

応力度の算出

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

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

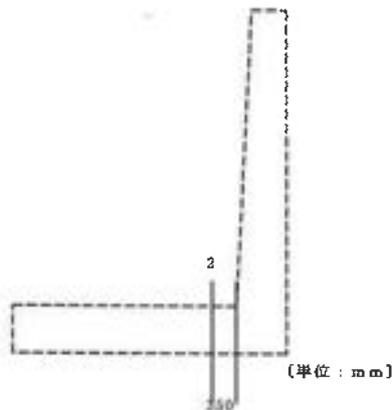
ここに、

- 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 = 700.000
- 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 (mm²)
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- 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 ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時	46.344	10.724	1.559	≦ 8.000	105.261	≦ 180.000
地震時	99.056	10.724	3.332	≦ 12.000	224.987	≦ 270.000

4.2 照査位置[2]の設計

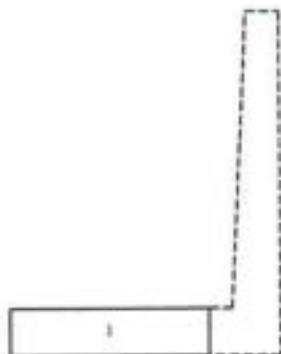
付け根からの距離 = 0.350 m



4.2.1 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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$2.930 \times 0.700 \times 1.000$	2.051	1.465	3.005	
Σ		2.051	—	3.005	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 3.005 / 2.051 = 1.465 \text{ (m)}$$

4.2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 2.051 = 50.250$	1.465

4.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

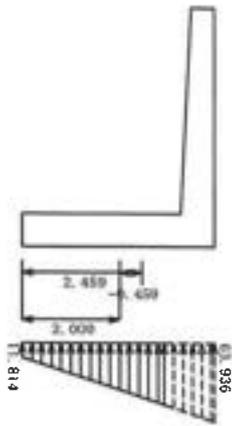
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m^2)

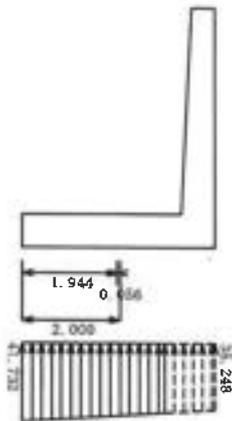
L : 地盤反力作用幅 (m)

[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
11.814	49.993	2.930	-90.548	1.163

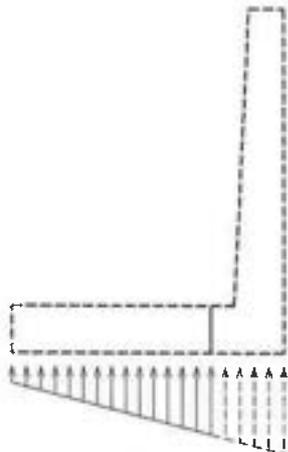
[2] 地震時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
41.732	36.982	2.930	-115.317	1.494

4.2.4 断面力の集計

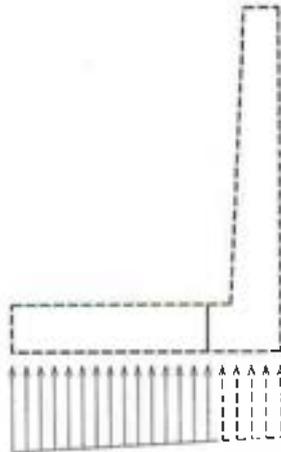
[1] 常時



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN · m)
自重	-50.250	1.465	-73.616
地盤反力	90.548	1.163	105.339

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
合計	40.298	—	31.723

[2]地震時



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
自重	-50.250	1.465	-73.616
地盤反力	115.317	1.494	172.337
合計	65.067	—	98.721

4.2.5 断面計算（許容応力度法）

(1)せん断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_b = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_b = S$$

ここに、

S_b : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N·mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, $\theta = 0.000$, $\tan \theta = 0.000$

a : せん断スパン(mm)

