

§ 1. のり肩に設置する支柱基礎の水平安定度照査

斜面上に設置する支柱基礎(杭基礎)の設計は、NEXCOの「設計要領 第五集 交通管理施設編【遮音壁設計要領】H19.8」に記載されている方法とする。

1. 計算条件

計算タイトル	〇〇柵の支柱杭基礎計算				
	項目	記号	単位	数値	備考
基礎天端作用荷重	水平荷重	H_o	kN	40.000	
	鉛直荷重	V_o	kN	40.000	
	モーメント荷重	M_o	kN・m	40.000	
支柱基礎の条件	支柱基礎の杭径	D	m	0.5000	
	支柱基礎の長さ	L	m	3.500	
	支柱基礎の土被り	L_f	m	0.500	
	支柱基礎の単位長さ重量	γ_p	kN/m	0.618	
	支柱基礎の断面積	A	cm ²	80.40	
	支柱基礎の断面係数	Z	cm ³	792.0	
	支柱基礎の断面2次モーメント	I	cm ⁴	16,100.0	
	支柱基礎のヤング係数	$E_s \times 10^5$	N/mm ²	2.000	
根入れ地盤土質条件	単位体積重量	γ	kN/m ³	18.600	
	内部摩擦角	ϕ	度	30.000	
	粘着力	C	kN/m ²	0.000	
	地盤種別	-	-	土砂	
	変形係数	E_o	kN/m ²	14,000.0	
	地盤反力推定係数	α	-	2	
のり面条件	のり面傾斜角	θ	度	29.055	
	支柱中心と法肩の距離	X_c	m	0.500	
	のり面の高さ(盛土高)	H	m	1.000	
計画安全率	転倒に対する計画安全率	F_{sp}	-	2.00	

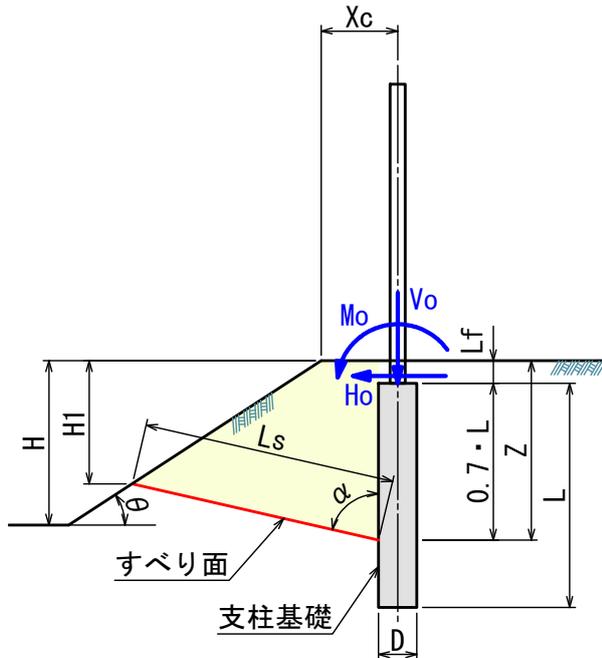


図-1 支柱基礎断面図

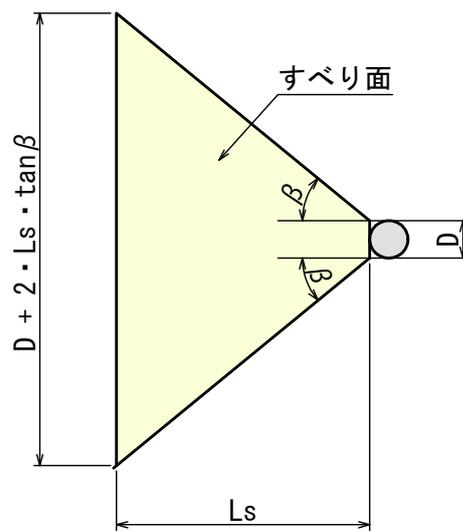


図-2 すべり面の拡がり図

2. すべり面とのり面の交点計算

(1) 支柱基礎前面におけるすべり土塊の下端深さ(Z)

すべり土塊の下端深さ(Z)は支柱基礎の長さの0.7倍の位置とする。

$$\begin{aligned} Z &= 0.7 \cdot L + L_f \\ &= 2.950 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) すべり角(すべり面と支柱基礎の成す角度)

$$\begin{aligned} \alpha &= 45 + \phi/2 + \theta/2 \\ &= 74.528 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

予備計算	
$\tan \theta =$	0.5556
$\tan \alpha =$	3.6127
$\tan \beta =$	0.8391
$\sin \alpha =$	0.9638
$\cos \alpha =$	0.2668
$\tan \phi =$	0.5774

(3) 支柱基礎端から法肩までの離れ(X)

$$\begin{aligned} X &= X_c - D/2 \\ &= 0.250 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(4) すべり面とのり面の交点と基礎からの離れ(Xs)

$$\begin{aligned} X_s &= (Z + X \cdot \tan \theta) / (\tan \theta + 1/\tan \alpha) \\ &= 3.711 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(5) 交点の地表からの深さ(hs)

$$\begin{aligned} H_1 &= Z - X_s / \tan \alpha \\ &= 1.923 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(6) 交点とすべり面下端との高低差

$$\begin{aligned} H_2 &= X_s / \tan \alpha \\ &= 1.027 \text{ (m)} \end{aligned}$$

