

も た れ 擁 壁 計 算 例

壁 高 $H = 6.000 \text{ m}$

杭 種 鋼管杭

杭本体径 $\phi 600 \times 12$ (SKK400)

杭長 $L = 11.000 \text{ m}$

平成23年1月19日

株式会社〇〇〇〇〇〇

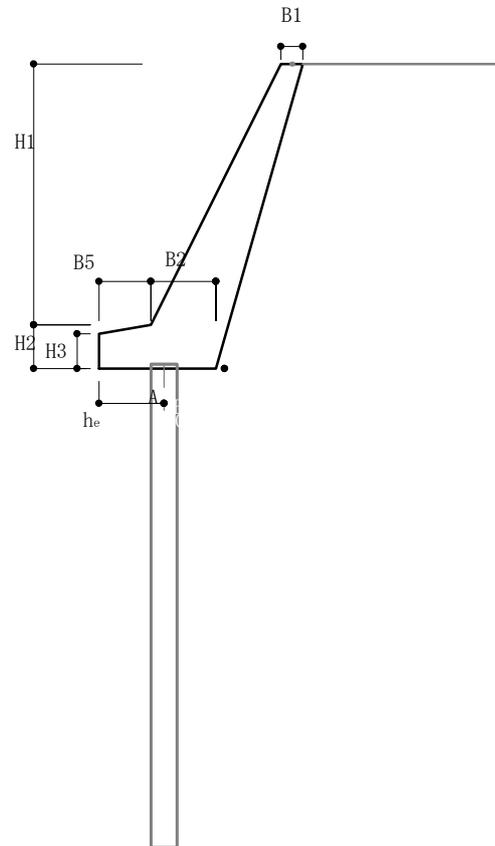
もたれ擁壁計算例

1. 設計条件

(1)形状寸法

壁 高 $H1 = 6.000$ m
 フーチング厚 (基部) $H2 = 1.000$ m
 前面フーチング厚(先端) $H3 = 0.800$ m

壁 厚 (天端) $B1 = 0.500$ m
 壁 厚 (基部) $B2 = 1.500$ m
 前面勾配厚 $B3 = 3.000$ m
 フーチング前面長 $B5 = 1.200$ m



つま先から杭芯距離 $he = 1.500$ m

杭頭高 $T = 0.100$ m
 杭の奥行間隔 $@ 1.50$ m

(2)地震時係数

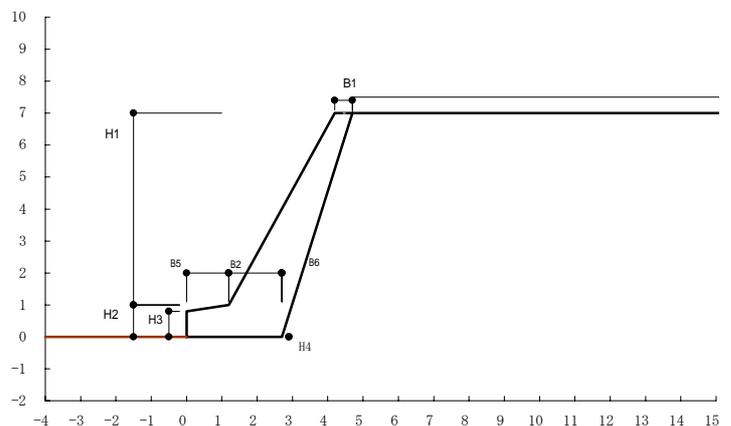
地震水平震度 $Kh = 0.00$
 地震時上載荷重 無し

(3)単位重量及び土質諸元

コンクリートの単位重量 $\gamma_c = 24.5$ kN/m³
 背面土の単位重量 $\gamma_s = 18.0$ kN/m³
 背面土の内部摩擦角 $\phi = 28.0$ 度
 壁面摩擦角
 常 時(土と土) $\delta = 18.7$ 度
 常時(土とコンクリート) $\delta = 18.7$ 度
 地震時(土と土) $\delta = 14.0$ 度
 地震時(土とコンクリート) $\delta = 14.0$ 度

