

無筋擁壁設計システム

Ver4.2

適用基準

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

出力例

ブロック積み擁壁の計算書
(安定計算および部材断面計算)

開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

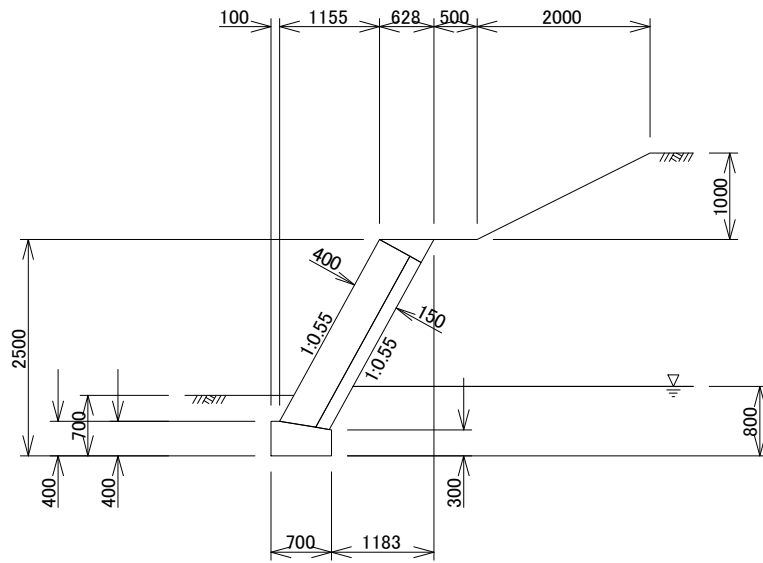
TEL : 06-6125-2232 FAX : 06-6125-2233

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

1. 設計条件

1.1 構造形式及び形状寸法

構造形式 : ブロック積み擁壁
背後地盤 : 盛土部擁壁
擁壁の高さ : $H = 2.500$ (m)
擁壁の前面勾配 : $N = 0.55$
擁壁1ブロック長 : $L = 10.000$ (m)



前面土砂高 常時 : 0.700 (m)
地震時 : 0.700 (m)

水の扱い : 浮力
常時水位 前面 : 0.400 (m)
背面 : 0.800 (m)
地震時水位 前面 : 0.000 (m)
背面 : 0.000 (m)

※水位は擁壁下端からの高さ。

1.2 単位体積重量

コンクリート 壁 : 23.00 (kN/m³)
基礎 : 23.00 (kN/m³)
裏込め土 湿潤重量 : 20.00 (kN/m³)
水中重量 : 11.00 (kN/m³)
前面土 湿潤重量 : 20.00 (kN/m³)
水中重量 : 11.00 (kN/m³)
水の単位体積重量 : 9.80 (kN/m³)

1.3 地盤の諸定数

1.3.1 裏込め土

内部摩擦角 : 35.00 (度)
壁面摩擦角 常時 : 23.33 (度)
地震時 : 17.50 (度)
粘着力 常時 : 0.00 (kN/m²)
地震時 : 0.00 (kN/m²)

1.3.2 基礎地盤

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

支持地盤の定数 せん断抵抗角 ϕ : 20.00 (度)
粘着力 c : 2.00 (kN/m²)
単位重量 γ_1 : 18.00 (kN/m³)
支持地盤への根入深さ D_f' : 1.00 (m)

根入れ地盤の定数 根入れ深さ D_f : 1.00 (m)
単位重量 γ_2 : 18.00 (kN/m³)

1.4 許容応力度

コンクリート	設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	18.00
	許容圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	4.50
	許容引張応力度 σ_{ta} (N/mm ²)	0.25
	許容せん断応力度 τ_a (N/mm ²)	0.33
鉄筋	許容引張応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	180.00

1.5 設計水平震度

設計水平震度 躯体 : 0.16
裏込め土 : 0.16

1.6 安定計算

転倒に対する検討 : 示力線法により検討

1.7 荷重

1.7.1 任意断面位置の土圧

計算方法 : 逆算した土圧係数(Ka)を用いて算出する。

1.7.2 受働土圧合力

常時 : 7.07 (kN/m)
地震時 : 6.81 (kN/m)

1.7.3 上載荷重

雪荷重 雪の種類 : 一般の場合
載荷位置 : 2.000 (m)
荷重強度 : 3.50 (kN/m²)

1.8 荷重の組合せ

荷重ケース番号	1	2	3
荷重ケース名	自重+載荷重(自動車)+ 浮力無視	自重+載荷重(自動車)+ 浮力考慮	自重+慣性力+浮力無視
地震の影響			○
水の影響		○	
前面土砂	○	○	○
自動車荷重	—	—	—
群集荷重	—	—	—
雪荷重			
宅地荷重	—	—	—
自動車衝突荷重	—	—	—
落石衝突荷重	—	—	—
風荷重	—	—	—
滑動安全率	1.50	1.50	1.20
許容支持力度割増	1.00	1.00	1.50
許容応力度割増	1.00	1.00	1.50

荷重ケース番号	4		
荷重ケース名	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	—		
落石衝突荷重	—		
風荷重	—		
滑動安全率	1.20		
許容支持力度割増	1.50		
許容応力度割増	1.50		

1.9 準拠指針および参考文献

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

2. 底面における作用力

2.1 重量及び重心位置の計算方法

重量及び重心位置の計算は座標値法により行う。計算式は次の通り。

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

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

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

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

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

ここに、 A_c : 断面積 (m^2)

G_y : y軸に関する断面一次モーメント (m^3)

G_x : x軸に関する断面一次モーメント (m^3)

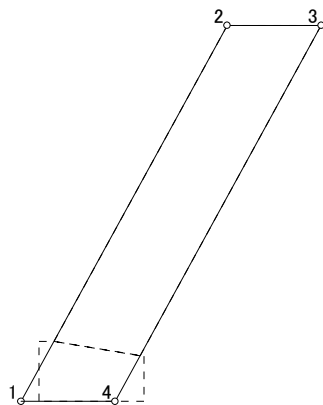
x_c : y軸から図心までの距離 (m)

y_c : x軸から図心までの距離 (m)

x_i : y軸から任意点iまでの距離 (m)

y_i : x軸から任意点iまでの距離 (m)

2.2 く体の重量及び重心位置(示力線計算用)



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	1.432	-0.788
2	1.375	2.500	0.785	1.962	0.000
3	2.003	2.500	0.785	-1.432	2.359
4	0.628	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			1.569	1.962	1.571

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 1.569$ (m³)

重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 1.571 / 1.569 = 1.001$ (m)

$Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 1.962 / 1.569 = 1.250$ (m)

