

逆 T 型 擁 壁 計 算 例

壁 高 $H = 3.300 \text{ m}$

杭 種	翼付鋼管		
杭本体径	$\phi 319 \times 7$	(SKK400)	
翼径	$\phi 533 \times 25$	(SS400)	
杭長	$L = 8.000 \text{ m}$		

平成23年6月15日

株式会社〇〇〇〇〇〇

逆T型擁壁計算例

1. 設計条件

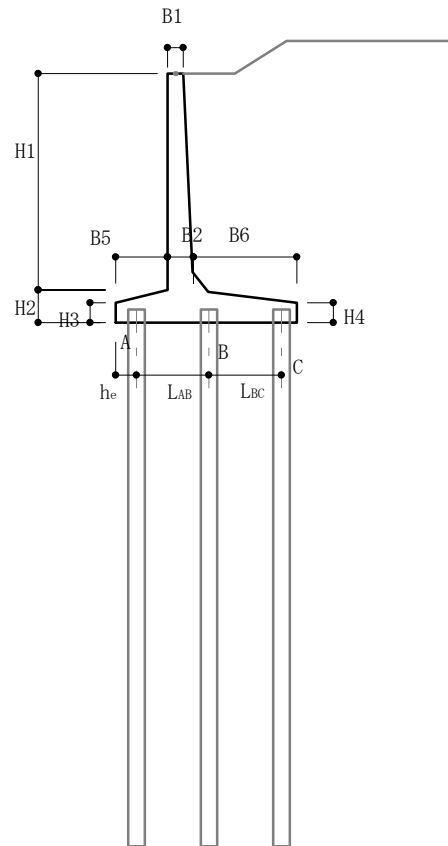
(1) 形状寸法

壁 高 $H1 = 3.300$ m
 フーチング厚 (基部) $H2 = 0.500$ m
 前面フーチング厚(先端) $H3 = 0.300$ m
 背面フーチング厚(先端) $H4 = 0.300$ m
 壁 厚 (天端) $B1 = 0.300$ m
 壁 厚 (基部) $B2 = 0.500$ m

フーチング前面長 $B5 = 1.000$ m
 フーチング背面長 $B6 = 2.000$ m

背面ハンチ高 $H6 = 0.300$ m
 背面ハンチ幅 $B8 = 0.300$ m

つま先から杭芯距離 $he = 0.400$ m
 A~B区間長 $L_{AB} = 1.400$ m
 B~C区間長 $L_{BC} = 1.400$ m
 杭頭高 $T = 0.200$ m
 杭の奥行間隔 @ 1.50 m



(2) 地震時係数

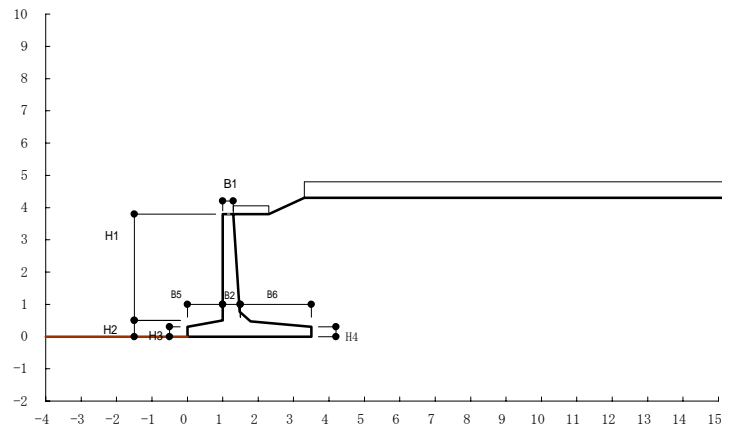
地震水平震度 $K_h = 0.16$
 地震時上載荷重 無し

(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)
1.000	0.000	5.000
2.000	0.500	
20.000	0.500	10.000



(5) 任意荷重

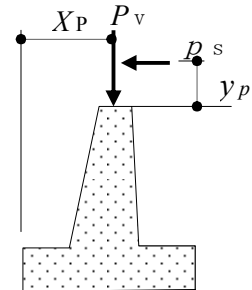
水平荷重名		鉛直荷重名	
荷重強度	$p_s =$ kN	$p_v =$ kN/m当り	
作用高さ	$y_p =$ m	$x_p =$ m	
荷重幅	$b_p =$ m当り		

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/mm ²
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{ca} =$	7 N/mm ²
許容せん断応力度	$\tau_{ca} =$	0.7 N/mm ²
許容引張応力度	$\sigma_{sa} =$	180 N/mm ²
許容付着応力度	$\tau_a =$	2.1 N/mm ²

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



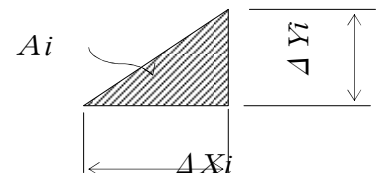
(7) 配筋計画

	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	13	250	60	1301	360
(中間部)2.00 m	16		250	60	794	200
前面フーチング	16		250	60	794	200
背面フーチング	19		250	60	1146	240

(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	-3.500	0.000
2	0.000	0.300	1.000	0.300
3	1.000	0.500	1.000	0.500
4	1.000	0.500	0.000	0.000
5	1.000	3.800	0.300	1.140
6	1.300	3.800	0.482	1.831
7	1.482	0.770	0.482	0.371
8	1.782	0.470	2.018	0.949
9	3.500	0.300	1.718	0.515
10	3.500	0.000	-3.500	0.000
倍面積				5.606
擁壁の断面積	$A =$	$5.606 / 2 =$		2.803 m ²
擁壁の重量	$w = A \cdot \gamma_c =$	$2.803 \times 24.50 =$		68.674 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

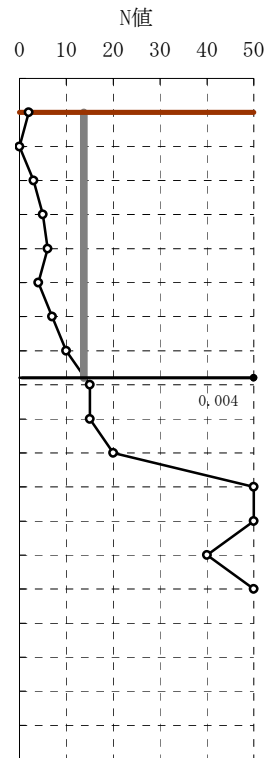
杭種	翼付鋼管			
杭本体径	$D \times t =$	318.5	$\times 6.90$ mm	(SKK400)
翼径	$D_w \times t_w =$	533	$\times 25.00$	(SS400)
杭長	$L =$	8.0	m	根入長 $L = 7.8$ m
腐食しろ	$t =$	1.00	mm	
杭のヤング係数	$EP =$	200000	N/mm ²	
杭頭の固定度	固定			
杭の許容曲げ応力度	$\sigma_{sta} =$	140	N/mm ²	
杭の許容せん断応力度	$\sigma_s =$	90	N/mm ²	
杭軸方向バネ定数の補正係数	$a = 0.013(L/D)0.53 =$	0.720		
基準変位	常時 $\delta a =$	1.5	cm	
	地震時 $\delta a =$	2.0	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 $\ell =$	7.800 m	-6.800	8.800
	翼径 $D_w =$	533.0 mm		
先端平均	先端より上へ	1 D_w	-6.267	8.267
N値	先端より下へ	1 D_w	-7.333	9.333
基礎層への換算根入深		0.004 m		8.796

