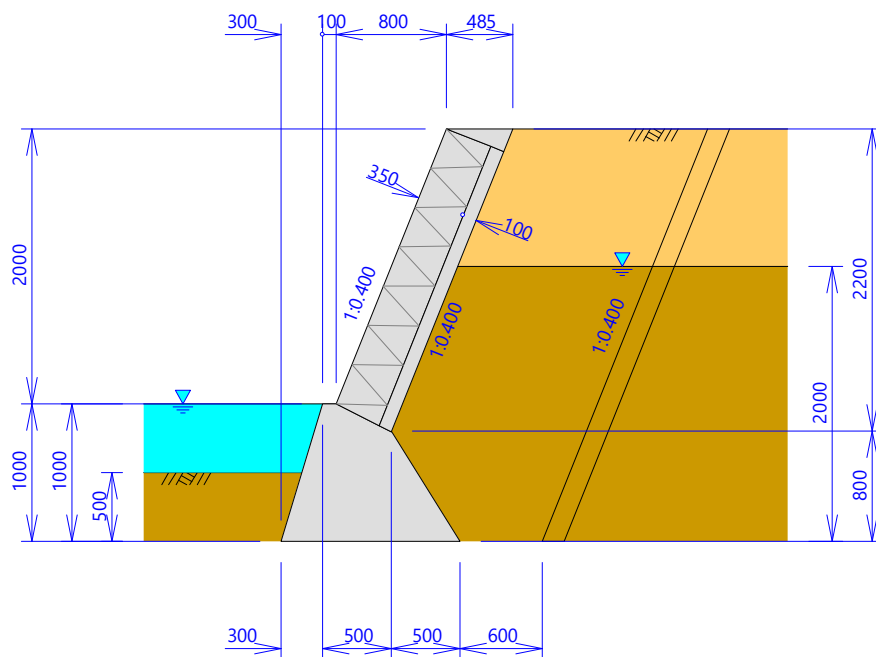


# 1 表題

## 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 : 切土部擁壁  
 擁壁の高さ :  $H = 3.000$  (m)  
 上部構造の前面勾配 :  $N = 0.400$   
 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 <sup>3</sup> )
	基礎	23.000	(kN/m <sup>3</sup> )
	裏込め	23.000	(kN/m <sup>3</sup> )
裏込め土	湿潤重量	19.000	(kN/m <sup>3</sup> )
	水中重量	10.000	(kN/m <sup>3</sup> )
前面土	湿潤重量	19.000	(kN/m <sup>3</sup> )
	水中重量	10.000	(kN/m <sup>3</sup> )
水		9.800	(kN/m <sup>3</sup> )

## 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 <sup>2</sup> )
	地震時	0.000	(kN/m <sup>2</sup> )
切土面の摩擦角		30.000	(°)
切土面と裏込め土の間の粘着力		0.000	(kN/m <sup>2</sup> )

### 2.3.2 基礎地盤

底面と地盤との間の	摩擦角	$\phi_B$	30.000	(°)
	摩擦係数	$\mu$	0.577	( $\tan \phi_{B\%}$ )
	付着力	$c_B$	0.000	(kN/m <sup>2</sup> )
支持地盤の定数	せん断抵抗角	$\phi$	30.000	(°)
	粘着力	$c$	0.000	(kN/m <sup>2</sup> )
	単位重量	$\gamma_1$	16.000	(kN/m <sup>3</sup> )
	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	$\gamma_2$	18.000	(kN/m <sup>3</sup> )

## 2.4 許容応力度

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

## 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

### 2.7.1 任意断面位置の土圧

計算方法 : 逆算した土圧係数( $K_a$ )を用いて算出する。

### 2.7.2 上載荷重

自動車荷重(T-25)	載荷位置	0.000	(m)
	載荷幅	6.000	(m)
	荷重強度	10.000	(kN/m <sup>2</sup> )
群集荷重	載荷位置	0.000	(m)
	載荷幅	5.000	(m)
	荷重強度	3.000	(kN/m <sup>2</sup> )

## 2.8 荷重の組合せ

No	1	2	3	4
ケース名称	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+載荷重(群集)+浮 力無視	自重+載荷重(群集)+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	—	—	—	—
くさびの粘着高				
滑動安全率	1.500	1.500	1.500	1.500

No	5	6		
ケース名称	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	—	—		
くさびの粘着高				
滑動安全率	1.200	1.200		

## 2.9 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 (m<sup>2</sup>)

$G_y$  : y軸に関する断面一次モーメント (m<sup>3</sup>)

$G_x$  : x軸に関する断面一次モーメント (m<sup>3</sup>)

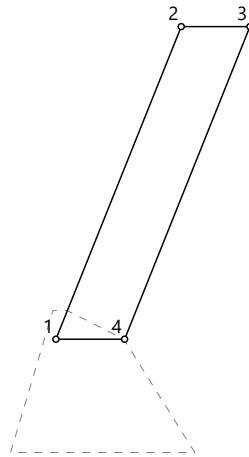
$X_c$  : X方向の図心座標 (m)

$Y_c$  : 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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	0.000	0.000	0.000000	0.711750	-0.284700
2	0.881	2.202	0.533602	1.174962	0.000000
3	1.365	2.202	0.533602	-0.711750	1.013303
4	0.485	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			1.067205	1.174962	0.728603

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.067$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.728603}{1.067205} = 0.683$  (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.174962}{1.067205} = 1.101$  (m)

単位重量  $\gamma = 23.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

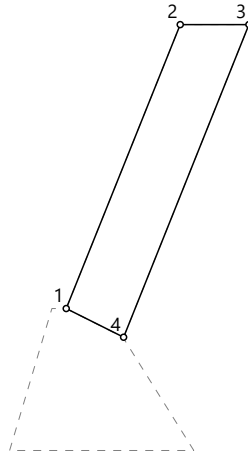
重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.067 \times 23.000 = 24.541$  (kN)

慣性力  $H_c = W_c \cdot k_H = 24.541 \times 0.120 = 2.945$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 24.541 \times 0.683 = 16.762$  (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.945 \times 1.101 = 3.242$  (kN·m)

3.1.3 <体重量・壁部



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	0.081	0.202	0.000000	0.711201	-0.284480
2	0.881	2.202	0.533602	1.174962	0.000000
3	1.365	2.202	0.533602	-0.711750	1.013303
4	0.485	0.000	-0.048937	-0.002745	-0.009443
1	0.081	0.202	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			1.018267	1.171668	0.719379

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.018$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.719379}{1.018267} = 0.706$  (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.171668}{1.018267} = 1.151$  (m)

単位重量  $\gamma = 23.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

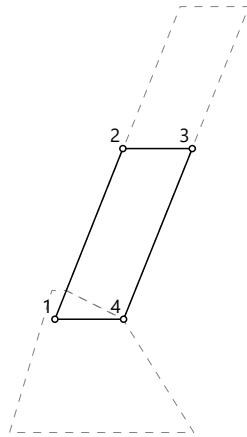
重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.018 \times 23.000 = 23.414$  (kN)

慣性力  $H_c = W_c \cdot k_H = 23.414 \times 0.120 = 2.810$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 23.414 \times 0.706 = 16.530$  (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.810 \times 1.151 = 3.234$  (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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	0.000	0.000	0.000000	0.115761	-0.046304
2	0.481	1.202	0.291270	0.350090	0.000000
3	0.965	1.202	0.291270	-0.115761	0.327509
4	0.485	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.582540	0.350090	0.281204

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.583$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.281204}{0.582540} = 0.483$  (m)

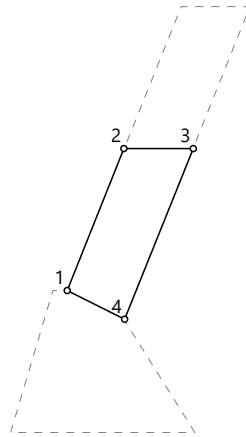
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.350090}{0.582540} = 0.601$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.800$  (kN/m<sup>3</sup>)

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.583 \times -9.800 = -5.713$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = -5.713 \times 0.483 = -2.759$  (kN·m)

3.1.5 浮力(常時・地震時)



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	0.081	0.202	0.000000	0.115212	-0.046085
2	0.481	1.202	0.291270	0.350090	0.000000
3	0.965	1.202	0.291270	-0.115761	0.327509
4	0.485	0.000	-0.048937	-0.002745	-0.009443
1	0.081	0.202	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.533602	0.346796	0.271981

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.534$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.271981}{0.533602} = 0.510$  (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.346796}{0.533602} = 0.650$  (m)

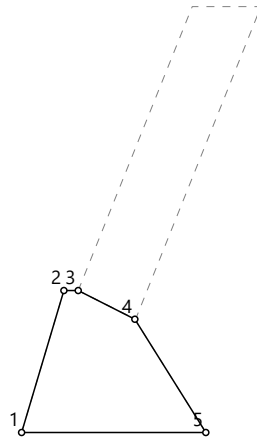
単位重量  $\gamma = -9.800$  (kN/m<sup>3</sup>)

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.534 \times -9.800 = -5.233$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = -5.233 \times 0.510 = -2.669$  (kN·m)



3.1.6 浮力(常時・地震時)



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	-0.319	-0.798	0.039903	0.025826	-0.018068
2	-0.019	0.202	0.010097	0.002039	0.000000
3	0.081	0.202	0.048466	0.002745	0.009217
4	0.481	0.002	0.192797	0.052946	0.221948
5	0.981	-0.798	0.518737	-0.413981	0.000000
1	-0.319	-0.798	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.810000	-0.330426	0.213096

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.810$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.213096}{0.810000} = 0.263$  (m)

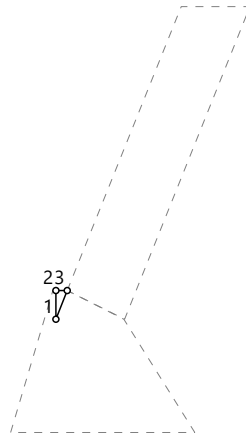
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.330426}{0.810000} = -0.408$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.800$  (kN/m<sup>3</sup>)

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

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = -7.938 \times 0.263 = -2.088$  (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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.202	0.008156	0.001647	0.000000
3	0.081	0.202	0.000000	-0.000549	0.000220
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.008156	0.001098	0.000220

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.008$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.000220}{0.008156} = 0.027$  (m)

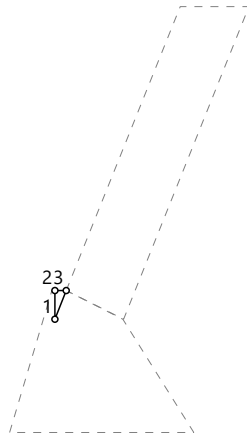
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.001098}{0.008156} = 0.135$  (m)

単位重量  $\gamma = 19.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.008 \times 19.000 = 0.152$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 0.152 \times 0.027 = 0.004$  (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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.202	0.008156	0.001647	0.000000
3	0.081	0.202	0.000000	-0.000549	0.000220
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.008156	0.001098	0.000220

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.008$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.000220}{0.008156} = 0.027$  (m)

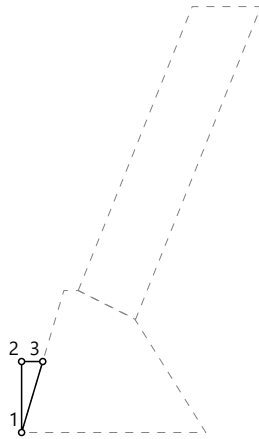
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.001098}{0.008156} = 0.135$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.008 \times -9.000 = -0.072$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = -0.072 \times 0.027 = -0.002$  (kN·m)

3.1.9 常時・水位無視



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	-0.319	-0.798	0.079806	0.000000	-0.025476
2	-0.319	-0.298	-0.022354	0.006663	0.000000
3	-0.169	-0.298	-0.019951	-0.024090	0.015380
1	-0.319	-0.798	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.037500	-0.017427	-0.010096

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{-0.010096}{0.037500} = -0.269$  (m)

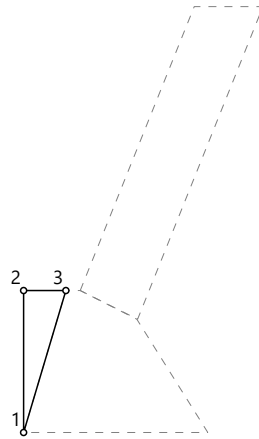
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.017427}{0.037500} = -0.465$  (m)

単位重量  $\gamma = 19.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 0.722 \times -0.269 = -0.194$  (kN·m)

3.1.10 地震時・水位無視



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	-0.319	-0.798	0.159611	0.000000	-0.050952
2	-0.319	0.202	0.030292	0.006117	0.000000
3	-0.019	0.202	-0.039903	-0.025826	0.018068
1	-0.319	-0.798	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.150000	-0.019708	-0.032883

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{-0.032883}{0.150000} = -0.219$  (m)

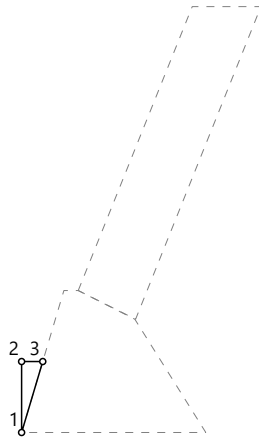
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.019708}{0.150000} = -0.131$  (m)

単位重量  $\gamma = 19.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 2.850 \times -0.219 = -0.624$  (kN·m)

3.1.11 常時・水位考慮(浮力)



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	-0.319	-0.798	0.079806	0.000000	-0.025476
2	-0.319	-0.298	-0.022354	0.006663	0.000000
3	-0.169	-0.298	-0.019951	-0.024090	0.015380
1	-0.319	-0.798	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.037500	-0.017427	-0.010096

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{-0.010096}{0.037500} = -0.269$  (m)

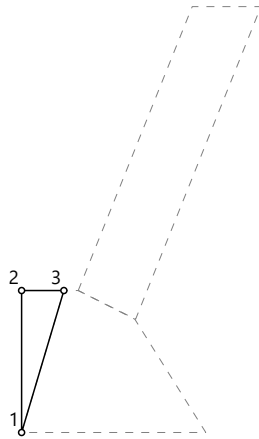
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.017427}{0.037500} = -0.465$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = -0.342 \times -0.269 = 0.092$  (kN·m)

3.1.12 地震時・水位考慮(浮力)



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	-0.319	-0.798	0.159611	0.000000	-0.050952
2	-0.319	0.202	0.030292	0.006117	0.000000
3	-0.019	0.202	-0.039903	-0.025826	0.018068
1	-0.319	-0.798	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.150000	-0.019708	-0.032883

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{-0.032883}{0.150000} = -0.219$  (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{-0.019708}{0.150000} = -0.131$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = -1.350 \times -0.219 = 0.296$  (kN·m)

### 3.1.13 上載荷重

#### 3.1.13.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+浮力無視

名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
自動車荷重	0.000	6.000	10.000

#### 3.1.13.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮

名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
自動車荷重	0.000	6.000	10.000

#### 3.1.13.3 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+浮力無視

名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
群集荷重	0.000	5.000	3.000

#### 3.1.13.4 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
群集荷重	0.000	5.000	3.000

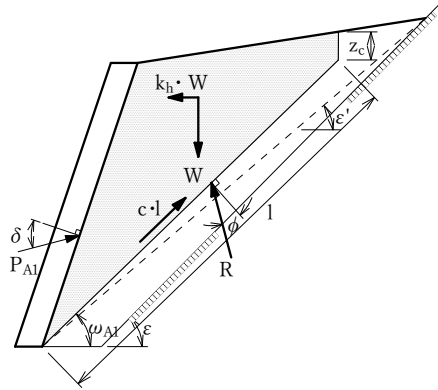


### 3.1.14 土 圧

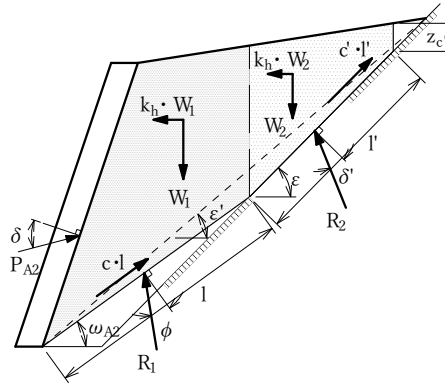
#### 3.1.14.1 計算方法

土圧は試行くさび法により算出する。

(a), (b)の土圧を比較し大きい方の土圧を採用する。



(a) 裏込め土内部のすべり面



(b) 切土面でのすべり面

主働土圧の合力

$$P_A = \max(P_{A1}, P_{A2})$$

$$P_{A1} = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A1} - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$P_{A2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A2} - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$Z = \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\epsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A2} - \phi)}{\cos(\epsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A2} - \phi)}{\cos(\epsilon - \delta')}$$

$$P_{AV} = 0.000$$

$$P_{AH} = P_A \quad \dots \text{ [全土圧を水平方向に作用させるものとする。]}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

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

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

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

土圧の作用位置 (m)

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

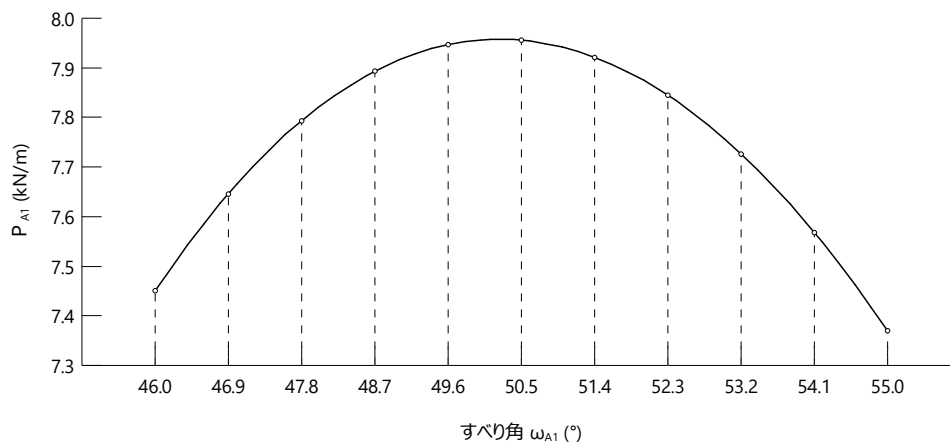
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha$$

- ここに、 $P_A$  : 主働土圧合力 (kN/m)  
 $P_{A1}$  : 裏込め土のみによる主働土圧の合力 (kN/m)  
 $P_{A2}$  : 切土面における主働土圧の合力 (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(載荷重を含む) (kN/m)  
 $W_1$  : 裏込め土内部のすべり面上の土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)  
 $W_2$  : 切土面上の亀裂深さ  $z_c$  を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)  
 $\omega_{A1}$  : 裏込め土内部のすべり面の主働すべり角 (°)  
 $\omega_{A2}$  : 擁壁かかとから切り土面までのすべり面の主働すべり角 (°)  
 $\varepsilon$  : 地山が水平面となす角 (°)  
 $c$  : 裏込め土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)  
 $\delta$  : 壁面摩擦角 (°)  
 $\alpha$  : 壁面が鉛直面となす角 (°)  
 $c'$  : 切土面と裏込め土の間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\delta'$  : 切土面におけるすべり摩擦角 (°)  
 $\theta$  : 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)  
 $l'$  : 切土面におけるすべり面の長さ (m)  
 $z_c$  : 地表面の亀裂深さ (m)  
 $\gamma$  : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $H$  : 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)

3.1.14.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -21.801 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	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	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 43.801 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W (\text{kN/m})$ $Q+w_1$	$l (\text{m})$
55.000	7.370	6.610	13.828	20.438	2.688
54.000	7.588	7.190	15.041	22.231	2.722
53.000	7.756	7.785	16.285	24.070	2.757
52.000	7.875	8.396	17.563	25.958	2.794
51.000	7.942	9.023	18.875	27.898	2.833
<b>50.128</b>	<b>7.957</b>	<b>9.585</b>	<b>20.050</b>	<b>29.636</b>	<b>2.869</b>
50.000	7.956	9.669	20.225	29.894	2.874
49.000	7.916	10.333	21.616	31.949	2.918
48.000	7.820	11.019	23.049	34.068	2.963
47.000	7.665	11.726	24.528	36.254	3.011
46.000	7.450	12.456	26.056	38.512	3.061

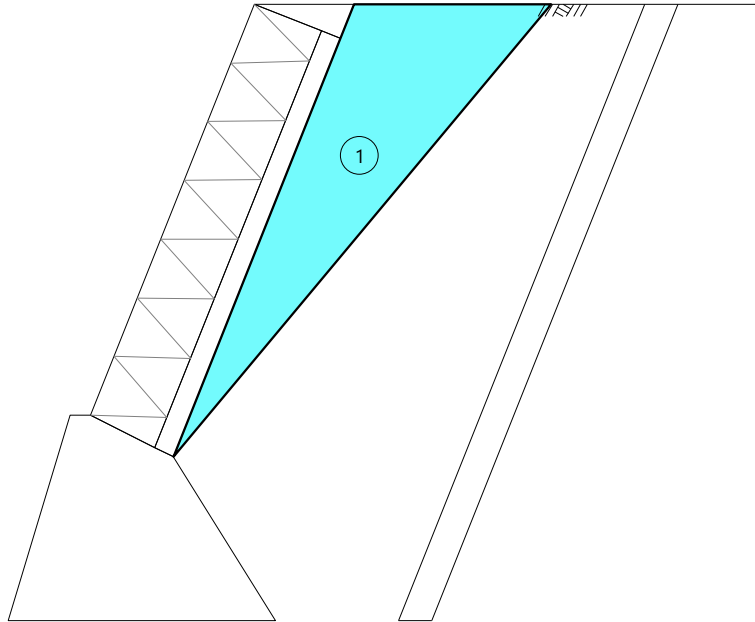
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 50.128 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 50.128 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

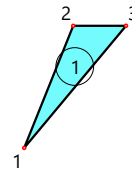
上載荷重作用範囲  $X_s = 1.685 (\text{m}) \sim X_e = 2.643 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
自動車荷重	1.685	6.000	10.000	0.959	9.590
$\Sigma$					9.590



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	0.804	0.798	-0.533602
2	1.685	3.000	1.437758
3	2.643	3.000	0.151132
1	0.804	0.798	0.000000
Σ			1.055288



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 1.055288 \times 19.000 = 20.050 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 9.590 + 20.050 = 29.640 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.643 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 2.869 \text{ (m)}$$

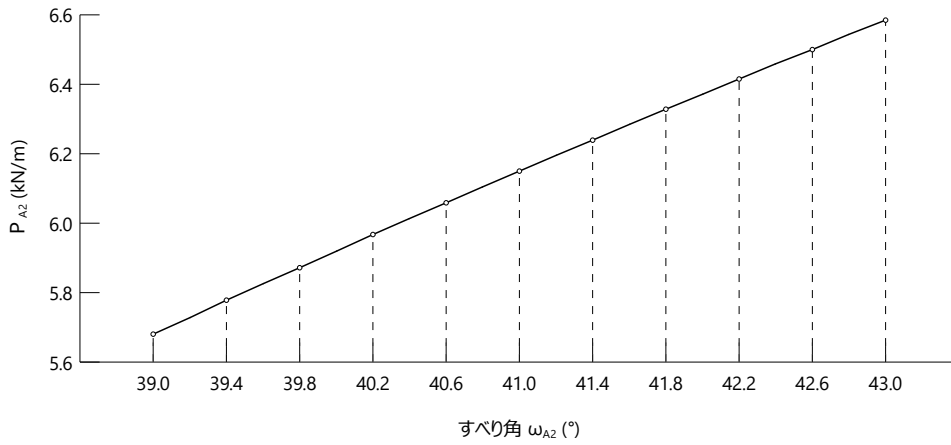
主働土圧の合力

$$P_{A_1} = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{\frac{29.640}{\cos 0} \times \sin(50.128 - 35 + 0) - 0.000 \times 2.869 \times \cos 35}{\cos(50.128 - 35 - (-21.801) - 23.333)}$$

$$= 7.958 \text{ (kN/m)}$$

主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 43.801(^{\circ})$



$\omega_{A2}$ ( $^{\circ}$ )	$P_{A2}$ (kN/m)	$Q_1$ (kN/m)	$w_1$ (kN/m)	$W_1$ (kN/m) $Q_1 + w_1$	$l_1$ (m)	$Q_2$ (kN/m)	$w_2$ (kN/m)	$W_2$ (kN/m) $Q_2 + w_2$	$l_2$ (m)
43.000	6.585	13.766	30.874	44.640	3.087	0.388	0.036	0.423	0.104
42.000	6.371	13.312	32.265	45.578	2.977	0.841	0.168	1.009	0.226
41.000	6.150	12.890	33.473	46.364	2.875	1.263	0.379	1.642	0.340
40.000	5.920	12.496	34.525	47.021	2.781	1.657	0.652	2.310	0.446
39.000	5.681	12.126	35.444	47.571	2.694	2.027	0.976	3.003	0.546

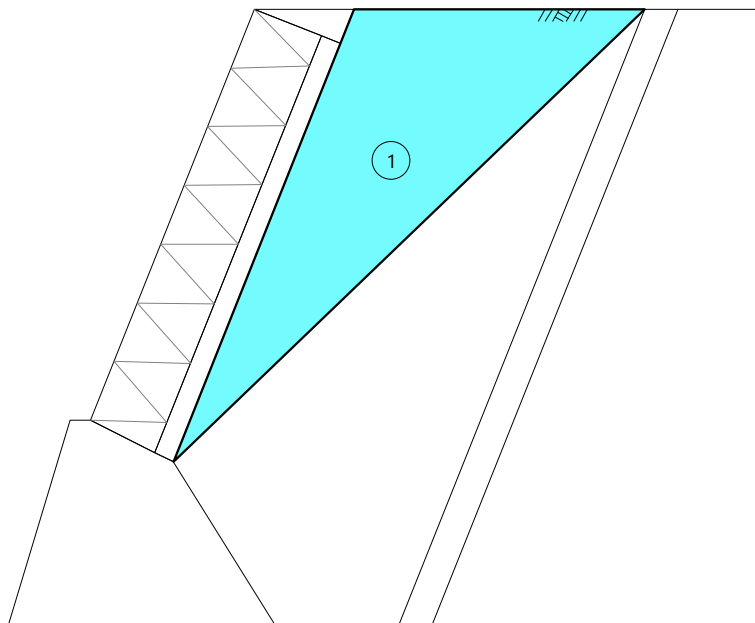
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

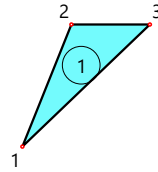
$Q_1$  範囲  $X_s = 1.685$  (m)  $\sim X_c = 3.100$  (m)       $Q_2$  範囲  $X_c = 3.100$  (m)  $\sim X_c = 3.100$  (m)

項目名	載荷位置 $X_q$ (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 $q$ (kN/m $^2$ )	作用幅 $B_{q1}$ (m)	上載荷重 $Q_1$ (kN/m)	作用幅 $B_{q2}$ (m)	上載荷重 $Q_2$ (kN/m)
自動車荷重	1.685	6.000	10.000	1.415	14.150	—	—
$\Sigma$					14.150		0.000



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	0.804	0.798	-0.533602
2	1.685	3.000	2.123003
3	3.100	3.000	-0.031156
1	0.804	0.798	0.000000
Σ			1.558244



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 1.558244 \times 19.000 = 29.607 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 14.150 + 29.607 = 43.757 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 3.181 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100 - 3.100)^2 + (3.000 - 3.000)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$Z = \left\{ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \cdot \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right\} \cdot \sec \theta$$

$$- c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')}$$

$$= \left\{ 43.757 \times \sin(43.801 - 35 - 0) + 0.000 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 0) \times \cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right\} \times \frac{1}{\cos 0}$$

$$- 0.000 \times 3.181 \times \cos 35 - 0.000 \times 0.000 \times \cos 30 \times \frac{\cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)}$$

$$= 6.695$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{6.695}{\cos(43.801 - 35 - (-21.801) - 23.333)}$$

$$= 6.749 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(7.958, 6.749) = 7.958 \text{ (kN/m)}$$

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

$$P_{AH} = P_A = 7.958 \text{ (kN/m)}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7.958 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.958 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 7.958 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.202 = 1.532 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.804 - 1.532 \times \tan -21.801 = 1.097 \text{ (m)}$$

上部擁壁計算時の土圧作用位置 (m)

$$Y_{Pu} = Y_P - Y_o = 1.532 - 0.798 = 0.734 \text{ (m)}$$

$$X_{Pu} = X_P - X_o = 1.097 - 0.319 = 0.778 \text{ (m)}$$

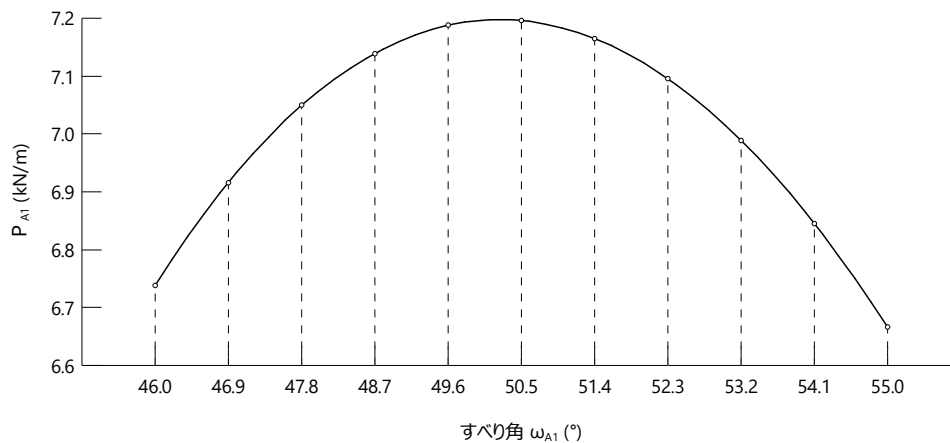
ここに、Y<sub>o</sub>: 上部擁壁下端のY座標 = 0.798 (m)

