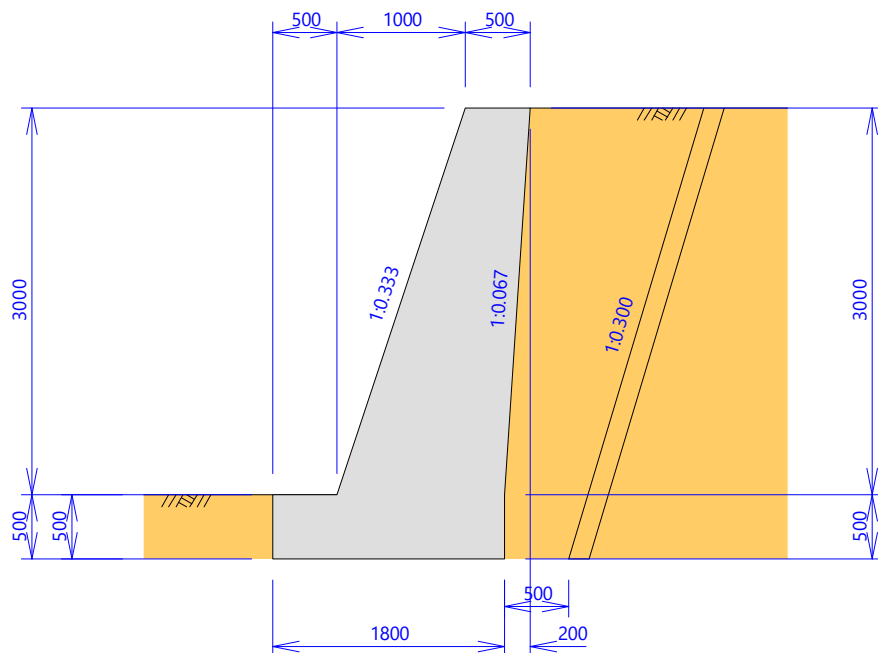


1 表題

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 : もたれ式
 背後地盤 : 切土部擁壁
 擁壁の高さ : $H = 3.500$ (m)
 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 : 0.500 (m)

水の影響 : 無視

2.2 単位体積重量

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

2.3 地盤の諸定数

2.3.1 裏込め土

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

2.3.2 基礎地盤

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

2.4 許容応力度

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

2.5 設計水平震度

設計水平震度	躯体	0.120
	裏込め土	0.120

2.6 安定計算

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

2.7 荷重

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^2)

2.8 荷重の組合せ

No	1	2		
ケース名称	自重+載荷重(自動車)	自重+慣性力		
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	1.200		

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 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 (m²)

G_y : y軸に関する断面一次モーメント (m³)

G_x : x軸に関する断面一次モーメント (m³)

X_c : X方向の図心座標 (m)

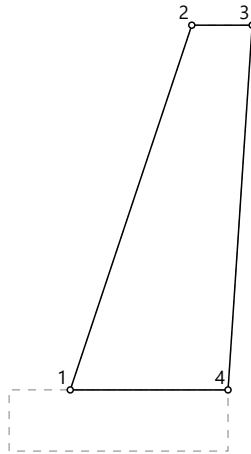
Y_c : Y方向の図心座標 (m)

X_i : i番目のX方向の座標 (m)

Y_i : i番目のY方向の座標 (m)

3.2 く体の重量及び重心位置

3.2.1 く体重量・壁部



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.500	0.500	-0.500000	2.375000	-1.625000
2	1.500	3.500	0.875000	3.062500	0.000000
3	2.000	3.500	2.650000	-0.475000	5.420000
4	1.800	0.500	-0.325000	-0.162500	0.000000
1	0.500	0.500	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			2.700000	4.800000	3.795000

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 2.700$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{3.795000}{2.700000} = 1.406$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{4.800000}{2.700000} = 1.778$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 2.700 \times 23.000 = 62.100$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 62.100 \times 0.120 = 7.452$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 62.100 \times 1.406 = 87.313$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 7.452 \times 1.778 = 13.250$ (kN·m)

3.2.2 <体重量・基礎部



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.500	0.125000	0.062500	0.000000
3	0.500	0.500	0.325000	0.162500	0.000000
4	1.800	0.500	0.450000	0.000000	0.810000
5	1.800	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.900000	0.225000	0.810000

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.900$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.810000}{0.900000} = 0.900$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.225000}{0.900000} = 0.250$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.900 \times 23.000 = 20.700$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 20.700 \times 0.120 = 2.484$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 20.700 \times 0.900 = 18.630$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.484 \times 0.250 = 0.621$ (kN·m)

3.3 上載荷重

3.3.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

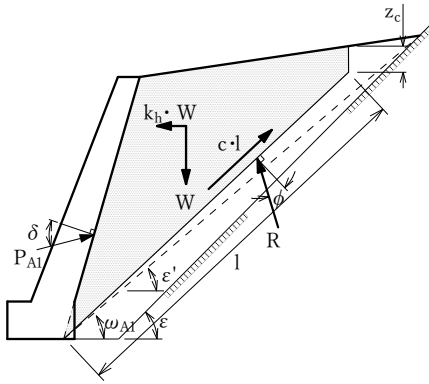
名 称	載荷位置 (m)	載 荷 幅 (m)	荷重強度 (kN/m ²)
自動車荷重	0.000	6.000	10.000

3.4 土 圧

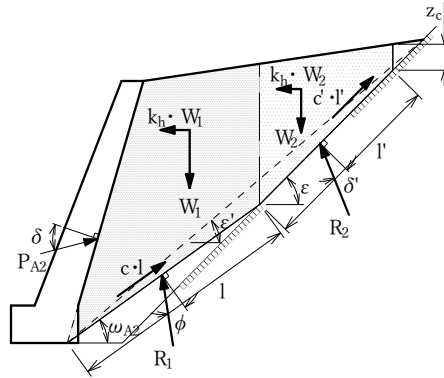
3.4.1 計算方法

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

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

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

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

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

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

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

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

土圧の作用位置 (m)

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

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

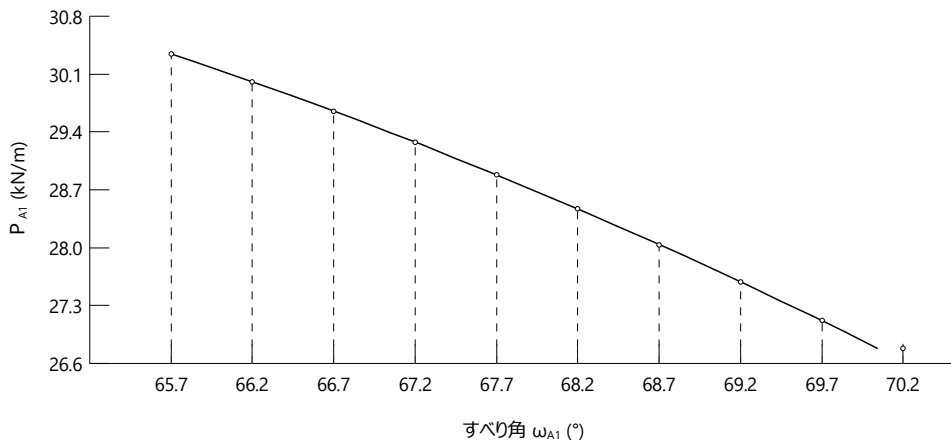
- ここに、 P_A : 主働土圧合力 (kN/m)
 P_{A1} : 裏込め土のみによる主働土圧の合力 (kN/m)
 P_{A2} : 切土面における主働土圧の合力 (kN/m)
 W : 地表面の亀裂深さ z_c を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 W_1 : 裏込め土内部のすべり面上の土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 W_2 : 切土面上の亀裂深さ z_c を考慮した土くさびの重量(載荷重を含む) (kN/m)
 ω_{A1} : 裏込め土内部のすべり面の主働すべり角 (°)
 ω_{A2} : 擁壁かかとから切り土面までのすべり面の主働すべり角 (°)
 ε : 地山が水平面となす角 (°)
 c : 裏込め土の粘着力 (kN/m²)
 ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)
 δ : 壁面摩擦角 (°)
 α : 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/m²)
 δ' : 切土面におけるすべり摩擦角 (°)
 θ : 地震合成角 (°) 地震の影響を考慮しない場合は $\theta=0$ とする。
 $\theta = \tan^{-1} k_H$
 l : すべり面の長さ (m)
 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)
 γ : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m³)
 H : 壁高 (m)
 P_{AV} : 主働土圧合力の鉛直成分 (kN/m)
 P_{AH} : 主働土圧合力の水平成分 (kN/m)
 X_P : 主働土圧合力のX方向の作用位置 (m)
 Y_P : 主働土圧合力のY方向の作用位置 (m)
 B : 底面幅 (m)

