

# 無筋擁壁設計システム

## Ver5.0

### 適用基準

- 土地改良事業計画設計基準・設計「農道」(R6/3)
- 土地改良事業計画設計基準・設計「水路工」(H26/3)
- 土地改良事業標準設計「農地造成」(H1/1)
- 日本道路協会・道路土工「擁壁工指針」(H24/7)
- 土木学会「大型ブロック積み擁壁設計」(H16/6)
- (株)ぎょうせい「盛土等防災マニュアルの解説」(R5/11)

### 出力例

ブロック積み擁壁の計算書  
(安定計算および部材断面計算)

#### 開発・販売元

(株)SIP システム お問い合わせ先 : 大阪事務所 (技術サービス)

〒542-0081 大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

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

<https://www.sipc.co.jp> [mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

# 1 表題

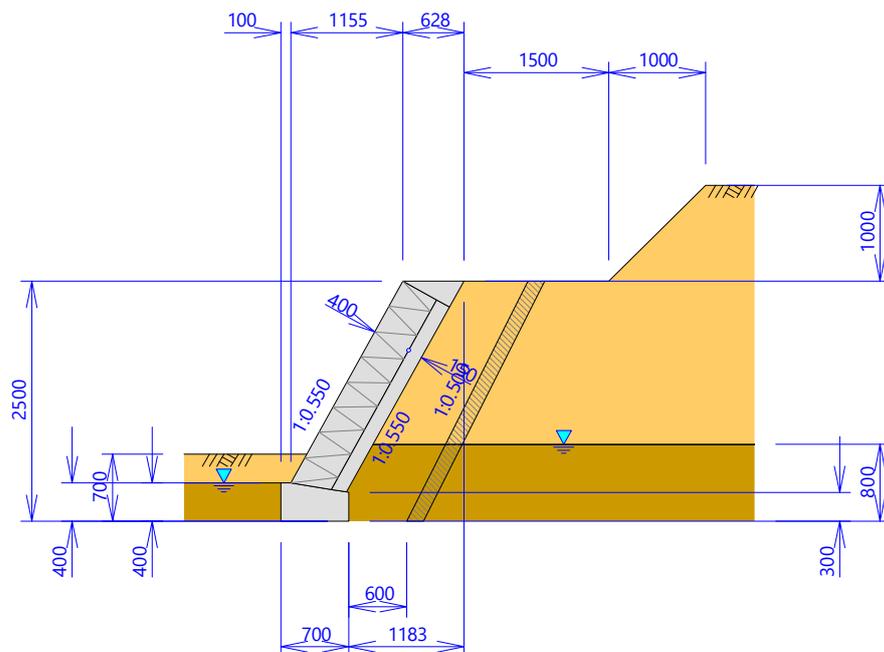
ブロック積み擁壁計算例

計算書詳細

## 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「水路工」  
構造形式 : ブロック式  
背後地盤 : 切土部擁壁  
擁壁の高さ :  $H = 2.500$  (m)  
擁壁の前面勾配 :  $N = 0.550$   
擁壁1ブロック長 :  $L = 10.000$  (m)



前面土砂高 常時 : 0.700 (m)  
地震時 : 0.700 (m)

水の影響 : 揚圧力  
常時水位 前面 : 0.400 (m)  
背面 : 0.800 (m)  
地震時水位 前面 : 0.000 (m)  
背面 : 0.000 (m)

※水位は擁壁下端からの高さ。

### 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	20.000	(kN/m <sup>3</sup> )
	水中重量	11.000	(kN/m <sup>3</sup> )
前面土	湿潤重量	20.000	(kN/m <sup>3</sup> )
	水中重量	11.000	(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		25.000	(°)
切土面と裏込め土の間の粘着力		25.000	(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	( $\tan \phi_{\%BS}$ )
	付着力	$c_B$	0.300	(kN/m <sup>2</sup> )
支持地盤の定数	せん断抵抗角	$\phi$	25.000	(°)
	粘着力	$c$	2.000	(kN/m <sup>2</sup> )
	単位重量	$\gamma_1$	18.000	(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	$D_f$	1.000	(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	0.150
	裏込め土	0.150

## 2.6 安定計算

転倒に対する検討 : 示力線法により検討

## 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	2.700	(m)
	載荷幅	10.000	(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	1.500	(m)
	荷重強度	3.000	(kN/m <sup>2</sup> )
雪荷重 (積雪深から算出)	載荷位置	0.000	(m)
	積雪深	1.000	(m)
	荷重強度	3.500	(kN/m <sup>2</sup> )

### 2.7.3 水平荷重

自動車衝突荷重	安定計算	考慮する	
	たて壁の設計	考慮する	
	防護柵の種類	支柱式防護柵	
	載荷幅	1.000	(m)
	作用高さ	0.500	(m)
	衝突荷重強度	30.000	(kN/m <sup>2</sup> )
	鉛直荷重強度	25.000	(kN/m <sup>2</sup> )
風荷重(計算値)	作用位置	0.300	(m)
	作用高さ	1.100	(m)
	空気密度	1.230	(kg/m <sup>3</sup> )
	設計基準風速	40.000	(m/s)
	抗力係数	1.200	
	ガスト応答係数	1.900	
	補正係数	0.800	
	荷重強度	1.795	(kN/m <sup>2</sup> )

### 2.7.4 その他の荷重

No.1 任意鉛直荷重 ・安定計算	荷重種類		鉛直集中	
	作用位置	X	1.500	(m)
		Y	2.500	(m)
	荷重	P	5.000	(kN/m)

### 2.8 荷重の組合せ

No	1	2	3	
ケース名称	自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視	自重+風+揚圧力考慮	自重+慣性力+揚圧力無視	
地震の影響				
水の影響		○		
前面土砂	○	○	○	
自動車荷重	○			
群集荷重		○		
雪荷重	1.000 (kN/m <sup>2</sup> )			
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				
任意鉛直荷重	○		○	
滑動安全率	1.500	1.200	1.200	

### 2.9 準拠指針

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 底面における作用力

#### 3.1 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)

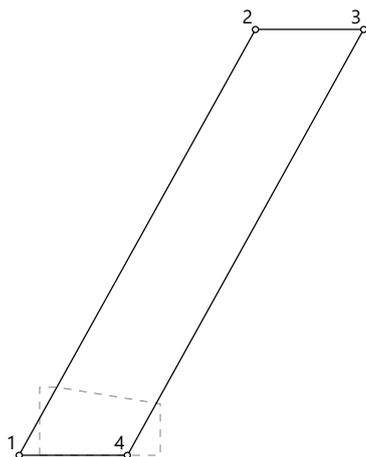
$Y_c$  : Y方向の図心座標 (m)

$X_i$  : i番目のX方向の座標 (m)

$Y_i$  : i番目のY方向の座標 (m)

## 3.2 く体の重量及び重心位置

### 3.2.1 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	1.432292	-0.787760
2	1.375	2.500	0.784624	1.961560	0.000000
3	2.003	2.500	0.784624	-1.432292	2.359126
4	0.628	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			1.569248	1.961560	1.571366

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.569 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{1.571366}{1.569248} = 1.001 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.961560}{1.569248} = 1.250 \text{ (m)}$

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

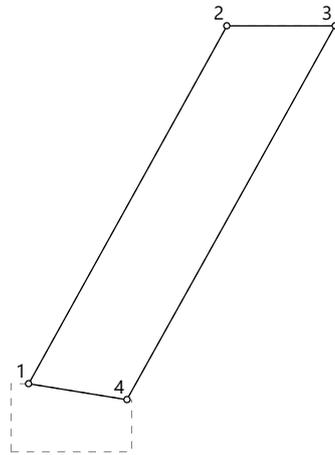
重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.569 \times 23.000 = 36.087 \text{ (kN)}$

慣性力  $H_c = W_c \cdot k_H = 36.087 \times 0.150 = 5.413 \text{ (kN)}$

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 36.087 \times 1.001 = 36.123 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_y = H_c \cdot Y_c = 5.413 \times 1.250 = 6.766 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

3.2.2 <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	0.100	0.400	0.126000	1.426425	-0.598684
2	1.255	2.500	0.784624	1.961560	0.000000
3	1.883	2.500	0.557411	-1.429712	1.929030
4	0.675	0.304	-0.119790	-0.035859	-0.008515
1	0.100	0.400	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			1.348245	1.922414	1.321831

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.348 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{1.321831}{1.348245} = 0.980 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.922414}{1.348245} = 1.426 \text{ (m)}$

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

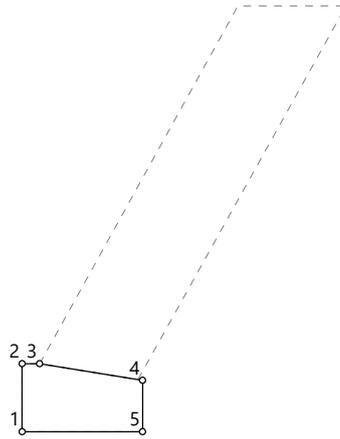
重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.348 \times 23.000 = 31.004 \text{ (kN)}$

慣性力  $H_c = W_c \cdot k_H = 31.004 \times 0.150 = 4.651 \text{ (kN)}$

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 31.004 \times 0.980 = 30.384 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_y = H_c \cdot Y_c = 4.651 \times 1.426 = 6.632 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

3.2.3 <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	0.000000	0.000000
2	0.000	0.400	0.020000	0.008000	0.000000
3	0.100	0.400	0.125000	0.037000	0.009500
4	0.700	0.300	0.105000	0.000000	0.073500
5	0.700	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.250000	0.045000	0.083000

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.250$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.083000}{0.250000} = 0.332$  (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.045000}{0.250000} = 0.180$  (m)

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

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.250 \times 23.000 = 5.750$  (kN)

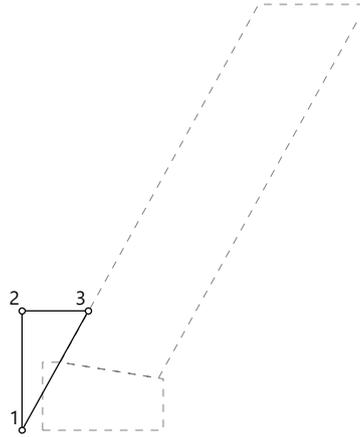
慣性力  $H_c = W_c \cdot k_H = 5.750 \times 0.150 = 0.863$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 5.750 \times 0.332 = 1.909$  (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 0.863 \times 0.180 = 0.155$  (kN·m)

### 3.3 前面土の重量及び重心位置

#### 3.3.1 示力線計算用：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	0.700	0.134750	0.094325	0.000000
3	0.385	0.700	0.000000	-0.031442	0.017293
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.134750	0.062883	0.017293

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.135 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.017293}{0.134750} = 0.128 \text{ (m)}$

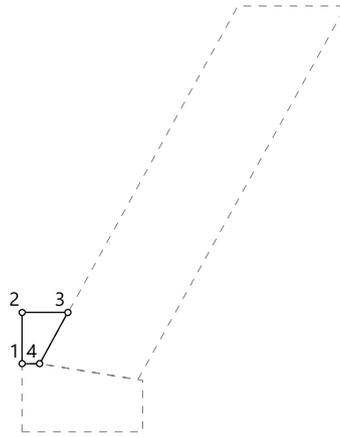
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.062883}{0.134750} = 0.467 \text{ (m)}$