荷重状態 (水位)	有効高 d' (cm)	$2.5 \cdot d$	せん断スパン (cm)	S (kN)	M (kN·m)	M/ $d' \cdot \tan \theta$	S_b (kN)
常時	59.000	147.500	> 91.140	40.298	46.344	0.000	40.298
地震時	59.000	147.500	≤ 170.630	65.067	99.056	0.000	65.067

$$\tau_o = \frac{S_b}{b \cdot d'} \leq \tau_{o1}$$

ここに、

- τ_o : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_b : 作用せん断力 (N)
- d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)
- d' : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力 (N)
- τ_{o1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_{o1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{o1}'$$

ここに、

- τ_{o1}' : 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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
- C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数
- C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_s (kN)	有効高 d' (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)			補正係数		
			計算値 τ	許容値 τ_{o1}	許容値 τ_{o1}'	C_e	C_{pt}	C_{dc}
常時	40.298	59.000	$0.068 \leq$	0.528	1.700	1.23	0.77	2.42
地震時	65.067	59.000	$0.110 \leq$	0.332	2.550	1.23	0.77	1.00

構造計算

Ⅲ－2 埋立地貯留堰堤右岸側 L 型擁壁 (H=3.2m)

1章 設計条件

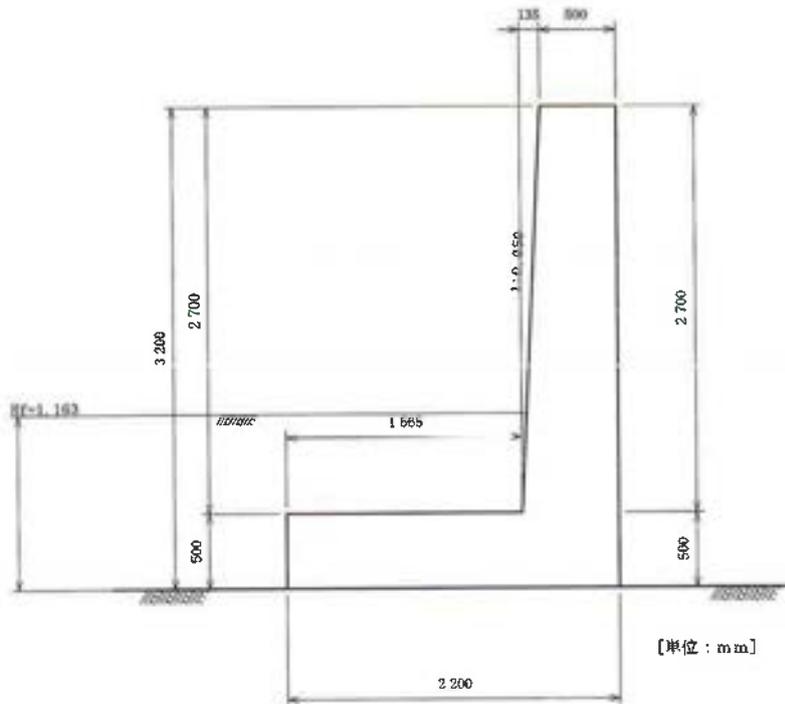
1.1 適用基準

(社)日本道路協会、道路土工 擁壁工指針 平成24年7月

1.2 形式

『逆L型-B (直接基礎)』

1.3 形状寸法



奥行方向幅 (ブロック長) $B = 10000$ (mm)

1.4 地盤条件

地震規模： レベル2

地域区分： A

地盤種別： I種

1.5 使用材料

【コンクリート】 縦壁 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm²)
底版 (鉄筋コンクリート) : $\sigma_{ck} = 24$ (N/mm²)

【鉄筋】 種類： SD345

【土質】 裏込め土： 砂および砂れき
 埋戻し土： 砂および砂れき
 支持地盤： 砂れき

【内部摩擦角】 背面土砂： 28.60 (度)
 前面土砂： 28.60 (度)

【単位体積重量】

(kN/m³)

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	15.800	16.800
	前面	15.800	16.800

