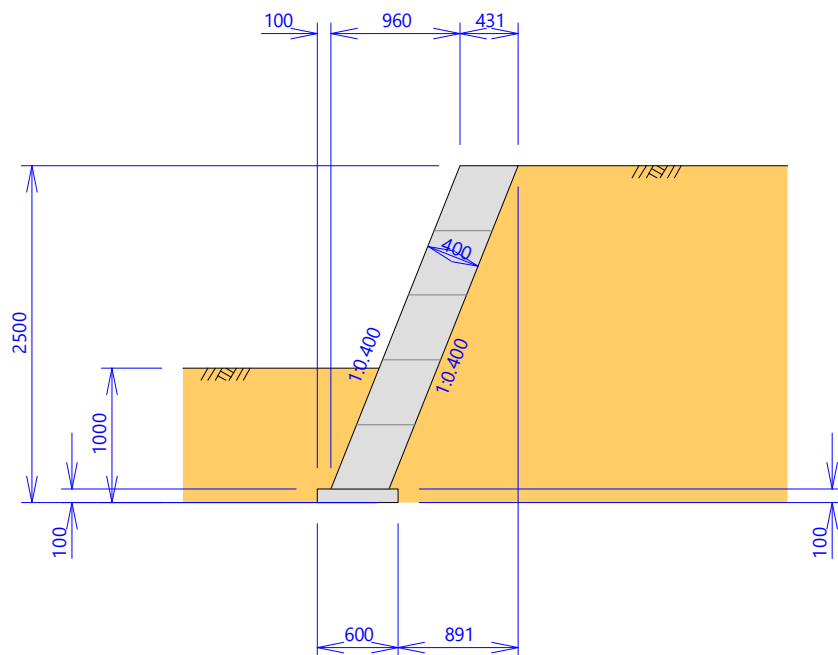


1 表題

2 設計条件

2.1 構造形式及び形状寸法

適用基準 : 大型ブロック積み擁壁設計 施工マニュアル
構造形式 : ブロック式
背後地盤 : 盛土部擁壁
擁壁の高さ : $H = 2.500$ (m)
擁壁の前面勾配 : $N = 0.400$
擁壁1ブロック長 : $L = 10.000$ (m)
ブロックの合端の厚さ : $\Delta t = 0.100$ (m)



前面土砂高 常時 : 1.000 (m)
地震時 : 1.000 (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 | | (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) |

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) |
| 変形係数 E_0 | 背面地盤 | | 10000.000 | (kN/m^2) |
| | 支持地盤 | | 20000.000 | (kN/m^2) |
| 補正係数 α_0 | 常時 | | 1.0 | |
| | 地震時 | | 2.0 | |

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) |
| 群集荷重 | 載荷位置 | 0.000 | (m) |
| | 載荷幅 | 5.000 | (m) |
| | 荷重強度 | 3.000 | (kN/m^2) |

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) | 自重+載荷重(群集) | 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 | 1.500 | 1.200 | |
| 支持力安全率 | 3.000 | 3.000 | 2.000 | |

2.9 準拠指針

大型ブロック積み擁壁設計・施工マニュアル

平成16年6月 社団法人 土木学会四国支部

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)

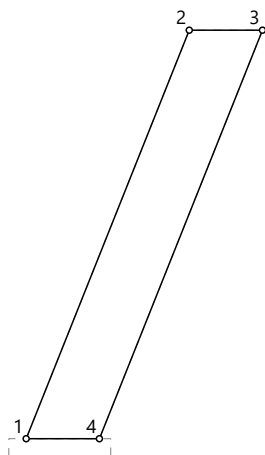
Y_c : Y方向の図心座標 (m)

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 | 0.100 | 0.100 | -0.072000 | 1.041600 | -0.495840 |
| 2 | 1.060 | 2.500 | 0.538516 | 1.346291 | 0.000000 |
| 3 | 1.491 | 2.500 | 0.588976 | -1.041600 | 1.318252 |
| 4 | 0.531 | 0.100 | -0.021541 | -0.002154 | 0.000000 |
| 1 | 0.100 | 0.100 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 1.033952 | 1.344137 | 0.822412 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.034$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.822412}{1.033952} = 0.795$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.344137}{1.033952} = 1.300$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

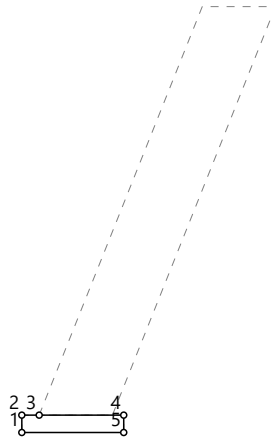
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.034 \times 23.000 = 23.782$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 23.782 \times 0.120 = 2.854$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 23.782 \times 0.795 = 18.907$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.854 \times 1.300 = 3.710$ (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 | 0.100 | 0.005000 | 0.000500 | 0.000000 |
| 3 | 0.100 | 0.100 | 0.025000 | 0.002500 | 0.000000 |
| 4 | 0.600 | 0.100 | 0.030000 | 0.000000 | 0.018000 |
| 5 | 0.600 | 0.000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 1 | 0.000 | 0.000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 0.060000 | 0.003000 | 0.018000 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.060$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.018000}{0.060000} = 0.300$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.003000}{0.060000} = 0.050$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.060 \times 23.000 = 1.380$ (kN)

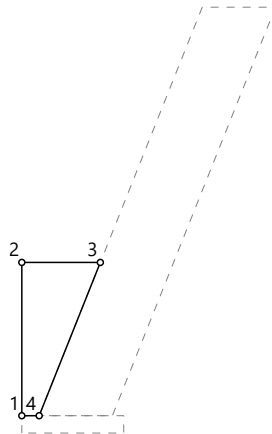
慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 1.380 \times 0.120 = 0.166$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 1.380 \times 0.300 = 0.414$ (kN・m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 0.166 \times 0.050 = 0.008$ (kN・m)

3.3 前面土の重量及び重心位置

3.3.1 共通(常時・地震時)



| No | 座標値 | | 断面積 A_c (m ²) | 断面一次モーメント | |
|----------|-----------|-----------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | X_i (m) | Y_i (m) | | G_x (m ³) | G_y (m ³) |
| 1 | 0.000 | 0.100 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 2 | 0.000 | 1.000 | 0.230000 | 0.230000 | 0.000000 |
| 3 | 0.460 | 1.000 | 0.027000 | -0.066600 | 0.040140 |
| 4 | 0.100 | 0.100 | -0.005000 | -0.000500 | 0.000000 |
| 1 | 0.000 | 0.100 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 0.252000 | 0.162900 | 0.040140 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.252$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.040140}{0.252000} = 0.159$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.162900}{0.252000} = 0.646$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.252 \times 19.000 = 4.788$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 4.788 \times 0.159 = 0.761$ (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)

| 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 |

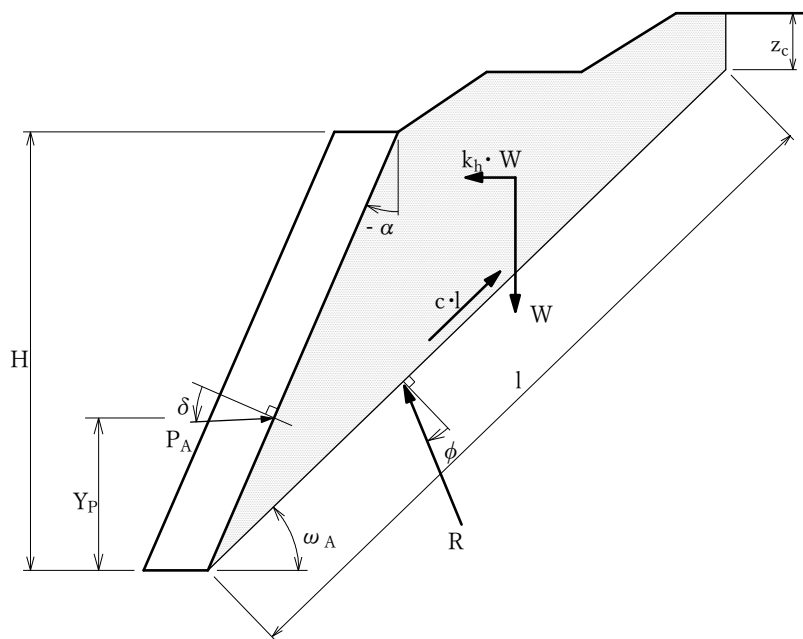
3.4.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

| 名 称 | 載荷位置 (m) | 載 荷 幅 (m) | 荷重強度 (kN/m ²) |
|------|----------|-----------|---------------------------|
| 群集荷重 | 0.000 | 5.000 | 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。



主働土圧の合力

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

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

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

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

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)

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

Q : 上載荷重 (kN/m)

ω_A : 主働すべり角 ($^\circ$)

c : 裏込め土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 = 35.000 ($^\circ$)

δ : 壁面摩擦角 ($^\circ$)

α : 壁面が鉛直面となす角 = -21.801 ($^\circ$)

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

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

l : すべり面の長さ (m)

z_c : 地表面の亀裂深さ (m)

γ : 裏込め土の単位体積重量 (kN/m³)

H : 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)

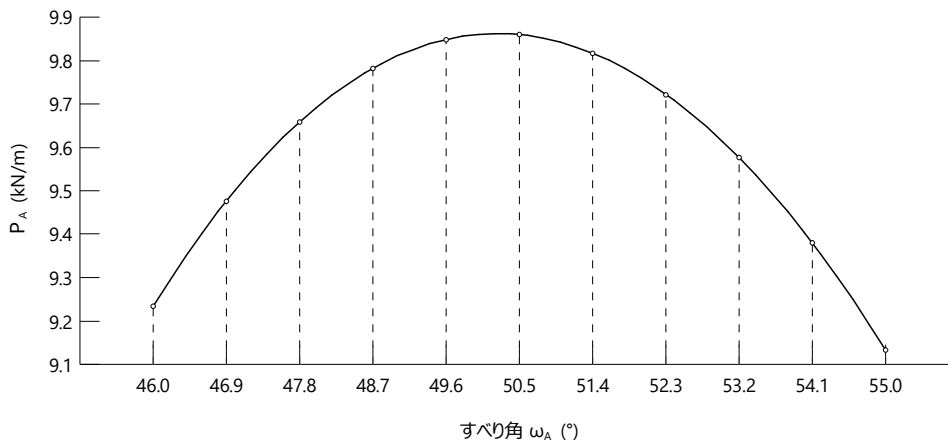
B : 底面幅 = 0.600 (m)

3.5.2 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

| | |
|--------|-----------------------------------|
| 壁面傾斜角 | $\alpha = -21.801 (^{\circ})$ |
| 設計水平震度 | $k_H = 0.000$ |
| 地震合成角 | $\theta = 0.000 (^{\circ})$ |
| 内部摩擦角 | $\phi = 35.000 (^{\circ})$ |
| 壁面摩擦角 | $\delta = 23.333 (^{\circ})$ |
| 湿潤重量 | $\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$ |
| 粘着力 | $c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$ |

主働すべり角 ω_A を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。



| $\omega_A (^{\circ})$ | $P_A (\text{kN/m})$ | $Q (\text{kN/m})$ | $w_1 (\text{kN/m})$ | $W (\text{kN/m})$ $Q+w_1$ | $l (\text{m})$ |
|-----------------------|---------------------|-------------------|---------------------|------------------------------|----------------|
| 55.000 | 9.134 | 7.505 | 17.825 | 25.330 | 3.052 |
| 54.000 | 9.404 | 8.164 | 19.388 | 27.552 | 3.090 |
| 53.000 | 9.613 | 8.839 | 20.992 | 29.831 | 3.130 |
| 52.000 | 9.759 | 9.532 | 22.639 | 32.171 | 3.173 |
| 51.000 | 9.842 | 10.245 | 24.331 | 34.576 | 3.217 |
| 50.192 | 9.862 | 10.835 | 25.733 | 36.569 | 3.254 |
| 50.000 | 9.860 | 10.977 | 26.072 | 37.049 | 3.264 |
| 49.000 | 9.811 | 11.732 | 27.864 | 39.596 | 3.313 |
| 48.000 | 9.691 | 12.510 | 29.711 | 42.222 | 3.364 |
| 47.000 | 9.500 | 13.313 | 31.618 | 44.931 | 3.418 |
| 46.000 | 9.233 | 14.142 | 33.588 | 47.730 | 3.475 |

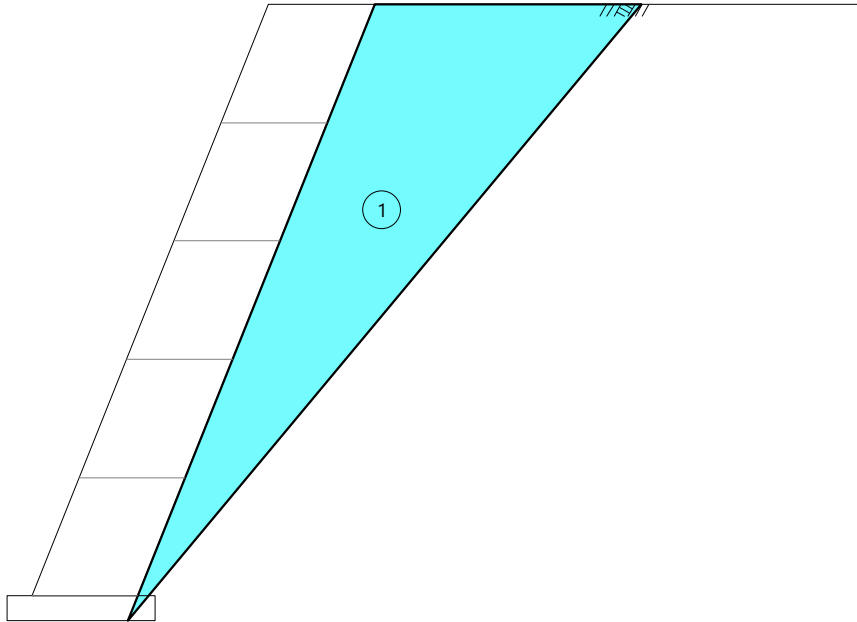
従って、最大主働土圧は $\omega_A=50.192 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_A=50.192 (^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

