

SUCCES

擁壁の設計計算

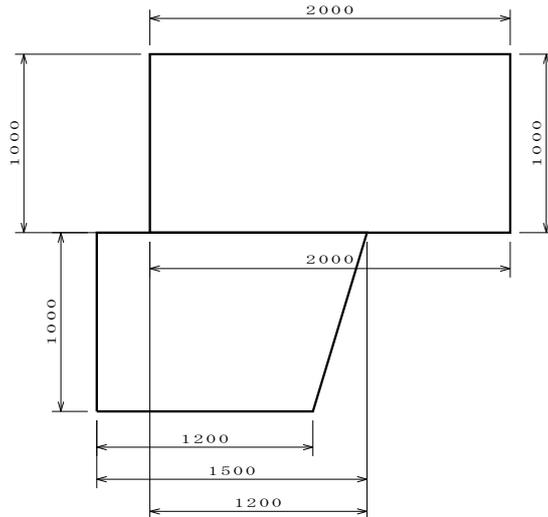
直接基礎
(置換えコンクリート基礎)

出力例
2015年11月

目 次

1 安定計算結果一覧表	1
2 設計条件	2
2-1 設計条件	2
2-2 擁壁形状	2
2-3 基礎条件	3
3 安定計算（擁壁底面）	4
3-1 安定計算	4
4 安定計算（置換えコンクリート基礎）	10
4-1 照査項目	10
4-2 安定計算	19

1 安定計算結果一覧表



項目		単位	常時	地震時
作用力	V	kN	300.00	300.00
	H	kN	100.00	115.00
	M	kN・m	250.00	242.50
転倒	e	m	0.167	0.192
	許容値	m	(0.333)	(0.667)
滑動	Fs	—	1.800	1.565
	許容値	—	(1.50)	(1.20)
極限支持力度	V/Ae	kN/m ²	180.00	185.57
	許容値	kN/m ²	(256.79)	(334.57)
地盤反力度	q1	kN/m ²	225.00	236.25
	q2	kN/m ²	75.00	63.75
	許容値	kN/m ²	(300.00)	

※ 作用力(M)の原点 : つま先下端

置換えコンクリート基礎

項目		単位	常時	地震時
作用力	V	kN	249.08	254.48
	H	kN	72.00	89.83
	M	kN・m	134.02	121.81
転倒	e	m	0.062	0.121
	許容値	m	(0.200)	(0.400)
滑動	Fs	—	2.006	1.643
	許容値	—	(1.500)	(1.200)
作用力	V	kN	249.08	254.48
	H	kN	72.00	89.83
	M	kN・m	134.02	121.81
支持力	許容値	kN	(328.43)	(400.71)
地盤反力度	q4	kN/m ²	271.84	340.69
	q5	kN/m ²	143.28	83.44
	許容値	kN/m ²	(300.00)	

※ 作用力(M)の原点 : つま先下端

2 設計条件

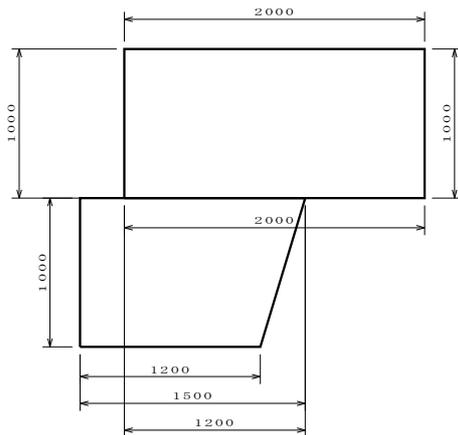
2-1 設計条件

設計書タイトル 斜面上

基礎形式 直接基礎

設計基準 道路土工 擁壁工指針（平成24年度版）平成24年7月

2-2 擁壁形状



奥行き

1.000 m

2-3 基礎条件

(1) 安全率・許容値

荷重ケース名	支持	滑動	転倒
常時	3.00	1.50	B / 6.00
地震時	2.00	1.20	B / 3.00

(2) 支持に対する計算条件

・置換えコンクリート基礎

天端幅	1.500	m
天端に接している擁壁底面幅	1.200	m
基礎底面幅	1.200	m
厚さ	1.000	m
単位体積重量		
大気中	24.50	kN/m ³
水中	14.50	kN/m ³

・擁壁底面の許容地盤反力

地盤の許容鉛直支持力度	静力学公式により求める	
地盤のせん断抵抗角	ϕ	35.00 度
地盤の粘着力	c	20.00 kN/m ²
支持地盤の単位体積重量		
大気中	γ_1	20.00 kN/m ³
水中	γ_1'	11.00 kN/m ³
根入れ地盤の単位体積重量		
大気中	γ_2	18.00 kN/m ³
水中	γ_2'	9.00 kN/m ³
有効根入れ深さ	D_f	1.200 m
支持地盤への根入れ深さ	D_f'	0.000 m
常時の最大地盤反力度の上限値	300.00 kN/m ²	

基礎底面の形状 長方形

・置換えコンクリート底面の許容地盤反力

地盤の許容鉛直支持力度	静力学公式により求める	
地盤のせん断抵抗角	ϕ	35.00 度
地盤の粘着力	c	20.00 kN/m ²
支持地盤の単位体積重量		
大気中	γ_1	20.00 kN/m ³
水中	γ_1'	11.00 kN/m ³
根入れ地盤の単位体積重量		
大気中	γ_2	18.00 kN/m ³
水中	γ_2'	9.00 kN/m ³
有効根入れ深さ	D_f	2.000 m
支持地盤への根入れ深さ	D_f'	0.000 m
基礎底面の形状	長方形	

・斜面上の基礎地盤の極限支持力

前面余裕幅	b	5.000 m
斜面傾斜角	β'	20.000 度
常時の最大地盤反力度の上限値	300.00 kN/m ²	

せん断抵抗角 ϕ を「道路橋示方書・同解説IV下部工編」等に準拠して推定する

(3) 滑動に対する計算条件

・擁壁底面

擁壁底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_B$	0.600
擁壁底面と地盤との間の付着力 c_B	0.00 kN/m ²

・置換えコンクリート底面

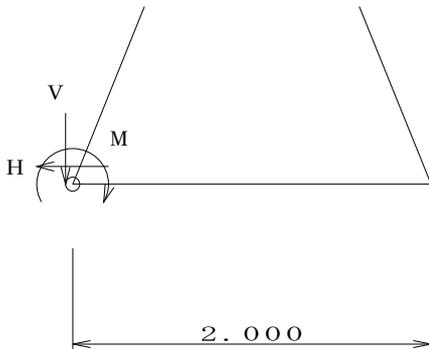
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_B$	0.580
基礎底面と地盤との間の付着力 c_B	0.00 kN/m ²

3 安定計算 (擁壁底面)

