

護岸設計システム for Windows

Ver 4.00

————— D a t a —————

[物件名称] 自立サンプル1

[作成日] 2007/10/09

[タイトル] 港湾基準・自立矢板式係船岸

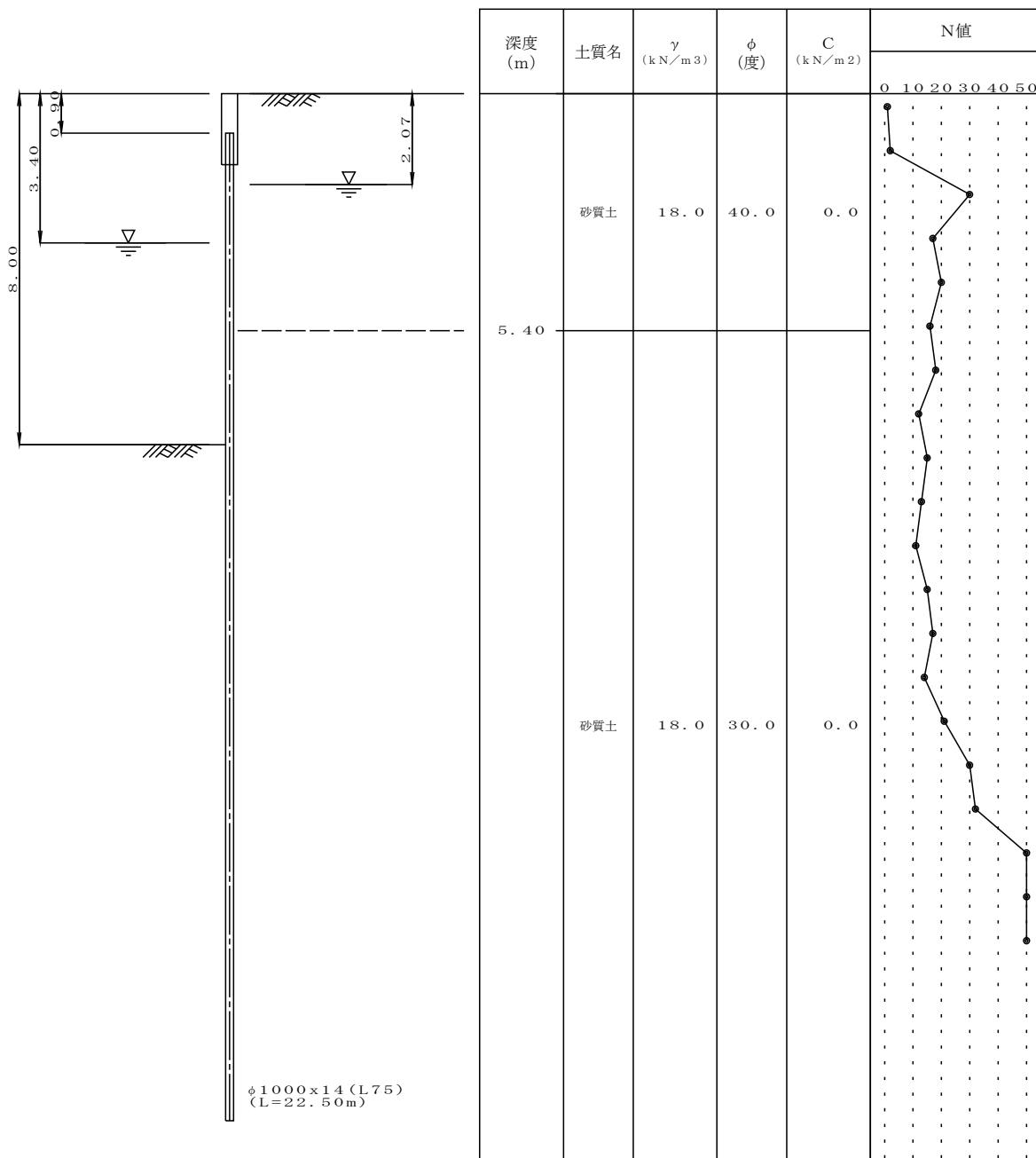
————— Copyright (c) K T S —————

# 目次

1	設計条件	2
1-1	構造図	2
1-2	構造寸法	2
1-3	計算方法	3
1-4	設計定数	3
1-5	上載荷重	3
1-6	土質定数	3
1-7	割石	4
1-8	矢板材料	4
1-9	施工時の検討	4
2	側圧の計算	5
2-1	常時	5
2-1-1	主働側の土質定数	5
2-1-2	受働側の土質定数	5
2-1-3	側圧強度	6
2-2	地震時	7
2-2-1	主働側の土質定数	7
2-2-2	受働側の土質定数	8
2-2-3	側圧強度	8
2-2-4	地震時の動水圧	9
3	仮想地盤面の計算	10
3-1	常時	10
3-2	地震時	11
4	断面力・変位の計算	12
4-1	側圧の合力P0および作用位置h0の計算	12
4-1-1	常時	12
4-1-2	地震時	12
4-2	基準曲線の値	14
4-2-1	常時	14
4-2-2	地震時	16
4-3	応力度の計算	18
4-3-1	常時	18
4-3-2	地震時	18
4-4	変位の計算	18
4-4-1	常時	18
4-4-2	地震時	20
5	根入れ長の計算	22
5-1	基準曲線の値（港研方式）	22
5-1-1	常時	22
5-1-2	地震時	23
5-2	矢板の根入れ長と全長（港研方式）	24
5-2-1	常時	24
5-2-2	地震時	24
6	計算結果一覧表	25

1 設計条件

1-1 構造図



1-2 構造寸法

設計面  $H = 8.00 \text{ m}$   
 突出長  $H_0 = 0.00 \text{ m}$   
 矢板天端位置  $H_{lt} = 0.90 \text{ m}$   
 内水位  $L_{wa} = 2.07 \text{ m (常時)}$   
            $L_{wa}' = 2.07 \text{ m (地震時)}$   
 外水位  $L_{wp} = 3.40 \text{ m (常時)}$   
            $L_{wp}' = 3.40 \text{ m (地震時)}$

仮想地盤面 自動計算する

1-3 計算方法

計算方法 港研方式  
 地盤種別 C型地盤とし、 $k_c = 2100 \text{ kN/m}^{2.5}$  (N値=10.00)

1-4 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)  $k = 0.150$   
 (水 中) 荒井・横井の提案式により算出する

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_t \cdot h_i + \sum \gamma \cdot h_j + Q) + \gamma \cdot h}{2(\sum \gamma_t \cdot h_i + \sum (\gamma - \gamma_w) \cdot h_j + Q) + (\gamma - \gamma_w) \cdot h} \cdot k$$

地震時の動水圧 分布荷重として考慮する  
 分割ピッチ 1.00 m  
 設計震度  $k_{hs} = 0.150$

任意荷重  $P_t = 15.0 \text{ kN}$  (常時)  
 $P_t' = 0.0 \text{ kN}$  (地震時)  
 $H_t = 0.00 \text{ m}$  (常時)  
 $H_t' = 0.00 \text{ m}$  (地震時)