X<sub>o</sub>: 上部擁壁前面端のX座標 = 0.319 (m)

3.1.14.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -21.801 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 23.333 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
	水中重量	$\gamma' = 10.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 43.801 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W}{Q+w_1} (\text{kN/m})$	$l (\text{m})$
55.000	6.666	6.610	11.876	18.487	2.688
54.000	6.863	7.190	12.918	20.108	2.722
53.000	7.016	7.785	13.987	21.772	2.757
52.000	7.123	8.396	15.084	23.479	2.794
51.000	7.183	9.023	16.211	25.234	2.833
50.112	7.197	9.595	17.239	26.835	2.870
50.000	7.196	9.669	17.371	27.040	2.874
49.000	7.160	10.333	18.565	28.899	2.918
48.000	7.073	11.019	19.796	30.815	2.963
47.000	6.933	11.726	21.066	32.792	3.011
46.000	6.739	12.456	22.379	34.835	3.061

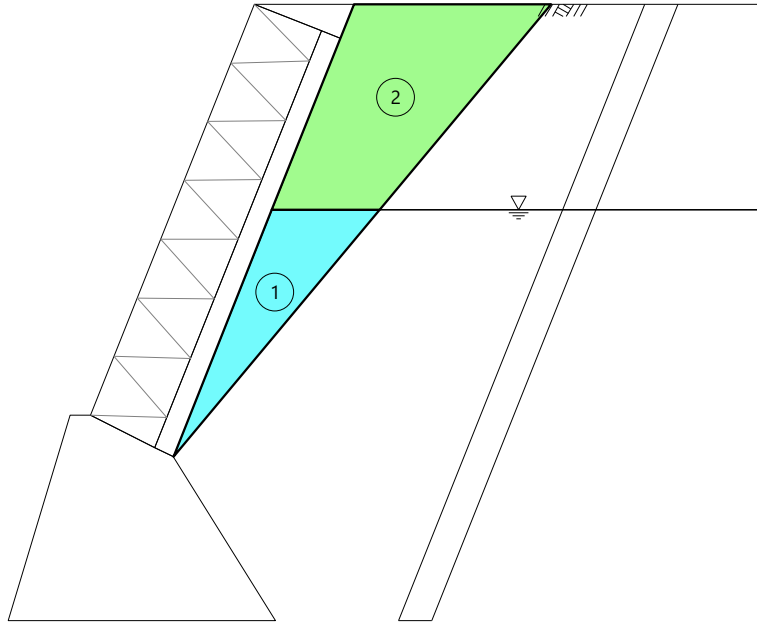
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 50.112 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 50.112 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

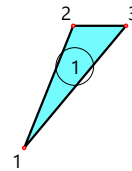
上載荷重作用範囲  $X_s = 1.685 (\text{m}) \sim X_e = 2.644 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
自動車荷重	1.685	6.000	10.000	0.960	9.600
$\Sigma$					9.600

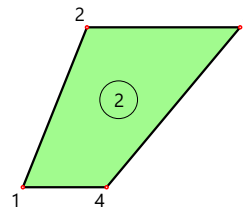


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	0.804	0.798	-0.291270
2	1.285	2.000	0.523776
3	1.808	2.000	0.082269
1	0.804	0.798	0.000000
$\Sigma$			0.314774



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	1.285	2.000	-0.242332
2	1.685	3.000	1.439325
3	2.644	3.000	0.068446
4	1.808	2.000	-0.523776
1	1.285	2.000	0.000000
$\Sigma$			0.741663



地表面の亀裂深さ

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

くさび重量

$$w_1 = 0.314774 \times 10.000 + 0.741663 \times 19.000 = 17.240 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 9.600 + 17.240 = 26.840 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.644 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 2.870 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$P_{A_1} = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)}$$

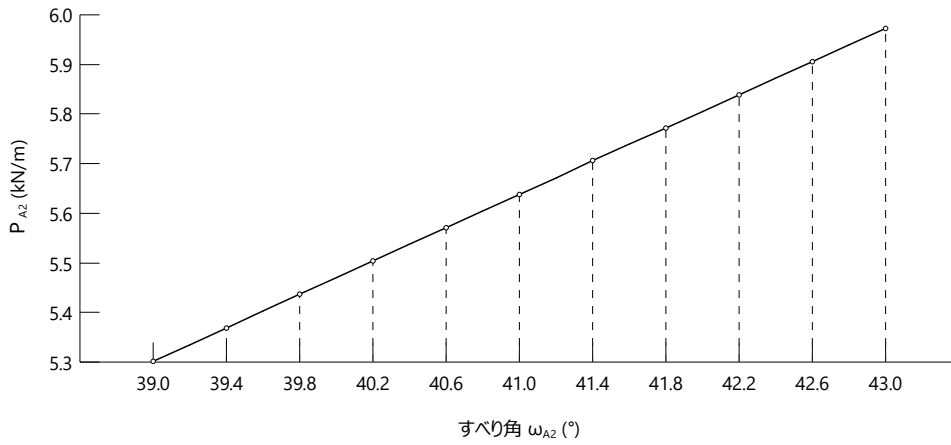
$$= \frac{26.840}{\cos 0} \times \sin(50.112 - 35 + 0) - 0.000 \times 2.870 \times \cos 35$$

$$= \frac{26.840 \times \sin(15.112)}{\cos(50.112 - 35 - (-21.801) - 23.333)}$$

$$= 7.199 \text{ (kN/m)}$$



主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 43.801(^{\circ})$



$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} \text{ (kN/m)}$	$Q_1 \text{ (kN/m)}$	$w_1 \text{ (kN/m)}$	$W_1 \text{ (kN/m)}$ $Q_1 + w_1$	$l_1 \text{ (m)}$	$Q_2 \text{ (kN/m)}$	$w_2 \text{ (kN/m)}$	$W_2 \text{ (kN/m)}$ $Q_2 + w_2$	$l_2 \text{ (m)}$
43.000	5.972	13.766	26.503	40.269	3.087	0.388	0.036	0.423	0.104
42.000	5.806	13.312	27.646	40.958	2.977	0.841	0.168	1.009	0.226
41.000	5.638	12.890	28.595	41.486	2.875	1.263	0.379	1.642	0.340
40.000	5.470	12.496	29.378	41.874	2.781	1.657	0.652	2.310	0.446
39.000	5.302	12.126	30.016	42.143	2.694	2.027	0.976	3.003	0.546

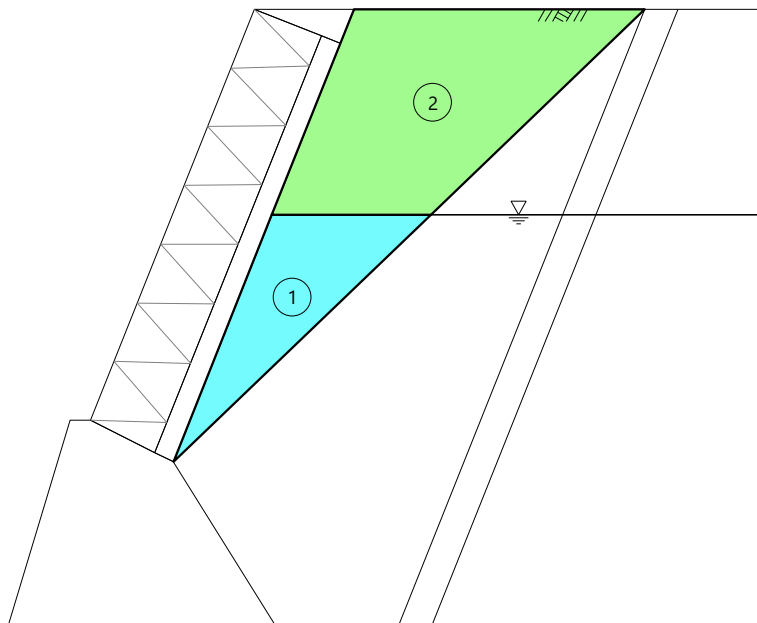
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

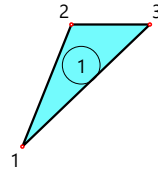
$Q_1$  範囲  $X_s = 1.685 \text{ (m)} \sim X_c = 3.100 \text{ (m)}$        $Q_2$  範囲  $X_c = 3.100 \text{ (m)} \sim X_c = 3.100 \text{ (m)}$

項目名	載荷位置 $X_q \text{ (m)}$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	作用幅 $B_{q1} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_1 \text{ (kN/m)}$	作用幅 $B_{q2} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_2 \text{ (kN/m)}$
自動車荷重	1.685	6.000	10.000	1.415	14.150	—	—
$\Sigma$					14.150		0.000

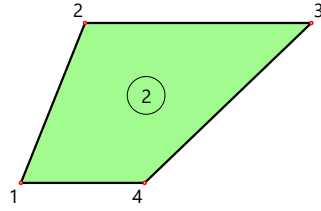


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	0.804	0.798	-0.291270
2	1.285	2.000	0.772569
3	2.057	2.000	-0.017007
1	0.804	0.798	0.000000
$\Sigma$			0.464292



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	1.285	2.000	-0.242332
2	1.685	3.000	2.123003
3	3.100	3.000	-0.014149
4	2.057	2.000	-0.772569
1	1.285	2.000	0.000000
$\Sigma$			1.093952



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

$$w_1 = 0.464292 \times 10.000 + 1.093952 \times 19.000 = 25.428 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 14.150 + 25.428 = 39.578 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 3.181 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100 - 3.100)^2 + (3.000 - 3.000)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left[ 39.578 \times \sin(43.801 - 35 - 0) + 0.000 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 0) \times \cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 3.181 \times \cos 35 - 0.000 \times 0.000 \times \cos 30 \times \frac{\cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \\ &= 6.055 \end{aligned}$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{6.055}{\cos(43.801 - 35 - (-21.801) - 23.333)}$$
$$= 6.104 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(7.199, 6.104) = 7.199 \text{ (kN/m)}$$

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

$$P_{AH} = P_A = 7.199 \text{ (kN/m)}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7.199 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.199 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 7.199 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.202 = 1.532 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.804 - 1.532 \times \tan -21.801 = 1.097 \text{ (m)}$$

上部擁壁計算時の土圧作用位置 (m)

$$Y_{Pu} = Y_P - Y_o = 1.532 - 0.798 = 0.734 \text{ (m)}$$

$$X_{Pu} = X_P - X_o = 1.097 - 0.319 = 0.778 \text{ (m)}$$

ここに、 $Y_o$ : 上部擁壁下端のY座標 = 0.798 (m)

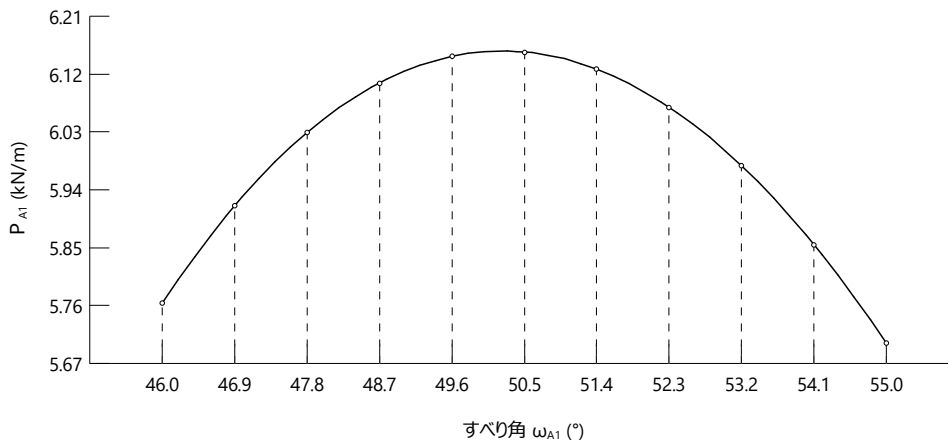
$X_o$ : 上部擁壁前面端のX座標 = 0.319 (m)

3.1.14.4 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -21.801 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	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	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 43.801 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
55.000	5.701	1.983	13.828	15.811	2.688
54.000	5.870	2.157	15.041	17.198	2.722
53.000	6.000	2.336	16.285	18.621	2.757
52.000	6.092	2.519	17.563	20.081	2.794
51.000	6.144	2.707	18.875	21.582	2.833
<b>50.288</b>	<b>6.156</b>	<b>2.844</b>	<b>19.833</b>	<b>22.677</b>	<b>2.862</b>
50.000	6.155	2.901	20.225	23.126	2.874
49.000	6.124	3.100	21.616	24.716	2.918
48.000	6.049	3.306	23.049	26.355	2.963
47.000	5.930	3.518	24.528	28.046	3.011
46.000	5.763	3.737	26.056	29.793	3.061

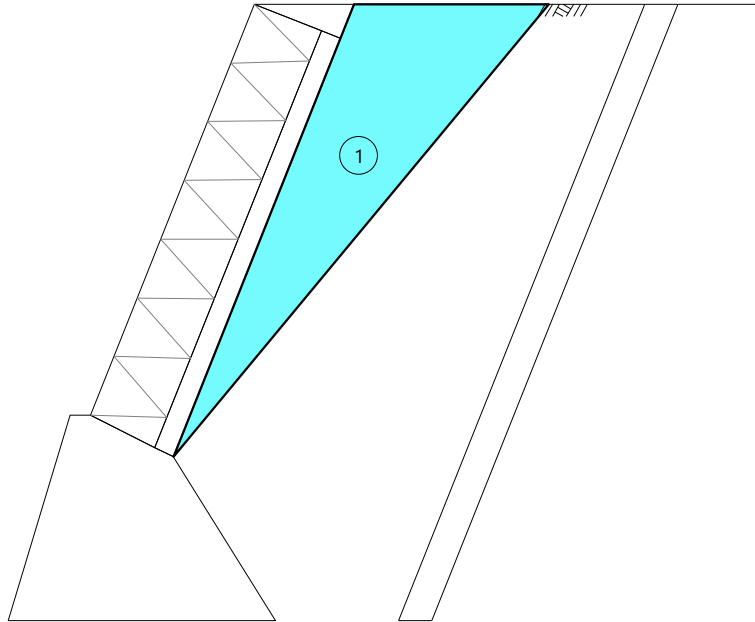
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 50.288 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 50.288 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

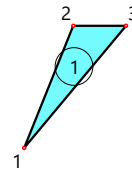
上載荷重作用範囲  $X_s = 1.685 (\text{m}) \sim X_e = 2.633 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
群集荷重	1.685	5.000	3.000	0.948	2.844
$\Sigma$					2.844



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	0.804	0.798	-0.533602
2	1.685	3.000	1.422136
3	2.633	3.000	0.155287
1	0.804	0.798	0.000000
Σ			1.043821



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 1.043821 \times 19.000 = 19.833 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 2.844 + 19.833 = 22.677 \text{ (kN/m)}$$

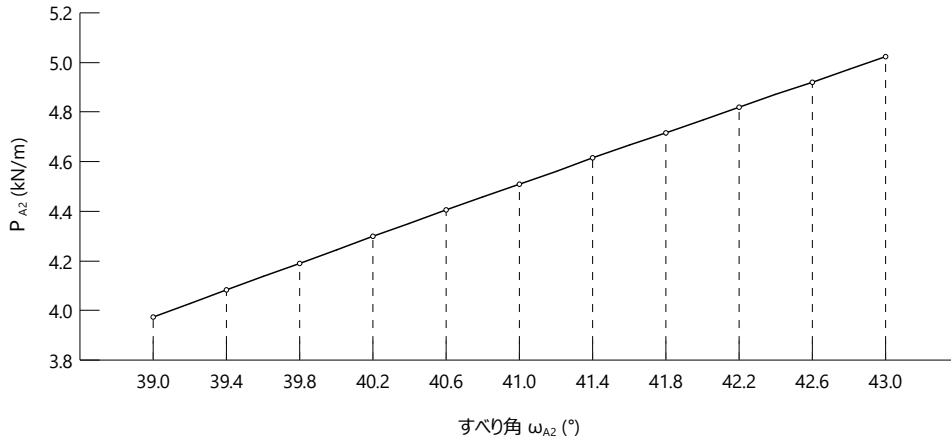
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.633 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 2.862 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{22.677}{\cos 0} \times \sin(50.288 - 35 + 0) - 0.000 \times 2.862 \times \cos 35}{\cos(50.288 - 35 - (-21.801) - 23.333)} \\
 &= 6.156 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 43.801(^{\circ})$



$\omega_{A2}$ ( $^{\circ}$ )	$P_{A2}$ (kN/m)	$Q_1$ (kN/m)	$w_1$ (kN/m)	$W_1$ (kN/m) $Q_1 + w_1$	$l_1$ (m)	$Q_2$ (kN/m)	$w_2$ (kN/m)	$W_2$ (kN/m) $Q_2 + w_2$	$l_2$ (m)
43.000	5.022	4.130	30.874	35.004	3.087	0.116	0.036	0.152	0.104
42.000	4.769	3.994	32.265	36.259	2.977	0.252	0.168	0.420	0.226
41.000	4.510	3.867	33.473	37.340	2.875	0.379	0.379	0.758	0.340
40.000	4.245	3.749	34.525	38.274	2.781	0.497	0.652	1.150	0.446
39.000	3.973	3.638	35.444	39.082	2.694	0.608	0.976	1.584	0.546

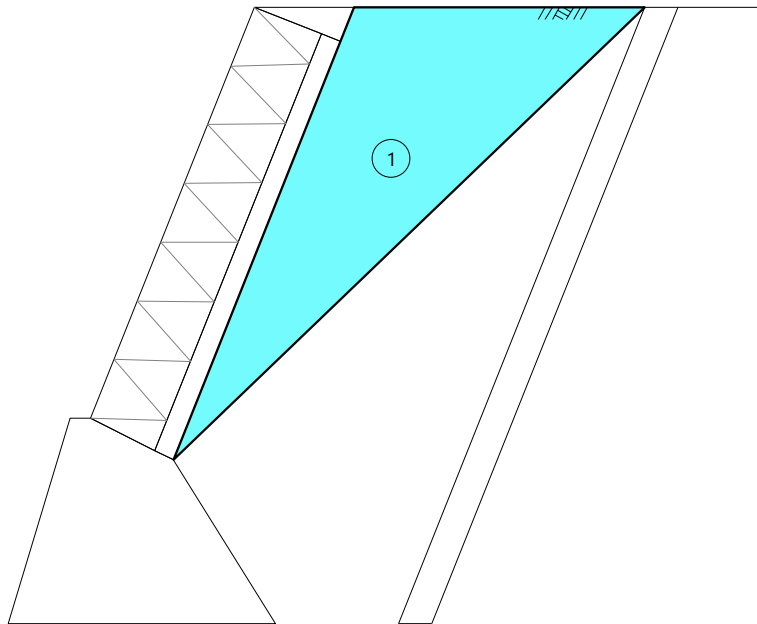
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

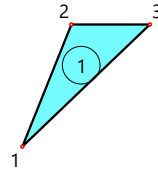
$Q_1$  範囲  $X_s = 1.685$  (m)  $\sim X_c = 3.100$  (m)       $Q_2$  範囲  $X_c = 3.100$  (m)  $\sim X_c = 3.100$  (m)

項目名	載荷位置 $X_q$ (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 $q$ (kN/m $^2$ )	作用幅 $B_{q1}$ (m)	上載荷重 $Q_1$ (kN/m)	作用幅 $B_{q2}$ (m)	上載荷重 $Q_2$ (kN/m)
群集荷重	1.685	5.000	3.000	1.415	4.245	—	—
$\Sigma$					4.245		0.000



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	0.804	0.798	-0.533602
2	1.685	3.000	2.123003
3	3.100	3.000	-0.031156
1	0.804	0.798	0.000000
Σ			1.558244



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 1.558244 \times 19.000 = 29.607 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 4.245 + 29.607 = 33.852 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 3.181 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100 - 3.100)^2 + (3.000 - 3.000)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$Z = \left\{ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \cdot \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right\} \cdot \sec \theta$$

$$- c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')}$$

$$= \left\{ 33.852 \times \sin(43.801 - 35 - 0) + 0.000 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 0) \times \cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right\} \times \frac{1}{\cos 0}$$

$$- 0.000 \times 3.181 \times \cos 35 - 0.000 \times 0.000 \times \cos 30 \times \frac{\cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)}$$

$$= 5.179$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{5.179}{\cos(43.801 - 35 - (-21.801) - 23.333)}$$

$$= 5.221 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(6.156, 5.221) = 6.156 \text{ (kN/m)}$$

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

$$P_{AH} = P_A = 6.156 \text{ (kN/m)}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 6.156 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6.156 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 6.156 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.202 = 1.532 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.804 - 1.532 \times \tan -21.801 = 1.097 \text{ (m)}$$

上部擁壁計算時の土圧作用位置 (m)

$$Y_{Pu} = Y_P - Y_o = 1.532 - 0.798 = 0.734 \text{ (m)}$$

$$X_{Pu} = X_P - X_o = 1.097 - 0.319 = 0.778 \text{ (m)}$$

ここに、Y<sub>o</sub>: 上部擁壁下端のY座標 = 0.798 (m)

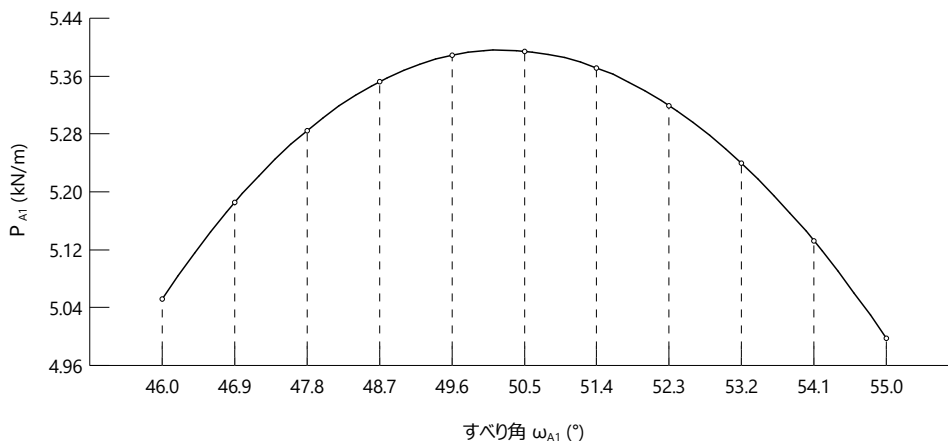
X<sub>o</sub>: 上部擁壁前面端のX座標 = 0.319 (m)

3.1.14.5 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -21.801 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 23.333 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
	水中重量	$\gamma' = 10.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 43.801 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W}{Q+w_1} (\text{kN/m})$	$l (\text{m})$
55.000	4.998	1.983	11.876	13.859	2.688
54.000	5.145	2.157	12.918	15.075	2.722
53.000	5.260	2.336	13.987	16.322	2.757
52.000	5.340	2.519	15.084	17.602	2.794
51.000	5.385	2.707	16.211	18.918	2.833
50.112	5.396	2.879	17.239	20.118	2.870
50.000	5.395	2.901	17.371	20.272	2.874
49.000	5.368	3.100	18.565	21.665	2.918
48.000	5.303	3.306	19.796	23.102	2.963
47.000	5.198	3.518	21.066	24.584	3.011
46.000	5.052	3.737	22.379	26.116	3.061

従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 50.112 (^{\circ})$  の時となる。

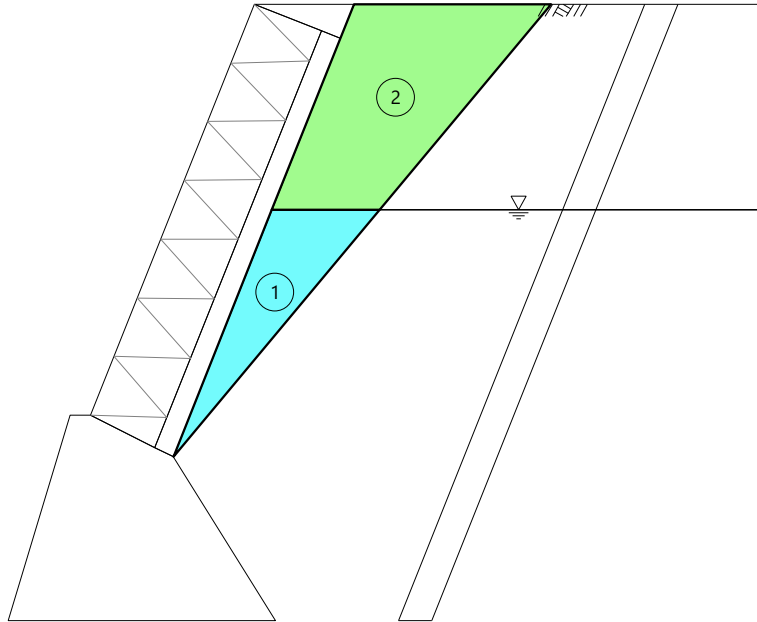
$\omega_{A1} = 50.112 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

上載荷重作用範囲  $X_s = 1.685 (\text{m}) \sim X_e = 2.644 (\text{m})$

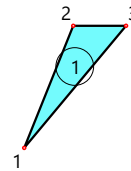
項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
群集荷重	1.685	5.000	3.000	0.960	2.880
$\Sigma$					2.880



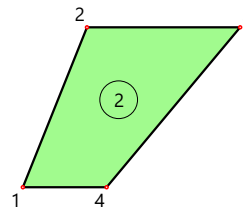


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	0.804	0.798	-0.291270
2	1.285	2.000	0.523776
3	1.808	2.000	0.082269
1	0.804	0.798	0.000000
Σ			0.314774



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.285	2.000	-0.242332
2	1.685	3.000	1.439325
3	2.644	3.000	0.068446
4	1.808	2.000	-0.523776
1	1.285	2.000	0.000000
Σ			0.741663



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.314774 \times 10.000 + 0.741663 \times 19.000 = 17.240 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 2.880 + 17.240 = 20.120 \text{ (kN/m)}$$

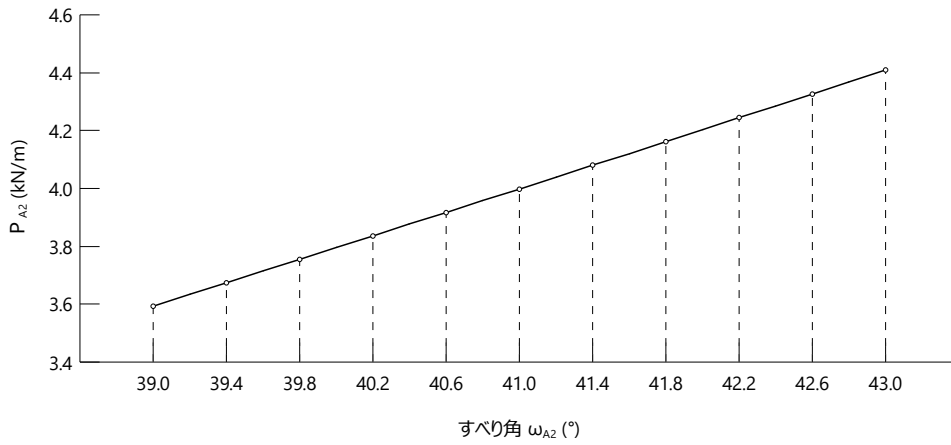
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.644 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 2.870 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{20.120}{\cos 0} \times \sin(50.112 - 35 + 0) - 0.000 \times 2.870 \times \cos 35 \\
 &= \frac{20.120 \times \sin(15.112)}{\cos(50.112 - 35 - (-21.801) - 23.333)} \\
 &= 5.396 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 43.801(^{\circ})$



$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} \text{ (kN/m)}$	$Q_1 \text{ (kN/m)}$	$w_1 \text{ (kN/m)}$	$W_1 \text{ (kN/m)}$ $Q_1 + w_1$	$l_1 \text{ (m)}$	$Q_2 \text{ (kN/m)}$	$w_2 \text{ (kN/m)}$	$W_2 \text{ (kN/m)}$ $Q_2 + w_2$	$l_2 \text{ (m)}$
43.000	4.410	4.130	26.503	30.633	3.087	0.116	0.036	0.152	0.104
42.000	4.203	3.994	27.646	31.639	2.977	0.252	0.168	0.420	0.226
41.000	3.998	3.867	28.595	32.462	2.875	0.379	0.379	0.758	0.340
40.000	3.795	3.749	29.378	33.127	2.781	0.497	0.652	1.150	0.446
39.000	3.594	3.638	30.016	33.654	2.694	0.608	0.976	1.584	0.546