3.4.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

・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	$\varepsilon = 73.301 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -3.814 (^{\circ})$
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 ω_{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 $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 65.659 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$W (\text{kN/m})$ $Q+w_1$	$l (\text{m})$
70.000	26.785	10.406	34.599	45.004	3.725
69.000	27.731	11.102	36.914	48.016	3.749
68.000	28.602	11.808	39.260	51.068	3.775
67.000	29.397	12.523	41.640	54.163	3.802
66.000	30.117	13.250	44.055	57.305	3.831
65.659	30.345	13.500	44.888	58.387	3.841

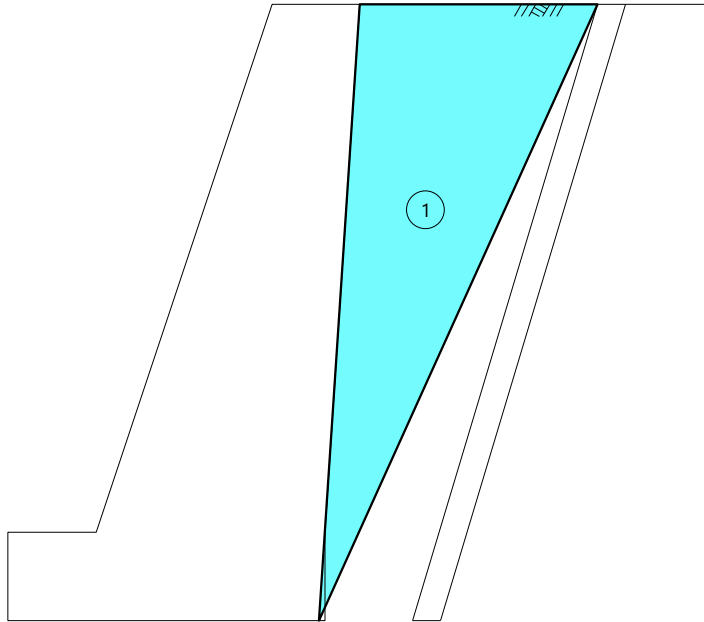
従って、最大主働土圧は $\omega_{A1} = 65.659 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1} = 65.659 (^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

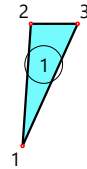
上載荷重作用範囲 $X_s = 2.000 (\text{m}) \sim X_e = 3.350 (\text{m})$

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	2.000	6.000	10.000	1.350	13.500
Σ					13.500



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	1.767	0.000	-3.091667
2	2.000	3.500	2.362500
3	3.350	3.500	3.091667
1	1.767	0.000	0.000000
Σ			2.362500



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 2.362500 \times 19.000 = 44.888 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 13.500 + 44.888 = 58.388 \text{ (kN/m)}$$

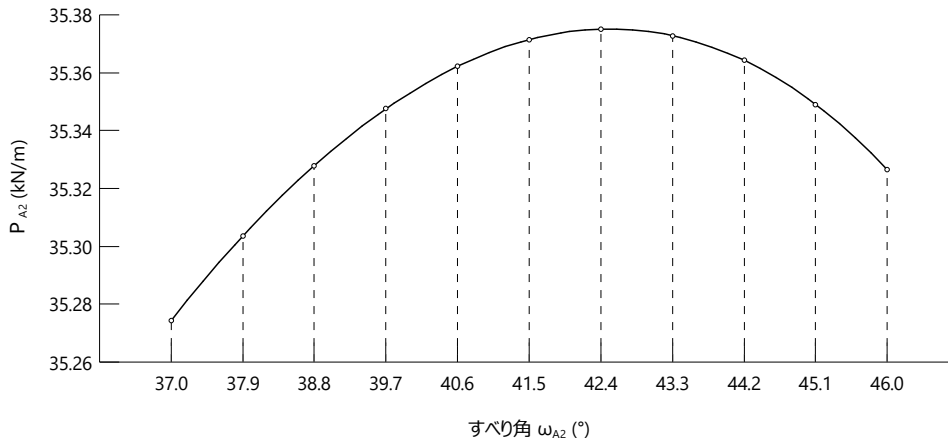
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.350 - 1.767)^2 + (3.500 - 0.000)^2} = 3.841 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{58.388}{\cos 0} \times \sin(65.659 - 35 + 0) - 0.000 \times 3.841 \times \cos 35}{\cos(65.659 - 35 - (-3.814) - 23.333)} \\
 &= 30.345 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

主働すべり角 ω_{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 $\omega_{A2} < \varepsilon' = 65.659(^{\circ})$



$\omega_{A2} (^{\circ})$	$P_{A2} \text{ (kN/m)}$	$Q_1 \text{ (kN/m)}$	$w_1 \text{ (kN/m)}$	$W_1 \text{ (kN/m)}$ $Q_1 + w_1$	$l_1 \text{ (m)}$	$Q_2 \text{ (kN/m)}$	$w_2 \text{ (kN/m)}$	$W_2 \text{ (kN/m)}$ $Q_2 + w_2$	$l_2 \text{ (m)}$
46.000	35.327	5.404	37.803	43.207	1.114	8.096	20.758	28.855	2.818
45.000	35.351	5.286	37.394	42.679	1.077	8.214	21.367	29.581	2.859
44.000	35.367	5.175	37.002	42.177	1.044	8.325	21.945	30.270	2.897
43.000	35.374	5.072	36.627	41.698	1.012	8.428	22.496	30.924	2.933
42.000	35.374	4.974	36.267	41.241	0.983	8.526	23.020	31.547	2.967
41.899	35.374	4.964	36.231	41.196	0.980	8.536	23.072	31.608	2.971
41.000	35.367	4.882	35.922	40.803	0.956	8.618	23.521	32.140	2.999
40.000	35.353	4.794	35.590	40.384	0.930	8.706	24.000	32.706	3.030
39.000	35.333	4.711	35.271	39.983	0.906	8.789	24.459	33.248	3.059
38.000	35.306	4.633	34.964	39.597	0.884	8.867	24.899	33.766	3.086
37.000	35.274	4.558	34.669	39.226	0.863	8.942	25.321	34.263	3.112

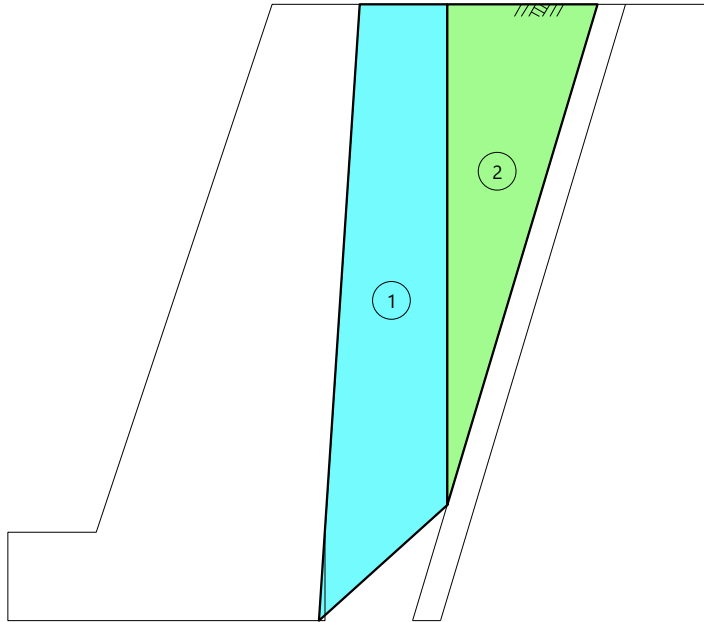
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2} = 41.899(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2} = 41.899(^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