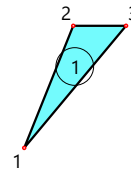
上載荷重作用範囲 $X_s = 1.491 (\text{m}) \sim X_e = 2.574 (\text{m})$

| 項目名 | 載荷位置 $X_q (\text{m})$ | 載荷幅 (m) | 荷重強度 $q (\text{kN/m}^2)$ | 作用幅 $B_q (\text{m})$ | 上載荷重 $Q (\text{kN/m})$ |
|----------|--------------------------|-----------------------|-----------------------------|-------------------------|---------------------------|
| 自動車荷重 | 1.491 | 6.000 | 10.000 | 1.084 | 10.840 |
| Σ | | | | | 10.840 |



くさび形状面積計算表

| No | 座標値 | | 断面積 A _c (m ²) |
|----|--------------------|--------------------|---|
| | X _i (m) | Y _i (m) | |
| 1 | 0.491 | 0.000 | -0.613516 |
| 2 | 1.491 | 2.500 | 1.354391 |
| 3 | 2.574 | 2.500 | 0.613516 |
| 1 | 0.491 | 0.000 | 0.000000 |
| Σ | | | 1.354391 |



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

$$w_1 = 1.354391 \times 19.000 = 25.733 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 10.840 + 25.733 = 36.573 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.574 - 0.491)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.254 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

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

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

$$= \frac{\frac{36.573}{\cos 0.000} \times \sin(50.192 - 35.000 + 0.000) - 0.000 \times 3.254 \times \cos 35.000}{\cos(50.192 - 35.000 - (-21.801) - 23.333)}$$

$$= 9.863 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 9.863 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.264 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 9.863 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 9.859 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

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

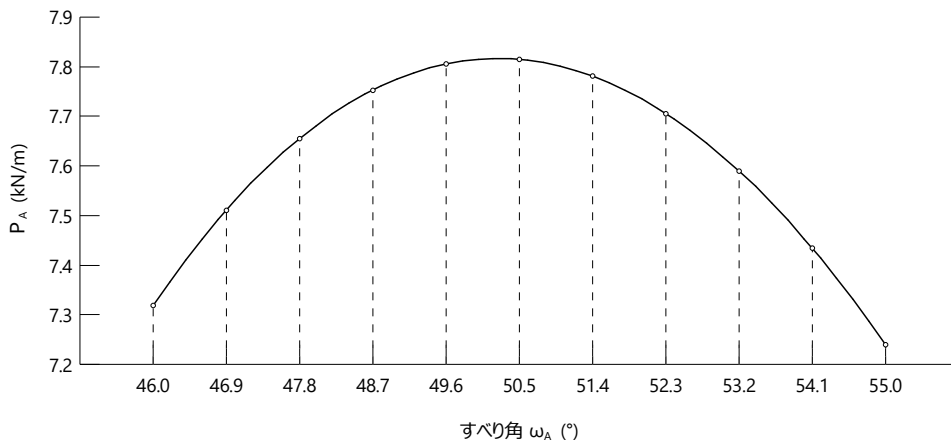
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.491 - 0.833 \times \tan -21.801 = 0.824 \text{ (m)}$$

3.5.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

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

| | |
|--------|-----------------------------------|
| 壁面傾斜角 | $\alpha = -21.801 (^{\circ})$ |
| 設計水平震度 | $k_H = 0.000$ |
| 地震合成角 | $\theta = 0.000 (^{\circ})$ |
| 内部摩擦角 | $\phi = 35.000 (^{\circ})$ |
| 壁面摩擦角 | $\delta = 23.333 (^{\circ})$ |
| 湿潤重量 | $\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$ |
| 粘着力 | $c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$ |

主働すべり角 ω_A を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。



| $\omega_A (^{\circ})$ | $P_A (\text{kN/m})$ | $Q (\text{kN/m})$ | $w_1 (\text{kN/m})$ | $W (\text{kN/m})$ $Q+w_1$ | $l (\text{m})$ |
|-----------------------|---------------------|-------------------|---------------------|------------------------------|----------------|
| 55.000 | 7.239 | 2.252 | 17.825 | 20.076 | 3.052 |
| 54.000 | 7.453 | 2.449 | 19.388 | 21.838 | 3.090 |
| 53.000 | 7.619 | 2.652 | 20.992 | 23.644 | 3.130 |
| 52.000 | 7.735 | 2.860 | 22.639 | 25.498 | 3.173 |
| 51.000 | 7.801 | 3.073 | 24.331 | 27.404 | 3.217 |
| 50.176 | 7.816 | 3.254 | 25.762 | 29.016 | 3.255 |
| 50.000 | 7.815 | 3.293 | 26.072 | 29.365 | 3.264 |
| 49.000 | 7.776 | 3.520 | 27.864 | 31.384 | 3.313 |
| 48.000 | 7.681 | 3.753 | 29.711 | 33.465 | 3.364 |
| 47.000 | 7.529 | 3.994 | 31.618 | 35.612 | 3.418 |
| 46.000 | 7.318 | 4.243 | 33.588 | 37.830 | 3.475 |

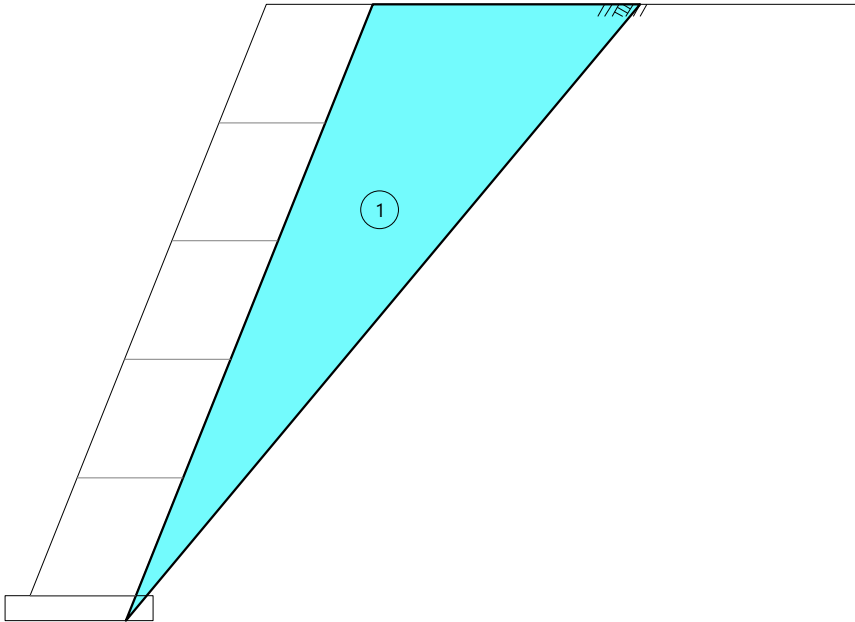
従って、最大主働土圧は $\omega_A=50.176 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_A=50.176 (^{\circ})$ の詳細を記す。

くさび上に作用する荷重一覧

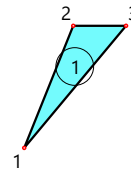
上載荷重作用範囲 $X_s = 1.491 (\text{m}) \sim X_e = 2.576 (\text{m})$

| 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 | 1.491 | 5.000 | 3.000 | 1.085 | 3.255 |
| Σ | | | | | 3.255 |



くさび形状面積計算表

| No | 座標値 | | 断面積 A _c (m ²) |
|----|--------------------|--------------------|---|
| | X _i (m) | Y _i (m) | |
| 1 | 0.491 | 0.000 | -0.613516 |
| 2 | 1.491 | 2.500 | 1.355870 |
| 3 | 2.576 | 2.500 | 0.613516 |
| 1 | 0.491 | 0.000 | 0.000000 |
| Σ | | | 1.355870 |



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

$$w_1 = 1.355870 \times 19.000 = 25.762 \text{ (kN/m)}$$

$$W = Q + w_1 = 3.255 + 25.762 = 29.017 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.576 - 0.491)^2 + (2.500 - 0.000)^2} = 3.255 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

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

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

$$= \frac{29.017}{\cos 0.000} \times \sin(50.176 - 35.000 + 0.000) - 0.000 \times 3.255 \times \cos 35.000$$

$$= \frac{29.017 \times \sin(15.176) - 0}{\cos(50.176 - 35.000 - (-21.801) - 23.333)}$$

$$= 7.817 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7.817 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.209 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.817 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 7.814 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

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

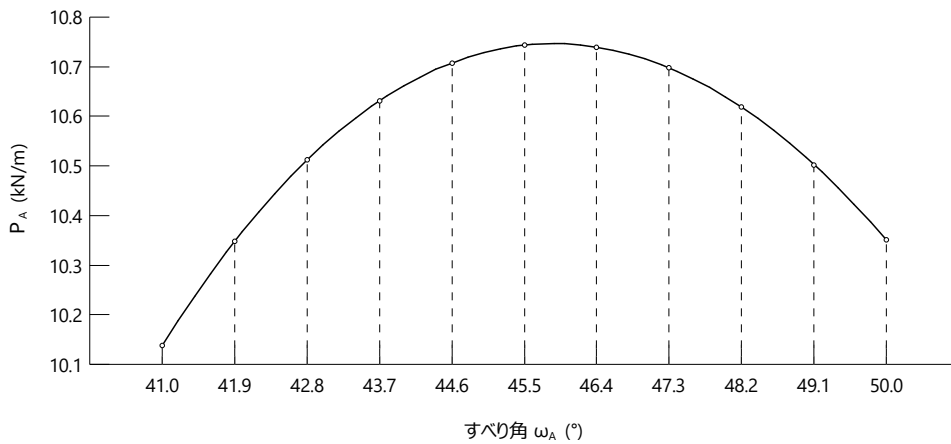
$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.491 - 0.833 \times \tan -21.801 = 0.824 \text{ (m)}$$

3.5.4 荷重ケース.3 - 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

| | |
|--------|-----------------------------------|
| 壁面傾斜角 | $\alpha = -21.801 (^{\circ})$ |
| 設計水平震度 | $k_H = 0.120$ |
| 地震合成角 | $\theta = 6.843 (^{\circ})$ |
| 内部摩擦角 | $\phi = 35.000 (^{\circ})$ |
| 壁面摩擦角 | $\delta = 17.500 (^{\circ})$ |
| 湿潤重量 | $\gamma = 19.000 (\text{kN/m}^3)$ |
| 粘着力 | $c = 0.000 (\text{kN/m}^2)$ |

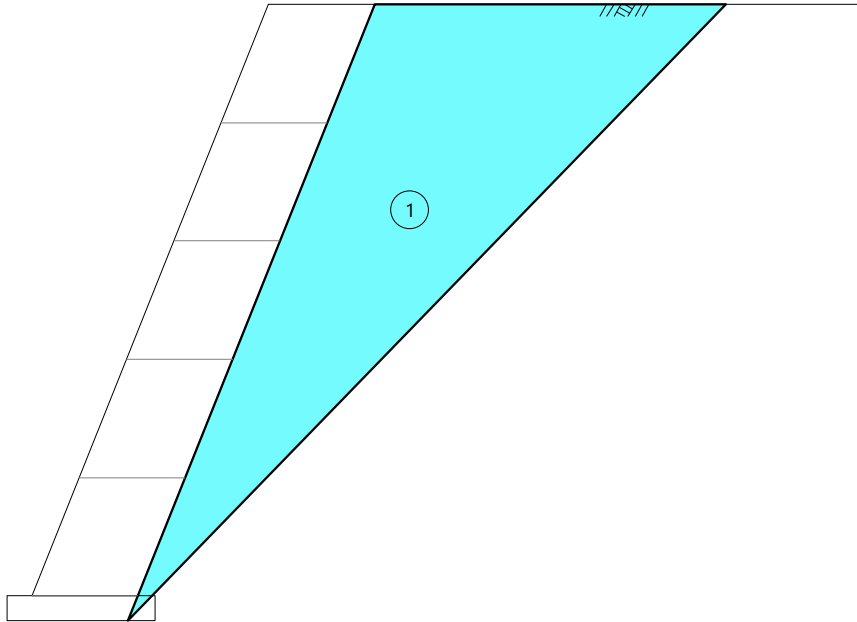
主働すべり角 ω_A を変化させ最大土圧を算出した結果は下表の通り。



| $\omega_A (^{\circ})$ | $P_A (\text{kN/m})$ | $Q (\text{kN/m})$ | $w_1 (\text{kN/m})$ | $\frac{W}{Q+w_1} (\text{kN/m})$ | $l (\text{m})$ |
|-----------------------|---------------------|-------------------|---------------------|---------------------------------|----------------|
| 50.000 | 10.352 | 0.000 | 26.072 | 26.072 | 3.264 |
| 49.000 | 10.517 | 0.000 | 27.864 | 27.864 | 3.313 |
| 48.000 | 10.639 | 0.000 | 29.711 | 29.711 | 3.364 |
| 47.000 | 10.716 | 0.000 | 31.618 | 31.618 | 3.418 |
| 46.000 | 10.746 | 0.000 | 33.588 | 33.588 | 3.475 |
| 45.872 | 10.747 | 0.000 | 33.845 | 33.845 | 3.483 |
| 45.000 | 10.729 | 0.000 | 35.625 | 35.625 | 3.536 |
| 44.000 | 10.661 | 0.000 | 37.735 | 37.735 | 3.599 |
| 43.000 | 10.542 | 0.000 | 39.922 | 39.922 | 3.666 |
| 42.000 | 10.368 | 0.000 | 42.193 | 42.193 | 3.736 |
| 41.000 | 10.138 | 0.000 | 44.553 | 44.553 | 3.811 |

