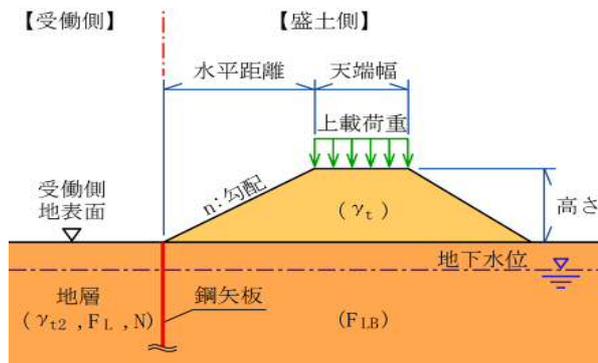




## 2. 設計条件

### 2.1 盛土条件

盛土の天端幅	$B_u = 7.000$ (m)
盛土の水平距離	$B_b = 20.300$ (m)
盛土高さ	$h = 8.000$ (m)
盛土勾配	$n = 2.54$
盛土の湿潤単位体積重量	$\gamma_t = 17.000$ (kN/m <sup>3</sup> )
上載荷重	$q = -$ (kN/m <sup>2</sup> )



### 2.2 地盤条件

受働側および盛土下の地盤定数を以下のとおり設定する。

受働側地盤については右表の  $F_L$  値を参考に、液状化層および準液状化層、非液状化層に区分する。

液状化層	$F_L \leq 1.0$
準液状化層	$F_L \leq 1.3$
非液状化層	$F_L > 1.3$ (または水位以浅)

No	支持深度 (上層)	地盤反力	地層	深度 $z$ (m)	層厚 $H_i$ (m)	単位重量 (水位下) $\gamma_{t2}$ (kN/m <sup>3</sup> )	液状化抵抗率		液状化層厚 $H_i'$ (m)	$\gamma_{t2} \times H_i'$ (kN/m <sup>2</sup> )
							(受働側) $F_L$	(盛土側) $F_{LB}$		
1			非液状化層	1.000	1.000				—	—
2	○		液状化層	6.000	5.000	19.5	0.800	1.188	5.000	97.500
3		○	非液状化層	26.000	20.000				—	—
$\Sigma$									5.000	97.500

地下水位  $h_w : 1.000$  (m)

液状化層の下端深度  $H_{dz} : 6.000$  (m)

液状化層厚 ( $= \Sigma H_i'$ )  $H : 5.000$  (m)

支持層深度 (上層)  $d_z : 6.000$  (m)

設計水平震度  $k = 0.18$

水の単位体積重量  $\gamma_w = 10.0$  (kN/m<sup>3</sup>)

液状化層の平均飽和単位体積重量

$$\gamma_{t2H} = \frac{\Sigma (\gamma_{t2} \times H_i')}{\Sigma H_i'} = \frac{97.500}{5.000} = 19.500 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

### 2.3 矢板の設計諸元

呼び名	: U形鋼矢板 SP-IVW ( SY295 )
寸法	: W = 600 , h = 210 , t = 18.0 (mm)
質量(壁幅1m当り)	= 177.0 (kg/m <sup>2</sup> )
有効高さ	$h_{sp} = 210.0$ (mm)
断面二次モーメント	$I = 56700$ (cm <sup>4</sup> /m)
断面係数	$Z = 2700$ (cm <sup>3</sup> /m)
弾性係数	$E = 210$ (kN/mm <sup>2</sup> )
許容応力度 ( SY295 )	$\sigma_a = 270.0$ (N/mm <sup>2</sup> )
許容変位量	$\delta_a = -$ (mm)
矢板地表面と受働側地表面との比高	$l_a = 0.000$ (m)
矢板突出長	$l_b = -$ (m)
矢板全長の最低長	$L_{min} = 4.125$ (m)
矢板全長丸め	= 0.500 (m)
矢板全長	$L = 13.000$ (m)
根入れ長算出に用いる定数	: $1 = 2.0 / \beta$
根入れモデル	: 有限長 モデル

### 2.4 腐食代および継手効率の設定

鋼矢板各面の腐食代	: $t_1 = 1.0$ mm , $t_2 = 1.0$ mm (両側 2.0 mm)
腐食時の鋼矢板断面性能低減率	$\eta = -$ (%)
丸め(有効数字ケタ)	= - (桁)
断面二次モーメント(腐食時)	$I = 49820$ (cm <sup>4</sup> /m)
断面係数(腐食時)	$Z = 2320$ (cm <sup>3</sup> /m)

