

# 擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUKUI2

側壁高さ、盛土勾配が異なり、偏土圧が作用  
する「U型擁壁」の杭基礎の設計計算例

# 目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 適用基準	1
1.3 形式	1
1.4 形状寸法	1
1.5 地盤条件	2
1.6 使用材料	2
1.7 土砂	2
1.8 載荷荷重	3
1.9 雪荷重	3
1.10 その他荷重	3
1.11 水位	3
1.12 浮力	4
1.13 土圧	4
1.14 水圧	5
1.15 基礎の条件	5
1.15.1 杭の基本データ	5
1.15.2 杭本体データ	5
1.16 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	6
1.16.1 杭の許容支持力	6
1.16.2 安定計算の許容値	8
1.16.3 部材の許容応力度	8
2章 安定計算	9
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	9
2.2 水位を考慮するブロックデータ	9
2.3 躯体自重、土砂重量、その他荷重、浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力	11
2.4 土圧・水圧	12
2.5 側壁前面の壁面地盤反力	19
2.6 作用力の集計	20
2.7 浮き上がりに対する検討	22
2.8 安定計算結果	22
2.8.1 杭の設計条件	22
2.8.2 杭の配置	23
2.8.3 水平方向地盤反力係数	24
2.8.4 地盤のバネ定数	24
2.8.5 杭反力および変位量の計算	25
2.8.6 杭の安定計算結果	26
3章 部材の設計	27
3.1 躯体自重、土砂重量、浮力	27
3.2 土圧	28
3.3 側壁の設計	32
3.3.1 水圧	32
3.3.2 側壁前面の壁面地盤反力	33
3.3.3 支点バネ	34
3.3.4 作用力の算定	35
3.3.5 断面力の算定	37
3.3.6 断面計算（許容応力度法）	38
3.4 底版の設計	40
3.4.1 水圧	40

3.4.2 側壁前面の壁面地盤反力	41
3.4.3 支点バネ	43
3.4.4 作用力の算定	43
3.4.5 断面力の算定	45
3.4.6 断面計算（許容応力度法）	46

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

データ名：MANUKU12.f8r (コメント：鉄筋コンクリート用水路構造計算 (杭基礎))

タイトル：U型水路工

コメント：鉄筋コンクリート用水路構造計算 (杭基礎)

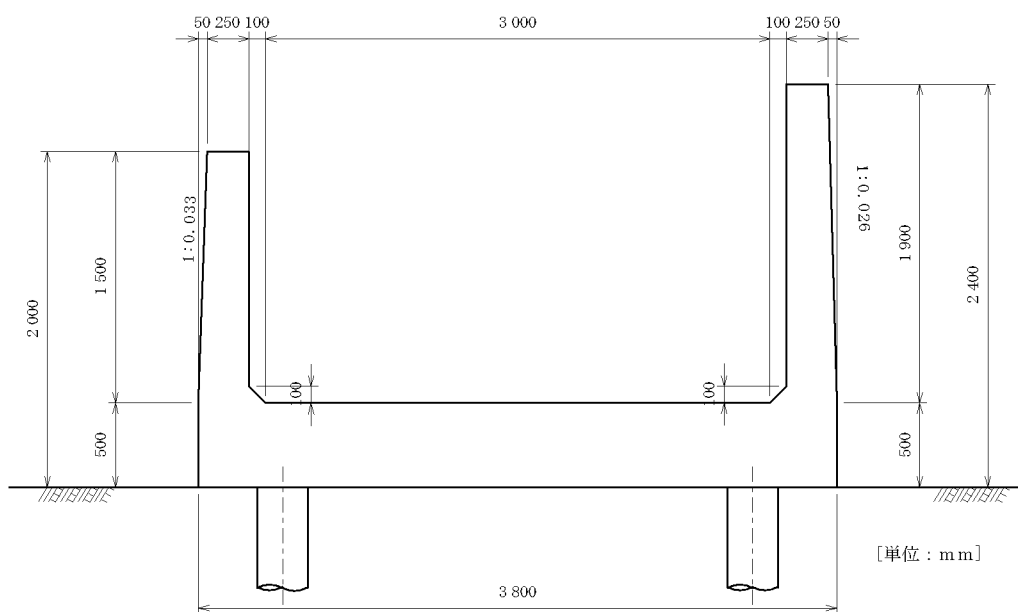
## 1.2 適用基準

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成11年3月

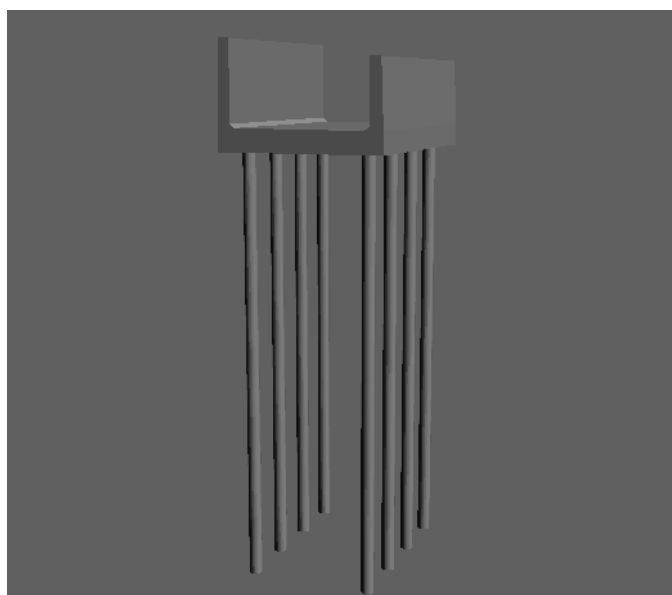
## 1.3 形式

『U型 - A (杭基礎)』

## 1.4 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) B = 5000(mm)



### 1.5 地盤条件

地震規模： 中規模

地域区分： A

地盤種別： I種

### 1.6 使用材料

【コンクリート】 縦壁（鉄筋コンクリート）：  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 底板（鉄筋コンクリート）：  $ck = 24$  (N/mm<sup>2</sup>)

【鉄筋】 種類： SD345

【内部摩擦角】 左側土砂： 25.00 (度)  
 右側土砂： 25.00 (度)

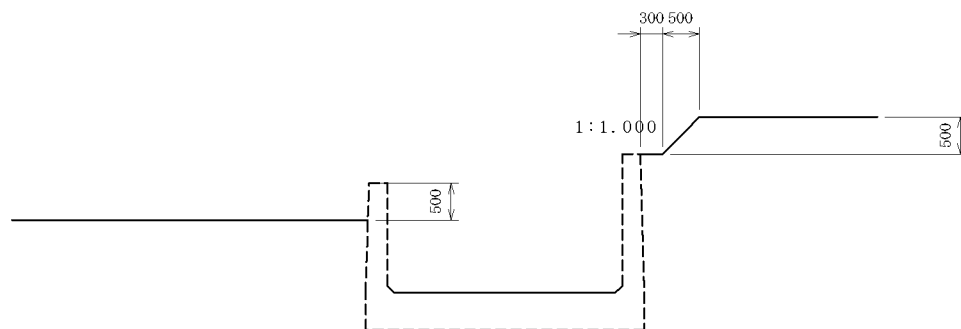
#### 【単位体積重量】

(kN/m<sup>3</sup>)

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
水	浮力算出用	10.000	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	左側	18.000	19.000
	右側	18.000	19.000

【設計水平震度】 躯体：  $Kh = 0.12$   
 土砂(左側)：  $Kh = 0.12$   
 (右側)：  $Kh = 0.12$

### 1.7 土砂



・左側土砂形状

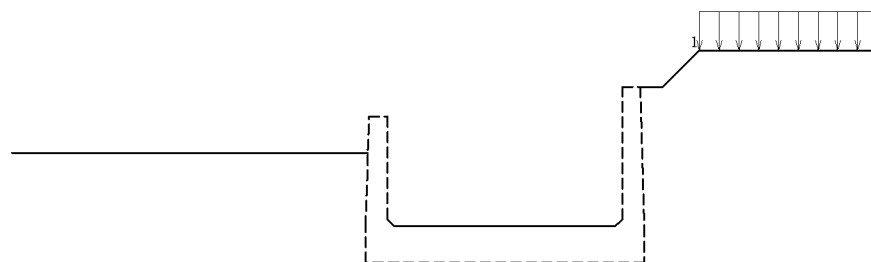
擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.500
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

・右側土砂形状

擁壁天端と地表面始点のレベル差	(m)	0.000
勾配		1.000
盛土高	(m)	0.500
水平部分長	(m)	0.300
土圧を考慮しない高さHr	(m)	0.000

1.8 載荷荷重

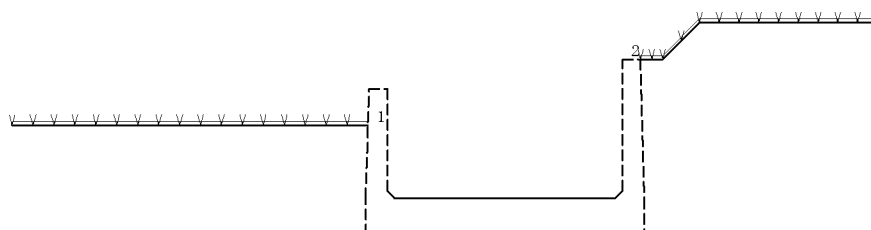
[1]常時



番号	載荷位置 (m)	載荷幅 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )		有効な検討		
			始端側	終端側	安定	豎壁	底板
1	0.800		10.000	0.000			

1.9 雪荷重

[1]常時



番号	作用位置 (m)	荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )	有効な検討		
			安定	豎壁	底板
1	0.000	1.000			
2	0.000	1.000			

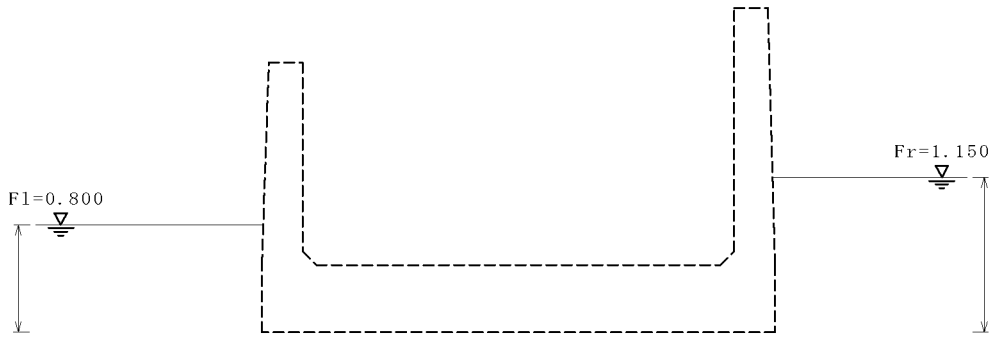
1.10 その他荷重

考慮しない

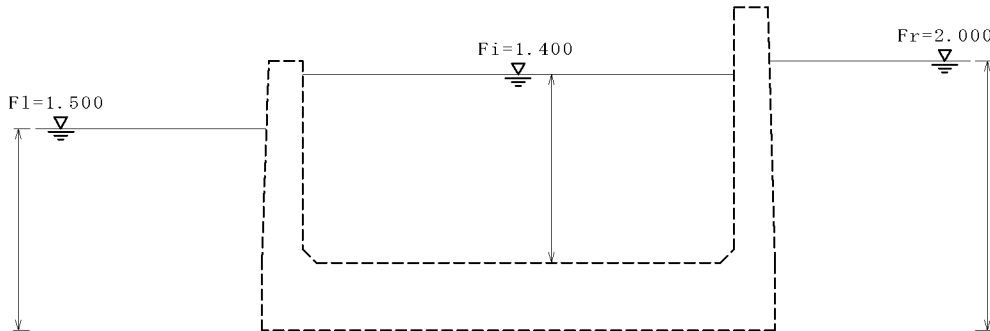
1.11 水位

[1]常時, 地震時

湧水時 : 左側水位Fl = 0.800 m, 内部水位Fi = 0.000 m, 右側水位Fr = 1.150 m



満水時 : 左側水位F1 = 1.500 m, 内部水位Fi = 1.400 m, 右側水位Fr = 2.000 m



### 1.12 浮力

- ・揚圧力として浮力相当分を考慮する

### 1.13 土圧

- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

			常時	地震時
主働土圧	右側	安定計算時	16.667	12.500
		断面計算時	16.667	12.500
	左側	安定計算時	16.667	12.500
		断面計算時	16.667	12.500
受働土圧			16.667	12.500