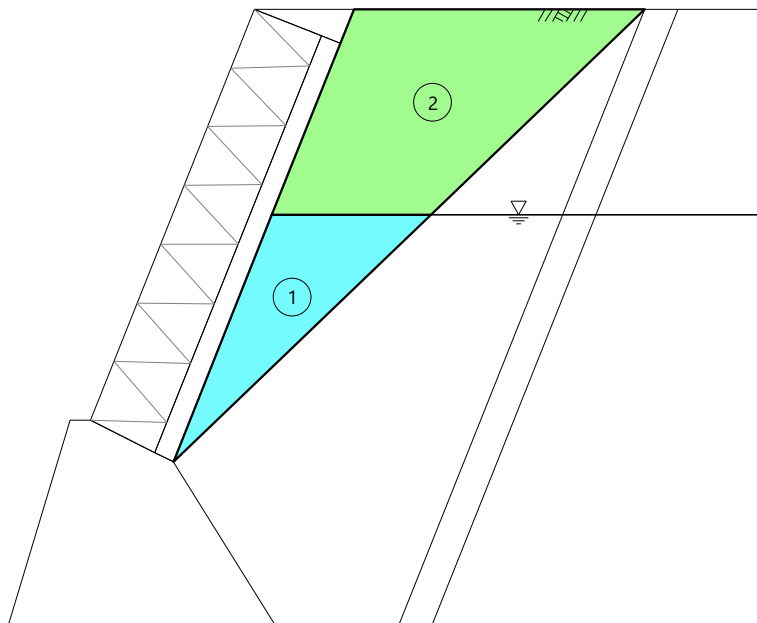
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

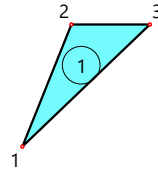
$Q_1$  範囲  $X_s = 1.685 \text{ (m)} \sim X_c = 3.100 \text{ (m)}$        $Q_2$  範囲  $X_c = 3.100 \text{ (m)} \sim X_c = 3.100 \text{ (m)}$

項目名	載荷位置 $X_q \text{ (m)}$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q \text{ (kN/m}^2\text{)}$	作用幅 $B_{q1} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_1 \text{ (kN/m)}$	作用幅 $B_{q2} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_2 \text{ (kN/m)}$
群集荷重	1.685	5.000	3.000	1.415	4.245	—	—
$\Sigma$					4.245		0.000

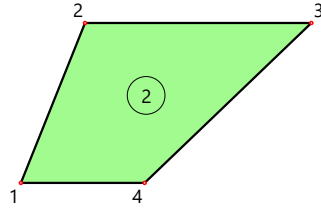


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	0.804	0.798	-0.291270
2	1.285	2.000	0.772569
3	2.057	2.000	-0.017007
1	0.804	0.798	0.000000
$\Sigma$			0.464292



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	1.285	2.000	-0.242332
2	1.685	3.000	2.123003
3	3.100	3.000	-0.014149
4	2.057	2.000	-0.772569
1	1.285	2.000	0.000000
$\Sigma$			1.093952



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

$$w_1 = 0.464292 \times 10.000 + 1.093952 \times 19.000 = 25.428 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 4.245 + 25.428 = 29.673 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 3.181 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100 - 3.100)^2 + (3.000 - 3.000)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left[ 29.673 \times \sin(43.801 - 35 - 0) + 0.000 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 0) \times \cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 3.181 \times \cos 35 - 0.000 \times 0.000 \times \cos 30 \times \frac{\cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \\ &= 4.540 \end{aligned}$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{4.540}{\cos(43.801 - 35 - (-21.801) - 23.333)}$$
$$= 4.577 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(5.396, 4.577) = 5.396 \text{ (kN/m)}$$

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

$$P_{AH} = P_A = 5.396 \text{ (kN/m)}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 5.396 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 5.396 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 5.396 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.202 = 1.532 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.804 - 1.532 \times \tan -21.801 = 1.097 \text{ (m)}$$

上部擁壁計算時の土圧作用位置 (m)

$$Y_{Pu} = Y_P - Y_o = 1.532 - 0.798 = 0.734 \text{ (m)}$$

$$X_{Pu} = X_P - X_o = 1.097 - 0.319 = 0.778 \text{ (m)}$$

ここに、 $Y_o$ : 上部擁壁下端のY座標 = 0.798 (m)

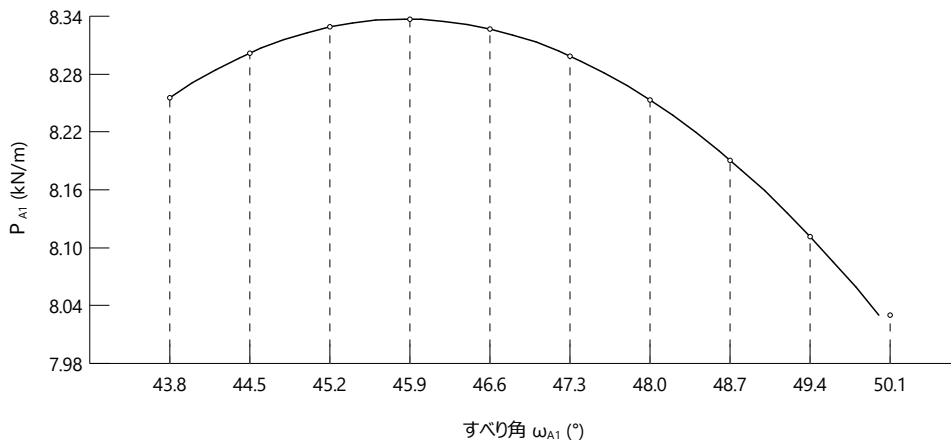
$X_o$ : 上部擁壁前面端のX座標 = 0.319 (m)

3.1.14.6 荷重ケース.5 - 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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -21.801 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.120$
	地震合成角	$\theta = 6.843 (^{\circ})$
裏込め土	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	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

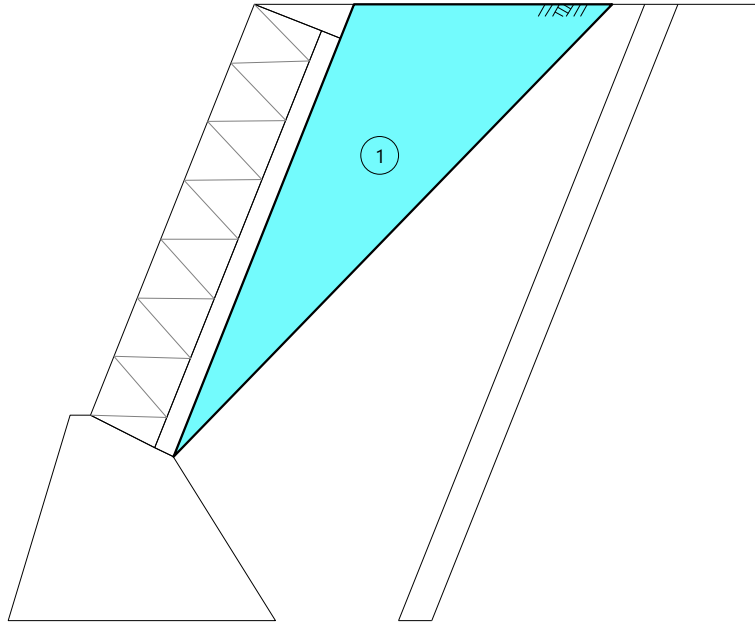
主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 43.801 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
50.000	8.030	0.000	20.225	20.225	2.874
49.000	8.159	0.000	21.616	21.616	2.918
48.000	8.253	0.000	23.049	23.049	2.963
47.000	8.313	0.000	24.528	24.528	3.011
46.000	8.337	0.000	26.056	26.056	3.061
45.856	8.337	0.000	26.281	26.281	3.069
45.000	8.323	0.000	27.637	27.637	3.114
44.000	8.271	0.000	29.273	29.273	3.170
43.801	8.256	0.000	29.607	29.607	3.181

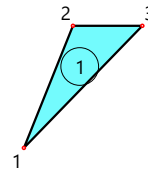
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 45.856 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 45.856 (^{\circ})$  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 <sup>2</sup> )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	0.804	0.798	-0.533602
2	1.685	3.000	1.884504
3	2.941	3.000	0.032289
1	0.804	0.798	0.000000
$\Sigma$			1.383190



地表面の亀裂深さ

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

くさび重量

$$w_1 = 1.383190 \times 19.000 = 26.281 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 26.281 \text{ (kN/m)}$$

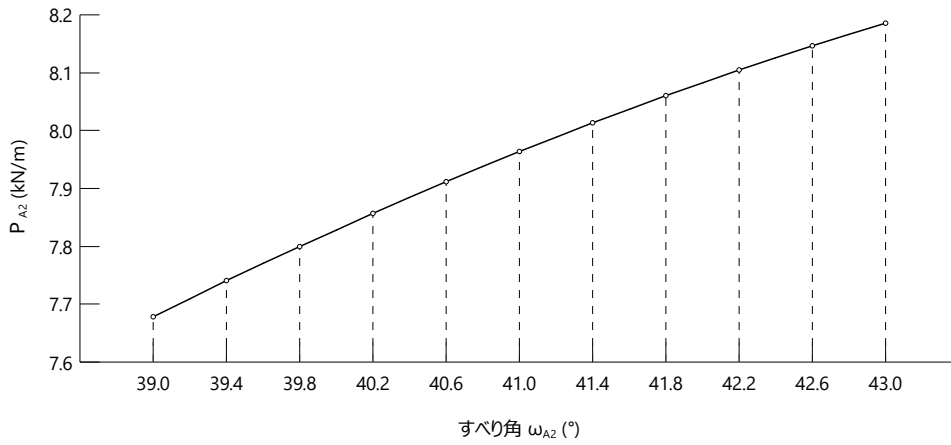
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.941 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 3.069 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{26.281}{\cos 6.843} \times \sin(45.856 - 35 + 6.843) - 0.000 \times 3.069 \times \cos 35}{\cos(45.856 - 35 - (-21.801) - 17.5)} \\
 &= 8.337 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

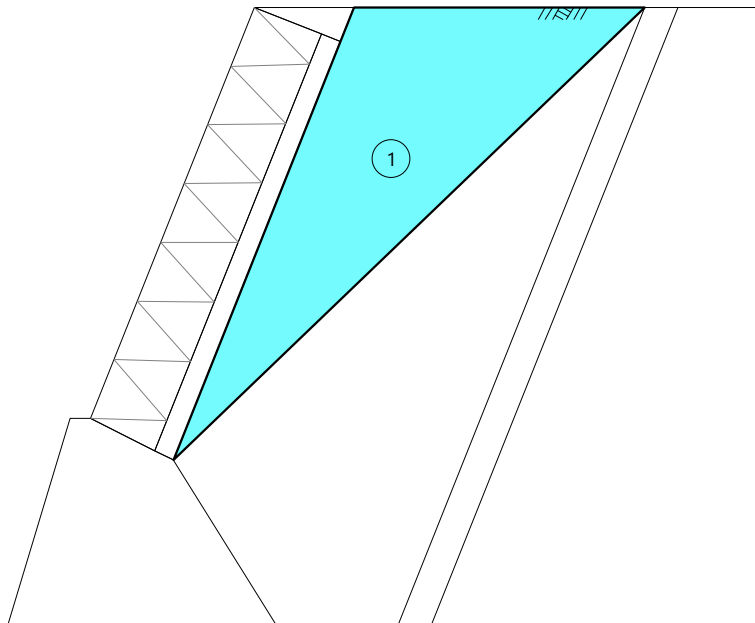
主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 43.801(^{\circ})$



$\omega_{A2}$ ( $^{\circ}$ )	$P_{A2}$ (kN/m)	$Q_1$ (kN/m)	$w_1$ (kN/m)	$W_1$ (kN/m) $Q_1 + w_1$	$l_1$ (m)	$Q_2$ (kN/m)	$w_2$ (kN/m)	$W_2$ (kN/m) $Q_2 + w_2$	$l_2$ (m)
43.000	8.186	0.000	30.874	30.874	3.087	0.000	0.036	0.036	0.104
42.000	8.083	0.000	32.265	32.265	2.977	0.000	0.168	0.168	0.226
41.000	7.964	0.000	33.473	33.473	2.875	0.000	0.379	0.379	0.340
40.000	7.829	0.000	34.525	34.525	2.781	0.000	0.652	0.652	0.446
39.000	7.679	0.000	35.444	35.444	2.694	0.000	0.976	0.976	0.546

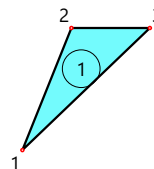
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  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	0.804	0.798	-0.533602
2	1.685	3.000	2.123003
3	3.100	3.000	-0.031156
1	0.804	0.798	0.000000
$\Sigma$			1.558244



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

$$w_1 = 1.558244 \times 19.000 = 29.607 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 29.607 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100-0.804)^2+(3.000-0.798)^2} = 3.181 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100-3.100)^2+(3.000-3.000)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left[ 29.607 \times \sin(43.801-35-6.843) + 0.000 \times \frac{\sin(68.199-30+6.843) \times \cos(43.801-35)}{\cos(68.199-30)} \right] \times \frac{1}{\cos 6.843} \\ &\quad - 0.000 \times 3.181 \times \cos 35 - 0.000 \times 0.000 \times \cos 30 \times \frac{\cos(43.801-35)}{\cos(68.199-30)} \\ &= 8.041 \end{aligned}$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{8.041}{\cos(43.801-35-(-21.801)-17.5)} = 8.256 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(8.337, 8.256) = 8.337 \text{ (kN/m)}$$

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

$$P_{AH} = P_A = 8.337 \text{ (kN/m)}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 8.337 \times \sin(-21.801+17.500) = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 8.337 \times \cos(-21.801+17.500) = 8.337 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.202 = 1.532 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.804 - 1.532 \times \tan -21.801 = 1.097 \text{ (m)}$$

上部擁壁計算時の土圧作用位置 (m)

$$Y_{Pu} = Y_P - Y_o = 1.532 - 0.798 = 0.734 \text{ (m)}$$

$$X_{Pu} = X_P - X_o = 1.097 - 0.319 = 0.778 \text{ (m)}$$

ここに、 $Y_o$ : 上部擁壁下端のY座標 = 0.798 (m)

$X_o$ : 上部擁壁前面端のX座標 = 0.319 (m)

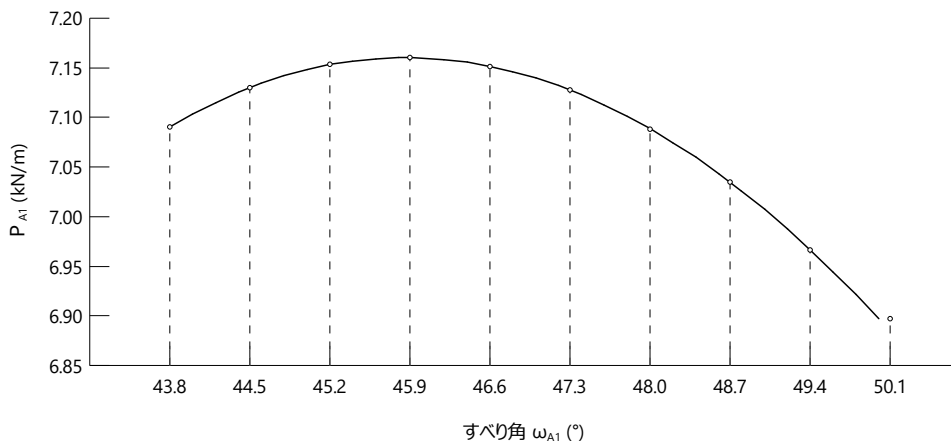


### 3.1.14.7 荷重ケース.6 - 自重+慣性力+浮力考慮

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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -21.801 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.120$
	地震合成角	$\theta = 6.843 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 17.500 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
	水中重量	$\gamma' = 10.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

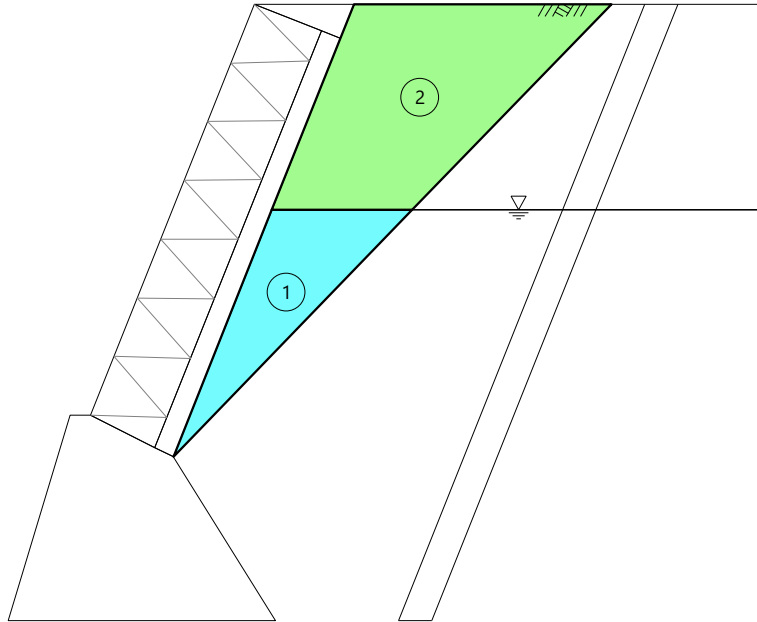
主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 43.801 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
50.000	6.897	0.000	17.371	17.371	2.874
49.000	7.007	0.000	18.565	18.565	2.918
48.000	7.089	0.000	19.796	19.796	2.963
47.000	7.140	0.000	21.066	21.066	3.011
<b>45.904</b>	<b>7.160</b>	<b>0.000</b>	<b>22.507</b>	<b>22.507</b>	<b>3.066</b>
45.000	7.148	0.000	23.736	23.736	3.114
44.000	7.103	0.000	25.142	25.142	3.170
43.801	7.090	0.000	25.428	25.428	3.181

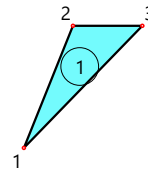
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 45.904 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 45.904 (^{\circ})$  の詳細を記す。

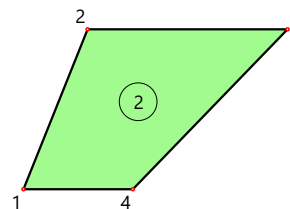


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	0.804	0.798	-0.291270
2	1.285	2.000	0.683824
3	1.968	2.000	0.018405
1	0.804	0.798	0.000000
Σ			0.410959



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.285	2.000	-0.242332
2	1.685	3.000	1.879135
3	2.937	3.000	0.015313
4	1.968	2.000	-0.683824
1	1.285	2.000	0.000000
Σ			0.968290



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.410959 \times 10.000 + 0.968290 \times 19.000 = 22.508 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 22.508 \text{ (kN/m)}$$

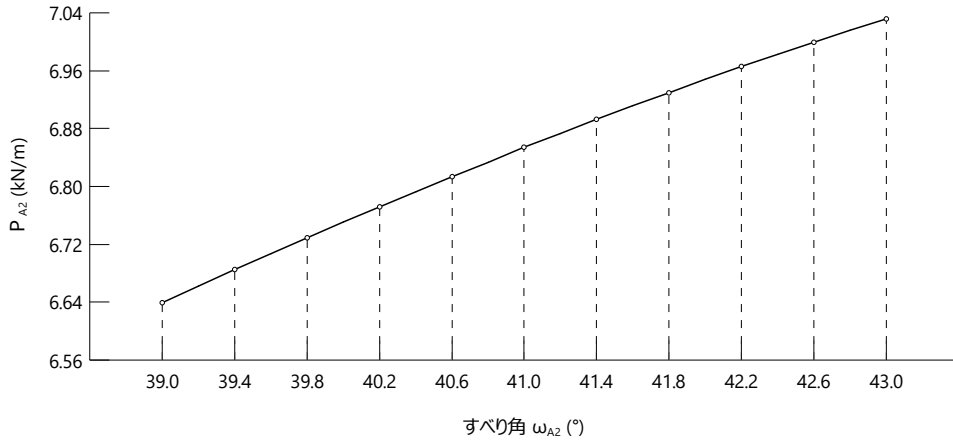
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.937 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 3.066 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{22.508}{\cos 6.843} \times \sin(45.904 - 35 + 6.843) - 0.000 \times 3.066 \times \cos 35 \\
 &= \frac{\cos(45.904 - 35 - (-21.801) - 17.5)}{=} \\
 &= 7.161 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

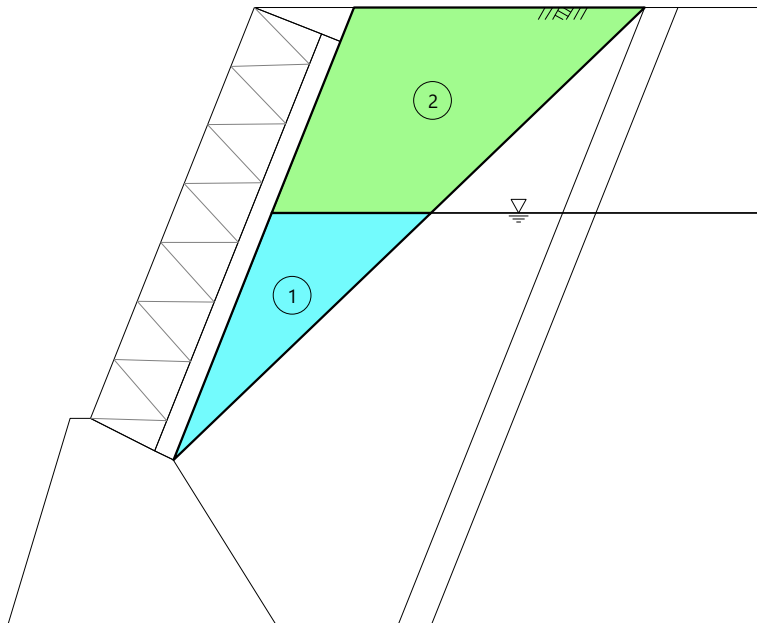
主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 43.801(^{\circ})$



$\omega_{A2}$ ( $^{\circ}$ )	$P_{A2}$ (kN/m)	$Q_1$ (kN/m)	$w_1$ (kN/m)	$W_1$ (kN/m) $Q_1 + w_1$	$l_1$ (m)	$Q_2$ (kN/m)	$w_2$ (kN/m)	$W_2$ (kN/m) $Q_2 + w_2$	$l_2$ (m)
43.000	7.032	0.000	26.503	26.503	3.087	0.000	0.036	0.036	0.104
42.000	6.948	0.000	27.646	27.646	2.977	0.000	0.168	0.168	0.226
41.000	6.854	0.000	28.595	28.595	2.875	0.000	0.379	0.379	0.340
40.000	6.751	0.000	29.378	29.378	2.781	0.000	0.652	0.652	0.446
39.000	6.639	0.000	30.016	30.016	2.694	0.000	0.976	0.976	0.546

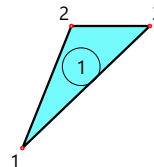
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 43.801(^{\circ})$  の詳細を記す。

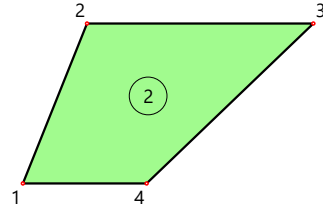


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c$ ( $m^2$ )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	0.804	0.798	-0.291270
2	1.285	2.000	0.772569
3	2.057	2.000	-0.017007
1	0.804	0.798	0.000000
$\Sigma$			0.464292



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.285	2.000	-0.242332
2	1.685	3.000	2.123003
3	3.100	3.000	-0.014149
4	2.057	2.000	-0.772569
1	1.285	2.000	0.000000
Σ			1.093952



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 0.464292 \times 10.000 + 1.093952 \times 19.000 = 25.428 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 25.428 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 0.804)^2 + (3.000 - 0.798)^2} = 3.181 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100 - 3.100)^2 + (3.000 - 3.000)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$Z = \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta$$

$$- c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')}$$

$$= \left[ 25.428 \times \sin(43.801 - 35 - 6.843) + 0.000 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 6.843) \times \cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right] \times \frac{1}{\cos 6.843}$$

$$- 0.000 \times 3.181 \times \cos 35 - 0.000 \times 0.000 \times \cos 30 \times \frac{\cos(43.801 - 35)}{\cos(68.199 - 30)}$$

$$= 6.906$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{6.906}{\cos(43.801 - 35 - (-21.801) - 17.5)}$$

$$= 7.090 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(7.161, 7.090) = 7.161 \text{ (kN/m)}$$

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

$$P_{AH} = P_A = 7.161 \text{ (kN/m)}$$

下部擁壁へ作用する土圧の鉛直及び水平分力

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7.161 \times \sin(-21.801 + 17.500) = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.161 \times \cos(-21.801 + 17.500) = 7.161 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 2.202 = 1.532 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.804 - 1.532 \times \tan -21.801 = 1.097 \text{ (m)}$$

上部擁壁計算時の土圧作用位置 (m)

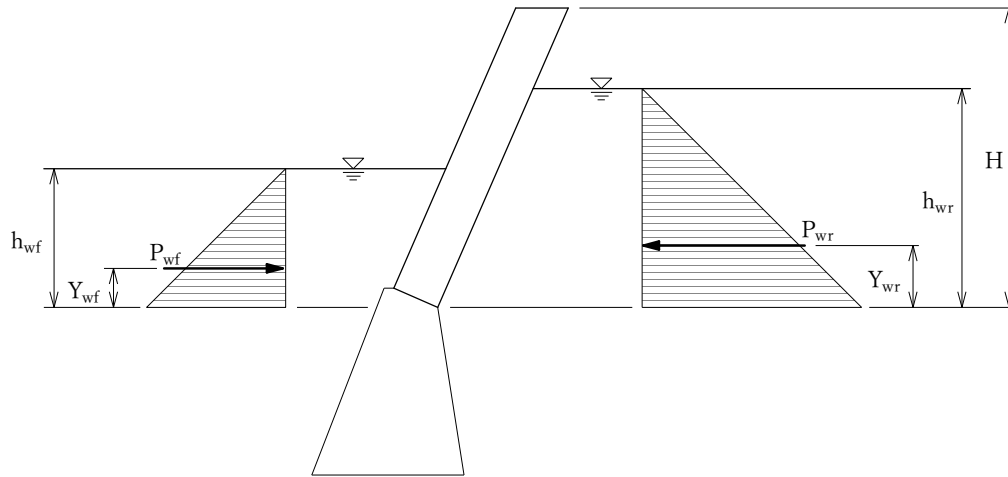
$$Y_{Pu} = Y_P - Y_o = 1.532 - 0.798 = 0.734 \text{ (m)}$$

$$X_{Pu} = X_P - X_o = 1.097 - 0.319 = 0.778 \text{ (m)}$$

ここに、Y<sub>o</sub>: 上部擁壁下端のY座標 = 0.798 (m)

X<sub>o</sub>: 上部擁壁前面端のX座標 = 0.319 (m)

3.1.15 水 圧  
3.1.15.1 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)  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 = 9.800 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $H$  : 上部擁壁高 = 2.870 (m)

3.1.15.2 常時

- ・荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮
- ・荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.202 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 1.202 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.202^2 = 0.200 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{1}{3} h_{wf} = \frac{1}{3} \times 0.202 = 0.067 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 1.202^2 = 7.079 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 1.202 = 0.401 \text{ (m)}$$

### 3.1.15.3 地震時

・荷重ケース.6 - 自重+慣性力+浮力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.202 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 1.202 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.202^2 = 0.200 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{1}{3} h_{wf} = \frac{1}{3} \times 0.202 = 0.067 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 1.202^2 = 7.079 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 1.202 = 0.401 \text{ (m)}$$

### 3.1.16 作用力の集計(示力線計算用)

#### 3.1.16.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+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 <sub>r</sub>	転倒 M <sub>o</sub>	
<体自重	24.541	0.000	0.683	0.000	16.762	0.000	項目3.1.2 参照
土 圧	0.000	7.958	0.000	0.734	0.000	5.841	項目3.1.14.2 参照
Σ	24.541	7.958			16.762	5.841	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{16.762 - 5.841}{24.541} = 0.445 \text{ (m)}$$

#### 3.1.16.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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 <sub>r</sub>	転倒 M <sub>o</sub>	
<体自重	24.541	0.000	0.683	0.000	16.762	0.000	項目3.1.2 参照
浮 力	-5.713	0.000	0.483	0.000	-2.759	0.000	項目3.1.4 参照
土 圧	0.000	7.199	0.000	0.734	0.000	5.284	項目3.1.14.3 参照
前面水圧	0.000	-0.200	0.000	-0.731	0.000	0.146	項目3.1.15.2 参照
背面水圧	0.000	7.079	0.000	-0.397	0.000	-2.810	項目3.1.15.2 参照
Σ	18.828	14.078			14.003	2.620	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{14.003 - 2.620}{18.828} = 0.605 \text{ (m)}$$

#### 3.1.16.3 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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 <sub>r</sub>	転倒 M <sub>o</sub>	
<体自重	24.541	0.000	0.683	0.000	16.762	0.000	項目3.1.2 参照
土 圧	0.000	6.156	0.000	0.734	0.000	4.519	項目3.1.14.4 参照
Σ	24.541	6.156			16.762	4.519	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{16.762 - 4.519}{24.541} = 0.499 \text{ (m)}$$