項目	腐食代	継手効率		断面二次モーメント I (cm <sup>4</sup> /m)	断面係数 Z (cm <sup>3</sup> /m)
		(Iに関して)	(Zに関して)		
漸増・振動荷重、根入れ計算	無視	1.0	—	56700	—
断面力・変位、応力度計算	考慮	0.6	0.6	29892	1392

### 2.5 矢板の相対剛性

$$\rho = \frac{E \times I}{\gamma_{t2H} \times H^3 \times h_{sp}} = \frac{210 \times 10^6 \times 56700 \times 10^{-8}}{19.500 \times 5.000^3 \times 210.0 \times 10^{-3}} = 232.615$$

ここに、

$$\text{鋼矢板壁の単位幅 } D = 1.0 \text{ (m/m)}$$

### 3. 設計荷重

液状化時に鋼材に作用する荷重として、漸増成分荷重および振動成分荷重を1.0 (m)ピッチで算出する。

#### 3.1 漸増成分荷重

鋼材に作用する漸増成分荷重は、実験、解析から盛土下の液状化程度、鋼材のたわみ性(相対剛性)、盛土形状等に依存することが確認されている。これらを考慮して鋼材に作用する液状化層(および準液状化層)の漸増成分荷重は下式で表される。

$$\text{漸増成分荷重} \quad P_s = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times F(z) \quad (\text{kN/m}^2)$$

盛土下の液状化程度に関する係数  $\alpha_1 = R_{uB}$  ( $R_{uB} \leq R_{u\max}$  であるため、 $\alpha_1$ は  $R_{uB}$  と  $R_{u\max}$  の小さい方とする)

盛土下の最大過剰間隙水圧比  $R_{uB} = F_{LB}^{-7}$  ( $F_{LB} < 1$ の場合は  $R_{uB} = 1$ )

$$R_{u\max} = 1 - a \times \frac{h}{d_c} \quad (\text{ただし、} 0 \leq R_{u\max} \leq 1)$$

$$a = 0.15 \times \left( \frac{1}{n} - 0.1 \right) = 0.15 \times \left( \frac{1}{2.54} - 0.1 \right) = 0.044$$

液状化層中央の深度  $d_c = z - \frac{H_i}{2}$  (m)  
(水平地盤部の地表面を基準)

矢板の相対剛性に対する補正係数  $\alpha_2 = 0.32 \times \log_{10} \rho - 0.16 = 0.32 \times \log_{10} 232.615 - 0.16$   
 $= 0.597$  (ただし、 $0.4 \leq \alpha_2 \leq 1.0$ )  $\therefore \alpha_2 = 0.597$

盛土形状に対する補正係数  $\alpha_3 = 0.0236 \times \frac{B_u}{2} - 0.0126 \times B_b + 1.071$   
 $= 0.0236 \times \frac{7.000}{2} - 0.0126 \times 20.300 + 1.071 = 0.898$

盛土漸増成分荷重の基本分布関数  $F(z)$  ( $0 \leq z \leq 10\text{m}$ ) =  $\gamma_t \times h \times (0.00054 \times z^3 - 0.0149 \times z^2 + 0.140 \times z + 0.275)$   
( $z > 10\text{m}$ ) =  $0.725 \times \gamma_t \times h$  (kN/m<sup>2</sup>)

以下に  $\alpha_1$  および  $P_s$  の計算結果一覧を示す。

No	地層	深度 z (m)	層厚 H <sub>i</sub> (m)	抵抗率 (盛土側) F <sub>LB</sub>	中央 深度 d <sub>c</sub> (m)	過剰間隙水圧比		液状化に よる係数 α <sub>1</sub>
						R <sub>u<sub>max</sub></sub>	R <sub>uB</sub>	
1	非液状化層	1.000	1.000		0.500	0.296	—	—
2	液状化層	6.000	5.000	1.188	3.500	0.899	0.299	0.299
3	非液状化層	26.000	20.000		16.000	0.978	—	—

