

護岸設計システム for Windows

Ver 4.00

————— D a t a —————

[物件名称] タイロッドサンプル3

[作成日] 2007/10/09

[タイトル] 港湾基準・たわみ曲線法

————— Copyright (c) K T S —————

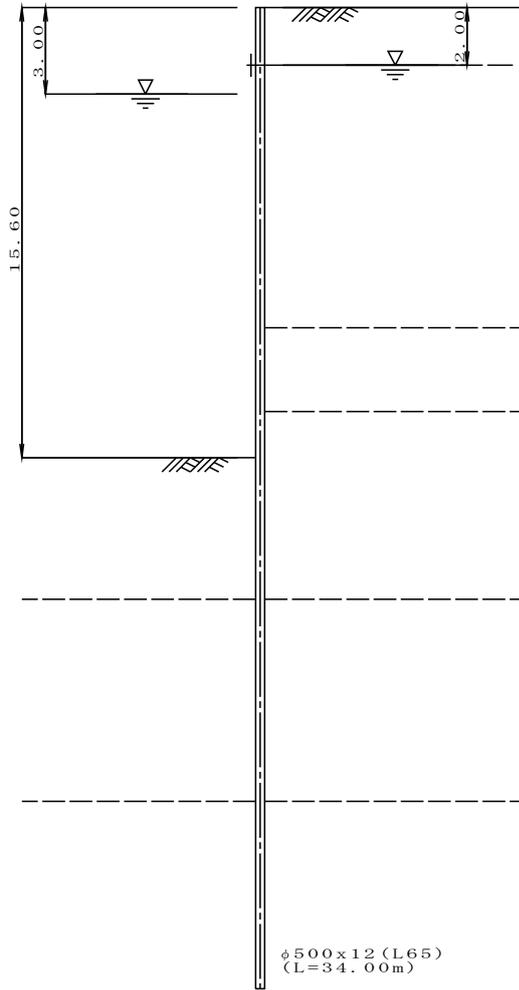
目次

1	設計条件	2
1-1	構造図	2
1-2	構造寸法	3
1-3	設計定数	3
1-4	上載荷重	4
1-5	土質定数	4
1-6	割石	4
1-7	矢板材料	4
1-8	タイロッド	5
1-9	腹起し	5
1-10	控え直杭	5
2	側圧の計算	6
2-1	常時	6
2-1-1	主働側の土質定数	6
2-1-2	受働側の土質定数	7
2-1-3	側圧強度	7
2-2	地震時	9
2-2-1	主働側の土質定数	9
2-2-2	受働側の土質定数	10
2-2-3	側圧強度	10
2-2-4	地震時の動水圧	11
3	根入れ長の計算	13
3-1	常時	13
3-1-1	根入れ長	13
3-2	地震時	14
3-2-1	根入れ長	14
3-3	矢板全長	14
4	断面力の計算	15
4-1	常時	15
4-1-1	支点反力、最大曲げモーメントの計算	15
4-1-2	断面力図・変位図	17
4-2	地震時	18
4-2-1	支点反力、最大曲げモーメントの計算	18
4-2-2	断面力図・変位図	20
5	応力度の計算	21
5-1	常時	21
5-2	地震時	21
6	タイロッドの計算	22
6-1	タイロッド張力および必要径の計算	22
6-1-1	常時	22
6-1-2	地震時	22
6-2	応力度の計算	22
6-2-1	常時	22
6-2-2	地震時	22
7	腹起しの計算	23
7-1	最大曲げモーメントの計算	23
7-1-1	常時	23
7-1-2	地震時	23
7-2	応力度の計算	23
7-2-1	常時	23

7-2-2 地震時	23
8 控え直杭の計算	24
8-1 設計水平力	24
8-2 最大曲げモーメント、変位の計算（港研方式）	24
8-2-1 常時	24
8-2-2 地震時	24
8-3 応力度の計算	25
8-3-1 常時	25
8-3-2 地震時	25
8-4 根入れ長（港研方式）	25
8-4-1 常時	25
8-4-2 地震時	25
9 控え工の設置位置の計算	26
9-1 常時	26
9-1-1 主働崩壊角	26
9-1-2 受働崩壊角	27
9-1-3 設置位置の照査	27
9-2 地震時	28
9-2-1 主働崩壊角	28
9-2-2 受働崩壊角	28
9-2-3 設置位置の照査	29
9-3 設置位置の決定	29
10 計算結果一覧表	30

1 設計条件

1-1 構造図



深度 (m)	土質名	γ (kN/m ³)	ϕ (度)	C (kN/m ²)	N値					
					0	10	20	30	40	50
0.00 - 11.10	砂質土	18.0	40.0	0.0	0	0	0	0	0	0
11.10 - 14.00	砂質土	18.0	34.0	0.0	0	0	0	0	0	0
14.00 - 20.50	砂質土	18.0	38.0	0.0	0	0	0	0	0	0
20.50 - 27.50	粘性土	14.3	0.0	60.0	0	0	0	0	0	0
27.50 - 34.00	粘性土	15.7	0.0	150.0	0	0	0	0	0	0

1-2 構造寸法

設計面	H = 15.60 m
突出長	H ₀ = 0.00 m
矢板天端位置	H _{1t} = 0.00 m
内水位	L _{wa} = 2.00 m (常時)
	L _{wa'} = 2.00 m (地震時)
外水位	L _{wp} = 3.00 m (常時)
	L _{wp'} = 3.00 m (地震時)

タイロッド設置位置	H _t = 2.00 m
タイロッド水平間隔	l = 2.36 m
タイロッド取付角度	θ = 0.00000 度

前面矢板の計算方法 たわみ曲線法

1-3 設計定数

水の単位体積重量 $\gamma_w = 10.1 \text{ kN/m}^3$

水圧タイプ 台形水圧

側圧強度 自動計算する

側圧計算式 港湾 (平成11年)

検討ケース
■ 常時
■ 地震時

設計震度 (空気中) $k = 0.190$
(水中) 各層の見掛けの震度を入力する

地震時の動水圧 分布荷重として考慮する
分割ピッチ 0.50 m
設計震度 $k_{hs} = 0.190$

船舶のけん引力 作用しない

タイロッド取付点以浅の側圧 考慮する

最小崩壊角 $\zeta_0 = 10$ 度

粘性土の崩壊角 粘性土の式で求める

粘性土地震時崩壊角の適応式

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

控え工設置位置の計算における粘性土の受働崩壊角
 $\zeta = 45$ 度 (常時)
 $\zeta = 45$ 度 (地震時)

根入れ長の安全率 フリーアースサポート法 1.50 (常時)
1.20 (地震時)
たわみ曲線法 1.20 (常時)
1.20 (地震時)

最小根入れ長 0.00 m
最大根入れ長 0.00 m

1-4 上載荷重

換算荷重 計算せずに上載荷重を入力する

主働側の上載荷重

$$Q_a = 30.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (常時)}$$

$$Q_a' = 15.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (地震時)}$$

受働側の上載荷重

$$Q_p = 0.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (常時)}$$

$$Q_p' = 0.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (地震時)}$$

1-5 土質定数

土質定数

No	深度 m	土質	N値	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	a	k'	ζ (度)	
										常時	地震時
1	11.10	S	5.0	18.00	10.00	40.0	0.0	0.0	0.280	自動	自動
2	14.00	S	6.0	18.00	10.00	34.0	0.0	0.0	0.320	自動	自動
3	20.50	S	21.0	18.00	10.00	38.0	0.0	0.0	0.330	自動	自動
4	27.50	C	3.0	14.30	6.30	0.0	60.0	0.0	0.350	自動	自動
5	40.00	C	40.0	15.70	7.70	0.0	150.0	0.0	0.350	自動	自動

深度：矢板天端から土層下面までの深さ
 土質：砂質土(S)、粘性土(C)、中間土(M)
 N値：層の平均N値
 γ ：土の湿潤単位体積重量
 γ' ：土の水中単位体積重量
 ϕ ：土の内部摩擦角

C_o：土の粘着力
 a：土の粘着力の傾き
 k'：設計震度(水中)
 ζ ：主働崩壊角

壁面摩擦角

壁面摩擦角	常時	地震時
主働側	15.00°	15.00°
受働側	-15.00°	-15.00°

1-6 割石

前面矢板の割石 設置しない
 控え工の割石(主働側) 設置しない
 控え工の割石(受働側) 設置しない

1-7 矢板材料

材料名 $\phi 500 \times 12$ (L65)
 外径×厚さ $\phi 500.0 \times t 12 \text{ mm}$
 継手間隔 62.9 mm

ヤング率 $E = 200000 \text{ N/mm}^2$
 断面二次モーメント $I_0 = 97400 \text{ cm}^4$ (腐食前)
 断面係数 $Z_0 = 3890 \text{ cm}^3$ (腐食前)

錆代 $t_c = 2.00 \text{ mm}$
 継手効率(I_0 に関して) $\mu = 1.00$
 継手効率(Z_0 に関して) $\mu = 1.00$

長さの丸め値 0.50 m

許容応力度 $\sigma_a = 185 \text{ N/mm}^2$ (常時)
 $\sigma_a' = 278 \text{ N/mm}^2$ (地震時)

材料の低減 根入れ長計算時の I_0 を低減する
 断面力・変位計算時の I_0 を低減する
 応力度計算時の Z_0 を低減する

1-8 タイロッド

タイロッド径	必要径を自動計算する
腐食	考慮する (2.00mm)
許容応力度	$\sigma_a = 176 \text{ N/mm}^2$ (常時) $\sigma_a' = 264 \text{ N/mm}^2$ (地震時)

