

# 水路設計計算システム

Ver5.0

適用基準

土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」  
基準書 技術書 (H13/2)

出力例

鉄筋コンクリート水路構造計算書  
(安定計算および部材断面計算)

開発・販売元

株式会社 SIP システム

本店（開発・商品管理）

〒599-8128

大阪府堺市中茶屋 77-1-401

TEL:072-237-1474 FAX:072-237-1041

大阪事務所（業務・技術サービス）

〒542-0081

大阪府大阪市中央区南船場 1-18-24-501

TEL:06-6125-2232 FAX:06-6125-2233

<http://www.sipc.co.jp>

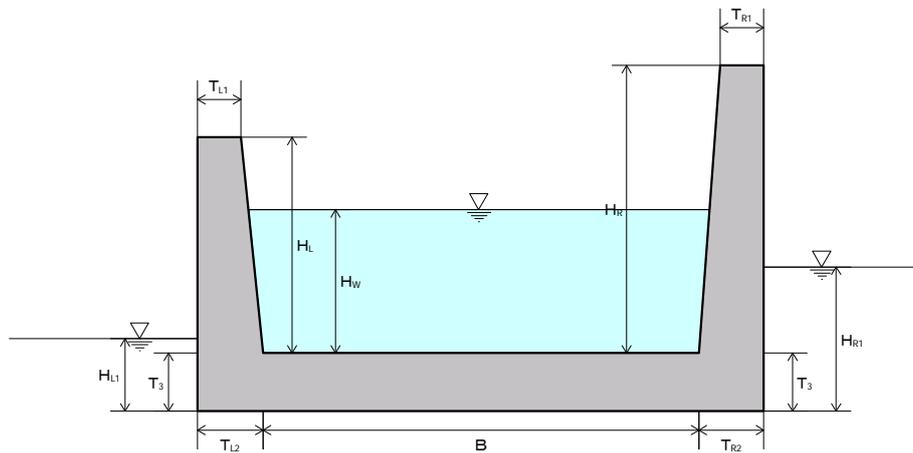
[mail@sipc.co.jp](mailto:mail@sipc.co.jp)

# 1. 設計条件

## 1.1 単位体積重量

項目	記号	値	単位
フルーム(躯体)	$\gamma_{sc}$	24.500	kN/m <sup>3</sup>
湿潤土	$\gamma_t$	18.000	kN/m <sup>3</sup>
水中土	$\gamma_{ws}$	10.000	kN/m <sup>3</sup>
水	$\gamma_w$	9.800	kN/m <sup>3</sup>

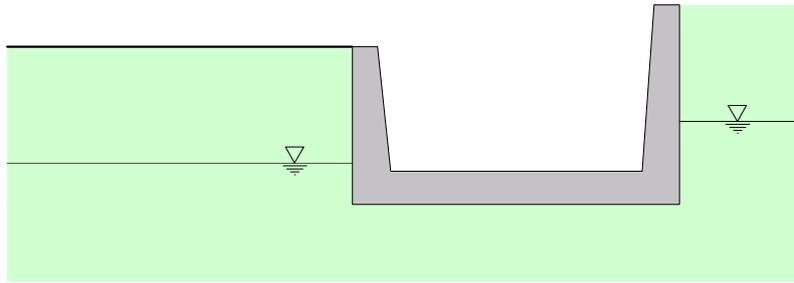
## 1.2 躯体形状



項目	記号	値	単位	備考
側壁高(右側)	$H_R$	2000	mm	
側壁高(左側)	$H_L$	1500	mm	
水路内幅	$B$	3000	mm	
側壁上部厚(右側)	$T_{R1}$	300	mm	
側壁下部厚(右側)	$T_{R2}$	450	mm	
側壁上部厚(左側)	$T_{L1}$	300	mm	
側壁下部厚(左側)	$T_{L2}$	450	mm	
底板厚	$T_3$	400	mm	
水路内水位	$H_w$	1000	mm	
地下水位(右側)	$H_{R1}$	1000	mm	
地下水位(左側)	$H_{L1}$	500	mm	

- ・ 右側壁の内側に傾斜を設け、外側は直とする。
- ・ 左側壁の内側に傾斜を設け、外側は直とする。

### 1.3 背面土形状



水路右側の背面土砂形状は、「任意形状」に設定

番号	X (m)	Y (m)	番号	X (m)	Y (m)	番号	X (m)	Y (m)
----	----------	----------	----	----------	----------	----	----------	----------

側壁の外側において落差を考慮した位置を原点とし、Xは右方向を+、Yは上方向を+とした絶対座標。

水路左側の背面土砂形状は、「フラット」に設定

### 1.4 土質条件

土圧公式は、「試行くさび法」にて算出する。

項 目	記号	値	単位	備 考
土の内部摩擦角度	$\phi_R$	30.000	°	右側
土の内部摩擦角度	$\phi_L$	25.000	°	左側
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角（右側）	$\delta_R$	20.000	°	計算値
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角（左側）	$\delta_L$	16.667	°	計算値
壁背面の傾斜角（右側）	$\theta_R$	90.000	°	計算値
壁背面の傾斜角（左側）	$\theta_L$	90.000	°	計算値

#### 【側壁面又は仮想背面との摩擦角】

##### ・右側

側壁背面のコロビ「n」の算出

$$n = 0.000 \text{ (側壁背面が直のため)}$$

フーチングの長さ

$$T_B = 0.000 \text{ (m)}$$

$n < 0.100$  で、しかも  $T_B < 0.100$  のため

$$\delta_R = 2/3 \phi = 20.000$$

##### ・左側

側壁背面のコロビ「n」の算出

$$n = 0.000 \text{ (側壁背面が直のため)}$$

フーチングの長さ

$$T_B = 0.000 \text{ (m)}$$

$n < 0.100$  で、しかも  $T_B < 0.100$  のため

$$\delta_L = 2/3 \phi = 16.667$$

#### 【壁背面の傾斜角】

$$\theta_R = 90.000^\circ \text{ (右側壁背面が直のため)}$$

$$\theta_L = 90.000^\circ \text{ (左側壁背面が直のため)}$$

#### 【試行くさび法】

##### ・主働土圧

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta_0)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$ の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最大値を主働土圧( $P_{AR}$ 、 $P_{AL}$ )とする。

ここに、

$\omega$  : すべり面が水平面となす角 (°)

$W$  : 土くさびの重量 (上載荷重を含む) (kN/m)

常時の計算においては、地震時合成角度  $\theta_0 = 0$  とする。

・受働土圧

$$P_P = \frac{\sin(\omega + \phi - \theta_0)}{\cos(\omega + \phi + \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$ の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最小値を受働土圧( $P_{PR}$ 、 $P_{PL}$ )とする。

ここに、

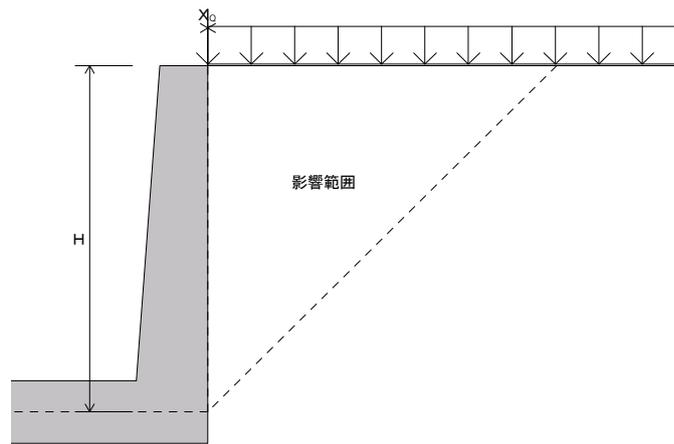
$\omega$  : すべり面が水平面となす角 (°)

$W$  : 土くさびの重量 (上載荷重を含む) (kN/m)

常時の計算においては、地震時合成角度  $\theta_0 = 0$  とする。

## 2 荷重データ

### 2.1 自動車荷重



項目	記号	値		単位	備考
		左側	右側		
法肩からの距離	$X_0$	0.000	—	m	
等分布荷重	$Q$	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	左側 : T-14
荷重作用位置	$X$	0.000	—	m	
荷重作用範囲	$H$	1.700	—	m	
法高	$H_0$	—	—	m	
等分布荷重換算係数	$I_w$	1.000	—		フリューリッヒの地盤応力理論を応用したモーメント換算
換算後の等分布荷重	$q_0$	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	$Q \cdot I_w$

・左側

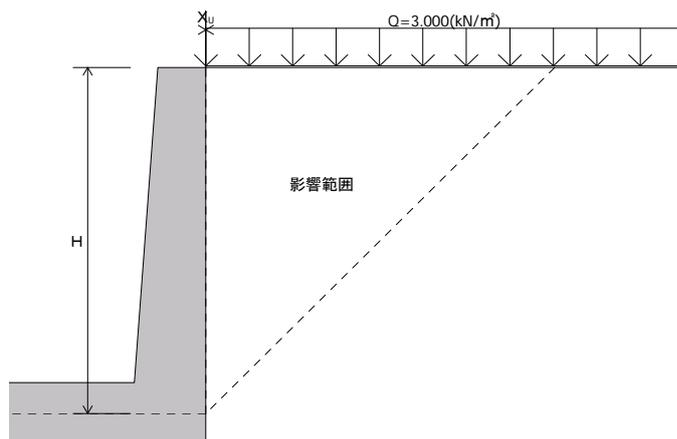
$$\text{荷重作用位置 } X = 0.000$$

$$\begin{aligned} \text{荷重作用範囲 } H &= \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 1.500 + 0.400 / 2 \\ &= 1.700 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{換算後の等分布荷重 } q_0 &= Q \cdot I_w = 7.000 \times 1.000 \\ &= 7.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_w &= 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left( \frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left( \frac{X}{H} \right) \\ &= 1 + (0.000/1.700)^2 - 2/\pi \cdot \{1 + (0.000/1.700)^2\} \cdot \tan^{-1}(0.000/1.700) - 2/\pi \cdot (0.000/1.700) \\ &= 1.000 \end{aligned}$$

## 2.2 群集荷重



項目	記号	値		単位	備考
		左側	右側		
側壁外側からの距離	$X_u$	—	0.000	m	
等分布荷重	$Q$	—	3.000	kN/m <sup>2</sup>	
荷重作用位置	$X$	—	0.000	m	$X_u$
荷重作用範囲	$H$	—	2.200	m	
法高	$H_0$	—	—	m	
等分布荷重換算係数	$I_w$	—	1.000		フリューリッヒの地盤応力理論を応用したモーメント換算
換算後の等分布荷重	$q_u$	—	3.000	kN/m <sup>2</sup>	$Q \cdot I_w$

・右側

荷重作用位置  $X = 0.000$

荷重作用範囲  $H = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 2.000 + 0.400 / 2$   
 $= 2.200$

換算後の等分布荷重  $q_u = Q \cdot I_w = 3.000 \times 1.000$   
 $= 3.000$

$$\begin{aligned}
 I_w &= 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left( \frac{X}{H} \right)^2 \right\} \tan^{-1} \left( \frac{X}{H} \right) - \frac{2}{\pi} \left( \frac{X}{H} \right) \\
 &= 1 + (0.000/2.200)^2 - 2/\pi \cdot \{1 + (0.000/2.200)^2\} \cdot \tan^{-1}(0.000/2.200) - 2/\pi \cdot (0.000/2.200) \\
 &= 1.000
 \end{aligned}$$

### 3 安定計算

#### 3.1 浮上に対する検討

##### 1) 諸条件

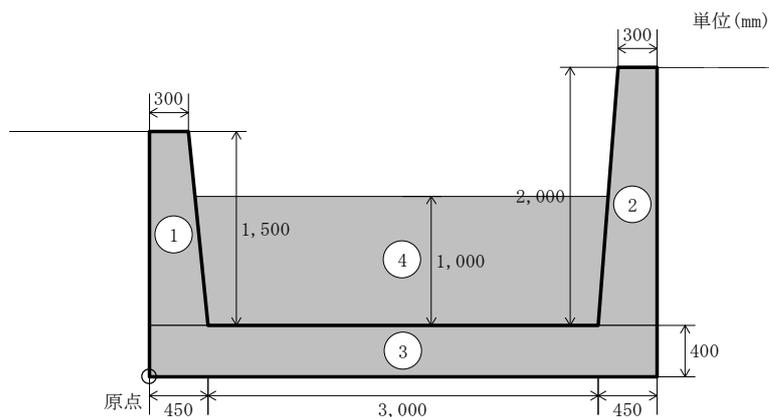
項目	記号	値	単位	備考
安全率	$F_s$	1.200		
地下水位 (右側)	$H_{R1}$	1.000	m	底版下からの水位
地下水位 (左側)	$H_{L1}$	0.500	m	底版下からの水位
静水圧	$P$	7.350	$\text{kN/m}^2$	$\gamma_w \cdot (H_{R1} + H_{L1}) / 2$
作用幅	$L$	3.900	m	$B + T_{R2} + T_{L2}$

- ・フーチング重量を自重に含めない。
- ・水路内の水重量を自重に含める。
- ・地下水圧を考慮しない。
- ・地下水位以下の土砂重量を水中土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を含めない。

##### 2) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	—	—	—	—	$\text{kN/m}^2$	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	$\text{kN/m}^2$	
合計						$\text{kN/m}^2$	

##### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.100	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.333	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220		1.950	0.200	74.529	
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.905	58.822	
合計		100.634	100.634	0.000			204.140	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

##### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.997	0.420	2.014	40.146	0.342/1.000	13.730
52.000	1.859	0.391	1.875	37.372	0.375/0.999	14.029
54.000	1.729	0.363	1.744	34.752	0.407/0.998	14.172
55.000	1.666	0.350	1.680	33.488	0.423/0.996	14.222
55.437	1.640	0.344	1.653	32.960	0.430/0.996	14.230
<b>55.438</b>	<b>1.640</b>	<b>0.344</b>	<b>1.653</b>	<b>32.960</b>	<b>0.430/0.995</b>	<b>14.244</b>
55.439	1.639	0.344	1.653	32.942	0.430/0.995	14.236
56.000	1.605	0.337	1.619	32.260	0.438/0.995	14.201
58.000	1.487	0.312	1.500	29.886	0.469/0.990	14.158

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.410	0.105	1.594	26.430	0.423/0.989	11.304
52.000	1.313	0.098	1.484	24.614	0.454/0.984	11.356
53.000	1.266	0.094	1.432	23.728	0.469/0.981	11.344
53.199	1.257	0.094	1.421	23.566	0.473/0.980	11.374
<b>53.200</b>	<b>1.257</b>	<b>0.094</b>	<b>1.421</b>	<b>23.566</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>11.374</b>
53.201	1.257	0.094	1.421	23.566	0.473/0.980	11.374
54.000	1.221	0.091	1.380	22.888	0.485/0.977	11.362
56.000	1.133	0.084	1.282	21.234	0.515/0.969	11.285
58.000	1.050	0.078	1.187	19.680	0.545/0.960	11.173

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

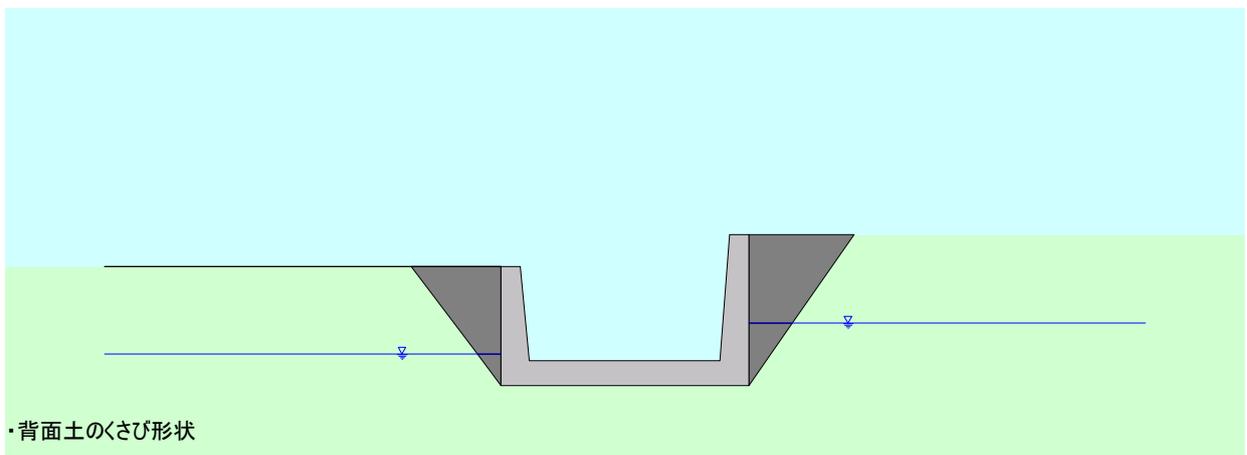
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.438(°)、左 53.200(°)となり、主働土圧は右 14.244(kN/m)、左 11.374(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

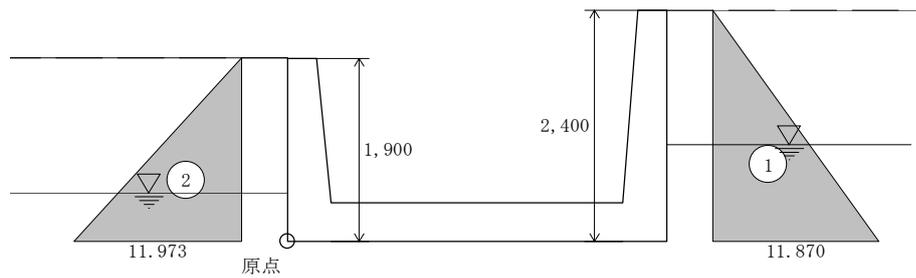
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$11.870 \times 2.400 \div 2$	14.244	4.871	13.389	3.900	0.800	18.997	10.711
2	$11.973 \times 1.900 \div 2$	11.374	3.264	-10.896		0.633		-6.897
合計		25.618	8.135	2.493			18.997	3.814

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

### 5) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
2	蓋版上面への後輪荷重 (3.6m × 3.0kN/m <sup>2</sup> )	55.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合計		99.100	0.000			86.019	0.000

## 6) 安全率の算出

浮上に対する検討は、式(1)の条件が満足しなければならない。

$$F_s \leq (\Sigma V + P_v) / (P \cdot L) \dots\dots\dots (1)$$

$$F_s = (100.634 + 99.100 + 8.135 \times 0.5) / (7.350 \times 3.900) \geq 1.200$$
$$= 7.110 \geq 1.200 \dots\dots\dots \mathbf{OK}$$

ここに、

$\Sigma V$  : 躯体の自重(水路上面荷重を含む) (kN/m)

$P_v$  : 土圧の壁面摩擦による鉛直成分 (kN/m)

ただし、浮上の検討においては安全側に考え、50%を計上する。

$P$  : 静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 作用幅 (m)

### 3.2 地盤支持力に対する検討

#### 1) 諸条件

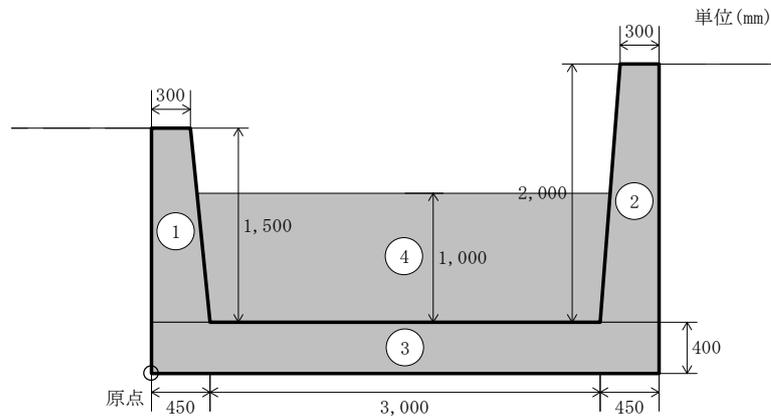
項目	記号	値	単位	備考
許容支持力	$q_a$	382.410	kN/m <sup>2</sup>	

- ・フーチング重量を自重に含める。
- ・フーチング上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含める。
- ・地下水圧を考慮しない。
- ・地下水位以下の土砂重量を湿潤土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を含めない。

#### 2) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	○	—	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計				7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	

#### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.100	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.333	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220		1.950	0.200	74.529	
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.905	58.822	
合計		100.634	100.634	0.000			204.140	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

#### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.997	0.420	2.014	43.506	0.342/1.000	14.879
52.000	1.859	0.391	1.875	40.500	0.375/0.999	15.203
54.000	1.729	0.363	1.744	37.656	0.407/0.998	15.357
55.000	1.666	0.350	1.680	36.288	0.423/0.996	15.411
55.119	1.659	0.349	1.673	36.144	0.424/0.996	15.387
<b>55.120</b>	<b>1.659</b>	<b>0.349</b>	<b>1.673</b>	<b>36.144</b>	<b>0.425/0.996</b>	<b>15.423</b>
55.121	1.659	0.349	1.673	36.144	0.425/0.996	15.423
56.000	1.605	0.337	1.619	34.956	0.438/0.995	15.388
58.000	1.487	0.312	1.500	32.382	0.469/0.990	15.341

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.410	0.105	1.594	38.430	0.423/0.989	16.437
52.000	1.313	0.098	1.484	35.789	0.454/0.984	16.512
53.000	1.266	0.094	1.432	34.502	0.469/0.981	16.495
53.199	1.257	0.094	1.421	34.268	0.473/0.980	16.540
<b>53.200</b>	<b>1.257</b>	<b>0.094</b>	<b>1.421</b>	<b>34.268</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>16.540</b>
53.201	1.257	0.094	1.421	34.267	0.473/0.980	16.539
54.000	1.221	0.091	1.380	33.279	0.485/0.977	16.520
56.000	1.133	0.084	1.282	30.877	0.515/0.969	16.410
58.000	1.050	0.078	1.187	28.615	0.545/0.960	16.245

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = (A_1 + A_2) \times \gamma_t + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

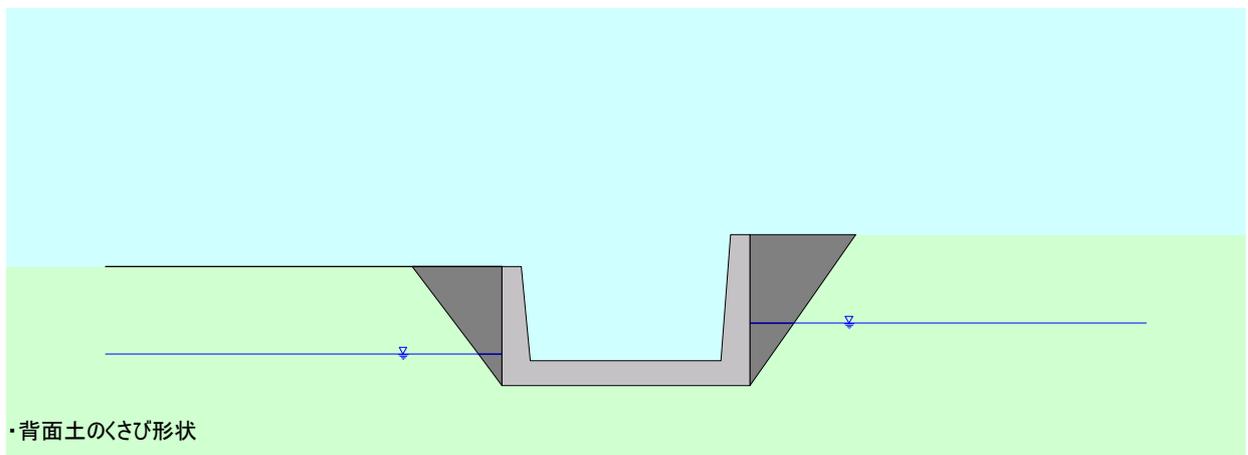
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.120(°)、左 53.200(°)となり、主働土圧は右 15.423(kN/m)、左 16.540(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

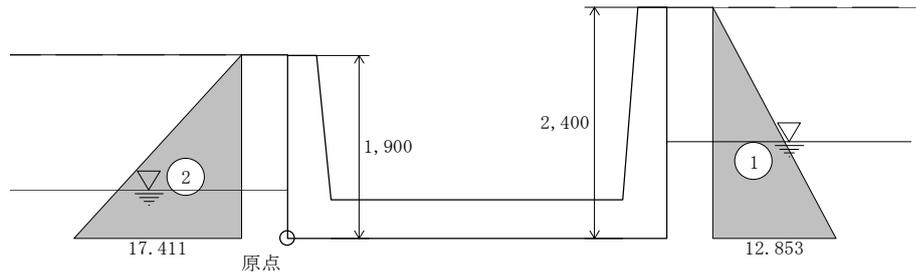
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$12.853 \times 2.400 \div 2$	15.423	5.275	14.498	3.900	0.800	20.573	11.598
2	$17.411 \times 1.900 \div 2$	16.540	4.747	-15.845		0.633		-10.030
合計		31.963	10.022	-1.347			20.573	1.568

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

### 5) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
2	蓋版上面への後輪荷重 (3.6m × 3.0kN/m <sup>2</sup> )	55.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
合計		99.100	0.000			86.019	0.000

## 6) 地盤支持力の検討

基礎地盤支持力の検討は、式(3)および式(4)による。

・合力の作用点が中央1/3内にあるとき

$$q_1 = \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L) \quad \dots\dots\dots (3-1)$$

$$q_2 = \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L) \quad \dots\dots\dots (3-2)$$

$$q_1 \leq q_a \text{ しかも } q_2 \leq q_a \quad \dots\dots\dots (3)$$

・合力の作用点が中央1/3以外にあるとき

$$q_{\max} = 4/3 \cdot \{ \Sigma V / (L - 2e) \} \leq q_a \quad \dots\dots\dots (4)$$

・共通

$$e = | L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V |$$

ここに、

- $q_1, q_2$  : 底版の両端における反力強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{\max}$  : 最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_a$  : 許容地盤支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $L$  : 基礎面の長さ (作用幅) (m)
- $e$  :  $\Sigma V$  の作用点の偏心距離 (m)
- $\Sigma V$  : 合力の鉛直分力 (kN/m)
- 土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。
- $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	M <sub>x</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)
自 重	100.634		204.140	
土圧および載荷重	10.022	-1.347	20.573	1.568
水路上面荷重	99.100		86.019	
合 計	209.756	-1.347	310.732	1.568

$$e = | 3.900 / 2 - (310.732 - 1.568) / 209.756 |$$

$$= 0.476 \text{ (m)}$$

偏心距離が中央(1.950m)の1/3(0.650m)内にあるため、式(3)にて地盤反力を検討する。

$$q_1 = 209.756 / 3.900 \times (1 + 6 \times 0.476 / 3.900)$$

$$= 93.170 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 209.756 / 3.900 \times (1 - 6 \times 0.476 / 3.900)$$

$$= 14.397 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

したがって、 $q_{\max} = 93.170 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  となる。

$$q_{\max} = 93.170 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 382.410 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

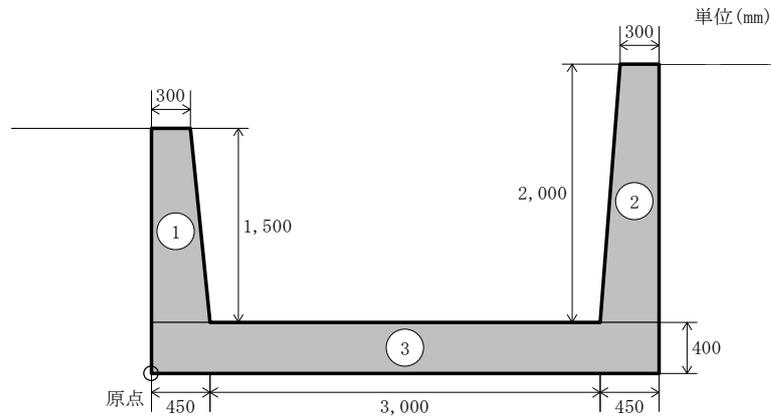
### 3.3 転倒に対する検討

- ・フーチング重量を自重に含める。
- ・フーチング上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含めない。
- ・地下水圧を考慮する。
- ・地下水位以下の土砂重量を水中土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を考慮する。

#### 1) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	○	—	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計				7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	

#### 2) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.100	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.333	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220		1.950	0.200	74.529	
合計		70.376	70.376	0.000			145.318	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

#### 3) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.997	0.420	2.014	40.146	0.342/1.000	13.730
52.000	1.859	0.391	1.875	37.372	0.375/0.999	14.029
54.000	1.729	0.363	1.744	34.752	0.407/0.998	14.172
55.000	1.666	0.350	1.680	33.488	0.423/0.996	14.222
55.437	1.640	0.344	1.653	32.960	0.430/0.996	14.230
<b>55.438</b>	<b>1.640</b>	<b>0.344</b>	<b>1.653</b>	<b>32.960</b>	<b>0.430/0.995</b>	<b>14.244</b>
55.439	1.639	0.344	1.653	32.942	0.430/0.995	14.236
56.000	1.605	0.337	1.619	32.260	0.438/0.995	14.201
58.000	1.487	0.312	1.500	29.886	0.469/0.990	14.158

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.410	0.105	1.594	37.590	0.423/0.989	16.077
52.000	1.313	0.098	1.484	35.005	0.454/0.984	16.151
53.000	1.266	0.094	1.432	33.750	0.469/0.981	16.135
53.199	1.257	0.094	1.421	33.516	0.473/0.980	16.177
<b>53.200</b>	<b>1.257</b>	<b>0.094</b>	<b>1.421</b>	<b>33.516</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>16.177</b>
53.201	1.257	0.094	1.421	33.515	0.473/0.980	16.176
54.000	1.221	0.091	1.380	32.551	0.485/0.977	16.159
56.000	1.133	0.084	1.282	30.205	0.515/0.969	16.053
58.000	1.050	0.078	1.187	27.991	0.545/0.960	15.891

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

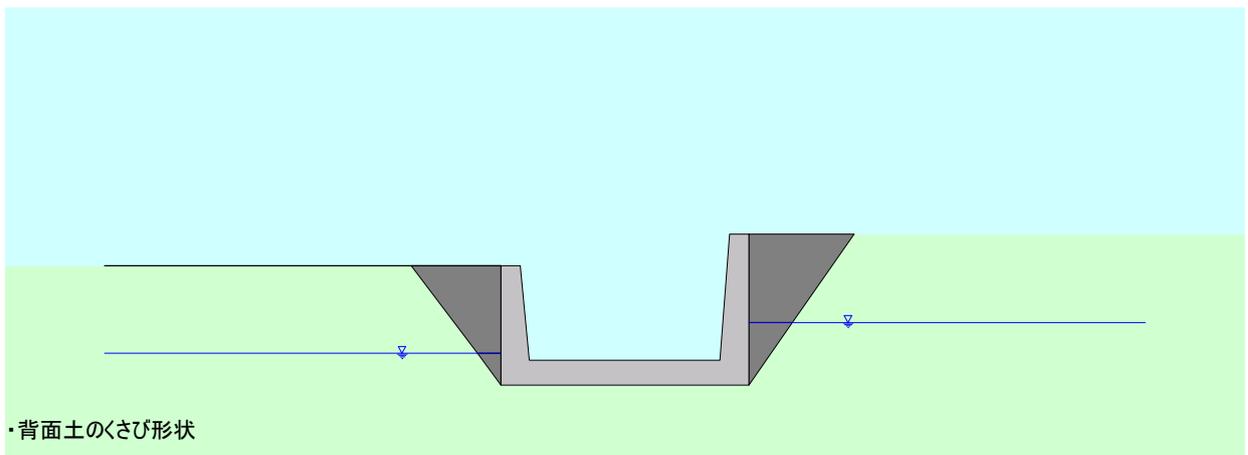
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.438(°)、左 53.200(°)となり、主働土圧は右 14.244(kN/m)、左 16.177(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \end{aligned}$$