No	地表面深度 (受働側) z (m)	地層	液状化に よる係数 $\alpha_1$	基本分布 関数 F(z) (kN/m <sup>2</sup> )	漸増荷重 P <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	非液状化層	—	37.400	—
2	1.000	非液状化層	—	54.487	—
3	1.000	液状化層	0.299	54.487	8.734
4	2.000	液状化層	0.299	67.962	10.894
5	3.000	液状化層	0.299	78.265	12.546
6	4.000	液状化層	0.299	85.838	13.759
7	5.000	液状化層	0.299	91.120	14.606
8	6.000	液状化層	0.299	94.553	15.156
9	6.000	非液状化層	—	94.553	—

### 3.2 振動成分荷重

鋼材に作用する液状化層（および準液状化層）の振動成分荷重は下式で表される。

$$\text{振動成分土圧} \quad P_d = \alpha_d \times P_{d\max} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{振動成分土圧の最大値} \quad P_{d\max} = k \times (\gamma_w + \gamma'_{t2} \times R_u) \times \sqrt{H_d \times z_w} \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{水位面から最も下の液状化層の下端までの距離} \quad H_d = H_{dz} - h_w = 6.000 - 1.000 = 5.000 \quad (\text{m})$$

$$\text{水位面からの深さ} \quad z_w = z - h_w \quad (\text{m})$$

$$\text{土の水中単位体積重量(有効重量)} \quad \gamma'_{t2} = \gamma_{t2} - \gamma_w \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\text{堤防盛土外側の平地盤部での過剰間隙水圧比} \quad R_u = F_L^{-7} \quad (F_L < 1 \text{ の場合は } R_u = 1)$$

$$\begin{aligned} \text{使用矢板の剛性に応じた振動成分の係わる係数} \quad \alpha_d &= 0.40 \times \log_{10} \rho - 0.40 = 0.40 \times \log_{10} 232.615 - 0.40 \\ &= 0.547 \quad (\text{ただし、} 0.0 \leq \alpha_d \leq 1.0) \quad \therefore \alpha_d = 0.547 \end{aligned}$$

ここに、

$$\text{設計水平震度} \quad k = 0.18$$

$$\text{水の単位体積重量} \quad \gamma_w = 10.0 \quad (\text{kN/m}^3)$$

以下に  $R_u$ 、 $\gamma'_{t2}$  および  $P_d$  の計算結果一覧を示す。

No	地層	深度 z (m)	層厚 H <sub>i</sub> (m)	抵抗率 (受働側) F <sub>L</sub>	過剰間隙 水圧比 R <sub>u</sub>	単位重量	
						(水位下) γ <sub>t2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	(有効重量) γ' <sub>t2</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	非液状化層	1.000	1.000		—		
2	液状化層	6.000	5.000	0.800	1.000	19.5	9.5
3	非液状化層	26.000	20.000		—		

No	地表面深度 (受働側) $z$ (m)	地層	過剰間隙 水圧比 $R_u$	単位重量 (有効重量) $\gamma'_{t2}$ (kN/m <sup>3</sup> )	水位面か らの深さ $z_w$ (m)	振動土圧 (最大値) $P_{dmax}$ (kN/m <sup>2</sup> )	振動土圧 $P_d$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	非液状化層	—		-1.000	—	—
2	1.000	非液状化層	—		0.000	—	—
3	1.000	液状化層	1.000	9.5	0.000	0.000	0.000
4	2.000	液状化層	1.000	9.5	1.000	7.849	4.293
5	3.000	液状化層	1.000	9.5	2.000	11.100	6.072
6	4.000	液状化層	1.000	9.5	3.000	13.594	7.436
7	5.000	液状化層	1.000	9.5	4.000	15.697	8.586
8	6.000	液状化層	1.000	9.5	5.000	17.550	9.600
9	6.000	非液状化層	—		5.000	—	—

### 3.3 鋼材に作用する荷重

以下に鋼材に作用する荷重として、漸増成分荷重および振動成分荷重の合計を示す。

No	地表面深度 (受働側) z (m)	地層	漸増荷重 $P_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	振動荷重 $P_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	荷重合計 P (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	非液状化層	—	—	0.000
2	1.000	非液状化層	—	—	0.000
3	1.000	液状化層	8.734	0.000	8.734
4	2.000	液状化層	10.894	4.293	15.187
5	3.000	液状化層	12.546	6.072	18.618
6	4.000	液状化層	13.759	7.436	21.195
7	5.000	液状化層	14.606	8.586	23.192
8	6.000	液状化層	15.156	9.600	24.756
9	6.000	非液状化層	—	—	0.000