1-9 腹起し

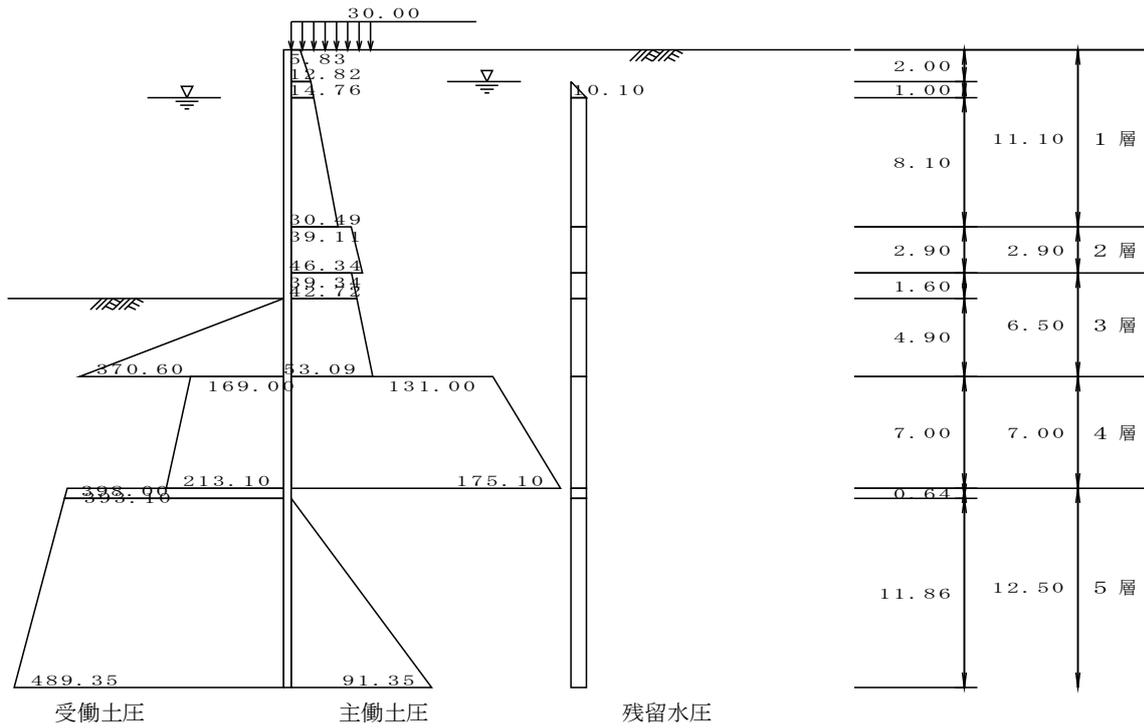
材料名	2-[380x100x10.5x16
断面係数	1526 cm ³
腐食	考慮しない
許容応力度	$\sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$ (常時) $\sigma_a' = 210 \text{ N/mm}^2$ (地震時)

1-10 控え直杭

計算方法	港研方式
地盤種別	C型地盤とし、 $k_c = 2000 \text{ kN/m}^2 \cdot 5$ (N値=10.00)
控え工天端高さ	0.00 m (タイロッド取付点からの高さ)
控え工設置位置	自動計算する
主働崩壊線の始点	設計面とする
材料名 外径×厚さ	$\phi 500 \times 14$ $\phi 500.0 \times t 14 \text{ mm}$
ヤング率	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$
断面二次モーメント	$I_0 = 63200 \text{ cm}^4$ (腐食前)
断面係数	$Z_0 = 2530 \text{ cm}^3$ (腐食前)
錆代	$t_c = 2.00 \text{ mm}$
長さの丸め値	0.50 m
許容応力度	$\sigma_a = 185 \text{ N/mm}^2$ (常時) $\sigma_a' = 278 \text{ N/mm}^2$ (地震時)
許容変位	$\delta_a = 50.0 \text{ mm}$ (常時) $\delta_a' = 75.0 \text{ mm}$ (地震時)
材料の低減	根入れ長計算時の I_0 を低減しない 断面力・変位計算時の I_0 を低減する 応力度計算時の Z_0 を低減する

2 側圧の計算

2-1 常時



2-1-1 主働側の土質定数

	深 さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Qa$ kN/m ²	Ka	$Ka \times \cos \delta$
1	0.00~ 2.00	砂質土	18.0	40.0	— —	30.000 66.000	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420
2	2.00~ 3.00	砂質土	10.0	40.0	— —	66.000 76.000	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420
3	3.00~ 11.10	砂質土	10.0	40.0	— —	76.000 157.000	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420
4	11.10~ 14.00	砂質土	10.0	34.0	— —	157.000 186.000	0.25791 0.25791	0.24912 0.24912
5	14.00~ 15.60	砂質土	10.0	38.0	— —	186.000 202.000	0.21896 0.21896	0.21150 0.21150
6	15.60~ 20.50	砂質土	10.0	38.0	— —	202.000 251.000	0.21896 0.21896	0.21150 0.21150
7	20.50~ 27.50	粘性土	6.3	—	60.0 60.0	251.000 295.100	— —	— —
8	27.50~ 28.14	粘性土	7.7	—	150.0 150.0	295.100 300.000	— —	— —
9	28.14~ 40.00	粘性土	7.7	—	150.0 150.0	300.000 391.350	— —	— —

- ・砂質土の主働土圧係数 (K_a) は以下の式で求める。

$\delta = 15.00$ 度、 $\beta = 0.00$ 度、 $\theta = 0.00$ 度

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

2-1-2 受働側の土質定数

No	深 さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m ²	Kp	Kp $\times \cos \delta$
6	15.60~ 20.50	砂質土	10.0	38.0	—— ——	0.000 49.000	7.83013 7.83013	7.56332 7.56332
7	20.50~ 27.50	粘性土	6.3	0.0	60.0 60.0	49.000 93.100	—— ——	—— ——
8	27.50~ 28.14	粘性土	7.7	0.0	150.0 150.0	93.100 98.000	—— ——	—— ——
9	28.14~ 40.00	粘性土	7.7	0.0	150.0 150.0	98.000 189.350	—— ——	—— ——

- ・砂質土の受働土圧係数 (K_p) は以下の式で求める。

$\delta = -15.00$ 度、 $\beta = 0.00$ 度、 $\theta = 0.00$ 度

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

2-1-3 側圧強度

No	深 さ m	主働側	残留水圧	受働側
		Pa kN/m ²	Pw kN/m ²	Pp kN/m ²
1	0.00~ 2.00	5.83 12.82	—— ——	—— ——
2	2.00~ 3.00	12.82 14.76	0.00 10.10	—— ——
3	3.00~ 11.10	14.76 30.49	10.10 10.10	—— ——
4	11.10~ 14.00	39.11 46.34	10.10 10.10	—— ——
5	14.00~ 15.60	39.34 42.72	10.10 10.10	—— ——
6	15.60~ 20.50	42.72 53.09	10.10 10.10	0.00 370.60
7	20.50~ 27.50	131.00 175.10	10.10 10.10	169.00 213.10
8	27.50~ 28.14	0.00 0.00	10.10 10.10	393.10 398.00

No	深 さ m	主働側	残留水圧	受働側
		P _a kN/m ²	P _w kN/m ²	P _p kN/m ²
9	28.14~ 40.00	0.00 91.35	10.10 10.10	398.00 489.35

・主働土圧の算定式

$$\text{砂質土 } P_a = K_a \cdot \left[\sum \gamma h + \frac{Q}{\cos(-\beta)} \right] \cdot \cos \delta$$

$$\text{粘性土 } P_a = \sum \gamma h + Q - 2C$$

$$\text{中間土 } P_a = \left[K_a (\sum \gamma h + Q) - 2C \sqrt{K_a} \right] \cdot \cos \delta$$

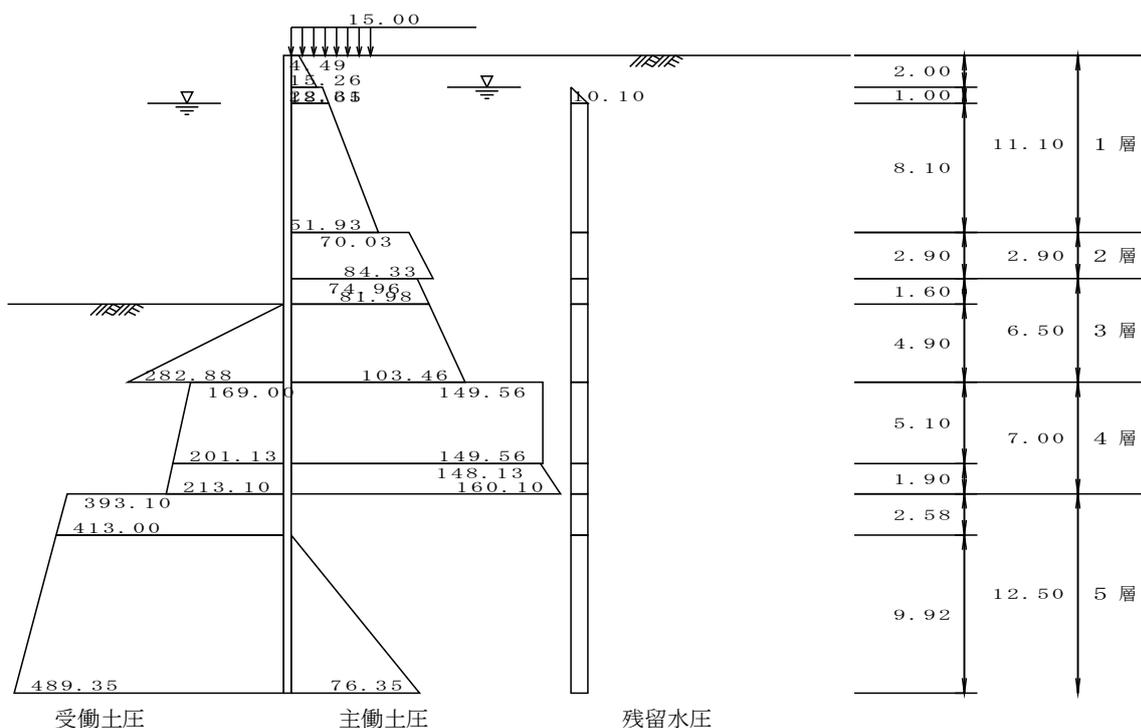
・受働土圧の算定式

$$\text{砂質土 } P_p = K_p \cdot \left[\sum \gamma h + \frac{Q}{\cos(-\beta)} \right] \cdot \cos \delta$$

$$\text{粘性土 } P_p = \sum \gamma h + Q + 2C$$

$$\text{中間土 } P_p = \left[K_p (\sum \gamma h + Q) + 2C \sqrt{K_p} \right] \cdot \cos \delta$$