3.1.16.4 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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 <sub>r</sub>	転倒 M <sub>o</sub>	
く体自重	24.541	0.000	0.683	0.000	16.762	0.000	項目3.1.2 参照
浮力	-5.713	0.000	0.483	0.000	-2.759	0.000	項目3.1.4 参照
土圧	0.000	5.396	0.000	0.734	0.000	3.961	項目3.1.14.5 参照
前面水圧	0.000	-0.200	0.000	-0.731	0.000	0.146	項目3.1.15.2 参照
背面水圧	0.000	7.079	0.000	-0.397	0.000	-2.810	項目3.1.15.2 参照
Σ	18.828	12.275			14.003	1.297	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{14.003 - 1.297}{18.828} = 0.675 \text{ (m)}$$

3.1.16.5 荷重ケース.5 - 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 <sub>r</sub>	転倒 M <sub>o</sub>	
く体自重	24.541	2.945	0.683	1.101	16.762	3.242	項目3.1.2 参照
前面土	0.152	0.000	0.027	0.000	0.004	0.000	項目3.1.7 参照
前面土(浮力)	-0.072	0.000	0.027	0.000	-0.002	0.000	項目3.1.8 参照
土圧	0.000	8.337	0.000	0.734	0.000	6.119	項目3.1.14.6 参照
Σ	24.621	11.282			16.764	9.361	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{16.764 - 9.361}{24.621} = 0.301 \text{ (m)}$$

3.1.16.6 荷重ケース.6 - 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 <sub>r</sub>	転倒 M <sub>o</sub>	
く体自重	24.541	2.945	0.683	1.101	16.762	3.242	項目3.1.2 参照
浮力	-5.713	0.000	0.483	0.000	-2.759	0.000	項目3.1.4 参照
前面土	0.152	0.000	0.027	0.000	0.004	0.000	項目3.1.7 参照
前面土(浮力)	-0.072	0.000	0.027	0.000	-0.002	0.000	項目3.1.8 参照
土圧	0.000	7.161	0.000	0.734	0.000	5.256	項目3.1.14.7 参照
前面水圧	0.000	-0.200	0.000	-0.731	0.000	0.146	項目3.1.15.3 参照
背面水圧	0.000	7.079	0.000	-0.397	0.000	-2.810	項目3.1.15.3 参照
Σ	18.908	16.985			14.005	5.834	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{14.005 - 5.834}{18.908} = 0.432 \text{ (m)}$$

3.1.17 作用力の集計

3.1.17.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+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 <sub>r</sub>	転倒 M <sub>o</sub>	
く体自重	23.414	0.000	0.707	0.000	16.548	0.000	項目3.1.3 参照
土圧	0.000	7.958	0.778	0.734	0.000	5.841	項目3.1.14.2 参照
Σ	23.627	7.955			16.719	5.839	

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：( 0.081, 0.202)

底部背面端座標値：( 0.485, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.485-0.081}{2} = 0.202 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000-0.202}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

ここに、 $\Delta X$ 、 $\Delta Y$ ：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

### 3.1.17.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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	23.414	0.000	0.707	0.000	16.548	0.000	項目3.1.3 参照
浮力	-5.233	0.000	0.510	0.650	-2.668	0.000	項目3.1.5 参照
土圧	0.000	7.199	0.778	0.734	0.000	5.284	項目3.1.14.3 参照
前面水圧	0.000	-0.200	0.000	-0.731	0.000	0.146	項目3.1.15.2 参照
背面水圧	0.000	7.079	0.000	-0.397	0.000	-2.811	項目3.1.15.2 参照
$\Sigma$	18.373	14.075			14.035	2.618	

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：( 0.081, 0.202)

底部背面端座標値：( 0.485, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.485-0.081}{2} = 0.202 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000-0.202}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

ここに、 $\Delta X$ 、 $\Delta Y$ ：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

### 3.1.17.3 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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	23.414	0.000	0.707	0.000	16.548	0.000	項目3.1.3 参照
土圧	0.000	6.156	0.778	0.734	0.000	4.518	項目3.1.14.4 参照
$\Sigma$	23.579	6.154			16.682	4.517	

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：( 0.081, 0.202)

底部背面端座標値：( 0.485, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.485-0.081}{2} = 0.202 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000-0.202}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

ここに、 $\Delta X$ 、 $\Delta Y$ ：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

### 3.1.17.4 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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	23.414	0.000	0.707	0.000	16.548	0.000	項目3.1.3 参照
浮力	-5.233	0.000	0.510	0.650	-2.668	0.000	項目3.1.5 参照
土圧	0.000	5.396	0.778	0.734	0.000	3.960	項目3.1.14.5 参照
前面水圧	0.000	-0.200	0.000	-0.731	0.000	0.146	項目3.1.15.2 参照
背面水圧	0.000	7.079	0.000	-0.397	0.000	-2.811	項目3.1.15.2 参照
$\Sigma$	18.325	12.273			13.997	1.295	



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：( 0.081, 0.202)

底部背面端座標値：( 0.485, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.485-0.081}{2} = 0.202 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000-0.202}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

ここに、 $\Delta X$ 、 $\Delta Y$ ：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

### 3.1.17.5 荷重ケース.5 - 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 $M_o$	
<体自重	23.414	2.810	0.707	1.151	16.548	3.234	項目3.1.3 参照
土圧	0.000	8.337	0.778	0.734	0.000	6.119	項目3.1.14.6 参照
$\Sigma$	22.789	11.124			16.068	9.336	

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：( 0.081, 0.202)

底部背面端座標値：( 0.485, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.485-0.081}{2} = 0.202 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000-0.202}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

ここに、 $\Delta X$ 、 $\Delta Y$ ：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

### 3.1.17.6 荷重ケース.6 - 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 $M_o$	
<体自重	23.414	2.810	0.707	1.151	16.548	3.234	項目3.1.3 参照
浮力	-5.233	0.000	0.510	0.650	-2.668	0.000	項目3.1.5 参照
土圧	0.000	7.161	0.778	0.734	0.000	5.256	項目3.1.14.7 参照
前面水圧	0.000	-0.200	0.000	-0.731	0.000	0.146	項目3.1.15.3 参照
背面水圧	0.000	7.079	0.000	-0.397	0.000	-2.811	項目3.1.15.3 参照
$\Sigma$	17.644	16.830			13.467	5.811	

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：( 0.081, 0.202)

底部背面端座標値：( 0.485, 0.000)

$$\Delta X = \frac{0.485-0.081}{2} = 0.202 \text{ (m)}$$

$$\Delta Y = \frac{0.000-0.202}{2} = -0.101 \text{ (m)}$$

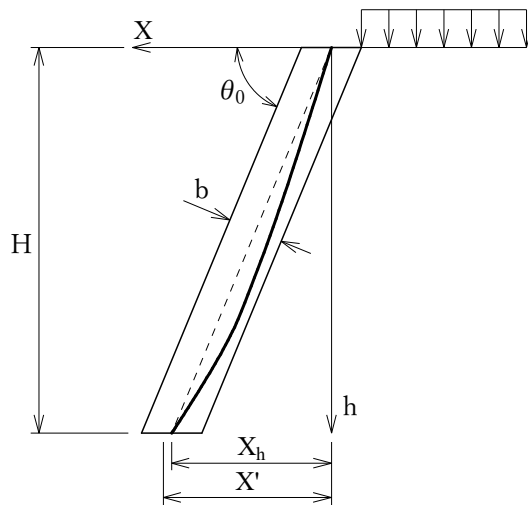
ここに、 $\Delta X$ 、 $\Delta Y$ ：上部擁壁底部前面端から底部中央までの差

## 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 = 2.202 (m)

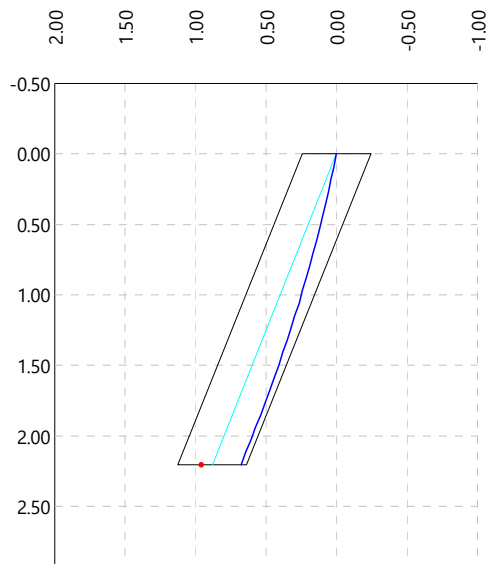
$b$  : ブロック積の控長+裏込めコンクリート厚 = 0.450 (m)

$\theta_0$  : ブロックの傾斜面が水平面となす角 = 68.199 (°)

$$\theta_0 = \tan^{-1}(1/0.400)$$

$d$  : 合力の作用位置 (m)

3.2.1.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+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  $d = 0.445$  (m) … [項目3.1.16.1] 参照

H (m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{2 \times \sin 68.199} - 0.445 = 0.678 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{6 \times \sin 68.199} = 0.962 \text{ (m)}$$

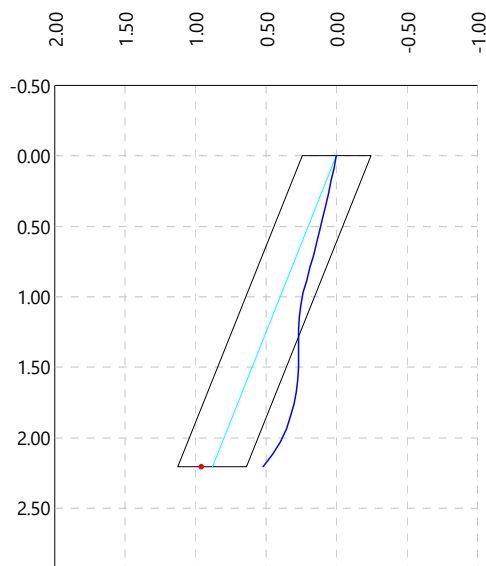
以上より、

$$X' = 0.962 \geq X_h = 0.678 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$ 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  $H_A = 4.244$  (m)

3.2.1.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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  $d = 0.605$  (m) … [項目3.1.16.2] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{2 \times \sin 68.199} - 0.605 = 0.519 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{6 \times \sin 68.199} = 0.962 \text{ (m)}$$

以上より、

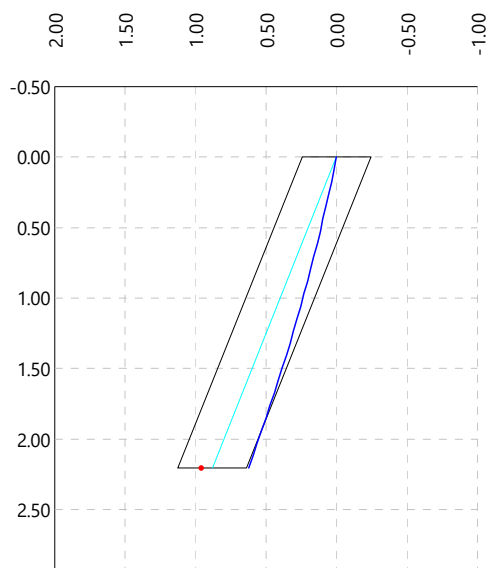
$$X' = 0.962 \geq X_h = 0.519 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$  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。

$$\text{限界高さ } H_A = 4.737 \text{ (m)}$$

### 3.2.1.4 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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  $d = 0.499$  (m) … [項目3.1.16.3] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{2 \times \sin 68.199} - 0.499 = 0.624 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{6 \times \sin 68.199} = 0.962 \text{ (m)}$$

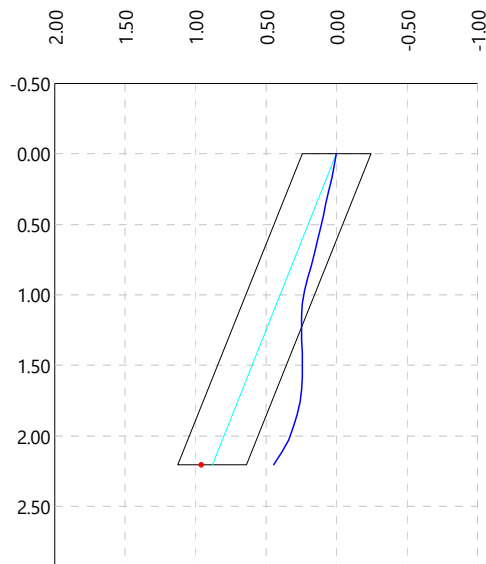
以上より、

$$X' = 0.962 \geq X_h = 0.624 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$  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。

$$\text{限界高さ } H_A = 5.442 \text{ (m)}$$

3.2.1.5 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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  $d = 0.675$  (m) … [項目3.1.16.4] 参照

H (m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{2 \times \sin 68.199} - 0.675 = 0.448 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{6 \times \sin 68.199} = 0.962 \text{ (m)}$$

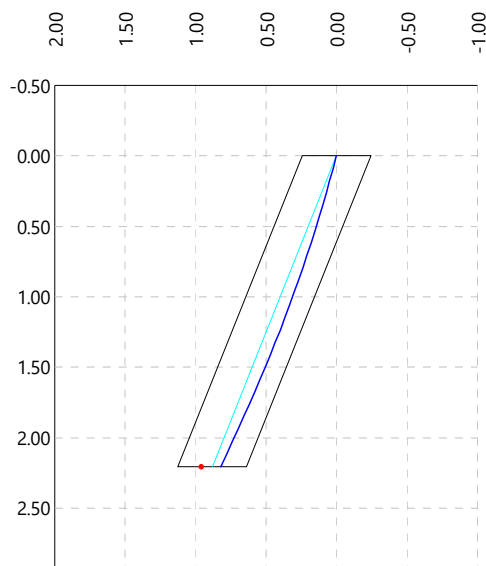
以上より、

$$X' = 0.962 \geq X_h = 0.448 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$ 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。

$$\text{限界高さ } H_A = 6.237 \text{ (m)}$$

3.2.1.6 荷重ケース.5 - 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  $d = 0.301$  (m) … [項目3.1.16.5] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{2 \times \sin 68.199} - 0.301 = 0.822 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{6 \times \sin 68.199} = 0.962 \text{ (m)}$$

以上より、

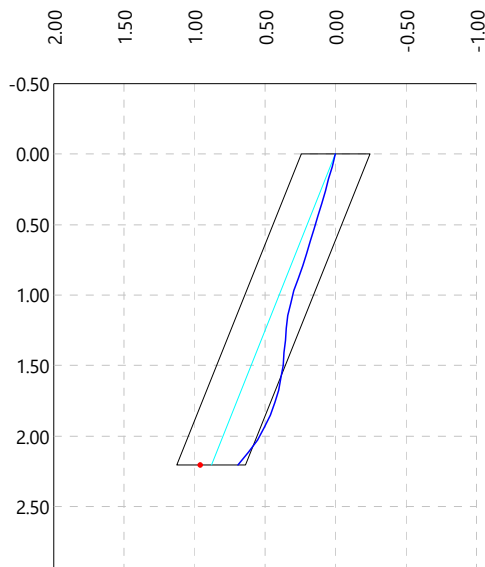
$$X' = 0.962 \geq X_h = 0.822 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$  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  $H_A = 3.006$  (m)

### 3.2.1.7 荷重ケース.6 - 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  $d = 0.432$  (m) … [項目3.1.16.6] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{2 \times \sin 68.199} - 0.432 = 0.691 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.202}{\tan 68.199} + \frac{0.450}{6 \times \sin 68.199} = 0.962 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 0.962 \geq X_h = 0.691 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$  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  $H_A = 3.570$  (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+載荷重(自動車)+浮力無視	常時	無視	$X_h = 0.678$ (m) $\leq$ $X' = 0.962$ (m) → OK
2	自重+載荷重(自動車)+浮力考慮	常時	考慮	$X_h = 0.519$ (m) $\leq$ $X' = 0.962$ (m) → OK

No	荷重ケース名	条件	水位	転倒の検討
3	自重+載荷重(群集)+浮力無視	常時	無視	$X_h=0.624 \text{ (m)} \leq X'=0.962 \text{ (m)}$ → OK
4	自重+載荷重(群集)+浮力考慮	常時	考慮	$X_h=0.448 \text{ (m)} \leq X'=0.962 \text{ (m)}$ → OK
5	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	$X_h=0.822 \text{ (m)} \leq X'=0.962 \text{ (m)}$ → OK
6	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	$X_h=0.691 \text{ (m)} \leq X'=0.962 \text{ (m)}$ → 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 (m<sup>2</sup>)

$G_y$  : y軸に関する断面一次モーメント (m<sup>3</sup>)

$G_x$  : x軸に関する断面一次モーメント (m<sup>3</sup>)

$X_c$  : X方向の図心座標 (m)

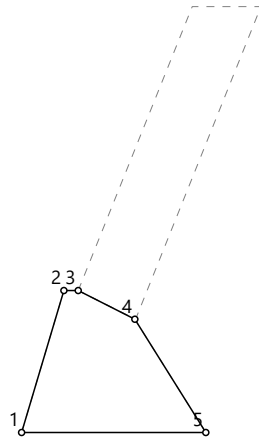
$Y_c$  : Y方向の図心座標 (m)

$X_i$  : 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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.810000	0.316000	0.471667

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.810$  (m<sup>3</sup>)

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/m<sup>3</sup>)

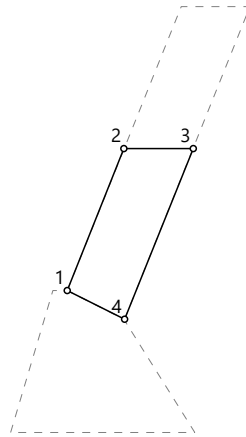
重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.810 \times 23.000 = 18.630$  (kN)

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・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	0.000000	0.466667	-0.186667
2	0.800	2.000	0.484665	0.969330	0.000000
3	1.285	2.000	0.291270	-0.499448	0.666943
4	0.804	0.798	-0.242332	-0.163908	-0.037958
1	0.400	1.000	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.533602	0.772641	0.442318

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.534$  ( $m^3$ )

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.442318}{0.533602} = 0.829$  (m)

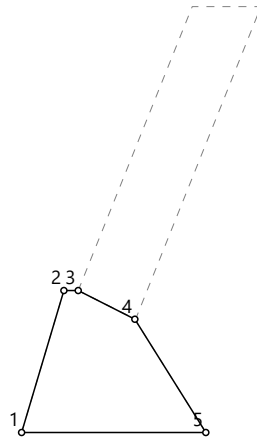
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.772641}{0.533602} = 1.448$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.800$  ( $kN/m^3$ )

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.534 \times -9.800 = -5.233$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = -5.233 \times 0.829 = -4.338$  ( $kN \cdot m$ )

4.1.4 浮力(常時・地震時)



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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<sup>3</sup>)

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

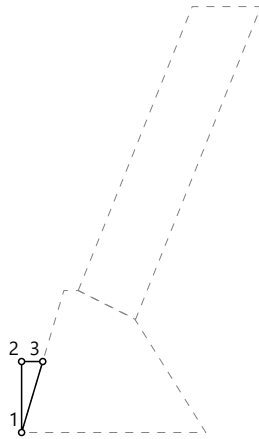
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.316000}{0.810000} = 0.390$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.800$  (kN/m<sup>3</sup>)

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)

4.1.5 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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.037500	0.012500	0.001875

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$  (m<sup>3</sup>)

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

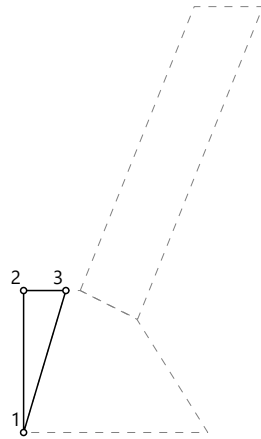
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012500}{0.037500} = 0.333$  (m)

単位重量  $\gamma = 19.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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)

4.1.6 地震時・水位無視



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.150000	0.100000	0.015000

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$  (m<sup>3</sup>)

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

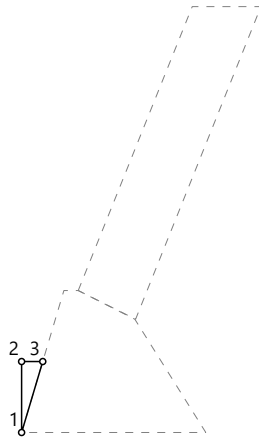
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.100000}{0.150000} = 0.667$  (m)

単位重量  $\gamma = 19.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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)

4.1.7 常時・水位考慮(浮力)



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.037500	0.012500	0.001875

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$  (m<sup>3</sup>)

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

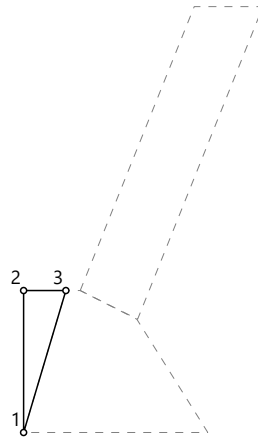
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012500}{0.037500} = 0.333$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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)

4.1.8 地震時・水位考慮(浮力)



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.150000	0.100000	0.015000

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$  (m<sup>3</sup>)

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/m<sup>3</sup>)

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)

#### 4.1.9 上載荷重

##### 4.1.9.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+浮力無視

名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
自動車荷重	0.000	6.000	10.000

##### 4.1.9.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮

名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
自動車荷重	0.000	6.000	10.000

##### 4.1.9.3 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+浮力無視

名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
群集荷重	0.000	5.000	3.000

##### 4.1.9.4 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
群集荷重	0.000	5.000	3.000

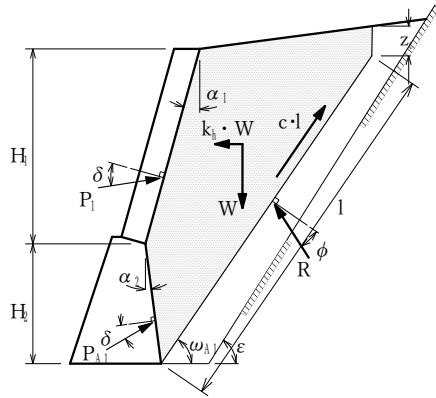


#### 4.1.10 土 圧

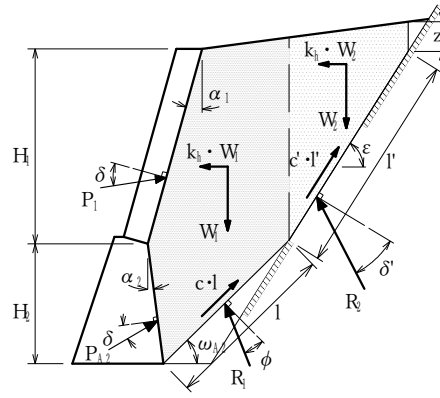
##### 4.1.10.1 計算方法

土圧は試行くさび法により算出する。

(a), (b)の土圧を比較し大きい方の土圧を採用する。



(a) 裏込め土内部のすべり面



(b) 切土面でのすべり面

主働土圧の合力

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2})$$

$$P_{A_1} = \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi - P_1 \cdot \cos(\omega_{A_1} - \phi - \delta - \alpha_1)}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha_2 - \delta)}$$

$$P_{A_2} = \frac{Z - P_1 \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi - \delta - \alpha_1)}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha_2 - \delta)}$$

$$Z = \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \cdot \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')}$$

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

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

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

土圧の作用位置 (m)

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

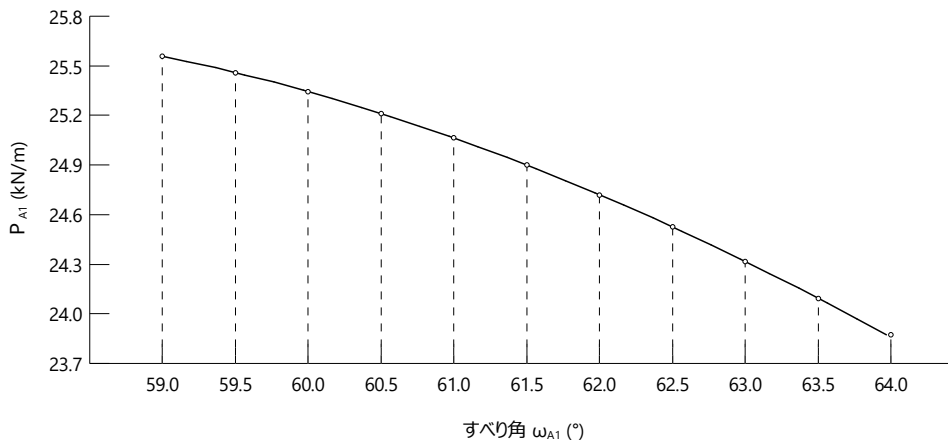
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha$$

- 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)  
 $P_{A1}$  : 裏込め土のみによる主働土圧の合力 (kN/m)  
 $P_{A2}$  : 切土面における主働土圧の合力 (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(載荷重を含む) (kN/m)  
 $W_1$  : 裏込め土内部のすべり面上の土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)  
 $W_2$  : 切土面上の亀裂深さ  $z_c$  を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)  
 $\omega_{A1}$  : 裏込め土内部のすべり面の主働すべり角 (°)  
 $\omega_{A2}$  : 擁壁かかとから切り土面までのすべり面の主働すべり角 (°)  
 $\varepsilon$  : 地山が水平面となす角 (°)  
 $c$  : 裏込め土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\phi$  : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)  
 $\delta$  : 壁面摩擦角 (°)  
 $\alpha_1$  : 上部擁壁の背面が鉛直面となす角 (°)  
 $\alpha_2$  : 下部擁壁の背面が鉛直面となす角 (°)  
 $c'$  : 切土面と裏込め土の間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\delta'$  : 切土面におけるすべり摩擦角 (°)  
 $\theta$  : 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)  
 $l'$  : 切土面におけるすべり面の長さ (m)  
 $z_c$  : 地表面の亀裂深さ (m)  
 $\gamma$  : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $H_1$  : 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+載荷重(自動車)+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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = 32.005 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	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	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 59.036 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
64.000	23.874	10.785	47.912	58.697	3.338
63.000	24.332	11.439	49.775	61.214	3.367
62.200	24.658	11.971	51.290	63.260	3.391
62.000	24.733	12.105	51.672	63.776	3.398
61.200	25.011	12.646	53.215	65.861	3.423
61.000	25.075	12.783	53.604	66.387	3.430
60.600	25.194	13.057	54.387	67.445	3.443
60.400	25.250	13.196	54.781	67.977	3.450
60.200	25.303	13.335	55.177	68.511	3.457
60.000	25.353	13.474	55.574	69.048	3.464
59.800	25.401	13.614	55.973	69.586	3.471
59.600	25.446	13.754	56.373	70.127	3.478
59.400	25.488	13.895	56.775	70.670	3.485
59.036	25.558	14.153	57.511	71.664	3.499

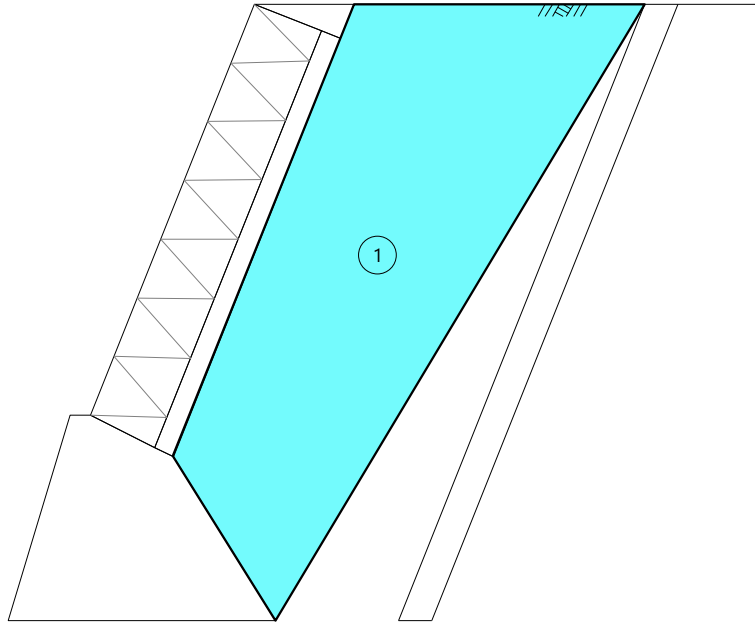
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

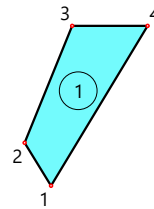
上載荷重作用範囲  $X_s = 1.685 (\text{m}) \sim X_e = 3.100 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 $(\text{m})$	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
自動車荷重	1.685	6.000	10.000	1.415	14.150
$\Sigma$					14.150



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.526134
3	1.685	3.000	2.123003
4	3.100	3.000	1.950000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			3.026869



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 3.026869 \times 19.000 = 57.511 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 14.150 + 57.511 = 71.661 \text{ (kN/m)}$$

