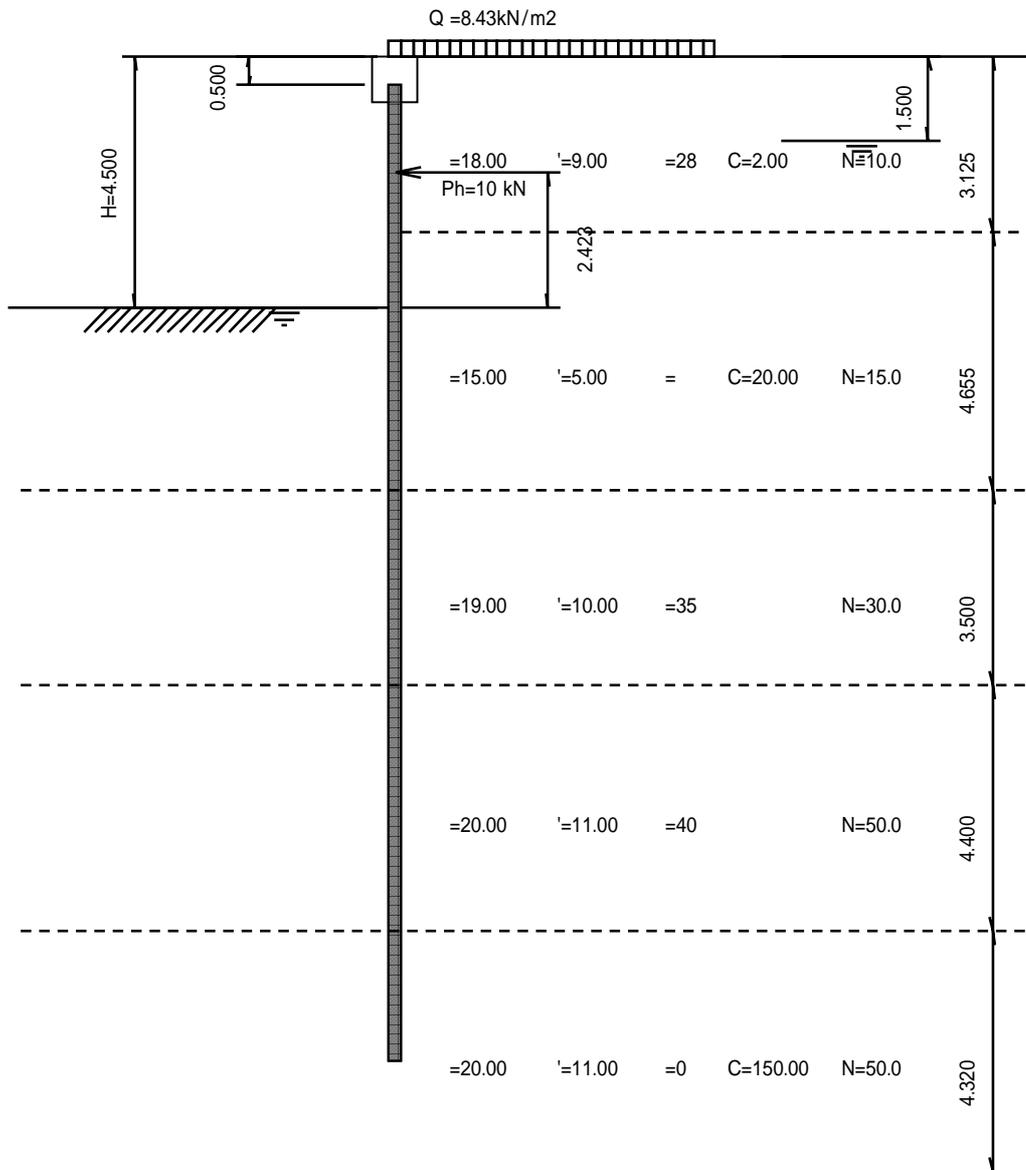


自立式矢板土留工

(1)設計条件 地震時

上 載 荷 重		$Q = 8.430 \text{ kN/m}^2$
掘 削 高 さ		$H = 4.500 \text{ m}$
地下水位(地表面からの深さ)		$H_w = 1.500 \text{ m}$
前面水位(前面の水深)		$L_w = 0.000 \text{ m}$
横方向地盤反力係数		$K_h = 31818 \text{ kN/m}^3$
圧密平衡係数反力係数		$K_c = 0.500$
地震震度(空 中)		$k = 0.200$
地震震度(水中の見掛けの震度)		$k' = \text{荒井・横井の提案式}$
許容たわみ量		$a = 15.0 \text{ cm}$
前面載荷重		$W = 0.000 \text{ kN/m}^2$
水の単位重量		$w = 10.000 \text{ kN/m}^3$
任意水平荷重	$Ph = 10.000 \text{ kN}$	$L = 2.423 \text{ m}$



土質条件

深度 m	土の単位重量 kN/m ³		内部摩 擦角 °	粘着力 kN/m ²	壁面摩擦角		N値	土 質
	空中	水中			主働	受働		
3.125	18.00	9.00	28.0	2.00	15.0	0.0	10.0	砂質土・中間土
7.780	15.00	5.00		20.00	15.0	0.0	15.0	粘性土
11.280	19.00	10.00	35.0	0.00	15.0	0.0	30.0	砂・砂礫
15.680	20.00	11.00	40.0	0.00	15.0	0.0	50.0	砂・砂礫
20.000	20.00	11.00	0.0	150.00	15.0	0.0	50.0	粘性土

受動側地盤改良

深度 m	土の単位重量 kN/m ³		内部摩 擦角 °	粘着力 kN/m ²	N値
	空中	水中			

矢板条件

使用矢板 鋼管 800-15 設置間隔 0.94 m

曲げモーメント算出の継ぎ手係数 I = 0.80

断面係数の継ぎ手係数 Z = 1.00

