

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2

[作成日] 2007/10/09

[タイトル] 災害復旧・自立式鋼矢板

---

Copyright (c) K T S

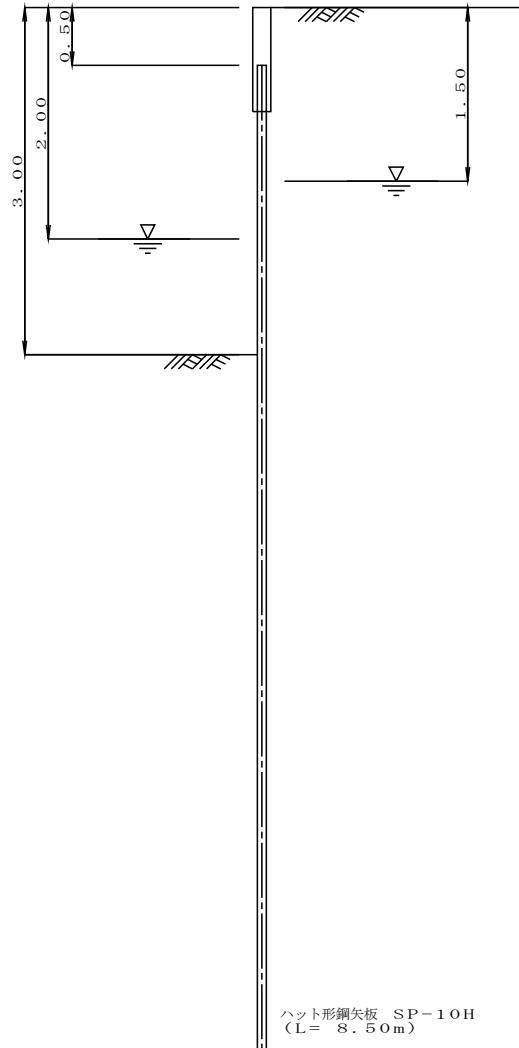
---

## 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 横方向地盤反力係数	3
1-6 上載荷重	3
1-7 土質定数	3
1-8 割石	4
1-9 矢板材料	4
1-10 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	7
2-2-3 側圧強度	8
3 仮想地盤面の計算	9
3-1 常時	9
3-2 地震時	10
4 断面力・変位の計算	11
4-1 側圧の合力P0および作用位置h0の計算	11
4-1-1 常時	11
4-1-2 地震時	11
4-2 断面力の計算	13
4-2-1 常時	13
4-2-2 地震時	13
4-3 応力度の計算	14
4-3-1 常時	14
4-3-2 地震時	14
4-4 変位の計算	14
4-4-1 常時	14
4-4-2 地震時	16
5 根入れ長の計算	18
5-1 矢板の根入れ長と全長 (Chang)	18
5-1-1 常時	18
5-1-2 地震時	18
6 計算結果一覧表	19

## 1 設計条件

## 1-1 構造図



深度 (m)	土質名	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (度)	C (kN/m <sup>2</sup> )	N値					
					0	10	20	30	40	50
	砂質土	18.0	30.0	0.0	●	●	●	●	●	●

## 1-2 構造寸法

設計面	$H = 3.00\text{ m}$
突出長	$H_0 = 0.00\text{ m}$
矢板天端位置	$H_{1t} = 0.50\text{ m}$
内水位	$L_{wa} = 1.50\text{ m}$ (常時)
外水位	$L_{wp} = 2.00\text{ m}$ (常時) $L_{wp} = 2.00\text{ m}$ (地震時)

仮想地盤面

自動計算する

1-3 計算方法

計算方法 Changの式

$$\text{根入れ長 } L = \frac{3}{\beta}$$

1-4 設計定数水の単位体積重量  $\gamma_w = 9.8 \text{ kN/m}^3$ 

水圧タイプ 台形水圧

側圧強度 自動計算する

側圧計算式 河川

検討ケース

- 常時
- 地震時

設計震度 (空気中)  $k = 0.100$   
(水 中) 各層の見掛けの震度を入力する

地震時の動水圧 考慮しない

任意荷重
 $P_t = 0.0 \text{ kN(常時)}$ 
 $P_t' = 0.0 \text{ kN(地震時)}$ 
 $H_t = 0.00 \text{ m(常時)}$ 
 $H_t' = 0.00 \text{ m(地震時)}$ 
最小崩壊角  $\zeta_0 = 10\text{度}$ 