最小崩壊角  $\zeta_0 = 10$ 度

背面傾斜角 考慮しない

粘性土の崩壊角 粘性土の式で求める

1-5 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  
 $Q_a = 10.0 \text{ kN/m}^2$  (常 時)  
 $Q_a' = 5.0 \text{ kN/m}^2$  (地震時)

受働側の上載荷重  
 $Q_p = 0.0 \text{ kN/m}^2$  (常 時)  
 $Q_p' = 0.0 \text{ kN/m}^2$  (地震時)

1-6 土質定数

土質定数

No	深度 m	土質	N値	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma'$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	a	k'	$\zeta$ (度)		Kh (kN/m <sup>3</sup> )	
										常時	地震時	常時	地震時
1	5.40	S	10.0	18.00	10.00	40.0	0.0	0.0	自動	自動	———	———	
2	23.40	S	10.0	18.00	10.00	30.0	0.0	0.0	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  
 $\gamma$ ：土の湿潤単位体積重量  
 $\gamma'$ ：土の水中単位体積重量  
 $\phi$ ：土の内部摩擦角

$C_0$ ：土の粘着力  
 $a$ ：土の粘着力の傾き  
 $k'$ ：設計震度（水中）  
 $\zeta$ ：主働崩壊角  
 $K_h$ ：地盤反力係数

#### 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°

#### 1-7 割石

前面矢板の割石 設置しない

#### 1-8 矢板材料

材料名  $\phi 1000 \times 14$  (L75)  
 外径×厚さ  $\phi 1000.0 \times t 14$  mm  
 継手間隔 77.3 mm

ヤング率  $E = 200000$  N/mm<sup>2</sup>  
 断面二次モーメント  $I_0 = 489000$  cm<sup>4</sup> (腐食前)  
 断面係数  $Z_0 = 9750$  cm<sup>3</sup> (腐食前)

錆代  $t_c = 1.00$  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  $\sigma_a = 185$  N/mm<sup>2</sup> (常時)  
 $\sigma_a' = 278$  N/mm<sup>2</sup> (地震時)

許容変位  $\delta_a = 100.0$  mm (常時)  
 $\delta_a' = 150.0$  mm (地震時)

片持ち梁のたわみ 各層ごとの分布荷重として求める

仮想地盤面での変位 照査しない

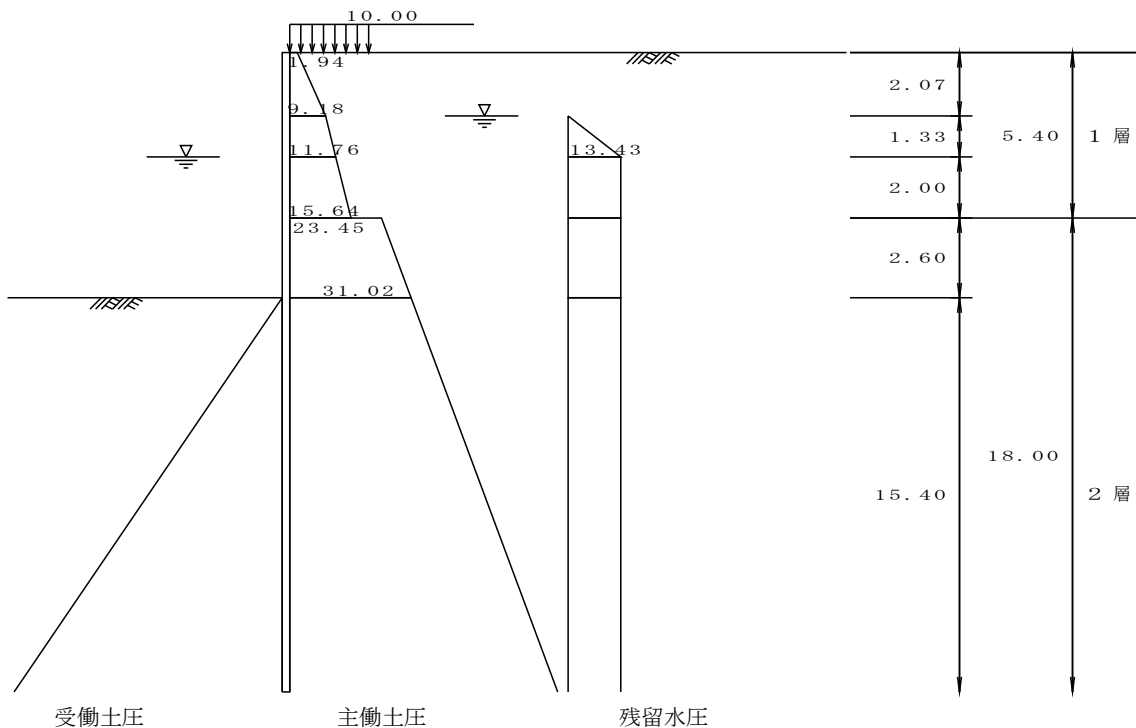
材料の低減 根入れ長計算時の  $I_0$  を低減しない  
 断面力・変位計算時の  $I_0$  を低減する  
 応力度計算時の  $Z_0$  を低減する

#### 1-9 施工時の検討

施工時の検討 行わない

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	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h + Qa$ kN/m <sup>2</sup>	$Ka$	$Ka \times \cos \delta$
1	0.00~ 2.07	砂質土	18.0	40.0	—	10.000 47.260	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420
2	2.07~ 3.40	砂質土	10.0	40.0	—	47.260 60.560	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420
3	3.40~ 5.40	砂質土	10.0	40.0	—	60.560 80.560	0.20105 0.20105	0.19420 0.19420
4	5.40~ 8.00	砂質土	10.0	30.0	—	80.560 106.560	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
5	8.00~ 23.40	砂質土	10.0	30.0	—	106.560 260.560	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115

・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	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h + Qp$ kN/m <sup>2</sup>	$Kp$	$Kp \times \cos \delta$
5	8.00~ 23.40	砂質土	10.0	30.0	—	0.000 154.000	4.97650 4.97650	4.80693 4.80693

- 砂質土の受働土圧係数 ( $K_p$ ) は以下の式で求める。

$$\delta = -15.00\text{度}, \beta = 0.00\text{度}, \theta = 0.00\text{度}$$

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

### 2-1-3 側圧強度

No	深 さ m	主働側	残留水圧	受働側
		Pa kN/m <sup>2</sup>	Pw kN/m <sup>2</sup>	Pp kN/m <sup>2</sup>
1	0.00~ 2.07	1.94	=====	=====
		9.18	=====	=====
2	2.07~ 3.40	9.18	0.00	=====
		11.76	13.43	=====
3	3.40~ 5.40	11.76	13.43	=====
		15.64	13.43	=====
4	5.40~ 8.00	23.45	13.43	=====
		31.02	13.43	=====
5	8.00~ 23.40	31.02	13.43	0.00
		75.86	13.43	740.27

