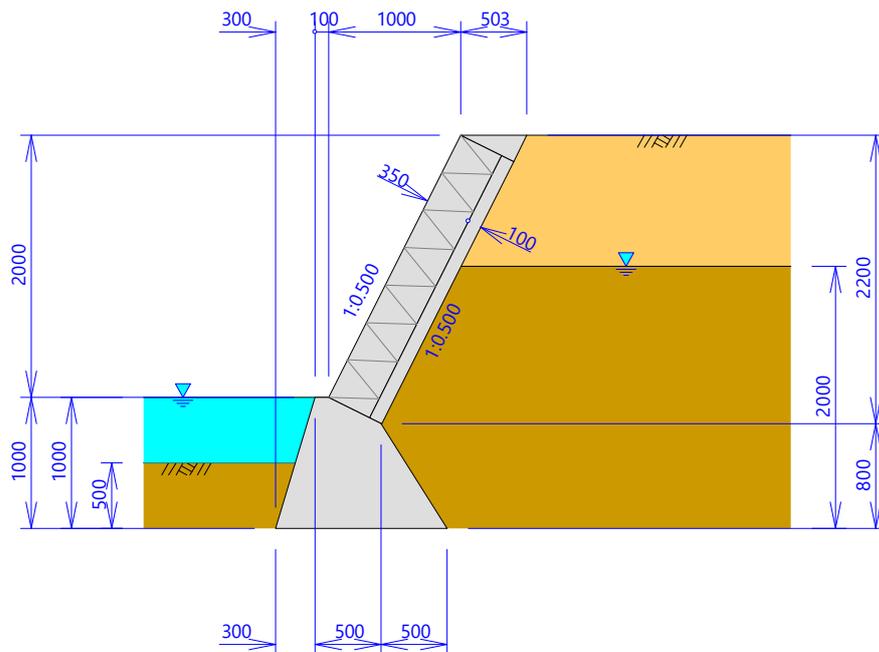


1 表題

2 設計条件

2.1 構造形式及び形状寸法

適用基準 : 土地改良事業計画設計基準 設計「農道」
 構造形式 : 混合擁壁
 背後地盤 : 盛土部擁壁
 擁壁の高さ : $H = 3.000$ (m)
 上部構造の前面勾配 : $N = 0.500$
 擁壁1ブロック長 : $L = 10.000$ (m)



前面土砂高 常時 : 0.500 (m)
 地震時 : 1.000 (m)

水の影響 : 浮力
 常時水位 前面 : 1.000 (m)
 背面 : 2.000 (m)
 地震時水位 前面 : 1.000 (m)
 背面 : 2.000 (m)

※水位は擁壁下端からの高さ。

2.2 単位体積重量

コンクリート	壁	23.000	(kN/m ³)
	基礎	23.000	(kN/m ³)
	裏込め	23.000	(kN/m ³)
裏込め土	湿潤重量	19.000	(kN/m ³)
	水中重量	10.000	(kN/m ³)
前面土	湿潤重量	19.000	(kN/m ³)
	水中重量	10.000	(kN/m ³)
水		9.800	(kN/m ³)

2.3 地盤の諸定数

2.3.1 裏込め土

内部摩擦角		35.000	(°)
壁面摩擦角	常時	23.333	(°)
	地震時	17.500	(°)
粘着力	常時	0.000	(kN/m ²)
	地震時	0.000	(kN/m ²)

2.3.2 基礎地盤

底面と地盤との間の	摩擦角	ϕ_B	30.000	(°)
	摩擦係数	μ	0.577	($\tan \phi_{B\%}$)
	付着力	c_B	0.000	(kN/m ²)
支持地盤の定数	せん断抵抗角	ϕ	30.000	(°)
	粘着力	c	0.000	(kN/m ²)
	単位重量	γ_1	16.000	(kN/m ³)
	支持地盤への根入れ深さ	D_f'	0.500	(m)
根入れ地盤の定数	根入れ深さ	D_f	0.500	(m)
	単位重量	γ_2	18.000	(kN/m ³)

2.4 許容応力度

コンクリート	設計基準強度	σ_{ck}	18.000	(N/mm ²)
	許容圧縮応力度	σ_{ca}	4.500	(N/mm ²)
	許容引張応力度	σ_{ta}	0.250	(N/mm ²)
	許容せん断応力度	τ_a	0.330	(N/mm ²)
鉄筋	許容引張応力度	σ_{sa}	176.000	(N/mm ²)

2.5 設計水平震度

設計水平震度	躯体	0.120
	裏込め土	0.120

2.6 安定計算

転倒に対する検討 : 偏心量で検討
 滑動に対する検討 : 前面受働土圧を考慮しない

2.7 荷重の組合せ

No	1	2	3	4
ケース名称	自重+浮力無視	自重+浮力考慮	自重+慣性力+浮力無視	自重+慣性力+浮力考慮
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	—	—	—	—
落石による降伏荷重	—	—	—	—
風荷重	—	—	—	—
滑動安全率	1.500	1.500	1.200	1.200

2.8 準拠指針

土地改良事業計画設計基準・設計「農道」
 平成17年3月 社団法人 農業土木学会
 土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」
 平成26年3月 公益社団法人 農業農村工学会

3 上部擁壁の計算

3.1 底面における作用力

3.1.1 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次式の座標法により行う。

$$A_c = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} \cdot Y_i - X_i \cdot Y_{i+1})$$

$$G_y = \frac{1}{2} \Sigma (Y_{i+1} - Y_i) \left\{ X_i^2 + \frac{1}{3} (X_{i+1} - X_i) (X_{i+1} + 2X_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} - X_i) \left\{ Y_i^2 + \frac{1}{3} (Y_{i+1} - Y_i) (Y_{i+1} + 2Y_i) \right\}$$

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

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

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)

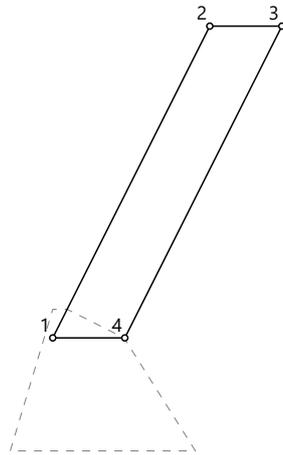
X_c : X方向の図心座標 (m)

Y_c : Y方向の図心座標 (m)

X_i : i番目のX方向の座標 (m)

Y_i : i番目のY方向の座標 (m)

3.1.2 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	0.000000	0.888842	-0.444421
2	1.101	2.201	0.553740	1.218919	0.000000
3	1.604	2.201	0.553740	-0.888842	1.332476
4	0.503	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.107481	1.218919	0.888055

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.107 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.888055}{1.107481} = 0.802 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.218919}{1.107481} = 1.101 \text{ (m)}$

単位重量 $\gamma = 23.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

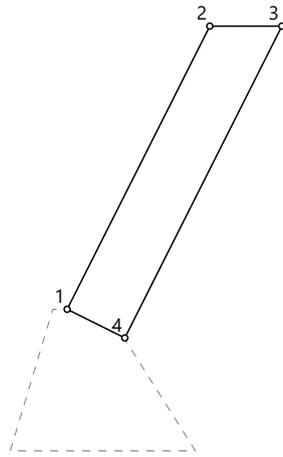
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.107 \times 23.000 = 25.461 \text{ (kN)}$

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 25.461 \times 0.120 = 3.055 \text{ (kN)}$

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 25.461 \times 0.802 = 20.420 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_y = H_c \cdot Y_c = 3.055 \times 1.101 = 3.364 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

3.1.3 <体重量・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	0.101	0.201	0.000000	0.888163	-0.444081
2	1.101	2.201	0.553740	1.218919	0.000000
3	1.604	2.201	0.553740	-0.888842	1.332476
4	0.503	0.000	-0.050625	-0.002717	-0.010528
1	0.101	0.201	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.056856	1.215523	0.877866

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.057$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.877866}{1.056856} = 0.831$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.215523}{1.056856} = 1.150$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

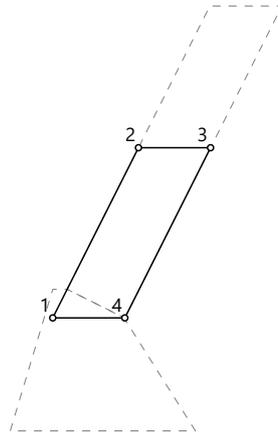
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.057 \times 23.000 = 24.311$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 24.311 \times 0.120 = 2.917$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 24.311 \times 0.831 = 20.202$ (kN・m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.917 \times 1.150 = 3.355$ (kN・m)

3.1.4 く体に作用する浮力及び重心位置：示力線計算用：浮力(常時・地震時)



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	0.000000	0.144449	-0.072225
2	0.601	1.201	0.302183	0.362996	0.000000
3	1.104	1.201	0.302183	-0.144449	0.405755
4	0.503	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.604365	0.362996	0.333531

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.604$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.333531}{0.604365} = 0.552$ (m)

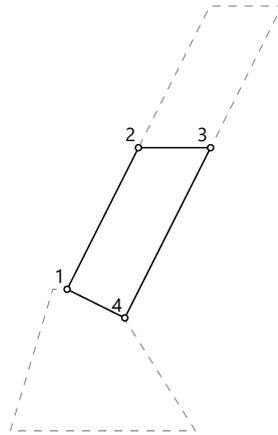
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.362996}{0.604365} = 0.601$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.800$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.604 \times -9.800 = -5.919$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -5.919 \times 0.552 = -3.267$ (kN·m)

3.1.5 浮力(常時・地震時)



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	0.101	0.201	0.000000	0.143770	-0.071885
2	0.601	1.201	0.302183	0.362996	0.000000
3	1.104	1.201	0.302183	-0.144449	0.405755
4	0.503	0.000	-0.050625	-0.002717	-0.010528
1	0.101	0.201	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.553740	0.359600	0.323342

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.554$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.323342}{0.553740} = 0.584$ (m)

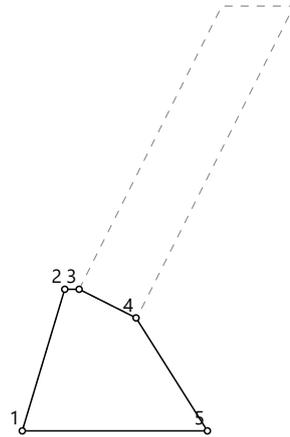
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.359600}{0.553740} = 0.649$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.800$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.554 \times -9.800 = -5.429$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -5.429 \times 0.584 = -3.171$ (kN·m)

3.1.6 浮力(常時・地震時)



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	-0.299	-0.799	0.029875	0.025888	-0.014907
2	0.001	0.201	0.010062	0.002025	0.000000
3	0.101	0.201	0.050312	0.002717	0.010371
4	0.501	0.001	0.200561	0.053084	0.233707
5	1.001	-0.799	0.519190	-0.414705	0.000000
1	-0.299	-0.799	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.810000	-0.330991	0.229171

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.810$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.229171}{0.810000} = 0.283$ (m)

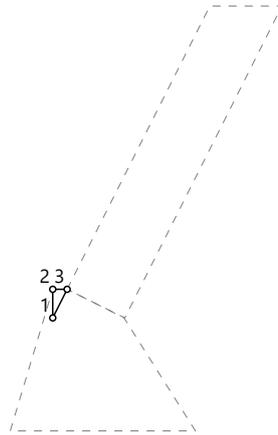
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.330991}{0.810000} = -0.409$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.800$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.810 \times -9.800 = -7.938$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -7.938 \times 0.283 = -2.246$ (kN・m)

3.1.7 前面土の重量及び重心位置：示力線計算用：地震時・水位無視



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.201	0.010125	0.002038	0.000000
3	0.101	0.201	0.000000	-0.000679	0.000340
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.010125	0.001358	0.000340

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.010$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.000340}{0.010125} = 0.034$ (m)

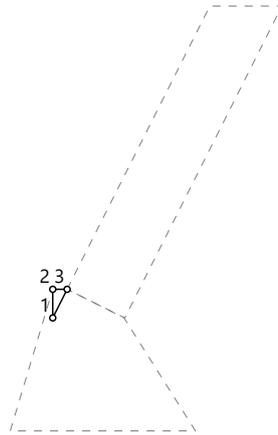
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.001358}{0.010125} = 0.134$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.010 \times 19.000 = 0.190$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.190 \times 0.034 = 0.006$ (kN·m)

3.1.8 示力線計算用：地震時・水位考慮(浮力)



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.201	0.010125	0.002038	0.000000
3	0.101	0.201	0.000000	-0.000679	0.000340
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.010125	0.001358	0.000340

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.010$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.000340}{0.010125} = 0.034$ (m)

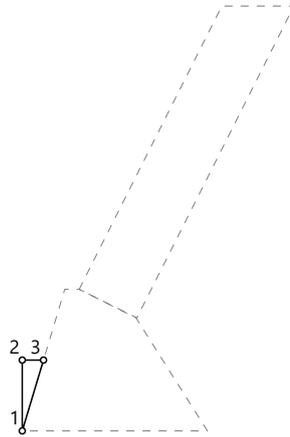
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.001358}{0.010125} = 0.134$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.010 \times -9.000 = -0.090$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -0.090 \times 0.034 = -0.003$ (kN·m)

3.1.9 常時・水位無視



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	-0.299	-0.799	0.074844	0.000000	-0.022407
2	-0.299	-0.299	-0.022407	0.006694	0.000000
3	-0.149	-0.299	-0.014938	-0.024147	0.013055
1	-0.299	-0.799	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.037500	-0.017453	-0.009352

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{-0.009352}{0.037500} = -0.249$ (m)

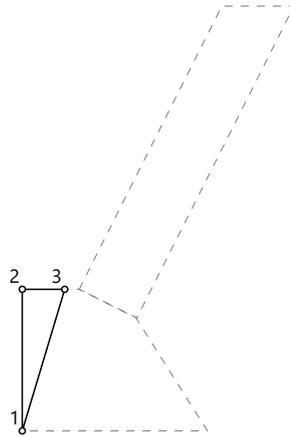
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.017453}{0.037500} = -0.465$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.037 \times 19.000 = 0.722$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.722 \times -0.249 = -0.180$ (kN·m)

3.1.10 地震時・水位無視



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	-0.299	-0.799	0.149688	0.000000	-0.044813
2	-0.299	0.201	0.030187	0.006075	0.000000
3	0.001	0.201	-0.029875	-0.025888	0.014907
1	-0.299	-0.799	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.150000	-0.019813	-0.029907

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{-0.029907}{0.150000} = -0.199$ (m)

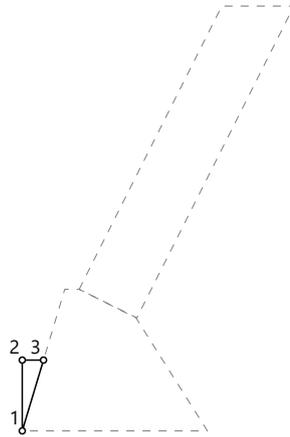
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.019813}{0.150000} = -0.132$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.150 \times 19.000 = 2.850$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 2.850 \times -0.199 = -0.567$ (kN·m)

3.1.11 常時・水位考慮(浮力)



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	-0.299	-0.799	0.074844	0.000000	-0.022407
2	-0.299	-0.299	-0.022407	0.006694	0.000000
3	-0.149	-0.299	-0.014938	-0.024147	0.013055
1	-0.299	-0.799	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.037500	-0.017453	-0.009352

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{-0.009352}{0.037500} = -0.249$ (m)

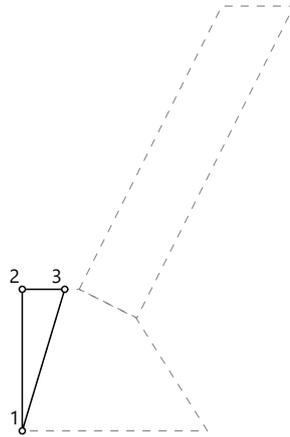
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.017453}{0.037500} = -0.465$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.037 \times -9.000 = -0.342$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -0.342 \times -0.249 = 0.085$ (kN·m)

3.1.12 地震時・水位考慮(浮力)



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	-0.299	-0.799	0.149688	0.000000	-0.044813
2	-0.299	0.201	0.030187	0.006075	0.000000
3	0.001	0.201	-0.029875	-0.025888	0.014907
1	-0.299	-0.799	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.150000	-0.019813	-0.029907

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{-0.029907}{0.150000} = -0.199$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.019813}{0.150000} = -0.132$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.000$ (kN/m³)