2-2 地震時



2-2-1 主働側の土質定数

No	深さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q$ kN/m ²	γwhw kN/m ²	k (k')	θ 度	Ka	Ka $\times \cos \delta$	ζ 度
1	0.00 ~ 2.00	砂質土	18.0	40.0	—	15.00	0.00	0.190	10.76	0.30982	0.29926	—
						51.00	0.00	0.190	10.76	0.30982	0.29926	—
2	2.00 ~ 3.00	砂質土	10.0	40.0	—	51.00	0.00	0.280	15.64	0.37857	0.36567	—
						61.00	10.10	0.280	15.64	0.37857	0.36567	—
3	3.00 ~ 11.10	砂質土	10.0	40.0	—	61.00	10.10	0.280	15.64	0.37857	0.36567	—
						142.00	91.91	0.280	15.64	0.37857	0.36567	—
4	11.10 ~ 14.00	砂質土	10.0	34.0	—	142.00	91.91	0.320	17.74	0.51054	0.49315	—
						171.00	121.20	0.320	17.74	0.51054	0.49315	—
5	14.00 ~ 15.60	砂質土	10.0	38.0	—	171.00	121.20	0.330	18.26	0.45385	0.43838	—
						187.00	137.36	0.330	18.26	0.45385	0.43838	—
6	15.60 ~ 20.50	砂質土	10.0	38.0	—	187.00	137.36	0.330	18.26	0.45385	0.43838	—
						236.00	186.85	0.330	18.26	0.45385	0.43838	—
7	20.50 ~ 25.60	粘性土	6.3	—	60.0	236.00	186.85	0.350	19.29	—	—	33.69
					60.0	268.13	238.36	0.350	19.29	—	—	—
8	25.60 ~ 27.50	粘性土	6.3	—	60.0	268.13	238.36	0.350	19.29	—	—	45.00
					60.0	280.10	257.55	0.350	19.29	—	—	—
9	27.50 ~ 30.08	粘性土	7.7	—	150.0	280.10	257.55	0.350	19.29	—	—	45.00
					150.0	300.00	—	—	—	—	—	—
10	30.08 ~ 40.00	粘性土	7.7	—	150.0	300.00	—	—	—	—	—	—
					150.0	376.35	383.80	0.350	19.29	—	—	—

- ・砂質土の主働土圧係数 (K_a) は以下の式で求める。

$\delta = 15.00$ 度、 $\beta = 0.00$ 度
地震合成角 $\theta = \tan^{-1}k$

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

- ・粘性土において崩壊面が水平となす角度 (ζ)

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

- ・粘性土の地震時の土圧を算出する場合、設計面下10m以下においては震度を0とする。
震度を0とした場合は、 $\theta = 0^\circ$ 、 $\zeta = 45^\circ$ となる。

2-2-2 受働側の土質定数

No	深さ m	土質名	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m ²	$\gamma_w h_w$ kN/m ²	k (k')	θ 度	K_p	$K_p \times \cos \delta$
6	15.60~ 20.50	砂質土	10.00	38.0	———— ————	0.000	0.00	0.330	18.26	5.97677	5.77311
						49.000	49.49	0.330	18.26	5.97677	5.77311
7	20.50~ 25.60	粘性土	6.30	0.0	60.0	49.000	49.49	0.350	19.29	————	————
					60.0	81.130	101.00	0.350	19.29	————	————
8	25.60~ 27.50	粘性土	6.30	0.0	60.0	81.130	101.00	0.350	19.29	————	————
					60.0	93.100	120.19	0.350	19.29	————	————
9	27.50~ 30.08	粘性土	7.70	0.0	150.0	93.100	120.19	0.350	19.29	————	————
					150.0	113.000	————	————	————	————	
10	30.08~ 40.00	粘性土	7.70	0.0	150.0	113.000	————	————	————	————	————
					150.0	189.350	246.44	0.350	19.29	————	————

- ・砂質土の受働土圧係数 (K_p) は以下の式で求める。

$\delta = -15.00$ 度、 $\beta = 0.00$ 度
地震合成角 $\theta = \tan^{-1}k$

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

2-2-3 側圧強度

No	深さ m	主働側	残留水圧	受働側
		P_a kN/m ²	P_w kN/m ²	P_p kN/m ²
1	0.00~ 2.00	4.49	————	————
		15.26	————	————
2	2.00~ 3.00	18.65	0.00	————
		22.31	10.10	————
3	3.00~ 11.10	22.31	10.10	————
		51.93	10.10	————

No	深 さ m	主働側	残留水圧	受働側
		P _a kN/m ²	P _w kN/m ²	P _p kN/m ²
4	11.10～ 14.00	70.03	10.10	————
		84.33	10.10	————
5	14.00～ 15.60	74.96	10.10	————
		81.98	10.10	————
6	15.60～ 20.50	81.98	10.10	0.00
		103.46	10.10	282.88
7	20.50～ 25.60	149.56	10.10	169.00
		149.56	10.10	201.13
8	25.60～ 27.50	148.13	10.10	201.13
		160.10	10.10	213.10
9	27.50～ 30.08	0.00	10.10	393.10
		0.00	10.10	413.00
10	30.08～ 40.00	0.00	10.10	413.00
		76.35	10.10	489.35

・主働土圧の算定式

$$\text{砂質土 } P_a = K_a \cdot \left[\sum \gamma h + \frac{Q}{\cos(-\beta)} \right] \cdot \cos \delta$$

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

$$\text{中間土 } P_a = [K_a(\sum \gamma h + Q) - 2 C \sqrt{K_a}] \cdot \cos \delta$$

・受働土圧の算定式

$$\text{砂質土 } P_p = K_p \cdot \left[\sum \gamma h + \frac{Q}{\cos(-\beta)} \right] \cdot \cos \delta$$

$$\text{粘性土 } P_p = \sum \gamma h + Q + 2 C$$

$$\text{中間土 } P_p = [K_p(\sum \gamma h + Q) + 2 C \sqrt{K_p}] \cdot \cos \delta$$

2-2-4 地震時の動水圧

No	深さ Z m	水位 y m	p _{dw} kN/m ²
1	3.00	0.00	0.00
2	3.50	0.50	4.21
3	4.00	1.00	5.96
4	4.50	1.50	7.30
5	5.00	2.00	8.43
6	5.50	2.50	9.42
7	6.00	3.00	10.32
8	6.50	3.50	11.15
9	7.00	4.00	11.92
10	7.50	4.50	12.64
11	8.00	5.00	13.33
12	8.50	5.50	13.98

No	深さ Z m	水位 y m	p _{dw} kN/m ²
13	9.00	6.00	14.60
14	9.50	6.50	15.20
15	10.00	7.00	15.77
16	10.50	7.50	16.32
17	11.00	8.00	16.86
18	11.50	8.50	17.38
19	12.00	9.00	17.88
20	12.50	9.50	18.37
21	13.00	10.00	18.85
22	13.50	10.50	19.31
23	14.00	11.00	19.77
24	14.50	11.50	20.21
25	15.00	12.00	20.65
26	15.50	12.50	21.07
27	15.60	12.60	21.16