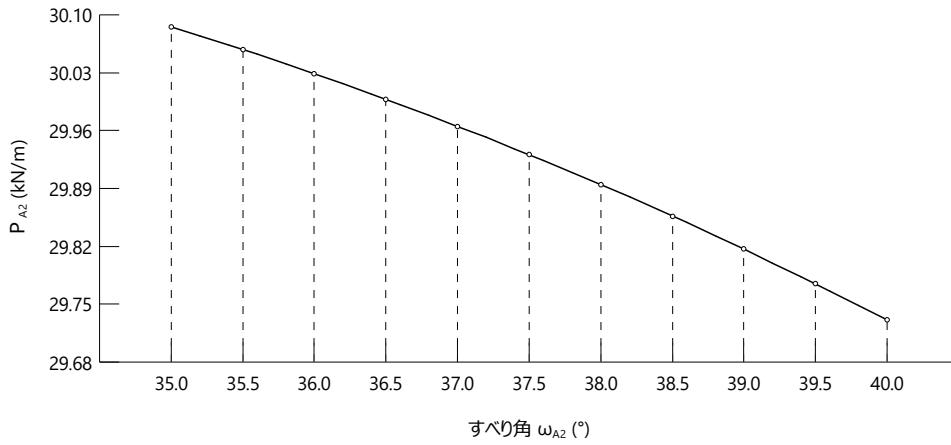
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 1.300)^2 + (3.000 - 0.000)^2} = 3.499 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{71.661}{\cos 0} \times \sin(59.036 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.499 \times \cos 35}{\cos(59.036 - 35 - 32.005 - 23.333)} \\
 &= 25.557 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 59.036(^{\circ})$



$\omega_{A2}$ ( $^{\circ}$ )	$P_{A2}$ (kN/m)	$Q_1$ (kN/m)	$w_1$ (kN/m)	$W_1$ (kN/m) $Q_1+w_1$	$l_1$ (m)	$Q_2$ (kN/m)	$w_2$ (kN/m)	$W_2$ (kN/m) $Q_2+w_2$	$l_2$ (m)
40.000	29.731	5.185	51.187	56.371	1.179	8.969	19.104	28.073	2.415
39.000	29.817	5.028	50.737	55.765	1.142	9.125	19.777	28.903	2.457
38.000	29.895	4.881	50.304	55.184	1.108	9.273	20.420	29.693	2.497
37.000	29.965	4.742	49.886	54.628	1.075	9.411	21.035	30.446	2.534
36.000	30.029	4.611	49.484	54.095	1.045	9.542	21.624	31.166	2.569
35.000	30.085	4.488	49.095	53.583	1.017	9.666	22.189	31.854	2.603

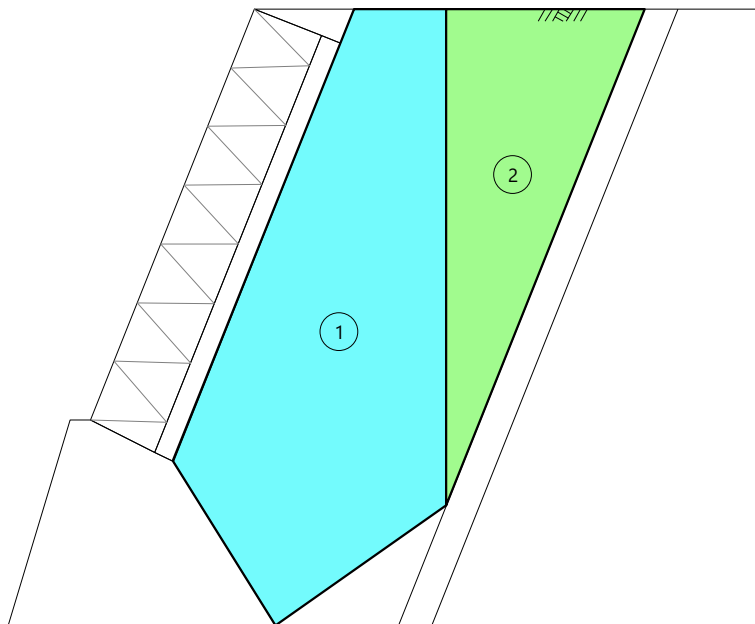
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2}=35.000(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2}=35.000(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

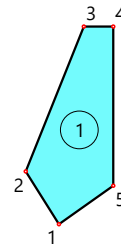
$Q_1$ 範囲  $X_s = 1.685$  (m)  $\sim X_c = 2.133$  (m)       $Q_2$ 範囲  $X_c = 2.133$  (m)  $\sim X_e = 3.100$  (m)

項目名	載荷位置 $X_q$ (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 $q$ (kN/m $^2$ )	作用幅 $B_{q1}$ (m)	上載荷重 $Q_1$ (kN/m)	作用幅 $B_{q2}$ (m)	上載荷重 $Q_2$ (kN/m)
自動車荷重	1.685	6.000	10.000	0.449	4.490	0.967	9.670
$\Sigma$					4.490		9.670

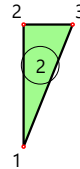


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.526134
3	1.685	3.000	0.673147
4	2.133	3.000	2.577638
5	2.133	0.584	0.379323
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			2.583973



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	2.133	0.584	-2.577638
2	2.133	3.000	1.449856
3	3.100	3.000	2.295605
1	2.133	0.584	0.000000
Σ			1.167823



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 2.583973 \times 19.000 = 49.095 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 4.490 + 49.095 = 53.585 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 1.167823 \times 19.000 = 22.189 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = Q_2 + w_2 = 9.670 + 22.189 = 31.859 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.133 - 1.300)^2 + (0.584 - 0.000)^2} = 1.017 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100 - 2.133)^2 + (3.000 - 0.584)^2} = 2.603 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$Z = \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \cdot \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta$$

$$- c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')}$$

$$= \left[ 53.585 \times \sin(35 - 35 - 0) + 31.859 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 0) \times \cos(35 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right] \times \frac{1}{\cos 0}$$

$$- 0.000 \times 1.017 \times \cos 35 - 0.000 \times 2.603 \times \cos 30 \times \frac{\cos(35 - 35)}{\cos(68.199 - 30)}$$

$$= 25.069$$

$$P_{A_2} = \frac{Z - P_1 \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi - \delta - \alpha_1)}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha_2 - \delta)} = \frac{25.069 - 7.96 \times \cos(35 - 35 - 23.333 - (-21.801))}{\cos(35 - 35 - 32.005 - 23.333)}$$

$$= 30.092 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_A, P_{A_2}) = \max(25.557, 30.092) = 30.092 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 30.092 \times \sin(32.005 + 23.333) = 24.751 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 30.092 \times \cos(32.005 + 23.333) = 17.114 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

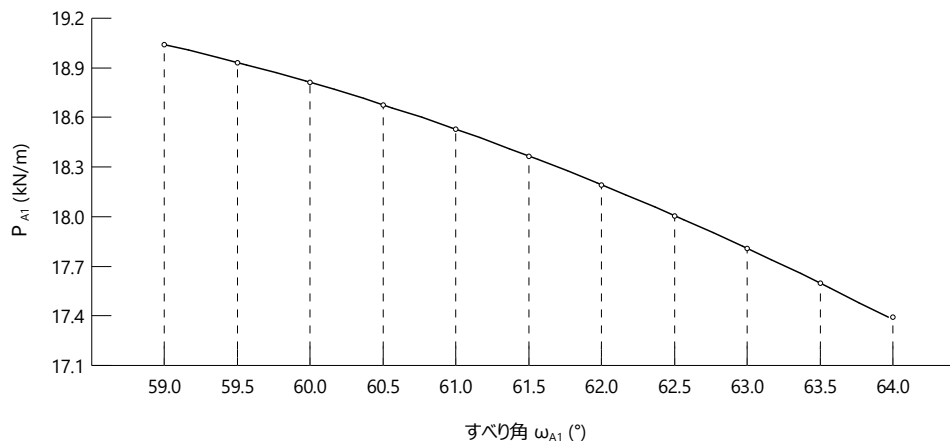
$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.000 = 0.379 \text{ (m)}$$

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

4.1.10.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = 32.005 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 23.333 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
	水中重量	$\gamma' = 10.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 59.036 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
64.000	17.391	10.785	34.538	45.324	3.338
63.000	17.822	11.439	36.009	47.448	3.367
62.200	18.133	11.971	37.205	49.176	3.391
62.000	18.205	12.105	37.507	49.611	3.398
61.200	18.477	12.646	38.725	51.371	3.423
61.000	18.539	12.783	39.032	51.815	3.430
60.600	18.659	13.057	39.651	52.708	3.443
60.400	18.715	13.196	39.962	53.157	3.450
60.200	18.769	13.335	40.274	53.608	3.457
60.000	18.821	13.474	40.587	54.061	3.464
59.800	18.871	13.614	40.902	54.516	3.471
59.600	18.919	13.754	41.218	54.973	3.478
59.400	18.964	13.895	41.536	55.431	3.485
59.036	19.040	14.153	42.116	56.270	3.499

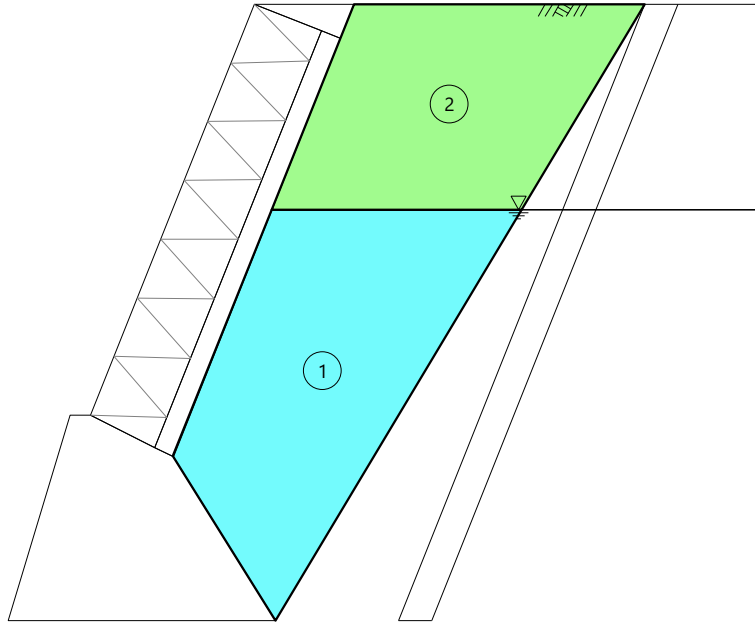
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

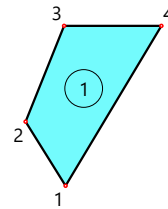
上載荷重作用範囲  $X_s = 1.685 (\text{m}) \sim X_e = 3.100 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 $(\text{m})$	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
自動車荷重	1.685	6.000	10.000	1.415	14.150
$\Sigma$					14.150

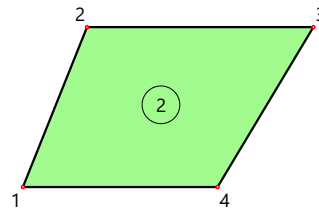


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.286982
3	1.283	2.000	1.217456
4	2.500	2.000	1.300000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			1.710473



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.283	2.000	-0.239152
2	1.685	3.000	2.123003
3	3.100	3.000	0.650000
4	2.500	2.000	-1.217456
1	1.283	2.000	0.000000
Σ			1.316395



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 1.710473 \times 10.000 + 1.316395 \times 19.000 = 42.117 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 14.150 + 42.117 = 56.267 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

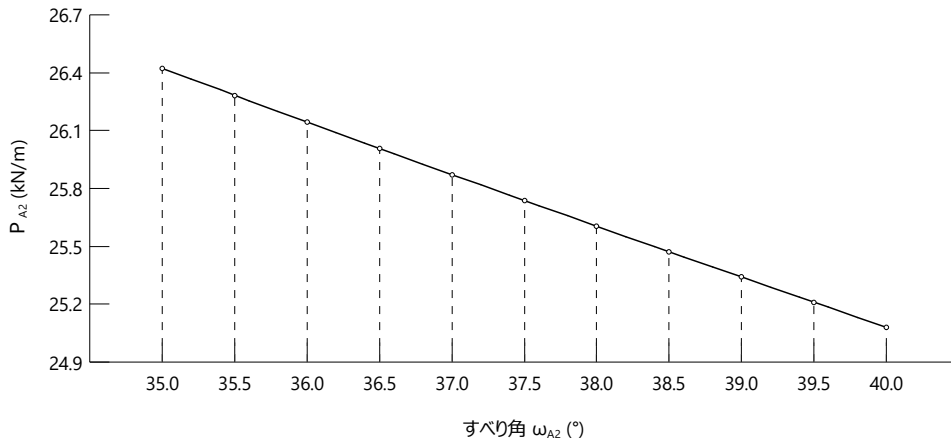
$$l = \sqrt{(3.100 - 1.300)^2 + (3.000 - 0.000)^2} = 3.499 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{56.267}{\cos 0} \times \sin(59.036 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.499 \times \cos 35}{\cos(59.036 - 35 - 32.005 - 23.333)} \\
 &= 19.039 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$



主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 59.036(^{\circ})$



$\omega_{A2}$ ( $^{\circ}$ )	$P_{A2}$ (kN/m)	$Q_1$ (kN/m)	$w_1$ (kN/m)	$W_1$ (kN/m) $Q_1 + w_1$	$l_1$ (m)	$Q_2$ (kN/m)	$w_2$ (kN/m)	$W_2$ (kN/m) $Q_2 + w_2$	$l_2$ (m)
40.000	25.080	5.185	33.416	38.601	1.179	8.969	16.327	25.295	2.415
39.000	25.341	5.028	33.038	38.066	1.142	9.125	16.822	25.947	2.457
38.000	25.604	4.881	32.678	37.559	1.108	9.273	17.293	26.565	2.497
37.000	25.872	4.742	32.333	37.076	1.075	9.411	17.741	27.152	2.534
36.000	26.144	4.611	32.004	36.615	1.045	9.542	18.169	27.711	2.569
35.000	26.423	4.488	31.688	36.176	1.017	9.666	18.577	28.243	2.603

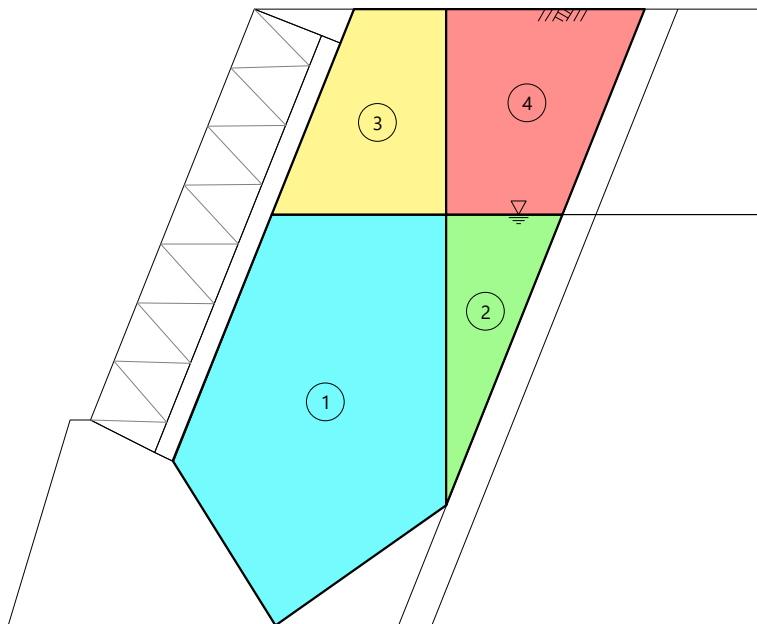
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 35.000(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 35.000(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

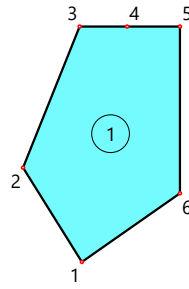
$Q_1$  範囲  $X_s = 1.685$  (m)  $\sim X_c = 2.133$  (m)       $Q_2$  範囲  $X_c = 2.133$  (m)  $\sim X_e = 3.100$  (m)

項目名	載荷位置 $X_q$ (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 $q$ (kN/m $^2$ )	作用幅 $B_{q1}$ (m)	上載荷重 $Q_1$ (kN/m)	作用幅 $B_{q2}$ (m)	上載荷重 $Q_2$ (kN/m)
自動車荷重	1.685	6.000	10.000	0.449	4.490	0.967	9.670
$\Sigma$					4.490		9.670

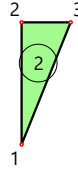


くさび形状面積計算表

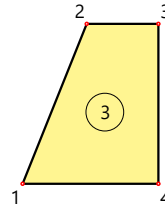
No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.286982
3	1.283	2.000	0.402120
4	1.685	2.000	0.448765
5	2.133	2.000	1.510923
6	2.133	0.584	0.379323
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			1.934148



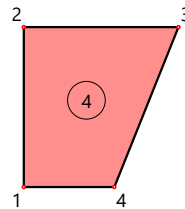
No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	2.133	0.584	-1.510923
2	2.133	2.000	0.566571
3	2.700	2.000	1.345605
1	2.133	0.584	0.000000
Σ			0.401253



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.283	2.000	-0.239152
2	1.685	3.000	0.673147
3	2.133	3.000	1.066715
4	2.133	2.000	-0.850885
1	1.283	2.000	0.000000
Σ			0.649825



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	2.133	2.000	-1.066715
2	2.133	3.000	1.449856
3	3.100	3.000	0.950000
4	2.700	2.000	-0.566571
1	2.133	2.000	0.000000
Σ			0.766571



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

$$w_1 = 1.934148 \times 10.000 + 0.649825 \times 19.000 = 31.688 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 4.490 + 31.688 = 36.178 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.401253 \times 10.000 + 0.766571 \times 19.000 = 18.578 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = Q_2 + w_2 = 9.670 + 18.578 = 28.248 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.133 - 1.300)^2 + (0.584 - 0.000)^2} = 1.017 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100 - 2.133)^2 + (3.000 - 0.584)^2} = 2.603 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left\{ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right\} \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left\{ 36.178 \times \sin(35 - 35 - 0) + 28.248 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 0) \times \cos(35 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right\} \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 1.017 \times \cos 35 - 0.000 \times 2.603 \times \cos 30 \times \frac{\cos(35 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \end{aligned}$$

$$= 22.228$$

$$P_{A_2} = \frac{Z - P_1 \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi - \delta - \alpha_1)}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha_2 - \delta)} = \frac{22.228 - 7.20 \times \cos(35 - 35 - 23.333 - (-21.801))}{\cos(35 - 35 - 32.005 - 23.333)}$$

$$= 26.430 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(19.039, 26.430) = 26.430 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.430 \times \sin(32.005 + 23.333) = 21.739 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.430 \times \cos(32.005 + 23.333) = 15.031 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

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

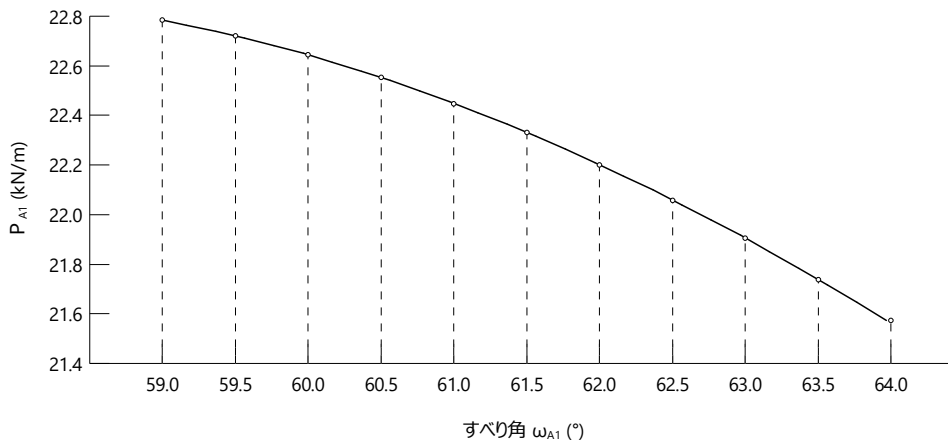
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 1.300 - 0.379 \times \tan 32.005 = 1.063 \text{ (m)}$$

4.1.10.4 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = 32.005 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	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	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 59.036 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W (\text{kN/m})$ $Q+w_1$	$l (\text{m})$
64.000	21.574	3.236	47.912	51.147	3.338
63.000	21.916	3.432	49.775	53.207	3.367
62.200	22.156	3.591	51.290	54.881	3.391
62.000	22.211	3.631	51.672	55.303	3.398
61.200	22.412	3.794	53.215	57.008	3.423
61.000	22.457	3.835	53.604	57.439	3.430
60.600	22.540	3.917	54.387	58.305	3.443
60.400	22.579	3.959	54.781	58.740	3.450
60.200	22.616	4.000	55.177	59.177	3.457
60.000	22.650	4.042	55.574	59.616	3.464
59.800	22.682	4.084	55.973	60.057	3.471
59.600	22.712	4.126	56.373	60.499	3.478
59.400	22.739	4.169	56.775	60.944	3.485
59.036	22.783	4.246	57.511	61.757	3.499

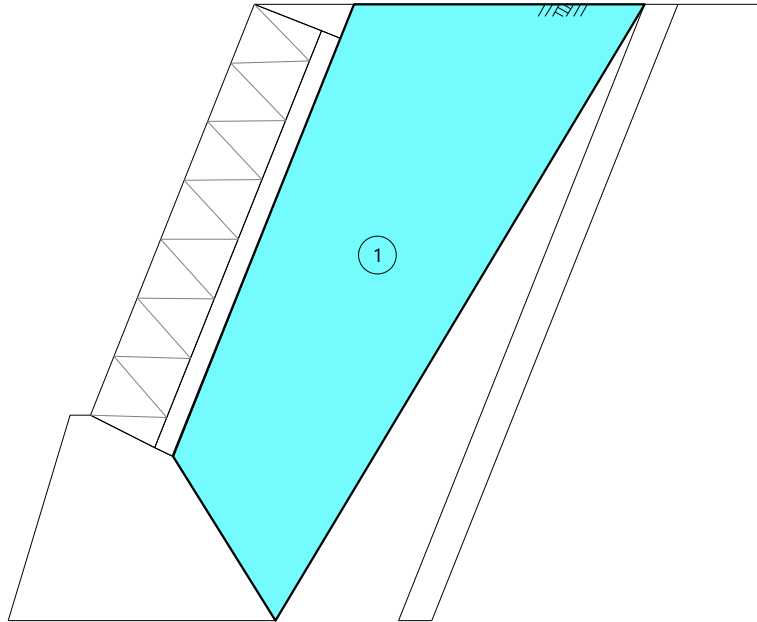
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

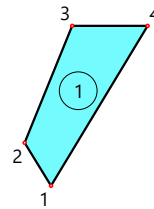
上載荷重作用範囲  $X_s = 1.685 (\text{m}) \sim X_e = 3.100 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
群集荷重	1.685	5.000	3.000	1.415	4.245
$\Sigma$					4.245



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.526134
3	1.685	3.000	2.123003
4	3.100	3.000	1.950000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			3.026869



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 3.026869 \times 19.000 = 57.511 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 4.245 + 57.511 = 61.756 \text{ (kN/m)}$$

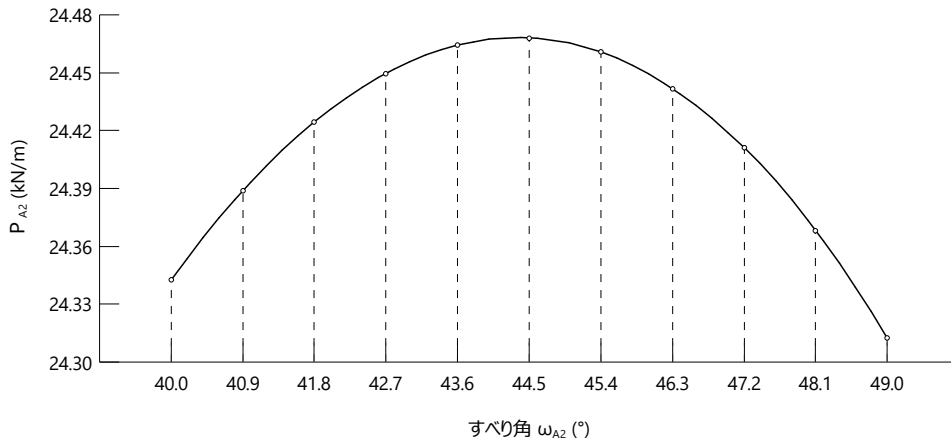
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 1.300)^2 + (3.000 - 0.000)^2} = 3.499 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{61.756}{\cos 0} \times \sin(59.036 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.499 \times \cos 35}{\cos(59.036 - 35 - 32.005 - 23.333)} \\
 &= 22.783 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 59.036(^{\circ})$



$\omega_{A2}$ ( $^{\circ}$ )	$P_{A2}$ (kN/m)	$Q_1$ (kN/m)	$w_1$ (kN/m)	$W_1$ (kN/m) $Q_1 + w_1$	$l_1$ (m)	$Q_2$ (kN/m)	$w_2$ (kN/m)	$W_2$ (kN/m) $Q_2 + w_2$	$l_2$ (m)
49.000	24.313	2.180	56.062	58.242	1.694	2.066	11.261	13.327	1.854
48.000	24.374	2.085	55.451	57.536	1.613	2.161	12.325	14.486	1.940
47.000	24.419	1.998	54.853	56.851	1.541	2.248	13.335	15.583	2.018
46.000	24.449	1.919	54.273	56.192	1.474	2.327	14.292	16.619	2.089
45.000	24.465	1.846	53.711	55.557	1.414	2.400	15.200	17.600	2.154
44.396	24.468	1.805	53.380	55.185	1.380	2.441	15.726	18.167	2.191
44.000	24.467	1.779	53.168	54.946	1.359	2.467	16.062	18.529	2.214
43.000	24.456	1.717	52.644	54.361	1.308	2.529	16.880	19.409	2.270
42.000	24.431	1.659	52.140	53.799	1.262	2.587	17.658	20.245	2.322
41.000	24.393	1.606	51.654	53.260	1.219	2.640	18.399	21.039	2.370
40.000	24.343	1.555	51.187	52.742	1.179	2.691	19.104	21.795	2.415

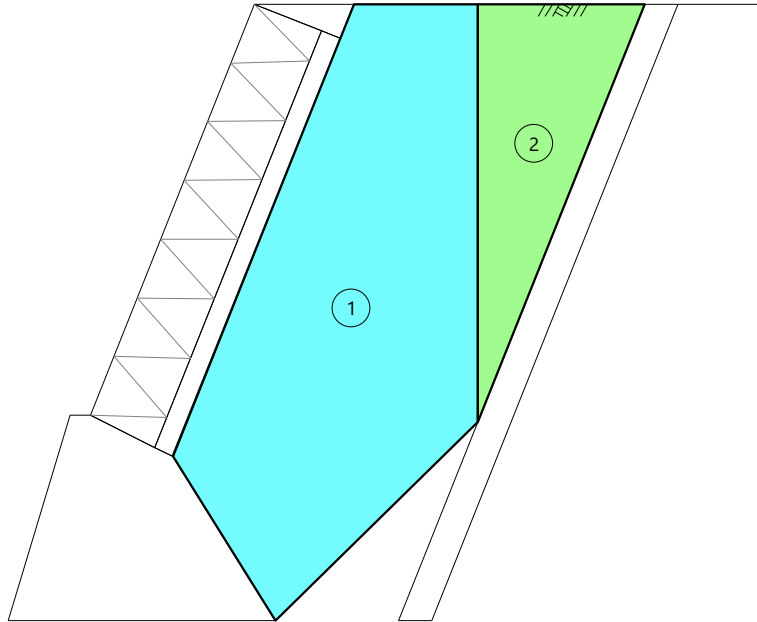
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 44.396(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 44.396(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

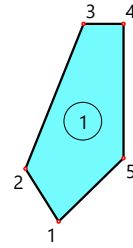
$Q_1$ 範囲  $X_s = 1.685$  (m)  $\sim X_c = 2.286$  (m)       $Q_2$ 範囲  $X_c = 2.286$  (m)  $\sim X_e = 3.100$  (m)

項目名	載荷位置 $X_q$ (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	作用幅 $B_{a1}$ (m)	上載荷重 $Q_1$ (kN/m)	作用幅 $B_{a2}$ (m)	上載荷重 $Q_2$ (kN/m)
群集荷重	1.685	5.000	3.000	0.602	1.806	0.814	2.442
$\Sigma$					1.806		2.442

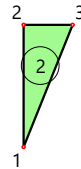


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.526134
3	1.685	3.000	0.902433
4	2.286	3.000	2.325478
5	2.286	0.966	0.627716
1	1.300	0.000	0.000000
$\Sigma$			2.809492



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	
1	2.286	0.966	-2.325478
2	2.286	3.000	1.220570
3	3.100	3.000	1.932569
1	2.286	0.966	0.000000
$\Sigma$			0.827662



