

## L 型 擁 壁 計 算 例

壁 高  $H = 3.000 \text{ m}$

杭 種 鋼管杭

杭本体径  $\phi 319 \times 7$  (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

# L型擁壁計算例

## 1. 設計条件

### (1)形状寸法

壁 高  $H1 = 3.000$  m

フーチング厚 (基部)  $H2 = 0.500$  m

背面フーチング厚(先端)  $H4 = 0.500$  m

壁 厚 (天端)  $B1 = 0.300$  m

壁 厚 (基部)  $B2 = 0.500$  m

フーチング背面長  $B6 = 2.000$  m

つま先から杭芯距離  $he = 0.500$  m

A~B区間長  $L_{AB} = 1.500$  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  $K_h = 0.00$

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/m<sup>3</sup>

背面土の単位重量  $\gamma_s = 18.0$  kN/m<sup>3</sup>

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

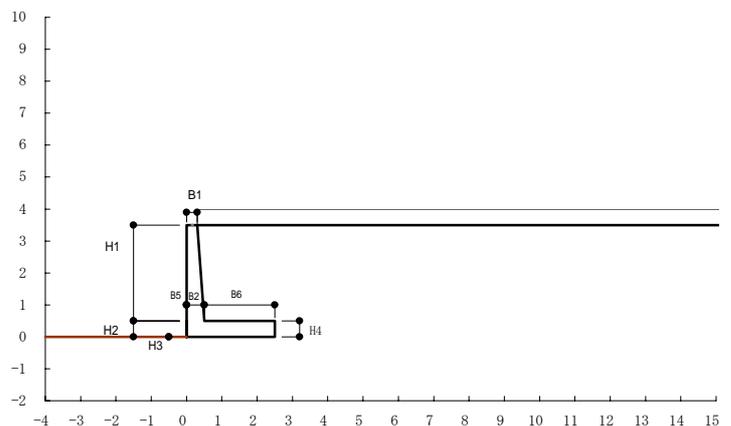
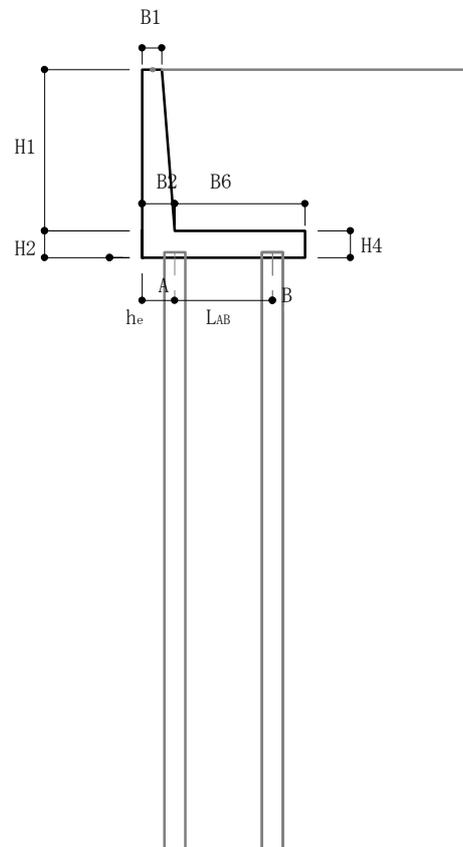
常時(土とコンクリート)  $\delta = 18.7$  度

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 <sup>2</sup> )
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

許容曲げ圧縮応力度

許容せん断応力度

許容引張応力度

許容付着応力度

$\sigma_{ck} = 21$  N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_{ca} = 7$  N/mm<sup>2</sup>

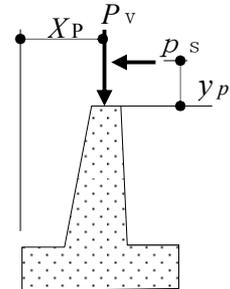
$\tau_{ca} = 0.7$  N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_{sa} = 180$  N/mm<sup>2</sup>