(4)背面形状

X(m)	Y(m)	q (kN/m ²)
20.000	0.000	10.000



(5) 任意荷重

水平荷重名
荷重強度
作用高さ
荷重幅

$p_s = 0.000$ kN
 $y_p = 0.000$ m
 $b_p = 1.000$ m当り

鉛直荷重名 手摺

$p_v = 100.000$ kN/m当り
 $x_p = 1.000$ m

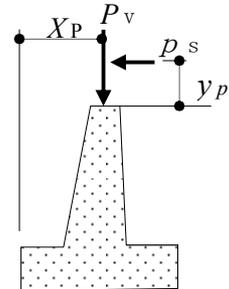
常時考慮 地震時考慮

常時考慮 地震時考慮

(6) 許容応力度

設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21$ N/mm²
許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 7$ N/mm²
許容せん断応力度 $\tau_{ca} = 0.7$ N/mm²
許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 180$ N/mm²
許容付着応力度 $\tau_a = 1.4$ N/mm²

無筋コンクリート許容引張応力度 $\tau_{ca} = 0.26$ N/mm²



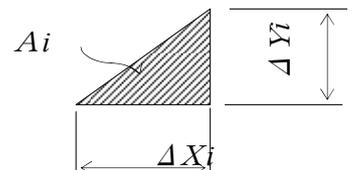
(7) 配筋計画

	鉄筋径1 D (mm)	鉄筋径2 D (mm)	ピッチ @ (mm)	中心かぶり t(mm)	鉄筋量 A _s (mm ²)	周長 U(mm)
たて壁(基部)	16		250	60	794	200
(中間部)4.00 m	無筋		250	60	0	0
前面フーチング	無筋				0	
背面フーチング	無筋					

(8) 重量・重心計算式

a) 面積は座標系より倍面積法によって求める。

No	X	Y	X _{n+1} - X _{n-1}	倍面積
1	0.000	0.000	-2.700	0.000
2	0.000	0.800	1.200	0.960
3	1.200	1.000	1.200	1.200
4	1.200	1.000	3.000	3.000
5	4.200	7.000	3.500	24.500
6	4.700	7.000	-1.500	-10.500
7	2.700	0.000	-2.000	0.000
8	2.700	0.000	0.000	0.000
9	2.700	0.000	0.000	0.000
10	2.700	0.000	-2.700	0.000
倍面積				19.160
擁壁の断面積	A =	19.160 / 2 =		9.580 m ²
擁壁の重量	w = A · γ _c =	9.580 × 24.50 =		234.710 kN



$$(X, Y) = \left(\frac{\sum \{ (A_i \cdot (\Delta X_i \cdot 2/3 + X_i)) \}}{\sum A}, \frac{\sum \{ (A_i \cdot (\Delta Y_i \cdot 1/3 + Y_i)) \}}{\sum A} \right)$$

(9) 杭の諸元

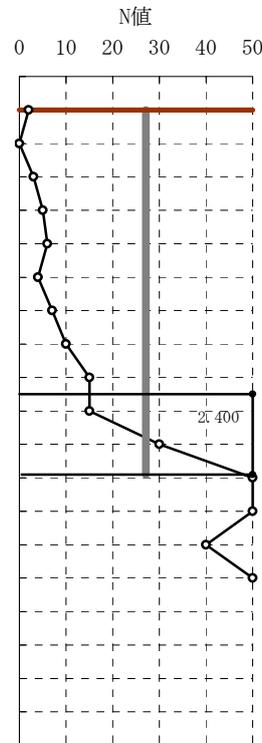
杭種 鋼管杭
 杭本体径 $D \times t = 600 \times 12.00 \text{ mm}$ (SKK400)
 杭長 $L = 11.0 \text{ m}$ 根入長 $L = 10.9 \text{ m}$
 腐食しろ $t = 1.00 \text{ mm}$
 杭のヤング係数 $EP = 200000 \text{ N/mm}^2$
 杭頭の固定度 固定
 杭の許容曲げ応力度 $\sigma_{sta} = 140 \text{ N/mm}^2$
 杭の許容せん断応力度 $\sigma_s = 90 \text{ N/mm}^2$
 杭軸方向バネ定数の補正係数 $a = 0.01(L/D)^{0.36} = 0.542$
 基準変位 常時 $\delta_a = 1.5 \text{ cm}$

(10) N値および換算根入れ深さ

			標高EL(m)	深度(m)
柱状図標高			2.000	0.000
設計地盤面(杭頭部標高)			1.000	1.000
基礎杭	杭根入長 $\ell = 10.900 \text{ m}$		-9.900	11.900
	0 600.0 mm			
先端平均	先端より上へ 4 D		-7.500	9.500
N値	先端より下へ 0 D		-9.900	11.900
基礎層への換算根入深	2.400 m			9.500

