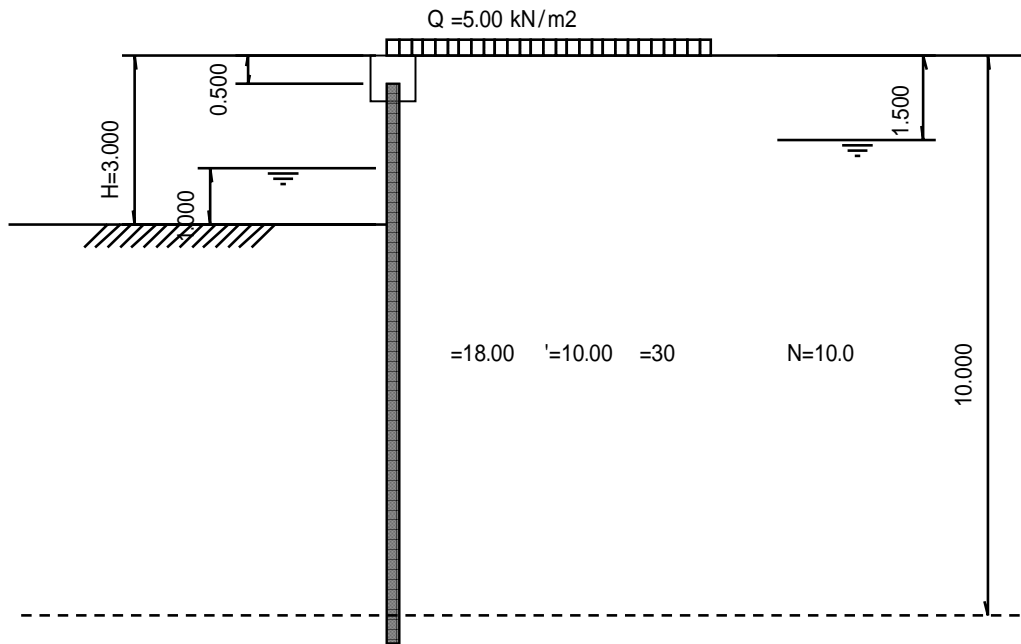


自立式矢板土留工

(1)設計条件 地震時

上 載 荷 重	$Q = 5.000 \text{ kN/m}^2$
掘 削 高 さ	$H = 3.000 \text{ m}$
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)	$L_w = 1.000 \text{ m}$
横方向地盤反力係数	$K_h = 17599 \text{ kN/m}^3$
圧密平衡係数反力係数	$K_c = 0.500$
地震震度(空 中)	$k = 0.100$
地震震度(水中の見掛けの震度)	$k' = \text{入力値を使用する}$
許容たわみ量	$a = 7.5 \text{ cm}$
前面載荷重	$W = 0.000 \text{ kN/m}^2$
水の単位重量	$w = 10.000 \text{ kN/m}^3$



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
	空中	水中			主働	受働	
10.000	18.00	10.00	30.0	0.00	15.0	0.0	10.0

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 鋼矢板 SP- W
 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	单位重量 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	30.0		32.000		0.100	5.711	
1.500 2.000	0.500	10.00	30.0		37.000	5.000	0.200	11.310	
2.000 3.000	1.000	10.00	30.0		47.000	15.000	0.200	11.310	
3.000 10.000	7.000	10.00	30.0		117.000	85.000	0.200	11.310	

地震時粘性土崩壊角

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

(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				
0.000	0.355		1.78				1.78	
1.500	0.355		11.36				11.36	0.100
1.500	0.355		11.36				11.36	
2.000	0.437		16.17			5.00	21.17	0.200
2.000	0.437		16.17			5.00	21.17	
3.000	0.437		20.54			5.00	25.54	0.200
3.000	0.437	2.629	20.54			5.00	25.54	
10.000	0.437	2.629	51.13	184.03		5.00	56.13	0.200