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	20.0
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	Li		Ni	fi (KN/m2)	Li・fi
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	13.4	26.8	48.2
4	15.000	-13.000	4.000	砂礫	43.8	87.6	
5							
6							
7							
8							
9							
10							
Σ			14.000				93.4

(12) 杭先端の極限支持力度

杭先端位置N値 $N_1 = 14.5$

杭先端から上へ1D下へ1Dの平均N値 $N_2 = 13.7$ 深度 8.267 ~ 9.333m

杭先端地盤の設計用N値
 $N = (N_1 + N_2) / 2 = 14.1$

$$q_d = 250 \times N = 3525 \text{ kN/m}^2$$

(13) 支持地盤から決まる極限支持力

$$\begin{aligned} R_u &= q_d \cdot A + U \cdot \sum L_i \cdot f_i \\ &= 3525 \times 0.151 + 1.001 \times 93.4 \\ &= 625.8 \text{ (kN/本)} \end{aligned}$$

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) e : 有効支持率

$$\begin{aligned} A &= \pi \cdot D^2 / 4 + 0.5 \cdot \pi \cdot (D_w^2 - D^2) / 4 \\ &= \pi \cdot 0.319^2 / 4 + 0.5 \pi \cdot (0.533^2 - 0.319^2) / 4 \\ &= 0.151 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

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 : 杭の周長 (m) $U = \pi \cdot D = \pi \times 0.319 = 1.001 \text{ m}$

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 (kN/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	68.672	1.064	73.067
湿潤土	134.047	2.094	280.694
載荷重 1	5.000	1.400	7.000
載荷重 2	2.000	3.000	6.000
合計	209.719		366.761

b) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

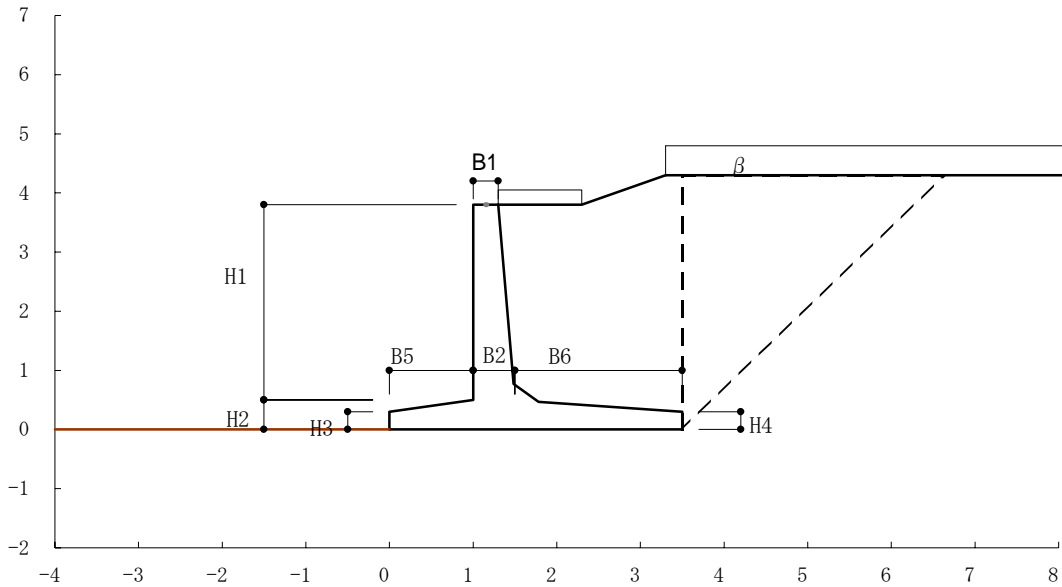
壁面摩擦角	$\delta =$	18.667 (度)	$\beta =$	0.000 (度)
背面の勾配	$j =$	0.000 (度)		
すべり角	$\alpha =$	54 (度)		
すべり面上の土重	$W =$	120.904 kN		

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{W \times \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 53.438 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma_s \cdot h^2) = 0.321$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.304$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.103$$



土 圧(kN)		作用距離(m)	モーメント(kN・m)	
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$	50.589	1.433	$M_y=PH \times Y$	72.494
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$	17.140	3.100	$M_x=PV \times X$	53.134
$Q_wH=Q_w \times h \times KH$	13.072	2.150	$M_y=Q_wH \times Y$	28.105
$Q_wV=Q_w \times h \times KV$	4.429	3.100	$M_x=Q_wV \times X$	13.730

但し h : 土圧高 4.300 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

鉛直力の合計 $\Sigma V = 231.29$ kN

水平力の合計 $\Sigma H = 63.66$ kN

モーメント M = 333.03 kN

(M : 杭頭部A点に対する回転モーメント) = 333.026 kN・m

杭の図芯距離からの距離

つま先からの距離 1.800 m

A点 $x_1 = (2 \times LAB + LBC) / 3 = 1.400$ m

B点 $x_2 = 0.000$ m

C点 $x_3 = -1.400$ (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)

$H_0 = 63.66$	$y = 1.580$	$M_0 = 100.60$
$H_0' = 50.59$	$y = 1.433$	$M_0 = 72.49$

$e = 3.500 / 2 - 333.03 / 231.29 - 0.400 = -0.090$ m

$e' = 3.500 / 2 - 306.30 / 219.86 - 0.400 = -0.043$ m

鉛直荷重	A点鉛直モーメント	杭図心モーメント
$\Sigma w_i = 231.29$	$\Sigma M_r = -433.63$	$\Sigma M_{re} = 9.22$
$\Sigma w_i' = 219.86$	$\Sigma M_r' = -378.79$	$\Sigma M_{re}' = -1.51$

転倒に対する安全率

$$F = \frac{\Sigma MA}{M_0} = \frac{433.63}{100.60} = 4.31 > 1.5 \cdots \text{OK}$$

$$F' = \frac{\Sigma MA'}{M_0'} = \frac{378.79}{72.49} = 5.23 > 1.5 \cdots \text{OK}$$

(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 = 316.5 × 5.9 (mm) 内幅d = 304.7 (mm)

断面積 : $A_p = \pi \times (D^2 - d^2) / 4$ 5757 mm²
 断面二次モーメント : $I_p = \pi \times (D^4 - d^4) / 64$ 6.945E+07 mm⁴
 断面係数 : $Z_p = \pi \times (D^4 - d^4) / (32 \times D)$ 439000 mm³

杭の図心に対する断面二次モーメント

A	6.9E+07 × 10 ⁶	+	5757 ×	1400 ²	=	6.946E+13
B	6.9E+07 × 10 ⁶	+	5757 ×	0 ²	=	6.945E+13
C	6.9E+07 × 10 ⁶	+	5757 ×	1400 ²	=	6.946E+13
						2.084E+14 mm ⁴
						I _o = 208.373 m ⁴
杭1本当たり						I _p = I _o /3 = 69.458 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 316.5	316.50	5.90	7.800	1.000	2.000E+05	6.945E+07	5757

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 $\bar{N}_k = 1.7$ (1/β = 2.212 mの平均)