【設計水平震度】 躯体： Kh = 0.20
 土砂(前面)： Kh = 0.20
 (背面)： Kh = 0.20

1.6 土砂

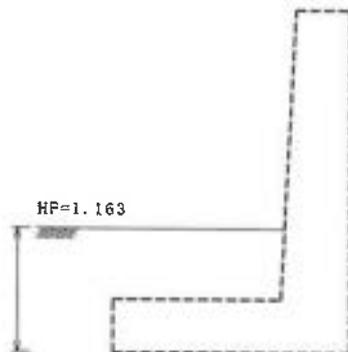
(1)背面土砂形状



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

(2)前面土砂形状

[1]常時, 地震時



高さ	安定計算		つま先版 の設計時
	鉛直力	水平力	
1.163	無視	無視	無視

1.7 任意荷重

考慮しない

1.8 土圧

・土圧式：試行くさび

・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	
常時土圧	19.067	19.067	——	0.000
地震時土圧	14.300	14.300	——	0.000

・安定計算時の土圧の仮想背面は、堅壁背面

・安定計算時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・堅壁設計時の土圧作用面が鉛直面となす角度 0.000 (度)

・受働土圧

荷重 状態	作用高さ	有効率
常時	1.163	0.500
地震時	1.163	0.500

・粘着力(kN/m²)

荷重 状態	すべり面用	粘着高さ用	受働土圧用
常時	0.000	0.000	0.000
地震時	0.000	0.000	0.000

・地震動の方向と異なる土圧の扱い

	扱い	有効率
安定計算	常時土圧	0.500
堅壁設計		0.500

1.9 荷重組み合わせケース

No	荷重名称	コメント
1	常時	常時
2	地震時	地震時

	荷重名称	1	2
土 砂	土砂1	○	○
載荷荷重	載荷荷重1		
主働土圧	考慮しない		
	常時土圧	○	
	地震時土圧		○
受働土圧	受働土圧1	○	○

1.10 基礎の条件

1.10.1 許容せん断抵抗算出用データ

照査に用いる底版幅	有効載荷幅
基礎底面と地盤との間の付着力 C_B (kN/m^2)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \phi_s$	0.600

1.11 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.11.1 安定計算の許容値

荷 重 態	許容偏心量 e_s / B (m)	滑動安全率	許容支持力度 (kN/m^2)
常時	1/6	1.500	400.000
地震時	1/3	1.200	600.000

ここに、

B : 基礎幅 (m)

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

M_s : 基礎底面に作用するモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)

V : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)

1.11.2 部材の許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート部材

1) 縦壁 (一般部材)

(N/mm^2)

荷 重 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cc}	鉄筋の引張応力度 σ_{st}	せん断応力度	
				τ_{cs}	τ_{ct}
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550

2) 底版（一般部材）

(N/mm²)

荷 重 状 態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 σ_{cs}	鉄筋の引張応力度 σ_{ts}	せん断応力度	
				τ_{s1}	τ_{s2}
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	270.000	0.350	2.550

ここに、

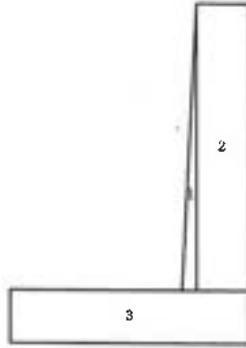
- τ_{s1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度
- τ_{s2} : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

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 V_i (m ³)	重心位置 (m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$	備考
			X_i	Y_i			
1	$1/2 \times 0.135 \times 2.700 \times 1.000$	0.182	1.655	1.400	0.302	0.255	
2	$0.500 \times 2.700 \times 1.000$	1.350	1.950	1.850	2.633	2.498	
3	$2.200 \times 0.500 \times 1.000$	1.100	1.100	0.250	1.210	0.275	
Σ		2.632			4.144	3.028	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 4.144 / 2.632 = 1.574 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 3.028 / 2.632 = 1.150 \text{ (m)}$$

2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 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

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 2.632 = 64.491$	1.574

[2] 地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 2.632 = 64.491$	1.574

位置	水平力 $H = W \cdot kh$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体	$64.491 \times 0.20 = 12.898$	1.150

