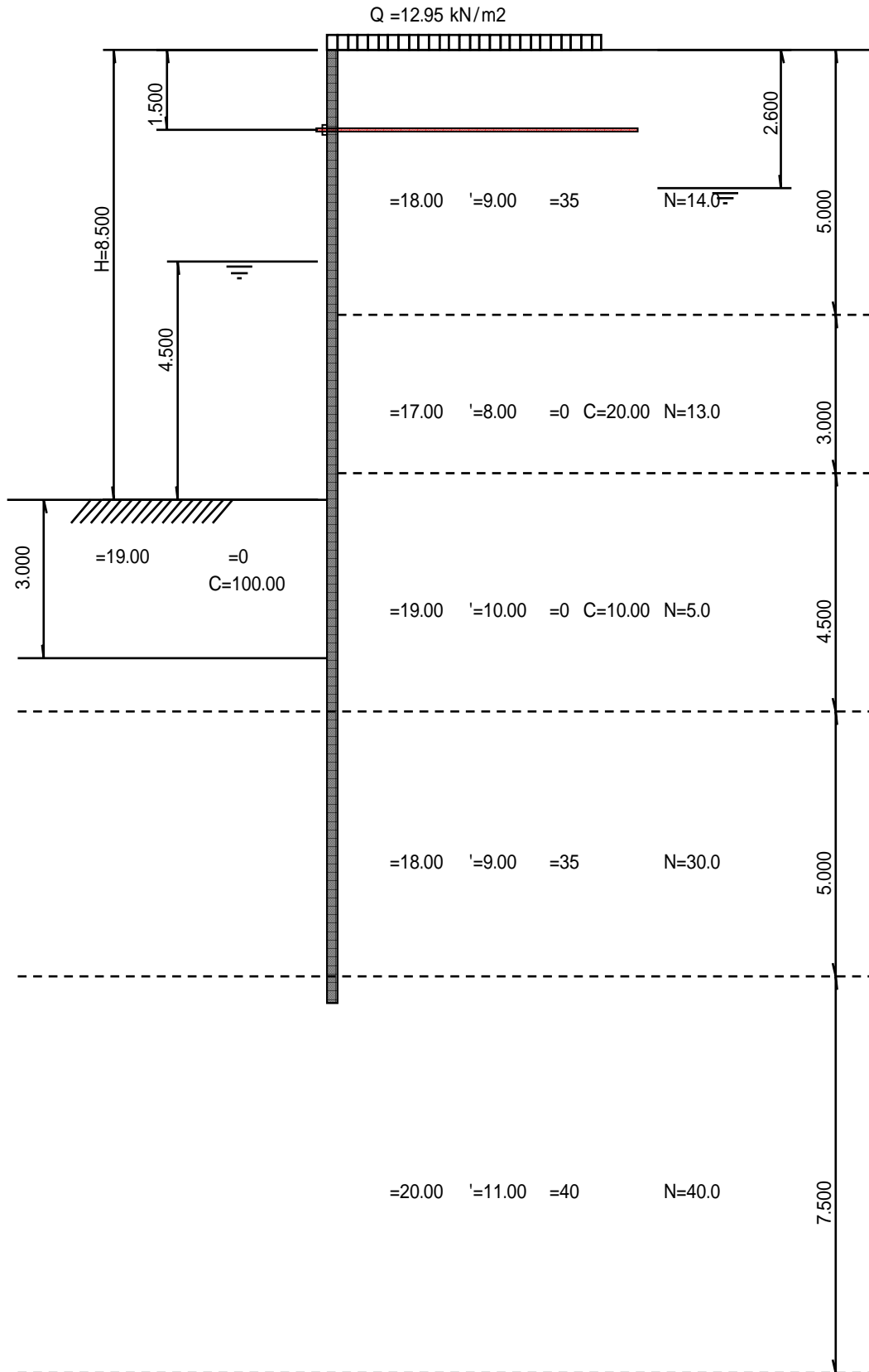


1. 計算条件 (地震時)