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

$$w_1 = 2.809492 \times 19.000 = 53.380 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 1.806 + 53.380 = 55.186 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.827662 \times 19.000 = 15.726 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = Q_2 + w_2 = 2.442 + 15.726 = 18.168 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.286 - 1.300)^2 + (0.966 - 0.000)^2} = 1.380 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100 - 2.286)^2 + (3.000 - 0.966)^2} = 2.191 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left\{ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right\} \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left\{ 55.186 \times \sin(44.396 - 35 - 0) + 18.168 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 0) \times \cos(44.396 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right\} \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 1.380 \times \cos 35 - 0.000 \times 2.191 \times \cos 30 \times \frac{\cos(44.396 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \\ &= 23.114 \\ P_{A_2} &= \frac{Z - P_1 \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi - \delta - \alpha_1)}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha_2 - \delta)} = \frac{23.114 - 6.16 \times \cos(44.396 - 35 - 23.333 - (-21.801))}{\cos(44.396 - 35 - 32.005 - 23.333)} \\ &= 24.470 \text{ (kN/m)} \\ P_A &= \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(22.783, 24.470) = 24.470 \text{ (kN/m)} \\ P_{AV} &= P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 24.470 \times \sin(32.005 + 23.333) = 20.127 \text{ (kN/m)} \\ P_{AH} &= P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 24.470 \times \cos(32.005 + 23.333) = 13.917 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

土圧の作用位置 (m)

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

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

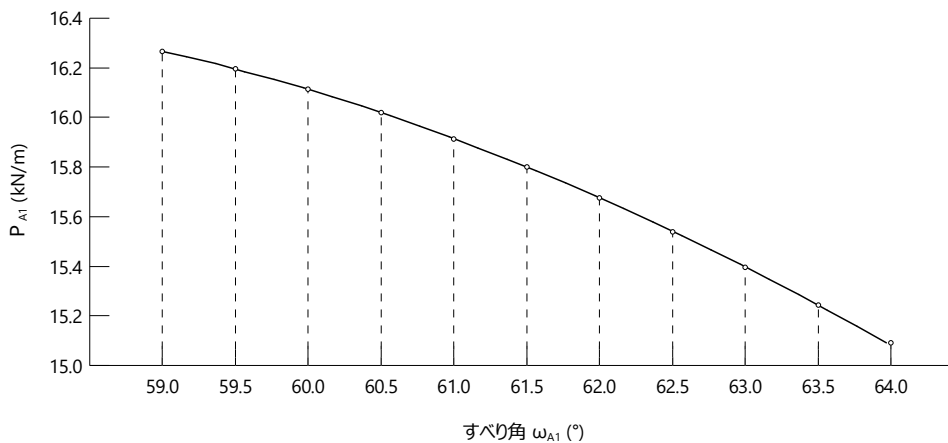


4.1.10.5 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = 32.005 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.000$
	地震合成角	$\theta = 0.000 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 23.333 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
	水中重量	$\gamma' = 10.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 59.036 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
64.000	15.092	3.236	34.538	37.774	3.338
63.000	15.407	3.432	36.009	39.441	3.367
62.200	15.632	3.591	37.205	40.796	3.391
62.000	15.684	3.631	37.507	41.138	3.398
61.200	15.878	3.794	38.725	42.518	3.423
61.000	15.922	3.835	39.032	42.867	3.430
60.600	16.006	3.917	39.651	43.568	3.443
60.400	16.046	3.959	39.962	43.920	3.450
60.200	16.083	4.000	40.274	44.274	3.457
60.000	16.119	4.042	40.587	44.630	3.464
59.800	16.153	4.084	40.902	44.986	3.471
59.600	16.185	4.126	41.218	45.345	3.478
59.400	16.216	4.169	41.536	45.704	3.485
59.036	16.267	4.246	42.116	46.362	3.499

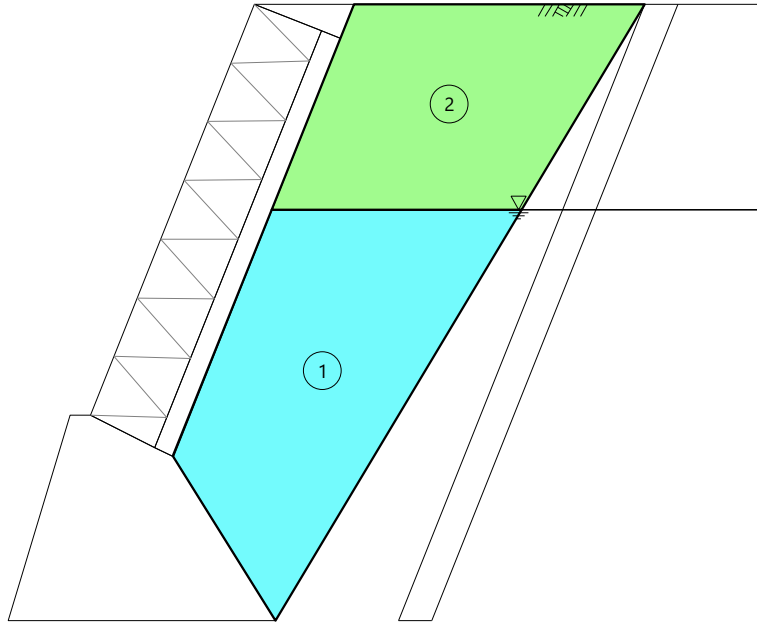
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

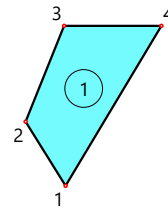
上載荷重作用範囲  $X_s = 1.685 (\text{m}) \sim X_e = 3.100 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_q (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	作用幅 $B_q (\text{m})$	上載荷重 $Q (\text{kN/m})$
群集荷重	1.685	5.000	3.000	1.415	4.245
$\Sigma$					4.245

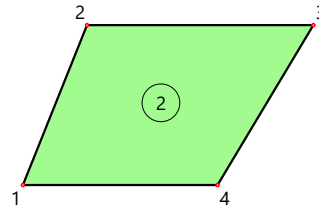


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.286982
3	1.283	2.000	1.217456
4	2.500	2.000	1.300000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			1.710473



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.283	2.000	-0.239152
2	1.685	3.000	2.123003
3	3.100	3.000	0.650000
4	2.500	2.000	-1.217456
1	1.283	2.000	0.000000
Σ			1.316395



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 1.710473 \times 10.000 + 1.316395 \times 19.000 = 42.117 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 4.245 + 42.117 = 46.362 \text{ (kN/m)}$$

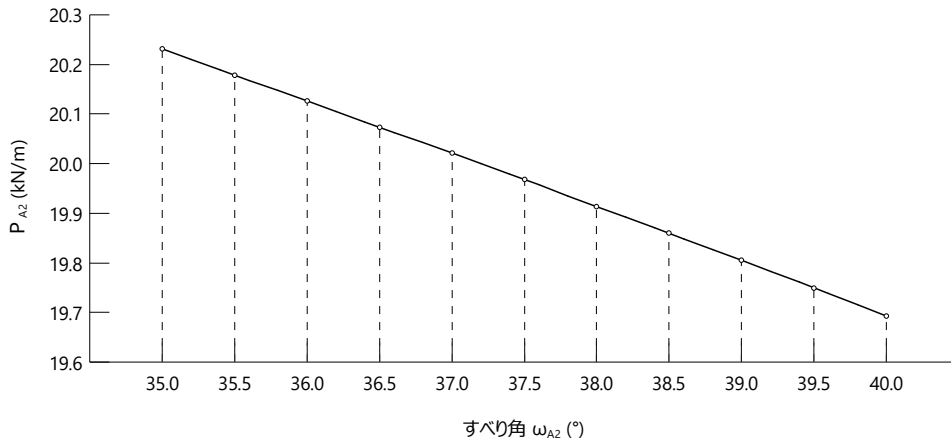
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 1.300)^2 + (3.000 - 0.000)^2} = 3.499 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{46.362}{\cos 0} \times \sin(59.036 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.499 \times \cos 35}{\cos(59.036 - 35 - 32.005 - 23.333)} \\
 &= 16.267 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 59.036(^{\circ})$



$\omega_{A2}$ ( $^{\circ}$ )	$P_{A2}$ (kN/m)	$Q_1$ (kN/m)	$w_1$ (kN/m)	$W_1$ (kN/m) $Q_1+w_1$	$l_1$ (m)	$Q_2$ (kN/m)	$w_2$ (kN/m)	$W_2$ (kN/m) $Q_2+w_2$	$l_2$ (m)
40.000	19.693	1.555	33.416	34.971	1.179	2.691	16.327	19.017	2.415
39.000	19.805	1.508	33.038	34.547	1.142	2.738	16.822	19.560	2.457
38.000	19.914	1.464	32.678	34.142	1.108	2.782	17.293	20.075	2.497
37.000	20.021	1.423	32.333	33.756	1.075	2.823	17.741	20.565	2.534
36.000	20.126	1.383	32.004	33.387	1.045	2.863	18.169	21.031	2.569
35.000	20.231	1.346	31.688	33.034	1.017	2.900	18.577	21.477	2.603

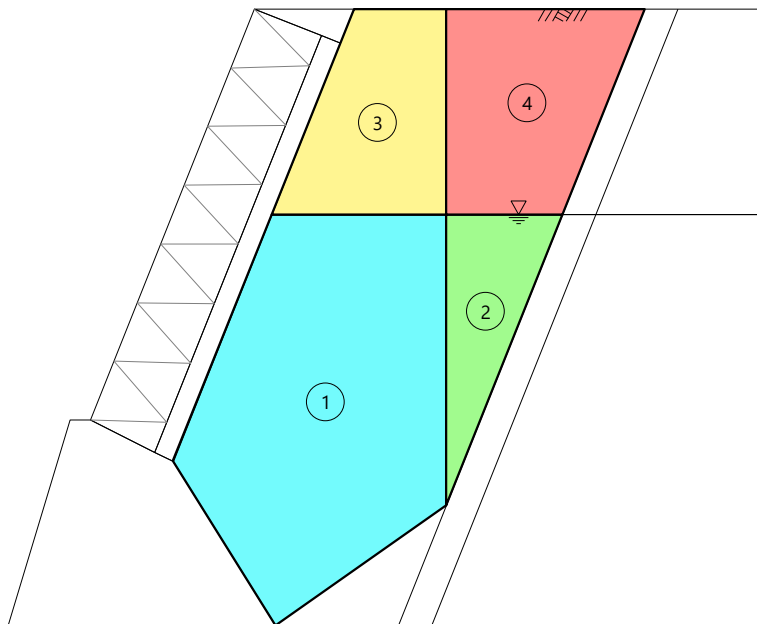
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2}=35.000(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2}=35.000(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

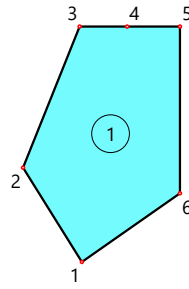
$Q_1$  範囲  $X_s = 1.685$  (m)  $\sim X_c = 2.133$  (m)       $Q_2$  範囲  $X_c = 2.133$  (m)  $\sim X_e = 3.100$  (m)

項目名	載荷位置 $X_q$ (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 $q$ (kN/m $^2$ )	作用幅 $B_{q1}$ (m)	上載荷重 $Q_1$ (kN/m)	作用幅 $B_{q2}$ (m)	上載荷重 $Q_2$ (kN/m)
群集荷重	1.685	5.000	3.000	0.449	1.347	0.967	2.901
$\Sigma$					1.347		2.901

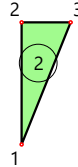


くさび形状面積計算表

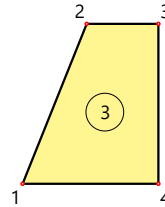
No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.286982
3	1.283	2.000	0.402120
4	1.685	2.000	0.448765
5	2.133	2.000	1.510923
6	2.133	0.584	0.379323
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			1.934148



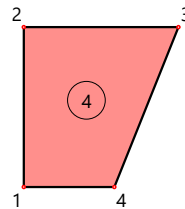
No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	2.133	0.584	-1.510923
2	2.133	2.000	0.566571
3	2.700	2.000	1.345605
1	2.133	0.584	0.000000
Σ			0.401253



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.283	2.000	-0.239152
2	1.685	3.000	0.673147
3	2.133	3.000	1.066715
4	2.133	2.000	-0.850885
1	1.283	2.000	0.000000
Σ			0.649825



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	2.133	2.000	-1.066715
2	2.133	3.000	1.449856
3	3.100	3.000	0.950000
4	2.700	2.000	-0.566571
1	2.133	2.000	0.000000
Σ			0.766571



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

$$w_1 = 1.934148 \times 10.000 + 0.649825 \times 19.000 = 31.688 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 1.347 + 31.688 = 33.035 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.401253 \times 10.000 + 0.766571 \times 19.000 = 18.578 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = Q_2 + w_2 = 2.901 + 18.578 = 21.479 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.133 - 1.300)^2 + (0.584 - 0.000)^2} = 1.017 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100 - 2.133)^2 + (3.000 - 0.584)^2} = 2.603 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left\{ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right\} \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left\{ 33.035 \times \sin(35 - 35 - 0) + 21.479 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 0) \times \cos(35 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right\} \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 1.017 \times \cos 35 - 0.000 \times 2.603 \times \cos 30 \times \frac{\cos(35 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \end{aligned}$$

$$= 16.901$$

$$P_{A_2} = \frac{Z - P_1 \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi - \delta - \alpha_1)}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha_2 - \delta)} = \frac{16.901 - 5.40 \times \cos(35 - 35 - 23.333 - (-21.801))}{\cos(35 - 35 - 32.005 - 23.333)}$$

$$= 20.234 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(16.267, 20.234) = 20.234 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.234 \times \sin(32.005 + 23.333) = 16.643 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.234 \times \cos(32.005 + 23.333) = 11.507 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

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

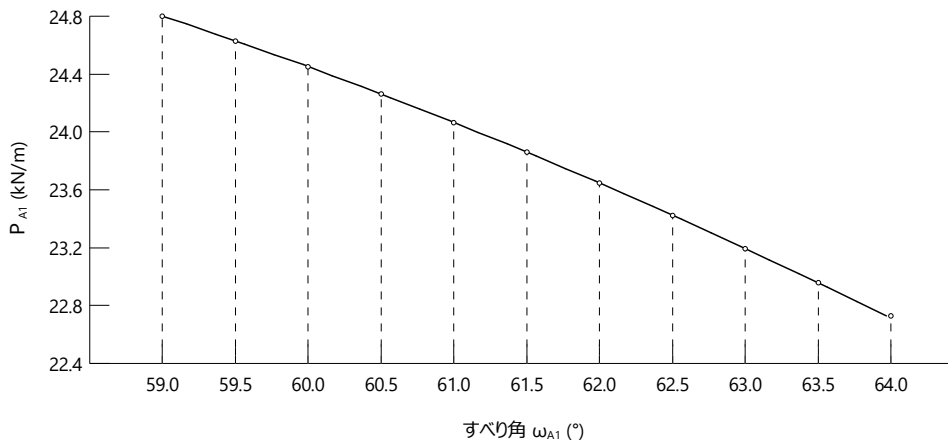
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 1.300 - 0.379 \times \tan 32.005 = 1.063 \text{ (m)}$$

4.1.10.6 荷重ケース.5 - 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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = 32.005 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.120$
	地震合成角	$\theta = 6.843 (^{\circ})$
裏込め土	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	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

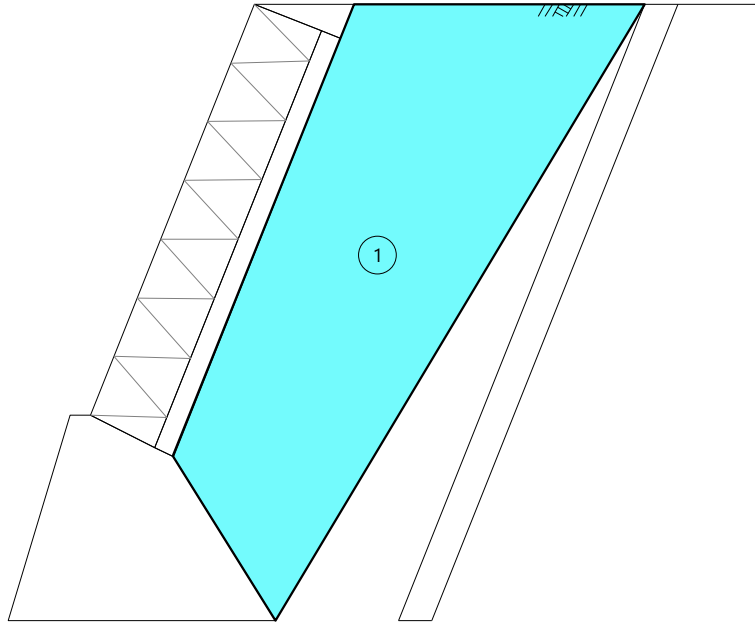
主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 59.036 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
64.000	22.729	0.000	47.912	47.912	3.338
63.000	23.211	0.000	49.775	49.775	3.367
62.200	23.574	0.000	51.290	51.290	3.391
62.000	23.662	0.000	51.672	51.672	3.398
61.200	23.999	0.000	53.215	53.215	3.423
61.000	24.080	0.000	53.604	53.604	3.430
60.600	24.238	0.000	54.387	54.387	3.443
60.400	24.315	0.000	54.781	54.781	3.450
60.200	24.390	0.000	55.177	55.177	3.457
60.000	24.464	0.000	55.574	55.574	3.464
59.800	24.536	0.000	55.973	55.973	3.471
59.600	24.608	0.000	56.373	56.373	3.478
59.400	24.677	0.000	56.775	56.775	3.485
59.036	24.800	0.000	57.511	57.511	3.499

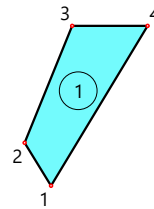
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.526134
3	1.685	3.000	2.123003
4	3.100	3.000	1.950000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			3.026869



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 3.026869 \times 19.000 = 57.511 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 57.511 \text{ (kN/m)}$$

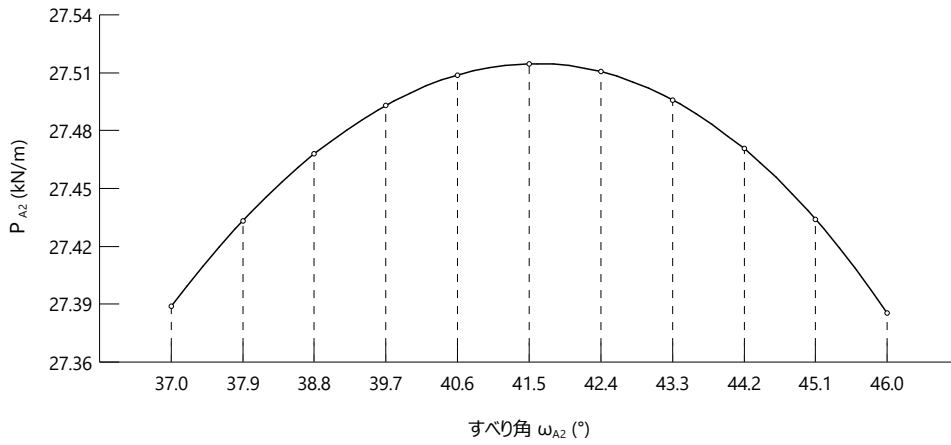
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 1.300)^2 + (3.000 - 0.000)^2} = 3.499 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{57.511}{\cos 6.843} \times \sin(59.036 - 35 + 6.843) - 0.000 \times 3.499 \times \cos 35 \\
 &= \frac{\quad}{\cos(59.036 - 35 - 32.005 - 17.5)} \\
 &= 24.800 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

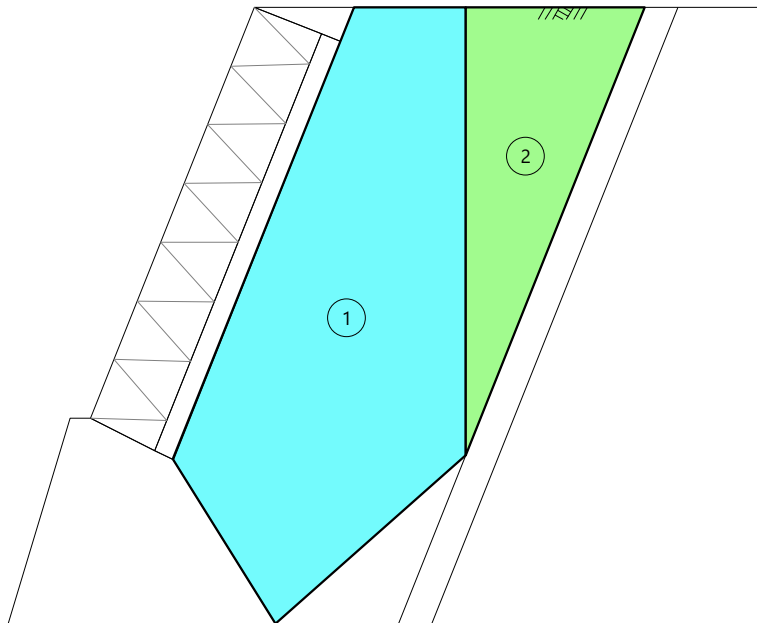
主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 59.036(^{\circ})$



$\omega_{A2}$ ( $^{\circ}$ )	$P_{A2}$ (kN/m)	$Q_1$ (kN/m)	$w_1$ (kN/m)	$W_1$ (kN/m) $Q_1 + w_1$	$l_1$ (m)	$Q_2$ (kN/m)	$w_2$ (kN/m)	$W_2$ (kN/m) $Q_2 + w_2$	$l_2$ (m)
46.000	27.385	0.000	54.273	54.273	1.474	0.000	14.292	14.292	2.089
45.000	27.439	0.000	53.711	53.711	1.414	0.000	15.200	15.200	2.154
44.000	27.477	0.000	53.168	53.168	1.359	0.000	16.062	16.062	2.214
43.000	27.502	0.000	52.644	52.644	1.308	0.000	16.880	16.880	2.270
42.000	27.514	0.000	52.140	52.140	1.262	0.000	17.658	17.658	2.322
41.484	27.515	0.000	51.887	51.887	1.239	0.000	18.045	18.045	2.347
41.000	27.513	0.000	51.654	51.654	1.219	0.000	18.399	18.399	2.370
40.000	27.499	0.000	51.187	51.187	1.179	0.000	19.104	19.104	2.415
39.000	27.474	0.000	50.737	50.737	1.142	0.000	19.777	19.777	2.457
38.000	27.438	0.000	50.304	50.304	1.108	0.000	20.420	20.420	2.497
37.000	27.389	0.000	49.886	49.886	1.075	0.000	21.035	21.035	2.534

従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 41.484(^{\circ})$  の時となる。

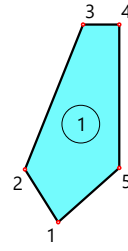
$\omega_{A2} = 41.484(^{\circ})$  の詳細を記す。



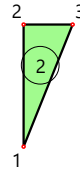


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.526134
3	1.685	3.000	0.815532
4	2.228	3.000	2.427922
5	2.228	0.821	0.533573
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			2.730893



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	2.228	0.821	-2.427922
2	2.228	3.000	1.307471
3	3.100	3.000	2.070162
1	2.228	0.821	0.000000
Σ			0.949711



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 2.730893 \times 19.000 = 51.887 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 51.887 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.949711 \times 19.000 = 18.045 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 18.045 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.228-1.300)^2 + (0.821-0.000)^2} = 1.239 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100-2.228)^2 + (3.000-0.821)^2} = 2.347 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$Z = \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \cdot \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta$$

$$- c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')}$$

$$= \left[ 51.887 \times \sin(41.484 - 35 - 6.843) + 18.045 \times \frac{\sin(68.199 - 30 + 6.843) \times \cos(41.484 - 35)}{\cos(68.199 - 30)} \right] \times \frac{1}{\cos 6.843}$$

$$- 0.000 \times 1.239 \times \cos 35 - 0.000 \times 2.347 \times \cos 30 \times \frac{\cos(41.484 - 35)}{\cos(68.199 - 30)}$$

$$= 28.306$$

$$P_{A_2} = \frac{Z - P_1 \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi - \delta - \alpha_1)}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha_2 - \delta)} = \frac{28.306 - 8.34 \times \cos(41.484 - 35 - 17.5 - (-21.801))}{\cos(41.484 - 35 - 32.005 - 17.5)}$$

$$= 27.515 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_A, P_{A_2}) = \max(24.800, 27.515) = 27.515 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.515 \times \sin(32.005 + 17.500) = 20.924 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.515 \times \cos(32.005 + 17.500) = 17.868 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

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

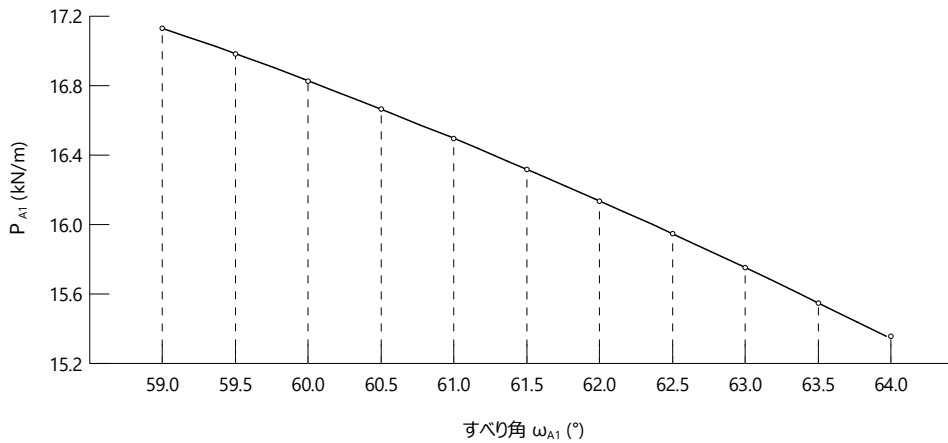
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 1.300 - 0.379 \times \tan 32.005 = 1.063 \text{ (m)}$$

4.1.10.7 荷重ケース.6 - 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

傾斜角	地山の傾斜角	$\varepsilon = 68.199 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = 32.005 (^{\circ})$
地震の影響	設計水平震度	$k_H = 0.120$
	地震合成角	$\theta = 6.843 (^{\circ})$
裏込め土	内部摩擦角	$\phi = 35.000 (^{\circ})$
	壁面摩擦角	$\delta = 17.500 (^{\circ})$
	湿潤重量	$\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$
	水中重量	$\gamma' = 10.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 30.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

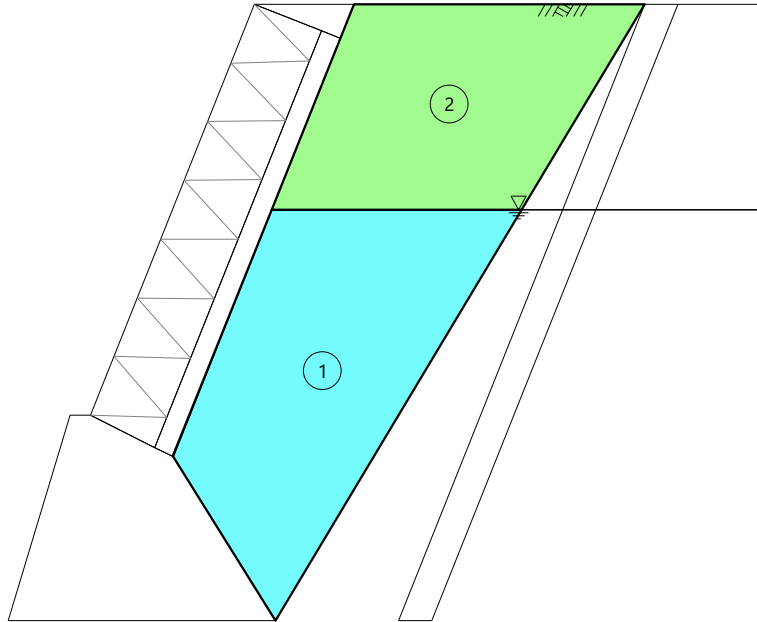
主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 59.036 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
64.000	15.357	0.000	34.538	34.538	3.338
63.000	15.765	0.000	36.009	36.009	3.367
62.200	16.074	0.000	37.205	37.205	3.391
62.000	16.149	0.000	37.507	37.507	3.398
61.200	16.438	0.000	38.725	38.725	3.423
61.000	16.507	0.000	39.032	39.032	3.430
60.600	16.643	0.000	39.651	39.651	3.443
60.400	16.710	0.000	39.962	39.962	3.450
60.200	16.775	0.000	40.274	40.274	3.457
60.000	16.839	0.000	40.587	40.587	3.464
59.800	16.902	0.000	40.902	40.902	3.471
59.600	16.964	0.000	41.218	41.218	3.478
59.400	17.025	0.000	41.536	41.536	3.485
59.036	17.132	0.000	42.116	42.116	3.499

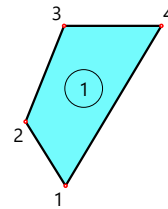
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 59.036 (^{\circ})$  の詳細を記す。

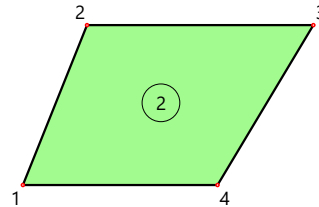


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.286982
3	1.283	2.000	1.217456
4	2.500	2.000	1.300000
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			1.710473



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.283	2.000	-0.239152
2	1.685	3.000	2.123003
3	3.100	3.000	0.650000
4	2.500	2.000	-1.217456
1	1.283	2.000	0.000000
Σ			1.316395