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

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

ただし、 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
 粘性土

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

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

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
 粘性土

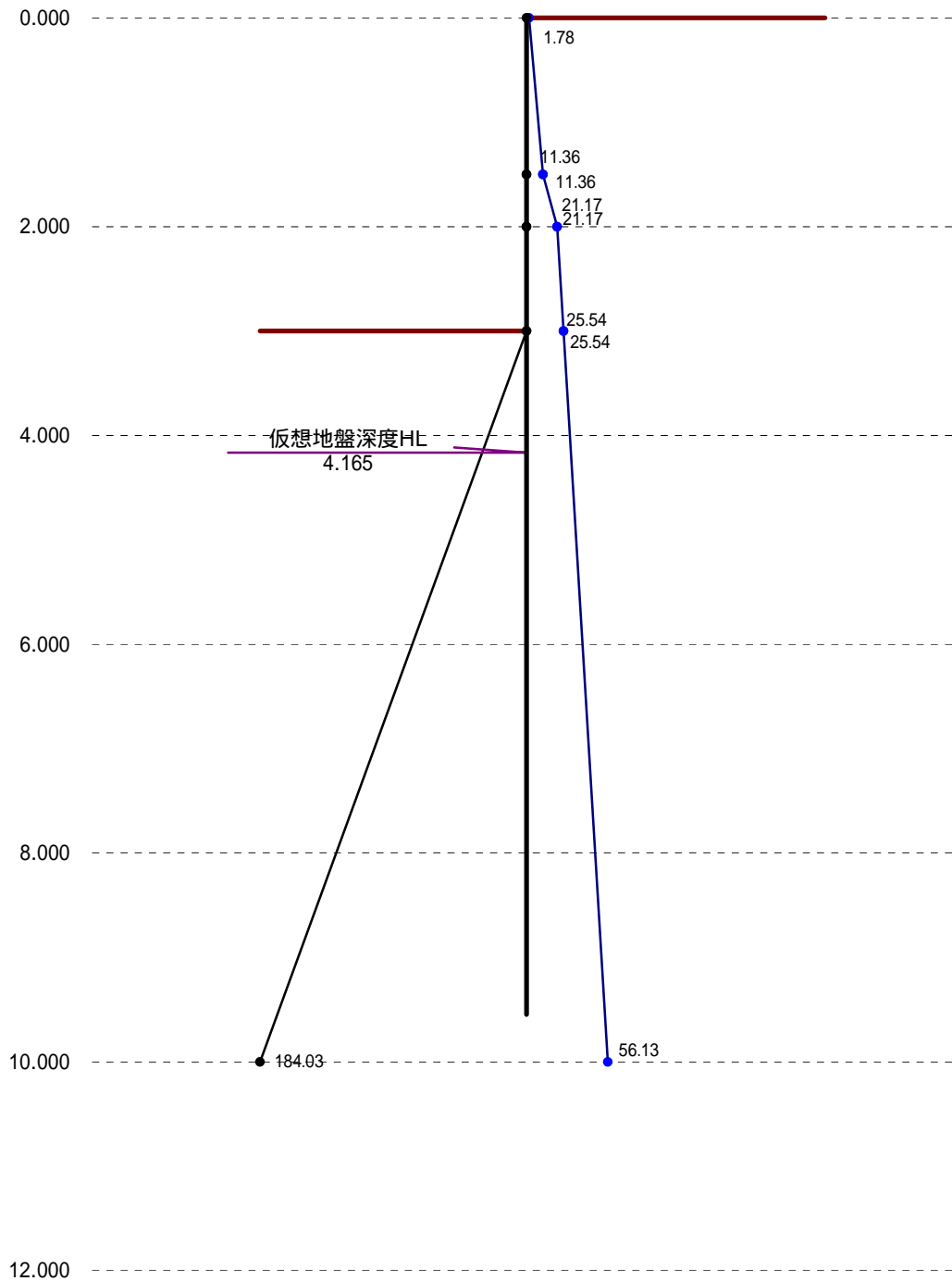
$$Pp = Kp (h + W) + 2C \quad Kp$$

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

(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) $H_0 = 1.165 \text{ m}$



(5) 仮想地盤面における土圧の計算

5-1 土圧及びモーメントの計算

深度 m	土圧水圧 (上層面) kN/m ²	土圧水圧 (下層面) kN/m ²	作用範囲 m	水平力 P kN	作用位置 L m	モーメント M=P・L kN・m	変形係数 K
1.500	1.78	11.36	1.500	9.85	3.233	31.845	2.201
2.000	11.36	21.17	0.500	8.13	2.390	19.435	1.083
3.000	21.17	25.54	1.000	23.35	1.649	38.520	1.601
4.165	25.54	0.00	1.165	14.88	0.777	11.554	0.243
計				56.21		101.354	5.128