単位重量  $\gamma = 20.000 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.135 \times 20.000 = 2.700 \text{ (kN)}$

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 2.700 \times 0.128 = 0.346 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

3.3.2 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	0.400	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.700	0.092750	0.064925	0.000000
3	0.265	0.700	-0.018000	-0.025575	0.005336
4	0.100	0.400	-0.020000	-0.008000	0.000000
1	0.000	0.400	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.054750	0.031350	0.005336

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.055$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.005336}{0.054750} = 0.097$  (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.031350}{0.054750} = 0.573$  (m)

単位重量  $\gamma = 20.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.055 \times 20.000 = 1.100$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 1.100 \times 0.097 = 0.107$  (kN·m)

### 3.4 上載荷重

#### 3.4.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

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	2.700	10.000	10.000
雪荷重	0.000	——	1.000

#### 3.4.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

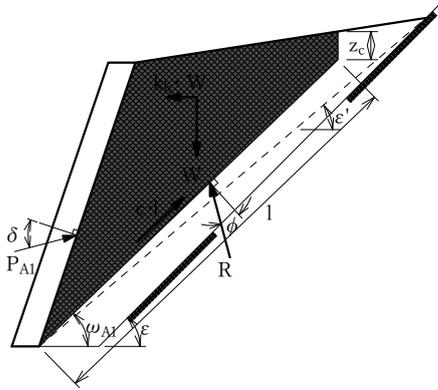
名称	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )
群集荷重	0.000	1.500	3.000

### 3.5 土 圧

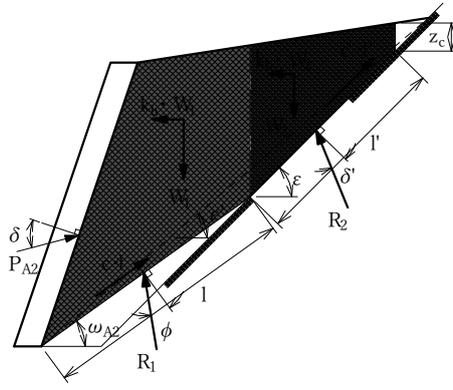
#### 3.5.1 計算方法

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

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

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

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

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

$$P_{AV} = 0.000$$

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

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

土圧の作用位置 (m)

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

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

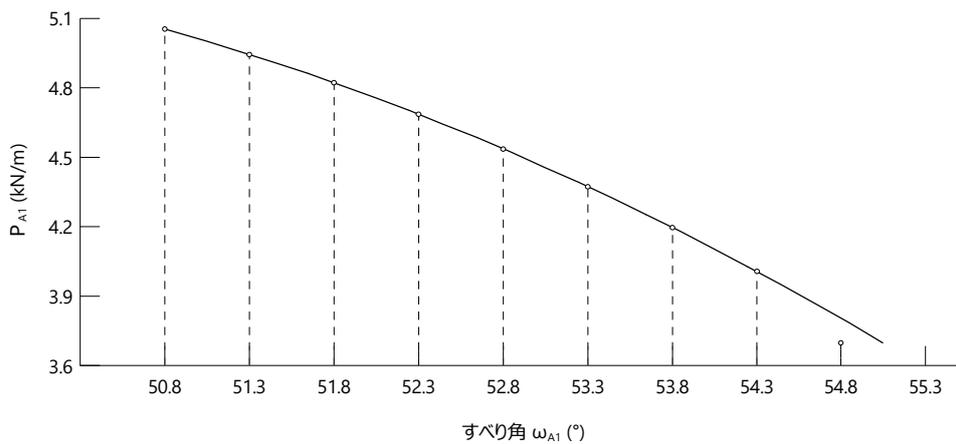
- ここに、 $P_A$  : 主働土圧合力 (kN/m)  
 $P_{A1}$  : 裏込め土のみによる主働土圧の合力 (kN/m)  
 $P_{A2}$  : 切土面における主働土圧の合力 (kN/m)  
 $W$  : 地表面の亀裂深さ  $z_c$  を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)  
 $W_1$  : 裏込め土内部のすべり面上の土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)  
 $W_2$  : 切土面上の亀裂深さ  $z_c$  を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)  
 $\omega_{A1}$  : 裏込め土内部のすべり面の主働すべり角 (°)  
 $\omega_{A2}$  : 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)

3.5.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

・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	$\varepsilon = 63.435 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -28.811 (^{\circ})$
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	$\gamma = 20.000 (\text{kN/m}^3)$
切土面	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
	摩擦角	$\delta' = 25.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 25.000 (\text{kN/m}^2)$

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  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 50.754 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W (\text{kN/m})$ $Q + w_1$	$l (\text{m})$
55.000	3.699	0.376	9.388	9.763	3.052
54.000	4.105	0.441	11.034	11.475	3.090
53.000	4.458	0.509	12.722	13.231	3.130
52.000	4.757	0.578	14.455	15.034	3.173
51.000	5.002	0.649	16.237	16.886	3.217
50.754	5.054	0.667	16.683	17.350	3.228

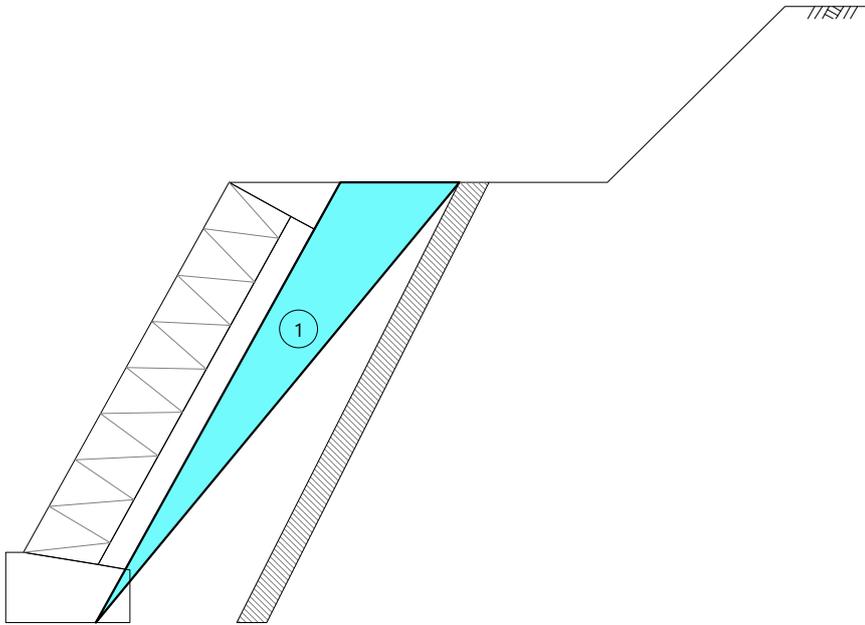
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1} = 50.754 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1} = 50.754 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

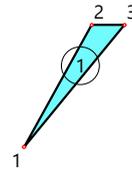
上載荷重作用範囲  $X_s = 1.883 (\text{m}) \sim X_e = 2.550 (\text{m})$

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	4.583	10.000	10.000	—	—
雪荷重	1.883	—	1.000	0.667	0.667
$\Sigma$					0.667



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	0.508	0.000	-0.634624
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.634624
1	0.508	0.000	0.000000
Σ			0.834126



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

$$w_1 = 0.834126 \times 20.000 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 0.667 + 16.683 = 17.350 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{17.350}{\cos 0} \times \sin(50.754 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\
 &= 5.054 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 50.754(^{\circ})$

$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} (\text{kN/m})$	$Q_1 (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W_1 (\text{kN/m})$ $Q_1 + w_1$	$l_1 (\text{m})$	$Q_2 (\text{kN/m})$	$w_2 (\text{kN/m})$	$W_2 (\text{kN/m})$ $Q_2 + w_2$	$l_2 (\text{m})$
--------------------------	------------------------	---------------------	---------------------	------------------------------------	------------------	---------------------	---------------------	------------------------------------	------------------

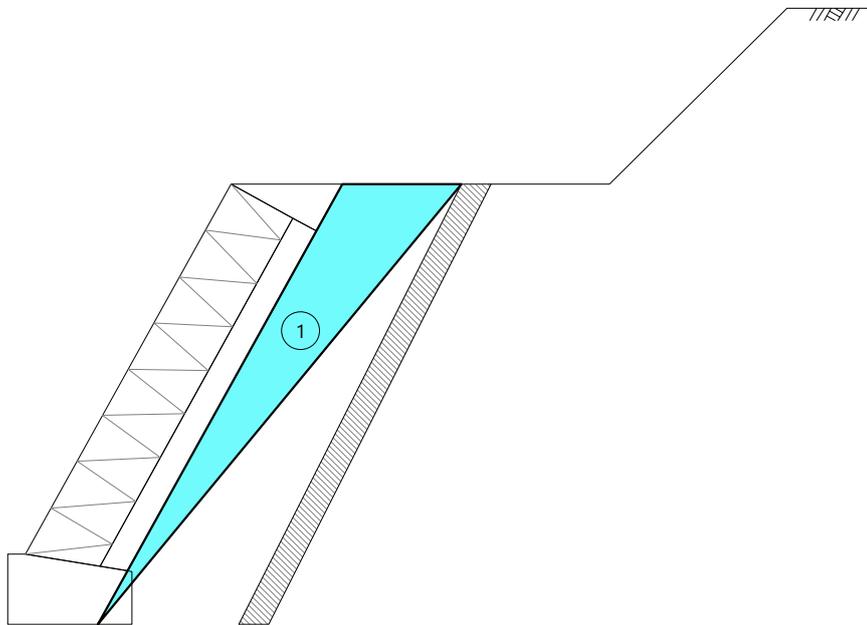
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

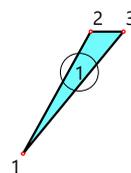
$Q_1$  範囲  $X_s = 1.883 (\text{m}) \sim X_c = 2.550 (\text{m})$        $Q_2$  範囲  $X_c = 2.550 (\text{m}) \sim X_e = 2.550 (\text{m})$

項目名	載荷位置 $X_i (\text{m})$	載荷幅 (m)	荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$	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	4.583	10.000	10.000	—	—	—	—
雪荷重	1.883	—	1.000	0.667	0.667	—	—
$\Sigma$					0.667		0.000



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c (\text{m}^2)$
	$X_i (\text{m})$	$Y_i (\text{m})$	
1	0.508	0.000	-0.634624
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.634624
1	0.508	0.000	0.000000
$\Sigma$			0.834126



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

$$w_1 = 0.834126 \times 20.000 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 0.667 + 16.683 = 17.350 \text{ (kN/m)}$$

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

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

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(2.550 - 2.550)^2 + (2.500 - 2.500)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left[ 17.350 \times \sin(50.754 - 35 - 0) + 0.000 \times \frac{\sin(63.435 - 25 + 0) \times \cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35 - 25.000 \times 0.000 \times \cos 25 \times \frac{\cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \\ &= 4.711 \end{aligned}$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{4.711}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} = 5.054 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(5.054, 5.054) = 5.063 \text{ (kN/m)}$$