$\tau_a = 1.4$  N/mm<sup>2</sup>

無筋コンクリート許容引張応力度

$\tau_{ca} = 0.26$  N/mm<sup>2</sup>



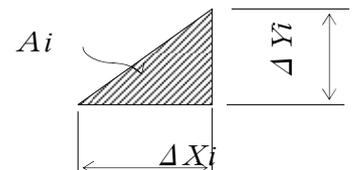
(7) 配筋計画

	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 <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	周長 U(mm)
たて壁(基部)	16		250	60	794	200
(中間部)2.00 m	16		250	60	794	200
前面フーチング	無筋				0	
背面フーチング	16		250	60	794	200

(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 <sub>n+1</sub> - X <sub>n-1</sub>	倍面積
1	0.000	0.000	-2.500	0.000
2	0.000	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.500	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000	0.000
5	0.000	3.500	0.300	1.050
6	0.300	3.500	0.500	1.750
7	0.500	0.500	0.200	0.100
8	0.500	0.500	2.000	1.000
9	2.500	0.500	2.000	1.000
10	2.500	0.000	-2.500	0.000
倍面積				4.900
擁壁の断面積	$A =$	$4.900 / 2 =$		2.450 m <sup>2</sup>
擁壁の重量	$w = A \cdot \gamma_c =$	$2.450 \times 24.50 =$		60.025 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

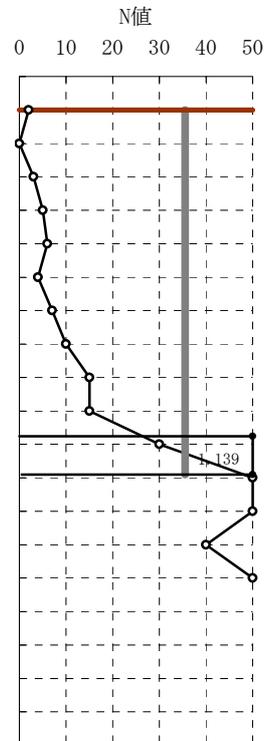
杭種 鋼管杭  
 杭本体径  $D \times t = 318.5 \times 6.90 \text{ mm}$  (SKK400)  
 杭長  $L = 11.0 \text{ m}$  根入長  $L = 10.9 \text{ m}$   
 腐食しろ  $t = 1.00 \text{ mm}$   
 杭のヤング係数  $EP = 200000 \text{ N/mm}^2$   
 杭頭の固定度 固定  
 杭の許容曲げ応力度  $\sigma_{sta} = 140 \text{ N/mm}^2$   
 杭の許容せん断応力度  $\sigma_s = 90 \text{ N/mm}^2$   
 杭軸方向バネ定数の補正係数  $a = 0.01(L/D)^{0.36} = 0.702$   
 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 m	-9.900	11.900
	0	318.5 mm		
先端平均	先端より上へ	4 D	-8.626	10.626
N値	先端より下へ	0 D	-9.900	11.900
基礎層への換算根入深		1.139 m		10.761

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	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	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  $N_2 = 35.5$  深度 10.626 ~ 11.900m

杭先端地盤の設計用N値

$$N = (N_1 + N_2) / 2 = 42.3$$

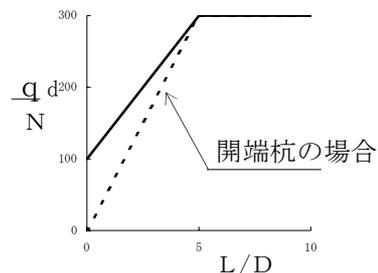
支持層への換算根入れ深さL = 1.139 m

したがって、杭先端極限支持力度は、

$$L/D = 1.139 / 318.5 \times 1000 = 3.6$$

杭径 D = 319 mm

杭先端状況 閉端



$$q_d = 243 \times N = 10279 \text{ kN/m}^2$$

(13) 支持地盤から決まる極限支持力

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

$$= 10278.9 \times 0.08 + 0.994 \times 243$$

$$= 1063.9 \text{ (kN/本)}$$

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 (m<sup>2</sup>)