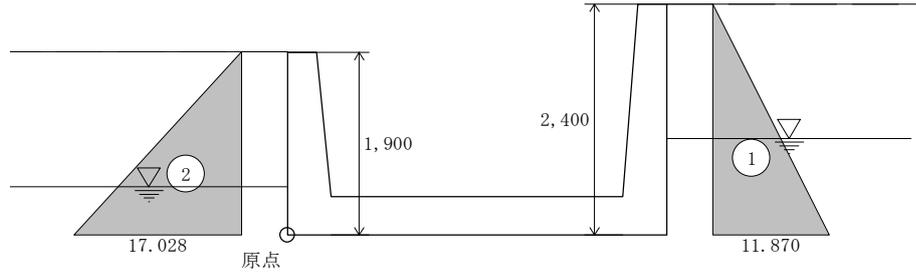
$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$11.870 \times 2.400 \div 2$	14.244	4.871	13.389	3.900	0.800	18.997	10.711
2	$17.028 \times 1.900 \div 2$	16.177	4.643	-15.498		0.633		-9.810
合計		30.421	9.514	-2.109			18.997	0.901

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

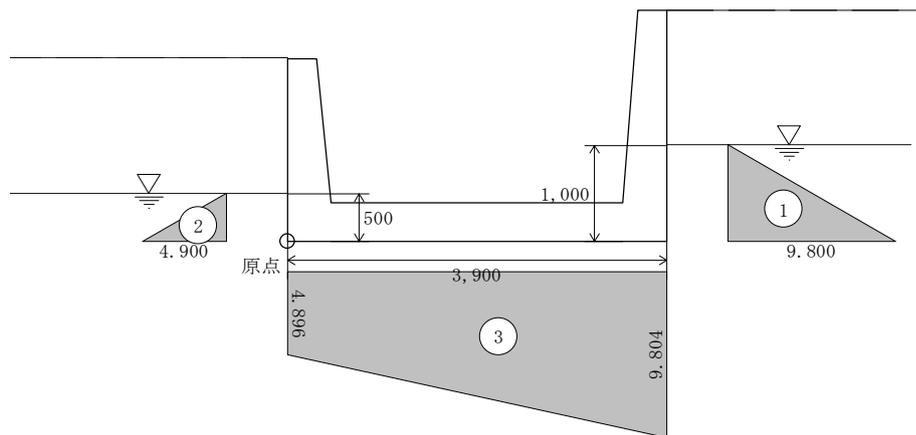
#### 4) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
合計		44.100	0.000			85.995	0.000

#### 5) 水圧の算出

$$P_{V1} = \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{V2} = \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2$$



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.896 + 9.804) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 6) 転倒に対する検討

構造物の転倒に対する安定条件は、以下の値を満足するものでなければならない。

- ①  $L/2 < e$  ならば、構造物は転倒する。
  - ②  $L/6 < e \leq L/2$  ならば、転倒はしないが構造物底面部に引張応力が生ずる。
- したがって、転倒に対する安定条件は、式(5)を満足させる必要がある。

$$\text{常 時} : e \leq L/6 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

$e$  : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)

$L$  : 底面の長さ (作用幅) (m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分・浮力も含む。

$\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
自 重	70.376		145.318	
土圧および載荷重	9.514	-2.109	18.997	0.901
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427
水路上面荷重	44.100		85.995	
合 計	95.325	1.566	188.193	2.328

$$e = |3.900 / 2 - (188.193 - 2.328) / 95.325|$$

$$= 0.000 \text{ (m)}$$

$$L/6 = 3.900 / 6$$

$$= 0.650 \text{ (m)}$$

$$e = 0.000 \text{ (m)} \leq L/6 = 0.650 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 3.4 滑動に対する検討

#### 1) 諸条件

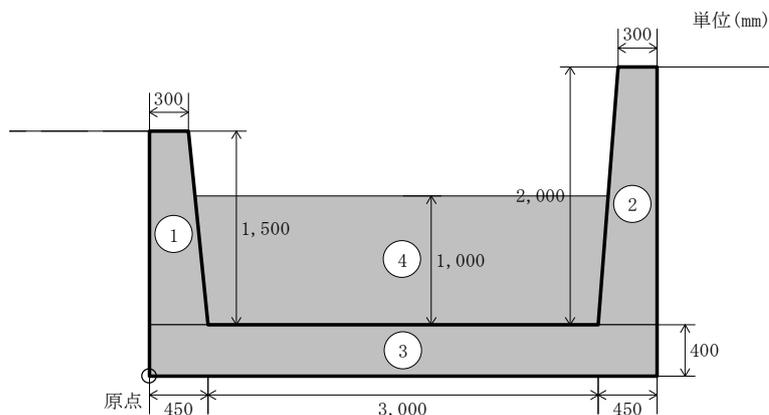
項目	記号	値	単位	備考
安全率	$F_s$	1.500		
底面と地盤との摩擦係数	$F$	0.577		$\tan \phi$

- ・フーチング重量を自重に含める。
- ・フーチング上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含める。
- ・地下水圧を考慮する。
- ・地下水位以下の土砂重量を水中土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を考慮する。

#### 2) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計						kN/m <sup>2</sup>	

#### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重(kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直(kN)	水平(kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.100	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.333	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220		1.950	0.200	74.529	
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.905	58.822	
合計		100.634	100.634	0.000			204.140	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

#### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.997	0.420	2.014	40.146	0.342/1.000	13.730
52.000	1.859	0.391	1.875	37.372	0.375/0.999	14.029
54.000	1.729	0.363	1.744	34.752	0.407/0.998	14.172
55.000	1.666	0.350	1.680	33.488	0.423/0.996	14.222
55.437	1.640	0.344	1.653	32.960	0.430/0.996	14.230
<b>55.438</b>	<b>1.640</b>	<b>0.344</b>	<b>1.653</b>	<b>32.960</b>	<b>0.430/0.995</b>	<b>14.244</b>
55.439	1.639	0.344	1.653	32.942	0.430/0.995	14.236
56.000	1.605	0.337	1.619	32.260	0.438/0.995	14.201
58.000	1.487	0.312	1.500	29.886	0.469/0.990	14.158

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.410	0.105	1.594	26.430	0.423/0.989	11.304
52.000	1.313	0.098	1.484	24.614	0.454/0.984	11.356
53.000	1.266	0.094	1.432	23.728	0.469/0.981	11.344
53.199	1.257	0.094	1.421	23.566	0.473/0.980	11.374
<b>53.200</b>	<b>1.257</b>	<b>0.094</b>	<b>1.421</b>	<b>23.566</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>11.374</b>
53.201	1.257	0.094	1.421	23.566	0.473/0.980	11.374
54.000	1.221	0.091	1.380	22.888	0.485/0.977	11.362
56.000	1.133	0.084	1.282	21.234	0.515/0.969	11.285
58.000	1.050	0.078	1.187	19.680	0.545/0.960	11.173

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

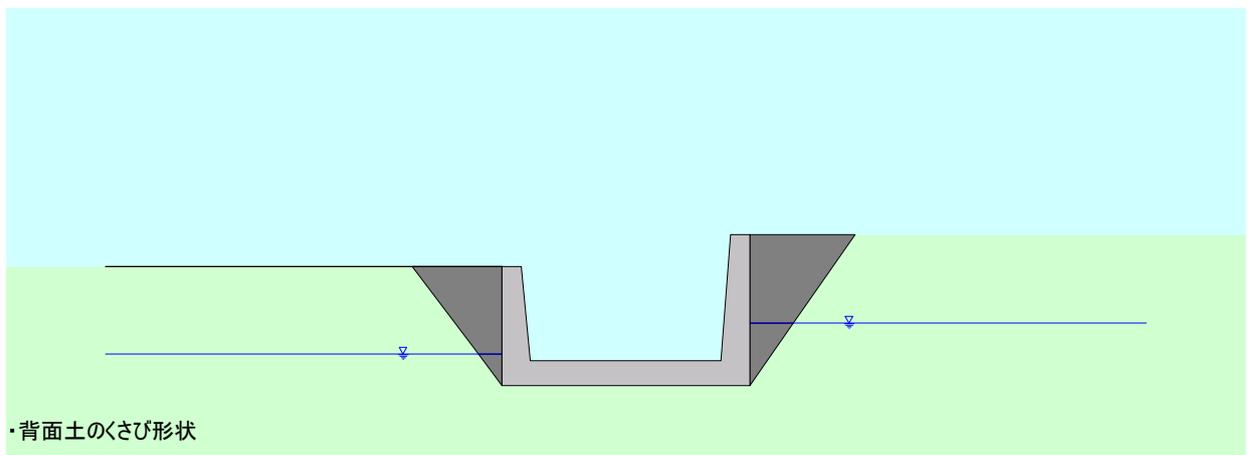
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.438(°)、左 53.200(°)となり、主働土圧は右 14.244(kN/m)、左 11.374(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

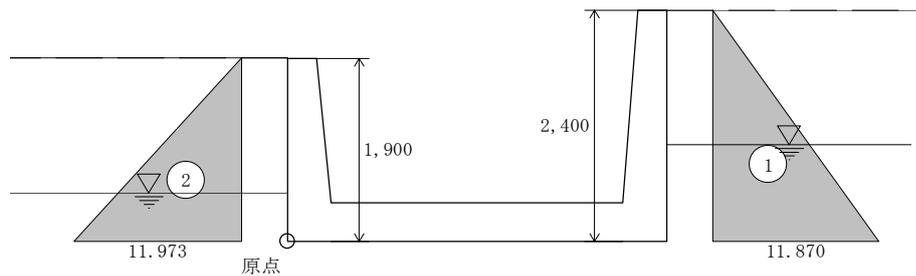
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN·m)	$M_y$ (kN·m)
1	$11.870 \times 2.400 \div 2$	14.244	4.871	13.389	3.900	0.800	18.997	10.711
2	$11.973 \times 1.900 \div 2$	11.374	3.264	-10.896		0.633		-6.897
合計		25.618	8.135	2.493			18.997	3.814

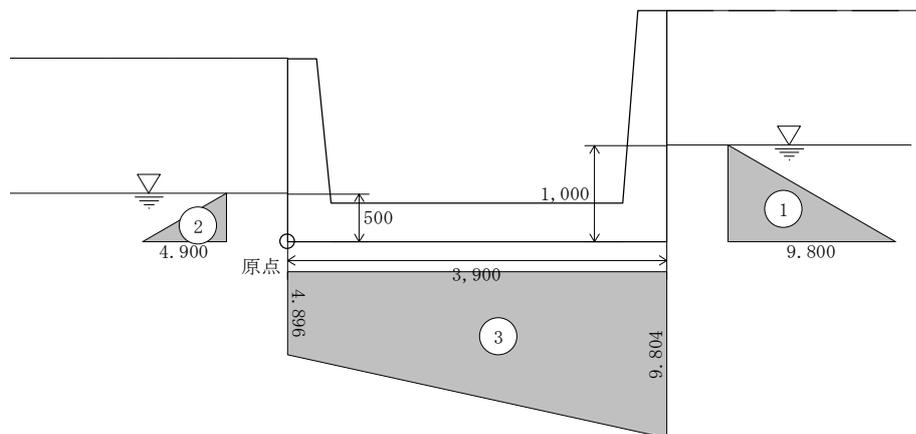
「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

## 5) 水圧の算出

$$P_{V1} = \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{V2} = \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.896 + 9.804) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 6) 滑動に対する検討

滑動に対する安定条件は、式(6)を満足するものでなければならない。

$$F_s = R_H / \Sigma H \geq 1.500 \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$R_H = \Sigma V \cdot F$$

ここに、

$R_H$  : 滑動抵抗力 (kN/m)

$\Sigma H$  : 全水平力 (kN/m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量・浮力も含む。

$F_s$  : 安全率

$F$  : 底面と基礎地盤との摩擦係数

$$F = \tan \phi$$

ただし、 $\phi = \phi_R$

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
自 重	100.634		204.140	
土圧および載荷重	8.135	2.493	18.997	3.814
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427
合 計	80.104	6.168	161.020	5.241

$$\phi = \phi_R = 30.000$$

$$\begin{aligned} F_s &= \Sigma V \cdot \tan \phi / \Sigma H \geq 1.500 \\ &= 80.104 \times \tan 30.000 / 6.168 \geq 1.500 \\ &= 80.104 \times 0.577 / 6.168 \geq 1.500 \\ &= 7.494 \geq 1.500 \quad \dots\dots\dots \mathbf{OK} \end{aligned}$$

### 3.5 総合判定（常時の安定計算）

- ・ 浮上に対する検討の結果

浮上に対する検討で計算された安全率=7.110が、設定された安全率=1.200以上となるため。

…………… **OK**

- ・ 地盤支持力に対する検討の結果

算出された最大地盤反力 93.170(kN/m<sup>2</sup>)が、設定されている許容支持力 382.410(kN/m<sup>2</sup>)以下のため。

…………… **OK**

- ・ 転倒に対する検討の結果

算出された偏心距離 0.000(m)が、基礎面の長さ 3.900(m)の1/6 以下にあるため。

…………… **OK**

- ・ 滑動に対する検討の結果

滑動に対する検討で計算された安全率=7.494が、設定された安全率=1.500以上となるため。

…………… **OK**

## 4 地震時の設計条件

土圧公式は、「試行くさび法」にて算出する。

項 目	記号	値	単位	備 考
設計水平震度	$K_h$	0.160		
設計鉛直震度	$K_v$	0.000		
土の内部摩擦角度	$\phi_R$	30.000	°	右側
土の内部摩擦角度	$\phi_L$	25.000	°	左側
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角（右側）	$\delta_R$	15.000	°	計算値
側壁面又は仮想背面と土との摩擦角（左側）	$\delta_L$	12.500	°	計算値
壁背面の傾斜角（右側）	$\theta_R$	90.000	°	計算値
壁背面の傾斜角（左側）	$\theta_L$	90.000	°	計算値
地震時合成角度	$\theta_0$	9.090	°	計算値

### 【側壁面又は仮想背面との摩擦角】

地震時における壁面摩擦角の値は、壁面の傾斜や張出しの有無に関係なく  
 $\delta = 1/2\phi$ とする。

#### ・右側

したがって、 $\delta_R = 15.000$

#### ・左側

したがって、 $\delta_L = 12.500$

### 【壁背面の傾斜角】

側壁背面の傾斜角の計算は、「設計条件」－「土質条件」を参照。

### 【地震時合成角】

$$\begin{aligned}\theta_0 &= \tan^{-1}\{K_h / (1 - K_v)\} \\ &= \tan^{-1}\{0.160 / (1.0 - 0.000)\} \\ &= 9.090\end{aligned}$$

### 【試行くさび法】

#### ・主働土圧

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta_0)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$ の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最大値を主働土圧（ $P_{AER}$ 、 $P_{AEL}$ ）とする。

#### ・受働土圧

$$P_P = \frac{\sin(\omega + \phi - \theta_0)}{\cos(\omega + \phi + \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$ の値を変化させ求まる左右の土圧それぞれにおける最小値を受働土圧（ $P_{PER}$ 、 $P_{PEL}$ ）とする。

## 5 地震時安定計算

### 5.1 地盤支持力に対する検討（地震時）

#### 1) 諸条件

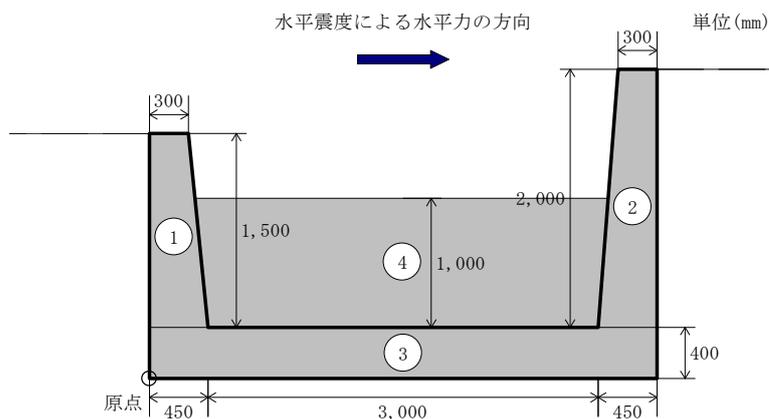
項目	記号	値	単位	備考
地震時許容支持力	$q_a$	573.615	kN/m <sup>2</sup>	

- ・フーチング重量を自重に含める。
- ・フーチング上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含める。
- ・地下水圧を考慮しない。
- ・地下水位以下の土砂重量を湿潤土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を含まない。
- ・地震時動水圧を考慮する。

#### 2) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	○	—	7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計				7.000	—	kN/m <sup>2</sup>	

#### 3) 自重の算出



地震時の自重計算において水平震度を考慮しているため、自重に設計水平震度を乗じたものを水平力とする。（但し、水路内の水には水平震度が生じないものとする。）

番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781	-2.205	0.190	1.100	2.618	-2.426
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375	-2.940	3.710	1.333	68.171	-3.919
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220	-6.115	1.950	0.200	74.529	-1.223
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.905	58.822	
合計		100.634	100.634	-11.260			204.140	-7.568

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

#### 4) 土圧および載荷重の算出（地震時）

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_{AE}$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.836	0.596	2.860	61.776	0.327/0.984	20.529
42.000	2.643	0.555	2.665	57.564	0.360/0.986	21.017
44.000	2.465	0.518	2.485	53.694	0.392/0.987	21.325
46.000	2.298	0.483	2.318	50.058	0.424/0.987	21.504
48.000	2.143	0.450	2.161	46.674	0.455/0.986	21.538
48.593	2.099	0.441	2.116	45.720	0.465/0.986	21.562
<b>48.594</b>	<b>2.099</b>	<b>0.441</b>	<b>2.116</b>	<b>45.720</b>	<b>0.465/0.985</b>	<b>21.584</b>
48.595	2.099	0.441	2.116	45.720	0.465/0.985	21.584
49.000	2.069	0.435	2.086	45.072	0.471/0.985	21.552

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.002	0.149	2.264	54.568	0.408/0.987	22.557
42.000	1.866	0.139	2.110	50.861	0.440/0.984	22.743
43.000	1.802	0.134	2.038	49.111	0.455/0.983	22.732
43.393	1.777	0.132	2.010	48.430	0.461/0.982	22.735
<b>43.394</b>	<b>1.777</b>	<b>0.132</b>	<b>2.010</b>	<b>48.429</b>	<b>0.462/0.982</b>	<b>22.784</b>
43.395	1.777	0.132	2.010	48.429	0.462/0.982	22.784
44.000	1.740	0.129	1.968	47.415	0.471/0.981	22.765
46.000	1.622	0.121	1.835	44.218	0.501/0.977	22.675
48.000	1.513	0.113	1.711	41.243	0.531/0.971	22.554

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = (A_1 + A_2) \times \gamma_t + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

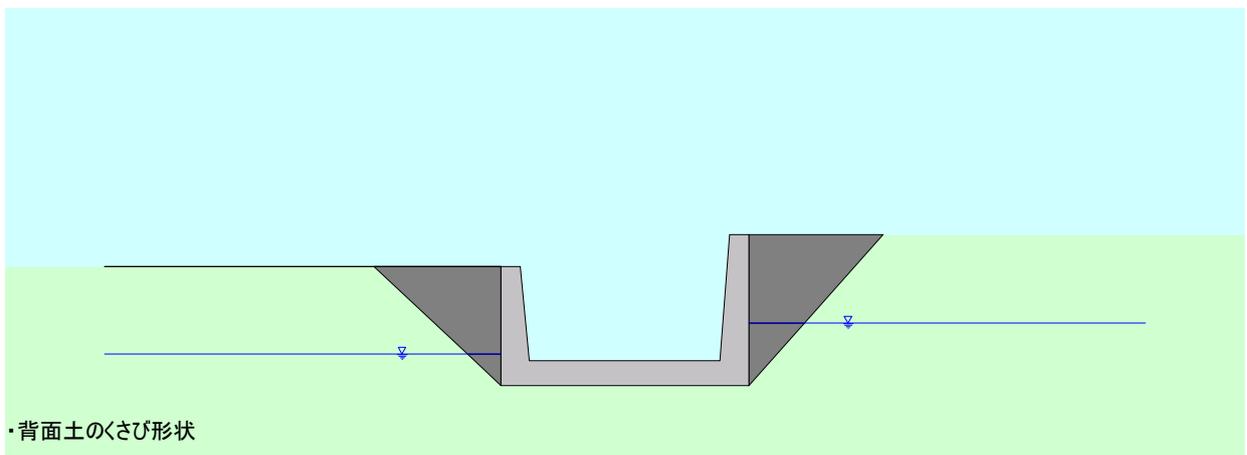
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 48.594(°)、左 43.394(°)となり、主働土圧は右 21.584(kN/m)、左 22.784(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.259 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.966 \end{aligned}$$

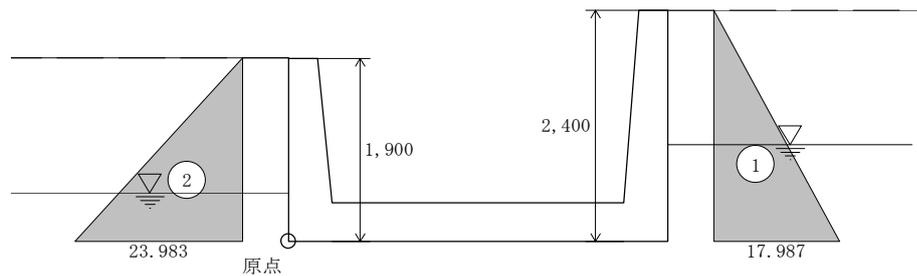
水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= 0.216 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= -0.976 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$17.987 \times 2.400 \div 2$	21.584	5.590	20.850	3.900	0.800	21.801	16.680
2	$23.983 \times 1.900 \div 2$	22.784	4.921	-22.237		0.633		-14.076
合計		44.368	10.511	-1.387			21.801	2.604

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

## 5) 地震時における地盤支持力の検討

地震時においては、設計水平震度により躯体に対し水平力が生じる。この水平力により、躯体の底版に偏心荷重が作用する。

そのため、基礎地盤支持力の検討は、式(3)および式(4)による。

・合力の作用点が中央1/3内にあるとき

$$q_1 = \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L) \quad \dots\dots\dots (3_{-1})$$

$$q_2 = \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L) \quad \dots\dots\dots (3_{-2})$$

$$q_1 \leq q_a \text{ しかも } q_2 \leq q_a \quad \dots\dots\dots (3)$$

・合力の作用点が中央1/3以外にあるとき

$$q_{\max} = 4/3 \cdot \{ \Sigma V / (L - 2e) \} \leq q_a \quad \dots\dots\dots (4)$$

・共通

$$e = | L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V |$$

ここに、

- $q_1, q_2$  : 底版の両端における反力強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_{\max}$  : 最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q_a$  : 許容地盤支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $L$  : 基礎面の長さ (作用幅) (m)
- $e$  :  $\Sigma V$  の作用点の偏心距離 (m)
- $\Sigma V$  : 合力の鉛直分力 (kN/m)  
土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。
- $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	M <sub>x</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)
自 重	100.634	-11.260	204.140	-7.568
土圧および載荷重	10.511	-1.387	21.801	2.604
水 圧		-1.830		-1.464
合 計	111.145	-14.477	225.941	-6.428

$$e = | 3.900 / 2 - \{ 225.941 - (-6.428) \} / 111.145 |$$

$$= 0.141 \text{ (m)}$$

偏心距離が中央(1.950m)の1/3(0.650m)内にあるため、式(3)にて地盤反力を検討する。

$$q_1 = 111.145 / 3.900 \times (1 + 6 \times 0.141 / 3.900)$$

$$= 34.681 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_2 = 111.145 / 3.900 \times (1 - 6 \times 0.141 / 3.900)$$

$$= 22.317 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

したがって、 $q_{\max} = 34.681 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  となる。

$$q_{\max} = 34.681 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 573.615 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

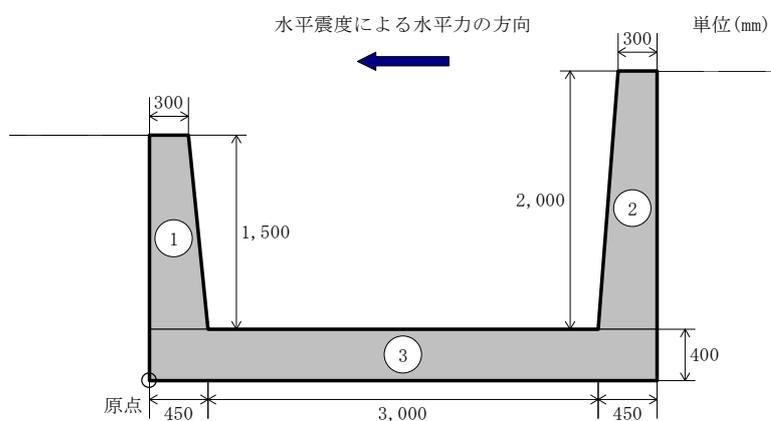
## 5.2 転倒に対する検討（地震時）

- ・フーチング重量を自重に含める。
- ・フーチング上の土砂重量を自重に含める。
- ・水路内の水重量を自重に含めない。
- ・地下水圧を考慮する。
- ・地下水位以下の土砂重量を水中土として計算する。
- ・鉛直力に浮力を考慮する。
- ・地震時動水圧を考慮する。

### 1) 作用する荷重の組み合わせ

項目	値	考慮		採用値		単位	備考
		左	右	左	右		
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	—	—	—	—	kN/m <sup>2</sup>	
合計				—	—	kN/m <sup>2</sup>	

### 2) 自重の算出



地震時の自重計算において水平震度を考慮しているため、自重に設計水平震度を乗じたものを水平力とする。（但し、水路内の水には水平震度が生じないものとする。）

番号	計算式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781	2.205	0.190	1.100	2.618	2.426
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375	2.940	3.710	1.333	68.171	3.919
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220	6.115	1.950	0.200	74.529	1.223
合計		70.376	70.376	11.260			145.318	7.568

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

### 3) 土圧および載荷重の算出（地震時）

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_{AE}$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.836	0.596	2.860	57.008	0.327/0.984	18.945
42.000	2.643	0.555	2.665	53.124	0.360/0.986	19.396
44.000	2.465	0.518	2.485	49.550	0.392/0.987	19.679
46.000	2.298	0.483	2.318	46.194	0.424/0.987	19.844
48.000	2.143	0.450	2.161	43.074	0.455/0.986	19.877
48.593	2.099	0.441	2.116	42.192	0.465/0.986	19.898
<b>48.594</b>	<b>2.099</b>	<b>0.441</b>	<b>2.116</b>	<b>42.192</b>	<b>0.465/0.985</b>	<b>19.918</b>
48.595	2.099	0.441	2.116	42.192	0.465/0.985	19.918
49.000	2.069	0.435	2.086	41.592	0.471/0.985	19.888

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.002	0.149	2.264	37.526	0.408/0.987	15.512
42.000	1.866	0.139	2.110	34.978	0.440/0.984	15.641
43.000	1.802	0.134	2.038	33.776	0.455/0.983	15.634
43.399	1.777	0.132	2.009	33.306	0.462/0.982	15.669
<b>43.400</b>	<b>1.777</b>	<b>0.132</b>	<b>2.009</b>	<b>33.306</b>	<b>0.462/0.982</b>	<b>15.669</b>
43.401	1.776	0.132	2.009	33.288	0.462/0.982	15.661
44.000	1.740	0.129	1.968	32.610	0.471/0.981	15.657
46.000	1.622	0.121	1.835	30.406	0.501/0.977	15.592
48.000	1.513	0.113	1.711	28.364	0.531/0.971	15.511

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

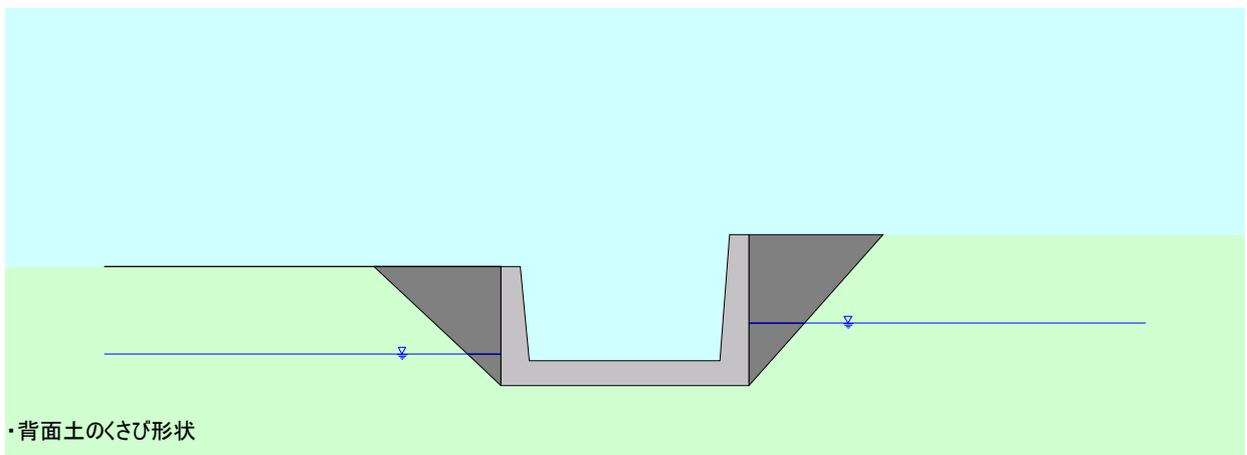
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 48.594(°)、左 43.400(°)となり、主働土圧は右 19.918(kN/m)、左 15.669(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

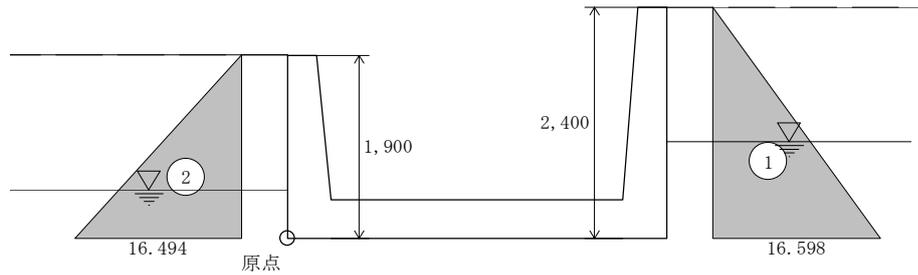
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.259 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.966 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= 0.216 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= -0.976 \end{aligned}$$

単位 (mm)