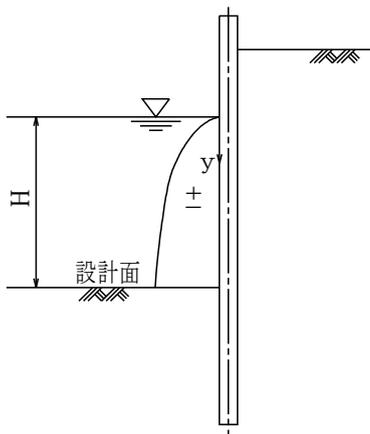
$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k_{hs} \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot y}$$

k_{hs} : 動水圧を算出する設計震度

γ_w : 水の単位体積重量

H : 水深

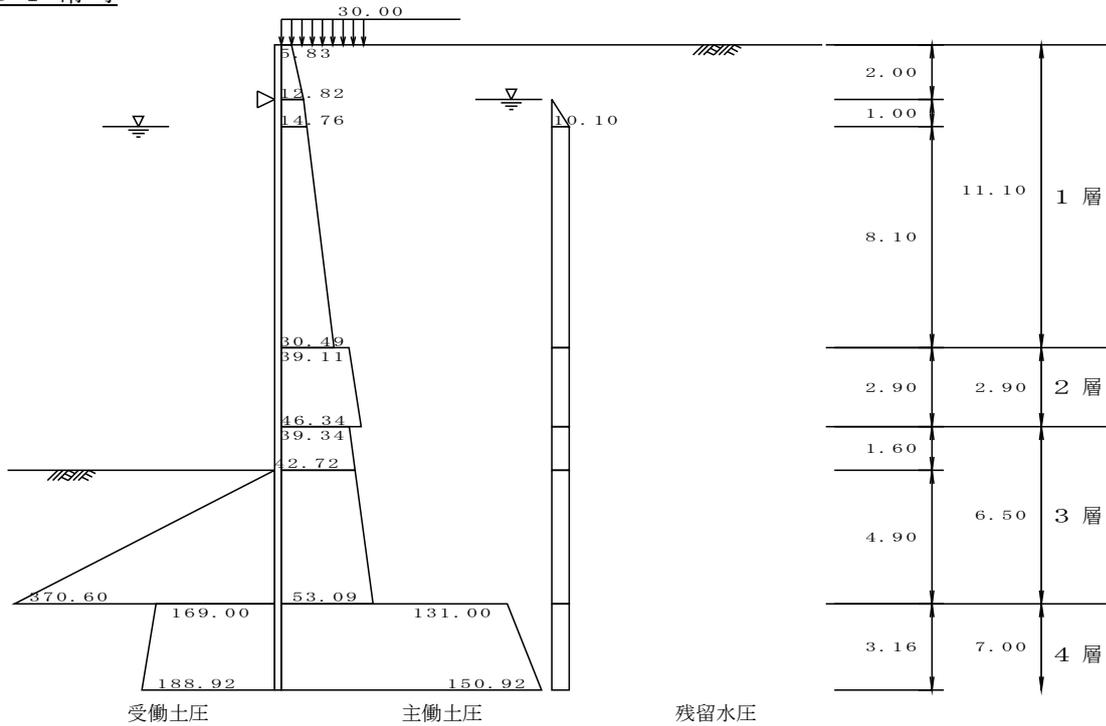
y : 水面から動水圧を求める点までの深さ



3 根入れ長の計算

矢板の根入れ長は、フィクストアースサポート法として一般的な、たわみ曲線法で求める。
たわみ曲線法は、根入れ長を仮定して、根入れ下端の変位およびたわみ角がゼロ、
タイロッド取付点の変位がゼロとなるまで繰返し、その時点の断面力を求める方法である。

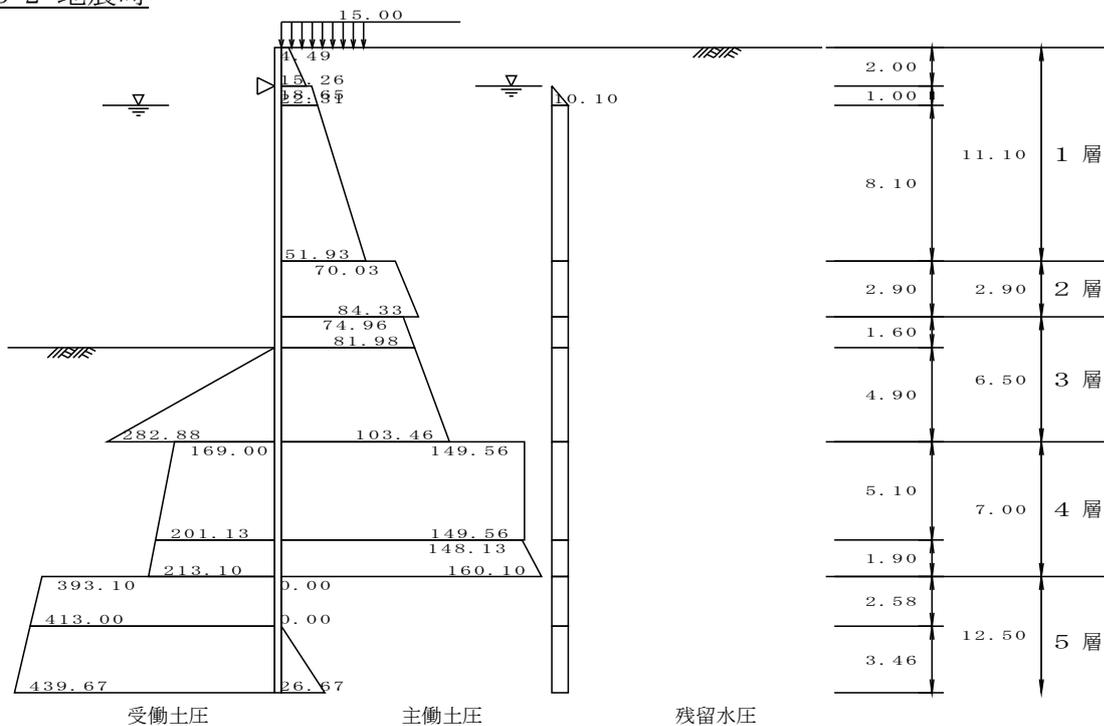
3-1 常時



3-1-1 根入れ長

繰返し計算の結果、根入れ下端のたわみ角がゼロとなる深さは、22.32 mである。
安全率1.20を乗じた、設計面からの根入れ長 (D) は、
根入れ長 $D = 1.20 \times (22.32 - 15.60) = 8.06 \text{ m}$

3-2 地震時



3-2-1 根入れ長

繰返し計算の結果、根入れ下端のたわみ角がゼロとなる深さは、30.56 mである。
 安全率1.20を乗じた、設計面からの根入れ長 (D) は、
 根入れ長 $D = 1.20 \times (30.56 - 15.60) = 17.95 \text{ m}$

3-3 矢板全長

矢板の根入れ長 (D) は、
 常時 $D = 8.06 \text{ m}$
 地震時 $D = 17.95 \text{ m}$
 設計面=15.60 m、矢板天端位置=0.00 mである事から、矢板全長 (L) は、
 $L = (15.60 - 0.00) + 17.95 = 33.55 \text{ m}$
 よって、長さの丸め値 0.50 mより、矢板全長は、34.00 mとする。

4 断面力の計算

たわみ曲線法により、根入れ下端の変位およびたわみ角がゼロ、タイロッド取付点の変位がゼロとなる時点の断面力を求める。

4-1 常時

4-1-1 支点反力、最大曲げモーメントの計算

タイロッド取付点の反力 R_a

$$R_a = 238.54 \text{ kN}$$

矢板下端での反力 R_b

$$R_b = -375.46 \text{ kN}$$

最大曲げモーメント M_{\max}

$$M_{\max}(+) = 888.05 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad (\text{発生深さ} = 9.46 \text{ m})$$

$$M_{\max}(-) = -826.11 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad (\text{発生深さ} = 19.26 \text{ m})$$

断面力および変位

深さ (m)	壁体天端 から(m)	曲げモーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)	水平変位 (mm)	たわみ角 (rad/10 ³)
0.00	0.00	0.00	0.00	-58.57	29.2690
0.50	0.50	-0.80	-3.35	-43.93	29.2698
1.00	1.00	-3.50	-7.57	-29.30	29.2759
1.50	1.50	-8.52	-12.67	-14.66	29.2940
2.00	2.00	-16.31	-18.64	0.00	29.3320
2.00	2.00	-16.31	219.90	0.00	29.3320
2.50	2.50	91.78	211.98	14.65	29.2132
3.00	3.00	195.17	201.06	29.16	28.7641
3.50	3.50	292.55	188.39	43.36	28.0015
4.00	4.00	383.48	175.23	57.11	26.9450
4.50	4.50	467.70	161.59	70.26	25.6152
5.00	5.00	544.98	147.46	82.68	24.0333
5.50	5.50	615.08	132.84	94.26	22.2215
6.00	6.00	677.74	117.74	104.87	20.2024
6.50	6.50	732.74	102.16	114.43	17.9997
7.00	7.00	779.82	86.09	122.84	15.6377
7.50	7.50	818.74	69.53	130.04	13.1414
8.00	8.00	849.27	52.49	135.97	10.5367
8.50	8.50	871.15	34.96	140.57	7.8502
9.00	9.00	884.15	16.95	143.81	5.1092
9.46	9.46	888.05	0.00	145.57	2.5715
9.50	9.50	888.02	-1.55	145.67	2.3418
10.00	10.00	882.52	-20.53	146.15	-0.4232
10.50	10.50	867.41	-40.00	145.25	-3.1560
11.00	11.00	842.44	-59.96	143.00	-5.8263
11.10	11.10	836.24	-64.01	142.40	-6.3502
11.50	11.50	806.67	-83.89	139.44	-8.4025
12.00	12.00	758.40	-109.31	134.62	-10.8477
12.50	12.50	697.26	-135.35	128.62	-13.1222
13.00	13.00	622.95	-162.01	121.54	-15.1855
13.50	13.50	535.15	-189.29	113.48	-16.9960
14.00	14.00	433.55	-217.20	104.59	-18.5110
14.50	14.50	318.73	-242.18	95.03	-19.6880
15.00	15.00	191.28	-267.69	84.97	-20.4870
15.50	15.50	50.95	-293.74	74.61	-20.8684
15.60	15.60	21.31	-299.01	72.52	-20.8909
15.67	15.67	0.02	-302.56	71.04	-20.8957
16.00	16.00	-101.73	-314.26	64.17	-20.7918
16.50	16.50	-260.26	-316.77	53.90	-20.2274
17.00	17.00	-415.44	-300.91	44.03	-19.1711