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

圧密平衡係数  $K_c = 0.50$  (地震時は考慮しない)1-5 横方向地盤反力係数

算出式

$$K_h = 6910 \times N^{0.406}$$

平均N値  $N = 10.00$ 1-6 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

$$Q_a = 10.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (常時)}$$

$$Q_a' = 5.0 \text{ kN/m}^2 \text{ (地震時)}$$

受働側の上載荷重

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

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

1-7 土質定数

土質定数

No	深度 m	土質	N値	$\gamma$ $\text{kN/m}^3$	$\gamma'$ $\text{kN/m}^3$	$\phi$ 度	C $\text{kN/m}^2$	a	$k'$	$\zeta$ (度)		$K_h(\text{kN/m}^3)$	
										常時	地震時	常時	地震時
1	10.00	S	10.0	18.00	10.00	30.0	0.0	0.0	0.200	自動	自動	—	—

深度 : 矢板天端から土層下面までの深さ	C。 : 土の粘着力
土質 : 砂質土(S)、粘性土(C)、中間土(M)	a : 土の粘着力の傾き
N値 : 層の平均N値	k : 設計震度 (水中)
$\gamma'$ : 土の湿潤単位体積重量	$\zeta$ : 主働崩壊角
$\gamma'_w$ : 土の水中単位体積重量	$K_h$ : 地盤反力係数
$\phi$ : 土の内部摩擦角	

#### 壁面摩擦角

壁面摩擦角	常時	地震時
主働側 受働側	15.00° -15.00°	15.00° 0.00°

#### 1-8 割石

前面矢板の割石 設置しない

#### 1-9 矢板材料

材料名 ハット形鋼矢板 SP-10H  
 ヤング率  $E = 200000 \text{ N/mm}^2$   
 断面二次モーメント  $I_0 = 10500 \text{ cm}^4$  (腐食前)  
 断面係数  $Z_0 = 902 \text{ cm}^3$  (腐食前)

鍛代  $t_c = 1.00 \text{ mm}$   
 腐食率( $I_0$ に関して)  $\alpha = 0.85$   
 腐食率( $Z_0$ に関して)  $\alpha = 0.85$   
 繰手効率( $I_0$ に関して)  $\mu = 1.00$   
 繰手効率( $Z_0$ に関して)  $\mu = 1.00$

長さの丸め値 0.50 m

許容応力度  $\sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$  (常時)  
 $\sigma_a' = 270 \text{ N/mm}^2$  (地震時)

許容変位  $\delta_a = 50.0 \text{ mm}$  (常時)  
 $\delta_a' = 75.0 \text{ mm}$  (地震時)

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

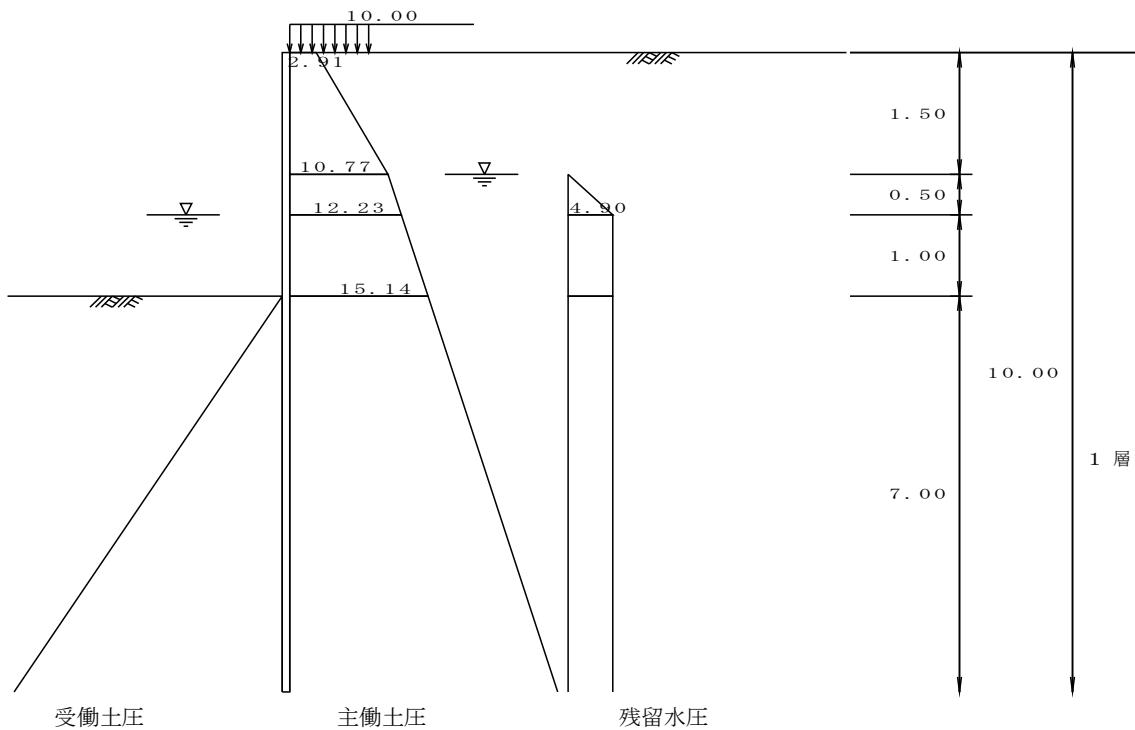
材料の低減 横方向地盤反力係数計算時の  $I_0$ を低減する  
 根入れ長計算時の  $I_0$ を低減しない  
 断面力・変位計算時の  $I_0$ を低減する  
 応力度計算時の  $Z_0$ を低減する