1) 構造寸法

矢板壁高 $H = 8.500 \text{ m}$
 タイロッド設置位置 $H_t = 1.500 \text{ m}$



2) 土質定数

a) 入力項目

No.	深度 (m)	土の重量 (kN/m ³)		内部摩擦 角 ϕ °	粘着力 kN/m ²	N値	水中見掛け震度K'
		空中	水中				
1	5.000	18.000	9.000	35.000	0.000	14.000	
2	8.000	17.000	8.000	0.000	20.000	13.000	
3	12.500	19.000	10.000	0.000	10.000	5.000	
4	17.500	18.000	9.000	35.000	0.000	30.000	
5	25.000	20.000	11.000	40.000	0.000	40.000	

壁面摩擦角 δ	主働側	15.0 °
	受働側	0.0 °

設計震度 (空中) $k = 0.2$
 水中見掛けの震度 $k' =$ 荒井・横井の提案式

背面水位 GL- 2.600 (m)
 前面水位 GL- 4.000 (m) (前面水深 $L_w = 4.5m$)
 水の単位体積重量 10.0 (kN/m³)

地盤改良上面深度 8.500 (m)

No.	深度 (m)	土の重量 (Knm ³)		内部摩擦 角 ϕ °	粘着力 kN//m ²	水中見掛け震度K'
		空中	水中			
1	11.500	19.00	10.00	0	100.00	

b) 計算層 () 受働側

深度 m	層厚 h m	単位重量 γ Kn/m ³	内部摩擦 角 ϕ (度)	粘着力 C kN/m ²	$\Sigma \gamma h+Q$ kN/m ²	γwhw kN/m ²	設計震度 k, k' (受働側)	合成角 θ (度)
0.000								
1.500	1.500	18.000	35.000		39.950		0.200	11.310
1.500								
2.600	1.100	18.000	35.000		59.750		0.200	11.310
2.600								
4.000	1.400	9.000	35.000		72.350	14.000	0.234	13.170
4.000								
5.000	1.000	9.000	35.000		81.350	24.000	0.234	13.170
5.000								
8.000	3.000	8.000		20.000	105.350	54.000	0.284	15.855
8.000								
8.500	0.500	10.000		10.000	110.350	59.000	0.320	17.745
8.500		(10.000)		(100.000)			(0.400)	(21.801)
11.500	3.000	10.000		10.000	140.350	89.000	0.320	17.745
11.500							(0.400)	(21.801)
12.500	1.000	10.000		10.000	150.350	99.000	0.320	17.745
12.500							(0.408)	(22.195)
17.500	5.000	9.000	35.000		195.350	149.000	0.343	18.932
17.500							(0.402)	(21.900)
25.000	7.500	11.000	40.000		277.850	224.000	0.358	19.697

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。

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_{thi} + \gamma_{hj} + Q) + \gamma h}{2\{\sum \gamma_{thi} + \sum (\gamma - \gamma_w)_{hj} + Q\} + (\gamma - \gamma_w)h} k$$

ここに、

k' ; 水中における見掛けの震度

γ_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)

γ ; 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)

w ; 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

3) 矢板壁

鋼矢板 SP-IV

断面二次モーメント $I = 33200 \text{ cm}^4$ (腐食後)

断面係数 $Z = 1950 \text{ cm}^3$ (腐食後)

Iの継手低減係数 $I \times 0.80$

Zの継手低減係数 $Z \times 1.00$

ヤング率 $E = 2.00 \text{ kN/cm}^2$

許容曲げ応力度 $\sigma_a = 270 \text{ N/mm}^2$

根入長の安全率 $F_s = 1.2$

4) タイロッド

タイロッド径 $\phi = 50 \text{ mm}$

許容引張応力 $\sigma_{sa} = 264 \text{ N/mm}^2$

5) 腹起こし

2-[250×90×11×14.5

断面係数 $Z = 748 \text{ cm}^3$

許容曲げ応力度 $\sigma_{sa} = 210 \text{ N/mm}^2$

6) 控え壁

H-400×400×13×21

断面二次モーメント $I = 51940$

断面係数 $Z = 2650$

Iの継手低減係数 $I \times 0.80$ (断面算出用)