3-1 安定計算

1) 常時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 300.00 \text{ kN} \\ H &= 100.00 \text{ kN} \\ M &= 250.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.000}{2} - \frac{250.00}{300.00} = 0.167 \text{ m} \\ &\leq \pm \frac{B}{6.00} = \pm \frac{2.000}{6.00} = \pm 0.333 \text{ m} \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 1.667 + 300.00 \times 0.600}{100.00} \\ &= 1.800 \geq F_a = 1.50 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot L = (2.000 - 2 \times 0.167) \times 1.000 = 1.667 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 極限支持力度 〉

$$\begin{aligned}
 q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \\
 &= 1.300 \times 1.000 \times 20.00 \times 21.424 \times 0.79370 \\
 &\quad + 1.000 \times 21.60 \times 15.166 \times 0.77360 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \times 20.000 \times 0.600 \times 1.667 \times 8.875 \times 0.84343 \\
 &= 770.38 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 2.000 - 2 \times 0.167 = 1.667 \text{ m}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B_e} = 1 + 0.3 \times \frac{0.000}{1.667} = 1.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \times 1.200 = 21.60 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \theta = \frac{H_B}{V} = \frac{100.00}{300.00} = 0.333$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 + 0.3 \times 1.0 = 1.300$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 - 0.4 \times 1.0 = 0.600$$

$$\left(\frac{B_e}{D_e} = \frac{1.667}{1.000} = 1.667 > 1.0 \text{ より} \right)$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (2.000)^{-1/3} = 0.79370$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (2.160)^{-1/3} = 0.77360$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu = (1.667)^{-1/3} = 0.84343$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{20.00}{10.0} = 2.000 \quad (\text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10)$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{21.60}{10.0} = 2.160 \quad (\text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = \frac{B_e}{B_0} = \frac{1.667}{1.0} = 1.667 \quad (\text{ただし、} 1 \leq B^*)$$

〈 鉛直地盤反力度 〉

$$\frac{V_0}{A_e} = \frac{300.00}{1.667} = 180.00 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = \frac{q_u}{n} = \frac{770.38}{3.00} = 256.79 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK}$$

ここに、

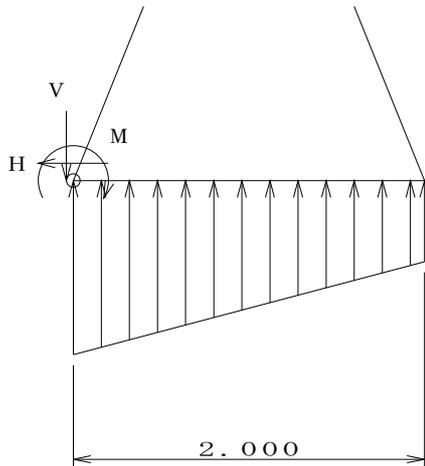
V_0 : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

$$A_e = B_e \cdot L = 1.667 \times 1.000 = 1.667 \text{ m}^2$$

L : 擁壁奥行き幅 (m)

〈 地盤反力度 〉



$$\begin{aligned} V &= 300.00 \text{ kN} \\ H &= 100.00 \text{ kN} \\ M &= 250.00 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

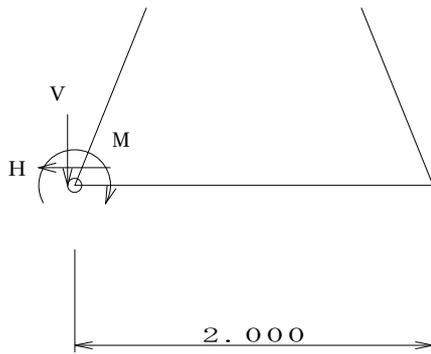
$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.000}{2} - \frac{250.00}{300.00} = 0.167 \text{ m}$$

$e < \frac{B}{6}$ なので、台形分布となる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{300.00}{1.000 \times 2.000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.167}{2.000} \right) \\ &= \begin{matrix} 225.00 \text{ kN/m}^2 \\ 75.00 \text{ kN/m}^2 \end{matrix} \leq q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

2) 地震時

《 転倒および滑動に対する照査 》



$$\begin{aligned} V &= 300.00 \text{ kN} \\ H &= 115.00 \text{ kN} \\ M &= 242.50 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

< 転倒 >

$$\begin{aligned} e &= \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.000}{2} - \frac{242.50}{300.00} = 0.192 \text{ m} \\ &\leq \pm \frac{B}{3.00} = \pm \frac{2.000}{3.00} = \pm 0.667 \text{ m} \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

< 滑動 >

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{c_B \cdot A_e + V \cdot \tan \phi_B}{H} \\ &= \frac{0.000 \times 1.617 + 300.00 \times 0.600}{115.00} \\ &= 1.565 \geq F_a = 1.20 \quad \text{--- OK} \end{aligned}$$

$$A_e = (B - 2 \cdot e) \cdot L = (2.000 - 2 \times 0.192) \times 1.000 = 1.617 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 極限支持力度 〉

$$\begin{aligned}
 q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \\
 &= 1.300 \times 1.000 \times 20.00 \times 19.078 \times 0.79370 \\
 &\quad + 1.000 \times 21.60 \times 13.079 \times 0.77360 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \times 20.000 \times 0.600 \times 1.617 \times 6.884 \times 0.85204 \\
 &= 669.14 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

$$B_e = B - 2 \cdot e_B = 2.000 - 2 \times 0.192 = 1.617 \text{ m}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B_e} = 1 + 0.3 \times \frac{0.000}{1.617} = 1.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \times 1.200 = 21.60 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \theta = \frac{H_B}{V} = \frac{115.00}{300.00} = 0.383$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 + 0.3 \times 1.0 = 1.300$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 - 0.4 \times 1.0 = 0.600$$

$$\left(\frac{B_e}{D_e} = \frac{1.617}{1.000} = 1.617 > 1.0 \text{ より} \right)$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (2.000)^{-1/3} = 0.79370$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (2.160)^{-1/3} = 0.77360$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu = (1.617)^{-1/3} = 0.85204$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{20.00}{10.0} = 2.000 \quad (\text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10)$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{21.60}{10.0} = 2.160 \quad (\text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = \frac{B_e}{B_0} = \frac{1.617}{1.0} = 1.617 \quad (\text{ただし、} 1 \leq B^*)$$

〈 鉛直地盤反力度 〉

$$\frac{V_0}{A_e} = \frac{300.00}{1.617} = 185.57 \text{ kN/m}^2 \leq q_a = \frac{q_u}{n} = \frac{669.14}{2.00} = 334.57 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK}$$

ここに、

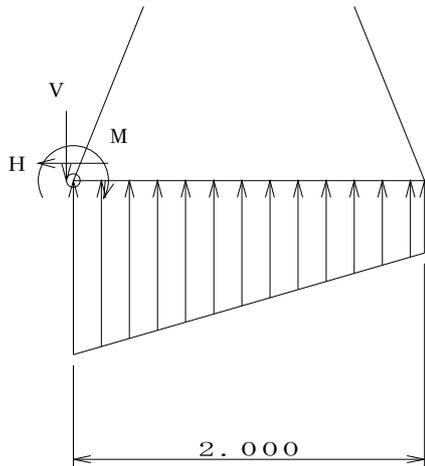
V_0 : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

$$A_e = B_e \cdot L = 1.617 \times 1.000 = 1.617 \text{ m}^2$$

L : 擁壁奥行き幅 (m)

〈 地盤反力度 〉



$$\begin{aligned} V &= 300.00 \text{ kN} \\ H &= 115.00 \text{ kN} \\ M &= 242.50 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{V} = \frac{2.000}{2} - \frac{242.50}{300.00} = 0.192 \text{ m}$$

$e < \frac{B}{6}$ なので、台形分布となる。

$$\begin{aligned} q &= \frac{V}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) \\ &= \frac{300.00}{1.000 \times 2.000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.192}{2.000} \right) \\ &= 236.25 \text{ kN/m}^2 \\ &= 63.75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

4 安定計算 (置換えコンクリート基礎)