- ・土圧の仮想背面(左側)は、側壁背面  
" (右側)は、側壁背面
- ・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度(左側) 1.909 (度)  
(右側) 1.507 (度)
- ・側壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度(左側) 1.909 (度)  
(右側) 1.507 (度)
- ・水位以下の土圧算出時の地震時慣性力(左側)は設計水平震度を適用  
" (右側)は設計水平震度を適用  
" (受働)は設計水平震度を適用

### 1.14 水圧

・ 静水圧の取扱い

荷 重 状 態	左 側	内 部	右 側
常 時	考 慮	考 慮	考 慮
地震時	考 慮	考 慮	考 慮

### 1.15 基礎の条件

#### 1.15.1 杭の基本データ

(1) 共通データ

杭 頭 条 件	ヒンジ
杭 先 端 条 件	ヒンジ
杭 の 種 類	鋼管杭
施 工 方 法	打込み(打撃工法)
杭先端バネ定数(せん断) (kN/m)	_____
杭先端バネ定数(回転) (kNm/rad)	_____
杭軸方向バネ定数 $K_v$ (kN/m)	109976.597
杭設計用軸力 ( $P_{min} > 0$ の時)	$P_{min}$
杭の断面計算に用いるモーメント	着目点間にある最大曲げモーメント

(2) 地盤データ

・ 着目点ピッチ 1.000 (m)

番号	層 厚 (m)	E (kN/m <sup>2</sup> )	
		常 時	地震時
1	5.000	5600.000	11200.000
2	5.000	28000.000	56000.000

#### 1.15.2 杭本体データ

- ・ 杭 径(直 径)  $D$  300.0 (mm)
- ・ 錆 代(外 側)  $D_o$  0.0 (mm)
- ・ 錆 代(内 側)  $D_s$  0.0 (mm)
- ・ ヤング 係 数  $E_c$   $20.00 \times 10^4$  (N/mm<sup>2</sup>)

断面	鋼材材質	板厚t (mm)	杭長(m)
1	SKK400	5.0	10.000



## 1.16 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

### 1.16.1 杭の許容支持力

#### (1) 杭の諸元

杭 長 : L = 10.000 (m)

杭の種類 : 支持杭

#### (2) 許容押込み支持力の計算

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

$$R_u = qd \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i) \quad (\text{常時})$$

$$R_u = qd \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE) \quad (\text{地震時})$$

$R_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力(kN)

$n$  : 安全率 3.0(常時) 2.0(地震時)

: 極限支持力推定法による安全率の補正係数 1.0

$R_u$  : 地盤から決まる杭の極限押込み支持力(kN)

$qd$  : 杭先端で支持する単位面積当たりの極限支持力度(kN/m<sup>2</sup>)

$A$  : 杭先端面積(m<sup>2</sup>)

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot 0.3000^2 = 0.071 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\frac{\text{支持層への換算根入れ深さ}}{\text{杭径}} = 3.00$$

設計N値 = 40.0

$$\frac{qd}{N} = 220.0$$

$$qd = 220.0 \cdot 40.0 = 8800.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$U$  : 杭の周長(m)

$$U = \pi \cdot 0.3000 = 0.942 \text{ (m)}$$

$L_i$  : 層厚(m)

$f_i$  : 層の最大周面摩擦力度(kN/m<sup>2</sup>)

DE : 低減係数

#### 1) 常時

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

層No	土質	平均N値	層厚Li(m)	i(kN/m <sup>3</sup> )	Ws(kN)	fi(kN/m <sup>2</sup> )	Li · fi(kN)
1	砂質土	2.0	5.000	10.00	3.534	0.0	0.0
2	砂質土	10.0	5.000	10.00	3.534	20.0	100.0
計			10.000		7.069		100.0

地盤から決まる極限押込み支持力

$$R_u = qd \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i) \\ = 8800.0 \cdot 0.071 + 0.942 \cdot 100.0 = 716.283 \text{ (kN)}$$

許容押込み支持力

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

$$= \frac{1.0}{3.0} \cdot 716.283 = 238.761 \text{ (kN)}$$

#### 2) 地震時

周面摩擦力および杭で置き換えられる部分の土の有効重量

層 No	土質	平均 N値	層厚 Li (m)	i (kN/m <sup>3</sup> )	Ws (kN)	fi (kN/m <sup>2</sup> )	DE	Li · fi · DE (kN)
1	砂質土	2.0	5.000	10.00	3.534	0.0	1.000	0.0
2	砂質土	10.0	5.000	10.00	3.534	20.0	1.000	100.0
計			10.000		7.069			100.0

地盤から決まる極限押込み支持力

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot (L_i \cdot f_i \cdot DE)$$

$$= 8800.0 \cdot 0.071 + 0.942 \cdot 100.0 = 716.283 \text{ (kN)}$$

許容押込み支持力

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u$$

$$= \frac{1.0}{2.0} \cdot 716.283 = 358.142 \text{ (kN)}$$

(3) 許容引抜き力の計算

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u$$

$$P_u = U \cdot (L_i \cdot f_i)$$

$P_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力(kN)

$n$  : 安全率 6.0(常時) 3.0(地震時)

$P_u$  : 地盤から決まる杭の極限引抜き力(kN)

許容引抜き力

1) 常時

地盤から決まる極限引抜き力

$$P_u = U \cdot \sum L_i \cdot f_i$$

$$= 0.942 \cdot 100.0 = 94.248 \text{ (kN)}$$

許容引抜き力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u$$

$$= \frac{1}{6.0} \cdot 94.248 = 15.708 \text{ (kN)}$$

2) 地震時

地盤から決まる極限引抜き力

$$P_u = U \cdot \sum L_i \cdot f_i$$

$$= 0.942 \cdot 100.0 = 94.248 \text{ (kN)}$$

許容引抜き力

$$P_a = \frac{1}{n} \cdot P_u$$

$$= \frac{1}{3.0} \cdot 94.248 = 31.416 \text{ (kN)}$$

1.16.2 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容変位量 (cm)	許容押込力 (kN)	許容引抜力 (kN)
常時	1.50	238.800	-15.700
地震時	2.00	358.142	-31.416

1.16.3 部材の許容応力度

(1)鉄筋コンクリート部材

1) 豎壁 (水中部材)

(N/mm<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 <small>ca</small>	鉄筋の引張応力度 <small>sa</small>	せん断応力度	
				<small>a1</small>	<small>a2</small>
常時	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

2) 底版 (水中部材)

(N/mm<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 <small>ca</small>	鉄筋の引張応力度 <small>sa</small>	せん断応力度	
				<small>a1</small>	<small>a2</small>
常時	1.00	8.000	160.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

ここに、

- a1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度
- a2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

(2)その他の部材

1) 基礎 (一般部材)

(N/mm<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	割増係数	圧 縮 応 力 度	引 張 応 力 度	せん断 応 力 度
常時	1.00	140.000	140.000	80.000
地震時	1.50	210.000	210.000	120.000

## 2章 安定計算

### 2.1 水位を考慮しないブロックデータ

#### (1) 躯体自重

##### 1) ブロック割り



##### 2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.250 × 1.900 × 1.000	0.475	3.625	1.450	1.722	0.689	
2	1/2 × 0.050 × 1.900 × 1.000	0.047	3.767	1.133	0.179	0.054	
3	1/2 × 0.050 × 1.500 × 1.000	0.038	0.033	1.000	0.001	0.038	
4	0.250 × 1.500 × 1.000	0.375	0.175	1.250	0.066	0.469	
5	1/2 × 0.100 × 0.100 × 1.000	0.005	3.467	0.533	0.017	0.003	
6	1/2 × 0.100 × 0.100 × 1.000	0.005	0.333	0.533	0.002	0.003	
7	3.800 × 0.500 × 1.000	1.900	1.900	0.250	3.610	0.475	
		2.845	—	—	5.597	1.729	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 5.597 / 2.845 = 1.967 \text{ (m)}$$

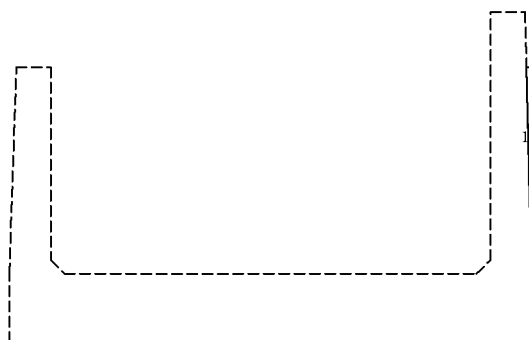
$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 1.729 / 2.845 = 0.608 \text{ (m)}$$

### 2.2 水位を考慮するブロックデータ

#### (1) 背面水

[1]地震時 (満水時)

##### 1) ブロック割り



2)体積・重心

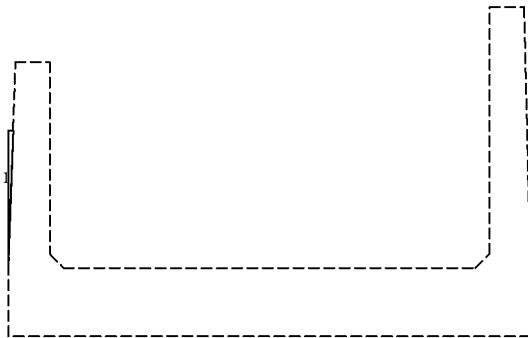
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.040 × 1.500 × 1.000	0.030	3.787	1.500	0.112	0.044	
		0.030	—	—	0.112	0.044	

重心位置  $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.112 / 0.030 = 3.787$  (m)  
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 0.044 / 0.030 = 1.500$  (m)

(2)前面水

[1]地震時 (満水時)

1)ブロック割り



2)体積・重心

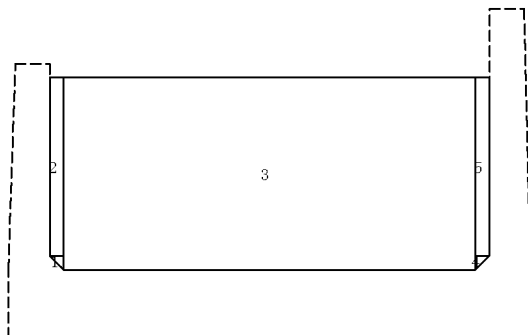
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.033 × 1.000 × 1.000	0.017	0.011	1.167	0.000	0.019	
		0.017	—	—	0.000	0.019	

重心位置  $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 0.000 / 0.017 = 0.011$  (m)  
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 0.019 / 0.017 = 1.167$  (m)

(3)中詰土砂，内部水重

[1]地震時 (満水時)

1)ブロック割り



2)体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.100 × 0.100 × 1.000	0.005	0.367	0.567	0.002	0.003	

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
2	0.100 × 1.300 × 1.000	0.130	0.350	1.250	0.045	0.162	
3	3.000 × 1.400 × 1.000	4.200	1.900	1.200	7.980	5.040	
4	1/2 × 0.100 × 0.100 × 1.000	0.005	3.433	0.567	0.017	0.003	
5	0.100 × 1.300 × 1.000	0.130	3.450	1.250	0.448	0.162	
		4.470	——	——	8.493	5.371	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.493 / 4.470 = 1.900 \text{ (m)} \\ YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 5.371 / 4.470 = 1.201 \text{ (m)} \end{aligned}$$

