

# 擁壁の設計 サンプルデータ

詳細出力例

MANUCHO20

限界状態設計法を採用した  
「逆T式擁壁」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	1
1.6 使用材料	1
1.7 土砂	2
1.8 載荷荷重	2
1.9 その他荷重	3
1.10 浮力	3
1.11 土圧	3
1.12 水圧	4
1.13 基礎の条件	4
1.13.1 許容せん断抵抗算出用データ	4
1.13.2 鉛直支持力算出用データ	4
1.14 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	5
1.14.1 安定計算の許容値	5
1.14.2 部材の許容応力度	5
2章 安定計算	6
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	6
2.2 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	7
2.3 土圧・水圧	9
2.4 作用力の集計	12
2.5 安定計算結果	14
2.5.1 転倒に対する安定	14
2.5.2 滑動に対する安定	14
2.5.3 支持に対する照査	14
2.5.4 鉛直支持力の照査	15
2.6 剛体安定照査	17
2.6.1 転倒に対する検討	17
2.6.2 水平支持に対する検討	17
2.6.3 鉛直支持に対する検討	18
3章 豎壁の設計	19
3.1 豎壁基部の設計	19
3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	19
3.1.2 躯体自重，その他荷重	19
3.1.3 土圧・水圧	19
3.1.4 断面力の集計	20
3.1.5 断面計算（許容応力度法）	21
3.1.6 断面計算（限界状態設計法）	23
4章 つま先版の設計	27
4.1 照査位置[1]の設計	27
4.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	27
4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	28
4.1.3 地盤反力	28
4.1.4 断面力の集計	29
4.1.5 断面計算（許容応力度法）	29
4.1.6 断面計算（限界状態設計法）	31

5章 かかと版の設計	35
5.1 照査位置[1]の設計	35
5.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	35
5.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力	36
5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重	37
5.1.4 地盤反力	38
5.1.5 断面力の集計	38
5.1.6 断面計算（許容応力度法）	39
5.1.7 断面計算（限界状態設計法）	40

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

データ名：MANUCHO20.f8r (コメント：限界状態設計法による逆T型擁壁の設計計算例)

タイトル：限界状態設計法サンプルデータ

コメント：限界状態設計法による逆T型擁壁の設計計算例

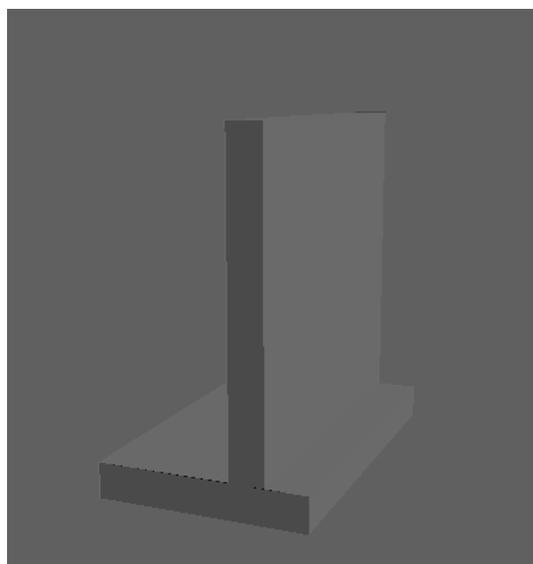
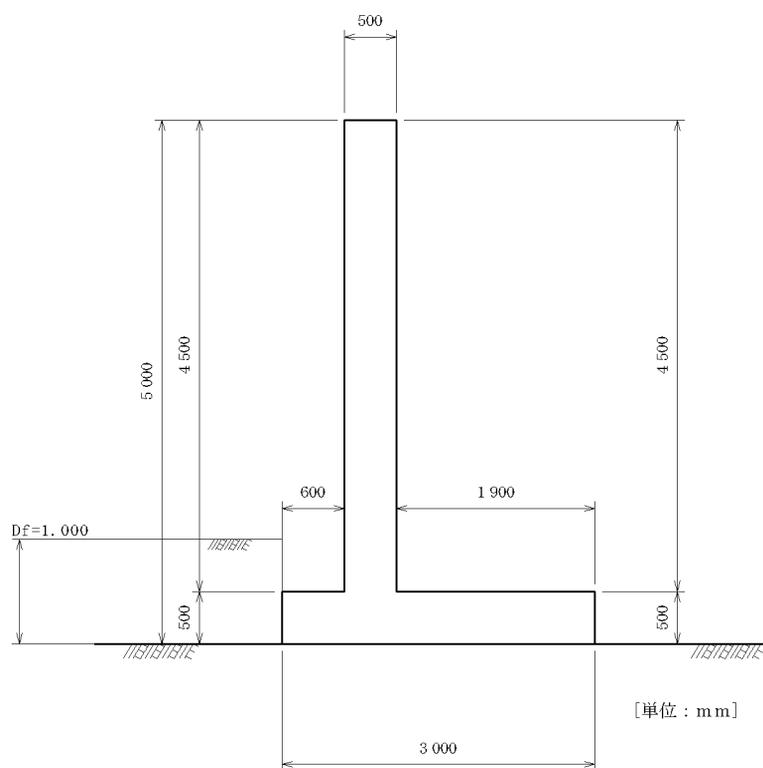
## 1.2 適用基準

(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

『逆T型 - A (直接基礎)』

## 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： II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>)  
 底版 (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】背面土砂： 35.00 (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
	背面	20.000	21.000
	前面	20.000	21.000

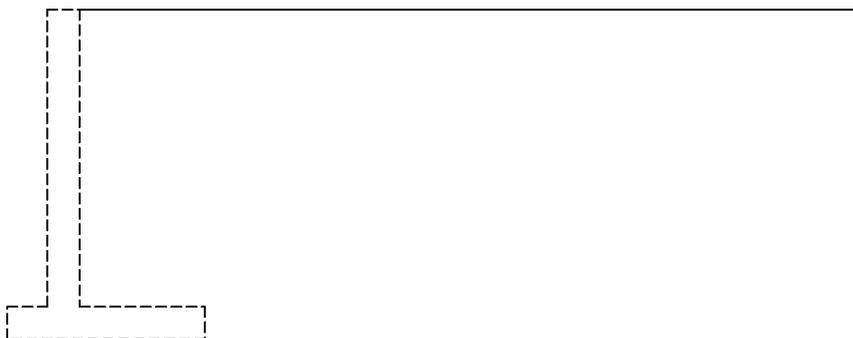
【設計水平震度】躯体： Kh = 0.15

土砂(前面)： Kh = 0.15

(背面)： Kh = 0.15

### 1.7 土砂

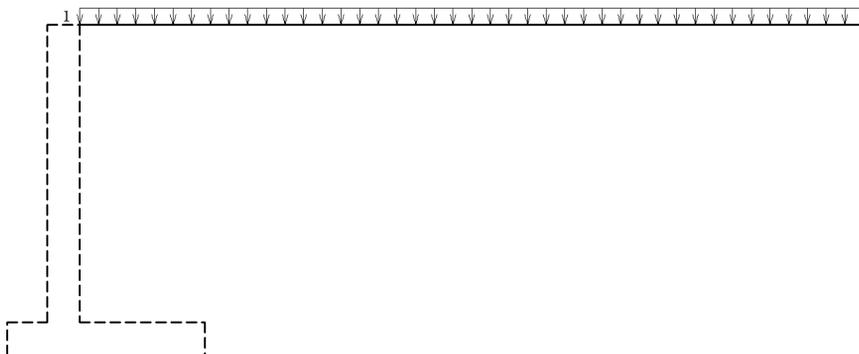
(1)背面土砂形状



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

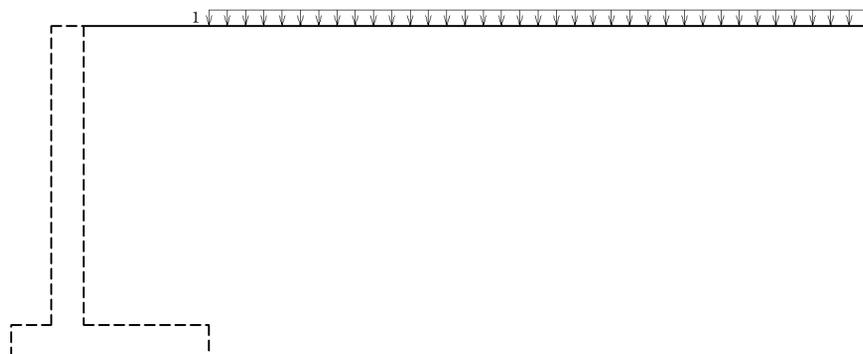
### 1.8 載荷荷重

[1]常時1



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	0.000		10.000	10.000			

[2]常時2



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	1.900		10.000	10.000			

1.9 その他荷重

考慮しない

1.10 浮力

・揚圧力として浮力相当分を考慮する

1.11 土圧

・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)

荷 重 状 態	主働土圧			受働土圧
	安定計算時	断面計算時	切土	
常 時	0.000	23.333	————	————
地震時	25.772	17.500	————	————

・安定計算時の土圧の仮想背面は、かかと端(かかから鉛直に伸ばした線)

