

# 固定堰設計計算システム Ver1.0

## 出力例

- 土地改良事業計画設計基準 設計「頭首工」
- 建設省河川砂防技術基準「設計編Ⅰ」
- 床止めの構造設計手引き
- 土地改良事業計画設計基準 設計「水路工」
- 道路土工「擁壁工指針」



株式会社システム情報企画

# 出力内容・直壁型計算書サンプル

## 1. 設計条件

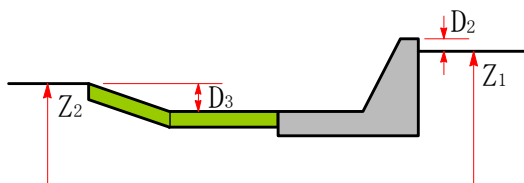
### 1.1 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
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 水理計算条件

項目	記号	値	単位	備考
計画流量	Q	40.000	m <sup>3</sup> /s	
計画高水水深	H	1.300	m	
下流河床勾配	I <sub>2</sub>	400.000	1/n	
粗度係数	n	0.035		

### 1.3 河床形状



項目	記号	値	単位	備考
上流河床高	Z <sub>1</sub>	63.000	m	
下流河床高	Z <sub>2</sub>	61.000	m	
天端突出高	D <sub>2</sub>	0.300	m	
水襖池水深	D <sub>3</sub>	0.300	m	
躯体粗度係数	n <sub>b</sub>	0.035		
堰幅	B	5.000	m	

### 1.4 水理計算条件

水叩長の計算式		ブライ		<input type="radio"/> Rand(1955)
仮定流量桁数	Q <sub>s</sub>	1.000	m <sup>3</sup> /s	
重力加速度	g	9.800	m/s <sup>2</sup>	

## 2. 水叩き長の計算

### 2.1 越流落下範囲の計算

項目	記号	値	単位	備考
河床落差	$D_1$	2.000	m	$Z_1 - Z_2$
総落差	$D$	2.600	m	$D_1 + D_2 + D_3$
単位幅流量	$q$	8.000	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$	$Q/B$
限界水深	$h_c$	1.869	m	$(q/g^{1/2})^{2/3}$
下流側等流水深	$h_2$	2.811	m	$(q/(1/n \cdot I_2^{1/2}))^{3/5}$

上記内容の詳細を下記に記す。

- ・河床落差： $D_1 = Z_1 - Z_2 = 63.000 - 61.000 = 2.000$  (m)
- ・総落差： $D = D_1 + D_2 + D_3 = 2.000 + 0.300 + 0.300 = 2.600$  (m)
- ・単位幅流量： $q = Q/B = 40.000 \div 5.000 = 8.000$  ( $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$ )
- ・限界水深： $h_c = (q/g^{0.5})^{2/3} = (8.000 \div 9.800^{1/2})^{2/3} = 1.869$  (m)
- ・下流側等流水深： $h_2 = (q/(1/n \cdot I_2^{1/2}))^{3/5} = 8.000 \div ((1/400.000)^{1/2} \div 0.035)^{3/5} = 2.811$  (m)

上記結果を基に、計画流量において完全越流状態であるかを確認する。

下記式を満足していれば完全越流状態と判断できる。

$$\cdot h_c + D_1 + D_2 > h_2$$

$$1.869 + 2.000 + 0.300 = 4.169 > 2.811$$

よって、完全越流と判断できる。

したがって、水叩きの計算は計画流量を対象流量として計算を行う。

### 2.2 越流落下範囲の計算

越流水の落下距離の計算にはさまざまな方法があるが、簡易的に求めることが出来るRand(1955)の公式を用いて計算を行う。

$$\cdot W/D = 4.3 \times (h_c/D)^{0.81}$$

上記式を、左辺に水叩き長 $W$ だけを置く式に変換し各値を代入することで、必要な水叩き長 $W$ を求める。

$$W = 4.3 \times (h_c/D)^{0.81} \times D = 4.3 \times (1.869 \div 2.600)^{0.81} \times 2.600 = 8.557$$

上記必要水叩き長を参考に、水叩き長=9.000(m)とする。

項目	記号	値	単位	備考
必要水叩き長	$W$	8.557	m	$4.3 \times (h_c/D)^{0.81} \times D$
確定水叩き長	$W$	9.000	m	

### 3. 水位条件

#### 3.1 落下点での水深

落下点の水深は、本体天端と落下点区間でのエネルギー保存の式により次式で表すことができる。

$$\cdot V_c^2 / (2g) + \Delta Z + h_c = V_{1a}^2 / (2g) + h_{1a}$$

ここで、 $V_c$  : 限界水深時の流速 [落ち口での流速] ( $m^3/s$ )

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

$h_{1a}$  : 越流落水深 [落下地点の水深] (m)

$V_{1a}$  : 本体直下流部の流速 [落下地点の流速] ( $m^3/s$ )

$\Delta Z$  : 水叩きから落差工天端までの高さ [D] (m)

上記式に  $V_{1a} = q / h_{1a}$  を代入して  $h_{1a}$  の三次元方程式を作成する。ニュートン法を用いて  $h_{1a}$  を求める事で3つの値が導き出される。その中から正の値で最も数値の小さいものを越流落水深とする。

結果、 $h_{1a} = 0.846(m)$  となる。

本体上下流での最大水位差は、次式にて求めることができる。

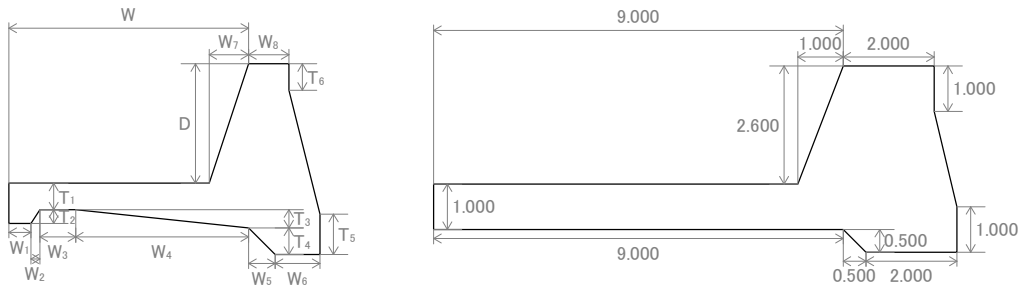
$$\cdot \Delta H = h_c + D - h_{1a} = 1.869 + 2.600 - 0.846 = 3.623 (m)$$

項目	記号	値	単位	備考
越流落水深	$h_{1a}$	0.846	m	エネルギー保存式
上下流最大水位差	$\Delta H$	3.623	m	$h_c + D - h_{1a}$

## 4. 躯体

### 4.1 躯体形状

躯体の形状		○	直壁型	緩傾斜型			
W	9.000	W <sub>1</sub>	0.000	W <sub>2</sub>	0.000	W <sub>3</sub>	9.000
W <sub>4</sub>	0.000	W <sub>5</sub>	0.500	W <sub>6</sub>	2.000	W <sub>7</sub>	1.000
W <sub>8</sub>	2.000	D	2.600	T <sub>1</sub>	1.000	T <sub>2</sub>	0.000
T <sub>3</sub>	0.000	T <sub>4</sub>	0.500	T <sub>5</sub>	1.000	T <sub>6</sub>	1.000



### 4.2 躯体断面積と重心計算(座標法)

No	X	Y	Δ X	Δ Y	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1	0.000	0.500						
2	0.000	1.500	0.000	1.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
3	8.000	1.500	8.000	0.000	12.000000	0.000000	48.000000	0.000000
4	9.000	4.100	1.000	2.600	2.800000	22.100000	24.016667	62.443333
5	11.000	4.100	2.000	0.000	8.200000	0.000000	82.000000	0.000000
6	11.000	3.100	0.000	-1.000	0.000000	-11.000000	0.000000	-39.600000
7	11.500	1.000	0.500	-2.100	1.025000	-23.625000	11.487500	-48.247500
8	11.500	0.000	0.000	-1.000	0.000000	-11.500000	0.000000	-5.750000
9	9.500	0.000	-2.000	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
10	9.000	0.500	-0.500	0.500	-0.125000	4.625000	-1.145833	1.145833
11	0.000	0.500	-9.000	0.000	-4.500000	0.000000	-20.250000	0.000000
合 計					19.400000	-19.400000	144.108333	-30.008333

- $\Delta X = X_n - X_{n-1}$
- $\Delta Y = Y_n - Y_{n-1}$
- $A_x = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1}$
- $A_y = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1}$
- $M_x = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (X_n - \Delta X / 3) / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1} \cdot (X_n - \Delta X / 2)$
- $M_y = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (Y_n - \Delta Y / 3) / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1} \cdot (Y_n - \Delta Y / 2)$
- $G_x = \Sigma M_x / \Sigma A_x$
- $G_y = \Sigma M_y / \Sigma A_y$

A<sub>x</sub>、A<sub>y</sub>共に、絶対値が断面積となり、G<sub>x</sub>、G<sub>y</sub>が重心位置となる。重心位置はX<sub>1</sub>、Y<sub>1</sub>を原点とした水平垂直距離。

$$G_x = 144.108333 / 19.400000 = 7.428$$

$$G_y = -30.008333 / -19.400000 = 1.547$$

項 目	記号	値	単位	備 考
断面積	A	19.400	m <sup>2</sup>	A <sub>x</sub>   or  A <sub>y</sub>
重心位置(横)	G <sub>x</sub>	7.428	m	$\Sigma M_x / \Sigma A_x$
重心位置(縦)	G <sub>y</sub>	1.547	m	$\Sigma M_y / \Sigma A_y$