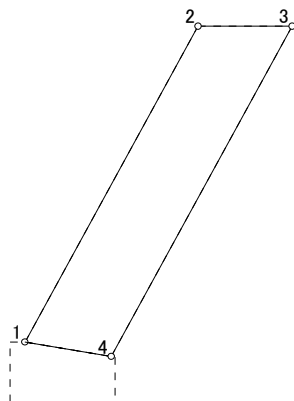
単位重量 $\gamma = 23.00$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \times \gamma = 1.569 \times 23.00 = 36.09$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \times X_c = 36.09 \times 1.001 = 36.14$ (kN·m)

2.3 く体の重量及び重心位置

2.3.1 壁部

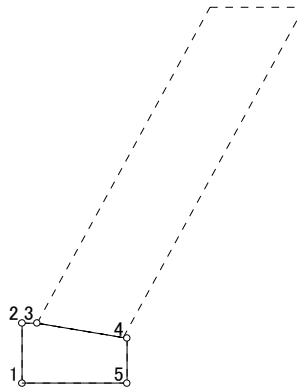


No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.100	0.400	0.126	1.426	-0.599
2	1.255	2.500	0.785	1.962	0.000
3	1.883	2.500	0.557	-1.430	1.929
4	0.675	0.304	-0.120	-0.036	-0.009
1	0.100	0.400	0.000	0.000	0.000
Σ			1.348	1.922	1.322

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 1.348$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 1.322 / 1.348 = 0.980$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 1.922 / 1.348 = 1.426$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.00$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 1.348 \times 23.00 = 31.01$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = 31.01 \times 0.980 = 30.40$ (kN·m)

2.3.2 基礎部



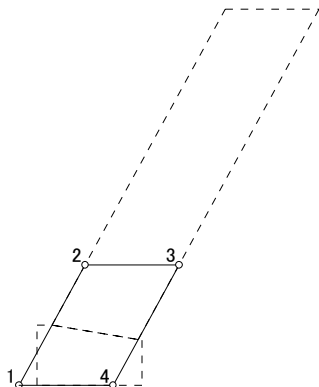
No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.400	0.020	0.008	0.000
3	0.100	0.400	0.125	0.037	0.010
4	0.700	0.300	0.105	0.000	0.074
5	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.250	0.045	0.083

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.250$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.083 / 0.250 = 0.332$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.045 / 0.250 = 0.180$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.00$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 0.250 \times 23.00 = 5.75$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = 5.75 \times 0.332 = 1.91$ (kN·m)

2.4 く体に作用する浮力及び重心位置(示力線計算用)

2.4.1 常時水位



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	0.047	-0.026
2	0.440	0.800	0.251	0.201	0.000
3	1.068	0.800	0.251	-0.047	0.294
4	0.628	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.502	0.201	0.268

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.502$ (m³)

重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.268 / 0.502 = 0.534$ (m)

$Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.201 / 0.502 = 0.400$ (m)

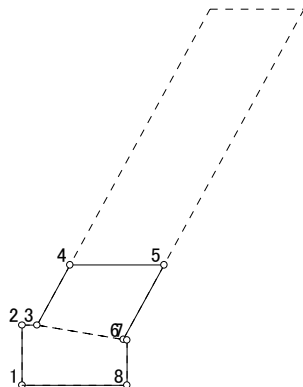
単位重量 $\gamma = -9.80$ (kN/m³)

浮力 $W_c = V_c \times \gamma = 0.502 \times -9.80 = -4.92$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \times X_c = -4.92 \times 0.534 = -2.63$ (kN·m)

2.5 く体に作用する浮力及び重心位置

2.5.1 常時水位



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.400	0.020	0.008	0.000
3	0.100	0.400	0.024	0.041	-0.010
4	0.320	0.800	0.251	0.201	0.000
5	0.948	0.800	0.126	-0.044	0.165
6	0.675	0.304	0.005	0.001	0.001
7	0.700	0.300	0.105	0.000	0.074
8	0.700	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.531	0.207	0.230

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.531$ (m³)

重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.230 / 0.531 = 0.432$ (m)

$Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.207 / 0.531 = 0.389$ (m)

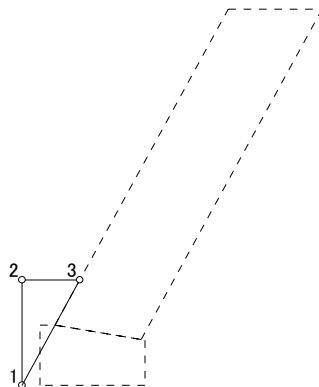
単位重量 $\gamma = -9.80$ (kN/m³)

浮力 $W_c = V_c \times \gamma = 0.531 \times -9.80 = -5.21$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \times X_c = -5.21 \times 0.432 = -2.25$ (kN·m)

2.6 前面土の重量及び重心位置(示力線計算用)

2.6.1 常時 水位無視

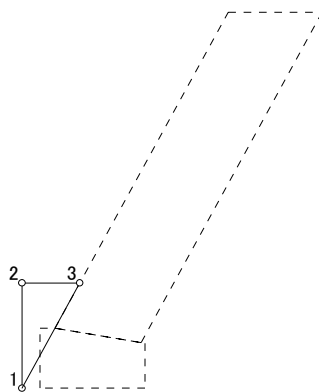


No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.700	0.135	0.094	0.000
3	0.385	0.700	0.000	-0.031	0.017
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.135	0.063	0.017

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.135$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.017 / 0.135 = 0.128$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.063 / 0.135 = 0.467$ (m)

単位重量 $\gamma = 20.00$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 0.135 \times 20.00 = 2.70$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = 2.70 \times 0.128 = 0.35$ (kN·m)

2.6.2 地震時 水位無視

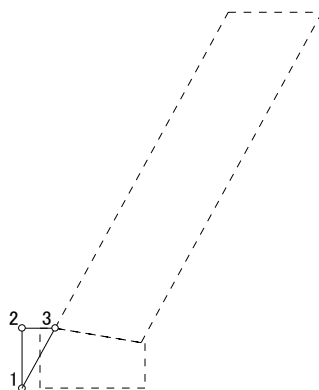


No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		\hat{G}_x (m ³)	\hat{G}_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.700	0.135	0.094	0.000
3	0.385	0.700	0.000	-0.031	0.017
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.135	0.063	0.017

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.135$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.017 / 0.135 = 0.128$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.063 / 0.135 = 0.467$ (m)

単位重量 $\gamma = 20.00$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 0.135 \times 20.00 = 2.70$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = 2.70 \times 0.128 = 0.35$ (kN·m)

2.6.3 常時 水位考慮(浮力)