(2) 自重集計

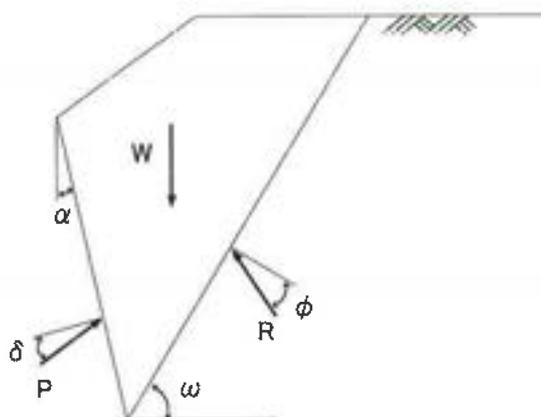
[1] 常時

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN・m)	
			Xi	Yi	Ni・Xi	Hi・Yi
躯体	64.491	0.000	1.574	0.000	101.533	0.000
合計	64.491	0.000	—	—	101.533	0.000

[2] 地震時

	重量 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	作用位置 (m)		モーメント (kN・m)	
			Xi	Yi	Ni・Xi	Hi・Yi
躯体	64.491	12.898	1.574	1.150	101.533	14.836
合計	64.491	12.898	—	—	101.533	14.836

2.3 土圧・水圧



[1] 常時

土圧は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)

$$x_p = 2.200 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 2.700 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 28.600^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 2/3 \phi = 19.067^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角 (ω) に対する土砂重量 (W), 土圧力 (P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 ω ($^\circ$)	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	
55.16	40.091	0.000	0.000	40.091	18.078
55.17	40.077	0.000	0.000	40.077	18.079

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000$ m

すべり角 ω (°)	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	
55.18	40.062	0.000	0.000	40.062	18.079

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 55.17^\circ \text{ のとき } P = 18.079 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{40.077 \times \sin(55.17^\circ - 28.60^\circ)}{\cos(55.17^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 19.067^\circ)} \\
 &= 18.079 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 18.079 \times \cos(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 17.087 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 18.079 \times \sin(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 5.906 \text{ kN}$$

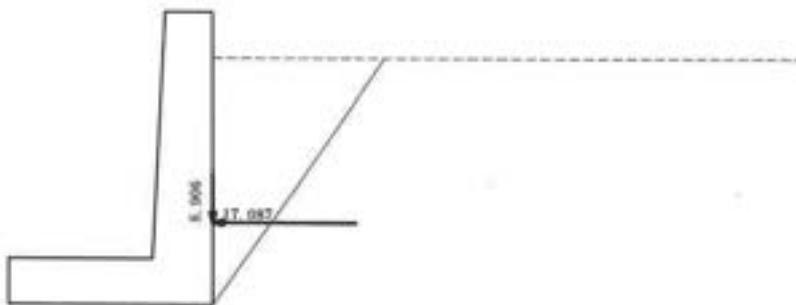
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{2.700}{3} = 0.900 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 2.200 - 0.900 \times \tan 0.000^\circ = 2.200 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.900 = 0.900 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

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)

$$x_p = 2.200 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 2.700 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 28.600^\circ$$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2\phi = 14.300^\circ$
 地震時合成角 $\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$
 すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)
 水位 $h_w = 0.000$ m

すべり角 ω (°)	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	
43.00	61.759	0.000	0.000	61.759	27.323
44.00	59.637	0.000	0.000	59.637	27.341
45.00	57.591	0.000	0.000	57.591	27.328

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 44.00^\circ \text{ のとき } P = 27.341 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{59.637 / \cos 11.310^\circ \times \sin(44.00^\circ - 28.60^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(44.00^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 14.300^\circ)} \\
 &= 27.341 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 27.341 \times \cos(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 26.494 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 27.341 \times \sin(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 6.753 \text{ kN}$$

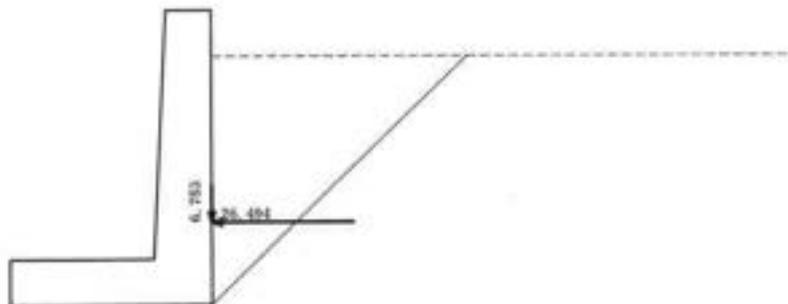
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{2.700}{3} = 0.900 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_o \cdot \tan \alpha = 2.200 - 0.900 \times \tan 0.000^\circ = 2.200 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.900 = 0.900 \text{ m}$$