## 5. シャ水工

シャ水工の根入れ長は従来より使用されているレインの式により算出する。  
次にレインの式を記す。

$$C \leq (L/3 + \Sigma \ell_y) / \Delta H$$

ここで、C : クリーブ比 (今回は、C=6.000)

L : 本体及び水叩きの長さ (m)

$\Sigma \ell_y$  : 鉛直方向の浸透路長 (m)

$\Delta H$  : 上下流最大水位差 (m)

区 分	C	区 分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5	細 砂 利	4.0
細 砂	7.0	中 砂 利	3.5
中 砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗 砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

上記レインの式より、必要シャ水工長を計算する。

鉛直方向の浸透路長を算出し、躯体形状によって確定している鉛直方向の浸透路長を控除し、1/2することで必要シャ水工長を求める。

$$\Sigma \ell_y \geq \Delta H \cdot C - L / 3$$

$$\Sigma \ell_y \geq 3.623 \times 6.000 - 11.500 / 3 = 17.905 \text{ (m)}$$

$$\cdot \text{必要シャ水工長 } \ell_c = \{17.905 - (3.800 + 0.500 + 1.000)\} / 2 = 6.303 \text{ (m)}$$

以上の結果から、シャ水工は本体直下に7.000(m)、水叩き下流端では2.000(m)の長さで設ける。

ただし、水叩き下流端側はウィーブホール（水抜き穴）を設けるため浸透路長とはみなさない。

項 目	記号	値	単位	備 考
クリーブ比	C	6.000		
必要シャ水工長	$\ell_c$	6.303	m	
上流シャ水工長	$\ell_{c1}$	7.000	m	
下流シャ水工長	$\ell_{c2}$	2.000	m	水抜き穴を設けるため計算上ゼロ
合計シャ水工長	$\ell_c$	7.000	m	

## 6. 水叩き厚の検討

現在の形状において、水叩き厚が必要厚以上有しているかを次式により検討する。

但し、最小厚は河川の状況や頭首工の規模にもよるが、最小厚さは一般河川の場合50cm、流下転石の多い場合には60cmとするのが一般的である。

$$t \geq F_s \cdot (\Delta H - H_f) / (\gamma - 1)$$

$$H_f = (\Delta H / S) S'$$

ここで、 $t$  : 照査する位置での厚さ (m)

$\Delta H$  : 上下流最大水位差 (m)

$H_f$  : 照査位置までの浸透水の損失水頭 (m)

$\gamma$  : 本体及び水叩きの材料の比重

$F_s$  : 安全率 (1.333を使用)

$S$  : 全浸透路長 (m)

$S'$  : 照査位置までの浸透路長 (m)

照査する位置は、本体及び水叩きの形状変化点とした。

以下に照査位置と計算結果を表にて記す。また計算内容も記載する。

照査位置 X (m)	実厚さ $t_r$ (m)	浸透路長 $S'$ (m)	損失水頭 $H_f$ (m)	必要厚さ $t$ (m)	判定	備考
9.000	3.600	20.300	2.388	1.098	OK	
8.000	1.000	21.300	2.506	0.993	OK	

・全浸透路長の算出

$$S = 11.500 + 4.100 - 0.300 + 0.500 + 1.000 + 2 \times 7.000$$

$$= 30.800 \text{ (m)}$$

$$\gamma = \gamma_{sc} / \gamma_w = 24.500 / 9.800 = 2.500$$

・X=9.000 (m)

$$S' = 11.500 - 9.000 + 4.100 - 0.300 + 2 \times 7.000 = 20.300 \text{ (m)}$$

$$H_f = (3.623 / 30.800) \times 20.300 = 2.388 \text{ (m)}$$

$$t = 1.333 \times (3.623 - 2.388) / (2.500 - 1) = 1.098 \text{ (m)}$$

・X=8.000 (m)

$$S' = 11.500 - 8.000 + 4.100 - 0.300 + 2 \times 7.000 = 21.300 \text{ (m)}$$

$$H_f = (3.623 / 30.800) \times 21.300 = 2.506 \text{ (m)}$$

$$t = 1.333 \times (3.623 - 2.506) / (2.500 - 1) = 0.993 \text{ (m)}$$

## 7. 護床工長の検討

### 7.1 上流側護床工

上流側の護床工は、堰の直上流で生ずる局所洗掘を防止し、本体および河岸部の取付擁壁を保護するために設けるもので、水理実験や既設事例によれば、最低でも計画高水位時の水深程度以上の長さは必要である。

項目	記号	値	単位	備考
計画高水位	H	1.300	m	
上流側護床工長	$l_u$	1.500	m	

### 7.2 下流側護床工

下流側の護床工の長さは、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間(護床工A)と、その下流の整流区間(護床工B)とに分けて求めることが出来る。

護床工Aの区間長Lは、 $L = L_1 + L_2$ で表すことが出来る。射流区間長 $L_1$ と跳水発生区間長 $L_2$ の計算式を下記に記す。

$$h_{1b} = 1/2((1+8 \cdot F_2^3)^{1/2} - 1) \cdot h_2$$

$$F_2 = q / (h_2 \cdot (g \cdot h_2)^{1/2})$$

・  $h_{1a} = h_{1b}$ の場合

$$L = L_2 = (4.5 \sim 6) \times h_2$$

・  $h_{1a} > h_{1b}$ の場合

$L = 0$ でも良い。ただし、護床工B区間長を長めにした方がよい。

・  $h_{1a} < h_{1b}$ の場合

$$-q^2 \cdot \chi / C^2 + a = 1/4 \cdot h^4 - h_c^3 \cdot h$$

$$C = h^{1/6} / n_b$$

この式のhに初期水深 $h_{1a}$ ( $\chi = 0$ )を代入して定数aを求めた後、hに $h_{1b}$ を代入することで、区間長 $L_1 = \chi$ が求まる。

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \times h_2$$

ここに、 $h_{1a}$  : 越流落水水深 (m)

$h_{1b}$  : 跳水開始水深 (m)

$h_2$  : 床止め下流部の水深 (m)

$F_2$  : 床止め下流部のフルード数

q : 単位幅流量 ( $m^3/s$ )

C : シェジエの定数

$n_b$  : 躯体の粗度係数

護床工Bの区間長Lは、現在のところ護床工上の流下に伴うせん断力の低減量の値が明確でないため、既設事例から判断し計画水深の3~5倍程度の長さにするのが妥当であろうと思われる。



項目	記号	値	単位	備考
単位幅流量	q	8.000	m <sup>3</sup> /s/m	
越流落水深	h <sub>1a</sub>	0.846	m	
下流側等流水深	h <sub>2</sub>	2.811	m	
下流側フルード数	F <sub>2</sub>	0.542		$q / (h_2 \cdot (g \cdot h_2)^{1/2})$
跳水開始水深	h <sub>1b</sub>	1.167	m	$h_{1b} = 1/2((1+8 \cdot F_2^2)^{1/2} - 1) \cdot h_2$
落ち口限界水深	h <sub>c</sub>	1.869	m	
仮定数	a	-5.395		$a = 1/4 \cdot h_{1a}^4 - h_c^3 \cdot h_{1a}$
躯体の粗度係数	n <sub>b</sub>	0.035		
シエジの定数	C	29.316		$h_{1b}^{1/6} / n_b$
護床工A区間1	L <sub>1</sub>	23.639	m	$-C^2(1/4 h_{1b}^4 - h_c^3 \cdot h_{1b} - a) / q^2$
護床工A区間2	L <sub>2</sub>	12.650 ~16.866	m	$(4.5 \sim 6) \times h_2$
護床工A区間	L <sub>A'</sub>	36.289 ~40.505	m	$L_1 + L_2$
護床工B区間	L <sub>B'</sub>	8.433 ~14.055	m	$(3 \sim 5) \times h_2$

下記に上記の計算内容を記す。

$$F_2 = q / (h_2 \cdot (g \cdot h_2)^{1/2})$$

$$= 8.000 / (2.811 \times (9.800 \times 2.811)^{1/2}) = 0.542$$

$$h_{1b} = 1/2((1+8 \cdot F_2^2)^{1/2} - 1) \cdot h_2$$

$$= 1/2 \times ((1+8 \times 0.542^2)^{1/2} - 1) \times 2.811 = 1.167 \text{ (m)}$$

・ h<sub>1a</sub> < h<sub>1b</sub> のため

$$a = 1/4 \cdot h_{1a}^4 - h_c^3 \cdot h_{1a}$$

$$= 1/4 \times 0.846^4 - 1.869^3 \times 0.846 = -5.395$$

$$C = h_{1b}^{1/6} / n_b = 1.167^{1/6} / 0.035 = 29.316$$

$$L_1 = -C^2(1/4 h_{1b}^4 - h_c^3 \cdot h_{1b} - a) / q^2$$

$$= -29.316^2 \times (1/4 \times 1.167^4 - 1.869^3 \times 1.167 - (-5.395)) / 8.000^2 = 23.639 \text{ (m)}$$

$$L_2 = (4.5 \sim 6) \times h_2 = (4.5 \sim 6) \times 2.811 = 12.650 \sim 16.866 \text{ (m)}$$

$$L_{A'} = L_1 + L_2 = 23.639 + (12.650 \sim 16.866) = 36.289 \sim 40.505 \text{ (m)}$$

$$L_{B'} = (3 \sim 6) \times h_2 = (3 \sim 6) \times 2.811 = 8.433 \sim 14.055 \text{ (m)}$$

上記結果を参考に、護床工A、Bの長さを次のように確定した。

項目	記号	値	単位	備考
護床工A区間長	L <sub>A</sub>	40.000	m	36.289~40.505
護床工B区間長	L <sub>B</sub>	10.000	m	8.433~14.055