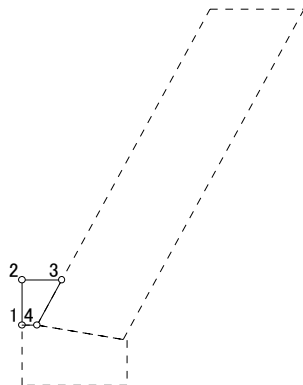
No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		\hat{G}_x (m ³)	\hat{G}_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.400	0.044	0.018	0.000
3	0.220	0.400	0.000	-0.006	0.003
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.044	0.012	0.003

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.044$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.003 / 0.044 = 0.073$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.012 / 0.044 = 0.267$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.00$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 0.044 \times -9.00 = -0.40$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = -0.40 \times 0.073 = -0.03$ (kN·m)

2.7 前面土の重量及び重心位置

2.7.1 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	0.400	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.700	0.093	0.065	0.000
3	0.265	0.700	-0.018	-0.026	0.005
4	0.100	0.400	-0.020	-0.008	0.000
1	0.000	0.400	0.000	0.000	0.000
Σ			0.055	0.031	0.005

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.055$ (m³)

重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.005 / 0.055 = 0.097$ (m)

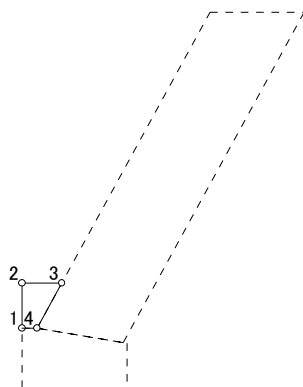
$Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.031 / 0.055 = 0.573$ (m)

単位重量 $\gamma = 20.00$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \times \gamma = 0.055 \times 20.00 = 1.10$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \times X_c = 1.10 \times 0.097 = 0.11$ (kN・m)

2.7.2 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)		\hat{G}_x (m ³)	\hat{G}_y (m ³)
1	0.000	0.400	0.000	0.000	0.000
2	0.000	0.700	0.093	0.065	0.000
3	0.265	0.700	-0.018	-0.026	0.005
4	0.100	0.400	-0.020	-0.008	0.000
1	0.000	0.400	0.000	0.000	0.000
Σ			0.055	0.031	0.005

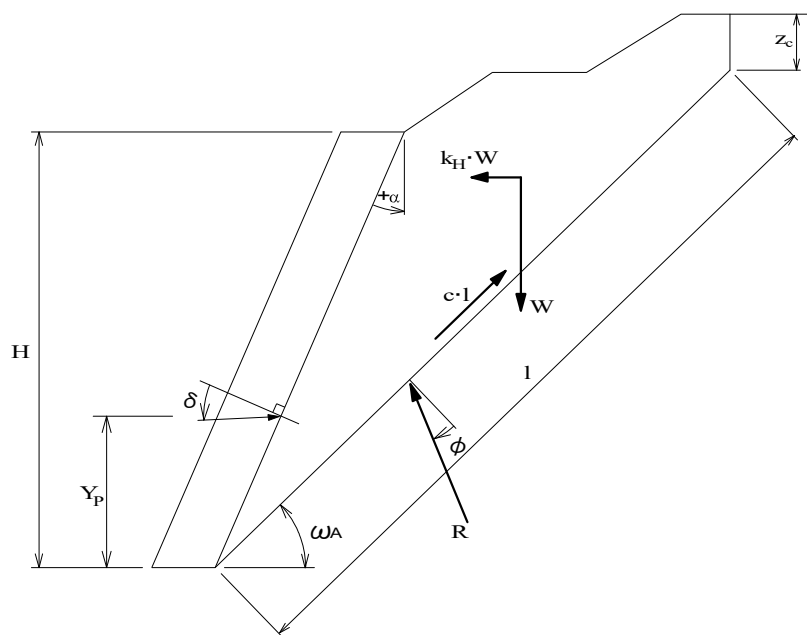
体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.055$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.005 / 0.055 = 0.097$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.031 / 0.055 = 0.573$ (m)

単位重量 $\gamma = 20.00$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 0.055 \times 20.00 = 1.10$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = 1.10 \times 0.097 = 0.11$ (kN·m)

2.8 土 圧

2.8.1 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

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

主働土圧合力の鉛直及び水平成分

$$P_{AV} = 0.00$$

$$P_{AH} = P_A$$

全土圧を水平方向に作用させるものとする。

土圧の作用位置

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

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

- ここに、 P_A : 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(載荷重を含む) (kN/m)
 ω_A : 主働すべり角 (度)
 c : 裏込め土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (度)
 δ : 壁面摩擦角 (度)
 α : 壁面が鉛直面となす角 (度)
 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。
 $\theta = \tan^{-1}k_H$
 l : すべり面の長さ (m)
 z_c : 地表面の亀裂深さ (m)

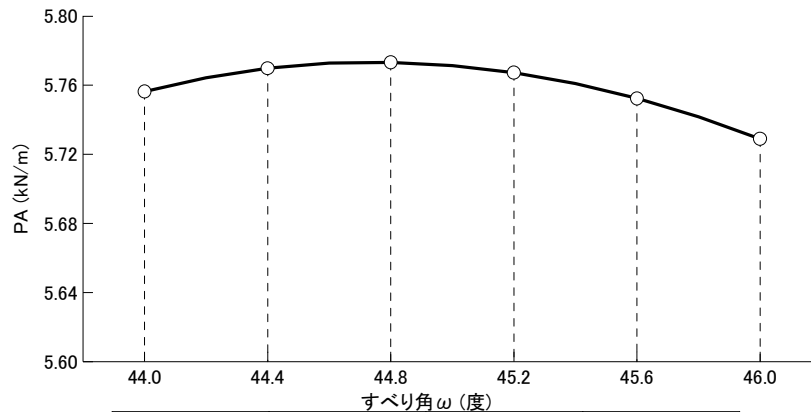
$$z_c = \frac{2c}{\gamma} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$
 γ : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 壁高 (m)
 P_{AV} : 主働土圧合力の鉛直成分 (kN/m)
 P_{AH} : 主働土圧合力の水平成分 (kN/m)
 X_p : 主働土圧合力のX方向の作用位置 (m)
 Y_p : 主働土圧合力のY方向の作用位置 (m)
 B : 底面幅 (m)

2.8.2 荷重ケース.1 — 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

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の通り。

壁面傾斜角 $\alpha = -28.81$ (度)
 内部摩擦角 $\phi = 35.00$ (度)
 壁面摩擦角 $\delta = 23.33$ (度)
 設計水平震度 $k_H = 0.00$
 地震合成角 $\theta = 0.00$ (度)
 湿潤重量 $\gamma = 20.00$ (kN/m³)
 粘着力 $c = 0.00$ (kN/m²)