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・豎壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・粘着力(kN/m<sup>2</sup>)

荷 重 状 態	すべり面用	粘着高さ用
常 時	0.000	0.000
地震時	0.000	0.000

・水位以下の土圧算出時の地震時慣性力は設計水平震度を適用

## 1.12 水圧

・静水圧の取扱い

荷 重 状 態	背 面	前 面
常 時	考 慮	考 慮
地震時	考 慮	考 慮

## 1.13 基礎の条件

### 1.13.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	全 幅
基礎底面と地盤との間の付着力 CB (kN/m <sup>2</sup> )	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 tan $\delta$	0.700

### 1.13.2 鉛直支持力算出用データ

地盤の粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	20.000
地盤のせん断抵抗角 (度)	35.00
形状係数 ( , )	長方形
寸法効果	考慮する
寸法効果の程度を表す補正係数	-0.333
”	-0.333
” $\mu$	-0.333

荷重状態(水 位)	根入れ深さ(m)		単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	
	D <sub>i</sub>	D' <sub>i</sub>	1	2
常時1(水位1)	1.000	0.000	20.0000	20.0000
常時2(水位1)	1.000	0.000	20.0000	20.0000
地震時(水位2)	1.000	0.000	20.0000	20.0000

ここに、

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ(m)

$D'_f$  : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ(m)

$\gamma_1$  : 支持地盤の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_2$  : 根入れ地盤の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

## 1.14 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

### 1.14.1 安定計算の許容値

荷 重 状 態	許容偏心量 $e_b / B$ (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率	許容 支持力度 (kN/m <sup>2</sup> )
常時1	1/6	1.500	3.000	600.000
常時2	1/6	1.500	3.000	600.000
地震時	1/3	1.200	2.000	900.000

ここに、

$B$  : 基礎幅(m)

$e_b$  : 荷重の偏心量(m) , ただし、 $e_b = M_b / V$

$M_b$  : 基礎底面に作用するモ - メント(kN.m)

$V$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

### 1.14.2 部材の許容応力度

#### (1)鉄筋コンクリート部材

##### 1) 豎壁 (一般部材)

(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 $c_a$	鉄筋の 引張応力度 $s_a$	せん断 応力度	
				$a_1$	$a_2$
常時1	1.00	8.000	180.000	0.390	1.700
常時2	1.00	8.000	180.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

##### 2) 底版 (一般部材)

(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 $c_a$	鉄筋の 引張応力度 $s_a$	せん断 応力度	
				$a_1$	$a_2$
常時1	1.00	8.000	180.000	0.390	1.700
常時2	1.00	8.000	180.000	0.390	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.585	2.550

ここに、

$a_1$  : コンクリ - トのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

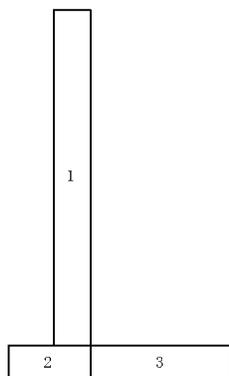
$a_2$  : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

## 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

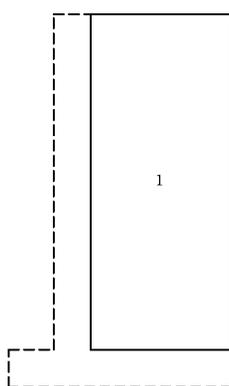
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	0.500 × 4.500 × 1.000	2.250	0.850	2.750	1.913	6.188	
2	1.100 × 0.500 × 1.000	0.550	0.550	0.250	0.303	0.138	
3	1.900 × 0.500 × 1.000	0.950	2.050	0.250	1.947	0.237	
		3.750	—	—	4.162	6.563	

$$\text{重心位置 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 4.162 / 3.750 = 1.110 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 6.563 / 3.750 = 1.750 \text{ (m)}$$

#### (2) 背面土砂

##### 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	1.900 × 4.500 × 1.000	8.550	2.050	2.750	17.527	23.513	

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			
		8.550	—	—	17.528	23.513	

$$\begin{aligned} \text{重心位置 } XG &= (Vi \cdot Xi) / Vi = 17.528 / 8.550 = 2.050 \text{ (m)} \\ \text{重心位置 } YG &= (Vi \cdot Yi) / Vi = 23.513 / 8.550 = 2.750 \text{ (m)} \end{aligned}$$

## 2.2 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] 常時2

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 3.750 = 91.875	1.110

#### [2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \rho \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	24.500 × 3.750 = 91.875	1.110

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	91.875 × 0.15 = 13.781	1.750

### (2) 土砂重量，浮力

#### [1] 常時2 (水位1)

##### 1) 土砂重量による作用力

##### 水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 V (m³)	重心位置 (m)		体積 VI (m³)	重心位置 (m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(背面)	8.550	2.050	2.750	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu (m³)	重心位置 (m)	
		Xu	Yu
土砂(背面)	8.550	2.050	2.750

##### 水位より上の体積

$$Vu = V - VI$$

##### 水位より上の重心位置

$$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$$

$$Yu = (V \cdot Y - VI \cdot YI) / Vu$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$8.550 \times 20.000 = 171.000$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)
土砂(背面)	171.000	2.050

[2]地震時 (水位2)

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置			水位より下の体積、重心位置		
	体積 $V(m^3)$	重心位置(m)		体積 $V_l(m^3)$	重心位置(m)	
		X	Y		X <sub>l</sub>	Y <sub>l</sub>
土砂(背面)	8.550	2.050	2.750	0.000	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 $V_u(m^3)$	重心位置(m)	
		X <sub>u</sub>	Y <sub>u</sub>
土砂(背面)	8.550	2.050	2.750

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

$$X_u = (V \cdot X - V_l \cdot X_l) / V_u$$

$$Y_u = (V \cdot Y - V_l \cdot Y_l) / V_u$$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$8.550 \times 20.000 = 171.000$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)	水平力 H $W \cdot k_h$ (kN)	作用位置 Y (m)
土砂(背面)	171.000	2.050	$171.000 \times 0.15 = 25.650$	2.750



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

$$P_h = P \cdot \cos(\theta + \alpha) = 81.275 \times \cos(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 81.275 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\theta + \alpha) = 81.275 \times \sin(0.000^\circ + 0.000^\circ) = 0.000 \text{ kN}$$

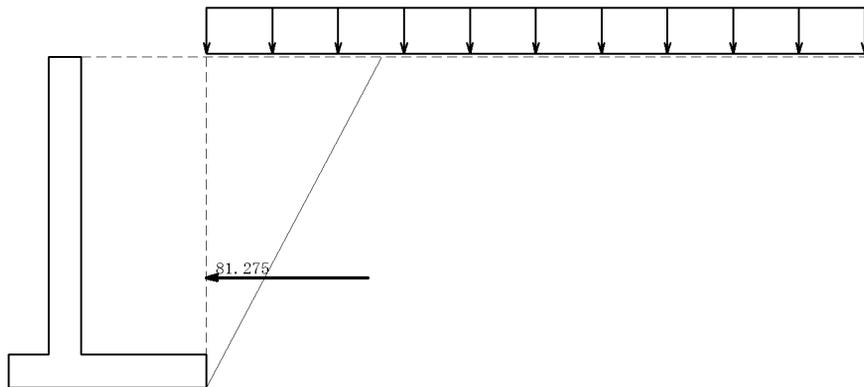
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.000}{3} = 1.667 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 3.000 - 1.667 \times \tan 0.000^\circ = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.667 = 1.667 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時 (水位2)

土圧は地震時慣性力を考慮した試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)  $x_p = 3.000 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ  $H = 5.000 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度  $= 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量  $s = 20.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角  $= 35.000^\circ$

地表面が水平面となす角度  $= 0.000^\circ$

地震時合成角  $= \tan^{-1}kH = \tan^{-1}0.15 = 8.531^\circ$

壁面摩擦角

$$\delta = \tan^{-1} \frac{\sin \phi \cdot \sin(\theta + \Delta - \beta)}{1 - \sin \phi \cdot \cos(\theta + \Delta - \beta)}$$

$$= \tan^{-1} \frac{\sin 35.00^\circ \times \sin(8.531^\circ + 14.988^\circ - 0.000^\circ)}{1 - \sin 35.00^\circ \times \cos(8.531^\circ + 14.988^\circ - 0.000^\circ)}$$

$$= 25.772^\circ$$

$$\Delta = \sin^{-1} \frac{\sin(\beta + \theta)}{\sin \phi} = \sin^{-1} \frac{\sin(0.000^\circ + 8.531^\circ)}{\sin 35.00^\circ} = 14.988^\circ$$

すべり角の変化範囲  $i = 10.00^\circ \sim 85.00^\circ$

すべり角( )に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
50.00	209.775	0.000	0.000	209.775	86.207
51.00	202.446	0.000	0.000	202.446	86.244
52.00	195.321	0.000	0.000	195.321	86.132

土圧力が最大となるのは、

$$= 51.00^\circ \text{ のとき } P = 86.244 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{202.446 / \cos 8.531^\circ \times \sin(51.00^\circ - 35.00^\circ + 8.531^\circ)}{\cos(51.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 25.772^\circ)}$$

$$= 86.244 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 86.244 \times \cos( 0.000^\circ + 25.772^\circ ) = 77.665 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 86.244 \times \sin( 0.000^\circ + 25.772^\circ ) = 37.498 \text{ kN}$$