③ 杭の軸方向ばね定数

$K_v = a \cdot A_p \cdot E_p / L$
 = 0.720 × 5757 × 200000 / 7800
 = 106283 (N/mm) = 106283 kN/m

④ 許容引抜き力

$P_a = 1/n \cdot P_u + W = 1/6 \times 93.5 + 0.0 = 15.6$ kN

ここに、n:安全率 常時 6

$P_u = U \sum L_i \cdot f_i = \pi \cdot 0.533 \times 93.4 = 93.5$ 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

$B_h = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = \sqrt{\frac{0.3165}{0.452}} = 0.8368$ m

$K_h = K_{h0}(B_h/0.3)^{-3/4}$
 = 15,867 × (0.8368 / 0.3)^{-3/4} = 7,351 kN/m³ = 0.0074 N/mm²

ここで、

$K_{h0} = 1/0.3 \alpha E_0 = 1/0.3 \times 1.00 \times 4,760 = 15,867$ kN/m³

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 1.00

$E_0 = 2800N = 2800 \times 1.7 = 4,760$ kN/m²

$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot D}{4EI}} = \sqrt[4]{\frac{7,351 \times 0.3165}{4 \times 13890}} = 0.452$ m⁻¹

$EI = 200000 \times 6.945E+07 = 1.389E+13$ N・mm² = 13890 kN・m²

⑥ 軸直角方向に対する許容支持力

$$H_a = \frac{K_h \cdot D}{\beta} \delta_a = \frac{7,351 \times 0.3165}{0.452} \times 0.015 = 77 \text{ kN}$$

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

$$\beta \cdot L = 0.452 \times 7.8 = 3.526 \geq 3 \text{ 長杭として計算する。}$$

$$K_1 = 4 E I \beta^3 = 5131$$

$$K_2 = K_3 = 2 E I \beta^2 = 5676$$

$$K_4 = 2 E I \beta = 12557$$

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。

$$A_{xx} = \Sigma (K_1 \cdot \cos 2\theta_i + K_v \cdot \sin \theta_i) = 15393$$

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

$$A_{xa} = A_{ax} = \Sigma \{ (K_v - K_1) x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i \} = -17028$$

$$A_{yy} = \Sigma (K_v \cdot \cos^2 \theta_i - K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) = 318849$$

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

$$A_{aa} = \Sigma \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 - K_3) x_i \cdot \sin \theta_i + K_4 \} = 454301$$

よって、

$$\left\{ \begin{array}{l} 15393 \delta_x \qquad \qquad \qquad -17028 \alpha = \begin{array}{l} \text{上戴有り} \quad \text{上戴無し} \\ 63.66 \quad 50.59 \end{array} \\ \qquad \qquad \qquad 318849 \delta_y \qquad \qquad \qquad = \begin{array}{l} 231.29 \quad 219.86 \\ -17028 \delta_x \qquad \qquad \qquad 454301 \alpha = \begin{array}{l} 9.22 \quad -1.51 \end{array} \end{array} \right\}$$

これを解いて、

$$\begin{array}{l} \text{フーチングの水平変位} \qquad \delta_x = \begin{array}{l} 0.00434 \quad 0.00342 \text{ m} \\ 1 \text{ 本当り} \qquad \qquad \qquad 0.65 \quad 0.51 \text{ cm} \end{array} \\ \text{フーチングの鉛直変位} \qquad \delta_y = \begin{array}{l} 0.00073 \quad 0.00069 \text{ m} \\ 1 \text{ 本当り} \qquad \qquad \qquad 0.11 \quad 0.10 \text{ cm} \end{array} \\ \text{フーチングの回転角} \qquad \alpha = \begin{array}{l} 0.00018 \quad 0.00013 \text{ rad} \\ 1 \text{ 本当り} \qquad \qquad \qquad 0.00027 \quad 0.00019 \text{ rad} \end{array} \end{array}$$

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	1.400	0.000	0.00434	0.00098	104.31	21.22	-22.33
第2列	0.000	0.000	0.00434	0.00073	77.1	21.22	-22.33
第3列	-1.400	0.000	0.00434	0.00047	49.88	21.22	-22.33

上戴荷重無し

列	x_i	θ_i	δ_{xi}	δ_{yi}	P_{Ni}	P_{Hi}	M_{ti}
第1列	1.400	0.000	0.00342	0.00086	91.89	16.86	-17.87
第2列	0.000	0.000	0.00342	0.00069	73.29	16.86	-17.87
第3列	-1.400	0.000	0.00342	0.00051	54.68	16.86	-17.87

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
21.22	16.86	31.83	25.29	104.31	49.88	156.47	74.82	-33.50	-26.81
判定		OK	OK	判定		OK	OK	判定	

軸直角方向許容支持力 $H_a = 77$ (kN) OK
 地盤の許容支持力 $R_a = R_u/3 = 625.8/3 = 208.6$ (kN) OK
 軸方向許容引抜応力 $P_a = -15.6$ (kN) OK

⑨ 杭本体曲げモーメントの計算

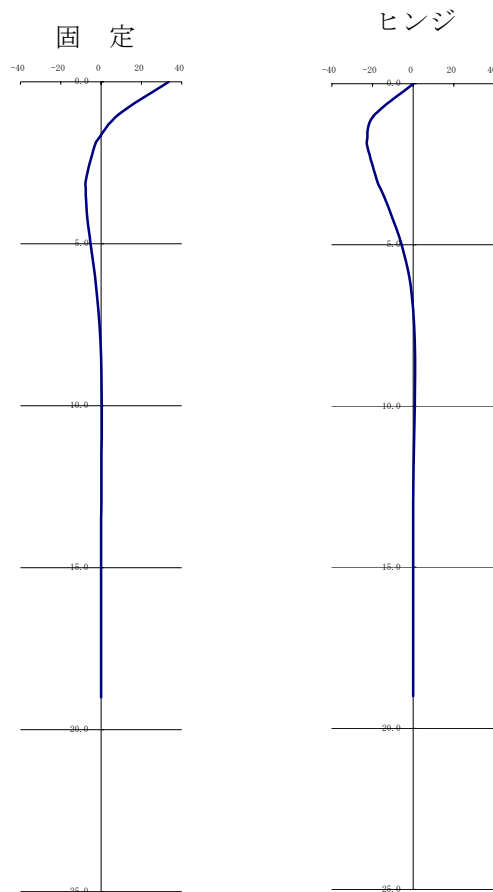
杭頭固定及び杭頭ヒンジの2ケースで計算する。

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 $H = 31.83$ kN、 $M_i = -33.50$ kN・m、 $\beta = 0.452$ m⁻¹ $h_0 = M_t/H = -1.052$ 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	33.50	0.00
1.000	8.91	-19.57
1.738	-1.11	-22.70
2.000	-3.36	-22.41
3.000	-7.46	-17.73
3.368	-7.69	-15.35
4.000	-7.18	-11.22
5.000	-5.20	-5.67
6.000	-3.04	-1.95
7.000	-1.38	0.07
8.000	-0.35	
9.000	0.16	
10.000	0.32	
11.000	0.31	
12.000	0.22	
13.000	0.13	
14.000	0.06	
15.000	0.01	
16.000	-0.01	
17.000	-0.01	
18.000	-0.01	
19.000	-0.01	
Mmax	33.50	22.70