根入長算出の継ぎ手係数 I = 1.00

腐食の考慮 断面決定のみ

(2)計算層

深度 m	層厚 h m	単位重量 kN/m ³	内部摩 擦角 (度)	粘着力 C kN/m ²	h+Q kN/m ²	whw kN/m ²	設計震度 k , k'	合成角 (度)	地震時 粘性土 崩壊角
1.500	1.500	18.00	28.0	2.00	35.430		0.200	11.310	
1.500 3.125	1.625	9.00	28.0	2.00	50.055	16.250	0.238	13.387	
3.125 4.500	1.375	5.00		20.00	56.930	30.000	0.328	18.159	38.920 34.263
4.500 7.780	3.280	5.00		20.00	73.330	62.800	0.328	18.159	34.263 29.859
7.780 11.280	3.500	10.00	35.0		108.330	97.800	0.377	20.656	
11.280 15.680	4.400	11.00	40.0		156.730	141.800	0.381	20.857	
15.680 20.000	4.320	11.00	0.0	150.00	204.250	185.000	0.381	20.857	41.636 40.509

()受働側を示す

水中における見掛けの震度k'は次式(荒井・横井の提案式)より求める。

$$k' = \frac{2(t_{hi} + h_j + Q) + h}{2\{t_{hi} + (w - w)h_j + Q\} + (w - w)h} k$$

ここに,

k';水中における見掛けの震度

t;残留水位面上の土の単位体積重量(kN/m³)

h_i;残留水位面上のi層の土層の厚さ(m)

w;水で飽和した土の空気中における単位体積重量(kN/m³)

h_j;残留水位面下において,土圧を算定する層より上のj層の土層の厚さ(m)

Q;地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ(kN/m²)

h;残留水位面下において,土圧を算定する土層の厚さ(m)