BR-NO1

層 No	層厚 (m)	深度 (m)	標高EL(m)	N値
			2.000	
1	1.000	1.000	1.000	2.0
2	1.000	2.000	0.000	0.0
3	1.000	3.000	-1.000	3.0
4	1.000	4.000	-2.000	5.0
5	1.000	5.000	-3.000	6.0
6	1.000	6.000	-4.000	4.0
7	1.000	7.000	-5.000	7.0
8	1.000	8.000	-6.000	10.0
9	1.000	9.000	-7.000	15.0
10	1.000	10.000	-8.000	15.0
11	1.000	11.000	-9.000	30.0
12	1.000	12.000	-10.000	50.0
13	1.000	13.000	-11.000	50.0
14	1.000	14.000	-12.000	40.0
15	1.000	15.000	-13.000	50.0
16				
17				
18				
19				
20				



(11) 土質定数

層	深度(m)	標高EL(m)	層厚(m)	土質区分	平均N値	周辺摩擦力	
	1.000	1.000	L_i		N_i	f_i (KN/m ²)	$L_i \cdot f_i$
1	3.000	-1.000	2.000	シルト質砂	1.3	2.6	5.2
2	7.000	-5.000	4.000	砂質土	5.0	10.0	40.0
3	11.000	-9.000	4.000	砂質土	14.6	29.2	116.8
4	15.000	-13.000	4.000	砂礫	45.0	90.0	81.0
5							
6							
7							
8							
9							
10							
Σ			14.000				243.0

(12) 杭先端の極限支持力度

杭先端位置N値 $N_1 = 49.0$

杭先端から上方へ4Dの平均N値 $N_2 = 27.1$ 深度 9.500 ~ 11.900m

杭先端地盤の設計用N値

$$N = (N_1 + N_2) / 2 = 38.1$$

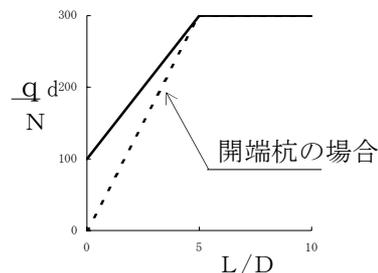
支持層への換算根入れ深さL = 2.400 m

したがって、杭先端極限支持力度は、

$$L/D = 2.400 / 600 \times 1000 = 4.0$$

杭径 D = 600 mm

杭先端状況 閉端



$$q_d = 260 \times N = 9906 \text{ kN/m}^2$$

(13) 支持地盤から決まる極限支持力

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma L_i \cdot f_i$$

$$= 9906 \times 0.283 + 1.879 \times 243$$

$$= 3260 \text{ (kN/本)}$$

ここに、

R_u : 地盤から決まる極限支持力 (kN)

A_p : 基礎杭先端の有効断面積 (m²)

$$A = \pi \cdot D^2 / 4$$

$$= \pi \cdot 0.600^2 / 4$$

$$= 0.283 \text{ m}^2$$

q_d : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (KN/m²)

$$U: \text{杭の周長 (m)} \quad U = \pi \cdot D = \pi \times 0.598 = 1.879 \text{ m}$$

L_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (k N/m²)

2. 安定計算(常時)

(1) 外力

a) 荷重	鉛直荷重 (kN)	作用距離 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	234.710	1.101	258.416
合計	234.710		258.416

b) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

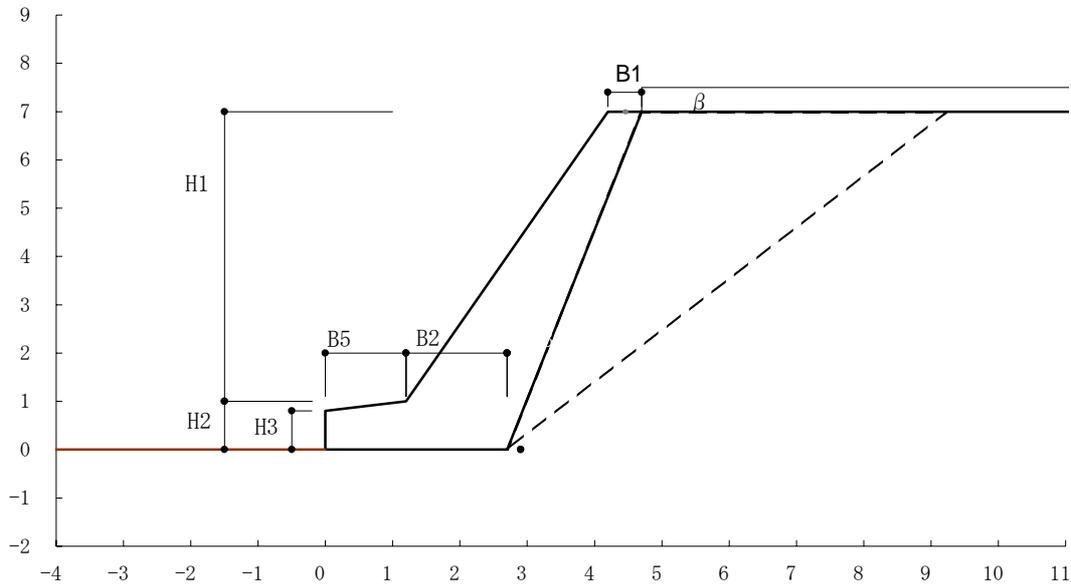
壁面摩擦角	$\delta =$	18.667 (度)	$\beta =$	0.000 (度)
背面の勾配	$j =$	0.000 (度)		
すべり角	$\alpha =$	47 (度)		
すべり面上の土重	$W =$	285.239 kN		

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{W \times \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 92.866 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma_s \cdot h^2) = 0.211$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.200$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.068$$



土 圧(kN)		作用距離(m)	モーメント(kN・m)	
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$	88.200	2.333	$M_y=PH \times Y$	205.771
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$	29.988	1.200	$M_x=PV \times X$	35.986
$Q_wH=Q_w \times h \times KH$	14.000	3.500	$M_y=Q_wH \times Y$	49.000
$Q_wV=Q_w \times h \times KV$	4.760	1.200	$M_x=Q_wV \times X$	5.712

但し h : 土圧高 7.000 m

PH : 背面土による水平土圧

PV : 背面土による鉛直土圧

土圧作用面は仮想背面とする。

Q_wH : 上載荷重による水平土圧

Q_wV : 上載荷重による鉛直土圧

土圧作用面は仮想背面とする。

土圧 + 任意荷重(鉛直)

鉛直力の合計 $\Sigma V = 269.46 + 100.000 = 369.458 \text{ kN}$

水平力の合計 $\Sigma H = 102.20 \text{ kN}$

モーメント $M = 45.34 + 100.000 \times -0.500 = -4.657 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(M : 杭頭部A点に対する回転モーメント) $- = 4.657 \text{ kN} \cdot \text{m}$

杭の図芯距離からの距離

つま先からの距離 1.500 m

A点 $x_1 = (2 \times LAB + LBC) / 3 = 0.000 \text{ m}$

A点に対する水平力及び水平モーメント

('は上載荷重のない場合)

$H_0 = 102.20$	$y = 2.493$	$M_0 = 254.77$
$H_0' = 88.20$	$y = 2.333$	$M_0 = 205.77$

$e = 2.700 / 2 - -4.66 / 369.46 - 1.500 = -0.137 \text{ m}$

$e' = 2.700 / 2 - -10.37 / 364.70 - 1.500 = -0.122 \text{ m}$

鉛直荷重	A点鉛直モーメント	杭図心モーメント
$\Sigma w_i = 369.46$	$\Sigma M_r = -250.11$	$\Sigma M_{re} = -4.66$
$\Sigma w_i' = 364.70$	$\Sigma M_r' = -195.40$	$\Sigma M_{re}' = -10.37$

転倒に対する安全率

$$F = \frac{\Sigma MA}{M_0} = \frac{250.11}{254.77} = 0.98 < 1.5 \dots \ast$$

※杭頭部の剛結を要する。

$$F' = \frac{\Sigma MA'}{M_0'} = \frac{195.40}{205.77} = 0.95 < 1.5 \dots \ast$$

※杭頭部の剛結をようする。

(2). 杭の断面検討

① 検討諸元

腐食t = 1.0 (mm とすると)
 外径D = 598 × 11.0 (mm) 内幅d = 576.0 (mm)

断面積 : $A_p = \pi \times (D^2 - d^2) / 4$ 20285 mm²
 断面 2 次モーメント : $I_p = \pi \times (D^4 - d^4) / 64$ 8.740E+08 mm⁴
 断面係数 : $Z_p = \pi \times (D^4 - d^4) / (32 \times D)$ 2923000 mm³