固定の地中部最大曲げモーメント

$M = -H/2\beta \{(1+2\beta h_0)^2 + 1\} e^{-\beta l_m} = -7.69$ kN・m

$l_m = 1/\beta \tan^{-1} \cdot 1/(1+2\beta h_0) = 3.368$ m

ヒンジの地中部最大曲げモーメント

$M = -H/\beta \cdot e^{-\pi/4} \cdot \sin(\pi/4) = -22.70$ kN・m

$l_m = \pi/4\beta = 1.738$ m

⑩ 杭の曲げ圧縮（引張）応力度

軸力 N=Pmaxの場合

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{Ae} + \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{156470}{5757} + \frac{33500000}{439000} \\ &= 103.5 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{\text{sta}} = 140 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}\end{aligned}$$

軸力 N=Pminの場合

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{Ae} + \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{74820}{5757} - \frac{33500000}{439000} \\ &= -63.3 \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{\text{sta}} = -140 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}\end{aligned}$$

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 $j = 3.4682$ (度)

すべり角 $\alpha = 50$ (度)

すべり面上の土重 $W = 102.436$ kN

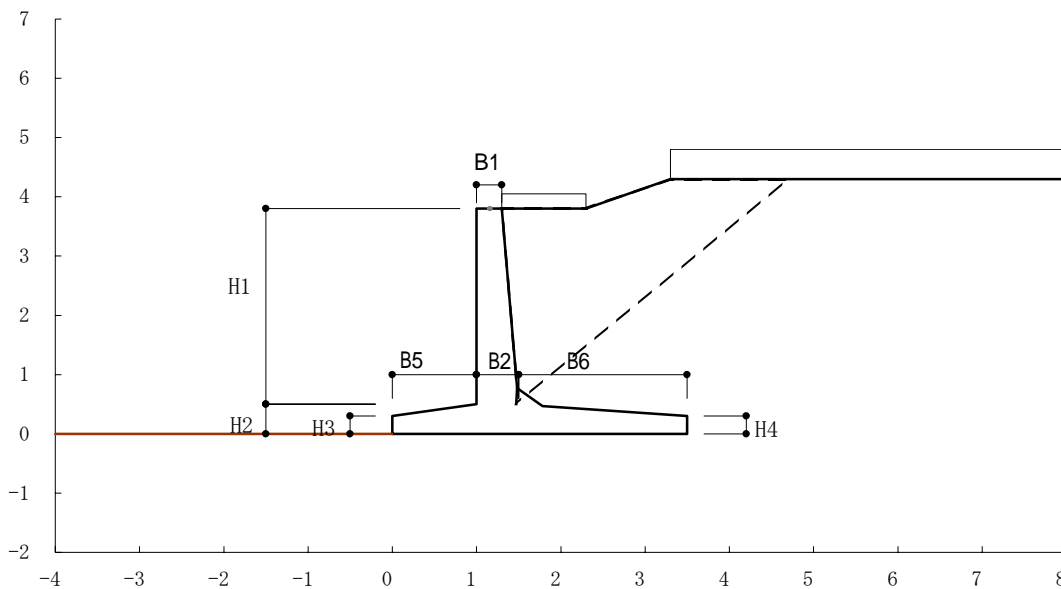
すべり面上の上乗荷重 $Q = 18.886$ kN

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{(W+Q) \times \sin(\alpha - \phi)}{s(\alpha - \phi - \delta)} = \frac{121.322 \times \sin(50 - 18.667)}{0.583} = 45.448 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.464$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.430$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.175$$



b) 任意荷重

	$P =$	0.000	kN
作用高	$y_p =$	3.300	m (たて壁基部からの高さ)
荷重幅	$b_p =$	0.000	m 当り
1m当り水平荷重	$P_u =$	0.000	kN/m

c) 断面力

(基部)

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1 / 2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1 / 3 + Pu \cdot y_p = 58.065 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 49.239 \text{ kN/m}$$

(中間部) 2.00 m

$$Pa' = Pa \cdot H / H1 = 27.544 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1 / 2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1 / 3 + Pu \cdot (H + Hp) = 14.620 \text{ kNm/m}$$

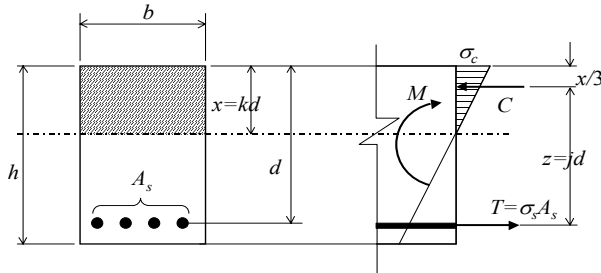
$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 19.780 \text{ kN/m}$$

d) 応力度

(基部)

配筋	D16@250	D13@250
部材厚さ	B2 = 500	mm
有効幅	b = 1000	mm
鉄筋かぶり	i = 60	mm
有効高	d = 440	mm
鉄筋量	A _s = 1301	mm ²
周長	U = 360	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 $np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.04435$

$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.257$ $j = 1 - \frac{k}{3} = 0.914$

曲げモーメント $M = 5.81E+07$ N・mm

せん断力 $S = 4.92E+04$ N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.6$ N/mm² < $\sigma_{ca} = 7.0$ N/mm² ……OK

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 110.9$ N/mm² < $\sigma_{sa} = 180.0$ N/mm² ……OK

コンクリートのせん断応力度

$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.112$ N/mm² < $\tau_{ca} = 0.70$ N/mm² ……OK

付着応力度

$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.340$ N/mm² < $\tau_{ca} = 2.10$ N/mm² ……OK

(中間部) 2.00 m

d = 361 mm

配筋 D16@250

曲げモーメント $M = 1.46E+07$ N・mm

A_s = 794 mm²

せん断力 $S = 1.98E+04$ N

U = 200 mm

コンクリートの曲げ圧縮応力度

K = 0.226

j = 0.925

$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 1.1$ N/mm² < $\sigma_{ca} = 7.0$ N/mm² ……OK

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 55.1$ N/mm² < $\sigma_{sa} = 180.0$ N/mm² ……OK

コンクリートのせん断応力度

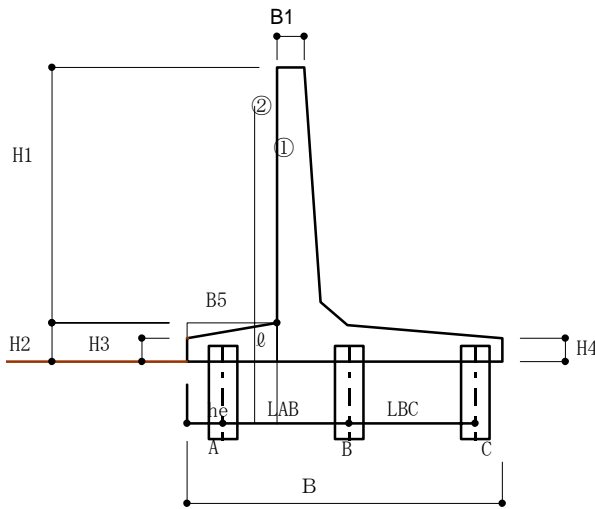
$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.055$ N/mm² < $\tau_{ca} = 0.70$ N/mm² ……OK

付着応力度

$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.296$ N/mm² < $\tau_a = 2.10$ N/mm² ……OK