・土圧図



受働土圧

(滑動に対する検討時に考慮します)

[1]常時

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 = 1.160 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.160 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.000^\circ$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.600 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 39.900^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.000^\circ$

受働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(39.90^\circ + 0.000^\circ)}{\cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(39.90^\circ + 0.000^\circ) \cdot \sin(39.90^\circ + 0.000^\circ)}{\cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]^2} \\
 &= 4.5780
 \end{aligned}$$

土圧作用面上端土圧

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 4.5780 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 4.5780 \times 19.600 \times 1.160 + 0.000 \\
 &= 104.085 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 104.085 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 104.085) \times 1.160 = 60.369 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (104.085 + 104.085) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 60.369 + 0.000 = 60.369 \text{ kN}$$

このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha - \delta) = 60.369 \times \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) = 60.369 \text{ kN}$$

[2]地震時

土圧は物部・岡部の式により求める。

仮想地表面までの高さ	H = 1.160 m
水位面より上の高さ	H1 = 1.160 m
水位面より下の高さ	H2 = 0.000 m
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 0.000^\circ$
土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.600 \text{ kN/m}^3$
土砂のせん断抵抗角	$\phi = 39.900^\circ$
地表面が水平面となす角度	$\beta = 0.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 0.000^\circ$

水位以上の地震時合成角

$$\theta = \tan^{-1}kh = \tan^{-1}0.20 = 11.310^\circ$$

水位以上の受働土圧係数

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{\cos^2(\phi + \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta - \theta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \delta - \theta) \cdot \cos(\alpha - \beta)}} \right]} \\
 &= \frac{\cos^2(39.90^\circ + 0.000^\circ - 11.310^\circ)}{\cos 11.310^\circ \cdot \cos^2 0.000^\circ \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ - 11.310^\circ)} \\
 &\quad \times \frac{1}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(39.90^\circ + 0.000^\circ) \cdot \sin(39.90^\circ + 0.000^\circ - 11.310^\circ)}{\cos(0.000^\circ - 0.000^\circ - 11.310^\circ) \cdot \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ)}} \right]} \\
 &= 4.1323
 \end{aligned}$$

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

$$p1 = q \cdot K = 0.000 \times 4.1323 = 0.000 \text{ kN/m}^2$$

水位面での土圧

$$\begin{aligned}
 p2 &= K \cdot \gamma_s \cdot H1 + p1 \\
 &= 4.1323 \times 19.600 \times 1.160 + 0.000 \\
 &= 93.952 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

土圧作用面下端土圧

$$p3 = p2 = 93.952 \text{ kN/m}^2$$

水位以上の土圧力

$$P1 = \frac{1}{2} \cdot (p1 + p2) \cdot H1 = \frac{1}{2} \times (0.000 + 93.952) \times 1.160 = 54.492 \text{ kN}$$

水位以下の土圧力

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot (p2 + p3) \cdot H2 = \frac{1}{2} \times (93.952 + 93.952) \times 0.000 = 0.000 \text{ kN}$$

土圧力

$$P = P1 + P2 = 54.492 + 0.000 = 54.492 \text{ kN}$$

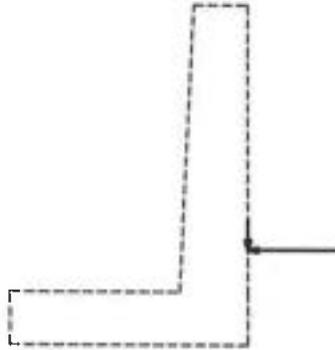
このときの土圧力の水平成分は次のようになる。

$$Ph = P \cdot \cos(\alpha - \delta) = 54.492 \times \cos(0.000^\circ - 0.000^\circ) = 54.492 \text{ kN}$$