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z<sub>c</sub> = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 1.710473 \times 10.000 + 1.316395 \times 19.000 = 42.117 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 42.117 \text{ (kN/m)}$$

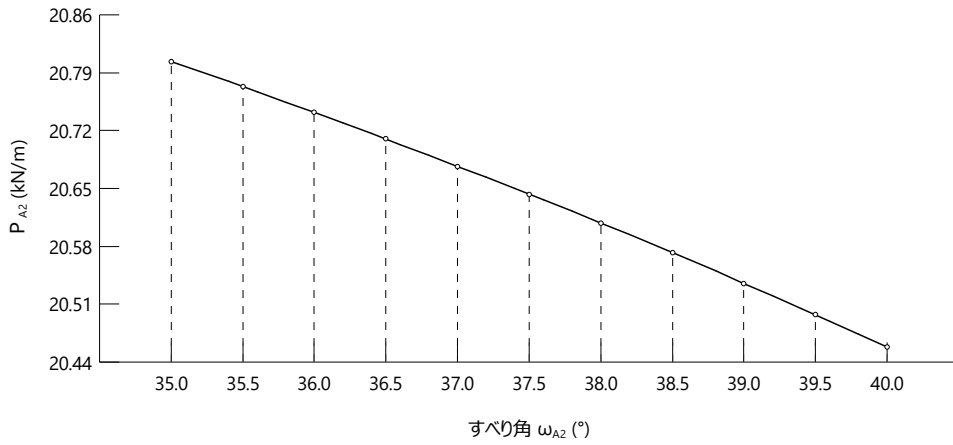
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.100 - 1.300)^2 + (3.000 - 0.000)^2} = 3.499 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{42.117}{\cos 6.843} \times \sin(59.036 - 35 + 6.843) - 0.000 \times 3.499 \times \cos 35 \\
 &= \frac{\phantom{42.117}}{\cos(59.036 - 35 - 32.005 - 17.5)} \\
 &= 17.133 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

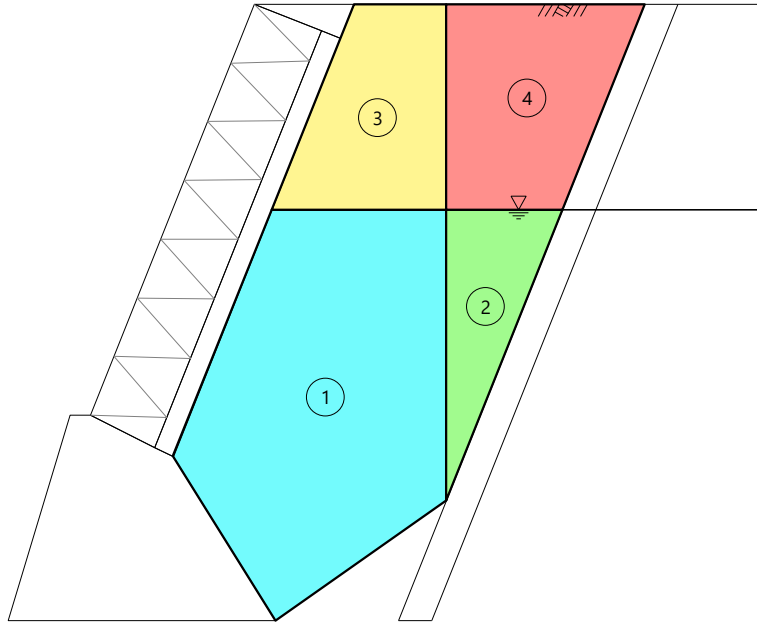
主働すべり角  $\omega_{A2}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 59.036(^{\circ})$



$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} \text{ (kN/m)}$	$Q_1 \text{ (kN/m)}$	$w_1 \text{ (kN/m)}$	$W_1 \text{ (kN/m)}$ $Q_1 + w_1$	$l_1 \text{ (m)}$	$Q_2 \text{ (kN/m)}$	$w_2 \text{ (kN/m)}$	$W_2 \text{ (kN/m)}$ $Q_2 + w_2$	$l_2 \text{ (m)}$
40.000	20.458	0.000	33.416	33.416	1.179	0.000	16.327	16.327	2.415
39.000	20.535	0.000	33.038	33.038	1.142	0.000	16.822	16.822	2.457
38.000	20.608	0.000	32.678	32.678	1.108	0.000	17.293	17.293	2.497
37.000	20.677	0.000	32.333	32.333	1.075	0.000	17.741	17.741	2.534
36.000	20.742	0.000	32.004	32.004	1.045	0.000	18.169	18.169	2.569
35.000	20.803	0.000	31.688	31.688	1.017	0.000	18.577	18.577	2.603

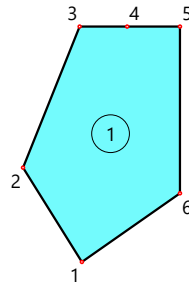
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 35.000(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 35.000(^{\circ})$  の詳細を記す。

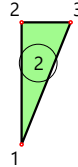


くさび形状面積計算表

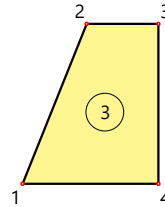
No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.300	0.000	-0.520000
2	0.800	0.800	-0.286982
3	1.283	2.000	0.402120
4	1.685	2.000	0.448765
5	2.133	2.000	1.510923
6	2.133	0.584	0.379323
1	1.300	0.000	0.000000
Σ			1.934148



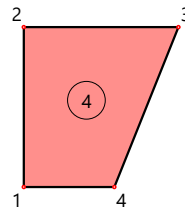
No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	2.133	0.584	-1.510923
2	2.133	2.000	0.566571
3	2.700	2.000	1.345605
1	2.133	0.584	0.000000
Σ			0.401253



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	1.283	2.000	-0.239152
2	1.685	3.000	0.673147
3	2.133	3.000	1.066715
4	2.133	2.000	-0.850885
1	1.283	2.000	0.000000
Σ			0.649825



No	座標値		断面積 A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )
	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	
1	2.133	2.000	-1.066715
2	2.133	3.000	1.449856
3	3.100	3.000	0.950000
4	2.700	2.000	-0.566571
1	2.133	2.000	0.000000
Σ			0.766571



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

$$w_1 = 1.934148 \times 10.000 + 0.649825 \times 19.000 = 31.688 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 31.688 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 0.401253 \times 10.000 + 0.766571 \times 19.000 = 18.578 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 18.578 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.133-1.300)^2 + (0.584-0.000)^2} = 1.017 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.100-2.133)^2 + (3.000-0.584)^2} = 2.603 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left\{ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right\} \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left\{ 31.688 \times \sin(35-35-6.843) + 18.578 \times \frac{\sin(68.199-30+6.843) \times \cos(35-35)}{\cos(68.199-30)} \right\} \times \frac{1}{\cos 6.843} \\ &\quad - 0.000 \times 1.017 \times \cos 35 - 0.000 \times 2.603 \times \cos 30 \times \frac{\cos(35-35)}{\cos(68.199-30)} \end{aligned}$$

$$= 20.651$$

$$P_{A_2} = \frac{Z - P_1 \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi - \delta - \alpha_1)}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha_2 - \delta)} = \frac{20.651 - 7.16 \times \cos(35-35-17.5-(-21.801))}{\cos(35-35-32.005-17.5)}$$

$$= 20.804 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(17.133, 20.804) = 20.804 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.804 \times \sin(32.005+17.500) = 15.821 \text{ (kN/m)}$$

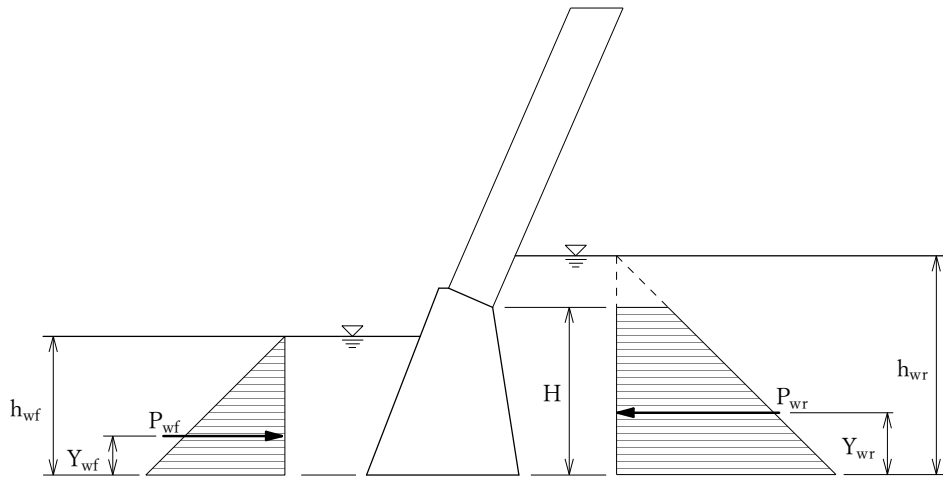
$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.804 \times \cos(32.005+17.500) = 13.510 \text{ (kN/m)}$$

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)  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 = 9.800 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $H$  : 下部擁壁高 = 0.798 (m)

4.1.11.2 常時

- ・荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮
- ・荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

水深 (m)

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

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

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 1.000 - 0.798) \times 0.798 = 4.700 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 1.000 - 2 \times 0.798}{2 \times 1.000 - 0.798} \times \frac{0.798}{3} = 0.311 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 2.000 - 0.798) \times 0.798 = 12.521 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 2.000 - 2 \times 0.798}{2 \times 2.000 - 0.798} \times \frac{0.798}{3} = 0.366 \text{ (m)}$$

#### 4.1.11.3 地震時

・荷重ケース.6 - 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

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 1.000 - 0.798) \times 0.798 = 4.700 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 1.000 - 2 \times 0.798}{2 \times 1.000 - 0.798} \times \frac{0.798}{3} = 0.311 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 2.000 - 0.798) \times 0.798 = 12.521 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 2.000 - 2 \times 0.798}{2 \times 2.000 - 0.798} \times \frac{0.798}{3} = 0.366 \text{ (m)}$$

#### 4.1.12 作用力の集計

##### 4.1.12.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+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	23.627	7.955	0.602	0.899	14.223	7.152	項目3.1.17.1 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4.1.5 参照
土圧	24.751	17.114	1.063	0.379	26.311	6.486	項目4.1.10.2 参照
$\Sigma$	67.730	25.069			51.413	13.638	

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)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.202 = 0.602 \text{ (m)}$$

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

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{51.413 - 13.638}{67.730} = 0.558 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.558 = 0.092 \text{ (m)}$$

##### 4.1.12.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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	18.373	14.075	0.602	0.899	11.061	12.653	項目3.1.17.2 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4.1.4 参照
前面土	0.722	0.000	0.050	0.000	0.036	0.000	項目4.1.5 参照
前面土(浮力)	-0.342	0.000	0.050	0.000	-0.017	0.000	項目4.1.7 参照
土圧	21.739	15.031	1.063	0.379	23.109	5.697	項目4.1.10.3 参照
前面水圧	0.000	-4.700	0.000	0.311	0.000	-1.462	項目4.1.11.2 参照
背面水圧	0.000	12.521	0.000	0.366	0.000	4.583	項目4.1.11.2 参照
$\Sigma$	51.184	36.927			40.412	21.471	

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)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.202 = 0.602 \text{ (m)}$$

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



底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{40.412 - 21.471}{51.184} = 0.370 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.370 = 0.280 \text{ (m)}$$

4.1.12.3 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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 <sub>r</sub>	転倒 M <sub>o</sub>	
上部擁壁	23.579	6.154	0.602	0.899	14.195	5.532	項目3.1.17.3 参照
く体自重(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4.1.5 参照
土圧	20.127	13.917	1.063	0.379	21.395	5.274	項目4.1.10.4 参照
Σ	63.058	20.071			46.469	10.806	

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)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.202 = 0.602 \text{ (m)}$$

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

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{46.469 - 10.806}{63.058} = 0.566 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.566 = 0.084 \text{ (m)}$$

4.1.12.4 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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 <sub>r</sub>	転倒 M <sub>o</sub>	
上部擁壁	18.325	12.273	0.602	0.899	11.032	11.033	項目3.1.17.4 参照
く体自重(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4.1.4 参照
前面土	0.722	0.000	0.050	0.000	0.036	0.000	項目4.1.5 参照
前面土(浮力)	-0.342	0.000	0.050	0.000	-0.017	0.000	項目4.1.7 参照
土圧	16.643	11.507	1.063	0.379	17.691	4.361	項目4.1.10.5 参照
前面水圧	0.000	-4.700	0.000	0.311	0.000	-1.462	項目4.1.11.2 参照
背面水圧	0.000	12.521	0.000	0.366	0.000	4.583	項目4.1.11.2 参照
Σ	46.040	31.601			34.965	18.515	

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)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.202 = 0.602 \text{ (m)}$$

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

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} = \frac{34.965 - 18.515}{46.040} = 0.357 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.357 = 0.293 \text{ (m)}$$

4.1.12.5 荷重ケース.5 - 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	22.789	11.124	0.602	0.899	13.719	10.000	項目3.1.17.5 参照
<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4.1.6 参照
土圧	20.924	17.868	1.063	0.379	22.243	6.772	項目4.1.10.6 参照
$\Sigma$	65.193	31.228			47.090	17.644	

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)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.202 = 0.602 \text{ (m)}$$

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

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{47.090 - 17.644}{65.193} = 0.452 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.452 = 0.198 \text{ (m)}$$

4.1.12.6 荷重ケース.6 - 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	17.644	16.830	0.602	0.899	10.622	15.130	項目3.1.17.6 参照
<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4.1.4 参照
前面土	2.850	0.000	0.100	0.667	0.285	0.000	項目4.1.6 参照
前面土(浮力)	-1.350	0.000	0.100	0.667	-0.135	0.000	項目4.1.8 参照
土圧	15.821	13.510	1.063	0.379	16.818	5.120	項目4.1.10.7 参照
前面水圧	0.000	-4.700	0.000	0.311	0.000	-1.462	項目4.1.11.3 参照
背面水圧	0.000	12.521	0.000	0.366	0.000	4.583	項目4.1.11.3 参照
$\Sigma$	45.657	40.397			33.813	24.243	

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)

$$X = 0.400 + \Delta X = 0.400 + 0.202 = 0.602 \text{ (m)}$$

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

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{33.813 - 24.243}{45.657} = 0.210 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.300}{2} - 0.210 = 0.440 \text{ (m)}$$

## 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+載荷重(自動車)+浮力無視

偏心量  $e = 0.092$  (m) … [項目4.1.12.1] 参照

$$|e| = 0.092 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{1.300}{6} = 0.217 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

#### 4.2.1.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮

偏心量  $e = 0.280$  (m) … [項目4.1.12.2] 参照

$$|e| = 0.280 \text{ (m)} > \frac{B}{n} = \frac{1.300}{6} = 0.217 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OUT}$$

#### 4.2.1.4 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+浮力無視

偏心量  $e = 0.084$  (m) … [項目4.1.12.3] 参照

$$|e| = 0.084 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{1.300}{6} = 0.217 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

#### 4.2.1.5 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

偏心量  $e = 0.293$  (m) … [項目4.1.12.4] 参照

$$|e| = 0.293 \text{ (m)} > \frac{B}{n} = \frac{1.300}{6} = 0.217 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OUT}$$

#### 4.2.1.6 荷重ケース.5 - 自重+慣性力+浮力無視

偏心量  $e = 0.198$  (m) … [項目4.1.12.5] 参照

$$|e| = 0.198 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{1.300}{3} = 0.433 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

#### 4.2.1.7 荷重ケース.6 - 自重+慣性力+浮力考慮

偏心量  $e = 0.440$  (m) … [項目4.1.12.6] 参照

$$|e| = 0.440 \text{ (m)} > \frac{B}{n} = \frac{1.300}{3} = 0.433 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OUT}$$

#### 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

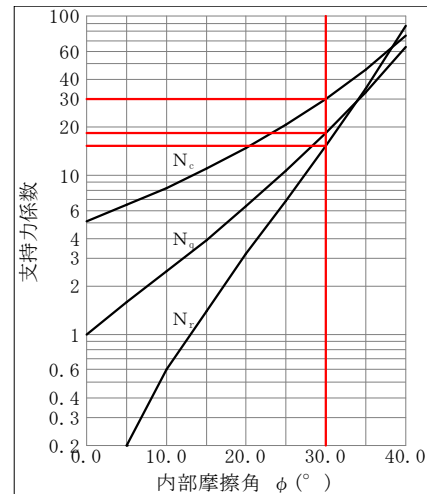
$$q_a = \frac{1}{3} \left( \alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

・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/m<sup>2</sup>)  
 $\alpha$  : 基礎の形状係数 = 1.0  
 $\beta$  : 基礎の形状係数 = 0.5  
 $c$  : 支持地盤の粘着力 = 0.000 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $B$  : 擁壁底面幅 = 1.300 (m)  
 $\gamma_1$  : 支持地盤の単位体積重量 = 16.000 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $\gamma_2$  : 根入れ地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $D_f$  : 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  $\phi$  の関数で次表より求める)

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_r$
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+載荷重(自動車)+浮力無視
- ・荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮
- ・荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+浮力無視
- ・荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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.5 - 自重+慣性力+浮力無視
- ・荷重ケース.6 - 自重+慣性力+浮力考慮

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

#### 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

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) \quad , \quad q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \\
 \text{Max}(q_1, q_2) &\leq q_a
 \end{aligned}$$

- 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+載荷重(自動車)+浮力無視

全鉛直力	$\Sigma V = 67.730 \text{ (kN/m)}$	… [項目4.1.12.1] 参照
許容支持力	$q_a = 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	… [項目4.2.2.2] 参照
偏心距離	$e = 0.092 \text{ (m)}$	… [項目4.1.12.1] 参照

$|e| = 0.092 \text{ (m)} \leq B/6 = 0.217 \text{ (m)}$ 、合力の作用位置がミドルサードの中のため

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{67.730}{1.300} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0.092}{1.300} \right) = 74.222 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_2 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{67.730}{1.300} \times \left( 1 - \frac{6 \times 0.092}{1.300} \right) = 29.978 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 \text{Max}(q_1, q_2) &= \text{Max}(74.222, 29.978) = 74.222 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

##### 4.2.3.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮

全鉛直力	$\Sigma V = 51.184 \text{ (kN/m)}$	… [項目4.1.12.2] 参照
許容支持力	$q_a = 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	… [項目4.2.2.2] 参照
偏心距離	$e = 0.280 \text{ (m)}$	… [項目4.1.12.2] 参照

$|e| = 0.280 \text{ (m)} > B/6 = 0.217 \text{ (m)}$ 、合力の作用位置がミドルサードの外のため

$$q_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Sigma V}{B - 2|e|} = \frac{4}{3} \times \frac{51.184}{1.300 - 2 \times 0.280} = 92.223 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OUT}$$

##### 4.2.3.4 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+浮力無視

全鉛直力	$\Sigma V = 63.058 \text{ (kN/m)}$	… [項目4.1.12.3] 参照
許容支持力	$q_a = 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	… [項目4.2.2.2] 参照
偏心距離	$e = 0.084 \text{ (m)}$	… [項目4.1.12.3] 参照

$|e| = 0.084 \text{ (m)} \leq B/6 = 0.217 \text{ (m)}$ 、合力の作用位置がミドルサードの中のため

$$\begin{aligned}
 q_1 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{63.058}{1.300} \times \left( 1 + \frac{6 \times 0.084}{1.300} \right) = 67.312 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_2 &= \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{63.058}{1.300} \times \left( 1 - \frac{6 \times 0.084}{1.300} \right) = 29.701 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 \text{Max}(q_1, q_2) &= \text{Max}(67.312, 29.701) = 67.312 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

#### 4.2.3.5 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

全鉛直力	$\Sigma V$	=	46.040 (kN/m)	… [項目4.1.12.4] 参照
許容支持力	$q_a$	=	81.720 (kN/m <sup>2</sup> )	… [項目4.2.2.2] 参照
偏心距離	$e$	=	0.293 (m)	… [項目4.1.12.4] 参照

$|e| = 0.293 \text{ (m)} > B/6 = 0.217 \text{ (m)}$ 、合力の作用位置がミドルサードの外のため

$$q_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Sigma V}{B-2|e|} = \frac{4}{3} \times \frac{46.040}{1.300-2 \times 0.293} = 85.976 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 81.720 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OUT}$$

#### 4.2.3.6 荷重ケース.5 - 自重+慣性力+浮力無視

全鉛直力	$\Sigma V$	=	65.193 (kN/m)	… [項目4.1.12.5] 参照
許容支持力	$q_a$	=	122.580 (kN/m <sup>2</sup> )	… [項目4.2.2.3] 参照
偏心距離	$e$	=	0.198 (m)	… [項目4.1.12.5] 参照

$|e| = 0.198 \text{ (m)} \leq B/6 = 0.217 \text{ (m)}$ 、合力の作用位置がミドルサードの中のため

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{65.193}{1.300} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.198}{1.300}\right) = 95.976 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{65.193}{1.300} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.198}{1.300}\right) = 4.320 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Max}(q_1, q_2) = \text{Max}(95.976, 4.320) = 95.976 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 122.580 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

#### 4.2.3.7 荷重ケース.6 - 自重+慣性力+浮力考慮

全鉛直力	$\Sigma V$	=	45.657 (kN/m)	… [項目4.1.12.6] 参照
許容支持力	$q_a$	=	122.580 (kN/m <sup>2</sup> )	… [項目4.2.2.3] 参照
偏心距離	$e$	=	0.440 (m)	… [項目4.1.12.6] 参照

$|e| = 0.440 \text{ (m)} > B/6 = 0.217 \text{ (m)}$ 、合力の作用位置がミドルサードの外のため

$$q_{\max} = \frac{4}{3} \cdot \frac{\Sigma V}{B-2|e|} = \frac{4}{3} \times \frac{45.657}{1.300-2 \times 0.440} = 144.943 \text{ (kN/m}^2\text{)} > q_a = 122.580 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OUT}$$

#### 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、 $\Sigma V$  : 底面に作用する全鉛直力 (kN/m)  
 $\Sigma H$  : 底面に作用する全水平力 (kN/m)  
 $\mu$  : 底面と地盤との間の摩擦係数 = 0.577  
 $\mu = \tan \phi_B = \tan(30.000)$   
 $\phi_B$  : 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/m<sup>2</sup>)  
 $B$  : 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+載荷重(自動車)+浮力無視

- 全水平力  $\Sigma H = 25.069$  (kN/m) … [項目4.1.12.1] 参照  
全鉛直力  $\Sigma V = 67.730$  (kN/m)  
偏心距離  $e = 0.092$  (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.092 = 1.116 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{67.730 \times 0.577 + 0.000 \times 1.116}{25.069} = 1.560$$

$$F_s = 1.560 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

##### 4.2.4.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮

- 全水平力  $\Sigma H = 36.927$  (kN/m) … [項目4.1.12.2] 参照  
全鉛直力  $\Sigma V = 51.184$  (kN/m)  
偏心距離  $e = 0.280$  (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.280 = 0.740 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{51.184 \times 0.577 + 0.000 \times 0.740}{36.927} = 0.800$$

$$F_s = 0.800 < F_a = 1.500 \quad \dots \text{OUT}$$

##### 4.2.4.4 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+浮力無視

- 全水平力  $\Sigma H = 20.071$  (kN/m) … [項目4.1.12.3] 参照  
全鉛直力  $\Sigma V = 63.058$  (kN/m)  
偏心距離  $e = 0.084$  (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.084 = 1.132 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{63.058 \times 0.577 + 0.000 \times 1.132}{20.071} = 1.814$$

$$F_s = 1.814 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.2.4.5 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

全水平力  $\Sigma H = 31.601$  (kN/m) … [項目4.1.12.4] 参照

全鉛直力  $\Sigma V = 46.040$  (kN/m)

偏心距離  $e = 0.293$  (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.293 = 0.714 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{46.040 \times 0.577 + 0.000 \times 0.714}{31.601} = 0.841$$

$$F_s = 0.841 < F_a = 1.500 \quad \dots \text{ OUT}$$

4.2.4.6 荷重ケース.5 - 自重+慣性力+浮力無視

全水平力  $\Sigma H = 31.228$  (kN/m) … [項目4.1.12.5] 参照

全鉛直力  $\Sigma V = 65.193$  (kN/m)

偏心距離  $e = 0.198$  (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.198 = 0.904 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{65.193 \times 0.577 + 0.000 \times 0.904}{31.228} = 1.205$$

$$F_s = 1.205 \geq F_a = 1.200 \quad \dots \text{ OK}$$

4.2.4.7 荷重ケース.6 - 自重+慣性力+浮力考慮

全水平力  $\Sigma H = 40.397$  (kN/m) … [項目4.1.12.6] 参照

全鉛直力  $\Sigma V = 45.657$  (kN/m)

偏心距離  $e = 0.440$  (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.300 - 2 \times 0.440 = 0.420 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{45.657 \times 0.577 + 0.000 \times 0.420}{40.397} = 0.653$$

$$F_s = 0.653 < F_a = 1.200 \quad \dots \text{ OUT}$$

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+載荷重(自動車)+浮力無視	常時	無視	$e = 0.092$ $\leq 0.217$	$F_s = 1.560$ $\geq 1.500$	$q_{\max} = 74.222$ $q_{\min} = 29.978$ $\leq 81.720$
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+載荷重(自動車)+浮力考慮	常時	考慮	$e = 0.280$ $> 0.217$	$F_s = 0.800$ $< 1.500$	$q_{\max} = 92.223$ $> 81.720$
				→ OUT	→ OUT	→ OUT
3	自重+載荷重(群集)+浮力無視	常時	無視	$e = 0.084$ $\leq 0.217$	$F_s = 1.814$ $\geq 1.500$	$q_{\max} = 67.312$ $q_{\min} = 29.701$ $\leq 81.720$
				→ OK	→ OK	→ OK
4	自重+載荷重(群集)+浮力考慮	常時	考慮	$e = 0.293$ $> 0.217$	$F_s = 0.841$ $< 1.500$	$q_{\max} = 85.976$ $> 81.720$
				→ OUT	→ OUT	→ OUT

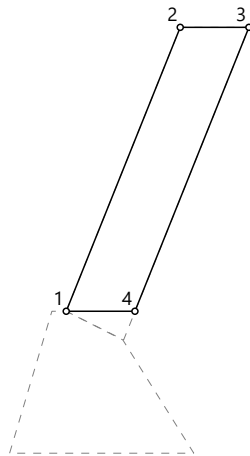


No	荷重ケース名	条件	水位	転倒の検討	滑動の検討	地盤反力度の検討
5	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	$e = 0.198$ $\leq 0.433$	$F_s = 1.205$ $\geq 1.200$	$q_{max} = 95.976$ $q_{min} = 4.320$ $\leq 122.580$
				→ OK	→ OK	→ OK
6	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	$e = 0.440$ $> 0.433$	$F_s = 0.653$ $< 1.200$	$q_{max} = 144.943$ $> 122.580$
				→ OUT	→ OUT	→ OUT

## 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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	-0.242	0.000	0.242332	0.533333	-0.078192
2	0.558	2.000	0.484665	0.969330	0.000000
3	1.042	2.000	0.242332	-0.533333	0.465924
4	0.242	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	-0.242	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.969330	0.969330	0.387732

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.969$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.387732}{0.969330} = 0.400$  (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.969330}{0.969330} = 1.000$  (m)

単位重量  $\gamma = 23.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

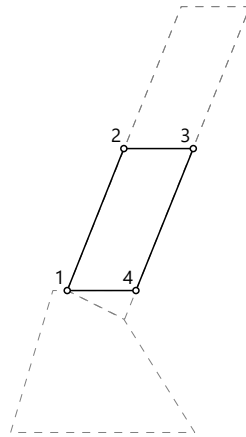
重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.969 \times 23.000 = 22.287$  (kN)

慣性力  $H_c = W_c \cdot k_H = 22.287 \times 0.120 = 2.674$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 22.287 \times 0.400 = 8.915$  (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.674 \times 1.000 = 2.674$  (kN·m)

5.1.2 浮力(常時・地震時)



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
1	0.400	1.000	0.000000	0.466667	-0.186667
2	0.800	2.000	0.484665	0.969330	0.000000
3	1.285	2.000	0.242332	-0.466667	0.594916
4	0.885	1.000	-0.242332	-0.242332	0.000000
1	0.400	1.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.484665	0.726997	0.408249

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.485$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.408249}{0.484665} = 0.842$  (m)

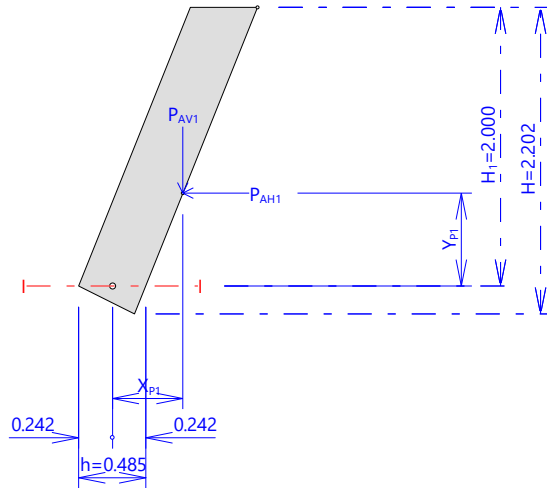
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.726997}{0.484665} = 1.500$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.800$  (kN/m<sup>3</sup>)