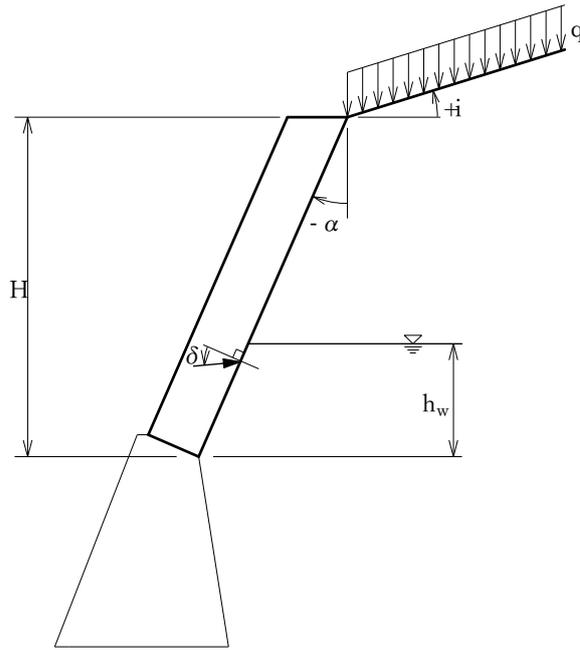
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.150 \times -9.000 = -1.350$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -1.350 \times -0.199 = 0.269$ (kN·m)

3.1.13 土 圧

3.1.13.1 計算方法

土圧はクーロン公式により算出する。



$$\alpha = \tan^{-1} \frac{1.101}{2.201} = -26.565 (^\circ)$$

土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - i)}} \right)^2}$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot q$$

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

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

主働土圧 (kN/m)

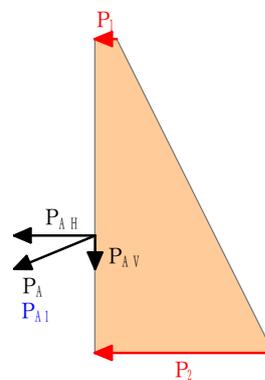
$$P_{A1} = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H - h_w)$$

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

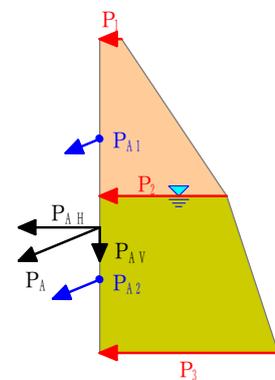
$$P_A = P_{A1} + P_{A2}$$

土圧の作用位置 (m)

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



水の影響が無い場合



水の影響が有る場合

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下端までの主働土圧合力 (kN/m)
 P_1 : 土圧作用面上端での主働土圧強度 (kN/m²)
 P_2 : 水位面での主働土圧強度 (kN/m²)
 P_3 : 土圧作用面下端での主働土圧強度 (kN/m²)
 M_{P1} : 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 (kN・m)
 M_{P2} : 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 (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 = 35.000 (°)
 δ : 壁面摩擦角 (°)
 α : 壁面が鉛直面となす角 = -26.565 (°)
 i : 地表面が水平面となす角 = 0.000 (°)
 θ : 地震合成角 (度) 地震の影響を考慮しない場合は $\theta=0$ とする。
 $\theta = \tan^{-1} k_H$
 k_H : 設計水平震度 = 0.120
 γ : 裏込め土の湿潤重量 = 19.000 (kN/m³)
 γ' : 裏込め土の水中重量 = 10.000 (kN/m³)
 q : 上載荷重 (kN/m²)
 H : 壁高 (m)
 h_w : 上部擁壁下面から水位面までの高さ (m)

3.1.13.2 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

・水の影響を考慮しない($h_w=0.000m$)、地震の影響を考慮しない

土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - i)}} \right)^2} \\
 &= \frac{\cos^2(35.000 - 26.565)}{\cos^2 26.565 \times \cos(-26.565 + 23.333) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 23.333) \times \sin(35.000 - 0.000)}{\cos(-26.565 + 23.333) \times \cos(-26.565 - 0.000)}} \right)^2} \\
 &= 0.094
 \end{aligned}$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$\begin{aligned}
 P_1 &= K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.094 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 P_2 &= P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.094 \times 19.000 \times (2.200 - 0.000) = 3.929 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 P_3 &= P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 3.929 + 0.094 \times 10.000 \times 0.000 = 3.929 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

主働土圧 (kN/m)

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 3.929) \times (2.200 - 0.000) = 4.322 \text{ (kN/m)} \\
 P_{A_2} &= \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w = \frac{1}{2} \times (3.929 + 3.929) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)} \\
 P_A &= P_{A_1} + P_{A_2} = 4.322 + 0.000 = 4.322 \text{ (kN/m)} \\
 P_{AV} &= 0.000 \text{ (kN/m)} \\
 P_{AH} &= P_A = 4.322 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$\begin{aligned}
 P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 4.322 \times \sin(-26.565 + 23.333) = 0.000 \text{ (kN/m)} \\
 P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 4.322 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 4.322 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$\begin{aligned}
 M_{P_1} &= \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A_1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 3.929}{0.000 + 3.929} \times \frac{2.200 - 0.000}{3} + 0.000 \right) \times 4.322 = 3.169 \text{ (kN} \cdot \text{m)} \\
 M_{P_2} &= \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A_2} = \frac{2 \times 3.929 + 3.929}{3.929 + 3.929} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}
 \end{aligned}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P_1} + M_{P_2}}{P_A} = \frac{3.169 + 0.000}{4.322} = 0.733 \text{ (m)}$$

3.1.13.3 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

・常時水位($h_w=1.201\text{m}$)を考慮、地震の影響を考慮しない

土圧係数

$$\begin{aligned}
 K_A &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - i)}} \right)^2} \\
 &= \frac{\cos^2(35.000 - 26.565)}{\cos^2 26.565 \times \cos(-26.565 + 23.333) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 23.333) \times \sin(35.000 - 0.000)}{\cos(-26.565 + 23.333) \times \cos(-26.565 - 0.000)}} \right)^2} \\
 &= 0.094
 \end{aligned}$$

主働土圧強度 (kN/m^2)

$$\begin{aligned}
 P_1 &= K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.094 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 P_2 &= P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.094 \times 19.000 \times (2.200 - 1.201) = 1.784 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 P_3 &= P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 1.784 + 0.094 \times 10.000 \times 1.201 = 2.913 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

主働土圧 (kN/m)

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 1.784) \times (2.200 - 1.201) = 0.891 \text{ (kN/m)} \\
 P_{A_2} &= \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (1.784 + 2.913) \times 1.201 = 2.821 \text{ (kN/m)} \\
 P_A &= P_{A_1} + P_{A_2} = 0.891 + 2.821 = 3.712 \text{ (kN/m)} \\
 P_{AV} &= 0.000 \text{ (kN/m)} \\
 P_{AH} &= P_A = 3.712 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$\begin{aligned}
 P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.712 \times \sin(-26.565 + 23.333) = 0.000 \text{ (kN/m)} \\
 P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.712 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 3.712 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

土圧によるモーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

$$\begin{aligned}
 M_{P_1} &= \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A_1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 1.784}{0.000 + 1.784} \times \frac{2.200 - 1.201}{3} + 1.201 \right) \times 0.891 = 1.367 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\
 M_{P_2} &= \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A_2} = \frac{2 \times 1.784 + 2.913}{1.784 + 2.913} \times \frac{1.201}{3} \times 2.821 = 1.559 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P_1} + M_{P_2}}{P_A} = \frac{1.367 + 1.559}{3.712} = 0.788 \text{ (m)}$$

3.1.13.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

・水の影響を考慮しない ($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮する

土圧係数

$$\theta = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1}(0.120) = 6.843 \text{ (}^\circ \text{)}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - i)}} \right)^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.000 - 26.565 - 6.843)}{\cos 6.843 \times \cos^2 26.565 \times \cos(-26.565 + 17.500 + 6.843) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 17.500) \times \sin(35.000 - 0.000 - 6.843)}{\cos(-26.565 + 17.500 + 6.843) \times \cos(-26.565 - 0.000)}} \right)^2}$$

$$= 0.155$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.155 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.155 \times 19.000 \times (2.200 - 0.000) = 6.479 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 6.479 + 0.155 \times 10.000 \times 0.000 = 6.479 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 6.479) \times (2.200 - 0.000) = 7.127 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (6.479 + 6.479) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 7.127 + 0.000 = 7.127 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 7.127 \text{ (kN/m)}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7.127 \times \sin(-26.565 + 17.500) = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.127 \times \cos(-26.565 + 17.500) = 7.127 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w + h_w}{3} \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 6.479}{0.000 + 6.479} \times \frac{2.200 - 0.000}{3} + 0.000 \right) \times 7.127 = 5.226 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 6.479 + 6.479}{6.479 + 6.479} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{5.226 + 0.000}{7.127} = 0.733 \text{ (m)}$$

3.1.13.5 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

・地震時水位 ($h_w=1.201\text{m}$) を考慮、地震の影響を考慮する

土圧係数

$$\theta = \tan^{-1} k_h = \tan^{-1}(0.120) = 6.843 \text{ (}^\circ \text{)}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - i)}} \right)^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.000 - 26.565 - 6.843)}{\cos 6.843 \times \cos^2 26.565 \times \cos(-26.565 + 17.500 + 6.843) \times \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 17.500) \times \sin(35.000 - 0.000 - 6.843)}{\cos(-26.565 + 17.500 + 6.843) \times \cos(-26.565 - 0.000)}} \right)^2}$$

$$= 0.155$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.155 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.155 \times 19.000 \times (2.200 - 1.201) = 2.941 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 2.941 + 0.155 \times 10.000 \times 1.201 = 4.803 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 2.941) \times (2.200 - 1.201) = 1.469 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (2.941 + 4.803) \times 1.201 = 4.651 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 1.469 + 4.651 = 6.120 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 6.120 \text{ (kN/m)}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 6.120 \times \sin(-26.565 + 17.500) = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6.120 \times \cos(-26.565 + 17.500) = 6.120 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

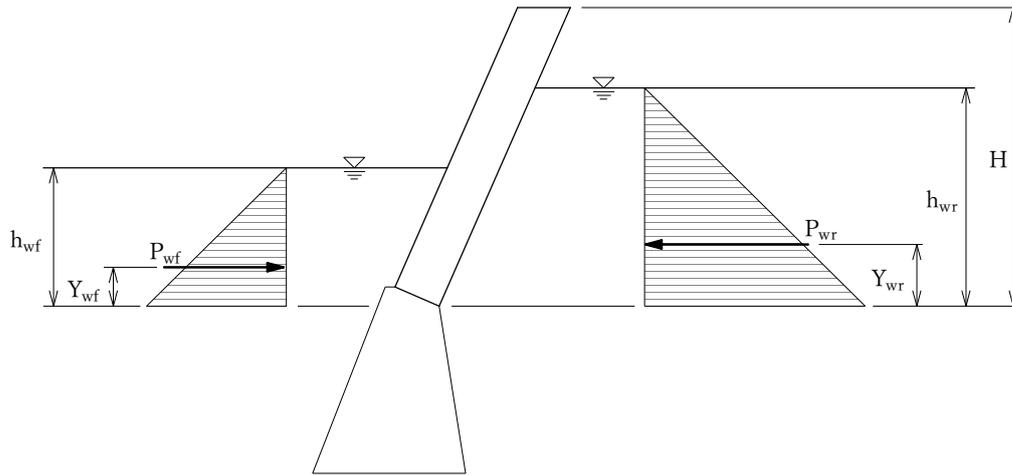
$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w + h_w}{3} \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 2.941}{0.000 + 2.941} \times \frac{2.200 - 1.201 + 1.201}{3} \right) \times 1.469 = 2.254 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 2.941 + 4.803}{2.941 + 4.803} \times \frac{1.201}{3} \times 4.651 = 2.570 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{2.254 + 2.570}{6.120} = 0.788 \text{ (m)}$$

3.1.14 水 圧
3.1.14.1 計算方法



水圧の合力 (kN/m)

$$P_{wf} = \begin{cases} \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 & \cdots (h_{wf} \leq H) \\ \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H & \cdots (h_{wf} > H) \end{cases}$$

$$P_{wr} = \begin{cases} \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 & \cdots (h_{wr} \leq H) \\ \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H & \cdots (h_{wr} > H) \end{cases}$$

水圧の作用位置 (m)

$$Y_{wf} = \begin{cases} \frac{1}{3} h_{wf} & \cdots (h_{wf} \leq H) \\ \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} & \cdots (h_{wf} > H) \end{cases}$$

$$Y_{wr} = \begin{cases} \frac{1}{3} h_{wr} & \cdots (h_{wr} \leq H) \\ \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} & \cdots (h_{wr} > H) \end{cases}$$

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 = 9.800 (kN/m³)
 H : 上部擁壁高 = 2.843 (m)

3.1.14.2 常時

・荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.201 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 1.201 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.201^2 = 0.198 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{1}{3} h_{wf} = \frac{1}{3} \times 0.201 = 0.067 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 1.201^2 = 7.071 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 1.201 = 0.400 \text{ (m)}$$

3.1.14.3 地震時

・荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.201 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 1.201 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.201^2 = 0.198 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{1}{3} h_{wf} = \frac{1}{3} \times 0.201 = 0.067 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 1.201^2 = 7.071 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 1.201 = 0.400 \text{ (m)}$$

3.1.15 作用力の集計(示力線計算用)

3.1.15.1 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	25.461	0.000	0.802	0.000	20.420	0.000	項目3.1.2 参照
土 圧	0.000	4.322	0.000	0.733	0.000	3.168	項目3.1.13.2 参照
Σ	25.461	4.322			20.420	3.168	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{20.420 - 3.168}{25.461} = 0.678 \text{ (m)}$$

3.1.15.2 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	25.461	0.000	0.802	0.000	20.420	0.000	項目3.1.2 参照
浮 力	-5.919	0.000	0.552	0.000	-3.267	0.000	項目3.1.4 参照
土 圧	0.000	3.712	0.000	0.788	0.000	2.925	項目3.1.13.3 参照
前面水圧	0.000	-0.198	0.000	-0.732	0.000	0.145	項目3.1.14.2 参照
背面水圧	0.000	7.071	0.000	-0.399	0.000	-2.821	項目3.1.14.2 参照
Σ	19.542	10.585			17.153	0.249	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{17.153 - 0.249}{19.542} = 0.865 \text{ (m)}$$

3.1.15.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	25.461	3.055	0.802	1.101	20.420	3.364	項目3.1.2 参照
前面土	0.190	0.000	0.034	0.000	0.006	0.000	項目3.1.7 参照
前面土(浮力)	-0.090	0.000	0.034	0.000	-0.003	0.000	項目3.1.8 参照
土 圧	0.000	7.127	0.000	0.733	0.000	5.224	項目3.1.13.4 参照
Σ	25.561	10.182			20.423	8.588	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{20.423 - 8.588}{25.561} = 0.463 \text{ (m)}$$

3.1.15.4 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	25.461	3.055	0.802	1.101	20.420	3.364	項目3.1.2 参照
浮力	-5.919	0.000	0.552	0.000	-3.267	0.000	項目3.1.4 参照
前面土	0.190	0.000	0.034	0.000	0.006	0.000	項目3.1.7 参照
前面土(浮力)	-0.090	0.000	0.034	0.000	-0.003	0.000	項目3.1.8 参照
土圧	0.000	6.120	0.000	0.788	0.000	4.823	項目3.1.13.5 参照
前面水圧	0.000	-0.198	0.000	-0.732	0.000	0.145	項目3.1.14.3 参照
背面水圧	0.000	7.071	0.000	-0.399	0.000	-2.821	項目3.1.14.3 参照
Σ	19.642	16.048			17.156	5.511	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{17.156 - 5.511}{19.642} = 0.593 \text{ (m)}$$

3.1.16 作用力の集計

3.1.16.1 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	24.311	0.000	0.831	0.000	20.193	0.000	項目3.1.3 参照
土圧	0.000	4.322	0.870	0.733	0.000	3.169	項目3.1.13.2 参照
Σ	24.067	4.315			19.990	3.163	

上部擁壁の合計荷重は、下部擁壁の設計時に用いる。その際、下部擁壁の作用位置は上部擁壁底部の中央とする。

底部前面端座標値：(0.101, 0.201)

底部背面端座標値：(0.503, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.503 - 0.101}{2} = 0.201 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000 - 0.201}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