4-1 照査項目

《 荷重の計算 》

$$V' = W_v + N'$$

$$H_0' = H_0 + W_H$$

$$H_0 = \frac{N'}{N} \cdot H$$

1) 台形分布の場合 ($e < \frac{B}{6}$)

$$N' = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot B_1 \cdot L$$

2) 三角形分布の場合 ($e \geq \frac{B}{6}$, $X < B_1$)

$$N' = \frac{q_1}{2} \cdot X \cdot L$$

ここに、

V' : 置換えコンクリート基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

H₀' : 置換えコンクリート基礎底面に作用する水平荷重 (kN)W_v : 置換えコンクリート基礎の自重 (kN)

N' : 置換えコンクリート基礎天端に作用する擁壁底面からの鉛直荷重 (kN)

H₀ : 置換えコンクリート基礎天端に作用する擁壁底面からの水平荷重 (kN)W_H : 地震の影響を考慮する場合に作用させる置換えコンクリート基礎の自重による慣性力 (kN)

$$W_H = W_v \cdot k_h$$

N : 擁壁底面における鉛直荷重 (kN)

H : 擁壁底面における水平荷重 (kN)

q₁ : 置換えコンクリート基礎の前面側での擁壁底面における鉛直地盤反力度 (kN/m²)q₂ : 基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)q₃ : 置換えコンクリート基礎の背面側での擁壁底面における鉛直地盤反力度 (kN/m²)

$$q_3 = q_1 - (q_1 - q_2) \cdot \frac{B_1}{B}$$

B₁ : 置換えコンクリート基礎に接している擁壁底面幅 (m)

X : 擁壁底面での地盤反力度の作用幅 (m)

L : 置換えコンクリート基礎の奥行き (m)

B : 擁壁底面幅 (m)

k_h : 設計水平震度

《 転倒に対する安定の照査 》

$$e' = \frac{B_s}{2} - \frac{M'}{V'} \leq \frac{B_s}{n}$$

ここに、

- e' : 荷重の偏心距離 (m)
- B_s : 置換えコンクリート基礎幅 (m)
- M' : 置換えコンクリート基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)
- V' : 置換えコンクリート基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- n : 安全率

《 滑動に対する安定の照査 》

$$H_u' = c_B' \cdot A_e' + V' \cdot \tan \phi_B'$$

$$F_s = \frac{H_u'}{H_0'} \geq F_a$$

ここに、

- H_u' : 置換えコンクリート基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- c_B' : 置換えコンクリート基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)
- A_e' : 置換えコンクリート基礎底面の有効載荷面積 (m²)
 $A_e' = (B_s - 2 \cdot e') \cdot L$
- L : 置換えコンクリート基礎の奥行き (m)
- V' : 置換えコンクリート基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
- $\tan \phi_B'$: 置換えコンクリート基礎底面と地盤との間の摩擦係数
- H_0' : 置換えコンクリート基礎底面に作用する水平荷重 (kN)
- F_s : 滑動安全率
- F_a : 滑動安全率の許容値

《 地盤反力度の計算 》

$$e' = \frac{B_s}{2} - \frac{M'}{V'}$$

$$X' = 3 \left(\frac{B_s}{2} - e' \right)$$

1) 台形分布の場合 ($e' < \frac{B_s}{6}$)

$$q_4, q_5 = \frac{V'}{L \cdot B_s} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e'}{B_s} \right)$$

2) 三角形分布の場合 ($e' \geq \frac{B_s}{6}$)

$$q_4 = \frac{2 \cdot V'}{L \cdot X'}$$

ここに、

q_4 : 置換えコンクリート基礎底面における最大地盤反力度 (kN/m²)

q_5 : 置換えコンクリート基礎底面における最小地盤反力度 (kN/m²)

e' : 荷重の偏心距離 (m)

B_s : 置換えコンクリート基礎幅 (m)

M' : 置換えコンクリート基礎前面を中心とするモーメント (kN・m)

V' : 置換えコンクリート基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

X' : 置換えコンクリート基礎底面反力の作用幅 (m)

L : 置換えコンクリート基礎の奥行き (m)

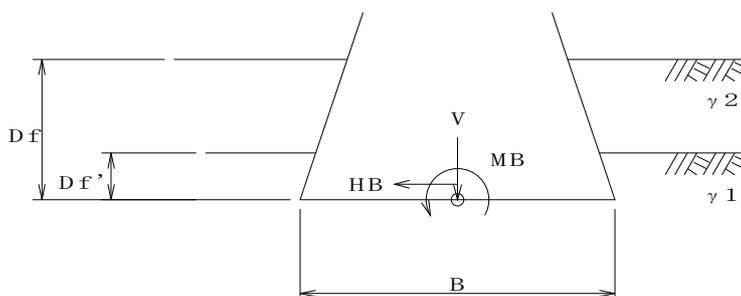
《 極限支持力度の計算 》

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

$$q_u = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

ここに、

- q_a : 許容鉛直支持力度 (kN/m²)
 q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m²)
 n : 安全率
 c : 地盤の粘着力 (kN/m²)
 q : 上載荷重 (kN/m²) で、 $q = \gamma_2 \cdot D_f$
 γ_1, γ_2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)
 ただし、地下水位以下は水中単位体積重量を用いる。
 B_e : 基礎の有効載荷幅 (m) で置換えコンクリート基礎の幅 B_s とする。
 B_s : 置換えコンクリート基礎幅 (m)
 e' : 荷重の偏心量 (m)
 D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)
 α, β : 基礎の形状係数
 (基礎底面の形状が帯状の場合) $\alpha = \beta = 1.000$
 (基礎底面の形状が長方形の場合) $\alpha = 1 + 0.3 \cdot B_e/D_e$
 $\beta = 1 - 0.4 \cdot B_e/D_e$
 ただし、 $B_e/D_e > 1$ の場合は、 $B_e/D_e = 1$ とする。
 D_e : 基礎の有効載荷幅 (m)
 κ : 根入れ効果に対する割増係数 $\kappa = 1 + 0.3(D_f'/B_e)$
 D_f' : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)
 N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数
 $\tan \theta'$: 荷重の傾斜 $\tan \theta' = H_0' / V'$
 H_0' : 置換えコンクリート基礎底面に作用する水平荷重 (kN)
 V' : 置換えコンクリート基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)
 S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数
 $S_c = (c^*)^\lambda, S_q = (q^*)^\nu, S_\gamma = (B^*)^\mu$
 λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数で、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ としてよい
 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^* : $B^* = B_e / B_0$ ただし、 $1 \leq B^* \leq 10$
 B_0 : 1.0 (m)