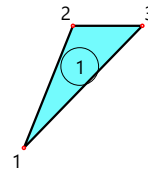
従って、最大主働土圧は $\omega_A=45.872 (^{\circ})$ の時となる。

$\omega_A=45.872 (^{\circ})$ の詳細を記す。



くさび形状面積計算表

| No | 座標値 | | 断面積 A _c (m ²) |
|----|--------------------|--------------------|---|
| | X _i (m) | Y _i (m) | |
| 1 | 0.491 | 0.000 | -0.613516 |
| 2 | 1.491 | 2.500 | 1.781298 |
| 3 | 2.916 | 2.500 | 0.613516 |
| 1 | 0.491 | 0.000 | 0.000000 |
| Σ | | | 1.781298 |



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

$$w_1 = 1.781298 \times 19.000 = 33.845 \text{ (kN/m)}$$

$$W = w_1 = 33.845 \text{ (kN/m)}$$

すべり面の長さ

$$l = \sqrt{(2.916-0.491)^2 + (2.500-0.000)^2} = 3.483 \text{ (m)}$$

主働土圧の合力

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

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

$$= \frac{33.845}{\cos 6.843} \times \sin(45.872 - 35.000 + 6.843) - 0.000 \times 3.483 \times \cos 35.000$$

$$= \frac{}{\cos(45.872 - 35.000 - (-21.801) - 17.500)}$$

$$= 10.747 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV} = P_A \cdot \sin(\alpha + \delta) = 10.747 \times \sin(-21.801 + 17.500) = -0.806 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH} = P_A \cdot \cos(\alpha + \delta) = 10.747 \times \cos(-21.801 + 17.500) = 10.717 \text{ (kN/m)}$$

土圧の作用位置 (m)

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

$$X_P = B - Y_P \cdot \tan \alpha = 0.491 - 0.833 \times \tan -21.801 = 0.824 \text{ (m)}$$

3.6 作用力の集計

3.6.1 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) | 23.782 | 0.000 | 0.795 | 0.000 | 18.907 | 0.000 | 項目3.2.1 参照 |
| <体自重(基礎) | 1.380 | 0.000 | 0.300 | 0.000 | 0.414 | 0.000 | 項目3.2.2 参照 |
| 前面土 | 4.788 | 0.000 | 0.159 | 0.000 | 0.761 | 0.000 | 項目3.3.1 参照 |
| 土圧 | 0.264 | 9.859 | 0.824 | 0.833 | 0.218 | 8.213 | 項目3.5.2 参照 |
| Σ | 30.214 | 9.859 | | | 20.300 | 8.213 | |

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma V \cdot X - \Sigma H \cdot Y}{\Sigma V} = \frac{20.300 - 8.213}{30.214} = 0.400 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.600}{2} - 0.400 = -0.100 \text{ (m)}$$

3.6.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

| 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) | 23.782 | 0.000 | 0.795 | 0.000 | 18.907 | 0.000 | 項目3.2.1 参照 |
| <体自重(基礎) | 1.380 | 0.000 | 0.300 | 0.000 | 0.414 | 0.000 | 項目3.2.2 参照 |
| 前面土 | 4.788 | 0.000 | 0.159 | 0.000 | 0.761 | 0.000 | 項目3.3.1 参照 |
| 土圧 | 0.209 | 7.814 | 0.824 | 0.833 | 0.172 | 6.509 | 項目3.5.3 参照 |
| Σ | 30.159 | 7.814 | | | 20.254 | 6.509 | |

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma V \cdot X - \Sigma H \cdot Y}{\Sigma V} = \frac{20.254 - 6.509}{30.159} = 0.456 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.600}{2} - 0.456 = -0.156 \text{ (m)}$$

3.6.3 荷重ケース.3 - 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) | 23.782 | 2.854 | 0.795 | 1.300 | 18.907 | 3.710 | 項目3.2.1 参照 |
| <体自重(基礎) | 1.380 | 0.166 | 0.300 | 0.050 | 0.414 | 0.008 | 項目3.2.2 参照 |
| 前面土 | 4.788 | 0.000 | 0.159 | 0.646 | 0.761 | 0.000 | 項目3.3.1 参照 |
| 土圧 | -0.806 | 10.717 | 0.824 | 0.833 | -0.664 | 8.927 | 項目3.5.4 参照 |
| Σ | 29.144 | 13.737 | | | 19.418 | 12.645 | |

底面つま先からの荷重合力の作用位置

$$d = \frac{\Sigma V \cdot X - \Sigma H \cdot Y}{\Sigma V} = \frac{19.418 - 12.645}{29.144} = 0.232 \text{ (m)}$$

荷重の合力作用位置の底版中央からの偏心距離

$$e = \frac{B}{2} - d = \frac{0.600}{2} - 0.232 = 0.068 \text{ (m)}$$

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、合力の偏心距離 e が許容偏心量以下であることを照査する。

$$e \leq \frac{B}{n} \quad \dots \text{ [背面側への転倒はOK]}$$

ここに、 e : 合力の作用点の底面中央からの偏心距離 (m)
 d : 底面つま先から荷重の合力の作用点までの距離 (m)
 B : 底面幅 = 0.600 (m)
 n : 許容偏心量の算出に用いる係数

4.1.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

偏心量 $e = -0.100$ (m) \dots [項目3.6.1] 参照

$$e = -0.100 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{0.600}{6} = 0.100 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.1.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

偏心量 $e = -0.156$ (m) \dots [項目3.6.2] 参照

$$e = -0.156 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{0.600}{6} = 0.100 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.1.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

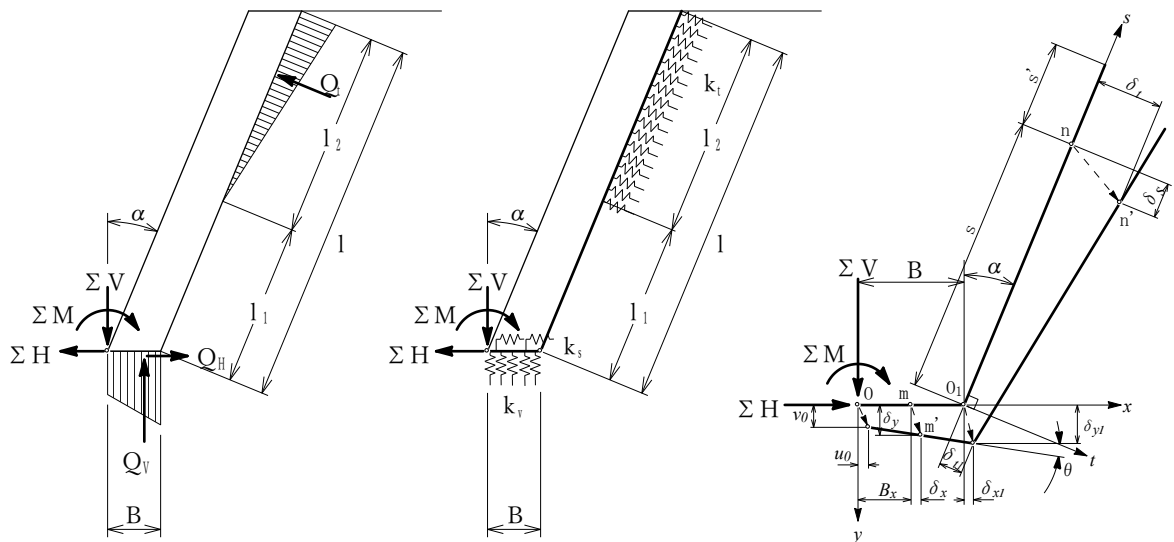
偏心量 $e = 0.068$ (m) \dots [項目3.6.3] 参照

$$e = 0.068 \text{ (m)} \leq \frac{B}{n} = \frac{0.600}{3} = 0.200 \text{ (m)} \quad \dots \text{ OK}$$

4.2 地盤支持に対する検討

4.2.1 計算方法

地盤反力度は以下の式により算出する。



a) 地盤反力係数

$$k_v = \frac{1}{0.3} \alpha_0 \cdot E_0 \left(\frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_t = \frac{1}{0.3} \alpha_0 \cdot E_0 \left(\frac{l'}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

$$B' = \sqrt{B \cdot L} \quad , \quad l' = \sqrt{l \cdot L}$$

ここに、 k_v : 底面の鉛直地盤反力係数 (kN/m³)
 k_t : 壁面の垂直地盤反力係数 (kN/m³)
 k_s : 底面のせん断地盤反力係数 (kN/m³)
 λ : せん断地盤反力係数比 = 0.5
 α_0 : 変形係数の求め方に対する補正係数
 E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m²)
 B' : 底面の換算載荷幅 (m)
 l' : 壁面の換算載荷幅 (m)
 B : 底面幅 = 0.600 (m)
 L : 擁壁ブロック長 = 10.000 (m)
 l : 壁面の長さ = 2.692582 (m)

b) 底面の任意点の変位

$$\delta_x = u_0 \quad , \quad \delta_y = v_0 + \theta \cdot x$$

c) かかとの変位

$$\delta_{x_1} = u_0 \quad , \quad \delta_{y_1} = v_0 + B \cdot \theta \quad , \quad \delta_{t_1} = \delta_{x_1} \cos \alpha + \delta_{y_1} \sin \alpha$$

d) 壁面の任意点の変位

$$\begin{aligned} \delta_t &= \delta_{t_1} + s \cdot \theta = \delta_{x_1} \cos \alpha + \delta_{y_1} \sin \alpha + s \cdot \theta \\ &= u_0 \cos \alpha + v_0 \sin \alpha + (B \cdot \sin \alpha + s) \theta \end{aligned}$$

e) 任意点の地盤反力度

$$q_H = k_s \cdot \delta_x \quad , \quad q_V = k_v \cdot \delta_y \quad , \quad q_t = k_t \cdot \delta_t$$

ここに、 δ_x : 水平変位 (m)
 δ_y : 鉛直変位 (m)
 u_0 : つま先位置での水平変位 (m)
 v_0 : つま先位置での鉛直変位 (m)
 θ : つま先位置での回転角 (°)
 α : 壁面が鉛直面となす角 = -21.801 (°)
 s : かかとから任意点nまでの壁面長 (m)
 q_H : 水平方向地盤反力度 (kN/m²)
 q_V : 鉛直方向地盤反力度 (kN/m²)
 q_t : 壁面の垂直地盤反力度 (kN/m²)

f) 剛性方程式

$$\begin{Bmatrix} \Sigma H \\ \Sigma V \\ \Sigma M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{13} \\ A_{21} & A_{22} & A_{23} \\ A_{31} & A_{32} & A_{33} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

$$A_{11} = k_s \cdot B + k_t \cdot l_2 \cos^2 \alpha$$

$$A_{12} = A_{21} = k_t \cdot l_2 \sin \alpha \cos \alpha$$

$$A_{22} = k_v \cdot B + k_t \cdot l_2 \sin^2 \alpha$$

$$A_{13} = A_{31} = k_t \cdot l_2 \cos \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{23} = A_{32} = \frac{1}{2} k_v \cdot B^2 + k_t \cdot l_2 \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right)$$

$$A_{33} = \frac{1}{3} k_v \cdot B^3 + k_t \cdot l_2 \left[B \sin \alpha (B \cdot \sin \alpha + 2l_1 + l_2) + l_1^2 + l_1 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{3} \right]$$

g) 適合条件式

$$u_0 \cos \alpha + (v_0 + B \cdot \theta) \sin \alpha + l_1 \cdot \theta = 0$$

4.2.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

全鉛直力 $\Sigma V = 30.214$ (kN/m) … [項目3.6.1] 参照

全水平力 $\Sigma H = -9.859$ (kN/m)

抵抗モーメント $\Sigma M_r = 20.300$ (kN・m/m)

転倒モーメント $\Sigma M_o = 8.213$ (kN・m/m)

補正係数 $\alpha_0 = 1.0$

変形係数 基礎地盤 $\alpha_0 \cdot E_{ob} = 20000.00$ (kN/m²)

背面地盤 $\alpha_0 \cdot E_{ow} = 10000.00$ (kN/m²)

$$\Sigma M = \Sigma M_r - \Sigma M_o = 20.300 - 8.213 = 12.087 \text{ (kN・m)}$$

$$B' = \sqrt{B \cdot L} = \sqrt{0.600 \times 10.000} = 0.6100 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{l \cdot L} = \sqrt{2.692582 \times 10.000} = 5.1890 \text{ (m)}$$