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

$$= \pi \cdot 0.319^2 / 4$$

$$= 0.080 \text{ m}^2$$

$q_d$ : 杭先端における単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$U: \text{杭の周長 (m)} \quad U = \pi \cdot D = \pi \times 0.317 = 0.994 \text{ m}$$

$L_i$ : 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/m<sup>2</sup>)

## 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	60.025	0.238	14.286
湿潤土	113.400	0.949	107.617
載荷重 1	22.000	0.900	19.800
合計	195.425		141.703

### b) 土圧

土圧の計算は試行くさび法による方法を用いる。

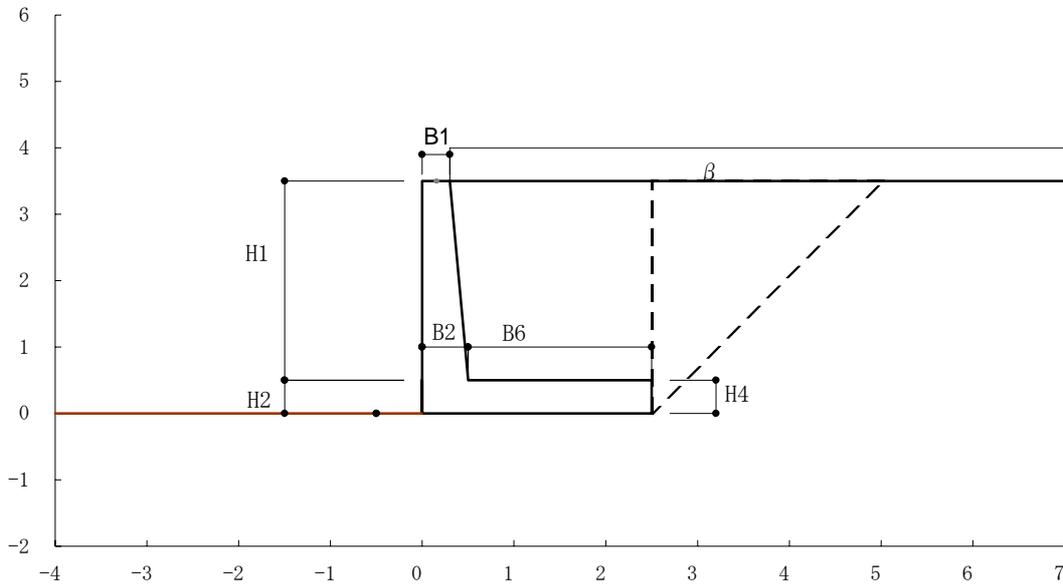
壁面摩擦角	$\delta =$	18.667 (度)	$\beta =$	0.000 (度)
背面の勾配	$j =$	0.000 (度)		
すべり角	$\alpha =$	54 (度)		
すべり面上の土重	$W =$	80.101 kN		

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{W \times \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\alpha - \phi - \delta - j)} = 35.404 \text{ kN}$$

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

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

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



土 圧(kN)		作用距離(m)	モーメント(kN・m)	
$PH=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KH$	33.516	1.167	$M_y=PH \times Y$	39.113
$PV=1/2 \times h^2 \times \gamma_s \times KV$	11.356	2.000	$M_x=PV \times X$	22.712
$Q_wH=Q_w \times h \times KH$	10.640	1.750	$M_y=Q_wH \times Y$	18.620
$Q_wV=Q_w \times h \times KV$	3.605	2.000	$M_x=Q_wV \times X$	7.210

但し h : 土圧高 3.500 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<sub>w</sub>H : 上載荷重による水平土圧

Q<sub>w</sub>V : 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  $\Sigma V = 210.39 + 100.000 = 310.386 \text{ kN}$

水平力の合計  $\Sigma H = 44.16 \text{ kN}$

モーメント  $M = 113.89 + 100.000 \times 0.500 = 163.892 \text{ kN} \cdot \text{m}$

(M : 杭頭部A点に対する回転モーメント) = 163.892 kN・m

杭の図芯距離からの距離

つま先からの距離 1.250 m

A点  $x_1 = (L_{AB} + L_{AB})/2 = 0.750 \text{ m}$

B点  $x_2 = -0.750 \text{ m}$

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)