## 8. 設計条件(安定計算)

### 8.1 土圧計算条件

土圧公式		ランキン	○	クーロン		任意係数
項目	記号	値	単位	備考		
内部摩擦角	$\phi$	30.000	°			
常時壁面摩擦角	$\delta$	20.000	°			
地震時壁面摩擦角	$\delta_E$	15.000	°			
設計水平震度	$K_h$	0.200				

### 8.2 荷重条件

ケース名称	常時/地震時	揚圧力	上流水深 (m)	下流水深 (m)
Case1	常時	考慮する	1.869	0.846
Case2	常時	無視する	1.869	0.846
Case3	地震時	考慮する	0.000	0.000
Case4	地震時	無視する	0.000	0.000

### 8.3 安定計算条件

項目	記号	値	単位	備考
底面の摩擦係数	$f$	0.700		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	$F_s$	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	$F_{se}$	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	$Q_u$	300.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	$Q_{ue}$	450.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討

### 8.4 土圧係数

土圧公式は「クーロン土圧公式」を採用する。

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta)} \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2$$

上記式に、各値を代入して土圧係数を求める。

$$\theta = \tan^{-1}(\Delta Y / \Delta X) = \tan^{-1}((3.100 - 1.000) / (11.500 - 11.000)) = 76.608 (^\circ)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0.200 = 11.310 (^\circ)$$

但し常時の時は、 $\theta_0 = 0.000 (^\circ)$ とする。

項目	記号	値	単位	備考
常時土圧係数 1	$K_{A0}$	0.297		垂直部の土圧係数
常時土圧係数 2	$K_{A1}$	0.409		傾斜部の土圧係数
地震時 土の息角	$\theta_0$	11.310	°	
地震時土圧係数 1	$K_{AE0}$	0.452		垂直部の土圧係数
地震時土圧係数 2	$K_{AE1}$	0.578		傾斜部の土圧係数

## 9. 荷重の算出

### 9.1 自重

本体と水叩きは、一体式構造として計算を行う。自重は、既に座標法にて算出された断面積に単位体積重量を乗じて求める。また躯体の水平力は、自重に地震時水平震度を乗じて求める。但し、常時の際には水平力は考慮しない。

$$V = A \cdot \gamma_{sc} = 19.400 \times 24.500 = 475.300 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 475.300 \times 0.200 = 95.060 \text{ (kN)}$$

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	座標法	475.300	475.300	95.060	7.428	1.547	3530.528	147.058
	合計	475.300	475.300	95.060			3530.528	147.058

「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。

### 9.2 土圧

土圧の算出において、土砂は常に水中にあるものとして単位体積重量は、水中土重量を用いる。また、土圧は壁面摩擦角に応じて水平力と鉛直力とに分けて計上する。

#### ・土圧作用高さ

$$h_1 = T_6 - D_2 = 1.000 - 0.300 = 0.700 \text{ (m)}$$

$$h_2 = D + T_1 + T_4 - T_5 - T_6 = 2.600 + 1.000 + 0.500 - 1.000 - 1.000 = 2.100 \text{ (m)}$$

$$h_3 = D_5 = 1.000 \text{ (m)}$$

#### ・常時

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta = \sin 20.000 = 0.342$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta = \cos 20.000 = 0.940$$

$$\text{土圧強度 } p_1 = K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.297 \times 10.000 \times 0.700 = 2.079$$

$$\text{土圧強度 } p_2 = p_1 + K_{A1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 2.079 + 0.409 \times 10.000 \times 2.100 = 10.668$$

$$\text{土圧強度 } p_3 = p_2 + K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 10.668 + 0.297 \times 10.000 \times 1.000 = 13.638$$

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	$2.079 \times 0.700 \div 2$	0.728	0.249	0.684	11.500	3.333	2.864	2.280
2	$(10.668 + 2.079) \times 2.100 \div 2$	13.384	4.577	12.581	11.500	1.814	52.636	22.822
3	$(13.638 + 10.668) \times 1.000 \div 2$	12.153	4.156	11.424	11.500	0.480	47.794	5.484
	合計	26.265	8.982	24.689			103.294	30.586

「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。

#### ・地震時

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta_E = \sin 15.000 = 0.259$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta_E = \cos 15.000 = 0.966$$

$$\text{土圧強度 } p_{E1} = K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.452 \times 10.000 \times 0.700 = 3.164$$

$$\text{土圧強度 } p_{E2} = p_{E1} + K_{AE1} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_2 = 3.164 + 0.578 \times 10.000 \times 2.100 = 15.302$$

$$\text{土圧強度 } p_{E3} = p_{E2} + K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_3 = 15.302 + 0.452 \times 10.000 \times 1.000 = 19.822$$

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	$3.164 \times 0.700 \div 2$	1.107	0.287	1.069	11.500	3.333	3.301	3.563
2	$(15.302 + 3.164) \times 2.100 \div 2$	19.389	5.022	18.730	11.500	1.820	57.753	34.089
3	$(19.822 + 15.302) \times 1.000 \div 2$	17.562	4.549	16.965	11.500	0.479	52.314	8.126
合計		38.058	9.858	36.764			113.368	45.778

「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。

### 9.3 水圧

・上流側(背面側)

$$H_{1b} = 1.869$$

$$p_{w1b} = \gamma_w \cdot H_{1b} = 9.800 \times 1.869 = 18.316$$

$$p_{w2b} = \gamma_w \cdot (H_{1b} + D + T_1 + T_4) = 9.800 \times (1.869 + 2.600 + 1.000 + 0.500) = 58.496$$

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	$(58.496 + 18.316) \times 4.100 \div 2$	157.465		157.465	11.500	1.693		266.588
合計		157.465	0.000	157.465			0.000	266.588

「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。

$$H_{2b} = 0.000$$

$$p_{w3b} = \gamma_w \cdot (D + T_1 + T_4) = 9.800 \times (2.600 + 1.000 + 0.500) = 40.180$$

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	$40.180 \times 4.100$	82.369		82.369	11.500	1.367		112.598
合計		82.369	0.000	82.369			0.000	112.598

「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。

・下流側(前面側)

$$H_{1f} = 0.846$$

$$p_{w1f} = \gamma_w \cdot H_{1f} = 9.800 \times 0.846 = 8.291$$

$$p_{w2f} = \gamma_w \cdot (H_{1f} + T_1) = 9.800 \times (0.846 + 1.000) = 18.091$$

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	$(18.091 + 8.291) \times 1.000 \div 2$	13.191		-13.191		0.938		-12.373
合計		13.191	0.000	-13.191			0.000	-12.373

「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。

$$H_{2f} = 0.000$$

$$p_{w3f} = \gamma_w \cdot T_1 = 9.800 \times 1.000 = 9.800$$

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	$9.800 \times 1.000$	4.900		-4.900		0.833		-4.082
	合計	4.900	0.000	-4.900			0.000	-4.082

「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。

## 9.4 揚圧力

揚圧力は、水叩き長と上下下流水位差から、次式により算出するものとする。

$$U_{px} = (h_{1a} + d + \Delta h \cdot (\Sigma L - L_x) / \Sigma L) \cdot \gamma_w$$

- ここに、 $U_{px}$  : 任意の点での揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $h_{1a}$  : 下流側水深 (m) [越流落水深]  
 $d$  : 水叩き天端高と本体底面高との差 (m)  
 $\Delta h$  : 上流側水位と下流側水位との水位差 (m)  
 $\Sigma L$  : 全浸透路長 (m)  
 $L_x$  : 任意点までの浸透路長 (m)  
 $\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$$d = 1.000 \text{ (m)}$$

- 全浸透路長の算出

$$\begin{aligned} \Sigma L &= 11.500 + 4.100 - 0.300 + 0.500 + 1.000 + 2 \times 7.000 \\ &= 30.800 \text{ (m)} \end{aligned}$$

- 上流側浸透路長の算出

$$L_{xu} = 4.100 - 0.300 + 2 \times 7.000 = 17.800 \text{ (m)}$$

- 下流側浸透路長の算出

$$L_{xd} = 4.100 - 0.300 + 0.500 + 2 \times 7.000 + 11.500 = 29.800 \text{ (m)}$$

- 上流=1.869 (m) / 下流=0.846 (m)

$$h_{u1} = 1.869 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d1} = 0.846 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$\Delta h_1 = D + h_{u1} - h_{d1} = 2.600 + 1.869 - 0.846 = 3.623 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} U_{pu1} &= (h_{d1} + d + \Delta h_1 \cdot (\Sigma L - L_{xu}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w \\ &= (0.846 + 1.000 + 3.623 \times (30.800 - 17.800) / 30.800) \times 9.800 = 33.077 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{pd1} &= (h_{d1} + d + \Delta h_1 \cdot (\Sigma L - L_{xd}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w \\ &= (0.846 + 1.000 + 3.623 \times (30.800 - 29.800) / 30.800) \times 9.800 = 19.244 \end{aligned}$$

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	$11.500 \times (33.077 + 19.244) \div 2$	300.846	-300.846		6.257		-1882.393	
	合計	300.846	-300.846	0.000			-1882.393	0.000

「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。

- 上流=0.000 (m) / 下流=0.000 (m)

$$h_{u2} = 0.000 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d2} = 0.000 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$\Delta h_2 = D + h_{u2} - h_{d2} = 2.600 + 0.000 - 0.000 = 2.600 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} U_{pu2} &= (h_{d2} + d + \Delta h_2 \cdot (\Sigma L - L_{xu}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w \\ &= (0.000 + 1.000 + 2.600 \times (30.800 - 17.800) / 30.800) \times 9.800 = 20.555 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_{pd2} &= (h_{d2} + d + \Delta h_2 \cdot (\Sigma L - L_{xd}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w \\ &= (0.000 + 1.000 + 2.600 \times (30.800 - 29.800) / 30.800) \times 9.800 = 10.627 \end{aligned}$$