#### 1-10 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



図中の点線は圧密平衡係数を用いた主働土圧強度  $P_{a2}$  を示す。

## 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>	K <sub>a</sub>	K <sub>a</sub> × cos δ
1	0.00～1.50	砂質土	18.0	30.0	—	10.000 37.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
2	1.50～2.00	砂質土	10.0	30.0	—	37.000 42.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
3	2.00～3.00	砂質土	10.0	30.0	—	42.000 52.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115
4	3.00～10.00	砂質土	10.0	30.0	—	52.000 122.000	0.30142 0.30142	0.29115 0.29115

- 砂質土の主働土圧係数 (K<sub>a</sub>) は以下の式で求める。

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

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

## 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>	K <sub>p</sub>	K <sub>p</sub> × cos δ
4	3.00～10.00	砂質土	10.0	30.0	—	0.000 70.000	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 $P_w$ kN/m <sup>2</sup>	受働側 $P_p$ kN/m <sup>2</sup>
		$P_{a1}$ kN/m <sup>2</sup>	$P_{a2}$ kN/m <sup>2</sup>		
1	0.00～ 1.50	2.91 10.77	_____	2.91 10.77	_____
2	1.50～ 2.00	10.77 12.23	_____	10.77 12.23	0.00 4.90
3	2.00～ 3.00	12.23 15.14	_____	12.23 15.14	4.90 4.90
4	3.00～ 10.00	15.14 35.52	_____	15.14 35.52	4.90 336.49

- 主働土圧の算定式

砂質土  $P_{a1} = K_a \cdot [\Sigma \gamma h + \frac{Q}{\cos(-\beta)}] \cdot \cos \delta$