Zの継手低減係数 $Z \times 0.80$ (断面算出用)

Iの継手低減係数 $I \times 1.00$ (根入算出用)

土の横方向地盤反力係数 $K_h = 19642.733 \text{ kN/m}^3$

2. 荷重強度

深度 h (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)
	Ka	Kp	主働 Pa1 (kN/m ²)	受働Pp (kN/m ²)			
0.000	0.366		4.740				4.740
1.500	0.366		14.622				14.622
1.500	0.366		14.622				14.622
2.600	0.366		21.869				21.869
2.600	0.366		21.869				21.869
4.000	0.394		28.506			14.000	42.506
4.000	0.394		28.506			14.000	42.506
5.000	0.394		32.052			14.000	46.052
5.000			66.518		40.675	14.000	80.518
8.000			122.141		52.675	14.000	136.141
8.000			151.137		52.675	14.000	165.137
8.500			176.254		55.175	14.000	190.254
8.500		1.000	176.254	200.000	55.175	14.000	190.254
11.500		1.000	232.630	230.000	70.175	14.000	246.630
11.500		1.000	232.630	50.000	70.175	14.000	246.630
12.500		1.000	251.422	60.000	75.175	14.000	265.422
12.500	0.501	2.799	75.325	111.960		14.000	89.325
17.500	0.501	2.799	97.870	237.915		14.000	111.870
17.500	0.436	3.652	85.173	310.420		14.000	99.173
25.000	0.436	3.652	121.143	611.710		14.000	135.143

1) 主働土圧係数

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

2) 受働土圧係数

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

ϕ : 内部摩擦角(度)

δ : 壁面摩擦角(度)

β : 地表面が水平面となす角=0(度)

θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1}k$ または $\theta = \tan^{-1}k'$

γ : 土の単位体積重量(kN/m³)

h : 層厚(m)

Q : 上載荷重(kN/m²)

C : 土の粘着力(kN/m²)

3) 主働土圧の算定式

砂質土・中間土

$$Pa1 = K_a(\sum \gamma h + Q) - 2C\sqrt{K_a}$$

粘性土

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

粘性土(地震時)

$$Pa1 = \frac{(\sum \gamma h + Q) \cdot \sin(\theta + \zeta)}{\cos \theta \cdot \sin \zeta} - \frac{C}{\cos \zeta \cdot \sin \zeta}$$

4) 受働土圧の算定式

砂質土・中間土

$$Pp = K_p(\sum \gamma h + W) + 2C\sqrt{K_p}$$

粘性土

$$Pp = \sum \gamma h + W + 2C$$

3.根入長の計算

矢板の根入長はタイロッド取り付け点を支点とする回転モーメントのつりあい深さより求める。
つり合い式 $F \times Ma = Mp$ ただし、安全率 $F = 1.2$

1) 土圧及び回転モーメント

深 度 h(m)	主働土圧 Pas(kN/m)	受働土圧 Pps(kN/m)	作用距離 L(m)	主働モーメント Ma(kN・m)	受働モーメント Mp(kN・m)	Ma累計 (kN・m)	Ma×F (kN・m)	Mp累計 (kN・m)
	3.555		-1.000	-3.555				
1.500	10.967		-0.500	-5.483		-9.038	-10.846	
1.500	8.042		0.367	2.949				
2.600	12.028		0.733	8.820		2.731	3.277	
2.600	15.308		1.567	23.984				
4.000	29.754		2.033	60.499		87.214	104.656	
4.000	21.253		2.833	60.216				
5.000	23.026		3.167	72.916		220.346	264.415	
5.000	120.778		4.500	543.499				
8.000	204.212		5.500	1123.166		1887.012	2264.414	
8.000	41.284		6.667	275.229				
8.500	47.564		6.833	325.016		2487.257	2984.709	
8.500	285.382	300.000	8.000	2283.053	2400.000			
11.500	369.945	345.000	9.000	3329.508	3105.000	8099.819	9719.783	5505.000
11.500	123.315	25.000	10.333	1274.252	258.333			
12.500	132.711	30.000	10.667	1415.589	320.001	10789.660	12947.592	6083.334
12.500	223.313	279.900	12.667	2828.632	3545.409			
17.500	279.675	594.788	14.333	4008.666	8525.268	17626.958	21152.350	18154.011
17.500	371.899	1164.075	18.500	6880.127	21535.388			
25.000	506.786	2293.913	21.000	10642.511	48172.163	35149.596	42179.516	87861.561