k;空気中における震度

地震時粘性土崩壊角

$$= \tan^{-1} \sqrt{1 - \frac{h + 2Q}{2C} \tan \theta}$$

(3) 荷重強度

深度 m	土圧係数		土圧強度		Kcによる 土圧 Pa2 kN/m ²	水圧 Pw kN/m ²	採用主働 土圧水圧 Pa kN/m ²	設計震度 k, k'	
	Ka	Kp	主働 Pa1 kN/m ²	受働Pp kN/m ²				主働側	受働側
0.000	0.456		1.14				1.14		
1.500	0.456		13.46				13.46	0.200	
1.500	0.497		14.79				14.79		
3.125	0.497		22.06			16.25	38.31	0.238	
3.125			23.89		25.03	16.25	41.28		
4.500			41.36		28.47	30.00	71.36	0.328	
4.500			41.36	40.00	28.47	30.00	71.36		
7.780			68.91	56.40	36.67	30.00	98.91	0.328	0.328
7.780	0.564	2.878	41.36	47.20		30.00	71.36		
11.280	0.564	2.878	61.10	147.93		30.00	91.10	0.377	0.377
11.280	0.568	3.707	61.53	190.54		30.00	91.53		
15.680	0.568	3.707	89.02	369.96		30.00	119.02	0.381	0.381
15.680			-78.18	399.80	78.37	30.00	108.37		
20.000			-8.39	447.32	102.13	30.00	132.13	0.381	0.381

主働土圧係数

砂及び砂礫 Ka=0.21+0.94k 砂質土 Ka=0.94+1.08k

受働土圧係数

$$Kp = \frac{\cos^2(\delta - \alpha)}{\cos \beta \cdot \cos(\beta - \alpha)} \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\beta - \alpha) \cdot \sin(\beta + \alpha)}{\cos(\beta - \alpha) \cdot \cos(\beta + \alpha)}} \right]^2$$

ただし、 α :土の内部摩擦角 β :壁面摩擦角 α' :地表面と水平面のなす角

地震合成角:空中 $\delta = \tan^{-1}k$ 水中 $\delta = \tan^{-1}k'$ k' :水中の見掛けの震度

主働土圧の算定式

砂質土・中間土

$$Pa1 = Ka(h + Q) - 2C \quad Ka$$

粘性土

$$\left. \begin{aligned} Pa1 &= h + Q - 2C \\ Pa2 &= Kc \cdot (h + Q) \end{aligned} \right\} Pa1, Pa2の大きい値をPaとする。$$

粘性土(地震時)

$$Pa1 = \frac{(h + Q) \cdot \sin(\alpha + \beta)}{\cos \beta \cdot \sin \alpha} - \frac{C}{\cos \beta \cdot \sin \alpha}$$