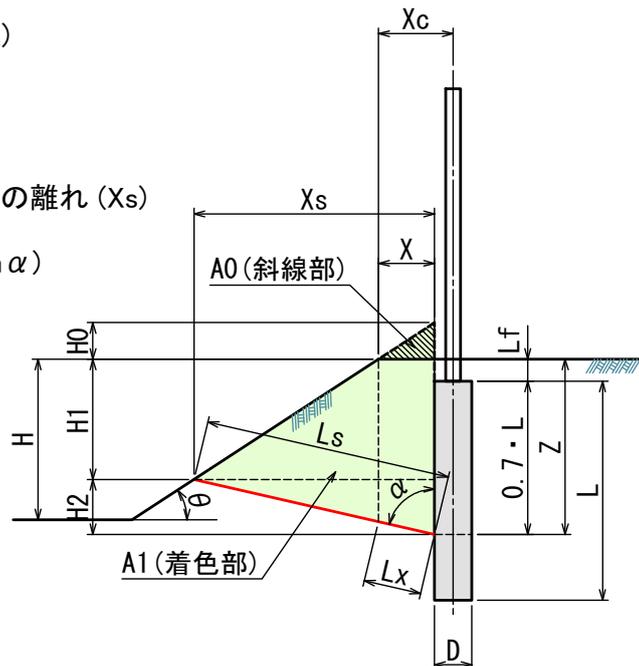


図-3 支柱基礎断面図

3. すべり土塊重量計算

(1) すべり面の拡がり角

$$\begin{aligned} \beta &= 30 + \phi/3 \text{ (土砂)} \\ &= 40.000 \text{ (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

一般に、土砂・軟岩の場合 $\beta = 30 + \phi/3$
硬岩の場合 $\beta = \phi/3$

(2) すべり面長さ

・X区間のすべり面長さ

$$\begin{aligned} L_x &= X / \sin \alpha \\ &= 0.259 \text{ (m)} \end{aligned}$$

・Xs区間のすべり面長さ

$$\begin{aligned} L_s &= X_s / \sin \alpha \\ &= 3.850 \text{ (m)} \end{aligned}$$

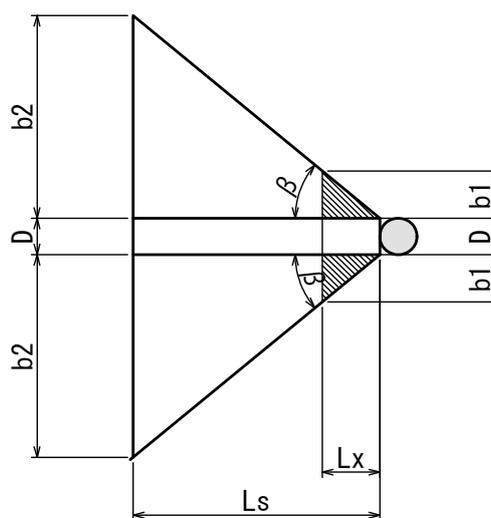


図-4 すべり面の拡がり図

(3) すべり面の拡がり幅

・X区間のすべり面拡がり幅

$$b1 = Lx \cdot \tan \beta$$

$$= 0.217 \text{ (m)}$$

・Xs区間のすべり面拡がり幅

$$b2 = Ls \cdot \tan \beta$$

$$= 3.231 \text{ (m)}$$

(4) すべり土塊の重量

・地表上の仮想高さ

$$H0 = X \cdot \tan \theta$$

$$= 0.139 \text{ (m)}$$

・全断面積(地表上の仮想土塊を含む)

$$A1 = 1/2 \cdot (H0 + Z) \cdot Xs$$

$$= 5.732 \text{ (m}^2\text{)}$$

・地表上の仮想土塊断面積

$$A0 = 1/2 \cdot H0 \cdot X$$

$$= 0.017 \text{ (m}^2\text{)}$$

・すべり土塊の体積

$$V = 1/3 \cdot A1 \cdot b2 \times 2 \quad \text{---- ①三角錐}$$

$$- 1/3 \cdot A0 \cdot b1 \times 2 \quad \text{---- ②三角錐(控除)}$$

$$+ 1/2 \cdot (X + Xs) \cdot H1 \cdot D \quad \text{---- ③台形板}$$

$$+ 1/2 \cdot H2 \cdot Xs \cdot D \quad \text{---- ④三角板}$$

$$= 1/3 \times 5.732 \times 3.231 \times 2 - 1/3 \times 0.017 \times 0.217 \times 2$$

$$+ 1/2 \times (0.250 + 3.711) \times 1.923 \times 0.500 + 1/2 \times 1.027 \times 3.711 \times 0.500$$