## 2.3 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力、水平力

### (1) 自重による作用力

#### [1] 地震時

位置	鉛直力 $W = \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
側壁	24.500 × 0.945 = 23.153	2.102
底板	24.500 × 1.900 = 46.550	1.900

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
側壁	23.153 × 0.12 = 2.778	1.327
底板	46.550 × 0.12 = 5.586	0.250

### (2) 土砂重量，浮力

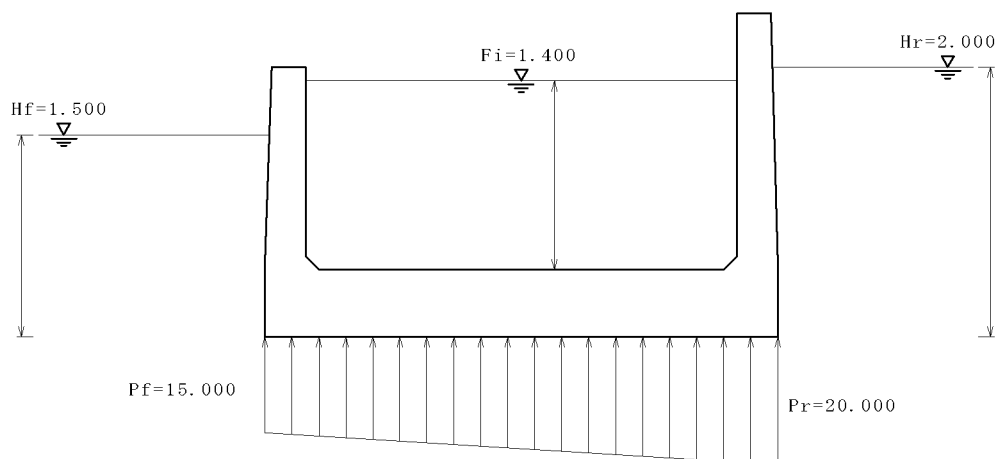
#### [1] 地震時（満水時）

##### 1) 水重による作用力

位置	鉛直力 $W = \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
水重(内部)	10.000 × 4.470 = 44.700	1.900

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
水重(内部)	44.700 × 0.120 = 5.364	1.201

## 2)浮力の算出



左側水位  $H_f = 1.500$  (m)  
 右側水位  $H_r = 2.000$  (m)

フーチング左側での水圧強度  $P_f = 15.000$  (kN/m<sup>2</sup>)  
 フーチング右側での水圧強度  $P_r = 20.000$  (kN/m<sup>2</sup>)

躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c \cdot \lambda = 66.500 \text{ (kN)}$$

作用位置 (フーチング左側から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 1.990 \text{ (m)}$$

ここに、

$B_j$  : 土圧方向フーチング幅  $B_j = 3.800$  (m)  
 $B_c$  : 直角方向フーチング幅  $B_c = 1.000$  (m)  
 : 浮力の低減係数 = 1.000

## (3)自重集計

[1]地震時 (満水時)

	重量 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	作用位置(m)		モーメント(kN.m)	
			$X_i$	$Y_i$	$N_i \cdot X_i$	$H_i \cdot Y_i$
躯体	69.702	8.364	1.967	0.608	137.118	5.084
水重(背面)	0.296	0.000	3.787	0.000	1.121	0.000
水重(前面)	0.167	0.000	0.012	0.000	0.002	0.000
水重(内部)	44.700	5.364	1.900	1.201	84.930	6.445
合計	114.865	13.728	—	—	223.171	11.526

## 2.4 土圧・水圧

[1]地震時 (満水時)

右側主働土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置（左端部からの距離）	xp =	3.813 m
	yp =	0.000 m
仮想背面の高さ	H =	2.400 m
水位面より上の高さ	H1 =	0.400 m
水位面より下の高さ	H2 =	2.000 m
仮想背面が鉛直面となす角度	=	1.507 °
土砂の単位体積重量	s =	18.000 kN/m <sup>3</sup>
土砂のせん断抵抗角	=	25.000 °
地表面が水平面となす角度	=	0.000 °
壁面摩擦角	= 1 / 2 =	12.500 °

盛土等分布荷重換算係数  $I_w$

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w}\right)$$

$$= 1 + \left(\frac{0.550}{2.400}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{0.550}{2.400}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{0.550}{2.400}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{0.550}{2.400}\right)$$

$$= 0.75568$$

盛土荷重の換算等分布荷重  $q_w$

$$q_w = \gamma \cdot H_s \cdot I_w$$

$$= 18.000 \times 0.500 \times 0.75568$$

$$= 6.801 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

- X : 仮想距離(m) ,  $X1 + X2 / 2$
- X1 : 盛土の水平部分長(m) ,  $X1 = 0.300$
- X2 : 盛土の勾配部分長(m) ,  $X2 = 0.500$
- $H_w$  : 躯体全高(m)
- $H_s$  :  $H_0 + H_1$ (m)
- $H_0$  : 盛土高(m) ,  $H_0 = 0.500$
- $H_1$  : 換算盛土高(m) ,  $H_1 = q / \gamma = 0.000$
- q : 地表面載荷荷重(kN/m<sup>2</sup>) ,  $q = 0.000$

水位以上の地震時合成角

$$= \tan^{-1}kH = \tan^{-1}0.12 = 6.843 \text{ °}$$



水位以上の主動土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.507^\circ - 6.843^\circ)}{\cos 6.843^\circ \cdot \cos^2 1.507^\circ \cdot \cos(1.507^\circ + 12.500^\circ + 6.843^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 12.500^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ - 6.843^\circ)}{\cos(1.507^\circ + 12.500^\circ + 6.843^\circ) \cdot \cos(1.507^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.4704
 \end{aligned}$$

ただし、 $\phi - \alpha - \theta < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta) = 0$ とする。

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 6.801 \times 0.4704 = 3.199 \text{ kN/m}^2$$

水位上面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.4704 \times 18.000 \times 0.400 + 3.199 \\
 &= 6.587 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位下面での土圧

$$p3 = p2 = 6.587 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p4 &= K' \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H2 + p3 \\
 &= 0.4704 \times (19.000 - 10.000) \times 2.000 + 6.587 \\
 &= 15.055 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (3.199 + 6.587) \times 0.400 = 1.957 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p3 + p4) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (6.587 + 15.055) \times 2.000 = 21.641 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 1.957 + 21.641 = 23.598 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \theta) = 23.598 \times \cos(1.507^\circ + 12.500^\circ) = 22.896 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \theta) = 23.598 \times \sin(1.507^\circ + 12.500^\circ) = 5.712 \text{ kN}$$

作用位置

$$M1 = P1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right)$$

$$= 1.957 \times \left( \frac{2 \times 3.199 + 6.587}{3.199 + 6.587} \times \frac{0.400}{3} + 2.000 \right)$$

$$= 4.260 \text{ kN.m}$$

$$M2 = P2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p3 + p4}{p3 + p4} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 21.641 \times \left( \frac{2 \times 6.587 + 15.055}{6.587 + 15.055} \times \frac{2.000}{3} \right)$$

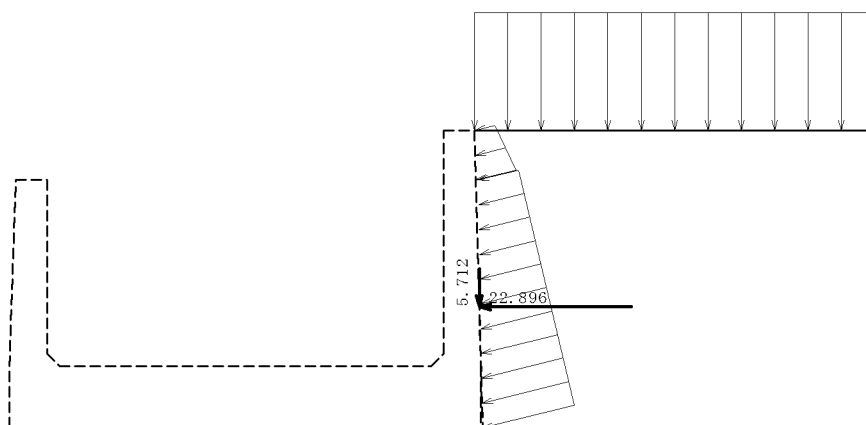
$$= 18.828 \text{ kN.m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{4.260 + 18.828}{1.957 + 21.641} = 0.978 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \theta = 3.813 - 0.978 \times \tan 1.507^\circ = 3.787 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.978 = 0.978 \text{ m}$$

・土圧図



左側主動土圧

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想背面の位置（左端部からの距離）  $xp = -0.017 \text{ m}$

$yp = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ  $H = 1.500 \text{ m}$

水位面より上の高さ  $H1 = 0.000 \text{ m}$

水位面より下の高さ  $H2 = 1.500 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度  $= 1.909^\circ$

土砂の単位体積重量  $s = 18.000 \text{ kN/m}^3$

土砂のせん断抵抗角  $= 25.000^\circ$

地表面が水平面となす角度  $= 0.000^\circ$

壁面摩擦角  $= 1/2 = 12.500^\circ$

水位以上の地震時合成角  
 $= \tan^{-1}kH = \tan^{-1}0.12 = 6.843^\circ$

水位以上の主動土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \delta + \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.909^\circ - 6.843^\circ)}{\cos 6.843^\circ \cdot \cos^2 1.909^\circ \cdot \cos(1.909^\circ + 12.500^\circ + 6.843^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 12.500^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ - 6.843^\circ)}{\cos(1.909^\circ + 12.500^\circ + 6.843^\circ) \cdot \cos(1.909^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 0.4734
 \end{aligned}$$

ただし、 $\phi - \alpha - \theta < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta) = 0$ とする。

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 0.4734 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位上面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 0.4734 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000 \\
 &= 0.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位下面での土圧

$$p3 = p2 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p4 &= K' \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H2 + p3 \\
 &= 0.4734 \times (19.000 - 10.000) \times 1.500 + 0.000 \\
 &= 6.391 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p3 + p4) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 6.391) \times 1.500 = 4.794 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 0.000 + 4.794 = 4.794 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha + \theta) = 4.794 \times \cos(1.909^\circ + 12.500^\circ) = -4.643 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$Pv = P \cdot \sin(\alpha + \theta) = 4.794 \times \sin(1.909^\circ + 12.500^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

作用位置

$$M1 = P1 \cdot \left( \frac{2 \cdot p1 + p2}{p1 + p2} \cdot \frac{H1}{3} + H2 \right)$$

$$= 0.000 \times \left( \frac{2 \times 0.000 + 0.000}{0.000 + 0.000} \times \frac{0.000}{3} + 1.500 \right)$$

$$= 0.000 \text{ kN.m}$$

$$M2 = P2 \cdot \left( \frac{2 \cdot p3 + p4}{p3 + p4} \cdot \frac{H2}{3} \right)$$

$$= 4.794 \times \left( \frac{2 \times 0.000 + 6.391}{0.000 + 6.391} \times \frac{1.500}{3} \right)$$