2.4 作用力の集計

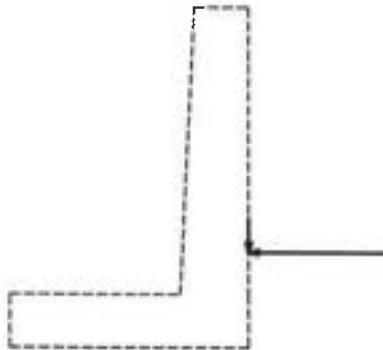
(1) フーチング前面での作用力の集計

[1] 常時



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)	$M_{ix} = N_i \cdot X_i$	$M_{iy} = H_i \cdot Y_i$
自重	64.491	0.000	1.574	0.000	101.533	0.000
土圧	5.906	17.087	2.200	0.900	12.993	15.378
合計	70.397	17.087	——	——	114.526	15.378

[2] 地震時



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)	$M_{ix} = N_i \cdot X_i$	$M_{iy} = H_i \cdot Y_i$
自重	64.491	12.898	1.574	1.150	101.533	14.836
土圧	6.753	26.494	2.200	0.900	14.857	23.845
合計	71.244	39.392	——	——	116.390	38.680

荷重状態 (水位)	N_i (kN)	H_i (kN)	M_o (kN.m)
常時	70.397	17.087	99.148
地震時	71.244	39.392	77.709

(2) フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : $N_c = N_c$ (kN)

水平力 : $H_c = H_c$ (kN)

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

ここに、

フーチング土圧方向幅 : $B_f = 2.200$ (m)

■単位幅当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	70.397	17.087	-21.711
地震時	71.244	39.392	0.659

■全幅(10.000m)当り

荷重状態 (水位)	N_c (kN)	H_c (kN)	M_c (kN.m)
常時	703.974	170.870	-217.110
地震時	712.444	393.923	6.595

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)

ΣMr : 底版つま先回りの抵抗モーメント(kN・m)

ΣMt : 底版つま先回りの転倒モーメント(kN・m)

ΣV : 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 = 2.200

$$e_s = B/n$$

ここに、

e_s : 許容偏心距離(m)

n : 安全率

荷重状態 (水 位)	ΣMr (kN・m)	ΣMt (kN・m)	ΣV (kN)	d (m)	e (m)	e_s (m)
常時	114.526	15.378	70.397	1.408	0.308	0.367
地震時	116.390	38.680	71.244	1.091	0.009	0.733

2.5.2 滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\Sigma V \cdot \mu + C_a \cdot B' + \alpha \cdot P_p}{\Sigma H}$$

ここに、

ΣV : 底版下面における全鉛直荷重(kN)

ΣH : 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, $\mu = 0.600$

C_a : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_a = 0.000$

B' : 有効載荷幅(m), B' = B - 2e

B : 底版幅(m), B = 2.200

e : 偏心量(m)

α : 受働土圧 P_p の有効率

P_p : 擁壁前面の土による受働土圧合力の水平成分(kN)

荷重状態 (水 位)	偏心量 e (m)	有効載荷幅 B' (m)
常時	-0.308	1.584
地震時	0.009	2.182

荷重状態 (水 位)	鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	受働土圧 P_p (kN)	有効率 α	安全率 F_s	必要安全率 F_{s0}
常時	70.397	17.087	60.369	0.500	4.238	≥ 1.500
地震時	71.244	39.392	54.492	0.500	1.777	≥ 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

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

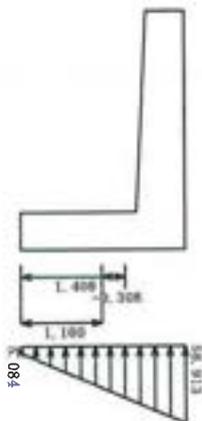
ここに、

ΣV : 底版下面に作用する全鉛直荷重 (kN)

B : 底版幅 (m), $B = 2.200$

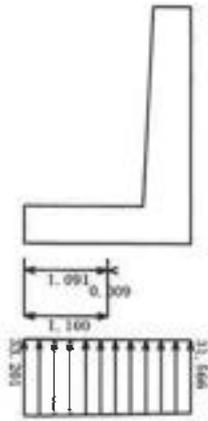
e : 偏心量 (m)