$$= 15.201 \text{ (m}^3\text{)}$$

・すべり土塊の重量

$$W = \gamma \cdot V$$

$$= 18.600 \times 15.201$$

$$= 282.739 \text{ (kN)}$$

・すべり面の面積

$$A = 1/2 \cdot (D + D + 2 \cdot Ls \cdot \tan \beta) \cdot Ls$$

$$= (D + Ls \cdot \tan \beta) \cdot Ls$$

$$= (0.500 + 3.850 \times \tan 40.000) \times 3.850$$

$$= 14.363 \text{ (m}^2\text{)}$$

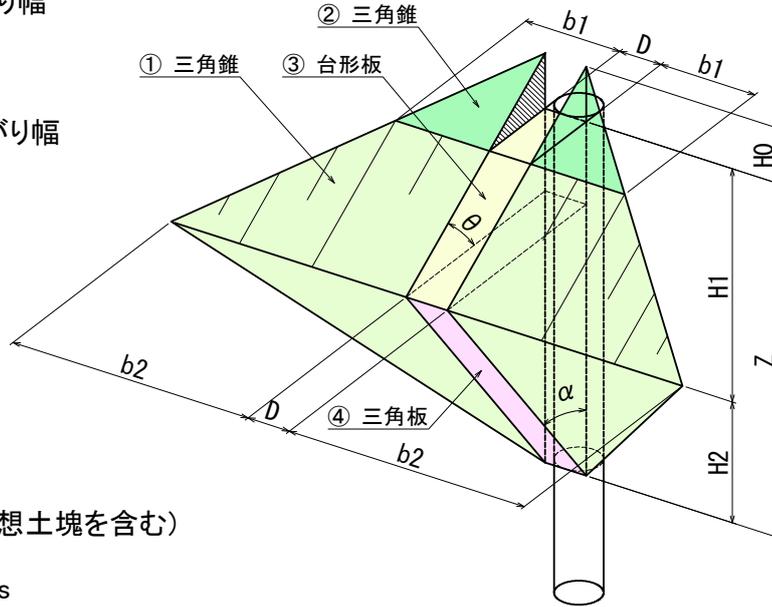


図-5 すべり土塊模式図

4. 極限水平支持力の計算

極限水平支持力は、下図に示す直線すべり面のせん断抵抗力を最小値とし、すべり面に平行な力のつり合い式から求めることができる。

$$Rq \cdot \sin \alpha = W \cdot \cos \alpha + (W \cdot \sin \alpha + Rq \cdot \cos \alpha) \cdot \tan \phi + C \cdot A$$

$$Rq = \frac{W \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + C \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi}$$

$$= \frac{282.739 \times (0.2668 + 0.9638 \times 0.5774) + 0.000 \times 14.363}{0.9638 - 0.2668 \times 0.5774}$$

$$= \frac{232.778}{0.810}$$

$$= 287.380 \text{ (kN)}$$

ここに、
 Rq : 極限水平支持力 (kN)
 W : すべり土塊の重量 = 282.739 (kN)
 A : すべり面の面積 = 14.363 (m²)
 α : すべり面の角度 = 74.528 (°)
 ϕ : 地盤の内部摩擦角 = 30.000 (°)
 C : 地盤の粘着力 = 0.000 (kN/m²)

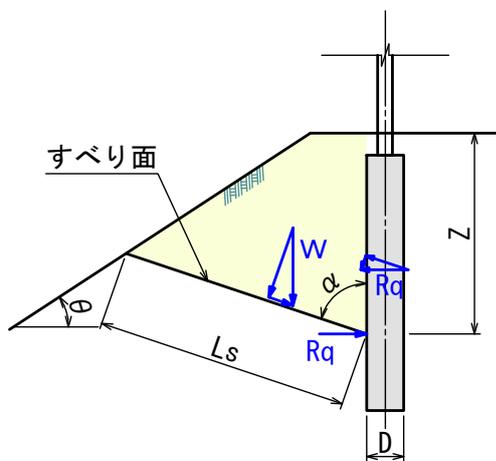


図-6 極限水平支持力検討断面図

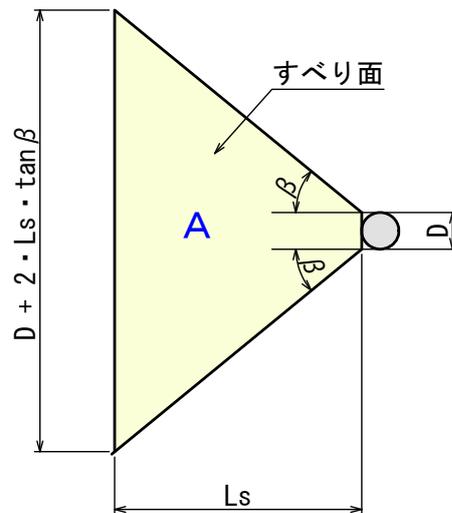


図-7 すべり面拡がり図

5. 設計タイプの判定

図-9に示すように、盛土高が低くてすべり面とのり面の交点が盛土高より高くなる場合には、地形を考慮した設計を行う必要がある。この場合、下記の2ケースについて極限水平支持力(Rq)を算出し、値の大きい方を採用する。

ケース①の場合の Rqは 前項で計算済みである。

ケース①

斜面勾配が一定として、すべり面角を $\alpha = 45 + \phi / 2 + \theta / 2$ で求めて Rq を算出する。
(図-9 の すべり面-1)

ケース②

地盤の傾斜角 θ を 0 として、すべり面角を $\alpha' = 45 + \phi / 2$ で求めて Rq を算出する。
(図-9 の すべり面-2)