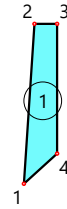
Q_1 範囲 $X_s = 2.000 \text{ (m)} \sim X_c = 2.496 \text{ (m)}$ Q_2 範囲 $X_c = 2.496 \text{ (m)} \sim X_e = 3.350 \text{ (m)}$

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 $B_{a1} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_1 \text{ (kN/m)}$	作用幅 $B_{a2} \text{ (m)}$	上載荷重 $Q_2 \text{ (kN/m)}$
自動車荷重	2.000	6.000	10.000	0.496	4.960	0.854	8.540
Σ					4.960		8.540



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	1.767	0.000	-3.091667
2	2.000	3.500	0.868743
3	2.496	3.500	3.551477
4	2.496	0.655	0.578362
1	1.767	0.000	0.000000
Σ			1.906916



No	座標値		断面積 A_c (m ²)
	X_i (m)	Y_i (m)	
1	2.496	0.655	-3.551477
2	2.496	3.500	1.493757
3	3.350	3.500	3.272038
1	2.496	0.655	0.000000
Σ			1.214318



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

$$w_1 = 1.906916 \times 19.000 = 36.231 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = Q_1 + w_1 = 4.960 + 36.231 = 41.191 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 1.214318 \times 19.000 = 23.072 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = Q_2 + w_2 = 8.540 + 23.072 = 31.612 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.496 - 1.767)^2 + (0.655 - 0.000)^2} = 0.980 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.350 - 2.496)^2 + (3.500 - 0.655)^2} = 2.971 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned} Z &= \left\{ W_1 \cdot \sin(\omega_{A_2} - \phi + \theta) + W_2 \frac{\sin(\varepsilon - \delta' + \theta) \cdot \cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \right\} \cdot \sec \theta \\ &\quad - c \cdot l \cdot \cos \phi - c' \cdot l' \cdot \cos \delta' \frac{\cos(\omega_{A_2} - \phi)}{\cos(\varepsilon - \delta')} \\ &= \left[41.191 \times \sin(41.899 - 35 - 0) + 31.612 \times \frac{\sin(73.301 - 30 + 0) \times \cos(41.899 - 35)}{\cos(73.301 - 30)} \right] \times \frac{1}{\cos 0} \\ &\quad - 0.000 \times 0.980 \times \cos 35 - 0.000 \times 2.971 \times \cos 30 \times \frac{\cos(41.899 - 35)}{\cos(73.301 - 30)} \\ &= 34.523 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{A_2} &= \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{34.523}{\cos(41.899 - 35 - (-3.814) - 23.333)} \\ &= 35.377 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(30.345, 35.377) = 35.377 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 35.377 \times \sin(-3.814 + 23.333) = 11.820 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 35.377 \times \cos(-3.814 + 23.333) = 33.344 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3} H = \frac{1}{3} \times 3.500 = 1.167 \text{ (m)}$$

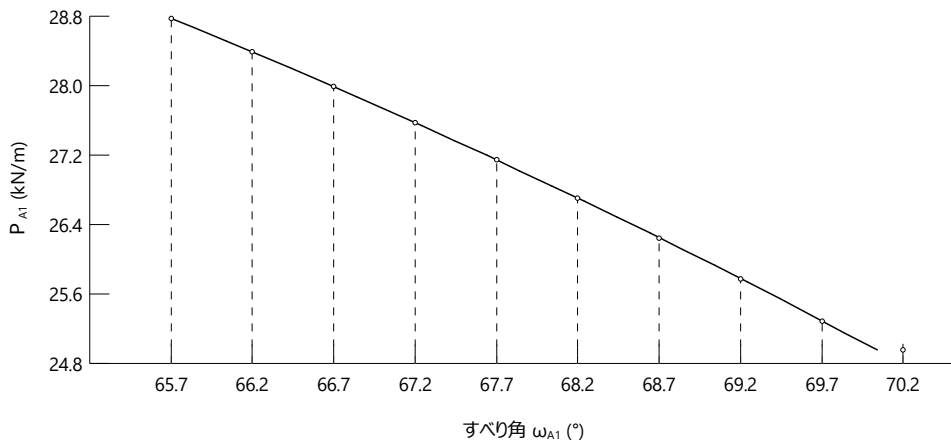
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 1.767 - 1.167 \times \tan -3.814 = 1.844 \text{ (m)}$$

3.4.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

・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	$\varepsilon = 73.301 (^{\circ})$
	壁面傾斜角	$\alpha = -3.814 (^{\circ})$
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	$c' = 0.000 (\text{kN/m}^2)$

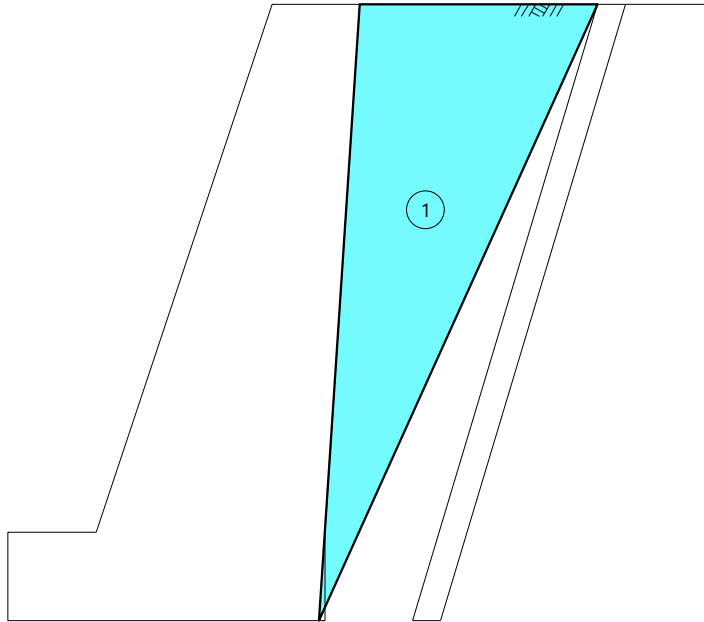
主働すべり角 ω_{A1} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A1} \geq \varepsilon' = 65.659 (^{\circ})$



$\omega_{A1} (^{\circ})$	$P_{A1} (\text{kN/m})$	$Q (\text{kN/m})$	$w_1 (\text{kN/m})$	$\frac{W (\text{kN/m})}{Q+w_1}$	$l (\text{m})$
70.000	24.953	0.000	34.599	34.599	3.725
69.000	25.927	0.000	36.914	36.914	3.749
68.000	26.845	0.000	39.260	39.260	3.775
67.000	27.707	0.000	41.640	41.640	3.802
66.000	28.514	0.000	44.055	44.055	3.831
65.659	28.776	0.000	44.888	44.888	3.841

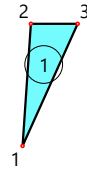
従って、最大主働土圧は $\omega_{A1} = 65.659 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A1} = 65.659 (^{\circ})$ の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	1.767	0.000	-3.091667
2	2.000	3.500	2.362500
3	3.350	3.500	3.091667
1	1.767	0.000	0.000000
Σ			2.362500



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 2.362500 \times 19.000 = 44.888 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 44.888 \text{ (kN/m)}$$