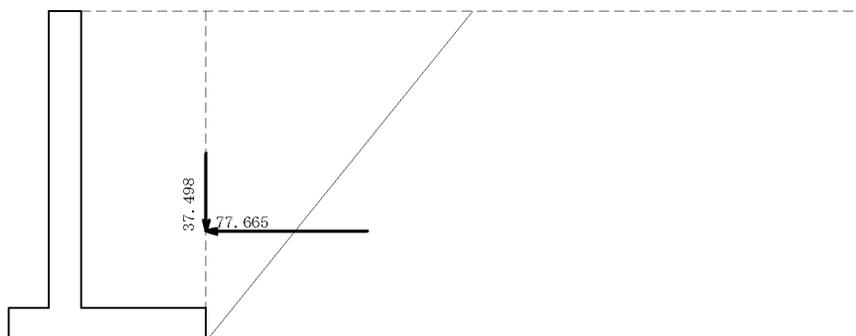
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{5.000}{3} = 1.667 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \quad = 3.000 - 1.667 \times \tan 0.000^\circ = 3.000 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.667 = 1.667 \text{ m}$$

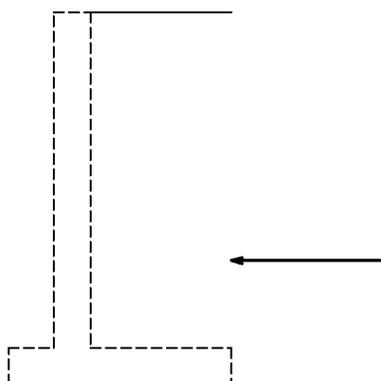
・土圧図



## 2.4 作用力の集計

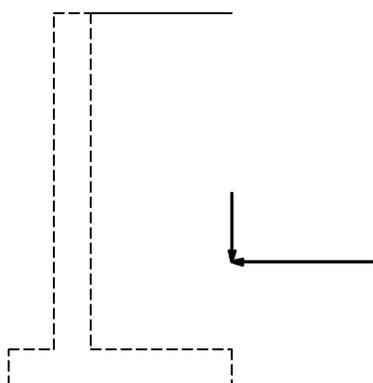
### (1)フーチング前面での作用力の集計

#### [1]常時2 (水位1)



項目	鉛直力 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	262.875	0.000	1.722	0.000	452.531	0.000
土圧	0.000	81.275	3.000	1.667	0.000	135.485
合計	262.875	81.275	————	————	452.531	135.485

#### [2]地震時 (水位2)



項目	鉛直力 $N_i$ (kN)	水平力 $H_i$ (kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)	$M_{xi} = N_i \cdot X_i$	$M_{yi} = H_i \cdot Y_i$
自重	262.875	39.431	1.722	2.401	452.531	94.654
土圧	37.498	77.665	3.000	1.667	112.494	129.468
合計	300.373	117.096	————	————	565.025	224.122

荷重状態 (水位)	$N_o$ (kN)	$H_o$ (kN)	$M_o$ (kN.m)
常時2(水位1)	262.875	81.275	317.046
地震時(水位2)	300.373	117.096	340.904

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 :  $N_c = N_o$  (kN)

水平力 :  $H_c = H_o$  (kN)

回転モーメント :  $M_c = N_o \cdot B_j / 2.0 - M_o$  (kN.m)

ここに、

フーチング土圧方向幅 :  $B_j = 3.000$  (m)

単位幅当り

荷重状態(水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時2(水位1)	262.875	81.275	77.267
地震時(水位2)	300.373	117.096	109.656

全幅(5.000m)当り

荷重状態(水位)	$N_c$ (kN)	$H_c$ (kN)	$M_c$ (kN.m)
常時2(水位1)	1314.375	406.375	386.333
地震時(水位2)	1501.865	585.481	548.280

## 2.5 安定計算結果

### 2.5.1 転倒に対する安定

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V}$$

ここに、

d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)

Mr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN.m)

Mt : 底版つま先回りの転倒モーメント(kN.m)

V : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)

B : 底版幅(m), B = 3.000

$$e_a = B / n$$

ここに、

e<sub>a</sub> : 許容偏心距離(m)

n : 安全率

荷重状態(水位)	Mr (kN.m)	Mt (kN.m)	V (kN)	d (m)	e (m)	e <sub>a</sub> (m)
常時2(水位1)	452.531	135.485	262.875	1.206	0.294	0.500

### 2.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_b \cdot B}{\Sigma H}$$

ここに、

V : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

H : 底版下面における全水平荷重(kN)

μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, μ = 0.700

C<sub>b</sub> : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m<sup>2</sup>), C<sub>b</sub> = 0.000

B : 底版幅(m), B = 3.000

荷重状態(水位)	鉛直荷重 V(kN)	水平荷重 H(kN)	安全率 F <sub>s</sub>	必要安全率 F <sub>sa</sub>
地震時(水位2)	300.373	117.096	1.796	1.200

### 2.5.3 支持に対する照査

1)合力作用点が底版中央の底版幅1/3(ミドルサード)の中にある場合

$$q_1 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_2 = \frac{\Sigma V}{B} \cdot \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

2)合力作用点が底版中央の底版幅2/3の中にある場合

$$q_1 = \frac{2 \Sigma V}{3 \cdot (B/2 - e)}$$

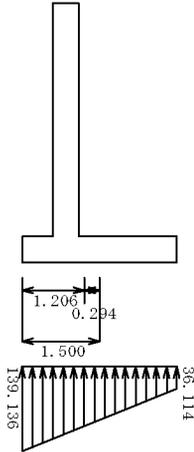
ここに、

V : 底版下面に作用する全鉛直荷重(kN)

B : 底版幅(m), B = 3.000

e : 偏心量(m)

[1]常時2(水位1)



地盤反力の作用幅(m) x及びB	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		
		qmin	qmax	許容値
3.000	台形	36.114	139.136	600.000

2.5.4 鉛直支持力の照査

(1)極限支持力の計算

荷重状態(水位)	深さ(m)		単位重量(kN/m <sup>3</sup> )		上載荷重 q = $\gamma D_f$ (kN/m <sup>2</sup> )
	$D_f$	$D'_f$	1	2	
地震時(水位2)	1.000	0.000	20.000	20.000	20.000

$$q_d = \alpha \cdot \kappa \cdot c \cdot N_c \cdot S_c + \kappa \cdot q \cdot N_q \cdot S_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot \beta \cdot B_e \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma$$

ここに、

$q_d$  : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

c : 地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>), c = 20.000

q : 上載荷重 (kN/m<sup>2</sup>), q =  $\gamma D_f$

$A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m),  $B_e = B - 2e_s$

B : 基礎幅 (m), B = 3.000

$e_s$  : 荷重の偏心量 (m)

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数,  $\alpha = 1 + 0.3B_e / L$ ,  $\beta = 1 - 0.4B_e / L$

ただし、 $B_e / L > 1$  の場合、 $B_e / L = 1$  とする。

L : 基礎の奥行き(m), L = 5.000

$\kappa$  : 根入れ効果に対する割増し係数,  $\kappa = 1 + 0.3D'_f / B_e$

$D'_f$  : 支持地盤あるいは支持地盤と同程度良質な地盤に根入れした深さ (m)

$N_c, N_q, N$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数  
 地盤のせん断抵抗角 および荷重の傾斜  $\tan \alpha$  から求める  
 $\alpha$  : 地盤のせん断抵抗角 (度),  $\alpha = 35.00$   
 $S_c, S_q, S$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数,  $S_c = 0.794$   
 $S_c = (c'/c_0)^\mu, S_q = (q'/q_0)^\mu, S = (B'/B_0)^\mu$   
 $\mu$  : 寸法効果の程度を表す係数  
 $\mu = -0.333, \mu = -0.333, \mu = -0.333$   
 $c' : c' = c / c_0$  ただし、 $1 \leq c' \leq 10$   
 $c_0 : 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 $q' : q' = q / q_0$  ただし、 $1 \leq q' \leq 10$   
 $q_0 : 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$   
 $B' : B' = B_e / B_0$  ただし、 $1 \leq B' \leq 10$   
 $B_0 : 1.0 \text{ (m)}$

荷重状態 (水位)	$\tan \alpha = H_b / V$	Hb (kN)	V (kN)	支持力係数			有効 載荷幅 B <sub>e</sub> (m)
				N <sub>c</sub>	N <sub>q</sub>	N	
地震時(水位2)	0.390	117.096	300.373	18.590	12.934	6.432	2.270

$$q_a = q_d / n$$

ここに、

Hb : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

q<sub>a</sub> : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容支持力度

n : 安全率

荷重状態 (水位)	形状係数		割増 係数	補正係数		極限 支持力度q <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	許容支持力度 q <sub>a</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
				S <sub>q</sub>	S		
地震時(水位2)	1.136	0.818	1.000	0.794	0.761	631.568	315.784