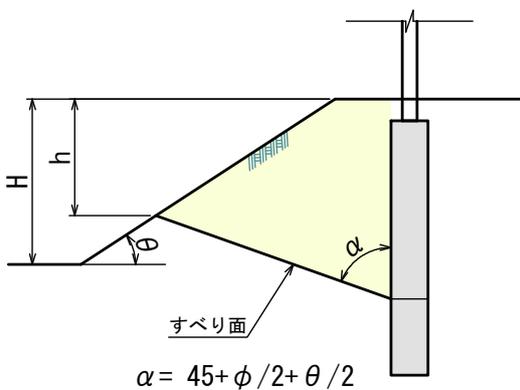


図-8 盛土高が高い場合

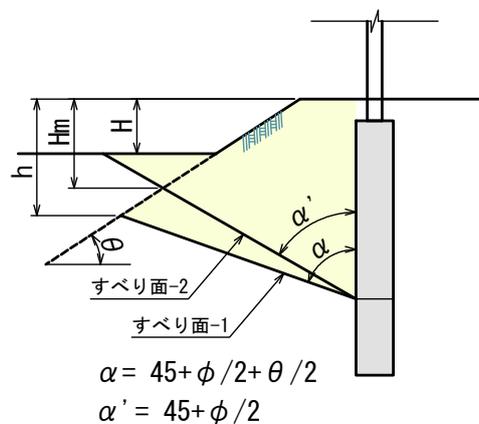


図-9 盛土高が低い場合

地形を考慮した設計を行う必要性の判定は、図-9に示す すべり面-2 とのり面の交点(Hm)が盛土高(H)より深いかな否かで決定する。

- ・ $H \geq H_m$ の場合 → 地形を考慮した設計は必要ない。
- ・ $H < H_m$ の場合 → 地形を考慮した設計を行う必要がある。

$$H_m = \frac{(Z \cdot \tan \alpha' - X) \cdot \tan \theta}{\tan \alpha' \cdot \tan \theta + 1}$$

$$= 1.376 \text{ (m)}$$

ここに、 α' : 地表の傾斜角を 0 とした場合のすべり角

$$\alpha' = 45 + \phi / 2 = 60.000 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$\theta : \text{のり面傾斜角} = 29.055 \text{ (}^\circ\text{)}$$

$$Z : \text{すべり面下端深さ} = 2.950 \text{ (m)}$$

$$X : \text{のり肩までの離れ} = 0.250 \text{ (m)}$$

【計算タイプの判定】

$$H_m = 1.376 > H = 1.00 \text{ (m)}$$

$H < H_m$ となるので、地形を考慮した設計を行う必要がある。

6. 地形を考慮した場合の極限水平支持力

地盤の傾斜角 θ を 0 として、すべり面角を $\alpha = 45 + \phi/2$ で求めて R_q を算出する。

6-1. すべり面と地盤の交点計算

(1) すべり角(すべり面と支柱基礎の成す角度)

$$\begin{aligned}\alpha &= 45 + \phi/2 \\ &= 60.000\end{aligned}$$

(2) 支柱基礎端からのり尻までの離れ (X_h)

$$\begin{aligned}X_h &= X + H/\tan \theta \\ &= 2.050 \text{ (m)}\end{aligned}$$

(3) すべり面と地盤の交点位置 (X_g)

$$\begin{aligned}X_g &= (Z - H) \cdot \tan \alpha \\ &= 3.378 \text{ (m)}\end{aligned}$$

(4) 交点とすべり面下端との高低差

$$\begin{aligned}H_g &= Z - H \\ &= 1.950 \text{ (m)}\end{aligned}$$

6-2. すべり土塊重量計算

(1) すべり面長さ

- X 区間のすべり面長さ

$$\begin{aligned}L_x &= X / \sin \alpha \\ &= 0.289 \text{ (m)}\end{aligned}$$

- X_h 区間のすべり面長さ

$$\begin{aligned}L_h &= X_h / \sin \alpha \\ &= 2.367 \text{ (m)}\end{aligned}$$

- X_g 区間のすべり面長さ

$$\begin{aligned}L_g &= X_g / \sin \alpha \\ &= 3.901 \text{ (m)}\end{aligned}$$

(2) すべり面の拡がり幅

- X 区間のすべり面拡がり幅

$$\begin{aligned}b_1 &= L_x \cdot \tan \beta \\ &= 0.242 \text{ (m)}\end{aligned}$$

- X_h 区間のすべり面拡がり幅

$$\begin{aligned}b_2 &= L_h \cdot \tan \beta \\ &= 1.986 \text{ (m)}\end{aligned}$$

- X_g 区間のすべり面拡がり幅

$$\begin{aligned}b_3 &= L_g \cdot \tan \beta \\ &= 3.273 \text{ (m)}\end{aligned}$$

予備計算	
$\tan \theta =$	0.5556
$\tan \alpha =$	1.7321
$\tan \beta =$	0.8391
$\sin \alpha =$	0.8660
$\cos \alpha =$	0.5000
$\tan \phi =$	0.5774