#### 4. 地盤反力係数、鋼材の特性値

##### 4.1 水平方向地盤反力係数

設計に用いる水平方向地盤反力係数( $k_H$ )は、地盤調査、土質試験などの結果を検討した上で、以下のよう  
に設定する。

$$\text{水平方向地盤反力係数} \quad k_H = k_{H0} \times \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-(3/4)} \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\text{(準液状化層の場合)} \quad k_H' = (1 - R_u) \times k_H \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\text{基礎の換算載荷幅} \quad B_H \quad (\text{連続壁は } B_H = 10\text{mととする}) \quad (\text{m})$$

$$\text{直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平地盤反力係数} \quad k_{H0} = \frac{1}{0.3} \times \alpha \times E_0 \quad (\text{kN/m}^3)$$

$$\text{地盤反力係数の推定に用いる係数} \quad \alpha \quad (\text{下表より算出する})$$

$$\text{地盤の変形係数} \quad E_0 = 2800 \times N \quad (\text{kN/m}^2)$$

No	変形係数 $E_0$ の算出方法	換算係数 $\alpha$
①	直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	2
②	孔内水平載荷試験で測定した変形係数	8
③	供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	8
④	標準貫入試験のN値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	2

よって、各地層の水平方向地盤反力係数( $k_H$ )は以下のようになる。

No	地層	深度 $z$ (m)	層厚 $H_i$ (m)	水平方向地 盤反力係数 $k_H$ ( $\text{kN/m}^3$ )	準液状化層 地盤反力 $k_H'$ ( $\text{kN/m}^3$ )	過剰間隙 水圧比 $R_u$	直径0.3m相当 地盤反力係数 $k_{H0}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	$E_0$ 算出 方法	係数 $\alpha$	地盤の 変形係数 $E_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	平均N値 N
2	液状化層	6.000	5.000	—	—	—	—	—	—	—	—
3	非液状化層	26.000	20.000	4036.723	—	—	56000.00	④	2	8400.00	3.000

## 4.2 鋼材の特性値

地盤の反力係数および鋼材の曲げ剛性から特性値( $\beta$ )を以下のとおり算出する。

$$\text{特性値} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \times D}{4 \times E \times I}} \quad (\text{m}^{-1})$$

(ただし、準液状化層の  $k_H$  は  $k_H'$  とする)

ここに、

鋼矢板壁の単位幅	$D = 1.0$ (m/m)
弾性係数	$E = 210$ (kN/mm <sup>2</sup> )
断面二次モーメント(根入れ算定用)	$I = 56700$ (cm <sup>4</sup> /m)
断面二次モーメント(断面力・変位算定用)	$I = 29892$ (cm <sup>4</sup> /m)

No	支持深度(上層)	地盤反力	地層	深度 z (m)	層厚 H <sub>i</sub> (m)	特性値	
						(根入れ) $\beta$ (m <sup>-1</sup> )	(断面・変位) $\beta$ (m <sup>-1</sup> )
2	○		液状化層	6.000	5.000	—	—
3		○	非液状化層	26.000	20.000	0.3034	0.3561

## 5. 矢板長の算出

### 5.1 必要根入れ長

根入れ長の基本式を変形し、各地層の必要根入れ長 ( $l_{ri}$ ) を以下のとおり算出する。

$$\text{根入れ長の基本式} : l = \frac{2.0}{\beta}$$

各地層の必要根入れ長 ( $l_{ri}$ )

$$[\text{中間層の場合}] \quad l_{ri} = H_i \quad (\text{m})$$

$$[\text{最下層の場合}] \quad l_{ri} = H_i + \frac{2.0 - \Sigma(\beta \times H_i)}{\beta} \quad (\text{m})$$

( $\Sigma(\beta \times H_i) \geq 2.0$  の中間層は最下層扱いとする)