ここに、ΔX、ΔY：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

3.1.16.2 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	24.311	0.000	0.831	0.000	20.193	0.000	項目3.1.3 参照
浮力	-5.429	0.000	0.584	0.649	-3.168	0.000	項目3.1.5 参照
土圧	0.000	3.712	0.897	0.788	0.000	2.926	項目3.1.13.3 参照
前面水圧	0.000	-0.198	0.000	-0.732	0.000	0.145	項目3.1.14.2 参照
背面水圧	0.000	7.071	0.000	-0.399	0.000	-2.820	項目3.1.14.2 参照
Σ	18.673	10.579			16.843	0.244	

上部擁壁の合計荷重は、下部擁壁の設計時に用いる。その際、下部擁壁の作用位置は上部擁壁底部の中央とする。

底部前面端座標値：(0.101, 0.201)

底部背面端座標値：(0.503, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.503 - 0.101}{2} = 0.201 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000 - 0.201}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

ここに、ΔX、ΔY：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

3.1.16.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力V	水平力H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	24.311	2.917	0.831	1.150	20.193	3.355	項目3.1.3 参照
土圧	0.000	7.127	0.870	0.733	0.000	5.226	項目3.1.13.4 参照
Σ	23.188	9.955			19.225	8.514	

上部擁壁の合計荷重は、下部擁壁の設計時に用いる。その際、下部擁壁の作用位置は上部擁壁底部の中央とする。

底部前面端座標値：(0.101, 0.201)

底部背面端座標値：(0.503, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.503-0.101}{2} = 0.201 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000-0.201}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

ここに、ΔX、ΔY：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

3.1.16.4 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力V	水平力H	X	Y	抵抗 M _r	転倒 M _o	
く体自重	24.311	2.917	0.831	1.150	20.193	3.355	項目3.1.3 参照
浮力	-5.429	0.000	0.584	0.649	-3.168	0.000	項目3.1.5 参照
土圧	0.000	6.120	0.897	0.788	0.000	4.824	項目3.1.13.5 参照
前面水圧	0.000	-0.198	0.000	-0.732	0.000	0.145	項目3.1.14.3 参照
背面水圧	0.000	7.071	0.000	-0.399	0.000	-2.820	項目3.1.14.3 参照
Σ	17.918	15.834			16.166	5.441	

上部擁壁の合計荷重は、下部擁壁の設計時に用いる。その際、下部擁壁の作用位置は上部擁壁底部の中央とする。

底部前面端座標値：(0.101, 0.201)

底部背面端座標値：(0.503, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.503-0.101}{2} = 0.201 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000-0.201}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

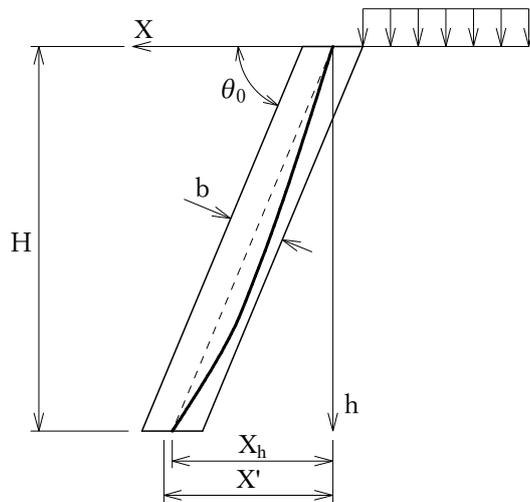
ここに、ΔX、ΔY：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

3.2 安定計算

3.2.1 転倒に対する検討

3.2.1.1 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、基礎コンクリートの幅や重量は考慮しない。



安定条件

$$X' \geq X_h$$

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

$$X_h = X_0 = h \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d$$

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。

ここに、 X' : ミドルサード位置 (m)

X_0 : 合力の作用位置 (m)

X_h : 深さ h における示力線の位置 (m)

h : 壁天端からの深さ (m)

H : 上部擁壁の高さ = 2.201 (m)

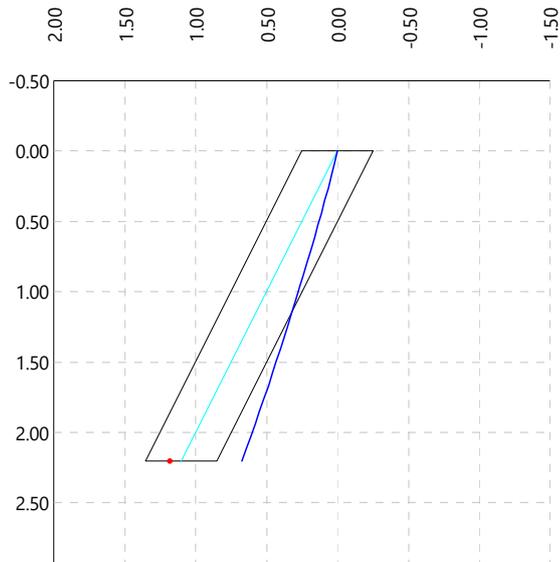
b : ブロック積の控長+裏込めコンクリート厚 = 0.450 (m)

θ_0 : ブロックの傾斜面が水平面となす角 = 63.435 (°)

$$\theta_0 = \tan^{-1}(1/0.500)$$

d : 合力の作用位置 (m)

3.2.1.2 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視
荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.678$ (m) … [項目3.1.15.1] 参照

H (m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.201}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{2 \times \sin 63.435} - 0.678 = 0.675 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.201}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{6 \times \sin 63.435} = 1.184 \text{ (m)}$$

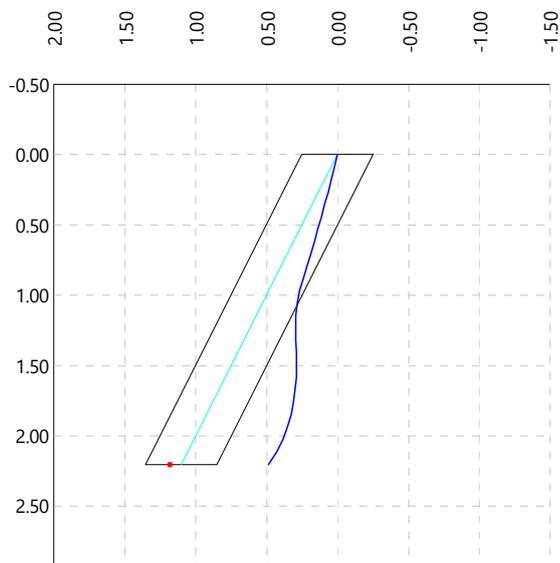
以上より、

$$X' = 1.184 \geq X_h = 0.675 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$ 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 は以下の通り。

$$\text{限界高さ } H_A = 9.845 \text{ (m)}$$

3.2.1.3 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮
荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.865$ (m) … [項目3.1.15.2] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.201}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{2 \times \sin 63.435} - 0.865 = 0.487 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.201}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{6 \times \sin 63.435} = 1.184 \text{ (m)}$$

以上より、

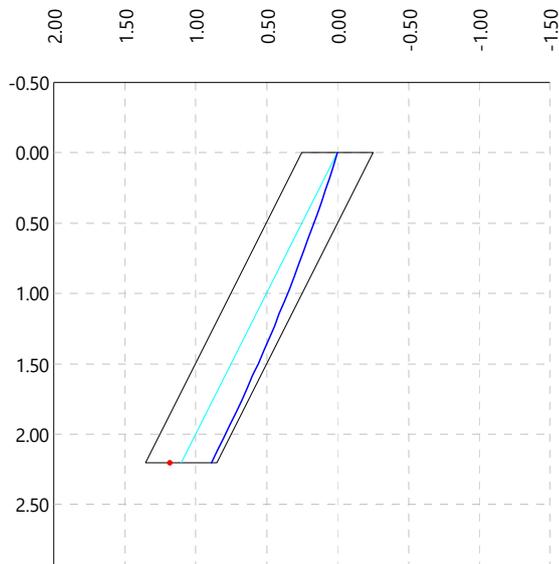
$$X' = 1.184 \geq X_h = 0.487 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$ 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 は以下の通り。

$$\text{限界高さ } H_A = 9.867 \text{ (m)}$$

3.2.1.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.463$ (m) … [項目3.1.15.3] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.201}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{2 \times \sin 63.435} - 0.463 = 0.889 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.201}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{6 \times \sin 63.435} = 1.184 \text{ (m)}$$

以上より、

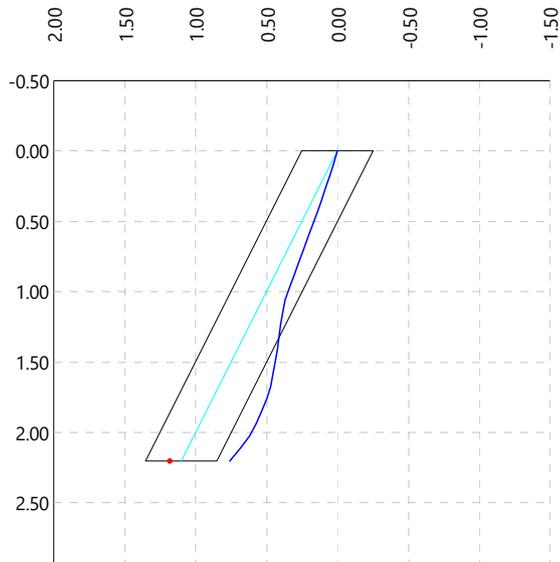
$$X' = 1.184 \geq X_h = 0.889 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$ 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 は以下の通り。

$$\text{限界高さ } H_A = 4.687 \text{ (m)}$$

3.2.1.5 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置 $d = 0.593$ (m) … [項目3.1.15.4] 参照

H (m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.201}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{2 \times \sin 63.435} - 0.593 = 0.759 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.201}{\tan 63.435} + \frac{0.450}{6 \times \sin 63.435} = 1.184 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 1.184 \geq X_h = 0.759 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$ 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 は以下の通り。

限界高さ $H_A = 4.745$ (m)

3.2.2 安定計算結果一覧

No	荷重ケース名	条件	水位	転倒の検討
1	自重+浮力無視	常時	無視	$X_h = 0.675$ (m) \leq $X' = 1.184$ (m) → OK
2	自重+浮力考慮	常時	考慮	$X_h = 0.487$ (m) \leq $X' = 1.184$ (m) → OK
3	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	$X_h = 0.889$ (m) \leq $X' = 1.184$ (m) → OK
4	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	$X_h = 0.759$ (m) \leq $X' = 1.184$ (m) → OK

4 下部擁壁の計算

4.1 底面における作用力

4.1.1 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次式の座標法により行う。

$$A_c = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} \cdot Y_i - X_i \cdot Y_{i+1})$$

$$G_y = \frac{1}{2} \Sigma (Y_{i+1} - Y_i) \left\{ X_i^2 + \frac{1}{3} (X_{i+1} - X_i) (X_{i+1} + 2X_i) \right\}$$

$$G_x = \frac{1}{2} \Sigma (X_{i+1} - X_i) \left\{ Y_i^2 + \frac{1}{3} (Y_{i+1} - Y_i) (Y_{i+1} + 2Y_i) \right\}$$

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

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

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)

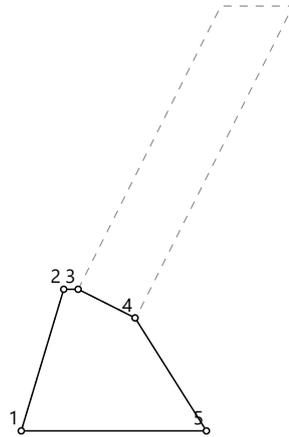
X_c : X方向の図心座標 (m)

Y_c : Y方向の図心座標 (m)

X_i : i番目のX方向の座標 (m)

Y_i : i番目のY方向の座標 (m)

4.1.2 く体の重量及び重心位置：く体重量・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	0.000000	0.050000	-0.015000
2	0.300	1.000	0.050000	0.050000	0.000000
3	0.400	1.000	0.240000	0.162667	0.037333
4	0.800	0.800	0.520000	0.053333	0.449333
5	1.300	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.810000	0.316000	0.471667

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.810$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.471667}{0.810000} = 0.582$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.316000}{0.810000} = 0.390$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

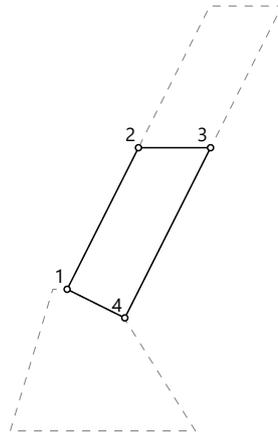
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.810 \times 23.000 = 18.630$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 18.630 \times 0.120 = 2.236$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 18.630 \times 0.582 = 10.843$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.236 \times 0.390 = 0.872$ (kN·m)

4.1.3 く体に作用する浮力及び重心位置：浮力・常時



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	0.400	1.000	0.050000	0.583333	-0.221667
2	0.900	2.000	0.503115	1.006231	0.000000
3	1.403	2.000	0.242120	-0.624199	0.748520
4	0.802	0.799	-0.241495	-0.163463	-0.037733
1	0.400	1.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.553740	0.801902	0.489120

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.554$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.489120}{0.553740} = 0.883$ (m)

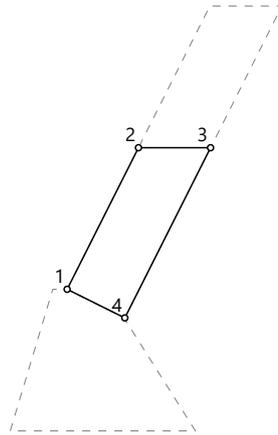
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.801902}{0.553740} = 1.448$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.800$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.554 \times -9.800 = -5.429$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -5.429 \times 0.883 = -4.794$ (kN·m)

4.1.4 浮力・地震時



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	0.400	1.000	0.050000	0.583333	-0.221667
2	0.900	2.000	0.503115	1.006231	0.000000
3	1.403	2.000	0.242120	-0.624199	0.748520
4	0.802	0.799	-0.241495	-0.163463	-0.037733
1	0.400	1.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.553740	0.801902	0.489120

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.554$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.489120}{0.553740} = 0.883$ (m)

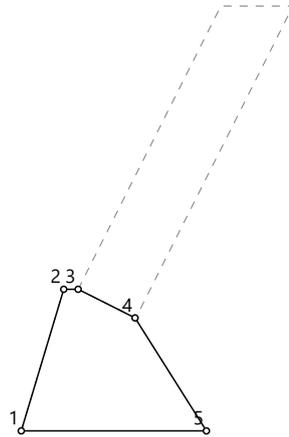
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.801902}{0.553740} = 1.448$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.800$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.554 \times -9.800 = -5.429$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -5.429 \times 0.883 = -4.794$ (kN·m)

4.1.5 浮力(常時・地震時)



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	0.000000	0.050000	-0.015000
2	0.300	1.000	0.050000	0.050000	0.000000
3	0.400	1.000	0.240000	0.162667	0.037333
4	0.800	0.800	0.520000	0.053333	0.449333
5	1.300	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.810000	0.316000	0.471667

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.810$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.471667}{0.810000} = 0.582$ (m)

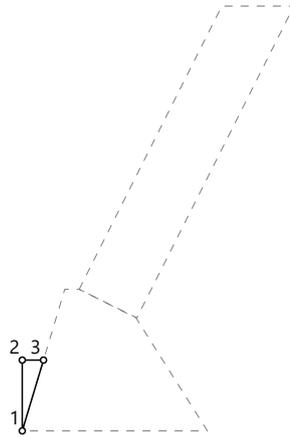
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.316000}{0.810000} = 0.390$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.800$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.810 \times -9.800 = -7.938$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -7.938 \times 0.582 = -4.620$ (kN·m)

4.1.6 前面土の重量及び重心位置：常時・水位無視



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.500	0.037500	0.018750	0.000000
3	0.150	0.500	0.000000	-0.006250	0.001875
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.037500	0.012500	0.001875

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.001875}{0.037500} = 0.050$ (m)

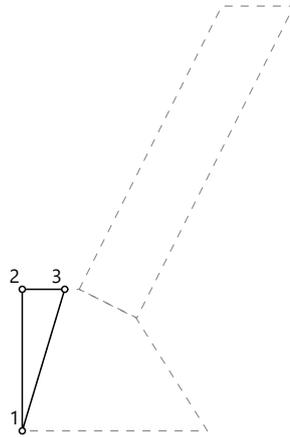
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012500}{0.037500} = 0.333$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.037 \times 19.000 = 0.722$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.722 \times 0.050 = 0.036$ (kN・m)