主働土圧 $Pas = Pa \times \text{層厚} / 2$
 受働土圧 $Pps = Pp \times \text{層厚} / 2$
 作用距離 $L = \text{タイロッド取付点までの距離}$
 主働モーメント $Ma = Pas \times L$
 受働モーメント $Mp = Pps \times L$

2) つり合い深さ

タイロッド位置を回転中心としたモーメントのつり合いより $M_a \times 1.2 = M_p$ なる根入長を算定する。
 深度17.500~25.000の層において $M_a \times 1.2 (42179.516t \cdot m) < M_p (87861.561t \cdot m)$ であるため
 この層においてのつり合い式を次に示す。

主働モーメント $M_a = 1.918X^3 + 109.862X^2 + 2082.633X + 21152.350$

受働モーメント $M_p = 13.391X^3 + 506.715X^2 + 5432.350X + 18154.011$

回転モーメント $M = 11.472X^3 + 396.853X^2 + 3349.717X + -2998.339$

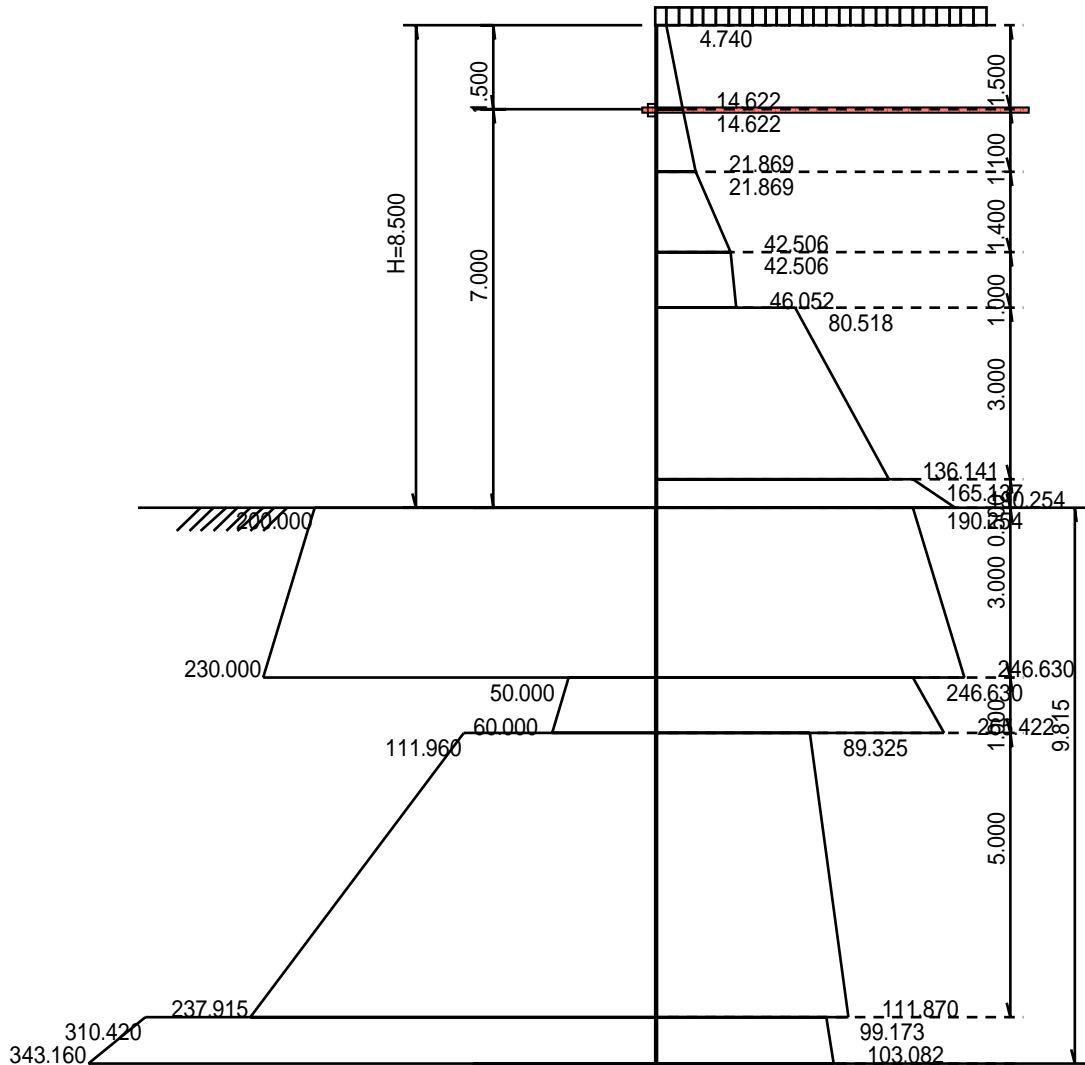
上式を解くと $X = 0.815 \text{ m}$ (つり合い層上端からの深さ)