杭の図心に対する断面二次モーメント

A	8.7E+08 × 10 ⁶	+	20285 ×	0 ²	=	8.740E+14
B	0 × 10 ⁶	+	20285 ×	0 ²	=	0.000E+00
C	0 × 10 ⁶	+	20285 ×	0 ²	=	0.000E+00
						8.740E+14 mm ⁴
						I _o = 874.016 m ⁴
杭1本当たり						I _p = I _o / 1 = 874.016 m ⁴

杭の諸元 腐食t = 1.0 (mm とすると)

	D (mm)	t (mm)	L (m)	n (本)	Ep (N/mm ²)	Ip (mm ⁴)	Ap (mm ²)
φ 598	598.00	11.00	10.900	1.000	2.000E+05	8.740E+08	20285

② 地盤の諸元

Bh(換算載荷幅)を求める際のKhは常時の値とする。深さ方向に地層が変化する場合、Khは設計地盤面から1/βの深さまでの平均値とする。

基礎地盤の平均N値 $\bar{N}_k = 2.9$ (1/β = 3.436 mの平均)

③ 杭の軸方向ばね定数

$K_v = a \cdot A_p \cdot E_p / L$
 = 0.542 × 20285 × 200000 / 10900
 = 201733 (N/mm) = 201733 kN/m

④ 許容引抜き力

$P_a = 1/n \cdot P_u + W = 1/6 \times 456.6 + 0.0 = 76.1$ kN

ここに、n:安全率 常時 6
 $P_u = U \sum L_i \cdot f_i = \pi \cdot 0.6 \times 243 = 456.6$ kN
 w : 杭の有効重量 (小口径のため無視する。)

⑤ 横方向地盤反力係数

$B_h = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = \sqrt{\frac{0.598}{0.291}} = 1.4335$ m
 $K_h = K_{h0} (B_h / 0.3)^{-3/4}$
 = 27,067 × (1.4335 / 0.3)^{-3/4} = 8,375 kN/m³ = 0.0084 N/mm²

ここで、

$K_{h0} = 1/0.3 \alpha E_0 = 1/0.3 \times 1.00 \times 8,120 = 27,067$ kN/m³
 α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 1.00
 $E_0 = 2800N = 2800 \times 2.9 = 8,120$ kN/m²

$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{8,375 \times 0.598}{4 \times 174803}} = 0.291$ m⁻¹
 $EI = 200000 \times 8.740E+08 = 1.748E+14$ N・mm² = 174803 kN・m²

⑥ 軸直角方向に対する許容支持力

$$H_a = \frac{K_h \cdot D}{\beta} \delta_a = \frac{8,375 \times 0.598}{0.291} \times 0.015 = 258 \text{ kN}$$

ここで、 δ_a : 常時の基準変位量

⑦ 杭の安定計算

長杭・短杭の判定

$$\beta \cdot L = 0.291 \times 10.9 = 3.172 \geq 3 \text{ 長杭として計算する。}$$

$$K_1 = 4 E I \beta^3 = 17230$$

$$K_2 = K_3 = 2 E I \beta^2 = 29605$$

$$K_4 = 2 E I \beta = 101735$$

弾性床上の梁部材として変位法により計算する。

直杭であるため $\theta_i = 0$ として係数Aを求める。

$$A_{xx} = \Sigma (K_1 \cdot \cos 2\theta_i + K_v \cdot \sin \theta_i) = 17230$$

$$A_{xy} = A_{yx} = \Sigma (K_v - K_1) \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i = 0$$

$$A_{xa} = A_{ax} = \Sigma \{ (K_v - K_1) x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i \} = -29605$$

$$A_{yy} = \Sigma (K_v \cdot \cos^2 \theta_i - K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) = 201733$$

$$A_{ya} = A_{ay} = \Sigma \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \cdot \sin \theta_i \} = 0$$

$$A_{aa} = \Sigma \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 - K_3) x_i \cdot \sin \theta_i + K_4 \} = 305205$$

よって、

$$\left\{ \begin{array}{l} 17230 \delta_x \qquad \qquad \qquad -29605 \alpha = \begin{array}{l} \text{上戴有り} \quad \text{上戴無し} \\ 102.20 \quad 88.20 \\ 201733 \delta_y \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad \qquad = \quad 369.46 \quad 364.70 \\ -29605 \delta_x \qquad \qquad \qquad 305205 \alpha = \quad -4.66 \quad -10.37 \end{array} \end{array} \right.$$