4.1.7 地震時・水位無視



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	1.000	0.150000	0.150000	0.000000
3	0.300	1.000	0.000000	-0.050000	0.015000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.150000	0.100000	0.015000

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.015000}{0.150000} = 0.100$ (m)

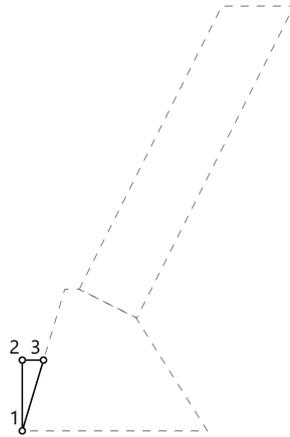
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.100000}{0.150000} = 0.667$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.150 \times 19.000 = 2.850$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 2.850 \times 0.100 = 0.285$ (kN·m)

4.1.8 常時・水位考慮(浮力)



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.500	0.037500	0.018750	0.000000
3	0.150	0.500	0.000000	-0.006250	0.001875
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.037500	0.012500	0.001875

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.001875}{0.037500} = 0.050$ (m)

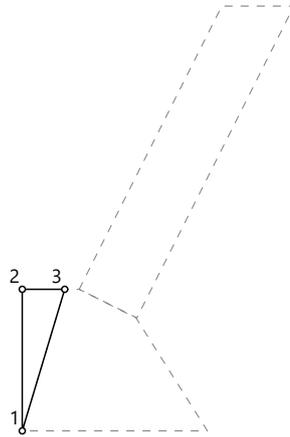
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012500}{0.037500} = 0.333$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.037 \times -9.000 = -0.342$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -0.342 \times 0.050 = -0.017$ (kN·m)

4.1.9 地震時・水位考慮(浮力)



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	1.000	0.150000	0.150000	0.000000
3	0.300	1.000	0.000000	-0.050000	0.015000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.150000	0.100000	0.015000

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.015000}{0.150000} = 0.100$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.100000}{0.150000} = 0.667$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.000$ (kN/m³)

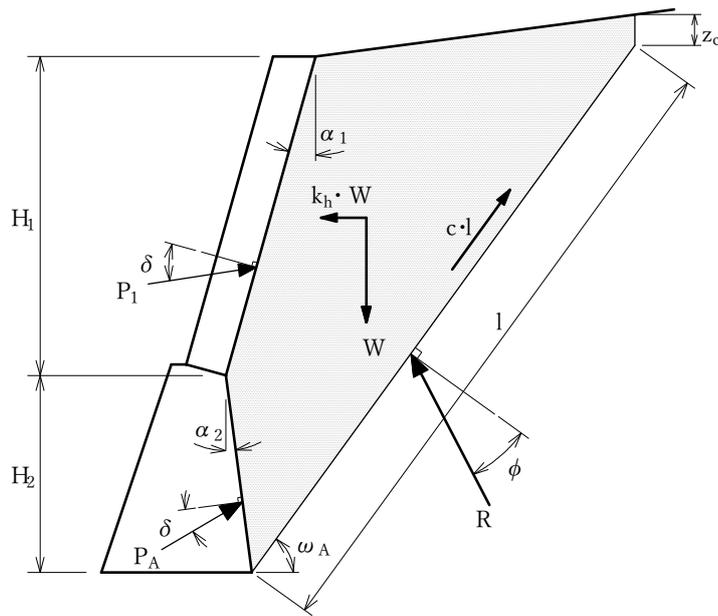
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.150 \times -9.000 = -1.350$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -1.350 \times 0.100 = -0.135$ (kN·m)

4.1.10 土 圧

4.1.10.1 計算方法

土圧は試行くさび法により算出する。



主働土圧の合力

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_A - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi - P_1 \cdot \cos(\omega_A - \phi - \alpha_1 - \delta)}{\cos(\omega_A - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta)$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta)$$

$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha$$

ここに、 P_A : 主働土圧合力 (kN/m)

P_1 : 上部擁壁に作用する主働土圧の合力 (kN/m)

W : 地表面の亀裂深さ z_c を考慮した土くさびの重量 (Q を含む) (kN/m)

Q : 上載荷重 (kN/m)

ω_A : 主働すべり角 (°)

c : 裏込め土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 = 35.000 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α_1 : 上部擁壁の背面が鉛直面となす角 = -26.565 (°)

α_2 : 下部擁壁の背面が鉛直面となす角 = 32.005 (°)

θ : 地震合成角 (°) 地震の影響を考慮しない場合は $\theta=0$ とする。

$$\theta = \tan^{-1} k_H$$

l : すべり面の長さ (m)

z_c : 地表面の亀裂深さ (m)

γ : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m³)

H_1 : 上部擁壁背面高 (m)

H_2 : 下部擁壁背面高 (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)

X_P : 主働土圧合力のX方向の作用位置 (m)

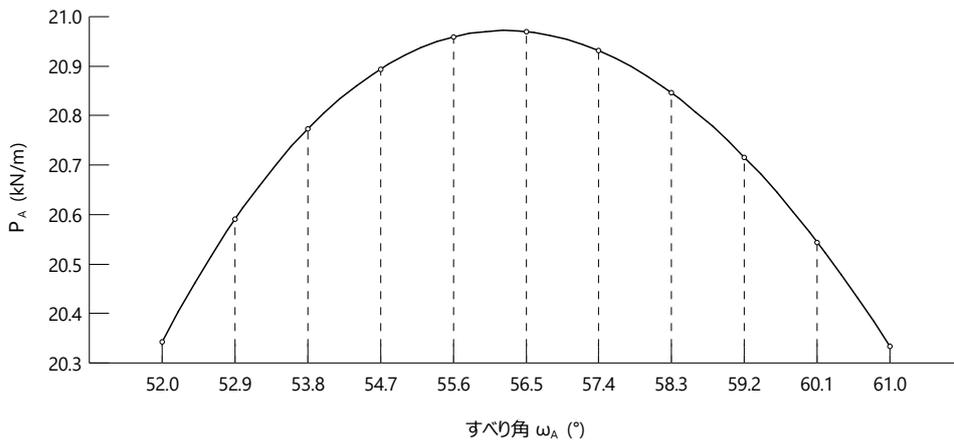
Y_P : 主働土圧合力のY方向の作用位置 (m)

4.1.10.2 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

・水の影響を考慮しない($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮しない

壁面傾斜角	$\alpha = 32.005 (^{\circ})$
設計水平震度	$k_H = 0.000$
地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
壁面摩擦角	$\delta = 23.333 (^{\circ})$
湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

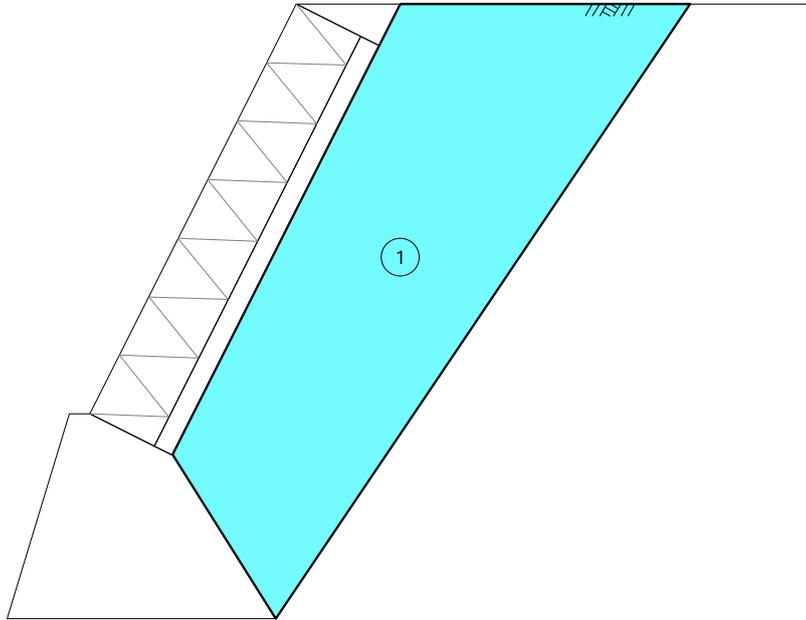
主働すべり角 ω_A を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。



$\omega_A (^{\circ})$	$P_A (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W}{Q+w_1} (\text{kN/m})$	$l (\text{m})$
61.000	20.333	0.000	49.038	49.038	3.430
60.600	20.432	0.000	49.822	49.822	3.443
60.400	20.478	0.000	50.216	50.216	3.450
60.200	20.523	0.000	50.611	50.611	3.457
60.000	20.565	0.000	51.008	51.008	3.464
59.800	20.606	0.000	51.407	51.407	3.471
59.600	20.645	0.000	51.807	51.807	3.478
59.400	20.681	0.000	52.209	52.209	3.485
59.000	20.749	0.000	53.018	53.018	3.500
58.800	20.779	0.000	53.426	53.426	3.507
58.000	20.879	0.000	55.071	55.071	3.538
57.000	20.955	0.000	57.169	57.169	3.577
56.216	20.972	0.000	58.848	58.848	3.610
56.000	20.970	0.000	59.315	59.315	3.619
55.000	20.922	0.000	61.513	61.513	3.662
54.000	20.805	0.000	63.764	63.764	3.708
53.000	20.614	0.000	66.074	66.074	3.756
52.000	20.343	0.000	68.445	68.445	3.807

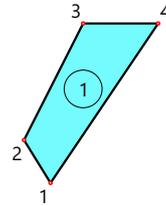
従って、最大主働土圧は $\omega_A=56.216(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_A=56.216(^{\circ})$ の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.438754
3	1.903	3.000	2.105995
4	3.307	3.000	1.950000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			3.097241



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 3.097241 \times 19.000 = 58.848 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 58.848 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.307-1.300)^2 + (3.000-0.000)^2} = 3.610 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\delta = 23.333 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_A - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi - P_1 \cdot \cos(\omega_A - \phi - \alpha_1 - \delta)}{\cos(\omega_A - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$P_1 \cdot \cos(\omega_A - \phi - \alpha_1 - \delta) = 4.322 \times \cos(56.216 - 35.000 - (-26.565) - 23.333) = 3.93448$$

$$= \frac{58.848}{\cos 0.000} \times \sin(56.216 - 35.000 + 0.000) - 0.000 \times 3.610 \times \cos 35.000 - 3.93448$$

$$= \frac{58.848}{\cos 0.000} \times \sin(56.216 - 35.000 + 0.000) - 0.000 \times 3.610 \times \cos 35.000 - 3.93448$$

$$= 20.972 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.972 \times \sin(32.005 + 23.333) = 17.250 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.972 \times \cos(32.005 + 23.333) = 11.928 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.000 = 0.379 \text{ (m)}$$

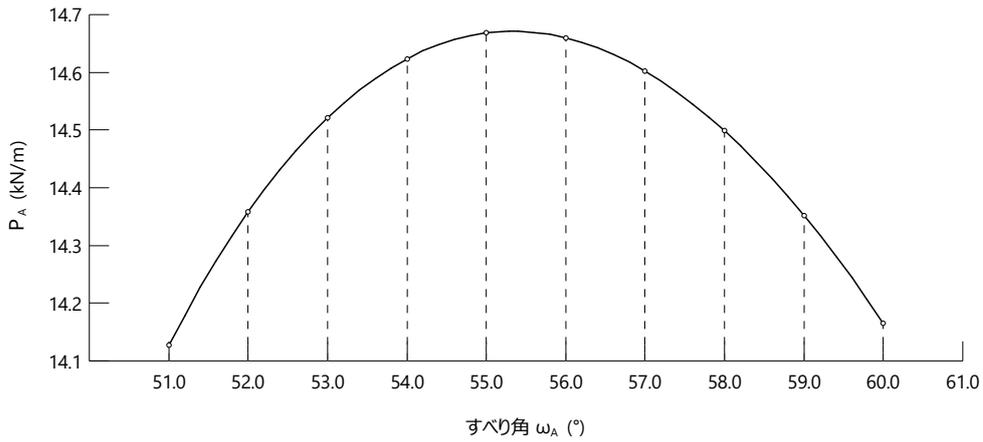
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 1.300 - 0.379 \times \tan 32.005 = 1.063 \text{ (m)}$$

4.1.10.3 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

- ・常時水位 ($h_w=0.000\text{m}$) を考慮、地震の影響を考慮しない

壁面傾斜角	$\alpha = 32.005$ (°)
設計水平震度	$k_H = 0.000$
地震合成角	$\theta = 0.000$ (°)
内部摩擦角	$\phi = 35.000$ (°)
壁面摩擦角	$\delta = 23.333$ (°)
湿潤重量	$\gamma = 19.000$ (kN/m ³)
水中重量	$\gamma' = 10.000$ (kN/m ³)
粘着力	$c = 0.000$ (kN/m ²)

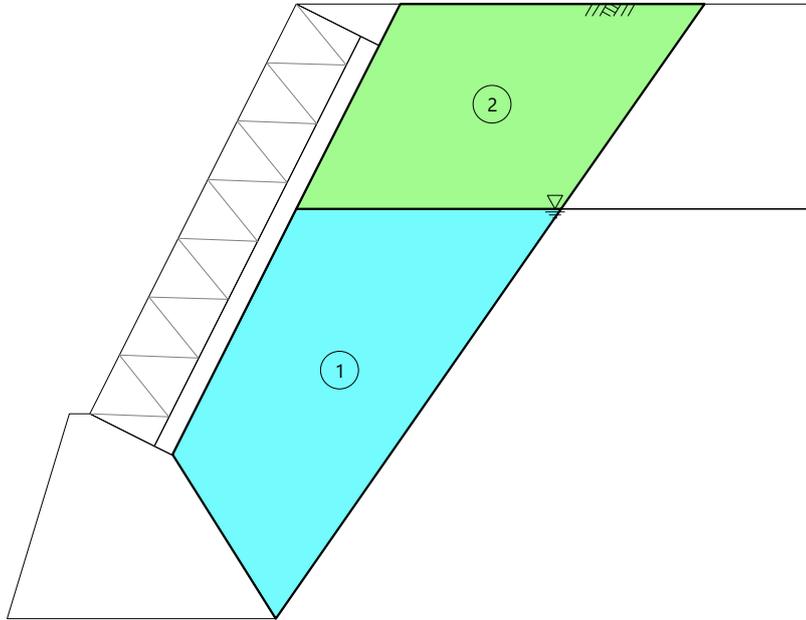
主働すべり角 ω_A を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。



ω_A (°)	P_A (kN/m)	Q (kN/m)	w_1 (kN/m)	$\frac{W}{Q+w_1}$ (kN/m)	l (m)
60.000	14.165	0.000	36.665	36.665	3.464
59.800	14.205	0.000	36.980	36.980	3.471
59.600	14.244	0.000	37.296	37.296	3.478
59.400	14.282	0.000	37.613	37.613	3.485
59.000	14.352	0.000	38.252	38.252	3.500
58.800	14.384	0.000	38.574	38.574	3.507
58.000	14.498	0.000	39.873	39.873	3.538
57.000	14.602	0.000	41.529	41.529	3.577
56.000	14.660	0.000	43.223	43.223	3.619
55.288	14.671	0.000	44.454	44.454	3.650
55.000	14.668	0.000	44.958	44.958	3.662
54.000	14.623	0.000	46.736	46.736	3.708
53.000	14.521	0.000	48.559	48.559	3.756
52.000	14.358	0.000	50.431	50.431	3.807
51.000	14.127	0.000	52.354	52.354	3.860

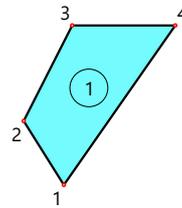
従って、最大主働土圧は $\omega_A=55.288$ (°) の時となる。

$\omega_A=55.288$ (°) の詳細を記す。

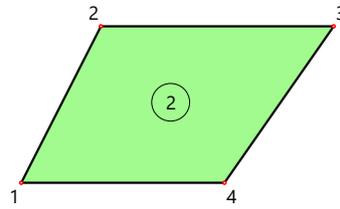


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.239320
3	1.402	2.000	1.283786
4	2.685	2.000	1.300000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			1.824466



No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	1.402	2.000	-0.199434
2	1.903	3.000	2.212669
3	3.378	3.000	0.650000
4	2.685	2.000	-1.283786
1	1.402	2.000	0.000000
Σ			1.379450