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	$11.500 \times (20.555 + 10.627) \div 2$	179.297	-179.297		6.360		-1140.329	
	合計	179.297	-179.297	0.000			-1140.329	0.000

「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。

## 10. 安定計算

転倒に対する検討は、本体・水叩き底面下流端部におけるモーメントを集計し、合力の作用点を計算して偏心距離を求め、常時においては合力の作用位置が中央1/3以内、地震時においては合力の作用位置が中央2/3以内であることを確認する。

滑動に対する検討は、後述する式により安全率を算出し、必要安全率以上であることを確認する。

地盤支持力に対する検討は、地盤の許容支持力度が後述する式より得られる鉛直最大反力以上であったほうがよい。

$$e = B/2 - M/V$$

$$M = M_x - M_y$$

$$F = V \cdot f / H$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B$$

ここに、e：偏心距離(m) [絶対値で算出]

B：底面幅(m)

M：底面下流端におけるモーメントの和(kN・m)

V：底面に作用する鉛直荷重の和(kN)

F：滑動に対する安全率

f：コンクリートと地盤の摩擦係数

H：底面に作用する水平荷重の和(kN)

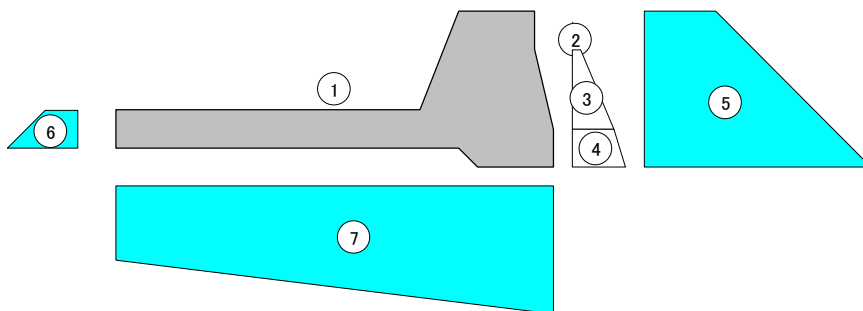
P：鉛直最大反力(kN/m<sup>2</sup>)

項 目	記号	値	単位	備 考
底面の摩擦係数	f	0.700		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	F <sub>s</sub>	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	F <sub>se</sub>	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	Q <sub>u</sub>	300.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q <sub>ue</sub>	450.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討

### 10.1 Case1

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	座標法	475.300	475.300		7.428	1.547	3530.528	
2	$2.079 \times 0.700 \div 2$	0.728	0.249	0.684	11.500	3.333	2.864	2.280
3	$(10.668 + 2.079) \times 2.100 \div 2$	13.384	4.577	12.581	11.500	1.814	52.636	22.822
4	$(13.638 + 10.668) \times 1.000 \div 2$	12.153	4.156	11.424	11.500	0.480	47.794	5.484
5	$(58.496 + 18.316) \times 4.100 \div 2$	157.465		157.465	11.500	1.693		266.588
6	$(18.091 + 8.291) \times 1.000 \div 2$	13.191		-13.191		0.938		-12.373
7	$11.500 \times (33.077 + 19.244) \div 2$	300.846	-300.846		6.257		-1882.393	
	合計	973.067	183.436	168.963			1751.429	284.801

「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。但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、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。



・転倒に対する検討

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 11.500 / 2 - (1751.429 - 284.801) / 183.436 = 2.245 \text{ (m)}$$

常時の為  $e_s = B/6 = 11.500 / 6 = 1.917 \text{ (m)}$

$$e = 2.245 > e_s = 1.917 \text{ …… OUT}$$

・滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 183.436 \times 0.700 / 168.963 = 0.760$$

常時の為  $F_s = 1.500$

$$F = 0.760 < F_s = 1.500 \text{ …… OUT}$$

・地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 183.436 \times (1 + 6 \times 2.245 / 11.500) / 11.500 = 34.634 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

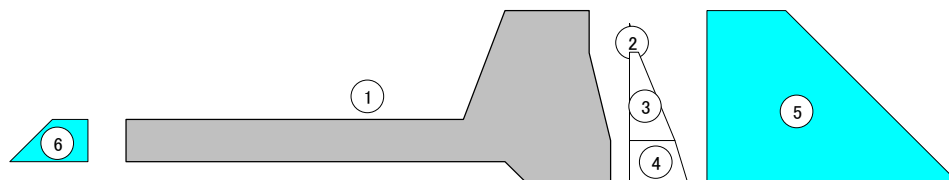
常時の為  $Q_u = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$P = 34.634 \leq Q_u = 300.000 \text{ …… OK}$$

10.2 Case2

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	座標法	475.300	475.300		7.428	1.547	3530.528	
2	$2.079 \times 0.700 \div 2$	0.728	0.249	0.684	11.500	3.333	2.864	2.280
3	$(10.668 + 2.079) \times 2.100 \div 2$	13.384	4.577	12.581	11.500	1.814	52.636	22.822
4	$(13.638 + 10.668) \times 1.000 \div 2$	12.153	4.156	11.424	11.500	0.480	47.794	5.484
5	$(58.496 + 18.316) \times 4.100 \div 2$	157.465		157.465	11.500	1.693		266.588
6	$(18.091 + 8.291) \times 1.000 \div 2$	13.191		-13.191		0.938		-12.373
合計		672.221	484.282	168.963			3633.822	284.801

「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。  
 但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。  
 また、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。



・転倒に対する検討

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 11.500 / 2 - (3633.822 - 284.801) / 484.282 = 1.165 \text{ (m)}$$

常時の為  $e_s = B/6 = 11.500 / 6 = 1.917 \text{ (m)}$

$$e = 1.165 \leq e_s = 1.917 \text{ …… OK}$$

・地盤支持力に対する検討

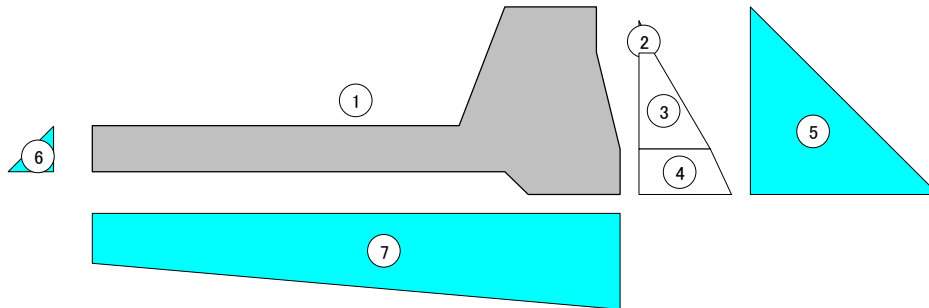
$$P = V \cdot (1+6e/B) / B = 484.282 \times (1 + 6 \times 1.165 / 11.500) / 11.500 = 67.708 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

常時の為  $Q_u = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 $P=67.708 \leq Q_u=300.000 \dots\dots \text{OK}$

10.3 Case3

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	座標法	475.300	475.300	95.060	7.428	1.547	3530.528	147.058
2	$3.164 \times 0.700 \div 2$	1.107	0.287	1.069	11.500	3.333	3.301	3.563
3	$(15.302 + 3.164) \times 2.100 \div 2$	19.389	5.022	18.730	11.500	1.820	57.753	34.089
4	$(19.822 + 15.302) \times 1.000 \div 2$	17.562	4.549	16.965	11.500	0.479	52.314	8.126
5	$40.180 \times 4.100$	82.369		82.369	11.500	1.367		112.598
6	$9.800 \times 1.000$	4.900		-4.900		0.833		-4.082
7	$11.500 \times (20.555 + 10.627) \div 2$	179.297	-179.297		6.360		-1140.329	
合計		779.924	305.861	209.293			2503.567	301.352

「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。  
 但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。  
 また、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。



・転倒に対する検討

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 11.500 / 2 - (2503.567 - 301.352) / 305.861 = 1.450 \text{ (m)}$$

地震時の為  $e_{se} = 2B/6 = 2 \times 11.500 / 6 = 3.833 \text{ (m)}$   
 $e=1.450 \leq e_{se}=3.833 \dots\dots \text{OK}$

・滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 305.861 \times 0.700 / 209.293 = 1.023$$

地震時の為  $F_{se} = 1.200$   
 $F=1.023 < F_{se}=1.200 \dots\dots \text{OUT}$

・地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1+6e/B) / B = 305.861 \times (1 + 6 \times 1.450 / 11.500) / 11.500 = 46.718 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

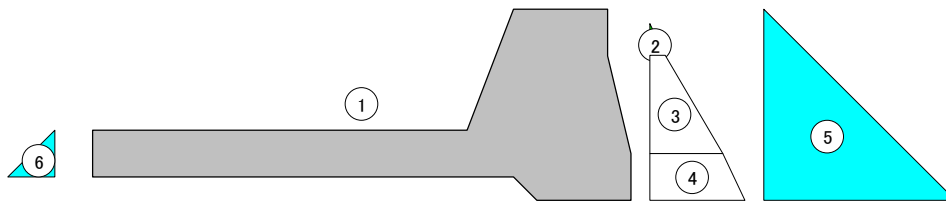
地震時の為  $Q_{ue} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 $P=46.718 \leq Q_{ue}=450.000 \dots\dots \text{OK}$