## (2)鉛直支持力の照査

$$Q_a = A_e \cdot q_a$$

ここに、

A<sub>e</sub> : 有効載荷面積(m<sup>2</sup>)

q<sub>a</sub> : 許容支持力度(kN/m)

荷重状態 (水位)	有効 載荷面積 A <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> )	許容支持力度 q <sub>a</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	作用鉛直力 V (kN)	許容支持力 Q <sub>a</sub> (kN)
地震時(水位2)	2.270	315.784	300.373	716.788

## 2.6 剛体安定照査

### 2.6.1 転倒に対する検討

$$\gamma_i \cdot \frac{M_{sd}}{M_{rd}} \leq 1.0$$

ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数,  $\gamma_i = 1.100$

$M_{rd}$  : 転倒に対する構造物底面端部における抵抗モーメント(kN.m)

$$M_{rd} = \frac{M_r}{\gamma_0}$$

$M_r$  : 荷重の公称値を用いた抵抗モーメント(kN.m)

$\gamma_0$  : 転倒に関する安全係数で荷重の交渉値の望ましくない方向への変動、荷重の算定方法の不確実性、地盤の変形等による抵抗モーメント算定上の不確実性等を考慮して定める。

$M_{sd}$  : 転倒に対する構造物底面端部における設計転倒モーメント(kN.m)

荷重状態(水位)	抵抗モーメント $M_r$ (kN.m)	$\gamma_0$	設計抵抗モーメント $M_{rd}$ (kN.m)	設計転倒モーメント $M_{sd}$ (kN.m)	$\gamma_i \frac{M_{sd}}{M_{rd}}$
常時2(水位1)	452.531	1.500	301.688	135.485	0.494 1.0

### 2.6.2 水平支持に対する検討

$$\gamma_i \cdot \frac{H_{sd}}{H_{rd}} \leq 1.0$$

ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数,  $\gamma_i = 1.100$

$H_{rd}$  : 水平支持に対する設計抵抗力(kN)

$$H_{rd} = \frac{H_r}{\gamma_h}$$

$H_r$  : 構造物の底面と基礎地盤との間の摩擦力及び粘着力あるいは構造物前面の受働土圧により求めた水平支持力、水平支持力を求める場合の荷重は交渉値を用いる。(kN)

$\gamma_h$  : 水平支持に関する安全係数で、水平支持力の特性値から望ましくない方向への変動等を考慮して定める。

$H_{sd}$  : 設計水平力(kN)

荷重状態(水位)	水平支持力 $H_r$ (kN)	$\gamma_h$	設計抵抗力 $H_{rd}$ (kN)	設計水平力 $H_{sd}$ (kN)	$\gamma_i \frac{H_{sd}}{H_{rd}}$
地震時(水位2)	210.261	1.200	175.218	117.096	0.735 1.0

### 2.6.3 鉛直支持に対する検討

$$\gamma_i \cdot \frac{V_{sd}}{V_{rd}} \leq 1.0$$

ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数,  $\gamma_i = 1.100$

$V_{rd}$  : 地盤の設計鉛直支持力 (kN)

$$V_{rd} = \frac{V_r}{\gamma_v}$$

$V_r$  : 地盤の鉛直支持力 (kN)

$\gamma_v$  : 鉛直支持に関する安全係数で、鉛直支持力の特性値から望ましくない方向への変動等を考慮して定める。

$V_{sd}$  : 設計反力 (kN)

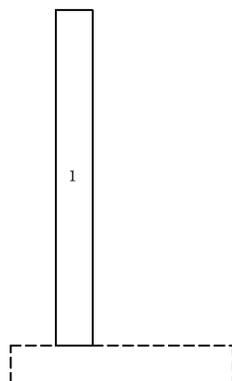
荷重状態 (水位)	地盤の鉛直支持力 $V_r$ (kN)	$\gamma_v$	設計鉛直支持力 $V_{rd}$ (kN)	設計反力 $V_{sd}$ (kN)	$\gamma_i \frac{V_{sd}}{V_{rd}}$
地震時(水位2)	1433.576	1.500	955.717	300.373	0.346 1.0

### 3章 豎壁の設計

#### 3.1 豎壁基部の設計

##### 3.1.1 水位を考慮しないブロックデータ

###### (1) ブロック割り



###### (2) 体積・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i$ (m <sup>3</sup> )	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			$X_i$	$Y_i$			
1	0.500 × 4.500 × 1.000	2.250	0.250	2.250	0.563	5.063	
		2.250	—	—	0.563	5.063	

$$\begin{aligned} \text{重心 } XG &= (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.563 / 2.250 = 0.250 \text{ (m)} \\ YG &= (V_i \cdot Y_i) / V_i = 5.063 / 2.250 = 2.250 \text{ (m)} \end{aligned}$$

##### 3.1.2 躯体自重, その他荷重

###### (1) 躯体自重

###### [1] 常時1

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 2.250 = 55.125$	0.000

##### 3.1.3 土圧・水圧

###### [1] 常時1 (水位1)

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (断面中心からの距離)  $x_p = 0.250 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ  $H = 4.500 \text{ m}$

仮想背面が鉛直面となす角度  $= 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量  $s = 20.000 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角  $= 35.000^\circ$

壁面摩擦角  $= 2/3 = 23.333^\circ$

すべり角の変化範囲  $i = 10.00^\circ \sim 85.00^\circ$

すべり角( )に対する土砂重量(W) , 土圧力(P)

水位 hw = 0.000 m

すべり角 (°)	土砂重量 W(kN)				土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
58.00	126.536	0.000	28.119	154.655	60.430
59.00	121.674	0.000	27.039	148.713	60.491
60.00	116.913	0.000	25.981	142.894	60.415

土圧力が最大となるのは、

$$= 59.00^\circ \text{ のとき } P = 60.491 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)}$$

$$= \frac{148.713 \times \sin(59.00^\circ - 35.00^\circ)}{\cos(59.00^\circ - 35.00^\circ - 0.000^\circ - 23.333^\circ)}$$

$$= 60.491 \text{ kN}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos( + ) = 60.491 \times \cos( 0.000^\circ + 23.333^\circ ) = 55.544 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin( + ) = 60.491 \times \sin( 0.000^\circ + 23.333^\circ ) = 23.959 \text{ kN}$$

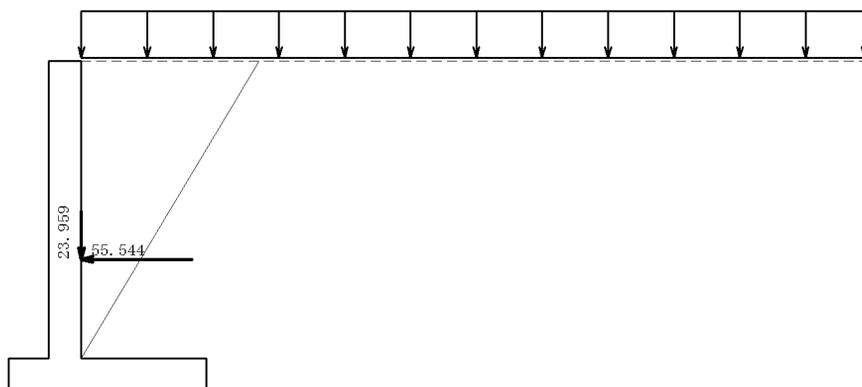
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan - x_p = 1.500 \times \tan 0.000^\circ - 0.250 = -0.250 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 1.500 = 1.500 \text{ m}$$

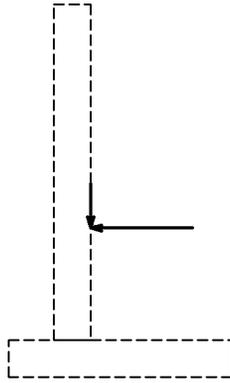
・土圧図



### 3.1.4 断面力の集計

( 偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません )

[1]常時1 (水位1)



項目	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M = M <sub>x<sub>i</sub></sub> +M <sub>y<sub>i</sub></sub> (kN.m)
自重	55.125	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	23.959	55.544	-0.250	1.500	83.316
合計	0.000	55.544	—————	—————	83.316

X<sub>i</sub> は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、Y<sub>i</sub> は設計断面からの高さ

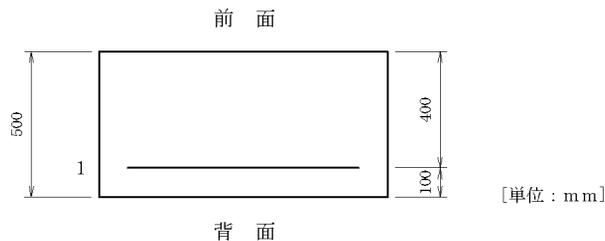
[2]永久荷重時 (水位1)

項目	N <sub>i</sub> (kN)	H <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	Y <sub>i</sub> (m)	M = M <sub>x<sub>i</sub></sub> +M <sub>y<sub>i</sub></sub> (kN.m)
自重	55.125	0.000	0.000	0.000	0.000
土圧	19.603	45.445	-0.250	1.500	68.167
合計	0.000	45.445	—————	—————	68.167

X<sub>i</sub> は設計断面中心からの距離 (前面側に向かって+)、Y<sub>i</sub> は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算 (許容応力度法)