地表面の亀裂深さ

$$\text{地表面の亀裂を考慮しない。} \quad \therefore z_c = 0.000 \text{ (m)}$$

くさび重量

$$w_1 = 1.824466 \times 10.000 + 1.379450 \times 19.000 = 44.455 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 44.455 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.378-1.300)^2 + (3.000-0.000)^2} = 3.650 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\delta = 23.333 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_A - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi - P_1 \cdot \cos(\omega_A - \phi - \alpha_1 - \delta)}{\cos(\omega_A - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$P_1 \cdot \cos(\omega_A - \phi - \alpha_1 - \delta) = 3.712 \times \cos(55.288 - 35.000 - (-26.565) - 23.333) = 3.40361$$

$$= \frac{44.455}{\cos 0.000} \times \sin(55.288 - 35.000 + 0.000) - 0.000 \times 3.650 \times \cos 35.000 - 3.40361$$
$$= \frac{44.455}{\cos(55.288 - 35.000 - 32.005 - 23.333)}$$

$$= 14.671 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 14.671 \times \sin(32.005 + 23.333) = 12.068 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 14.671 \times \cos(32.005 + 23.333) = 8.344 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.000 = 0.379 \text{ (m)}$$

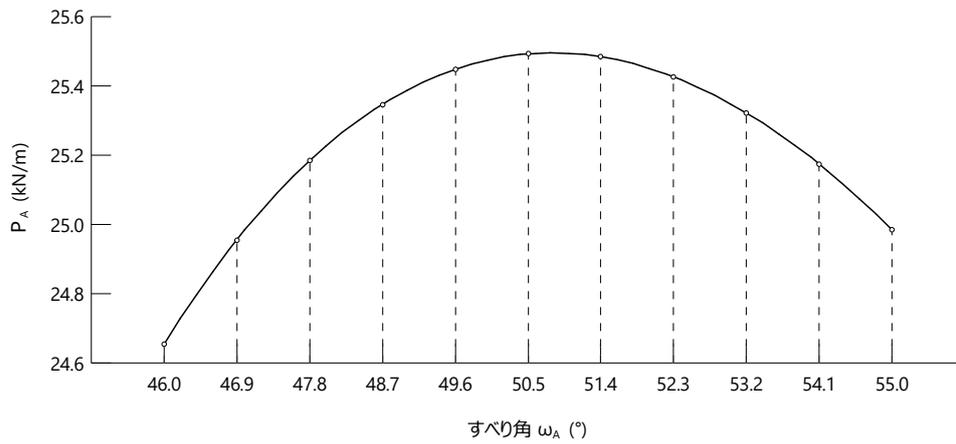
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 1.300 - 0.379 \times \tan 32.005 = 1.063 \text{ (m)}$$

4.1.10.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

・水の影響を考慮しない($h_w=0.000\text{m}$)、地震の影響を考慮する

壁面傾斜角	$\alpha = 32.005 (^{\circ})$
設計水平震度	$k_H = 0.120$
地震合成角	$\theta = 6.843 (^{\circ})$
内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
壁面摩擦角	$\delta = 17.500 (^{\circ})$
湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

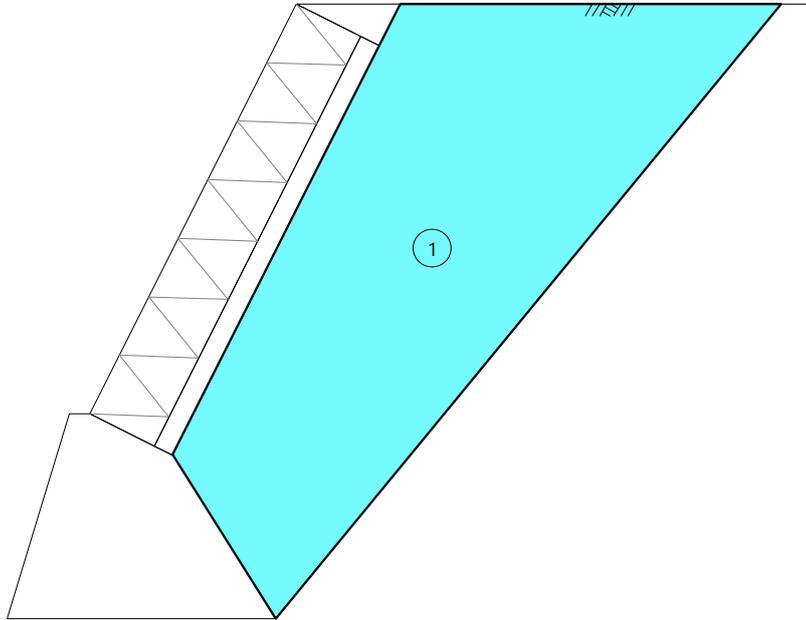
主働すべり角 ω_A を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。



$\omega_A (^{\circ})$	$P_A (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
55.000	24.986	0.000	61.513	61.513	3.662
54.000	25.193	0.000	63.764	63.764	3.708
53.000	25.349	0.000	66.074	66.074	3.756
52.000	25.451	0.000	68.445	68.445	3.807
51.000	25.494	0.000	70.881	70.881	3.860
50.776	25.496	0.000	71.437	71.437	3.873
50.000	25.475	0.000	73.388	73.388	3.916
49.000	25.387	0.000	75.969	75.969	3.975
48.000	25.226	0.000	78.629	78.629	4.037
47.000	24.984	0.000	81.375	81.375	4.102
46.000	24.655	0.000	84.211	84.211	4.170

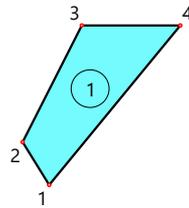
従って、最大主働土圧は $\omega_A=50.776 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_A=50.776 (^{\circ})$ の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.438754
3	1.903	3.000	2.768577
4	3.749	3.000	1.950000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			3.759823



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 3.759823 \times 19.000 = 71.437 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 71.437 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.749-1.300)^2 + (3.000-0.000)^2} = 3.873 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\delta = 17.500 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_A - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi - P_1 \cdot \cos(\omega_A - \phi - \alpha_1 - \delta)}{\cos(\omega_A - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$P_1 \cdot \cos(\omega_A - \phi - \alpha_1 - \delta) = 7.127 \times \cos(50.776 - 35.000 - (-26.565) - 17.500) = 6.46759$$

$$= \frac{71.437}{\cos 6.843} \times \sin(50.776 - 35.000 + 6.843) - 0.000 \times 3.873 \times \cos 35.000 - 6.46759$$

$$\cos(50.776 - 35.000 - 32.005 - 17.500)$$

$$= 25.496 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25.496 \times \sin(32.005 + 17.500) = 19.389 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.496 \times \cos(32.005 + 17.500) = 16.556 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.000 = 0.379 \text{ (m)}$$

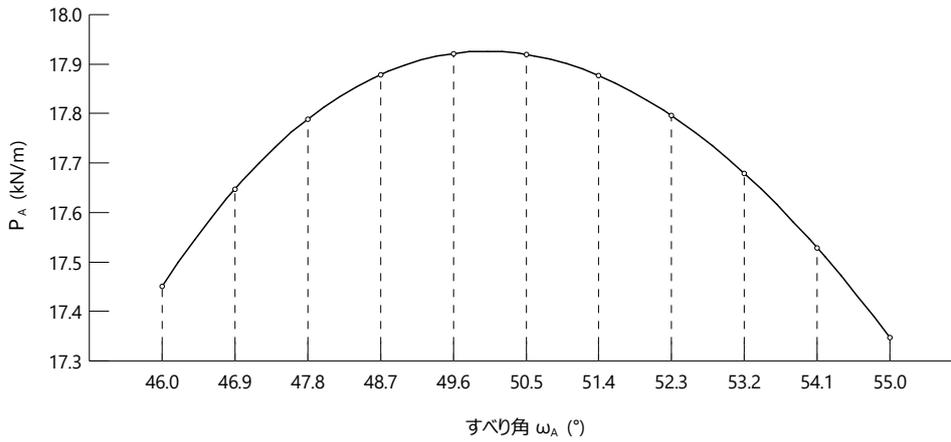
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 1.300 - 0.379 \times \tan 32.005 = 1.063 \text{ (m)}$$

4.1.10.5 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

・地震時水位 ($h_w=0.000\text{m}$) を考慮、地震の影響を考慮する

壁面傾斜角	$\alpha = 32.005$ (°)
設計水平震度	$k_H = 0.120$
地震合成角	$\theta = 6.843$ (°)
内部摩擦角	$\phi = 35.000$ (°)
壁面摩擦角	$\delta = 17.500$ (°)
湿潤重量	$\gamma = 19.000$ (kN/m ³)
水中重量	$\gamma' = 10.000$ (kN/m ³)
粘着力	$c = 0.000$ (kN/m ²)

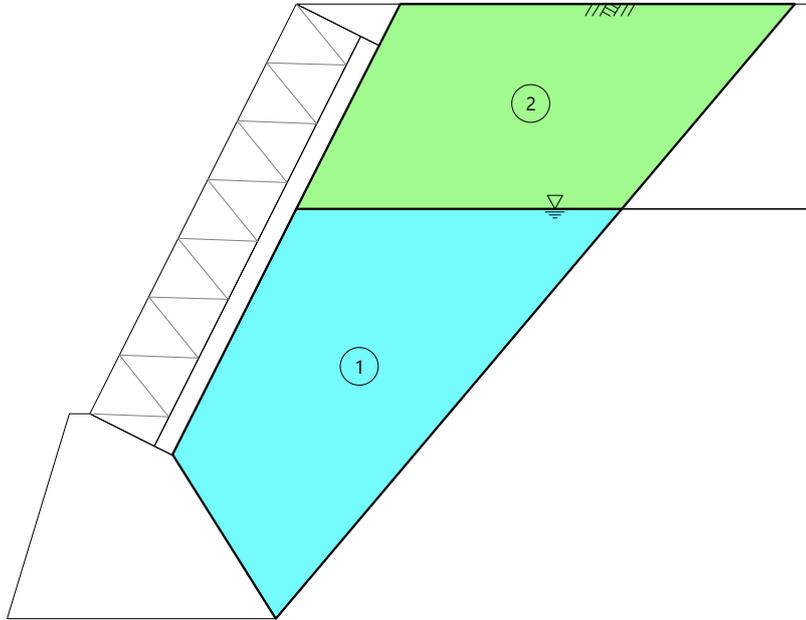
主働すべり角 ω_A を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。



ω_A (°)	P_A (kN/m)	Q (kN/m)	w_1 (kN/m)	$\frac{W}{Q+w_1}$ (kN/m)	l (m)
55.000	17.347	0.000	44.958	44.958	3.662
54.000	17.547	0.000	46.736	46.736	3.708
53.000	17.708	0.000	48.559	48.559	3.756
52.000	17.827	0.000	50.431	50.431	3.807
51.000	17.901	0.000	52.354	52.354	3.860
50.024	17.926	0.000	54.285	54.285	3.915
49.000	17.898	0.000	56.371	56.371	3.975
48.000	17.813	0.000	58.471	58.471	4.037
47.000	17.666	0.000	60.639	60.639	4.102
46.000	17.451	0.000	62.878	62.878	4.170

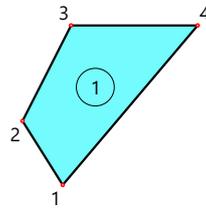
従って、最大主働土圧は $\omega_A=50.024$ (°) の時となる。

$\omega_A=50.024$ (°) の詳細を記す。

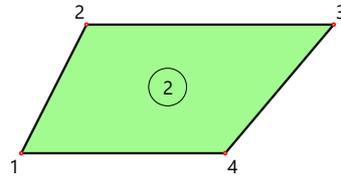


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.239320
3	1.402	2.000	1.575073
4	2.977	2.000	1.300000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			2.115753



No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	1.402	2.000	-0.199434
2	1.903	3.000	2.868064
3	3.815	3.000	0.650000
4	2.977	2.000	-1.575073
1	1.402	2.000	0.000000
Σ			1.743558



地表面の亀裂深さ

$$\text{地表面の亀裂を考慮しない。} \quad \therefore z_c = 0.000 \text{ (m)}$$

くさび重量

$$w_1 = 2.115753 \times 10.000 + 1.743558 \times 19.000 = 54.286 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 54.286 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.815 - 1.300)^2 + (3.000 - 0.000)^2} = 3.915 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\delta = 17.500 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$P_A = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_A - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi - P_1 \cdot \cos(\omega_A - \phi - \alpha_1 - \delta)}{\cos(\omega_A - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$P_1 \cdot \cos(\omega_A - \phi - \alpha_1 - \delta) = 6.120 \times \cos(50.024 - 35.000 - (-26.565) - 17.500) = 5.58702$$

$$= \frac{54.286}{\cos 6.843} \times \sin(50.024 - 35.000 + 6.843) - 0.000 \times 3.915 \times \cos 35.000 - 5.58702$$
$$= \frac{54.286}{\cos 6.843} \times \sin(50.024 - 35.000 - 32.005 - 17.500)$$

$$= 17.926 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 17.926 \times \sin(32.005 + 17.500) = 13.632 \text{ (kN/m)}$$

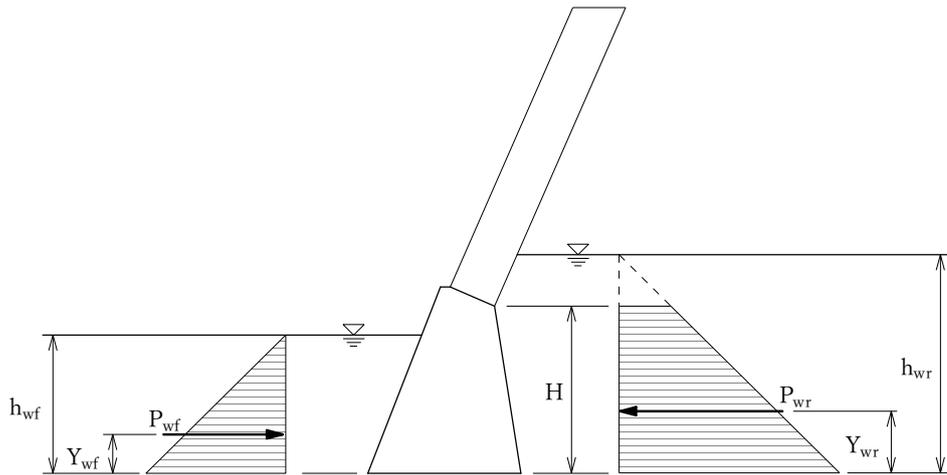
$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 17.926 \times \cos(32.005 + 17.500) = 11.641 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.000 = 0.379 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 1.300 - 0.379 \times \tan 32.005 = 1.063 \text{ (m)}$$

4.1.11 水 圧
4.1.11.1 計算方法



水圧の合力 (kN/m)

$$P_{wf} = \begin{cases} \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 & \cdots (h_{wf} \leq H) \\ \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H & \cdots (h_{wf} > H) \end{cases}$$

$$P_{wr} = \begin{cases} \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 & \cdots (h_{wr} \leq H) \\ \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H & \cdots (h_{wr} > H) \end{cases}$$

水圧の作用位置 (m)

$$Y_{wf} = \begin{cases} \frac{1}{3} h_{wf} & \cdots (h_{wf} \leq H) \\ \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} & \cdots (h_{wf} > H) \end{cases}$$

$$Y_{wr} = \begin{cases} \frac{1}{3} h_{wr} & \cdots (h_{wr} \leq H) \\ \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} & \cdots (h_{wr} > H) \end{cases}$$

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 = 9.800 (kN/m³)
 H : 下部擁壁高 = 0.799 (m)

4.1.11.2 常時

・荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 1.000 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 2.000 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 1.000 - 0.799) \times 0.799 = 4.702 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 1.000 - 2 \times 0.799}{2 \times 1.000 - 0.799} \times \frac{0.799}{3} = 0.311 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 2.000 - 0.799) \times 0.799 = 12.529 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 2.000 - 2 \times 0.799}{2 \times 2.000 - 0.799} \times \frac{0.799}{3} = 0.366 \text{ (m)}$$

4.1.11.3 地震時

・荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 1.000 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 2.000 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 1.000 - 0.799) \times 0.799 = 4.702 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 1.000 - 2 \times 0.799}{2 \times 1.000 - 0.799} \times \frac{0.799}{3} = 0.311 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 2.000 - 0.799) \times 0.799 = 12.529 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 2.000 - 2 \times 0.799}{2 \times 2.000 - 0.799} \times \frac{0.799}{3} = 0.366 \text{ (m)}$$