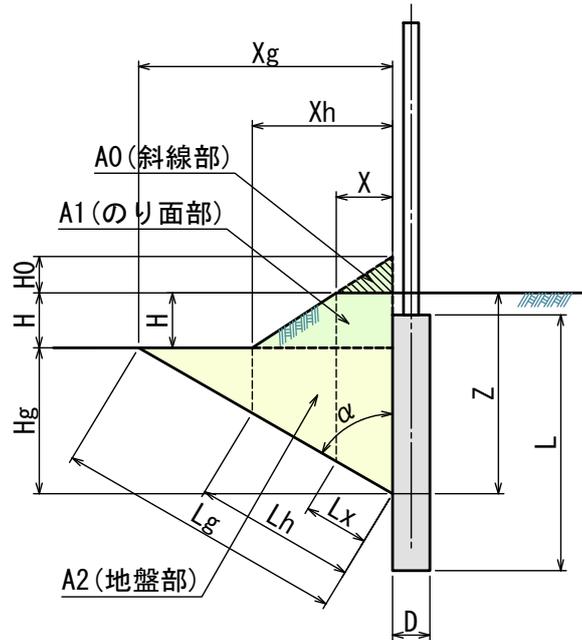


図-10 支柱基礎断面図

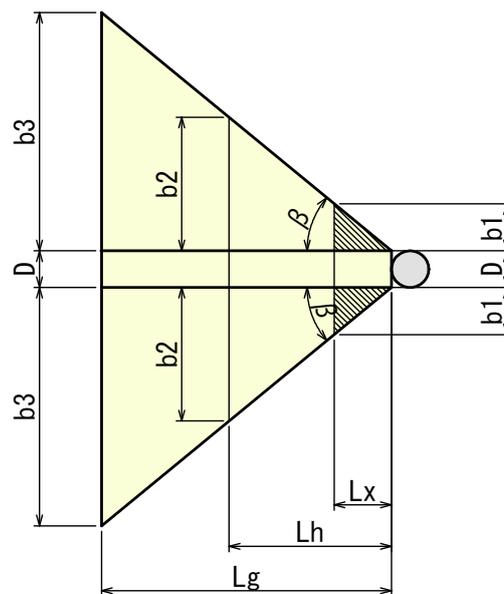


図-11 すべり面の拡がり図

(3) すべり土塊の重量

・地表上の仮想高さ

$$H_0 = X \cdot \tan \theta$$

$$= 0.139 \text{ (m)}$$

・地表上の仮想土塊断面積

$$A_0 = 1/2 \cdot H_0 \cdot X$$

$$= 0.017 \text{ (m}^2\text{)}$$

・のり面部の全断面積
(地表上の仮想土塊を含む)

$$A_1 = 1/2 \cdot (H_0 + H) \cdot X_h$$

$$= 1.167 \text{ (m}^2\text{)}$$

・地盤面より下の断面積(Hg区間)

$$A_2 = 1/2 \cdot H_g \cdot X_g$$

$$= 3.294 \text{ (m}^2\text{)}$$

・すべり土塊の体積

$$V = 1/3 \cdot A_1 \cdot b_2 \times 2 \quad \text{---- ①三角錐}$$

$$+ 1/3 \cdot A_2 \cdot b_3 \times 2 \quad \text{---- ②三角錐}$$

$$- 1/3 \cdot A_0 \cdot b_1 \times 2 \quad \text{---- ③三角錐(控除)}$$

$$+ 1/2 \cdot (X + X_h) \cdot H \cdot D \quad \text{---- ④台形板}$$

$$+ 1/2 \cdot H_g \cdot X_g \cdot D \quad \text{---- ⑤三角板}$$

$$= 1/3 \times 1.167 \times 1.986 \times 2 + 1/3 \times 3.294 \times 3.273 \times 2 - 1/3 \times 0.017 \times 0.242 \times 2$$

$$+ 1/2 \times (0.250 + 2.050) \times 1.000 \times 0.500 + 1/2 \times 1.950 \times 3.378 \times 0.500$$

$$= 10.952 \text{ (m}^3\text{)}$$

・すべり土塊の重量

$$W = \gamma \cdot V$$

$$= 18.600 \times 10.952$$

$$= 203.707 \text{ (kN)}$$

・すべり面の面積

$$A = 1/2 \cdot (D + D + 2 \cdot L_g \cdot \tan \beta) \cdot L_g$$

$$= (D + L_g \cdot \tan \beta) \cdot L_g$$

$$= (0.500 + 3.901 \times \tan 40.000) \times 3.901$$

$$= 14.720 \text{ (m}^2\text{)}$$

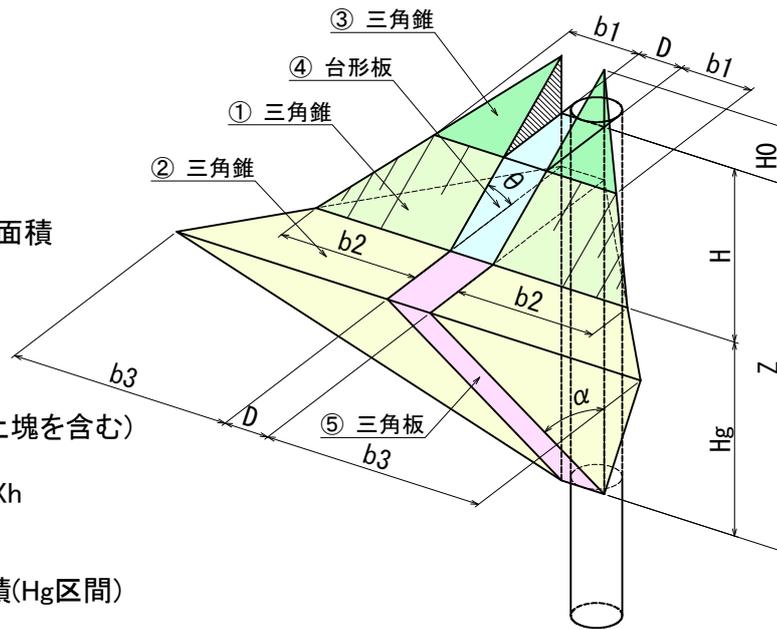


図-12 すべり土塊模式図

6-3. 極限水平支持力の計算

極限水平支持力は、下図に示す直線すべり面のせん断抵抗力を最小値とし、すべり面に平行な力のつり合い式から求めることができる。

$$R_q \cdot \sin \alpha = W \cdot \cos \alpha + (W \cdot \sin \alpha + R_q \cdot \cos \alpha) \cdot \tan \phi + C \cdot A$$