従って矢板壁底面からのつり合深さは $D = 17.500 - 8.500 + 0.815 = 9.815 \text{ m}$ となる。

矢板天端までの高さ $h_o = 0.500 \text{ m}$ とすると

計算矢板長 $L = H - h_o + D = 8.500 - 0.500 + 9.815 = 17.815 \text{ m}$

従って矢板全長は $L = 18.0 \text{ m}$ とする。



4. 応力の算定

矢板に生じる応力はタイロッド取付点(A)と仮想支持点(B)を支点とする単純梁として計算する。

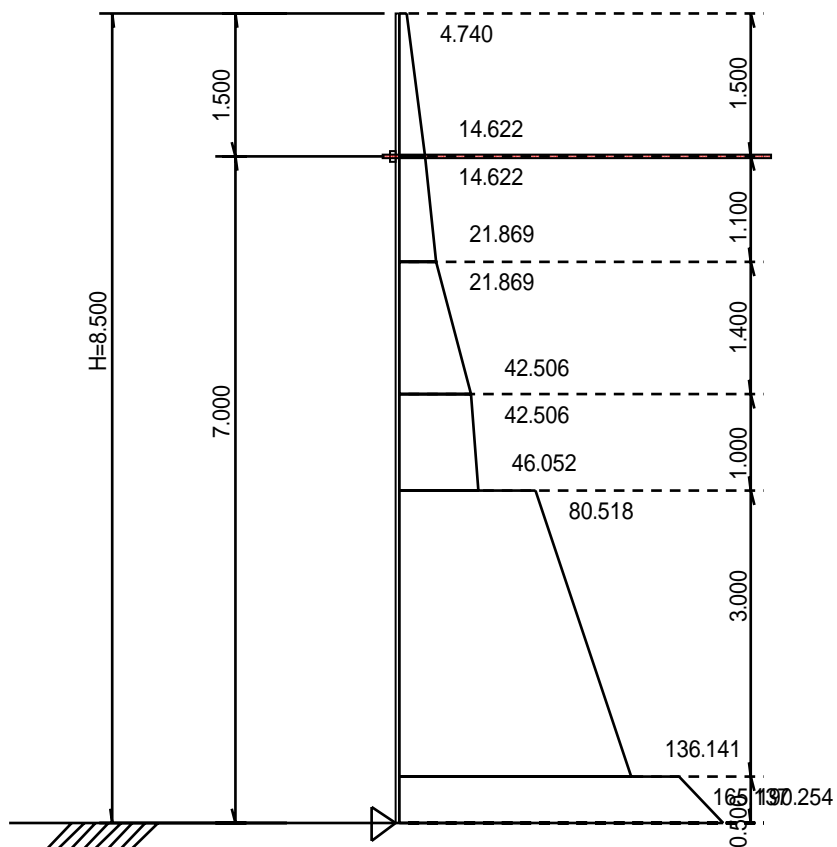
1) 支点反力

仮想支持点に対してのモーメント

深度 (m)	荷重 (kN)	作用距離 (m)	モーメント (kN・m)
1.500	14.522	7.620	110.689
2.600	20.070	6.410	128.721
4.000	45.063	5.130	230.954
5.000	44.279	3.990	176.821
8.000	324.990	1.870	608.262
8.500	88.848	0.240	21.689
計	537.770		1277.135

タイロッド取付点 $RA=1277.135/7.00=182.448$ (kN)

仮想支持点 $RB=537.770 - 182.448=355.323$ (kN)



2) せん断力が0になる点

深度 (m)	せん断力 (kN)
1.500	167.926
2.600	147.856
4.000	102.794
5.000	58.515
8.000	-266.475
8.500	-355.323

5.000 ~ 8.000の区間にあり、層上端からの距離 $X_o=0.674$ (m)
したがって $X = 5.00 + 0.674 = 5.674$ (m)

3) 最大曲モーメント

X_o 点の側圧強度 $= 80.518 + (136.141 - 80.518) \times 0.674 / 3.000 = 93.022$

せん断力が0になる層のモーメント

$M_o = (80.518 + 93.022) \cdot X_o^2 / 6 \cdot (2 \times 80.518 + 93.022) / (80.518 + 93.022) = 19.256$

$M_x = +14.522 \times 4.797 + 20.070 \times 3.588 + 45.063 \times 2.300 + 44.279 \times 1.168$

$= 296.994 \text{ t}\cdot\text{m}$

最大曲げモーメント