4.1.12 作用力の集計

4.1.12.1 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
上部擁壁	24.067	4.315	0.601	0.899	14.464	3.879	項目3.1.16.1 参照
<体自重(基礎)	18.630	0.000	0.582	0.000	10.843	0.000	項目4.1.2 参照
前面土	0.722	0.000	0.050	0.000	0.036	0.000	項目4.1.6 参照
土圧	17.250	11.928	1.063	0.379	18.337	4.521	項目4.1.10.2 参照
Σ	60.669	16.243			43.680	8.400	

上部擁壁のアーム長は、上部擁壁底版中央部の座標とする。

底部前面端座標値 : (0.400, 1.000)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.201 = 0.601 \text{ (m)}$$

$$Y = 1.000 + \Delta Y = 1.000 - 0.101 = 0.899 \text{ (m)}$$

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{43.680 - 8.400}{60.669} = 0.582 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.582 = 0.068 \text{ (m)}$$

4.1.12.2 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
上部擁壁	18.673	10.579	0.601	0.899	11.222	9.511	項目3.1.16.2 参照
<体自重(基礎)	18.630	0.000	0.582	0.000	10.843	0.000	項目4.1.2 参照
浮力	-7.938	0.000	0.582	0.390	-4.620	0.000	項目4.1.5 参照
前面土	0.722	0.000	0.050	0.000	0.036	0.000	項目4.1.6 参照
前面土(浮力)	-0.342	0.000	0.050	0.000	-0.017	0.000	項目4.1.8 参照
土圧	12.068	8.344	1.063	0.379	12.828	3.162	項目4.1.10.3 参照
前面水圧	0.000	-4.702	0.000	0.311	0.000	-1.462	項目4.1.11.2 参照
背面水圧	0.000	12.529	0.000	0.366	0.000	4.586	項目4.1.11.2 参照
Σ	41.813	26.750			30.292	15.797	

上部擁壁のアーム長は、上部擁壁底版中央部の座標とする。

底部前面端座標値 : (0.400, 1.000)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.201 = 0.601 \text{ (m)}$$

$$Y = 1.000 + \Delta Y = 1.000 - 0.101 = 0.899 \text{ (m)}$$

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{30.292 - 15.797}{41.813} = 0.347 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.347 = 0.303 \text{ (m)}$$

4.1.12.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
上部擁壁	23.188	9.955	0.601	0.899	13.936	8.950	項目3.1.16.3 参照
く体自重(基礎)	18.630	2.236	0.582	0.390	10.843	0.872	項目4.1.2 参照
前面土	2.850	0.000	0.100	0.667	0.285	0.000	項目4.1.7 参照
土圧	19.389	16.556	1.063	0.379	20.610	6.275	項目4.1.10.4 参照
Σ	64.057	28.747			45.674	16.097	

上部擁壁のアーム長は、上部擁壁底版中央部の座標とする。

底部前面端座標値 : (0.400, 1.000)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.201 = 0.601 \text{ (m)}$$

$$Y = 1.000 + \Delta Y = 1.000 - 0.101 = 0.899 \text{ (m)}$$

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{45.674 - 16.097}{64.057} = 0.462 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.462 = 0.188 \text{ (m)}$$

4.1.12.4 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

項目名	荷重 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	鉛直力 V	水平力 H	X	Y	抵抗 M_r	転倒 M_o	
上部擁壁	17.918	15.834	0.601	0.899	10.769	14.235	項目3.1.16.4 参照
く体自重(基礎)	18.630	2.236	0.582	0.390	10.843	0.872	項目4.1.2 参照
浮力	-7.938	0.000	0.582	0.390	-4.620	0.000	項目4.1.5 参照
前面土	2.850	0.000	0.100	0.667	0.285	0.000	項目4.1.7 参照
前面土(浮力)	-1.350	0.000	0.100	0.667	-0.135	0.000	項目4.1.9 参照
土圧	13.632	11.641	1.063	0.379	14.491	4.412	項目4.1.10.5 参照
前面水圧	0.000	-4.702	0.000	0.311	0.000	-1.462	項目4.1.11.3 参照
背面水圧	0.000	12.529	0.000	0.366	0.000	4.586	項目4.1.11.3 参照
Σ	43.742	37.538			31.633	22.643	

上部擁壁のアーム長は、上部擁壁底版中央部の座標とする。

底部前面端座標値 : (0.400, 1.000)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.201 = 0.601 \text{ (m)}$$

$$Y = 1.000 + \Delta Y = 1.000 - 0.101 = 0.899 \text{ (m)}$$

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{31.633 - 22.643}{43.742} = 0.206 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.206 = 0.444 \text{ (m)}$$

4.2 安定計算

4.2.1 転倒に対する検討

4.2.1.1 検討方法

次式のとおり、合力の偏心距離 e が許容偏心量以下であることを照査する。

$$|e| \leq \frac{B}{n}$$

ここに、 e : 合力の作用点の底面中央からの偏心距離 (m)
 d : 底面つま先から荷重の合力の作用点までの距離 (m)
 B : 底面幅 = 1.300 (m)
 n : 許容偏心量の算出に用いる係数

4.2.1.2 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

偏心量 $e = 0.068$ (m) … [項目4.1.12.1] 参照

$$|e| = 0.068 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{1.300}{6} = 0.217 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.2.1.3 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

偏心量 $e = 0.303$ (m) … [項目4.1.12.2] 参照

$$|e| = 0.303 \text{ (m)} > \frac{B}{n} = \frac{1.300}{6} = 0.217 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OUT}$$

4.2.1.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

偏心量 $e = 0.188$ (m) … [項目4.1.12.3] 参照

$$|e| = 0.188 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{1.300}{3} = 0.433 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.2.1.5 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

偏心量 $e = 0.444$ (m) … [項目4.1.12.4] 参照

$$|e| = 0.444 \text{ (m)} > \frac{B}{n} = \frac{1.300}{3} = 0.433 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OUT}$$

4.2.2 許容支持力の計算

4.2.2.1 計算方法

以下の公式により地盤の許容支持力を計算する。

・長期許容支持力度

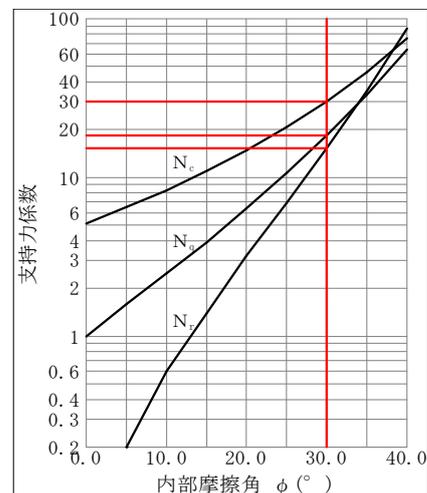
$$q_a = \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

・短期許容支持力度

$$q_a = \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

ここに、 q_a : 基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)
 α : 基礎の形状係数 = 1.0
 β : 基礎の形状係数 = 0.5
 c : 支持地盤の粘着力 = 0.000 (kN/m²)
 B : 擁壁底面幅 = 1.300 (m)
 γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 = 16.000 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m³)
 D_f : 有効根入れ深さ = 0.500 (m)
 N_c, N_q, N_r : 支持力係数(内部摩擦角 ϕ の関数で次表より求める)

ϕ	N_c	N_q	N_r
0°	5.1	1.0	0.0
5°	6.5	1.6	0.2
10°	8.3	2.5	0.6
15°	11.0	3.9	1.4
20°	14.8	6.4	3.2
25°	20.7	10.7	6.9
30°	30.1	18.4	15.3
35°	46.1	33.3	35.2
40°	75.2	64.2	86.5



上表より、内部摩擦角=30.000(°)の値を採用する

$$N_c = 30.100, N_q = 18.400, N_r = 15.300$$

4.2.2.2 長期許容支持力度

- ・荷重ケース.1 - 自重+浮力無視
- ・荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{3} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 1.300 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.2.2.3 短期許容支持力度

- ・荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視
- ・荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{2} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 1.300 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 122.580 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.2.3 地盤支持に対する検討

4.2.3.1 計算方法

地盤反力は以下の式により算出し、最大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。

a) 荷重合力の作用点が底面中央の底面幅1/3(ミドルサード)の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right), \quad q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$\text{Max}(q_1, q_2) \leq q_a$$

b) 荷重合力の作用点が底面幅1/3(ミドルサード)の外にある場合

$$q_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Sigma V}{B - 2|e|} \leq q_a$$

4.2.3.2 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

全鉛直力 $\Sigma V = 60.669$ (kN/m) … [項目4.1.12.1] 参照

許容支持力 $q_a = 81.720$ (kN/m²) … [項目4.2.2.2] 参照

偏心距離 $e = 0.068$ (m) … [項目4.1.12.1] 参照

$|e| = 0.068$ (m) $\leq B/6 = 0.217$ (m)、合力の作用位置がミドルサードの中のため

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{60.669}{1.300} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.068}{1.300}\right) = 61.315 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{60.669}{1.300} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.068}{1.300}\right) = 32.022 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Max}(q_1, q_2) = \text{Max}(61.315, 32.022) = 61.315 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}$$

4.2.3.3 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

全鉛直力 $\Sigma V = 41.813$ (kN/m) … [項目4.1.12.2] 参照

許容支持力 $q_a = 81.720$ (kN/m²) … [項目4.2.2.2] 参照

偏心距離 $e = 0.303$ (m) … [項目4.1.12.2] 参照

$|e| = 0.303$ (m) $> B/6 = 0.217$ (m)、合力の作用位置がミドルサードの外のため

$$q_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Sigma V}{B - 2|e|} = \frac{4}{3} \times \frac{41.813}{1.300 - 2 \times [0.303]} = 80.332 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}$$

4.2.3.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

全鉛直力 $\Sigma V = 64.057$ (kN/m) … [項目4.1.12.3] 参照

許容支持力 $q_a = 122.580$ (kN/m²) … [項目4.2.2.3] 参照

偏心距離 $e = 0.188$ (m) … [項目4.1.12.3] 参照

$|e| = 0.188$ (m) $\leq B/6 = 0.217$ (m)、合力の作用位置がミドルサードの中のため

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{64.057}{1.300} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.188}{1.300}\right) = 92.030 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{64.057}{1.300} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.188}{1.300}\right) = 6.519 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Max}(q_1, q_2) = \text{Max}(92.030, 6.519) = 92.030 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 122.580 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}$$

4.2.3.5 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

全鉛直力 $\Sigma V = 43.742$ (kN/m) … [項目4.1.12.4] 参照

許容支持力 $q_a = 122.580$ (kN/m²) … [項目4.2.2.3] 参照

偏心距離 $e = 0.444$ (m) … [項目4.1.12.4] 参照

$|e| = 0.444$ (m) $> B/6 = 0.217$ (m)、合力の作用位置がミドルサードの外のため

$$q_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Sigma V}{B - 2|e|} = \frac{4}{3} \times \frac{43.742}{1.300 - 2 \times [0.444]} = 141.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 122.580 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OUT}$$

4.2.4 滑動に対する検討

4.2.4.1 計算方法

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/m)
 ΣH : 底面に作用する全水平力 (kN/m)
 μ : 底面と地盤との間の摩擦係数 = 0.577
 $\mu = \tan \phi_B = \tan(30.000)$
 ϕ_B : 底面と地盤との間の摩擦角 = 30.000 (°)
 c_B : 底面と地盤との間の粘着力 = 0.000 (kN/m²)
 B : 底面幅 = 1.300 (m)
 B' : 有効載荷幅 $B' = B - 2e$ (m)
 e : 荷重の偏心距離 (m)
 F_s : 滑動に対する安全率
 F_a : 滑動に対する所要安全率

4.2.4.2 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

全水平力 $\Sigma H = 16.243$ (kN/m) … [項目4.1.12.1] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 60.669$ (kN/m)
偏心距離 $e = 0.068$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.068 = 1.164 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{60.669 \times 0.577 + 0.000 \times 1.164}{16.243} = 2.156$$

$$F_s = 2.156 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.2.4.3 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

全水平力 $\Sigma H = 26.750$ (kN/m) … [項目4.1.12.2] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 41.813$ (kN/m)
偏心距離 $e = 0.303$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.303 = 0.694 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{41.813 \times 0.577 + 0.000 \times 0.694}{26.750} = 0.902$$

$$F_s = 0.902 < F_a = 1.500 \quad \dots \text{OUT}$$

4.2.4.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

全水平力 $\Sigma H = 28.747$ (kN/m) … [項目4.1.12.3] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 64.057$ (kN/m)
偏心距離 $e = 0.188$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.188 = 0.924 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{64.057 \times 0.577 + 0.000 \times 0.924}{28.747} = 1.287$$

$$F_s = 1.287 \geq F_a = 1.200 \quad \dots \text{OK}$$

4.2.4.5 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

全水平力 $\Sigma H = 37.538$ (kN/m) … [項目4.1.12.4] 参照

全鉛直力 $\Sigma V = 43.742$ (kN/m)

偏心距離 $e = 0.444$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.444 = 0.412 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{43.742 \times 0.577 + 0.000 \times 0.412}{37.538} = 0.673$$

$$F_s = 0.673 < F_a = 1.200 \quad \dots \text{ OUT}$$

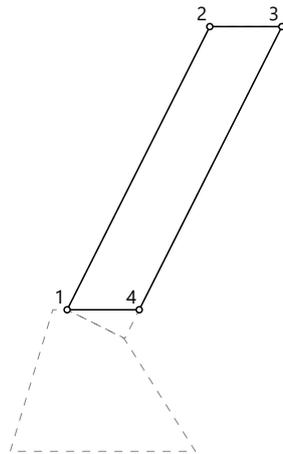
4.2.5 安定計算結果一覧

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+浮力無視	常時	無視	$e = 0.068$ ≤ 0.217	$F_s = 2.156$ ≥ 1.500	$q_{\max} = 61.315$ $q_{\min} = 32.022$ ≤ 81.720
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+浮力考慮	常時	考慮	$e = 0.303$ > 0.217	$F_s = 0.902$ < 1.500	$q_{\max} = 80.332$ ≤ 81.720
				→ OUT	→ OUT	→ OK
3	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	$e = 0.188$ ≤ 0.433	$F_s = 1.287$ ≥ 1.200	$q_{\max} = 92.030$ $q_{\min} = 6.519$ ≤ 122.580
				→ OK	→ OK	→ OK
4	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	$e = 0.444$ > 0.433	$F_s = 0.673$ < 1.200	$q_{\max} = 141.560$ > 122.580
				→ OUT	→ OUT	→ OUT

5 上部擁壁の断面計算

5.1 照査位置:0.000(m) - [I-I断面]

5.1.1 く体重量(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	-0.252	0.000	0.251558	0.666667	-0.145057
2	0.748	2.000	0.503115	1.006231	0.000000
3	1.252	2.000	0.251558	-0.666667	0.648172
4	0.252	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	-0.252	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.006231	1.006231	0.503115

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.006$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.503115}{1.006231} = 0.500$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.006231}{1.006231} = 1.000$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

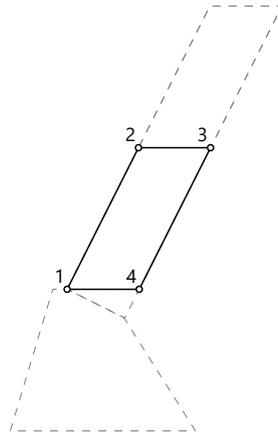
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.006 \times 23.000 = 23.138$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 23.138 \times 0.120 = 2.777$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 23.138 \times 0.500 = 11.569$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.777 \times 1.000 = 2.777$ (kN·m)

5.1.2 浮力(常時・地震時)



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	0.400	1.000	0.050000	0.583333	-0.221667
2	0.900	2.000	0.503115	1.006231	0.000000
3	1.403	2.000	0.201558	-0.583333	0.675254
4	0.903	1.000	-0.251558	-0.251558	0.000000
1	0.400	1.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.503115	0.754673	0.453587

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.503$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.453587}{0.503115} = 0.902$ (m)