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

$$P_{AH} = P_A = 5.063 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

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

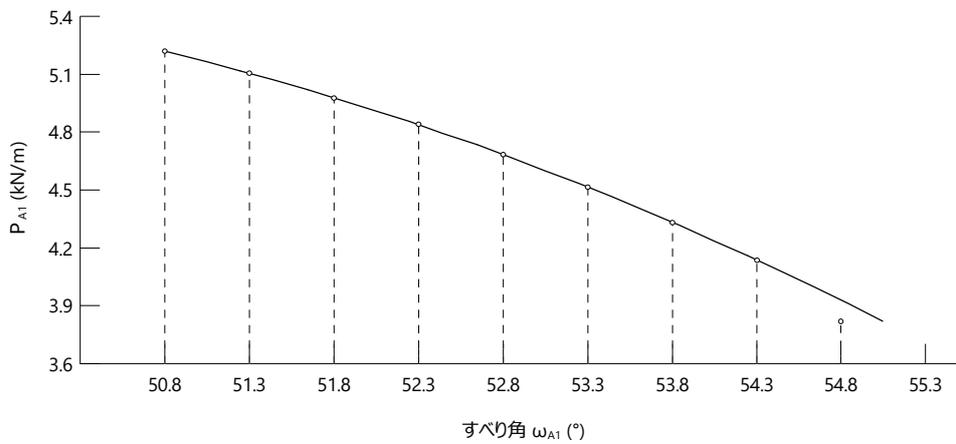
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan -28.811 = 1.086 \text{ (m)}$$

3.5.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

・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	$\varepsilon = 63.435 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -28.811 (^{\circ})$
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	$\gamma = 20.000 (\text{kN/m}^3)$
	水中重量	$\gamma' = 11.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 25.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 25.000 (\text{kN/m}^2)$

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  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 50.754 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W (\text{kN/m})$ $Q+w_1$	$l (\text{m})$
55.000	3.820	1.127	8.955	10.082	3.052
54.000	4.239	1.324	10.525	11.850	3.090
53.000	4.603	1.527	12.136	13.663	3.130
52.000	4.912	1.735	13.789	15.524	3.173
51.000	5.165	1.948	15.488	17.437	3.217
50.754	5.218	2.002	15.914	17.916	3.228

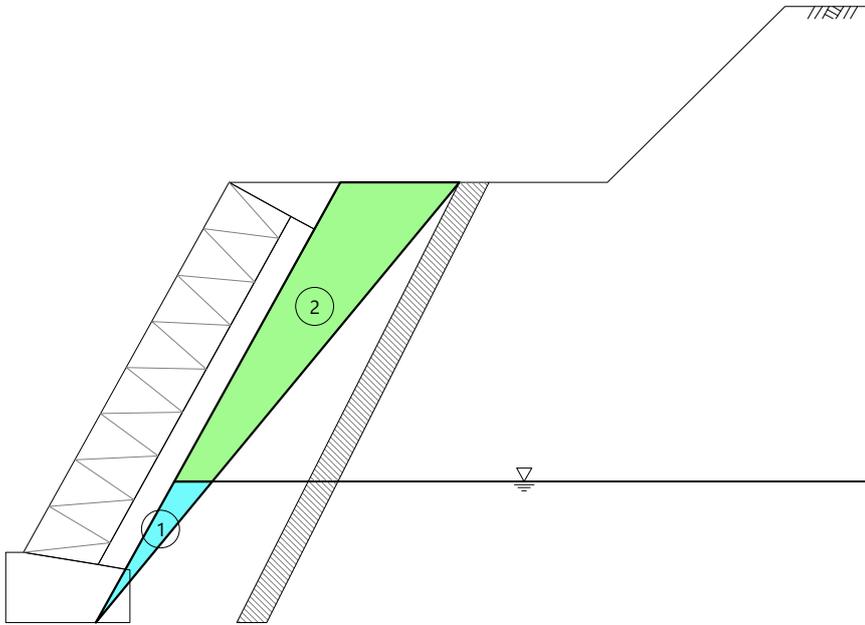
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1}=50.754 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1}=50.754 (^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

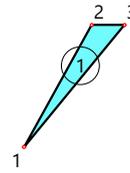
上載荷重作用範囲  $X_s = 1.883 (\text{m}) \sim X_e = 2.550 (\text{m})$

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	1.883	1.500	3.000	0.667	2.001
$\Sigma$					2.001

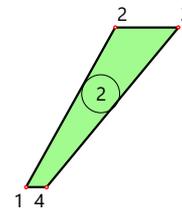


くさび形状面積計算表

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	0.508	0.000	-0.203080
2	0.948	0.800	0.085415
3	1.161	0.800	0.203080
1	0.508	0.000	0.000000
Σ			0.085415



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	0.948	0.800	-0.431544
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.431544
4	1.161	0.800	-0.085415
1	0.948	0.800	0.000000
Σ			0.748712



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

$$w_1 = 0.085415 \times 11.000 + 0.748712 \times 20.000 = 15.914 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 2.001 + 15.914 = 17.915 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{17.915}{\cos 0} \times \sin(50.754 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\
 &= 5.218 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 50.754(^{\circ})$

$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} (\text{kN/m})$	$Q_1 (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W_1 (\text{kN/m})$ $Q_1 + w_1$	$l_1 (\text{m})$	$Q_2 (\text{kN/m})$	$w_2 (\text{kN/m})$	$W_2 (\text{kN/m})$ $Q_2 + w_2$	$l_2 (\text{m})$
50.000	0.043	1.757	17.012	18.768	3.050	0.245	0.134	0.379	0.183

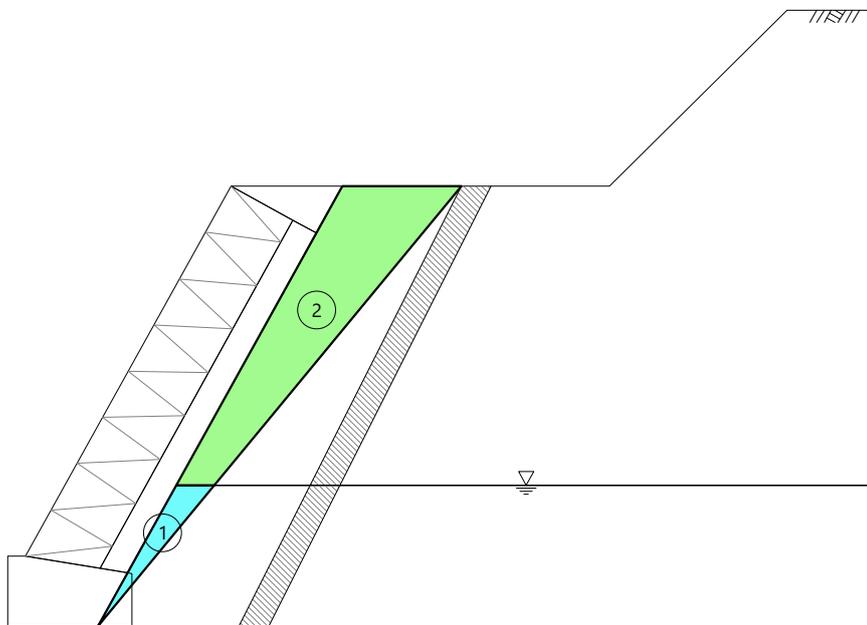
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$  の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

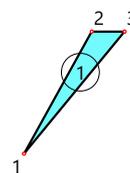
$Q_1$ 範囲  $X_s = 1.883 (\text{m}) \sim X_c = 2.550 (\text{m})$        $Q_2$ 範囲  $X_c = 2.550 (\text{m}) \sim X_e = 2.550 (\text{m})$

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 $B_{q1} (\text{m})$	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	1.883	1.500	3.000	0.667	2.001	—	—
$\Sigma$					2.001		0.000

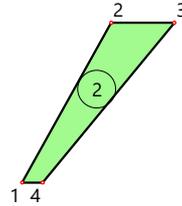


くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_c (\text{m}^2)$
	$X_i (\text{m})$	$Y_i (\text{m})$	
1	0.508	0.000	-0.203080
2	0.948	0.800	0.085415
3	1.161	0.800	0.203080
1	0.508	0.000	0.000000
$\Sigma$			0.085415



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	0.948	0.800	-0.431544
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.431544
4	1.161	0.800	-0.085415
1	0.948	0.800	0.000000
Σ			0.748712



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

$$w_1 = 0.085415 \times 11.000 + 0.748712 \times 20.000 = 15.914 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 2.001 + 15.914 = 17.915 \text{ (kN/m)}$$

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

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

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(2.550 - 2.550)^2 + (2.500 - 2.500)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 Z &= \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\
 &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\
 &= \left[ 17.915 \times \sin(50.754 - 35 - 0) + 0.000 \times \frac{\sin(63.435 - 25 + 0) \times \cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\
 &\quad - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35 - 25.000 \times 0.000 \times \cos 25 \times \frac{\cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \\
 &= 4.864
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{4.864}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\
 &= 5.218 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(5.218, 5.218) = 5.188 \text{ (kN/m)}$$

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

$$P_{AH} = P_A = 5.188 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

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

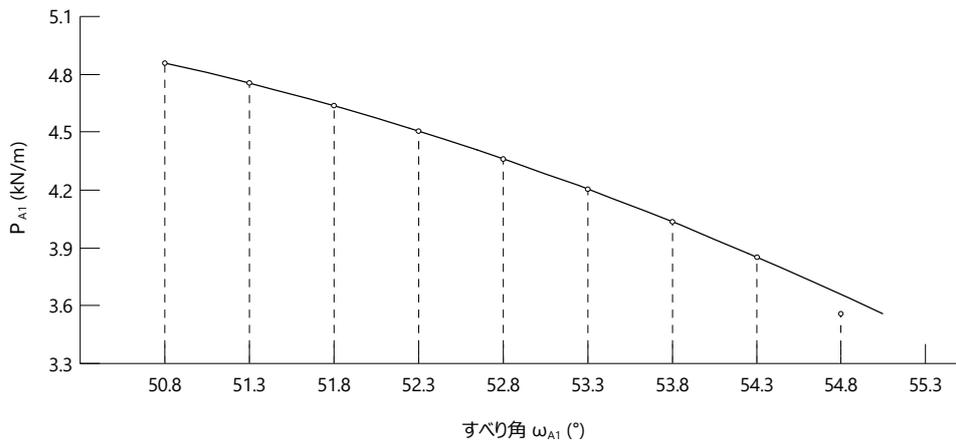
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan -28.811 = 1.086 \text{ (m)}$$

3.5.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

・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	$\varepsilon = 63.435 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -28.811 (^{\circ})$
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	$\gamma = 20.000 (\text{kN/m}^3)$
	粘着力	$c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$
切土面	摩擦角	$\delta' = 25.000 (^{\circ})$
	裏込め土の間の粘着力	$c' = 25.000 (\text{kN/m}^2)$