$M_{\max} = RA \times (X - Ht) - M_x - M_o = 182.448 \times (5.674 - 1.500) - 296.994 - 19.256 = 445.288 \text{ kN}\cdot\text{m}$

4) 応力度の計算

鋼矢板 SP-IVを使用すると

$Z_x = 1950 \times 1.0 = 1950 \text{ cm}^3$

α : 断面係数の低減係数

鋼矢板の許容曲げ応力度

$\sigma = M_{\max} / Z_x$

$= 445288 / 1950 = 228.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 270.0 \text{ N/mm}^2 \text{ ---OK}$

5. タイロッドの計算

タイロッドに作用する張力は、最大曲げモーメント算出時におけるタイロッド取付点の反力Raにタイロッド間隔を乗じたものとする。

タイロッド取付点反力	Ra=	182.448 kN
タイロッドの水平間隔	Lt=	2.00 m
タイロッド表面の錆代	tc=	2.00 mm
許容引張応力	σ_a =	264 N/mm ²
タイロッド加算荷重	T2=	0.000 kN

1) タイロッド張力

$$T_p = R_a \times L_t + T_2 = 182.448 \times 2.00 + 0.000 = 364.90 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{必要径 } d_r &= \sqrt{\frac{4 \cdot T_p}{\sigma_a \pi}} + 2tc = \sqrt{\frac{4 \times 364.90 \times 10^3}{264 \pi}} + 2 \times 2.00 \\ &= 46.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) 応力度

$$\text{使用タイロッド径 } d_t = 50 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{腐食後の断面積} \\ A_t = \pi (d - 2tc)^2 / 4 = 1662 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= T_p / A_t = \frac{364.900 \times 10^3}{1662} \\ &= 220 \text{ N/mm}^2 \leq 264 \text{ N/mm}^2 \quad \text{---OK} \end{aligned}$$