粘性土  $P_{a1} = \Sigma \gamma h + Q - 2C$

$P_{a2} = K_c \cdot (\Sigma \gamma h + Q)$

$K_c$ ：圧密平衡係数、 $K_c = 0.50$

$P_{a1}$ 、 $P_{a2}$  のいずれか大きい値をとり、主働土圧 ( $P_a$ ) とする。

中間土  $P_{a1} = [K_a(\Sigma \gamma h + Q) - 2C\sqrt{K_a}] \cdot \cos \delta$

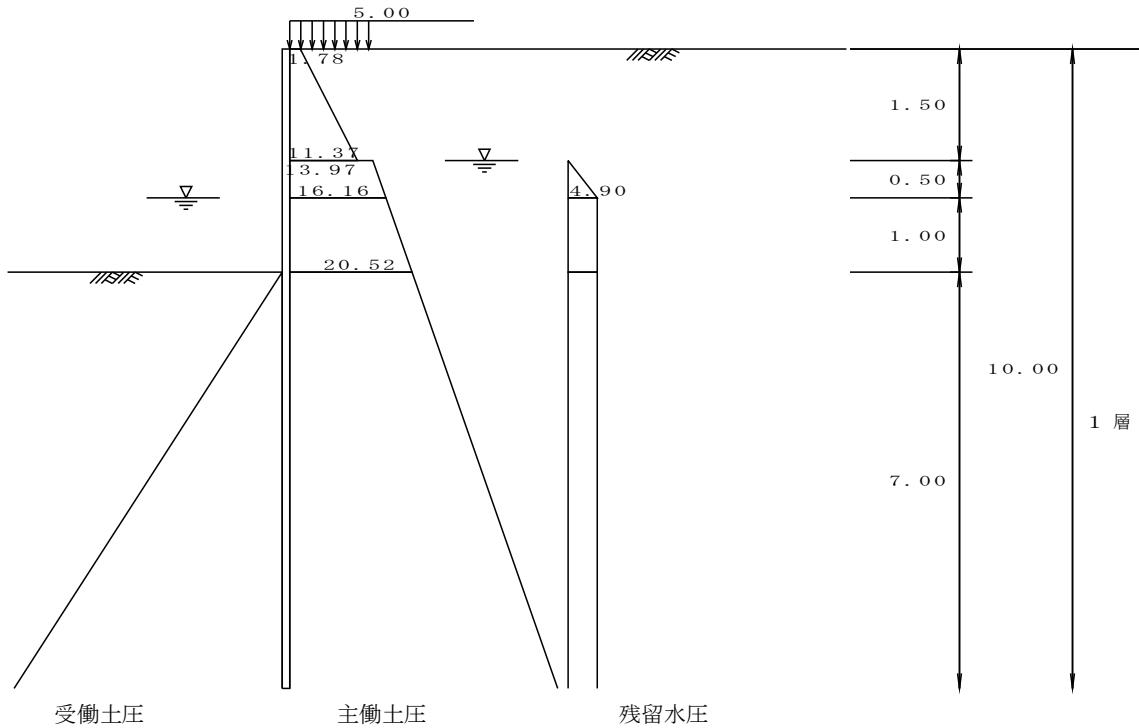
- 受働土圧の算定式

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

粘性土  $P_p = \Sigma \gamma h + Q + 2C$

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

## 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>	$\Sigma \gamma h + Q_p$ kN/m <sup>2</sup>	$\gamma_w h_w$ kN/m <sup>2</sup>	k (k')	$\theta$ 度	K <sub>a</sub>	$K_a \times \cos \delta$	$\zeta$ 度
1	0.00～1.50	砂質土	18.0	30.0	—	5.00 32.00	0.00 0.00	0.100 0.100	5.71 5.71	0.36790 0.36790	0.35537 0.35537	—
2	1.50～2.00	砂質土	10.0	30.0	—	32.00 37.00	0.00 4.90	0.200 0.200	11.31 11.31	0.45203 0.45203	0.43663 0.43663	—
3	2.00～3.00	砂質土	10.0	30.0	—	37.00 47.00	4.90 14.70	0.200 0.200	11.31 11.31	0.45203 0.45203	0.43663 0.43663	—
4	3.00～10.00	砂質土	10.0	30.0	—	47.00 117.00	14.70 83.30	0.200 0.200	11.31 11.31	0.45203 0.45203	0.43663 0.43663	—

- 砂質土の主働土圧係数 ( $K_a$ ) は以下の式で求める。

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

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

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

## 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	K <sub>p</sub>	$K_p \times \cos \delta$
4	3.00～10.00	砂質土	10.00	30.0	—	0.000 70.000	0.00 68.60	0.200 0.200	11.31 11.31	2.62913 2.62913	2.62913 2.62913

- 砂質土の受働土圧係数 ( $K_p$ ) は以下の式で求める。

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

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

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

### 2-2-3 側圧強度

No	深さ m	主働側	残留水圧	受働側
		$P_a$ kN/m <sup>2</sup>	$P_w$ kN/m <sup>2</sup>	$P_p$ kN/m <sup>2</sup>
1	0.00～ 1.50	1.78 11.37	—— ——	—— ——
2	1.50～ 2.00	13.97 16.16	0.00 4.90	—— ——
3	2.00～ 3.00	16.16 20.52	4.90 4.90	—— ——
4	3.00～ 10.00	20.52 51.09	4.90 4.90	0.00 184.04

- 主働土圧の算定式

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

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

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

- 受働土圧の算定式

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

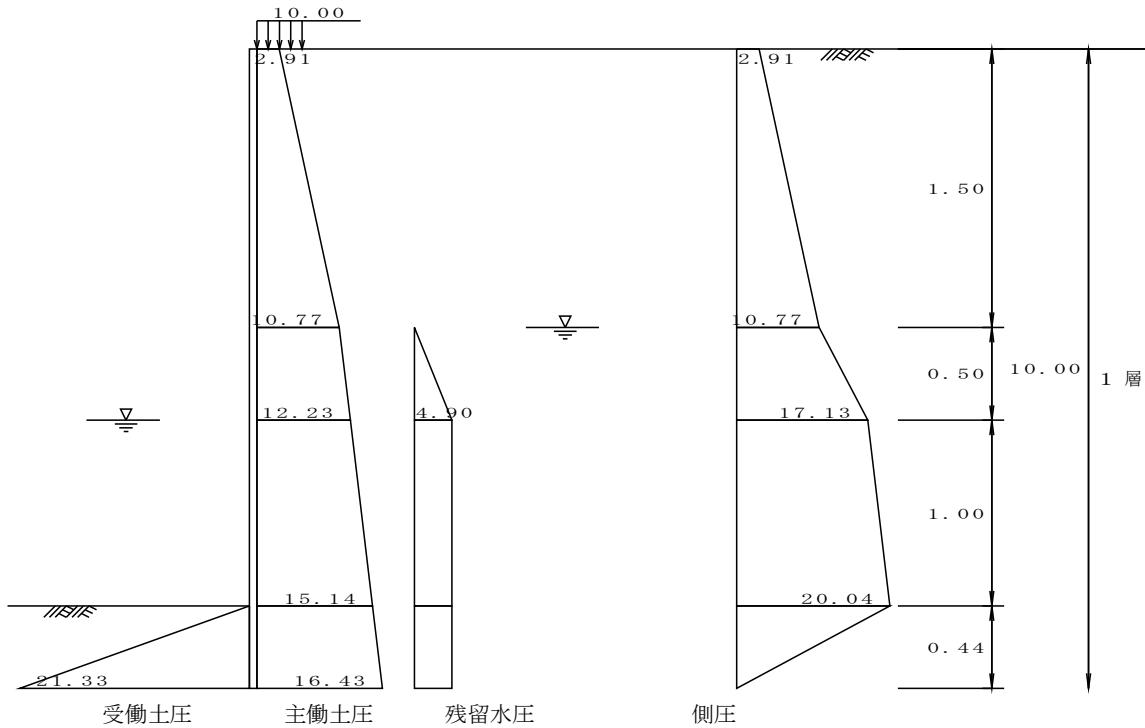
$$\text{粘性土 } P_p = \Sigma \gamma h + Q + 2C$$