(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> )
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	10.0	D22	3.871	8.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 12.691 (cm<sup>2</sup>)

(2) 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) , h = 500.000
- 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)

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	N (kN)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(水位1)	83.316	0.000	15.186	3.141	8.000	76.998	180.000

(3) せん断応力度の照査

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

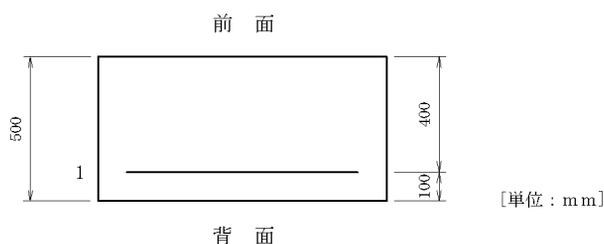
ここに、

- τ<sub>n</sub> : コンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- S<sub>h</sub> : 作用せん断力 (N)
- d : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)

荷重状態 (水位)	せん断力 S <sub>h</sub> (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		
			計算値	許容値 <sub>a1</sub>	許容値 <sub>a2</sub>
常時1(水位1)	55.544	40.000	0.139	0.390	1.700

### 3.1.6 断面計算（限界状態設計法）

#### (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> )
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	10.0	D22	3.871	8.00
	2	—	—	—	—

#### (2)使用性の照査に用いる設計断面力

##### ・設計曲げモーメント

$$M_d = M_{pd} + k \cdot M_{rd}$$

ここに、

$M_d$  : 設計曲げモーメント (kN.m)

$M$  : 基本荷重の曲げモーメント (kN.m)

$M_{pd}$  : 永久荷重の曲げモーメント (kN.m)

$M_{rd}$  : 変動荷重の曲げモーメント (kN.m)

$$M_{rd} = M - M_{pd}$$

$k_d$  : 変動荷重を考慮するための係数,  $k = 1.000$

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	$M_{pd}$ (kN.m)	$M_{rd}$ (kN.m)	$M_d$ (kN.m)
常時1(水位1)	83.316	68.167	15.148	83.316

##### ・設計せん断力

$$V_d = V_{pd} + k \cdot V_{rd}$$

ここに、

$V_d$  : 設計せん断力 (kN)

$V$  : 基本荷重のせん断力 (kN)

$V_{pd}$  : 永久荷重のせん断力 (kN)

$V_{rd}$  : 変動荷重のせん断力 (kN)

$$V_{rd} = V - V_{pd}$$

$k_d$  : 変動荷重を考慮するための係数,  $k = 1.000$

荷重状態 (水位)	V (kN)	$V_{pd}$ (kN)	$V_{rd}$ (kN)	$V_d$ (kN)
常時1(水位1)	55.544	45.445	10.099	55.544

(3)使用性の照査

a)曲げひび割れに対する検討

・許容ひび割れ幅

$$W_a = \alpha \cdot c$$

ここに、

$W_a$  : 許容ひび割れ幅 (mm)

$\alpha$  : 鋼材の腐食に対する環境条件を表す係数,  $\alpha = 0.0050$

$c$  : かぶり (mm)

・曲げひび割れ幅

$$W = 1.1k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left( \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \leq W_a$$

ここに、

$W$  : ひび割れ幅 (mm)

$k_1$  : 鉄筋の付着性状の影響を示す定数,  $k_1 = 1.000$

$k_2$  : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数,  $k_2 = 1.041$

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7$$

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) で、一般に設計強度を用いる,  $f'_c = 24.000$

$k_3$  : 引張鉄筋の段数を表す係数

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

$n$  : 引張鉄筋の段数

$c_s$  : 鉄筋の中心間隔 (mm)

$\phi$  : 鉄筋径 (mm)

$\sigma_{se}$  : 鉄筋コンクリートの応力が 0 の状態からの鉄筋の応力の増加量 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>),  $E_s = 2.000 \times 10^5$

$\varepsilon'_{csd}$  : コンクリートの乾燥収縮及びクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値,  $\varepsilon'_{csd} = 150.000 \times 10^{-6}$

荷重状態 (水位)	鉄筋 (mm)			$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	k3	ひび割れ幅 (mm)	
	かぶり	鉄筋径	ピッチ			計算値w	許容値 $W_a$
常時1(水位1)	89	22	125	74.608	1.000	0.256	0.445

b)せん断ひび割れに対する検討

$$V_d \leq 0.7V_{cd}$$

$$V_d = V_{pd} + k \cdot V_{rd}$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} \leq 0.2\sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{但し、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d \leq \sqrt[4]{1/d} \quad \text{但し、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p \leq \sqrt[3]{100P_v} \quad \text{但し、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \text{ (} N'_d \geq 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は} 2 \text{ とする。}$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \text{ (} N'_d < 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は} 0 \text{ とする。}$$

ここに、

$V_d$  : 設計せん断力(kN.m)

$V_{pd}$  : 永久荷重作用時における設計せん断力(kN)

$V_{rd}$  : 設計変動せん断力

$k$  : 変動荷重を考慮するための係数,  $k = 1.000$

$N'_d$  : 設計軸方向圧縮力(kN)

$M_d$  : 設計曲げモーメント(kN.m)

$M_0$  : 設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント(kN.m)

$b_w$  : 腹部の幅(mm),  $b_w = 1000$

$d$  : 有効高さ(mm)

$P_v$  : 鉄筋比

$$P_v = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$A_s$  : 引張鋼材の断面積( $\text{cm}^2$ )

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ ),  $f'_{cd} = 24.000$

$\gamma_b$  : 部材係数,  $\gamma_b = 1.000$

荷重状態(水位)	軸方向圧縮力 $N_d$ (kN)	モーメント $M_d$ (kN.m)	モーメント $M_0$ (kN.m)	有効高 $d$ (mm)
常時1(水位1)	0.000	68.167	0.000	400.000

荷重状態(水位)	せん断力 $V_{pd}$ (kN)	せん断力 $V_{rd}$ (kN)	せん断耐力 $V_{cd}$ (kN)	せん断力 $V_d$ (kN)	$0.7V_{cd}$ (kN)
常時1(水位1)	45.445	10.099	266.280	55.544	186.396

(4)安全性の照査

a)曲げモーメントに対する安全性の検討

荷重状態(水位)	設計曲げモーメント $M_d$ (kN.m)	設計曲げ耐力 $M_{ud}$ (kN.m)	$\gamma_i \frac{M_d}{M_{ud}}$
地震時(水位2)	117.248	339.116	0.380 1.0

b)せん断に対する安全性の検討

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} \leq 1.0$$

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数,  $\gamma_i = 1.100$

$V_{yd}$  : 設計せん断耐力(kN)

$V_{cd}$  : せん断補強筋を用いない設計せん断耐力(kN)

$V_{sd}$  : せん断補強筋により受け持たれる設計せん断耐力(kN)

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} \leq 0.2\sqrt{f'_{cd}} \quad \text{但し、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d \leq \sqrt[4]{1/d} \quad \text{但し、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p \leq \sqrt[3]{100P_v} \quad \text{但し、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \text{ (} N'_d \geq 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は} 2 \text{ とする。}$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \text{ (} N'_d < 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は} 0 \text{ とする。}$$

ここに、

$N'_d$  : 設計軸方向圧縮力(kN)

$M_d$  : 設計曲げモーメント(kN.m)

$M_0$  : 設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント(kN.m)

$b_w$  : 腹部の幅(mm),  $b_w = 1000$

$d$  : 有効高さ(mm)

$P_v$  : 鉄筋比

$$P_v = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$A_s$  : 引張鋼材の断面積(cm<sup>2</sup>)

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>),  $f'_{cd} = 18.462$

$\gamma_b$  : コンクリートのせん断に対する部材係数,  $\gamma_b = 1.560$

荷重状態(水位)	せん断力 $V_d$ (kN)	せん断耐力(kN)			$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}}$
		$V_{cd}$	$V_{sd}$	$V_{yd}$	
地震時(水位2)	74.031	156.401	0.000	156.401	0.521 1.0

(5)耐震性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{yd}} \leq 1.0$$

ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数,  $\gamma_i = 1.100$

$M_d$  : 設計曲げモーメント(kN.m)

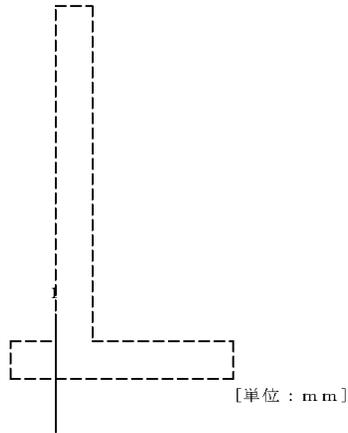
$M_{yd}$  : 降伏曲げモーメント(kN.m)

荷重状態(水位)	設計曲げモーメント $M_d$ (kN.m)	降伏曲げモーメント $M_{yd}$ (kN.m)	$\gamma_i \frac{M_d}{M_{yd}}$
地震時(水位2)	117.248	376.404	0.343 1.0