これを解いて、

$$\begin{array}{l} \text{フーチングの水平変位} \qquad \delta_x = \begin{array}{l} 0.00709 \quad 0.00607 \text{ m} \\ 1 \text{ 本当り} \qquad \qquad \qquad 1.06 \quad 0.91 \text{ cm} \end{array} \\ \text{フーチングの鉛直変位} \qquad \delta_y = \begin{array}{l} 0.00183 \quad 0.00181 \text{ m} \\ 1 \text{ 本当り} \qquad \qquad \qquad 0.27 \quad 0.27 \text{ cm} \end{array} \\ \text{フーチングの回転角} \qquad \alpha = \begin{array}{l} 0.00067 \quad 0.00056 \text{ rad} \\ 1 \text{ 本当り} \qquad \qquad \qquad 0.00101 \quad 0.00083 \text{ rad} \end{array} \end{array}$$

⑧ 杭軸方向、杭直角方向力及びモーメントの計算

$$P_{Ni} = K_v \cdot \delta_{yi}$$

$$P_{Hi} = K_1 \cdot \delta_{xi} - K_2 \cdot \alpha$$

$$M_{ti} = -K_3 \cdot \delta_{xi} + K_4 \cdot \alpha$$

$$\delta_{xi} = \delta_x \cdot \cos \theta_i - (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \sin \theta_i$$

$$\delta_{yi} = \delta_x \cdot \sin \theta_i + (\delta_y + \alpha \cdot x_i) \cos \theta_i$$

上戴荷重有り

列	x_i	θ_i	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
第1列	0.000	0.000	0.00709	0.00183	369.46	102.2	-141.41

上戴荷重無し

列	x_i	θ_i	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
第1列	0.000	0.000	0.00607	0.00181	364.70	88.2	-123.31

支持力結果

水平力 (kN/m)				軸力				モーメント	
単位長さ当り		杭1本当り		単位長さ当り		杭1本当り		杭1本当り	
Hp	Hp'	H	H'	Nmax	Nmin	N	N'	Mmax	Mmin
102.20	88.20	153.30	132.30	369.46	364.70	554.19	547.05	-212.12	-184.97
判定		OK	OK	判定		OK	OK	判定	

軸直角方向許容支持力 $H_a = 258$ (kN) OK
 地盤の許容支持力 $R_a = R_u/3 = 3260/3 = 1086.7$ (kN) OK
 軸方向許容引抜応力 $P_a = -76.1$ (kN) OK

⑨ 杭本体曲げモーメントの計算

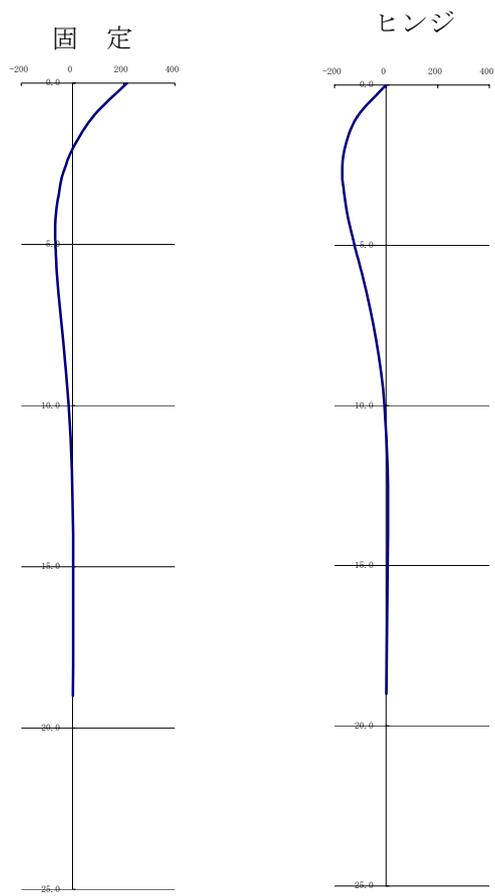
杭頭固定及び杭頭ヒンジの2ケースで計算する。

杭頭固定の場合 $M = -H/\beta \cdot e^{-\beta x}(\beta h_0 \cdot \cos \beta x + (1 + \beta h_0) \sin \beta x)$

杭頭ヒンジの場合 $M = -H/2 \cdot e^{-\beta x} \sin \beta x$

上記の式に $H = 153.30$ kN、 $M_i = -212.12$ kN・m、 $\beta = 0.291$ m⁻¹ $h_0 = M_t/H = -1.384$ を代入して各部の曲げモーメントを求める。