受働土圧の算定式

砂質土・中間土

$$Pp = Kp(h + W) + 2C \quad Kp$$

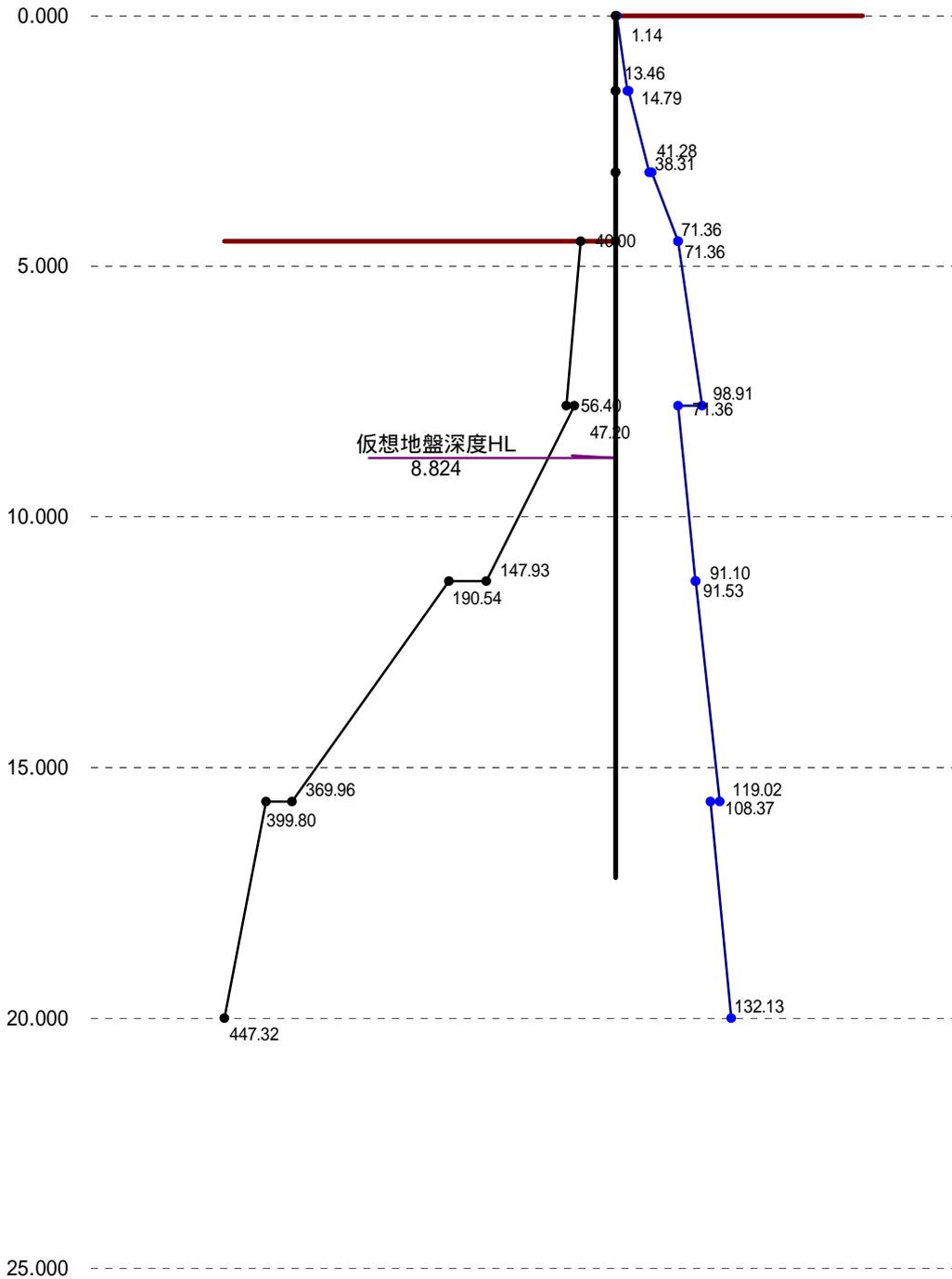
粘性土

$$Pp = h + W + 2C$$

(4) 仮想地盤面の計算

掘削地盤面付近では、根入部の反力が地盤の抵抗力より一般に大きくなることが予想され、この部分は塑性領域と考える。その深さは主働土圧と受働土圧がつり合う深さで、これを仮想地盤面とする。

仮想地盤深さ(掘削面からの深さ) $H_0 = 4.324 \text{ m}$



6-1 最大曲げモーメント

最大曲げモーメントMmax及びその位置Lmは次式により求める。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_p \times \frac{\sqrt{(1+2 \cdot hp)^2 + 1}}{2 \cdot hp} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \cdot hp}\right) \\ &= 1136.548 \times \frac{\sqrt{4.006^2 + 1}}{3.006} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{4.006}\right) \\ &= 1222.36 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$L_m = \frac{1}{\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \cdot hp}} = 0.672 \text{ m}$$

6-2 引張応力

引張応力 s は次式により求める。

$$s = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{1222.360}{7066} \times 1000 = 173 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

矢板断面係数 $Z = 7066 \text{ cm}^3$
 継手係数 $= 1.00$
 許容応力度 $s_a = 210 \text{ N/mm}^2$

6-3 たわみ量の計算

矢板天端の変位量は次式によって求める

仮想地盤面におけるたわみ量

$$y_1 = \frac{1 + hp}{2 \cdot E \cdot I} \times Pa = 1.583 \text{ cm}$$

仮想地盤面におけるたわみ角 $\times (H + H_0)$

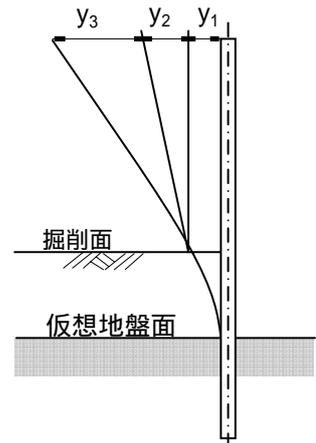
$$y_2 = \frac{1 + 2 \cdot hp}{2 \cdot E \cdot I} \times Pa \times (H + H_0) = 8.140 \text{ cm}$$

仮想地盤面より上の土圧 P_0 による片持ばりとしてのたわみ量

$$y_3 = \frac{K \times (H + H_0)^3}{E \cdot I} = 4.894 \text{ cm}$$

矢板天端の最大変位量

$$y = y_1 + y_2 + y_3 = 14.617 \text{ cm} \quad \text{許容たわみ量 } 15.0 \text{ cm} \quad \dots \text{OK}$$