(2)前面フーチングの計算

a) 荷重



①曲げモーメント照査位置

②せん断力照査位置図
つけねより $l = H2/2$ の位置
 $l = 0.250\text{m}$

$$\begin{aligned}
 he &= 0.4 \text{ m} & LAB &= 1.400 \text{ m} & LBC &= 1.400 \text{ m} \\
 \text{つけねからの杭位置までの距離} & & La &= 0.600 \text{ m} & Lb &= -0.800 \text{ m} & Lc &= -2.200 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{せん断照査位置からの杭位置までの距離} & & La &= -0.150 \text{ m} & Lb &= -1.550 \text{ m} & Lc &= -2.950 \text{ m}
 \end{aligned}$$

各部の寸法

$$\begin{aligned}
 H3 &= 0.300 \text{ m} & H2 &= 0.500 \text{ m} \\
 B &= 3.500 \text{ m} & HS &= 0.450 \text{ m} \\
 l_m = B5 &= 1.000 \text{ m} & l_s &= 0.750 \text{ m}
 \end{aligned}$$

自重+前面土砂

$$W1 = H3 \cdot \gamma_c = 7.35 \text{ :N/m} =$$

$$W2 = H2 \cdot \gamma_c = 12.25 \text{ :N/m} =$$

$$W3 = W1 + \frac{(W2 - W1)l_s}{B5} = 11.03 \text{ :N/m}$$

杭反力		せん断力用	モーメント用
杭反力 PA=	104.31 kN		104.31
杭反力 PB=	77.10 kN		
杭反力 PC=	49.88 kN		

b) 断面力

せん断力

$$S = P - l_s/2 (W1 + W3) = -6.89 \text{ kN/m}$$

曲げモーメント

$$M = P \cdot L - \frac{Lm^2}{6} (2W1 + W2) = 58.09 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

c) 応力度

配筋 D19@250		(下側配筋)		
位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	500	450	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	440	390	mm
鉄筋量	$A_s=$	794	794	mm ²
周長	$U=$	200	200	mm

ヤング係数比 $n = \frac{E_S}{E_c} = 15$ 鉄筋比 $np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.02707$

断面に関する係数 $k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.207$ $j = 1 - \frac{k}{3} = 0.931$

曲げモーメント $M = 58094333.33$ N·mm

せん断力 $S = 6890.625$ N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 3.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 178.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度 $d = 390$ mm

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.018 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.095 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

c) 応力度

配筋 D19@250

位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	500	470	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	440	410	mm
鉄筋量	$A_s=$	1146	1146	mm ²
周長	$U=$	240	240	mm

ヤング係数比 $n = \frac{E_s}{E_c} = 15$ 鉄筋比 $np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.03907$

断面に関する係数 $k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.243$ $j = 1 - \frac{k}{3} = 0.919$

曲げモーメント $M = 5.81E+07$ N・mm

せん断力 $S = 1.03E+05$ N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 125.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$d = 410$ mm

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.250 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 1.136 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 2.10 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

4. 安定計算（地震時）

地震水平震度 $K_h = 0.16$

(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	68.672	1.064	73.067
湿潤土	134.047	2.094	280.694
合計	202.719		353.761
	水平荷重 (kN)	作用距離 (m)	モーメント (kN・m)
躯体	10.988	1.063	11.680
湿潤土	21.447	2.222	47.656
合計	32.435		59.336

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 $\delta = 14.000$ (度)

背面の勾配 $j = 0.000$ (度)

すべり角 $\alpha = 48$ (度)

地震角 $\theta = \tan^{-1} K_h = 9.090$ (度)

すべり面上の土重 $W = 149.836$ kN

$We = W / \cos \theta = 151.742$ kN

最大土圧力 $Pa = \frac{We \times \sin(\alpha - \phi + \theta)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 74.181$ kN

主働土圧係数 $Ka = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.446$

水平土圧係数 $KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.433$

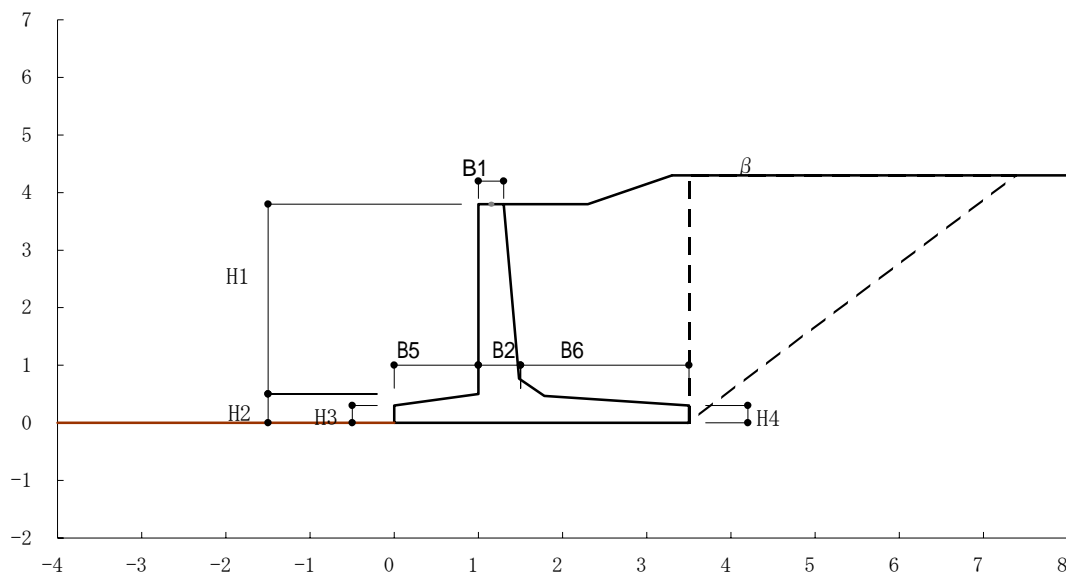
鉛直土圧係数 $KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.108$

$$\tan \delta = \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)} = 0.38383$$

$$\sin \Delta = \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} = 0.3365$$

$$\Delta = 19.6655 \text{ (度)}$$

$$\beta = 0.0000 \text{ (度)}$$



土 圧(kN)	作用距離(m)	モーメント(kN・m)
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$ 72.056	1.433	$My=PH \times Y$ 103.256
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$ 17.972	3.100	$Mx=PV \times X$ 55.713
$QwH=Qw \times h \times KH$ 0.000	2.150	$My=QwH \times Y$ 0.000
$QwV=Qw \times h \times KV$ 0.000	3.100	$Mx=QwV \times X$ 0.000

但し h : 土圧高 4.300 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。

QwH : 上載荷重による水平土圧

QwV : 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

鉛直力の合計 $\Sigma V = 220.69$ kN

水平力の合計 $\Sigma H = 104.49$ kN

モーメント $M = 246.88$ kN

(M : 杭頭部A点に対する回転モーメント)

杭の図芯距離からの距離

つま先からの距離 1.800 m

A点 $x_1 = (2 \times LAB + LBC) / 3 = 1.400$ m

B点 $x_2 = 0.000$ m

C点 $x_3 = -1.400$ m

A点に対する水平力及び水平モーメント

$H_0 = 104.49$ $y = 0.988$ $M_0 = 103.26$

$e = 3.500 / 2 - 246.882 / 220.691 - 0.400 = 0.231$ m

鉛直荷重	A点鉛直モーメント	杭図心モーメント
$\Sigma w_i = 220.69$	$\Sigma M_r = -350.14$	$\Sigma M_{re} = -62.01$