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

### 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	$P_a$ $\text{kN}/\text{m}^2$	$P_w$ $\text{kN}/\text{m}^2$	$P_p$ $\text{kN}/\text{m}^2$	$P_s$ $\text{kN}/\text{m}^2$
1	0.00~ 1.50	2.91 10.77	— —	— —	2.91 10.77
2	1.50~ 2.00	10.77 12.23	0.00 4.90	— —	10.77 17.13
3	2.00~ 3.00	12.23 15.14	4.90 4.90	— —	17.13 20.04
4	3.00~ 3.44	15.14 16.43	4.90 4.90	0.00 21.33	20.04 0.00
5	3.44~ 10.00	16.43 35.52	4.90 4.90	21.33 336.49	0.00 -296.07

$P_a$  : 主働土圧強度

$P_w$  : 残留水圧強度

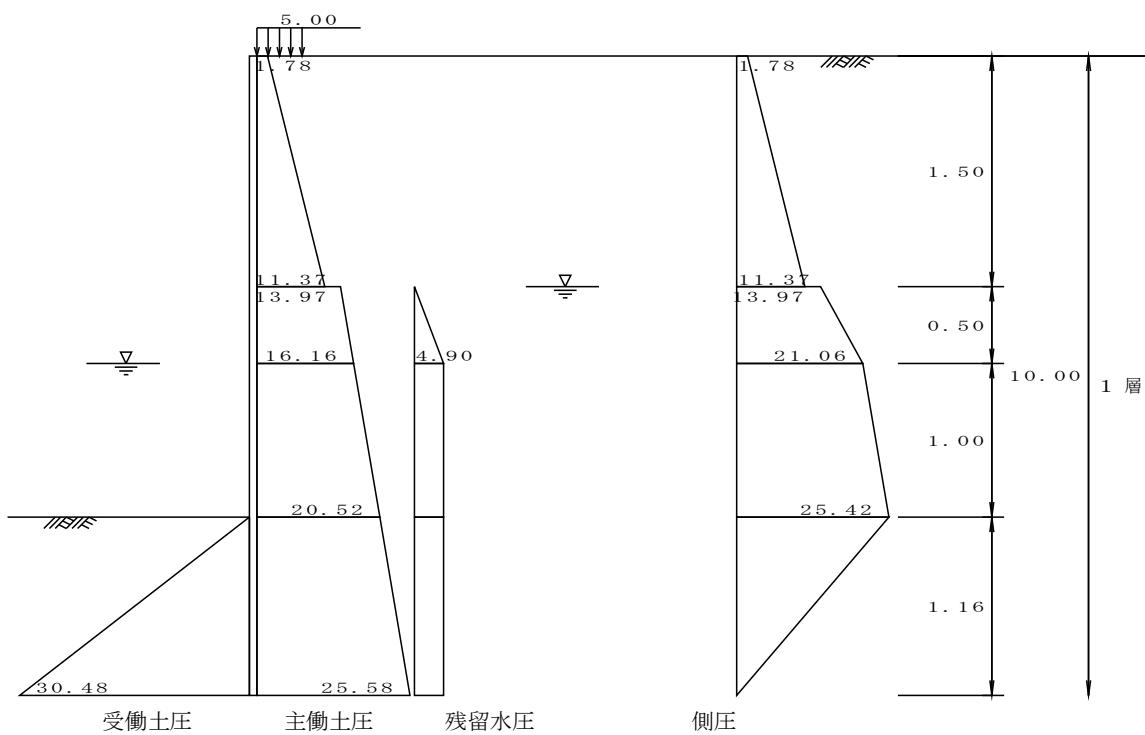
$P_p$  : 受働土圧強度

$P_s$  : 側圧強度

$$P_s = P_a + P_w - P_p$$

仮想地盤面  $L_k = 0.44 \text{ m}$  ( $G L - 3.44 \text{ m}$ ) とする

## 3-2 地震時



No	深さ m	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>	P <sub>s</sub> kN/m <sup>2</sup>
1	0.00～ 1.50	1.78 11.37	— —	— —	1.78 11.37
2	1.50～ 2.00	13.97 16.16	0.00 4.90	— —	13.97 21.06
3	2.00～ 3.00	16.16 20.52	4.90 4.90	— —	21.06 25.42
4	3.00～ 4.16	20.52 25.58	4.90 4.90	0.00 30.48	25.42 0.00
5	4.16～ 10.00	25.58 51.09	4.90 4.90	30.48 184.04	0.00 -128.05

 $P_a$  : 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  $L_k = 1.16 \text{ m}$  ( $G L - 4.16 \text{ m}$ ) とする

## 4 断面力・変位の計算

矢板の応力・変位・根入れ長は、Changの式で計算する。

### 4-1 側圧の合力 $P_0$ および作用位置 $h_0$ の計算

#### 4-1-1 常時

No	深さ Z m	層厚 h m	側圧強度 $P_s$ 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～ 1.50	1.50	2.91 10.77	2.18 8.08	2.94 2.44	6.43 19.74
2	1.50～ 2.00	0.50	10.77 17.13	2.69 4.28	1.78 1.61	4.79 6.90
3	2.00～ 3.00	1.00	17.13 20.04	8.56 10.02	1.11 0.78	9.51 7.79
4	3.00～ 3.44	0.44	20.04 0.00	4.45 0.00	0.30 0.15	1.32 0.00
$\Sigma P =$			40.27	$\Sigma M =$		
56.47						

$P_s$  : (主働土圧強度+残留水圧強度) - (受働土圧強度)

$P$  : 荷重  $P_s \times h / 2 \times B$

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  $P \times Y$

任意荷重 荷重値  $P_t = 0.0$  kN  
作用深さ  $H_t = 0.00$  m

設計面  $H = 3.00$  m  
仮想地盤面  $L_k = 0.44$  m

任意荷重によるモーメント  $M_t$  は