### 10.4 Case4

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	座標法	475.300	475.300	95.060	7.428	1.547	3530.528	147.058
2	$3.164 \times 0.700 \div 2$	1.107	0.287	1.069	11.500	3.333	3.301	3.563
3	$(15.302 + 3.164) \times 2.100 \div 2$	19.389	5.022	18.730	11.500	1.820	57.753	34.089
4	$(19.822 + 15.302) \times 1.000 \div 2$	17.562	4.549	16.965	11.500	0.479	52.314	8.126
5	$40.180 \times 4.100$	82.369		82.369	11.500	1.367		112.598
6	$9.800 \times 1.000$	4.900		-4.900		0.833		-4.082
合計		600.627	485.158	209.293			3643.896	301.352

「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。  
 但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。  
 また、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。



#### ・ 転倒に対する検討

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 11.500 / 2 - (3643.896 - 301.352) / 485.158 = 1.140 \text{ (m)}$$

$$\text{地震時の為 } e_{se} = 2B/6 = 2 \times 11.500 / 6 = 3.833 \text{ (m)}$$

$$e = 1.140 \leq e_{se} = 3.833 \quad \dots \quad \text{OK}$$

#### ・ 地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 485.158 \times (1 + 6 \times 1.140 / 11.500) / 11.500 = 67.280 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{地震時の為 } Q_{ue} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P = 67.280 \leq Q_{ue} = 450.000 \quad \dots \quad \text{OK}$$

# 出力内容・傾斜型計算書サンプル

## 1. 設計条件

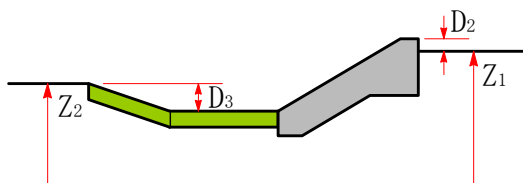
### 1.1 単位体積重量

項目	記号	値	単位	備考
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 水理計算条件

項目	記号	値	単位	備考
計画流量	Q	40.000	m <sup>3</sup> /s	
計画高水水深	H	1.300	m	
下流河床勾配	I <sub>2</sub>	400.000	1/n	
粗度係数	n	0.035		

### 1.3 河床形状



項目	記号	値	単位	備考
上流河床高	Z <sub>1</sub>	63.000	m	
下流河床高	Z <sub>2</sub>	61.000	m	
天端突出高	D <sub>2</sub>	0.300	m	
水褥池水深	D <sub>3</sub>	0.300	m	
躯体粗度係数	n <sub>b</sub>	0.035		
堰幅	B	5.000	m	

### 1.4 水理計算条件

水叩長の計算式		ブライ		<input type="radio"/> Rand(1955)
仮定流量桁数	Q <sub>s</sub>	1.000	m <sup>3</sup> /s	
重力加速度	g	9.800	m/s <sup>2</sup>	

## 2. 水位条件

### 2.1 各位置での水深

緩傾斜型落差工では、本体天端上で発生する限界水深を基に、斜面上の本体下流端の水深を算出する。  
 計算方法は、ベルヌーイの式に斜面上の摩擦損失項を付加する。  
 次の2式が同値となるように本体下流端の水位を変化させる。

$$\begin{aligned} \cdot \phi &= \Delta Z + h_c + a Q^2 / (2g A_c^2) - n_1^2 \ell Q^2 / (2R_c^{4/3} A_c^2) \\ \cdot \phi &= h_{1a} + a Q^2 / (2g A_{1a}^2) + n_b^2 \ell Q^2 / (2R_{1a}^{4/3} A_{1a}^2) \end{aligned}$$

ここで、 $Q$  : 計画流量 (m<sup>3</sup>/s)  
 $g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)  
 $h_c$  : 上流側水深 [限界水深] (m)  
 $A_c$  : 上流側断面積 [ $h_c \cdot B$ ] (m<sup>2</sup>)  
 $R_c$  : 上流側径深 (m)  
 $h_{1a}$  : 下流側水深 (m)  
 $A_{1a}$  : 下流側断面積 [ $h_{1a} \cdot B$ ] (m<sup>2</sup>)  
 $R_{1a}$  : 下流側径深 (m)  
 $\Delta Z$  : 水叩きから落差工天端までの高さ [D] (m)  
 $n_b$  : 緩傾斜上の粗度係数  
 $a = 1$

項目	記号	値	単位	備考
河床落差	$D_1$	2.000	m	$Z_1 - Z_2$
総落差	$D$	2.600	m	$D_1 + D_2 + D_3$
単位幅流量	$q$	8.000	m <sup>3</sup> /s/m	$Q/B$
限界水深	$h_c$	1.869	m	$(q/g^{1/2})^{2/3}$
下流側等流水深	$h_2$	2.811	m	$(q/(1/n \cdot I_2^{1/2}))^{3/5}$

上記内容の詳細を下記に記す。

$$\begin{aligned} \cdot \text{河床落差} : D_1 &= Z_1 - Z_2 = 63.000 - 61.000 = 2.000 \text{ (m)} \\ \cdot \text{総落差} : D &= D_1 + D_2 + D_3 = 2.000 + 0.300 + 0.300 = 2.600 \text{ (m)} \\ \cdot \text{単位幅流量} : q &= Q/B = 40.000 \div 5.000 = 8.000 \text{ (m}^3\text{/s/m)} \\ \cdot \text{限界水深} : h_c &= (q/g^{0.5})^{2/3} = (8.000 \div 9.800^{1/2})^{2/3} = 1.869 \text{ (m)} \\ \cdot \text{下流側等流水深} : h_2 &= (q/(1/n \cdot I_2^{1/2}))^{3/5} = 8.000 \div ((1/400.000)^{1/2} \div 0.035)^{3/5} = 2.811 \text{ (m)} \end{aligned}$$

上流側の項目は、上記より全て算出されているため  $\phi$  の計算を行う。  
 (躯体形状に関する項目の詳細は後述。)

$$\begin{aligned} \cdot \ell &= (W_1^2 + D^2)^{1/2} = (10.000^2 + 2.600^2)^{1/2} = 10.332 \text{ (m)} \\ \cdot A_c &= h_c \cdot B = 1.869 \times 5.000 = 9.345 \text{ (m}^2\text{)} \\ \cdot R_c &= A_c / (2h_c + B) = 9.345 / (2 \times 1.869 + 5.000) = 1.069 \text{ (m)} \\ \cdot \phi &= D + h_c + Q^2 / (2g A_c^2) - n^2 \ell Q^2 / (2R_c^{4/3} A_c^2) \\ &= 2.600 + 1.869 + 40.000^2 / (2 \times 9.800 \times 9.345^2) \\ &\quad + 0.035^2 \times 10.332 \times 40.000^2 / (2 \times 1.069^{4/3} \times 9.345^2) \\ &= 5.298 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$\phi$  の値が先に求めた  $\phi$  の値とほぼ同値になるまで、 $h_{1a}$  の値を変化させる。  
 (ほぼ同値の表現、計算上  $h_{1a}$  の値が小数点以下 3 桁では、必ず同値になるとは限らないため。)

比較反復計算の結果、 $h_{1a}=0.951$  となる。以下に詳細を記す。

$$\begin{aligned}
 \bullet A_{1a} &= h_{1a} \cdot B = 0.951 \times 5.000 = 4.755 \text{ (m}^2\text{)} \\
 \bullet R_{1a} &= A_{1a} / (2h_{1a} + B) = 4.755 / (2 \times 0.951 + 5.000) = 0.689 \text{ (m)} \\
 \bullet \phi &= h_{1a} + Q^2 / (2g A_{1a}^2) + n_b^2 Q^2 / (2R_{1a}^{4/3} A_{1a}^2) \\
 &= 0.951 + 40.000^2 / (2 \times 9.800 \times 4.755^2) \\
 &\quad + 0.035^2 \times 10.332 \times 40.000^2 / (2 \times 0.689^{4/3} \times 4.755^2) \\
 &= 5.297 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

上記結果より、 $\phi = 5.298 = \phi = 5.297$  となることから、 $h_{1a}$  の値を確定した。

本体上下流での最大水位差は、次式にて求めることが出来る。

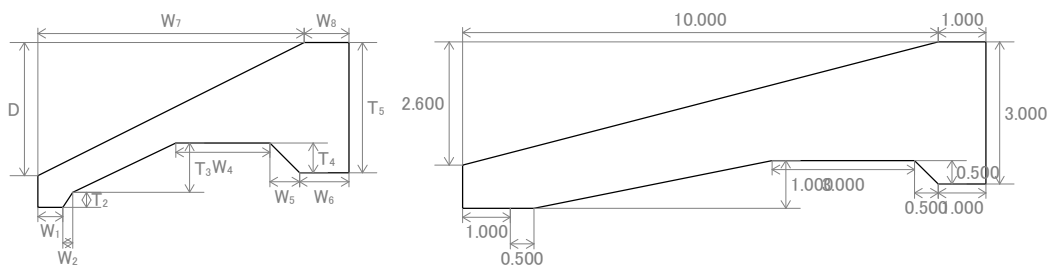
$$\bullet \Delta H = h_c + D - h_{1a} = 1.869 + 2.600 - 0.951 = 3.518 \text{ (m)}$$

項 目	記号	値	単位	備 考
本体下流側水深	$h_{1a}$	0.951	m	ベルヌーイの公式
上下流最大水位差	$\Delta H$	3.518	m	$h_c + D - h_{1a}$

### 3. 躯体

#### 3.1 躯体形状

躯体の形状		直壁型			○	緩傾斜型	
W <sub>1</sub>	1.000	W <sub>2</sub>	0.500	W <sub>4</sub>	3.000	W <sub>5</sub>	0.500
W <sub>6</sub>	1.000	W <sub>7</sub>	10.000	W <sub>8</sub>	1.000	D	2.600
T <sub>2</sub>	0.000	T <sub>3</sub>	1.000	T <sub>4</sub>	0.500	T <sub>5</sub>	3.000