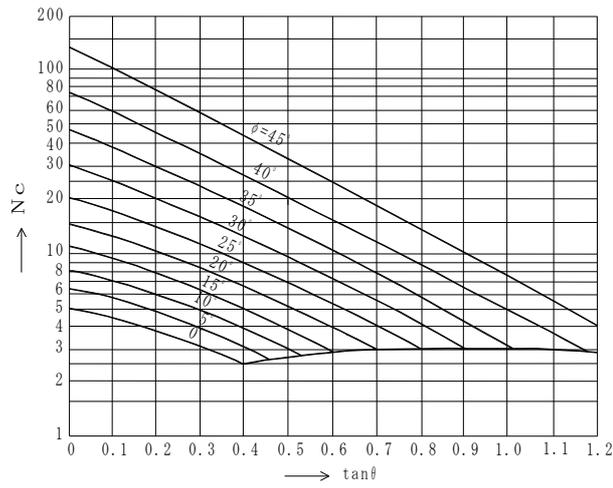


図-解 10.3.1 支持力係数 N_c を求めるグラフ

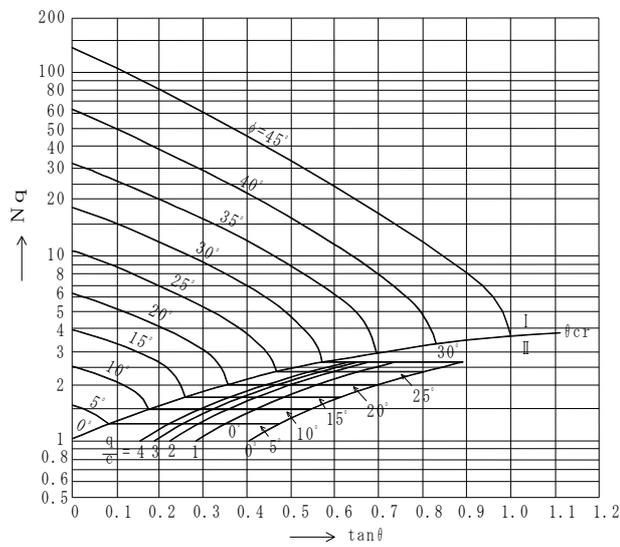


図-解 10.3.2 支持力係数 N_q を求めるグラフ

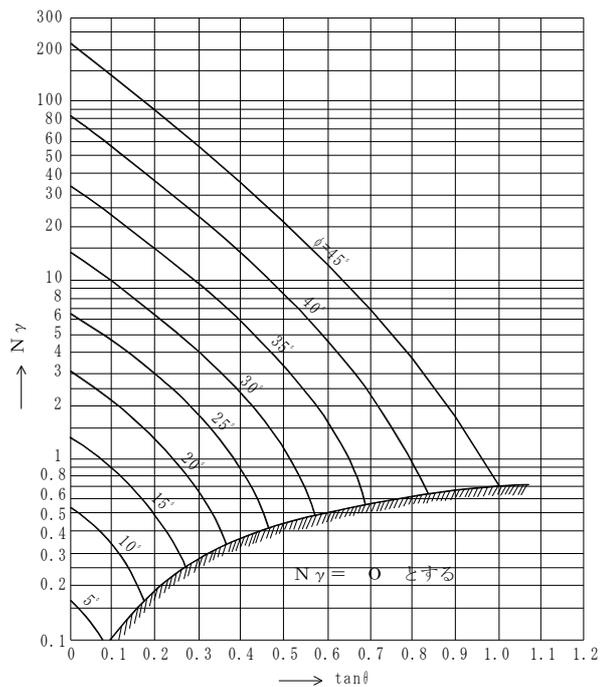


図-解 10.3.3 支持力係数 N_γ を求めるグラフ

《 斜面上の極限支持力の計算 》

$$R_u = A' \cdot q_f$$

ここに、

R_u : 斜面上の基礎地盤の極限支持力 (kN)

A' : 有効載荷面積 (m²)

q_f : 荷重の偏心傾斜及び斜面上の擁壁で前面余裕幅 (= b) を考慮した基礎地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_f = \frac{q_d - q_{b0}}{R} \cdot \frac{b}{B'} + q_{b0}$$

q_d : 水平地盤における荷重の偏心傾斜を考慮した基礎地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = q_u$$

q_{b0} : 斜面上の擁壁において荷重端がのり肩にある状態 (b = 0) での極限支持力度 (kN/m²)

$$q_{b0} = \alpha \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*)^\lambda + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \beta \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot (B^*)^\mu$$

R : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離 r' と載荷幅 B' との比 ($R = r' / B'$)

$$R = \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan \phi\right)$$

b : 斜面上の擁壁における前面余裕幅 (m)

B' : 有効載荷幅 (m) で置換えコンクリート幅とする。

β' : 斜面傾斜角 (°)

β_e : 地震時の設計水平震度を考慮した斜面傾斜角 (°)

$$\beta_e = \beta' + \tan^{-1} k_h$$

k_h : 設計水平震度

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

γ : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m³)

ただし、地下水位以下は水中単位体積重量を用いる。

α, β : 基礎の形状係数

N_c, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数で、基礎地盤のせん断抵抗角 (ϕ)、荷重の傾斜角 (θ)、斜面傾斜角 (β') から次ページ以降のグラフより求める。

なお、グラフ間の値は、

- ・ N_c については、対数補間によって求める。

- ・ ($N_\gamma \geq 1$) の範囲の N_γ については、対数補間によって求める。

- ・ ($-2 < N_\gamma < 1$) の範囲の N_γ については、直線補間によって求める。

λ, μ : 寸法効果の程度を表す係数で、 $\lambda = \mu = -1/3$ としてよい。

c^* : $c^* = c / c_0$ ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$

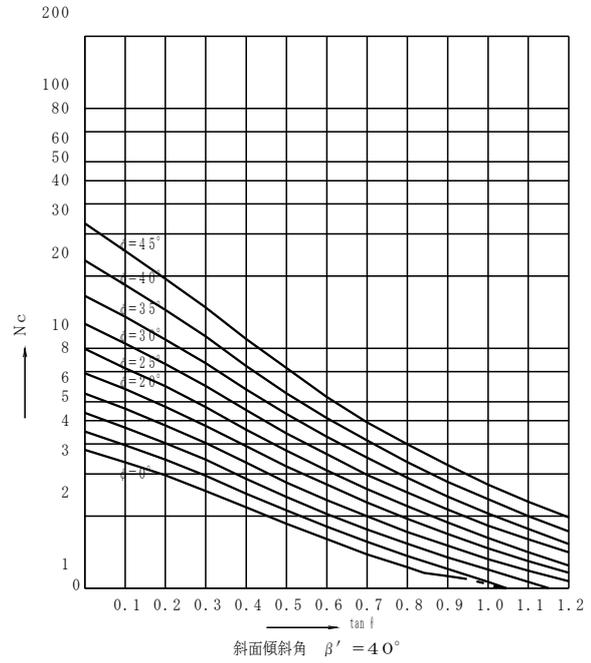
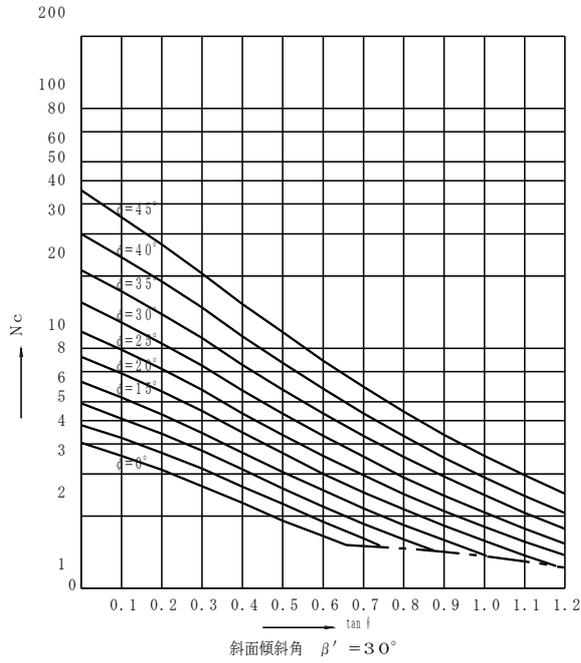
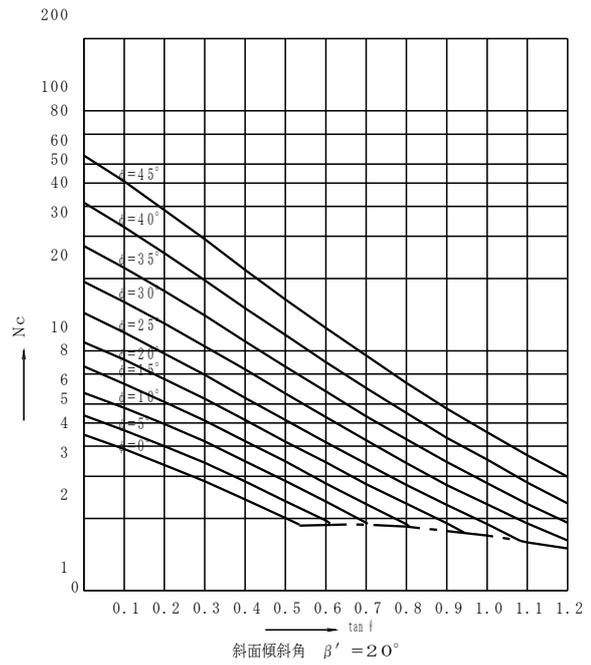
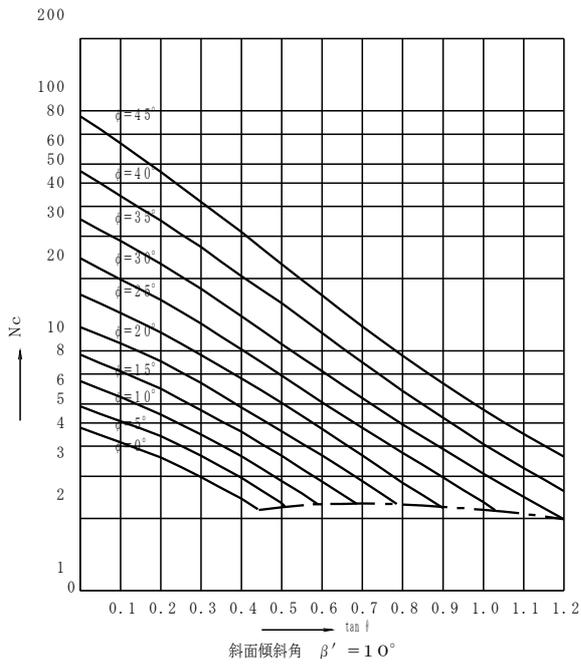
c_0 : 10.0 (kN/m²)