変形係数 $K=1/6(3-)^2 \cdot P$
但し $=L/H$

5-2 土圧作用位置

$$hp = M / P = 101.354 / 56.214 = 1.803 \text{ m}$$

(6) 矢板の選定

鋼矢板 SP- W

	腐食無し	腐食有り	採用値	腐食有り
断面2次モーメント I (cm ⁴)	32400	27500		27500
断面係数 Z (cm ³)	1800	1530		1530

$$=^4 (k_h \cdot B / (4E I \cdot)) = 0.562 \text{ m}^{-1}$$

EI : 単位幅当たりの矢板の曲げ剛性

$$EI = 2.0 \times 27500 = 55000 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

B : 矢板幅(単位当り幅 1mとして計算する。)

: 継手係数 = 0.80

$$\cdot hp = 1.013$$

$$2 \cdot hp = 2.027$$

$$1+2 \cdot hp = 3.027$$

Kh : 水平方向地盤係数 $Kh = 17599 \text{ kN/m}^3$

$$K_h = 6910 \times N^{0.406} = 17599 \text{ kN/m}^3$$

N: 仮想地盤面から 3/4 の平均N値 = 10.0

$$Lo = 3/4 = 3 / (4 \times 0.51) = 4.62 \text{ m}$$

仮想地盤面 Ho = 4.165 m

$$H_L = Ho + Lo = 8.785 \text{ m}$$

: 地盤反力係数 2.0

B_H: 概算載荷幅 10 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。

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= M_p \times \frac{\sqrt{(1+2 \cdot hp)^2 + 1}}{2 \cdot hp} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \cdot hp}\right) \\
 &= 101.354 \times \frac{\sqrt{3.027^2 + 1}}{2.027} \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{3.027}\right) \\
 &= 115.86 \text{ kN}\cdot\text{m} \\
 L_m &= 1/ \times \tan^{-1} \frac{1}{1+2 \cdot hp} = 0.568 \text{ m}
 \end{aligned}$$

6-2 引張応力

引張応力 s は次式により求める。

$$s = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{115.860}{1530} \times 1000 = 76 \text{ N/mm}^2 \quad \dots \text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 \text{矢板断面係数 } Z &= 1530 \text{ cm}^3 \\
 \text{継手係数} &= 1.00 \\
 \text{許容応力度 } s_a &= 270 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

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

$$y_1 = \frac{1 + hp}{2 \cdot E \cdot I} \times Pa = 0.724 \text{ cm}$$

仮想地盤面におけるたわみ角 $\times (H + H_0)$

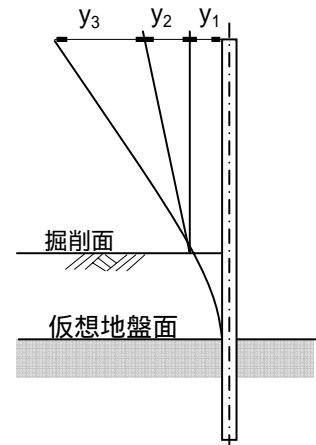
$$y_2 = \frac{1 + 2 \cdot hp}{2 \cdot E \cdot I} \times Pa \times (H + H_0) = 2.550 \text{ cm}$$

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

$$y_3 = \frac{K \times (H + H_0)^3}{E \cdot I} = 0.842 \text{ cm}$$

矢板天端の最大変位量

$$y = y_1 + y_2 + y_3 = 4.116 \text{ cm} \quad \text{許容たわみ量 } 7.5 \text{ cm} \quad \dots \text{OK}$$



(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。

$$\alpha^4 = (k_h \cdot B / (4EI)) = 0.510 \text{ m}^{-1}$$

EI : 単位幅当たりの矢板の曲げ剛性

$$EI = 2.0 \times 32400 = 64800 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

Kh : 水平方向地盤係数 Kh = 17599 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)

$$\text{根入長} = H_0 + 3.0 / \alpha = 1.165 + 3.0 / 0.510 = 7.047 \text{ m}$$

$$\text{矢板長 } L = H - 0.50 + 3.0 / \alpha = 9.547 \text{ m} \quad 10.0 \text{ m}$$

したがって 鋼矢板 SP- W L = 10.0m を使用する。