$H_0 = 44.16$	$y = 1.307$	$M_0 = 57.73$
$H_0' = 33.52$	$y = 1.167$	$M_0 = 39.11$

$e = 2.500 / 2 - 163.89 / 310.39 - 0.500 = 0.222 \text{ m}$

$e' = 2.500 / 2 - 136.88 / 284.78 - 0.500 = 0.269 \text{ m}$

鉛直荷重	A点鉛直モーメント	杭図心モーメント
$\Sigma w_i = 310.39$	$\Sigma M_r = -221.63$	$\Sigma M_{re} = -68.90$
$\Sigma w_i' = 284.78$	$\Sigma M_r' = -176.00$	$\Sigma M_{re}' = -76.70$

転倒に対する安全率

$$F = \frac{\Sigma M_A}{M_0} = \frac{221.63}{57.73} = 3.84 > 1.5 \cdots \text{OK}$$

$$F' = \frac{\Sigma M_A'}{M_0'} = \frac{176.00}{39.11} = 4.50 > 1.5 \cdots \text{OK}$$

(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 mm<sup>2</sup>  
 断面二次モーメント :  $I_p = \pi \times (D^4 - d^4) / 64$  6.945E+07 mm<sup>4</sup>  
 断面係数 :  $Z_p = \pi \times (D^4 - d^4) / (32 \times D)$  439000 mm<sup>3</sup>

杭の図心に対する断面二次モーメント

A	6.9E+07 × 10 <sup>6</sup>	+	5757 ×	750 <sup>2</sup>	=	6.945E+13
B	6.9E+07 × 10 <sup>6</sup>	+	5757 ×	750 <sup>2</sup>	=	6.945E+13
C	0 × 10 <sup>6</sup>	+	5757 ×	0 <sup>2</sup>	=	0.000E+00
						1.389E+14 mm <sup>4</sup>
						I <sub>o</sub> = 138.906 m <sup>4</sup>
杭1本当たり						I <sub>p</sub> = I <sub>o</sub> / 2 = 69.453 m <sup>4</sup>

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 <sup>2</sup> )	Ip (mm <sup>4</sup> )	Ap (mm <sup>2</sup> )
φ 316.5	316.50	5.90	10.900	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

$K_v = a \cdot A_p \cdot E_p / L$   
 = 0.702 × 5757 × 200000 / 10900  
 = 74154 (N/mm) = 74154 kN/m

④ 許容引抜き力

$P_a = 1/n \cdot P_u + W = 1/6 \times 241.5 + 0.0 = 40.3$  kN

ここに、n:安全率 常時 6

$P_u = U \sum L_i \cdot f_i = \pi \cdot 0.3185 \times 243 = 241.5$  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)<sup>-3/4</sup> = 7,351 kN/m<sup>3</sup> = 0.0074 N/mm<sup>2</sup>

ここで、

$K_{h0} = 1/0.3 \alpha E_0 = 1/0.3 \times 1.00 \times 4,760 = 15,867$  kN/m<sup>3</sup>

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/m<sup>2</sup>

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

EI = 200000 × 6.945E+07 = 1.389E+13 N・mm<sup>2</sup> = 13890 kN・m<sup>2</sup>

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、 $\delta_a$  : 常時の基準変位量

⑦ 杭の安定計算

長杭・短杭の判定

$$\beta \cdot L = 0.452 \times 10.9 = 4.927 \geq 3 \text{ 長杭として計算する。}$$

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

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

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

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。

$$A_{xx} = \Sigma (K_1 \cdot \cos 2\theta_i + K_v \cdot \sin \theta_i) = 10262$$

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

$$A_{xa} = A_{ax} = \Sigma \{ (K_v - K_1) x_i \cdot \sin \theta_i \cdot \cos \theta_i - K_2 \cdot \cos \theta_i \} = -11352$$

$$A_{yy} = \Sigma (K_v \cdot \cos^2 \theta_i - K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) = 148309$$

$$A_{ya} = A_{ay} = \Sigma \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) x_i + K_2 \cdot \sin \theta_i \} = -111232$$

$$A_{aa} = \Sigma \{ (K_v \cdot \cos^2 \theta_i + K_1 \cdot \sin^2 \theta_i) x_i^2 + (K_2 - K_3) x_i \cdot \sin \theta_i + K_4 \} = 121095$$