$$R_q = \frac{W \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \tan \phi) + C \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \cdot \tan \phi}$$

$$= \frac{203.707 \times (0.5000 + 0.8660 \times 0.5774) + 0.000 \times 14.720}{0.8660 - 0.5000 \times 0.5774}$$

$$= \frac{203.713}{0.577}$$

$$= 353.055 \text{ (kN)}$$

ここに、

R_q : 極限水平支持力 (kN)	
W : すべり土塊の重量 =	203.707 (kN)
A : すべり面の面積 =	14.720 (m ²)
α : すべり面の角度 =	60.000 (°)
ϕ : 地盤の内部摩擦角 =	30.000 (°)
C : 地盤の粘着力 =	0.000 (m ²)

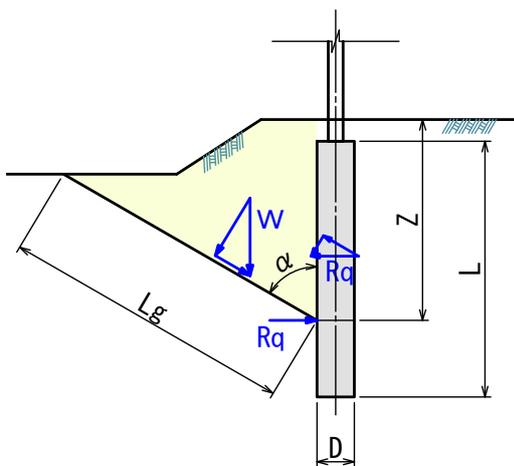


図-13 極限水平支持力検討断面図

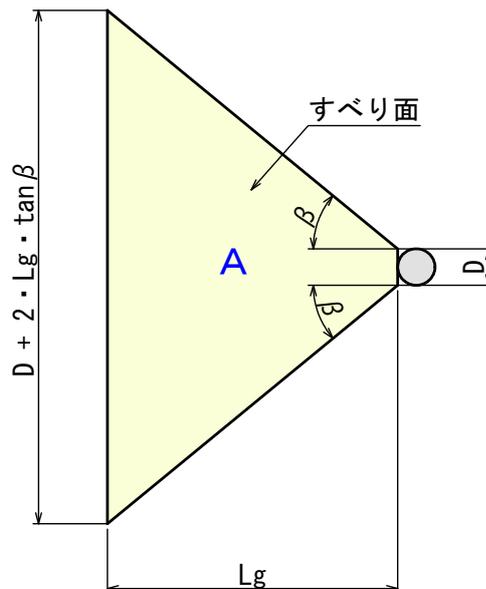


図-14 すべり面拡がり図

6-4. 採用する極限水平支持力の判定

下記の2ケースで求めた極限水平支持力(R_q)の大きい方を採用する。

ケース① 斜面勾配が一定として、すべり面角を $\alpha = 45 + \phi / 2 + \theta / 2$ で求めた R_{q1}
 $R_{q1} = 287.380 \text{ (kN)}$

ケース② 斜地盤の傾斜角 θ を 0 として、すべり面角を $\alpha = 45 + \phi / 2$ で求めた R_{q2}
 $R_{q2} = 353.055 \text{ (kN)}$

【採用する極限水平支持力】

$$R_q = \text{MAX} (R_{q1} , R_{q2}) = 353.055 \text{ (kN)}$$

7. 水平方向の安定度照査

水平方向の安定度照査は次式により行う。

$$F_s \leq \frac{M_r}{M_I}$$

ここに、

F_s : 転倒に対する安全率 = 2.00

M_r : 転倒に対する抵抗モーメントで次の式で求める。
 $= 1/3 \cdot 0.7 \cdot L \cdot R_q + 0.3 \cdot L \cdot S_u + 1/2 \cdot 0.3 \cdot L \cdot P$
 $= (0.7/3 \cdot R_q + 0.3 \cdot S_u + 0.3/2 \cdot P) \cdot L$
 $= 460.739 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

M_I : 転倒モーメントで次の式で求める。
 $= M_o + 0.7 \cdot L \cdot H_o$
 $= 138.000 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$

R_q : 回転中心における地盤の極限水平支持力
 $= 353.055 \text{ (kN)}$

S_u : 底面の極限せん断抵抗力で次の式で求める。
 $= (V_o + W_o) \cdot \tan(2/3 \phi)$
 $= 15.346 \text{ (kN)}$

M_o : 基礎天端に作用するモーメント = 40.000 (kN・m)

V_o : 基礎天端に作用する鉛直力 = 40.000 (kN)