ω_A (度)	l (m)	W (kN/m)	P_A (kN/m)
44.000	4.664	35.63	5.756
44.200	4.613	34.88	5.764
44.400	4.563	34.14	5.770
44.600	4.514	33.42	5.773
44.800	4.466	32.72	5.773
45.000	4.419	32.03	5.771
45.200	4.374	31.36	5.767
45.400	4.329	30.70	5.761
45.600	4.285	30.05	5.752
45.800	4.242	29.41	5.742
46.000	4.200	28.79	5.729

従って、最大主働土圧は $\omega = 44.80^\circ$ の時となる。

主働土圧合力

$$P_A = 5.77 \text{ (kN/m)}$$

P_A の鉛直及び水平分力 P_{AV} , P_{AH} は、

$$P_{AV} = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 5.77 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 X_P , Y_P は、

$$Y_P = \frac{1}{3} \cdot H = \frac{1}{3} \times 2.500 = 0.833 \text{ (m)}$$

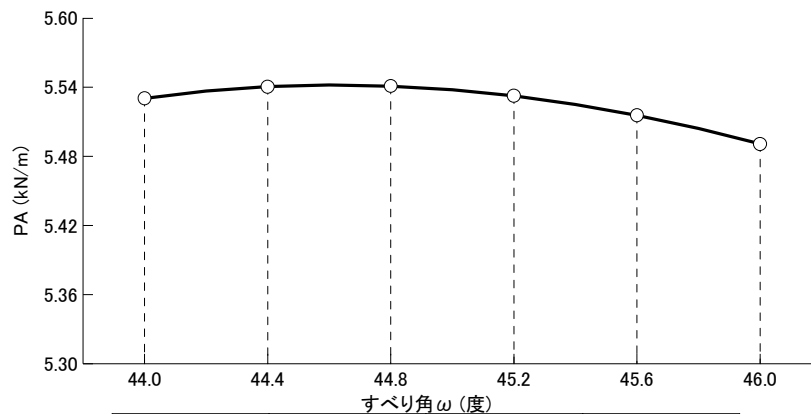
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan(-28.81) = 0.966 \text{ (m)}$$

2.8.3 荷重ケース.2 — 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

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の通り。

壁面傾斜角 $\alpha = -28.81$ (度)
 内部摩擦角 $\phi = 35.00$ (度)
 壁面摩擦角 $\delta = 23.33$ (度)
 設計水平震度 $k_H = 0.00$
 地震合成角 $\theta = 0.00$ (度)
 湿潤重量 $\gamma = 20.00$ (kN/m³)
 水中重量 $\gamma' = 11.00$ (kN/m³)
 粘着力 $c = 0.00$ (kN/m²)



ω_A (度)	l (m)	W (kN/m)	P_A (kN/m)
44.000	4.664	34.23	5.530
44.200	4.613	33.50	5.537
44.400	4.563	32.79	5.541
44.600	4.514	32.09	5.542
44.800	4.466	31.40	5.541
45.000	4.419	30.74	5.538
45.200	4.374	30.08	5.533
45.400	4.329	29.44	5.525
45.600	4.285	28.81	5.516
45.800	4.242	28.20	5.504
46.000	4.200	27.59	5.491

従って、最大主働土圧は $\omega = 44.60^\circ$ の時となる。

主働土圧合力

$$P_A = 5.54 \text{ (kN/m)}$$

P_A の鉛直及び水平分力 P_{AV} , P_{AH} は、

$$P_{AV} = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 5.54 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 X_P , Y_P は、

$$Y_P = \frac{1}{3} \cdot H = \frac{1}{3} \times 2.500 = 0.833 \text{ (m)}$$

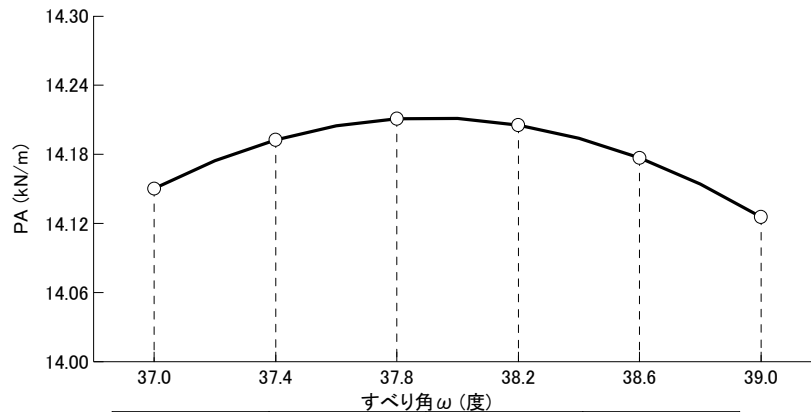
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan(-28.81) = 0.966 \text{ (m)}$$

2.8.4 荷重ケース.3 — 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

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の通り。

壁面傾斜角 $\alpha = -28.81$ (度)
 内部摩擦角 $\phi = 35.00$ (度)
 壁面摩擦角 $\delta = 17.50$ (度)
 設計水平震度 $k_H = 0.16$
 地震合成角 $\theta = 9.09$ (度)
 湿潤重量 $\gamma = 20.00$ (kN/m³)
 粘着力 $c = 0.00$ (kN/m²)



ω_A (度)	l (m)	W (kN/m)	P_A (kN/m)
37.000	5.816	70.69	14.150
37.200	5.789	69.51	14.175
37.400	5.762	68.35	14.193
37.600	5.736	67.19	14.205
37.800	5.710	66.05	14.211
38.000	5.685	64.92	14.211
38.200	5.660	63.79	14.206
38.400	5.635	62.68	14.194
38.600	5.610	61.58	14.177
38.800	5.586	60.48	14.154
39.000	5.562	59.40	14.126

従って、最大主働土圧は $\omega=38.00^\circ$ の時となる。

主働土圧合力

$$P_A = 14.21 \text{ (kN/m)}$$

P_A の鉛直及び水平分力 P_{AV} , P_{AH} は、

$$P_{AV} = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A = 14.21 \text{ (kN/m)}$$

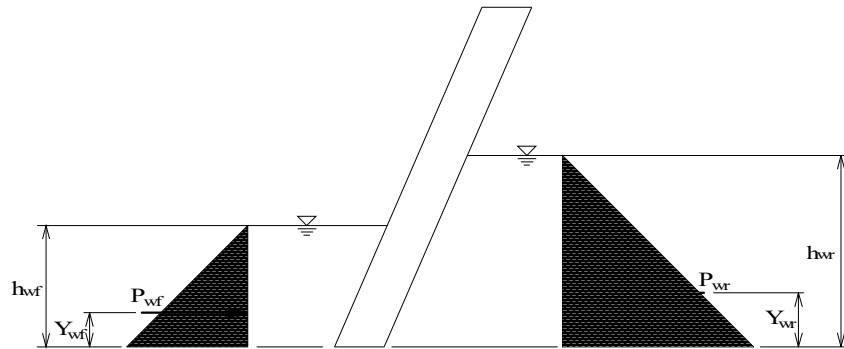
土圧の作用位置 X_P , Y_P は、

$$Y_P = \frac{1}{3} \cdot H = \frac{1}{3} \times 2.500 = 0.833 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan(-28.81) = 0.966 \text{ (m)}$$