転倒に対する安全率

$$F = \frac{\Sigma MA}{M_0} = \frac{350.14}{103.26} = 3.39 > 1.2 \dots \text{OK}$$

(2). 杭の断面検討

①～⑥については常時参照

⑦ 杭の安定計算

$$K1 = 4E I \beta^3 = 5131$$

$$K2 = K3 = 2EI\beta^2 = 5676$$

$$K4 = 2E I \beta = 12557$$

変位法による計算

$$\left\{ \begin{array}{l} 15393 \delta x \qquad \qquad -17028 \alpha = 104.49 \\ \qquad \qquad \qquad 318849 \delta y \qquad \qquad \qquad = 220.69 \\ -17028 \delta x \qquad \qquad 454301 \alpha = -62.01 \end{array} \right\}$$

これを解いて、

$$\begin{array}{llll} \text{フーチングの水平変位} & \delta x = & 0.00692 \text{ m} & 1.04 \text{ cm/本} \\ \text{フーチングの鉛直変位} & \delta y = & 0.00069 \text{ m} & 0.10 \text{ cm/本} \\ \text{フーチングの回転角} & \alpha = & 0.00012 \text{ rad} & 0.00018 \text{ rad/本} \end{array}$$

杭軸方向、杭直角方向力及びモーメントの計算

$$PNi = Kv \cdot \delta yi$$

$$PHi = K1 \cdot \delta xi - K2 \cdot \alpha$$

$$Mti = -K3 \cdot \delta xi + K4 \cdot \alpha$$

$$\delta xi = \delta x \cdot \cos\theta i - (\delta y + \alpha \cdot xi) \sin\theta i$$

$$\delta yi = \delta x \cdot \sin\theta i + (\delta y + \alpha \cdot xi) \cos\theta i$$

列	xi	θi	δxi	δyi	PNi	PHi	Mti
第1列	1.400	0.000	0.00692	0.00086	91.87	34.83	-37.76
第2列	0.000	0.000	0.00692	0.00069	73.56	34.83	-37.76
第3列	-1.400	0.000	0.00692	0.00052	55.26	34.83	-37.76

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	H	Nmax	Nmin	N	N'	Mmax
34.83	52.25	91.87	55.26	137.81	82.89	-56.64
判定	OK	判定		OK	OK	判定

⑧ 軸直角方向に対する許容支持力

$$Ha = \frac{Kh \cdot D}{\beta} \delta a = \frac{7,351 \times 0.3165}{0.452} \times 0.020 = 103 \text{ kN} \dots \dots \text{OK}$$

ここで、δa：常時の基準変位量

$$\text{地盤の許容支持力} \quad Ra = Ru/2 = 625.8 / 2 = 312.9 \text{ kN} \dots \dots \text{OK}$$

$$\text{軸方向許容引抜応力} \quad Pa = -31.2 \text{ kN} \dots \dots \text{OK}$$

$$Pa = 1/n \cdot Pu + W = 1/3 \times 93.5 + 0.000 = 31.2 \text{ kN}$$

⑨ 杭本体曲げモーメントの計算

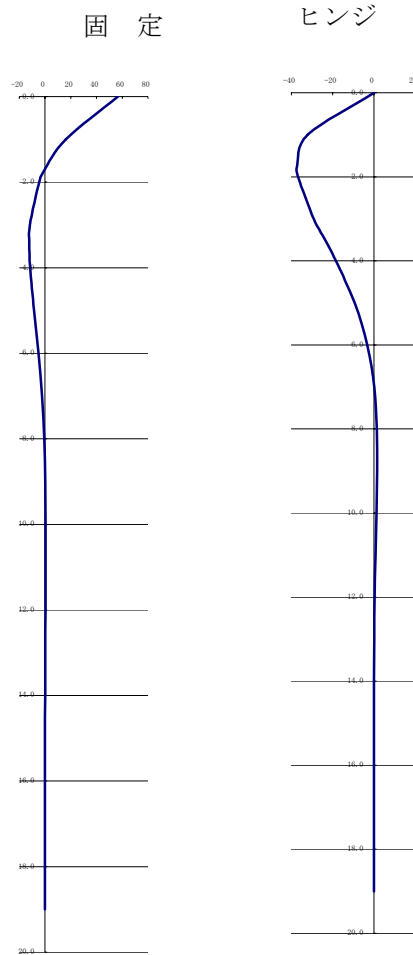
杭頭固定及び杭頭ヒンジの2ケースで計算する。

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 $H = 52.25 \text{ kN}$ 、 $M_i = -56.64 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、 $\beta = 0.452 \text{ m}^{-1}$ $h_0 = M_i/H = -1.084$ を代入して各部の曲げモーメントを求める。

(kNn・m)		
深さ	固定	ヒンジ
0.000	56.64	0.00
1.000	16.04	-32.13
1.738	-0.75	-37.27
2.000	-4.58	-36.78
3.000	-11.73	-29.10
3.431	-12.26	-24.51
4.000	-11.58	-18.43
5.000	-8.51	-9.31
6.000	-5.05	-3.20
7.000	-2.34	0.11
8.000		
9.000		
10.000		
11.000		
12.000		
13.000		
14.000		
15.000		
16.000		
17.000		
18.000		
19.000		
Mmax	56.64	37.27



固定の地中部最大曲げモーメント

$$M = -H/2\beta\{(1+2\beta h_0)2+1\}e^{-\beta \ell_m} = -12.26 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\ell_m = 1/\beta \tan^{-1} \cdot 1/(1+\beta h_0) = 3.431 \text{ m}$$

ヒンジの地中部最大曲げモーメント

$$M = -H/\beta \cdot e^{-\pi/4} \cdot \sin(\pi/4) = -37.27 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\ell_m = \pi/4\beta = 1.738 \text{ m}$$

⑩ 杭の曲げ圧縮（引張）応力度

軸力 $N = P_{max}$ の場合

$$\sigma = \frac{N}{Ae} + \frac{M_{max}}{Z} = \frac{137810}{5757} + \frac{56640000}{439000}$$

$$= 153.0 \text{ (N/mm}^2) \leq \sigma_{sta} = 210 \text{ (N/mm}^2) \cdots \text{OK}$$

軸力 $N = P_{min}$ の場合

$$\sigma = \frac{N}{Ae} + \frac{M_{max}}{Z} = \frac{137810}{5757} - \frac{56640000}{439000}$$

$$= -105.1 \text{ (N/mm}^2) \geq \sigma_{sta} = -210 \text{ (N/mm}^2) \cdots \text{OK}$$

5. 部材の構造計算(地震時)

(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	$\delta =$	14 (度)
背面の勾配	$j =$	3.4682 (度)
すべり角	$\alpha =$	45 (度)
地震角	$\theta = \tan^{-1} Kh =$	9.090 (度)
すべり面上の土重	$W =$	123.346 kN