深さ	(kNn・m)	
	固定	ヒンジ
0.000	212.12	0.00
1.000	84.40	-112.98
2.000	2.35	-161.81
2.699	-33.07	-169.84
3.000	-43.79	-168.61
4.000	-64.03	-151.06
4.737	-67.61	-130.29
5.000	-67.24	-122.13
6.000	-60.51	-90.50
7.000	-49.10	-61.37
8.000	-36.50	-37.33
9.000	-24.84	-19.16
10.000	-15.18	-6.59
11.000	-7.86	
12.000	-2.78	
13.000	0.42	
14.000	2.15	
15.000	2.84	
16.000	2.87	
17.000	2.52	
18.000	2.01	
19.000	1.47	
Mmax	212.12	169.84



固定の地中部最大曲げモーメント

$M = -H/2\beta \{(1+2\beta h_0)^2 + 1\} e^{-\beta l_m} = -67.61$ kN・m

$l_m = 1/\beta \tan^{-1} \cdot 1/(1+2\beta h_0) = 4.737$ m

ヒンジの地中部最大曲げモーメント

$M = -H/\beta \cdot e^{-\pi/4} \cdot \sin(\pi/4) = -169.84$ kN・m

$l_m = \pi/4\beta = 2.699$ m

⑩ 杭の曲げ圧縮（引張）応力度

軸力 N=Pmaxの場合

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{Ae} + \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{554190}{20285} + \frac{212120000}{2923000} \\ &= 99.9 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{\text{sta}} = 140 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}\end{aligned}$$

軸力 N=Pminの場合

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{Ae} + \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{547050}{20285} - \frac{212120000}{2923000} \\ &= -45.6 \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{\text{sta}} = -140 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}\end{aligned}$$

3. 部材の構造計算(常時)

(1) たて壁の計算

a) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

壁面摩擦角 $\delta = 18.667$ (度)

背面の勾配 $j = -18.4349$ (度)

すべり角 $\alpha = 47$ (度)

すべり面上の土重 $W = 194.135$ kN

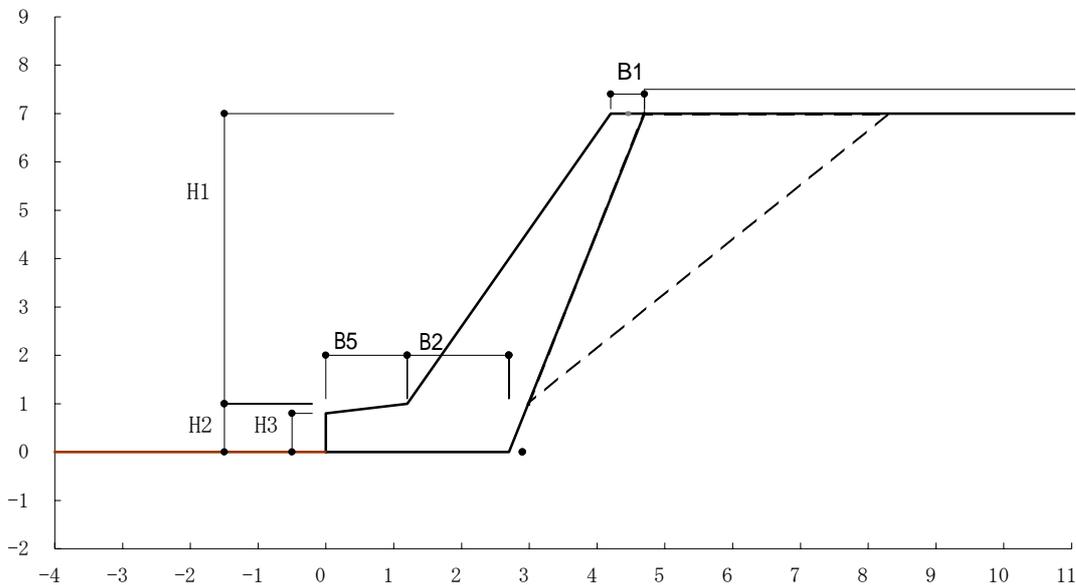
すべり面上の上乗荷重 $Q = 0.000$ kN

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{(W+Q) \times \sin(\alpha - \phi)}{\sin(\alpha - \phi - \delta)} = \frac{194.135 \times \sin(47 - 18.667)}{\sin(47 - 18.667 - 18.667)} = 66.754 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.206$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.206$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.001$$



b) 任意荷重

	$P = 0.000$ kN
作用高	$y_p = 6.000$ m (たて壁基部からの高さ)
荷重幅	$b_p = 1.000$ m 当り
1m当り水平荷重	$P_u = 0.000$ kN/m

c) 断面力

(基部)