## 4章 つま先版の設計

### 4.1 照査位置[1]の設計

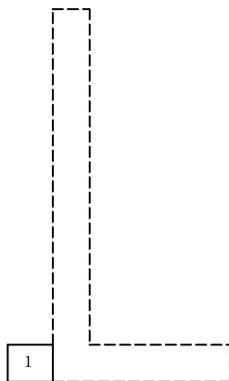
付け根からの距離 = 0.000 m



#### 4.1.1 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 $V_i$ ( $m^3$ )	重心位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$0.600 \times 0.500 \times 1.000$	0.300	0.300	0.090	
		0.300	—	0.090	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.090 / 0.300 = 0.300 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時1

位置	鉛直力 $W = \text{ } \cdot V$ (kN)	作用位置 $X$ (m)
躯体	$24.500 \times 0.300 = 7.350$	0.300

4.1.3 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q1+q2) \cdot L$$

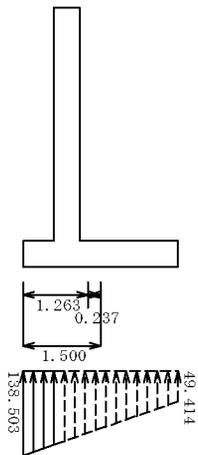
作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q1+q2}{3 \cdot (q1+q2)} \cdot L$$

ここに、

- q1 : つま先版前面位置の地盤反力度
- q2 : つま先版設計位置の地盤反力度
- L : 地盤反力作用幅 L = 0.600 (m)

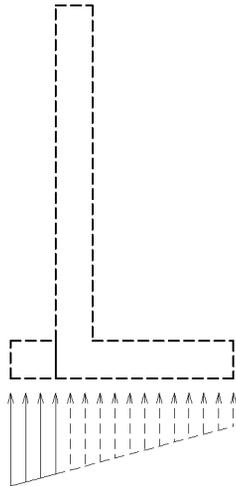
[1]常時1(水位1)



地盤反力度(kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
138.503	120.685	-77.756	0.307

4.1.4 断面力の集計

[1]常時1 (水位1)



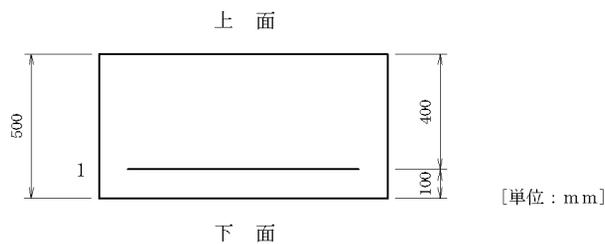
項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	-7.350	0.300	-2.205
地盤反力	77.756	0.307	23.861
合計	70.406	—	21.656

[2]永久荷重時 (水位1)

項目	$N_i$ (kN)	$X_i$ (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN.m)
自重	-7.350	0.300	-2.205
地盤反力	70.075	0.306	21.460
合計	62.725	—	19.255

4.1.5 断面計算 (許容応力度法)

(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	D16	1.986	4.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 3.158 (cm<sup>2</sup>)

(2) 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) , h = 500.000
- 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)

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(水位1)	21.656	8.643	1.350	8.000	73.449	180.000

(3) せん断応力度の照査

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

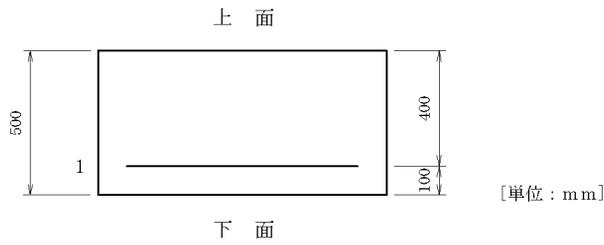
ここに、

- τ<sub>n</sub> : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- S<sub>h</sub> : 作用せん断力 (N)
- d : 部材の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- τ<sub>a1</sub> : 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>)

荷重状態 (水位)	せん断力 S <sub>h</sub> (kN)	有効高 d (mm)	せん断応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値 τ <sub>a1</sub>
常時1(水位1)	70.406	400.000	0.176	0.390

4.1.6 断面計算（限界状態設計法）

(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	D16	4.00	7.944
	2	—	—	—	—

(2)使用性の照査に用いる設計断面力

・設計曲げモーメント

$$M_d = M_{pd} + k \cdot M_{rd}$$

ここに、

$M_d$  : 設計曲げモーメント (kN.m)

$M$  : 基本荷重の曲げモーメント (kN.m)

$M_{pd}$  : 永久荷重の曲げモーメント (kN.m)

$M_{rd}$  : 変動荷重の曲げモーメント (kN.m)

$$M_{rd} = M - M_{pd}$$

$k_d$  : 変動荷重を考慮するための係数,  $k = 1.000$

荷重状態 (水位)	M (kN.m)	$M_{pd}$ (kN.m)	$M_{rd}$ (kN.m)	$M_d$ (kN.m)
常時1(水位1)	21.656	19.255	2.402	21.656

・設計せん断力

$$V_d = V_{pd} + k \cdot V_{rd}$$

ここに、

$V_d$  : 設計せん断力 (kN)

$V$  : 基本荷重のせん断力 (kN)

$V_{pd}$  : 永久荷重のせん断力 (kN)

$V_{rd}$  : 変動荷重のせん断力 (kN)

$$V_{rd} = V - V_{pd}$$

$k_d$  : 変動荷重を考慮するための係数,  $k = 1.000$

荷重状態 (水位)	V (kN)	$V_{pd}$ (kN)	$V_{rd}$ (kN)	$V_d$ (kN)
常時1(水位1)	70.406	62.725	7.682	70.406

(3)使用性の照査

a)曲げひび割れに対する検討

・許容ひび割れ幅

$$W_a = \alpha \cdot c$$

ここに、

$W_a$  : 許容ひび割れ幅 (mm)

$\alpha$  : 鋼材の腐食に対する環境条件を表す係数,  $\alpha = 0.0050$

$c$  : かぶり (mm)

・曲げひび割れ幅

$$W = 1.1k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left( \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \leq W_a$$

ここに、

$W$  : ひび割れ幅 (mm)

$k_1$  : 鉄筋の付着性状の影響を示す定数,  $k_1 = 1.000$

$k_2$  : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数,  $k_2 = 1.041$

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7$$

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>) で、一般に設計強度を用いる,  $f'_c = 24.000$

$k_3$  : 引張鉄筋の段数を表す係数

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

$n$  : 引張鉄筋の段数

$c_s$  : 鉄筋の中心間隔 (mm)

$\phi$  : 鉄筋径 (mm)

$\sigma_{se}$  : 鉄筋コンクリートの応力が 0 の状態からの鉄筋の応力の増加量 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_s$  : 鉄筋の弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>),  $E_s = 2.000 \times 10^5$

$\varepsilon'_{csd}$  : コンクリートの乾燥収縮及びクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値,  $\varepsilon'_{csd} = 150.000 \times 10^{-6}$

荷重状態 (水位)	鉄筋 (mm)			$\sigma_{se}$ (N/mm <sup>2</sup> )	k3	ひび割れ幅 (mm)	
	かぶり	鉄筋径	ピッチ			計算値w	許容値 $W_a$
常時1(水位1)	92	16	250	72.068	1.000	0.311	0.460

b)せん断ひび割れに対する検討

$$V_d \leq 0.7V_{cd}$$

$$V_d = V_{pd} + k \cdot V_{rd}$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} \leq 0.2\sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{但し、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d \leq \sqrt[4]{1/d} \quad \text{但し、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p \leq \sqrt[3]{100P_v} \quad \text{但し、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \text{ (} N'_d \geq 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は} 2 \text{ とする。}$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \text{ (} N'_d < 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は} 0 \text{ とする。}$$

ここに、

$V_d$  : 設計せん断力(kN.m)

$V_{pd}$  : 永久荷重作用時における設計せん断力(kN)

$V_{rd}$  : 設計変動せん断力

$k$  : 変動荷重を考慮するための係数,  $k = 1.000$

$N'_d$  : 設計軸方向圧縮力(kN)

$M_d$  : 設計曲げモーメント(kN.m)

$M_0$  : 設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント(kN.m)

$b_w$  : 腹部の幅(mm),  $b_w = 1000$

$d$  : 有効高さ(mm)

$P_v$  : 鉄筋比

$$P_v = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$A_s$  : 引張鋼材の断面積( $\text{cm}^2$ )

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ ),  $f'_{cd} = 24.000$

$\beta_b$  : 部材係数,  $\beta_b = 1.000$

荷重状態(水位)	軸方向 圧縮力 $N_d$ (kN)	モーメント $M_d$ (kN.m)	モーメント $M_b$ (kN.m)	有効高 $d$ (mm)
常時1(水位1)	0.000	19.255	0.000	400.000

荷重状態(水位)	せん断力 $V_{pd}$ (kN)	せん断力 $V_{rd}$ (kN)	せん断耐力 $V_{cd}$ (kN)	せん断力 $V_d$ (kN)	$0.7V_{cd}$ (kN)
常時1(水位1)	62.725	7.682	169.108	70.406	118.376