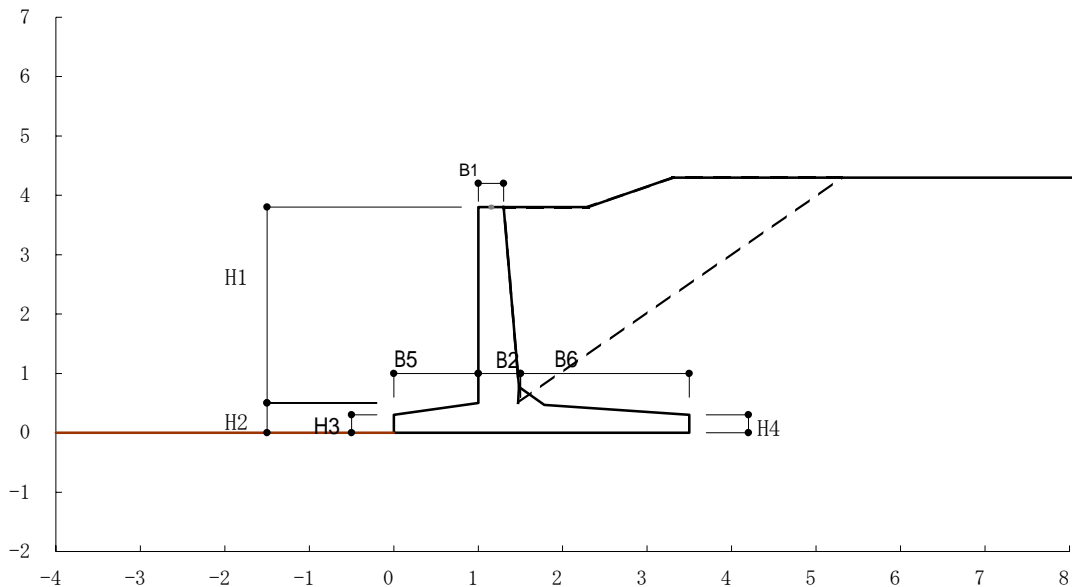
$$We = W / \cos \theta = 124.915 \text{ kN}$$

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{We \times \sin(\alpha - \phi + \theta)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 54.938 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.561$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.535$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.168$$



b) 任意荷重(基部)

	$P =$	0.000	kN
作用高	$y_p =$	3.300	m (たて壁基部からの高さ)
荷重幅	$b_p =$	0.000	m
1m当り水平荷重	$P_u =$	0.000	kN/m

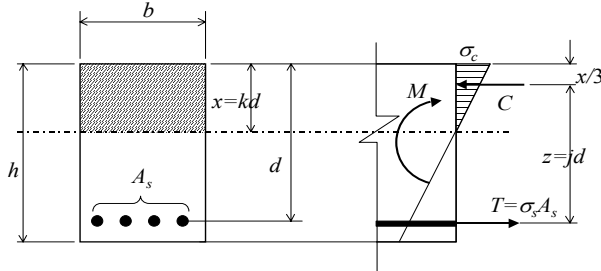
c) 断面力

(基部)	自重慣性力 $Wh =$	5.174	kN	作用距離 $y_o =$	1.513	m
曲げモーメント	$M = Wh \cdot y_o + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot y_p =$	65.507				kNm/m
せん断力	$Wh + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu =$	57.609				kN/m
(中間部) 2.00 m	自重慣性力 $Wh' =$	2.826	kN	作用距離 $y_o' =$	0.944	m
部材厚 $B = 0.421$ m	土圧力 $Pa' = Pa \cdot H/H1 =$	33.296				kN
曲げモーメント	$M = Wh' \cdot y_o + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H^2 \cdot KH \cdot H/3 + Pu \cdot (H + Hp) =$	15.508				kNm/m
せん断力	$Wh' + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H^2 \cdot KH + Pu =$	22.086				kN/m

d) 応力度(基 部)

配 筋	D16@250	D13@250	
部材厚さ	B2=	500	mm
有効幅	b=	1000	mm
鉄筋かぶり	i=	60	mm
有効高	d=	440	mm
鉄筋量	A _s =	1301	mm ²
周 長	U =	360	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 $np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.04435$

$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.257$ $j = 1 - \frac{k}{3} = 0.914$

曲げモーメント $M = 6.55E+07$ N・mm

せん断力 $S = 5.76E+04$ N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.9$ N/mm² < $\sigma_{ca} = 10.5$ N/mm² ……OK

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 125.1$ N/mm² < $\sigma_{sa} = 270.0$ N/mm² ……OK

コンクリートのせん断応力度

$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.131$ N/mm² < $\tau_{ca} = 1.05$ N/mm² ……OK

付着応力度

$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.398$ N/mm² < $\tau_a = 3.15$ N/mm² ……OK

(中間部) 2.00 m

$d = 361$ mm 配 筋 D16@250

曲げモーメント $M = 1.33E+07$ N・mm $A_s = 794$ mm²

せん断力 $S = 1.88E+04$ N $U = 200$ mm

コンクリートの曲げ圧縮応力度 $K = 0.226$ $j = 0.925$

$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 1.0$ N/mm² < $\sigma_{ca} = 10.5$ N/mm² ……OK

鉄筋の引張応力度

$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 50.3$ N/mm² < $\sigma_{sa} = 270.0$ N/mm² ……OK

コンクリートのせん断応力度

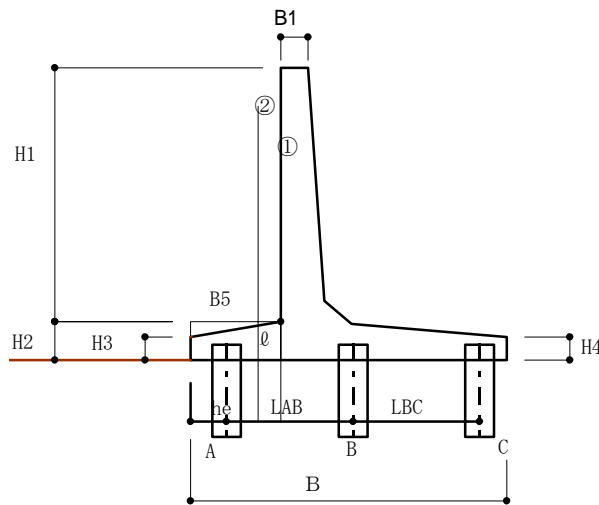
$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.052$ N/mm² < $\tau_{ca} = 1.05$ N/mm² ……OK

付着応力度

$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.282$ N/mm² < $\tau_a = 3.15$ N/mm² ……OK

(2)前面フーチングの計算

a) 荷重



①曲げモーメント照査位置

②せん断力照査位置図
つけねより $l = H2/2$ の位置
 $l = 0.250\text{m}$

$$he = 0.4\text{ m} \quad LAB = 1.400\text{ m} \quad LBC = 1.400\text{ m}$$

つけねからの杭位置までの距離

$$La = 0.600\text{ m} \quad Lb = -0.800\text{ m} \quad Lc = -2.200\text{ m}$$

せん断照査位置からの杭位置までの距離

$$La = -0.150\text{ m} \quad Lb = -1.550\text{ m} \quad Lc = -2.950\text{ m}$$

各部の寸法

$$H3 = 0.300\text{ m} \quad H2 = 0.500\text{ m}$$

$$B = 3.500\text{ m} \quad HS = 0.450\text{ m}$$

$$l_m = B5 = 1.000\text{ m} \quad l_s = 0.750\text{ m}$$

自重+前面土砂

$$W1 = H3 \cdot \gamma_c = 7.35\text{ kN/m}^2$$

$$W2 = H2 \cdot \gamma_c = 12.25\text{ kN/m}^2$$

$$W3 = W1 + \frac{(W2 - W1)l_s}{B5} = 11.025\text{ kN/m}^2$$

杭反力	せん断力用	モーメント用
杭反力 PA = 91.87 kN		91.87
杭反力 PB = 73.56 kN		
杭反力 PC = 55.26 kN		

b) 断面力

せん断力

$$S = P - l_s/2 (W1 + W3) = -6.89\text{ kN/m}$$

曲げモーメント

$$M = P \cdot L - \frac{l_m^2}{6} (2W1 + W2) = 50.63\text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

c) 応力度

配筋 D19@250		(下側配筋)		
位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	500	450	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	440	390	mm
鉄筋量	$A_s=$	794	794	mm ²
周長	$U=$	200	200	mm