6. 腹起しの計算

腹起しはタイロッド取付点で支持する連続梁として計算する。

1) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 1/10 \cdot R_a \cdot L_t^2 = 1/10 \times 182.448 \times 2.00^2 = 72.979 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2) 応力度

$$\begin{aligned} \text{使用部材} & 2-[250 \times 90 \times 11 \times 14.5 \\ \text{断面係数} & 748.0 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{72.979 \times 10^6}{748.0 \times 10^3} \\ &= 98 \text{ N/mm}^2 \leq 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{---OK} \end{aligned}$$

6. 控え壁の計算

使用部材

H-400×400×13×21	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)	66600	51940	51940	
断面係数 Z (cm ³)	3330	2650	2650	

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4EI \cdot \alpha}} = 0.387 \text{ m}^{-1}$$

EI : タイロッド間隔当たりの鋼材の曲げ剛性

$$EI = 2.1 \times 51940 = 109074 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

B : 控え壁の幅 (部材幅) 0.4 m

α : 継手係数 $\alpha : 0.8$

K_h : 水平方向地盤係数 19643 kN/m³

$$K_h = 6910 \times N^{0.406} = 19643 \text{ kN/m}^3$$

N : タイロッド取付点HtからLoまでの平均N値: 13.1

$$L_o = 3\pi / 4\beta = 3\pi / (4 \times 0.387) = 6.85 \text{ m}$$

タイロッド取付深 Ht = 1.500 m

$$H_L = Ht + L_o = 8.346 \text{ m}$$

1) 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = -0.322 \times \frac{T \times L_t}{\beta} = -0.322 \times \frac{364.896}{0.387} = -303.608 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

ただし、T: タイロッド取付点反力

2) 変位

$$\begin{aligned} \sigma_y &= \frac{T \times L_t}{2 \cdot E \cdot I \cdot \alpha \cdot \beta^3} \\ &= \frac{364.896}{2 \times 109,074.000 \times 0.8 \times 0.39^3} \\ &= 0.036 \text{ m} = 3.61 \text{ cm} \leq \sigma_{ya} = 8.0 \text{ cm} \text{ ---OK} \end{aligned}$$

3) 応力度の計算

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_{\max}}{Z \cdot \alpha} = \frac{303.608}{2120} \times 1000 = 143 \text{ N/mm}^2 \text{ ---OK} \\ \text{断面係数 } Z &= 2650 \text{ cm}^3 \\ \text{継手係数 } \alpha &= 0.8 \\ \text{許容応力度 } \sigma_{sa} &= 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

4) 根入長の計算

$$\beta = 4 \sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4EI \cdot \alpha}} = 0.344 \text{ m}^{-1}$$