深 さ (m)	壁体天端 から (m)	曲げモーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)	水平変位 (mm)	たわみ角 (rad/10 ³)
17.50	17.50	-558.10	-266.67	34.81	-17.6476
18.00	18.00	-679.05	-214.05	26.45	-15.7106
18.50	18.50	-769.09	-143.05	19.15	-13.4419
19.00	19.00	-819.04	-53.67	13.04	-10.9524
19.26	19.26	-826.11	-0.22	10.38	-9.6227
19.50	19.50	-819.70	54.09	8.21	-8.3816
20.00	20.00	-761.89	180.23	4.65	-5.8975
20.50	20.50	-636.41	324.74	2.27	-3.6971
21.00	21.00	-470.55	338.69	0.87	-1.9682
21.50	21.50	-297.72	352.64	0.21	-0.7677
22.00	22.00	-117.91	366.59	0.01	-0.1174
22.32	22.32	0.00	375.46	0.00	0.0000

4-1-2 断面力図・変位図

常時

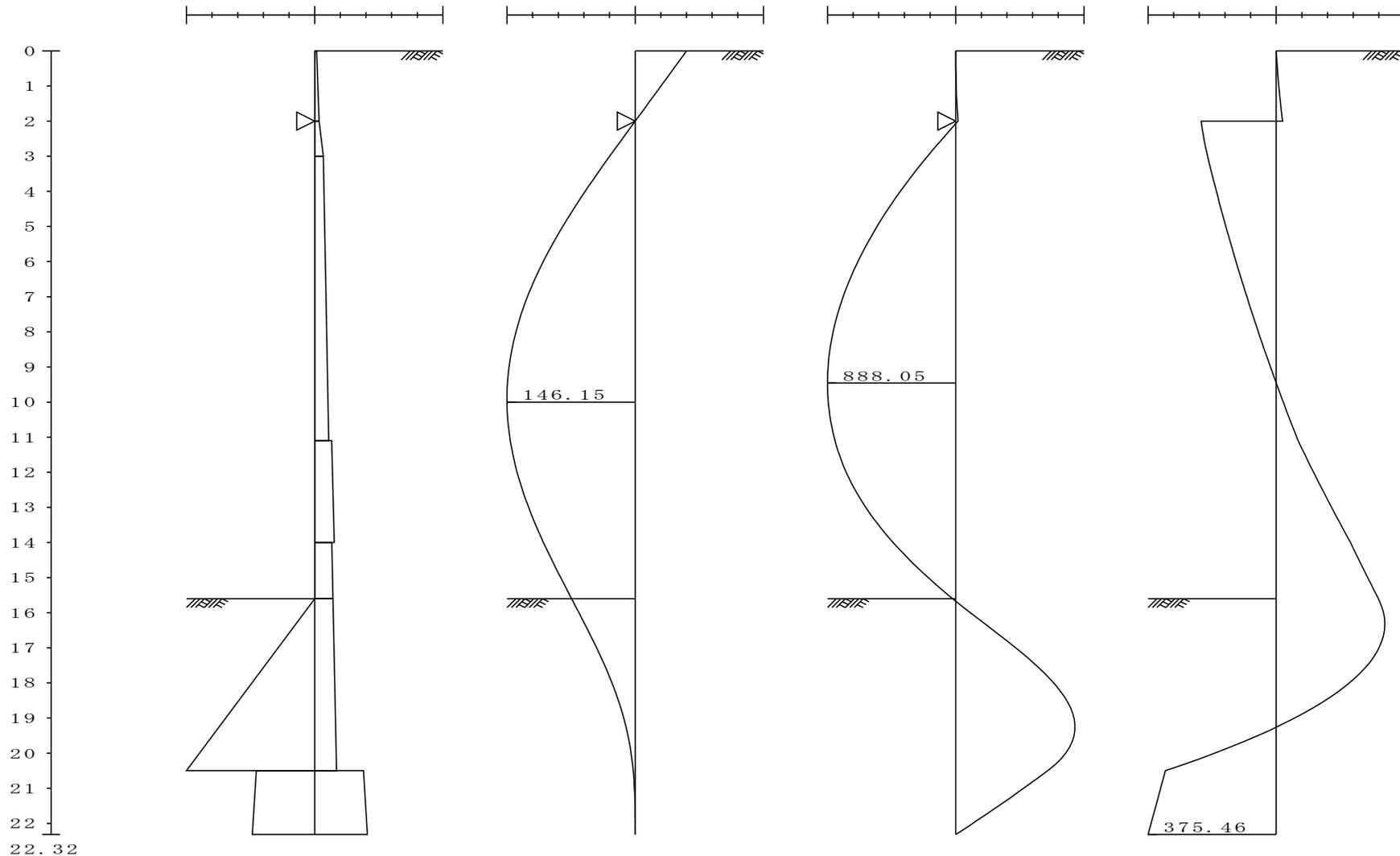
深度 (m)

側圧 (kN/m²)

変位 (mm)

モーメント (kN・m/m)

せん断力 (kN/m)



4-2 地震時

4-2-1 支点反力、最大曲げモーメントの計算

タイロッド取付点の反力 R_a

$$R_a = 544.37 \text{ kN}$$

矢板下端での反力 R_b

$$R_b = -1150.81 \text{ kN}$$

最大曲げモーメント M_{\max}

$$M_{\max}(+) = 2862.17 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad (\text{発生深さ} = 11.36 \text{ m})$$

$$M_{\max}(-) = -1661.55 \text{ kN}\cdot\text{m/m} \quad (\text{発生深さ} = 27.64 \text{ m})$$

断面力および変位

深さ (m)	壁体天端 から(m)	曲げモーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)	水平変位 (mm)	たわみ角 (rad/10 ³)
0.00	0.00	0.00	0.00	-248.19	124.0790
0.50	0.50	-0.67	-2.92	-186.15	124.0797
1.00	1.00	-3.14	-7.18	-124.11	124.0851
1.50	1.50	-8.08	-12.79	-62.06	124.1018
2.00	2.00	-16.16	-19.75	0.00	124.1388
2.00	2.00	-16.16	524.61	0.00	124.1388
2.50	2.50	243.53	513.57	62.01	123.7826
3.00	3.00	496.84	499.09	123.65	122.6255
3.50	3.50	742.08	481.37	184.51	120.6902
4.00	4.00	977.81	461.26	244.21	118.0042
4.50	4.50	1203.05	439.45	302.39	114.5987
5.00	5.00	1417.01	416.12	358.70	110.5078
5.50	5.50	1618.93	391.34	412.79	105.7678
6.00	6.00	1808.11	365.17	464.36	100.4174
6.50	6.50	1983.87	337.66	513.12	94.4975
7.00	7.00	2145.55	308.83	558.77	88.0509
7.50	7.50	2292.49	278.71	601.09	81.1226
8.00	8.00	2424.05	247.33	639.82	73.7596
8.50	8.50	2539.61	214.70	674.78	66.0110
9.00	9.00	2638.55	180.84	705.78	57.9274
9.50	9.50	2720.25	145.76	732.66	49.5619
10.00	10.00	2784.11	109.48	755.30	40.9691
10.50	10.50	2829.53	72.00	773.60	32.2057
11.00	11.00	2855.91	33.33	787.49	23.3300
11.10	11.10	2858.85	25.45	789.73	21.5467
11.36	11.36	2862.17	0.00	794.73	16.9028
11.50	11.50	2861.20	-13.86	796.92	14.4038
12.00	12.00	2841.71	-64.34	801.90	5.4993
12.50	12.50	2796.61	-116.30	802.44	-3.3045
13.00	13.00	2725.16	-169.74	798.62	-11.9267
13.50	13.50	2626.63	-224.64	790.56	-20.2839
14.00	14.00	2500.28	-281.01	778.40	-28.2904
14.50	14.50	2346.56	-334.09	762.34	-35.8594
15.00	15.00	2165.97	-388.48	742.63	-42.9071
15.50	15.50	1957.86	-444.18	719.53	-49.3485
15.60	15.60	1912.88	-455.48	714.54	-50.5564
16.00	16.00	1723.89	-488.04	693.39	-55.0984
16.50	16.50	1472.14	-516.74	664.56	-60.0887
17.00	17.00	1209.37	-532.11	633.44	-64.2745
17.50	17.50	942.26	-534.13	600.43	-67.6318
18.00	18.00	677.46	-522.82	565.95	-70.1574
18.50	18.50	421.65	-498.18	530.41	-71.8691
19.00	19.00	181.50	-460.20	494.21	-72.8052
19.41	19.41	-0.32	-418.76	464.07	-73.0350
19.50	19.50	-36.32	-408.88	457.72	-73.0251