(7) 矢板長の計算

根入れ長の計算に使用する α は、断面2次モーメントの値を低減しない値とする。

$$\alpha = \sqrt[4]{(k_h \cdot B / (4EI))} = 0.338 \text{ m}^{-1}$$

EI : 単位幅当たりの矢板の曲げ剛性

$$EI = 2.0 \times 303243 = 606486 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Kh : 水平方向地盤係数 Kh = 31818 kN/m³

B : 矢板幅 (単位当り幅 1m として計算する。)

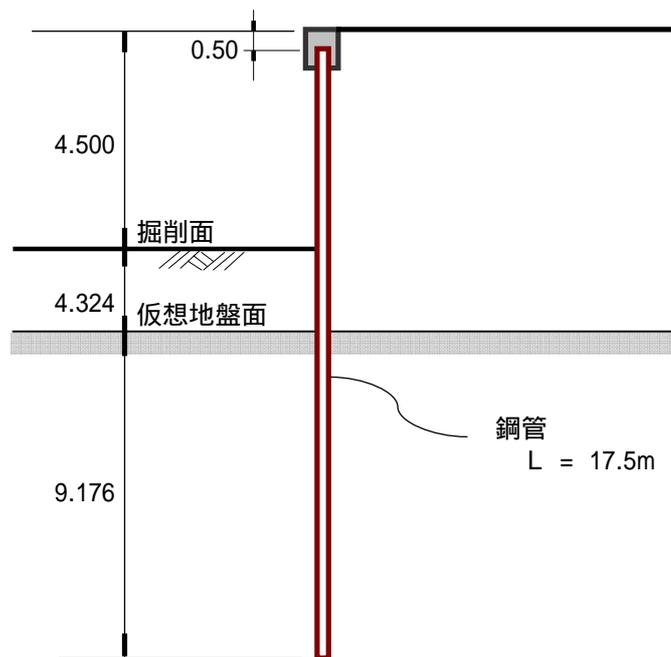
: 継手係数 = 1.00

: 特性値(m⁻¹)

$$\text{根入れ長} = H_0 + 3.0 / \alpha = 4.324 + 3.0 / 0.338 = 13.2 \text{ m}$$

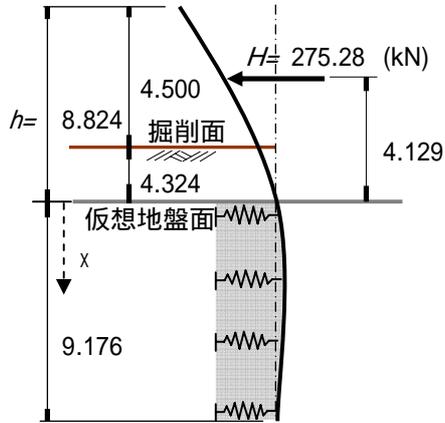
$$\text{矢板長 } L = H - 0.50 + 3.0 / \alpha = 17.200 + 3.0 / 0.338 = 17.5 \text{ m}$$

したがって 鋼管 L = 17.5m を使用する。



(8) 鋼管断面変化の検討

仮想地盤面から上の応力については、背面荷重を用いて計算する。
 仮想地盤面から下については突出している杭として背面荷重の合力を杭軸直角方向力H(kN)として与え、次式で0.5mピッチで計算する。



せん断力

$$Sx = -He^{-x} \{ \cos x - (1+2h) \sin x \}$$

曲げモーメント

$$Mx = -(H/4) e^{-x} \{ h \cos x + (1+h) \sin x \}$$

ただし、

$$\alpha = \sqrt[4]{(k_h \cdot B / (4EI))} = 0.364 \text{ m}^{-1}$$

EI: 単位幅当たりの矢板の曲げ剛性

$$EI = 2.0 \times 3E+05 = 563866 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

B: 矢板幅(単位当り幅 1mとして計算する。)

$$\alpha: \text{継手係数} = 0.80$$

$$k_h: \text{水平方向地盤係数 } k_h = 31818 \text{ kN/m}^3$$

結果応力図