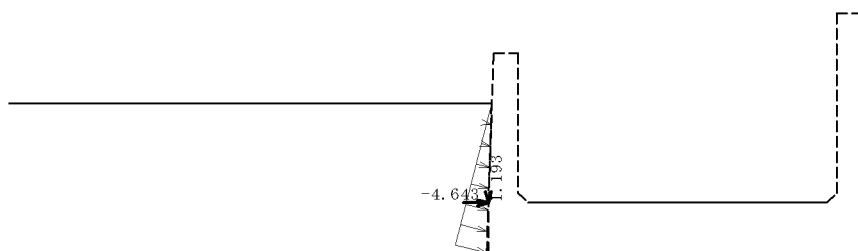
$$= 2.397 \text{ kN.m}$$

$$Ho = \frac{M1 + M2}{P1 + P2} = \frac{0.000 + 2.397}{0.000 + 4.794} = 0.500 \text{ m}$$

$$x = xp - Ho \cdot \tan \theta = -0.017 - 0.500 \times \tan 1.909^\circ = 0.000 \text{ m}$$

$$y = yp + Ho = 0.000 + 0.500 = 0.500 \text{ m}$$

・土圧図



受働土圧

土圧はクーロン式により求める。

仮想地表面までの高さ	H = 1.500 m
水位面より上の高さ	H1 = 0.000 m
水位面より下の高さ	H2 = 1.500 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	= 1.909 °
土砂の単位体積重量	s = 18.000 kN/m³
土砂のせん断抵抗角	= 25.000 °
地表面が水平面となす角度	= 0.000 °
壁面摩擦角	= 1 / 2 = 12.500 °
水位以上の地震時合成角	
	= tan <sup>-1</sup> kH = tan <sup>-1</sup> 0.12 = 6.843 °

水位以上の受働土圧係数は、

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta - \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \delta - \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(25.00^\circ + 1.909^\circ - 6.843^\circ)}{\cos 6.843^\circ \cdot \cos^2 1.909^\circ \cdot \cos(1.909^\circ - 12.500^\circ - 6.843^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 12.500^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ + 0.000^\circ - 6.843^\circ)}{\cos(1.909^\circ - 12.500^\circ - 6.843^\circ) \cdot \cos(1.909^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 3.0384
 \end{aligned}$$

ただし、 $\phi + \beta - \theta < 0$ のときは $\sin(\phi + \beta - \theta) = 0$ とする。

土圧作用面上端土圧

$$p_1 = q \cdot K = 0.000 \times 3.0384 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位上面での土圧

$$\begin{aligned}
 p_2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H_1 + p_1 \\
 &= 3.0384 \times 18.000 \times 0.000 + 0.000 \\
 &= 0.000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位下面での土圧

$$p_3 = p_2 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$\begin{aligned}
 p_4 &= K' \cdot (\gamma_{\text{sat}} - \gamma_w) \cdot H_2 + p_3 \\
 &= 3.0384 \times (19.000 - 10.000) \times 1.500 + 0.000 \\
 &= 41.018 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

水位以上の土圧力

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_2) \cdot H_1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 0.000) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_3 + p_4) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 41.018) \times 1.500 = 30.764 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 0.000 + 30.764 = 30.764 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha - \theta) = 30.764 \times \cos(1.909^\circ - 12.500^\circ) = -30.240 \text{ kN}$$

静水圧

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

$$Y = \frac{h}{3}$$

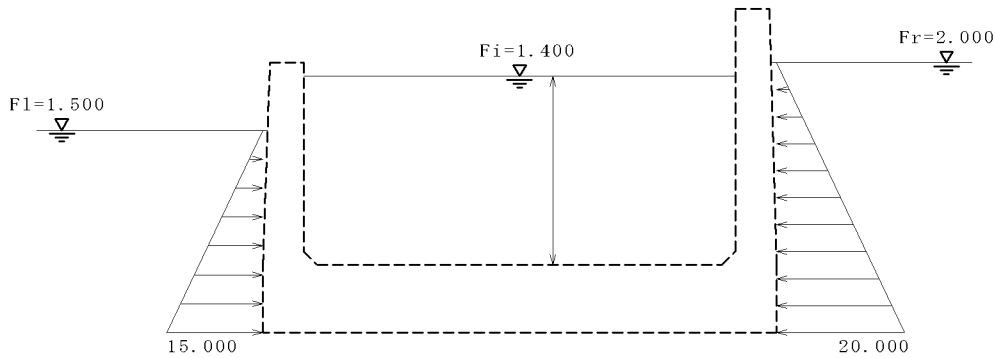
ここに、

w : 水の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>), w = 10.000

h : 水位 (m)

Y : 作用位置 (m)

[1]地震時 (満水時)



	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
左側	1.500	-11.250	0.500
右側	2.000	20.000	0.667

2.5 側壁前面の壁面地盤反力

力の釣り合いより、

$$Pr0 + Pr1 = P10 + Rp + Rl$$

$$Rp + Rl = Pr0 + Pr1 - P10$$

$$\delta \left( \frac{n \cdot K1}{L} + \frac{kh \cdot H}{2} \right) = Pr0 + Pr1 - P10$$

ここに、

Pr0 : 主働側に作用する主働土圧及び水圧の合力(kN)

Pr1 : 慣性力及びその他の水平力の合力(kN)

P10 : 受働側に作用する主働土圧及び水圧の合力(kN)

$$R_p = \frac{n \cdot K1 \cdot \delta}{L}$$

ここに、

- R<sub>p</sub> : 杭頭に生じる杭頭反力(kN)
- n : 杭本数, n=8
- K1 : 杭頭のパネ定数(kN/m)
- δ : 杭頭の水平変位(m)

但し、R<sub>I</sub> + P<sub>I0</sub>は受働土圧P<sub>p</sub>を越えることはできない。

受働土圧を越える場合は R<sub>p</sub> = P<sub>r0</sub> + P<sub>r1</sub> - P<sub>p</sub>

$$R_I = \frac{kh \cdot \delta \cdot H}{2}$$

ここに、

- R<sub>I</sub> : 受働側前面に生じる地盤反力の合力(kN)
- kh : 受働側前面の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)
- H : 土圧作用面の高さ(m)
- L : 奥行き方向幅(m), L= 5.000

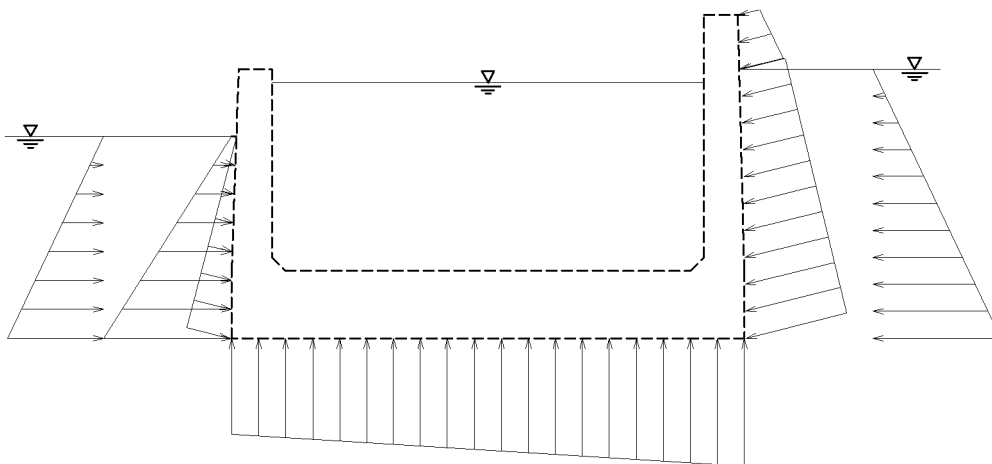
荷重状態(水位)	K1 (kN/m)	kh (kN/m <sup>3</sup> )	P <sub>r0</sub> (kN)	P <sub>r1</sub> (kN)	P <sub>I0</sub> (kN)	(m)
地震時(満水時)	4569.028	177717.313	42.896	13.728	15.893	0.00029

荷重状態(水位)	H (m)	R <sub>p</sub> (kN)	R <sub>I</sub> (kN)	R <sub>I</sub> + P <sub>I0</sub> (kN)	P <sub>p</sub> (kN)
地震時(満水時)	1.500	15.135	25.597	41.490 >	30.240

## 2.6 作用力の集計

### (1)フーチング前面での作用力の集計

[1]地震時(満水時)



項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
自重	114.865	13.728	1.943	0.840	223.171	11.526

項目	鉛直力 N <sub>i</sub> (kN)	水平力 H <sub>i</sub> (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M <sub>xi</sub> = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub>	M <sub>yi</sub> = H <sub>i</sub> · Y <sub>i</sub>
浮力	-66.500	0.000	1.990	0.000	-132.367	0.000
右側水圧	0.000	20.000	0.000	0.667	0.000	13.333
左側水圧	0.000	-11.250	0.000	0.500	0.000	-5.625
右側土圧	5.712	22.896	3.787	0.978	21.633	22.402
左側土圧	0.000	-4.643	0.000	0.500	0.000	-2.322
前面反力	0.000	-25.597	0.000	0.500	0.000	-12.798
合計	54.077	15.135	—————	—————	112.438	26.516

荷重状態(水位)	N <sub>o</sub> (kN)	H <sub>o</sub> (kN)	M <sub>o</sub> (kN.m)
地震時(満水時)	54.077	15.135	85.922

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : N<sub>c</sub> = N<sub>o</sub> (kN)  
 水平力 : H<sub>c</sub> = H<sub>o</sub> (kN)  
 回転モーメント : M<sub>c</sub> = N<sub>o</sub> · B<sub>j</sub> / 2.0 - M<sub>o</sub> (kN.m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 : B<sub>j</sub> = 3.800 (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (kN.m)
地震時(満水時)	54.077	15.135	16.825

全幅(5.000m)当り

荷重状態(水位)	N <sub>c</sub> (kN)	H <sub>c</sub> (kN)	M <sub>c</sub> (kN.m)
地震時(満水時)	270.387	75.673	84.125



## 2.7 浮き上がりに対する検討

$$F_s = \frac{\sum V_u + \alpha \cdot P_v}{U}$$

ここに、

$V_u$  : 浮力及び土圧の鉛直成分を除いた鉛直荷重の合計 (kN)

$\alpha$  : 土圧の鉛直成分の有効率、  $\alpha = 0.500$

$P_v$  : 土圧の鉛直成分 (kN)

$U$  : 浮力 (kN)

荷重状態 (水位)	$V_u$ (kN)	$P_v$ (kN)	$U$ (kN)	安全率 $f_s$	必要 安全率 $f_{sa}$
常時 (満水時)	114.865	8.952	66.500	1.795	1.100

## 2.8 安定計算結果

### 2.8.1 杭の設計条件

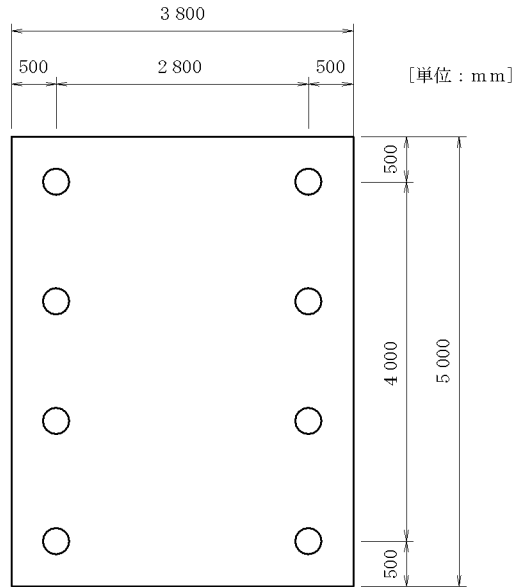
#### (1) 基本データ

杭頭条件		ヒンジ
杭先端条件		ヒンジ
杭の種類		鋼管杭
施工方法		打込み (打撃工法)
杭先端バネ定数 (せん断)		—————
杭先端バネ定数 (回転)		—————
杭 長		10.000 (m)
突出長		0.000 (m)
外径		300.0 (mm)
外側錆代	t1	0.0 (mm)
内側錆代	t2	0.0 (mm)
ヤング係数	E	$20.0 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )

#### (2) 断面データ

断面		1
鋼材材質		SKK400
板厚 t (mm)		5.0
設計外径 (mm)	$d_1 = d - 2 \cdot t_1$	300.0
設計内径 (mm)	$d_2 = d - 2 \cdot (t - t_2)$	290.0
断面積 (cm <sup>2</sup> )	$A = \pi / 4 \cdot (d_1^2 - d_2^2)$	46.3385
断面係数 (cm <sup>3</sup> )	$Z = \pi / 64 \cdot (d_1^4 - d_2^4) / (d_1 / 2)$	336.1469
断面二次モーメント (cm <sup>4</sup> )	$I = \pi / 64 \cdot (d_1^4 - d_2^4)$	5042.2033

2.8.2 杭の配置



土圧方向 杭列数：2列

列番号	位置 $X_i$ (m)	杭本数 $N_i$ (本)	角度 (度)	角度をもつ本数 (本)
1	1.400	4	0.0	0
2	-1.400	4	0.0	0

直角方向 杭列数：4列

列番号	位置 $Z_i$ (m)	杭本数 $N_i$ (本)
1	2.000	2
2	0.667	2
3	-0.667	2
4	-2.000	2

### 2.8.3 水平方向地盤反力係数

$$K_h = K_{h0} \left( \frac{Bh}{0.3} \right)^{-3/4}$$

$$K_{h0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_o$$

ここに、

$K_h$  : 水平方向地盤係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$K_{h0}$  : 直径0.3mの剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

$E_o$  : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$Bh$  : 荷重の作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)。 $Bh$ を算定する際の $K_h$ は常時の値とし、設計地盤面から1/ までの深さの平均的な値とする。

$$Bh = \sqrt{D/\beta} = 0.765 \quad (\text{m})$$

$$1/ = 1.952766 \quad (\text{m})$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_h \cdot D}{4 \cdot E \cdot I}} = 0.512094 \quad (\text{m}^{-1})$$

$$\text{常時の } 1/ \text{ の範囲の平均値 } K_h = 9246.73145 \quad (\text{kN/m}^3)$$

1/ : 水平抵抗に関する地盤の深さ (m) で、基礎の長さ以下とする。

$\beta$  : 基礎の特定値 (m<sup>-1</sup>)

$D$  : 荷重方向に直交する基礎の載荷幅 (m)  $D = 0.3000$

$E$  : 杭のヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)  $E = 200000000.0$

$I$  : 杭の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)  $I = 0.000050422$

番号	層厚 (m)	常時			DE	地震時		
		Eo (kN/m <sup>2</sup> )	水平方向地盤反力係数			Eo (kN/m <sup>2</sup> )	水平方向地盤反力係数	
			(N/cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )			(N/cm <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
1	5.000	5600.000	9.247	9246.732	1.000	11200.000	18.493	18493.463
2	5.000	28000.000	46.234	46233.658	1.000	56000.000	92.467	92467.317

### 2.8.4 地盤のバネ定数

#### (1) 杭の軸方向バネ定数

$$K_v = a \cdot \frac{A_p \cdot E_p}{L} = 1099765.973 \quad (\text{N/cm}) = 109976.597 \quad (\text{kN/m})$$

ここに、

$K_v$  : 杭の軸方向バネ定数

$a$  : 施工法別に杭の根入れ比 (L/D) から決まる係数

$$a = 0.014 \cdot (L/D) + 0.720 = 1.187$$

$A_p$  : 杭の断面積  $A_p = 0.0046 \quad (\text{m}^2)$

$E_p$  : 杭体のヤング係数  $E_p = 200000.0000 \quad (\text{N/mm}^2)$

$L$  : 杭長  $L = 10.0000 \quad (\text{m})$

$D$  : 杭径  $D = 0.3000 \quad (\text{m})$

(2)杭の軸直角方向バネ定数

バネ定数	常時	地震時
K1 (kN/m)	2727.881	4569.028
K2 (kN/rad)	0.000	0.000
K3 (kN.m/m)	0.000	0.000
K4 (kN.m/rad)	0.000	0.000

K1, K3 : 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させるとき、杭頭に作用させるべき軸直角方向力(kN/m)および曲げモーメント(kN.m/m)

K2, K4 : 杭頭部に移動を生じないようにして、杭頭部を単位量だけ回転させるとき、杭頭部に作用させるべき土圧直角方向力(kN/rad)および曲げモーメント(kN.m/rad)

2.8.5 杭反力および変位量の計算

(1)変位法による計算

$$\begin{aligned} A_{xx} \cdot x + A_{xy} \cdot y + A_{xa} \cdot a &= H_o \\ A_{yx} \cdot x + A_{yy} \cdot y + A_{ya} \cdot a &= V_o \\ A_{ax} \cdot x + A_{ay} \cdot y + A_{aa} \cdot a &= M_o \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{xx} &= (K_1 \cdot \cos^2 i + K_v \cdot \sin^2 i) \\ A_{xy} = A_{yx} &= (K_v - K_1) \cdot \sin i \cdot \cos i \\ A_{xa} = A_{ax} &= \{(K_v - K_1) \cdot X_i \cdot \sin i \cdot \cos i - K_2 \cdot \cos i\} \\ A_{yy} &= (K_v \cdot \cos^2 i + K_1 \cdot \sin^2 i) \\ A_{ya} = A_{ay} &= \{(K_v \cdot \cos^2 i + K_1 \cdot \sin^2 i) \cdot X_i + K_2 \cdot \sin i\} \\ A_{aa} &= \{(K_v \cdot \cos^2 i + K_1 \cdot \sin^2 i) \cdot X_i^2 + (K_2 + K_3) \cdot X_i \cdot \sin i + K_4\} \end{aligned}$$

ここに、

- H<sub>o</sub> : フーチング底面より上に作用する水平荷重(kN)
- V<sub>o</sub> : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重(kN)
- M<sub>o</sub> : 原点0のまわりの外力のモーメント(kN.m)
- x : 原点0の水平変位量(m)
- y : 原点0の鉛直変位量(m)
- a : フーチングの回転角(rad)
- X<sub>i</sub> : i番目の枕の杭頭X座標(m)
- i : i番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度(度)

$$\begin{aligned} \text{常時} \quad A &= \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.18230E+004 & 0.00000E+000 & 0.00000E+000 \\ 0.00000E+000 & 8.79813E+005 & 0.00000E+000 \\ 0.00000E+000 & 0.00000E+000 & 1.72443E+006 \end{bmatrix} \\ A^{-1} &= \begin{bmatrix} 4.58231E-005 & 0.00000E+000 & 0.00000E+000 \\ 0.00000E+000 & 1.13661E-006 & 0.00000E+000 \\ 0.00000E+000 & 0.00000E+000 & 5.79901E-007 \end{bmatrix} \end{aligned}$$

地震時

$$A = \begin{bmatrix} A_{xx} & A_{xy} & A_{xa} \\ A_{yx} & A_{yy} & A_{ya} \\ A_{ax} & A_{ay} & A_{aa} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 3.65522E+004 & 0.00000E+000 & 0.00000E+000 \\ 0.00000E+000 & 8.79813E+005 & 0.00000E+000 \\ 0.00000E+000 & 0.00000E+000 & 1.72443E+006 \end{bmatrix}$$

$$A^{-1} = \begin{bmatrix} 2.73581E-005 & 0.00000E+000 & 0.00000E+000 \\ 0.00000E+000 & 1.13661E-006 & 0.00000E+000 \\ 0.00000E+000 & 0.00000E+000 & 5.79901E-007 \end{bmatrix}$$

(2) 杭頭変位

荷重状態 (水位)	水平変位 (cm) <sup>x</sup>	鉛直変位 (cm) <sup>y</sup>	回転変位 (rad)
地震時(満水時)	0.207	0.031	0.00004878

(3) 杭反力

[1]地震時 (満水時)

列番号	杭属性	PNi (kN)	PHi (kN)	Mti (kN.m)
1	直	41.310	9.459	0.000
2	直	26.287	9.459	0.000

2.8.6 杭の安定計算結果

荷重状態 (水位)	変位量 (cm)		押込力 (kN)		引抜力 (kN)	
	計算値	許容値	計算値	許容値	計算値	許容値
地震時(満水時)	0.207	2.00	41.310	358.142	26.287 >	-31.416

### 3章 部材の設計

#### 3.1 躯体自重、土砂重量、浮力

##### 1) 躯体自重

##### [1] 常時

##### ・側壁鉛直力

位 置	$W = \quad \cdot A$ (kN/m <sup>2</sup> )
左側壁天端	24.500 × 0.250 = 6.125
左側壁基部	24.500 × 0.300 = 7.350
右側壁天端	24.500 × 0.250 = 6.125
右側壁基部	24.500 × 0.300 = 7.350

##### ・底版鉛直力

$$W = N / B$$

$$= 46.550 / 3.500$$

$$= 13.300 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

N : 底版総重量(kN)

B : 底版軸線幅(m)

##### 2) 浮力

$$p_l = H_f \cdot G_w$$

$$p_r = H_r \cdot G_w$$

$$p_l' = \left( p_l + \frac{p_r - p_l}{B} \times \frac{T_l}{2} \right) \times \gamma$$

$$p_r' = \left( p_r + \frac{p_l - p_r}{B} \times \frac{T_r}{2} \right) \times \gamma$$

但し、底版の張り出しがある場合は  $p_l' = p_l$  ,  $p_r' = p_r$

ここに、

$p_l$  : 底版全幅左端の水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$p_r$  : 底版全幅右端の水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$p_l'$  : 底版軸線左端の水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$p_r'$  : 底版軸線右端の水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)

$H_f$  : 前面水位(m)

$H_r$  : 背面水位(m)

$T_l$  : 左側壁厚(m) ,  $T_l = 0.300$

$T_r$  : 右側壁厚(m) ,  $T_r = 0.300$

B : 底版全幅(m) , B = 3.500

G : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>) ,  $G_w = 10.000$

: 浮力の低減係数 , = 1.000

荷重状態(水位)	$H_f$ (m)	$H_r$ (m)	$p_l$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_r$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_l'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$p_r'$ (kN/m <sup>2</sup> )
常時(湯水時)	0.800	1.150	8.000	11.500	8.138	11.362

底版軸線から外れる浮力を格点に集中荷重として考慮する

$$P_l = \frac{pl + pl'}{2} \times \frac{T_l}{2} \times \gamma$$

$$P_r = \frac{pr + pr'}{2} \times \frac{T_r}{2} \times \gamma$$

ここに、

$P_l$  : 底版軸線左端の集中荷重 (kN/m)

$P_r$  : 底版軸線右端の集中荷重 (kN/m)

: 浮力の低減係数,  $= 1.000$

荷重状態 (水位)	$P_l$ (kN/m)	$P_r$ (kN/m)
常時 (湧水時)	1.210	1.715

### 3.2 土圧

[1]常時 (湧水時)

裏込め土 (右側)

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の高さ	$H = 2.150 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 1.250 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.900 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 1.507^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$= 25.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 16.667^\circ$

盛土等分布荷重換算係数  $I_w$

$$I_w = 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{X}{H_w}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{X}{H_w}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{X}{H_w}\right)$$

$$= 1 + \left(\frac{0.856}{2.400}\right)^2 - \frac{2}{\pi} \left\{ 1 + \left(\frac{0.856}{2.400}\right)^2 \right\} \tan^{-1} \left(\frac{0.856}{2.400}\right) - \frac{2}{\pi} \left(\frac{0.856}{2.400}\right)$$

$$= 0.65443$$

盛土荷重の換算等分布荷重  $q_w$

$$q_w = \gamma \cdot H_s \cdot I_w$$

$$= 18.000 \times 1.111 \times 0.65443$$

$$= 13.089 \text{ kN/m}^2$$

ここに、

- X : 仮想距離(m) ,  $X1 + X2 / 2$
- X1 : 盛土の水平部分長(m) ,  $X1 = 0.300$
- X2 : 盛土の勾配部分長(m) ,  $X2 = 1.111$
- H<sub>w</sub> : 躯体全高(m)
- H<sub>s</sub> : H<sub>0</sub> + H<sub>1</sub>(m)
- H<sub>0</sub> : 盛土高(m) ,  $H_0 = 0.500$
- H<sub>1</sub> : 換算盛土高(m) ,  $H_1 = q / \dots = 0.611$
- q : 地表面載荷荷重(kN/m<sup>2</sup>) ,  $q = 11.000$