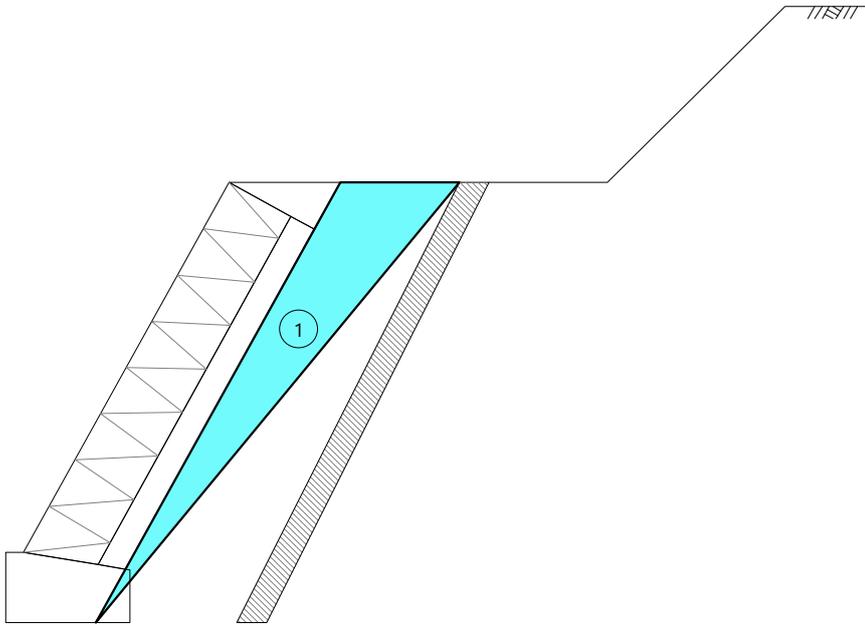
主働すべり角  $\omega_{A1}$  を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し  $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 50.754 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
55.000	3.557	0.000	9.388	9.388	3.052
54.000	3.947	0.000	11.034	11.034	3.090
53.000	4.286	0.000	12.722	12.722	3.130
52.000	4.574	0.000	14.455	14.455	3.173
51.000	4.809	0.000	16.237	16.237	3.217
50.754	4.859	0.000	16.683	16.683	3.228

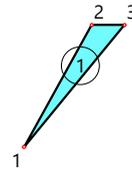
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A1}=50.754 (^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A1}=50.754 (^{\circ})$  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	0.508	0.000	-0.634624
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.634624
1	0.508	0.000	0.000000
Σ			0.834126



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

$$w_1 = 0.834126 \times 20.000 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550 - 0.508)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

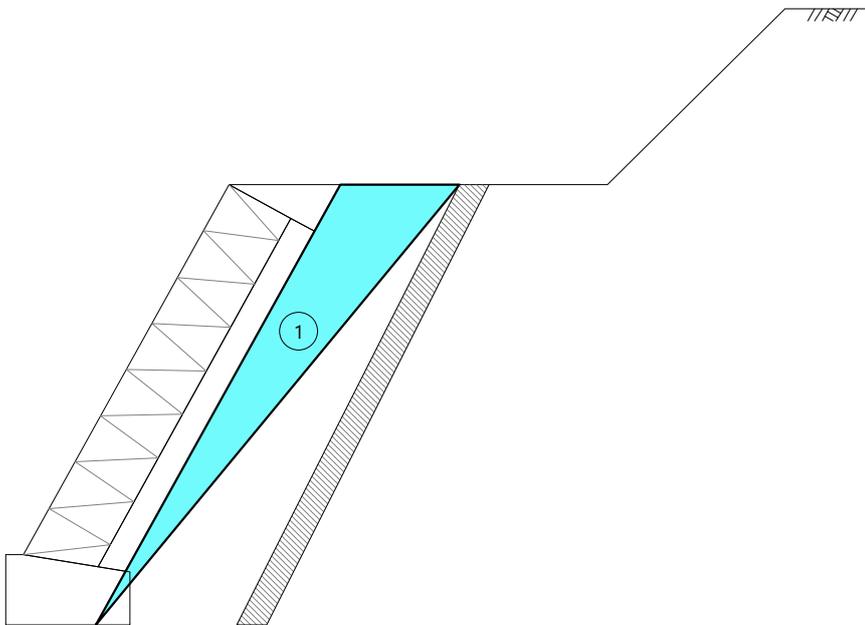
$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{16.683}{\cos 0} \times \sin(50.754 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\
 &= 4.859 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

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  $\omega_{A2} < \varepsilon' = 50.754(^{\circ})$

$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} (\text{kN/m})$	$Q_1 (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W_1 (\text{kN/m})}{Q_1 + w_1}$	$l_1 (\text{m})$	$Q_2 (\text{kN/m})$	$w_2 (\text{kN/m})$	$\frac{W_2 (\text{kN/m})}{Q_2 + w_2}$	$l_2 (\text{m})$
--------------------------	------------------------	---------------------	---------------------	---------------------------------------	------------------	---------------------	---------------------	---------------------------------------	------------------

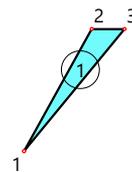
従って、最大主働土圧は  $\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$  の時となる。

$\omega_{A2} = 50.754(^{\circ})$  の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 $A_e (\text{m}^2)$
	$X_i (\text{m})$	$Y_i (\text{m})$	
1	0.508	0.000	-0.634624
2	1.883	2.500	0.834126
3	2.550	2.500	0.634624
1	0.508	0.000	0.000000
$\Sigma$			0.834126



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

$$w_1 = 0.834126 \times 20.000 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 16.683 \text{ (kN/m)}$$

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

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

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.550-0.508)^2 + (2.500-0.000)^2} = 3.228 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(2.550-2.550)^2 + (2.500-2.500)^2} = 0.000 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left[ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \cdot \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right] \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \cdot \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left[ 16.683 \times \sin(50.754 - 35 - 0) + 0.000 \times \frac{\sin(63.435 - 25 + 0) \times \cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 3.228 \times \cos 35 - 25.000 \times 0.000 \times \cos 25 \times \frac{\cos(50.754 - 35)}{\cos(63.435 - 25)} \\ &= 4.530 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{4.530}{\cos(50.754 - 35 - (-28.811) - 23.333)} \\ &= 4.859 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(4.859, 4.859) = 4.875 \text{ (kN/m)}$$

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

$$P_{AH} = P_A = 4.875 \text{ (kN/m)}$$

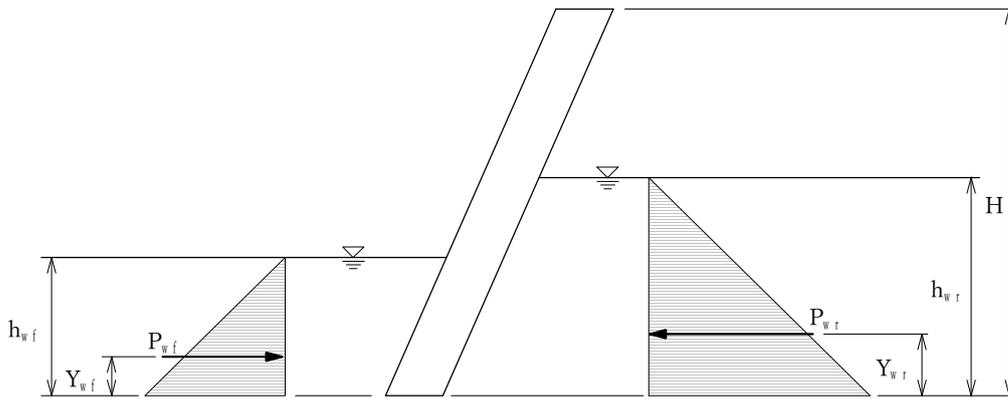
土圧の作用位置 (m)

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

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.508 - 0.833 \times \tan -28.811 = 1.086 \text{ (m)}$$

### 3.6 水 圧

#### 3.6.1 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>)

$H$  : 壁高 = 2.307 (m)

#### 3.6.2 常時

・荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.400 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 0.800 \text{ (m)}$$

前面水圧

$$P_{wf} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wf}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.400^2 = 0.784 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wf} = \frac{1}{3} h_{wf} = \frac{1}{3} \times 0.400 = 0.133 \text{ (m)}$$

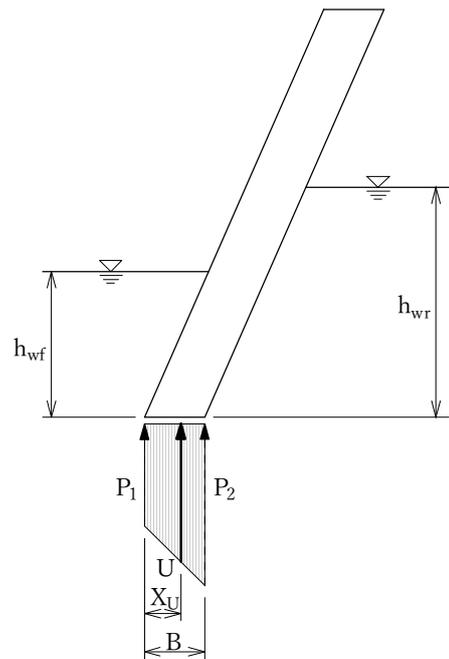
背面水圧

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.800^2 = 3.136 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 0.800 = 0.267 \text{ (m)}$$

### 3.7 揚圧力

#### 3.7.1 計算方法



揚圧力

$$P_1 = \gamma_w \cdot h_{wf}$$

$$P_2 = \gamma_w \cdot h_{wr}$$

$$U = \frac{P_1 + P_2}{2} B$$

作用位置 (m)

$$X_U = \frac{P_1 + 2P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{B}{3}$$

ここに、U : 揚圧力 (kN/m)

$P_1$  : 擁壁前面位置での静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_2$  : 擁壁背面位置での静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$h_{wf}$  : 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>)

B : 揚圧力作用幅 = 0.700 (m)

#### 3.7.2 常時

・荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

水深 (m)

$$h_{wf} = 0.400 \text{ (m)}$$

$$h_{wr} = 0.800 \text{ (m)}$$

揚圧力

$$P_1 = \gamma_w \cdot h_{wf} = 9.800 \times 0.400 = 3.920 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_2 = \gamma_w \cdot h_{wr} = 9.800 \times 0.800 = 7.840 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$U = \frac{P_1 + P_2}{2} B = \frac{3.920 + 7.840}{2} \times 0.700 = 3.691 \text{ (kN/m)}$$

作用位置

$$X_U = \frac{P_1 + 2P_2}{P_1 + P_2} \cdot \frac{B}{3} = \frac{3.920 + 2 \times 7.840}{3.920 + 7.840} \cdot \frac{0.700}{3} = 0.349 \text{ (m)}$$