No	地層	深度 z (m)	層厚 H <sub>i</sub> (m)	特性値 (根入れ) β (m <sup>-1</sup> )	β × H <sub>i</sub> (rad)	Σ(β × H <sub>i</sub> ) (rad)	2.0 - Σ(β × H <sub>i</sub> ) (rad)	必要 根入れ長 l <sub>ri</sub> (m)
2	液状化層	6.000	5.000	—	—	—	—	—
3	非液状化層	26.000	20.000	0.3034	6.0680	6.0680	-4.0680	6.592
							Σ	6.592

よって、必要根入れ長は  $l_r = 6.592$  (m) となる。

### 5.2 矢板全長

矢板全長(L)は、以下のとおり算出する。

$$\text{矢板地表面と受働側地表面との比高} \quad l_a = 0.000 \quad (\text{m})$$

$$\text{矢板突出長} \quad l_b = 0 \quad (\text{m})$$

$$\text{矢板全長の最低長} \quad L_{\min} = 4.125 \quad (\text{m})$$

$$\text{矢板全長丸め} = 0.500 \quad (\text{m})$$

$$\text{支持層深度(上層)} \quad d_z = 6.000 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} \text{矢板最低長から求まる必要根入れ長} \quad l_{r\min} &= L_{\min} - (l_a + l_b) - d_z \\ &= 4.125 - (0.000 + 0) - 6.000 = -1.875 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\text{MAX}(l_r, l_{r\min}) = \text{MAX}(6.592, -1.875) = 6.592 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} \text{矢板全長(丸め前)} \quad L &= (l_a + l_b) + d_z + \text{MAX}(l_r, l_{r\min}) \\ &= (0.000 + 0) + 6.000 + 6.592 = 12.592 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

矢板全長は 0.500 m 単位で設定することとし、 $L = 13.000$  (m) とする。

なお、丸め後の根入れ長は  $l = L - (l_a + l_b) - d_z = 13.000 - (0.000 + 0) - 6.000 = 7.000$  (m) となる。

## 6. 解析結果

解析結果および応力度の照査結果を以下に示す。鋼矢板に発生する断面応力度が許容値以下であることを確認する。

曲げモーメント(最大値)  $M_{\max} = -249.59 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$

変位(最大値)  $y_{\max} = 147.4 \text{ (mm)}$

断面係数(断面力・変位算定用)  $Z = 1392 \text{ (cm}^3\text{/m)}$

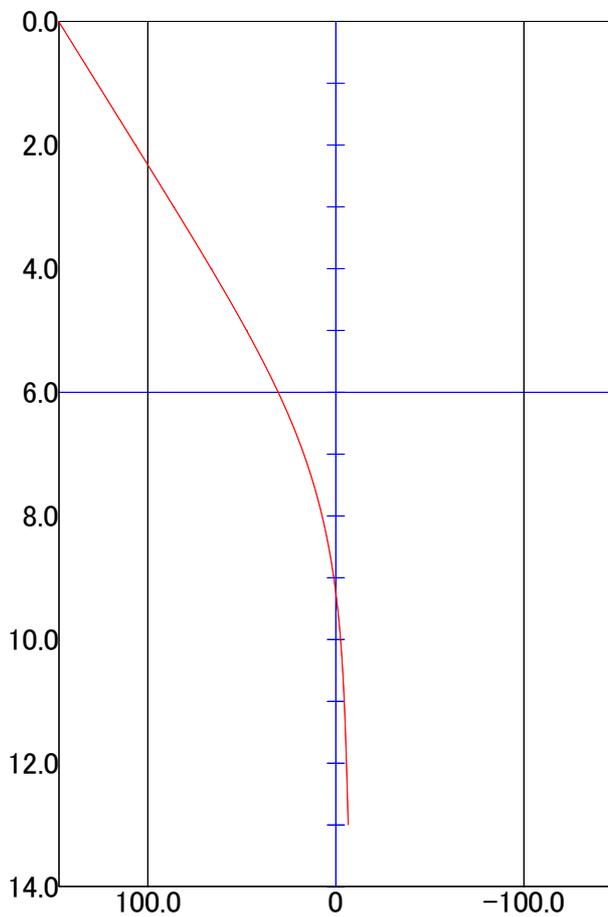
許容応力度 ( SY295 )  $\sigma_a = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