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

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

$$= \frac{56.47}{40.27}$$

$$= 1.40 \text{ m}$$

#### 4-1-2 地震時

No	深さ Z m	層厚 h m	側圧強度 $P_s$ 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～ 1.50	1.50	1.78 11.37	1.33 8.53	3.66 3.16	4.88 26.95
2	1.50～ 2.00	0.50	13.97 21.06	3.49 5.26	2.49 2.33	8.71 12.24
3	2.00～ 3.00	1.00	21.06 25.42	10.53 12.71	1.83 1.49	19.23 18.97

No	深さ Z m	層厚 h m	側圧強度 $P_s$ kN/m <sup>2</sup>	荷重 P kN	アーム長 Y m	モーメント M kN·m
4	3.00～ 4.16	1.16	25.42 0.00	14.74 0.00	0.77 0.39	11.39 0.00
$\Sigma P = 56.59$						$\Sigma M = 102.37$

$P_s$  : (主働土圧強度+残留水圧強度) - (受働土圧強度)

P : 荷重  $P_s \times h / 2 \times B$

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  $P \times Y$

任意荷重 荷重値  $P_t = 0.0$  kN

作用深さ  $H_t = 0.00$  m

設計面  $H = 3.00$  m

仮想地盤面  $L_k = 1.16$  m

任意荷重によるモーメント  $M_t$  は

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

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

$$= \frac{102.37}{56.59}$$

$$= 1.81 \text{ m}$$

## 4-2 断面力の計算

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	ハット形鋼矢板 SP-10H
単位幅	B = 1.0000 m
鉄代	t_c = 1.00 mm
腐食率	$\alpha$ = 0.85
継手効率	$\mu$ = 1.00
ヤング率	E = 200000 N/mm <sup>2</sup>
断面二次モーメント	I_0 = 10500 cm <sup>4</sup> (低減前) I = 8925 cm <sup>4</sup> (鉄代、継手による低減後)
E I	$200000 \times 10^3 \times 8925 \times 10^{-8} = 1.785 \times 10^4$

$$\beta = 4\sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4 E I}}$$

$$\phi_m = \frac{\sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1}}{2\beta h_0} \times \exp(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0})$$

$$M_{max} = M_0 \cdot \phi_m$$

$$l_m = \frac{1}{\beta} \times \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}$$

$$l_i = \frac{1}{\beta} \times \tan^{-1} \frac{1+\beta h_0}{\beta h_0}$$

$$M(x) = \frac{P_0}{\beta} \times \exp^{-\beta x} (\beta h_0 \cdot \cos \beta x + (1+\beta h_0) \sin \beta x)$$