バネ定数

$$k_v = \frac{1}{0.3} \alpha_0 \cdot E_{ob} \left(\frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3} \times 20000.00 \times \left(\frac{0.6100}{0.3} \right)^{-3/4} = 13801.987 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$k_t = \frac{1}{0.3} \alpha_0 \cdot E_{ow} \left(\frac{l'}{0.3} \right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3} \times 10000.00 \times \left(\frac{5.1890}{0.3} \right)^{-3/4} = 3930.130 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$k_s = \lambda \cdot k_v = 0.5 \times 13801.987 = 6900.994 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

適合条件式が満足する l_1 を反復計算により決定する。その際丸め処理は行わない。

結果 $l_1 = 1.62679$ (m) で適合条件式を満足した。

その計算詳細を以下に記す。

$$l_2 = l - l_1 = 2.692582 - 1.626788 = 1.06579 \text{ (m)}$$

塑性場 $l_1 = 1.626788$ (m)

弾性場 $l_2 = 1.065794$ (m)

$$A_{11} = k_s \cdot B + k_t \cdot l_2 \cos^2 \alpha = 6900.994 \times 0.600 + 3930.130 \times 1.065794 \times \cos^2 21.801 = 7751.610481$$

$$A_{12} = k_t \cdot l_2 \sin \alpha \cos \alpha = 3930.130 \times 1.065794 \times \sin 21.801 \times \cos 21.801 = 1444.405632$$

$$\begin{aligned} A_{13} &= k_t \cdot l_2 \cos \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right) \\ &= 3930.130 \times 1.065794 \times \cos 21.801 \times \left(0.600 \times \sin 21.801 + 1.626788 + \frac{1.065794}{2} \right) = 1444.405632 \end{aligned}$$

$$A_{22} = k_v \cdot B + k_t \cdot l_2 \sin^2 \alpha = 13801.987 \times 0.600 + 3930.130 \times 1.065794 \times \sin^2 21.801 = 8858.954453$$

$$\begin{aligned} A_{23} &= \frac{1}{2} k_v \cdot B^2 + k_t \cdot l_2 \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 13801.987 \times 0.600^2 + 3930.130 \times 1.065794 \times \sin 21.801 \times \left(0.600 \times \sin 21.801 + 1.626788 + \frac{1.065794}{2} \right) \\ &= 6190.764819 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_3} &= B \sin \alpha (B \cdot \sin \alpha + 2 l_1 + l_2) + l_1^2 + l_1 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{3} \\ &= 0.600 \times \sin 21.801 \times (0.600 \times \sin 21.801 + 2 \times 1.626788 + 1.065794) \\ &\quad + 1.626788^2 + 1.626788 \times 1.065794 + \frac{1.065794^2}{3} = 5.771023 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{33} &= \frac{1}{3} k_v \cdot B^3 + k_t \cdot l_2 A_{s_3} = \frac{1}{3} \times 13801.987 \times 0.600^3 + 3930.130 \times 1.065794 \times 5.771023 \\ &= 25167.265907 \end{aligned}$$

剛性方程式

$$\begin{Bmatrix} -9.859 \\ 30.214 \\ 12.087 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 7751.610481 & 1444.405632 & 9266.017897 \\ 1444.405632 & 8858.954453 & 6190.764819 \\ 9266.017897 & 6190.764819 & 25167.265907 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

上記方程式より、 u_0 、 v_0 、 θ は次の通り

水平変位 $u_0 = -0.002640$ (m)

鉛直変位 $v_0 = 0.003413$ (m)

回転角 $\theta = 0.000613$ (rad)

適合条件式による確認

$$\begin{aligned} & u_0 \cos \alpha + (v_0 + B \cdot \theta) \sin \alpha + l_1 \cdot \theta \\ &= -0.002640 \times \cos 21.801 + (0.003413 + 0.600 \times 0.000613) \times \sin 21.801 + 1.626788 \times 0.000613 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

求めた変位量と先のバネ定数より地盤反力度と地盤反力を算出する。

・地盤反力度

底面水平 $q_H = k_s \cdot u_0 = 6900.994 \times -0.002640 = -18.222$ (kN/m²)

底面鉛直前端 $q_{v_1} = k_v (v_0 + x \cdot \theta) = 13801.987 \times (0.003413 + 0.000 \times 0.000613) = 47.103$ (kN/m²)

底面鉛直後端 $q_{v_2} = k_v (v_0 + x \cdot \theta) = 13801.987 \times (0.003413 + 0.600 \times 0.000613) = 52.179$ (kN/m²)

壁面下端 $q_{t1} = 0.000$ (kN/m²)

壁面上端 $q_{tu} = k_t \{ u_0 \cdot \cos \alpha + v_0 \sin \alpha + (B \cdot \sin \alpha + l) \cdot \theta \}$
 $= 3930.130 \times \{ -0.002640 \times \cos 21.801 + 0.003413 \times \sin 21.801$
 $\times (0.600 \times \sin 21.801 + 2.692582) \times 0.000613 \} = 2.369$ (kN/m²)

・地盤反力

壁面垂直 $Q_t = \frac{q_{tu} + q_{t1}}{2} \cdot l_2 = \frac{2.369 + 0.000}{2} \times 1.065794 = 1.262$ (kN/m)

底面鉛直 $Q_v = \frac{q_{v_1} + q_{v_2}}{2} \cdot B = \frac{47.103 + 52.179}{2} \times 0.600 = 29.785$ (kN/m)

底面水平 $Q_H = \Sigma H - Q_t \cdot \cos \alpha = -9.859 - 1.262 \times \cos 21.801 = -11.031$ (kN/m)

底面の地盤反力の偏心量

$$e = \frac{B}{6} \cdot \frac{q_{v_1} - q_{v_2}}{q_{v_1} + q_{v_2}} = \frac{0.600}{6} \times \frac{47.103 - 52.179}{47.103 + 52.179} = -0.005$$
 (m)

4.2.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

$$\text{全鉛直力} \quad \Sigma V = 30.159 \text{ (kN/m)} \quad \cdots \text{ [項目3.6.2] 参照}$$

$$\text{全水平力} \quad \Sigma H = -7.814 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{抵抗モーメント} \quad \Sigma M_r = 20.254 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

$$\text{転倒モーメント} \quad \Sigma M_o = 6.509 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

$$\text{補正係数} \quad \alpha_0 = 1.0$$

$$\text{変形係数 基礎地盤} \quad \alpha_0 \cdot E_{ob} = 20000.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{背面地盤} \quad \alpha_0 \cdot E_{ow} = 10000.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma M = \Sigma M_r - \Sigma M_o = 20.254 - 6.509 = 13.745 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$B' = \sqrt{B \cdot L} = \sqrt{0.600 \times 10.000} = 0.6100 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{l \cdot L} = \sqrt{2.692582 \times 10.000} = 5.1890 \text{ (m)}$$

バネ定数

$$k_v = \frac{1}{0.3} \alpha_0 \cdot E_{ob} \left(\frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3} \times 20000.00 \times \left(\frac{0.6100}{0.3} \right)^{-3/4} = 13801.987 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$k_t = \frac{1}{0.3} \alpha_0 \cdot E_{ow} \left(\frac{l'}{0.3} \right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3} \times 10000.00 \times \left(\frac{5.1890}{0.3} \right)^{-3/4} = 3930.130 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$k_s = \lambda \cdot k_v = 0.5 \times 13801.987 = 6900.994 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

適合条件式が満足する l_1 を反復計算により決定する。その際丸め処理は行わない。

結果 $l_1 = 1.35753 \text{ (m)}$ で適合条件式を満足した。

その計算詳細を以下に記す。

$$l_2 = l - l_1 = 2.692582 - 1.357530 = 1.33505 \text{ (m)}$$

$$\text{塑性場} \quad l_1 = 1.357530 \text{ (m)}$$

$$\text{弾性場} \quad l_2 = 1.335052 \text{ (m)}$$

$$A_{11} = k_s \cdot B + k_t \cdot l_2 \cos^2 \alpha = 6900.994 \times 0.600 + 3930.130 \times 1.335052 \times \cos^2 21.801 = 8663.869005$$

$$A_{12} = k_t \cdot l_2 \sin \alpha \cos \alpha = 3930.130 \times 1.335052 \times \sin 21.801 \times \cos 21.801 = 1809.309042$$

$$\begin{aligned} A_{13} &= k_t \cdot l_2 \cos \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right) \\ &= 3930.130 \times 1.335052 \times \cos 21.801 \times \left(0.600 \times \sin 21.801 + 1.357530 + \frac{1.335052}{2} \right) = 1809.309042 \end{aligned}$$

$$A_{22} = k_v \cdot B + k_t \cdot l_2 \sin^2 \alpha = 13801.987 \times 0.600 + 3930.130 \times 1.335052 \times \sin^2 21.801 = 9004.915817$$

$$\begin{aligned} A_{23} &= \frac{1}{2} k_v \cdot B^2 + k_t \cdot l_2 \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 13801.987 \times 0.600^2 + 3930.130 \times 1.335052 \times \sin 21.801 \times \left(0.600 \times \sin 21.801 + 1.357530 + \frac{1.335052}{2} \right) \\ &= 6864.772897 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_3} &= B \sin \alpha (B \cdot \sin \alpha + 2 l_1 + l_2) + l_1^2 + l_1 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{3} \\ &= 0.600 \times \sin 21.801 \times (0.600 \times \sin 21.801 + 2 \times 1.357530 + 1.335052) \\ &\quad + 1.357530^2 + 1.357530 \times 1.335052 + \frac{1.335052^2}{3} = 5.201508 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{33} &= \frac{1}{3} k_v \cdot B^3 + k_t \cdot l_2 A_{s_3} = \frac{1}{3} \times 13801.987 \times 0.600^3 + 3930.130 \times 1.335052 \times 5.201508 \\ &= 28286.036993 \end{aligned}$$

剛性方程式

$$\begin{Bmatrix} -7.814 \\ 30.159 \\ 13.745 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 8663.869005 & 1809.309042 & 10951.038093 \\ 1809.309042 & 9004.915817 & 6864.772897 \\ 10951.038093 & 6864.772897 & 28286.036993 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

上記方程式より、 u_0 、 v_0 、 θ は次の通り

水平変位 $u_0 = -0.002320$ (m)

鉛直変位 $v_0 = 0.003387$ (m)

回転角 $\theta = 0.000562$ (rad)

適合条件式による確認

$$\begin{aligned} & u_0 \cos \alpha + (v_0 + B \cdot \theta) \sin \alpha + l_1 \cdot \theta \\ &= -0.002320 \times \cos 21.801 + (0.003387 + 0.600 \times 0.000562) \times \sin 21.801 + 1.357530 \times 0.000562 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

求めた変位量と先のバネ定数より地盤反力度と地盤反力を算出する。

・地盤反力度

底面水平 $q_H = k_s \cdot u_0 = 6900.994 \times -0.002320 = -16.007$ (kN/m²)

底面鉛直前端 $q_{v_1} = k_v (v_0 + x \cdot \theta) = 13801.987 \times (0.003387 + 0.000 \times 0.000562) = 46.744$ (kN/m²)

底面鉛直後端 $q_{v_2} = k_v (v_0 + x \cdot \theta) = 13801.987 \times (0.003387 + 0.600 \times 0.000562) = 51.398$ (kN/m²)

壁面下端 $q_{t1} = 0.000$ (kN/m²)

壁面上端 $q_{tu} = k_t \{ u_0 \cdot \cos \alpha + v_0 \sin \alpha + (B \cdot \sin \alpha + l) \cdot \theta \}$
 $= 3930.130 \times \{ -0.002320 \times \cos 21.801 + 0.003387 \times \sin 21.801$
 $\times (0.600 \times \sin 21.801 + 2.692582) \times 0.000562 \} = 2.919$ (kN/m²)

・地盤反力

壁面垂直 $Q_t = \frac{q_{tu} + q_{t1}}{2} \cdot l_2 = \frac{2.919 + 0.000}{2} \times 1.335052 = 1.949$ (kN/m)

底面鉛直 $Q_v = \frac{q_{v_1} + q_{v_2}}{2} \cdot B = \frac{46.744 + 51.398}{2} \times 0.600 = 29.443$ (kN/m)

底面水平 $Q_H = \Sigma H - Q_t \cdot \cos \alpha = -7.814 - 1.949 \times \cos 21.801 = -9.624$ (kN/m)

底面の地盤反力の偏心量

$$e = \frac{B}{6} \cdot \frac{q_{v_1} - q_{v_2}}{q_{v_1} + q_{v_2}} = \frac{0.600}{6} \times \frac{46.744 - 51.398}{46.744 + 51.398} = -0.005$$
 (m)