#### 3.2 躯体断面積と重心計算(座標法)

No	X	Y	Δ X	Δ Y	A <sub>x</sub>	A <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1	0.000	0.000						
2	0.000	0.900	0.000	0.900	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
3	10.000	3.500	10.000	2.600	22.000000	13.000000	131.666667	34.233333
4	11.000	3.500	1.000	0.000	3.500000	0.000000	36.750000	0.000000
5	11.000	0.500	0.000	-3.000	0.000000	-33.000000	0.000000	-66.000000
6	10.000	0.500	-1.000	0.000	-0.500000	0.000000	-5.250000	0.000000
7	9.500	1.000	-0.500	0.500	-0.375000	4.875000	-3.645833	3.645833
8	6.500	1.000	-3.000	0.000	-3.000000	0.000000	-24.000000	0.000000
9	1.500	0.000	-5.000	-1.000	-2.500000	-4.000000	-12.083333	-2.416667
10	1.000	0.000	-0.500	0.000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
合 計					19.125000	-19.125000	123.437500	-30.537500

- $\Delta X = X_n - X_{n-1}$
- $\Delta Y = Y_n - Y_{n-1}$
- $A_x = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1}$
- $A_y = \Delta X \cdot \Delta Y / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1}$
- $M_x = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (X_n - \Delta X / 3) / 2 + \Delta X \cdot Y_{n-1} \cdot (X_n - \Delta X / 2)$
- $M_y = \Delta X \cdot \Delta Y \cdot (Y_n - \Delta Y / 3) / 2 + \Delta Y \cdot X_{n-1} \cdot (Y_n - \Delta Y / 2)$
- $G_x = \Sigma M_x / \Sigma A_x$
- $G_y = \Sigma M_y / \Sigma A_y$

A<sub>x</sub>、A<sub>y</sub>共に、絶対値が断面積となり、G<sub>x</sub>、G<sub>y</sub>が重心位置となる。重心位置はX<sub>1</sub>、Y<sub>1</sub>を原点とした水平垂直距離。

$$G_x = 123.437500 / 19.125000 = 6.454$$

$$G_y = -30.537500 / -19.125000 = 1.597$$

項 目	記号	値	単位	備 考
断面積	A	19.125	m <sup>2</sup>	A <sub>x</sub>   or  A <sub>y</sub>
重心位置(横)	G <sub>x</sub>	6.454	m	$\Sigma M_x / \Sigma A_x$
重心位置(縦)	G <sub>y</sub>	1.597	m	$\Sigma M_y / \Sigma A_y$

## 4. シャ水工

シャ水工の根入れ長は従来より使用されているレインの式により算出する。  
次にレインの式を記す。

$$C \leq (L/3 + \Sigma \ell_y) / \Delta H$$

ここで、C : クリーブ比 (今回は、C=6.000)

L : 本体及び水叩きの長さ (m)

$\Sigma \ell_y$  : 鉛直方向の浸透路長 (m)

$\Delta H$  : 上下流最大水位差 (m)

区 分	C	区 分	C
極めて細かい砂またはシルト	8.5	細 砂 利	4.0
細 砂	7.0	中 砂 利	3.5
中 砂	6.0	栗石を含む粗砂利	3.0
粗 砂	5.0	栗石と砂利を含む	2.5

上記レインの式より、必要シャ水工長を計算する。

鉛直方向の浸透路長を算出し、躯体形状によって確定している鉛直方向の浸透路長を控除し、1/2することで必要シャ水工長を求める。

$$\Sigma \ell_y \geq \Delta H \cdot C - L / 3$$

$$\Sigma \ell_y \geq 3.518 \times 6.000 - 11.000 / 3 = 17.441 \text{ (m)}$$

$$\cdot \text{必要シャ水工長 } \ell_c = \{17.441 - (2.700 + 0.500 + 1.000 + 0.900)\} / 2 = 6.171 \text{ (m)}$$

以上の結果から、シャ水工は本体直下に7.000(m)、水叩き下流端では6.000(m)の長さで設ける。

なお、シャ水工の値入れ長さが、シャ水工間隔の1/2を超えるため、浸透流の流線がレインの式の想定のように壁面を沿うようにはならなくなり、浸透路長が過小評価となっている可能性がある。

項 目	記号	値	単位	備 考
クリーブ比	C	6.000		
必要シャ水工長	$\ell_c$	6.171	m	
上流シャ水工長	$\ell_{c1}$	7.000	m	
下流シャ水工長	$\ell_{c2}$	6.000	m	
合計シャ水工長	$\ell_c$	13.000	m	

## 5. 護床工長の検討

### 5.1 上流側護床工

上流側の護床工は、堰の直上流で生ずる局所洗掘を防止し、本体および河岸部の取付擁壁を保護するために設けるもので、水理実験や既設事例によれば、最低でも計画高水位時の水深程度以上の長さは必要である。

項目	記号	値	単位	備考
計画高水位	H	1.300	m	
上流側護床工長	$l_u$	1.500	m	

### 5.2 下流側護床工

下流側の護床工の長さは、水叩き下流での跳水の発生により激しく流水が減勢される区間(護床工A)と、その下流の整流区間(護床工B)とに分けて求めることが出来る。

護床工Aの区間長Lは、 $L = L_1 + L_2$ で表すことが出来る。射流区間長 $L_1$ と跳水発生区間長 $L_2$ の計算式を下記に記す。

$$h_{1b} = 1/2((1+8 \cdot F_2^3)^{1/2} - 1) \cdot h_2$$

$$F_2 = q / (h_2 \cdot (g \cdot h_2)^{1/2})$$

・  $h_{1a} = h_{1b}$ の場合

$$L = L_2 = (4.5 \sim 6) \times h_2$$

・  $h_{1a} > h_{1b}$ の場合

$L = 0$ でも良い。ただし、護床工B区間長を長めにした方がよい。

・  $h_{1a} < h_{1b}$ の場合

$$-q^2 \cdot \chi / C^2 + a = 1/4 \cdot h^4 - h_c^3 \cdot h$$

$$C = h^{1/6} / n_b$$

この式のhに初期水深 $h_{1a}$ ( $\chi = 0$ )を代入して定数aを求めた後、hに $h_{1b}$ を代入することで、区間長 $L_1 = \chi$ が求まる。

$$L = L_1 + L_2 = L_1 + (4.5 \sim 6) \times h_2$$

ここに、 $h_{1a}$  : 越流落水水深 (m)

$h_{1b}$  : 跳水開始水深 (m)

$h_2$  : 床止め下流部の水深 (m)

$F_2$  : 床止め下流部のフルード数

q : 単位幅流量 ( $m^3/s$ )

C : シェジの定数

$n_b$  : 躯体の粗度係数

上記で護床工長が長くなる場合、エンドシルなどを設置することにより強制的に跳水を発生させ、エネルギーを減勢させることが出来る。この方法により、護床工A区間長は $L_2$ 区間のみとなる。

このときの跳水終了水深は、自然流水水深と一致するとは限らない。したがって、跳水終了水深は跳水開始水深( $h_{1a}$ )より共役水深( $h_{2a}$ )を求めることで算出する。

$$h_{2a} = 1/2((1+8 \cdot F_{r1}^2)^{1/2} - 1) \cdot h_{1a}$$

$$F_{r1} = q / (h_{1a} \cdot (g \cdot h_{1a})^{1/2})$$

$$L = (4.5 \sim 6) \times h_{2a}$$

ここに、 $h_{2a}$  : 共役水深 (m)

$F_{r1}$  : 跳水開始水深でのフルード数

護床工Bの区間長Lは、現在のところ護床工上の流下に伴うせん断力の低減量の値が明確でないため、既設事例から判断し計画水深の3~5倍程度の長さにするのが妥当であろうと思われる。

項 目	記号	値	単位	備 考
単位幅流量	q	8.000	m <sup>3</sup> /s/m	
越流落水深	h <sub>1a</sub>	0.951	m	
落下位置での流速	V <sub>1a</sub>	8.412	m/s	q / h <sub>1a</sub>
落下位置でのフルード数	F <sub>r1</sub>	2.756		q / (h <sub>1a</sub> · (g · h <sub>1a</sub> ) <sup>1/2</sup> )
共役水深	h <sub>2a</sub>	3.261	m	1/2((1+8 · F <sub>r1</sub> <sup>2</sup> ) <sup>1/2</sup> - 1) · h <sub>1a</sub>
護床工A区間	L <sub>A'</sub>	14.675 ~19.566	m	(4.5~6) × h <sub>2a</sub>
護床工B区間	L <sub>B'</sub>	8.433 ~14.055	m	(3~5) × h <sub>2</sub>

下記に上記の計算内容を記す。

- ・エンドシル、段上がりなどを設置するため

$$F_{r1} = q / (h_{1a} \cdot (g \cdot h_{1a})^{1/2})$$

$$= 8.000 / (0.951 \times (9.800 \times 0.951)^{1/2}) = 2.756$$

$$h_{2a} = 1/2((1+8 \cdot F_{r1}^2)^{1/2} - 1) \cdot h_{1a}$$

$$= 1/2 \times ((1+8 \times 2.756^2)^{1/2} - 1) \times 0.951 = 3.261 \text{ (m)}$$

$$L_{A'} = (4.5 \sim 6) \cdot h_{2a} = (4.5 \sim 6) \times 3.261 = 14.675 \sim 19.566 \text{ (m)}$$

$$L_{B'} = (3 \sim 6) \times h_2 = (3 \sim 6) \times 2.811 = 8.433 \sim 14.055 \text{ (m)}$$