2.9 水 圧

2.9.1 計算方法



水圧の合力

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

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

作用位置

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

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

ここに、 P_{wf} : 擁壁前面側に作用する水圧 (kN/m)

P_{wr} : 擁壁背面側に作用する水圧 (kN/m)

h_{wf} : 擁壁前面側水位面の底面からの高さ (m)

h_{wr} : 擁壁背面側水位面の底面からの高さ (m)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

2.9.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位)

前面水圧

$$\begin{aligned} P_{wf} &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 0.400^2 = 0.78 \text{ (kN / m)} \end{aligned}$$

前面水圧の作用位置

$$Y_{wf} = \frac{h_{wf}}{3} = \frac{0.400}{3} = 0.133 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$\begin{aligned} P_{wr} &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 0.800^2 = 3.14 \text{ (kN / m)} \end{aligned}$$

背面側水圧の作用位置

$$Y_{wr} = \frac{h_{wr}}{3} = \frac{0.800}{3} = 0.267 \text{ (m)}$$

2.10 作用力の集計(示力線計算用)

2.10.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

	鉛直荷重 V (kN/m)	アーム長 x (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長 y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
く体自重	36.09	1.001	36.14	0.00	0.000	0.00
前面土	2.70	0.128	0.35	0.00	0.000	0.00
土 圧	0.00	0.000	0.00	5.77	0.833	4.81
Σ	38.79		36.49	5.77		4.81

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{36.49 - 4.81}{38.79} = 0.817 \text{ (m)}$$

2.10.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

	鉛直荷重 V (kN/m)	アーム長 x (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長 y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
く体自重	36.09	1.001	36.14	0.00	0.000	0.00
浮 力	-4.92	0.534	-2.63	0.00	0.000	0.00
前面土	2.70	0.128	0.35	0.00	0.000	0.00
前面土(浮力)	-0.40	0.073	-0.03	0.00	0.000	0.00
土 圧	0.00	0.000	0.00	5.54	0.833	4.62
前面水圧	0.00	0.000	0.00	-0.78	0.133	-0.10
背面水圧	0.00	0.000	0.00	3.14	0.267	0.84
Σ	33.47		33.83	7.89		5.35

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{33.83 - 5.35}{33.47} = 0.851 \text{ (m)}$$

2.10.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

	鉛直荷重 V (kN/m)	アーム長 x (m)	抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長 y (m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
く体自重	36.09	1.001	36.14	5.77	1.250	7.22
前面土	2.70	0.128	0.35	0.00	0.467	0.00
土 圧	0.00	0.000	0.00	14.21	0.833	11.84
Σ	38.79		36.49	19.99		19.06

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{36.49 - 19.06}{38.79} = 0.449 \text{ (m)}$$

2.11 作用力の集計

2.11.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

	鉛直荷重 V (kN/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長		抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
			x (m)	y (m)		
く体自重(壁)	31.01	0.00	0.980	0.000	30.40	0.00
く体自重(基礎)	5.75	0.00	0.332	0.000	1.91	0.00
前面土	1.10	0.00	0.097	0.000	0.11	0.00
土圧	0.00	5.77	0.000	0.833	0.00	4.81
水平荷重	0.00	0.00	—	—	0.00	0.00
Σ	37.85	5.77			32.42	4.81

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{32.42 - 4.81}{37.85} = 0.729 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.729 = -0.379 \text{ (m)}$$

2.11.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

	鉛直荷重 V (kN/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長		抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
			x (m)	y (m)		
く体自重(壁)	31.01	0.00	0.980	0.000	30.40	0.00
く体自重(基礎)	5.75	0.00	0.332	0.000	1.91	0.00
浮力	-5.21	0.00	0.432	0.389	-2.25	0.00
前面土	1.10	0.00	0.097	0.000	0.11	0.00
土圧	0.00	5.54	0.000	0.833	0.00	4.62
前面水圧	—	-0.78	—	0.133	—	-0.10
背面水圧	—	3.14	—	0.267	—	0.84
水平荷重	0.00	0.00	—	—	0.00	0.00
Σ	32.65	7.89			30.17	5.35

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{30.17 - 5.35}{32.65} = 0.760 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.760 = -0.410 \text{ (m)}$$

2.11.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

	鉛直荷重 V (kN/m)	水平荷重 H (kN/m)	アーム長		抵抗モーメント Mr (kN・m/m)	転倒モーメント Mo (kN・m/m)
			x (m)	y (m)		
く体自重(壁)	31.01	4.96	0.980	1.426	30.40	7.07
く体自重(基礎)	5.75	0.92	0.332	0.180	1.91	0.17
前面土	1.10	0.00	0.097	0.000	0.11	0.00
土圧	0.00	14.21	0.000	0.833	0.00	11.84
水平荷重	0.00	0.00	—	—	0.00	0.00
Σ	37.85	20.09			32.42	19.08

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{32.42 - 19.08}{37.85} = 0.352 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

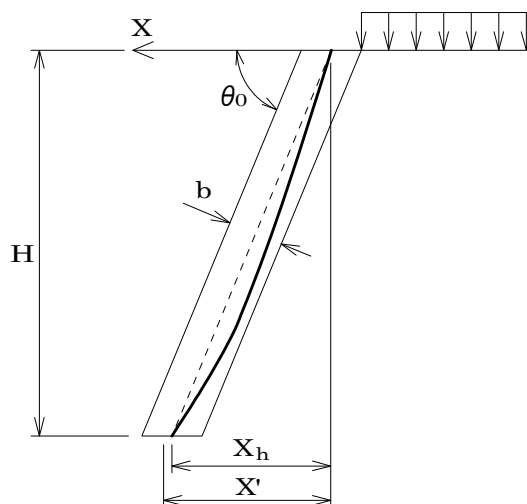
$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.352 = -0.002 \text{ (m)}$$