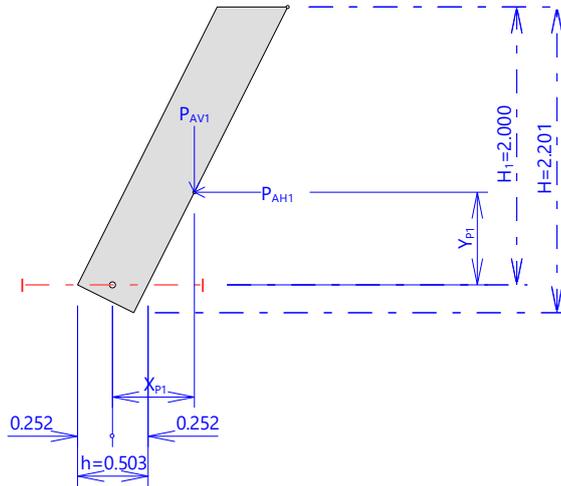
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.754673}{0.503115} = 1.500$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.800$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.503 \times -9.800 = -4.929$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -4.929 \times 0.902 = -4.446$ (kN·m)

5.1.3 土 圧



5.1.3.1 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

安定計算で算定された土圧係数 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。

土圧係数 $K_A = 0.094$ … [項目3.1.13.2] 参照

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.094 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.094 \times 19.000 \times (2.000 - 0.000) = 3.572 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 3.572 + 0.094 \times 10.000 \times 0.000 = 3.572 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2} (P_1 + P_2) (H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 3.572) \times (2.000 - 0.000) = 3.572 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2} (P_2 + P_3) h_w = \frac{1}{2} \times (3.572 + 3.572) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 3.572 + 0.000 = 3.572 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.572 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -0.201 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.572 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 3.566 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 3.572}{0.000 + 3.572} \times \frac{2.000 - 0.000}{3} + 0.000 \right) \times 3.572 = 2.381 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 3.572 + 3.572}{3.572 + 3.572} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{2.381 + 0.000}{3.572} = 0.667 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = Y_{P1} \cdot \tan(-\alpha) + X_o = 0.667 \times \tan 26.565 + 0.252 = 0.585 \text{ (m)}$$

5.1.3.2 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

安定計算で算定された土圧係数 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。

$$\text{土圧係数 } K_A = 0.094 \quad \dots \text{ [項目3.1.13.3] 参照}$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.094 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.094 \times 19.000 \times (2.000 - 1.000) = 1.786 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 1.786 + 0.094 \times 10.000 \times 1.000 = 2.726 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 1.786) \times (2.000 - 1.000) = 0.893 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (1.786 + 2.726) \times 1.000 = 2.256 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 0.893 + 2.256 = 3.149 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.149 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -0.178 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.149 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 3.144 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 1.786}{0.000 + 1.786} \times \frac{2.000 - 1.000}{3} + 1.000 \right) \times 0.893 = 1.191 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 1.786 + 2.726}{1.786 + 2.726} \times \frac{1.000}{3} \times 2.256 = 1.050 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{1.191 + 1.050}{3.149} = 0.712 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = Y_{P1} \cdot \tan(-\alpha) + X_o = 0.712 \times \tan 26.565 + 0.252 = 0.607 \text{ (m)}$$

5.1.3.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

安定計算で算定された土圧係数 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。

$$\text{土圧係数 } K_A = 0.155 \quad \dots \text{ [項目3.1.13.4] 参照}$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.155 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.155 \times 19.000 \times (2.000 - 0.000) = 5.890 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 5.890 + 0.155 \times 10.000 \times 0.000 = 5.890 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 5.890) \times (2.000 - 0.000) = 5.890 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (5.890 + 5.890) \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 5.890 + 0.000 = 5.890 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 5.890 \times \sin(-26.565 + 17.500) = -0.928 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 5.890 \times \cos(-26.565 + 17.500) = 5.816 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w}{3} + h_w \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 5.890}{0.000 + 5.890} \times \frac{2.000 - 0.000}{3} + 0.000 \right) \times 5.890 = 3.927 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 5.890 + 5.890}{5.890 + 5.890} \times \frac{0.000}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{3.927 + 0.000}{5.890} = 0.667 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = Y_{P1} \cdot \tan(-\alpha) + X_o = 0.667 \times \tan 26.565 + 0.252 = 0.585 \text{ (m)}$$

5.1.3.4 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

安定計算で算定された土圧係数 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。

$$\text{土圧係数 } K_A = 0.155 \quad \dots \text{ [項目3.1.13.5] 参照}$$

主働土圧強度 (kN/m²)

$$P_1 = K_A \cdot (q_d + q_w) = 0.155 \times (0.000 + 0.000) = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = P_1 + K_A \cdot \gamma \cdot (H - h_w) = 0.000 + 0.155 \times 19.000 \times (2.000 - 1.000) = 2.945 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_3 = P_2 + K_A \cdot \gamma' \cdot h_w = 2.945 + 0.155 \times 10.000 \times 1.000 = 4.495 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧 (kN/m)

$$P_{A1} = \frac{1}{2}(P_1 + P_2)(H - h_w) = \frac{1}{2} \times (0.000 + 2.945) \times (2.000 - 1.000) = 1.473 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{A2} = \frac{1}{2}(P_2 + P_3)h_w = \frac{1}{2} \times (2.945 + 4.495) \times 1.000 = 3.720 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = P_{A1} + P_{A2} = 1.473 + 3.720 = 5.193 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 5.193 \times \sin(-26.565 + 17.500) = -0.818 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 5.193 \times \cos(-26.565 + 17.500) = 5.128 \text{ (kN/m)}$$

土圧によるモーメント (kN・m)

$$M_{P1} = \left(\frac{2P_1 + P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{H - h_w + h_w}{3} \right) P_{A1} = \left(\frac{2 \times 0.000 + 2.945}{0.000 + 2.945} \times \frac{2.000 - 1.000 + 1.000}{3} \right) \times 1.473 = 1.964 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{P2} = \left(\frac{2P_2 + P_3}{P_2 + P_3} \cdot \frac{h_w}{3} \right) P_{A2} = \frac{2 \times 2.945 + 4.495}{2.945 + 4.495} \times \frac{1.000}{3} \times 3.720 = 1.731 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{M_{P1} + M_{P2}}{P_A} = \frac{1.964 + 1.731}{5.193} = 0.712 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = Y_{P1} \cdot \tan(-\alpha) + X_o = 0.712 \times \tan 26.565 + 0.252 = 0.607 \text{ (m)}$$

5.1.4 水 圧

5.1.4.1 常時

・荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 1.000 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{1}{3} h_{wf} = \frac{1}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 1.000^2 = 4.900 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 1.000 = 0.333 \text{ (m)}$$

5.1.4.2 地震時

・荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 1.000 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{1}{3} h_{wf} = \frac{1}{3} \times 0.000 = 0.000 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 1.000^2 = 4.900 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 1.000 = 0.333 \text{ (m)}$$

5.1.5 作用力の集計

5.1.5.1 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
〈体自重	23.138	0.000	0.500	0.000	-11.569	項目5.1.1 参照
土 圧	-0.201	3.566	0.585	0.667	2.496	項目5.1.3.1 参照
Σ	22.937	3.566			-9.072	

5.1.5.2 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
〈体自重	23.138	0.000	0.500	0.000	-11.569	項目5.1.1 参照
浮 力	-4.929	0.000	0.250	0.000	1.232	項目5.1.2 参照
土 圧	-0.178	3.144	0.607	0.712	2.347	項目5.1.3.2 参照
背面水圧	0.000	4.900	0.000	-0.667	-3.268	項目5.1.4.1 参照
Σ	18.031	8.044			-11.258	

5.1.5.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
〈体自重	23.138	2.777	0.500	1.000	-8.792	項目5.1.1 参照
土 圧	-0.928	5.816	0.585	0.667	4.422	項目5.1.3.3 参照
Σ	22.210	8.593			-4.370	

5.1.5.4 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
〈体自重	23.138	2.777	0.500	1.000	-8.792	項目5.1.1 参照
浮 力	-4.929	0.000	0.250	0.000	1.232	項目5.1.2 参照
土 圧	-0.818	5.128	0.607	0.712	4.148	項目5.1.3.4 参照
背面水圧	0.000	4.900	0.000	-0.667	-3.268	項目5.1.4.2 参照
Σ	17.391	12.805			-6.680	

5.1.6 応力度計算

5.1.6.1 計算方法

次式で求める各種応力度が許容値以下であることを照査する。

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) \leq \sigma_{ca}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) \leq \sigma_{ta}$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot H} \leq \tau_{ca}$$

ここに、 σ_{c1}, σ_{c2} : 曲げ圧縮応力度
負となった場合は曲げ引張応力度

τ_c : せん断応力度

N : 軸力 (kN/m)

S : せん断力 (kN/m)

M : 曲げモーメント (kN・m/m)

b : 有効幅 = 1.0 (m)

H : 部材厚 (m)

σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度

σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度

τ_{ca} : 許容せん断応力度

5.1.6.2 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

軸力 $N = 22.937$ (kN/m) … [項目5.1.5.1] 参照

せん断力 $S = 3.566$ (kN/m)

曲げモーメント $M = -9.072$ (kN・m/m)

許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500$ (N/mm²)

許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250$ (N/mm²)

許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{22.937}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-9.072)}{1 \times 0.503^2} = -169.538 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.170 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{22.937}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-9.072)}{1 \times 0.503^2} = 260.739 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.261 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.261 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.170 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|3.566|}{1 \times 0.503}$$

$$= 7.089 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.007 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.6.3 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

軸力	N = 18.031 (kN/m)	… [項目5.1.5.2] 参照
せん断力	S = 8.044 (kN/m)	
曲げモーメント	M = -11.258 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 4.500$ (N/mm ²)	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta} = 0.250$ (N/mm ²)	
許容せん断応力度	$\tau_{ca} = 0.330$ (N/mm ²)	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{18.031}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-11.258)}{1 \times 0.503^2} = -231.132 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.231 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{18.031}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-11.258)}{1 \times 0.503^2} = 302.826 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.303 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.303 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.231 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|8.044|}{1 \times 0.503}$$

$$= 15.992 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.016 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.6.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

軸力	N = 22.210 (kN/m)	… [項目5.1.5.3] 参照
せん断力	S = 8.593 (kN/m)	
曲げモーメント	M = -4.370 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.50 = 6.750$ (N/mm ²)	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.50 = 0.375$ (N/mm ²)	
許容せん断応力度	$\tau_{ca} = 0.330 \times 1.50 = 0.495$ (N/mm ²)	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{22.210}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-4.370)}{1 \times 0.503^2} = -59.478 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.059 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{22.210}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-4.370)}{1 \times 0.503^2} = 147.788 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.148 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.148 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.059 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|8.593|}{1 \times 0.503}$$

$$= 17.083 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.017 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.6.5 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

軸力	N = 17.391 (kN/m)	… [項目5.1.5.4] 参照
せん断力	S = 12.805 (kN/m)	
曲げモーメント	M = -6.680 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.50 = 6.750$ (N/mm ²)	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.50 = 0.375$ (N/mm ²)	
許容せん断応力度	$\tau_{ca} = 0.330 \times 1.50 = 0.495$ (N/mm ²)	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{17.391}{1 \times 0.503} + \frac{6 \times (-6.680)}{1 \times 0.503^2} = -123.839 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.124 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{17.391}{1 \times 0.503} - \frac{6 \times (-6.680)}{1 \times 0.503^2} = 192.988 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.193 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.193 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.124 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|12.805|}{1 \times 0.503}$$

$$= 25.457 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.025 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.2 たて壁の応力度一覧

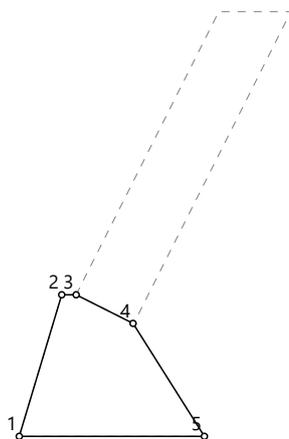
5.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

No	荷重ケース名	条件	水位	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	τ_c (N/mm ²)
1	自重+浮力無視	常時	無視	0.261 ≦ 4.500	0.170 ≦ 0.250	0.007 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+浮力考慮	常時	考慮	0.303 ≦ 4.500	0.231 ≦ 0.250	0.016 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	0.148 ≦ 6.750	0.059 ≦ 0.375	0.017 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK
4	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	0.193 ≦ 6.750	0.124 ≦ 0.375	0.025 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK

6 下部擁壁の断面計算

6.1 照査位置:0.000(m) - [I-I断面]

6.1.1 <体重量(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	-0.650	0.000	0.325000	0.050000	-0.128750
2	-0.350	1.000	0.050000	0.050000	0.000000
3	-0.250	1.000	0.175000	0.162667	0.001583
4	0.150	0.800	0.260000	0.053333	0.072333
5	0.650	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	-0.650	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.810000	0.316000	-0.054833

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.810$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{-0.054833}{0.810000} = -0.068$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.316000}{0.810000} = 0.390$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

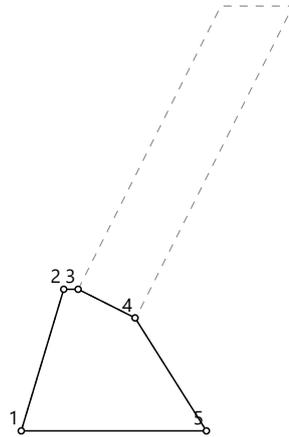
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.810 \times 23.000 = 18.630$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 18.630 \times 0.120 = 2.236$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 18.630 \times -0.068 = -1.267$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.236 \times 0.390 = 0.872$ (kN·m)

6.1.2 浮力(常時・地震時)



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	0.000000	0.050000	-0.015000
2	0.300	1.000	0.050000	0.050000	0.000000
3	0.400	1.000	0.240000	0.162667	0.037333
4	0.800	0.800	0.520000	0.053333	0.449333
5	1.300	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.810000	0.316000	0.471667

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.810$ (m^3)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.471667}{0.810000} = 0.582$ (m)

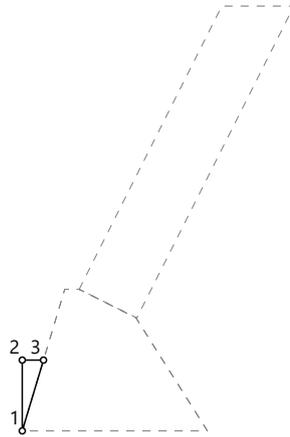
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.316000}{0.810000} = 0.390$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.800$ (kN/m^3)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.810 \times -9.800 = -7.938$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -7.938 \times 0.582 = -4.620$ ($kN \cdot m$)

6.1.3 前面土重量・水位無視・常時



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.500	0.037500	0.018750	0.000000
3	0.150	0.500	0.000000	-0.006250	0.001875
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.037500	0.012500	0.001875

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.001875}{0.037500} = 0.050$ (m)

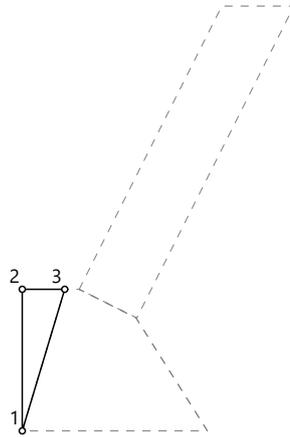
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012500}{0.037500} = 0.333$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.037 \times 19.000 = 0.722$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 0.722 \times 0.050 = 0.036$ (kN・m)

6.1.4 前面土重量・水位無視・地震時



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	1.000	0.150000	0.150000	0.000000
3	0.300	1.000	0.000000	-0.050000	0.015000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.150000	0.100000	0.015000

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.015000}{0.150000} = 0.100$ (m)

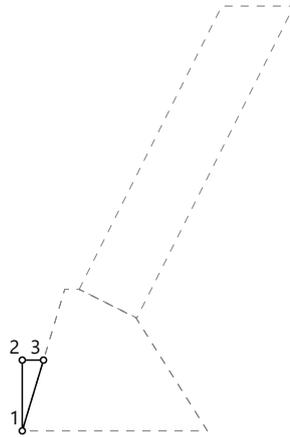
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.100000}{0.150000} = 0.667$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.150 \times 19.000 = 2.850$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 2.850 \times 0.100 = 0.285$ (kN·m)

6.1.5 前面土重量・水位考慮(浮力)・常時



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.500	0.037500	0.018750	0.000000
3	0.150	0.500	0.000000	-0.006250	0.001875
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.037500	0.012500	0.001875

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.001875}{0.037500} = 0.050$ (m)

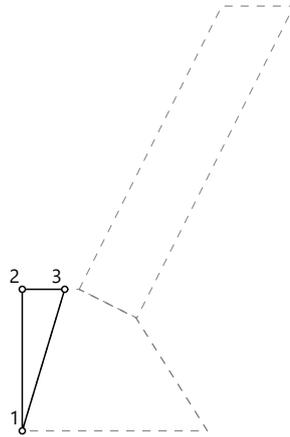
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012500}{0.037500} = 0.333$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.037 \times -9.000 = -0.342$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -0.342 \times 0.050 = -0.017$ (kN·m)