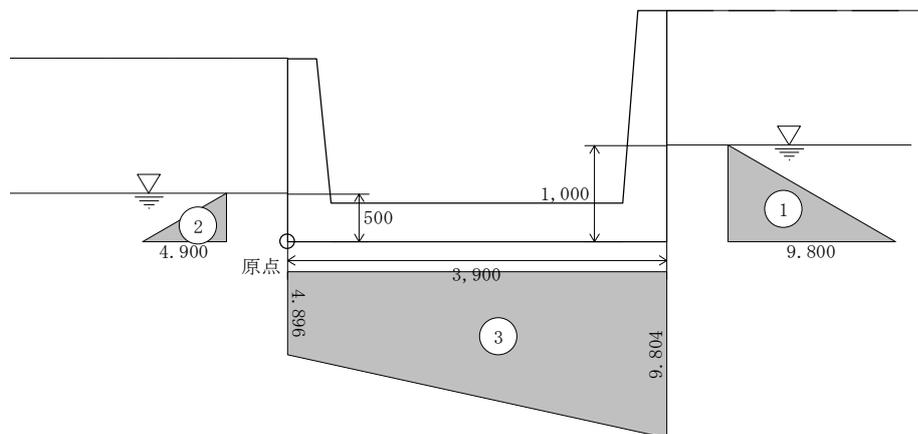
番号	計 算 式	荷 重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$16.598 \times 2.400 \div 2$	19.918	5.159	19.241	3.900	0.800	20.120	15.393
2	$16.494 \times 1.900 \div 2$	15.669	3.385	-15.293		0.633		-9.680
合計		35.587	8.544	3.948			20.120	5.713

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

#### 4) 水圧の算出

$$\begin{aligned} P_{V1} &= \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2 \\ P_{V2} &= \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.896 + 9.804) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

## 5) 地震時における転倒に対する検討

構造物の転倒に対する安定条件は、以下の値を満足するものでなければならない。

- ①  $L/2 < e$  ならば、構造物は転倒する。
  - ②  $L/6 < e \leq L/2$  ならば、転倒はしないが構造物底面に引張応力が生ずる。
- したがって、転倒に対する安定条件は、式(5)を満足させる必要がある。

$$\text{地震時} : e \leq L/3 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

- $e$  : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)
- $L$  : 底面の長さ (作用幅) (m)
- $\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)  
土圧および載荷重の鉛直成分・浮力も含む。
- $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント	
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
自 重	70.376	11.260	145.318	7.568
土圧および載荷重	8.544	3.948	20.120	5.713
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427
合 計	50.255	18.883	103.321	14.708

$$e = |3.900 / 2 - (103.321 - 14.708) / 50.255|$$

$$= 0.187 \text{ (m)}$$

$$L/3 = 3.900 / 3$$

$$= 1.300 \text{ (m)}$$

$$e = 0.187 \text{ (m)} \leq L/3 = 1.300 \text{ (m)} \quad \dots\dots\dots \text{OK}$$

### 5.3 総合判定（地震時の安定計算）

- ・地盤支持力に対する検討の結果

算出された最大地盤反力  $34.681 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  が、設定されている許容支持力  $573.615 \text{ (kN/m}^2\text{)}$  以下のため。

…………… **OK**

- ・転倒に対する検討の結果

算出された偏心距離  $0.187 \text{ (m)}$  が、基礎面の長さ  $3.900 \text{ (m)}$  の  $1/3$  以下にあるため。

…………… **OK**

## 6 部材断面の検討

### 6.1 荷重の組み合わせ（荷重ケース）

荷重		項目	部材断面の検討				備考
			ケース 1	ケース 2	ケース 3	任意 1	
自重			○	○	○	○	
土圧及び 載荷重	埋戻しの状態	湿潤状態	○		○	○	地下水位より上
		飽和状態	○			○	地下水位より下
	路面荷重	盛土荷重	○		○		
		自動車荷重	○				
		群集荷重	○			○	
		雪荷重	○				
		その他					
	水路上面荷重			44.100	44.100	44.100	44.100
凍上圧							
地下水	側壁に作用する水圧		○				
	揚圧力		○				
フルーム内の充滿水				○	○		
計算種別			常時/地震時	常時	常時/地震時	常時	

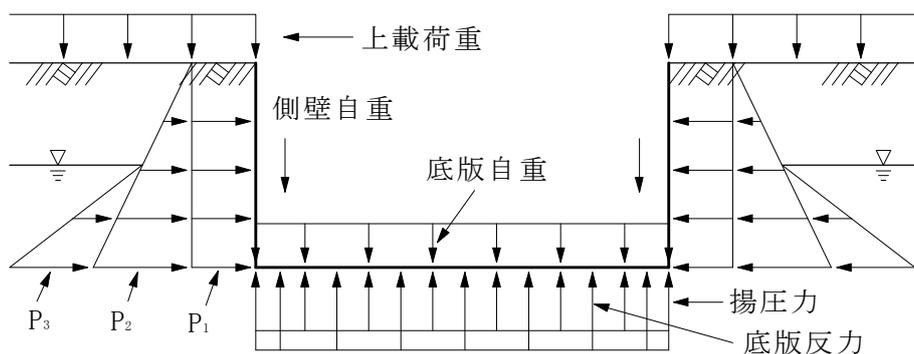
ケース 1：側壁、底版の各部材の外側に最大曲げモーメントが生ずる場合。

ケース 2：側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合。

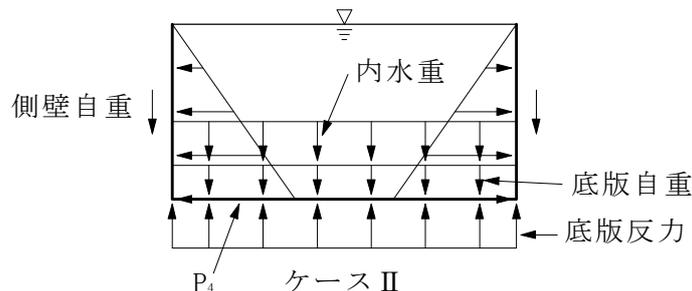
（側壁の埋戻し土の反力が期待できない場合）

ケース 3：側壁、底版の各部材の内側に最大曲げモーメントが生ずる場合。

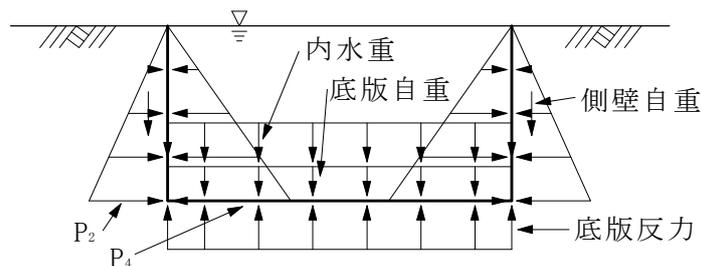
（側壁の埋戻し土の反力が期待できる場合）



ケース I



ケース II



ケース III

**【仮想背面との摩擦角 常時】**

## ・右側

部材計算時の壁面摩擦角  $\delta$  の値は  $(2/3)\phi$  とする。

フーチングの長さ

$$T_B = 0.000 \text{ (m)}$$

$$\delta_R = 2/3\phi = 20.000$$

## ・左側

フーチングの長さ

$$T_B = 0.000 \text{ (m)}$$

$$\delta_L = 2/3\phi = 16.667$$

**【壁背面の傾斜角】**

$$\theta_R = 90.000^\circ \quad (\text{右側壁背面が直のため})$$

$$\theta_L = 90.000^\circ \quad (\text{左側壁背面が直のため})$$

**【試行くさび法】**

## ・主働土圧

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta_0)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$  の値を変化させ求める左右の土圧それぞれにおける最大値を主働土圧 ( $P_{AR}$ 、 $P_{AL}$ ) とする。

ここに、

$\omega$  : すべり面が水平面となす角 ( $^\circ$ )

$W$  : 土くさびの重量 (上載荷重を含む) (kN/m)

常時の計算においては、地震時合成角度  $\theta_0 = 0$  とする。

**【仮想背面との摩擦角 地震時】**

地震時における部材計算時の壁面摩擦角  $\delta$  の値は  $(1/2)\phi$  とする。

## ・右側

したがって、 $\delta_R = 15.000$

## ・左側

したがって、 $\delta_L = 12.500$

**【壁背面の傾斜角】**

側壁背面の傾斜角の計算は、「設計条件」－「土質条件」を参照。

**【地震時合成角】**

$$\begin{aligned} \theta_0 &= \tan^{-1}\{K_h / (1 - K_v)\} \\ &= \tan^{-1}\{0.160 / (1.0 - 0.000)\} \\ &= 9.090 \end{aligned}$$

## ・主働土圧

$$P_A = \frac{\sin(\omega - \phi + \theta_0)}{\cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0} W$$

上記式に対し、左右それぞれの値を代入し、 $\omega$  の値を変化させ求める左右の土圧それぞれにおける最大値を主働土圧 ( $P_{AER}$ 、 $P_{AEL}$ ) とする。

## 7 部材断面力計算

### 7.1 荷重組み合わせパターン（常時：ケース1）

#### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	1	側壁高の1/3	1.467	1.467	0.067	—	—
	2	底版の上面	2.000	2.000	0.600	—	—
左側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	4	側壁高の1/3	1.133	1.133	—	—	—
	5	底版の上面	1.500	1.500	0.100	—	—
6	側壁付根	1.700	1.700	0.300	—	—	
底版	記号	位置	LL (m)		LR (m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.686		1.764		
	9	右側壁付け根	3.450		0.000		

h : 天端からの距離

hd:土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho:影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi:影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha:内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は } hi)$

LL:左端からの距離

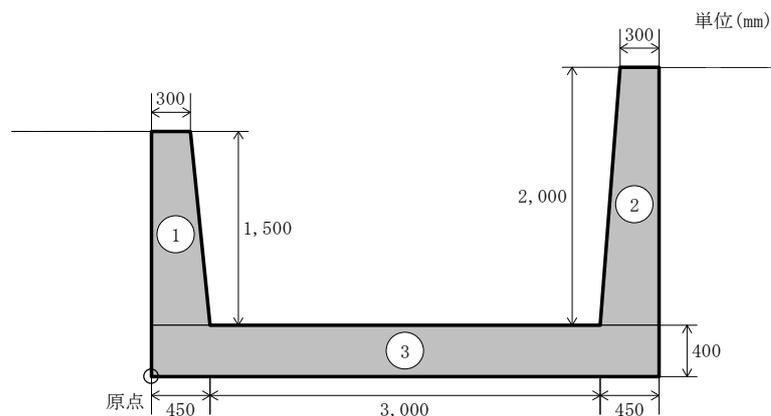
LR:右端からの距離

#### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000	○	7.000		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000		—	○	3.000
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計			7.000		3.000

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む

#### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.100	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.333	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220		1.950	0.200	74.529	
合計		70.376	70.376	0.000			145.318	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned} \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\ &= 13.781 + 18.375 \\ &= 32.156 \end{aligned}$$

#### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.997	0.420	2.014	46.188	0.342/1.000	15.796
52.000	1.859	0.391	1.875	42.997	0.375/0.999	16.140
54.000	1.729	0.363	1.744	39.983	0.407/0.998	16.306
55.000	1.666	0.350	1.680	38.529	0.423/0.996	16.363
55.437	1.640	0.344	1.653	37.920	0.430/0.996	16.371
<b>55.438</b>	<b>1.640</b>	<b>0.344</b>	<b>1.653</b>	<b>37.920</b>	<b>0.430/0.995</b>	<b>16.388</b>
55.439	1.639	0.344	1.653	37.902	0.430/0.995	16.380
56.000	1.605	0.337	1.619	37.116	0.438/0.995	16.339
58.000	1.487	0.312	1.500	34.385	0.469/0.990	16.289

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.410	0.105	1.594	37.590	0.423/0.989	16.077
52.000	1.313	0.098	1.484	35.005	0.454/0.984	16.151
53.000	1.266	0.094	1.432	33.750	0.469/0.981	16.135
53.199	1.257	0.094	1.421	33.516	0.473/0.980	16.177
<b>53.200</b>	<b>1.257</b>	<b>0.094</b>	<b>1.421</b>	<b>33.516</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>16.177</b>
53.201	1.257	0.094	1.421	33.515	0.473/0.980	16.176
54.000	1.221	0.091	1.380	32.551	0.485/0.977	16.159
56.000	1.133	0.084	1.282	30.205	0.515/0.969	16.053
58.000	1.050	0.078	1.187	27.991	0.545/0.960	15.891

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$\begin{aligned} W &= A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q \\ P_A &= K \times W \end{aligned}$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

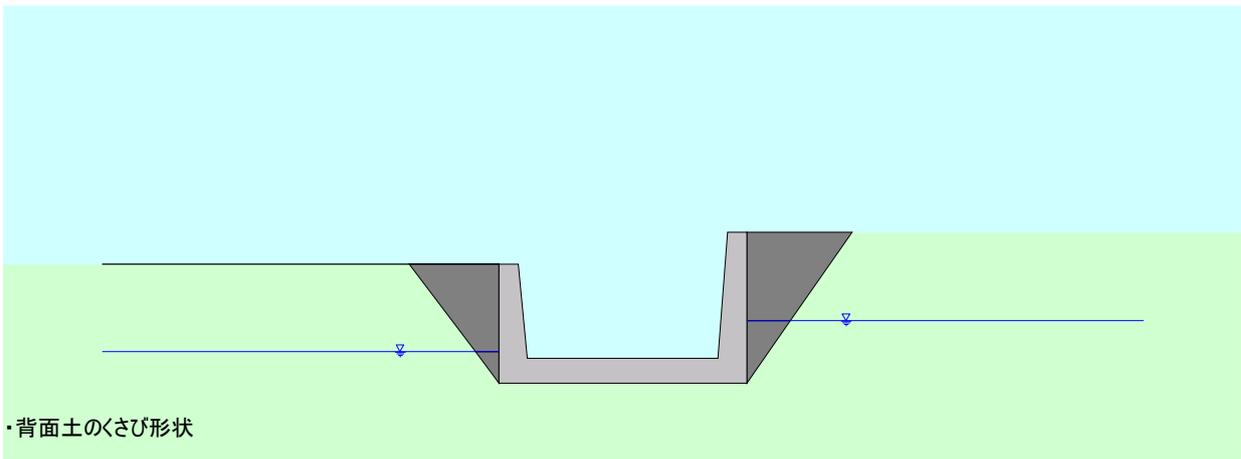
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.438(°)、左 53.200(°)となり、主働土圧は右 16.388(kN/m)、左 16.177(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



・背面土のくさび形状

水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

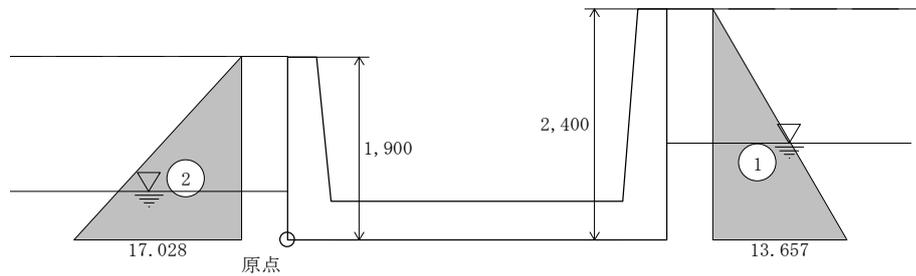
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



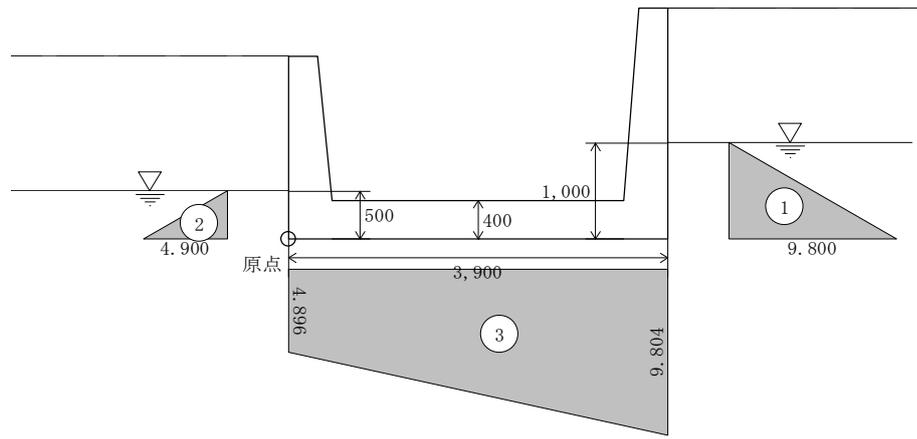
番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$13.657 \times 2.400 \div 2$	16.388	5.605	15.405	3.900	0.800	21.860	12.324
2	$17.028 \times 1.900 \div 2$	16.177	4.643	-15.498		0.633		-9.810
合計		32.565	10.248	-0.093			21.860	2.514

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

5) 水圧の算出

$$P_{V1} = \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{V2} = \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2$$



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.896 + 9.804) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

### 6) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
合計		44.100	0.000			85.995	0.000

### 7) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

e : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)

L : 底面の長さ (作用幅) (m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分・浮力も含む。

$\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント		底版反力 鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自 重	70.376		145.318		32.156
土圧および載荷重	10.248	-0.093	21.860	2.514	10.248
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427	
水路上面荷重	44.100		85.995		44.100
合 計	96.059	3.582	191.056	3.941	86.504

$$\begin{aligned}
 e &= 3.900 / 2 - (191.056 - 3.941) / 96.059 \\
 &= 0.002 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$\begin{aligned}
 q_R &= \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L) \\
 q_L &= \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 q_R, q_L &: \text{底版の両端における反力強度 (kN/m}^2\text{)} \\
 L &: \text{基礎面の長さ (作用幅) (m)} \\
 e &: \Sigma V \text{の作用点の偏心距離 (m)} \\
 \Sigma V &: \text{合力の鉛直分力 (kN/m)}
 \end{aligned}$$

このときの基礎面の長さ(作用幅)は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、フーチングを含む場合には、フーチング部分にも底版反力が生じるとして、作用幅をフーチング端部とし、フーチング上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

浮力(又は揚圧力)は、側壁及び底版自重により生じる底版反力より小さいので、底版反力のみを考慮する。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$\begin{aligned}
 q_R &= 86.504 / 3.450 \times (1 - 6 \times 0.002 / 3.450) \\
 &= 24.986 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_L &= 86.504 / 3.450 \times (1 + 6 \times 0.002 / 3.450) \\
 &= 25.161 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

## 8) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 16.388 / 2.200^2 \\ &= 6.772 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 6.772 \times 1.467^2 \times \cos 20.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.067^2 \\ &= 6.869 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 6.772 \times 1.467^3 \times \cos 20.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.067^3 \\ &= 3.349 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 6.772 \times 2.000^2 \times \cos 20.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.600^2 \\ &= 14.491 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 6.772 \times 2.000^3 \times \cos 20.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.600^3 \\ &= 8.837 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 6.772 \times 2.200^2 \times \cos 20.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.800^2 \\ &= 18.536 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 6.772 \times 2.200^3 \times \cos 20.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.800^3 \\ &= 12.129 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 16.177 / 1.700^2 \\ &= 11.195 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/2 \times 11.195 \times 1.133^2 \times \cos 16.667 \\ &= 6.884 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/6 \times 11.195 \times 1.133^3 \times \cos 16.667 \\ &= 2.600 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面5 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 11.195 \times 1.500^2 \times \cos 16.667 + 1/2 \times 9.800 \times 0.100^2 \\ &= 12.114 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 11.195 \times 1.500^3 \times \cos 16.667 + 1/6 \times 9.800 \times 0.100^3 \\ &= 6.034 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 \\ &= 1/2 \times 11.195 \times 1.700^2 \times \cos 16.667 + 1/2 \times 9.800 \times 0.300^2 \\ &= 15.938 \text{ (kN)} \\ M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 \\ &= 1/6 \times 11.195 \times 1.700^3 \times \cos 16.667 + 1/6 \times 9.800 \times 0.300^3 \\ &= 8.826 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## 9) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} = 12.129 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = 8.826 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 25.161 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (25.161 - 24.986) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (12.129 - 8.826) / 3.450 \\ &= -42.345 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (12.129 - 8.826) \times 0.000 / 3.450 + 8.826 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (25.161 - 24.986) - 3 \times 25.161\} \\ &= 8.826 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 25.161 \times (3.450 - 2 \times 1.686) + (25.161 - 24.986) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.686^2 / 3.450^2) + (12.129 - 8.826) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (12.129 - 8.826) \times 1.686 / 3.450 + 8.826 + 1/6 \times 1.686 \times (3.450 - 1.686) \times \{(1 + 1.686 / 3.450) \times (25.161 - 24.986) - 3 \times 25.161\} \\ &= -26.846 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 25.161 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (25.161 - 24.986) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (12.129 - 8.826) / 3.450 \\ &= 44.159 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (12.129 - 8.826) \times 3.450 / 3.450 + 8.826 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (25.161 - 24.986) - 3 \times 25.161\} \\ &= 12.129 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

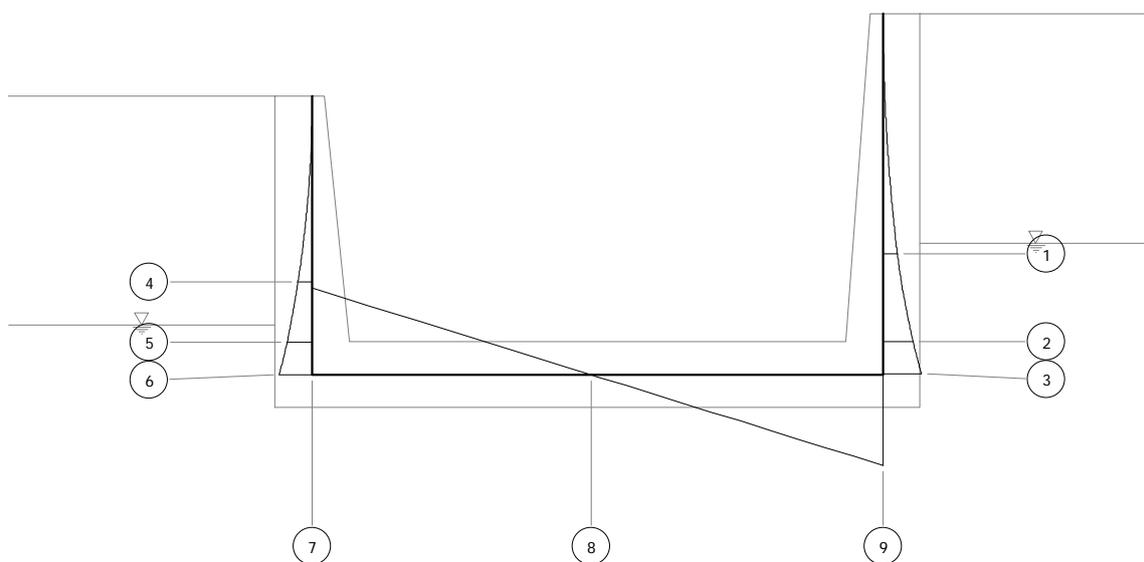
## 10) 断面力一覧

	記号	位置	h (m)	せん断力	
				S (kN)	曲げモーメント M (kN·m)
右側壁	1	側壁高の1/3	1.467	6.869	3.349
	2	底版の上面	2.000	14.491	8.837
	3	側壁付け根	2.200	18.536	12.129
左側壁	記号	位置	h (m)	せん断力	
	4	側壁高の1/3	1.133	6.884	2.600
	5	底版の上面	1.500	12.114	6.034
6	側壁付け根	1.700	15.938	8.826	
底版	記号	位置	χ (m)	せん断力	
	7	左側壁付け根	0.000	-42.345	8.826
	8	最大モーメント	1.686	0.000	-26.846
9	右側壁付け根	3.450	44.159	12.129	

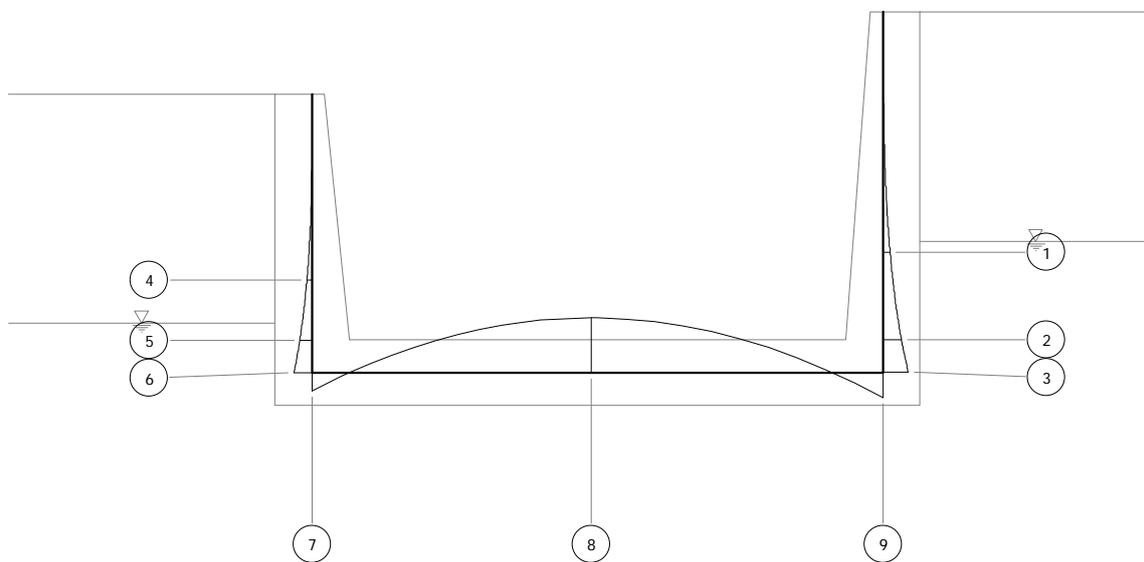
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

11) せん断力図



12) 曲げモーメント図



## 7.2 荷重組み合わせパターン（常時：ケース2）

### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	1	側壁高の1/3	1.467	—	—	0.467	0.467
	2	底版の上面	2.000	—	—	1.000	1.000
3	側壁付根	2.200	—	—	1.000	1.200	
左側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	4	側壁高の1/3	1.133	—	—	0.633	0.633
	5	底版の上面	1.500	—	—	1.000	1.000
6	側壁付根	1.700	—	—	1.000	1.200	
底版	記号	位置	LL (m)		LR (m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.752		1.698		
9	右側壁付け根	3.450		0.000			

h：天端からの距離

hd：土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho：影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi：影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha：内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は } hi)$

LL：左端からの距離

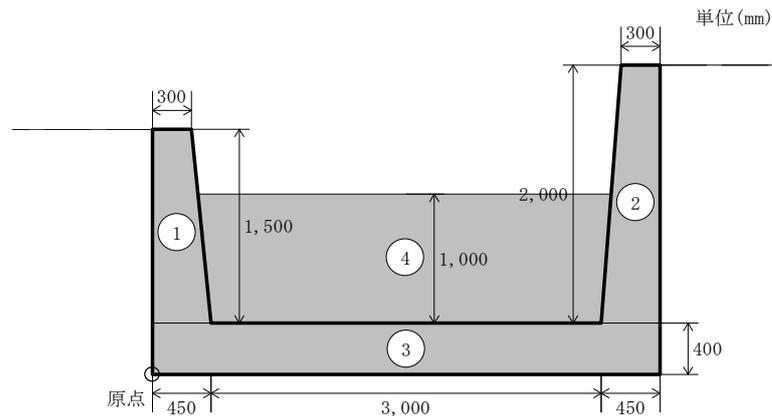
LR：右端からの距離

### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000		—		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000		—		—
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計			—		—

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む

### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.100	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.333	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220		1.950	0.200	74.529	
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.905	58.822	
合計		100.634	100.634	0.000			204.140	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned} \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\ &= 13.781 + 18.375 \\ &= 32.156 \end{aligned}$$

#### 4) 水路上面荷重の算出

番号	項目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
	合計	44.100	0.000			85.995	0.000

#### 5) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

- e : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)
- L : 底面の長さ (作用幅) (m)
- $\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)  
土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。
- $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項目	外力		モーメント		底版反力鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自重	100.634		204.140		32.156
水路上面荷重	44.100		85.995		44.100
合計	144.734	0.000	290.135	0.000	76.256

$$\begin{aligned}
 e &= 3.900 / 2 - (290.135 - 0.000) / 144.734 \\
 &= -0.055 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$\begin{aligned}
 q_R &= \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L) \\
 q_L &= \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 q_R, q_L &: \text{底版の両端における反力強度 (kN/m}^2\text{)} \\
 L &: \text{基礎面の長さ (作用幅) (m)} \\
 e &: \Sigma V \text{の作用点の偏心距離 (m)} \\
 \Sigma V &: \text{合力の鉛直分力 (kN/m)}
 \end{aligned}$$

このときの基礎面の長さ(作用幅)は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、フーチングを含む場合には、フーチング部分にも底版反力が生じるとして、作用幅をフーチング端部とし、フーチング上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$\begin{aligned}
 q_R &= 76.256 / 3.450 \times (1 - 6 \times -0.055 / 3.450) \\
 &= 24.217 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_L &= 76.256 / 3.450 \times (1 + 6 \times -0.055 / 3.450) \\
 &= 19.989 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

## 6) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 15.423 / 2.200^2 \\ &= 6.373 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 6.373 \times 0.000^2 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 0.467^2) \\ &= -1.069 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 6.373 \times 0.000^3 \times \cos 20.000 - (1/6 \times 9.800 \times 0.467^3) \\ &= -0.166 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 6.373 \times 0.000^2 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= -4.900 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 6.373 \times 0.000^3 \times \cos 20.000 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) \\ &= -1.633 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 6.373 \times 0.000^2 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= -4.900 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2 (3h_a - 2h_i)\} \\ &= 1/6 \times 6.373 \times 0.000^3 \times \cos 20.000 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.200 - 2 \times 1.000)\} \\ &= -2.613 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 11.737 / 1.700^2 \\ &= 8.122 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 8.122 \times 0.000^2 \times \cos 16.667 - (1/2 \times 9.800 \times 0.633^2) \\ &= -1.963 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 8.122 \times 0.000^3 \times \cos 16.667 - (1/6 \times 9.800 \times 0.633^3) \\ &= -0.414 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面5 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 8.122 \times 0.000^2 \times \cos 16.667 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= -4.900 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 8.122 \times 0.000^3 \times \cos 16.667 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) \\ &= -1.633 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 8.122 \times 0.000^2 \times \cos 16.667 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= -4.900 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2 (3h_a - 2h_i)\} \\ &= 1/6 \times 8.122 \times 0.000^3 \times \cos 16.667 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.200 - 2 \times 1.000)\} \\ &= -2.613 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## 7) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} = -2.613 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = -2.613 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 19.989 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (19.989 - 24.217) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (-2.613 - -2.613) / 3.450 \\ &= -36.912 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (-2.613 - -2.613) \times 0.000 / 3.450 + -2.613 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (19.989 - 24.217) - 3 \times 19.989\} \\ &= -2.613 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 19.989 \times (3.450 - 2 \times 1.752) + (19.989 - 24.217) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.752^2 / 3.450^2) + (-2.613 - -2.613) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (-2.613 - -2.613) \times 1.752 / 3.450 + -2.613 + 1/6 \times 1.752 \times (3.450 - 1.752) \times \{(1 + 1.752 / 3.450) \times (19.989 - 24.217) - 3 \times 19.989\} \\ &= -35.506 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 19.989 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (19.989 - 24.217) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (-2.613 - -2.613) / 3.450 \\ &= 39.343 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (-2.613 - -2.613) \times 3.450 / 3.450 + -2.613 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (19.989 - 24.217) - 3 \times 19.989\} \\ &= -2.613 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