3. 安定計算

3.1 示力線法による検討

3.1.1 検討方法

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



安定条件

$$X' \geq X_h$$

ミドルサード位置

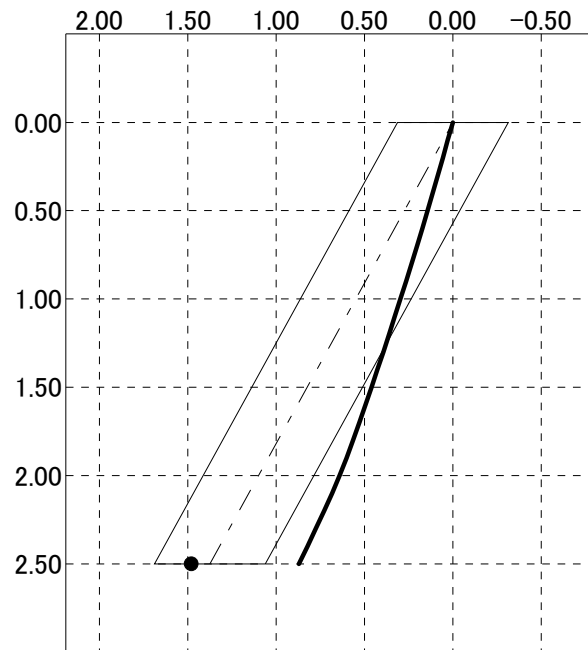
$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6}$$

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

3.1.2 荷重ケース.1 — 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



示力線位置

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

$$= 2.500 \times \cot (61.19) + \frac{0.550 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{2} - 0.817 = 0.872 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

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

$$= 2.500 \times \cot (61.19) + \frac{0.550 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{6} = 1.480 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 1.480 \geq X_h = 0.872 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

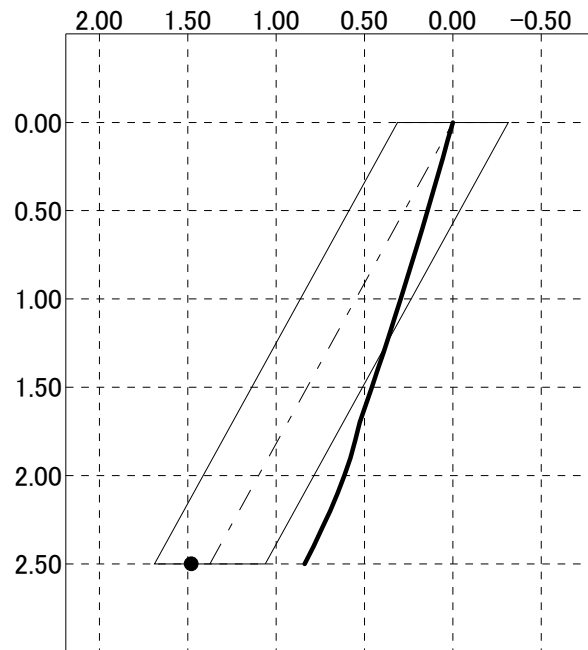
$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は下の通りとなる。

$$\text{限界高さ } H_A = 13.258 \text{ (m)}$$

3.1.3 荷重ケース.2 — 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



示力線位置

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

$$= 2.500 \times \cot (61.19) + \frac{0.550 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{2} - 0.851 = 0.838 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

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

$$= 2.500 \times \cot (61.19) + \frac{0.550 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{6} = 1.480 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 1.480 \geq X_h = 0.838 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

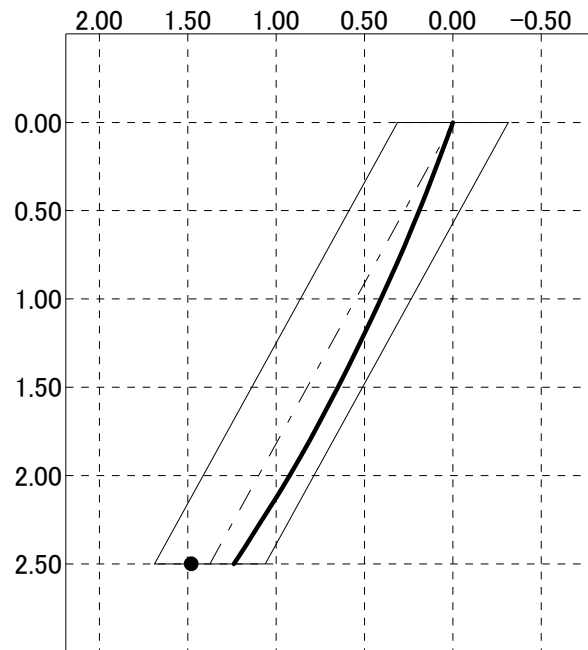
$X_h = X'$ となるように擁壁高さを変化させ収束計算を行った結果、限界高さ H_A は下の通りとなる。

$$\text{限界高さ } H_A = 13.758 \text{ (m)}$$

3.1.4 荷重ケース.3 — 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



示力線位置

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

$$= 2.500 \times \cot (61.19) + \frac{0.550 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{2} - 0.449 = 1.240 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

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

$$= 2.500 \times \cot (61.19) + \frac{0.550 \times \operatorname{cosec} (61.19)}{6} = 1.480 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 1.480 \geq X_h = 1.240 \quad \rightarrow \quad \text{OK}$$

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

$$\text{限界高さ } H_A = 4.172 \text{ (m)}$$

3.2 地盤支持に対する検討

3.2.1 計算方法

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

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

許容地盤反力度は以下の式により算出する。

長期許容支持力度

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q) \\ &= \frac{1}{3} \times (1.000 \times 1.00 \times 2.00 \times 14.80 + 1.000 \times 0.50 \times 18.00 \times 0.700 \times 1.000 \times 2.90 + 1.000 \times 18.00 \times 6.4) \\ &= 54.36 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

短期許容支持力度

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{2}{3} (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_\gamma \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot q \cdot N_q) \\ &= \frac{2}{3} \times (1.000 \times 1.00 \times 2.00 \times 14.80 + 1.000 \times 0.50 \times 18.00 \times 0.700 \times 1.195 \times 2.90 + 1.000 \times 18.00 \times 6.4) \\ &= 111.09 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、 q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

α : 基礎の形状係数 $\alpha = 1.0$

β : 基礎の形状係数 $\beta = 0.5$

c : 支持地盤の粘着力 2.00 (kN/m²)

q : 上載荷重 $q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.0 \times 1.000 = 18.00$ (kN/m²)

B : 底面幅 0.700 (m)

γ_1 : 支持地盤の単位重量 18.0 (kN/m³)

γ_2 : 根入れ地盤の単位重量 18.0 (kN/m³)

D_f : 有効根入れ深さ 1.000 (m)

ϕ : 支持地盤の内部摩擦角 20.0 (度)

η : 基礎の寸法による補正係数 常時なら、 $\eta = 1.0$

$$\eta = (B/B_0)^{-1/3} = (B/1.0)^{-1/3}$$

N_c, N_q, N_r : 支持力係数 次表より $N_c = 14.80$, $N_q = 6.40$, $N_r = 2.90$

i_c, i_q, i_γ : 荷重の傾斜・偏心に対する補正係数

$$i_c = i_q = (1 - \theta / 90)^2 = (1 - 0.0 / 90)^2 = 1.0$$

$$i_\gamma = (1 - \theta / \phi)^2 = (1 - 0.0 / \phi)^2 = 1.0$$

θ : 荷重の傾斜角 $\tan \theta = H/V$ (ただし、 $\tan \theta \leq \mu$ (μ :基礎底面の摩擦係数))