6.1.6 前面土重量・水位考慮(浮力)・地震時



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	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	1.000	0.150000	0.150000	0.000000
3	0.300	1.000	0.000000	-0.050000	0.015000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.150000	0.100000	0.015000

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.015000}{0.150000} = 0.100$ (m)

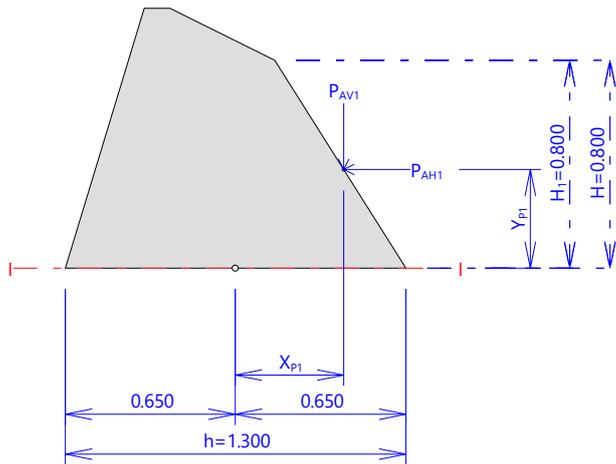
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.100000}{0.150000} = 0.667$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.150 \times -9.000 = -1.350$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = -1.350 \times 0.100 = -0.135$ (kN·m)

6.1.7 土 圧



上部擁壁 土圧作用高 $H_T = 3.000 - 0.800 = 2.200$ (m)

$$Y_{P1} = \frac{H}{3} \cdot \frac{3H_T + H}{2H_T + H} = \frac{0.800}{3} \times \frac{3 \times 2.200 + 0.800}{2 \times 2.200 + 0.800} = 0.379 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = \frac{0.150 - 0.650}{0.800 - 0.000} \times 0.379 + 0.650 = 0.413 \text{ (m)}$$

6.1.7.1 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

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

主働土圧 $P_A = 20.972$ (kN/m) … [項目4.1.10.2] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 20.972}{19.000 \times 0.000^2} = 3.449$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 3.449 = 20.972 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.972 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -1.182 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.972 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 20.939 \text{ (kN/m)}$$

6.1.7.2 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

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

主働土圧 $P_A = 14.671$ (kN/m) … [項目4.1.10.3] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 14.671}{19.000 \times 0.000^2} = 2.413$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 2.413 = 14.671 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 14.671 \times \sin(-26.565 + 23.333) = -0.827 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 14.671 \times \cos(-26.565 + 23.333) = 14.648 \text{ (kN/m)}$$

6.1.7.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

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

主働土圧 $P_A = 25.496$ (kN/m) … [項目4.1.10.4] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 25.496}{19.000 \times 0.000^2} = 4.193$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 4.193 = 25.496 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25.496 \times \sin(-26.565 + 17.500) = -4.017 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.496 \times \cos(-26.565 + 17.500) = 25.177 \text{ (kN/m)}$$

6.1.7.4 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

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

主働土圧 $P_A = 17.926$ (kN/m) … [項目4.1.10.5] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 17.926}{19.000 \times 0.000^2} = 2.948$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 2.948 = 17.926 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 17.926 \times \sin(-26.565 + 17.500) = -2.824 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 17.926 \times \cos(-26.565 + 17.500) = 17.702 \text{ (kN/m)}$$

6.1.8 水 圧

6.1.8.1 常時

・荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 1.000 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 2.000 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H) H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 1.000 - 0.799) \times 0.799 = 4.702 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 1.000 - 2 \times 0.799}{2 \times 1.000 - 0.799} \times \frac{0.799}{3} = 0.311 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H) H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 2.000 - 0.799) \times 0.799 = 12.529 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 2.000 - 2 \times 0.799}{2 \times 2.000 - 0.799} \times \frac{0.799}{3} = 0.366 \text{ (m)}$$

6.1.8.2 地震時

・荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 1.000 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 2.000 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 1.000 - 0.799) \times 0.799 = 4.702 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 1.000 - 2 \times 0.799}{2 \times 1.000 - 0.799} \times \frac{0.799}{3} = 0.311 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 2.000 - 0.799) \times 0.799 = 12.529 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 2.000 - 2 \times 0.799}{2 \times 2.000 - 0.799} \times \frac{0.799}{3} = 0.366 \text{ (m)}$$

6.1.9 作用力の集計

6.1.9.1 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
基礎自重	18.630	0.000	-0.068	0.000	1.267	
前面土	0.722	0.000	-0.600	0.000	0.433	
前面土(浮力)	-0.342	0.000	-0.600	0.000	-0.205	
土圧	-1.182	20.939	0.413	0.379	8.424	項目6.1.7.1 参照
上部擁壁	24.067	4.315	-0.050	0.900	5.087	
Σ	41.895	25.254			15.006	

6.1.9.2 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
基礎自重	18.630	0.000	-0.068	0.000	1.267	
浮力	-7.938	0.000	-0.068	0.000	-0.540	項目6.1.2 参照
前面土	0.722	0.000	-0.600	0.000	0.433	
前面土(浮力)	-0.342	0.000	-0.600	0.000	-0.205	
土圧	-0.827	14.648	0.413	0.379	5.893	項目6.1.7.2 参照
前面水圧	0.000	-4.702	0.000	0.311	-1.462	項目6.1.8.1 参照
背面水圧	0.000	12.529	0.000	0.366	4.586	項目6.1.8.1 参照
上部擁壁	18.673	10.579	-0.050	0.900	10.455	
Σ	28.918	33.054			20.428	

6.1.9.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備考
			X	Y		
基礎自重	18.630	2.236	-0.068	0.390	2.139	
前面土	2.850	0.000	-0.550	0.000	1.568	
前面土(浮力)	-1.350	0.000	-0.550	0.000	-0.743	
土圧	-4.017	25.177	0.413	0.379	11.201	項目6.1.7.3 参照
上部擁壁	23.188	9.955	-0.050	0.900	10.119	
Σ	39.301	37.368			24.284	

6.1.9.4 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

項目名	軸力 N (kN/m)	せん断力 S (kN/m)	アーム長 (m)		モーメント S・Y-N・X M (kN・m/m)	備 考
			X	Y		
基礎自重	18.630	2.236	-0.068	0.390	2.139	
浮 力	-7.938	0.000	-0.068	0.000	-0.540	項目6.1.2 参照
前面土	2.850	0.000	-0.550	0.000	1.568	
前面土(浮力)	-1.350	0.000	-0.550	0.000	-0.743	
土 圧	-2.824	17.702	0.413	0.379	7.875	項目6.1.7.4 参照
前面水圧	0.000	-4.702	0.000	0.311	-1.462	項目6.1.8.2 参照
背面水圧	0.000	12.529	0.000	0.366	4.586	項目6.1.8.2 参照
上部擁壁	17.918	15.834	-0.050	0.900	15.146	
Σ	27.286	43.599			28.570	

6.1.10 応力度計算

6.1.10.1 計算方法

次式で求める各種応力度が許容値以下であることを照査する。

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) \leq \sigma_{ca}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) \leq \sigma_{ta}$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot H} \leq \tau_{ca}$$

ここに、 σ_{c1}, σ_{c2} : 曲げ圧縮応力度
負となった場合は曲げ引張応力度

τ_c : せん断応力度
N : 軸力 (kN/m)
S : せん断力 (kN/m)
M : 曲げモーメント (kN・m/m)
b : 有効幅 = 1.0 (m)
H : 部材厚 (m)
 σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度
 σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度
 τ_{ca} : 許容せん断応力度

6.1.10.2 荷重ケース.1 - 自重+浮力無視

軸 力 N = 41.895 (kN/m) … [項目6.1.9.1] 参照

せん断力 S = 25.254 (kN/m)

曲げモーメント M = 15.006 (kN・m/m)

許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500$ (N/mm²)

許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250$ (N/mm²)

許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{41.895}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 15.006}{1 \times 1.300^2} = 85.503 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.086 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{41.895}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 15.006}{1 \times 1.300^2} = -21.049 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.021 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.086 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.021 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|25.254|}{1 \times 1.300}$$

$$= 19.426 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.019 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.1.10.3 荷重ケース.2 - 自重+浮力考慮

軸力	N	=	28.918 (kN/m)	… [項目6.1.9.2] 参照
せん断力	S	=	33.054 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	20.428 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	=	4.500 (N/mm ²)	
許容曲げ引張応力度	σ_{ta}	=	0.250 (N/mm ²)	
許容せん断応力度	τ_{ca}	=	0.330 (N/mm ²)	

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{28.918}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 20.428}{1 \times 1.300^2} = 94.770 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.095 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{28.918}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 20.428}{1 \times 1.300^2} = -50.281 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.050 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.095 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.050 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|33.054|}{1 \times 1.300}$$

$$= 25.426 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.025 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.1.10.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視

軸力	N	=	39.301 (kN/m)	… [項目6.1.9.3] 参照
せん断力	S	=	37.368 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	24.284 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	=	4.500 × 1.50 = 6.750 (N/mm ²)	
許容曲げ引張応力度	σ_{ta}	=	0.250 × 1.50 = 0.375 (N/mm ²)	
許容せん断応力度	τ_{ca}	=	0.330 × 1.50 = 0.495 (N/mm ²)	

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{39.301}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 24.284}{1 \times 1.300^2} = 116.447 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.116 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{39.301}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 24.284}{1 \times 1.300^2} = -55.984 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.056 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.116 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.056 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|37.368|}{1 \times 1.300}$$

$$= 28.745 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.029 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.1.10.5 荷重ケース.4 - 自重+慣性力+浮力考慮

軸力	N	=	27.286 (kN/m)	… [項目6.1.9.4] 参照
せん断力	S	=	43.599 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	28.570 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	=	4.500 × 1.50 = 6.750 (N/mm ²)	
許容曲げ引張応力度	σ_{ta}	=	0.250 × 1.50 = 0.375 (N/mm ²)	
許容せん断応力度	τ_{ca}	=	0.330 × 1.50 = 0.495 (N/mm ²)	

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{27.286}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 28.570}{1 \times 1.300^2} = 122.421 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.122 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{27.286}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 28.570}{1 \times 1.300^2} = -80.443 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.080 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.122 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.080 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|43.599|}{1 \times 1.300}$$

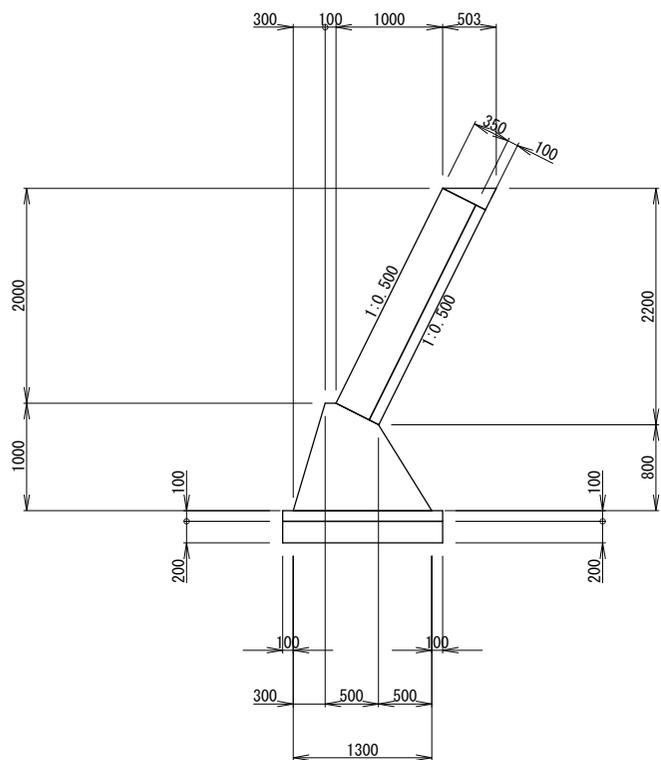
$$= 33.538 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.034 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.2 たて壁の応力度一覧

6.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

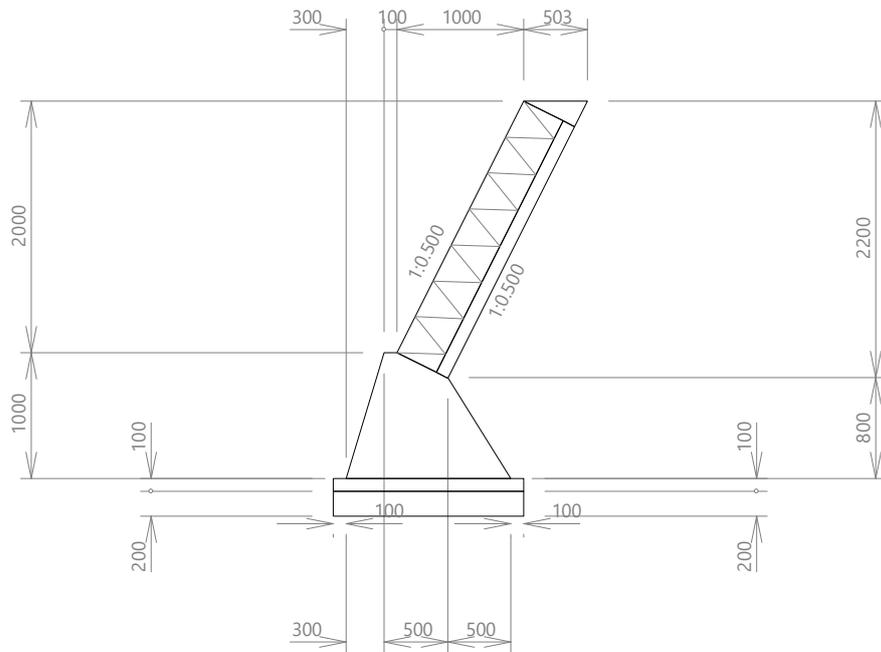
No	荷重ケース名	条件	水位	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	τ_c (N/mm ²)
1	自重+浮力無視	常時	無視	0.086 ≦ 4.500	0.021 ≦ 0.250	0.019 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+浮力考慮	常時	考慮	0.095 ≦ 4.500	0.050 ≦ 0.250	0.025 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	0.116 ≦ 6.750	0.056 ≦ 0.375	0.029 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK
4	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	0.122 ≦ 6.750	0.080 ≦ 0.375	0.034 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK

項目名	算出式	値	単位	備考
コンクリート量	$(1.000 \times 1.300 - 1.000 \times 0.300 - 0.800 \times 0.500 / 2 - 0.200 \times ((0.500 - 0.100) / 2 + 0.500)) \times 10.000$	6.600	m3	
端型枠 (断面)	$2 \times (1.000 \times 1.300 - 1.000 \times 0.300 - 0.800 \times 0.500 / 2 - 0.200 \times ((0.500 - 0.100) / 2 + 0.500))$	1.320	m2	
型枠	$((1.000^2 + 0.300^2)^{0.5} + (0.800^2 + 0.500^2)^{0.5}) \times 10.000$	19.874	m2	
ブロック積面積	$2.000 / \cos(\tan^{-1}(0.500)) \times 10.000$	22.361	m2	
均しコンクリート	$(1.300 + 2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$	1.500	m3	
基礎材	$(1.300 + 2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$	3.000	m3	



工事名			
図面名			
作成年月日			
縮尺	1/50	図面番号	葉之内
会社名			
事業者名			

1 数量計算



No	項目名	算出式	値	単位	備考
1	コンクリート量	$(1.000 \times 1.300 - 1.000 \times 0.300 - 0.800 \times 0.500/2 - 0.200 \times ((0.500 - 0.100)/2 + 0.500)) \times 10.000$	6.600	m ³	
2	端型枠 (断面)	$2 \times (1.000 \times 1.300 - 1.000 \times 0.300 - 0.800 \times 0.500/2 - 0.200 \times ((0.500 - 0.100)/2 + 0.500))$	1.320	m ²	
3	型 枠	$((1.000^2 + 0.300^2)^{0.5} + (0.800^2 + 0.500^2)^{0.5}) \times 10.000$	19.874	m ²	
4	ブロック積面積	$2.000 / \cos(\tan^{-1}(0.500)) \times 10.000$	22.361	m ²	
5	均しコンクリート	$(1.300 + 2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$	1.500	m ³	
6	基礎材	$(1.300 + 2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$	3.000	m ³	