許容変位量  $\delta_a = \text{--- (mm)}$

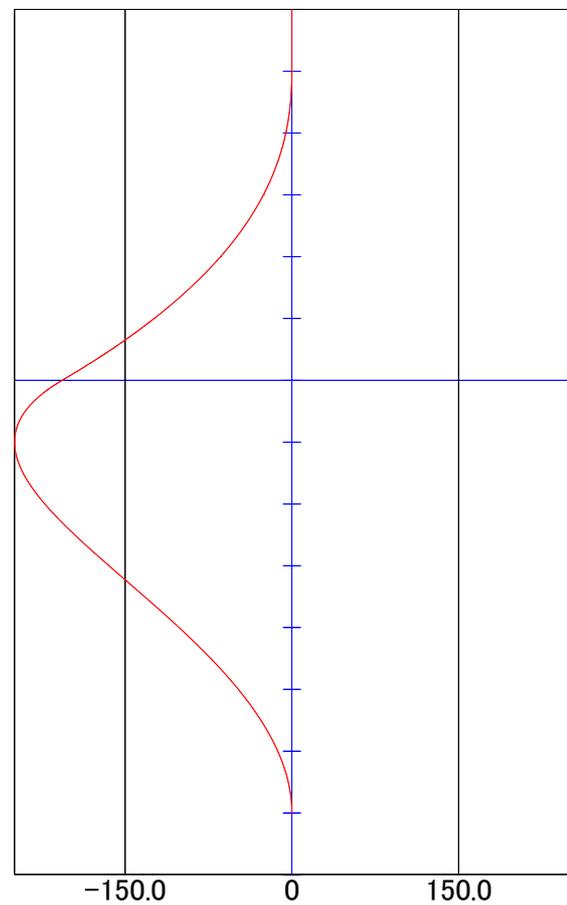
応力度の照査

$$\sigma = \frac{|M_{\max}|}{Z} = \frac{249.59}{1392 \times 10^{-3}} = 179.30 \text{ (N/mm}^2\text{)} \leq \sigma_a = 270.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \dots \text{OK}$$

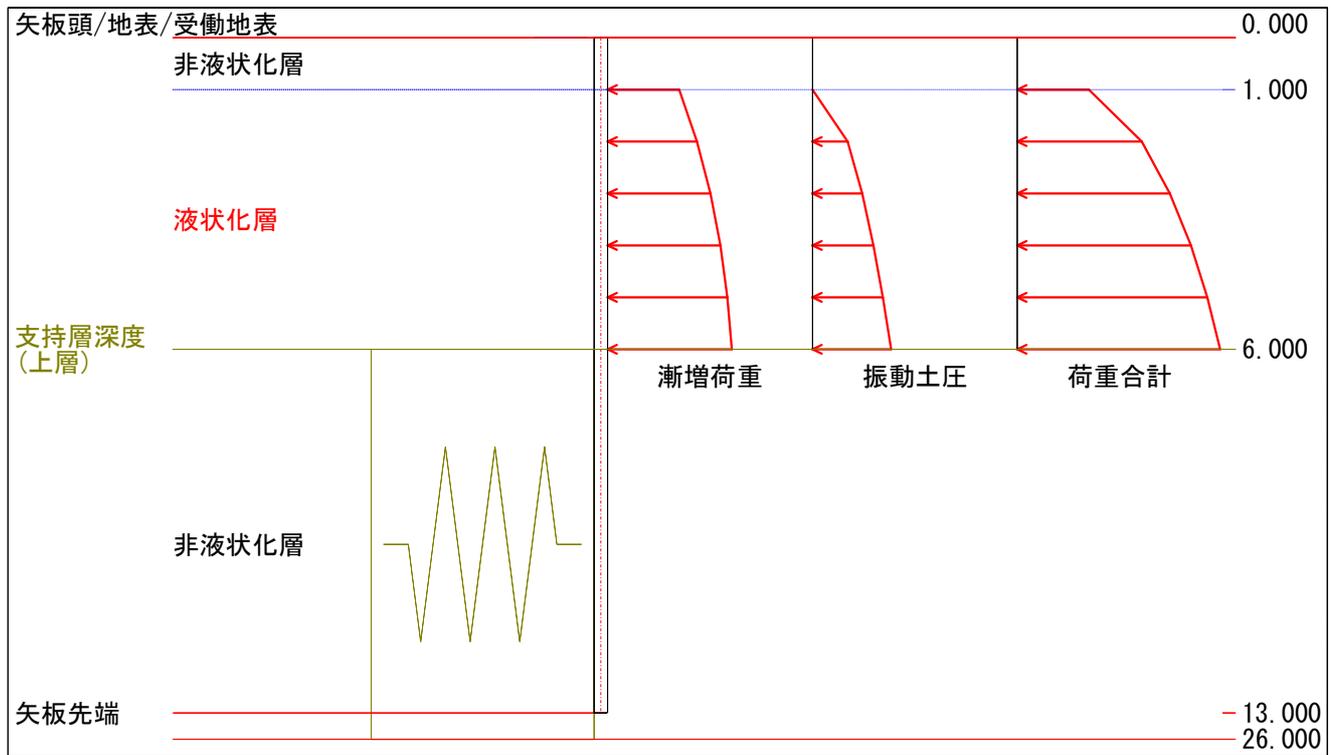
—変位図—  
最大変位 147.4(mm)