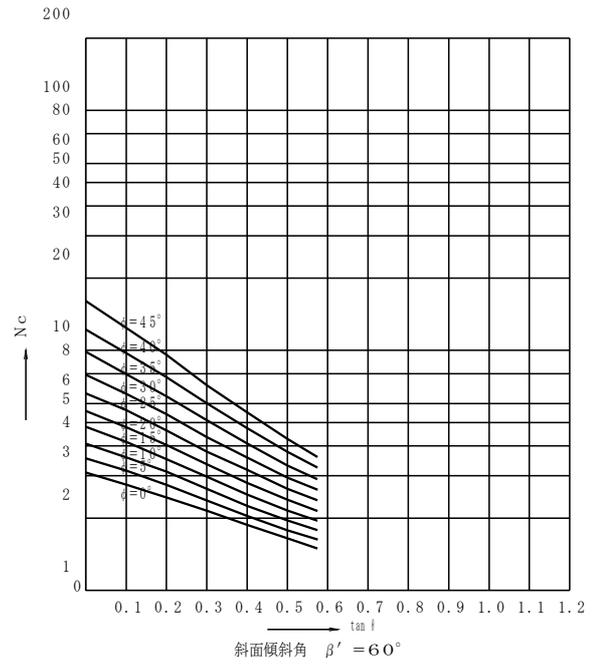
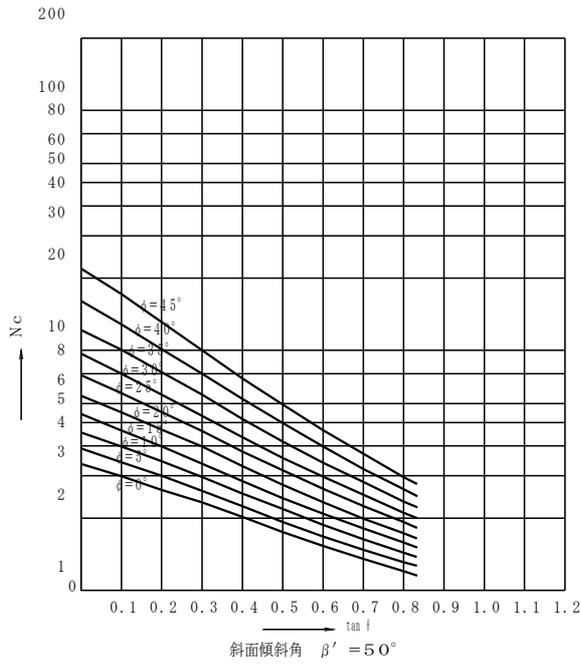
B^* : $B^* = B' / B_0$ ただし、 $1 \leq B^*$

B_0 : 1.0 (m)

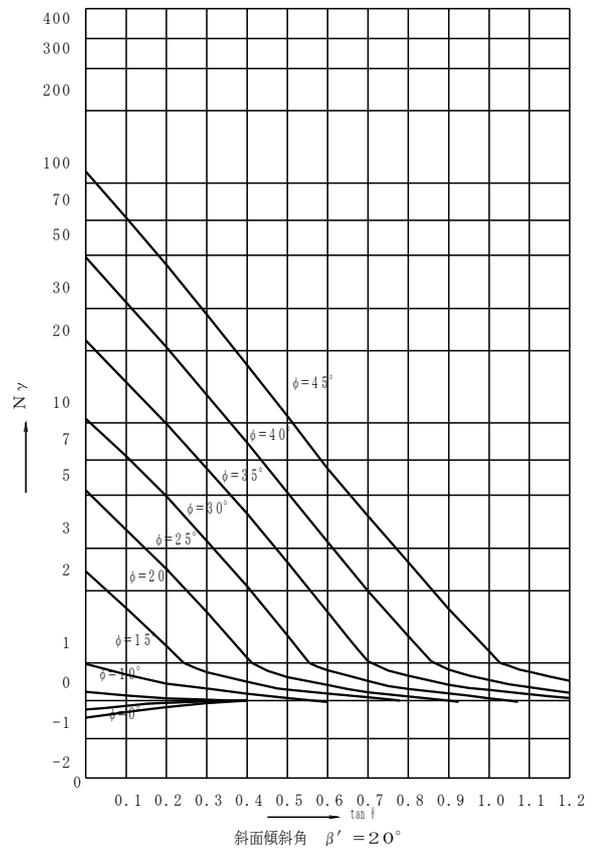
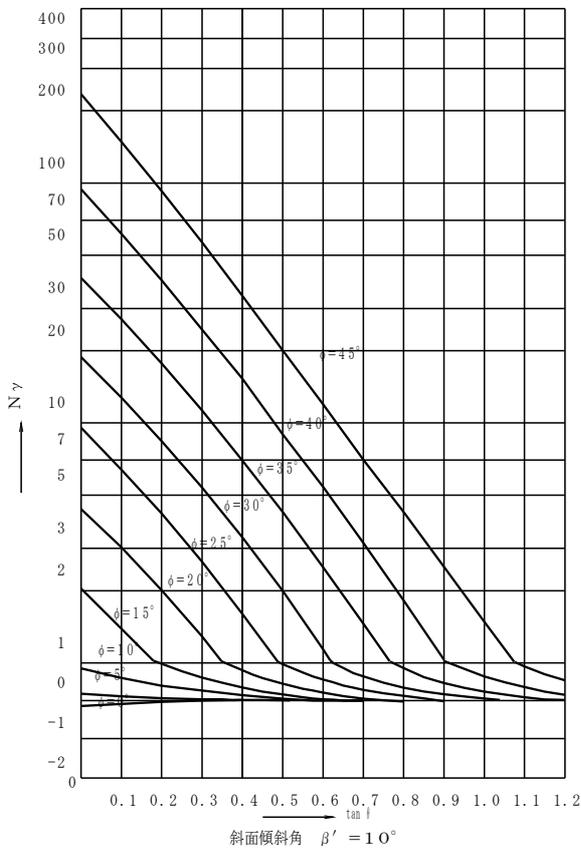
ただし、せん断抵抗角 ϕ を「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造」等に準拠して推定した場合には $c^* = B^* = 1$ とする