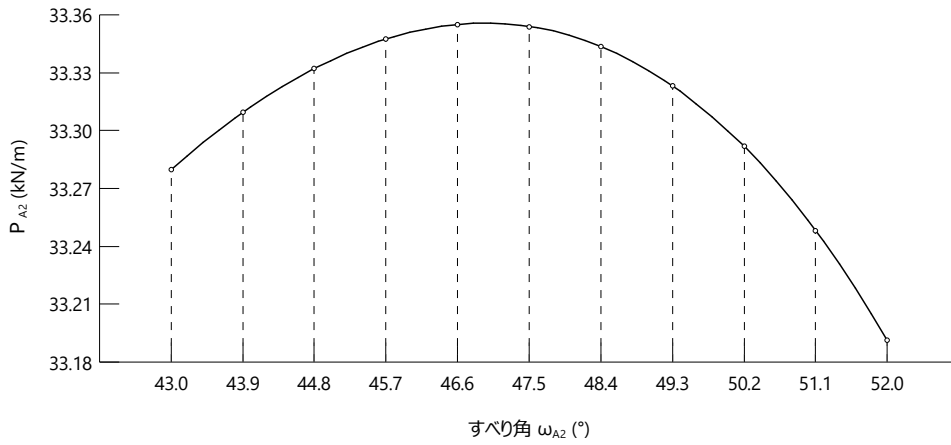
すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(3.350 - 1.767)^2 + (3.500 - 0.000)^2} = 3.841 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

$$\begin{aligned}
 P_{A_1} &= \frac{W \cdot \sec \theta \cdot \sin(\omega_{A_1} - \phi + \theta) - c \cdot l \cdot \cos \phi}{\cos(\omega_{A_1} - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{\frac{44.888}{\cos 6.843} \times \sin(65.659 - 35 + 6.843) - 0.000 \times 3.841 \times \cos 35}{\cos(65.659 - 35 - (-3.814) - 17.5)} \\
 &= 28.777 \text{ (kN/m)}
 \end{aligned}$$

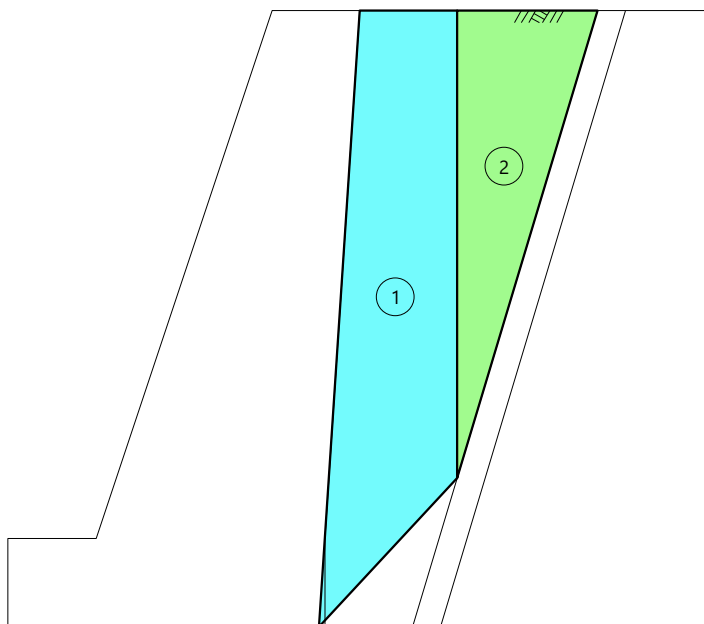
主働すべり角 ω_{A2} を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。但し $\omega_{A2} < \varepsilon' = 65.659(^{\circ})$



ω_{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)
52.000	33.191	0.000	40.701	40.701	1.406	0.000	16.305	16.305	2.497
51.000	33.254	0.000	40.160	40.160	1.346	0.000	17.160	17.160	2.562
50.000	33.300	0.000	39.643	39.643	1.291	0.000	17.965	17.965	2.621
49.000	33.331	0.000	39.150	39.150	1.241	0.000	18.724	18.724	2.676
48.000	33.349	0.000	38.680	38.680	1.195	0.000	19.440	19.440	2.727
47.019	33.356	0.000	38.240	38.240	1.154	0.000	20.105	20.105	2.773
46.000	33.351	0.000	37.803	37.803	1.114	0.000	20.758	20.758	2.818
45.000	33.336	0.000	37.394	37.394	1.077	0.000	21.367	21.367	2.859
44.000	33.312	0.000	37.002	37.002	1.044	0.000	21.945	21.945	2.897
43.000	33.280	0.000	36.627	36.627	1.012	0.000	22.496	22.496	2.933

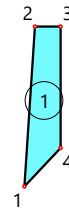
従って、最大主働土圧は $\omega_{A2} = 47.019(^{\circ})$ の時となる。

$\omega_{A2} = 47.019(^{\circ})$ の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	1.767	0.000	-3.091667
2	2.000	3.500	0.968109
3	2.553	3.500	3.390634
4	2.553	0.844	0.745549
1	1.767	0.000	0.000000
Σ			2.012626



No	座標値		断面積 A _c (m ²)
	X _i (m)	Y _i (m)	
1	2.553	0.844	-3.390634
2	2.553	3.500	1.394391
3	3.350	3.500	3.054380
1	2.553	0.844	0.000000
Σ			1.058136



地表面の亀裂深さ

地表面の亀裂を考慮しない。 ∴ z_c = 0.000 (m)

くさび重量

$$w_1 = 2.012626 \times 19.000 = 38.240 \text{ (kN/m)}$$

$$W_1 = w_1 = 38.240 \text{ (kN/m)}$$

$$w_2 = 1.058136 \times 19.000 = 20.105 \text{ (kN/m)}$$

$$W_2 = w_2 = 20.105 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.553-1.767)^2 + (0.844-0.000)^2} = 1.154 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{(3.350-2.553)^2 + (3.500-0.844)^2} = 2.773 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

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

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

$$= \left\{ 38.240 \times \sin(47.019-35-6.843) + 20.105 \times \frac{\sin(73.301-30+6.843) \times \cos(47.019-35)}{\cos(73.301-30)} \right\} \times \frac{1}{\cos 6.843}$$

$$- 0.000 \times 1.154 \times \cos 35 - 0.000 \times 2.773 \times \cos 30 \times \frac{\cos(47.019-35)}{\cos(73.301-30)}$$

$$= 33.342$$

$$P_{A_2} = \frac{Z}{\cos(\omega_{A_2} - \phi - \alpha - \delta)} = \frac{33.342}{\cos(47.019-35-(-3.814)-17.5)} = 33.356 \text{ (kN/m)}$$

$$P_A = \max(P_{A_1}, P_{A_2}) = \max(28.777, 33.356) = 33.356 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 33.356 \times \sin(-3.814+17.500) = 7.892 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 33.356 \times \cos(-3.814+17.500) = 32.409 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

$$Y_P = \frac{1}{3}H = \frac{1}{3} \times 3.500 = 1.167 \text{ (m)}$$

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 1.767 - 1.167 \times \tan -3.814 = 1.844 \text{ (m)}$$

3.5 作用力の集計

3.5.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

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)	62.100	0.000	1.406	0.000	87.313	0.000	項目3.2.1 参照
<体自重(基礎)	20.700	0.000	0.900	0.000	18.630	0.000	項目3.2.2 参照
土圧	11.820	33.344	1.844	1.167	21.796	38.912	項目3.4.2 参照
Σ	94.620	33.344			127.739	38.912	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{127.739 - 38.912}{94.620} = 0.939 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.800}{2} - 0.939 = -0.039 \text{ (m)}$$

3.5.2 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

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)	62.100	7.452	1.406	1.778	87.313	13.250	項目3.2.1 参照
<体自重(基礎)	20.700	2.484	0.900	0.250	18.630	0.621	項目3.2.2 参照
土圧	7.892	32.409	1.844	1.167	14.553	37.821	項目3.4.3 参照
Σ	90.692	42.345			120.496	51.692	

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma M_r - \Sigma M_o}{\Sigma V} = \frac{120.496 - 51.692}{90.692} = 0.759 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{1.800}{2} - 0.759 = 0.141 \text{ (m)}$$