- 主働土圧の算定式

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

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

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

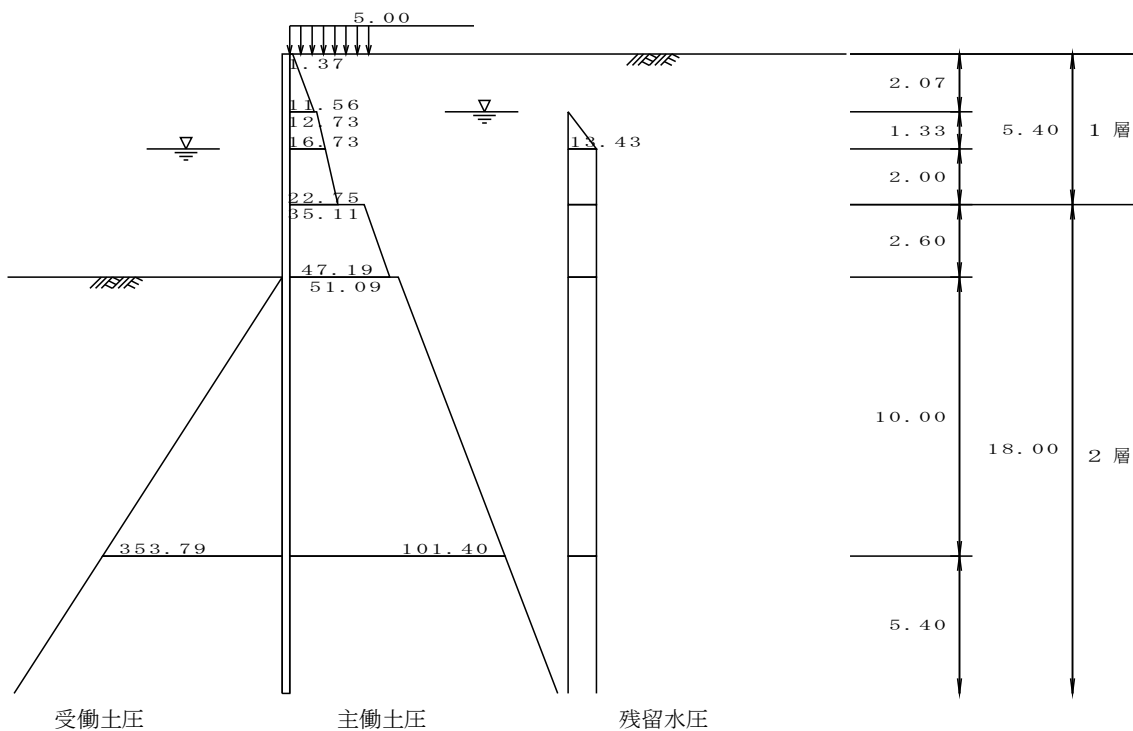
- 受働土圧の算定式

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

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

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

2-2 地震時



2-2-1 主働側の土質定数

No	深 さ m	土質名	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h + Q$ kN/m <sup>2</sup>	$\gamma whw$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	Ka	Ka $\times \cos \delta$	$\zeta$ 度
1	0.00~ 2.07	砂質土	18.0	40.0	—	5.00	0.00	0.150	8.53	0.28328	0.27363	—
						42.26	0.00	0.150	8.53	0.28328	0.27363	—
2	2.07~ 3.40	砂質土	10.0	40.0	—	42.26	0.00	0.193	10.91	0.31177	0.30115	—
						55.56	13.43	0.193	10.91	0.31177	0.30115	—
3	3.40~ 5.40	砂質土	10.0	40.0	—	55.56	13.43	0.193	10.91	0.31177	0.30115	—
						75.56	33.63	0.193	10.91	0.31177	0.30115	—
4	5.40~ 8.00	砂質土	10.0	30.0	—	75.56	33.63	0.229	12.91	0.48104	0.46465	—
						101.56	59.89	0.229	12.91	0.48104	0.46465	—
5	8.00~ 18.00	砂質土	10.0	30.0	—	101.56	59.89	0.266	14.88	0.52080	0.50305	—
						201.56	160.89	0.266	14.88	0.52080	0.50305	—
6	18.00~ 23.40	砂質土	10.0	30.0	—	201.56	160.89	0.266	14.88	0.52080	0.50305	—
						255.56	215.43	0.266	14.88	0.52080	0.50305	—

・砂質土の主働土圧係数 (Ka) は以下の式で求める。

$\delta = 15.00$ 度、 $\beta = 0.00$ 度

地震合成角  $\theta = \tan^{-1}k$

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



## 2-2-2 受働側の土質定数

No	深 さ m	土質名	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$\phi$ 度	C kN/m <sup>2</sup>	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_w h_w$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	Kp	Kp $\times \cos \delta$
5	8.00~ 18.00	砂質土	10.00	30.0	— —	0.000	0.00	0.302	16.78	3.66275	3.53794
						100.000	101.00	0.302	16.78	3.66275	3.53794
6	18.00~ 23.40	砂質土	10.00	30.0	— —	100.000	101.00	0.302	16.78	3.66275	3.53794
						154.000	155.54	0.302	16.78	3.66275	3.53794

- 砂質土の受働土圧係数 ( $K_p$ ) は以下の式で求める。

$$\delta = -15.00 \text{度}, \beta = 0.00 \text{度}$$

$$\text{地震合成角 } \theta = \tan^{-1} k$$

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

## 2-2-3 側圧強度

No	深 さ m	主働側	残留水圧	受働側
		P <sub>a</sub> kN/m <sup>2</sup>	P <sub>w</sub> kN/m <sup>2</sup>	P <sub>p</sub> kN/m <sup>2</sup>
1	0.00~ 2.07	1.37	—	—
		11.56	—	—
2	2.07~ 3.40	12.73	0.00	—
		16.73	13.43	—
3	3.40~ 5.40	16.73	13.43	—
		22.75	13.43	—
4	5.40~ 8.00	35.11	13.43	—
		47.19	13.43	—
5	8.00~ 18.00	51.09	13.43	0.00
		101.40	13.43	353.79
6	18.00~ 23.40	101.40	13.43	353.79
		128.56	13.43	544.84

- 主働土圧の算定式

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

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

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

- 受働土圧の算定式

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

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

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

## 2-2-4 地震時の動水圧

No	深さ Z m	水位 y m	p <sub>dw</sub> kN/m <sup>2</sup>
1	3.40	0.00	0.00
2	4.40	1.00	2.84
3	5.40	2.00	4.02
4	6.40	3.00	4.92
5	7.40	4.00	5.69
6	8.00	4.60	6.10

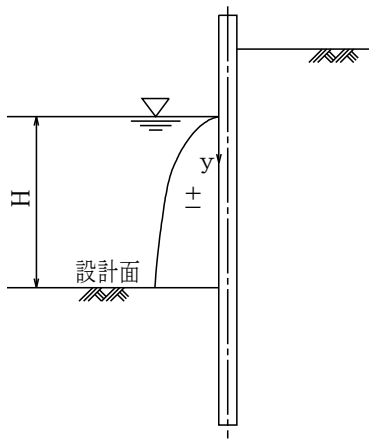
$$p_{dw} = \pm \frac{7}{8} k_{hs} \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H \cdot y}$$