ヤング係数比 $n = \frac{E_S}{E_c} = 15$ 鉄筋比 $np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.02707$

断面に関する係数 $k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.207$ $j = 1 - \frac{k}{3} = 0.931$

曲げモーメント $M = 50630333.33$ N·mm

せん断力 $S = 6890.625$ N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 10.5 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 155.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度 $d = 390$ mm

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.018 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 1.05 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.095 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 3.15 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(3) 背面フーチングの計算

a) 荷重

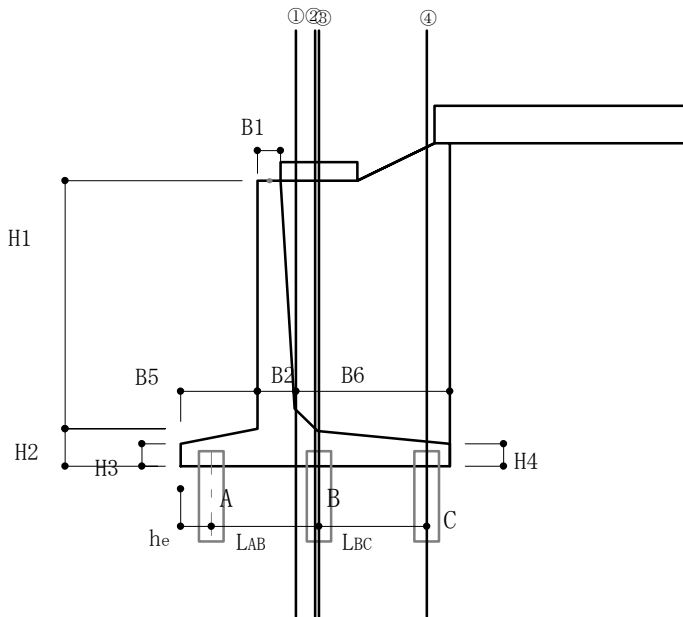
① 曲げモーメント照査位置

② せん断力照査位置図

つけねより $\ell = H2/2$ の位置

$$\ell = 0.250\text{m}$$

$$B6 - \ell = 1.750\text{m}$$



	A	B	C
杭間隔	0.400 m	LAB= 1.400 m	LBC= 1.400 m
つけね距離	-1.100	0.300	1.700
せん断検討位置	0.000	1.700	0.300

土 圧	Ee=2・Pv/L	せん断位置	②	③	④
		部材厚 Hℓ	0.475	0.470	0.330
戴荷重土圧	0	Ex=Ee/B6・ℓ			0
		Ev=1/2(EX+Ee)・(B6-ℓ)			0
主働土圧	17.972	Ex=Ee/B6・ℓ	2.247	2.696	15.276
		Ev=1/2(EX+Ee)・(B6-ℓ)	17.692	17.568	4.987

荷重種類	せん断力① kN	作用距離 m	モーメント kN・m	せん断力② kN	せん断力③ kN	せん断力④ kN
底版自重	19.60	0.92	17.97	16.61	16.04	2.32
ハンチ	0.97	0.09	0.09	0.01		
湿潤土	128.09	1.04	133.60	114.19	110.83	21.09
戴荷重土圧						
主働土圧	17.97	1.33	23.96	17.69	17.57	4.99
杭反力A						
杭反力B	-73.56	0.30	-22.07	-73.56		
杭反力C	-55.26	1.70	-93.94	-55.26	-55.26	
Σ	37.82		59.61	19.69	89.17	28.39

たて壁基部の曲げモーメント $M_w = 65.51 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

(曲げモーメントはたて壁と比較して小さい方を用いる。)

$S_{max} = 89.17 \text{ kN}$ 部材厚 $H\ell = 0.47 \text{ m}$

c) 応力度

配筋 D19@250

位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	500	470	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	440	410	mm
鉄筋量	$A_s=$	1146	1146	mm ²
周長	$U=$	240	240	mm

ヤング係数比 $n = \frac{E_S}{E_c} = 15$ 鉄筋比 $np = n \frac{A_s}{b \cdot d} = 0.03907$

断面に関する係数 $k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.243$ $j = 1 - \frac{k}{3} = 0.919$

曲げモーメント $M = 5.96E+07$ N・mm

せん断力 $S = 8.92E+04$ N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 10.5 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 128.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 270.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$d = 410$ mm

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.217 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 1.05 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.986 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 3.15 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

6. 計算結果（杭基礎）

（常時）

1) 安定計算結果

照査項目	計算値	許容値	判定
転倒	4.31	1.50	OK
軸直角方向支持力	31.83	77.0	OK
地盤の支持力	156.47	208.6	OK
軸方向引抜応力	74.82	-15.60	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	2.10
たて壁(基部)	2.55		110.93	0.11	0.34
① D16@250 D13@250	OK		OK	OK	OK
(中間部)2.00 m	1.07		55.14	0.05	0.30
D16@250	OK		OK	OK	OK
前面フーチング(下側配筋)	3.11		178.62	0.02	0.09
② D16@250	OK		OK	OK	OK
背面フーチング	2.68		125.31	0.25	1.14
③ D19@250	OK		OK	OK	OK

照査項目	計算値	許容値	判定
杭の曲げ圧縮応力度(N/mm ²)	103.5	140	OK
杭の曲げ引張応力度(N/mm ²)	-63.3	-140	OK
水平変位 δ x(cm)	0.65	1.5	OK

（地震時）

1) 安定計算結果

照査項目	計算値	許容値	判定
転倒	3.39	1.20	OK
軸直角方向支持力	52.25	103.0	OK
地盤の支持力	137.81	312.9	OK
軸方向引抜応力	55.26	-31.2	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
	10.50	0.39	270.00	1.05	3.15
たて壁	2.88		125.15	0.13	0.40
① D16@250 D13@250	OK		OK	OK	OK
(中間部)2.00 m	0.98		50.25	0.05	0.28
D16@250	OK		OK	OK	OK
前面フーチング(下側配筋)	2.71		155.67	0.02	0.09
② D16@250	OK		OK	OK	OK
背面フーチング	2.76		128.65	0.22	0.99
③ D19@250	OK		OK	OK	OK

照査項目	計算値	許容値	判定
杭の曲げ圧縮応力度(N/mm ²)	153.0	210	OK
杭の曲げ引張応力度(N/mm ²)	-105.1	-210	OK
水平変位 δ x (cm)	1.04	2.0	OK