4 安定計算

4.1 転倒に対する検討

4.1.1 検討方法

次式のとおり、底面つま先から荷重の合力の作用位置までの距離 d が許容値以上であることを照査する。

$$d \geq \frac{B}{n} = \begin{cases} \frac{B}{2} & \cdots \text{[常時]} \\ \frac{B}{3} & \cdots \text{[地震時]} \end{cases}$$

ここに、 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 = 1.800 (m)

4.1.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

合力作用位置 $d = 0.939$ (m) \cdots [項目3.5.1] 参照

$$d = 0.939 \text{ (m)} \geq \frac{B}{3} = \frac{1.800}{3} = 0.600 \text{ (m)} \quad \cdots \text{OK}$$

4.1.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

合力作用位置 $d = 0.759$ (m) \cdots [項目3.5.2] 参照

$$d = 0.759 \text{ (m)} \geq \frac{B}{3} = \frac{1.800}{3} = 0.600 \text{ (m)} \quad \cdots \text{OK}$$

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。

・長期許容支持力度

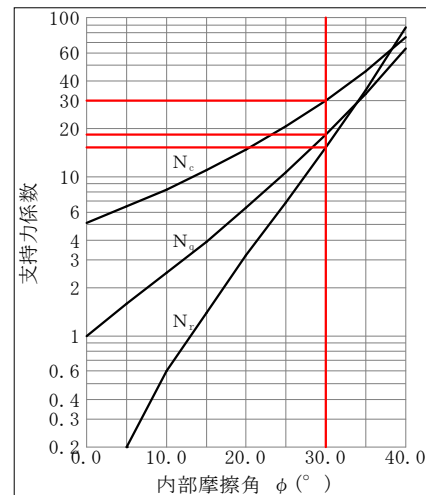
$$q_a = \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

・短期許容支持力度

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

ここに、 q_a : 基礎地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m²)
 α : 基礎の形状係数 = 1.0
 β : 基礎の形状係数 = 0.5
 c : 支持地盤の粘着力 = 0.000 (kN/m²)
 B : 擁壁底面幅 = 1.800 (m)
 γ_1 : 支持地盤の単位体積重量 = 16.000 (kN/m³)
 γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量 = 18.000 (kN/m³)
 D_f : 有効根入れ深さ = 0.500 (m)
 N_c, N_q, N_r : 支持力係数(内部摩擦角 ϕ の関数で次表より求める)

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



上表より、内部摩擦角=30.000(°)の値を採用する

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

4.2.2 長期許容支持力度

・荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{3} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 1.800 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 91.920 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.2.3 短期許容支持力度

・荷重ケース.2 - 自重+慣性力

$$\begin{aligned} q_a &= \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \frac{1}{2} \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right) \\ &= \frac{1}{2} \times \left(1.0 \times 0.000 \times 30.100 + \frac{1}{2} \times 0.5 \times 16.000 \times 1.800 \times 15.300 + 18.000 \times 0.500 \times 18.400 \right) \\ &= 137.880 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

4.3 地盤支持に対する検討

4.3.1 計算方法

つま先先端から荷重合力の作用点までの距離 d が底面幅 B の $1/2$ 以下である時、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) $d < B/3$ の場合

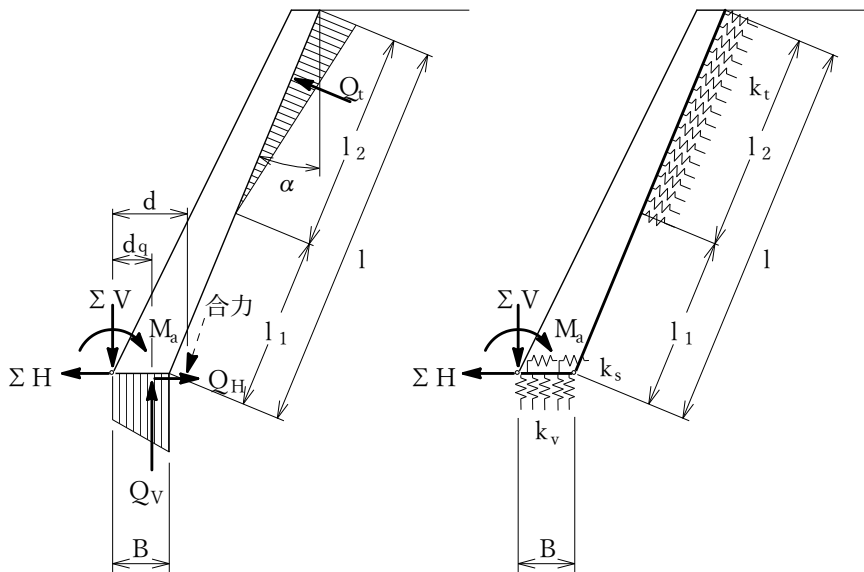
$$q_{\max} = \frac{2 \sum V}{3d} \leq q_a$$

b) $B/3 \leq d \leq B/2$ の場合

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

$$\max(q_1, q_2) \leq q_a$$

つま先先端から荷重合力の作用点までの距離 d が底面幅 B の $1/2$ より大きい時、もたれ式擁壁を剛部材と仮定し底面の地盤バネと背面の地盤バネを考慮した地盤バネモデルによる計算法により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。



$$Q_t = \frac{M_a - \kappa_d \cdot B \cdot \sum V}{B \sin \alpha (1 - \kappa_d) + l \left(1 - \frac{\kappa_1}{3}\right)}$$

$$Q_V = \sum V - Q_t \sin \alpha, \quad Q_H = \sum H + Q_t \cos \alpha$$

$$q_{v1} = \frac{2Q_V(2-3\kappa_d)}{B}, \quad q_{v2} = \frac{2Q_V(3\kappa_d-1)}{B}$$

$$q_t = \frac{2Q_t}{\kappa_1 \cdot l}$$

ここに、 ΣV : 擁壁底面における全鉛直力 (kN/m)
 ΣH : 擁壁底面における全水平力 (kN/m)
 M_a : 底面つま先回りの作用モーメント (kN・m/m)
 $M_a = \Sigma M_r - \Sigma M_o$
 ΣM_r : 底面つま先回りの抵抗モーメント (kN・m/m)
 ΣM_o : 底面つま先回りの転倒モーメント (kN・m/m)
 d : 底面つま先から合力作用位置までの距離 (m)
 $d = M_a / \Sigma V$
 H : 擁壁高 = 3.500 (m)
 B : 擁壁底面幅 = 1.800 (m)
 l : 壁面長 = 3.508 (m)
 $l = H / \cos \alpha = 3.500 / \cos 3.814$
 α : 壁面背面傾斜角 = 3.814 (°) [1:0.067]
 Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力 (kN/m)
 Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力 (kN/m)
 Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力 (kN/m)
ただし、 $d \leq \kappa_d \cdot B$ のときは $Q_t = 0$ とする。
 q_{v1} : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
 q_{v2} : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度 (kN/m²)
 q_t : 擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力度 (kN/m²)
 d_q : 底面つま先から鉛直地盤反力作用位置までの距離 (m)
 l_1 : 擁壁底面から壁面地盤反力度発生位置までの区間長 (m)
 l_2 : 壁面地盤反力度が発生する区間長 (m)
 κ_1 : l_2 と l との比 = 0.267
擁壁背面勾配 1:0.3のとき、 $\kappa_1 = 0.50$
" 1:0.4のとき、 $\kappa_1 = 0.60$
" 1:0.5のとき、 $\kappa_1 = 0.70$
 κ_d : d_q と B との比 = 0.560

4.3.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

許容支持力 $q_a = 91.920$ (kN/m²) … [項目4.2.2] 参照
合力の作用位置 $d = 0.939$ (m) … [項目3.5.1] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 94.620$ (kN/m) … [項目3.5.1] 参照
全水平力 $\Sigma H = 33.344$ (kN/m)
抵抗モーメント $\Sigma M_r = 127.739$ (kN・m/m)
転倒モーメント $\Sigma M_o = 38.912$ (kN・m/m)