$k_{hs}$  : 動水圧を算出する設計震度

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量

H : 水深

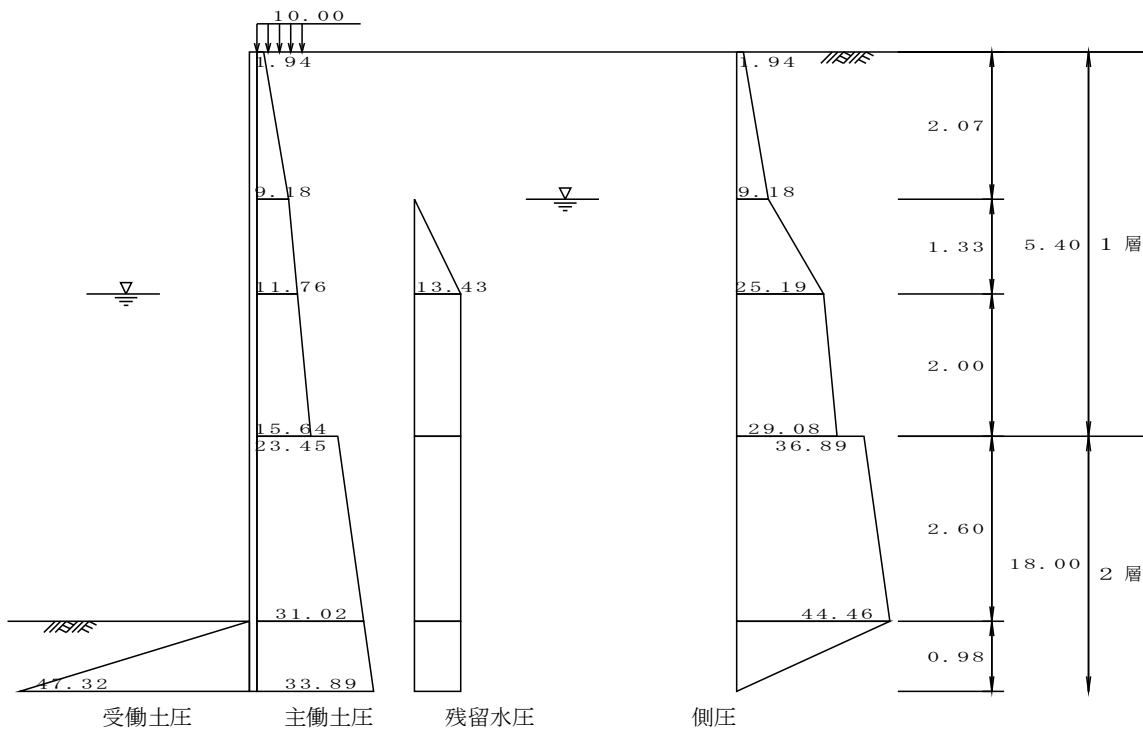
y : 水面から動水圧を求める点までの深さ



3 仮想地盤面の計算

仮想地盤面 $L_k$ は、設計面以下において主働土圧強度と残留水圧強度の合計が、受働土圧強度とつり合う深さとする。

3-1 常時



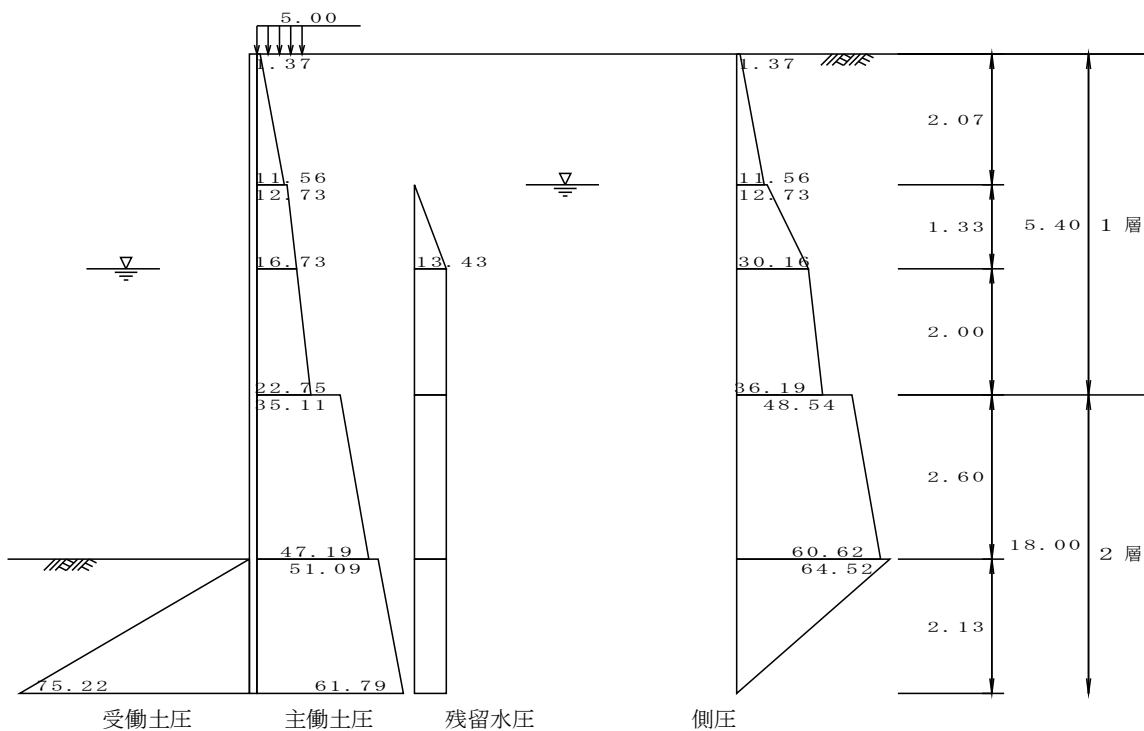
No	深さ m	$P_a$ kN/m <sup>2</sup>	$P_w$ kN/m <sup>2</sup>	$P_p$ kN/m <sup>2</sup>	$P_s$ kN/m <sup>2</sup>
1	0.00~	1.94	———	———	1.94
	2.07	9.18	———	———	9.18
2	2.07~	9.18	0.00	———	9.18
	3.40	11.76	13.43	———	25.19
3	3.40~	11.76	13.43	———	25.19
	5.40	15.64	13.43	———	29.08
4	5.40~	23.45	13.43	———	36.89
	8.00	31.02	13.43	———	44.46
5	8.00~	31.02	13.43	0.00	44.46
	8.98	33.89	13.43	47.32	0.00
6	8.98~	33.89	13.43	47.32	0.00
	23.40	75.86	13.43	740.27	-650.97

$P_a$  : 主働土圧強度  
 $P_w$  : 残留水圧強度  
 $P_p$  : 受働土圧強度  
 $P_s$  : 側圧強度

$$P_s = P_a + P_w - P_p$$

仮想地盤面 $L_k = 0.98$  m (GL - 8.98 m) とする

3-2 地震時



No	深 さ m	$P_a$ kN/m <sup>2</sup>	$P_w$ kN/m <sup>2</sup>	$P_p$ kN/m <sup>2</sup>	$P_s$ kN/m <sup>2</sup>
1	0.00~ 2.07	1.37	——	——	1.37
		11.56	——	——	11.56
2	2.07~ 3.40	12.73	0.00	——	12.73
		16.73	13.43	——	30.16
3	3.40~ 5.40	16.73	13.43	——	30.16
		22.75	13.43	——	36.19
4	5.40~ 8.00	35.11	13.43	——	48.54
		47.19	13.43	——	60.62
5	8.00~ 10.13	51.09	13.43	0.00	64.52
		61.79	13.43	75.22	0.00
6	10.13~ 18.00	61.79	13.43	75.22	0.00
		101.40	13.43	353.79	-238.97