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1 / 2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1 / 3 + Pu \cdot yp = 170.568 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 79.104 \text{ kN/m}$$

(中間部) 4.00 m

$$Pa' = Pa \cdot H / H1 = 44.503 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1 / 2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1 / 3 + Pu \cdot (H + Hp) = 56.032 \text{ kNm/m}$$

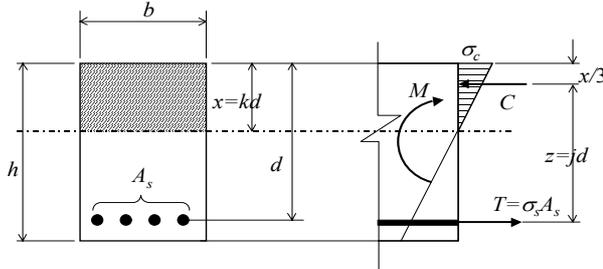
$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 37.904 \text{ kN/m}$$

d) 応力度

(基部)

配筋	D16@250	
部材厚さ	$B2 =$	1500 mm
有効幅	$b =$	1000 mm
鉄筋かぶり	$i =$	60 mm
有効高	$d =$	1440 mm
鉄筋量	$A_s =$	794 mm ²
周長	$U =$	200 mm

せん断力と曲げモーメントが作用する単鉄筋長方形断面として計算する。



ヤング係数比	$n = \frac{E_s}{E_c} = 15$	鉄筋比	$np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.00827$
	$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.121$		$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.960$

曲げモーメント $M = 1.71E+08$ N・mm

せん断力 $S = 7.91E+04$ N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 1.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 155.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.055 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.286 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 1.40 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(中間部) 4.00 m

$d = 1107$ mm

配筋 D無筋@250

曲げモーメント $M = 5.60E+07$ N・mm

$A_s = 0$ mm²

せん断力 $S = 3.79E+04$ N

$U = 0$ mm

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$K = 0$

$j = 1$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \text{ #DIV/0! } \text{ N/mm}^2 \text{ #DIV/0! } < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{ #DIV/0!}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \text{ #DIV/0! } \text{ N/mm}^2 \text{ #DIV/0! } < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{ #DIV/0!}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.034 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

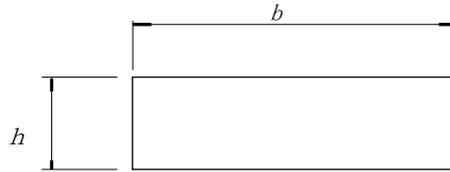
付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \text{ #DIV/0! } \text{ N/mm}^2 \text{ #DIV/0! } < \tau_{ca} = 1.40 \text{ N/mm}^2 \dots \text{ #DIV/0!}$$

d) 応力度

部材厚さ $B_2=h= 1500 \text{ mm}$
有効幅 $b= 1000 \text{ mm}$

せん断力と曲げモーメントが作用する無筋長方形断面として計算する.



$$\text{断面係数 } Z = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1000 \times 1500}{6} = 375 \times 10^6 \text{ m}^3$$

コンクリート引張応力度

$$\sigma_t = \frac{M}{Z} = 0.04 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 0.26 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートの平均せん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.010 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

4. 計算結果（杭基礎）

（常時）

1) 安定計算結果

※杭頭部の剛結を要する。

照査項目	計算値	許容値	判定
転倒	0.98	1.50	※
軸直角方向支持力	153.30	258.0	OK
地盤の支持力	554.19	1086.7	OK
軸方向引抜応力	547.05	-76.10	OK

2) 応力計算結果

許容応力度 N/mm ²	鉄筋コンクリート	無筋コンクリート	鉄筋応力	せん断応力	付着力
	7.00	0.26	180.00	0.70	1.40
たて壁(基部)	1.42	0.45	155.43	0.05	0.29
① D16@250	OK	NO	OK	OK	OK
(中間部)4.00 m 無筋		0.25 OK		0.03 OK	
前面フーチング（上側配筋） 無筋		0.04 OK		0.02 OK	
背面フーチング					

照査項目	計算値	許容値	判定
杭の曲げ圧縮応力度(N/mm ²)	99.9	140	OK
杭の曲げ引張応力度(N/mm ²)	-45.6	-140	OK
水平変位 δ x(cm)	1.06	1.5	OK