深 さ (m)	壁体天端 から (m)	曲げモーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)	水平変位 (mm)	たわみ角 (rad/10 ³)
20.00	20.00	-225.15	-344.22	421.29	-72.6087
20.50	20.50	-378.31	-266.23	385.20	-71.6570
21.00	21.00	-510.13	-260.77	349.70	-70.2701
21.50	21.50	-638.82	-253.74	315.00	-68.4766
22.00	22.00	-763.60	-245.13	281.29	-66.2874
22.50	22.50	-883.69	-234.95	248.77	-63.7159
23.00	23.00	-998.29	-223.19	217.64	-60.7780
23.50	23.50	-1106.62	-209.86	188.05	-57.4922
24.00	24.00	-1207.89	-194.96	160.20	-53.8791
24.50	24.50	-1301.31	-178.47	134.23	-49.9620
25.00	25.00	-1386.10	-160.42	110.28	-45.7666
25.50	25.50	-1461.47	-140.79	88.50	-41.3212
25.60	25.60	-1475.34	-136.67	84.41	-40.4048
26.00	26.00	-1526.58	-119.51	69.00	-36.6564
26.50	26.50	-1580.97	-98.06	51.88	-31.8051
27.00	27.00	-1624.64	-76.61	37.22	-26.8008
27.50	27.50	-1657.58	-55.16	25.09	-21.6770
27.64	27.64	-1661.55	-0.02	22.09	-20.1873
28.00	28.00	-1637.13	137.30	15.55	-16.5115
28.50	28.50	-1519.96	331.69	8.55	-11.5604
29.00	29.00	-1305.12	528.00	3.90	-7.1271
29.50	29.50	-991.64	726.24	1.28	-3.5178
30.00	30.00	-578.56	926.40	0.20	-1.0419
30.08	30.08	-498.93	960.38	0.12	-0.7580
30.50	30.50	-65.01	1127.82	0.00	-0.0116
30.56	30.56	0.00	1150.81	0.00	0.0000

4-2-2 断面力図・変位図

地震時

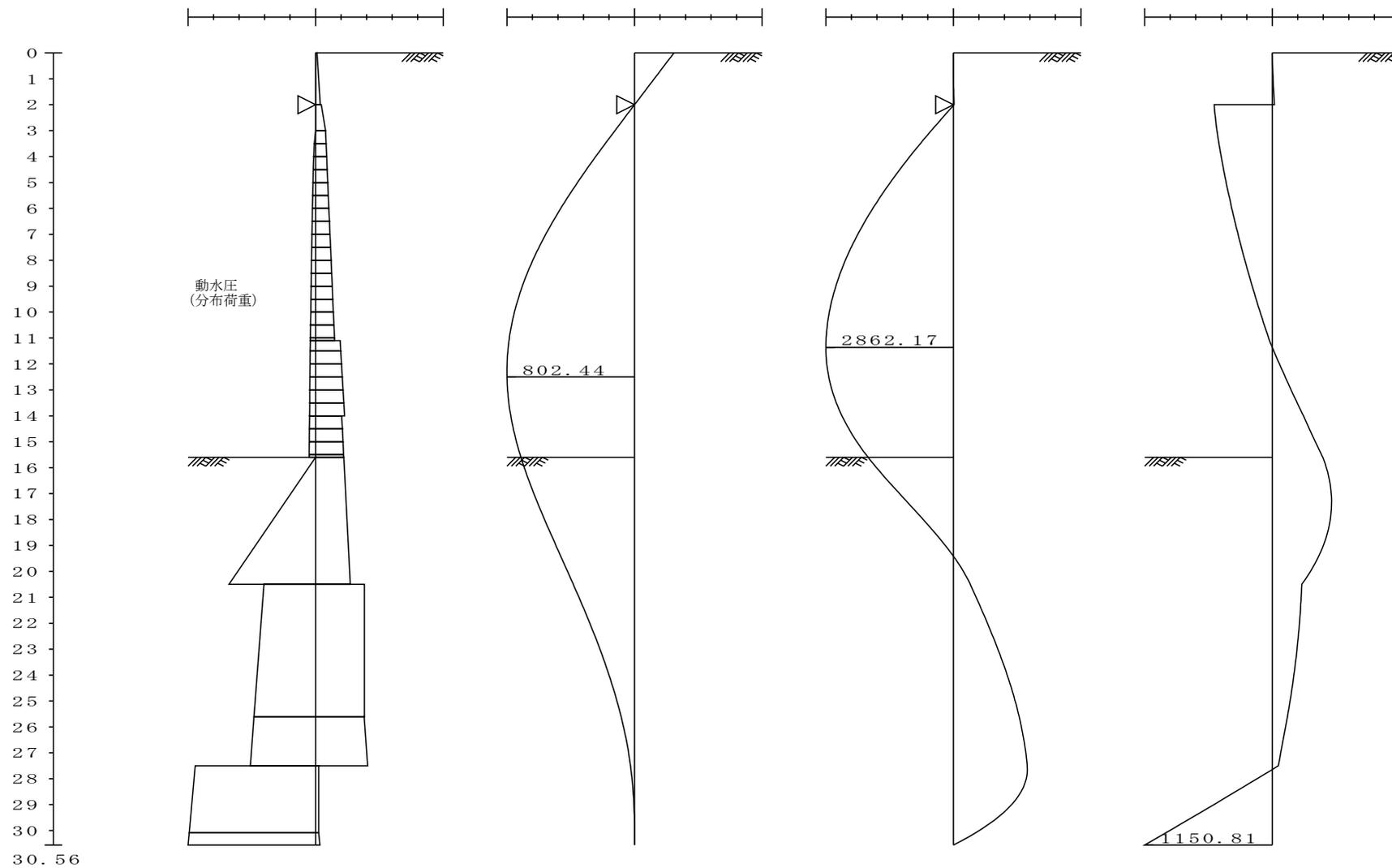
深度 (m)

側圧 (kN/m²)

変位 (mm)

モーメント (kN・m/m)

せん断力 (kN/m)



5 応力度の計算

応力度照査時の腐食率と継手効率は、以下の値とする。

材料名	φ 500x12 (L65)
錆代	$t_c = 2.00$ mm
継手効率	$\mu = 1.00$
断面係数	$Z_0 = 3890$ cm ³ (低減前)
	$Z = 3230$ cm ³ (錆代、継手による低減後)

5-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{888.05 \times 10^6}{3230 \times 10^3} = 275 \text{ N/mm}^2 > \sigma_a = 185 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

5-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{2862.17 \times 10^6}{3230 \times 10^3} = 886 \text{ N/mm}^2 > \sigma_a = 278 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

6 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 (R_a) に、タイロッドの水平間隔を乗じて計算する。ただし、船舶のけん引力 (P) が係船柱に作用する場合は、その4分の1をタイロッド張力に加えて計算し、その時の許容応力度は地震時扱いとする。

$$\begin{aligned} \text{タイロッドの水平間隔} & l = 2.36 \quad \text{m} \\ \text{タイロッドが水平となす角度} & \theta = 0.00000 \quad \text{度} \\ \text{タイロッド表面の錆代} & t_c = 2.00 \quad \text{mm} \\ \text{一箇所の係船柱に作用するけん引力の水平成分} & P = 0.00 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

6-1 タイロッド張力および必要径の計算

6-1-1 常時

タイロッド張力 (T_p) は、

$$\begin{aligned} T_p &= R_a \cdot l \cdot \sec \theta \\ &= 238.54 \times 2.36 \times \sec 0.00000^\circ = 562.96 \text{ kN} \end{aligned}$$

必要径 (d_r) は、

$$d_r = \sqrt{\frac{4T_p}{\sigma_a \pi}} + 2t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot 562.96 \times 10^3}{176 \cdot \pi}} + 2 \cdot 2.00 = 67.8 \text{ mm}$$

6-1-2 地震時

タイロッド張力 (T_p) は、

$$\begin{aligned} T_p &= R_a \cdot l \cdot \sec \theta \\ &= 544.37 \times 2.36 \times \sec 0.00000^\circ = 1284.70 \text{ kN} \end{aligned}$$

必要径 (d_r) は、

$$d_r = \sqrt{\frac{4T_p}{\sigma_a \pi}} + 2t_c = \sqrt{\frac{4 \cdot \text{*****} \times 10^3}{264 \cdot \pi}} + 2 \cdot 2.00 = 82.7 \text{ mm}$$

6-2 応力度の計算

タイロッドは、 $\phi 85\text{mm}$ を用いる。

タイロッドの腐食後の断面積 (A_t) は、

$$A_t = \frac{\pi}{4} (85 - 2 \cdot 2.00)^2 = 5153 \text{ mm}^2$$

6-2-1 常時

$$\sigma = \frac{T_p}{A_t} = \frac{562.96 \times 10^3}{5153} = 109 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 176 \text{ N/mm}^2$$

6-2-2 地震時

$$\sigma = \frac{T_p}{A_t} = \frac{\text{*****} \times 10^3}{5153} = 249 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 264 \text{ N/mm}^2$$

7 腹起しの計算

タイロッドの水平間隔 $l = 2.36 \text{ m}$
一箇所の係船柱に作用するけん引力の水平成分 $P = 0.00 \text{ kN}$

7-1 最大曲げモーメントの計算

7-1-1 常時

$$M_{\max} = \frac{1}{10} R_a \cdot l^2 = \frac{1}{10} 238.54 \times 2.36^2 = 132.86 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

7-1-2 地震時

$$M_{\max} = \frac{1}{10} R_a \cdot l^2 = \frac{1}{10} 544.37 \times 2.36^2 = 303.19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

7-2 応力度の計算

腹起し材は、コンクリートに埋め込むので錆代は考慮しない。

材料名	2-[380x100x10.5x16
断面係数	$Z_0 = 1526 \text{ cm}^3$ (低減前)
	$Z = 1526 \text{ cm}^3$ (錆代、継手による低減後)

7-2-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{132.86 \times 10^6}{1526.0 \times 10^3} = 87 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$$

7-2-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{303.19 \times 10^6}{1526.0 \times 10^3} = 199 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 210 \text{ N/mm}^2$$

