーメント M=S・Y-N・X (kN・m)
			X	Y	
く体自重	40.06	0.00	0.715	0.000	-28.64
浮 力	-9.39	0.00	0.385	0.000	3.62
土 圧	-1.39	8.95	0.904	1.021	10.39
合 計	29.28	8.95			-14.63

4.5.2 荷重ケース.2 - 自重+群集+浮力無し時

名 称	軸 力 N (kN)	せん断力 S (kN)	アーム長 (m)		モーメント M=S・Y-N・X (kN・m)
			X	Y	
く体自重	40.06	0.00	0.715	0.000	-28.64
土 圧	-1.54	9.94	0.874	0.966	10.94
合 計	38.52	9.94			-17.70

4.6 応力度計算

4.6.1 荷重ケース.1 - 自重+群集+浮力考慮時

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c \\ \sigma_t \end{array} \right\} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{29.28}{1.000 \times 0.685} \pm \frac{6 \times -14.63}{1.000 \times 0.685^2}$$

$$= \left\{ \begin{array}{l} 230.01 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.23 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 4.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ -144.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.14 \text{ (N/mm}^2\text{)} > \sigma_{ta} = -0.20 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

→ OK

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{8.95}{1.000 \times 0.685}$$

$$= 13.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_a = 2.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

→ OK

4.6.2 荷重ケース.2 - 自重+群集+浮力無し時

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c \\ \sigma_t \end{array} \right\} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{38.52}{1.000 \times 0.685} \pm \frac{6 \times -17.70}{1.000 \times 0.685^2}$$

$$= \left\{ \begin{array}{l} 282.72 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.28 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 4.00 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ -170.22 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} > \sigma_{ta} = -0.20 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

→ OK

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{9.94}{1.000 \times 0.685}$$

$$= 14.51 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_a = 2.00 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

→ OK

5. たて壁の応力度一覧

5.1 I - I 断面(照査位置:0.000)

No	荷重ケース名	条件	水位	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	τ (N/mm ²)
1	自重+群集+浮力考慮	常時	考慮	0.23 < 4.00 → OK	-0.14 > -0.20 → OK	0.01 < 2.00 → OK
2	自重+群集+浮力無し	常時	無視	0.28 < 4.00 → OK	-0.17 > -0.20 → OK	0.01 < 2.00 → OK