よって、

$$\left\{ \begin{array}{l} 10262 \delta_x \qquad \qquad -11352 \alpha = \begin{array}{ll} \text{上戴有り} & \text{上戴無し} \\ 44.16 & 33.52 \end{array} \\ \qquad \qquad 148309 \delta_y \qquad \qquad \qquad = \begin{array}{ll} 310.39 & 284.78 \\ -11352 \delta_x \qquad \qquad 121095 \alpha = \begin{array}{ll} -68.90 & -76.70 \end{array} \end{array} \right\}$$

これを解いて、

$$\begin{array}{ll} \text{フーチングの水平変位} & \delta_x = \begin{array}{ll} 0.00410 & 0.00286 \text{ m} \\ \text{1本当り} & 0.61 & 0.43 \text{ cm} \end{array} \\ \text{フーチングの鉛直変位} & \delta_y = \begin{array}{ll} 0.00209 & 0.00192 \text{ m} \\ \text{1本当り} & 0.31 & 0.29 \text{ cm} \end{array} \\ \text{フーチングの回転角} & \alpha = \begin{array}{ll} -0.00018 & -0.00037 \text{ rad} \\ \text{1本当り} & -0.00028 & -0.00055 \text{ rad} \end{array} \end{array}$$

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	$x_i$	$\theta_i$	$\delta_{xi}$	$\delta_{yi}$	$P_{Ni}$	$P_{Hi}$	$M_{ti}$
第1列	0.750	0.000	0.00410	0.00195	144.92	22.08	-25.58
第2列	-0.750	0.000	0.00410	0.00223	165.47	22.08	-25.58

上戴荷重無し

列	$x_i$	$\theta_i$	$\delta_{xi}$	$\delta_{yi}$	$P_{Ni}$	$P_{Hi}$	$M_{ti}$
第1列	0.750	0.000	0.00286	0.00165	122.08	16.76	-20.83
第2列	-0.750	0.000	0.00286	0.00219	162.70	16.76	-20.83

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
22.08	16.76	33.12	25.14	165.47	122.08	248.21	183.12	-38.37	-31.25
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  $R_a = R_u/3 = 1063.9/3 = 354.6$  (kN) . . . . . OK  
 軸方向許容引抜応力  $P_a = -40.3$  (kN) . . . . . OK

⑨ 杭本体曲げモーメントの計算

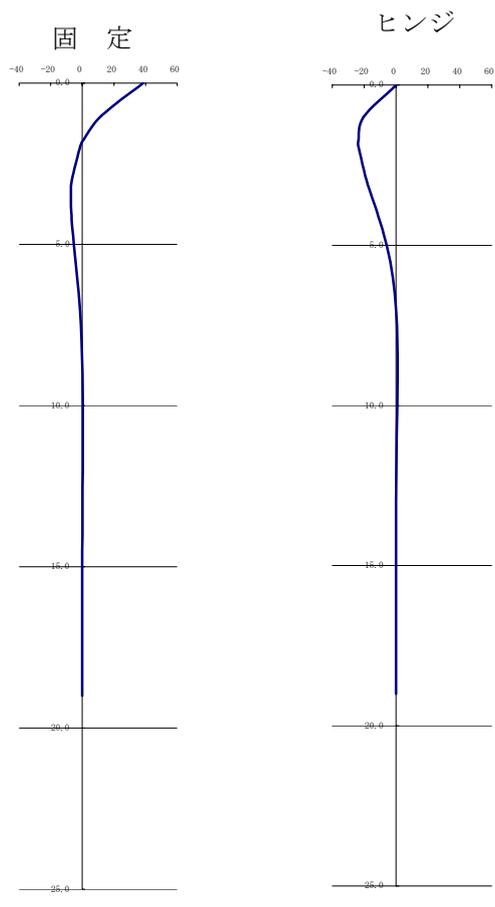
杭頭固定及び杭頭ヒンジの2ケースで計算する。

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  $H = 33.12$  kN、 $M_i = -38.37$  kN・m、 $\beta = 0.452$  m<sup>-1</sup>  $h_0 = M_t/H = -1.159$  を代入して各部の曲げモーメントを求める。