8 控え直杭の計算

控え直杭の計算は、港研方式（C型地盤）で計算する。

N値を10.00とすると、 $K_c = 2000 \text{ kN/m}^2 \cdot 5$ である。

控え直杭の材料および、腐食率・継手効率は、以下の値とする。

材料名	$\phi 500 \times 14$
単位幅	$B = 0.5000 \text{ m}$
錆代	$t_c = 2.00 \text{ mm}$
ヤング率	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$
断面二次モーメント	$I_0 = 63200 \text{ cm}^4$ (低減前)
	$I = 53462 \text{ cm}^4$ (錆代、継手による低減後)
断面係数	$Z_0 = 2530 \text{ cm}^3$ (低減前)
	$Z = 2156 \text{ cm}^3$ (錆代、継手による低減後)
$E I = 200000 \times 10^3 \times 53462 \times 10^{-8} = 1.069 \times 10^5$	

8-1 設計水平力

控え直杭はタイロッドと同間隔に設置するものとする。

控え直杭に作用する設計水平力は、タイロッド張力の水平成分とする。

$$\begin{aligned} \text{常時} \quad T &= R_a \cdot l = 238.54 \times 2.36 = 562.96 \text{ kN} \\ \text{地震時} \quad T &= R_a \cdot l = 544.37 \times 2.36 = 1284.70 \text{ kN} \end{aligned}$$

8-2 最大曲げモーメント、変位の計算（港研方式）

最大曲げモーメントおよび、タイロッド取付点の変位は以下の式で求める。

$$\log M_{\max} = -0.28846 + \frac{1}{5} \log E I - \frac{2}{5} \log B K_c + \frac{6}{5} \log T$$

$$\log \delta = 0.11328 - \frac{2}{5} \log E I - \frac{6}{5} \log B K_c + \frac{8}{5} \log T$$

$$\log B K_c = \log(0.50 \times 2000) = 3.0000$$

$$\log E I = \log(1.069 \times 10^5) = 5.0291$$

8-2-1 常時

$$\log T = \log(562.96) = 2.7505$$

$$\log M_{\max} = -0.28846 + \frac{1}{5} \times 5.0291 - \frac{2}{5} \times 3.0000 + \frac{6}{5} \times 2.7505 = 2.8179$$

$$M_{\max} = 657.54 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\log \delta = 0.11328 - \frac{2}{5} \times 5.0291 - \frac{6}{5} \times 3.0000 + \frac{8}{5} \times 2.7505 = -1.0976$$

$$\delta = 0.0799 \text{ m} = 79.9 \text{ mm} > \delta_a = 50.0 \text{ mm} \quad \text{*** OUT ***}$$

8-2-2 地震時

$$\log T = \log(\text{*****}) = 3.1088$$

$$\log M_{\max} = -0.28846 + \frac{1}{5} \times 5.0291 - \frac{2}{5} \times 3.0000 + \frac{6}{5} \times 3.1088 = 3.2479$$

$$M_{\max} = 1769.78 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\log \delta = 0.11328 - \frac{2}{5} \times 5.0291 - \frac{6}{5} \times 3.0000 + \frac{8}{5} \times 3.1088 = -0.5243$$

$$\delta = 0.2990 \text{ m} = 299.0 \text{ mm} > \delta_a = 75.0 \text{ mm} \quad \text{*** OUT ***}$$

8-3 応力度の計算

8-3-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{657.54 \times 10^6}{2156 \times 10^3} = 305 \text{ N/mm}^2 > \sigma_a = 185 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

8-3-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{1769.78 \times 10^6}{2156 \times 10^3} = 821 \text{ N/mm}^2 > \sigma_a = 278 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

8-4 根入れ長 (港研方式)

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5} \log E I - \frac{2}{5} \log B K_c + \frac{1}{5} \log T$$

$$\log B K_c = \log(0.50 \times 2000) = 3.0000$$

控え工の根入れ長計算時は、錆代を考慮しない
断面二次モーメント $I = 63200 \text{ cm}^4$

$$\log E I = \log(1.264 \times 10^5) = 5.1018$$

8-4-1 常時

$$\log T = \log(562.96) = 2.7505$$

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5} \times 5.1018 - \frac{2}{5} \times 3.0000 + \frac{1}{5} \times 2.7505 = 0.9225$$

$$l_{m1} = 8.37 \text{ m}$$

8-4-2 地震時

$$\log T = \log(\text{*****}) = 3.1088$$

$$\log l_{m1} = 0.55205 + \frac{1}{5} \times 5.1018 - \frac{2}{5} \times 3.0000 + \frac{1}{5} \times 3.1088 = 0.9942$$

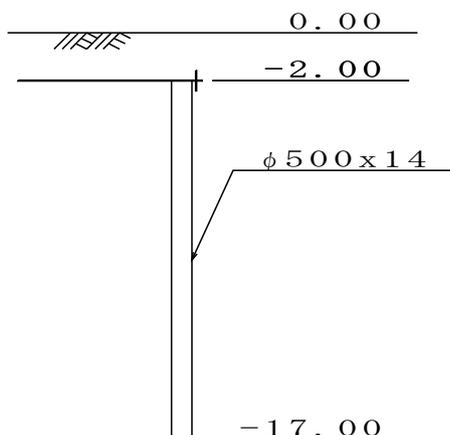
$$l_{m1} = 9.87 \text{ m}$$

タイロッド取付点より上の控え工天端高さ (H_u) は、 $H_u=0.00 \text{ m}$ であるから、
控え工の根入れ長 (D) と全長 (L) は以下となる。

$$\text{根入れ長 } D = 1.5 \times l_{m1} = 1.5 \times 9.87 = 14.80 \text{ m}$$

$$\text{全長 } L = H_u + D = 0.00 + 14.80 = 14.80 \text{ m}$$

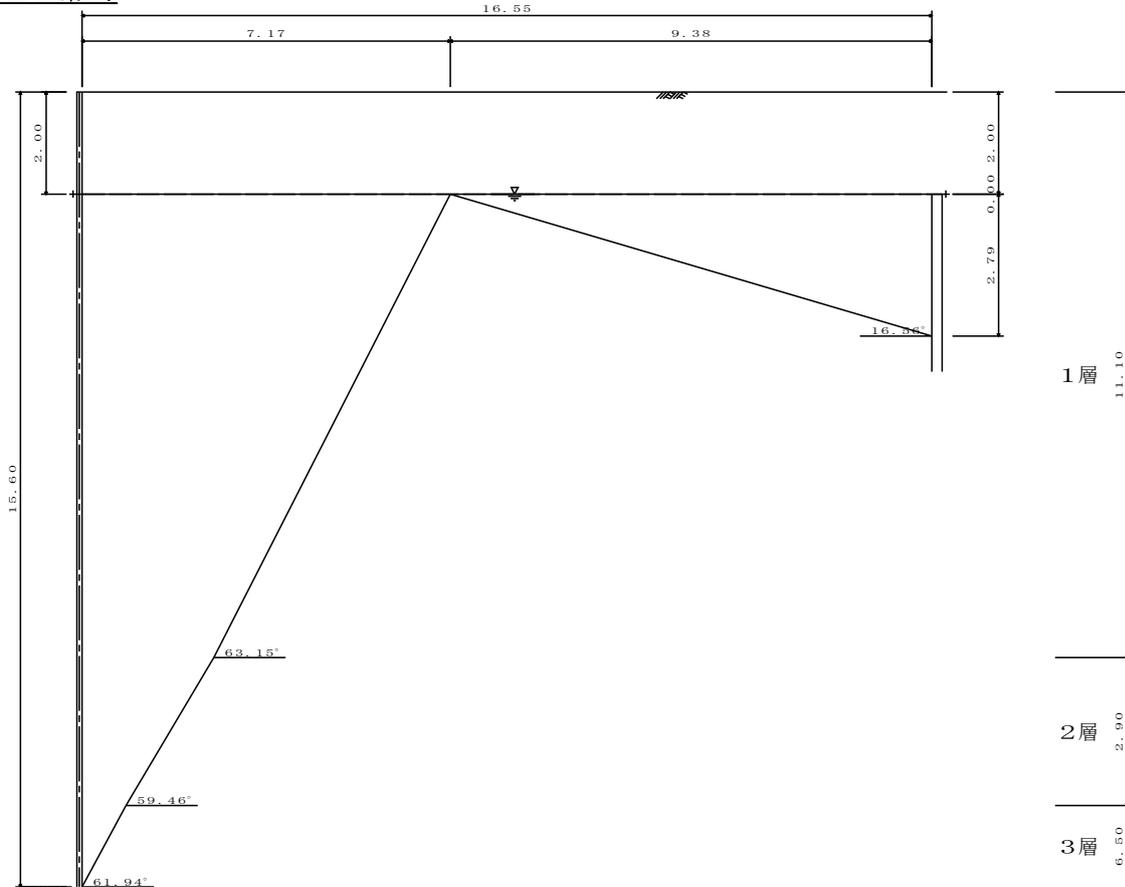
よって、控え工全長は、15.00 mとする。



9 控え工の設置位置の計算

控え直杭の設置位置は、前面矢板から引いた主動崩壊面と、杭とタイロッドの取付点より $1_{ml}/3$ の深さから引いた受働崩壊面の交点が、タイロッドの取付点を含む水平面以下で交わらないように決定する。

9-1 常時



9-1-1 主動崩壊角

No	深さ m	土質名	ϕ 度	δ 度	C kN/m ²	$\Sigma \gamma h$ kN/m ²	$\gamma w h w$ kN/m ²	k (k')	θ 度	ζ 度
1	15.60~14.00	砂質土	38.0	15.00	—	—	—	—	—	61.94
2	14.00~11.10	砂質土	34.0	15.00	—	—	—	—	—	59.46
3	11.10~2.00	砂質土	40.0	15.00	—	—	—	—	—	63.15