4.2.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

$$\begin{aligned} \text{全鉛直力} \quad \Sigma V &= 29.144 \text{ (kN/m)} \quad \cdots \text{ [項目3.6.3] 参照} \\ \text{全水平力} \quad \Sigma H &= -13.737 \text{ (kN/m)} \\ \text{抵抗モーメント} \quad \Sigma M_r &= 19.418 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \\ \text{転倒モーメント} \quad \Sigma M_o &= 12.645 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)} \end{aligned}$$

$$\text{補正係数} \quad \alpha_0 = 2.0$$

$$\text{変形係数 基礎地盤} \quad \alpha_0 \cdot E_{ob} = 40000.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{背面地盤} \quad \alpha_0 \cdot E_{ow} = 20000.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma M = \Sigma M_r - \Sigma M_o = 19.418 - 12.645 = 6.773 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$B' = \sqrt{B \cdot L} = \sqrt{0.600 \times 10.000} = 0.6080 \text{ (m)}$$

$$l' = \sqrt{l \cdot L} = \sqrt{2.692582 \times 10.000} = 5.1890 \text{ (m)}$$

バネ定数

$$k_v = \frac{1}{0.3} \alpha_0 \cdot E_{ob} \left(\frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3} \times 40000.00 \times \left(\frac{0.6080}{0.3} \right)^{-3/4} = 27603.973 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$k_t = \frac{1}{0.3} \alpha_0 \cdot E_{ow} \left(\frac{l'}{0.3} \right)^{-3/4} = \frac{1}{0.3} \times 20000.00 \times \left(\frac{5.1890}{0.3} \right)^{-3/4} = 7860.260 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

$$k_s = \lambda \cdot k_v = 0.5 \times 27603.973 = 13801.987 \text{ (KN/m}^3\text{)}$$

適合条件式が満足する l_1 を反復計算により決定する。その際丸め処理は行わない。

結果 $l_1 = 1.98297 \text{ (m)}$ で適合条件式を満足した。

その計算詳細を以下に記す。

$$l_2 = l - l_1 = 2.692582 - 1.982968 = 0.709614 \text{ (m)}$$

$$\text{塑性場} \quad l_1 = 1.982968 \text{ (m)}$$

$$\text{弾性場} \quad l_2 = 0.709614 \text{ (m)}$$

$$A_{11} = k_s \cdot B + k_t \cdot l_2 \cos^2 \alpha = 13801.987 \times 0.600 + 7860.260 \times 0.709614 \times \cos^2 21.801 = 13089.626603$$

$$A_{12} = k_t \cdot l_2 \sin \alpha \cos \alpha = 7860.260 \times 0.709614 \times \sin 21.801 \times \cos 21.801 = 1923.373761$$

$$\begin{aligned} A_{13} &= k_t \cdot l_2 \cos \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right) \\ &= 7860.260 \times 0.709614 \times \cos 21.801 \times \left(0.600 \times \sin 21.801 + 1.982968 + \frac{0.709614}{2} \right) = 1923.373761 \end{aligned}$$

$$A_{22} = k_v \cdot B + k_t \cdot l_2 \sin^2 \alpha = 27603.973 \times 0.600 + 7860.260 \times 0.709614 \times \sin^2 21.801 = 17331.733304$$

$$\begin{aligned} A_{23} &= \frac{1}{2} k_v \cdot B^2 + k_t \cdot l_2 \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + l_1 + \frac{l_2}{2} \right) \\ &= \frac{1}{2} \times 27603.973 \times 0.600^2 + 7860.260 \times 0.709614 \times \sin 21.801 \times \left(0.600 \times \sin 21.801 + 1.982968 + \frac{0.709614}{2} \right) \\ &= 10273.108547 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s_3} &= B \sin \alpha \left(B \cdot \sin \alpha + 2 l_1 + l_2 \right) + l_1^2 + l_1 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{3} \\ &= 0.600 \times \sin 21.801 \times \left(0.600 \times \sin 21.801 + 2 \times 1.982968 + 0.709614 \right) \\ &\quad + 1.982968^2 + 1.982968 \times 0.709614 + \frac{0.709614^2}{3} = 6.598675 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{33} &= \frac{1}{3} k_v \cdot B^3 + k_t \cdot l_2 A_{s_3} = \frac{1}{3} \times 27603.973 \times 0.600^3 + 7860.260 \times 0.709614 \times 6.598675 \\ &= 38793.468705 \end{aligned}$$

剛性方程式

$$\begin{Bmatrix} -13.737 \\ 29.144 \\ 6.773 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 13089.626603 & 1923.373761 & 13260.983517 \\ 1923.373761 & 17331.733304 & 10273.108547 \\ 13260.983517 & 10273.108547 & 38793.468705 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \theta \end{Bmatrix}$$

上記方程式より、 u_0 、 v_0 、 θ は次の通り

$$\text{水平変位 } u_0 = -0.001560 \text{ (m)}$$

$$\text{鉛直変位 } v_0 = 0.001702 \text{ (m)}$$

$$\text{回転角 } \theta = 0.000257 \text{ (rad)}$$

適合条件式による確認

$$\begin{aligned} & u_0 \cos \alpha + (v_0 + B \cdot \theta) \sin \alpha + l_1 \cdot \theta \\ &= -0.001560 \times \cos 21.801 + (0.001702 + 0.600 \times 0.000257) \times \sin 21.801 + 1.982968 \times 0.000257 \\ &= 0.000 \end{aligned}$$

求めた変位量と先のバネ定数より地盤反力度と地盤反力を算出する。

・地盤反力度

$$\text{底面水平} \quad q_H = k_s \cdot u_0 = 13801.987 \times -0.001560 = -21.531 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{底面鉛直前端} \quad q_{v_1} = k_v (v_0 + x \cdot \theta) = 27603.973 \times (0.001702 + 0.000 \times 0.000257) = 46.990 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{底面鉛直後端} \quad q_{v_2} = k_v (v_0 + x \cdot \theta) = 27603.973 \times (0.001702 + 0.600 \times 0.000257) = 51.248 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{壁面下端} \quad q_{t1} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} \text{壁面上端} \quad q_{tu} &= k_t \{ u_0 \cdot \cos \alpha + v_0 \sin \alpha + (B \cdot \sin \alpha + l) \cdot \theta \} \\ &= 7860.260 \times \{ -0.001560 \times \cos 21.801 + 0.001702 \times \sin 21.801 \\ &\quad \times (0.600 \times \sin 21.801 + 2.692582) \times 0.000257 \} = -0.525 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

・地盤反力

$$\text{壁面垂直} \quad Q_t = \frac{q_{tu} + q_{t1}}{2} \cdot l_2 = \frac{-0.525 + 0.000}{2} \times 0.709614 = -0.186 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{底面鉛直} \quad Q_v = \frac{q_{v_1} + q_{v_2}}{2} \cdot B = \frac{46.990 + 51.248}{2} \times 0.600 = 29.471 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{底面水平} \quad Q_H = \Sigma H - Q_t \cdot \cos \alpha = -13.737 - (-0.186 \times \cos 21.801) = -13.564 \text{ (kN/m)}$$

底面の地盤反力の偏心量

$$e = \frac{B}{6} \cdot \frac{q_{v_1} - q_{v_2}}{q_{v_1} + q_{v_2}} = \frac{0.600}{6} \times \frac{46.990 - 51.248}{46.990 + 51.248} = -0.004 \text{ (m)}$$

4.3 極限支持力の計算

4.3.1 計算方法

次式により求める地盤の極限支持力と地盤反力による安全率が所要安全率以上であることを照査する。

$$F_b = \frac{q_d \cdot B_e}{Q_v} \geq F_{ba}$$

$$q_d = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \frac{B_e}{L}, \quad \beta = 1 - 0.4 \frac{B_e}{L}, \quad \kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B_e}$$

$$N_c = \frac{\cos \phi}{X} \left\{ \frac{\sin \omega}{\cos(\omega - \phi)} + \frac{1}{\sin \phi} (e^{2\varepsilon \tan \phi} - 1) + e^{2\varepsilon \tan \phi} \right\}$$

$$N_q = \frac{1 + \sin \phi}{X} e^{2\varepsilon \tan \phi}$$

$$Z_1 = \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) (1 + \sin \phi) e^{3\varepsilon \tan \phi}$$

$$Z_2 = \frac{\sin \omega \cdot \cos \omega \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi)}$$

$$Z_3 = \frac{e^{3\varepsilon \tan \phi} \{ \sin(\omega + \varepsilon) + 3 \tan \phi \cdot \cos(\omega + \varepsilon) \} - \sin \omega - 3 \tan \phi \cdot \cos \omega}{9 \tan^2 \phi + 1}$$

$$N_r = \frac{\cos(\omega - \phi)}{X \cdot \cos \phi} (Z_1 - Z_2 - Z_3)$$

$$X = \frac{\cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} (\cos \omega + \tan \theta \cdot \sin \omega)$$

$$\varepsilon = \frac{3\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \omega$$

- ここに、 q_d : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 α, β : 基礎の形状係数
 κ : 根入れ効果に対する割増し係数
 c : 支持地盤の粘着力 = 0.000 (kN/m²)
 q : 上載荷重 = 17.000 (kN/m²)
 $q = \gamma_1 \cdot D_f' + \gamma_2 \cdot D_f = 16.000 \times 0.500 + 18.000 \times 0.500$
 B_e : 荷重の偏心を考慮した底面の有効幅、 $B_e = B - 2e$ (m)
 B : 擁壁底面幅 = 0.600 (m)
 L : 擁壁1ブロックの長さ = 10.000 (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)
 D_f' : 支持地盤への根入れ深さ = 0.500 (m)
 N_c, N_q, N_r : 上界法より求められた式による
 ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角 = 30.000 (°) = 0.523599 (rad)
 θ : 底面の地盤反力の傾斜角 $\theta = \tan^{-1}(-Q_H/Q_v)$
 Q_H : 底面の水平地盤反力 (kN/m)
 Q_v : 底面の鉛直地盤反力 (kN/m)
 S_c, S_q, S_r : 支持力係数の寸法効果に対する補正係数
 $S_c = (c^*)^\lambda$ 、 $S_q = (q^*)^\nu$ 、 $S_r = (B^*)^\mu$
 λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$
 c^* : $c^* = c/c_0$ 、ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$
 c_0 : 10 (kN/m²)
 q^* : $q^* = q/q_0$ 、ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$
 q_0 : 10 (kN/m²)
 B^* : $B^* = B'/B_0$ 、ただし、 $1 \leq B^*$
 B_0 : 1.0 (m)

4.3.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

底面の水平地盤反力 $Q_H = -11.031$ (kN/m) … [項目4.2.2] 参照

底面の鉛直地盤反力 $Q_v = 29.785$ (kN/m)

底面の有効幅 $B_e = 0.610$ (m)

$$\theta = \tan^{-1} \frac{-Q_H}{Q_v} = \tan^{-1} \frac{11.031}{29.785} = 0.354691 \text{ (rad)}$$

ω を変化させ q_d の最小値を探索した結果、 $\omega = 1.654232$ (rad) となった。その時の計算詳細を以下に記す。

$$\varepsilon = \frac{3\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \omega = \frac{3\pi}{4} + \frac{0.523599}{2} - 1.654232 = 0.963762 \text{ (rad)}$$

$$\begin{aligned} X &= \frac{\cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} (\cos \omega + \tan \theta \cdot \sin \omega) \\ &= \frac{\cos 0.523599}{\cos(1.654232 - 0.523599)} \times (\cos 1.654232 + \tan 0.354691 \times \sin 1.654232) = 0.580741 \end{aligned}$$

$$e^{2\varepsilon \tan \phi} = e^{2 \times 0.963762 \tan 0.523599} = 3.043040$$

$$e^{3\varepsilon \tan \phi} = e^{3 \times 0.963762 \tan 0.523599} = 5.308374$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{\cos \phi}{X} \left\{ \frac{\sin \omega}{\cos(\omega - \phi)} + \frac{1}{\sin \phi} (e^{2\varepsilon \tan \phi} - 1) + e^{2\varepsilon \tan \phi} \right\} \\ &= \frac{\cos 0.523599}{0.580741} \times \left\{ \frac{\sin 1.654232}{\cos(1.654232 + 0.523599)} + \frac{1}{\sin 0.523599} \times (3.04304 - 1) + 3.04304 \right\} \\ &= 14.119 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_q &= \frac{1 + \sin \phi}{X} e^{2\varepsilon \tan \phi} = \frac{1 + \sin 0.523599}{0.580741} \times 3.04304 \\ &= 7.860 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_1 &= \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) (1 + \sin \phi) e^{3\varepsilon \tan \phi} \\ &= \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{0.523599}{2} \right) \times (1 + \sin 0.523599) \times 5.308374 = 3.981280 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_2 &= \frac{\sin \omega \cdot \cos \omega \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} \\ &= \frac{\sin 1.654232 \times \cos 1.654232 \times \cos 0.523599}{\cos(1.654232 - 0.523599)} = -0.168798 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sin(\omega + \varepsilon) + 3 \tan \phi \cdot \cos(\omega + \varepsilon) &= \\ \sin(1.654232 + 0.963762) + 3 \times \tan 0.523599 \times \cos(1.654232 + 0.963762) &= -1.000001 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_3 &= \frac{e^{3\varepsilon \tan \phi} \{ \sin(\omega + \varepsilon) + 3 \tan \phi \cdot \cos(\omega + \varepsilon) \} - \sin \omega - 3 \tan \phi \cdot \cos \omega}{9 \tan^2 \phi + 1} \\ &= \frac{5.308374 \times -1.000001 - \sin 1.654232 - 3 \times \tan 0.523599 \times \cos 1.654232}{9 \times \tan^2 0.523599 + 1} \\ &= -1.540137 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_r &= \frac{\cos(\omega - \phi)}{X \cdot \cos \phi} (Z_1 - Z_2 - Z_3) \\ &= \frac{\cos(1.654232 - 0.523599)}{0.580741 \times \cos 0.523599} (3.98128 - -0.168798 - -1.000001) \\ &= 4.821 \end{aligned}$$