$P_a$  : 主働土圧強度

$P_w$  : 残留水圧強度

$P_p$  : 受働土圧強度

$P_s$  : 側圧強度

$$P_s = P_a + P_w - P_p$$

仮想地盤面  $L_k = 2.13$  m (GL - 10.13 m) とする

## 4 断面力・変位の計算

矢板の応力・変位・根入れ長は、港研方式（C型地盤）で計算する。  
N値を10.00とすると、 $K_c = 2100 \text{ kN/m}^2 \cdot 5$ である。

## 4-1 側圧の合力P0および作用位置h0の計算

## 4-1-1 常時

No	深さ Z m	層厚 h m	側圧強度 P <sub>s</sub> kN/m <sup>2</sup>	荷重 P kN	アーム長 Y m	モーメント M kN・m
1	0.00～ 2.07	2.07	1.94 9.18	2.01 9.50	8.29 7.60	16.67 72.24
2	2.07～ 3.40	1.33	9.18 25.19	6.10 16.75	6.47 6.03	39.50 100.99
3	3.40～ 5.40	2.00	25.19 29.08	25.19 29.08	4.92 4.25	123.90 123.61
4	5.40～ 8.00	2.60	36.89 44.46	47.95 57.79	2.72 1.85	130.33 106.99
5	8.00～ 8.98	0.98	44.46 0.00	21.88 0.00	0.66 0.33	14.36 0.00
			Σ P =	216.27	Σ M =	728.59

P<sub>s</sub> : (主働土圧強度+残留水圧強度) - (受働土圧強度)

P : 荷重 P<sub>s</sub> × h / 2 × B

B : 単位幅=1.000m

Y : 仮想地盤面からの作用高さ

M : 荷重によるモーメント P × Y

任意荷重 荷重値 P<sub>t</sub> = 15.0 kN

作用深さ H<sub>t</sub> = 0.00 m

設計面 H = 8.00 m

仮想地盤面 L<sub>k</sub> = 0.98 m

任意荷重によるモーメントM<sub>t</sub>は

$$M_t = P_t \cdot (H + L_k - H_t) = 134.77 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$h_0 = \frac{M_0}{P_0} = \frac{\Sigma M + M_t}{\Sigma P + P_t}$$

$$= \frac{863.35}{231.27}$$

$$= 3.73 \text{ m}$$

## 4-1-2 地震時

No	深さ Z m	層厚 h m	側圧強度 P <sub>s</sub> kN/m <sup>2</sup>	荷重 P kN	アーム長 Y m	モーメント M kN・m
1	0.00～ 2.07	2.07	1.37 11.56	1.42 11.97	9.44 8.75	13.36 104.67
2	2.07～ 3.40	1.33	12.73 30.16	8.46 20.06	7.61 7.17	64.43 143.81

No	深さ Z m	層厚 h m	側圧強度 P <sub>s</sub> kN/m <sup>2</sup>	荷重 P kN	アーム長 Y m	モーメント M kN・m
3	3.40～ 5.40	2.00	30.16 36.19	30.16 36.19	6.06 5.39	182.78 195.15
4	5.40～ 8.00	2.60	48.54 60.62	63.10 78.81	3.86 2.99	243.54 235.85
5	8.00～ 10.13	2.13	64.52 0.00	68.59 0.00	1.42 0.71	97.22 0.00
			Σ P =	318.76	Σ M =	1280.82

P<sub>s</sub> : (主働土圧強度+残留水圧強度) - (受働土圧強度)

P : 荷重 P<sub>s</sub> × h / 2 × B

B : 単位幅=1.000m

Y : 仮想地盤面からの作用高さ

M : 荷重によるモーメント P × Y

任意荷重 荷重値 P<sub>t</sub> = 0.0 kN

作用深さ H<sub>t</sub> = 0.00 m

設計面 H = 8.00 m

仮想地盤面 L<sub>k</sub> = 2.13 m

任意荷重によるモーメントM<sub>t</sub>は

$$M_t = P_t \cdot (H + L_k - H_t) = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

動水圧

No	深さ Z m	層厚 h m	動水圧 p <sub>dw</sub> kN/m <sup>2</sup>	荷重 P <sub>dw</sub> kN	アーム長 Y m	モーメント M <sub>dw</sub> kN・m
1	3.40～ 4.40	1.00	0.0 2.8	0.00 1.42	6.39 6.06	0.00 8.61
2	4.40～ 5.40	1.00	2.8 4.0	1.42 2.01	5.39 5.06	7.67 10.17
3	5.40～ 6.40	1.00	4.0 4.9	2.01 2.46	4.39 4.06	8.83 10.00
4	6.40～ 7.40	1.00	4.9 5.7	2.46 2.84	3.39 3.06	8.35 8.70
5	7.40～ 8.00	0.60	5.7 6.1	1.71 1.83	2.53 2.33	4.31 4.26
			Σ P <sub>dw</sub> =	18.17	Σ M <sub>dw</sub> =	70.89

$$h_0 = \frac{M_0}{P_0} = \frac{\Sigma M + M_t + \Sigma M_{dw}}{\Sigma P + P_t + \Sigma P_{dw}}$$

$$= \frac{1351.71}{336.93}$$

$$= 4.01 \text{ m}$$

## 4-2 基準曲線の値

断面力・変位を計算する際の腐食率と継手効率は、以下の値とする。

材料名	$\phi 1000 \times 14$ (L75)
単位幅	$B = 1.0000 \text{ m}$
錆代	$t_c = 1.00 \text{ mm}$
継手効率	$\mu = 1.00$
ヤング率	$E = 200000 \text{ N/mm}^2$
断面二次モーメント	$I_0 = 489000 \text{ cm}^4$ (低減前)
	$I = 452951 \text{ cm}^4$ (錆代、継手による低減後)
	$E I = 200000 \times 10^3 \times 452951 \times 10^{-8} = 9.059 \times 10^5$

## 4-2-1 常時

原型杭(P杭)と基準杭(S杭)の諸元比較

項目		諸元	諸元比	
			$R = \frac{\text{原型杭}}{\text{基準杭}}$	logR
作用高 (m)	基準杭	$(h)_s = 1.000$	$R_x = R_h = 3.7331$	0.5721
	原型杭	$(h)_p = 3.733$		
曲げ剛性 (kN・m <sup>2</sup> )	基準杭	$(E I)_s = 1.000 \times 10^4$	$R_{EI} = 90.5901$	1.9571
	原型杭	$(E I)_p = 9.059 \times 10^5$		
横抵抗定数 (kN/m <sup>1.5</sup> )	基準杭	$(B \cdot K_c)_s = 1000$	$R_{BK} = 2.1000$	0.3222
	原型杭	$(B \cdot K_c)_p = 2100$		