- ・砂質土、中間土、割石の主動崩壊角

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

- ・粘性土の主動崩壊角

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

粘性土の常時の主動崩壊角 (ζ) は、 $\theta = 0^\circ$ のため、 $\zeta = 45^\circ$ となります。

ここで、

- ζ : 主働崩壊角 (度) (ただし、ζ ≥ 10.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan⁻¹ k、または、θ = tan⁻¹ k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m²)
- C : 土の粘着力 (kN/m²)

9-1-2 受働崩壊角

No	深さ m	土質名	φ 度	δ 度	C kN/m ²	Σ γ h kN/m ²	γ whw kN/m ²	k (k')	θ 度	ζ 度
1	4.79~ 2.00	砂質土	40.0	-15.00	—	—	—	—	—	16.56

- ・砂質土、中間土、割石の受働崩壊角

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

- ・粘性土の受働崩壊角

粘性土の受働崩壊角は、45度とする。

ここで、

- ζ : 受働崩壊角 (度) (ただし、砂質土はζ ≥ 10.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan⁻¹ k、または、θ = tan⁻¹ k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m²)
- C : 土の粘着力 (kN/m²)

9-1-3 設置位置の照査

主働崩壊線の始点をXY原点とし、各層の主働崩壊線が土層境界、水位面などと交差する座標を計算する。

主働崩壊線の始点深さ	15.60	m
タイロッドが水平となす角度	0.00000	度
タイロッド取付点の深さ (前面矢板)	2.00	m
タイロッド取付点の深さ (控え工)	2.00	m

タイロッド取付点から控え工崩壊面までの深さ $l_{m1}/3 = 8.37/3 = 2.79$ m

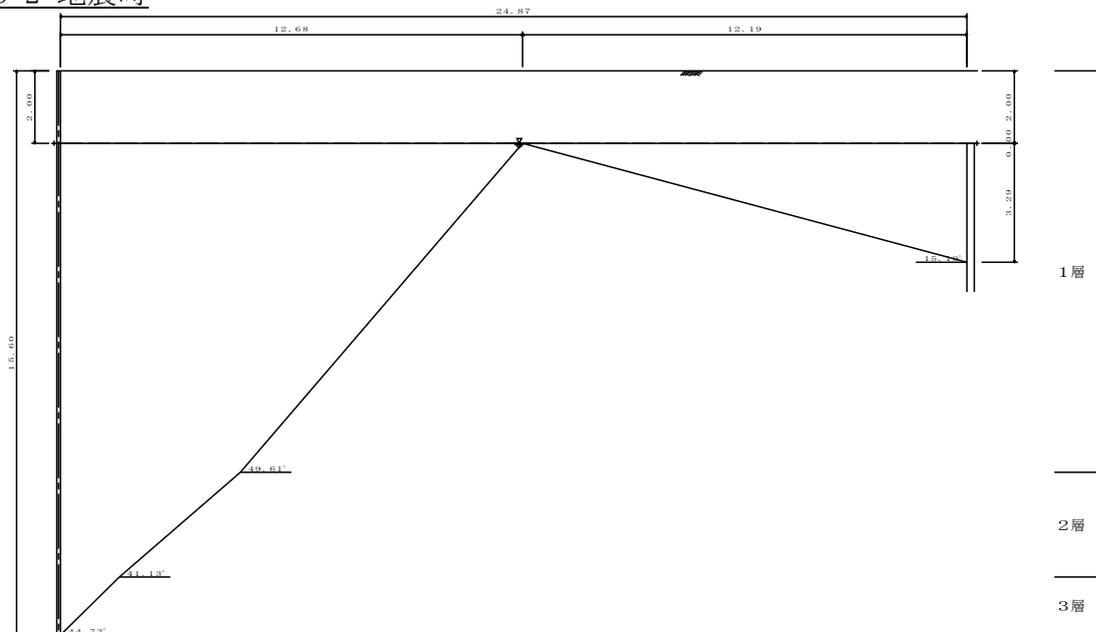
No	深さ (m)	高さ Y (m)	層厚 Z (m)	主働崩壊線			受働崩壊線		
				ζ a (度)	d X (m)	Σ X (m)	ζ p (度)	d X (m)	Σ X (m)
1	2.00~ 4.79	13.60	2.79	63.15	1.41	7.17	16.56	9.38	7.17
2	4.79~11.10	10.81	6.31	63.15	3.19	5.76	—	—	16.55
3	11.10~14.00	4.50	2.90	59.46	1.71	2.56	—	—	—
4	14.00~15.60	1.60	1.60	61.94	0.85	0.85	—	—	—
5	15.60	0.00	—	—	—	0.00	—	—	—

d X : 各層の崩壊線の幅 (d X = Z · cot ζ)

Σ X : 前面矢板からの距離

上表より、控え工の設置位置は、d = 16.55 m 以上必要。(常時)

9-2 地震時



9-2-1 主働崩壊角

No	深 さ m	土質名	φ 度	δ 度	C kN/m ²	Σ γ h kN/m ²	γ whw kN/m ²	k (k')	θ 度	ζ 度
1	15.60~14.00	砂質土	38.0	15.00	—	—	137.36	0.330	18.26	44.73
2	14.00~11.10	砂質土	34.0	15.00	—	—	121.20	0.320	17.75	41.13
3	11.10~ 2.00	砂質土	40.0	15.00	—	—	91.91	0.280	15.64	49.61

・砂質土、中間土、割石の主働崩壊角

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

・粘性土の主働崩壊角

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

ここで、

- ζ : 主働崩壊角 (度) (ただし、ζ ≥ 10.00°)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
- θ = tan⁻¹ k、または、θ = tan⁻¹ k'
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m²)
- C : 土の粘着力 (kN/m²)

9-2-2 受働崩壊角

No	深 さ m	土質名	φ 度	δ 度	C kN/m ²	Σ γ h kN/m ²	γ whw kN/m ²	k (k')	θ 度	ζ 度
1	5.29~ 2.00	砂質土	40.0	-15.00	—	—	33.22	0.280	15.64	15.10

- ・砂質土、中間土、割石の受働崩壊角

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

- ・粘性土の受働崩壊角
粘性土の受働崩壊角は、45度とする。

ここで、

- ζ : 受働崩壊角 (度) (ただし、砂質土は $\zeta \geq 10.00^\circ$)
- φ : 内部摩擦角 (度)
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- θ : 地震合成角 (度)
 $\theta = \tan^{-1} k$ 、または、 $\theta = \tan^{-1} k'$
- γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) (水位以下では浮力を考慮)
- h : 層厚 (m)
- Q : 上載荷重 (kN/m²)
- C : 土の粘着力 (kN/m²)

9-2-3 設置位置の照査

主働崩壊線の始点をXY原点とし、各層の主働崩壊線が土層境界、水位面などと交差する座標を計算する。

主働崩壊線の始点深さ	15.60	m
タイロッドが水平となす角度	0.00000	度
タイロッド取付点の深さ (前面矢板)	2.00	m
タイロッド取付点の深さ (控え工)	2.00	m

タイロッド取付点から控え工崩壊面までの深さ $l_{m1}/3 = 9.87/3 = 3.29$ m

No	深さ (m)	高さ Y (m)	層厚 Z (m)	主働崩壊線			受働崩壊線		
				ζ _a (度)	d X (m)	Σ X (m)	ζ _p (度)	d X (m)	Σ X (m)
1	2.00~5.29	13.60	3.29	49.61	2.80	12.68	15.10	12.19	12.68
2	5.29~11.10	10.31	5.81	49.61	4.94	9.88	—	—	24.87
3	11.10~14.00	4.50	2.90	41.13	3.32	4.94	—	—	—
4	14.00~15.60	1.60	1.60	44.73	1.62	1.62	—	—	—
5	15.60	0.00	—	—	—	0.00	—	—	—

d X : 各層の崩壊線の幅 ($d X = Z \cdot \cot \zeta$)
Σ X : 前面矢板からの距離

上表より、控え工の設置位置は、d = 24.87 m 以上必要。(地震時)

9-3 設置位置の決定

控え工の設置位置 (d) は、
常時 d = 16.55 m 以上
地震時 d = 24.87 m 以上

よって、d = 24.87 m 以上とする。

10 計算結果一覧表

前面矢板 $\phi 500 \times 12 (L65)$

			常時	地震時	
断面二次モーメント	I (cm ⁴)	97400			
断面係数	Z (cm ³)	3890			
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)		888.05	2862.17	
応力度	σ (N/mm ²)		275 (185)	886 (278)	*OUT
根入れ長	D (m)		8.06	17.95	
矢板全長	L (m)	34.00			

タイロッド $\phi 85 \text{mm}$

			常時	地震時	けん引時
張力	Tp (kN)		562.96	1284.70	_____
応力度	σ (N/mm ²)		109 (176)	249 (264)	_____

腹起し 2-[380x100x10.5x16]

			常時	地震時	けん引時
断面係数	Z (cm ³)	1526			_____
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)		132.86	303.19	_____
応力度	σ (N/mm ²)		87 (140)	199 (210)	_____

控え直杭 $\phi 500 \times 14$

			常時	地震時	けん引時
断面二次モーメント	I (cm ⁴)	63200			
断面係数	Z (cm ³)	2530			
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m)		657.54	1769.78	_____
応力度	σ (N/mm ²)		305 (185)	821 (278)	_____
水平変位	δ (mm)		79.87 (50.00)	299.04 (75.00)	_____
根入れ長	D (m)		12.55	14.80	_____
全長	L (m)	15.00			_____

控え工設置位置

			常時	地震時
控え工設置位置	d (m)		16.55	24.87