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.507^\circ)}{\cos^2 1.507^\circ \cdot \cos(1.507^\circ + 16.667^\circ)}$$

$$\times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(1.507^\circ + 16.667^\circ) \cdot \cos(1.507^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3717$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 13.089 \times 0.3717 = 4.864 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p2 = K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1$$

$$= 0.3717 \times 18.000 \times 1.250 + 4.864$$

$$= 13.227 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = K \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + p2$$

$$= 0.3717 \times (19.000 - 10.000) \times 0.900 + 13.227$$

$$= 16.237 \text{ kN/m}^2$$

土圧強度の分解

$$\text{水平成分 } p_h = p \cdot \cos(\dots)$$

$$\text{鉛直成分 } p_v = p \cdot \sin(\dots)$$

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	4.864	4.622	1.517
p2	13.227	12.567	4.125
p3	16.237	15.427	5.064

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (4.864 + 13.227) \times 1.250 = 11.307 \text{ kN}$$



水位以下の土圧力

$$P_2 = \frac{1}{2} \cdot (p_2 + p_3) \cdot H_2 = \frac{1}{2} \times (13.227 + 16.237) \times 0.900 = 13.259 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P_1 + P_2 = 11.307 + 13.259 = 24.566 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\theta) = 24.566 \times \cos(1.507^\circ + 16.667^\circ) = 23.340 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta) = 24.566 \times \sin(1.507^\circ + 16.667^\circ) = 7.662 \text{ kN}$$

側壁土圧として主働土圧を採用する場合は、軸線から外れる土圧を格点に集中荷重として考慮する

水平成分

$$P_{hs} = P_{hl} - P_{hu} = 27.296 - 23.340 = 3.956 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{vs} = P_{vl} - P_{vu} = 8.961 - 7.662 = 1.299 \text{ kN}$$

ここに、

- $P_{hs}$  : 格点に載荷する水平集中荷重(kN)
- $P_{hl}$  : 底版底面位置での土圧合力水平成分(kN)
- $P_{hu}$  : 底版軸線位置での土圧合力水平成分(kN)
- $P_{vs}$  : 格点に載荷する鉛直集中荷重(kN)
- $P_{vl}$  : 底版底面位置での土圧合力鉛直成分(kN)
- $P_{vu}$  : 底版軸線位置での土圧合力鉛直成分(kN)

裏込め土(左側)

土圧はクーロン式により求める。

仮想背面の高さ	$H = 1.250 \text{ m}$
水位面より上の高さ	$H_1 = 0.700 \text{ m}$
水位面より下の高さ	$H_2 = 0.550 \text{ m}$
仮想背面が鉛直面となす角度	$= 1.909^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$s = 18.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂のせん断抵抗角	$= 25.000^\circ$
地表面が水平面となす角度	$= 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$= 16.667^\circ$

主働土圧係数は、

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

$$= \frac{\cos^2(25.00^\circ - 1.909^\circ)}{\cos^2 1.909^\circ \cdot \cos(1.909^\circ + 16.667^\circ)} \times \frac{1}{\left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(25.00^\circ + 16.667^\circ) \cdot \sin(25.00^\circ - 0.000^\circ)}{\cos(1.909^\circ + 16.667^\circ) \cdot \cos(1.909^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2}$$

$$= 0.3746$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 1.000 \times 0.3746 = 0.375 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$p2 = K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1$$

$$= 0.3746 \times 18.000 \times 0.700 + 0.375$$

$$= 5.095 \text{ kN/m}^2$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = K \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H2 + p2$$

$$= 0.3746 \times (19.000 - 10.000) \times 0.550 + 5.095$$

$$= 6.949 \text{ kN/m}^2$$

土圧強度の分解

$$\text{水平成分 } p_h = p \cdot \cos(\alpha)$$

$$\text{鉛直成分 } p_v = p \cdot \sin(\alpha)$$

位置	土圧強度 (kN/m <sup>2</sup> )	水平成分 (kN/m <sup>2</sup> )	鉛直成分 (kN/m <sup>2</sup> )
p1	0.375	0.355	0.119
p2	5.095	4.829	1.623
p3	6.949	6.587	2.214

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.375 + 5.095) \times 0.700 = 1.914 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (5.095 + 6.949) \times 0.550 = 3.312 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 1.914 + 3.312 = 5.226 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha) = 5.226 \times \cos(1.909^\circ + 16.667^\circ) = 4.954 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\quad + \quad) = 5.226 \times \sin(1.909^\circ + 16.667^\circ) = 1.665 \text{ kN}$$

側壁土圧として主働土圧を採用する場合は、軸線から外れる土圧を格点に集中荷重として考慮する  
水平成分

$$P_{hs} = P_{hl} - P_{hu} = 6.700 - 4.954 = 1.747 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_{vs} = P_{vl} - P_{vu} = 2.252 - 1.665 = 0.587 \text{ kN}$$

ここに、

- P<sub>hs</sub> : 格点に載荷する水平集中荷重(kN)
- P<sub>hl</sub> : 底版底面位置での土圧合力水平成分(kN)
- P<sub>hu</sub> : 底版軸線位置での土圧合力水平成分(kN)
- P<sub>vs</sub> : 格点に載荷する鉛直集中荷重(kN)
- P<sub>vl</sub> : 底版底面位置での土圧合力鉛直成分(kN)
- P<sub>vu</sub> : 底版軸線位置での土圧合力鉛直成分(kN)

### 3.3 側壁の設計

#### 3.3.1 水圧

##### 静水圧

$$p_i = h_i \cdot G_w$$

ここに、

- p<sub>i</sub> : 底版軸線端の静水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- h<sub>i</sub> : 底版軸線での水位(m)
- G<sub>w</sub> : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>) , G<sub>w</sub> = 10.000

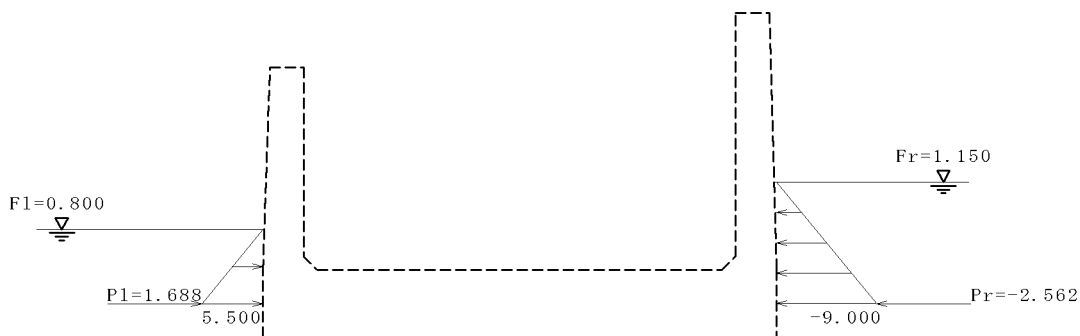
底版軸線から外れる水圧を格点に集中荷重として考慮する

$$P_o = \frac{p_o + p_i}{2} \times \frac{T}{2}$$

ここに、

- P<sub>o</sub> : 底版軸線端の集中荷重(kN/m)
- p<sub>o</sub> : 底版下面端の静水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- T : 底版厚(m) , T = 0.500

#### [1]常時(湯水時)



位置	軸線内		軸線外		
	水位hi (m)	強度pi (kN/m <sup>2</sup> )	水位ho (m)	強度po (kN/m <sup>2</sup> )	集中荷重Po (kN/m)
左側	0.550	5.500	0.800	8.000	1.687
右側	0.900	9.000	1.150	11.500	2.562

3.3.2 側壁前面の壁面地盤反力

力の釣り合いより、

$$Pr0 + Pr1 = P10 + Rp + Rl$$

$$Rp + Rl = Pr0 + Pr1 - P10$$

$$\delta \left( \frac{n \cdot K1}{L} + \frac{kh \cdot H}{2} \right) = Pr0 + Pr1 - P10$$

ここに、

Pr0 : 主働側に作用する主働土圧及び水圧の合力(kN)

Pr1 : 慣性力及びその他の水平力の合力(kN)

P10 : 受働側に作用する主働土圧及び水圧の合力(kN)

$$Rp = \frac{n \cdot K1 \cdot \delta}{L}$$

ここに、

Rp : 杭頭に生じる杭頭反力(kN)

n : 杭本数, n = 8

K1 : 杭頭のバネ定数(kN/m)

: 杭頭の水平変位(m)

但し、Rl + P10は受働土圧Ppを越えることはできない。

受働土圧を越える場合は Rp = Pr0 + Pr1 - Pp

$$Rl = \frac{kh \cdot \delta \cdot H}{2}$$

ここに、

Rl : 受働側前面に生じる地盤反力の合力(kN)

kh : 受働側前面の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

H : 土圧作用面の高さ(m)

L : 奥行き方向幅(m), L = 5.000

荷重状態(水位)	K1 (kN/m)	kh (kN/m <sup>3</sup> )	Pr0 (kN)	Pr1 (kN)	P10 (kN)	(m)
常時(湧水時)	2727.881	88858.656	33.909	0.000	9.900	0.00034

荷重状態(水位)	H (m)	Rp (kN)	Rl (kN)	Rl + P10 (kN)	Pp (kN)
常時(湧水時)	1.500	1.476	22.533	32.433	70.734

$$Rlp = \frac{2 \cdot Rl}{H}$$

$$Rlp' = \frac{Rlp \cdot H'}{H}$$

ここに、

Rlp : 底版下面位置での荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)

Rlp' : 軸線位置での荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)

H : 反力全高さ(m)

H' : 反力軸線高さ(m)

荷重状態(水位)	H (m)	H' (m)	Rlp (kN/m <sup>2</sup> )	Rlp' (kN/m <sup>2</sup> )
常時(湧水時)	1.500	1.250	30.044	25.036

軸線から外れる水平反力を格点に集中荷重として考慮する

$$P = \frac{Rlp + Rlp'}{2} \times \frac{T}{2}$$

ここに、

P : 集中荷重(kN/m)

T : 底版厚(m), T = 0.500

荷重状態(水位)	P (kN/m)
常時(湧水時)	6.885

### 3.3.3 支点バネ

$$kvi = Kv \cdot n/L$$

$$khi = K1 \cdot n/L$$

ここに、

kvi : 鉛直方向支点バネ(kN/m)

khi : 水平方向支点バネ(kN/m)

Kv : 杭の軸方向バネ定数(kN/m)

K1 : 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させる時、杭頭に作用させるべき軸直角方向力(kN/m)

n : 1列当りの杭本数

L : 奥行き方向幅(m), L = 5.000

[常時]

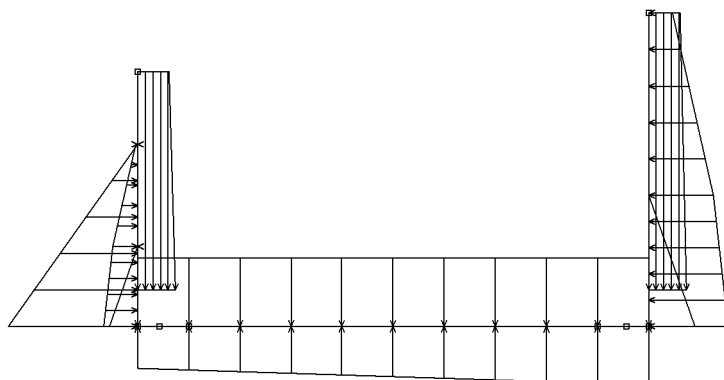
支点番号	Kv (kN/m)	K1 (kN/m)	n	kvi (kN/m)	khi (kN/m)
5	109976.597	2727.881	4	87981.278	2182.305
6	109976.597	2727.881	4	87981.278	2182.305