(4)安全性の照査

a)曲げモーメントに対する安全性の検討

荷重状態(水位)	設計曲げ モーメント $M_d$ (kN.m)	設計曲げ 耐力 $M_{ud}$ (kN.m)	$\gamma_i \frac{M_d}{M_{ud}}$
地震時(水位2)	27.222	93.189	0.321 1.0

b)せん断に対する安全性の検討

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} \leq 1.0$$

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数,  $\gamma_i = 1.100$

$V_{yd}$  : 設計せん断耐力(kN)

$V_{cd}$  : せん断補強筋を用いない設計せん断耐力(kN)

$V_{sd}$  : せん断補強筋により受け持たれる設計せん断耐力(kN)

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} \leq 0.2\sqrt{f'_{cd}} \quad \text{但し、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d \leq \sqrt[4]{1/d} \quad \text{但し、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p \leq \sqrt[3]{100P_v} \quad \text{但し、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \text{ (} N'_d \geq 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は} 2 \text{ とする。}$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \text{ (} N'_d < 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は} 0 \text{ とする。}$$

ここに、

$N'_d$  : 設計軸方向圧縮力(kN)

$M_d$  : 設計曲げモーメント(kN.m)

$M_0$  : 設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント(kN.m)

$b_w$  : 腹部の幅(mm),  $b_w = 1000$

$d$  : 有効高さ(mm)

$P_v$  : 鉄筋比

$$P_v = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$A_s$  : 引張鋼材の断面積(cm<sup>2</sup>)

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>),  $f'_{cd} = 18.462$

$\gamma_b$  : コンクリートのせん断に対する部材係数,  $\gamma_b = 1.560$

荷重状態(水位)	せん断力 $V_d$ (kN)	せん断耐力(kN)			$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}}$
		$V_{cd}$	$V_{sd}$	$V_{yd}$	
地震時(水位2)	87.814	99.327	0.000	99.327	0.973 1.0

(5)耐震性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{yd}} \leq 1.0$$

ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数,  $\gamma_i = 1.100$

$M_d$  : 設計曲げモーメント(kN.m)

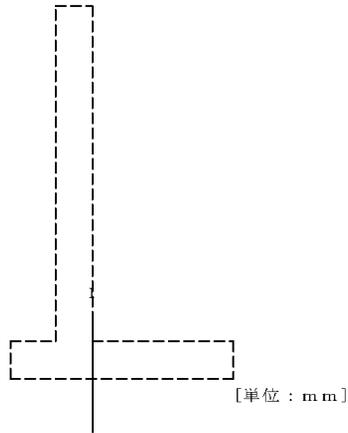
$M_{yd}$  : 降伏曲げモーメント(kN.m)

荷重状態(水位)	設計曲げ モーメント $M_d$ (kN.m)	降伏曲げ モーメント $M_{yd}$ (kN.m)	$\gamma_i \frac{M_d}{M_{yd}}$
地震時(水位2)	27.222	102.771	0.291 1.0

## 5章 かかと版の設計

### 5.1 照査位置[1]の設計

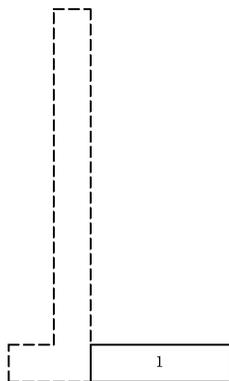
付け根からの距離 = 0.000 m



#### 5.1.1 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



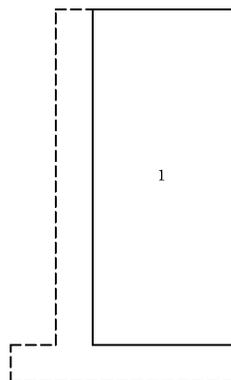
2) 自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $V_i$ ( $m^3$ )	重心位置 $X_i$ (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	1.900 × 0.500 × 1.000	0.950	0.950	0.902	
		0.950	—	0.902	

$$\text{重心位置 } XG = (V_i \cdot X_i) / V_i = 0.902 / 0.950 = 0.950 \text{ (m)}$$

(2)背面土砂

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 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	1.900 × 4.500 × 1.000	8.550	0.950	8.123	
		8.550	—	8.123	

重心位置  $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 8.123 / 8.550 = 0.950$  (m)

5.1.2 躯体自重，土砂重量，その他荷重，浮力（揚圧力）による鉛直力

(1)自重による作用力

[1]常時1

位置	鉛直力 $W = V \cdot \gamma$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.950 = 23.275$	0.950

(2)土砂重量，浮力

[1]常時1 (水位1)

1)土砂重量による作用力

水位位置による分割

位置	全体積、重心位置		水位より下の体積、重心位置	
	体積 V (m³)	重心位置 X (m)	体積 VI (m³)	重心位置 XI (m)
土砂(背面)	8.550	0.950	0.000	0.000

位置	水位より上の体積、重心位置	
	体積 Vu (m³)	重心位置 Xu (m)
土砂(背面)	8.550	0.950

水位より上の体積

$Vu = V - VI$

水位より上の重心位置

$Xu = (V \cdot X - VI \cdot XI) / Vu$

土砂による作用力

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN)
土砂(背面)	$8.550 \times 20.000 = 171.000$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X $(W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W$ (m)
土砂(背面)	171.000	0.950

(3)自重集計

[1]常時1 (水位1)

	重量 $N_i$ (kN)	作用位置 $X_i$ (m)	モーメント $N_i \cdot X_i$ (kN.m)
躯体	23.275	0.950	22.111
背面土砂	171.000	0.950	162.450
合計	194.275	—	184.561

5.1.3 地表面の載荷荷重，雪荷重

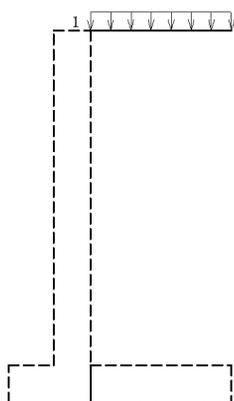
鉛直力

$$N = \frac{1}{2} \cdot (q_1 + q_2) \cdot L$$

ここに、

- q : 地表面載荷荷重強度
- L : 地表面載荷荷重長さ
- X : 設計断面位置から合力作用点までの距離

[1]常時1



番号	$q_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	$q_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
1	10.000	10.000	1.900	19.000	0.950

### 5.1.4 地盤反力

鉛直力

$$N = \frac{1}{2}(q_1 + q_2) \cdot L$$

作用位置

$$X = \frac{2 \cdot q_1 + q_2}{3 \cdot (q_1 + q_2)} \cdot L$$

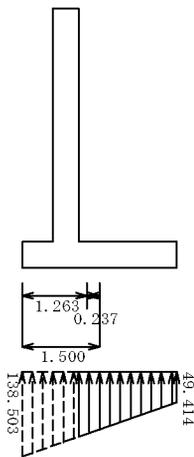
ここに、

q1 : かかと版前面位置の地盤反力度

q2 : かかと版設計位置の地盤反力度

L : 地盤反力作用幅 L = 1.900 (m)

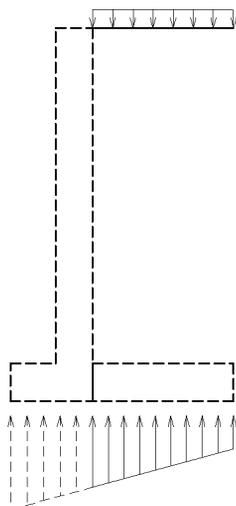
[1]常時1(水位1)



地盤反力度 (kN/m <sup>2</sup> )		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
49.414	105.837	147.488	0.835

### 5.1.5 断面力の集計

[1]常時1 (水位1)



項目	N <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	M = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (kN·m)
自重	194.275	0.950	184.561

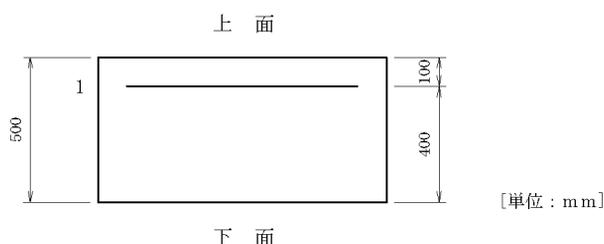
項目	N <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	M = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (kN.m)
載荷、雪	19.000	0.950	18.050
地盤反力	-147.488	0.835	-123.140
合計	65.787	—————	79.471

[2]永久荷重時 (水位1)

項目	N <sub>i</sub> (kN)	X <sub>i</sub> (m)	M = N <sub>i</sub> · X <sub>i</sub> (kN.m)
自重	194.275	0.950	184.561
地盤反力	-141.088	0.852	-120.141
合計	53.187	—————	64.420

5.1.6 断面計算 (許容応力度法)

(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	D22	3.871	8.00	30.968
	2	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 12.082 (cm<sup>2</sup>)

(2)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) , h = 500.000
- b : 部材断面幅(mm) , b = 1000.000
- d : 部材の有効高(mm)
- As : 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)

荷重状態(水位)	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度(N/mm <sup>2</sup> )		引張応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時1(水位1)	79.471	15.186	2.996	8.000	73.445	180.000