### 3.8 水平荷重

#### 3.8.1 計算方法

自動車の衝突荷重

$$V = \frac{P_v}{L}$$

$$H = \frac{P_h}{L}$$

$$Y = H_p + h$$

風荷重

$$p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U_d^2 \cdot C_d \cdot G \cdot \alpha$$

$$V = 0.000$$

$$H = p \cdot h_o$$

$$Y = H_p + y_p$$

ここに、 $V$  : 鉛直力 (kN/m)  
 $H$  : 水平力 (kN/m)  
 $H_p$  : 擁壁の高さ = 2.500 (m)  
 $L$  : 擁壁の1ブロックの長さ = 10.000 (m)  
 $P_v$  : 衝突時に擁壁天端に作用する鉛直荷重 = 25.000 (kN)  
 $P_h$  : 自動車の衝突荷重 = 30.000 (kN)  
 $h$  : 擁壁天端から自動車荷重の作用高さ = 0.500 (m)  
 $p$  : 単位面積当たりの風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $\rho$  : 空気密度 = 1.230 (kg/m<sup>3</sup>)  
 $U_d$  : 設計基準風速 = 40.000 (m/s)  
 $C_d$  : 抗力係数 = 1.200  
 $G$  : ガスト応答係数 = 1.900  
 $\alpha$  : 補正係数 = 0.800  
 $h_o$  : 風荷重の作用高さ = 1.100 (m)  
 $y_p$  : 擁壁天端から風荷重の作用位置までの高さ = 0.300 (m)

自動車の衝突荷重

$$V = \frac{P_v}{L} = \frac{25.000}{10.000} = 2.500 \text{ (kN/m)}$$

$$H = \frac{P_h}{L} = \frac{30.000}{10.000} = 3.000 \text{ (kN/m)}$$

$$Y = H_p + h = 2.500 + 0.500 = 3.000 \text{ (m)}$$

$$X = \frac{1.255 + 1.883}{2} = 1.569 \text{ (m)}$$

風荷重

$$p = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot U_d^2 \cdot C_d \cdot G \cdot \alpha = \frac{1}{2} \times 1.230 \times 40.000^2 \times 1.200 \times 1.900 \times 0.800$$

$$= 1795 \text{ (N/m}^2\text{)} = 1.795 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$H = p \cdot h_o = 1.795 \times 1.100 = 1.975 \text{ (kN/m)}$$

$$Y = H_p + y_p = 2.500 + 0.300 = 2.800 \text{ (m)}$$

#### 3.8.2 パターン 1

・荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

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 $M_o$	
自動車衝突荷重	2.500	3.000	1.569	3.000	3.922	9.000	
$\Sigma$	2.500	3.000			3.923	9.000	

平均アーム長

$$X = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma V} = \frac{3.923}{2.500} = 1.56920 \approx 1.569 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma M_o}{\Sigma H} = \frac{9.000}{3.000} = 3.00000 = 3.000 \text{ (m)}$$

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{3.923 - 9.000}{2.500} = -2.031 \text{ (m)}$$

### 3.8.3 パターン 2

・荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

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 $M_o$	
風 荷 重	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	
$\Sigma$	0.000	1.975			0.000	5.530	

平均アーム長

$$X = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\Sigma M_o}{\Sigma H} = \frac{5.530}{1.975} = 2.80000 = 2.800 \text{ (m)}$$

### 3.9 その他の荷重

パターン 1

- ・荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視
- ・荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

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>	
任意鉛直荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	
Σ	5.000	0.000			7.500	0.000	

平均アーム長

$$X = \frac{\Sigma M_r}{\Sigma V} = \frac{7.500}{5.000} = 1.50000 = 1.500 \text{ (m)}$$

$$Y = 0.000 \text{ (m)}$$

### 3.10 作用力の集計(示力線計算用)

#### 3.10.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

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	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	項目3.2.1 参照
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	項目3.3.1 参照
土 圧	0.000	5.063	0.000	0.833	0.000	4.217	項目3.5.2 参照
水平荷重	2.500	3.000	1.689	3.000	4.223	9.000	項目3.8.2 参照
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	項目3.9.1 参照
Σ	46.287	8.063			48.192	13.217	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{48.192 - 13.217}{46.287} = 0.756 \text{ (m)}$$

#### 3.10.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

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	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	項目3.2.1 参照
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	項目3.3.1 参照
土 圧	0.000	5.188	0.000	0.833	0.000	4.322	項目3.5.3 参照
前面水圧	0.000	-0.784	0.000	0.133	0.000	-0.104	項目3.6.2 参照
背面水圧	0.000	3.136	0.000	0.267	0.000	0.837	項目3.6.2 参照
揚圧力	3.691	0.000	0.349	0.000	1.288	0.000	項目3.7.2 参照
水平荷重	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	項目3.8.3 参照
	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	
Σ	42.478	11.490			37.757	16.115	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{37.757 - 16.115}{42.478} = 0.509 \text{ (m)}$$

#### 3.10.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

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	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	項目3.2.1 参照
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	項目3.3.1 参照
土 圧	0.000	4.875	0.000	0.833	0.000	4.061	項目3.5.4 参照
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	項目3.9.1 参照
Σ	43.787	4.875			43.969	4.061	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{43.969 - 4.061}{43.787} = 0.911 \text{ (m)}$$

### 3.11 作用力の集計

#### 3.11.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

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(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	項目3.2.2 参照
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	項目3.2.3 参照
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	項目3.3.2 参照
土圧	0.000	5.063	1.086	0.833	0.000	4.217	項目3.5.2 参照
水平荷重	2.500	3.000	1.569	3.000	3.923	9.000	項目3.8.2 参照
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	—	7.500	0.000	項目3.9.1 参照
Σ	45.354	8.054			43.823	13.210	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{43.823 - 13.210}{45.354} = 0.675 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.675 = -0.325 \text{ (m)}$$

#### 3.11.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

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(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	項目3.2.2 参照
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	項目3.2.3 参照
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	項目3.3.2 参照
土圧	0.000	5.188	1.086	0.833	0.000	4.322	項目3.5.3 参照
前面水圧	0.000	-0.784	0.000	0.133	0.000	-0.104	項目3.6.2 参照
背面水圧	0.000	3.136	0.000	0.267	0.000	0.837	項目3.6.2 参照
揚圧力	-3.691	0.000	0.349	0.000	-1.288	0.000	項目3.7.2 参照
水平荷重	0.000	1.975	—	2.800	0.000	5.530	項目3.8.3 参照
Σ	33.738	9.545			30.799	10.610	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{30.799 - 10.610}{33.738} = 0.598 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.598 = -0.248 \text{ (m)}$$

#### 3.11.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

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(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	項目3.2.2 参照
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	項目3.2.3 参照
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	項目3.3.2 参照
土圧	0.000	4.875	1.086	0.833	0.000	4.061	項目3.5.4 参照
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	—	7.500	0.000	項目3.9.1 参照
Σ	42.854	4.859			39.900	4.048	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{39.900 - 4.048}{42.854} = 0.837 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

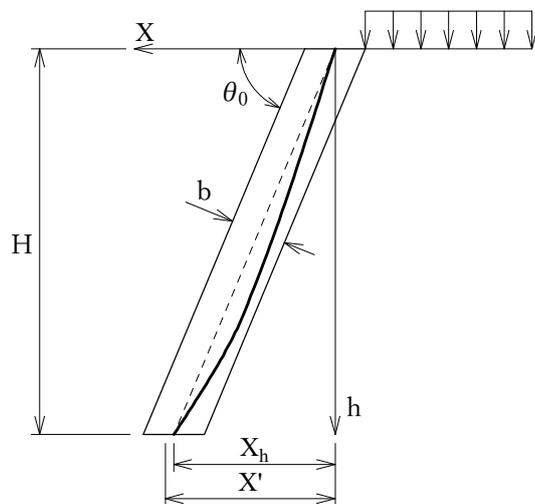
$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.700}{2} - 0.837 = -0.487 \text{ (m)}$$

## 4 安定計算

### 4.1 示力線法による検討

#### 4.1.1 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)

$H$  : 擁壁の高さ = 2.500 (m)

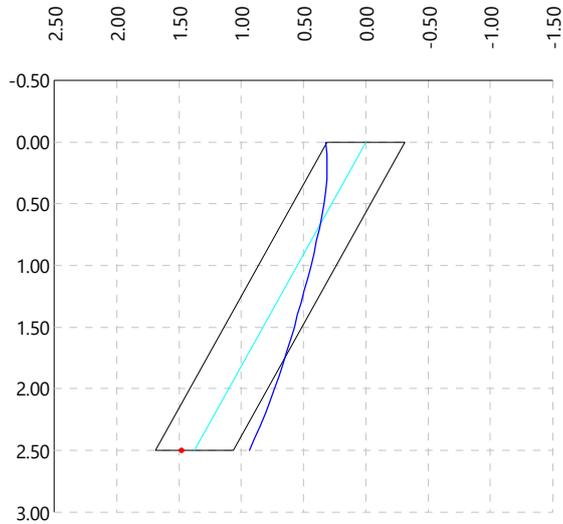
$b$  : ブロック積の控長+裏込めコンクリート厚 = 0.550 (m)

$\theta_0$  : ブロックの傾斜面が水平面となす角 = 61.189 (°)

$$\theta_0 = \tan^{-1}(1/0.550)$$

$d$  : 合力の作用位置 (m)

4.1.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視  
荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置  $d = 0.756$  (m) … [項目3.10.1] 参照

H (m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{2 \times \sin 61.189} - 0.756 = 0.933 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{6 \times \sin 61.189} = 1.480 \text{ (m)}$$

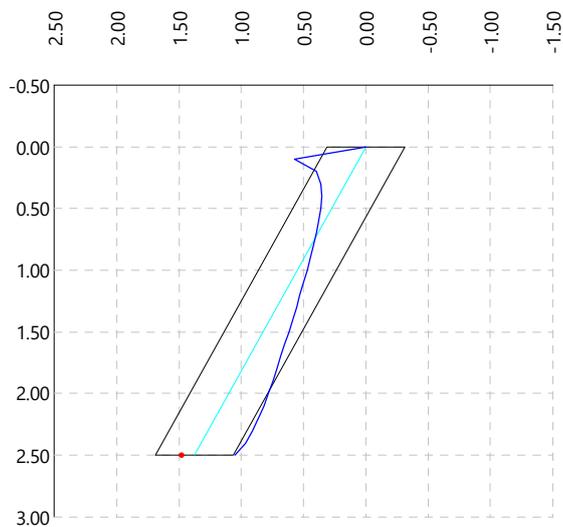
以上より、

$$X' = 1.480 \geq X_h = 0.933 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$  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。

$$\text{限界高さ } H_A = 14.760 \text{ (m)}$$

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



合力作用位置  $d = 0.509$  (m) … [項目3.10.2] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{2 \times \sin 61.189} - 0.509 = 1.049 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{6 \times \sin 61.189} = 1.480 \text{ (m)}$$