H_o : 基礎天端に作用する水平力 = 40.000 (kN)

W_o : 基礎の自重で次の式で求める。
 $= \gamma_p \cdot L = 0.618 \times 3.500 = 2.163 \text{ (kN)}$

L : 支柱基礎の長さ = 3.500 (m)

γ_p : 支柱基礎の単位長さ重量 = 0.618 (kN/m)

P : 水平方向における不釣り合い力で次の式で求める。
 $= R_q - H_o - S_u$
 $= 297.709 \text{ (kN)}$

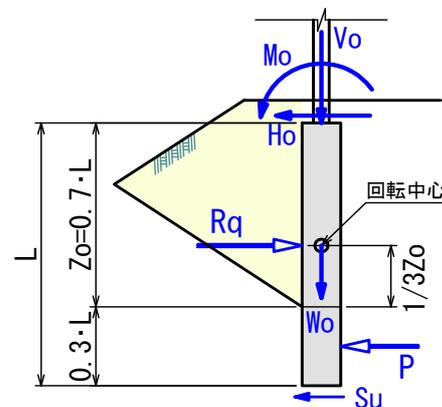
・安定度照査

$$F_s = \frac{M_r}{M_I}$$

$$= \frac{460.739}{138.000}$$

$$= 3.339 \geq F_{sp} = 2.00$$

O.K



§ 2. のり肩に設置する支柱基礎杭の本体設計

支柱基礎本体の応力度照査は弾性床土上の梁として計算する。

1. 計算条件

計算タイトル		〇〇柵の支柱杭基礎計算			
	項目	記号	単位	数値	摘要
作用荷重	水平荷重	Ho	kN	40.000	
	鉛直荷重	Vo	kN	40.000	
	モーメント荷重	Mo	kN・m	40.000	
支柱条件	支柱基礎の杭径	D	m	0.5000	
	支柱基礎の長さ	L	m	3.500	
	支柱基礎の土被り	Lf	m	0.500	
	支柱基礎の単位長さ重量	γp	kN/m	6.180E-01	
	支柱基礎の断面積	A	m ²	8.040E-03	
	支柱基礎の断面係数	Z	m ³	7.920E-04	
	支柱基礎の断面2次モーメント	I	m ⁴	1.610E-04	
	支柱基礎のヤング係数	Es	kN/m ²	2.000E+08	
	支柱基礎の許容引張応力度	σa	N/mm ²	210.0	
	支柱基礎の許容せん断応力度	τa	N/mm ²	120.0	
地盤条件	地盤の変形係数	E ₀	kN/m ²	14,000.0	
	試験方法による係数	α	-	2	

2. 地盤反力係数の計算

(1) 水平方向地盤反力係数の計算

$$k_h = kh_0 \left(\frac{Bh}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

kh : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

kh_0 : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験に相当する水平方向地盤反力係数で、式(1)による。

$$kh_0 = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \quad \text{----式(1)}$$

Bh : 支柱の換算載荷幅 (m)で、式(2)による。

$$Bh = \sqrt{\frac{D}{\beta}} \quad \text{----式(2)}$$

β : 杭の特性値(m⁻¹)で、式(3)による。

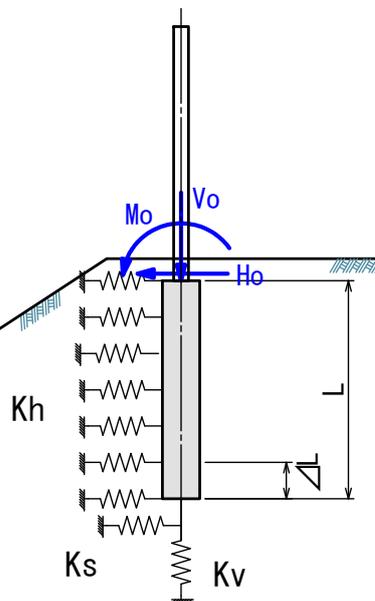
$$\beta = 4 \sqrt{\frac{kh \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} \quad \text{----式(3)}$$

D : 支柱の杭径 (m)

E : 支柱のヤング係数 (kN/m²)

I : 支柱の断面2次モーメント (m⁴)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数



水平方向地盤反力係数の計算表

項目		単位	数値	備考(算式)
変形係数	E_0	kN/m^2	14,000	
試験方法による係数	α	-	2	
換算地盤反力係数	kh_0	kN/m^3	93,333	$kh_0 = \alpha E_0 / 0.3$
換算載荷幅	Bh	m	0.8888	$Bh = (D/\beta)^{1/2}$
基礎の特性値	β	m^{-1}	0.6329	$\beta = (kh \cdot D / 4EI)^{-1/4}$
水平地盤反力係数	kh	kN/m^3	41,330	$kh = kh_0(Bh/0.3)^{-3/4}$

(2) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数の計算

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m^3)

k_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験に相当する鉛直方向地盤反力係数で、式(4)による。

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \quad \text{----式(4)}$$

B_v : 支柱の換算載荷幅 (m)で式(5)による。ただし、円形の場合は直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v} \quad \text{----式(5)}$$

鉛直方向地盤反力係数の計算表

項目		単位	数値	備考(算式)
変形係数	E_0	kN/m^2	14,000	
試験方法による係数	α	-	2	
換算地盤反力係数	k_{v0}	kN/m^3	93,333	$k_{v0} = \alpha E_0 / 0.3$
換算載荷幅	B_v	m	0.5000	$B_v = D$
鉛直地盤反力係数	k_v	kN/m^3	63,628	$k_v = k_{v0}(B_v/0.3)^{-3/4}$