[1] 常時



地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		qmin	qmax	許容値
2.200	台形	5.084	58.913 \leq	400.000

[2]地震時



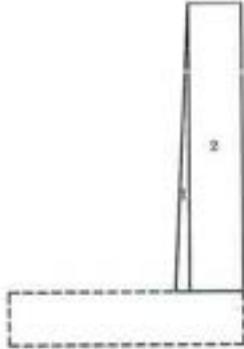
地盤反力の作用幅 (m)	地盤反力の形状	地盤反力度 (kN/m ²)		
		q _{min}	q _{max}	許容値
2.200	台形	31.566	33.201 ≤	600.000

3章 堅壁の設計

3.1 堅壁基部の設計

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 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1/2 × 0.135 × 2.700 × 1.000	0.182	0.090	0.900	0.016	0.164	
2	0.500 × 2.700 × 1.000	1.350	0.385	1.350	0.520	1.823	
Σ		1.532	—	—	0.536	1.987	

$$\text{重心 } XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 0.536 / 1.532 = 0.350 \text{ (m)}$$

$$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1.987 / 1.532 = 1.296 \text{ (m)}$$

3.1.2 躯体自重、任意荷重

(1) 躯体自重

[1] 常時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 1.532 = 37.541$	-0.032

作用位置

$$X = Xc - XG = 0.317 - 0.350$$

$$= -0.032 \text{ m}$$

ここに、

Xc : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離 (m)

[2] 地震時

位置	$W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体(鉄筋)	$24.500 \times 1.532 = 37.541$	-0.032

位置	$H = W \cdot kb$ (kN)	作用位置 Y (m)
躯体(鉄筋)	$37.541 \times 0.200 = 7.508$	1.296

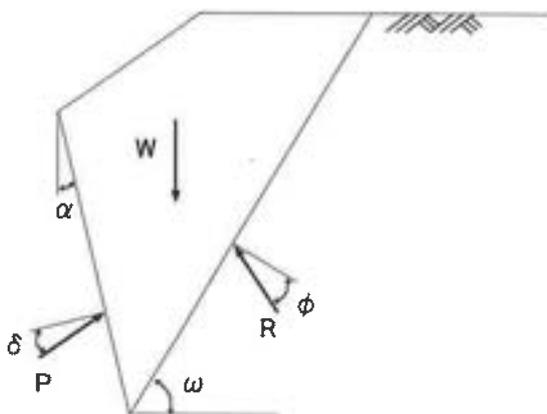
作用位置

$$X = X_c - X_G = 0.317 - 0.350 \\ = -0.032 \text{ m}$$

ここに、

X_c : 設計断面位置での堅壁前面から設計断面中心までの水平距離(m)

3.1.3 土圧・水圧



[1]常時

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)

$$x_p = 0.317 \text{ m}$$

$$y_p = 0.000 \text{ m}$$

仮想背面の高さ

$$H = 2.200 \text{ m}$$

土圧作用面が鉛直面となす角度

$$\alpha = 0.000^\circ$$

背面土砂の単位体積重量

$$\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$$

背面土砂の内部摩擦角

$$\phi = 28.600^\circ$$

壁面摩擦角

$$\delta = 2/3 \phi = 19.067^\circ$$

すべり角の変化範囲

$$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 ω (°)	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	
54.00	27.780	0.000	0.000	27.780	11.989
55.00	26.773	0.000	0.000	26.773	12.002
56.00	25.791	0.000	0.000	25.791	11.996

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 55.00^\circ \text{ のとき } P = 12.002 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{26.773 \times \sin(55.00^\circ - 28.60^\circ)}{\cos(55.00^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 19.067^\circ)} \\
 &= 12.002 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 12.002 \times \cos(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 11.344 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 12.002 \times \sin(0.000^\circ + 19.067^\circ) = 3.921 \text{ kN}$$