以上より、

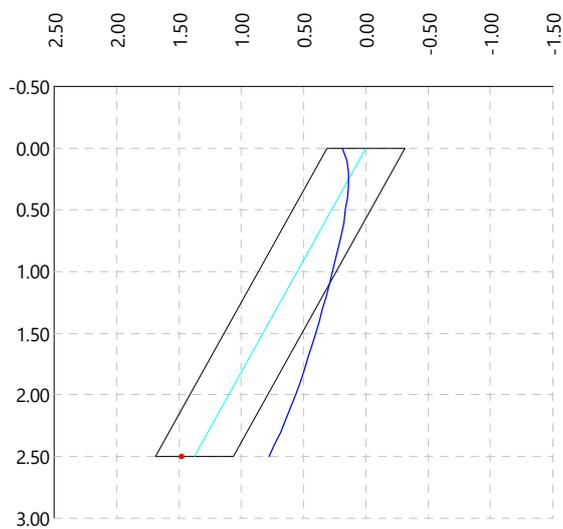
$$X' = 1.480 \geq X_h = 1.049 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$  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。

$$\text{限界高さ } H_A = 14.214 \text{ (m)}$$

#### 4.1.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

荷重の偏心位置より示力線位置を求めた。



合力作用位置  $d = 0.911$  (m) … [項目3.10.3] 参照

H(m)時の示力線位置

$$X_h = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{2} - d = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{2 \times \sin 61.189} - 0.911 = 0.777 \text{ (m)}$$

ミドルサード位置

$$X' = H \cdot \cot \theta_0 + \frac{b \cdot \operatorname{cosec} \theta_0}{6} = \frac{2.500}{\tan 61.189} + \frac{0.550}{6 \times \sin 61.189} = 1.480 \text{ (m)}$$

以上より、

$$X' = 1.480 \geq X_h = 0.777 \quad \dots \text{OK}$$

$X_h = X'$  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。

$$\text{限界高さ } H_A = 15.736 \text{ (m)}$$

## 4.2 許容支持力の計算

### 4.2.1 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。

$$q_a = \frac{1}{n} q_u$$

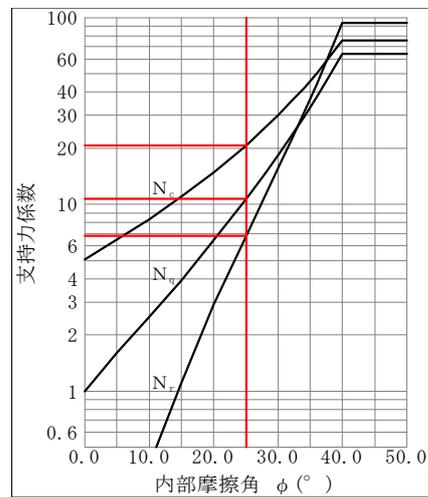
$$q_u = i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2, \quad i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 \quad (\text{ただし } \theta > \phi \text{ の時 } i_r = 0)$$

$$\eta = \left(\frac{B}{B_0}\right)^{-1/3}$$

- ここに、 $q_a$  : 基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $n$  : 安全率 (常時は  $n=3$ 、レベル1地震時及び短期荷重時は  $n=1.5$ )  
 $q_u$  : 地盤の極限支持力度 (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 = 2.000 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $B$  : 擁壁底面幅 = 0.700 (m)  
 $\gamma_1$  : 支持地盤の単位体積重量 = 18.000 (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 = 1.000 (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)  
 $i_c, i_q, i_r$  : 荷重の傾斜・偏心に対する補正係数  
 $\phi$  : 内部摩擦角 = 25.000 (°)  
 $\theta$  : 荷重の傾斜角 (°)  
 $\tan \theta = \Sigma H / \Sigma V$ 、かつ  $\tan \theta \leq \mu$   
 $\mu$  : 基礎底面の摩擦係数 = 0.57735  
 $\Sigma H$  : 基礎底面に働く全水平力 (kN/m)  
 $\Sigma V$  : 基礎底面に働く全鉛直力 (kN/m)  
 $\eta$  : 基礎の寸法による補正係数、常時は  $\eta = 1.0$  としてよい。  
 $B_0$  : 基礎の基準幅 = 1.0 (m)

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



上表より、内部摩擦角=25.000(°)の値を採用する

$$N_c = 20.700, \quad N_q = 10.700, \quad N_r = 6.800$$

4.2.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

$$\text{全鉛直力 } \Sigma V = 45.354 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{全水平力 } \Sigma H = 8.054 \text{ (kN/m)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{|\Sigma H|}{\Sigma V} = \tan^{-1} \frac{8.054}{45.354} = 10.070 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{10.070}{25.000}\right)^2 = 1.0000$$

$\tan \theta = \tan 10.070 = 0.178 < \mu = 0.57735$  のため、 $\tan \theta = \mu$  とする。

$$\theta = \tan^{-1} \mu = \tan^{-1} 0.57735 = 30.000 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{30.000}{90}\right)^2 = 1.0000$$

$$\eta = \left(\frac{B}{B_0}\right)^{-1/3} = \left(\frac{0.700}{1.0}\right)^{-1/3} = 1.1262$$

$$\begin{aligned} q_u &= i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \\ &= 1.0000 \times 1.0 \times 2.000 \times 20.700 + 1.0000 \times 0.5 \times 18.000 \times 0.700 \times 1.1262 \times 6.8000 \\ &\quad + 1.0000 \times 18.000 \times 1.000 \times 10.7000 = 282.246 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$q_a = \frac{1}{n} q_u = \frac{1}{3} \times 282.246 = 94.082 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

4.2.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

$$\text{全鉛直力 } \Sigma V = 33.738 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{全水平力 } \Sigma H = 9.545 \text{ (kN/m)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{|\Sigma H|}{\Sigma V} = \tan^{-1} \frac{9.545}{33.738} = 15.797 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{15.797}{25.000}\right)^2 = 1.0000$$

$\tan \theta = \tan 15.797 = 0.283 < \mu = 0.57735$  のため、 $\tan \theta = \mu$  とする。

$$\theta = \tan^{-1} \mu = \tan^{-1} 0.57735 = 30.000 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{30.000}{90}\right)^2 = 1.0000$$

常時のため  $\eta = 1.0$

$$\begin{aligned} q_u &= i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \\ &= 1.0000 \times 1.0 \times 2.000 \times 20.700 + 1.0000 \times 0.5 \times 18.000 \times 0.700 \times 1.0 \times 6.8000 \\ &\quad + 1.0000 \times 18.000 \times 1.000 \times 10.7000 = 276.840 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$q_a = \frac{1}{n} q_u = \frac{1}{1.5} \times 276.840 = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

#### 4.2.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

$$\text{全鉛直力 } \Sigma V = 42.854 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{全水平力 } \Sigma H = 4.859 \text{ (kN/m)}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{|\Sigma H|}{\Sigma V} = \tan^{-1} \frac{4.859}{42.854} = 6.469 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{6.469}{25.000}\right)^2 = 1.0000$$

$\tan \theta = \tan 6.469 = 0.113 < \mu = 0.57735$  のため、 $\tan \theta = \mu$  とする。

$$\theta = \tan^{-1} \mu = \tan^{-1} 0.57735 = 30.000 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2 = \left(1 - \frac{30.000}{90}\right)^2 = 1.0000$$

常時のため  $\eta = 1.0$

$$\begin{aligned} q_u &= i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_r \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_r + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \\ &= 1.0000 \times 1.0 \times 2.000 \times 20.700 + 1.0000 \times 0.5 \times 18.000 \times 0.700 \times 1.0 \times 6.8000 \\ &\quad + 1.0000 \times 18.000 \times 1.000 \times 10.7000 = 276.840 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$q_a = \frac{1}{n} q_u = \frac{1}{1.5} \times 276.840 = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 4.3 地盤支持に対する検討

#### 4.3.1 計算方法

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

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

#### 4.3.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

$$\text{全鉛直力 } \Sigma V = 45.354 \text{ (kN/m)} \quad \dots \text{ [項目3.11.1] 参照}$$

$$\text{許容支持力 } q_a = 94.082 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ [項目4.2.2] 参照}$$

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{45.354}{0.700} = 64.791 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 94.082 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

#### 4.3.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

$$\text{全鉛直力 } \Sigma V = 33.738 \text{ (kN/m)} \quad \dots \text{ [項目3.11.2] 参照}$$

$$\text{許容支持力 } q_a = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ [項目4.2.3] 参照}$$

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{33.738}{0.700} = 48.197 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

#### 4.3.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

$$\text{全鉛直力 } \Sigma V = 42.854 \text{ (kN/m)} \quad \dots \text{ [項目3.11.3] 参照}$$

$$\text{許容支持力 } q_a = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ [項目4.2.4] 参照}$$

$$q_{\max} = \frac{\Sigma V}{B} = \frac{42.854}{0.700} = 61.220 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 184.560 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{ OK}$$

## 4.4 受働土圧合力

### 4.4.1 計算方法

次式により受働土圧係数及び受働土圧合力を算出する。

$$P_P = \frac{1}{2} K_P \cdot \gamma \cdot H^2$$

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

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \cdot \gamma \cdot H^2$$

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

- ここに、 $P_P$  : 常時受働土圧合力 (kN/m)  
 $P_{PE}$  : 地震時受働土圧合力 (kN/m)  
 $K_P$  : 常時受働土圧係数  
 $K_{PE}$  : 地震時受働土圧係数  
 $\gamma$  : 土の単位体積重量 = 19.000 (kN/m<sup>3</sup>)  
 $H$  : 土圧作用高 = 0.700 (m)  
 $\alpha$  : 壁前面と鉛直面のなす角 = -29.000 (°)  
 $\phi$  : 前面埋戻し土のせん断抵抗角 = 25.000 (°)  
 $\beta$  : 擁壁前面の地盤面と水平面のなす角 = 0.000 (°)  
 $\delta$  : 壁面摩擦角 = 0.000 (°)  
 $\theta$  : 地震時合成角 = 8.531 (°)  
 $\theta = \tan^{-1} K_H = \tan^{-1} 0.150$   
 $K_H$  : 水平震度 = 0.150

### 4.4.2 常時

$$\begin{aligned} K_P &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos^2 \alpha \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}}\right)^2} \\ &= \frac{\cos^2(25 + (-29))}{\cos(-29 + 0) \times \cos^2(-29) \times \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(25 - 0) \times \sin(25 + 0)}{\cos(-29 + 0) \times \cos(-29 - 0)}}\right)^2} \\ &= 5.569 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_P &= \frac{1}{2} K_P \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 5.569 \times 19.000 \times 0.700^2 \\ &= 25.924 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

## 4.5 滑動に対する検討

### 4.5.1 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。

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

- 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 = 0.300 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $B$  : 底面幅 = 0.700 (m)  
 $B'$  : 有効載荷幅  $B' = B - 2e$  (m)  
 $e$  : 荷重の偏心距離 (m)  
 $P_P$  : 受働土圧合力の水平成分 (kN/m)  
 $F_s$  : 滑動に対する安全率  
 $F_a$  : 滑動に対する所要安全率