### 4-2-1 當時

横方向地盤反力係数	K_h = 17599 kN/m <sup>3</sup>
特性値	$\beta = 0.70460 \text{ m}^{-1}$
土圧合力（水平力）	P_0 = 40.27 kN/m
荷重の作用高さ	h_0 = 1.40 m
モーメント	M_0 = 56.47 kN·m/m

$\phi_m = 1.149$ より	
最大曲げモーメント	M <sub>max</sub> = 64.87 kN·m/m
M <sub>max</sub> の発生深さ	l <sub>m</sub> = 0.460 m
第一不動点の深さ	l <sub>i</sub> = 1.575 m

### 4-2-2 地震時

横方向地盤反力係数	K_h = 17599 kN/m <sup>3</sup>
特性値	$\beta = 0.70460 \text{ m}^{-1}$
土圧合力（水平力）	P_0 = 56.59 kN/m
荷重の作用高さ	h_0 = 1.81 m
モーメント	M_0 = 102.37 kN·m/m

$\phi_m = 1.099$ より	
最大曲げモーメント	M <sub>max</sub> = 112.52 kN·m/m
M <sub>max</sub> の発生深さ	l <sub>m</sub> = 0.390 m
第一不動点の深さ	l <sub>i</sub> = 1.504 m

### 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	ハット形鋼矢板 SP-10H
鉄代	$t_c = 1.00 \text{ mm}$
腐食率	$\alpha = 0.85$
継手効率	$\mu = 1.00$
断面係数	$Z_0 = 902 \text{ cm}^3$ (低減前) $Z = 767 \text{ cm}^3$ (鉄代、継手による低減後)

#### 4-3-1 常時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{64.87 \times 10^6}{767 \times 10^3} = 85 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 180 \text{ N/mm}^2$$

#### 4-3-2 地震時

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{112.52 \times 10^6}{767 \times 10^3} = 147 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_a = 270 \text{ N/mm}^2$$

### 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	0.00～1.50	2.94 2.44	0.855 0.710	0.261 0.192	2.18 8.08	0.570 1.553
2	1.50～2.00	1.78 1.61	0.516 0.468	0.110 0.092	2.69 4.28	0.297 0.395
3	2.00～3.00	1.11 0.78	0.322 0.226	0.046 0.024	8.56 10.02	0.397 0.236
4	3.00～3.44	0.30 0.15	0.086 0.043	0.004 0.001	4.45 0.00	0.016 0.000
$\Sigma Q =$						3.465

Y : 仮想地盤面からの作用位置までの高さ

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

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

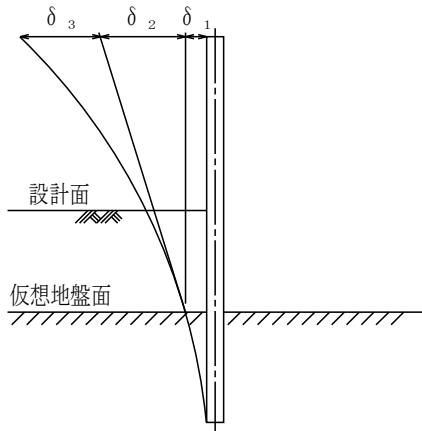
$$Q : \zeta \times P$$

P : 水平力

H : 設計面までの深さ

L<sub>k</sub> : 設計面から仮想地盤面までの深さ

## 変位の計算



$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0) \times P_0}{2 E I \beta^3}$$

$$= \frac{(1 + 0.7046 \times 1.40) \times 40.27}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8} \times 0.7046^3} = 0.00641 \text{ m}$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2 \beta h_0) \times P_0}{2 E I \beta^2} \times (H + L_k)$$

$$= \frac{(1 + 2 \times 0.7046 \times 1.40) \times 40.27}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8} \times 0.7046^2} \times (3.00 + 0.44) = 0.02329 \text{ m}$$

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

$$= \frac{3.46 \times (3.00 + 0.44)^3}{2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8}} = 0.00793 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.00641 + 0.02329 + 0.00793 \\ &= 0.03762 \text{ m} \\ &= 37.62 \leq \delta_a = 50.00 \text{ mm}\end{aligned}$$