[地震時]

支点番号	Kv (kN/m)	K1 (kN/m)	n	kvi (kN/m)	khi (kN/m)
5	109976.597	4569.028	4	87981.278	3655.222
6	109976.597	4569.028	4	87981.278	3655.222

### 3.3.4 作用力の算定

[1]常時 (湯水時)



#### 躯体自重

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
左側壁重量	左側壁	軸方向	0.000	1.500	6.125	7.350
右側壁重量	右側壁	軸方向	0.000	1.900	6.125	7.350
底板重量	底板	鉛直	0.000	3.500	13.300	13.300
ハンチ重量	左側壁	軸方向	1.400	0.100	0.000	2.450
ハンチ重量	右側壁	軸方向	1.800	0.100	0.000	2.450

#### 土圧・水圧

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
左側土圧	左側壁	水平	0.500	0.700	0.355	4.829
左側土圧	左側壁	軸方向	0.500	0.700	0.119	1.623
左側土圧	左側壁	水平	1.200	0.550	4.829	6.587
左側土圧	左側壁	軸方向	1.200	0.550	1.623	2.214
左側土圧	左側壁	水平	1.750	0.000	1.747	0.000
左側土圧	左側壁	鉛直	1.750	0.000	0.587	0.000
右側土圧	右側壁	水平	0.000	1.250	-4.622	-12.567
右側土圧	右側壁	軸方向	0.000	1.250	1.517	4.125
右側土圧	右側壁	水平	1.250	0.900	-12.567	-15.427
右側土圧	右側壁	軸方向	1.250	0.900	4.125	5.064
右側土圧	右側壁	水平	2.150	0.000	-3.956	0.000
右側土圧	右側壁	鉛直	2.150	0.000	1.299	0.000
左側反力	左側壁	水平	0.500	1.250	0.000	25.036
左側反力	左側壁	水平	1.750	0.000	6.885	0.000
左側水圧	左側壁	水平	1.200	0.550	0.000	5.500
左側水圧	左側壁	水平	1.750	0.000	1.687	0.000
右側水圧	右側壁	水平	1.250	0.900	0.000	-9.000
右側水圧	右側壁	水平	2.150	0.000	-2.562	0.000

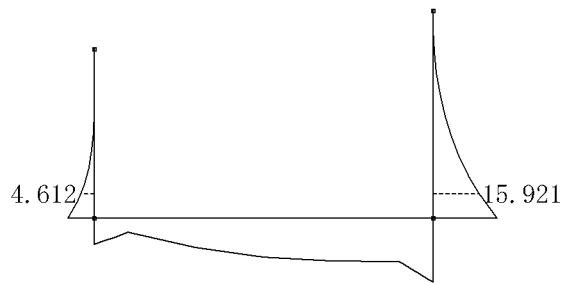
#### 浮力

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
浮力	底板	鉛直	0.000	3.500	-8.138	-11.362
浮力	底板	鉛直	0.000	0.000	-1.210	0.000
浮力	底板	鉛直	3.500	0.000	-1.715	0.000

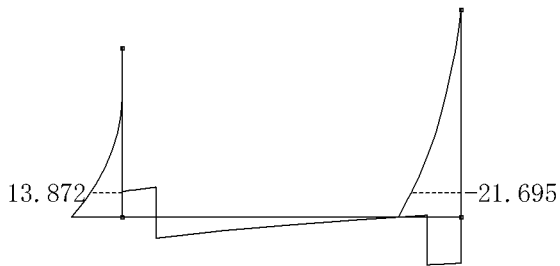
### 3.3.5 断面力の算定

[1]常時 (湯水時)

1) 曲げモーメント



2) せん断力



3) 軸力





### 3.3.6 断面計算（許容応力度法）

#### 1) 曲げ応力度の照査

（参考）

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x - d)\} = 0.0$$

より  $x$  を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- $x$  : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離 (mm)
- $h$  : 部材断面の高さ (mm)
- $b$  : 部材断面幅 (mm),  $b = 1000.000$
- $d$  : 部材の有効高 (mm)
- $A_s$  : 引張側鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $n$  : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比,  $n = 15.00$
- $e$  : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離 (mm)
- $c$  : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $s$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M$  : 曲げモーメント (N.mm)

#### 2) せん断応力度の照査

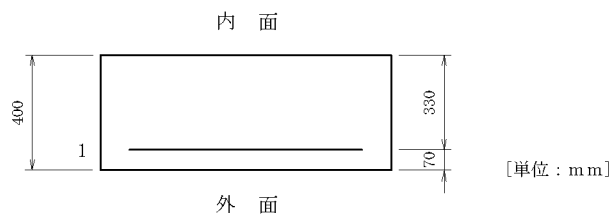
$$\tau_u = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- $\tau_u$  : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $S_h$  : 作用せん断力 (N)
- $d$  : 部材の有効高 (mm)
- $b$  : 部材断面幅 (mm)
- $\tau_{a1}$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### [1] 右側壁基部の設計

##### 1) 鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本 数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
内 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
外 面	1	7.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

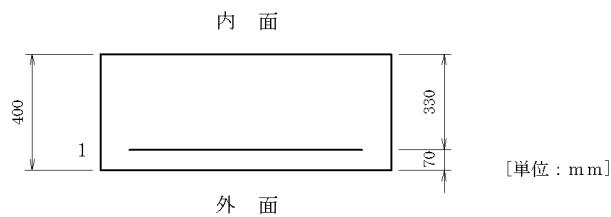
引張側必要鉄筋量 3.181 (cm<sup>2</sup>)

2) 応力度の照査

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	15.921
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	21.695
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	400.0
有効高	d	mm	330.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	5.706
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000
中立軸	X	mm	67.090
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.543
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	90.689
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.066
許容せん断応力度	a <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.390
判定			

[2] 左側壁基部の設計

1) 鉄筋配置



位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )	
内面	1'	—	—	—	—	
	2'	—	—	—	—	
外面	1	7.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 0.900 (cm<sup>2</sup>)

## 2) 応力度の照査

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	4.612
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	13.872
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	400.0
有効高	d	mm	330.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	5.706
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000
中立軸	X	mm	67.090
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.447
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	26.269
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.000
判定			
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.042
許容せん断応力度	a <sub>t</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.390
判定			

## 3.4 底版の設計

### 3.4.1 水圧

静水圧

$$p_i = h_i \cdot G_w$$

ここに、

$p_i$  : 底版軸線端の静水圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$h_i$  : 底版軸線での水位 (m)

$G_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) ,  $G_w = 10.000$

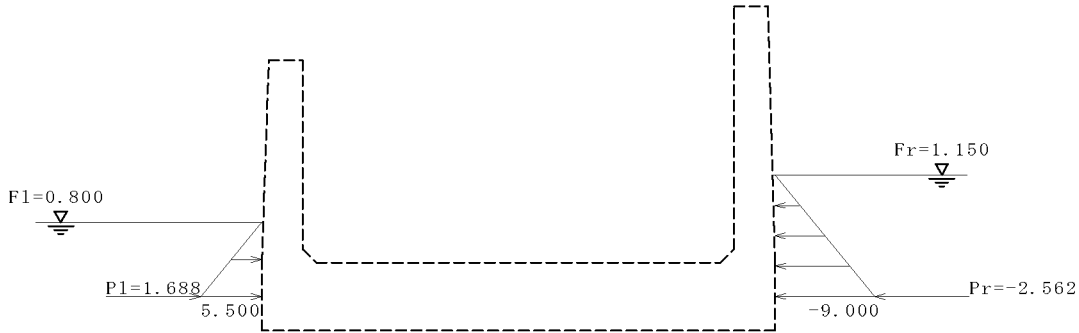
底板軸線から外れる水圧を格点に集中荷重として考慮する

$$P_o = \frac{p_o + p_i}{2} \times \frac{T}{2}$$

ここに、

- P<sub>o</sub> : 底板軸線端の集中荷重(kN/m)
- p<sub>o</sub> : 底板下面端の静水圧強度(kN/m<sup>2</sup>)
- T : 底板厚(m) , T = 0.500

[1]常時(湯水時)



位置	軸線内		軸線外		
	水位h <sub>i</sub> (m)	強度p <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	水位h <sub>o</sub> (m)	強度p <sub>o</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	集中荷重P <sub>o</sub> (kN/m)
左側	0.550	5.500	0.800	8.000	1.687
右側	0.900	9.000	1.150	11.500	2.562

### 3.4.2 側壁前面の壁面地盤反力

力の釣り合いより、

$$Pr_0 + Pr_1 = P_{I0} + R_p + R_l$$

$$R_p + R_l = Pr_0 + Pr_1 - P_{I0}$$

$$\delta \left( \frac{n \cdot K_1}{L} + \frac{kh \cdot H}{2} \right) = Pr_0 + Pr_1 - P_{I0}$$

ここに、

Pr<sub>0</sub> : 主動側に作用する主動土圧及び水圧の合力(kN)

Pr<sub>1</sub> : 慣性力及びその他の水平力の合力(kN)

P<sub>I0</sub> : 受働側に作用する主動土圧及び水圧の合力(kN)

$$R_p = \frac{n \cdot K_1 \cdot \delta}{L}$$

ここに、

R<sub>p</sub> : 杭頭に生じる杭頭反力(kN)

n : 杭本数, n = 8

K<sub>1</sub> : 杭頭のバネ定数(kN/m)

: 杭頭の水平変位(m)

但し、R<sub>l</sub> + P<sub>I0</sub>は受働土圧P<sub>p</sub>を越えることはできない。

受働土圧を越える場合は R<sub>p</sub> = Pr<sub>0</sub> + Pr<sub>1</sub> - P<sub>p</sub>

$$Rl = \frac{kh \cdot \delta \cdot H}{2}$$

ここに、

Rl : 受働側前面に生じる地盤反力の合力(kN)

kh : 受働側前面の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

H : 土圧作用面の高さ(m)

L : 奥行き方向幅(m), L = 5.000

荷重状態(水位)	K1 (kN/m)	kh (kN/m <sup>3</sup> )	Pr0 (kN)	Pr1 (kN)	PI0 (kN)	(m)
常時(湧水時)	2727.881	88858.656	33.909	0.000	9.900	0.00034

荷重状態(水位)	H (m)	Rp (kN)	Rl (kN)	Rl + PI0 (kN)	Pp (kN)
常時(湧水時)	1.500	1.476	22.534	32.433	70.734

$$Rlp = \frac{2 \cdot Rl}{H}$$

$$Rlp' = \frac{Rlp \cdot H'}{H}$$

ここに、

Rlp : 底版下面位置での荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)

Rlp' : 軸線位置での荷重強度(kN/m<sup>2</sup>)

H : 反力全高さ(m)

H' : 反力軸線高さ(m)

荷重状態(水位)	H (m)	H' (m)	Rlp (kN/m <sup>2</sup> )	Rlp' (kN/m <sup>2</sup> )
常時(湧水時)	1.500	1.250	30.045	25.037

軸線から外れる水平反力を格点に集中荷重として考慮する

$$P = \frac{Rlp + Rlp'}{2} \times \frac{T}{2}$$

ここに、

P : 集中荷重(kN/m)

T : 底版厚(m), T = 0.500

荷重状態(水位)	P (kN/m)
常時(湧水時)	6.885

### 3.4.3 支点バネ

$$kvi = Kv \cdot n/L$$

$$khi = K1 \cdot n/L$$

ここに、

kvi : 鉛直方向支点バネ(kN/m)

khi : 水平方向支点バネ(kN/m)

Kv : 杭の軸方向バネ定数(kN/m)

K1 : 杭頭部に回転を生じないようにして、杭頭部を杭軸直角方向に単位量だけ変位させる時、杭頭に作用させるべき軸直角方向力(kN/m)

n : 1列当りの杭本数

L : 奥行き方向幅(m), L = 5.000

[常時]