上界法の式より、

$$N_c = 14.119, N_q = 7.860, N_r = 4.821$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \frac{B'}{L} = 1 + 0.3 \times \frac{0.610}{10.000} = 1.0183$$

$$\beta = 1 - 0.4 \frac{B'}{L} = 1 - 0.4 \times \frac{0.610}{10.000} = 0.9756$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B'} = 1 + 0.3 \times \frac{0.500}{0.610} = 1.2459$$

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.000}{10} = 0.000 \quad \therefore c^* = 1.000$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{17.000}{10} = 1.700$$

$$B^* = \frac{B'}{B_0} = \frac{0.610}{1} = 0.610 \quad \therefore B^* = 1.000$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = 1.000^{-1/3} = 1.0000$$

$$S_q = (q^*)^\lambda = 1.700^{-1/3} = 0.8379$$

$$S_r = (B^*)^\lambda = 1.000^{-1/3} = 1.0000$$

極限支持力

$$\begin{aligned} q_d &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r \\ &= 1.0183 \times 1.2459 \times 0.000 \times 14.119 \times 1.000 + 1.2459 \times 17.000 \times 7.860 \times 0.838 \\ &\quad + \frac{1}{2} \times 16.000 \times 0.9756 \times 0.610 \times 4.821 \times 1.0000 = 162.444 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

底面の地盤反力に対する安全率

$$F_b = \frac{q_d \cdot B_e}{Q_v} = \frac{162.444 \times 0.610}{29.785} = 3.327 \geq F_{ba} = 3.000 \quad \dots \text{OK}$$

4.3.1 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

底面の水平地盤反力 $Q_H = -9.624$ (kN/m) … [項目4.2.3] 参照

底面の鉛直地盤反力 $Q_v = 29.443$ (kN/m)

底面の有効幅 $B_e = 0.610$ (m)

$$\theta = \tan^{-1} \frac{-Q_H}{Q_v} = \tan^{-1} \frac{9.624}{29.443} = 0.315921 \text{ (rad)}$$

ω を変化させ q_d の最小値を探索した結果、 $\omega = 1.593487$ (rad) となった。その時の計算詳細を以下に記す。

$$\varepsilon = \frac{3\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \omega = \frac{3\pi}{4} + \frac{0.523599}{2} - 1.593487 = 1.024507 \text{ (rad)}$$

$$\begin{aligned} X &= \frac{\cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} (\cos \omega + \tan \theta \cdot \sin \omega) \\ &= \frac{\cos 0.523599}{\cos(1.593487 - 0.523599)} \times (\cos 1.593487 + \tan 0.315921 \times \sin 1.593487) = 0.548401 \end{aligned}$$

$$e^{2\varepsilon \tan \phi} = e^{2 \times 1.024507 \tan 0.523599} = 3.264150$$

$$e^{3\varepsilon \tan \phi} = e^{3 \times 1.024507 \tan 0.523599} = 5.897326$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{\cos \phi}{X} \left\{ \frac{\sin \omega}{\cos(\omega - \phi)} + \frac{1}{\sin \phi} (e^{2\varepsilon \tan \phi} - 1) + e^{2\varepsilon \tan \phi} \right\} \\ &= \frac{\cos 0.523599}{0.548401} \times \left\{ \frac{\sin 1.593487}{\cos(1.593487 + 0.523599)} + \frac{1}{\sin 0.523599} \times (3.26415 - 1) + 3.26415 \right\} \\ &= 15.593 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_q &= \frac{1 + \sin \phi}{X} e^{2\varepsilon \tan \phi} = \frac{1 + \sin 0.523599}{0.548401} \times 3.26415 \\ &= 8.928 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_1 &= \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) (1 + \sin \phi) e^{3\varepsilon \tan \phi} \\ &= \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{0.523599}{2} \right) \times (1 + \sin 0.523599) \times 5.897326 = 4.422994 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_2 &= \frac{\sin \omega \cdot \cos \omega \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} \\ &= \frac{\sin 1.593487 \times \cos 1.593487 \times \cos 0.523599}{\cos(1.593487 - 0.523599)} = -0.040906 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sin(\omega + \varepsilon) + 3 \tan \phi \cdot \cos(\omega + \varepsilon) &= \\ \sin(1.593487 + 1.024507) + 3 \times \tan 0.523599 \times \cos(1.593487 + 1.024507) &= -1.000001 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_3 &= \frac{e^{3\varepsilon \tan \phi} \{ \sin(\omega + \varepsilon) + 3 \tan \phi \cdot \cos(\omega + \varepsilon) \} - \sin \omega - 3 \tan \phi \cdot \cos \omega}{9 \tan^2 \phi + 1} \\ &= \frac{5.897326 \times -1.000001 - \sin 1.593487 - 3 \times \tan 0.523599 \times \cos 1.593487}{9 \times \tan^2 0.523599 + 1} \\ &= -1.714443 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_r &= \frac{\cos(\omega - \phi)}{X \cdot \cos \phi} (Z_1 - Z_2 - Z_3) \\ &= \frac{\cos(1.593487 - 0.523599)}{0.548401 \times \cos 0.523599} (4.422994 - -0.040906 - -1.000001) \\ &= 6.247 \end{aligned}$$

上界法の式より、

$$N_c = 15.593, N_q = 8.928, N_r = 6.247$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \frac{B'}{L} = 1 + 0.3 \times \frac{0.610}{10.000} = 1.0183$$

$$\beta = 1 - 0.4 \frac{B'}{L} = 1 - 0.4 \times \frac{0.610}{10.000} = 0.9756$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B'} = 1 + 0.3 \times \frac{0.500}{0.610} = 1.2459$$

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.000}{10} = 0.000 \quad \therefore c^* = 1.000$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{17.000}{10} = 1.700$$

$$B^* = \frac{B'}{B_0} = \frac{0.610}{1} = 0.610 \quad \therefore B^* = 1.000$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = 1.000^{-1/3} = 1.0000$$

$$S_q = (q^*)^\lambda = 1.700^{-1/3} = 0.8379$$

$$S_r = (B^*)^\lambda = 1.000^{-1/3} = 1.0000$$

極限支持力

$$\begin{aligned} q_d &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r \\ &= 1.0183 \times 1.2459 \times 0.000 \times 15.593 \times 1.000 + 1.2459 \times 17.000 \times 8.928 \times 0.838 \\ &\quad + \frac{1}{2} \times 16.000 \times 0.9756 \times 0.610 \times 6.247 \times 1.0000 = 188.186 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

底面の地盤反力に対する安全率

$$F_b = \frac{q_d \cdot B_e}{Q_v} = \frac{188.186 \times 0.610}{29.443} = 3.899 \geq F_{ba} = 3.000 \quad \cdots \text{OK}$$

4.3.1 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

底面の水平地盤反力 $Q_H = -13.564$ (kN/m) … [項目4.2.4] 参照

底面の鉛直地盤反力 $Q_v = 29.471$ (kN/m)

底面の有効幅 $B_e = 0.608$ (m)

$$\theta = \tan^{-1} \frac{-Q_H}{Q_v} = \tan^{-1} \frac{13.564}{29.471} = 0.431344 \text{ (rad)}$$

ω を変化させ q_d の最小値を探索した結果、 $\omega = 1.787891$ (rad) となった。その時の計算詳細を以下に記す。

$$\varepsilon = \frac{3\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \omega = \frac{3\pi}{4} + \frac{0.523599}{2} - 1.787891 = 0.830103 \text{ (rad)}$$

$$\begin{aligned} X &= \frac{\cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} (\cos \omega + \tan \theta \cdot \sin \omega) \\ &= \frac{\cos 0.523599}{\cos(1.787891 - 0.523599)} \times (\cos 1.787891 + \tan 0.431344 \times \sin 1.787891) = 0.671781 \end{aligned}$$

$$e^{2\varepsilon \tan \phi} = e^{2 \times 0.830103 \tan 0.523599} = 2.607836$$

$$e^{3\varepsilon \tan \phi} = e^{3 \times 0.830103 \tan 0.523599} = 4.211342$$

$$\begin{aligned} N_c &= \frac{\cos \phi}{X} \left\{ \frac{\sin \omega}{\cos(\omega - \phi)} + \frac{1}{\sin \phi} (e^{2\varepsilon \tan \phi} - 1) + e^{2\varepsilon \tan \phi} \right\} \\ &= \frac{\cos 0.523599}{0.671781} \times \left\{ \frac{\sin 1.787891}{\cos(1.787891 + 0.523599)} + \frac{1}{\sin 0.523599} \times (2.607836 - 1) + 2.607836 \right\} \\ &= 11.680 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_q &= \frac{1 + \sin \phi}{X} e^{2\varepsilon \tan \phi} = \frac{1 + \sin 0.523599}{0.671781} \times 2.607836 \\ &= 5.823 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_1 &= \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) (1 + \sin \phi) e^{3\varepsilon \tan \phi} \\ &= \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{0.523599}{2} \right) \times (1 + \sin 0.523599) \times 4.211342 = 3.158506 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_2 &= \frac{\sin \omega \cdot \cos \omega \cdot \cos \phi}{\cos(\omega - \phi)} \\ &= \frac{\sin 1.787891 \times \cos 1.787891 \times \cos 0.523599}{\cos(1.787891 - 0.523599)} = -0.603715 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sin(\omega + \varepsilon) + 3 \tan \phi \cdot \cos(\omega + \varepsilon) &= \\ \sin(1.787891 + 0.830103) + 3 \times \tan 0.523599 \times \cos(1.787891 + 0.830103) &= -1.000001 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_3 &= \frac{e^{3\varepsilon \tan \phi} \{ \sin(\omega + \varepsilon) + 3 \tan \phi \cdot \cos(\omega + \varepsilon) \} - \sin \omega - 3 \tan \phi \cdot \cos \omega}{9 \tan^2 \phi + 1} \\ &= \frac{4.211342 \times -1.000001 - \sin 1.787891 - 3 \times \tan 0.523599 \times \cos 1.787891}{9 \times \tan^2 0.523599 + 1} \\ &= -1.203699 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_r &= \frac{\cos(\omega - \phi)}{X \cdot \cos \phi} (Z_1 - Z_2 - Z_3) \\ &= \frac{\cos(1.787891 - 0.523599)}{0.671781 \times \cos 0.523599} (3.158506 - -0.603715 - -1.000001) \\ &= 2.575 \end{aligned}$$

上界法の式より、

$$N_c = 11.680, N_q = 5.823, N_r = 2.575$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \frac{B'}{L} = 1 + 0.3 \times \frac{0.608}{10.000} = 1.0182$$

$$\beta = 1 - 0.4 \frac{B'}{L} = 1 - 0.4 \times \frac{0.608}{10.000} = 0.9757$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \frac{D_f'}{B'} = 1 + 0.3 \times \frac{0.500}{0.608} = 1.2467$$

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{0.000}{10} = 0.000 \quad \therefore c^* = 1.000$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{17.000}{10} = 1.700$$

$$B^* = \frac{B'}{B_0} = \frac{0.608}{1} = 0.608 \quad \therefore B^* = 1.000$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = 1.000^{-1/3} = 1.0000$$

$$S_q = (q^*)^\lambda = 1.700^{-1/3} = 0.8379$$

$$S_r = (B^*)^\lambda = 1.000^{-1/3} = 1.0000$$

極限支持力

$$\begin{aligned} q_d &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_r \cdot S_r \\ &= 1.0182 \times 1.2467 \times 0.000 \times 11.680 \times 1.000 + 1.2467 \times 17.000 \times 5.823 \times 0.838 \\ &\quad + \frac{1}{2} \times 16.000 \times 0.9757 \times 0.608 \times 2.575 \times 1.0000 = 115.627 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

底面の地盤反力に対する安全率

$$F_b = \frac{q_d \cdot B_e}{Q_v} = \frac{115.627 \times 0.608}{29.471} = 2.385 \geq F_{ba} = 2.000 \quad \dots \text{OK}$$

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 = 0.600 (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 $\Sigma H = 9.859$ (kN/m) … [項目3.6.1] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 30.214$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.100$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.600 - 2 \times 0.100 = 0.400 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{30.214 \times 0.577 + 0.000 \times 0.400}{9.859} = 1.769$$

$$F_s = 1.769 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.4.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