諸元比

$$\log R_s = 5(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK})$$

$$= 5(0.5721) - (1.9571) + 2(0.3222) = 1.5477$$

$$\log R_M = 6(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK})$$

$$= 6(0.5721) - (1.9571) + 2(0.3222) = 2.1198$$

$$\log R_i = 7(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK})$$

$$= 7(0.5721) - 2(1.9571) + 2(0.3222) = 0.7348$$

$$\log R_y = 8(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK})$$

$$= 8(0.5721) - 2(1.9571) + 2(0.3222) = 1.3068$$

$$\log P_0 = \log(231) = 2.3641$$

$$\log T_s = \log P_0 - \log R_s$$

$$= 2.3641 - 1.5477 = 0.8164$$

$R_s$  : 原型杭と基準杭の諸元比(せん断力)

$R_M$  : // (曲げモーメント)

$R_i$  : // (仮想地盤面でのたわみ角)

$R_y$  : // (仮想地盤面での変位)

$T_s$  : 基準杭の杭頭荷重

$P_0$  : 仮想地盤面より上の水平合力

## 基準曲線の読取り値

log T <sub>s</sub>	log M <sub>max</sub>	log l <sub>m1</sub>	log y <sub>0</sub>	log i <sub>0</sub>
1.0	1.0715	0.3552	-3.0210	-2.8355
-) 0.5	0.5527	0.2595	-3.7451	-3.4555
0.5	0.5188	0.0957	0.7241	0.6200

$$\log(M_{\max})_s = 0.5527 + \frac{0.5188}{0.5000} \times (0.8164 - 0.5) = 0.8810$$

$$\log(l_{m1})_s = 0.2595 + \frac{0.0957}{0.5000} \times (0.8164 - 0.5) = 0.3201$$

$$\log(y_0)_s = -3.7451 + \frac{0.7241}{0.5000} \times (0.8164 - 0.5) = -3.2869$$

$$\log(i_0)_s = -3.4555 + \frac{0.6200}{0.5000} \times (0.8164 - 0.5) = -3.0631$$

## 原型杭の諸元

最大曲げモーメント M<sub>max</sub>

$$\begin{aligned} \log(M_{\max}) &= \log(M_{\max})_s + \log R_M \\ &= 0.8810 + 2.1198 = 3.0008 \\ M_{\max} &= 1001.811 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

曲げモーメント第一ゼロ点の深さ l<sub>m1</sub>

$$\begin{aligned} \log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_s + \log R_h \\ &= 0.3201 + 0.5721 = 0.8921 \\ l_{m1} &= 7.80 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想地盤面での変位 y<sub>0</sub>

$$\begin{aligned} \log(y_0) &= \log(y_0)_s + \log R_y \\ &= -3.2869 + 1.3068 = -1.9800 \\ y_0 &= 0.01047 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想地盤面でのたわみ角 i<sub>0</sub>

$$\begin{aligned} \log(i_0) &= \log(i_0)_s + \log R_i \\ &= -3.0631 + 0.7348 = -2.3284 \\ i_0 &= 4.695 \times 10^{-3} \text{ rad} \end{aligned}$$



## 4-2-2 地震時

原型杭(P杭)と基準杭(S杭)の諸元比較

項目	諸元	諸元比	
		$R = \frac{\text{原型杭}}{\text{基準杭}}$	logR
作用高 (m)	基準杭 $(h)_s = 1.000$	$R_x = R_h = 4.0119$	0.6034
	原型杭 $(h)_p = 4.012$		
曲げ剛性 ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2$ )	基準杭 $(EI)_s = 1.000 \times 10^4$	$R_{EI} = 90.5901$	1.9571
	原型杭 $(EI)_p = 9.059 \times 10^5$		
横抵抗定数 ( $\text{kN}/\text{m}^{1.5}$ )	基準杭 $(B \cdot K_c)_s = 1000$	$R_{BK} = 2.1000$	0.3222
	原型杭 $(B \cdot K_c)_p = 2100$		

諸元比

$$\begin{aligned} \log R_s &= 5(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 5(0.6034) - (1.9571) + 2(0.3222) = 1.7041 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \log R_M &= 6(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 6(0.6034) - (1.9571) + 2(0.3222) = 2.3074 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \log R_i &= 7(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 7(0.6034) - 2(1.9571) + 2(0.3222) = 0.9537 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \log R_y &= 8(\log R_x) - 2(\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 8(0.6034) - 2(1.9571) + 2(0.3222) = 1.5570 \end{aligned}$$

$$\log P_0 = \log(337) = 2.5275$$

$$\begin{aligned} \log T_s &= \log P_0 - \log R_s \\ &= 2.5275 - 1.7041 = 0.8235 \end{aligned}$$

$R_s$  : 原型杭と基準杭の諸元比(せん断力)

$R_M$  : " (曲げモーメント)

$R_i$  : " (仮想地盤面でのたわみ角)

$R_y$  : " (仮想地盤面での変位)

$T_s$  : 基準杭の杭頭荷重

$P_0$  : 仮想地盤面より上の水平合力

## 基準曲線の読取り値

logTs	logMmax	log l ml	log y 0	log i 0
1.0	1.0715	0.3552	-3.0210	-2.8355
-) 0.5	0.5527	0.2595	-3.7451	-3.4555
0.5	0.5188	0.0957	0.7241	0.6200

$$\log(M_{\max})_s = 0.5527 + \frac{0.5188}{0.5000} \times (0.8235 - (0.5)) = 0.8883$$

$$\log(l_{ml})_s = 0.2595 + \frac{0.0957}{0.5000} \times (0.8235 - (0.5)) = 0.3214$$

$$\log(y_0)_s = -3.7451 + \frac{0.7241}{0.5000} \times (0.8235 - (0.5)) = -3.2767$$

$$\log(i_0)_s = -3.4555 + \frac{0.6200}{0.5000} \times (0.8235 - (0.5)) = -3.0544$$

## 原型杭の諸元

最大曲げモーメント  $M_{\max}$ 

$$\begin{aligned} \log(M_{\max}) &= \log(M_{\max})_s + \log R_M \\ &= 0.8883 + 2.3074 = 3.1958 \\ M_{\max} &= 1569.447 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

曲げモーメント第一ゼロ点の深さ  $l_{ml}$ 

$$\begin{aligned} \log(l_{ml}) &= \log(l_{ml})_s + \log R_h \\ &= 0.3214 + 0.6034 = 0.9248 \\ l_{ml} &= 8.41 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想地盤面での変位  $y_0$ 

$$\begin{aligned} \log(y_0) &= \log(y_0)_s + \log R_y \\ &= -3.2767 + 1.5570 = -1.7196 \\ y_0 &= 0.01907 \text{ m} \end{aligned}$$

仮想地盤面でのたわみ角  $i_0$ 

$$\begin{aligned} \log(i_0) &= \log(i_0)_s + \log R_i \\ &= -3.0544 + 0.9537 = -2.1007 \\ i_0 &= 7.930 \times 10^{-3} \text{ rad} \end{aligned}$$