$d = 0.939$ (m) $> \frac{B}{2} = \frac{1.800}{2} = 0.900$ (m) であるから地盤バネモデルによる計算法を用いる。

$$\Sigma M_a = M_r - M_o = 127.739 - 38.912 = 88.827 \text{ (kN・m/m)}$$

$$l_2 = \kappa_1 \cdot l = 0.267 \times 3.508 = 0.935 \text{ (m)}$$

$$l_1 = l - l_2 = 3.508 - 0.935 = 2.573 \text{ (m)}$$

$$d = 0.939 \text{ (m)} < \kappa_d \cdot B = 0.560 \times 1.800 = 1.008 \text{ (m)} \text{ より } Q_t = 0.000 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_v = \Sigma V - Q_t \sin \alpha = 94.620 - 0.000 \times \sin 3.814 = 94.620 \text{ (kN/m)}$$

$$Q_H = \Sigma H + Q_t \cos \alpha = 33.344 + 0.000 \times \cos 3.814 = 33.344 \text{ (kN/m)}$$

地盤反力度

$$q_{v1} = \frac{2Q_v(2-3\kappa_d)}{B} = \frac{2 \times 94.620 \times (2-3 \times 0.560)}{1.800} = 33.643 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_{v2} = \frac{2Q_v(3\kappa_d-1)}{B} = \frac{2 \times 94.620 \times (3 \times 0.560-1)}{1.800} = 71.491 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_t = \frac{2Q_t}{\kappa_1 \cdot l} = \frac{2 \times 0.000}{0.267 \times 3.508} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Max}(q_{v1}, q_{v2}) = \text{Max}(33.643, 71.491) = 71.491 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 91.920 \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots \text{OK}$$

4.3.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

許容支持力	$q_a = 137.880 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	… [項目4.2.3] 参照
合力の作用位置	$d = 0.759 \text{ (m)}$	… [項目3.5.2] 参照
全鉛直力	$\Sigma V = 90.692 \text{ (kN/m)}$	… [項目3.5.2] 参照
偏心距離	$e = 0.141 \text{ (m)}$	

$d = 0.759 \text{ (m)} \geq \frac{B}{3} = \frac{1.800}{3} = 0.600 \text{ (m)}$, $d \leq \frac{B}{2} = 0.900 \text{ (m)}$ であるから、

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right) = \frac{90.692}{1.800} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.141}{1.800}\right) = 74.065 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right) = \frac{90.692}{1.800} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.141}{1.800}\right) = 26.704 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{Max}(q_1, q_2) = \text{Max}(74.065, 26.704) = 74.065 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 137.880 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots \text{OK}$$

4.4 滑動に対する検討

4.4.1 計算方法

次式で求める滑動に対する安全率が所要安全率以上であることを照査する。

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

- ここに、 ΣV : 底面に作用する全鉛直力 (kN/m)
 ΣH : 底面に作用する全水平力 (kN/m)
 μ : 底面と地盤との間の摩擦係数 = 0.577
 $\mu = \tan \phi_B = \tan(30.000)$
 ϕ_B : 底面と地盤との間の摩擦角 = 30.000 (°)
 c_B : 底面と地盤との間の粘着力 = 0.000 (kN/m²)
 B : 底面幅 = 1.800 (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

4.4.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

- 全水平力 $\Sigma H = 33.344$ (kN/m) … [項目3.5.1] 参照
 全鉛直力 $\Sigma V = 94.620$ (kN/m)
 偏心距離 $e = -0.039$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.800 - 2 \times 0.039 = 1.722 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{94.620 \times 0.577 + 0.000 \times 1.722}{33.344} = 1.638$$

$$F_s = 1.638 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.4.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

- 全水平力 $\Sigma H = 42.345$ (kN/m) … [項目3.5.2] 参照
 全鉛直力 $\Sigma V = 90.692$ (kN/m)
 偏心距離 $e = 0.141$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 1.800 - 2 \times 0.141 = 1.518 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{90.692 \times 0.577 + 0.000 \times 1.518}{42.345} = 1.237$$

$$F_s = 1.237 \geq F_a = 1.200 \quad \dots \text{OK}$$

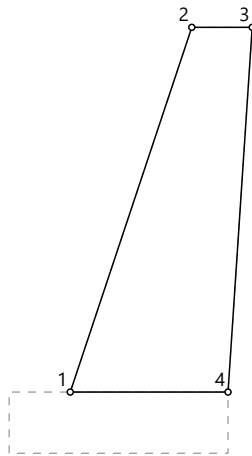
4.5 安定計算結果一覧

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)	常時	無視	$e = 0.039$ ≤ 0.300	$F_s = 1.638$ ≥ 1.500	$q_{\max} = 71.491$ $q_{\min} = 33.643$ ≤ 91.920
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+慣性力	地震時	無視	$e = 0.141$ ≤ 0.600	$F_s = 1.237$ ≥ 1.200	$q_{\max} = 74.065$ $q_{\min} = 26.704$ ≤ 137.880
				→ 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 ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	-0.650	0.000	0.975000	1.500000	-0.158750
2	0.350	3.000	0.750000	2.250000	0.000000
3	0.850	3.000	0.975000	-0.300000	0.848750
4	0.650	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	-0.650	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			2.700000	3.450000	0.690000

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 2.700$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.690000}{2.700000} = 0.256$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{3.450000}{2.700000} = 1.278$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

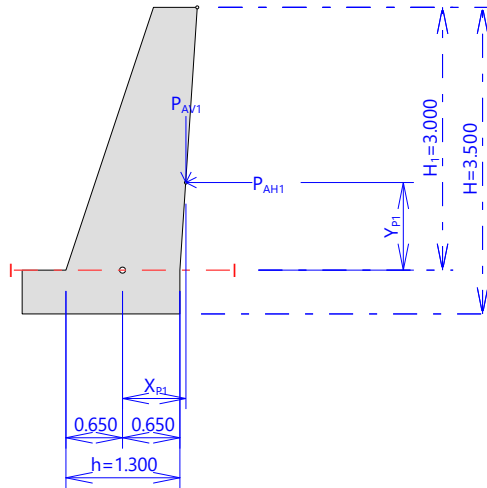
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 2.700 \times 23.000 = 62.100$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 62.100 \times 0.120 = 7.452$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 62.100 \times 0.256 = 15.898$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 7.452 \times 1.278 = 9.524$ (kN·m)

5.1.2 土 圧



$$Y_{P_1} = \frac{1}{3}H_1 = \frac{1}{3} \times 3.000 = 1.000 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = \frac{H_1}{3} \tan(-\alpha) + X_o = \frac{3.000}{3} \times \tan 3.814 + 0.650 = 0.717 \text{ (m)}$$

5.1.2.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

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 $P_A = 35.377 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.4.2] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 35.377}{19.000 \times 3.500^2} = 0.304$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 0.304 = 25.992 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 25.992 \times \sin(-3.814 + 23.333) = 8.684 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 25.992 \times \cos(-3.814 + 23.333) = 24.498 \text{ (kN/m)}$$

5.1.2.2 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

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 $P_A = 33.356 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.4.3] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 33.356}{19.000 \times 3.500^2} = 0.287$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 3.000^2 \times 0.287 = 24.539 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 24.539 \times \sin(-3.814 + 17.500) = 5.806 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 24.539 \times \cos(-3.814 + 17.500) = 23.842 \text{ (kN/m)}$$

5.1.3 壁面地盤反力による断面力

5.1.3.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

安定計算で壁面地盤反力が生じていないため、地盤反力による断面力は生じない。

$$N_{qz} = 0.000 \text{ (kN)}$$

$$S_{qz} = 0.000 \text{ (kN)}$$

5.1.3.2 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

安定計算で壁面地盤反力が生じていないため、地盤反力による断面力は生じない。

$$N_{qz} = 0.000 \text{ (kN)}$$

$$S_{qz} = 0.000 \text{ (kN)}$$

5.1.4 作用力の集計

5.1.4.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

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	62.100	0.000	0.256	0.000	-15.898	項目5.1.1 参照
土 圧	8.684	24.498	0.717	1.000	18.272	項目5.1.2.1 参照
Σ	70.784	24.498			2.374	