—曲げモーメント図—  
最大曲げモーメント -249.59(kN·m)

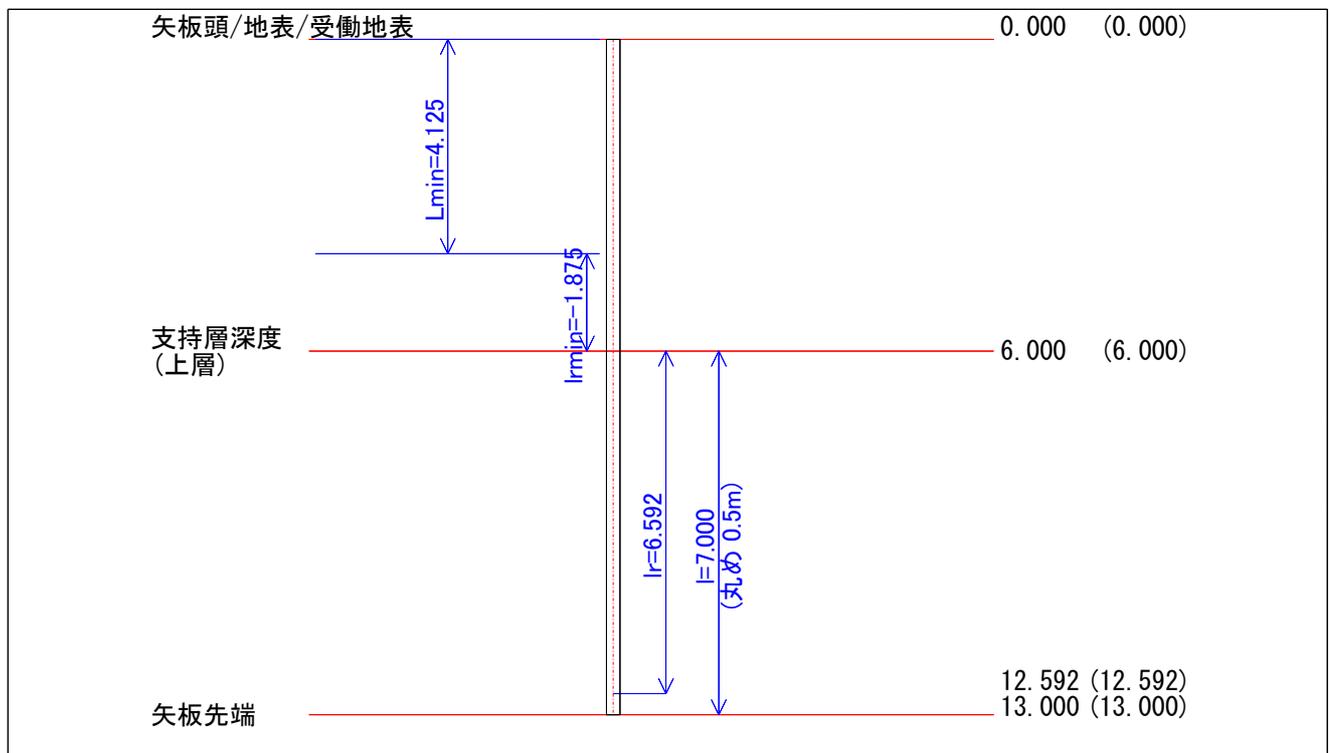


荷重分布図



矢板設計図

※ ()内は矢板頭部からの深度



# 地形モデル図