- 全水平力 $\Sigma H = 7.814$ (kN/m) … [項目3.6.2] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 30.159$ (kN/m)
偏心距離 $e = -0.156$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.600 - 2 \times 0.156 = 0.288 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{30.159 \times 0.577 + 0.000 \times 0.288}{7.814} = 2.228$$

$$F_s = 2.228 \geq F_a = 1.500 \quad \dots \text{OK}$$

4.4.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

- 全水平力 $\Sigma H = 13.737$ (kN/m) … [項目3.6.3] 参照
全鉛直力 $\Sigma V = 29.144$ (kN/m)
偏心距離 $e = 0.068$ (m)

$$B' = B - 2|e| = 0.600 - 2 \times 0.068 = 0.464 \text{ (m)}$$

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + c_B \cdot B'}{\Sigma H} = \frac{29.144 \times 0.577 + 0.000 \times 0.464}{13.737} = 1.225$$

$$F_s = 1.225 \geq F_a = 1.200 \quad \dots \text{OK}$$

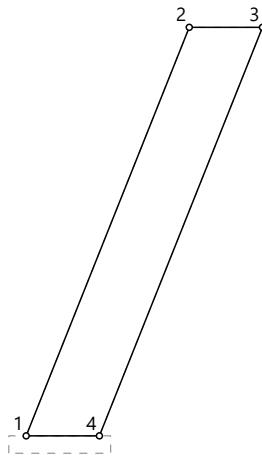
4.5 安定計算結果一覧

| 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 | 支持力の検討 |
|----|-------------|-----|----|------------------------------|-------------------------------|--|-------------------------------|
| 1 | 自重+載荷重(自動車) | 常時 | 無視 | $e = -0.100$ ≤ 0.100 | $F_s = 1.769$ ≥ 1.500 | $q_{max} = 47.103$ $q_{min} = 52.179$ | $F_b = 3.327$ ≥ 3.000 |
| | | | | → OK | → OK | → OK | |
| 2 | 自重+載荷重(群集) | 常時 | 無視 | $e = -0.156$ ≤ 0.100 | $F_s = 2.228$ ≥ 1.500 | $q_{max} = 46.744$ $q_{min} = 51.398$ | $F_b = 3.899$ ≥ 3.000 |
| | | | | → OK | → OK | → OK | |
| 3 | 自重+慣性力 | 地震時 | 無視 | $e = 0.068$ ≤ 0.200 | $F_s = 1.225$ ≥ 1.200 | $q_{max} = 46.990$ $q_{min} = 51.248$ | $F_b = 2.385$ ≥ 2.000 |
| | | | | → 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 | -0.215 | 0.000 | 0.258488 | 0.921600 | -0.176172 |
| 2 | 0.745 | 2.400 | 0.516976 | 1.240742 | 0.000000 |
| 3 | 1.175 | 2.400 | 0.258488 | -0.921600 | 0.672468 |
| 4 | 0.215 | 0.000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| 1 | -0.215 | 0.000 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 1.033952 | 1.240742 | 0.496297 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 1.034$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.496297}{1.033952} = 0.480$ (m)

$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{1.240742}{1.033952} = 1.200$ (m)

単位重量 $\gamma = 23.000$ (kN/m³)

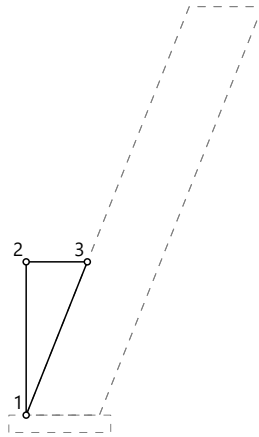
重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 1.034 \times 23.000 = 23.782$ (kN)

慣性力 $H_c = W_c \cdot k_H = 23.782 \times 0.120 = 2.854$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 23.782 \times 0.480 = 11.415$ (kN·m)

$M_y = H_c \cdot Y_c = 2.854 \times 1.200 = 3.425$ (kN·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 ²) | 断面一次モーメント | |
|----------|-----------|-----------|--------------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | X_i (m) | Y_i (m) | | G_x (m ³) | G_y (m ³) |
| 1 | 0.100 | 0.100 | -0.045000 | 0.000000 | -0.004500 |
| 2 | 0.100 | 1.000 | 0.180000 | 0.180000 | 0.000000 |
| 3 | 0.460 | 1.000 | 0.027000 | -0.066600 | 0.040140 |
| 1 | 0.100 | 0.100 | 0.000000 | 0.000000 | 0.000000 |
| Σ | | | 0.162000 | 0.113400 | 0.035640 |

体積 $V_c = \Sigma A_c \times 1.000 = 0.162$ (m³)

重心位置 $X_c = \frac{\Sigma G_y}{\Sigma A_c} = \frac{0.035640}{0.162000} = 0.220$ (m)

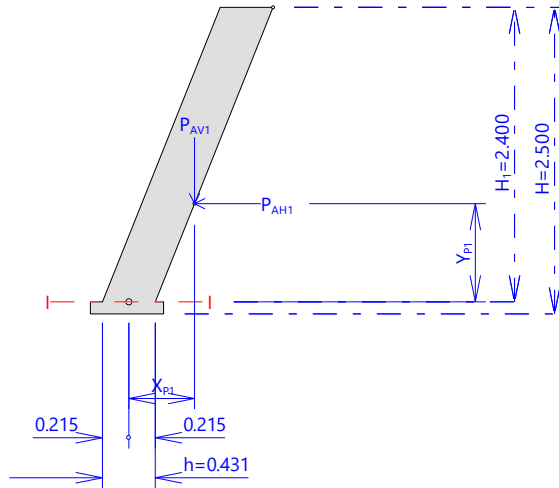
$Y_c = \frac{\Sigma G_x}{\Sigma A_c} = \frac{0.113400}{0.162000} = 0.700$ (m)

単位重量 $\gamma = 19.000$ (kN/m³)

重量 $W_c = V_c \cdot \gamma = 0.162 \times 19.000 = 3.078$ (kN)

モーメント $M_x = W_c \cdot X_c = 3.078 \times 0.220 = 0.677$ (kN·m)

5.1.3 土 圧



$$Y_{P_1} = \frac{1}{3} H_1 = \frac{1}{3} \times 2.400 = 0.800 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = \frac{H_1}{3} \tan(-\alpha) + X_o = \frac{2.400}{3} \times \tan 21.801 + 0.215 = 0.536 \text{ (m)}$$

5.1.3.1 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 $P_A = 9.863 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.5.2] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 9.863}{19.000 \times 2.500^2} = 0.166$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.400^2 \times 0.166 = 9.084 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 9.084 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.243 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 9.084 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 9.081 \text{ (kN/m)}$$

5.1.3.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

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

主働土圧 $P_A = 7.817 \text{ (kN/m)}$ … [項目3.5.3] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 7.817}{19.000 \times 2.500^2} = 0.132$$

$$P_{A_1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.400^2 \times 0.132 = 7.223 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV_1} = P_{A_1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 7.223 \times \sin(-21.801 + 23.333) = 0.193 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH_1} = P_{A_1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 7.223 \times \cos(-21.801 + 23.333) = 7.220 \text{ (kN/m)}$$

5.1.3.3 荷重ケース.3 - 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 $P_A = 10.747$ (kN/m) … [項目3.5.4] 参照

$$K_A = \frac{2P_A}{\gamma \cdot H^2} = \frac{2 \times 10.747}{19.000 \times 2.500^2} = 0.181$$

$$P_{A1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H_1^2 \cdot K_A = \frac{1}{2} \times 19.000 \times 2.400^2 \times 0.181 = 9.904 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AV1} = P_{A1} \cdot \sin(\alpha + \delta) = 9.904 \times \sin(-21.801 + 17.500) = -0.743 \text{ (kN/m)}$$

$$P_{AH1} = P_{A1} \cdot \cos(\alpha + \delta) = 9.904 \times \cos(-21.801 + 17.500) = 9.876 \text{ (kN/m)}$$

5.1.4 壁面地盤反力による断面力

5.1.4.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

安定計算で算出した、壁面地盤反力を元に断面位置より上部の壁面に作用する地盤反力による断面力を求める。

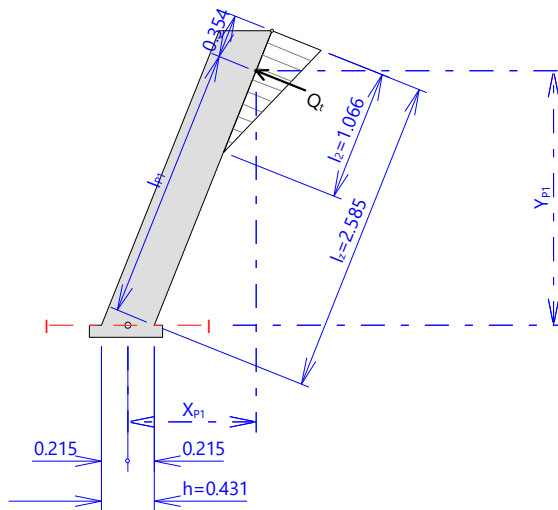
壁面地盤反力度 上端 $q_{tu} = 2.369$ (kN/m²)

壁面地盤反力度 下端 $q_{td} = 0.000$ (kN/m²)

壁面地盤反力 $Q_t = 1.262$ (kN/m)

壁面地盤反力長 $l_z = 1.066$ (m)

壁面背面傾斜角度 $\theta = 21.801$ (°)



$$l_{P1} = l_z - \frac{l_z^2}{3} = 2.585 - \frac{1.066^2}{3} = 2.230 \text{ (m)}$$

$$X_{P1} = l_{P1} \cdot \sin \theta + \Delta X = 2.230 \times \sin 21.801 + 0.215 = 1.044 \text{ (m)}$$

$$Y_{P1} = l_{P1} \cdot \cos \theta = 2.230 \times \cos 21.801 = 2.071 \text{ (m)}$$

$$S = Q_t \cdot \cos \theta = 1.262 \times \cos 21.801 = 1.172 \text{ (kN/m)}$$

$$N = -Q_t \cdot \sin \theta = -1.262 \times \sin 21.801 = -0.469 \text{ (kN/m)}$$

5.1.4.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

安定計算で算出した、壁面地盤反力を元に断面位置より上部の壁面に作用する地盤反力による断面力を求める。

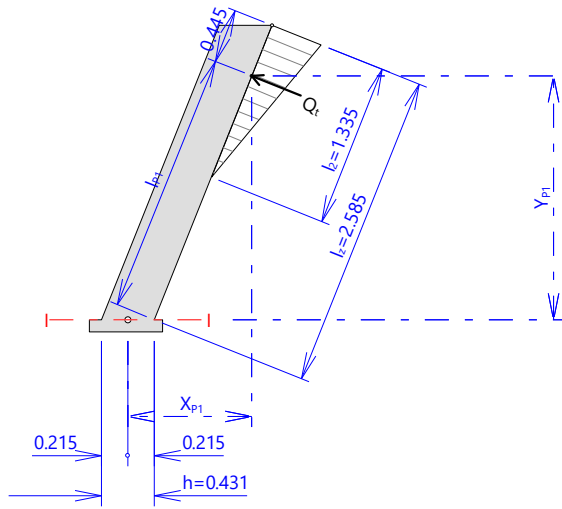
壁面地盤反力度 上端 $q_{tu} = 2.919$ (kN/m²)

壁面地盤反力度 下端 $q_{td} = 0.000$ (kN/m²)

壁面地盤反力 $Q_t = 1.949$ (kN/m)

壁面地盤反力長 $l_z = 1.335$ (m)

壁面背面傾斜角度 $\theta = 21.801$ (°)



$$l_{P_1} = l_z - \frac{l_2}{3} = 2.585 - \frac{1.335}{3} = 2.140 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = l_{P_1} \cdot \sin \theta + \Delta X = 2.140 \times \sin 21.801 + 0.215 = 1.011 \text{ (m)}$$

$$Y_{P_1} = l_{P_1} \cdot \cos \theta = 2.140 \times \cos 21.801 = 1.987 \text{ (m)}$$

$$S = Q_t \cdot \cos \theta = 1.949 \times \cos 21.801 = 1.810 \text{ (kN/m)}$$

$$N = -Q_t \cdot \sin \theta = -1.949 \times \sin 21.801 = -0.724 \text{ (kN/m)}$$

5.1.4.3 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

安定計算で算出した、壁面地盤反力を元に断面位置より上部の壁面に作用する地盤反力による断面力を求める。

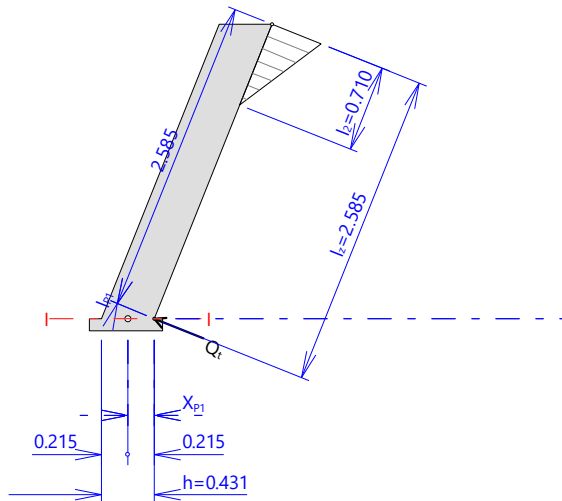
壁面地盤反力度 上端 $q_{tu} = -0.525 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

壁面地盤反力度 下端 $q_{td} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

壁面地盤反力 $Q_t = -0.186 \text{ (kN/m)}$

壁面地盤反力長 $l_2 = 0.710 \text{ (m)}$

壁面背面傾斜角度 $\theta = 21.801 \text{ (}^\circ\text{)}$



$$l_{P_1} = l_z - \frac{l_2}{3} = 2.585 - \frac{0.710}{3} = 2.585 \text{ (m)}$$

$$X_{P_1} = l_{P_1} \cdot \sin \theta + \Delta X = 2.585 \times \sin 21.801 + 0.215 = 0.216 \text{ (m)}$$

$$Y_{P_1} = l_{P_1} \cdot \cos \theta = 2.585 \times \cos 21.801 = 2.387 \text{ (m)}$$

$$S = Q_t \cdot \cos \theta = -0.186 \times \cos 21.801 = -0.172 \text{ (kN/m)}$$

$$N = -Q_t \cdot \sin \theta = -(-0.186) \times \sin 21.801 = 0.068 \text{ (kN/m)}$$

5.1.5 作用力の集計

5.1.5.1 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

| 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 | 23.782 | 0.000 | 0.480 | 0.000 | -11.415 | 項目5.1.1 参照 |
| 前面土 | 3.078 | 0.000 | -0.095 | 0.000 | 0.292 | 項目5.1.2 参照 |
| 土 圧 | 0.243 | 9.081 | 0.536 | 0.800 | 7.135 | 項目5.1.3.1 参照 |
| 壁面地盤反力 | -0.469 | 1.172 | 1.044 | 2.071 | 2.917 | 項目5.1.4.1 参照 |
| Σ | 26.634 | 10.253 | | | -1.071 | |