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.485 \times -9.800 = -4.753$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = -4.753 \times 0.842 = -4.002$  (kN・m)

### 5.1.3 土 圧



$$Y_{P_1} = \frac{1}{3} H_1 = \frac{1}{3} \times 2.000 = 0.667 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = \frac{H_1}{3} \tan(-\alpha) + X_o = \frac{2.000}{3} \times \tan 21.801 + 0.242 = 0.509 \text{ (m)}$$

#### 5.1.3.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+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  $P_A = 7.958 \text{ (kN/m)}$  … [項目3.1.14.2] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 7.958}{19.000 \times 2.202^2} = 0.173$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.000^2 \times 0.173 = 6.565 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 6.565 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.175 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6.565 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 6.563 \text{ (kN/m)}$$

#### 5.1.3.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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  $P_A = 7.199 \text{ (kN/m)}$  … [項目3.1.14.3] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 7.199}{19.000 \times 2.202^2} = 0.156$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.000^2 \times 0.156 = 5.939 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 5.939 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.159 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 5.939 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 5.937 \text{ (kN/m)}$$

### 5.1.3.3 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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  $P_A = 6.156$  (kN/m) … [項目3.1.14.4] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 6.156}{19.000 \times 2.202^2} = 0.134$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.000^2 \times 0.134 = 5.079 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 5.079 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.136 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 5.079 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 5.077 \text{ (kN/m)}$$

### 5.1.3.4 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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  $P_A = 5.396$  (kN/m) … [項目3.1.14.5] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 5.396}{19.000 \times 2.202^2} = 0.117$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.000^2 \times 0.117 = 4.452 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 4.452 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.119 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 4.452 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 4.450 \text{ (kN/m)}$$

### 5.1.3.5 荷重ケース.5 - 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  $P_A = 8.337$  (kN/m) … [項目3.1.14.6] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 8.337}{19.000 \times 2.202^2} = 0.181$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.000^2 \times 0.181 = 6.878 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 6.878 \times \sin(-21.801 + 17.500) = -0.516 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 6.878 \times \cos(-21.801 + 17.500) = 6.859 \text{ (kN/m)}$$

### 5.1.3.6 荷重ケース.6 - 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  $P_A = 7.161$  (kN/m) … [項目3.1.14.7] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 7.161}{19.000 \times 2.202^2} = 0.155$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.000^2 \times 0.155 = 5.908 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 5.908 \times \sin(-21.801 + 17.500) = -0.443 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 5.908 \times \cos(-21.801 + 17.500) = 5.891 \text{ (kN/m)}$$

#### 5.1.4 水 圧

##### 5.1.4.1 常時

- ・荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮
- ・荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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.6 - 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+載荷重(自動車)+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	22.287	0.000	0.400	0.000	-8.915	項目5.1.1 参照
土 圧	0.175	6.563	0.509	0.667	4.288	項目5.1.3.1 参照
Σ	22.462	6.563			-4.626	

##### 5.1.5.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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	22.287	0.000	0.400	0.000	-8.915	項目5.1.1 参照
浮 力	-4.753	0.000	0.200	0.000	0.951	項目5.1.2 参照
土 圧	0.159	5.937	0.509	0.667	3.879	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	17.693	10.837			-7.353	

5.1.5.3 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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		
く体自重	22.287	0.000	0.400	0.000	-8.915	項目5.1.1 参照
土 圧	0.136	5.077	0.509	0.667	3.317	項目5.1.3.3 参照
Σ	22.423	5.077			-5.598	

5.1.5.4 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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		
く体自重	22.287	0.000	0.400	0.000	-8.915	項目5.1.1 参照
浮 力	-4.753	0.000	0.200	0.000	0.951	項目5.1.2 参照
土 圧	0.119	4.450	0.509	0.667	2.908	項目5.1.3.4 参照
背面水圧	0.000	4.900	0.000	-0.667	-3.268	項目5.1.4.1 参照
Σ	17.653	9.350			-8.325	

5.1.5.5 荷重ケース.5 - 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		
く体自重	22.287	2.674	0.400	1.000	-6.241	項目5.1.1 参照
土 圧	-0.516	6.859	0.509	0.667	4.838	項目5.1.3.5 参照
Σ	21.771	9.533			-1.403	

5.1.5.6 荷重ケース.6 - 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		
く体自重	22.287	2.674	0.400	1.000	-6.241	項目5.1.1 参照
浮 力	-4.753	0.000	0.200	0.000	0.951	項目5.1.2 参照
土 圧	-0.443	5.891	0.509	0.667	4.155	項目5.1.3.6 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	17.091	13.465			-4.404	

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

$\tau_c$  : 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)

$\sigma_{ca}$  : 許容曲げ圧縮応力度

$\sigma_{ta}$  : 許容曲げ引張応力度

$\tau_{ca}$  : 許容せん断応力度

5.1.6.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+浮力無視

軸力	N	=	22.462 (kN/m)	… [項目5.1.5.1] 参照
せん断力	S	=	6.563 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	-4.626 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.500 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	=	0.250 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	=	0.330 (N/mm <sup>2</sup> )	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{22.462}{1 \times 0.485} + \frac{6 \times (-4.626)}{1 \times 0.485^2} = -71.684 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.072 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{22.462}{1 \times 0.485} - \frac{6 \times (-4.626)}{1 \times 0.485^2} = 164.311 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.164 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.164 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.072 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|6.563|}{1 \times 0.485}$$

$$= 13.532 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.014 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.6.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮

軸力	N	=	17.693 (kN/m)	… [項目5.1.5.2] 参照
せん断力	S	=	10.837 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	-7.353 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.500 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	=	0.250 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	=	0.330 (N/mm <sup>2</sup> )	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{17.693}{1 \times 0.485} + \frac{6 \times (-7.353)}{1 \times 0.485^2} = -151.076 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.151 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{17.693}{1 \times 0.485} - \frac{6 \times (-7.353)}{1 \times 0.485^2} = 224.037 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.224 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.224 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.151 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|10.837|}{1 \times 0.485}$$

$$= 22.344 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.022 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.6.4 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+浮力無視

軸力	N	=	22.423 (kN/m)	… [項目5.1.5.3] 参照
せん断力	S	=	5.077 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	-5.598 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.500 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	=	0.250 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	=	0.330 (N/mm <sup>2</sup> )	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{22.423}{1 \times 0.485} + \frac{6 \times (-5.598)}{1 \times 0.485^2} = -96.558 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.097 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{22.423}{1 \times 0.485} - \frac{6 \times (-5.598)}{1 \times 0.485^2} = 189.024 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.189 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.189 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.097 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|5.077|}{1 \times 0.485}$$

$$= 10.468 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.010 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$



5.1.6.5 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

軸力	N	=	17.653 (kN/m)	… [項目5.1.5.4] 参照
せん断力	S	=	9.350 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	-8.325 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.500 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	=	0.250 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	=	0.330 (N/mm <sup>2</sup> )	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{17.653}{1 \times 0.485} + \frac{6 \times (-8.325)}{1 \times 0.485^2} = -175.952 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.176 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{17.653}{1 \times 0.485} - \frac{6 \times (-8.325)}{1 \times 0.485^2} = 248.748 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.249 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.249 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.176 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|9.350|}{1 \times 0.485}$$

$$= 19.278 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.019 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.6.6 荷重ケース.5 - 自重+慣性力+浮力無視

軸力	N	=	21.771 (kN/m)	… [項目5.1.5.5] 参照
せん断力	S	=	9.533 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	-1.403 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.500 × 1.50 = 6.750 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	=	0.250 × 1.50 = 0.375 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	=	0.330 × 1.50 = 0.495 (N/mm <sup>2</sup> )	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{21.771}{1 \times 0.485} + \frac{6 \times (-1.403)}{1 \times 0.485^2} = 9.102 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.009 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{21.771}{1 \times 0.485} - \frac{6 \times (-1.403)}{1 \times 0.485^2} = 80.676 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.081 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.081 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}$ 共に正のため曲げ引張応力は生じない。

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|9.533|}{1 \times 0.485}$$

$$= 19.656 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.020 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.6.7 荷重ケース.6 - 自重+慣性力+浮力考慮

軸力	N	=	17.091 (kN/m)	… [項目5.1.5.6] 参照
せん断力	S	=	13.465 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	-4.404 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.500 × 1.50 = 6.750 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	=	0.250 × 1.50 = 0.375 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	=	0.330 × 1.50 = 0.495 (N/mm <sup>2</sup> )	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{17.091}{1 \times 0.485} + \frac{6 \times (-4.404)}{1 \times 0.485^2} = -77.096 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.077 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{17.091}{1 \times 0.485} - \frac{6 \times (-4.404)}{1 \times 0.485^2} = 147.574 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.148 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

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

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.077 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|13.465|}{1 \times 0.485}$$

$$= 27.763 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.028 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

## 5.2 たて壁の応力度一覧

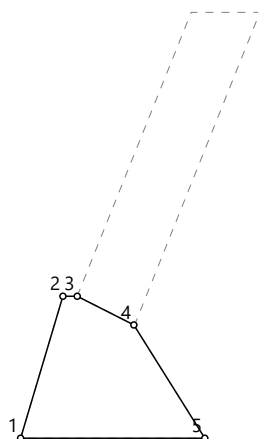
### 5.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

No	荷重ケース名	条件	水位	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	自重+載荷重(自動車)+浮力無視	常時	無視	0.164 ≦ 4.500	0.072 ≦ 0.250	0.014 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+載荷重(自動車)+浮力考慮	常時	考慮	0.224 ≦ 4.500	0.151 ≦ 0.250	0.022 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+載荷重(群集)+浮力無視	常時	無視	0.189 ≦ 4.500	0.097 ≦ 0.250	0.010 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
4	自重+載荷重(群集)+浮力考慮	常時	考慮	0.249 ≦ 4.500	0.176 ≦ 0.250	0.019 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
5	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	0.081 ≦ 6.750	—	0.020 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK
6	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	0.148 ≦ 6.750	0.077 ≦ 0.375	0.028 ≦ 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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.810000	0.316000	-0.054833

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.810$  (m<sup>3</sup>)

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/m<sup>3</sup>)

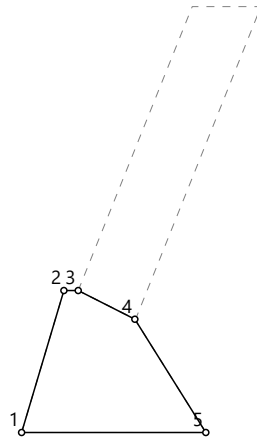
重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.810 \times 23.000 = 18.630$  (kN)

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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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<sup>3</sup>)

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

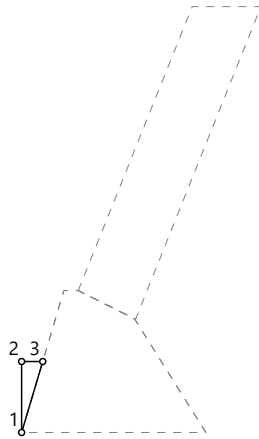
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.316000}{0.810000} = 0.390$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.800$  (kN/m<sup>3</sup>)

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)

6.1.3 前面土重量・水位無視・常時



No	座標値		断面積 $A_c$ (m <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.037500	0.012500	0.001875

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$  (m<sup>3</sup>)

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

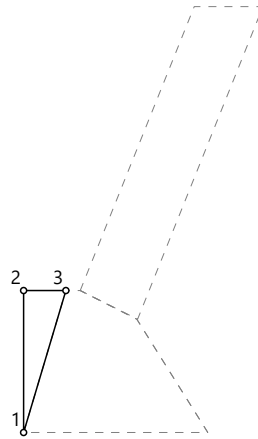
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012500}{0.037500} = 0.333$  (m)

単位重量  $\gamma = 19.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.150000	0.100000	0.015000

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$  (m<sup>3</sup>)

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

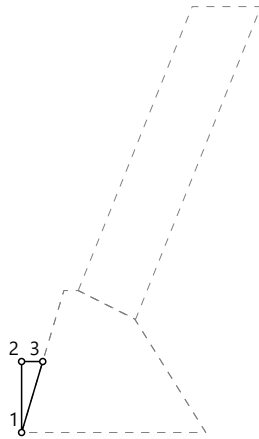
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.100000}{0.150000} = 0.667$  (m)

単位重量  $\gamma = 19.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.037500	0.012500	0.001875

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.037$  (m<sup>3</sup>)

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

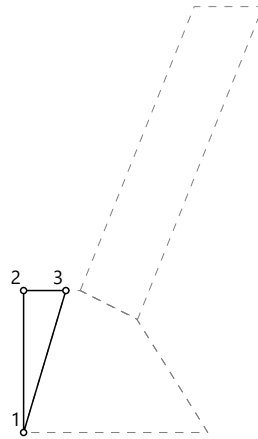
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.012500}{0.037500} = 0.333$  (m)

単位重量  $\gamma = -9.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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 <sup>2</sup> )	断面一次モーメント	
	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)		$G_x$ (m <sup>3</sup> )	$G_y$ (m <sup>3</sup> )
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
$\Sigma$			0.150000	0.100000	0.015000

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.150$  (m<sup>3</sup>)

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)

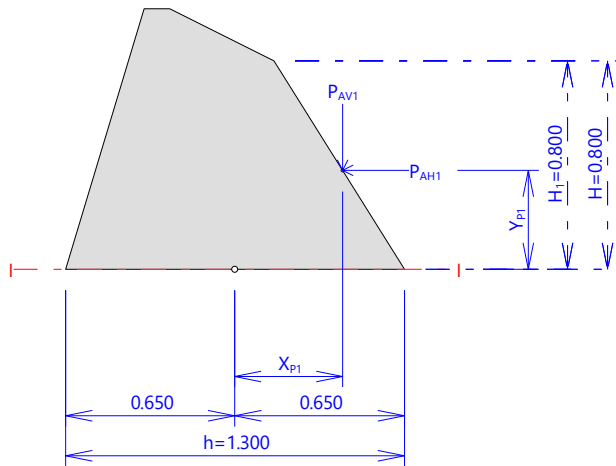
単位重量  $\gamma = -9.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

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)

$$Y_{P_1} = \frac{H}{3} \cdot \frac{3H_T + H}{2H_T + H} = \frac{0.800}{3} \times \frac{3 \times 2.200 + 0.800}{2 \times 2.200 + 0.800} = 0.379 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = \frac{0.150 - 0.650}{0.800 - 0.000} \times 0.379 + 0.650 = 0.413 \text{ (m)}$$

6.1.7.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+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  $P_A = 30.092$  (kN/m) … [項目4.1.10.2] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 30.092}{19.000 \times 0.000^2} = 4.949$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 4.949 = 30.092 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 30.092 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.804 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 30.092 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 30.081 \text{ (kN/m)}$$

6.1.7.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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  $P_A = 26.430$  (kN/m) … [項目4.1.10.3] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 26.430}{19.000 \times 0.000^2} = 4.347$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 4.347 = 26.430 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 26.430 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.706 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 26.430 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 26.420 \text{ (kN/m)}$$

### 6.1.7.3 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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  $P_A = 24.470$  (kN/m) … [項目4.1.10.4] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 24.470}{19.000 \times 0.000^2} = 4.025$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 4.025 = 24.470 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 24.470 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.654 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 24.470 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 24.461 \text{ (kN/m)}$$

### 6.1.7.4 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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  $P_A = 20.234$  (kN/m) … [項目4.1.10.5] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 20.234}{19.000 \times 0.000^2} = 3.328$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 3.328 = 20.234 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.234 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.541 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.234 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 20.226 \text{ (kN/m)}$$

### 6.1.7.5 荷重ケース.5 - 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  $P_A = 27.515$  (kN/m) … [項目4.1.10.6] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 27.515}{19.000 \times 0.000^2} = 4.526$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 4.526 = 27.515 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.515 \times \sin(-21.801 + 17.500) = -2.064 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.515 \times \cos(-21.801 + 17.500) = 27.438 \text{ (kN/m)}$$

### 6.1.7.6 荷重ケース.6 - 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  $P_A = 20.804$  (kN/m) … [項目4.1.10.7] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 20.804}{19.000 \times 0.000^2} = 3.422$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 3.422 = 20.804 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 20.804 \times \sin(-21.801 + 17.500) = -1.560 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 20.804 \times \cos(-21.801 + 17.500) = 20.746 \text{ (kN/m)}$$

### 6.1.8 水 圧

#### 6.1.8.1 常時

- ・荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮
- ・荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

水深 (m)

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

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

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 1.000 - 0.798) \times 0.798 = 4.700 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 1.000 - 2 \times 0.798}{2 \times 1.000 - 0.798} \times \frac{0.798}{3} = 0.311 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 2.000 - 0.798) \times 0.798 = 12.521 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 2.000 - 2 \times 0.798}{2 \times 2.000 - 0.798} \times \frac{0.798}{3} = 0.366 \text{ (m)}$$

#### 6.1.8.2 地震時

- ・荷重ケース.6 - 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

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wf} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 1.000 - 0.798) \times 0.798 = 4.700 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{3h_{wf} - 2H}{2h_{wf} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 1.000 - 2 \times 0.798}{2 \times 1.000 - 0.798} \times \frac{0.798}{3} = 0.311 \text{ (m)}$$

背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w (2h_{wr} - H)H = \frac{1}{2} \times 9.800 \times (2 \times 2.000 - 0.798) \times 0.798 = 12.521 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{3h_{wr} - 2H}{2h_{wr} - H} \cdot \frac{H}{3} = \frac{3 \times 2.000 - 2 \times 0.798}{2 \times 2.000 - 0.798} \times \frac{0.798}{3} = 0.366 \text{ (m)}$$

### 6.1.9 作用力の集計

#### 6.1.9.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+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	0.804	30.081	0.413	0.379	11.069	項目6.1.7.1 参照
上部擁壁	23.627	7.955	-0.050	0.900	8.341	
Σ	43.441	38.036			20.905	

6.1.9.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+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	0.706	26.420	0.413	0.379	9.722	項目6.1.7.2 参照
前面水圧	0.000	-4.700	0.000	0.311	-1.462	項目6.1.8.1 参照
背面水圧	0.000	12.521	0.000	0.366	4.583	項目6.1.8.1 参照
上部擁壁	18.373	14.075	-0.050	0.900	13.586	
Σ	30.151	48.316			27.384	

6.1.9.3 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+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	0.654	24.461	0.413	0.379	9.001	項目6.1.7.3 参照
上部擁壁	23.579	6.154	-0.050	0.900	6.718	
Σ	43.243	30.615			17.214	

6.1.9.4 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+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	0.541	20.226	0.413	0.379	7.442	項目6.1.7.4 参照
前面水圧	0.000	-4.700	0.000	0.311	-1.462	項目6.1.8.1 参照
背面水圧	0.000	12.521	0.000	0.366	4.583	項目6.1.8.1 参照
上部擁壁	18.325	12.273	-0.050	0.900	11.962	
Σ	29.938	40.320			23.481	

6.1.9.5 荷重ケース.5 - 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	-2.064	27.438	0.413	0.379	11.251	項目6.1.7.5 参照
上部擁壁	22.789	11.124	-0.050	0.900	11.151	
Σ	40.855	40.798			25.366	

6.1.9.6 荷重ケース.6 - 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	-1.560	20.746	0.413	0.379	8.507	項目6.1.7.6 参照
前面水圧	0.000	-4.700	0.000	0.311	-1.462	項目6.1.8.2 参照
背面水圧	0.000	12.521	0.000	0.366	4.583	項目6.1.8.2 参照
上部擁壁	17.644	16.830	-0.050	0.900	16.029	
Σ	28.276	47.633			30.081	

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

$\tau_c$  : 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)

$\sigma_{ca}$  : 許容曲げ圧縮応力度

$\sigma_{ta}$  : 許容曲げ引張応力度

$\tau_{ca}$  : 許容せん断応力度

6.1.10.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)+浮力無視

軸力 N = 43.441 (kN/m) … [項目6.1.9.1] 参照

せん断力 S = 38.036 (kN/m)

曲げモーメント M = 20.905 (kN・m/m)

許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 4.500$  (N/mm<sup>2</sup>)

許容曲げ引張応力度  $\sigma_{ta} = 0.250$  (N/mm<sup>2</sup>)

許容せん断応力度  $\tau_{ca} = 0.330$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{43.441}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 20.905}{1 \times 1.300^2} = 107.635 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.108 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{43.441}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 20.905}{1 \times 1.300^2} = -40.803 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.041 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.108 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.041 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|38.036|}{1 \times 1.300}$$

$$= 29.258 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.029 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.1.10.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(自動車)+浮力考慮

軸力	N	=	30.151 (kN/m)	… [項目6.1.9.2] 参照
せん断力	S	=	48.316 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	27.384 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.500 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	=	0.250 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	=	0.330 (N/mm <sup>2</sup> )	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.151}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 27.384}{1 \times 1.300^2} = 120.414 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.120 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.151}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 27.384}{1 \times 1.300^2} = -74.028 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.074 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.120 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.074 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{48.316}{1 \times 1.300}$$

$$= 37.166 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.037 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.1.10.4 荷重ケース.3 - 自重+載荷重(群集)+浮力無視

軸力	N	=	43.243 (kN/m)	… [項目6.1.9.3] 参照
せん断力	S	=	30.615 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	17.214 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.500 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	=	0.250 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	=	0.330 (N/mm <sup>2</sup> )	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{43.243}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 17.214}{1 \times 1.300^2} = 94.379 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.094 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{43.243}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 17.214}{1 \times 1.300^2} = -27.851 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.028 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.094 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.028 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{30.615}{1 \times 1.300}$$

$$= 23.550 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.024 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.1.10.5 荷重ケース.4 - 自重+載荷重(群集)+浮力考慮

軸力	N	=	29.938 (kN/m)	… [項目6.1.9.4] 参照
せん断力	S	=	40.320 (kN/m)	
曲げモーメント	M	=	23.481 (kN・m/m)	
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	=	4.500 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$	=	0.250 (N/mm <sup>2</sup> )	
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	=	0.330 (N/mm <sup>2</sup> )	

$$\sigma_{c_1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{29.938}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 23.481}{1 \times 1.300^2} = 106.394 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.106 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c_2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{29.938}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 23.481}{1 \times 1.300^2} = -60.335 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.060 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.106 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.060 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{40.320}{1 \times 1.300}$$

$$= 31.015 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.031 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.1.10.6 荷重ケース.5 - 自重+慣性力+浮力無視

軸力  $N = 40.855$  (kN/m) … [項目6.1.9.5] 参照  
 せん断力  $S = 40.798$  (kN/m)  
 曲げモーメント  $M = 25.366$  (kN・m/m)  
 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.50 = 6.750$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 許容曲げ引張応力度  $\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.50 = 0.375$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 許容せん断応力度  $\tau_{ca} = 0.330 \times 1.50 = 0.495$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{40.855}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 25.366}{1 \times 1.300^2} = 121.484 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.121 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{40.855}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 25.366}{1 \times 1.300^2} = -58.630 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.059 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.121 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.059 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|40.798|}{1 \times 1.300}$$

$$= 31.383 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.031 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.1.10.7 荷重ケース.6 - 自重+慣性力+浮力考慮

軸力  $N = 28.276$  (kN/m) … [項目6.1.9.6] 参照  
 せん断力  $S = 47.633$  (kN/m)  
 曲げモーメント  $M = 30.081$  (kN・m/m)  
 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.50 = 6.750$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 許容曲げ引張応力度  $\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.50 = 0.375$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 許容せん断応力度  $\tau_{ca} = 0.330 \times 1.50 = 0.495$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{28.276}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 30.081}{1 \times 1.300^2} = 128.547 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.129 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{28.276}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 30.081}{1 \times 1.300^2} = -85.046 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.085 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.129 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.085 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|47.633|}{1 \times 1.300}$$

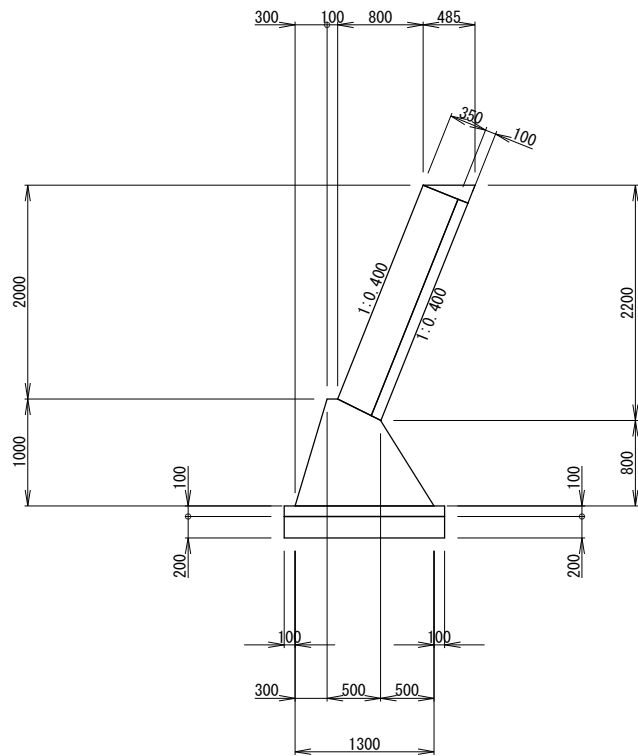
$$= 36.641 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.037 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

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	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	自重+載荷重(自動車)+浮力無視	常時	無視	0.108 ≦ 4.500	0.041 ≦ 0.250	0.029 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+載荷重(自動車)+浮力考慮	常時	考慮	0.120 ≦ 4.500	0.074 ≦ 0.250	0.037 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+載荷重(群集)+浮力無視	常時	無視	0.094 ≦ 4.500	0.028 ≦ 0.250	0.024 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
4	自重+載荷重(群集)+浮力考慮	常時	考慮	0.106 ≦ 4.500	0.060 ≦ 0.250	0.031 ≦ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
5	自重+慣性力+浮力無視	地震時	無視	0.121 ≦ 6.750	0.059 ≦ 0.375	0.031 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK
6	自重+慣性力+浮力考慮	地震時	考慮	0.129 ≦ 6.750	0.085 ≦ 0.375	0.037 ≦ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK

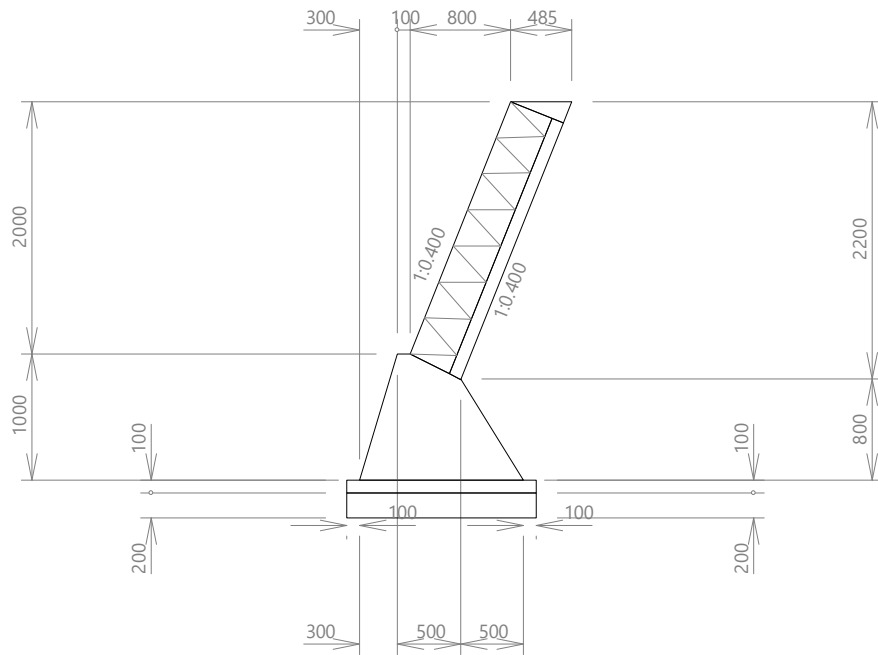
項目名	算出式	値	単位	備考
コンクリート量	$(1.000 \times 1.300 - 1.000 \times 0.300 - 0.800 \times 0.500/2 - 0.200 \times ((0.500 - 0.100)/2 + 0.500)) \times 10.000$	6.600	m3	
端型枠 (断面)	$2 \times (1.000 \times 1.300 - 1.000 \times 0.300 - 0.800 \times 0.500/2 - 0.200 \times ((0.500 - 0.100)/2 + 0.500))$	1.320	m2	
型枠	$((1.000^2 + 0.300^2)^{0.5} + (0.800^2 + 0.500^2)^{0.5}) \times 10.000$	19.874	m2	
ブロック積面積	$2.000 / \cos(\tan^{-1}(0.400)) \times 10.000$	21.541	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 <sup>3</sup>	
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 <sup>2</sup>	
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 <sup>2</sup>	
4	ブロック積面積	$2.000 / \cos(\tan^{-1}(0.400)) \times 10.000$	21.541	m <sup>2</sup>	
5	均しコンクリート	$(1.300 + 2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$	1.500	m <sup>3</sup>	
6	基礎材	$(1.300 + 2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$	3.000	m <sup>3</sup>	