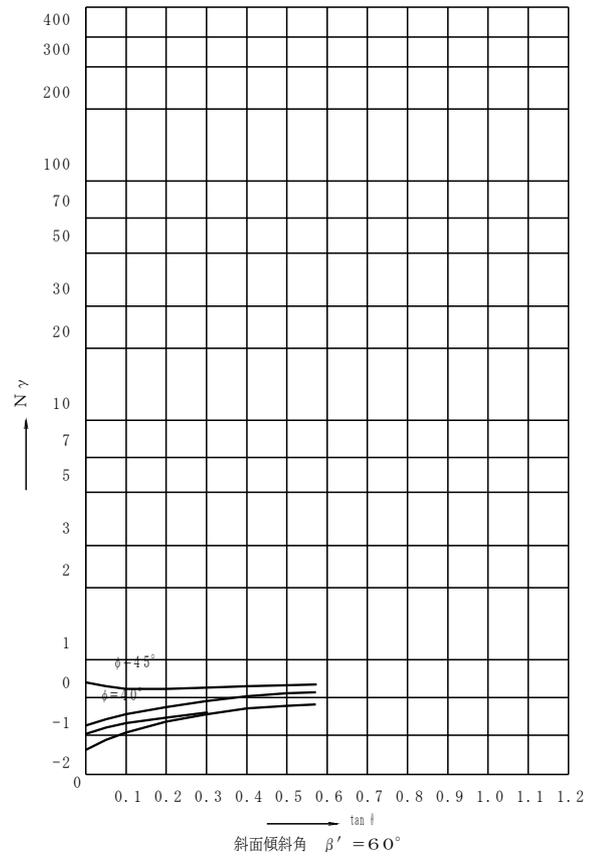
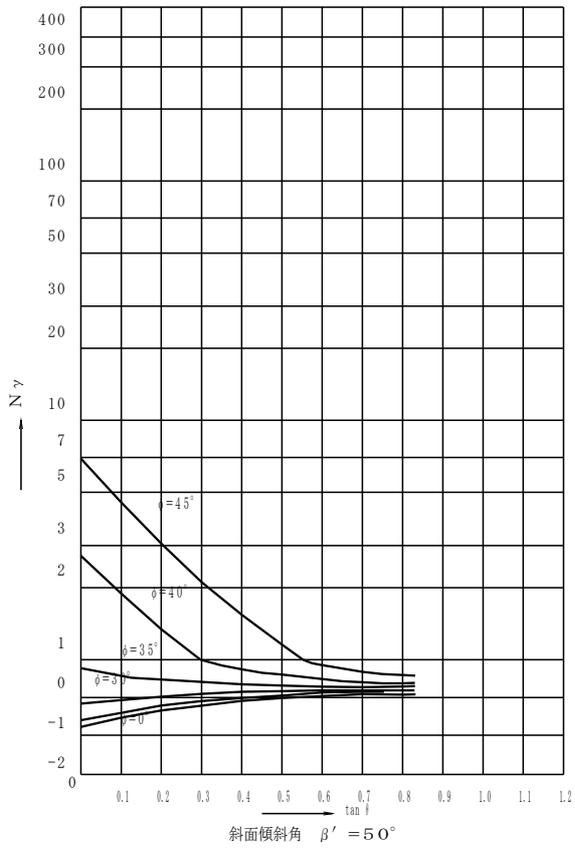
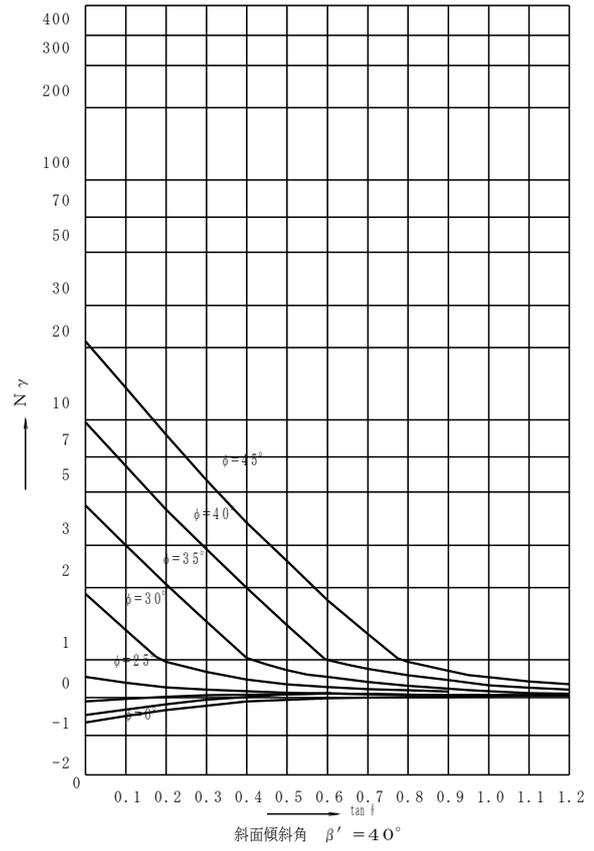
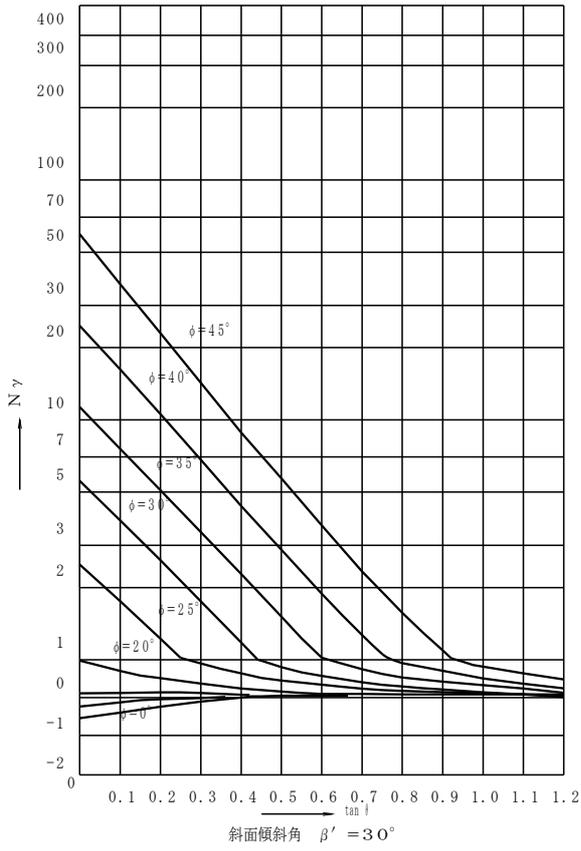
(斜面上の支持力係数 N_c を求める図表)