深さ	(kN・m)	
	固定	ヒンジ
0.000	38.37	0.00
1.000	12.26	-20.37
1.738	1.12	-23.62
2.000	-1.50	-23.32
3.000	-6.68	-18.45
3.371	-7.20	-15.95
4.000	-7.04	-11.68
5.000	-5.36	-5.90
6.000	-3.28	-2.03
7.000	-1.59	0.07
8.000	-0.49	0.90
9.000	0.08	1.00
10.000	0.29	0.78
11.000	0.30	
12.000	0.23	
13.000	0.14	
14.000	0.07	
15.000	0.02	
16.000	0.00	
17.000	-0.01	
18.000	-0.01	
19.000	-0.01	
Mmax	38.37	23.62



固定の地中部最大曲げモーメント  $M = -H/2\beta \{ (1+2\beta h_0)^2 + 1 \} e^{-\beta l_m} = -7.20$  kN・m

$l_m = 1/\beta \tan^{-1} \cdot 1/(1+2\beta h_0) = 3.371$  m

ヒンジの地中部最大曲げモーメント  $M = -H/\beta \cdot e^{-\pi/4} \cdot \sin(\pi/4) = -23.62$  kN・m

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

⑩ 杭の曲げ圧縮（引張）応力度

軸力  $N=P_{\max}$ の場合

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A_e} + \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{248210}{5757} + \frac{38370000}{439000} \\ &= 130.5 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{\text{sta}} = 140 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}\end{aligned}$$

軸力  $N=P_{\min}$ の場合

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{N}{A_e} + \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{183120}{5757} - \frac{38370000}{439000} \\ &= -55.6 \text{ N/mm}^2 \geq \sigma_{\text{sta}} = -140 \text{ N/mm}^2 \cdots \text{OK}\end{aligned}$$

### 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  $j = 3.8141$  (度)

すべり角  $\alpha = 56$  (度)