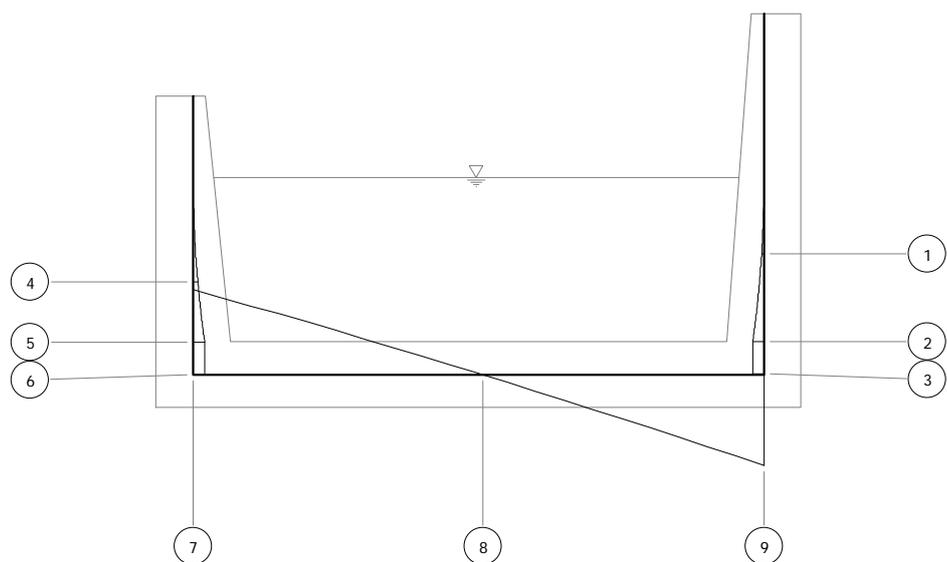
## 8) 断面力一覧

	記号	位置	h (m)	せん断力	
				S (kN)	M (kN·m)
右側壁	1	側壁高の1/3	1.467	-1.069	-0.166
	2	底版の上面	2.000	-4.900	-1.633
	3	側壁付根	2.200	-4.900	-2.613
左側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN·m)
	4	側壁高の1/3	1.133	-1.963	-0.414
	5	底版の上面	1.500	-4.900	-1.633
	6	側壁付根	1.700	-4.900	-2.613
底版	記号	位置	χ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN·m)
	7	左側壁付け根	0.000	-36.912	-2.613
	8	最大モーメント	1.752	0.000	-35.506
	9	右側壁付け根	3.450	39.343	-2.613

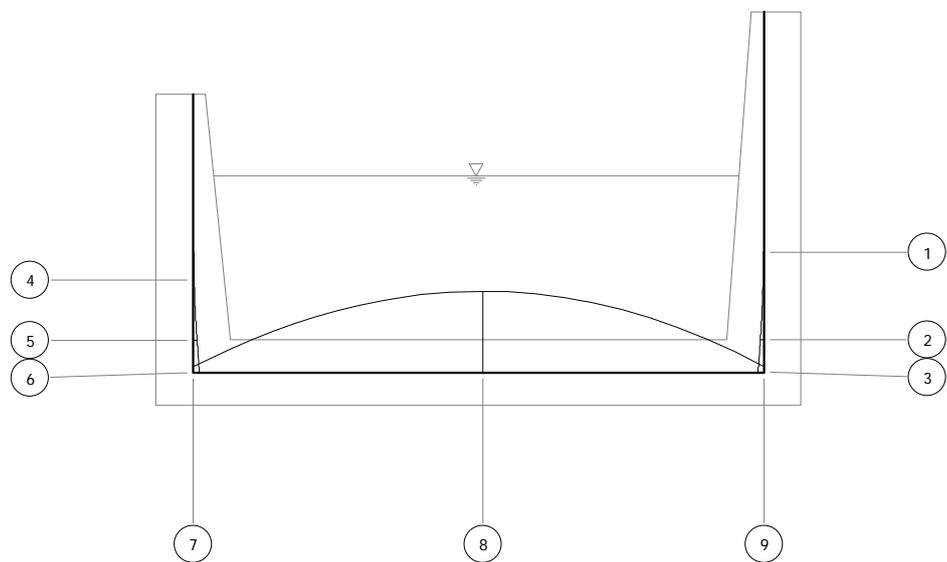
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

9) せん断力図



10) 曲げモーメント図



### 7.3 荷重組み合わせパターン（常時：ケース3）

#### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	1	側壁高の1/3	1.467	1.467	—	0.467	0.467
	2	底版の上面	2.000	2.000	—	1.000	1.000
3	側壁付根	2.200	2.200	—	1.000	1.200	
左側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	4	側壁高の1/3	1.133	1.133	—	0.633	0.633
	5	底版の上面	1.500	1.500	—	1.000	1.000
6	側壁付根	1.700	1.700	—	1.000	1.200	
底版	記号	位置	LL (m)		LR (m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.698		1.752		
9	右側壁付け根	3.450		0.000			

h : 天端からの距離

hd : 土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho : 影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi : 影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha : 内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は } hi)$

LL : 左端からの距離

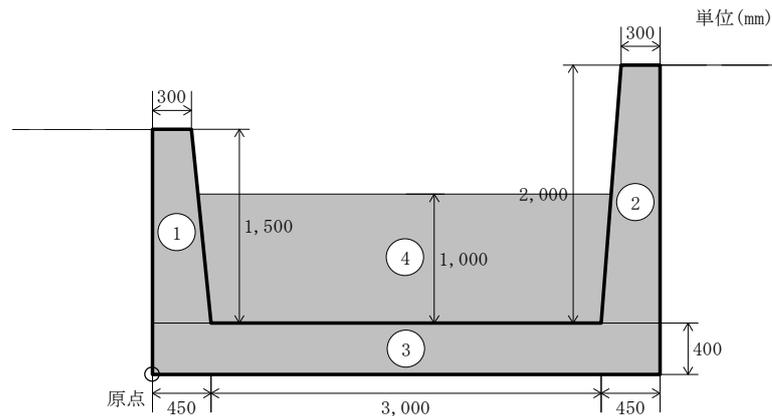
LR : 右端からの距離

#### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000		—		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000		—		—
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計			—		—

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む

#### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.100	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.333	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220		1.950	0.200	74.529	
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.905	58.822	
合計		100.634	100.634	0.000			204.140	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned} \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\ &= 13.781 + 18.375 \\ &= 32.156 \end{aligned}$$

#### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega (^{\circ})$	$A_1 (m^2)$	$A_2 (m^2)$	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.997	0.420	2.014	43.506	0.342/1.000	14.879
52.000	1.859	0.391	1.875	40.500	0.375/0.999	15.203
54.000	1.729	0.363	1.744	37.656	0.407/0.998	15.357
55.000	1.666	0.350	1.680	36.288	0.423/0.996	15.411
55.119	1.659	0.349	1.673	36.144	0.424/0.996	15.387
<b>55.120</b>	<b>1.659</b>	<b>0.349</b>	<b>1.673</b>	<b>36.144</b>	<b>0.425/0.996</b>	<b>15.423</b>
55.121	1.659	0.349	1.673	36.144	0.425/0.996	15.423
56.000	1.605	0.337	1.619	34.956	0.438/0.995	15.388
58.000	1.487	0.312	1.500	32.382	0.469/0.990	15.341

水路左側

$\omega (^{\circ})$	$A_1 (m^2)$	$A_2 (m^2)$	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.410	0.105	1.594	27.270	0.423/0.989	11.664
52.000	1.313	0.098	1.484	25.398	0.454/0.984	11.718
53.000	1.266	0.094	1.432	24.480	0.469/0.981	11.703
53.199	1.257	0.094	1.421	24.318	0.473/0.980	11.737
<b>53.200</b>	<b>1.257</b>	<b>0.094</b>	<b>1.421</b>	<b>24.318</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>11.737</b>
53.201	1.257	0.094	1.421	24.318	0.473/0.980	11.737
54.000	1.221	0.091	1.380	23.616	0.485/0.977	11.723
56.000	1.133	0.084	1.282	21.906	0.515/0.969	11.643
58.000	1.050	0.078	1.187	20.304	0.545/0.960	11.527

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$\begin{aligned} W &= (A_1 + A_2) \times \gamma_t + L \times q \\ P_A &= K \times W \end{aligned}$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角( $^{\circ}$ )

$A_1$  : 湿潤土面積( $m^2$ )

$A_2$  : 水中土面積( $m^2$ )

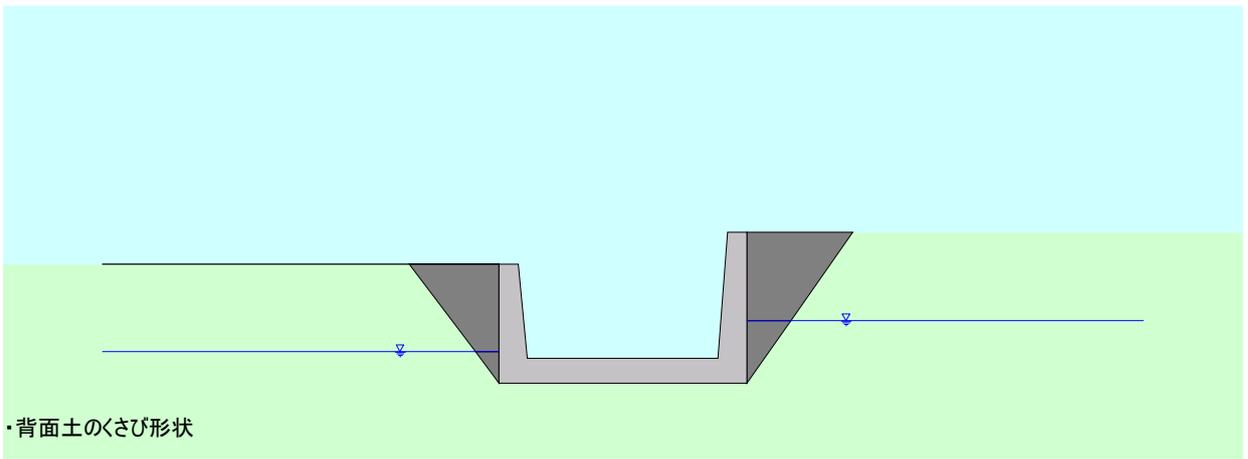
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.120( $^{\circ}$ )、左 53.200( $^{\circ}$ )となり、主働土圧は右 15.423(kN/m)、左 11.737(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

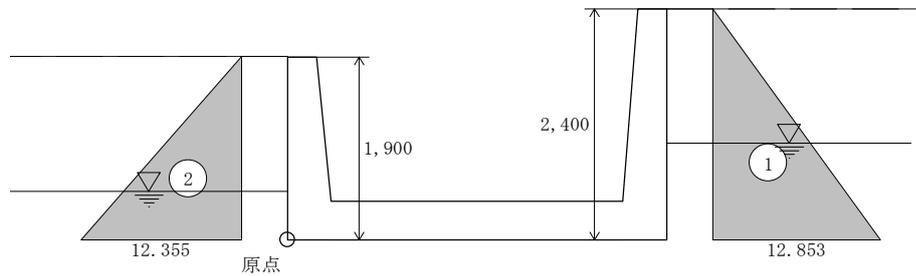
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$12.853 \times 2.400 \div 2$	15.423	5.275	14.498	3.900	0.800	20.573	11.598
2	$12.355 \times 1.900 \div 2$	11.737	3.369	-11.244		0.633		-7.117
合計		27.160	8.644	3.254			20.573	4.481

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

## 5) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
合計		44.100	0.000			85.995	0.000

## 6) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

- e : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)
- L : 底面の長さ (作用幅) (m)
- $\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)  
土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。
- $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント		底版反力 鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自 重	100.634		204.140		32.156
土圧および載荷重	8.644	3.254	20.573	4.481	8.644
水路上面荷重	44.100		85.995		44.100
合 計	153.378	3.254	310.708	4.481	84.900

$$e = 3.900 / 2 - (310.708 - 4.481) / 153.378$$

$$= -0.047 \text{ (m)}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$q_R = \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L)$$

$$q_L = \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)$$

ここに、

- $q_R, q_L$  : 底版の両端における反力強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- L : 基礎面の長さ (作用幅) (m)
- e :  $\Sigma V$ の作用点の偏心距離 (m)
- $\Sigma V$  : 合力の鉛直分力 (kN/m)

このときの基礎面の長さ (作用幅) は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、フーチングを含む場合には、フーチング部分にも底版反力が生じるとして、作用幅をフーチング端部とし、フーチング上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$q_R = 84.900 / 3.450 \times (1 - 6 \times -0.047 / 3.450)$$

$$= 26.620 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_L = 84.900 / 3.450 \times (1 + 6 \times -0.047 / 3.450)$$

$$= 22.597 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 7) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 15.423 / 2.200^2 \\ &= 6.373 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 6.373 \times 1.467^2 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 0.467^2) \\ &= 5.376 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 6.373 \times 1.467^3 \times \cos 20.000 - (1/6 \times 9.800 \times 0.467^3) \\ &= 2.985 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 6.373 \times 2.000^2 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= 7.078 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 6.373 \times 2.000^3 \times \cos 20.000 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) \\ &= 6.352 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 6.373 \times 2.200^2 \times \cos 20.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= 9.593 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2 (3h_a - 2h_i)\} \\ &= 1/6 \times 6.373 \times 2.200^3 \times \cos 20.000 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.200 - 2 \times 1.000)\} \\ &= 8.015 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 11.737 / 1.700^2 \\ &= 8.122 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 8.122 \times 1.133^2 \times \cos 16.667 - (1/2 \times 9.800 \times 0.633^2) \\ &= 3.031 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 8.122 \times 1.133^3 \times \cos 16.667 - (1/6 \times 9.800 \times 0.633^3) \\ &= 1.472 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面5 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 8.122 \times 1.500^2 \times \cos 16.667 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= 3.854 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) \\ &= 1/6 \times 8.122 \times 1.500^3 \times \cos 16.667 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) \\ &= 2.744 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) \\ &= 1/2 \times 8.122 \times 1.700^2 \times \cos 16.667 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) \\ &= 6.344 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2 (3h_a - 2h_i)\} \\ &= 1/6 \times 8.122 \times 1.700^3 \times \cos 16.667 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.200 - 2 \times 1.000)\} \\ &= 3.758 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## 8) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} = 8.015 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = 3.758 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 22.597 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (22.597 - 26.620) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (8.015 - 3.758) / 3.450 \\ &= -40.059 \text{ (kN)} \\ M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (8.015 - 3.758) \times 0.000 / 3.450 + 3.758 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (22.597 - 26.620) - 3 \times 22.597\} \\ &= 3.758 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 22.597 \times (3.450 - 2 \times 1.698) + (22.597 - 26.620) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.698^2 / 3.450^2) + (8.015 - 3.758) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \\ M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (8.015 - 3.758) \times 1.698 / 3.450 + 3.758 + 1/6 \times 1.698 \times (3.450 - 1.698) \times \{(1 + 1.698 / 3.450) \times (22.597 - 26.620) - 3 \times 22.597\} \\ &= -30.735 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 22.597 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (22.597 - 26.620) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (8.015 - 3.758) / 3.450 \\ &= 44.840 \text{ (kN)} \\ M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (8.015 - 3.758) \times 3.450 / 3.450 + 3.758 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (22.597 - 26.620) - 3 \times 22.597\} \\ &= 8.015 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

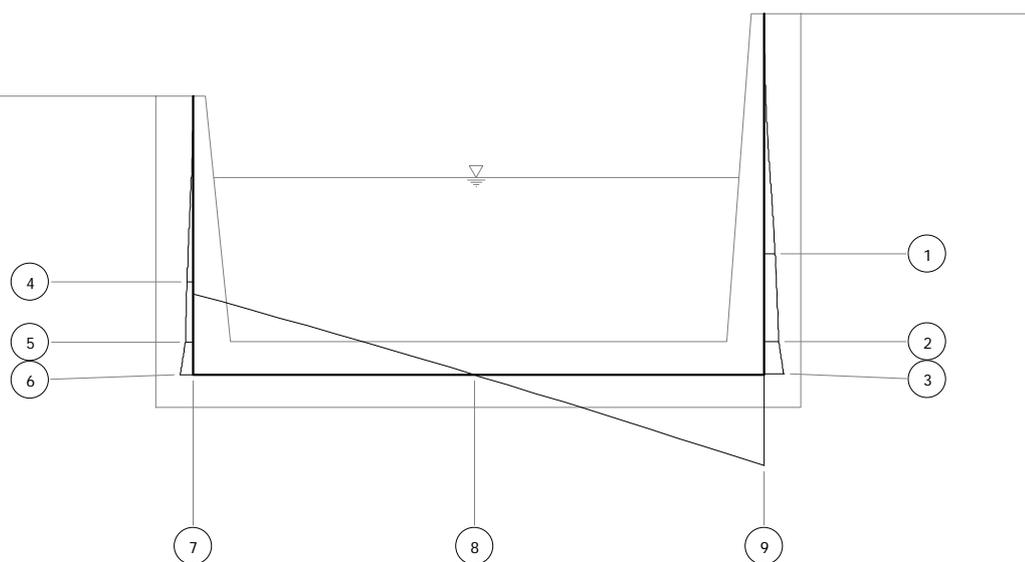
## 9) 断面力一覧

右側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	1	側壁高の 1/3	1.467	5.376	2.985
2	底版の上面	2.000	7.078	6.352	
3	側壁付根	2.200	9.593	8.015	
左側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	4	側壁高の 1/3	1.133	3.031	1.472
	5	底版の上面	1.500	3.854	2.744
6	側壁付根	1.700	6.344	3.758	
底版	記号	位置	$\chi$ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-40.059	3.758
	8	最大モーメント	1.698	0.000	-30.735
9	右側壁付け根	3.450	44.840	8.015	

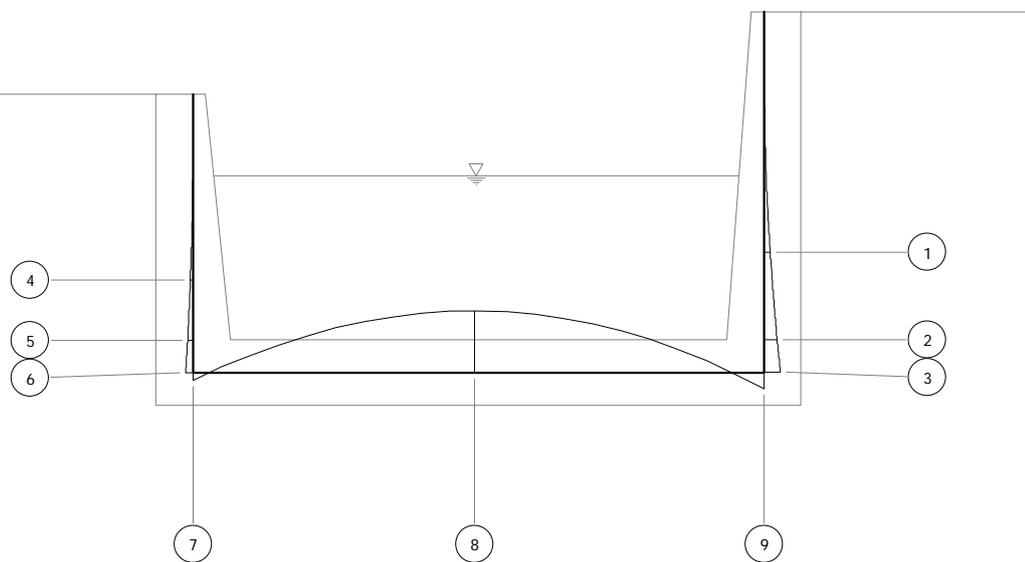
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

10) せん断力図



11) 曲げモーメント図



## 7.4 荷重組み合わせパターン（常時：任意1）

### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	1	側壁高の1/3	1.467	1.467	—	—	—
	2	底版の上面	2.000	2.000	—	—	—
3	側壁付根	2.200	2.200	—	—	—	
左側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	4	側壁高の1/3	1.133	1.133	—	—	—
	5	底版の上面	1.500	1.500	—	—	—
6	側壁付根	1.700	1.700	—	—	—	
底版	記号	位置	LL (m)		LR (m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.694		1.756		
9	右側壁付け根	3.450		0.000			

h：天端からの距離

hd：土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho：影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi：影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha：内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は } hi)$

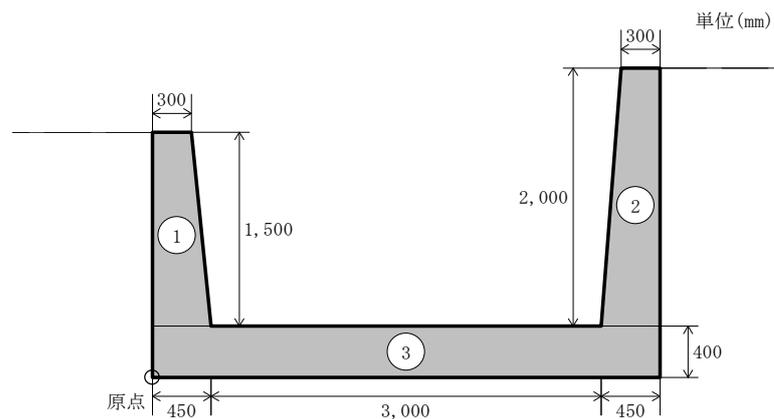
LL：左端からの距離

LR：右端からの距離

### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000		—		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000	○	—	○	3.000
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計			—		3.000

### 3) 自重の算出



番号	計算式	荷重 (kN)	荷重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781		0.190	1.100	2.618	
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375		3.710	1.333	68.171	
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220		1.950	0.200	74.529	
合計		70.376	70.376	0.000			145.318	0.000

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned} \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\ &= 13.781 + 18.375 \\ &= 32.156 \end{aligned}$$

#### 4) 土圧および載荷重の算出

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_A$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.997	0.420	2.014	46.188	0.342/1.000	15.796
52.000	1.859	0.391	1.875	42.997	0.375/0.999	16.140
54.000	1.729	0.363	1.744	39.983	0.407/0.998	16.306
55.000	1.666	0.350	1.680	38.529	0.423/0.996	16.363
55.437	1.640	0.344	1.653	37.920	0.430/0.996	16.371
<b>55.438</b>	<b>1.640</b>	<b>0.344</b>	<b>1.653</b>	<b>37.920</b>	<b>0.430/0.995</b>	<b>16.388</b>
55.439	1.639	0.344	1.653	37.902	0.430/0.995	16.380
56.000	1.605	0.337	1.619	37.116	0.438/0.995	16.339
58.000	1.487	0.312	1.500	34.385	0.469/0.990	16.289

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
50.000	1.410	0.105	1.594	26.430	0.423/0.989	11.304
52.000	1.313	0.098	1.484	24.614	0.454/0.984	11.356
53.000	1.266	0.094	1.432	23.728	0.469/0.981	11.344
53.199	1.257	0.094	1.421	23.566	0.473/0.980	11.374
<b>53.200</b>	<b>1.257</b>	<b>0.094</b>	<b>1.421</b>	<b>23.566</b>	<b>0.473/0.980</b>	<b>11.374</b>
53.201	1.257	0.094	1.421	23.566	0.473/0.980	11.374
54.000	1.221	0.091	1.380	22.888	0.485/0.977	11.362
56.000	1.133	0.084	1.282	21.234	0.515/0.969	11.285
58.000	1.050	0.078	1.187	19.680	0.545/0.960	11.173

$A_1, A_2$ は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$\begin{aligned} W &= A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q \\ P_A &= K \times W \end{aligned}$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

$A_1$  : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

$A_2$  : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

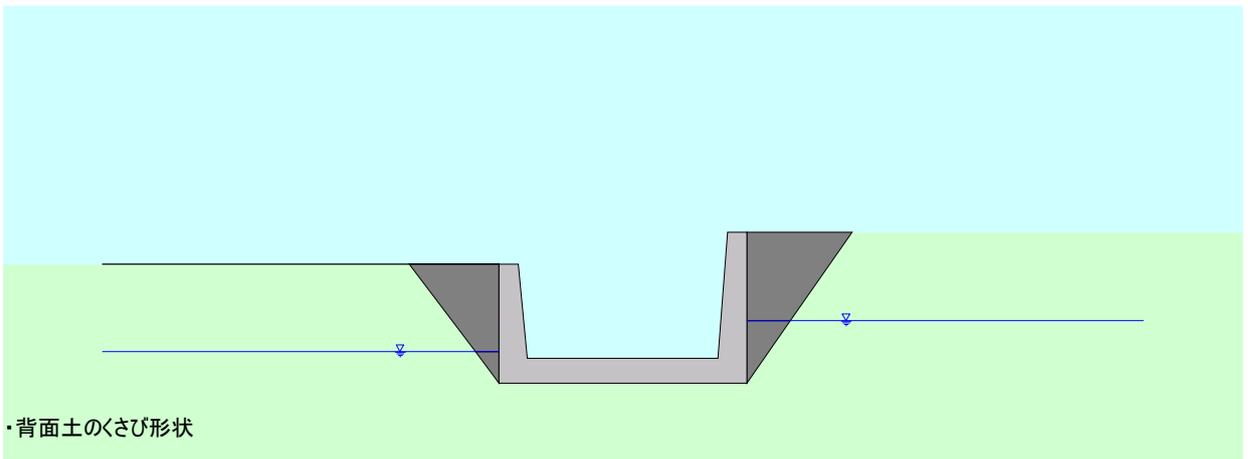
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

$P_A$  : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 55.438(°)、左 53.200(°)となり、主働土圧は右 16.388(kN/m)、左 11.374(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



・背面土のくさび形状

水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

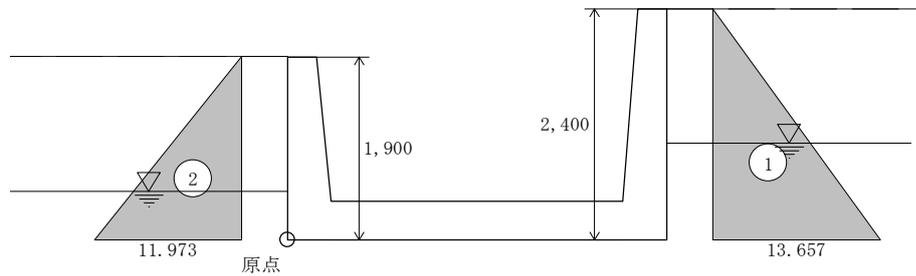
$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.342 \\ \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(20.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.940 \end{aligned}$$

水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= 0.287 \\ \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(16.667 + 90 - 90.000) \\ &= -0.958 \end{aligned}$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$13.657 \times 2.400 \div 2$	16.388	5.605	15.405	3.900	0.800	21.860	12.324
2	$11.973 \times 1.900 \div 2$	11.374	3.264	-10.896		0.633		-6.897
合計		27.762	8.869	4.509			21.860	5.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

5) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	0.000	1.950	2.550	85.995	0.000
合計		44.100	0.000			85.995	0.000

## 6) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

$e$  : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)

$L$  : 底面の長さ (作用幅) (m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分も含む。

$\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント		底版反力 鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自 重	70.376		145.318		32.156
土圧および載荷重	8.869	4.509	21.860	5.427	8.869
水路上面荷重	44.100		85.995		44.100
合 計	123.345	4.509	253.173	5.427	85.125

$$e = 3.900 / 2 - (253.173 - 5.427) / 123.345$$

$$= -0.059 \text{ (m)}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$q_R = \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L)$$

$$q_L = \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)$$

ここに、

$q_R, q_L$  : 底版の両端における反力強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$L$  : 基礎面の長さ (作用幅) (m)

$e$  :  $\Sigma V$ の作用点の偏心距離 (m)

$\Sigma V$  : 合力の鉛直分力 (kN/m)

このときの基礎面の長さ (作用幅) は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、フーチングを含む場合には、フーチング部分にも底版反力が生じるとして、作用幅をフーチング端部とし、フーチング上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$q_R = 85.125 / 3.450 \times (1 - 6 \times -0.059 / 3.450)$$

$$= 27.206 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_L = 85.125 / 3.450 \times (1 + 6 \times -0.059 / 3.450)$$

$$= 22.142 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 7) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned}P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 16.388 / 2.200^2 \\ &= 6.772 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned}S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R \\ &= 1/2 \times 6.772 \times 1.467^2 \times \cos 20.000 \\ &= 6.847 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R \\ &= 1/6 \times 6.772 \times 1.467^3 \times \cos 20.000 \\ &= 3.348 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned}S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R \\ &= 1/2 \times 6.772 \times 2.000^2 \times \cos 20.000 \\ &= 12.727 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R \\ &= 1/6 \times 6.772 \times 2.000^3 \times \cos 20.000 \\ &= 8.485 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned}S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R \\ &= 1/2 \times 6.772 \times 2.200^2 \times \cos 20.000 \\ &= 15.400 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R \\ &= 1/6 \times 6.772 \times 2.200^3 \times \cos 20.000 \\ &= 11.293 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned}P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 11.374 / 1.700^2 \\ &= 7.871 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned}S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/2 \times 7.871 \times 1.133^2 \times \cos 16.667 \\ &= 4.840 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/6 \times 7.871 \times 1.133^3 \times \cos 16.667 \\ &= 1.828 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

断面5 左側壁

$$\begin{aligned}S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/2 \times 7.871 \times 1.500^2 \times \cos 16.667 \\ &= 8.483 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/6 \times 7.871 \times 1.500^3 \times \cos 16.667 \\ &= 4.242 \text{ (kN}\cdot\text{m)}\end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/2 \times 7.871 \times 1.700^2 \times \cos 16.667 \\ &= 10.896 \text{ (kN)} \\ M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L \\ &= 1/6 \times 7.871 \times 1.700^3 \times \cos 16.667 \\ &= 6.174 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## 8) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} = 11.293 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = 6.174 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2 / B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL}) / B_L \\ &= -1/2 \times 22.142 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (22.142 - 27.206) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (11.293 - 6.174) / 3.450 \\ &= -39.623 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (11.293 - 6.174) \times 0.000 / 3.450 + 6.174 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (22.142 - 27.206) - 3 \times 22.142\} \\ &= 6.174 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2 / B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL}) / B_L \\ &= -1/2 \times 22.142 \times (3.450 - 2 \times 1.694) + (22.142 - 27.206) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.694^2 / 3.450^2) + (11.293 - 6.174) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (11.293 - 6.174) \times 1.694 / 3.450 + 6.174 + 1/6 \times 1.694 \times (3.450 - 1.694) \times \{(1 + 1.694 / 3.450) \times (22.142 - 27.206) - 3 \times 22.142\} \\ &= -27.988 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2 / B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL}) / B_L \\ &= -1/2 \times 22.142 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (22.142 - 27.206) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (11.293 - 6.174) / 3.450 \\ &= 45.502 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi / B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (11.293 - 6.174) \times 3.450 / 3.450 + 6.174 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (22.142 - 27.206) - 3 \times 22.142\} \\ &= 11.293 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