5.1.4.2 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

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	62.100	7.452	0.256	1.278	-6.374	項目5.1.1 参照
土 圧	5.806	23.842	0.717	1.000	19.679	項目5.1.2.2 参照
Σ	67.906	31.294			13.305	

5.1.5 応力度計算

5.1.5.1 計算方法

次式で求める各種応力度が許容値以下であることを照査する。

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

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

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

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

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

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

τ_c : せん断応力度

N : 軸力 (kN/m)

S : せん断力 (kN/m)

M : 曲げモーメント (kN・m/m)

b : 有効幅 = 1.0 (m)

H : 部材厚 (m)

σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度

σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度

τ_{ca} : 許容せん断応力度

5.1.5.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

軸力 $N = 70.784$ (kN/m) … [項目5.1.4.1] 参照
 せん断力 $S = 24.498$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = 2.374$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{70.784}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 2.374}{1 \times 1.300^2} = 62.878 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.063 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{70.784}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 2.374}{1 \times 1.300^2} = 46.021 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.046 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.063 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

σ_{c1}, σ_{c2} 共に正のため曲げ引張応力は生じない。

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|24.498|}{1 \times 1.300}$$

$$= 18.845 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.019 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.5.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

軸力 $N = 67.906$ (kN/m) … [項目5.1.4.2] 参照
 せん断力 $S = 31.294$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = 13.305$ (kN・m/m)
 許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 4.500 \times 1.50 = 6.750$ (N/mm²)
 許容曲げ引張応力度 $\sigma_{ta} = 0.250 \times 1.50 = 0.375$ (N/mm²)
 許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.330 \times 1.50 = 0.495$ (N/mm²)

$$\sigma_{c1} = \frac{N}{b \cdot H} + \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{67.906}{1 \times 1.300} + \frac{6 \times 13.305}{1 \times 1.300^2} = 99.472 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.099 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N}{b \cdot H} - \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{67.906}{1 \times 1.300} - \frac{6 \times 13.305}{1 \times 1.300^2} = 4.999 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.005 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.099 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

σ_{c1}, σ_{c2} 共に正のため曲げ引張応力は生じない。

$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|31.294|}{1 \times 1.300}$$

$$= 24.072 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.024 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.2 たて壁の応力度一覧

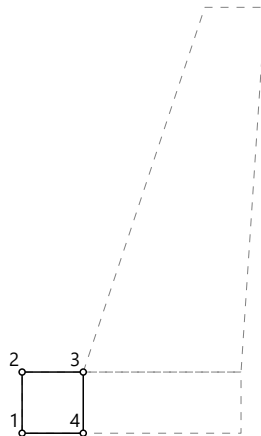
5.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

No	荷重ケース名	条件	水位	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	τ_c (N/mm ²)
1	自重+載荷重(自動車)	常時	無視	≤ 0.063	—	≤ 0.019
				≤ 4.500		≤ 0.330
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+慣性力	地震時	無視	≤ 0.099	—	≤ 0.024
				≤ 6.750		≤ 0.495
				→ OK	→ OK	→ OK

6 つま先版の断面計算

6.1 重量及び重心位置の計算

6.1.1 く体自重



No	座標値		断面積 A_c (m ²)	断面一次モーメント	
	X_i (m)	Y_i (m)		G_x (m ³)	G_y (m ³)
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000	0.500	0.125000	0.062500	0.000000
3	0.500	0.500	0.125000	0.000000	0.062500
4	0.500	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000
Σ			0.250000	0.062500	0.062500

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.250$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.062500}{0.250000} = 0.250$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.062500}{0.250000} = 0.250$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

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

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 5.750 \times 0.250 = 1.438$ (kN·m)

6.2 地盤反力

6.2.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

安定計算で算出した地盤反力(項目4.3.2 参照)をもとに、つま先部のみに作用する地盤反力を算出する。

$$\text{つま先位置での地盤反力度 } q_1 = 33.643 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{かかと位置での地盤反力度 } q_2 = 71.491 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{地盤反力の作用幅 } X_q = 1.800 \text{ (m)}$$

付け根位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 + \frac{q_2 - q_1}{X_q} \cdot l = 33.643 + \frac{71.491 - 33.643}{1.800} \times 0.500 = 44.156 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地盤反力の合力

$$Q = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot l = \frac{33.643 + 44.156}{2} \times 0.500 = 19.450 \text{ (kN/m)}$$

作用位置

$$X_q = \frac{q_1 + 2q_3}{q_1 + q_3} \cdot \frac{l}{3} = \frac{33.643 + 2 \times 44.156}{33.643 + 44.156} \times \frac{0.500}{3} = 0.261 \text{ (m)}$$

6.2.2 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

安定計算で算出した地盤反力(項目4.3.3 参照)をもとに、つま先部のみに作用する地盤反力を算出する。

$$\text{つま先位置での地盤反力度 } q_1 = 74.065 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{かかと位置での地盤反力度 } q_2 = 26.704 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{地盤反力の作用幅 } X_q = 1.800 \text{ (m)}$$

付け根位置での地盤反力度

$$q_3 = q_1 + \frac{q_2 - q_1}{X_q} \cdot l = 74.065 + \frac{26.704 - 74.065}{1.800} \times 0.500 = 60.909 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地盤反力の合力

$$Q = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot l = \frac{74.065 + 60.909}{2} \times 0.500 = 33.744 \text{ (kN/m)}$$

作用位置

$$X_q = \frac{q_1 + 2q_3}{q_1 + q_3} \cdot \frac{l}{3} = \frac{74.065 + 2 \times 60.909}{74.065 + 60.909} \times \frac{0.500}{3} = 0.242 \text{ (m)}$$

6.3 作用力の集計

せん断力は地盤反力の方向を正とし、自重の方向を負として集計した。

アーム長はつま先版付け根から作用位置までの距離のため、つま先付け根のX座標から各荷重の作用位置を引いて求める。

つま先版付け根のX座標 : 0.500 (m)

6.3.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

項目名	せん断力 S (kN/m)	作用位置 X _c (m)	アーム長 X (m)	モーメント S・X M (kN・m/m)	備考
<体自重	-5.750	0.250	0.250	-1.438	項目6.1.1 参照
地盤反力	19.450	0.261	0.239	4.649	項目6.2.1 参照
Σ	13.700			3.211	

6.3.2 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

項目名	せん断力 S (kN/m)	作用位置 X _c (m)	アーム長 X (m)	モーメント S・X M (kN・m/m)	備考
<体自重	-5.750	0.250	0.250	-1.438	項目6.1.1 参照
地盤反力	33.744	0.242	0.258	8.706	項目6.2.2 参照
Σ	27.994			7.268	

6.4 応力度計算

6.4.1 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。

$$\sigma_{c_1} = \frac{6M}{b \cdot H^2}, \quad \sigma_{c_2} = -\frac{6M}{b \cdot H^2}$$
$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) \leq \sigma_{ca}$$
$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) \leq \sigma_{ta}$$
$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} \leq \tau_{ca}$$

ここに、 $\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}$: 曲げ圧縮応力度
負となった場合は曲げ引張応力度
 τ_c : せん断応力度
S : せん断力 (kN/m)
M : 曲げモーメント (kN・m/m)
b : 有効幅 = 1.0 (m)
H : 部材厚 (m)
 σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度
 σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度
 τ_{ca} : 許容せん断応力度