ただし、ブロック積擁壁では $\theta = 0$ とする。

支持力係数は次表による。なお、 ϕ が表に示した値の間にある場合は、線形補間によって求めるものとする。

ϕ	Nc	Nr	Nq
0°	5.1	0.0	1.0
5°	6.5	0.1	1.6
10°	8.3	0.4	2.5
15°	11.0	1.1	3.9
20°	14.8	2.9	6.4
25°	20.7	6.8	10.7
28°	25.8	11.2	14.7
30°	30.1	15.7	18.4
32°	35.5	22.0	23.2
34°	42.2	31.1	29.4
36°	50.6	44.4	37.8
38°	61.4	64.1	48.9
40° 以上	75.3	93.7	64.2

3.2.2 荷重ケース.1 — 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{37.85}{0.700} = 54.08 \text{ (kN / m}^2\text{)} \leq q_a = 54.36 \text{ (kN / m}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

3.2.3 荷重ケース.2 — 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{32.65}{0.700} = 46.64 \text{ (kN / m}^2\text{)} \leq q_a = 54.36 \text{ (kN / m}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

3.2.4 荷重ケース.3 — 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{37.85}{0.700} = 54.08 \text{ (kN / m}^2\text{)} \leq q_a = 110.25 \text{ (kN / m}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

3.3 滑動に対する検討

3.3.1 検討方法

次式で求める滑動に対する安全率が所要安全率以上であることを照査する。

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B + 0.5 P_P}{\Sigma H} \geq F_a$$

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

3.3.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{37.85 \times 0.58 + 0.00 \times 0.700 + 0.5 \times 7.07}{5.77} \\ = 4.40 \geq F_a = 1.50 \rightarrow \text{OK}$$

3.3.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{32.65 \times 0.58 + 0.00 \times 0.700 + 0.5 \times 7.07}{7.89} \\ = 2.83 \geq F_a = 1.50 \rightarrow \text{OK}$$

3.3.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

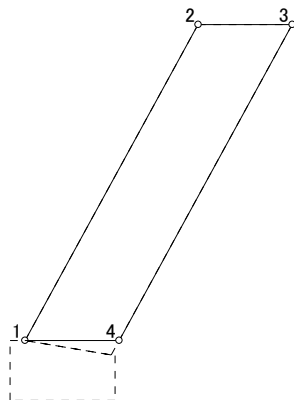
$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{37.85 \times 0.58 + 0.00 \times 0.700 + 0.5 \times 6.81}{20.09} \\ = 1.26 \geq F_a = 1.20 \rightarrow \text{OK}$$

3.4 安定計算結果一覧

No	荷重ケース名	条件	水位	転倒の検討	滑動の検討	地盤反力度の検討
1	自重+載荷重(自動車)+ 浮力無視	常時	無視	Xh= 0.872 < X' = 1.480 → OK	Fs= 4.396 > 1.500 → OK	qmax= 54.08 < qa= 54.36 → OK
2	自重+載荷重(自動車)+ 浮力考慮	常時	考慮	Xh= 0.838 < X' = 1.480 → OK	Fs= 2.834 > 1.500 → OK	qmax= 46.64 < qa= 54.36 → OK
3	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	Xh= 1.240 < X' = 1.480 → OK	Fs= 1.257 > 1.200 → OK	qmax= 54.08 < qa= 110.25 → OK
4	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	Xh= 1.240 < X' = 1.480 → OK	Fs= 1.257 > 1.200 → OK	qmax= 54.08 < qa= 110.25 → OK

4. たて壁(I-I断面)の断面計算 (照査位置:0.000)

4.1 く体重量



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	-0.314	0.000	0.330	0.849	-0.190
2	0.841	2.100	0.659	1.384	0.000
3	1.469	2.100	0.330	-0.849	0.951
4	0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			1.318	1.384	0.761

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 1.318$ (m³)

重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.761 / 1.318 = 0.578$ (m)

$Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 1.384 / 1.318 = 1.050$ (m)

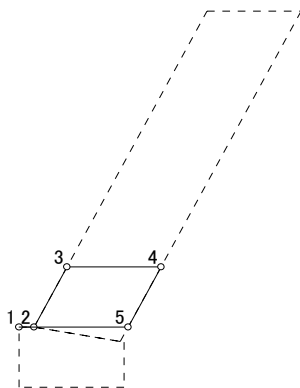
単位重量 $\gamma = 23.00$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \times \gamma = 1.318 \times 23.00 = 30.32$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \times X_c = 30.32 \times 0.578 = 17.51$ (kN·m)

4.2 浮力

4.2.1 常時水位



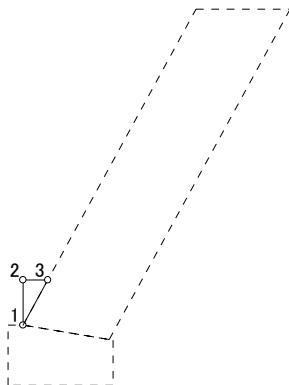
No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	-0.414	0.000	0.000	0.000	0.000
2	-0.314	0.000	0.063	0.006	-0.009
3	-0.094	0.400	0.126	0.050	0.000
4	0.534	0.400	0.063	-0.006	0.037
5	0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
1	-0.414	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.251	0.050	0.028

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.251$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = 0.028 / 0.251 = 0.110$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.050 / 0.251 = 0.200$ (m)

単位重量 $\gamma = -9.80$ (kN/m³)
 浮力 $W_c = V_c \times \gamma = 0.251 \times -9.80 = -2.46$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = -2.46 \times 0.110 = -0.27$ (kN·m)

4.3 前面土砂

4.3.1 常時 水位無視

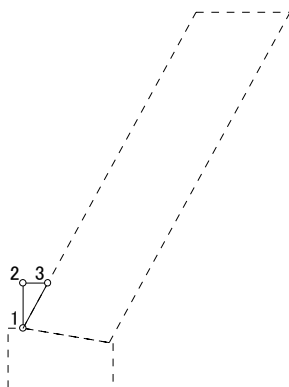


No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	x_i (m)	y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	-0.314	0.000	0.047	0.000	-0.015
2	-0.314	0.300	0.025	0.007	0.000
3	-0.149	0.300	-0.047	-0.002	0.008
1	-0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.025	0.005	-0.006

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.025$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = -0.006 / 0.025 = -0.259$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.005 / 0.025 = 0.200$ (m)