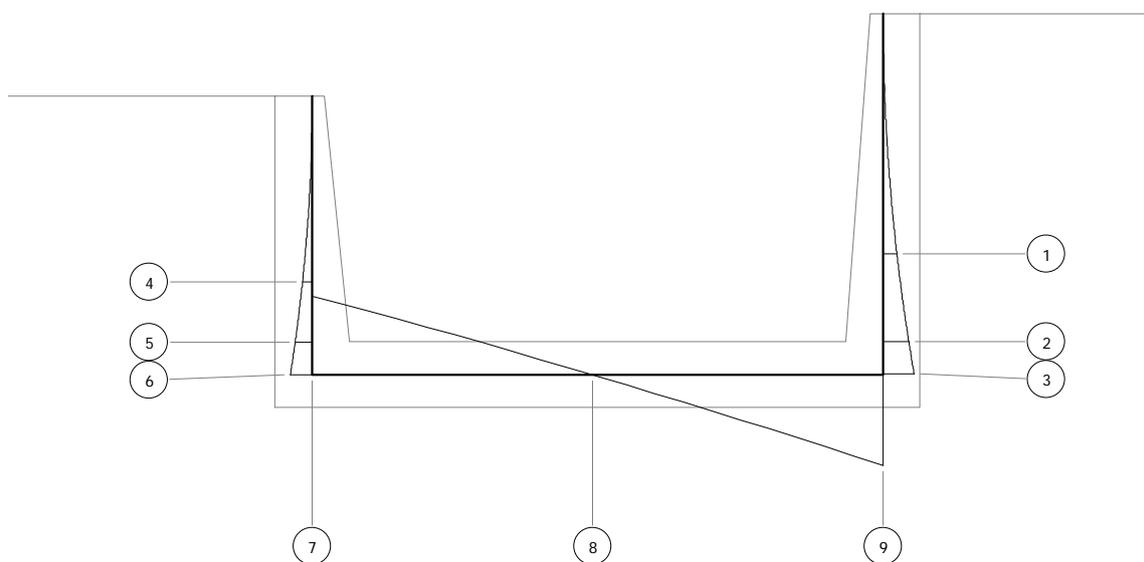
## 9) 断面力一覧

	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	右側壁	1	側壁高の 1 / 3	1.467	6.847
2		底版の上面	2.000	12.727	8.485
3		側壁付け根	2.200	15.400	11.293
左側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	4	側壁高の 1 / 3	1.133	4.840	1.828
	5	底版の上面	1.500	8.483	4.242
	6	側壁付け根	1.700	10.896	6.174
底版	記号	位置	χ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
	7	左側壁付け根	0.000	-39.623	6.174
	8	最大モーメント	1.694	0.000	-27.988
	9	右側壁付け根	3.450	45.502	11.293

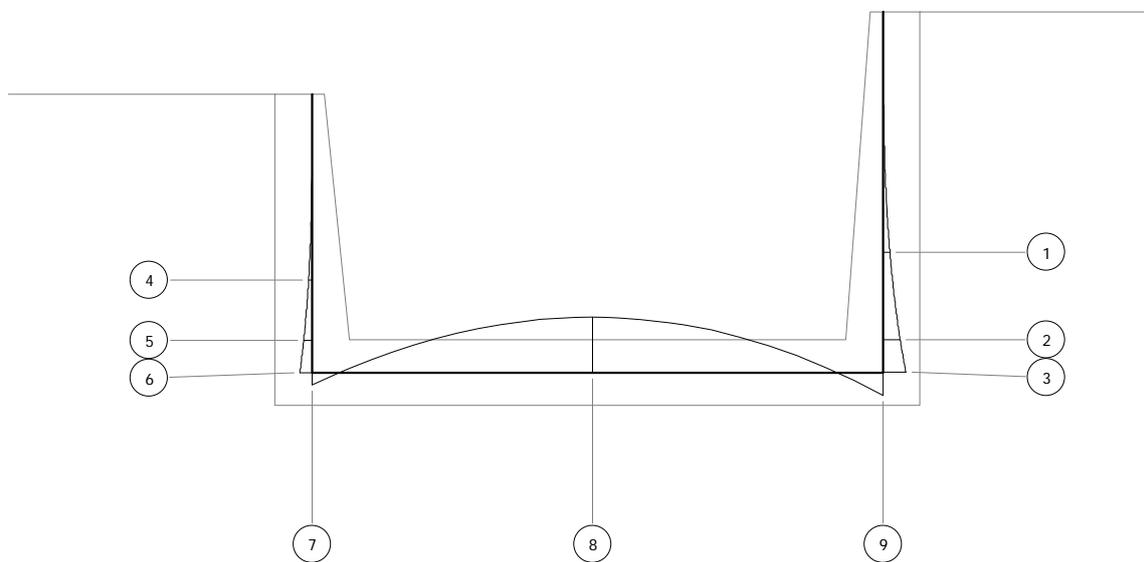
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

10) せん断力図



11) 曲げモーメント図



## 7.5 全動水圧の算出

動水圧の公式はWestergaard式を採用する。

$$P_{ew} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

$$H_{ew} = \frac{2}{5} H$$

ここに、 $P_{ew}$ ：構造物に作用する全地震時動水圧 (kN)

$K_h$ ：設計水平震度

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

$H$ ：水深 (m)

$H_{ew}$ ：水路底面から地震時動水圧の合力作用点までの深さ (m)

構造計算時の照査位置が動水圧作用範囲内にある場合には、上記 $H_{ew}$ の公式より動水圧を放物形と仮定し、各照査位置までの面積と図心を算出する。

動水圧＝放物線の面積として式を置き換えることにより、水深位置における動水圧強度を導き出すことが出来る。

$$\frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot H^2 = \frac{2}{3} B_H \cdot H$$

$$B_H = \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \cdot H$$

ここに、 $B_H$ ：水深位置における動水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

さらに、各照査位置の動水圧も放物線の公式にあてはめる事により導き出すことが出来る。放物線の公式  $y = a \cdot \chi^2$  の  $y$  を水深  $H$  とし  $\chi$  を水深位置における動水圧強度  $B_H$  とすることで、定数  $a = H / B_H^2$  として求まる。

また、導き出された定数  $a$  により照査位置  $h$  における動水圧強度  $B_h$  は、 $B_h = (h / a)^{0.5}$  として求められ、地震時動水圧  $P_{ew}$  は放物線面積の公式より、 $P_{ew} = 2/3 \cdot B_h \cdot h$  となる。

ここで、 $B_h$  を置き換えさらに定数  $a$  と  $B_H$  も置き換えることにより、照査位置  $h$  における地震時動水圧の公式を導き出すことが出来る。下記に導き出した公式を記す。

$$\begin{aligned} P_{ew} &= \frac{2}{3} B_h \cdot h = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sqrt{h}}{\sqrt{a}} \cdot h \\ &= \frac{2}{3} \cdot \frac{h^{1.5}}{\sqrt{H}} \cdot B_H \\ &= \frac{2}{3} \cdot \frac{h^{1.5}}{\sqrt{H}} \cdot \frac{7}{8} K_h \cdot \gamma_w \cdot H \\ &= \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H} \cdot h^{1.5} \end{aligned}$$

ここに、 $P_{ew}$ ：照査位置における地震時動水圧 (kN)

$h$ ：水面からの深さ (照査位置) (m)

$B_h$ ：照査位置  $h$  における動水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$a$ ：放物線係数

ただし、照査位置が水深位置より深い場合には、Westergaard式で求めた地震時動水圧を採用する。また構造計算時の作用方向は、安全を考え照査位置毎に内外の土圧や水圧の大なる向きに慣性方向を一致させた計算を行う。

## 7.6 地震時慣性力の算出

地震時慣性力は、躯体の質量に設計水平震度(0.160)を乗じたものとする。

慣性力に対する反力は、水平土圧を慣性力の合力と釣り合うように、水路天端の地表面と底板軸線の間に三角形分布するものとして作用させる。

左右側壁に生じる慣性力反力の作用長を以下に記す。

・右側壁

$$H_{PR} = H_R + T_3 / 2 - H_{DR} = 2.000 + 0.400 / 2 - 0.000 = 2.200 \text{ (m)}$$

・左側壁

$$H_{PL} = H_L + T_3 / 2 - H_{DL} = 1.500 + 0.400 / 2 - 0.000 = 1.700 \text{ (m)}$$

各荷重ケースにおける、慣性力および慣性力による反力強度を次に記す。

その際に、水路上面荷重(蓋版荷重)が含まれている荷重ケースの場合には、その上面荷重も躯体の一部として自重に加える。

また、土圧を考慮していない荷重ケースにおいては、土圧による反力が生じないとして、軀対自重の慣性力による反力も生じないと考える。

荷重ケース		ケース 1	ケース 3
躯体自重	kN	70.376	70.376
自重慣性力	kN	11.260	11.260
水路上面荷重水平力	kN	7.056	7.056
右側慣性力強度	kN/m <sup>2</sup>	7.569	7.569
左側慣性力強度	kN/m <sup>2</sup>	12.675	12.675

慣性力による反力強度の式を以下に記す。

$$P_{PH} = 2(P_H + P_{CH}) / H_{PR}^2 \quad (\text{右側の場合、左側の場合は} H_{PL})$$

$$P_H = P \cdot K_h$$

ここに、 $P_{PH}$  : 地震時慣性力による反力強度(慣性力強度) (kN/m<sup>2</sup>)

$P_H$  : 地震時慣性力による水平力(自重慣性力) (kN)

$P_{CH}$  : 水路上面荷重による水平力 (kN)

$P$  : 軀対自重 (kN)

$H_{PR}$  : 右側壁に生じる反力の作用長 (m)

$H_{PL}$  : 左側壁に生じる反力の作用長 (m)

・ケース 1

$$P_{H1} = 70.376 \times 0.160 = 11.260 \text{ (kN)}$$

$$P_{PHR1} = 2 \times (11.260 + 7.056) / 2.200^2 = 7.569 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{PHL1} = 2 \times (11.260 + 7.056) / 1.700^2 = 12.675 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

・ケース 3

$$P_{H2} = 70.376 \times 0.160 = 11.260 \text{ (kN)}$$

$$P_{PHR2} = 2 \times (11.260 + 7.056) / 2.200^2 = 7.569 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{PHL2} = 2 \times (11.260 + 7.056) / 1.700^2 = 12.675 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

慣性力による、側壁に対するせん断力や曲げモーメントは、片持ち梁に対する三角形荷重として計算を行う。

$$S = 1/2 \cdot P_{PH} \cdot h_d^2$$

$$M = 1/6 \cdot P_{PH} \cdot h_d^3$$

ここに、 $S$  : せん断力 (kN)

$M$  : 曲げモーメント (kN・m)

$h_d$  : 土圧作用高さ(地表面から照査位置までの深さ) (m)

## 7.7 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース1）

### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	1	側壁高の1/3	1.467	1.467	0.067	—	—
	2	底版の上面	2.000	2.000	0.600	—	—
3	側壁付根	2.200	2.200	0.800	—	—	
左側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	4	側壁高の1/3	1.133	1.133	—	—	—
	5	底版の上面	1.500	1.500	0.100	—	—
6	側壁付根	1.700	1.700	0.300	—	—	
底版	記号	位置	LL (m)		LR (m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.479		1.971		
9	右側壁付け根	3.450		0.000			

h：天端からの距離

hd：土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho：影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi：影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha：内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は } hi)$

LL：左端からの距離

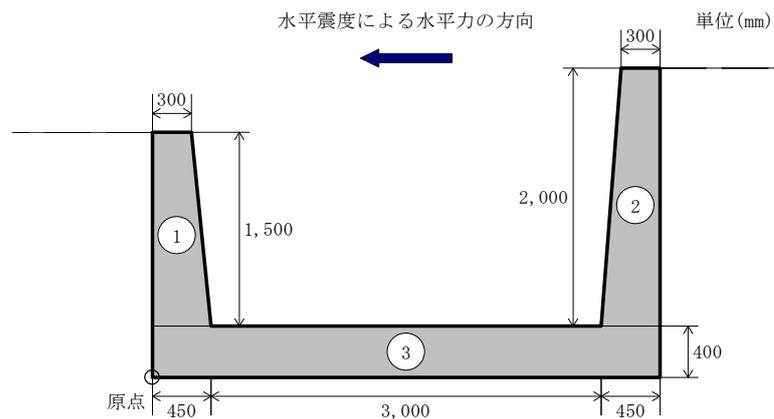
LR：右端からの距離

### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000		—		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000		—		—
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計			—		—

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む

### 3) 自重の算出



地震時の自重計算において水平震度を考慮しているため、自重に設計水平震度を乗じたものを水平力とする。（但し、水路内の水には水平震度が生じないものとする。）

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781	2.205	0.190	1.100	2.618	2.426
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375	2.940	3.710	1.333	68.171	3.919
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220	6.115	1.950	0.200	74.529	1.223
合計		70.376	70.376	11.260			145.318	7.568

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned}
 \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\
 &= 13.781 + 18.375 \\
 &= 32.156
 \end{aligned}$$

#### 4) 土圧および載荷重の算出（地震時）

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_{AE}$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.836	0.596	2.860	57.008	0.327/0.984	18.945
42.000	2.643	0.555	2.665	53.124	0.360/0.986	19.396
44.000	2.465	0.518	2.485	49.550	0.392/0.987	19.679
46.000	2.298	0.483	2.318	46.194	0.424/0.987	19.844
48.000	2.143	0.450	2.161	43.074	0.455/0.986	19.877
48.593	2.099	0.441	2.116	42.192	0.465/0.986	19.898
<b>48.594</b>	<b>2.099</b>	<b>0.441</b>	<b>2.116</b>	<b>42.192</b>	<b>0.465/0.985</b>	<b>19.918</b>
48.595	2.099	0.441	2.116	42.192	0.465/0.985	19.918
49.000	2.069	0.435	2.086	41.592	0.471/0.985	19.888

水路左側

$\omega$ (°)	$A_1$ (m <sup>2</sup> )	$A_2$ (m <sup>2</sup> )	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A$ (kN/m)
40.000	2.002	0.149	2.264	37.526	0.408/0.987	15.512
42.000	1.866	0.139	2.110	34.978	0.440/0.984	15.641
43.000	1.802	0.134	2.038	33.776	0.455/0.983	15.634
43.399	1.777	0.132	2.009	33.306	0.462/0.982	15.669
<b>43.400</b>	<b>1.777</b>	<b>0.132</b>	<b>2.009</b>	<b>33.306</b>	<b>0.462/0.982</b>	<b>15.669</b>
43.401	1.776	0.132	2.009	33.288	0.462/0.982	15.661
44.000	1.740	0.129	1.968	32.610	0.471/0.981	15.657
46.000	1.622	0.121	1.835	30.406	0.501/0.977	15.592
48.000	1.513	0.113	1.711	28.364	0.531/0.971	15.511

A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = A_1 \times \gamma_t + A_2 \times \gamma_{ws} + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

A<sub>1</sub> : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

A<sub>2</sub> : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

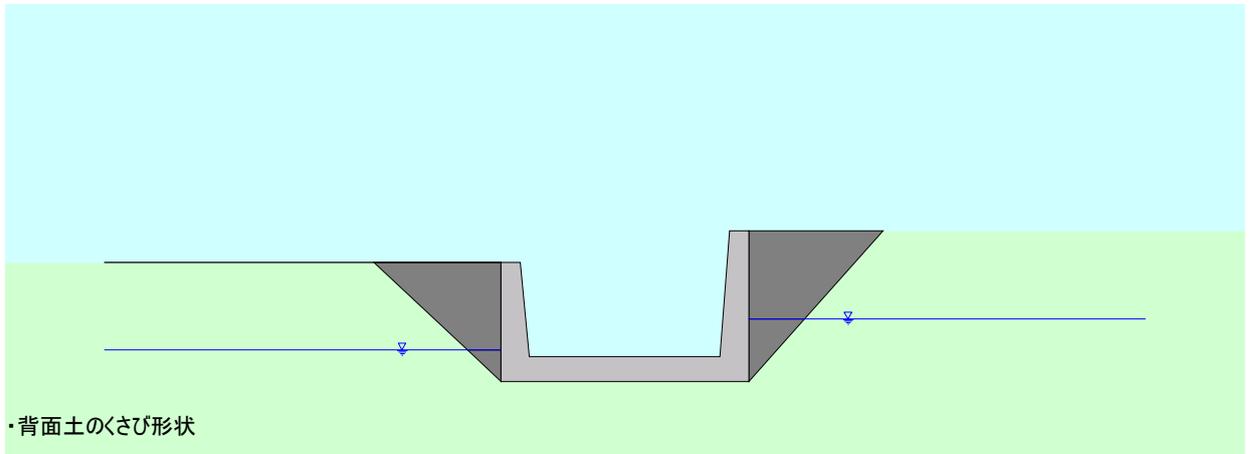
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

P<sub>A</sub> : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 48.594(°)、左 43.400(°)となり、主働土圧は右 19.918(kN/m)、左 15.669(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.259 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.966 \end{aligned}$$

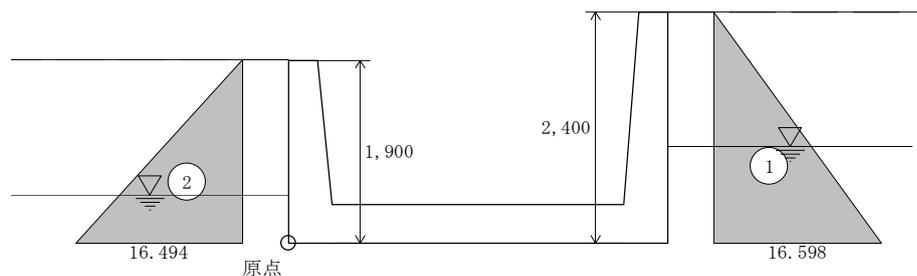
水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= 0.216 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= -0.976 \end{aligned}$$

単位(mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$16.598 \times 2.400 \div 2$	19.918	5.159	19.241	3.900	0.800	20.120	15.393
2	$16.494 \times 1.900 \div 2$	15.669	3.385	-15.293		0.633		-9.680
合計		35.587	8.544	3.948			20.120	5.713

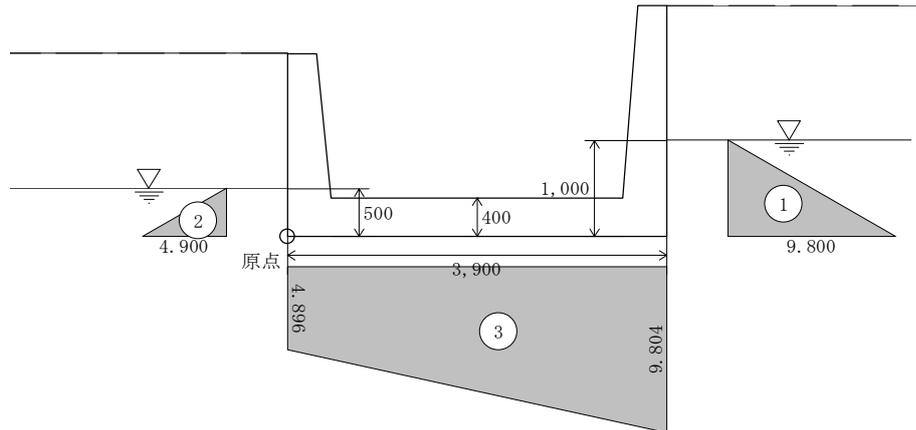
「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

### 5) 水圧の算出

$$P_{V1} = \gamma_w \cdot H_{R1} = 9.800 \times 1.000 = 9.800 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{V2} = \gamma_w \cdot H_{L1} = 9.800 \times 0.500 = 4.900 \text{ kN/m}^2$$

単位 (mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$9.800 \times 1.000 \div 2$	4.900		4.900	3.900	0.333		1.632
2	$4.900 \times 0.500 \div 2$	1.225		-1.225		0.167		-0.205
3	$3.900 \times (4.896 + 9.804) \div 2$	28.665	-28.665		2.167		-62.117	
合計		34.790	-28.665	3.675			-62.117	1.427

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。但し、揚圧力の場合は底面に作用するためXは重心位置までの水平距離、Y=0となる。

### 6) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m³)	44.100	7.056	1.950	2.550	85.995	17.993
合計		44.100	7.056			85.995	17.993

## 7) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

- e : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)
- L : 底面の長さ (作用幅) (m)
- $\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)  
土圧および載荷重の鉛直成分・浮力も含む。
- $\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)
- $\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント		底版反力 鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自 重	70.376	11.260	145.318	7.568	32.156
土圧および載荷重	8.544	3.948	20.120	5.713	8.544
水 圧	-28.665	3.675	-62.117	1.427	
水路上面荷重	44.100	7.056	85.995	17.993	44.100
合 計	94.355	25.939	189.316	32.701	84.800

$$e = 3.900 / 2 - \{189.316 - (32.701)\} / 94.355$$

$$= 0.290 \text{ (m)}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$q_R = \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L)$$

$$q_L = \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)$$

ここに、

- $q_R, q_L$  : 底版の両端における反力強度 (kN/m<sup>2</sup>)
- L : 基礎面の長さ (作用幅) (m)
- e :  $\Sigma V$ の作用点の偏心距離 (m)
- $\Sigma V$  : 合力の鉛直分力 (kN/m)

このときの基礎面の長さ(作用幅)は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、フーチングを含む場合には、フーチング部分にも底版反力が生じるとして、作用幅をフーチング端部とし、フーチング上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

浮力(又は揚圧力)は、側壁及び底版自重により生じる底版反力より小さいので、底版反力のみを考慮する。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$q_R = 84.800 / 3.450 \times (1 - 6 \times 0.290 / 3.450)$$

$$= 12.183 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_L = 84.800 / 3.450 \times (1 + 6 \times 0.290 / 3.450)$$

$$= 36.976 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

## 8) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 19.918 / 2.200^2 \\ &= 8.231 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 8.231 \times 1.467^2 \times \cos 15.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.067^2 + 1/2 \times 7.569 \times 1.467^2 \\ &= 16.722 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 8.231 \times 1.467^3 \times \cos 15.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.067^3 + 1/6 \times 7.569 \times 1.467^3 \\ &= 8.167 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 8.231 \times 2.000^2 \times \cos 15.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.600^2 + 1/2 \times 7.569 \times 2.000^2 \\ &= 32.802 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 8.231 \times 2.000^3 \times \cos 15.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.600^3 + 1/6 \times 7.569 \times 2.000^3 \\ &= 21.045 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 8.231 \times 2.200^2 \times \cos 15.000 + 1/2 \times 9.800 \times 0.800^2 + 1/2 \times 7.569 \times 2.200^2 \\ &= 40.692 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHR1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 8.231 \times 2.200^3 \times \cos 15.000 + 1/6 \times 9.800 \times 0.800^3 + 1/6 \times 7.569 \times 2.200^3 \\ &= 28.377 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 15.669 / 1.700^2 \\ &= 10.844 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 10.844 \times 1.133^2 \times \cos 12.500 + 1/2 \times 12.675 \times 1.133^2 \\ &= 14.930 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 10.844 \times 1.133^3 \times \cos 12.500 + 1/6 \times 12.675 \times 1.133^3 \\ &= 5.638 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面5 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 10.844 \times 1.500^2 \times \cos 12.500 + 1/2 \times 9.800 \times 0.100^2 + 1/2 \times 12.675 \times 1.500^2 \\ &= 26.218 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 10.844 \times 1.500^3 \times \cos 12.500 + 1/6 \times 9.800 \times 0.100^3 + 1/6 \times 12.675 \times 1.500^3 \\ &= 13.087 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L + 1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_o^2 + 1/2 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 10.844 \times 1.700^2 \times \cos 12.500 + 1/2 \times 9.800 \times 0.300^2 + 1/2 \times 12.675 \times 1.700^2 \\ &= 34.054 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L + 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_o^3 + 1/6 \cdot P_{PHL1} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 10.844 \times 1.700^3 \times \cos 12.500 + 1/6 \times 9.800 \times 0.300^3 + 1/6 \times 12.675 \times 1.700^3 \\ &= 19.092 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

## 9) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} = 28.377 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = 19.092 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 36.976 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (36.976 - 12.183) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (28.377 - 19.092) / 3.450 \\ &= -46.836 \text{ (kN)} \\ M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (28.377 - 19.092) \times 0.000 / 3.450 + 19.092 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (36.976 - 12.183) - 3 \times 36.976\} \\ &= 19.092 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 36.976 \times (3.450 - 2 \times 1.479) + (36.976 - 12.183) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.479^2 / 3.450^2) + (28.377 - 19.092) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \\ M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (28.377 - 19.092) \times 1.479 / 3.450 + 19.092 + 1/6 \times 1.479 \times (3.450 - 1.479) \times \{(1 + 1.479 / 3.450) \times (36.976 - 12.183) - 3 \times 36.976\} \\ &= -13.612 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 36.976 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (36.976 - 12.183) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (28.377 - 19.092) / 3.450 \\ &= 37.963 \text{ (kN)} \\ M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (28.377 - 19.092) \times 3.450 / 3.450 + 19.092 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (36.976 - 12.183) - 3 \times 36.976\} \\ &= 28.377 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

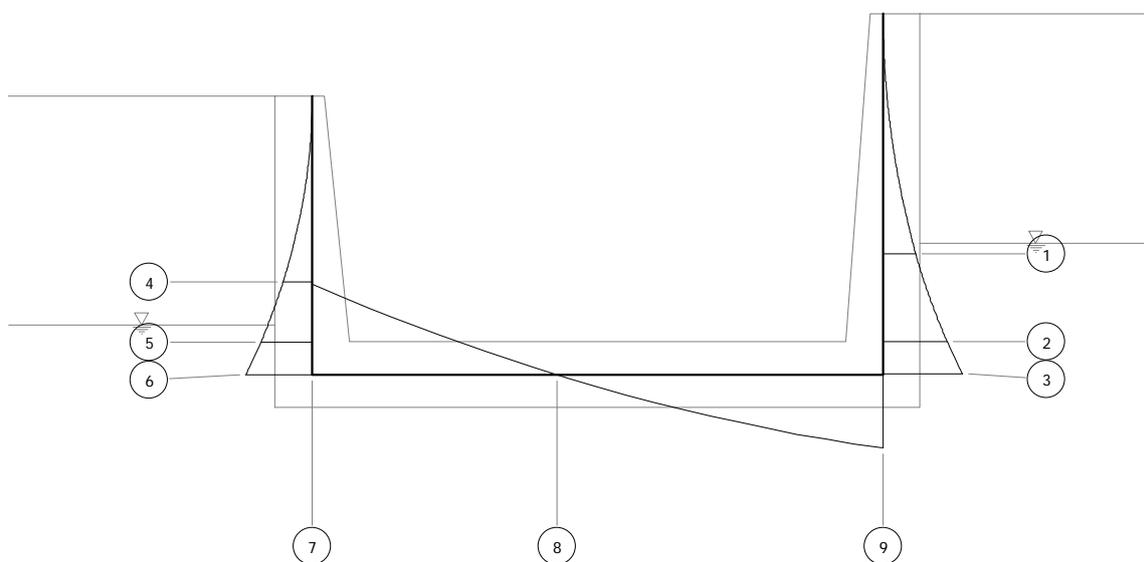
## 10) 断面力一覧

	記号	位置	h (m)	せん断力	
				S (kN)	曲げモーメント M (kN・m)
右側壁	1	側壁高の1/3	1.467	16.722	8.167
	2	底版の上面	2.000	32.802	21.045
	3	側壁付根	2.200	40.692	28.377
左側壁	記号	位置	h (m)	せん断力	
	4	側壁高の1/3	1.133	14.930	5.638
	5	底版の上面	1.500	26.218	13.087
	6	側壁付根	1.700	34.054	19.092
底版	記号	位置	$\chi$ (m)	せん断力	
	7	左側壁付け根	0.000	-46.836	19.092
	8	最大モーメント	1.479	0.000	-13.612
	9	右側壁付け根	3.450	37.963	28.377

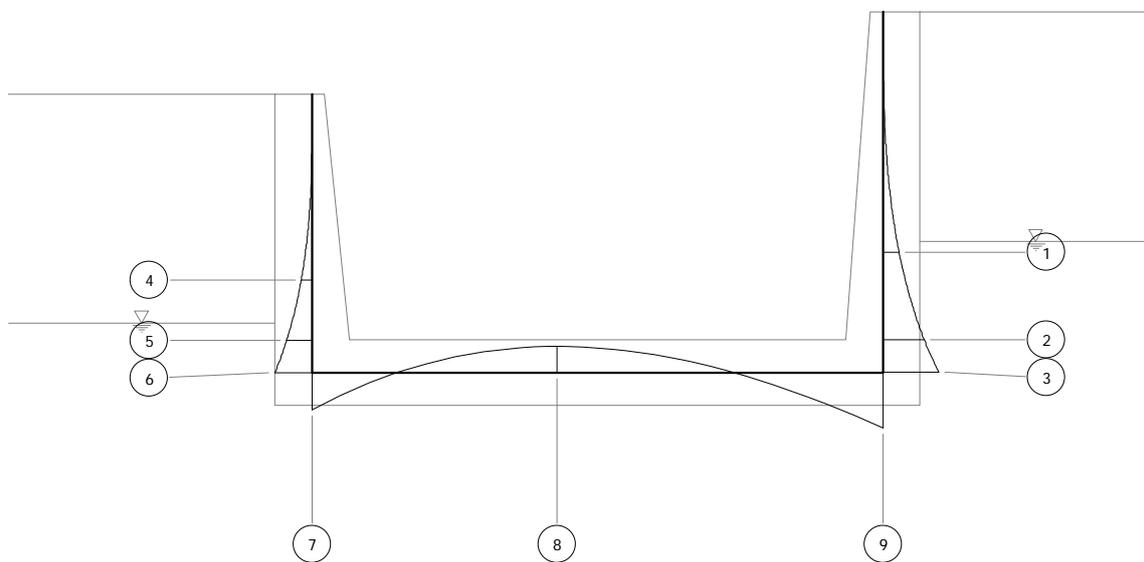
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

11) せん断力図



12) 曲げモーメント図



## 7.8 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース3）

### 1) 検討位置

右側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	1	側壁高の1/3	1.467	1.467	—	0.467	0.467
	2	底版の上面	2.000	2.000	—	1.000	1.000
3	側壁付根	2.200	2.200	—	1.000	1.200	
左側壁	記号	位置	h (m)	hd (m)	ho (m)	hi (m)	ha (m)
	4	側壁高の1/3	1.133	1.133	—	0.633	0.633
	5	底版の上面	1.500	1.500	—	1.000	1.000
6	側壁付根	1.700	1.700	—	1.000	1.200	
底版	記号	位置	LL (m)		LR (m)		
	7	左側壁付け根	0.000		3.450		
	8	最大モーメント	1.616		1.834		
9	右側壁付け根	3.450		0.000			

h：天端からの距離

hd：土圧作用高さ  $hd = h - \text{天端から地盤までの落差}$

ho：影響地下水位  $ho = h + \text{地下水位} - \text{側壁高} - \text{底版厚}$

hi：影響内水位  $hi = h + \text{内水位} - \text{側壁高}$

ha：内水位照査深さ  $ha = hi + h - \text{側壁高 (又は hi)}$

LL：左端からの距離

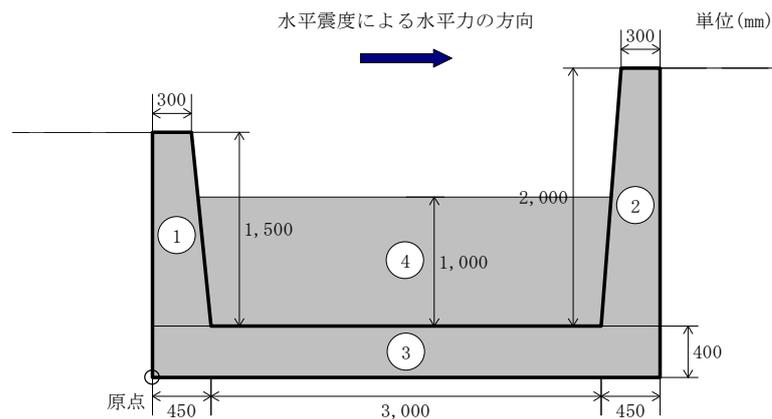
LR：右端からの距離

### 2) 上載荷重

項目名	値 (kN/m <sup>2</sup> )	水路左側		水路右側	
		計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )	計上	採用値 (kN/m <sup>2</sup> )
盛土荷重	—		—		—
自動車荷重	L: 7.000 R: 0.000		—		—
群集荷重	L: 0.000 R: 3.000		—		—
積雪荷重	—		—		—
任意荷重	—		—		—
合計			—		—