(斜面上の支持力係数 N_γ を求める図表)





4-2 安定計算

1) 常時

《 荷重の計算 》

< 転倒・滑動・支持 >

$$N = 300.00 \text{ kN}$$

$$H = 100.00 \text{ kN}$$

$$M = 250.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{N} = \frac{2.000}{2} - \frac{250.00}{300.00} = 0.167 \text{ m}$$

$$e < \frac{B}{6} \text{ なので、台形分布となる}$$

$$q = \frac{N}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{300.00}{1.000 \times 2.000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.167}{2.000} \right)$$

$$q_1 = 225.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 75.00 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = q_1 - (q_1 - q_2) \cdot \frac{B_1}{B} = 225.00 - (225.00 - 75.00) \times \frac{1.200}{2.000} = 135.00 \text{ kN/m}^2$$

$$N' = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot B_1 \cdot L = \frac{225.00 + 135.00}{2} \times 1.200 \times 1.000 = 216.00 \text{ kN}$$

$$H_0 = \frac{N'}{N} \cdot H = \frac{216.00}{300.00} \times 100.00 = 72.00 \text{ kN}$$

$$W_v = (1.500 + 1.200) \times 1.000 \times \frac{1}{2} \times 1.000 \times 24.50 = 33.08 \text{ kN}$$

置換えコンクリート基礎のつま先回りのモーメント

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		モーメント	
			X(m)	Y(m)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
N'	216.00	—	0.850	—	183.60	—
W _v	33.08	—	0.678	—	22.42	—
H ₀	—	72.00	—	1.000	—	72.00
合計	249.08	72.00			206.02	72.00
					M _x -M _y = 134.02	

$$V' = W_v + N' = 33.08 + 216.00 = 249.08 \text{ kN}$$

$$H_0' = H_0 = 72.00 = 72.00 \text{ kN}$$

$$M' = M_x - M_y = 206.02 - 72.00 = 134.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

《 転倒および滑動に対する照査 》

$$V' = 249.08 \text{ kN}$$

$$H_0' = 72.00 \text{ kN}$$

$$M' = 134.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

〈 転倒 〉

$$e' = \frac{B_s}{2} - \frac{M'}{V'} = \frac{1.200}{2} - \frac{134.02}{249.08} = 0.062 \text{ m}$$

$$\leq \pm \frac{B_s}{6.00} = \pm \frac{1.200}{6.00} = \pm 0.200 \text{ m} \quad \text{--- OK}$$

〈 滑動 〉

$$F_s = \frac{c_B' \cdot A_e' + V' \cdot \tan \phi_B'}{H_0'}$$

$$= \frac{0.00 \times 1.076 + 249.08 \times 0.580}{72.00}$$

$$= 2.006 \geq F_a = 1.50 \quad \text{--- OK}$$

$$A_e' = (B_s - 2 \cdot e') \cdot L = (1.200 - 2 \times 0.062) \times 1.000 = 1.076 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 極限支持力度 〉

$$\begin{aligned}
 q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \\
 &= 1.300 \times 1.000 \times 20.00 \times 23.934 \times 0.79370 \\
 &\quad + 1.000 \times 36.00 \times 17.160 \times 0.65248 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \times 20.00 \times 0.600 \times 1.200 \times 11.206 \times 0.94104 \\
 &= 972.92 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

$$B_e = 1.200 \text{ m}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B_e} = 1 + 0.3 \times \frac{0.000}{1.200} = 1.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \times 2.000 = 36.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \theta' = \frac{H_0'}{V'} = \frac{72.00}{249.08} = 0.289$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 + 0.3 \times 1.0 = 1.300$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 - 0.4 \times 1.0 = 0.600$$

$$\left(\frac{B_e}{D_e} = \frac{1.200}{1.000} = 1.200 > 1.0 \text{ より} \right)$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (2.000)^{-1/3} = 0.79370$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (3.600)^{-1/3} = 0.65248$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu = (1.200)^{-1/3} = 0.94104$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{20.00}{10.0} = 2.000 \quad (\text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10)$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{36.00}{10.0} = 3.600 \quad (\text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = \frac{B_e}{B_0} = \frac{1.200}{1.0} = 1.200 \quad (\text{ただし、} 1 \leq B^*)$$

< 斜面上の極限支持力 >

$$R_u = A' \cdot q_f = 1.200 \times 821.07 = 985.29 \text{ kN}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_f &= \frac{q_d - q_{b0}}{R} \cdot \frac{b}{B'} + q_{b0} \\ &= \frac{972.92 - 426.52}{5.770} \times \frac{5.000}{1.200} + 426.52 \\ &= 821.07 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_d = q_u = 972.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{b0} &= \alpha \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*)^\lambda + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \beta \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot (B^*)^\mu \\ &= 1.300 \times 20.00 \times 14.510 \times 1.00000 \\ &\quad + \frac{1}{2} \times 20.00 \times 0.600 \times 1.200 \times 6.841 \times 1.00000 \\ &= 426.52 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan \phi\right) \\ &= \tan\left(45^\circ + \frac{35.00^\circ}{2}\right) \cdot \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan(35.00^\circ)\right) \\ &= 5.770 \end{aligned}$$

$$\beta' = 20.00^\circ$$

$$A' = B' \cdot L = 1.200 \times 1.000 = 1.200 \text{ m}^2$$

$$B' = 1.200 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 + 0.3 \times 1.0 = 1.300$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 - 0.4 \times 1.0 = 0.600$$

$$\left(\frac{B_e}{D_e} = \frac{1.200}{1.000} = 1.200 > 1.0 \text{ より}\right)$$

$$(c^*)^\lambda = (1.000)^{-1/3} = 1.00000$$

$$(B^*)^\mu = (1.000)^{-1/3} = 1.00000$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \mu = -1/3$ とする。

< 斜面上の許容鉛直支持力 >

$$V' = 249.08 \text{ kN} \leq Q_a = \frac{R_u}{n} = \frac{985.29}{3.00} = 328.43 \text{ kN} \quad \text{--- OK}$$

< 地盤反力度 >

$$V' = 249.08 \text{ kN}$$

$$H_0' = 72.00 \text{ kN}$$

$$M' = 134.02 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e' = \frac{B_s}{2} - \frac{M'}{V'} = \frac{1.200}{2} - \frac{134.02}{249.08} = 0.062 \text{ m}$$

$e' < \frac{B_s}{6}$ なので、台形分布となる。

$$q = \frac{V'}{L \cdot B_s} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e'}{B_s} \right)$$

$$= \frac{249.08}{1.000 \times 1.200} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.062}{1.200} \right)$$

$$= \begin{array}{l} 271.84 \text{ kN/m}^2 \\ 143.28 \text{ kN/m}^2 \end{array} \leq q_a = 300.00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{--- OK}$$

2) 地震時

《 荷重の計算 》

〈 転倒・滑動・支持 〉

$$N = 300.00 \text{ kN}$$

$$H = 115.00 \text{ kN}$$

$$M = 242.50 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e = \frac{B}{2} - \frac{M}{N} = \frac{2.000}{2} - \frac{242.50}{300.00} = 0.192 \text{ m}$$