(3)せん断応力度の照査

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

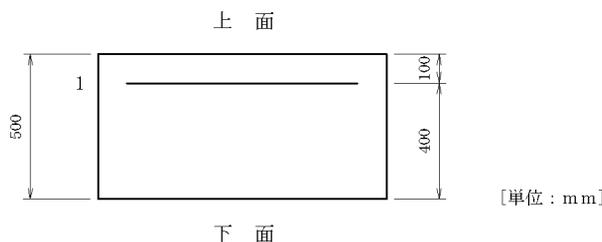
ここに、

- $\tau_n$  : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)
- S<sub>h</sub> : 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>)

荷重状態(水位)	せん断力 S <sub>h</sub> (kN)	有効高 d(mm)	せん断応力度(N/mm <sup>2</sup> )	
			計算値	許容値 <sub>a1</sub>
常時1(水位1)	65.787	400.000	0.164	0.390

5.1.7 断面計算(限界状態設計法)

(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	D22	3.871	8.00	30.968
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

(2)使用性の照査に用いる設計断面力

・設計曲げモーメント

$$M_d = M_{pd} + k \cdot M_{rd}$$

ここに、

$M_d$  : 設計曲げモーメント (kN.m)

$M$  : 基本荷重の曲げモーメント (kN.m)

$M_{pd}$  : 永久荷重の曲げモーメント (kN.m)

$M_{rd}$  : 変動荷重の曲げモーメント (kN.m)

$$M_{rd} = M - M_{pd}$$

$k_d$  : 変動荷重を考慮するための係数,  $k = 1.000$

荷重状態 (水 位)	$M$ (kN.m)	$M_{pd}$ (kN.m)	$M_{rd}$ (kN.m)	$M_d$ (kN.m)
常時1(水位1)	79.471	64.420	15.051	79.471

・設計せん断力

$$V_d = V_{pd} + k \cdot V_{rd}$$

ここに、

$V_d$  : 設計せん断力 (kN)

$V$  : 基本荷重のせん断力 (kN)

$V_{pd}$  : 永久荷重のせん断力 (kN)

$V_{rd}$  : 変動荷重のせん断力 (kN)

$$V_{rd} = V - V_{pd}$$

$k_d$  : 変動荷重を考慮するための係数,  $k = 1.000$

荷重状態 (水 位)	$V$ (kN)	$V_{pd}$ (kN)	$V_{rd}$ (kN)	$V_d$ (kN)
常時1(水位1)	65.787	53.187	12.600	65.787

(3)使用性の照査

a)曲げひび割れに対する検討

・許容ひび割れ幅

$$W_a = \alpha \cdot c$$

ここに、

$W_a$  : 許容ひび割れ幅 (mm)

: 鋼材の腐食に対する環境条件を表す係数,  $= 0.0050$

$c$  : かぶり (mm)

・ 曲げひび割れ幅

$$W = 1.1k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left( \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \leq W_a$$

ここに、

W : ひび割れ幅(mm)

k<sub>1</sub> : 鉄筋の付着性状の影響を示す定数, k<sub>1</sub> = 1.000

k<sub>2</sub> : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数, k<sub>2</sub> = 1.041

$$k_2 = \frac{15}{f'_c + 20} + 0.7$$

f'<sub>c</sub> : コンクリートの圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)で、一般に設計強度を用いる, f'<sub>c</sub> = 24.000

k<sub>3</sub> : 引張鉄筋の段数を表す係数

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8}$$

n : 引張鉄筋の段数

c<sub>s</sub> : 鉄筋の中心間隔(mm)

: 鉄筋径(mm)

σ<sub>se</sub> : 鉄筋コンクリートの応力が0の状態からの鉄筋の応力の増加量(N/mm<sup>2</sup>)

E<sub>s</sub> : 鉄筋の弾性係数(N/mm<sup>2</sup>), E<sub>s</sub> = 2.000 × 10<sup>5</sup>

ε'<sub>csd</sub> : コンクリートの乾燥収縮及びクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値, ε'<sub>csd</sub> = 150.000 × 10<sup>-6</sup>

荷重状態(水位)	鉄筋(mm)			(N/mm <sup>2</sup> )	k <sub>3</sub>	ひび割れ幅(mm)	
	かぶり	鉄筋径	ピッチ			計算値w	許容値w <sub>a</sub>
常時1(水位1)	89	22	125	71.165	1.000	0.248	0.445

b)せん断ひび割れに対する検討

$$V_d \leq 0.7V_{cd}$$

$$V_d = V_{pd} + k \cdot V_{rd}$$

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} \leq 0.2\sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{但し、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d \leq \sqrt[4]{1/d} \quad \text{但し、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p \leq \sqrt[3]{100P_v} \quad \text{但し、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \text{ (} N'_d \geq 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は} 2 \text{ とする。}$$

$$= 1 + 2M_0/M_d \text{ (} N'_d < 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は} 0 \text{ とする。}$$

ここに、

$V_d$  : 設計せん断力(kN.m)

$V_{pd}$  : 永久荷重作用時における設計せん断力(kN)

$V_{rd}$  : 設計変動せん断力

$k$  : 変動荷重を考慮するための係数,  $k = 1.000$

$N'_d$  : 設計軸方向圧縮力(kN)

$M_d$  : 設計曲げモーメント(kN.m)

$M_0$  : 設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント(kN.m)

$b_w$  : 腹部の幅(mm),  $b_w = 1000$

$d$  : 有効高さ(mm)

$P_v$  : 鉄筋比

$$P_v = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$A_s$  : 引張鋼材の断面積( $\text{cm}^2$ )

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度( $\text{N/mm}^2$ ),  $f'_{cd} = 24.000$

$\beta_b$  : 部材係数,  $\beta_b = 1.000$

荷重状態(水位)	軸方向圧縮力 $N_d$ (kN)	モーメント $M_d$ (kN.m)	モーメント $M_0$ (kN.m)	有効高 $d$ (mm)
常時1(水位1)	0.000	64.420	0.000	400.000

荷重状態(水位)	せん断力 $V_{pd}$ (kN)	せん断力 $V_{rd}$ (kN)	せん断耐力 $V_{cd}$ (kN)	せん断力 $V_d$ (kN)	$0.7V_{cd}$ (kN)
常時1(水位1)	53.187	12.600	266.280	65.787	186.396

(4)安全性の照査

a)曲げモーメントに対する安全性の検討

荷重状態(水位)	設計曲げモーメント $M_d$ (kN.m)	設計曲げ耐力 $M_{ud}$ (kN.m)	$\gamma_i \frac{M_d}{M_{ud}}$
地震時(水位2)	117.248	339.116	0.380 1.0

b)せん断に対する安全性の検討

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} \leq 1.0$$

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$$

ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数,  $\gamma_i = 1.100$

$V_{yd}$  : 設計せん断耐力(kN)

$V_{cd}$  : せん断補強筋を用いない設計せん断耐力(kN)

$V_{sd}$  : せん断補強筋により受け持たれる設計せん断耐力(kN)

$$V_{cd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{vcd} \leq 0.2 \sqrt[3]{f'_{cd}} \quad \text{但し、} f_{vcd} \leq 0.72 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\beta_d \leq \sqrt[4]{1/d} \quad \text{但し、} \beta_d > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_p \leq \sqrt[3]{100P_v} \quad \text{但し、} \beta_p > 1.5 \text{ となる場合は} 1.5 \text{ とする。}$$

$$\beta_n = 1 + M_0 / M_d \text{ (} N'_d \geq 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n > 2 \text{ となる場合は} 2 \text{ とする。}$$

$$= 1 + 2M_0 / M_d \text{ (} N'_d < 0 \text{ の場合) 但し、} \beta_n < 0 \text{ となる場合は} 0 \text{ とする。}$$

ここに、

$N'_d$  : 設計軸方向圧縮力(kN)

$M_d$  : 設計曲げモーメント(kN.m)

$M_0$  : 設計曲げモーメントに対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント(kN.m)

$b_w$  : 腹部の幅(mm),  $b_w = 1000$

$d$  : 有効高さ(mm)

$P_v$  : 鉄筋比

$$P_v = \frac{A_s}{b_w \cdot d}$$

$A_s$  : 引張鋼材の断面積(cm<sup>2</sup>)

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>),  $f'_{cd} = 18.462$

$\gamma_b$  : コンクリートのせん断に対する部材係数,  $\gamma_b = 1.560$

荷重状態(水位)	せん断力 $V_d$ (kN)	せん断耐力(kN)			$\gamma_i \frac{V_d}{V_{yd}}$
		$V_{cd}$	$V_{sd}$	$V_{yd}$	
地震時(水位2)	92.467	156.401	0.000	156.401	0.650 1.0

(5)耐震性の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{yd}} \leq 1.0$$

ここに、

$\gamma_i$  : 構造物係数,  $\gamma_i = 1.100$

$M_d$  : 設計曲げモーメント(kN.m)

$M_{yd}$  : 降伏曲げモーメント(kN.m)

荷重状態(水位)	設計曲げ モーメント $M_d$ (kN.m)	降伏曲げ モーメント $M_{yd}$ (kN.m)	$\gamma_i \frac{M_d}{M_{yd}}$
地震時(水位2)	117.248	376.404	0.343 1.0