積雪荷重に於いて自動車荷重と組み合わせる場合は、1.0kN/m<sup>2</sup>を見込む

### 3) 自重の算出



地震時の自重計算において水平震度を考慮しているため、自重に設計水平震度を乗じたものを水平力とする。（但し、水路内の水には水平震度が生じないものとする。）

番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$24.500 \times 1.500 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	13.781	13.781	-2.205	0.190	1.100	2.618	-2.426
2	$24.500 \times 2.000 \times (0.300 + 0.450) \div 2$	18.375	18.375	-2.940	3.710	1.333	68.171	-3.919
3	$24.500 \times 3.900 \times 0.400$	38.220	38.220	-6.115	1.950	0.200	74.529	-1.223
4	$9.800 \times 1.000 \times (3.000 + 3.175) \div 2$	30.258	30.258		1.944	0.905	58.822	
合計		100.634	100.634	-11.260			204.140	-7.568

「アーム長」とは、原点から重心までの距離。Xは水平距離、Yは鉛直距離を指す。

側壁及び底版自重により生じる底版反力の内、底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用方向が反対で同値であることから相殺させ、それ以外の自重による底版反力のみによって計算する。

上記表より底版自重及び内水重を除いた自重の鉛直成分を次にまとめる。

$$\begin{aligned}
 \text{反力鉛直成分} &= \text{No. 1} + \text{No. 2} \\
 &= 13.781 + 18.375 \\
 &= 32.156
 \end{aligned}$$

#### 4) 土圧および載荷重の算出（地震時）

主働土圧の算出

すべり角度 $\omega$ を変化させ、土圧 $P_{AE}$ を算出し最大となる値をもとめ、これを主働土圧とする。

$\omega$ を変化させたときの各値の一覧表を以下に示す。

水路右側

$\omega (^{\circ})$	$A_1 (m^2)$	$A_2 (m^2)$	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A (kN/m)$
40.000	2.836	0.596	2.860	61.776	0.327/0.984	20.529
42.000	2.643	0.555	2.665	57.564	0.360/0.986	21.017
44.000	2.465	0.518	2.485	53.694	0.392/0.987	21.325
46.000	2.298	0.483	2.318	50.058	0.424/0.987	21.504
48.000	2.143	0.450	2.161	46.674	0.455/0.986	21.538
48.593	2.099	0.441	2.116	45.720	0.465/0.986	21.562
<b>48.594</b>	<b>2.099</b>	<b>0.441</b>	<b>2.116</b>	<b>45.720</b>	<b>0.465/0.985</b>	<b>21.584</b>
48.595	2.099	0.441	2.116	45.720	0.465/0.985	21.584
49.000	2.069	0.435	2.086	45.072	0.471/0.985	21.552

水路左側

$\omega (^{\circ})$	$A_1 (m^2)$	$A_2 (m^2)$	L (m)	W (kN/m)	K	$P_A (kN/m)$
40.000	2.002	0.149	2.264	38.718	0.408/0.987	16.005
42.000	1.866	0.139	2.110	36.090	0.440/0.984	16.138
43.000	1.802	0.134	2.038	34.848	0.455/0.983	16.130
43.399	1.777	0.132	2.009	34.362	0.462/0.982	16.166
<b>43.400</b>	<b>1.777</b>	<b>0.132</b>	<b>2.009</b>	<b>34.362</b>	<b>0.462/0.982</b>	<b>16.166</b>
43.401	1.776	0.132	2.009	34.344	0.462/0.982	16.158
44.000	1.740	0.129	1.968	33.642	0.471/0.981	16.152
46.000	1.622	0.121	1.835	31.374	0.501/0.977	16.088
48.000	1.513	0.113	1.711	29.268	0.531/0.971	16.005

A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub>は、座標法により算出。

Lは、壁背面（形状によっては仮想背面）から仮定したすべり面と地表面との交点までの水平距離。

$$W = (A_1 + A_2) \times \gamma_t + L \times q$$

$$P_A = K \times W$$

ここに、

$\omega$  : 仮定したすべり面が水平面となす角(°)

A<sub>1</sub> : 湿潤土面積(m<sup>2</sup>)

A<sub>2</sub> : 水中土面積(m<sup>2</sup>)

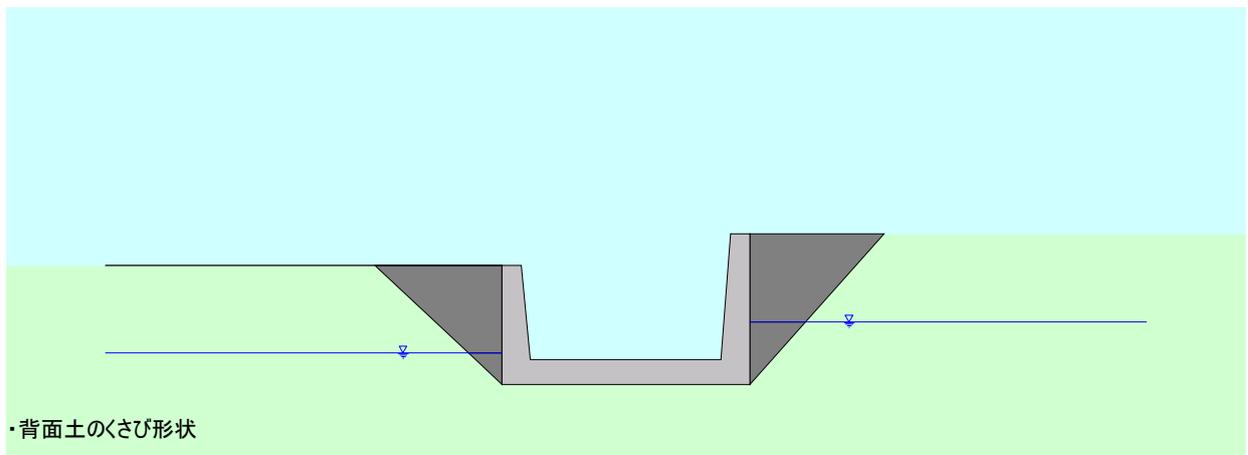
L : 荷重作用長(m)

W : くさび重量(kN/m)

K : 係数  $\sin(\omega - \phi + \theta_0) / \cos(\omega - \phi - \delta - 90 + \theta) \cdot \cos \theta_0$

P<sub>A</sub> : 土圧(kN/m) (極大値を主働土圧とする。)

上記結果より、左右それぞれのすべり角度 $\omega$ の値は、右 48.594(°)、左 43.400(°)となり、主働土圧は右 21.584(kN/m)、左 16.166(kN/m)となる。また、その際のくさび形状を次に示す。



水路右側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_R + 90 - \theta_R) = \sin(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.259 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= \cos(\delta_R + 90 - \theta_R) = \cos(15.000 + 90 - 90.000) \\ &= 0.966 \end{aligned}$$

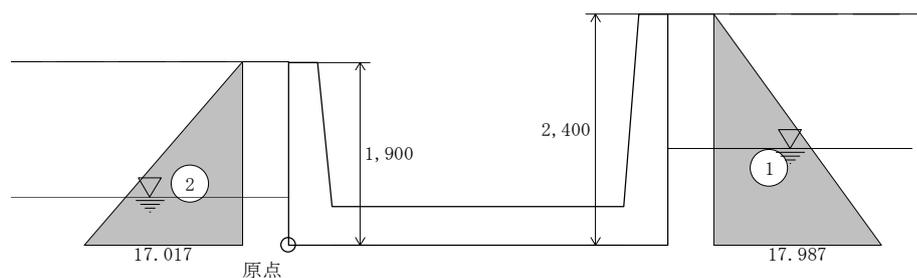
水路左側の壁面に作用する荷重は鉛直方向と水平方向に以下の係数で荷重を分ける。

ただし水平方向に関しては、右側の荷重に対し荷重方向が逆になるため係数の符号を反転させるものとする。

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向} &= \sin(\delta_L + 90 - \theta_L) = \sin(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= 0.216 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向} &= -\cos(\delta_L + 90 - \theta_L) = -\cos(12.500 + 90 - 90.000) \\ &= -0.976 \end{aligned}$$

単位(mm)



番号	計 算 式	荷重 (kN)	荷 重		アーム長		モーメント	
			鉛直 (kN)	水平 (kN)	$\Delta X$ (m)	$\Delta Y$ (m)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)
1	$17.987 \times 2.400 \div 2$	21.584	5.590	20.850	3.900	0.800	21.801	16.680
2	$17.017 \times 1.900 \div 2$	16.166	3.492	-15.778		0.633		-9.987
合計		37.750	9.082	5.072			21.801	6.693

「アーム長」とは、原点から作用点までの距離。Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。

#### 5) 水路上面荷重の算出

番号	項 目	荷重 (kN)		アーム長 (m)		モーメント (kN・m)	
		鉛直	水平	$\Delta X$	$\Delta Y$	$M_x$	$M_y$
1	コンクリートの蓋版荷重 (3.6m × 0.5m × 1.0m × 25.4kN/m <sup>3</sup> )	44.100	7.056	1.950	2.550	85.995	17.993
合計		44.100	7.056			85.995	17.993

#### 6) 偏心距離および底版反力の算出

以下の式に従い偏心距離を求める。

$$e = |L/2 - (\Sigma M_x - \Sigma M_y) / \Sigma V|$$

ここに、

e : 合力の作用線が底面と交わる点と底面中心との距離 (m)

L : 底面の長さ (作用幅) (m)

$\Sigma V$  : 全鉛直力 (kN/m)

土圧および載荷重の鉛直成分・水路内の水重量も含む。

$\Sigma M_x$  : 原点における全抵抗モーメント (kN・m)

$\Sigma M_y$  : 原点における全転倒モーメント (kN・m)

項 目	外 力		モーメント		底版反力 鉛直成分 (kN/m)
	V (kN)	H (kN)	$M_x$ (kN・m)	$M_y$ (kN・m)	
自 重	100.634	-11.260	204.140	-7.568	32.156
土圧および載荷重	9.082	5.072	21.801	6.693	9.082
水 圧		-1.830		-1.464	
水路上面荷重	44.100	7.056	85.995	17.993	44.100
合 計	153.816	-0.962	311.936	15.654	85.338

$$\begin{aligned}
 e &= 3.900 / 2 - \{311.936 - (15.654)\} / 153.816 \\
 &= 0.024 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

偏心距離が中央(1.725m)の1/3(0.575m)内にあるため、次式にて地盤反力を検討する。

$$\begin{aligned}
 q_R &= \Sigma V / L \cdot (1 - 6e / L) \\
 q_L &= \Sigma V / L \cdot (1 + 6e / L)
 \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned}
 q_R, q_L &: \text{底版の両端における反力強度 (kN/m}^2\text{)} \\
 L &: \text{基礎面の長さ (作用幅) (m)} \\
 e &: \Sigma V \text{の作用点の偏心距離 (m)} \\
 \Sigma V &: \text{合力の鉛直分力 (kN/m)}
 \end{aligned}$$

このときの基礎面の長さ(作用幅)は、左右側壁の中心間の距離とし、合力の鉛直分力は側壁に関する自重と水路上面に生じる荷重とする。

但し、フーチングを含む場合には、フーチング部分にも底版反力が生じるとして、作用幅をフーチング端部とし、フーチング上部の土砂も自重に含める。

底版自重及び内水重はこれにより生じる底版反力と等分布荷重として作用する方向が反対で同値であることから相殺される。

また、水路上面に上載荷重 $Q_c=44.100$ が生じるものとする。

以上により、底版反力は底版反力鉛直成分の合計値を用いて計算を行う。

$$\begin{aligned}
 q_R &= 85.338 / 3.450 \times (1 - 6 \times 0.024 / 3.450) \\
 &= 23.703 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 q_L &= 85.338 / 3.450 \times (1 + 6 \times 0.024 / 3.450) \\
 &= 25.768 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

## 7) 側壁の断面力計算

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 21.584 / 2.200^2 \\ &= 8.919 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面1 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S1} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 8.919 \times 1.467^2 \times \cos 15.000 - (1/2 \times 9.800 \times 0.467^2) + 1/2 \times 7.569 \times 1.467^2 \\ &= 16.347 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S1} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) + 1/6 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 8.919 \times 1.467^3 \times \cos 15.000 - (1/6 \times 9.800 \times 0.467^3) + 1/6 \times 7.569 \times 1.467^3 \\ &= 8.350 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面2 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S2} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 8.919 \times 2.000^2 \times \cos 15.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) + 1/2 \times 7.569 \times 2.000^2 \\ &= 27.468 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S2} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) + 1/6 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 8.919 \times 2.000^3 \times \cos 15.000 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) + 1/6 \times 7.569 \times 2.000^3 \\ &= 19.945 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面3 右側壁

$$\begin{aligned} S_{S3} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_R - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 8.919 \times 2.200^2 \times \cos 15.000 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) + 1/2 \times 7.569 \times 2.200^2 \\ &= 34.266 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S3} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_R - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2 (3h_a - 2h_i)\} + 1/6 \cdot P_{PHR2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 8.919 \times 2.200^3 \times \cos 15.000 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.200 - 2 \times 1.000)\} + 1/6 \\ &\quad \times 7.569 \times 2.200^3 \\ &= 26.108 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

試行くさび法では、主働土圧が側壁に対し三角形に分布すると仮定し各段面のせん断力と曲げモーメントを求める。

$$\begin{aligned} P_{AM} &= 2 \cdot P_A / H^2 = 2 \times 16.166 / 1.700^2 \\ &= 11.188 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに、

$P_A$  : 主働土圧 (kN/m)

$H$  : 主働土圧を受ける側壁の高さ (m)

$P_{AM}$  : 側壁に生じる主働土圧が三角形分布と仮定する時の単位荷重強度 (kN/m<sup>2</sup>)

断面4 左側壁

$$\begin{aligned} S_{S4} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^2 \\ &= 1/2 \times 11.188 \times 1.133^2 \times \cos 12.500 - (1/2 \times 9.800 \times 0.633^2) + 1/2 \times 12.675 \times 1.133^2 \\ &= 13.182 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{S4} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) + 1/6 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^3 \\ &= 1/6 \times 11.188 \times 1.133^3 \times \cos 12.500 - (1/6 \times 9.800 \times 0.633^3) + 1/6 \times 12.675 \times 1.133^3 \\ &= 5.305 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面5 左側壁

$$\begin{aligned}
 S_{S5} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^2 \\
 &= 1/2 \times 11.188 \times 1.500^2 \times \cos 12.500 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) + 1/2 \times 12.675 \times 1.500^2 \\
 &= 21.647 \text{ (kN)} \\
 M_{S5} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - (1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^3) + 1/6 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^3 \\
 &= 1/6 \times 11.188 \times 1.500^3 \times \cos 12.500 - (1/6 \times 9.800 \times 1.000^3) + 1/6 \times 12.675 \times 1.500^3 \\
 &= 11.640 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

断面6 左側壁

$$\begin{aligned}
 S_{S6} &= 1/2 \cdot P_{AM} \cdot h_d^2 \cdot \cos \delta_L - (1/2 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2) + 1/2 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^2 \\
 &= 1/2 \times 11.188 \times 1.700^2 \times \cos 12.500 - (1/2 \times 9.800 \times 1.000^2) + 1/2 \times 12.675 \times 1.700^2 \\
 &= 29.198 \text{ (kN)} \\
 M_{S6} &= 1/6 \cdot P_{AM} \cdot h_d^3 \cdot \cos \delta_L - \{1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_i^2 (3h_a - 2h_i)\} + 1/6 \cdot P_{PHL2} \cdot h_d^3 \\
 &= 1/6 \times 11.188 \times 1.700^3 \times \cos 12.500 - \{1/6 \times 9.800 \times 1.000^2 \times (3 \times 1.200 - 2 \times 1.000)\} + \\
 &\quad 1/6 \times 12.675 \times 1.700^3 \\
 &= 16.709 \text{ (kN}\cdot\text{m)}
 \end{aligned}$$

## 8) 地震時動水圧の算出

### 8-1 右側壁外側

地震時動水圧が生じていないため計算対象外

### 8-2 右側壁内側

$$\begin{aligned}
 h_t &= H_R - H_w = 2.000 - 1.000 = 1.000 \text{ (m)} \\
 h_b &= H_R = 2.000 \text{ (m)} \\
 h_w &= h_b - h_t = 2.000 - 1.000 = 1.000 \text{ (m)} \\
 P_{ew} &= 7/12 \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 = 7/12 \times 0.160 \times 9.800 \times 1.000^2 = 0.915 \text{ (kN)} \\
 y &= h_b - 2/5 \cdot h_w = 2.000 - 2/5 \times 1.000 = 1.600 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

### 8-3 左側壁外側

地震時動水圧が生じていないため計算対象外

### 8-4 左側壁内側

$$\begin{aligned}
 h_t &= H_L - H_w = 1.500 - 1.000 = 0.500 \text{ (m)} \\
 h_b &= H_L = 1.500 \text{ (m)} \\
 h_w &= h_b - h_t = 1.500 - 0.500 = 1.000 \text{ (m)} \\
 P_{ew} &= 7/12 \cdot K_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^2 = 7/12 \times 0.160 \times 9.800 \times 1.000^2 = 0.915 \text{ (kN)} \\
 y &= h_b - 2/5 \cdot h_w = 1.500 - 2/5 \times 1.000 = 1.100 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに、 $h_t$  : 地震時動水圧作用位置上部 (天端からの距離) (m)  
 $h_b$  : 地震時動水圧作用位置下部 (天端からの距離) (m)  
 $h_w$  : 地震時動水圧作用高さ (m)  
 $P_{ew}$  : 地震時動水圧 (kN)  
 $y$  : 天端から地震時動水圧合力位置までの長さ (m)

上記結果を下記表にまとめる。

位置	動水圧範囲			動水圧	アーム長
	$h_t$	$h_b$	$h_w$	$P_{ew}$	$y$
右	外側	—	—	—	—
	内側	1.000	2.000	1.000	0.915
左	外側	—	—	—	—
	内側	0.500	1.500	1.000	0.915

## 9) 照査位置での動水圧と動水圧による応力算出

地震時動水圧が生じている側壁とその面に対して、各照査位置毎に地震時動水圧を求め、それによって生じるせん断力と曲げモーメントを算出し先に求めた照査位置毎のせん断力と曲げモーメントに加える。

その際、地震時動水圧の方向は地震により正負反転すると考え内外の動水圧をせん断力、曲げモーメントが大きくなる向きに加減算する事とする。

ゆえに、地震時動水圧の算出は内外にかかわらず、正の向きで算出する。

### 9-1 右側壁内側

断面1  $h_t < h < h_b$  のため

$$\begin{aligned}
 P_{ei} &= 7/12 K_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^{0.5} (h - h_t)^{1.5} = 7/12 \times 0.160 \times 9.800 \times 1.000^{0.5} \times (1.467 - 1.000)^{1.5} \\
 &= 0.292 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

$$Y_{ei} = 2/5 (h - h_t) = 2/5 \times (1.467 - 1.000) = 0.187 \text{ (m)}$$

断面2  $h \geq h_b$  のため

$$P_{ei} = P_{ew} = 0.915 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = h - y = 2.000 - 1.600 = 0.400 \text{ (m)}$$

断面3  $h \geq h_b$  のため

$$P_{ei} = P_{ew} = 0.915 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = h - y = 2.200 - 1.600 = 0.600 \text{ (m)}$$

9-2 左側壁内側

断面4  $h_t < h < h_b$ のため

$$P_{ei} = 7/12 K_h \cdot \gamma_w \cdot h_w^{0.5} (h - h_t)^{1.5} = 7/12 \times 0.160 \times 9.800 \times 1.000^{0.5} \times (1.133 - 0.500)^{1.5} = 0.461 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = 2/5 (h - h_t) = 2/5 \times (1.133 - 0.500) = 0.253 \text{ (m)}$$

断面5  $h \geq h_b$ のため

$$P_{ei} = P_{ew} = 0.915 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = h - y = 1.500 - 1.100 = 0.400 \text{ (m)}$$

断面6  $h \geq h_b$ のため

$$P_{ei} = P_{ew} = 0.915 \text{ (kN)}$$

$$Y_{ei} = h - y = 1.700 - 1.100 = 0.600 \text{ (m)}$$

ここに、 $h$  : 天端から照査位置までの距離 (m)

$P_{eo}$  : 側壁外側に生じる地震時動水圧 (kN)

$P_{ei}$  : 側壁内側に生じる地震時動水圧 (kN)

$Y_{eo}$  : 側壁外側に生じる地震時動水圧の合力から照査位置までの距離 (m)

$Y_{ei}$  : 側壁内側に生じる地震時動水圧の合力から照査位置までの距離 (m)

上記結果を下記表にまとめ、せん断力と曲げモーメントを集計する。

右側壁	記号	位置	h (m)	$P_{eo}$ (kN)	$P_{ei}$ (kN)	$Y_{eo}$ (m)	$Y_{ei}$ (m)	$S_e$ (kN)	$M_e$ (kN·m)	$S_s$ (kN)	$M_s$ (kN·m)	S (kN)	M (kN·m)
	1	側壁高の1/3	1.467	—	0.292	—	0.187	0.292	0.055	16.347	8.350	16.639	8.405
2	底版の上面	2.000	—	0.915	—	0.400	0.915	0.366	27.468	19.945	28.383	20.311	
3	側壁付根	2.200	—	0.915	—	0.600	0.915	0.549	34.266	26.108	35.181	26.657	
左側壁	記号	位置	h (m)	$P_{eo}$ (kN)	$P_{ei}$ (kN)	$Y_{eo}$ (m)	$Y_{ei}$ (m)	$S_e$ (kN)	$M_e$ (kN·m)	$S_s$ (kN)	$M_s$ (kN·m)	S (kN)	M (kN·m)
	4	側壁高の1/3	1.133	—	0.461	—	0.253	0.461	0.117	13.182	5.305	13.643	5.422
	5	底版の上面	1.500	—	0.915	—	0.400	0.915	0.366	21.647	11.640	22.562	12.006
6	側壁付根	1.700	—	0.915	—	0.600	0.915	0.549	29.198	16.709	30.113	17.258	

ここに、 $S_e$  : 地震時動水圧によるせん断力  $S_e = P_{eo} + P_{ei}$

$M_e$  : 地震時動水圧による曲げモーメント  $M_e = P_{eo} \times Y_{eo} + P_{ei} \times Y_{ei}$

$S_s$  : 上記を除く側壁に作用するせん断力 << 「7) 側壁の断面力計算」より >>

$M_s$  : 上記を除く側壁に作用する曲げモーメント << 「7) 側壁の断面力計算」より >>

S : 側壁に作用するせん断力合計

M : 側壁に作用する曲げモーメント合計

以降の計算および判定で用いるせん断力と曲げモーメントは、上記一覧表のSとMを用いる。

## 10) 底版の断面力計算

側壁底部の曲げモーメントを底版端部に生じる材端モーメントとして底版の計算を行う。

・右側

$$\text{部材端モーメント } M_{SR} = M_{S3} - 2 \times 0.549 = 26.657 - 2 \times 0.549 = 25.559 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

上記式中の「 $2 \times 0.549$ 」は、底版部計算時に地震時動水圧の作用方向が同時に同じ向きに働いている状態になるように側壁端部の曲げモーメントを調整している。 $2$ は2倍を表し $0.549$ は側壁端部に作用させた動水圧による曲げモーメントの値である。

(側壁計算時には、動水圧の向きは側壁に対してモーメントが大きくなるようにしているため左右での向きが異なる。)

・左側

$$\text{部材端モーメント } M_{SL} = M_{S6} = 17.258 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

断面7 底版

$$\begin{aligned} S_{T7} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 25.768 \times (3.450 - 2 \times 0.000) + (25.768 - 23.703) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 0.000^2 / 3.450^2) + (25.559 - 17.258) / 3.450 \\ &= -40.856 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T7} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (25.559 - 17.258) \times 0.000 / 3.450 + 17.258 + 1/6 \times 0.000 \times (3.450 - 0.000) \times \{(1 + 0.000 / 3.450) \times (25.768 - 23.703) - 3 \times 25.768\} \\ &= 17.258 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面8 底版

$$\begin{aligned} S_{T8} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 25.768 \times (3.450 - 2 \times 1.616) + (25.768 - 23.703) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 1.616^2 / 3.450^2) + (25.559 - 17.258) / 3.450 \\ &= 0.000 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T8} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (25.559 - 17.258) \times 1.616 / 3.450 + 17.258 + 1/6 \times 1.616 \times (3.450 - 1.616) \times \{(1 + 1.616 / 3.450) \times (25.768 - 23.703) - 3 \times 25.768\} \\ &= -15.541 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

断面9 底版

$$\begin{aligned} S_{T9} &= -1/2 \cdot q_L \cdot (B_L - 2\chi) + (q_L - q_R) \cdot B_L \cdot 1/2 \cdot (1/3 - \chi^2/B_L^2) + (M_{SR} - M_{SL})/B_L \\ &= -1/2 \times 25.768 \times (3.450 - 2 \times 3.450) + (25.768 - 23.703) \times 3.450 \times 1/2 \times (1/3 - 3.450^2 / 3.450^2) + (25.559 - 17.258) / 3.450 \\ &= 44.481 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{T9} &= (M_{SR} - M_{SL}) \cdot \chi / B_L + M_{SL} + 1/6 \cdot \chi \cdot (B_L - \chi) \cdot \{(1 + \chi/B_L) \cdot (q_L - q_R) - 3q_L\} \\ &= (25.559 - 17.258) \times 3.450 / 3.450 + 17.258 + 1/6 \times 3.450 \times (3.450 - 3.450) \times \{(1 + 3.450 / 3.450) \times (25.768 - 23.703) - 3 \times 25.768\} \\ &= 25.559 \text{ (kN}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

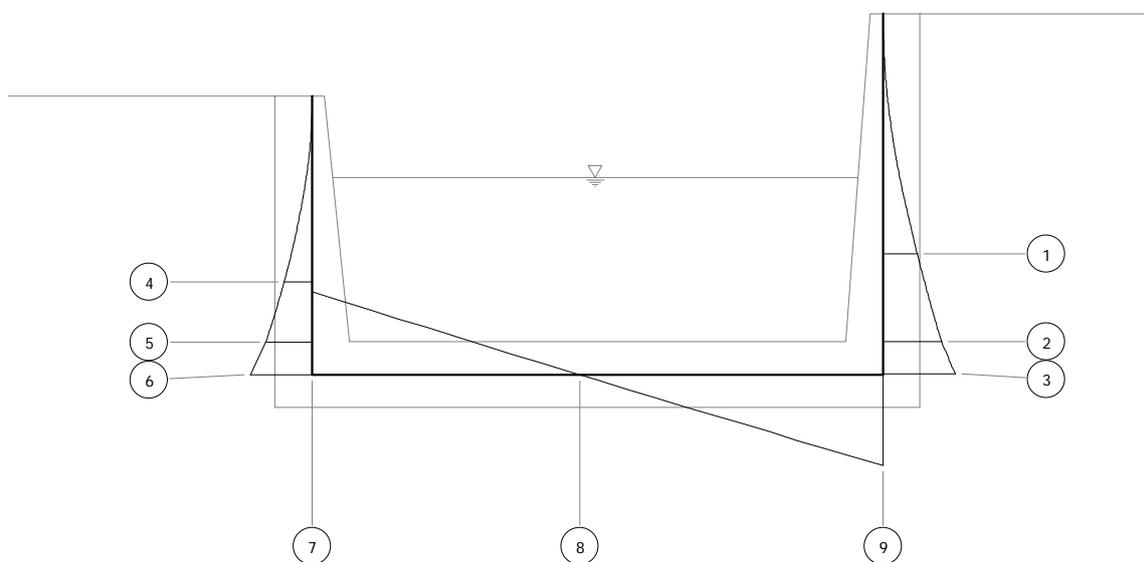
## 11) 断面力一覧

右側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN·m)
	1	側壁高の1/3	1.467	16.639	8.405
2	底版の上面	2.000	28.383	20.311	
3	側壁付根	2.200	35.181	26.657	
左側壁	記号	位置	h (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN·m)
	4	側壁高の1/3	1.133	13.643	5.422
	5	底版の上面	1.500	22.562	12.006
6	側壁付根	1.700	30.113	17.258	
底版	記号	位置	$\chi$ (m)	せん断力 S (kN)	曲げモーメント M (kN·m)
	7	左側壁付け根	0.000	-40.856	17.258
	8	最大モーメント	1.616	0.000	-15.541
9	右側壁付け根	3.450	44.481	25.559	

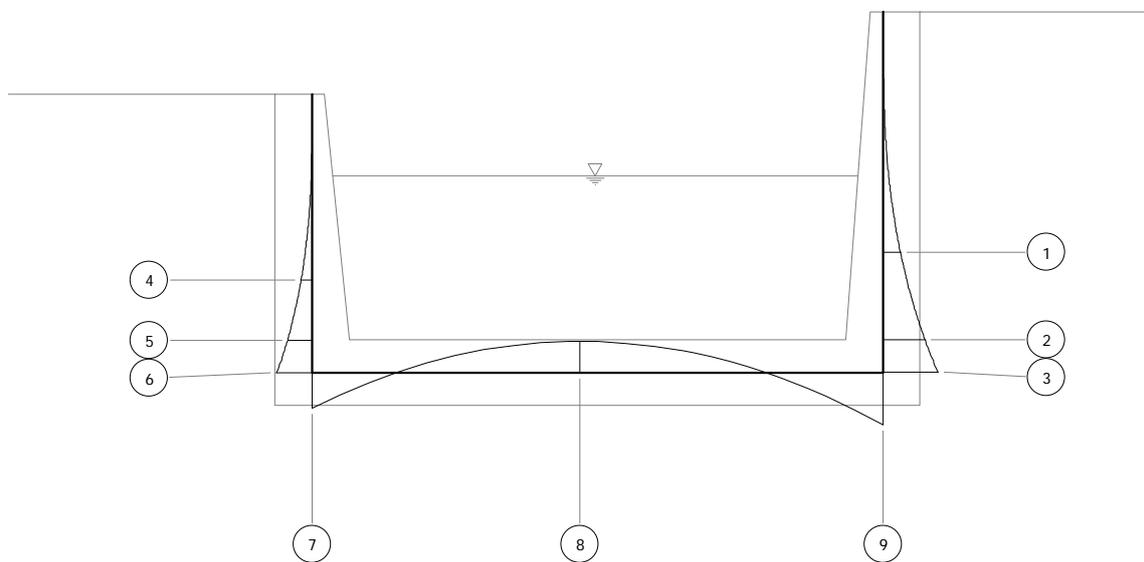
断面力は荷重方向により以下のように表示する。

外側：プラス / 内側：マイナス

### 12) せん断力図



### 13) 曲げモーメント図



## 8 段落とし位置の計算

### 8.1 右側壁外側

側壁の鉄筋量を半減する位置は、水路の場合 $1/2A_s(A_{s2})$ に対する鉄筋の応力度が許容応力度 $\sigma_{sa}$ に等しくなる位置に定着長 $(L_d+L_s)$ を加えた長さ $L_1$ とする。