5.1.5.2 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

| 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 | 23.782 | 0.000 | 0.480 | 0.000 | -11.415 | 項目5.1.1 参照 |
| 前面土 | 3.078 | 0.000 | -0.095 | 0.000 | 0.292 | 項目5.1.2 参照 |
| 土 圧 | 0.193 | 7.220 | 0.536 | 0.800 | 5.673 | 項目5.1.3.2 参照 |
| 壁面地盤反力 | -0.724 | 1.810 | 1.011 | 1.987 | 4.328 | 項目5.1.4.2 参照 |
| Σ | 26.329 | 9.030 | | | -1.122 | |

5.1.5.3 荷重ケース.3 - 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 | | |
| く体自重 | 23.782 | 2.854 | 0.480 | 1.200 | -7.991 | 項目5.1.1 参照 |
| 前面土 | 3.078 | 0.000 | -0.095 | 0.000 | 0.292 | 項目5.1.2 参照 |
| 土 圧 | -0.743 | 9.876 | 0.536 | 0.800 | 8.299 | 項目5.1.3.3 参照 |
| Σ | 26.117 | 12.730 | | | 0.601 | |

5.1.6 応力度計算

5.1.6.1 計算方法

次式で求める各種応力度が許容値以下であることを照査する。

$$\sigma_{c1} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t - \Delta t} + \frac{6M \cdot \cos^2 \alpha}{(t - \Delta t)^2}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t - \Delta t} - \frac{6M \cdot \cos^2 \alpha}{(t - \Delta t)^2}$$

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

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

$$\tau_c = \frac{|S| \cdot \cos \alpha}{t - 2\Delta t} \leq \tau_{ca}$$

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)

t : ブロックの控長 (m)

Δt : ブロックの合端の厚さ (m)

α : 壁面が鉛直面となす角 = -21.801 (°)

σ_{ca} : 許容曲げ圧縮応力度

σ_{ta} : 許容曲げ引張応力度

τ_{ca} : 許容せん断応力度

5.1.6.2 荷重ケース.1 - 自重+載荷重(自動車)

| | | | | |
|-----------|---------------|---|----------------------------|------------------|
| 軸力 | N | = | 26.634 (kN/m) | … [項目5.1.5.1] 参照 |
| せん断力 | S | = | 10.253 (kN/m) | |
| 曲げモーメント | M | = | -1.071 (kN・m/m) | |
| 許容曲げ圧縮応力度 | σ_{ca} | = | 4.500 (N/mm ²) | |
| 許容曲げ引張応力度 | σ_{ta} | = | 0.250 (N/mm ²) | |
| 許容せん断応力度 | τ_{ca} | = | 0.330 (N/mm ²) | |

$$\sigma_{c1} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t - \Delta t} + \frac{6M \cdot \cos^2 \alpha}{(t - \Delta t)^2} = \frac{26.634 \times \cos(-21.801)}{0.400 - 0.100} + \frac{6 \times (-1.071) \times \cos^2(-21.801)}{(0.400 - 0.100)^2}$$

$$= 20.878 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.021 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t - \Delta t} - \frac{6M \cdot \cos^2 \alpha}{(t - \Delta t)^2} = \frac{26.634 \times \cos(-21.801)}{0.400 - 0.100} - \frac{6 \times (-1.071) \times \cos^2(-21.801)}{(0.400 - 0.100)^2}$$

$$= 143.982 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.144 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.144 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

σ_{c1}, σ_{c2} 共に正のため曲げ引張応力は生じない。

$$\tau_c = \frac{|S| \cdot \cos \alpha}{t - 2\Delta t} = \frac{10.253 \times \cos(-21.801)}{0.400 - 2 \times 0.100}$$

$$= 47.598 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.048 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.6.3 荷重ケース.2 - 自重+載荷重(群集)

| | | | | |
|-----------|---------------|---|----------------------------|------------------|
| 軸力 | N | = | 26.329 (kN/m) | … [項目5.1.5.2] 参照 |
| せん断力 | S | = | 9.030 (kN/m) | |
| 曲げモーメント | M | = | -1.122 (kN・m/m) | |
| 許容曲げ圧縮応力度 | σ_{ca} | = | 4.500 (N/mm ²) | |
| 許容曲げ引張応力度 | σ_{ta} | = | 0.250 (N/mm ²) | |
| 許容せん断応力度 | τ_{ca} | = | 0.330 (N/mm ²) | |

$$\sigma_{c1} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t - \Delta t} + \frac{6M \cdot \cos^2 \alpha}{(t - \Delta t)^2} = \frac{26.329 \times \cos(-21.801)}{0.400 - 0.100} + \frac{6 \times (-1.122) \times \cos^2(-21.801)}{(0.400 - 0.100)^2}$$

$$= 17.003 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.017 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t - \Delta t} - \frac{6M \cdot \cos^2 \alpha}{(t - \Delta t)^2} = \frac{26.329 \times \cos(-21.801)}{0.400 - 0.100} - \frac{6 \times (-1.122) \times \cos^2(-21.801)}{(0.400 - 0.100)^2}$$

$$= 145.969 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.146 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.146 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 4.500 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

σ_{c1}, σ_{c2} 共に正のため曲げ引張応力は生じない。

$$\tau_c = \frac{|S| \cdot \cos \alpha}{t - 2\Delta t} = \frac{9.030 \times \cos(-21.801)}{0.400 - 2 \times 0.100}$$

$$= 41.921 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.042 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.330 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.1.6.4 荷重ケース.3 - 自重+慣性力

軸力 $N = 26.117$ (kN/m) … [項目5.1.5.3] 参照
 せん断力 $S = 12.730$ (kN/m)
 曲げモーメント $M = 0.601$ (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)

$$\sigma_{c1} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t - \Delta t} + \frac{6M \cdot \cos^2 \alpha}{(t - \Delta t)^2} = \frac{26.117 \times \cos(-21.801)}{0.400 - 0.100} + \frac{6 \times 0.601 \times \cos^2(-21.801)}{(0.400 - 0.100)^2}$$

$$= 115.370 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.115 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{N \cdot \cos \alpha}{t - \Delta t} - \frac{6M \cdot \cos^2 \alpha}{(t - \Delta t)^2} = \frac{26.117 \times \cos(-21.801)}{0.400 - 0.100} - \frac{6 \times 0.601 \times \cos^2(-21.801)}{(0.400 - 0.100)^2}$$

$$= 46.290 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.046 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\max(\sigma_{c1}, \sigma_{c2}) = 0.115 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_{ca} = 6.750 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

σ_{c1}, σ_{c2} 共に正のため曲げ引張応力は生じない。

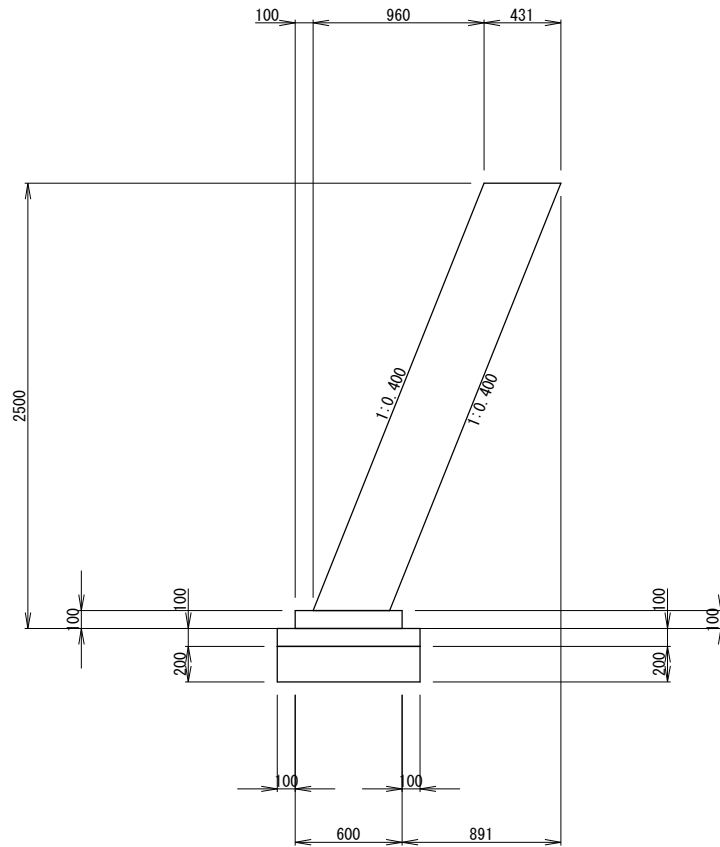
$$\tau_c = \frac{|S| \cdot \cos \alpha}{t - 2\Delta t} = \frac{12.730 \times \cos(-21.801)}{0.400 - 2 \times 0.100}$$

$$= 59.098 \text{ (kN/m}^2\text{)} = 0.059 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \tau_{ca} = 0.495 \text{ (N/mm}^2\text{)} \rightarrow \text{OK}$$

5.2 たて壁の応力度一覧

5.2.1 I-I断面(照査位置:0.000)

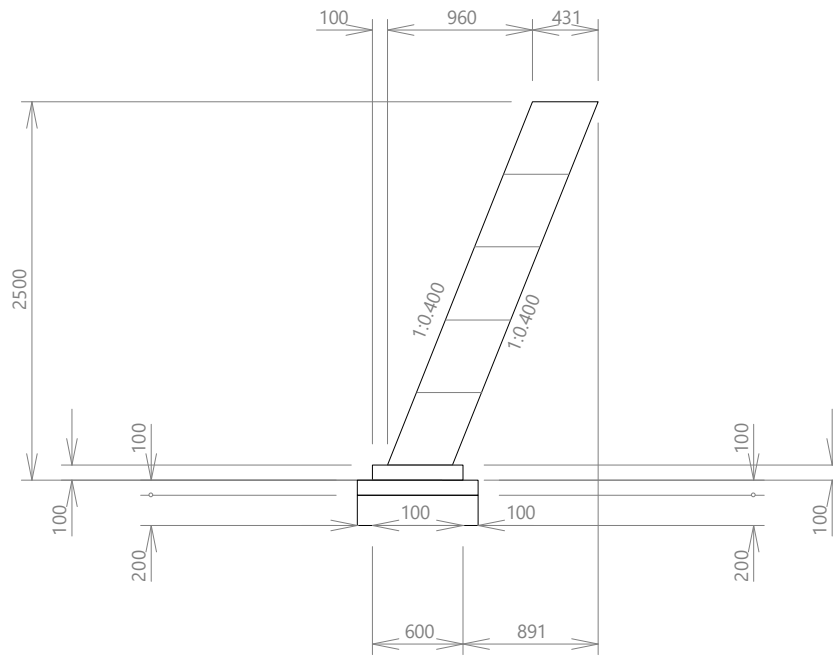
| No | 荷重ケース名 | 条件 | 水位 | σ_c (N/mm ²) | σ_t (N/mm ²) | τ_c (N/mm ²) |
|----|-------------|-----|----|------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|
| 1 | 自重+載荷重(自動車) | 常時 | 無視 | ≤ 0.144 ≤ 4.500 | — | ≤ 0.048 ≤ 0.330 |
| | | | | → OK | → OK | → OK |
| 2 | 自重+載荷重(群集) | 常時 | 無視 | ≤ 0.146 ≤ 4.500 | — | ≤ 0.042 ≤ 0.330 |
| | | | | → OK | → OK | → OK |
| 3 | 自重+慣性力 | 地震時 | 無視 | ≤ 0.115 ≤ 6.750 | — | ≤ 0.059 ≤ 0.495 |
| | | | | → OK | → OK | → OK |



| 項目名 | 算出式 | 値 | 単位 | 備考 |
|----------|---|--------|----|----|
| コンクリート量 | $0.600 \times 0.100 \times 10.000$ | 0.600 | m3 | |
| 端型枠 (断面) | $2 \times 0.600 \times 0.100$ | 0.120 | m2 | |
| 型枠 | $2 \times 0.100 \times 10.000$ | 2.000 | m2 | |
| ブロック積面積 | $2.400 / \cos(\tan^{-1}(0.400)) \times 10.000$ | 25.849 | m2 | |
| 均しコンクリート | $(0.600 + 2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$ | 0.800 | m3 | |
| 基礎材 | $(0.600 + 2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$ | 1.600 | m3 | |

| | | | |
|-------|------|------|-----|
| 工事名 | | | |
| 図面名 | | | |
| 作成年月日 | | | |
| 縮尺 | 1/30 | 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 | $0.600 \times 0.100 \times 10.000$ | 0.600 | m ³ | |
| 2 | 端型枠 (断面) | $2 \times 0.600 \times 0.100$ | 0.120 | m ² | |
| 3 | 型 枠 | $2 \times 0.100 \times 10.000$ | 2.000 | m ² | |
| 4 | ブロック積面積 | $2.400 / \cos(\tan^{-1}(0.400)) \times 10.000$ | 25.849 | m ² | |
| 5 | 均しコンクリート | $(0.600 + 2 \times 0.100) \times 0.100 \times 10.000$ | 0.800 | m ³ | |
| 6 | 基礎材 | $(0.600 + 2 \times 0.100) \times 0.200 \times 10.000$ | 1.600 | m ³ | |