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	0.00～1.50	3.66 3.16	0.880 0.760	0.274 0.215	1.33 8.53	0.365 1.837
2	1.50～2.00	2.49 2.33	0.599 0.559	0.144 0.127	3.49 5.26	0.502 0.670
3	2.00～3.00	1.83 1.49	0.439 0.359	0.082 0.057	10.53 12.71	0.866 0.721
4	3.00～4.16	0.77 0.39	0.186 0.093	0.016 0.004	14.74 0.00	0.239 0.000
$\Sigma Q =$						5.199

Y : 仮想地盤面からの作用位置までの高さ

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

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

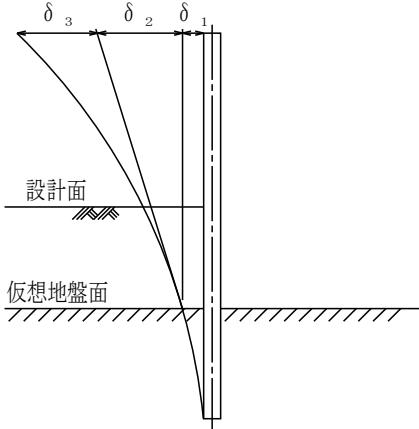
$$Q : \zeta \times P$$

P : 水平力

H : 設計面までの深さ

L<sub>k</sub> : 設計面から仮想地盤面までの深さ

## 変位の計算



$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0) \times P_0}{2 E I \beta^3}$$

$$= \frac{(1 + 0.7046 \times 1.81) \times 56.59}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8} \times 0.7046^3} = 0.01031 \text{ m}$$

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2 \beta h_0) \times P_0}{2 E I \beta^2} \times (H + L_k)$$

$$= \frac{(1 + 2 \times 0.7046 \times 1.81) \times 56.59}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8} \times 0.7046^2} \times (3.00 + 1.16) = 0.04714 \text{ m}$$

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

$$= \frac{5.20 \times (3.00+1.16)^3}{2.00 \times 10^8 \times 8925 \times 10^{-8}} = 0.02096 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.01031 + 0.04714 + 0.02096 \\ &= 0.07840 \text{ m} \\ &= 78.40 > \delta_a = 75.00 \text{ mm} \quad *** \text{ OUT } ***\end{aligned}$$

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	ハット形鋼矢板 SP-10H
単位幅	B = 1.0000 m
鉄代	考慮しない
腐食率	$\alpha = 1.00$
継手効率	$\mu = 1.00$
ヤング率	E = 200000 N/mm <sup>2</sup>
断面二次モーメント	I <sub>0</sub> = 10500 cm <sup>4</sup> (低減前) I = 10500 cm <sup>4</sup> (鉄代、継手による低減後)
E I	$200000 \times 10^3 \times 10500 \times 10^{-8} = 2.100 \times 10^4$

### 5-1 矢板の根入れ長と全長 (Chang)

仮想地盤面の深さを L<sub>k</sub> 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。

$$D = L_k + \frac{3}{\beta}$$

$$L = H - H_{lt} + D$$

$$\beta = 4\sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4 E I}}$$

#### 5-1-1 常時

横方向地盤反力係数  $K_h = 17599 \text{ kN/m}^3$   
特性値  $\beta = 0.67655 \text{ m}^{-1}$

根入れ長  $D = 0.44 + \frac{3}{0.677} = 4.88 \text{ m}$

矢板全長  $L = 3.00 - 0.50 + 4.88 = 7.38 \text{ m}$

#### 5-1-2 地震時

横方向地盤反力係数  $K_h = 17599 \text{ kN/m}^3$   
特性値  $\beta = 0.67655 \text{ m}^{-1}$

根入れ長  $D = 1.16 + \frac{3}{0.677} = 5.59 \text{ m}$

矢板全長  $L = 3.00 - 0.50 + 5.59 = 8.09 \text{ m}$

よって、長さの丸め値 0.50 m より、矢板全長は、8.50 m とする。

## 6 計算結果一覧表

前面矢板

ハット形鋼矢板 SP-10H

			常時	地震時	
断面二次モーメント	I (cm <sup>4</sup> )	10500			
断面係数	Z (cm <sup>3</sup> )	902			
最大曲げモーメント	Mmax (kN·m/m)		64.87	112.52	
応力度	σ (N/mm <sup>2</sup> )		85 ( 180)	147 ( 270)	
水平変位	δ (mm)		37.62 ( 50.0)	78.40 ( 75.0)	
根入れ長	D (m)		4.88	5.59	
矢板全長	L (m)	8.50			*OUT