#### 1) 基本定着長の算出

引張鉄筋の基本定着長 $L_d$ は、次式により求める。ただし、この値は $20\phi$ 以上とする。

$$\begin{aligned} L_d &= \alpha \cdot F_{yd} / (4 \cdot F_{bod}) \cdot \phi \\ F_{bod} &= 0.28 F_{ck}^{2/3} / \gamma_c \\ k_c &= C_b / \phi + 15 A_t / (s \cdot \phi) \end{aligned}$$

ここに、

- $L_d$  : 引張り鉄筋の基本定着長(mm)
- $\phi$  : 主鉄筋の直径(mm)
- $F_{yd}$  : 鉄筋の設計引張り降伏強度
- $F_{bod}$  : コンクリートの設計付着強度(N/mm<sup>2</sup>)  
 $\gamma_c$ は1.3として計算する。
- $F_{ck}$  : 設計基準強度(N/mm<sup>2</sup>)
- $\alpha$  : 1.0 ( $k_c \leq 1.0$  の場合)  
0.9 ( $1.0 < k_c \leq 1.5$  の場合)  
0.8 ( $1.5 < k_c \leq 2.0$  の場合)  
0.7 ( $2.0 < k_c \leq 2.5$  の場合)  
0.6 ( $2.5 < k_c$  の場合)
- $C_b$  : 主鉄筋の下側のかぶりの値と定着する鉄筋のあきの半分の値とを比べ小さい値(mm)
- $A_t$  : 仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積(mm<sup>2</sup>)
- $s$  : 横方向鉄筋の中心間隔(mm)

$C_b$ 値の計算表

鉄筋呼び径	鉄筋直径 $\phi$ (mm)	鉄筋断面積 $A_t$ (mm <sup>2</sup> )	鉄筋かぶり $C$ (mm)	鉄筋中心間隔 $s$ (mm)	鉄筋の空 き $a$ (mm)	鉄筋の空 きの半分 $a/2$ (mm)	Cと $a/2$ 小さい値 $C_b$ (mm)
D16	16	—	60	250	234	117.0	60.0

$$\begin{aligned} k_c &= C_b / \phi + 15 A_t / (s \cdot \phi) = 60.0 / 16 + (15 \times 0) / (250 \times 16) \\ &= 3.75 \\ \alpha &= 0.6 \quad (2.5 < k_c \text{ より}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{yd} &= 295.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ F_{ck} &= 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ F_{bod} &= 0.28 F_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.28 \times 24.0^{(2/3)} / 1.3 \\ &= 1.79 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_d &= \alpha \cdot F_{yd} / (4 \cdot F_{bod}) \cdot \phi \\ &= 0.6 \times 295.0 / (4 \times 1.79) \times \phi \\ &= 24.73 \phi \\ \therefore & \quad 25\phi \text{ とする。} \\ &= 25 \times 16 = 400 \text{ (mm)} \end{aligned}$$

#### 2) 釣り合い応力位置の算出と段落とし位置の算出

鉄筋量を減じた $(A_{s2})$ 時の応力度 $(\sigma_{s2})$ が許容応力度 $(\sigma_{sa})$ に等しくなる位置 $(h_{s2})$ を求める。

$h_{s2}$ の位置は曲げモーメントや部材厚により変化するため、比較計算を行い $\sigma_{sa}$ を越えない近似値になる位置をcm単位で求めた。その時の天端からの位置 $(h_{s2})$ と外力を次表にまとめる。

また鉄筋の段落とし位置は、常時・地震時を比較し鉄筋長が長くなる方を採用する。

荷重ケース		天端からの距離 $h_{s2}$ (m)	部材有効高さ $d [L_s]$ (m)	曲げモーメント $M$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張応力度 $\sigma_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	段落し位置(切り上げ) $L_1$ (m)
常時	ケース 1	2.200	0.390	12.129	82.759	0.790
	ケース 3	2.200	0.390	8.015	54.688	0.790
	任意 1	2.200	0.390	11.293	77.055	0.790
地震時	ケース 1	2.200	0.390	28.377	193.624	0.790
	ケース 3	2.200	0.390	26.657	181.888	0.790

立ち上げ鉄筋量  $A_{s2} = 397.0$  (mm<sup>2</sup>)  $h_{s1} = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 2.200$  (m)

$L_1 = h_{s1} - h_{s2} + L_d + L_s$   $L_d = 0.400$  (m)  $h_{s3} = h_{s2} - L_d - L_s$

上記結果より、段落とし鉄筋長  $L_1 = 0.79$  (m) 天端からの位置  $h_{s3} = 1.41$  (m)

## 8.2 右側壁内側

側壁の鉄筋量を半減する位置は、水路の場合  $1/2 A_s (A_{s2})$  に対する鉄筋の応力度が許容応力度  $\sigma_{sa}$  に等しくなる位置に定着長 ( $L_d + L_s$ ) を加えた長さ  $L_1$  とする。

### 1) 基本定着長の算出

C<sub>b</sub>値の計算表

鉄筋呼び径	鉄筋直径 $\phi$ (mm)	鉄筋断面積 $A_t$ (mm <sup>2</sup> )	鉄筋かぶり $C$ (mm)	鉄筋中心間隔 $s$ (mm)	鉄筋の空 き $a$ (mm)	鉄筋の空 きの半分 $a/2$ (mm)	Cとa/2 小さい値 $C_b$ (mm)
D16	16	—	60	250	234	117.0	60.0

$$k_c = C_b / \phi + 15 A_t / (s \cdot \phi) = 60.0 / 16 + (15 \times 0) / (250 \times 16)$$

$$= 3.75$$

$$\alpha = 0.6 \quad (2.5 < k_c \text{ より})$$

$$F_{yd} = 295.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$F_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$F_{bod} = 0.28 F_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.28 \times 24.0^{(2/3)} / 1.3$$

$$= 1.79 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$L_d = \alpha \cdot F_{yd} / (4 \cdot F_{bod}) \cdot \phi$$

$$= 0.6 \times 295.0 / (4 \times 1.79) \times \phi$$

$$= 24.73 \phi$$

$$\therefore 25 \phi \text{ とする。}$$

$$= 25 \times 16 = 400 \text{ (mm)}$$

### 2) 釣り合い応力位置の算出と段落とし位置の算出

荷重ケース		天端からの距離 $h_{s2}$ (m)	部材有効高さ $d [L_s]$ (m)	曲げモーメント $M$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張応力度 $\sigma_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	段落し位置(切り上げ) $L_1$ (m)
常時	ケース 2	2.200	0.390	-2.613	17.829	0.790

立ち上げ鉄筋量  $A_{s2} = 397.0$  (mm<sup>2</sup>)  $h_{s1} = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 2.200$  (m)

$L_1 = h_{s1} - h_{s2} + L_d + L_s$   $L_d = 0.400$  (m)  $h_{s3} = h_{s2} - L_d - L_s$

上記結果より、段落とし鉄筋長  $L_1 = 0.79$  (m) 天端からの位置  $h_{s3} = 1.41$  (m)

## 8.3 左側壁外側

側壁の鉄筋量を半減する位置は、水路の場合  $1/2 A_s (A_{s2})$  に対する鉄筋の応力度が許容応力度  $\sigma_{sa}$  に等しくなる位置に定着長 ( $L_d + L_s$ ) を加えた長さ  $L_1$  とする。

### 1) 基本定着長の算出

C<sub>b</sub>値の計算表

鉄筋呼び径	鉄筋直径 $\phi$ (mm)	鉄筋断面積 $A_t$ (mm <sup>2</sup> )	鉄筋かぶり $C$ (mm)	鉄筋中心間隔 $s$ (mm)	鉄筋の空 き $a$ (mm)	鉄筋の空 きの半分 $a/2$ (mm)	Cとa/2 小さい値 $C_b$ (mm)
D16	16	—	60	250	234	117.0	60.0

$$k_c = C_b / \phi + 15A_t / (s \cdot \phi) = 60.0 / 16 + (15 \times 0) / (250 \times 16)$$

$$= 3.75$$

$$\alpha = 0.6 \quad (2.5 < k_c \text{ より})$$

$$F_{yd} = 295.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$F_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$F_{bod} = 0.28 F_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.28 \times 24.0^{(2/3)} / 1.3$$

$$= 1.79 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$L_d = \alpha \cdot F_{yd} / (4 \cdot F_{bod}) \cdot \phi$$

$$= 0.6 \times 295.0 / (4 \times 1.79) \times \phi$$

$$= 24.73 \phi$$

$$\therefore 25 \phi \text{ とする。}$$

$$= 25 \times 16 = 400 \text{ (mm)}$$

## 2) 釣り合い応力位置の算出と段落とし位置の算出

荷重ケース		天端からの距離 $h_{s2}$ (m)	部材有効高さ $d [L_s]$ (m)	曲げモーメント $M$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張応力度 $\sigma_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	段落し位置 (切り上げ) $L_1$ (m)
常時	ケース 1	1.700	0.390	8.826	60.222	0.790
	ケース 3	1.700	0.390	3.758	25.642	0.790
	任意 1	1.700	0.390	6.174	42.127	0.790
地震時	ケース 1	1.700	0.390	19.092	130.270	0.790
	ケース 3	1.700	0.390	17.258	117.756	0.790

立ち上げ鉄筋量  $A_{s2} = 397.0 \text{ (mm}^2\text{)}$      $h_{s1} = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 1.700 \text{ (m)}$   
 $L_1 = h_{s1} - h_{s2} + L_d + L_s$      $L_d = 0.400 \text{ (m)}$      $h_{s3} = h_{s2} - L_d - L_s$   
 上記結果より、段落とし鉄筋長  $L_1 = 0.79 \text{ (m)}$     天端からの位置  $h_{s3} = 0.91 \text{ (m)}$

## 8.4 左側壁内側

側壁の鉄筋量を半減する位置は、水路の場合  $1/2 A_s (A_{s2})$  に対する鉄筋の応力度が許容応力度  $\sigma_{sa}$  に等しくなる位置に定着長 ( $L_d + L_s$ ) を加えた長さ  $L_1$  とする。

### 1) 基本定着長の算出

$C_b$  値の計算表

鉄筋呼び径	鉄筋直径 $\phi$ (mm)	鉄筋断面積 $A_t$ (mm <sup>2</sup> )	鉄筋かぶり $C$ (mm)	鉄筋中心間隔 $s$ (mm)	鉄筋の空き $a$ (mm)	鉄筋の空きの半分 $a/2$ (mm)	C と $a/2$ の小さい値 $C_b$ (mm)
D16	16	—	60	250	234	117.0	60.0

$$k_c = C_b / \phi + 15A_t / (s \cdot \phi) = 60.0 / 16 + (15 \times 0) / (250 \times 16)$$

$$= 3.75$$

$$\alpha = 0.6 \quad (2.5 < k_c \text{ より})$$

$$F_{yd} = 295.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$F_{ck} = 24.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$F_{bod} = 0.28 F_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 0.28 \times 24.0^{(2/3)} / 1.3$$

$$= 1.79 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$L_d = \alpha \cdot F_{yd} / (4 \cdot F_{bod}) \cdot \phi$$

$$= 0.6 \times 295.0 / (4 \times 1.79) \times \phi$$

$$= 24.73 \phi$$

$$\therefore 25 \phi \text{ とする。}$$

$$= 25 \times 16 = 400 \text{ (mm)}$$

### 2) 釣り合い応力位置の算出と段落とし位置の算出

荷重ケース		天端からの距離 $h_{s2}$ (m)	部材有効高さ $d [L_s]$ (m)	曲げモーメント $M$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張応力度 $\sigma_{s2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	段落し位置 (切り上げ) $L_1$ (m)
常時	ケース 2	1.700	0.390	-2.613	17.829	0.790

立ち上げ鉄筋量  $A_{s2} = 397.0$  (mm<sup>2</sup>)       $h_{s1} = \text{壁高} + \text{底版厚} / 2 = 1.700$  (m)

$L_1 = h_{s1} - h_{s2} + L_d + L_s$        $L_d = 0.400$  (m)       $h_{s3} = h_{s2} - L_d - L_s$

上記結果より、段落とし鉄筋長  $L_1 = 0.79$  (m)      天端からの位置  $h_{s3} = 0.91$  (m)

## 8.5 断面検討位置

右側壁	記号	位置	h (m)
	1	段落し位置	1.410
	2	側壁高の 1 / 3	1.467
	3	底版の上面	2.000
左側壁	4	釣合い応力位置 側壁付根	2.200
	記号	位置	h (m)
	5	段落し位置	0.910
	6	側壁高の 1 / 3	1.133
7	底版の上面	1.500	
8	釣合い応力位置 側壁付根	1.700	

## 9 部材厚の算出

- ・軸線が鉛直の場合

$$W = (T_2 - T_1) \cdot h / H + T_1$$

ただし、 $h > H$ の場合は、 $W = T_2$

ここに、

- W : 部材厚 (mm)
- h : 側壁天端から照査位置までの鉛直距離 (mm)
- T<sub>1</sub> : 側壁天端の水平幅 (mm)
- T<sub>2</sub> : 側壁下端の水平幅 (mm)
- H : 側壁天端から側壁下端までの鉛直距離 (mm)

- ・右側壁部材厚一覧表

No	照査位置 h (mm)	部材厚 W (mm)
1	1,410	406
2	1,467	410
3	2,000	450
4	2,200	450

- ・左側壁部材厚一覧表

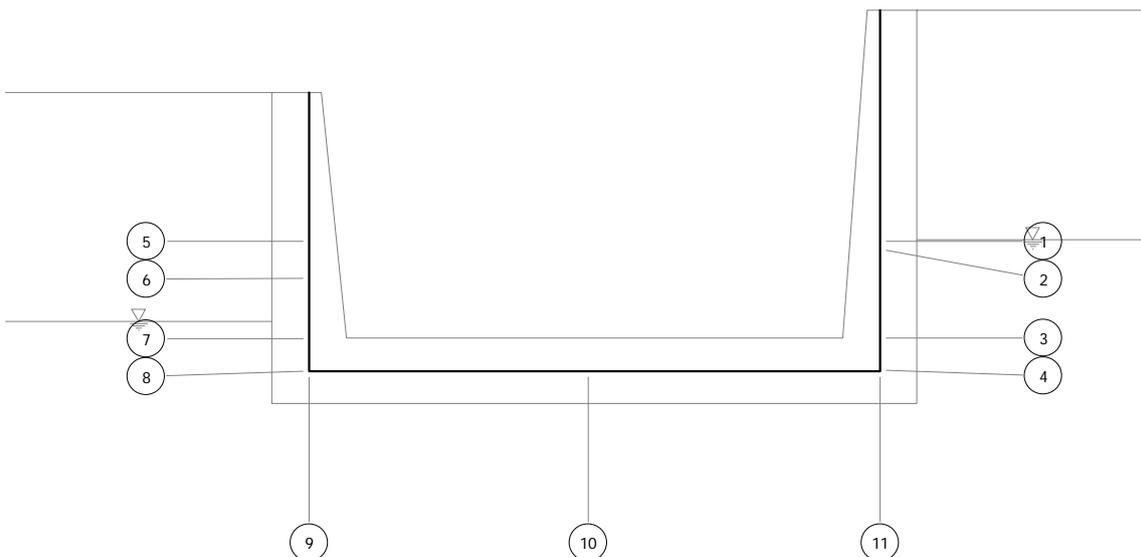
No	照査位置 h (mm)	部材厚 W (mm)
1	910	391
2	1,133	413
3	1,500	450
4	1,700	450

## 9 応力度計算(鉄筋)

### 9.1 荷重組み合わせパターン (常時: ケース1)

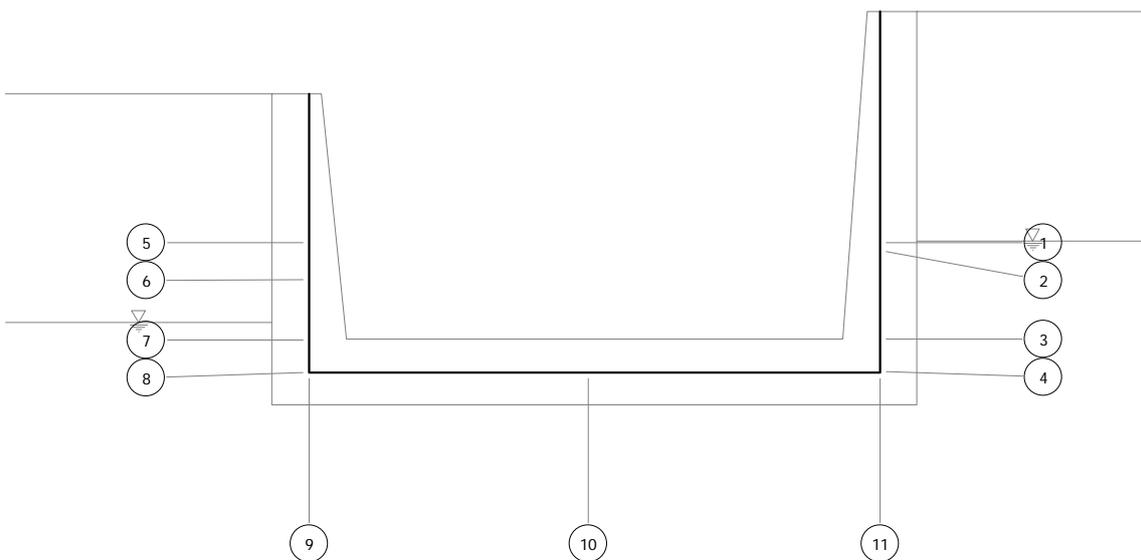
#### 1) 応力度計算表(鉄筋)

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.410	1.467	2.000	2.200	0.910	1.133	1.500	1.700
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		2.973	3.349	8.837	12.129	1.347	2.600	6.034	8.826
	せん断力 S (kN)		6.326	6.869	14.491	18.536	4.441	6.884	12.114	15.938
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		406	410	450	450	391	413	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側							
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s'$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		346	350	390	390	331	353	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 $\rho$		0.00115	0.00227	0.00204	0.00204	0.00120	0.00225	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 $\rho'$		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.16929	0.22912	0.21867	0.21867	0.17259	0.22824	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94357	0.92363	0.92711	0.92711	0.94247	0.92392	0.92711	0.92711
	係数 $L_c$		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		58.57	80.19	85.28	85.28	57.13	80.57	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.311	0.258	0.573	0.787	0.151	0.198	0.391	0.572
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	22.938	13.048	30.781	42.248	10.876	10.040	21.018	30.743
	圧縮応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.019	0.021	0.040	0.051	0.014	0.021	0.034	0.044
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.097	0.106	0.200	0.256	0.071	0.106	0.168	0.220
判 定			OK							
計 算 式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			



2) 応力度計算表(鉄筋)

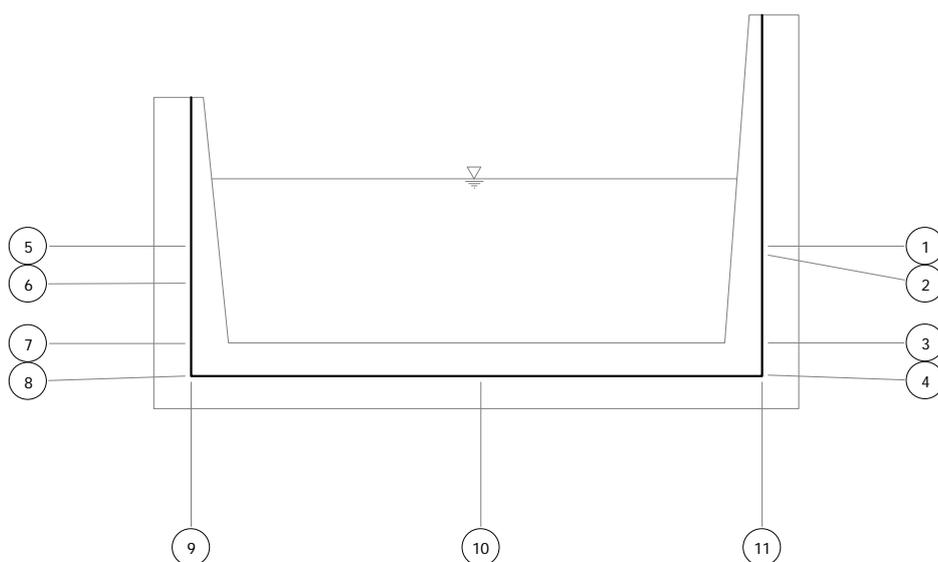
		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.686	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		8.826	-26.846	12.129
	せん断力 S (kN)		-42.345	0.000	44.159
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		400	400	400
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		340	340	340
	圧縮側かぶり d (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00234	0.00234	0.00234
	圧縮鉄筋比 p		—	—	—
	中立軸比 k		0.23217	0.23217	0.23217
	応力軸比 j		0.92261	0.92261	0.92261
	係数 $L_c$		—	—	—
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		78.94	78.94	78.94
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.713	2.168	0.980
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	35.436	107.786	48.698
	圧縮応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.135	0.000	0.141
	付着応力度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.675	0.000	0.704
判 定			OK	OK	OK
計 算 式			単鉄筋計算		



## 9.2 荷重組み合わせパターン（常時：ケース2）

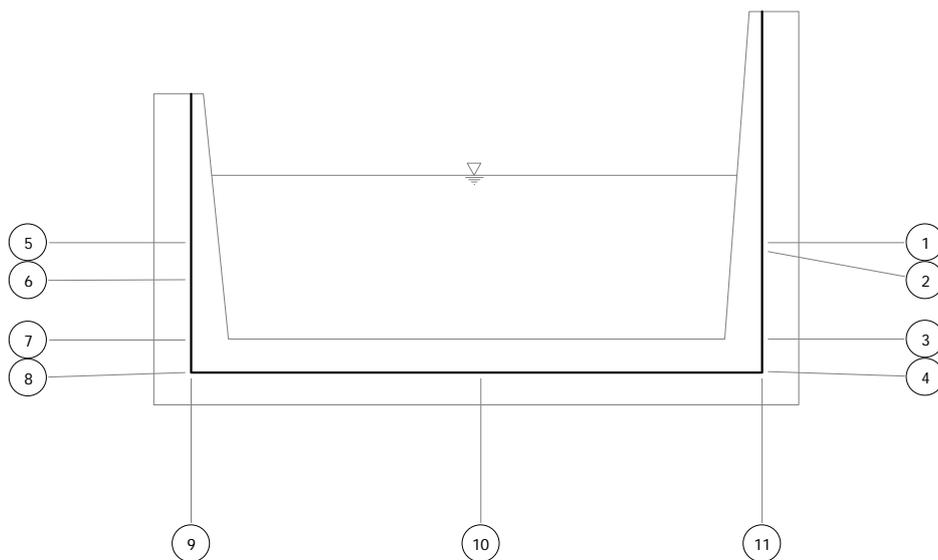
### 1) 応力度計算表(鉄筋)

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.410	1.467	2.000	2.200	0.910	1.133	1.500	1.700
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		-0.113	-0.166	-1.633	-2.613	-0.113	-0.414	-1.633	-2.613
	せん断力 S (kN)		-0.824	-1.069	-4.900	-4.900	-0.824	-1.963	-4.900	-4.900
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		406	410	450	450	391	413	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			内側							
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s'$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		346	350	390	390	331	353	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 ρ		0.00115	0.00227	0.00204	0.00204	0.00120	0.00225	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 ρ'		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.16929	0.22912	0.21867	0.21867	0.17259	0.22824	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94357	0.92363	0.92711	0.92711	0.94247	0.92392	0.92711	0.92711
	係数 $L_c$		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		58.57	80.19	85.28	85.28	57.13	80.57	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.012	0.013	0.106	0.169	0.013	0.032	0.106	0.169
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	0.872	0.647	5.688	9.102	0.912	1.599	5.688	9.102
	圧縮応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.003	0.003	0.014	0.014	0.003	0.006	0.014	0.014
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.013	0.017	0.068	0.068	0.013	0.030	0.068	0.068
判定			OK							
計算式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			



2) 応力度計算表(鉄筋)

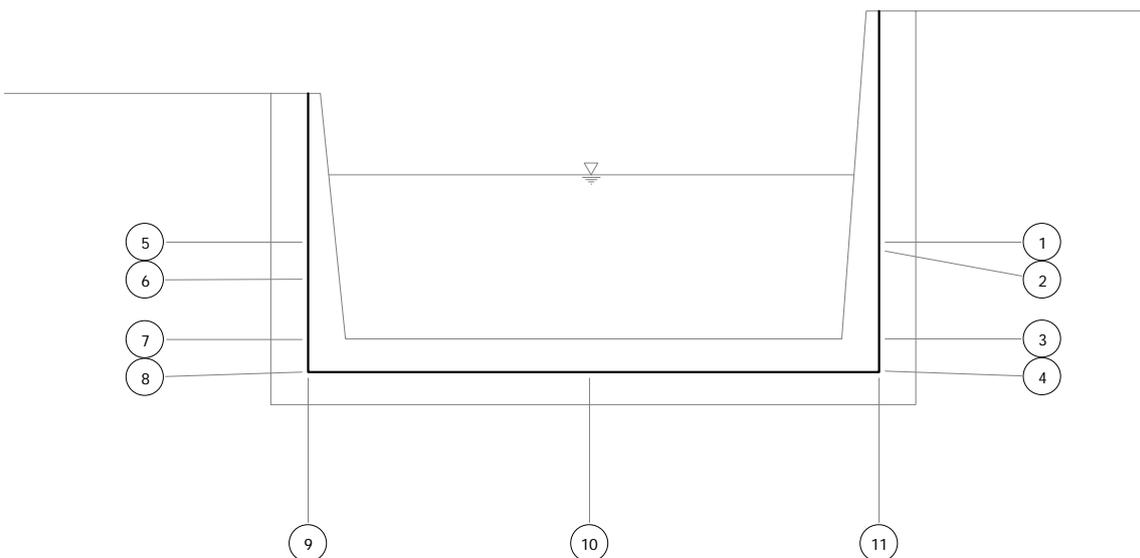
		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.752	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		-2.613	-35.506	-2.613
	せん断力 S (kN)		-36.912	0.000	39.343
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		400	400	400
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			内側	内側	内側
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		340	340	340
	圧縮側かぶり d (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 $\rho$		0.00234	0.00234	0.00234
	圧縮鉄筋比 $\rho'$		—	—	—
	中立軸比 k		0.23217	0.23217	0.23217
	応力軸比 j		0.92261	0.92261	0.92261
	係数 $L_c$		—	—	—
中立軸の位置 $\chi$ (mm)			78.94	78.94	78.94
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.211	2.868	0.211
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	10.491	142.556	10.491
	圧縮応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.118	0.000	0.125
	付着応力度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.588	0.000	0.627
判 定			OK	OK	OK
計 算 式			単鉄筋計算		



9.3 荷重組み合わせパターン（常時：ケース3）

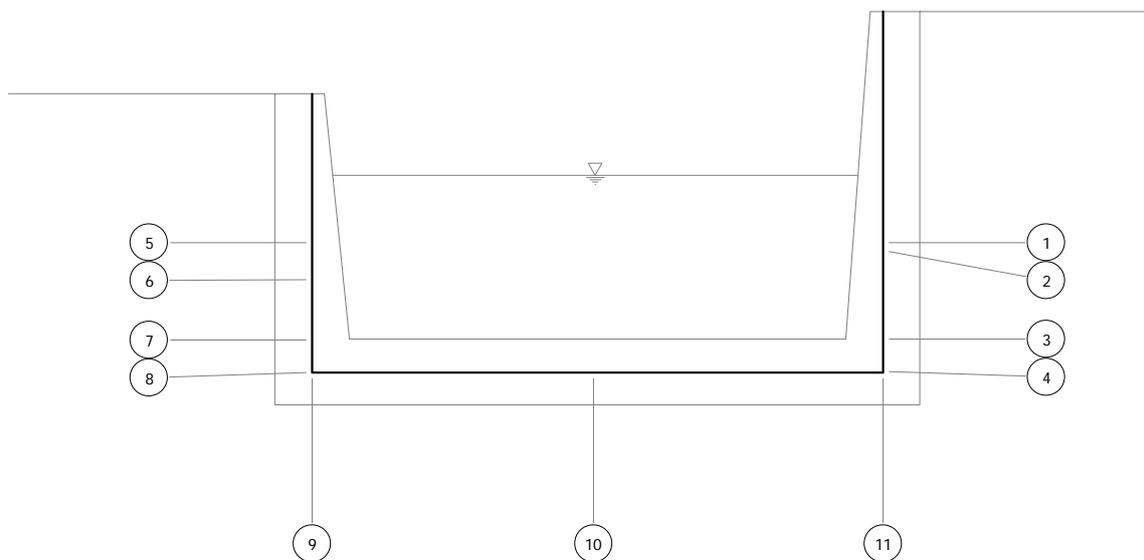
1) 応力度計算表(鉄筋)

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.410	1.467	2.000	2.200	0.910	1.133	1.500	1.700
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		2.685	2.985	6.352	8.015	0.865	1.472	2.744	3.758
	せん断力 S (kN)		5.129	5.376	7.078	9.593	2.398	3.031	3.854	6.344
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		406	410	450	450	391	413	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側							
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s'$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		346	350	390	390	331	353	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00115	0.00227	0.00204	0.00204	0.00120	0.00225	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 p'		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.16929	0.22912	0.21867	0.21867	0.17259	0.22824	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94357	0.92363	0.92711	0.92711	0.94247	0.92392	0.92711	0.92711
	係数 $L_c$		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		58.57	80.19	85.28	85.28	57.13	80.57	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.281	0.230	0.412	0.520	0.097	0.112	0.178	0.244
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	20.716	11.629	22.126	27.918	6.984	5.684	9.558	13.090
	圧縮応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.016	0.017	0.020	0.027	0.008	0.009	0.011	0.018
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.079	0.083	0.098	0.133	0.038	0.046	0.053	0.088
判定			OK							
計算式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			



2) 応力度計算表(鉄筋)