すべり面上の土重  $W = 60.035$  kN

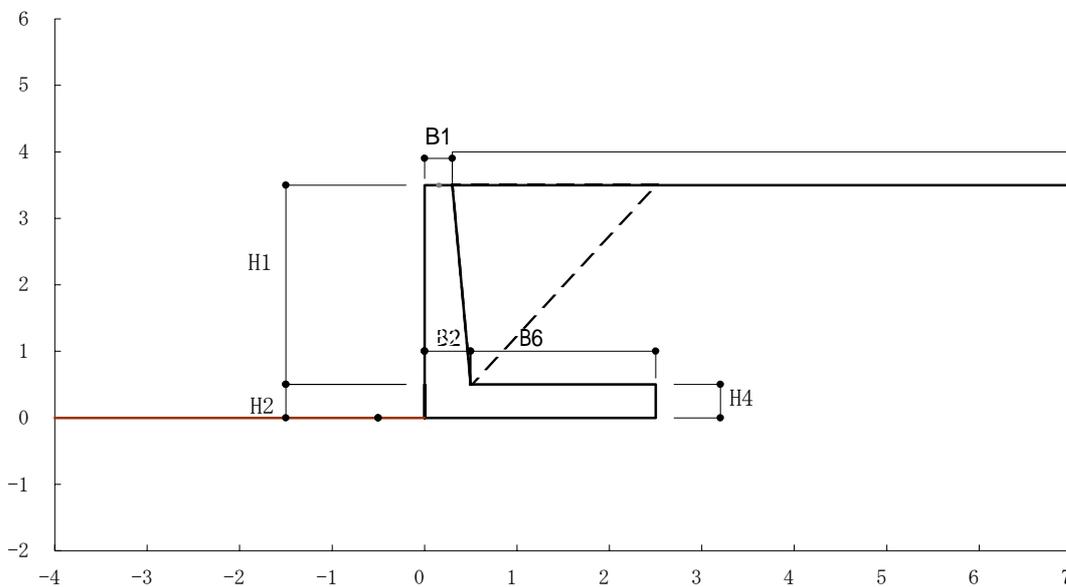
すべり面上の上乗荷重  $Q = 0.000$  kN

$$\text{最大土圧力 } Pa = \frac{(W+Q) \times \sin(\alpha - \phi)}{\sin(\alpha - \phi - \delta)} = \frac{60.035 \times \sin(56 - 18.667)}{\sin(56 - 18.667 - 18.667)} = 28.316 \text{ kN}$$

$$\text{主働土圧係数 } KA = 2 \times Pa / (\gamma s \cdot h^2) = 0.350$$

$$\text{水平土圧係数 } KH = Ka \times \cos(\delta + j) = 0.323$$

$$\text{鉛直土圧係数 } KV = Ka \times \sin(\delta + j) = 0.134$$



##### b) 任意荷重

	$P = 0.000$ kN
作用高	$y_p = 3.000$ 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)

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1/2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot y_p = 40.698 \text{ kNm/m}$$

$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 35.853 \text{ kN/m}$$

(中間部) 2.00 m

$$Pa' = Pa \cdot H/H1 = 18.877 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント } M = q \cdot H1 \cdot KH \cdot H1/2 + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH \cdot H1/3 + Pu \cdot (H + Hp) = 14.212 \text{ kNm/m}$$

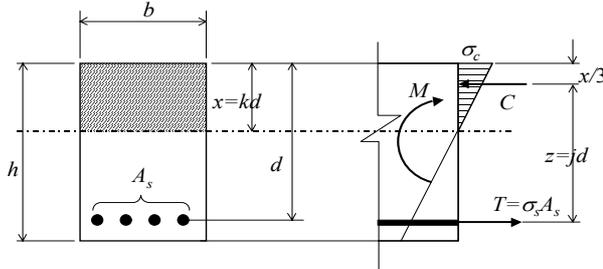
$$\text{せん断力 } S = q \cdot H1 \cdot KH + 1/2 \cdot \gamma s \cdot H1^2 \cdot KH + Pu = 18.088 \text{ kN/m}$$

d) 応力度

(基部)

配筋	D16@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	$A_s =$	794 mm <sup>2</sup>
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。



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

$$k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np = 0.207 \quad j = 1 - \frac{k}{3} = 0.931$$

曲げモーメント  $M = 4.07E+07 \text{ N}\cdot\text{mm}$

せん断力  $S = 3.59E+04 \text{ N}$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 125.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.081 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.438 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 1.40 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(中間部) 2.00 m

$d = 373 \text{ mm}$

配筋 D16@250

曲げモーメント  $M = 1.42E+07 \text{ N}\cdot\text{mm}$

$A_s = 794 \text{ mm}^2$

せん断力  $S = 1.81E+04 \text{ N}$

$U = 200 \text{ mm}$

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$K = 0.223$

$j = 0.926$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 1.0 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 51.8 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

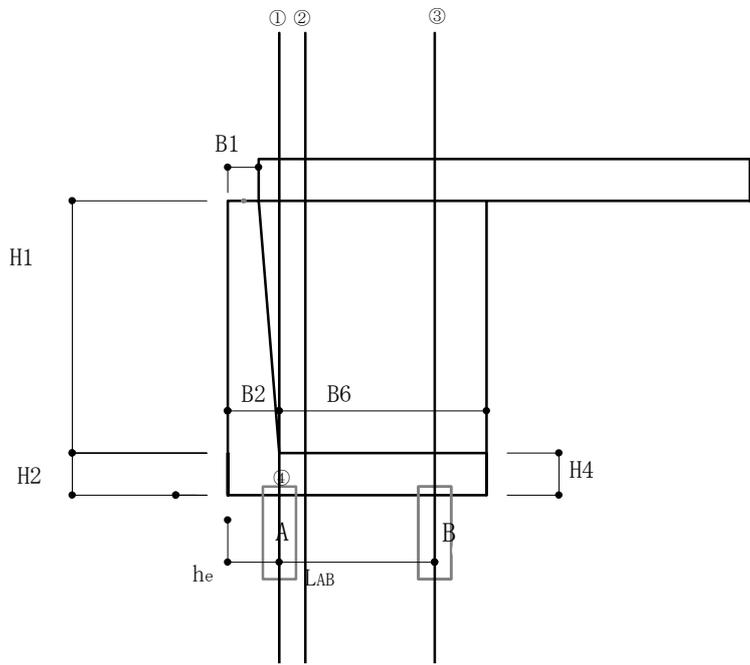
$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = 0.048 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.262 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 1.40 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