単位重量 $\gamma = 20.00$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 0.025 \times 20.00 = 0.50$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = 0.50 \times -0.259 = -0.13$ (kN·m)

4.3.2 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)		\hat{G}_x (m ³)	\hat{G}_y (m ³)
1	-0.314	0.000	0.047	0.000	-0.015
2	-0.314	0.300	0.025	0.007	0.000
3	-0.149	0.300	-0.047	-0.002	0.008
1	-0.314	0.000	0.000	0.000	0.000
Σ			0.025	0.005	-0.006

体積 $V_c = \Sigma A \times 1.000 = 0.025$ (m³)
 重心位置 $X_c = \Sigma G_y / \Sigma A = -0.006 / 0.025 = -0.259$ (m)
 $Y_c = \Sigma G_x / \Sigma A = 0.005 / 0.025 = 0.200$ (m)

単位重量 $\gamma = 20.00$ (kN/m³)
 重量 $W_c = V_c \times \gamma = 0.025 \times 20.00 = 0.50$ (kN)
 モーメント $M_x = W_c \times X_c = 0.50 \times -0.259 = -0.13$ (kN·m)

土圧の作用位置 X_{P1} , Y_{P1} は、

$$Y_{P1} = \frac{1}{3} \cdot H_1 = \frac{1}{3} \times 2.100 = 0.700 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = \frac{1}{2} \cdot h - Y_{P1} \cdot \tan \alpha = \frac{1}{2} \times 0.628 - 0.700 \times \tan (-28.81) = 0.699 \text{ (m)}$$

4.4.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

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。

$$K_A = \frac{2 \cdot P_a}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 14.21}{20.00 \times 2.500^2} = 0.2274$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.00 \times 2.100^2 \times 0.2274 = 10.03 \text{ (kN / m)}$$

P_{A1} の鉛直及び水平分力 P_{AV1} , P_{AH1} は、

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin (\alpha + \delta) = 10.03 \times \sin (-28.81 + 17.50) = -1.97 \text{ (kN / m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos (\alpha + \delta) = 10.03 \times \cos (-28.81 + 17.50) = 9.83 \text{ (kN / m)}$$

土圧の作用位置 X_{P1} , Y_{P1} は、

$$Y_{P1} = \frac{1}{3} \cdot H_1 = \frac{1}{3} \times 2.100 = 0.700 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = \frac{1}{2} \cdot h - Y_{P1} \cdot \tan \alpha = \frac{1}{2} \times 0.628 - 0.700 \times \tan (-28.81) = 0.699 \text{ (m)}$$

4.5 水 圧

4.5.1 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位)

前面側水圧の合力および作用位置

$$\begin{aligned} P_{wf} &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 0.000^2 = 0.00 \text{ (kN / m)} \end{aligned}$$

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

背面側水圧の合力および作用位置

$$\begin{aligned} P_{wr} &= \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 9.80 \times 0.400^2 = 0.78 \text{ (kN / m)} \end{aligned}$$

$$Y_{wr} = \frac{h_{wr}}{3} = \frac{0.400}{3} = 0.133 \text{ (m)}$$

4.6 断面力の集計

4.6.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

名称	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	アーム長 (m)		モーメント M=S・Y-N・X (kN・m)
			X	Y	
く体自重	30.32	0.00	0.578	0.000	-17.51
前面土	0.50	0.00	-0.259	0.000	0.13
土圧	-0.39	4.06	0.699	0.700	3.11
合計	30.42	4.06			-14.27

4.6.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

名称	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	アーム長 (m)		モーメント M=S・Y-N・X (kN・m)
			X	Y	
く体自重	30.32	0.00	0.578	0.000	-17.51
浮力	-2.46	0.00	0.110	0.000	0.27
前面土	0.50	0.00	-0.259	0.000	0.13
土圧	-0.37	3.89	0.699	0.700	2.99
背面水圧	0.00	0.78	0.000	0.133	0.10
合計	27.98	4.68			-14.02

4.6.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

名称	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	アーム長 (m)		モーメント M=S・Y-N・X (kN・m)
			X	Y	
く体自重	30.32	4.85	0.578	1.050	-12.42
前面土	0.50	0.00	-0.259	0.200	0.13
土圧	-1.97	9.83	0.699	0.700	8.26
合計	28.85	14.68			-4.03

4.7 応力度計算

4.7.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮しない)

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c \\ \sigma_t \end{array} \right\} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{30.42}{1.000 \times 0.628} \pm \frac{6 \times -14.27}{1.000 \times 0.628^2}$$

$$= \left\{ \begin{array}{l} 265.78 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.27 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ -168.84 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} > \sigma_{ta} = -0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

→ OK

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{4.06}{1.000 \times 0.628}$$

$$= 6.46 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_a = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

→ OK

4.7.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮時

(常時水位を考慮、地震の影響を考慮しない)

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c \\ \sigma_t \end{array} \right\} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{27.98}{1.000 \times 0.628} \pm \frac{6 \times -14.02}{1.000 \times 0.628^2}$$
$$= \left\{ \begin{array}{l} 258.07 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.26 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 4.50 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ -168.92 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.17 \text{ (N/mm}^2\text{)} > \sigma_{ta} = -0.25 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

→ OK

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{4.68}{1.000 \times 0.628}$$
$$= 7.45 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.01 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_a = 0.33 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

→ OK

4.7.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+浮力無視時

(水の影響を考慮しない、地震の影響を考慮する)

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_c \\ \sigma_t \end{array} \right\} = \frac{N}{b \cdot h} \pm \frac{6 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{28.85}{1.000 \times 0.628} \pm \frac{6 \times -4.03}{1.000 \times 0.628^2}$$
$$= \left\{ \begin{array}{l} 107.32 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.11 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_{ca} = 6.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ -15.41 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} > \sigma_{ta} = -0.38 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{array} \right.$$

→ OK

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot h} = \frac{14.68}{1.000 \times 0.628}$$
$$= 23.39 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.02 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \tau_a = 0.50 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

→ OK

5. たて壁の応力度一覧

5.1 I - I 断面(照査位置:0.000)

No	荷重ケース名	条件	水位	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	τ (N/mm ²)
1	自重+載荷重(自動車)+浮力無視	常時	無視	0.27 < 4.50 → OK	-0.17 > -0.25 → OK	0.01 < 0.33 → OK
2	自重+載荷重(自動車)+浮力考慮	常時	考慮	0.26 < 4.50 → OK	-0.17 > -0.25 → OK	0.01 < 0.33 → OK
3	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	0.11 < 6.75 → OK	-0.02 > -0.38 → OK	0.02 < 0.50 → OK
4	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	0.11 < 6.75 → OK	-0.02 > -0.38 → OK	0.02 < 0.50 → OK