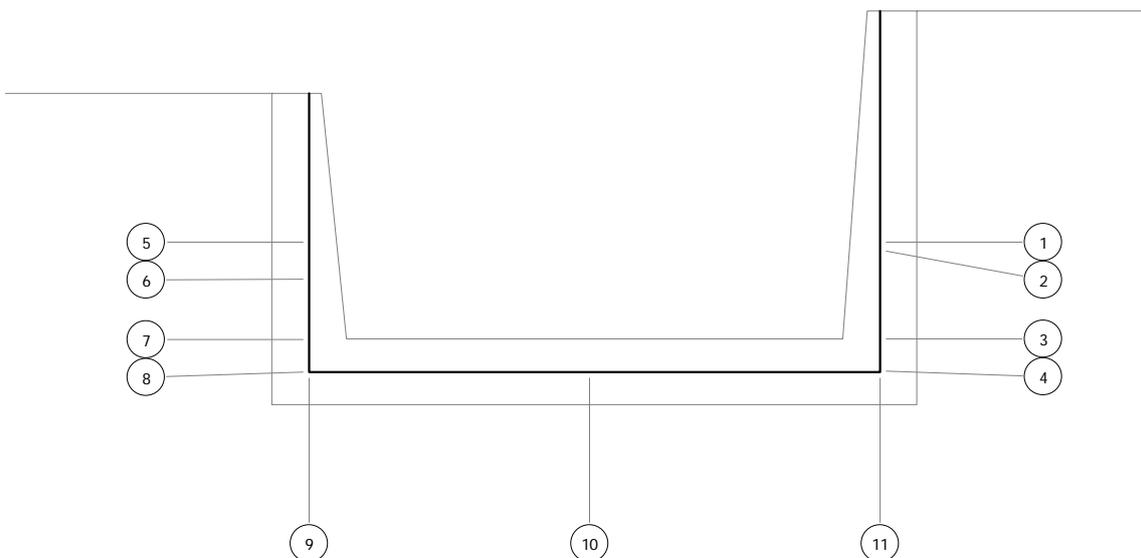
		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.698	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		3.758	-30.735	8.015
	せん断力 S (kN)		-40.059	0.000	44.840
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		400	400	400
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		340	340	340
	圧縮側かぶり d (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00234	0.00234	0.00234
	圧縮鉄筋比 p		—	—	—
	中立軸比 k		0.23217	0.23217	0.23217
	応力軸比 j		0.92261	0.92261	0.92261
	係数 $L_c$		—	—	—
中立軸の位置 $\chi$ (mm)			78.94	78.94	78.94
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.304	2.482	0.647
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	15.088	123.400	32.180
	圧縮応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.128	0.000	0.143
	付着応力度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.639	0.000	0.715
判 定			OK	OK	OK
計 算 式			単鉄筋計算		



9.4 荷重組み合わせパターン（常時：任意1）

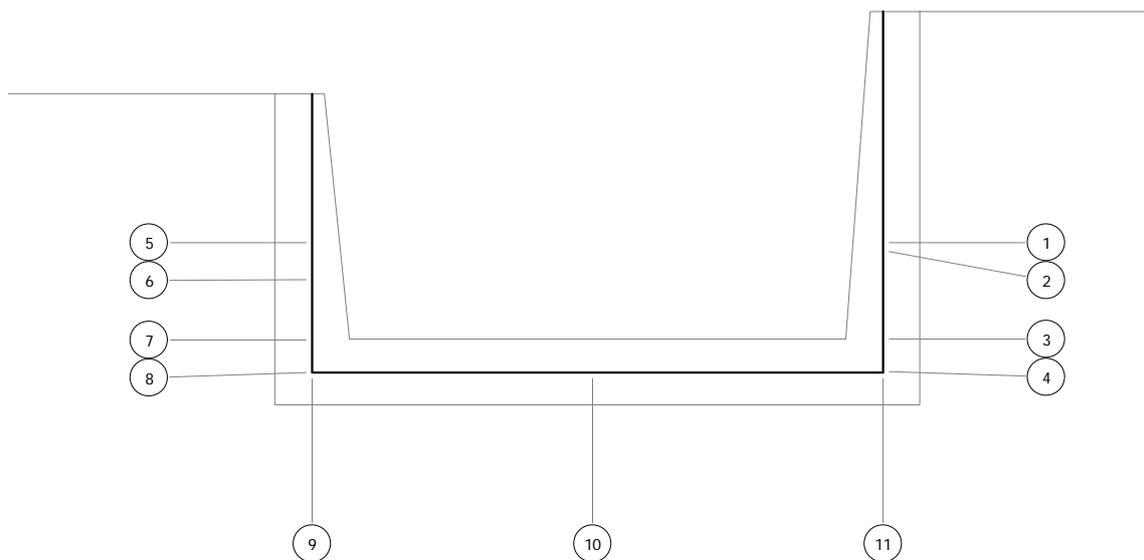
1) 応力度計算表(鉄筋)

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.410	1.467	2.000	2.200	0.910	1.133	1.500	1.700
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		2.973	3.348	8.485	11.293	0.947	1.828	4.242	6.174
	せん断力 S (kN)		6.326	6.847	12.727	15.400	3.122	4.840	8.483	10.896
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		406	410	450	450	391	413	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		——	——	——	——	——	——	——	——
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		——	——	——	——	——	——	——	——
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側							
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s'$ (mm <sup>2</sup> )		——	——	——	——	——	——	——	——
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		346	350	390	390	331	353	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		——	——	——	——	——	——	——	——
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00115	0.00227	0.00204	0.00204	0.00120	0.00225	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 p'		——	——	——	——	——	——	——	——
	中立軸比 k		0.16929	0.22912	0.21867	0.21867	0.17259	0.22824	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94357	0.92363	0.92711	0.92711	0.94247	0.92392	0.92711	0.92711
	係数 $L_c$		——	——	——	——	——	——	——	——
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		58.57	80.19	85.28	85.28	57.13	80.57	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.311	0.258	0.550	0.732	0.106	0.139	0.275	0.400
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	22.938	13.044	29.555	39.336	7.647	7.059	14.776	21.506
	圧縮応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	——	——	——	——	——	——	——	——
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.019	0.021	0.035	0.043	0.010	0.015	0.023	0.030
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.097	0.106	0.176	0.213	0.050	0.074	0.117	0.151
判定			OK							
計算式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			



2) 応力度計算表(鉄筋)

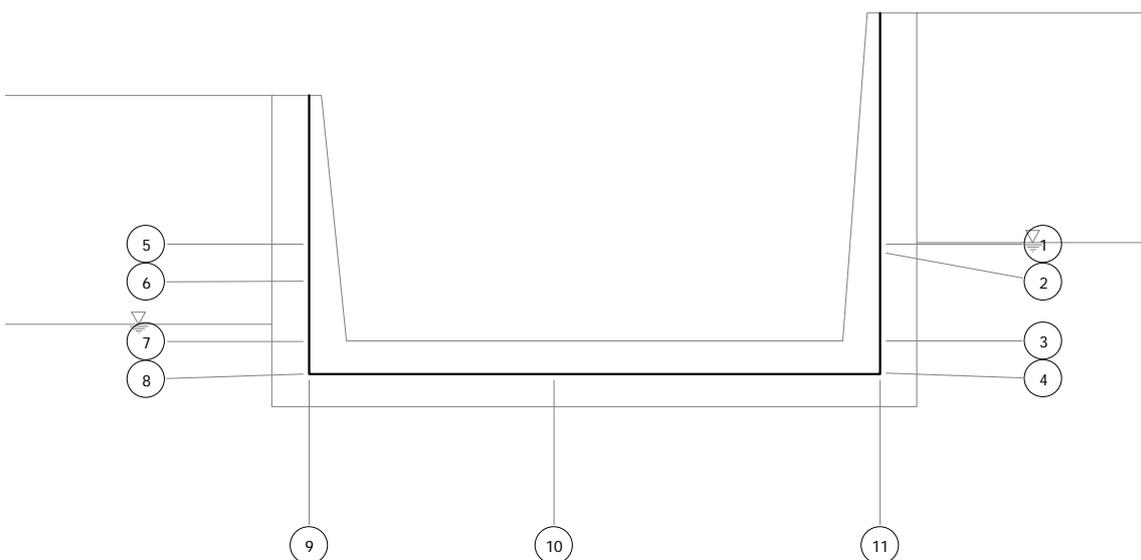
		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.694	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		6.174	-27.988	11.293
	せん断力 S (kN)		-39.623	0.000	45.502
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		400	400	400
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		340	340	340
	圧縮側かぶり d (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 $\rho$		0.00234	0.00234	0.00234
	圧縮鉄筋比 $\rho'$		—	—	—
	中立軸比 k		0.23217	0.23217	0.23217
	応力軸比 j		0.92261	0.92261	0.92261
	係数 $L_c$		—	—	—
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		78.94	78.94	78.94
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	9.000	0.499	2.261	0.912
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	24.788	112.371	45.341
	圧縮応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	176.000	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.450	0.126	0.000	0.145
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.600	0.632	0.000	0.725
判 定			OK	OK	OK
計 算 式			単鉄筋計算		



## 9.5 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース1）

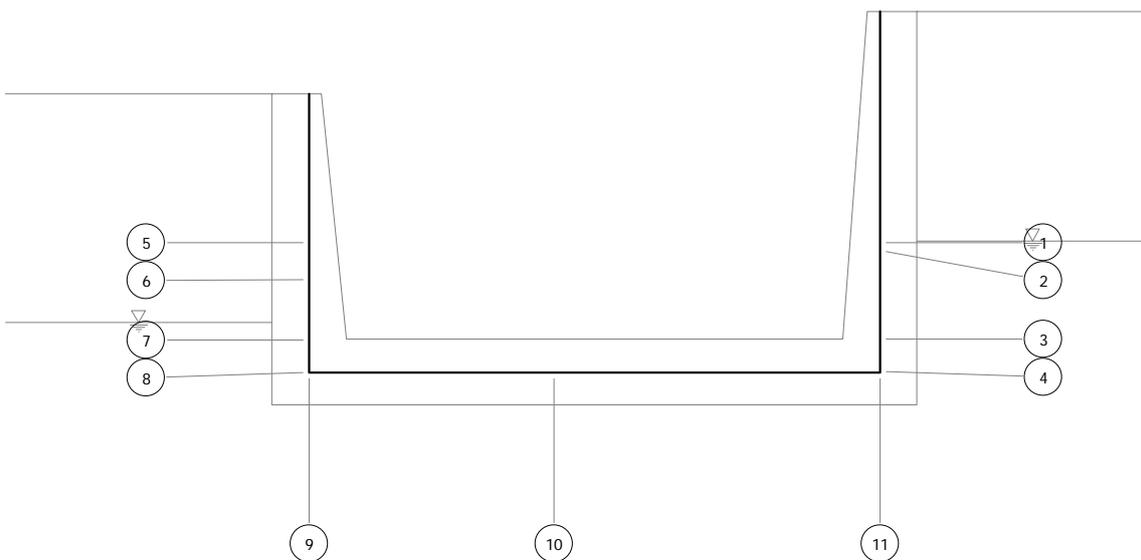
### 1) 応力度計算表（鉄筋）

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.410	1.467	2.000	2.200	0.910	1.133	1.500	1.700
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		7.250	8.167	21.045	28.377	2.922	5.638	13.087	19.092
	せん断力 S (kN)		15.427	16.722	32.802	40.692	9.631	14.930	26.218	34.054
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		406	410	450	450	391	413	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側							
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s'$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		346	350	390	390	331	353	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 ρ		0.00115	0.00227	0.00204	0.00204	0.00120	0.00225	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 ρ'		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.16929	0.22912	0.21867	0.21867	0.17259	0.22824	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94357	0.92363	0.92711	0.92711	0.94247	0.92392	0.92711	0.92711
	係数 $L_c$		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		58.57	80.19	85.28	85.28	57.13	80.57	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	13.500	0.758	0.630	1.365	1.841	0.328	0.429	0.849	1.238
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	55.937	31.818	73.305	98.844	23.594	21.772	45.585	66.502
	圧縮応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	—	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.670	0.047	0.052	0.091	0.113	0.031	0.046	0.073	0.094
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.400	0.236	0.259	0.454	0.563	0.154	0.229	0.363	0.471
判定			OK							
計算式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			



2) 応力度計算表(鉄筋)

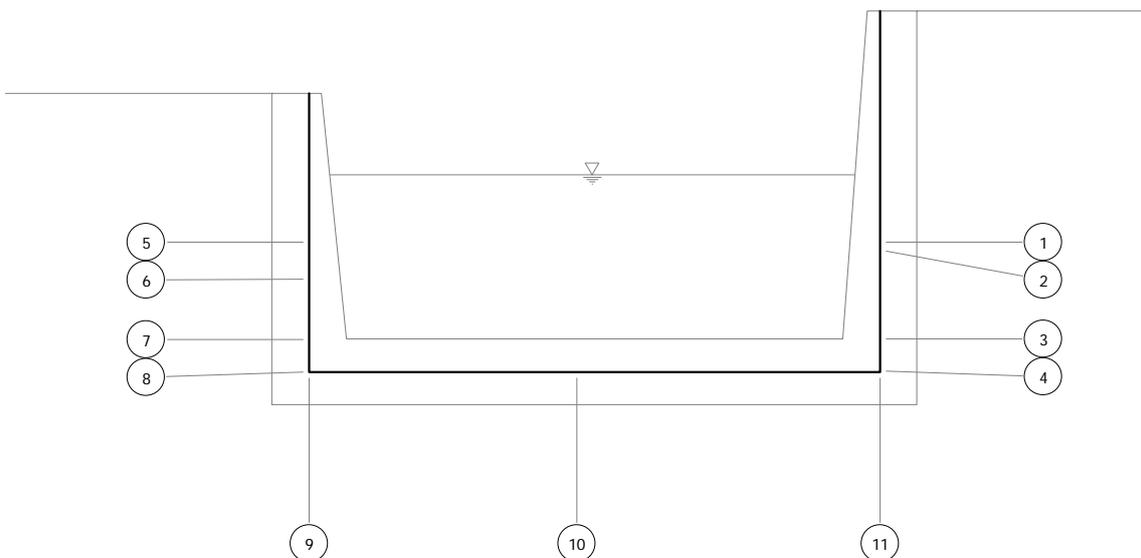
		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.479	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		19.092	-13.612	28.377
	せん断力 S (kN)		-46.836	0.000	37.963
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		400	400	400
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		340	340	340
	圧縮側かぶり d (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 p		0.00234	0.00234	0.00234
	圧縮鉄筋比 p		—	—	—
	中立軸比 k		0.23217	0.23217	0.23217
	応力軸比 j		0.92261	0.92261	0.92261
	係数 $L_c$		—	—	—
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		78.94	78.94	78.94
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	13.500	1.542	1.099	2.292
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	76.654	54.652	113.933
	圧縮応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.670	0.149	0.000	0.121
	付着応力度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.400	0.747	0.000	0.605
判 定			OK	OK	OK
計 算 式			単鉄筋計算		



## 9.6 荷重組み合わせパターン（地震時：ケース3）

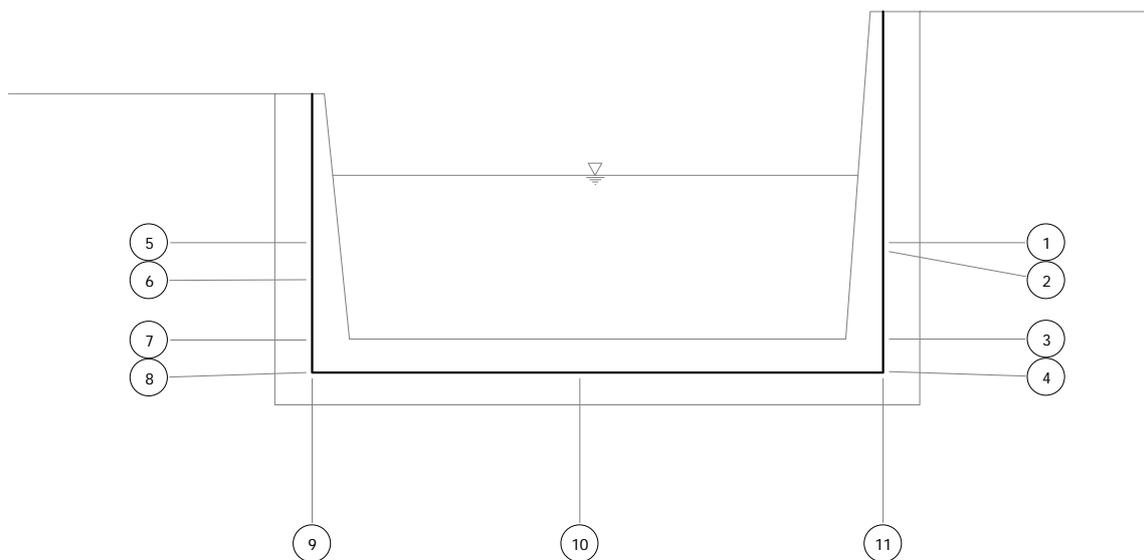
### 1) 応力度計算表(鉄筋)

		許容値	右側壁				左側壁			
			1	2	3	4	5	6	7	8
検討位置 H (m)			1.410	1.467	2.000	2.200	0.910	1.133	1.500	1.700
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		7.487	8.405	20.311	26.657	2.890	5.422	12.006	17.258
	せん断力 S (kN)		15.504	16.639	28.383	35.181	9.187	13.643	22.562	30.113
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		406	410	450	450	391	413	450	450
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60	60	60	60	60	60
	圧縮側 かぶり c' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@500	D16@250	D16@250	D16@250	D16@500	D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—	—	—	—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側							
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		397	794	794	794	397	794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s'$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200	200	200	200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		346	350	390	390	331	353	390	390
	圧縮側かぶり d' (mm)		—	—	—	—	—	—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 ρ		0.00115	0.00227	0.00204	0.00204	0.00120	0.00225	0.00204	0.00204
	圧縮鉄筋比 ρ'		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸比 k		0.16929	0.22912	0.21867	0.21867	0.17259	0.22824	0.21867	0.21867
	応力軸比 j		0.94357	0.92363	0.92711	0.92711	0.94247	0.92392	0.92711	0.92711
	係数 $L_c$		—	—	—	—	—	—	—	—
	中立軸の位置 χ (mm)		58.57	80.19	85.28	85.28	57.13	80.57	85.28	85.28
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	13.500	0.783	0.648	1.317	1.729	0.324	0.413	0.779	1.119
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	57.765	32.745	70.748	92.853	23.335	20.938	41.820	60.114
	圧縮応力度 $\sigma_s'$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	—	—	—	—	—	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.670	0.047	0.051	0.078	0.097	0.029	0.042	0.062	0.083
	付着応力度 $\tau_o$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.400	0.237	0.257	0.392	0.486	0.147	0.209	0.312	0.416
判定			OK							
計算式			単鉄筋計算				単鉄筋計算			

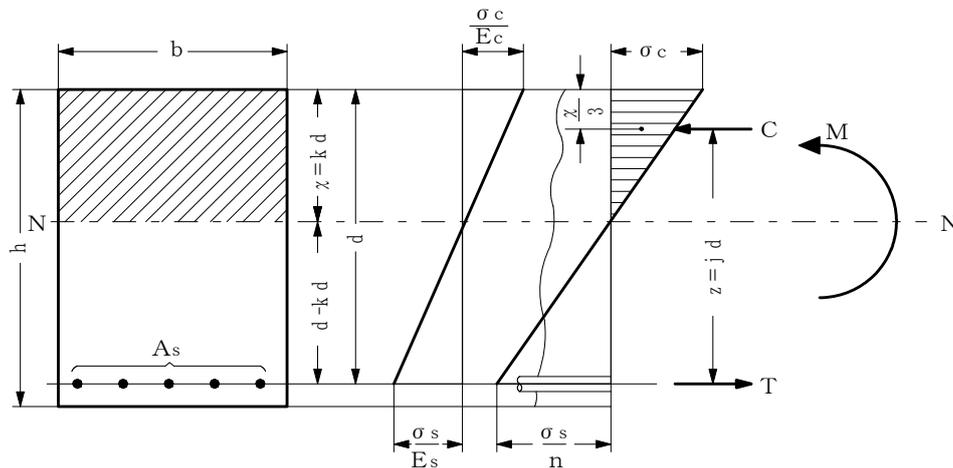


2) 応力度計算表(鉄筋)

		許容値	底 版		
			9	10	11
検討位置 H (m)			0.000	1.616	3.450
断面力	曲げモーメント M (kN・m)		17.258	-15.541	25.559
	せん断力 S (kN)		-40.856	0.000	44.481
部材	単位部材幅 b (mm)		1000	1000	1000
	部材厚 h (mm)		400	400	400
配筋計画	引張側 かぶり c (mm)		60	60	60
	圧縮側 かぶり c (mm)		—	—	—
	引張側 鉄筋・ピッチ		D16@250	D16@250	D16@250
	圧縮側 鉄筋・ピッチ		—	—	—
断面力方向及び引張鉄筋 内・外			外側	内側	外側
データ	引張側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		794	794	794
	圧縮側 鉄筋断面積 $A_s$ (mm <sup>2</sup> )		—	—	—
	鉄筋周長 U (mm)		200	200	200
	有効部材厚 d (mm)		340	340	340
	圧縮側かぶり d (mm)		—	—	—
係数	ヤング係数比 n		15.00	15.00	15.00
	引張鉄筋比 $\rho$		0.00234	0.00234	0.00234
	圧縮鉄筋比 $\rho'$		—	—	—
	中立軸比 k		0.23217	0.23217	0.23217
	応力軸比 j		0.92261	0.92261	0.92261
	係数 $L_c$		—	—	—
	中立軸の位置 $\chi$ (mm)		78.94	78.94	78.94
計算結果	曲げ圧縮応力度 $\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	13.500	1.394	1.255	2.064
	引張応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	69.290	62.397	102.619
	圧縮応力度 $\sigma_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	264.000	—	—	—
	せん断応力度 $\tau$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.670	0.130	0.000	0.142
	付着応力度 $\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	2.400	0.651	0.000	0.709
判 定			OK	OK	OK
計 算 式			単鉄筋計算		



単鉄筋の算定式



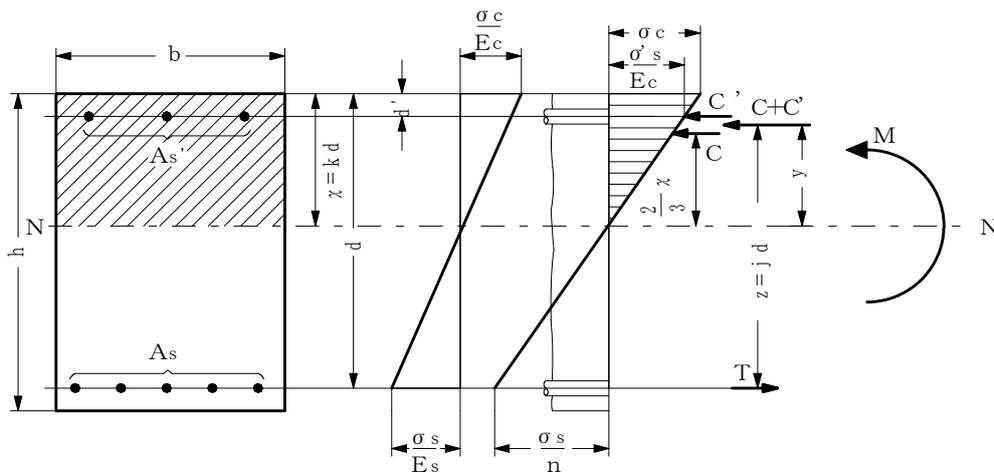
$$p = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p \quad j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot b \cdot d^2} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d}$$

複鉄筋の算定式



$$p = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad p' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

$$k = \sqrt{2n \left( p + p' \cdot \frac{d'}{d} \right) + n^2 (p + p')^2} - n (p + p')$$

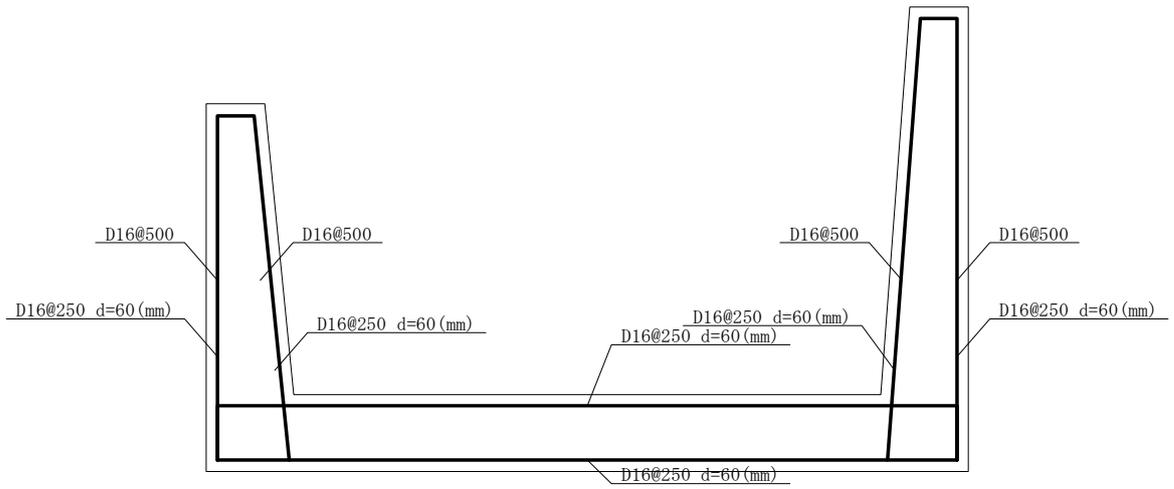
$$j = \frac{k^2 \left( 1 - \frac{k}{3} \right) + 2n p' \left( k - \frac{d'}{d} \right) \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)}{k^2 + 2n p' \left( k - \frac{d'}{d} \right)}$$

$$\sigma_c = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot L_c} \quad L_c = \frac{k}{2} \left( 1 - \frac{k}{3} \right) + \frac{n p'}{k} \left( k - \frac{d'}{d} \right) \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)$$

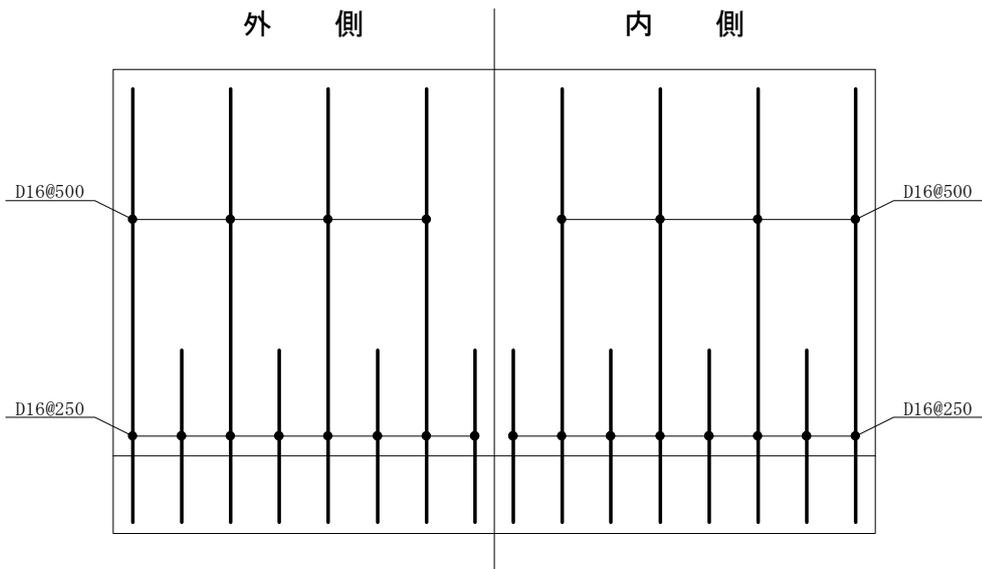
$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot j \cdot d} \quad \tau = \frac{S}{b \cdot j \cdot d} \quad \tau_0 = \frac{S}{U \cdot j \cdot d} \quad \sigma_{s'} = n \cdot \sigma_c \left( 1 - \frac{d'}{k \cdot d} \right)$$

# 10. 配筋図

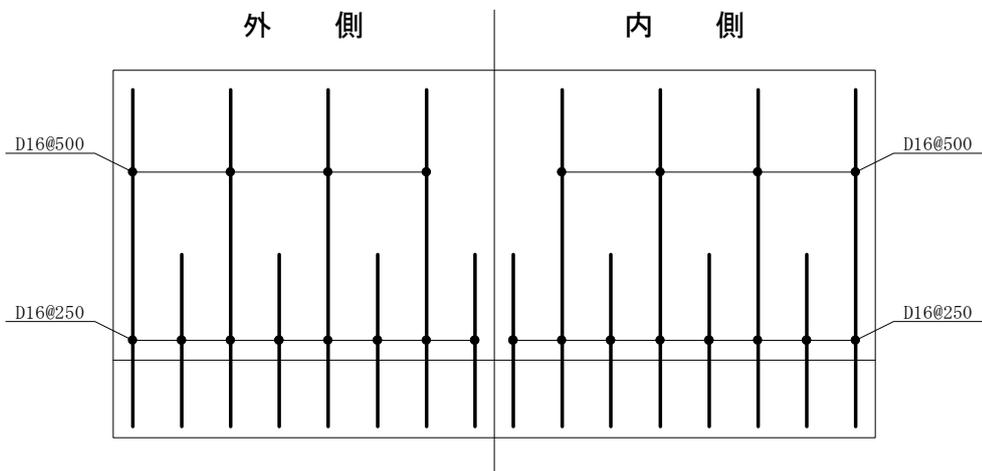
## 1) 正面図



## 2) 右側壁図



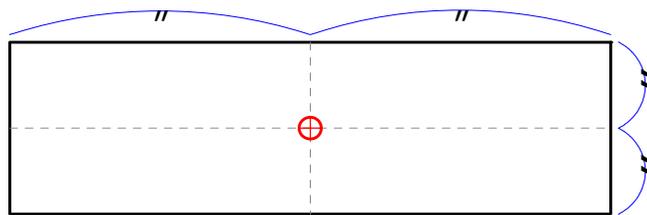
## 3) 左側壁図



## 参考資料 重心の計算

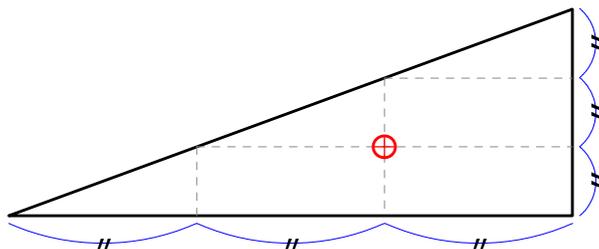
### 1. 長方形の重心

長方形の重心は、水平・垂直共に辺長の  $1/2$  の位置となる。  
丸は重心の位置を示す。



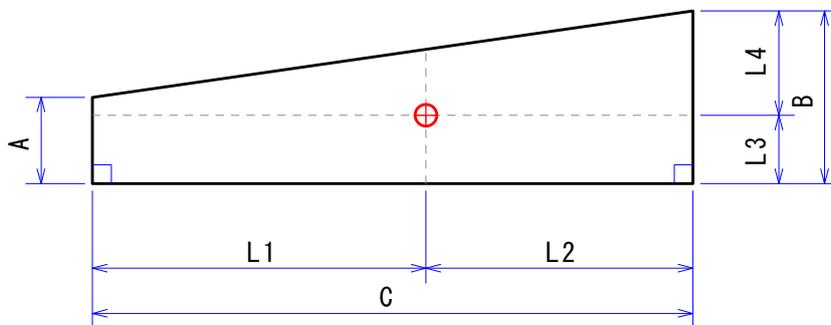
### 2. 直角三角形の重心

直角三角形の重心は、水平・垂直共に直角をなす角より辺長の  $1/3$  の位置となる。  
丸は重心の位置を示す。



### 3. 台形（直角のある台形）の重心

二つの直角を含む台形の基点から重心までの距離は、基点の位置や台形の向きにより縦横それぞれの計算式が異なる。  
各点から重心までの距離を求める式を以下に示す。  
台形の向きや基点の位置に応じて適時読み替えを行う。  
丸は重心の位置を示す。



$$L1 = \frac{C}{3} \cdot \frac{A + 2B}{A + B}$$

$$L3 = \frac{1}{3} \left( A + B - \frac{A \cdot B}{A + B} \right)$$

$$L2 = \frac{C}{3} \cdot \frac{2A + B}{A + B}$$

$$L4 = \frac{1}{3} \left( 2B - \frac{A^2}{A + B} \right)$$