上記結果を参考に、護床工A、Bの長さを次のように確定した。

項 目	記号	値	単位	備 考
護床工A区間長	L <sub>A</sub>	15.000	m	14.675~19.566
護床工B区間長	L <sub>B</sub>	10.000	m	8.433~14.055



## 6. 設計条件(安定計算)

### 6.1 土圧計算条件

土圧公式		ランキン	○	クーロン		任意係数
項目	記号	値	単位	備考		
内部摩擦角	$\phi$	30.000	°			
常時壁面摩擦角	$\delta$	20.000	°			
地震時壁面摩擦角	$\delta_E$	15.000	°			
設計水平震度	$K_h$	0.200				

### 6.2 荷重条件

ケース名称	常時/地震時	揚圧力	上流水深 (m)	下流水深 (m)
Case1	常時	考慮する	1.869	0.846
Case2	常時	無視する	1.869	0.846
Case3	地震時	考慮する	0.000	0.000
Case4	地震時	無視する	0.000	0.000

### 6.3 安定計算条件

項目	記号	値	単位	備考
底面の摩擦係数	$f$	0.700		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	$F_s$	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	$F_{se}$	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	$Q_u$	300.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	$Q_{ue}$	450.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討

### 6.4 土圧係数

土圧公式は「クーロン土圧公式」を採用する。

$$K_A = \frac{\sin^2(\theta - \theta_0 + \phi)}{\sin^2 \theta \cdot \cos \theta_0 \cdot \sin(\theta - \theta_0 - \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - i - \theta_0)}{\sin(\theta - \theta_0 - \delta) \cdot \sin(\theta + i)}} \right\}^2}$$

上記式に、各値を代入して土圧係数を求める。

$$\theta = 90.000 (^\circ)$$

$$\theta_0 = \tan^{-1} K_h = \tan^{-1} 0.200 = 11.310 (^\circ)$$

但し常時の時は、 $\theta_0 = 0.000 (^\circ)$ とする。

項目	記号	値	単位	備考
常時土圧係数	$K_A$	0.297		
地震時 土の息角	$\theta_0$	11.310	°	
地震時土圧係数	$K_{AE}$	0.452		

## 7. 荷重の算出

### 7.1 自重

本体と水叩きは、一体式構造として計算を行う。自重は、既に座標法にて算出された断面積に単位体積重量を乗じて求める。また躯体の水平力は、自重に地震時水平震度を乗じて求める。但し、常時の際には水平力は考慮しない。

$$V = A \cdot \gamma_{sc} = 19.125 \times 24.500 = 468.563 \text{ (kN)}$$

$$H = V \cdot K_h = 468.563 \times 0.200 = 93.713 \text{ (kN)}$$

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	座標法	468.563	468.563	93.713	6.454	1.597	3024.106	149.660
	合計	468.563	468.563	93.713			3024.106	149.660

「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。

### 7.2 土圧

土圧の算出において、土砂は常に水中にあるものとして単位体積重量は、水中土重量を用いる。また、土圧は壁面摩擦角に応じて水平力と鉛直力とに分けて計上する。

- ・土圧作用高さ

$$h_1 = T_5 - D_2 = 3.000 - 0.300 = 2.700 \text{ (m)}$$

- ・常時

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta = \sin 20.000 = 0.342$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta = \cos 20.000 = 0.940$$

$$\text{土圧強度 } p_1 = K_{A0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.297 \times 10.000 \times 2.700 = 8.019$$

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	$8.019 \times 2.700 \div 2$	10.826	3.702	10.176	11.000	1.400	40.722	14.246
	合計	10.826	3.702	10.176			40.722	14.246

「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。

- ・地震時

$$\text{鉛直力係数 } \sin \delta_E = \sin 15.000 = 0.259$$

$$\text{水平力係数 } \cos \delta_E = \cos 15.000 = 0.966$$

$$\text{土圧強度 } p_{E1} = K_{AE0} \cdot \gamma_{ws} \cdot h_1 = 0.452 \times 10.000 \times 2.700 = 12.204$$

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	$12.204 \times 2.700 \div 2$	16.475	4.267	15.915	11.000	1.400	46.937	22.281
	合計	16.475	4.267	15.915			46.937	22.281

「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。

### 7.3 水圧

・上流側(背面側)

$$H_{1b} = 1.869$$

$$p_{w1b} = \gamma_w \cdot H_{1b} = 9.800 \times 1.869 = 18.316$$

$$p_{w2b} = \gamma_w \cdot (H_{1b} + T_5) = 9.800 \times (1.869 + 3.000) = 47.716$$

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	$(47.716 + 18.316) \times 3.000 \div 2$	99.048		99.048	11.000	1.777		176.008
合計		99.048	0.000	99.048			0.000	176.008

「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。

$$H_{2b} = 0.000$$

$$p_{w3b} = \gamma_w \cdot T_5 = 9.800 \times 3.000 = 29.400$$

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	$29.400 \times 3.000$	44.100		44.100	11.000	1.500		66.150
合計		44.100	0.000	44.100			0.000	66.150

「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。

・下流側(前面側)

$$H_{1f} = 0.846$$

$$p_{w1f} = \gamma_w \cdot H_{1f} = 9.800 \times 0.846 = 8.291$$

$$p_{w2f} = \gamma_w \cdot (H_{1f} + T_5 - T_4 + T_3 - D) = 9.800 \times (0.846 + 3.000 - 0.500 + 1.000 - 2.600) = 17.111$$

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	$(17.111 + 8.291) \times 0.900 \div 2$	11.431		-11.431		0.398		-4.550
合計		11.431	0.000	-11.431			0.000	-4.550

「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。

$$H_{2f} = 0.000$$

$$p_{w3f} = \gamma_w \cdot (T_5 - T_4 + T_3 - D) = 9.800 \times (3.000 - 0.500 + 1.000 - 2.600) = 8.820$$

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	$8.820 \times 0.900$	3.969		-3.969		0.300		-1.191
合計		3.969	0.000	-3.969			0.000	-1.191

「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。

## 7.4 揚圧力

揚圧力は、水叩き長と上下下流水位差から、次式により算出するものとする。

$$U_{px} = (h_{1a} + d + \Delta h \cdot (\Sigma L - L_x) / \Sigma L) \cdot \gamma_w$$

ここに、 $U_{px}$  : 任意の点での揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$h_{1a}$  : 下流側水深 (m) [越流落水深]

$d$  : 水叩き天端高と本体底面高との差 (m)

$\Delta h$  : 上流側水位と下流側水位との水位差 (m)

$\Sigma L$  : 全浸透路長 (m)

$L_x$  : 任意点までの浸透路長 (m)

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

$$d = 0.900 \text{ (m)}$$

・全浸透路長の算出

$$\begin{aligned} \Sigma L &= 11.000 + 3.000 - 0.300 + 0.500 + 1.000 + 0.900 + 2 \times 7.000 + 2 \times 6.000 \\ &= 42.100 \text{ (m)} \end{aligned}$$

・上流側浸透路長の算出

$$L_{xu} = 3.000 - 0.300 + 2 \times 7.000 = 16.700 \text{ (m)}$$

・下流側浸透路長の算出

$$L_{xd} = 3.000 - 0.300 + 0.500 + 1.000 + 2 \times 7.000 + 11.000 = 29.200 \text{ (m)}$$

・上流=1.869 (m) / 下流=0.846 (m)

$$h_{u1} = 1.869 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d1} = 0.846 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$\Delta h_1 = D + h_{u1} - h_{d1} = 2.600 + 1.869 - 0.846 = 3.623 \text{ (m)}$$

$$U_{pu1} = (h_{d1} + d + \Delta h_1 \cdot (\Sigma L - L_{xu}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w$$

$$= (0.846 + 1.290 + 3.623 \times (42.100 - 16.700) / 42.100) \times 9.800 = 42.354$$

$$U_{pd1} = (h_{d1} + d + \Delta h_1 \cdot (\Sigma L - L_{xd}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w$$

$$= (0.846 + 1.290 + 3.623 \times (42.100 - 29.200) / 42.100) \times 9.800 = 31.812$$

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	$11.000 \times (42.354 + 31.812) \div 2$	407.913	-407.913		5.761		-2349.987	
	合計	407.913	-407.913	0.000			-2349.987	0.000

「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。

・上流=0.000 (m) / 下流=0.000 (m)

$$h_{u2} = 0.000 \text{ (m) [上流側水深]}$$

$$h_{d2} = 0.000 \text{ (m) [下流側水深]}$$

$$\Delta h_2 = D + h_{u2} - h_{d2} = 2.600 + 0.000 - 0.000 = 2.600 \text{ (m)}$$

$$U_{pu2} = (h_{d2} + d + \Delta h_2 \cdot (\Sigma L - L_{xu}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w$$

$$= (0.000 + 1.290 + 2.600 \times (42.100 - 16.700) / 42.100) \times 9.800 = 28.015$$

$$U_{pd2} = (h_{d2} + d + \Delta h_2 \cdot (\Sigma L - L_{xd}) / \Sigma L) \cdot \gamma_w$$

$$= (0.000 + 1.290 + 2.600 \times (42.100 - 29.200) / 42.100) \times 9.800 = 20.449$$

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	$11.000 \times (28.015 + 20.449) \div 2$	266.552	-266.552		5.786		-1542.270	
	合計	266.552	-266.552	0.000			-1542.270	0.000

「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。

## 8. 安定計算

転倒に対する検討は、本体・水叩き底面下流端部におけるモーメントを集計し、合力の作用点を計算して偏心距離を求め、常時においては合力の作用位置が中央1/3以内、地震時においては合力の作用位置が中央2/3以内にあることを確認する。