EI : タイロッド間隔当たりの鋼材の曲げ剛性

$$EI = 2.1 \times 66600 = 139860 \text{ kN} \cdot \text{m}^2$$

α : 継手係数 $\alpha : 1.0$

$$l_{m1} = \frac{\pi}{\beta} = 9.128 \text{ m}$$

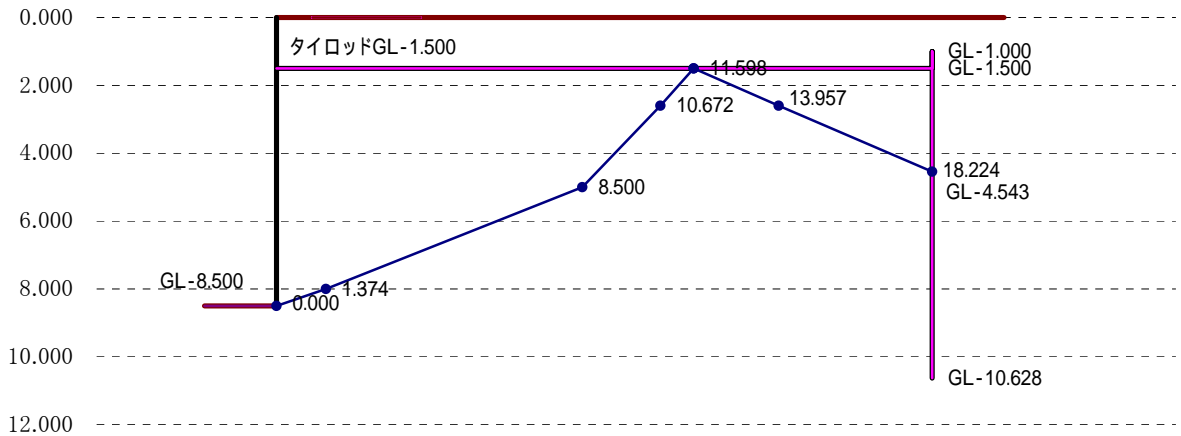
タイロッド取付点から控え壁天端までの高さ(hs)を 0.500 mとすると

$$hs + l_{m1} = 0.500 + 9.128 = 9.628 \text{ m}$$

したがって控え壁全長は L = 10.0 mとする。

5) 控え工設置位置の計算

控え壁の設置位置は、矢板壁底面からタイロッドまでの主働崩壊面と、控え壁長 $lm \times 1/3$ の深さからタイロッドまでの受働崩壊面が交わらないように水平長を決定する。



控え壁取付点より $lm/3$ 長さ : $9.128/3=3.043(m)$ 地盤面からの深さ GL-4.543(m)

下記崩壊角および矢板壁からの離れは計算より控え壁は、 $\Sigma x_{max}=18.224m$ 以上背面に設置する。

①主働崩壊角と矢板壁からの離れX

深度 (m)	層厚 (m)	内部摩擦角 Φ	壁面摩擦角	崩壊角 ζ	水平距離 x(m)	Σx (m)	震度k	粘着力 (kN/m ²)
1.500	1.500	35.0	15.0	49.90	1.263	11.598	0.200	0.0
2.600	1.100	35.0	15.0	49.90	0.926	10.672	0.200	0.0
5.000	2.400	35.0	15.0	47.86	2.172	8.500	0.234	0.0
8.000	3.000	0.0	15.0	22.83	7.126	1.374	0.284	20.0
8.500	0.500	0.0	15.0	20.00	1.374		0.320	10.0

a) 砂質土、中間土の主働崩壊角

$$\zeta = 90 - \tan^{-1} \frac{-\sin(\phi + \delta) + \sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\sin(\phi - \theta)}}}{\cos(\phi + \delta)}$$

b) 粘性土の主働崩壊角

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

ただし、 常時の場合 $\theta = 0$ のため $\zeta = 45^\circ$
 ϕ : 内部摩擦角(度)
 δ : 壁面摩擦角(度)
 θ : 地震合成角 $\theta = \tan^{-1}k$ または $\theta = \tan^{-1}k'$
 γ : 土の単位体積重量(kN/m³)
 h : 層厚(m)
 Q : 上載荷重(kN/m²)
 C : 土の粘着力(kN/m²)

②受働崩壊角と矢板壁からの離れX

深度 (m)	層厚 (m)	内部摩擦 角Φ	壁面摩 摩擦角	崩壊角 ζ	水平距離 x(m)	Σx (m)	震度k	粘着力 (kN/m ²)
1.500	1.500	35.0	0.0	25.00		11.598	0.200	0.0
2.600	1.100	35.0	0.0	25.00	2.359	13.957	0.200	0.0
4.543	1.943	35.0	0.0	24.48	4.267	18.224	0.234	0.0

a) 砂質土、中間土の受働崩壊角

$$\zeta = 90 - \tan^{-1} \frac{-\sin(\phi - \delta) + \sqrt{\frac{\cos(\delta - \theta) \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin(\phi - \theta)}}}{\cos(\phi - \delta)}$$

ただし、砂質土の受働崩壊角は $\zeta \geq 20$ 度とする。

φ:内部摩擦角(度)

δ:壁面摩擦角(度)

θ:地震合成角 $\theta = \tan^{-1}k$ または $\theta = \tan^{-1}k'$

γ:土の単位体積重量(kN/m³)

h:層厚(m)

Q:上載荷重(kN/m²)

C:土の粘着力(kN/m²)

b) 粘性土の主働崩壊角

粘性土の受働崩壊角は45度とする。