6.4.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

せん断力 S = 13.700 (kN/m) … [項目6.3.1] 参照
曲げモーメント M = 3.211 (kN・m/m)
許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} = 4.500 (N/mm²)
許容曲げ引張応力度 σ_{ta} = 0.250 (N/mm²)
許容せん断応力度 τ_{ca} = 0.330 (N/mm²)

$$\sigma_{c_1} = \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{6 \times 3.211}{1 \times 0.500^2} = 77.064 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.077 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\sigma_{c_2} = -\frac{6M}{b \cdot H^2} = -\frac{6 \times 3.211}{1 \times 0.500^2} = -77.064 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.077 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.077 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$
$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.077 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.250 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$
$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|13.700|}{1 \times 0.500}$$
$$= 27.400 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.027 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.4.3 荷重ケース.2 - 自重+慣性力

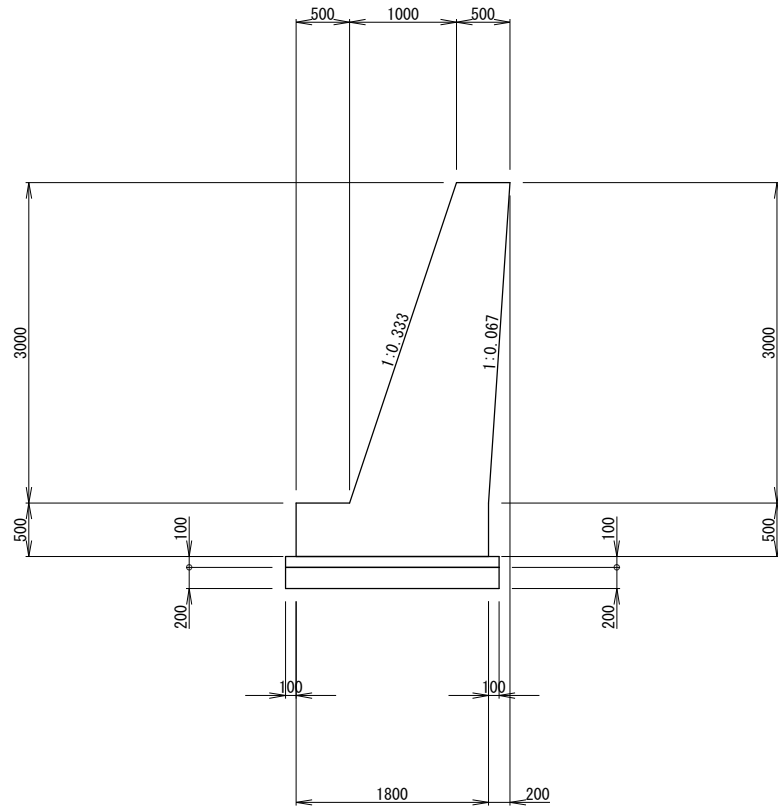
せん断力 S = 27.994 (kN/m) … [項目6.3.2] 参照
曲げモーメント M = 7.268 (kN・m/m)
許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} = 4.500 × 1.50 = 6.750 (N/mm²)
許容曲げ引張応力度 σ_{ta} = 0.250 × 1.50 = 0.375 (N/mm²)
許容せん断応力度 τ_{ca} = 0.330 × 1.50 = 0.495 (N/mm²)

$$\sigma_{c_1} = \frac{6M}{b \cdot H^2} = \frac{6 \times 7.268}{1 \times 0.500^2} = 174.432 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.174 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\sigma_{c_2} = -\frac{6M}{b \cdot H^2} = -\frac{6 \times 7.268}{1 \times 0.500^2} = -174.432 \text{ (kN/m}^2\text{)} = -0.174 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$
$$\max(\sigma_{c_1}, \sigma_{c_2}) = 0.174 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$
$$\max(-\sigma_{c_1}, -\sigma_{c_2}) = 0.174 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ta} = 0.375 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$
$$\tau_c = \frac{|S|}{b \cdot H} = \frac{|27.994|}{1 \times 0.500}$$
$$= 55.988 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.056 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

6.5 つま先版の応力度一覧

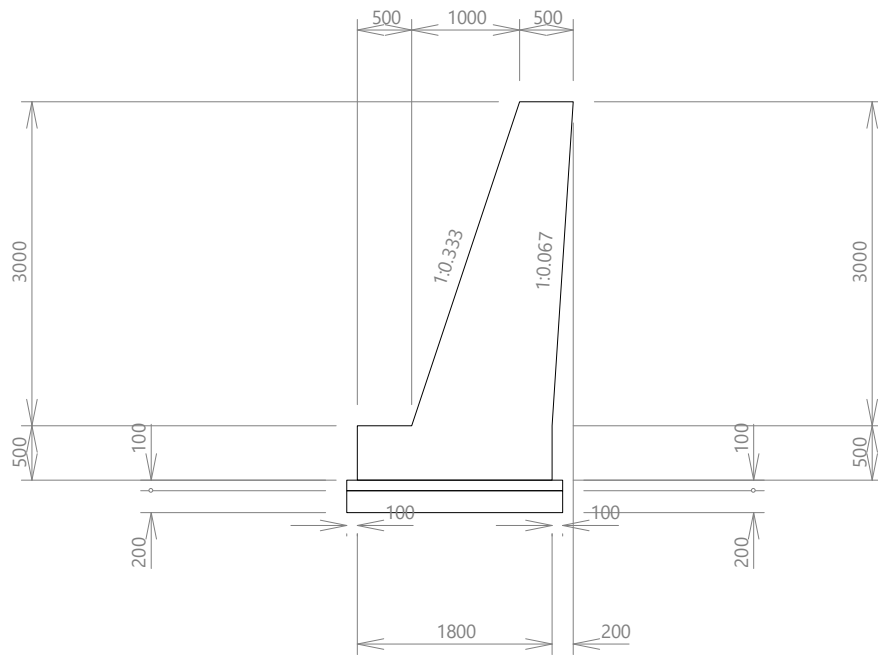
No	荷重ケース名	条件	水位	σ_c (N/mm ²)	σ_t (N/mm ²)	τ_c (N/mm ²)
1	自重+載荷重(自動車)	常時	無視	0.077 ≦ 4.500	0.077 ≦ 0.250	0.027 ≦ 0.027
				→ OK	→ OK	→ OK
2	自重+慣性力	地震時	無視	0.174 ≦ 6.750	0.174 ≦ 0.375	0.056 ≦ 0.056
				→ OK	→ OK	→ OK

項目名	算出式	値	単位	備考
コンクリート量	$((3.000+0.500) \times 2.000 - 3.000 \times (0.500+1.000/2) - ((3.000+0.000)/2 + (0.500-0.000)) \times 0.200) \times 10.000$	36.000	m3	0.500+1.000+0.500 = 2.000
端型枠 (断面)	$2 \times ((3.000+0.500) \times 2.000 - 3.000 \times (0.500+1.000/2) - ((3.000+0.000)/2 + (0.500-0.000)) \times 0.200)$	7.200	m2	0.500+1.000+0.500 = 2.000
型枠	$((3.000^2+1.000^2)^{0.5} + ((3.000+0.000)^2+0.200^2)^{0.5} + 0.500 + (0.500-0.000)) \times 10.000$	71.689	m2	
均しコンクリート	$(1.800+2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$	2.000	m3	
基礎材	$(1.800+2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$	4.000	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	$((3.000+0.500) \times 2.000 - 3.000 \times (0.500+1.000/2) - ((3.000+0.000)/2 + (0.500-0.000)) \times 0.200) \times 10.000$	36.000	m ³	
2	端型枠 (断面)	$2 \times ((3.000+0.500) \times 2.000 - 3.000 \times (0.500+1.000/2) - ((3.000+0.000)/2 + (0.500-0.000)) \times 0.200)$	7.200	m ²	
3	型 枠	$((3.000^2+1.000^2)^{0.5} + ((3.000+0.000)^2+0.200^2)^{0.5} + 0.500 + (0.500-0.000)) \times 10.000$	71.689	m ²	
4	均しコンクリート	$(1.800+2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$	2.000	m ³	
5	基礎材	$(1.800+2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$	4.000	m ³	