滑動に対する検討は、後述する式により安全率を算出し、必要安全率以上であることを確認する。

地盤支持力に対する検討は、地盤の許容支持力度が後述する式より得られる鉛直最大反力以上であったほうがよい。

$$e = B/2 - M/V$$

$$M = M_x - M_y$$

$$F = V \cdot f / H$$

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B$$

ここに、e：偏心距離(m) [絶対値で算出]

B：底面幅(m)

M：底面下流端におけるモーメントの和(kN・m)

V：底面に作用する鉛直荷重の和(kN)

F：滑動に対する安全率

f：コンクリートと地盤の摩擦係数

H：底面に作用する水平荷重の和(kN)

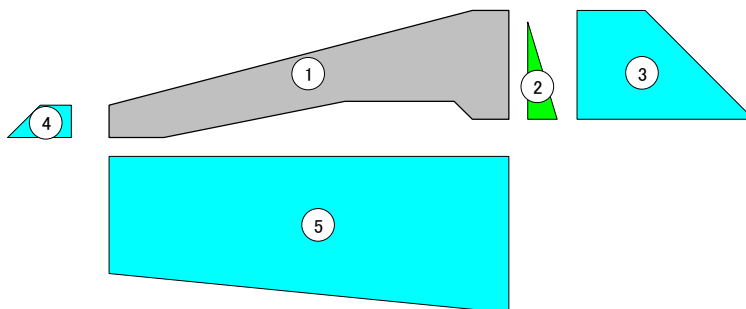
P：鉛直最大反力(kN/m<sup>2</sup>)

項目	記号	値	単位	備考
底面の摩擦係数	f	0.700		コンクリートと地盤の摩擦係数
常時安全率	F <sub>s</sub>	1.500		滑動に対する検討
地震時安全率	F <sub>se</sub>	1.200		滑動に対する検討
常時許容支持力	Q <sub>u</sub>	300.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討
地震時許容支持力	Q <sub>ue</sub>	450.000	kN/m <sup>2</sup>	地盤支持力に対する検討

### 8.1 Case1

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)	ΔX(m)	ΔY(m)	M <sub>x</sub> (kN・m)	M <sub>y</sub> (kN・m)
1	座標法	468.563	468.563		6.454	1.597	3024.106	
2	8.019×2.700÷2	10.826	3.702	10.176	11.000	1.400	40.722	14.246
3	(47.716+18.316)×3.000÷2	99.048		99.048	11.000	1.777		176.008
4	(17.111+8.291)×0.900÷2	11.431		-11.431		0.398		-4.550
5	11.000×(42.354+31.812)÷2	407.913	-407.913		5.761		-2349.987	
合計		997.781	64.352	97.793			714.841	185.704

「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。但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、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。



#### ・転倒に対する検討

$$e = B/2 - (M_x - M_y)/V = 11.000 / 2 - (714.841 - 185.704) / 997.781 = 2.723 \text{ (m)}$$

$$\text{常時の為 } e_s = B/6 = 11.000 / 6 = 1.833 \text{ (m)}$$

$$e = 2.723 > e_s = 1.833 \quad \dots \text{ OUT}$$

・ 滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 64.352 \times 0.700 / 97.793 = 0.461$$

常時の為  $F_s = 1.500$

$$F = 0.461 < F_s = 1.500 \quad \dots\dots \text{OUT}$$

・ 地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e / B) / B = 64.352 \times (1 + 6 \times 2.723 / 11.000) / 11.000 = 14.539 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

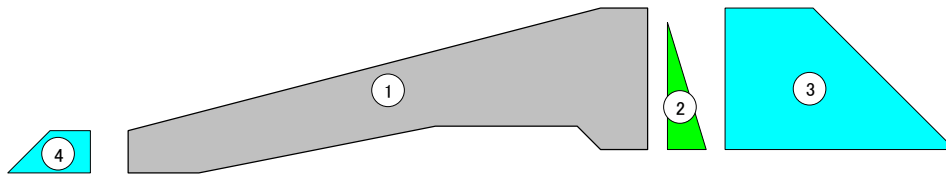
常時の為  $Q_u = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$P = 14.539 \leq Q_u = 300.000 \quad \dots\dots \text{OK}$$

8.2 Case2

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	座標法	468.563	468.563		6.454	1.597	3024.106	
2	$8.019 \times 2.700 \div 2$	10.826	3.702	10.176	11.000	1.400	40.722	14.246
3	$(47.716 + 18.316) \times 3.000 \div 2$	99.048		99.048	11.000	1.777		176.008
4	$(17.111 + 8.291) \times 0.900 \div 2$	11.431		-11.431		0.398		-4.550
合計		589.868	472.265	97.793			3064.828	185.704

「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。  
 但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。  
 また、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。



・ 転倒に対する検討

$$e = B / 2 - (M_x - M_y) / V = 11.000 / 2 - (3064.828 - 185.704) / 472.265 = 0.596 \text{ (m)}$$

常時の為  $e_s = B / 6 = 11.000 / 6 = 1.833 \text{ (m)}$

$$e = 0.596 \leq e_s = 1.833 \quad \dots\dots \text{OK}$$

・ 地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e / B) / B = 472.265 \times (1 + 6 \times 0.596 / 11.000) / 11.000 = 56.890 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

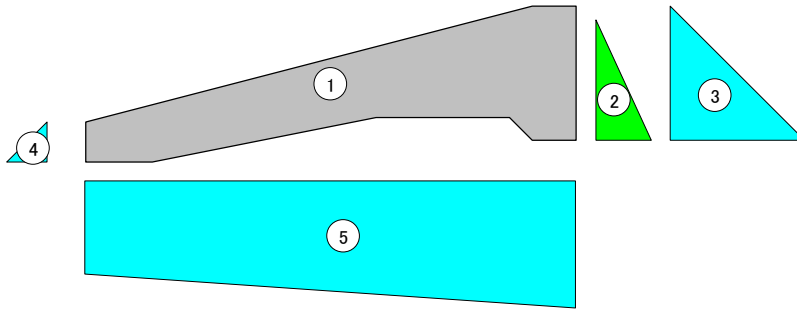
常時の為  $Q_u = 300.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$P = 56.890 \leq Q_u = 300.000 \quad \dots\dots \text{OK}$$

8.3 Case3

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	座標法	468.563	468.563	93.713	6.454	1.597	3024.106	149.660
2	$12.204 \times 2.700 \div 2$	16.475	4.267	15.915	11.000	1.400	46.937	22.281
3	$29.400 \times 3.000$	44.100		44.100	11.000	1.500		66.150
4	$8.820 \times 0.900$	3.969		-3.969		0.300		-1.191
5	$11.000 \times (28.015 + 20.449) \div 2$	266.552	-266.552		5.786		-1542.270	
合計		799.659	206.278	149.759			1528.773	236.900

「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。  
 但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。  
 また、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。



・転倒に対する検討

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 11.000 / 2 - (1528.773 - 236.900) / 206.278 = 0.763 \text{ (m)}$$

地震時の為  $e_{se} = 2B/6 = 2 \times 11.000 / 6 = 3.667 \text{ (m)}$   
 $e = 0.763 \leq e_{se} = 3.667 \dots \dots \text{ OK}$

・滑動に対する検討

$$F = V \cdot f / H = 206.278 \times 0.700 / 149.759 = 0.964$$

地震時の為  $F_{se} = 1.200$   
 $F = 0.964 < F_{se} = 1.200 \dots \dots \text{ OUT}$

・地盤支持力に対する検討

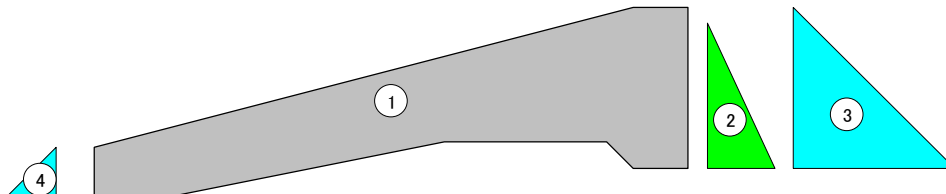
$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 206.278 \times (1 + 6 \times 0.763 / 11.000) / 11.000 = 26.557 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地震時の為  $Q_{ue} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 $P = 26.557 \leq Q_{ue} = 450.000 \dots \dots \text{ OK}$

8.4 Case4

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	座標法	468.563	468.563	93.713	6.454	1.597	3024.106	149.660
2	$12.204 \times 2.700 \div 2$	16.475	4.267	15.915	11.000	1.400	46.937	22.281
3	$29.400 \times 3.000$	44.100		44.100	11.000	1.500		66.150
4	$8.820 \times 0.900$	3.969		-3.969		0.300		-1.191
合計		533.107	472.830	149.759			3071.043	236.900

「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。  
 但し、土圧・水圧の場合は原点から作用点までの距離とし、Xは壁面までの水平距離、Yは重心位置までの鉛直距離。また、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。



・転倒に対する検討

$$e = B/2 - (M_x - M_y) / V = 11.000 / 2 - (3071.043 - 236.900) / 472.830 = 0.494 \text{ (m)}$$

地震時の為  $e_{se} = 2B/6 = 2 \times 11.000 / 6 = 3.667 \text{ (m)}$   
 $e = 0.494 \leq e_{se} = 3.667 \dots \dots \text{ OK}$

・地盤支持力に対する検討

$$P = V \cdot (1 + 6e/B) / B = 472.830 \times (1 + 6 \times 0.494 / 11.000) / 11.000 = 54.567 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地震時の為  $Q_{ue} = 450.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 $P = 54.567 \leq Q_{ue} = 450.000 \dots \dots \text{ OK}$