### 4-3 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 1000x14 (L75)
錆代	$t_c = 1.00$ mm
継手効率	$\mu = 1.00$
断面係数	$Z_0 = 9750$ cm <sup>3</sup> (低減前)
	$Z = 9077$ cm <sup>3</sup> (錆代、継手による低減後)

#### 4-3-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{1001.81 \times 10^6}{9077 \times 10^3} = 110 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 185 \text{ N/mm}^2$$

#### 4-3-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{1569.45 \times 10^6}{9077 \times 10^3} = 173 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 278 \text{ N/mm}^2$$

### 4-4 変位の計算

#### 4-4-1 常時

変形係数

No	深さ m	Y m	$\alpha$	$\zeta$	P kN	Q kN
1	0.00~ 2.07	8.29	0.923	0.295	2.01	0.593
		7.60	0.846	0.257	9.50	2.443
2	2.07~ 3.40	6.47	0.720	0.197	6.10	1.203
		6.03	0.671	0.175	16.75	2.927
3	3.40~ 5.40	4.92	0.547	0.122	25.19	3.086
		4.25	0.473	0.094	29.08	2.742
4	5.40~ 8.00	2.72	0.303	0.041	47.95	1.973
		1.85	0.206	0.020	57.79	1.143
5	8.00~ 8.98	0.66	0.073	0.003	21.88	0.057
		0.33	0.037	0.001	0.00	0.000
$\Sigma Q =$						16.166

Y : 仮想地盤面からの作用位置までの高さ

$$\alpha : \alpha = \frac{Y}{H + L_k}$$

$$\zeta : \zeta = \frac{(3 - \alpha) \times \alpha^2}{6}$$

Q :  $\zeta \times P$

P : 水平力

H : 設計面までの深さ

$L_k$  : 設計面から仮想地盤面までの深さ

水平荷重が作用するので、変形係数 $Q$ に加算する。

$P_t$  : 水平荷重

$Y_t$  : 仮想地盤面から水平荷重の作用点までの高さ

とすると、

$$P_t = 15.00$$

$$Y_t = 8.98$$

$$\alpha_t = 1.000$$

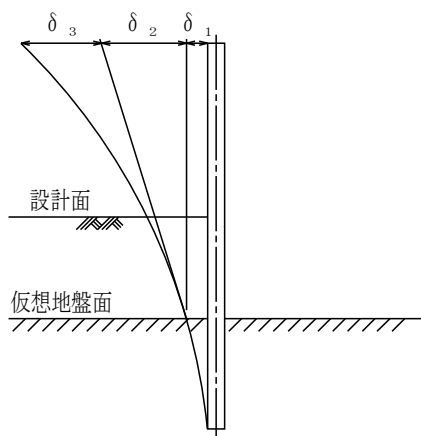
$$\zeta_t = 0.333$$

$$Q_t = \zeta_t \times P_t = 5.000$$

よって、変形係数 $Q$ は、

$$Q = 16.166 + 5.000 = 21.166$$

変位の計算



$$\delta_1 = y_0 = 0.01047 \text{ m}$$

$$\delta_2 = (H+L_k) \times i_0 = (8.00+0.98) \times 4.695 \times 10^{-3} = 0.04218 \text{ m}$$

$$\delta_3 = \frac{Q \times (H+L_k)^3}{E I}$$

$$= \frac{21.17 \times (8.00+0.98)^3}{2.00 \times 10^8 \times 452951 \times 10^{-8}} = 0.01694 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.01047 + 0.04218 + 0.01694 \\ &= 0.06960 \text{ m} \\ &= 69.60 \leq \delta_a = 100.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここで、

$\delta_1$  : 仮想地盤面での変位量

$\delta_2$  : 仮想地盤面のたわみ角による変位量

$\delta_3$  : 仮想地盤面より上の片持ち梁としての変位量

$\delta$  : 矢板頭部の変位量

$\delta_a$  : 許容変位量

## 4-4-2 地震時

## 変形係数

No	深 さ m	Y m	$\alpha$	$\zeta$	P kN	Q kN
1	0.00~ 2.07	9.44	0.932	0.299	1.42	0.424
		8.75	0.864	0.266	11.97	3.179
2	2.07~ 3.40	7.61	0.752	0.212	8.46	1.792
		7.17	0.708	0.191	20.06	3.841
3	3.40~ 5.40	6.06	0.598	0.143	30.16	4.323
		5.39	0.533	0.117	36.19	4.221
4	5.40~ 8.00	3.86	0.381	0.063	63.10	4.001
		2.99	0.296	0.039	78.81	3.103
5	8.00~ 10.13	1.42	0.140	0.009	68.59	0.641
		0.71	0.070	0.002	0.00	0.000
$\Sigma Q =$						25.525

Y : 仮想地盤面からの作用位置までの高さ

$$\alpha : \alpha = \frac{Y}{H + L_k}$$

$$\zeta : \zeta = \frac{(3 - \alpha) \times \alpha^2}{6}$$

Q :  $\zeta \times P$

P : 水平力

H : 設計面までの深さ

$L_k$  : 設計面から仮想地盤面までの深さ

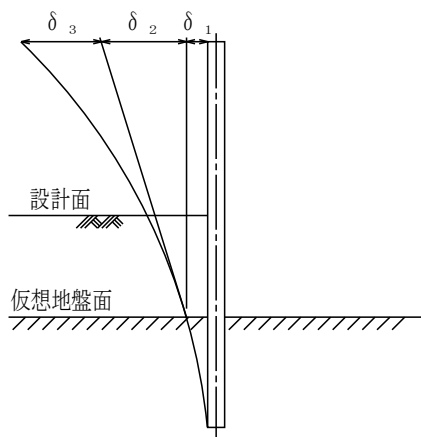
動水圧が作用するので、変形係数Qに加算する。

No	深 さ m	Y m	$\alpha$	$\zeta$	P dw kN	Q dw kN
1	3.40~ 4.40	6.39	0.631	0.157	0.00	0.000
		6.06	0.598	0.143	1.42	0.204
2	4.40~ 5.40	5.39	0.533	0.117	1.42	0.166
		5.06	0.500	0.104	2.01	0.209
3	5.40~ 6.40	4.39	0.434	0.080	2.01	0.162
		4.06	0.401	0.070	2.46	0.171
4	6.40~ 7.40	3.39	0.335	0.050	2.46	0.123
		3.06	0.302	0.041	2.84	0.117
5	7.40~ 8.00	2.53	0.249	0.029	1.71	0.049
		2.33	0.230	0.024	1.83	0.045
$\Sigma Q_{dw} =$						1.245

よって、変形係数Qは、

$$Q = 25.525 + 1.245 = 26.769$$

## 変位の計算



$$\delta_1 = y_0 = 0.01907 \text{ m}$$

$$\delta_2 = (H+L_k) \times i_0 = (8.00+2.13) \times 7.930 \times 10^{-3} = 0.08030 \text{ m}$$

$$\delta_3 = \frac{Q \times (H+L_k)^3}{E I}$$

$$= \frac{26.77 \times (8.00+2.13)^3}{2.00 \times 10^8 \times 452951 \times 10^{-8}} = 0.03068 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.01907 + 0.08030 + 0.03068 \\ &= 0.13005 \text{ m} \\ &= 130.05 \text{ mm} \leq \delta_a = 150.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここで、