(3) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数の計算

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

ここに、

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数(kN/m^3)

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m^3)

λ : 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比
一般に $\lambda = 0.30$ とする。

水平方向せん断地盤反力係数の計算表

項目		単位	数値	備考(算式)
鉛直地盤反力係数	k_v	kN/m^3	63,628	
係数の比 (k_s/k_v)	λ	-	0.30	
水平せん断反力係数	k_s	kN/m^3	19,088	$k_s = \lambda \cdot k_v$

3. 節点バネ定数の計算

(1) 水平方向バネ定数

水平方向バネ定数は、次式で求める。
(計算結果は水平方向バネ定数の計算表を参照)

$$K_H = k_h \cdot \alpha_o \cdot D \cdot \Delta L \quad \text{----式(6)}$$

ここに、

k_h : 水平方向地盤反力係数 = 41,330 (kN/m³)

D : 基礎杭径 (m)

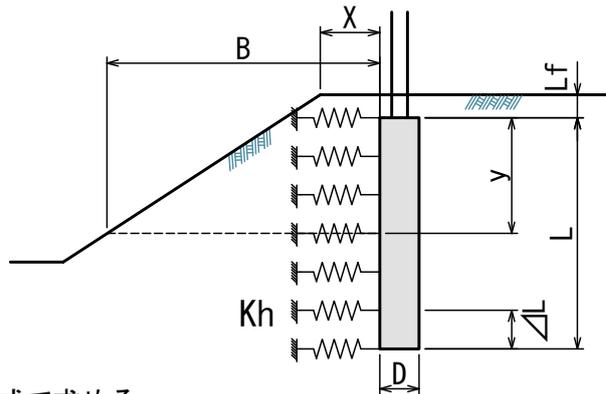
ΔL : バネ間隔長さで、一般的には50cm程度で充分である。

当計算では $\Delta L = 0.250$ (m) とする。

α_o : 斜面における水平方向地盤反力係数の補正係数で式(7)による。

B : 斜面までの水平土被り (m)

$$\left. \begin{aligned} \alpha_o &= 0 & (0 \leq B/D < 0.5) \\ \alpha_o &= \{0.3 \cdot \log_{10}(B/D) + 0.7\} & (0.5 \leq B/D < 10) \\ \alpha_o &= 1.0 & (10 \leq B/D) \end{aligned} \right\} \text{----式(7)}$$



(2) 底面鉛直方向バネ定数

底面鉛直バネ定数は、次式で求める。

$$\begin{aligned} K_V &= k_v \cdot A \quad \text{----式(8)} \\ &= 12,490 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 = 63,628 (kN/m³)

A : 基礎杭底面積 (m²) $\pi \cdot D^2 / 4 = 0.1963$ (m²)

(3) 底面せん断バネ定数

底面せん断バネ定数は、次式で求める。

$$\begin{aligned} K_S &= k_s \cdot A \quad \text{----式(9)} \\ &= 3,747 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに、

k_s : 水平方向せん断地盤反力係数 = 19,088 (kN/m³)

A : 基礎杭底面積 (m²)

6. 応力度の照査

(1) 引張応力度の照査

支柱基礎杭の引張応力度は式(10)により算定する。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M \times 10^6}{Z \times 10^9} + \frac{N \times 10^3}{A \times 10^6} \quad \text{----式(10)} \\ &= \frac{51,271,419}{792,000} + \frac{40,464}{8,040} \\ &= 64.737 + 5.033 \\ &= 69.77 \leq \sigma_a = 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}M: \text{最大曲げモーメント} &= 51.271 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \\ N: \text{軸力} &= 40.464 \text{ (kN)} \\ Z: \text{断面係数} &= 7.920\text{E-}04 \text{ (m}^3\text{)} \\ A: \text{断面積} &= 8.040\text{E-}03 \text{ (m}^2\text{)} \\ \sigma_a: \text{許容引張応力度} &= 210.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

(2) せん断応力度の照査

支柱基礎杭のせん断応力度は式(11)により算定する。

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{S \times 10^3}{A \times 10^6} \quad \text{----式(11)} \\ &= \frac{30,318}{8,040} \\ &= 3.77 \leq \tau_a = 120.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \text{O.K.}\end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}S: \text{最大せん断力} &= 30.318 \text{ (kN)} \\ A: \text{断面積} &= 8.040\text{E-}03 \text{ (m}^2\text{)} \\ \tau_a: \text{許容せん断応力度} &= 120.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

7. 杭体の応力度計算結果

項目	記号	単位	数値	備考
杭頭作用荷重	水平荷重	Ho	kN	40.000
	鉛直荷重	Vo	kN	40.000
	モーメント荷重	Mo	kN・m	40.000
引張応力度照査	引張応力度	σ	N/mm ²	69.77
	許容引張応力度	σ_a	N/mm ²	210.0
	判定	$\sigma \leq \sigma_a$ O.K		
せん断応力度照査	引張応力度	τ	N/mm ²	3.77
	許容引張応力度	τ_a	N/mm ²	120.0
	判定	$\tau \leq \tau_a$ O.K		