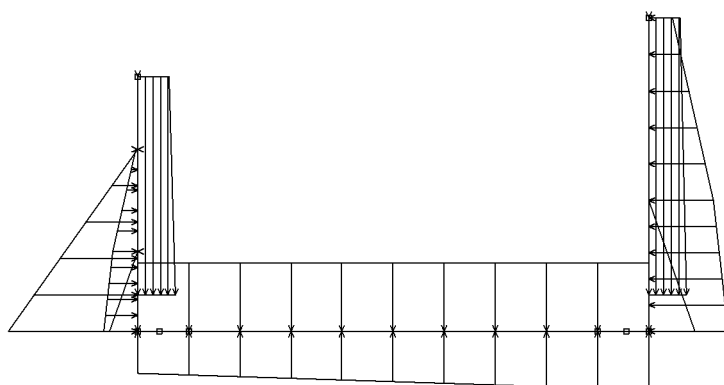
支点番号	Kv (kN/m)	K1 (kN/m)	n	kvi (kN/m)	khi (kN/m)
5	109976.597	2727.881	4	87981.278	2182.305
6	109976.597	2727.881	4	87981.278	2182.305

[地震時]

支点番号	Kv (kN/m)	K1 (kN/m)	n	kvi (kN/m)	khi (kN/m)
5	109976.597	4569.028	4	87981.278	3655.222
6	109976.597	4569.028	4	87981.278	3655.222

### 3.4.4 作用力の算定

[1]常時 (湯水時)



躯体自重

荷重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
左側壁重量	左側壁	軸方向	0.000	1.500	6.125	7.350

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
右側壁重量	右側壁	軸方向	0.000	1.900	6.125	7.350
底板重量	底 版	鉛 直	0.000	3.500	13.300	13.300
ハンチ重量	左側壁	軸方向	1.400	0.100	0.000	2.450
ハンチ重量	右側壁	軸方向	1.800	0.100	0.000	2.450

土砂，水重

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
左側水重量	左側壁	鉛 直	0.000	0.000	0.015	0.000
右側水重量	右側壁	鉛 直	0.000	0.000	0.056	0.000

土圧・水圧

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
左側土圧	左側壁	水 平	0.500	0.700	0.355	4.829
左側土圧	左側壁	軸方向	0.500	0.700	0.119	1.623
左側土圧	左側壁	水 平	1.200	0.550	4.829	6.587
左側土圧	左側壁	軸方向	1.200	0.550	1.623	2.214
左側土圧	左側壁	水 平	1.750	0.000	1.746	0.000
左側土圧	左側壁	鉛 直	1.750	0.000	0.587	0.000
右側土圧	右側壁	水 平	0.000	1.250	-4.622	-12.567
右側土圧	右側壁	軸方向	0.000	1.250	1.517	4.125
右側土圧	右側壁	水 平	1.250	0.900	-12.567	-15.427
右側土圧	右側壁	軸方向	1.250	0.900	4.125	5.064
右側土圧	右側壁	水 平	2.150	0.000	-3.956	0.000
右側土圧	右側壁	鉛 直	2.150	0.000	1.299	0.000
左側反力	左側壁	水 平	0.500	1.250	0.000	25.037
左側反力	左側壁	水 平	1.750	0.000	6.885	0.000
左側水圧	左側壁	水 平	1.200	0.550	0.000	5.500
左側水圧	左側壁	水 平	1.750	0.000	1.687	0.000
右側水圧	右側壁	水 平	1.250	0.900	0.000	-9.000
右側水圧	右側壁	水 平	2.150	0.000	-2.562	0.000

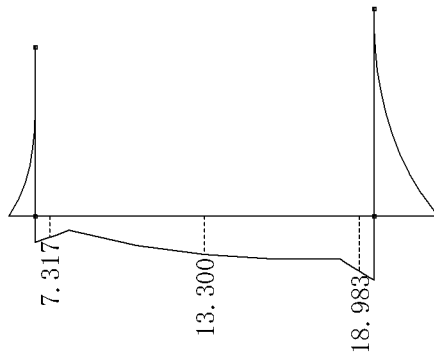
浮力

荷 重	載荷部材	載荷方向	始点位置 (m)	載荷長 (m)	始点強度 (kN/m <sup>2</sup> )	終点強度 (kN/m <sup>2</sup> )
浮力	底 版	鉛 直	0.000	3.500	-8.138	-11.362
浮力	底 版	鉛 直	0.000	0.000	-1.210	0.000
浮力	底 版	鉛 直	3.500	0.000	-1.715	0.000

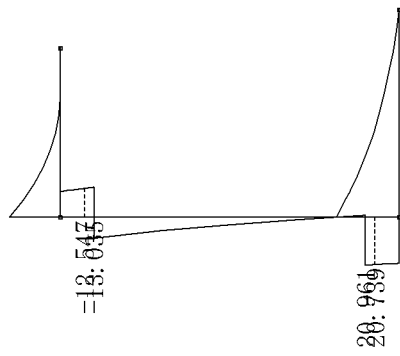
### 3.4.5 断面力の算定

[1]常時 (湯水時)

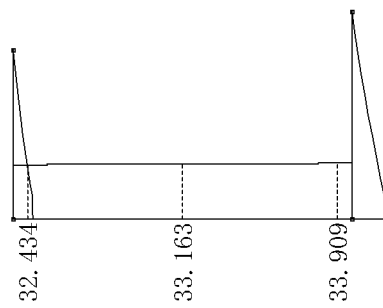
1) 曲げモーメント



2) せん断力

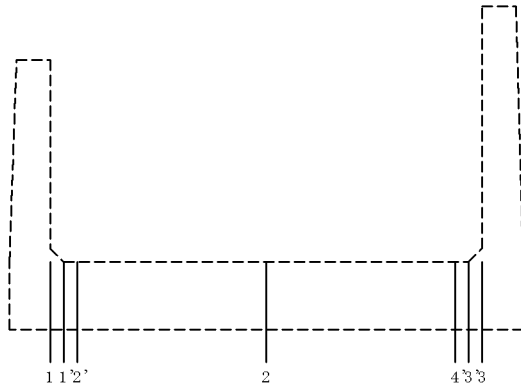


3) 軸力





3.4.6 断面計算（許容応力度法）



1) 曲げ照査位置

番 号	1	2	3
照査位置	0.150	1.750	3.350

2) せん断照査位置

番 号	1'	2'	3'	4'
照査位置	0.250	0.350	3.250	3.150

(1) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

$$x^2 + \frac{2 \cdot n}{b} \{A_s \cdot (x-d)\} = 0.0$$

より x を求める。

応力度の算出

$$\sigma_c = \frac{M}{\frac{b \cdot x}{2} \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{x}{3}\right) + n \cdot A_s \cdot \frac{(x-d) \cdot (h/2-d)}{x}}$$

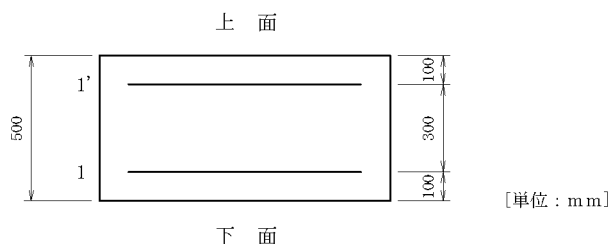
$$\sigma_s = n \cdot \sigma_c \cdot \frac{d-x}{x}$$

ここに、

- x : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(mm)
- h : 部材断面の高さ(mm)
- b : 部材断面幅(mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- A<sub>s</sub> : 引張側鉄筋の全断面積(mm<sup>2</sup>)
- n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 , n = 15.00
- e : 部材断面の図心軸から軸方向力の作用点までの距離(mm)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

[1] 曲げ照査位置[1] 部材軸からの距離 左から0.150(m) , 右から3.350(m)

1)鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
上面	1'	10.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	10.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

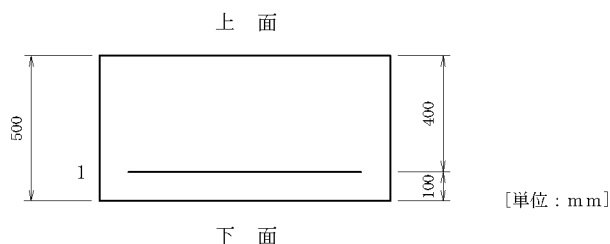
引張側必要鉄筋量 1.179 (cm<sup>2</sup>)

2)応力度の照査

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	7.317
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	—
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	5.706
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000
中立軸	X	mm	74.646
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.523
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	34.178
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.000
判定			

[2]曲げ照査位置[2] 部材軸からの距離 左から1.750(m),右から1.750(m)

1)鉄筋配置



位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
上面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	10.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

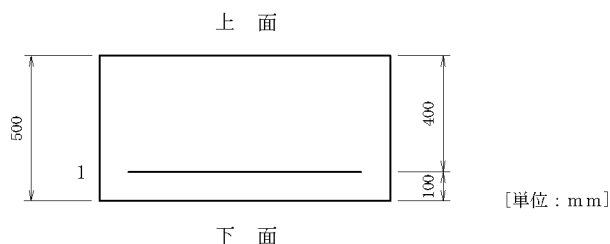
引張側必要鉄筋量 2.855 (cm<sup>2</sup>)

2)応力度の照査

荷重名称			常時(満水時)
曲げモーメント	M	kN.m	17.442
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	—
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	5.706
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000
中立軸	X	mm	74.646
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.246
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	81.479
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.000
判定			

[3]曲げ照査位置[3] 部材軸からの距離 左から3.350(m),右から0.150(m)

1)鉄筋配置



[単位 : mm]

位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm <sup>2</sup> /本)	本数	鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )
上面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—
下面	1	10.0	D10	0.713	8.00	5.706
	2	—	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 3.113 (cm<sup>2</sup>)

2)応力度の照査

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	18.983
軸力	N	kN	—
せん断力	S	kN	—
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
主鉄筋 引張側 鉄筋量	A <sub>s</sub>	cm <sup>2</sup>	5.706
圧縮側 鉄筋量	A <sub>s</sub> '	cm <sup>2</sup>	0.000
中立軸	X	mm	74.646
圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.356
許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.000
判定			
引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	88.677
許容引張応力度	s <sub>a</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.000
判定			

(2)せん断応力度の照査

$$\tau_u = \frac{S_h}{b \cdot d} \leq \tau_{a1}$$

ここに、

- $\tau_u$  : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- $S_h$  : 作用せん断力(N)
- $d$  : 部材の有効高(mm)
- $b$  : 部材断面幅(mm)
- $\tau_{a1}$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

[1]せん断照査位置[1] 部材軸からの距離 左から0.250(m),右から3.250(m)

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	———
軸力	N	kN	———
せん断力	S	kN	12.547
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.031
許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.390
判定			

[2]せん断照査位置[2] 部材軸からの距離 左から0.350(m),右から3.150(m)

荷重名称			常時(満水時)
曲げモーメント	M	kN.m	———
軸力	N	kN	———
せん断力	S	kN	19.030
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.048
許容せん断応力度	$\tau_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.390
判定			

[3]せん断照査位置[3] 部材軸からの距離 左から3.250(m),右から0.250(m)

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	———
軸力	N	kN	———
せん断力	S	kN	20.739
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.052
許容せん断応力度	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	0.390
判定			

[4]せん断照査位置[4] 部材軸からの距離 左から3.150(m),右から0.350(m)

荷重名称			常時(湯水時)
曲げモーメント	M	kN.m	———
軸力	N	kN	———
せん断力	S	kN	20.961
部材幅	B	mm	1000.0
部材高	H	mm	500.0
有効高	d	mm	400.0
平均せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.052
許容せん断応力度	$\sigma_t$	N/mm <sup>2</sup>	0.390
判定			