- $\delta_1$  : 仮想地盤面での変位量
- $\delta_2$  : 仮想地盤面のたわみ角による変位量
- $\delta_3$  : 仮想地盤面より上の片持ち梁としての変位量
- $\delta$  : 矢板頭部の変位量
- $\delta_a$  : 許容変位量

## 5 根入れ長の計算

根入れ長を計算する際の腐食率と継手効率は、以下の値とする。

材料名	φ 1000x14 (L75)
単位幅	B = 1.0000 m
錆代	考慮しない
継手効率	μ = 1.00
ヤング率	E = 200000 N/mm <sup>2</sup>
断面二次モーメント	I <sub>0</sub> = 489000 cm <sup>4</sup> (低減前)
	I = 489000 cm <sup>4</sup> (錆代、継手による低減後)
E I	= 200000 × 10 <sup>3</sup> × 489000 × 10 <sup>-8</sup> = 9.780 × 10 <sup>5</sup>

## 5-1 基準曲線の値 (港研方式)

## 5-1-1 常時

原型杭(P杭)と基準杭(S杭)の諸元比較

項目	諸元	諸元比	
		$R = \frac{\text{原型杭}}{\text{基準杭}}$	log R
作用高 (m)	基準杭 (h) <sub>s</sub> = 1.000	R <sub>x</sub> = R <sub>h</sub> = 3.7331	0.5721
	原型杭 (h) <sub>0</sub> <sub>p</sub> = 3.733		
曲げ剛性 (kN・m <sup>2</sup> )	基準杭 (E I) <sub>s</sub> = 1.000 × 10 <sup>4</sup>	R <sub>EI</sub> = 97.8000	1.9903
	原型杭 (E I) <sub>p</sub> = 9.780 × 10 <sup>5</sup>		
横抵抗定数 (kN/m <sup>1.5</sup> )	基準杭 (B・K <sub>c</sub> ) <sub>s</sub> = 1000	R <sub>BK</sub> = 2.1000	0.3222
	原型杭 (B・K <sub>c</sub> ) <sub>p</sub> = 2100		

諸元比

$$\begin{aligned} \log R_s &= 5(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 5(0.5721) - (1.9903) + 2(0.3222) = 1.5144 \end{aligned}$$

$$\log P_0 = \log(231) = 2.3641$$

$$\begin{aligned} \log T_s &= \log P_0 - \log R_s \\ &= 2.3641 - 1.5144 = 0.8497 \end{aligned}$$

R<sub>s</sub> : 原型杭と基準杭の諸元比(せん断力)

T<sub>s</sub> : 基準杭の杭頭荷重

P<sub>0</sub> : 仮想地盤面より上の水平合力

基準曲線の読取り値

log T <sub>s</sub>	log l <sub>ml</sub>
1.0	0.3552
-) 0.5	0.2595
0.5	0.0957

$$\log(l_{ml})_s = 0.2595 + \frac{0.0957}{0.5000} \times (0.8497 - (0.5)) = 0.3264$$

## 原型杭の諸元

曲げモーメント第一ゼロ点の深さ  $l_{m1}$

$$\begin{aligned}\log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_s + \log R_h \\ &= 0.3264 + 0.5721 = 0.8985 \\ l_{m1} &= 7.92 \text{ m}\end{aligned}$$

## 5-1-2 地震時

原型杭(P杭)と基準杭(S杭)の諸元比較

項目	諸元	諸元比	
		$R = \frac{\text{原型杭}}{\text{基準杭}}$	$\log R$
作用高 (m)	基準杭 $(h)_s = 1.000$	$R_x = R_h = 4.0119$	0.6034
	原型杭 $(h)_p = 4.012$		
曲げ剛性 ( $\text{kN}\cdot\text{m}^2$ )	基準杭 $(EI)_s = 1.000 \times 10^4$	$R_{EI} = 97.8000$	1.9903
	原型杭 $(EI)_p = 9.780 \times 10^5$		
横抵抗定数 ( $\text{kN}/\text{m}^{1.5}$ )	基準杭 $(B \cdot K_c)_s = 1000$	$R_{BK} = 2.1000$	0.3222
	原型杭 $(B \cdot K_c)_p = 2100$		

## 諸元比

$$\begin{aligned}\log R_s &= 5(\log R_x) - (\log R_{EI}) + 2(\log R_{BK}) \\ &= 5(0.6034) - (1.9903) + 2(0.3222) = 1.6708\end{aligned}$$

$$\log P_0 = \log(337) = 2.5275$$

$$\begin{aligned}\log T_s &= \log P_0 - \log R_s \\ &= 2.5275 - 1.6708 = 0.8567\end{aligned}$$

$R_s$  : 原型杭と基準杭の諸元比(せん断力)

$T_s$  : 基準杭の杭頭荷重

$P_0$  : 仮想地盤面より上の水平合力

基準曲線の読取り値

$\log T_s$	$\log l_{m1}$
1.0	0.3552
-) 0.5	0.2595
0.5	0.0957

$$\log(l_{m1})_s = 0.2595 + \frac{0.0957}{0.5000} \times (0.8567 - (0.5)) = 0.3278$$

## 原型杭の諸元

曲げモーメント第一ゼロ点の深さ  $l_{m1}$

$$\begin{aligned}\log(l_{m1}) &= \log(l_{m1})_s + \log R_h \\ &= 0.3278 + 0.6034 = 0.9311 \\ l_{m1} &= 8.53 \text{ m}\end{aligned}$$



## 5-2 矢板の根入れ長と全長（港研方式）

仮想地盤面の深さを $L_k$ とすると、設計面以下の根入れ長（D）と矢板全長（L）は以下となる。

$$D = L_k + 1.5 \times l_{m1}$$

$$L = H - H_{1t} + D$$

### 5-2-1 常時

$$\text{根入れ長 } D = 0.98 + 1.5 \times 7.92 = 12.86 \text{ m}$$

$$\text{矢板全長 } L = 8.00 - 0.90 + 12.86 = 19.96 \text{ m}$$

### 5-2-2 地震時

$$\text{根入れ長 } D = 2.13 + 1.5 \times 8.53 = 14.93 \text{ m}$$

$$\text{矢板全長 } L = 8.00 - 0.90 + 14.93 = 22.03 \text{ m}$$

よって、長さの丸め値 0.50 mより、矢板全長は、22.50 mとする。

## 6 計算結果一覧表

前面矢板

φ 1000x14 (L75)

			常時	地震時
断面二次モーメント	I (cm <sup>4</sup> )	489000		
断面係数	Z (cm <sup>3</sup> )	9750		
最大曲げモーメント	Mmax (kN・m/m)		1001.81	1569.45
応力度	σ (N/mm <sup>2</sup> )		110 (185)	173 (278)
水平変位	δ (mm)		69.60 (100.0)	130.05 (150.0)
根入れ長	D (m)		12.86	14.93
矢板全長	L (m)	22.50		