$e < \frac{B}{6}$ なので、台形分布となる

$$q = \frac{N}{D \cdot B} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right) = \frac{300.00}{1.000 \times 2.000} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.192}{2.000} \right)$$

$$q_1 = 236.25 \text{ kN/m}^2$$

$$q_2 = 63.75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_3 = q_1 - (q_1 - q_2) \cdot \frac{B_1}{B} = 236.25 - (236.25 - 63.75) \times \frac{1.200}{2.000} = 132.75 \text{ kN/m}^2$$

$$N' = \frac{q_1 + q_3}{2} \cdot B_1 \cdot L = \frac{236.25 + 132.75}{2} \times 1.200 \times 1.000 = 221.40 \text{ kN}$$

$$H_0 = \frac{N'}{N} \cdot H = \frac{221.40}{300.00} \times 115.00 = 84.87 \text{ kN}$$

$$W_v = (1.500 + 1.200) \times 1.000 \times \frac{1}{2} \times 1.000 \times 24.50 = 33.08 \text{ kN}$$

$$W_H = W_v \cdot k_h = 33.08 \times 0.150 = 4.96 \text{ kN}$$

置換えコンクリート基礎のつま先回りのモーメント

項目	鉛直力 V(kN)	水平力 H(kN)	アーム長		モーメント	
			X(m)	Y(m)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
N'	221.40	—	0.844	—	186.84	—
W _v	33.08	—	0.678	—	22.42	—
H ₀	—	84.87	—	1.000	—	84.87
W _h	—	4.96	—	0.519	—	2.57
合計	254.48	89.83			209.26	87.44
					M _x -M _y = 121.81	

$$V' = W_v + N' = 33.08 + 221.40 = 254.48 \text{ kN}$$

$$H_0' = H_0 + W_H = 84.87 + 4.96 = 89.83 \text{ kN}$$

$$M' = M_x - M_y = 209.26 - 87.44 = 121.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

《 転倒および滑動に対する照査 》

$$V' = 254.48 \text{ kN}$$

$$H_0' = 89.83 \text{ kN}$$

$$M' = 121.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

〈 転倒 〉

$$e' = \frac{B_s}{2} - \frac{M'}{V'} = \frac{1.200}{2} - \frac{121.81}{254.48} = 0.121 \text{ m}$$

$$\leq \pm \frac{B_s}{3.00} = \pm \frac{1.200}{3.00} = \pm 0.400 \text{ m} \quad \text{--- OK}$$

〈 滑動 〉

$$F_s = \frac{c_B' \cdot A_e' + V' \cdot \tan \phi_B'}{H_0'}$$

$$= \frac{0.00 \times 0.957 + 254.48 \times 0.580}{89.83}$$

$$= 1.643 \geq F_a = 1.20 \quad \text{--- OK}$$

$$A_e' = (B_s - 2 \cdot e') \cdot L = (1.200 - 2 \times 0.121) \times 1.000 = 0.957 \text{ m}^2$$

《 支持に対する照査 》

〈 極限支持力度 〉

$$\begin{aligned}
 q_u &= \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \\
 &= 1.300 \times 1.000 \times 20.00 \times 20.624 \times 0.79370 \\
 &\quad + 1.000 \times 36.00 \times 14.359 \times 0.65248 \\
 &\quad + \frac{1}{2} \times 20.00 \times 0.600 \times 1.200 \times 8.041 \times 0.94104 \\
 &= 817.35 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

ここに、

$$B_e = 1.200 \text{ m}$$

$$\kappa = 1 + 0.3 \cdot \frac{D_f'}{B_e} = 1 + 0.3 \times \frac{0.000}{1.200} = 1.000$$

$$q = \gamma_2 \cdot D_f = 18.00 \times 2.000 = 36.00 \text{ kN/m}^2$$

$$\tan \theta' = \frac{H_0'}{V'} = \frac{89.83}{254.48} = 0.353$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 + 0.3 \times 1.0 = 1.300$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 - 0.4 \times 1.0 = 0.600$$

$$\left(\frac{B_e}{D_e} = \frac{1.200}{1.000} = 1.200 > 1.0 \text{ より} \right)$$

$$S_c = (c^*)^\lambda = (2.000)^{-1/3} = 0.79370$$

$$S_q = (q^*)^\nu = (3.600)^{-1/3} = 0.65248$$

$$S_\gamma = (B^*)^\mu = (1.200)^{-1/3} = 0.94104$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。

$$c^* = \frac{c}{c_0} = \frac{20.00}{10.0} = 2.000 \quad (\text{ただし、} 1 \leq c^* \leq 10)$$

$$q^* = \frac{q}{q_0} = \frac{36.00}{10.0} = 3.600 \quad (\text{ただし、} 1 \leq q^* \leq 10)$$

$$B^* = \frac{B_e}{B_0} = \frac{1.200}{1.0} = 1.200 \quad (\text{ただし、} 1 \leq B^*)$$

< 斜面上の極限支持力 >

$$R_u = A' \cdot q_f = 1.200 \times 667.85 = 801.43 \text{ kN}$$

ここに、

$$\begin{aligned} q_f &= \frac{q_d - q_{b0}}{R} \cdot \frac{b}{B'} + q_{b0} \\ &= \frac{817.35 - 279.41}{5.770} \times \frac{5.000}{1.200} + 279.41 \\ &= 667.85 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_d = q_u = 817.35 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{b0} &= \alpha \cdot c \cdot N_c \cdot (c^*)^\lambda + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \beta \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot (B^*)^\mu \\ &= 1.300 \times 20.00 \times 9.910 \times 1.00000 \\ &\quad + \frac{1}{2} \times 20.00 \times 0.600 \times 1.200 \times 3.022 \times 1.00000 \\ &= 279.41 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan \phi\right) \\ &= \tan\left(45^\circ + \frac{35.00^\circ}{2}\right) \cdot \exp\left(\frac{\pi}{2} \tan(35.00^\circ)\right) \\ &= 5.770 \end{aligned}$$

$$\beta' = 20.00^\circ$$

$$\beta_e = \beta' + \tan^{-1} k_h = 20.00^\circ + \tan^{-1}(0.150) = 28.53^\circ$$

$$A' = B' \cdot L = 1.200 \times 1.000 = 1.200 \text{ m}^2$$

$$B' = 1.200 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 + 0.3 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 + 0.3 \times 1.0 = 1.300$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \frac{B_e}{D_e} = 1 - 0.4 \times 1.0 = 0.600$$

$$\left(\frac{B_e}{D_e} = \frac{1.200}{1.000} = 1.200 > 1.0 \text{ より}\right)$$

$$(c^*)^\lambda = (1.000)^{-1/3} = 1.00000$$

$$(B^*)^\mu = (1.000)^{-1/3} = 1.00000$$

※寸法効果の程度を表す係数 $\lambda = \mu = -1/3$ とする。

< 斜面上の許容鉛直支持力 >

$$V' = 254.48 \text{ kN} \leq Q_a = \frac{R_u}{n} = \frac{801.43}{2.00} = 400.71 \text{ kN} \quad \text{--- OK}$$

< 地盤反力度 >

$$V' = 254.48 \text{ kN}$$

$$H_0' = 89.83 \text{ kN}$$

$$M' = 121.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$e' = \frac{B_s}{2} - \frac{M'}{V'} = \frac{1.200}{2} - \frac{121.81}{254.48} = 0.121 \text{ m}$$

$e' < \frac{B_s}{6}$ なので、台形分布となる。

$$q = \frac{V'}{L \cdot B_s} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e'}{B_s} \right)$$

$$= \frac{254.48}{1.000 \times 1.200} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.121}{1.200} \right)$$

$$= 340.69 \text{ kN/m}^2$$

$$= 83.44 \text{ kN/m}^2$$