#### 4.5.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

- 全水平力  $\Sigma H = 8.054$  (kN/m) … [項目3.11.1] 参照  
全鉛直力  $\Sigma V = 45.354$  (kN/m)  
受働土圧合力  $P_P = 25.924$  (kN/m)  
偏心距離  $e = -0.325$  (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.700 - 2 \times 0.325 = 0.050 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B' + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{45.354 \times 0.577 + 0.300 \times 0.050 + 0.5 \times 25.924}{8.054} = 4.862$$

$$F_s = 4.862 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

#### 4.5.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

- 全水平力  $\Sigma H = 9.545$  (kN/m) … [項目3.11.2] 参照  
全鉛直力  $\Sigma V = 33.738$  (kN/m)  
受働土圧合力  $P_P = 25.924$  (kN/m)  
偏心距離  $e = -0.248$  (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.700 - 2 \times 0.248 = 0.204 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B' + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{33.738 \times 0.577 + 0.300 \times 0.204 + 0.5 \times 25.924}{9.545} = 3.405$$

$$F_s = 3.405 \geq F_a = 1.200 \quad \dots \text{OK}$$

#### 4.5.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

- 全水平力  $\Sigma H = 4.859$  (kN/m) … [項目3.11.3] 参照  
全鉛直力  $\Sigma V = 42.854$  (kN/m)  
受働土圧合力  $P_P = 25.924$  (kN/m)  
偏心距離  $e = -0.487$  (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.700 - 2 \times 0.487 = -0.274 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B' + 0.5 P_P}{\Sigma H} = \frac{42.854 \times 0.577 + 0.300 \times -0.274 + 0.5 \times 25.924}{4.859} = 7.743$$

$$F_s = 7.743 \geq F_a = 1.200 \quad \dots \text{OK}$$

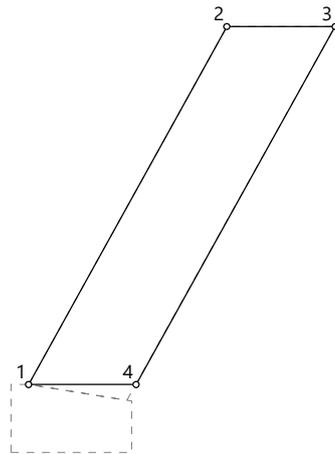
#### 4.6 安定計算結果一覧

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+雪)+揚圧力無視	常時	無視	$X_h = 0.933$ $\leq 1.480$	$F_s = 4.862$ $\geq 1.500$	$q_{max} = 64.791$ $\leq 94.082$
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+風+揚圧力考慮	常時	考慮	$X_h = 1.049$ $\leq 1.480$	$F_s = 3.405$ $\geq 1.200$	$q_{max} = 48.197$ $\leq 184.560$
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力+揚圧力無視	常時	無視	$X_h = 0.777$ $\leq 1.480$	$F_s = 7.743$ $\geq 1.200$	$q_{max} = 61.220$ $\leq 184.560$
				→ OK	→ OK	→ OK

## 5 たて壁の断面計算

### 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	-0.314	0.000	0.329542	0.848925	-0.189714
2	0.841	2.100	0.659084	1.384077	0.000000
3	1.469	2.100	0.329542	-0.848925	0.950956
4	0.314	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	-0.314	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			1.318168	1.384077	0.761242

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.318 \text{ (m}^3\text{)}$

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.761242}{1.318168} = 0.578 \text{ (m)}$

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.384077}{1.318168} = 1.050 \text{ (m)}$

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

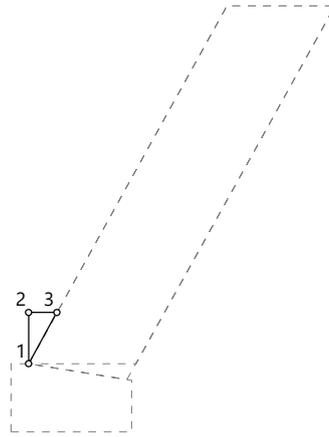
重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.318 \times 23.000 = 30.314 \text{ (kN)}$

慣性力  $H_c = W_c \cdot k_H = 30.314 \times 0.150 = 4.547 \text{ (kN)}$

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 30.314 \times 0.578 = 17.521 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

$M_y = H_c \cdot Y_c = 4.547 \times 1.050 = 4.774 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

5.1.2 前面土重量・水位無視(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	0.100	0.400	-0.015000	0.000000	-0.001500
2	0.100	0.700	0.057750	0.040425	0.000000
3	0.265	0.700	-0.018000	-0.025575	0.005336
1	0.100	0.400	0.000000	0.000000	0.000000
$\Sigma$			0.024750	0.014850	0.003836

体積  $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.025$  (m<sup>3</sup>)

重心位置  $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.003836}{0.024750} = 0.155$  (m)

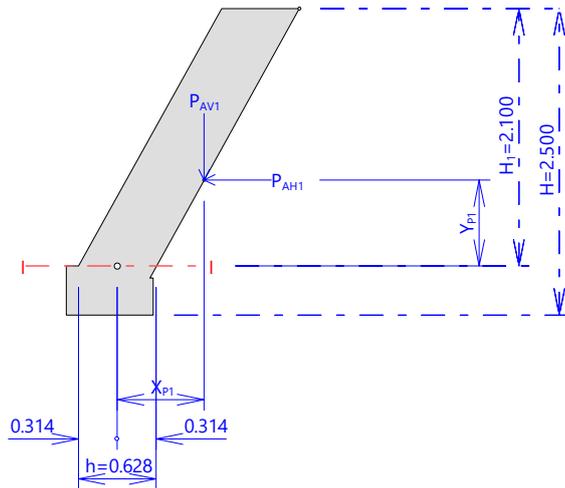
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.014850}{0.024750} = 0.600$  (m)

単位重量  $\gamma = 20.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

重量  $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.025 \times 20.000 = 0.500$  (kN)

モーメント  $M_x = W_c \cdot X_c = 0.500 \times 0.155 = 0.078$  (kN·m)

### 5.1.3 土 圧



$$Y_{P_1} = \frac{1}{3}H_1 = \frac{1}{3} \times 2.100 = 0.700 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = \frac{H_1}{3} \tan(-\alpha) + X_o = \frac{2.100}{3} \times \tan 28.811 + 0.314 = 0.699 \text{ (m)}$$

#### 5.1.3.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

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  $P_A = 5.063 \text{ (kN/m)}$  … [項目3.5.2] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 5.063}{20.000 \times 2.500^2} = 0.081$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.000 \times 2.100^2 \times 0.081 = 3.572 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.572 \times \sin(-28.811 + 23.333) = -0.341 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.572 \times \cos(-28.811 + 23.333) = 3.556 \text{ (kN/m)}$$

#### 5.1.3.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

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  $P_A = 5.188 \text{ (kN/m)}$  … [項目3.5.3] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 5.188}{20.000 \times 2.500^2} = 0.083$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.000 \times 2.100^2 \times 0.083 = 3.660 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.660 \times \sin(-28.811 + 23.333) = -0.349 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.660 \times \cos(-28.811 + 23.333) = 3.643 \text{ (kN/m)}$$

### 5.1.3.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

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  $P_A = 4.875$  (kN/m) … [項目3.5.4] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 4.875}{20.000 \times 2.500^2} = 0.078$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 20.000 \times 2.100^2 \times 0.078 = 3.440 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 3.440 \times \sin(-28.811 + 23.333) = -0.328 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 3.440 \times \cos(-28.811 + 23.333) = 3.424 \text{ (kN/m)}$$

### 5.1.4 水 圧

#### 5.1.4.1 常時

・荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

水深 (m)

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

$$h_{wr} = 0.400 \text{ (m)}$$

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

$$P_{wr} = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h_{wr}^2 = \frac{1}{2} \times 9.800 \times 0.400^2 = 0.784 \text{ (kN/m)}$$

$$Y_{wr} = \frac{1}{3} h_{wr} = \frac{1}{3} \times 0.400 = 0.133 \text{ (m)}$$

### 5.1.5 水平荷重

#### 5.1.5.1 計算詳細

照査位置から擁壁天端までの高さ

$$H_o = 2.100 \text{ (m)}$$

自動車の衝突荷重

$$p_h = 30.000 \text{ (kN)}$$

$$S = \frac{P_h}{W_h + H_o} = \frac{30.000}{1.000 + 2.100} = 9.677 \text{ (kN)}$$

$$Y = H_o + h = 2.100 + 0.500 = 2.600 \text{ (m)}$$

風荷重

$$p = 1.795 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$S = p \cdot h_o = 1.795 \times 1.100 = 1.975 \text{ (kN)}$$

$$Y = H_o + y_p = 2.100 + 0.300 = 2.400 \text{ (m)}$$

#### 5.1.5.2 パターン 1

・荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

項目名	応力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	軸力 N	せん断 S	X	Y	N・X	S・Y	
自動車衝突荷重	0.000	9.677	0.000	2.600	0.000	25.160	
Σ	0.000	9.677			0.000	25.160	

平均アーム長

$$X = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum M_o}{\sum H} = \frac{25.160}{9.677} = 2.59998 \approx 2.600 \text{ (m)}$$

5.1.5.3 パターン 2

・荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

項目名	応力 (kN/m)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m/m)		備考
	軸力 N	せん断 S	X	Y	N・X	S・Y	
風荷重	0.000	1.975	0.000	2.400	0.000	4.740	
Σ	0.000	1.975			0.000	4.740	

平均アーム長

$$X = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum M_o}{\sum H} = \frac{4.740}{1.975} = 2.40000 = 2.400 \text{ (m)}$$

5.1.6 作用力の集計

5.1.6.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

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	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	項目5.1.1 参照
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	項目5.1.2 参照
土 圧	-0.341	3.556	0.699	0.700	2.728	項目5.1.3.1 参照
水平力	0.000	9.677	0.000	2.600	25.160	項目5.1.5.2 参照
Σ	30.473	13.233			10.496	

5.1.6.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

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	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	項目5.1.1 参照
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	項目5.1.2 参照
土 圧	-0.349	3.643	0.699	0.700	2.794	項目5.1.3.2 参照
背面水圧	0.000	0.784	0.000	-0.267	-0.209	項目5.1.4.1 参照
水平力	0.000	1.975	0.000	2.400	4.740	項目5.1.5.3 参照
Σ	30.465	6.402			-10.066	

5.1.6.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

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	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	項目5.1.1 参照
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	項目5.1.2 参照
土 圧	-0.328	3.424	0.699	0.700	2.626	項目5.1.3.3 参照
Σ	30.486	3.424			-14.765	

5.1.7 応力度計算

5.1.7.1 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

#### 5.1.7.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

軸力  $N = 30.473$  (kN/m) … [項目5.1.6.1] 参照  
 せん断力  $S = 13.233$  (kN/m)  
 曲げモーメント  $M = 10.496$  (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>)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.473}{1 \times 0.628} + \frac{6 \times 10.496}{1 \times 0.628^2} = 208.206 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.208 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.473}{1 \times 0.628} - \frac{6 \times 10.496}{1 \times 0.628^2} = -111.158 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.111 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.208 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.111 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|13.233|}{1 \times 0.628}$$

$$= 21.072 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.021 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

#### 5.1.7.3 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

軸力  $N = 30.465$  (kN/m) … [項目5.1.6.2] 参照  
 せん断力  $S = 6.402$  (kN/m)  
 曲げモーメント  $M = -10.066$  (kN・m/m)  
 許容曲げ圧縮応力度  $\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.25 = 5.625$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 許容曲げ引張応力度  $\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.25 = 0.313$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 許容せん断応力度  $\tau_{ca} = 0.330 \times 1.25 = 0.413$  (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.465}{1 \times 0.628} + \frac{6 \times (-10.066)}{1 \times 0.628^2} = -104.629 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.105 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.465}{1 \times 0.628} - \frac{6 \times (-10.066)}{1 \times 0.628^2} = 201.651 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.202 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.202 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 5.625 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.105 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.313 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|6.402|}{1 \times 0.628}$$

$$= 10.194 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.010 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.413 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.7.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