(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 セン断力照査位置図

つけねより  $\ell = H2/2$  の位置

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

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

	A	B		
杭間隔	0.500 m	LAB= 1.500 m		
つけね距離	0.000	1.500		
せん断検討位置	0.000	0.500		
土 圧	$Ee=2 \cdot Pv/L$	せん断位置	②	③
		部材厚 $H\ell$	0.500	0.500
戴荷重土圧	3.605	$Ex=Ee/B6 \cdot \ell$	0.451	2.704
		$Ev=1/2(Ex+Ee) \cdot (B6-\ell)$	3.549	5.52
主働土圧	11.356	$Ex=Ee/B6 \cdot \ell$	1.42	8.517
		$Ev=1/2(Ex+Ee) \cdot (B6-\ell)$	11.179	4.968

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
底版自重	24.50	1.00	24.50	21.44	6.13
湿潤土	108.00	1.00	108.00	94.50	27.00
載荷重 1	20.00	1.00	20.00	20.00	20.00
戴荷重土圧	3.61	1.33	4.81	3.55	5.52
主働土圧	11.36	1.33	15.14	11.18	4.97
杭反力 A					
杭反力 B	-165.47	1.50	-248.21	-165.47	
$\Sigma$	1.99		-75.76	-14.80	63.61

たて壁基部の曲げモーメント  $M_w = 40.70 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$

(曲げモーメントはたて壁と比較して小さい方を用いる。)

$$S_{max} = 63.61 \text{ kN} \quad \text{部材厚 } H\ell = 0.5 \text{ m}$$

c) 応力度

配筋 D16@250

位置		①	②	単位
部材厚さ	$T=$	500	500	mm
有効幅	$b=$	1000	1000	mm
鉄筋かぶり	$i=$	60	60	mm
有効高	$d=$	440	440	mm
鉄筋量	$A_s=$	794	794	mm <sup>2</sup>
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  $M = 4.07E+07$       N・mm

せん断力  $S = 6.36E+04$       N

コンクリートの曲げ圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} = 2.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

鉄筋の引張応力度

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} = 125.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 180.0 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

コンクリートのせん断応力度

$d = 440$  mm

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{b \cdot d} = 0.145 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 0.70 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

付着応力度

$$\sigma_{ct} = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} = 0.776 \text{ N/mm}^2 < \tau_{ca} = 1.40 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

#### 4. 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	3.84	1.50	OK
軸直角方向支持力	33.12	77.0	OK
地盤の支持力	248.21	354.6	OK
軸方向引抜応力	183.12	-40.30	OK

##### 2) 応力計算結果

許容応力度 N/mm <sup>2</sup>	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)	2.18	0.98	125.13	0.08	0.44
① D16@250	OK	NO	OK	OK	OK
(中間部)2.00 m	0.99	0.45	51.82	0.05	0.26
D16@250	OK	NO	OK	OK	OK
前面フーチング(下側配筋)					
背面フーチング	2.18	0.98	125.13	0.14	0.78
③ D16@250	OK	NO	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 <sup>2</sup> )	130.5	140	OK
杭の曲げ引張応力度(N/mm <sup>2</sup> )	-55.6	-140	OK
水平変位 δ x(cm)	0.61	1.5	OK