軸力  $N = 30.486$  (kN/m) … [項目5.1.6.3] 参照  
 せん断力  $S = 3.424$  (kN/m)  
 曲げモーメント  $M = -14.765$  (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>)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.486}{1 \times 0.628} + \frac{6 \times (-14.765)}{1 \times 0.628^2} = -176.084 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.176 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{30.486}{1 \times 0.628} - \frac{6 \times (-14.765)}{1 \times 0.628^2} = 273.173 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.273 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.273 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\max(-\sigma_{c1}, -\sigma_{c2}) = 0.176 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|3.424|}{1 \times 0.628}$$

$$= 5.452 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.005 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

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+雪)+揚圧力無視	常時	無視	$\leq 0.208$	$\leq 0.111$	$\leq 0.021$
				$\leq 4.500$	$\leq 0.250$	$\leq 0.330$
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+風+揚圧力考慮	常時	考慮	$\leq 0.202$	$\leq 0.105$	$\leq 0.010$
				$\leq 5.625$	$\leq 0.313$	$\leq 0.413$
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力+揚圧力無視	常時	無視	$\leq 0.273$	$\leq 0.176$	$\leq 0.005$
				$\leq 6.750$	$\leq 0.375$	$\leq 0.495$
				→ OK	→ OK	→ OK

# 1 表題

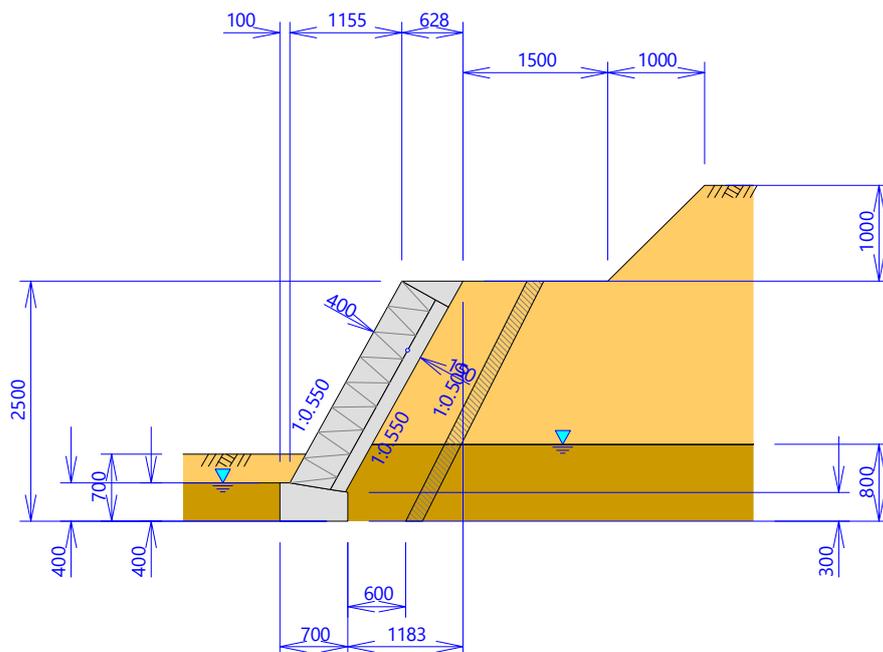
ブロック積み擁壁計算例

結果一覧表

## 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「水路工」  
構造形式 : ブロック式  
背後地盤 : 切土部擁壁  
擁壁の高さ :  $H = 2.500$  (m)  
擁壁の前面勾配 :  $N = 0.550$   
擁壁1ブロック長 :  $L = 10.000$  (m)



### 2.2 荷重

#### 2.2.1 上載荷重

自動車荷重 (T-25)	載荷位置	2.700	(m)
	載荷幅	10.000	(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	1.500	(m)
	荷重強度	3.000	(kN/m <sup>2</sup> )
雪荷重 (積雪深から算出)	載荷位置	0.000	(m)
	積雪深	1.000	(m)
	荷重強度	3.500	(kN/m <sup>2</sup> )

### 2.2.2 水平荷重

自動車衝突荷重	安定計算	考慮する	
	たて壁の設計	考慮する	
	防護柵の種類	支柱式防護柵	
	載荷幅	1.000 (m)	
	作用高さ	0.500 (m)	
	衝突荷重強度	30.000 (kN/m <sup>2</sup> )	
	鉛直荷重強度	25.000 (kN/m <sup>2</sup> )	
風荷重(計算値)	作用位置	0.300 (m)	
	作用高さ	1.100 (m)	
	空気密度	1.230 (kg/m <sup>3</sup> )	
	設計基準風速	40.000 (m/s)	
	抗力係数	1.200	
	ガスト応答係数	1.900	
	補正係数	0.800	
	荷重強度	1.795 (kN/m <sup>2</sup> )	

### 2.2.3 その他の荷重

No.1 任意鉛直荷重 ・安定計算	荷重種類		鉛直集中	
	作用位置	X	1.500 (m)	
		Y	2.500 (m)	
	荷重	P	5.000 (kN/m)	

### 2.3 荷重の組合せ

No	1	2	3	
ケース名称	自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視	自重+風+揚圧力考慮	自重+慣性力+揚圧力無視	
地震の影響				
水の影響		○		
前面土砂	○	○	○	
自動車荷重	○			
群集荷重		○		
雪荷重	1.000 (kN/m <sup>2</sup> )			
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				
任意鉛直荷重	○		○	
滑動安全率	1.500	1.200	1.200	

### 3 底面における作用力

#### 3.1 作用力の集計(示力線計算用)

##### 3.1.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

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	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	
土 圧	0.000	5.063	0.000	0.833	0.000	4.217	
水平荷重	2.500	3.000	1.689	3.000	4.223	9.000	
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	
$\Sigma$	46.287	8.063			48.192	13.217	

##### 3.1.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

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	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	
土 圧	0.000	5.188	0.000	0.833	0.000	4.322	
前面水圧	0.000	-0.784	0.000	0.133	0.000	-0.104	
背面水圧	0.000	3.136	0.000	0.267	0.000	0.837	
揚圧力	3.691	0.000	0.349	0.000	1.288	0.000	
水平荷重	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	
	0.000	1.975	0.000	2.800	0.000	5.530	
$\Sigma$	42.478	11.490			37.757	16.115	

##### 3.1.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

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	36.087	0.000	1.001	0.000	36.123	0.000	
前面土	2.700	0.000	0.128	0.000	0.346	0.000	
土 圧	0.000	4.875	0.000	0.833	0.000	4.061	
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	0.000	7.500	0.000	
$\Sigma$	43.787	4.875			43.969	4.061	

#### 3.2 作用力の集計

##### 3.2.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

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(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	
く体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	
土圧	0.000	5.063	1.086	0.833	0.000	4.217	
水平荷重	2.500	3.000	1.569	3.000	3.923	9.000	
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	—	7.500	0.000	
$\Sigma$	45.354	8.054			43.823	13.210	

3.2.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

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(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	
<体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	
土圧	0.000	5.188	1.086	0.833	0.000	4.322	
前面水圧	0.000	-0.784	0.000	0.133	0.000	-0.104	
背面水圧	0.000	3.136	0.000	0.267	0.000	0.837	
揚圧力	-3.691	0.000	0.349	0.000	-1.288	0.000	
水平荷重	0.000	1.975	—	2.800	0.000	5.530	
$\Sigma$	33.738	9.545			30.799	10.610	

3.2.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

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(壁)	31.004	0.000	0.980	0.000	30.384	0.000	
<体自重(基礎)	5.750	0.000	0.332	0.000	1.909	0.000	
前面土	1.100	0.000	0.097	0.000	0.107	0.000	
土圧	0.000	4.875	1.086	0.833	0.000	4.061	
その他の荷重	5.000	0.000	1.500	—	7.500	0.000	
$\Sigma$	42.854	4.859			39.900	4.048	

## 4 安定計算

### 4.1 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+雪)+揚圧力無視	常時	無視	$X_h = 0.933$ $\leq 1.480$	$F_s = 4.862$ $\geq 1.500$	$q_{max} = 64.791$ $\leq 94.082$
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+風+揚圧力考慮	常時	考慮	$X_h = 1.049$ $\leq 1.480$	$F_s = 3.405$ $\geq 1.200$	$q_{max} = 48.197$ $\leq 184.560$
				→ OK	→ OK	→ OK
3	自重+慣性力+揚圧力無視	常時	無視	$X_h = 0.777$ $\leq 1.480$	$F_s = 7.743$ $\geq 1.200$	$q_{max} = 61.220$ $\leq 184.560$
				→ OK	→ OK	→ OK

## 5 たて壁の断面計算

### 5.1 照査位置:0.000(m) - [I-I断面]

#### 5.1.1 作用力の集計

##### 5.1.1.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

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	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	
土 圧	-0.341	3.556	0.699	0.700	2.728	
水平力	0.000	9.677	0.000	2.600	25.160	
Σ	30.473	13.233			10.496	

##### 5.1.1.2 荷重ケース.2 - 自重+風+揚圧力考慮

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	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	
土 圧	-0.349	3.643	0.699	0.700	2.794	
背面水圧	0.000	0.784	0.000	-0.267	-0.209	
水平力	0.000	1.975	0.000	2.400	4.740	
Σ	30.465	6.402			-10.066	

##### 5.1.1.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力+揚圧力無視

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	30.314	0.000	0.578	0.000	-17.521	
前面土	0.500	0.000	-0.259	0.000	0.130	
土 圧	-0.328	3.424	0.699	0.700	2.626	
Σ	30.486	3.424			-14.765	

### 5.2 たて壁の応力度一覧

#### 5.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

荷重ケースNo			1	2	3
断面力	軸 力	N (kN/m)	30.473	30.465	30.486
	せん断力	S (kN/m)	13.233	6.402	3.424
	曲げモーメント	M (kN/m)	10.496	-10.066	-14.765
部材	単位部材幅	b (mm)	1000.0	1000.0	1000.0
	部材厚	h (mm)	0.6	0.6	0.6
コンクリート	曲げ圧縮応力度	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.208	0.202	0.273
	許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	4.500	5.625	6.750
	判 定		OK	OK	OK
	曲げ引張応力度	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.111	0.105	0.176
	許容曲げ引張応力度	$\sigma_{ta}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.250	0.313	0.375
	判 定		OK	OK	OK
	せん断応力度	$\tau_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.021	0.010	0.005
	許容せん断応力度	$\tau_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.330	0.413	0.495
判 定		OK	OK	OK	
判 定			OK	OK	OK

Case-1 : 自重+載荷重(自動車+雪)+揚圧力無視

Case-2 : 自重+風+揚圧力考慮

Case-3 : 自重+慣性力+揚圧力無視