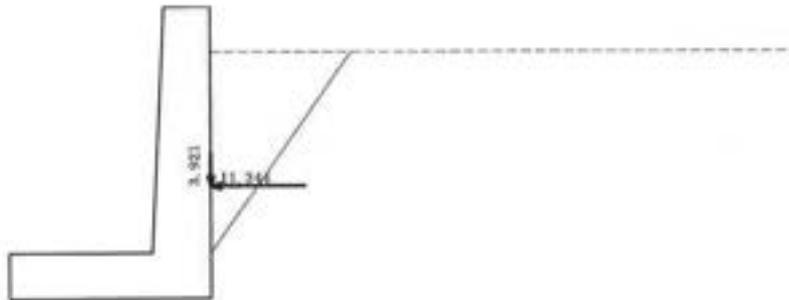
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{2.200}{3} = 0.733 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.733 \times \tan 0.000^\circ - 0.317 = -0.317 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.733 = 0.733 \text{ m}$$

・土圧図



[2]地震時

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 (断面中心からの距離) $x_p = 0.317 \text{ m}$

$y_p = 0.000 \text{ m}$

仮想背面の高さ $H = 2.200 \text{ m}$

土圧作用面が鉛直面となす角度 $\alpha = 0.000^\circ$

背面土砂の単位体積重量 $\gamma_s = 15.800 \text{ kN/m}^3$

背面土砂の内部摩擦角 $\phi = 28.600^\circ$

壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi = 14.300^\circ$

地震時合成角 $\theta = \tan^{-1} kh = \tan^{-1} 0.20 = 11.310^\circ$

すべり角の変化範囲 $\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

すべり角 ω ($^\circ$)	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	
43.00	41.003	0.000	0.000	41.003	18.140

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000$ m

すべり角 ω (°)	土砂重量 W (kN)			合計	土圧力 P (kN)
	水位以上	水位以下	上載荷重		
44.00	39.595	0.000	0.000	39.595	18.153
45.00	38.236	0.000	0.000	38.236	18.144

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 44.00^\circ \text{ のとき } P = 18.153 \text{ kN}$$

である。

土圧力

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{W / \cos \theta \cdot \sin(\omega - \phi + \theta)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{39.595 / \cos 11.310^\circ \times \sin(44.00^\circ - 28.60^\circ + 11.310^\circ)}{\cos(44.00^\circ - 28.60^\circ - 0.000^\circ - 14.300^\circ)} \\
 &= 18.153 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

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

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 18.153 \times \cos(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 17.591 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 18.153 \times \sin(0.000^\circ + 14.300^\circ) = 4.484 \text{ kN}$$

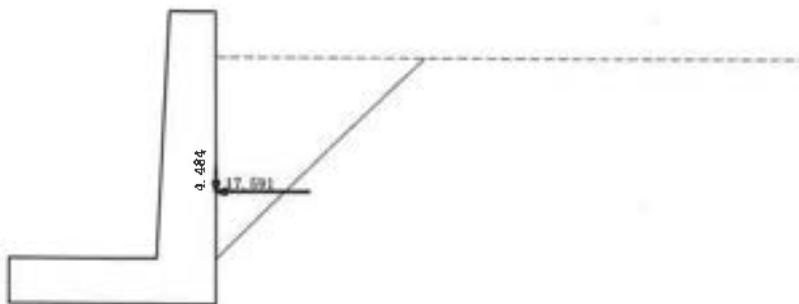
作用位置

$$H_o = \frac{H}{3} = \frac{2.200}{3} = 0.733 \text{ m}$$

$$x = H_o \cdot \tan \alpha - x_p = 0.733 \times \tan 0.000^\circ - 0.317 = -0.317 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_o = 0.000 + 0.733 = 0.733 \text{ m}$$

・土圧図



3.1.4 断面力の集計

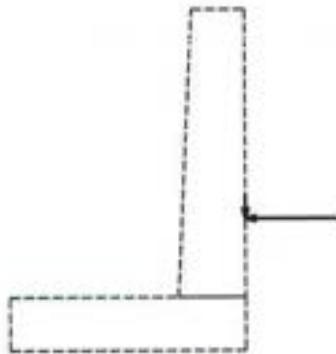
(偏心モーメント及び軸力を無視するため鉛直力は集計されません)

[1] 常時



項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{d1} + M_{d2}$ (kN·m)
自重	37.541	0.000	-0.032	0.000	0.000
土圧	3.921	11.344	-0.317	0.733	8.315
合計	0.000	11.344	—————	—————	8.315

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ
[2] 地震時

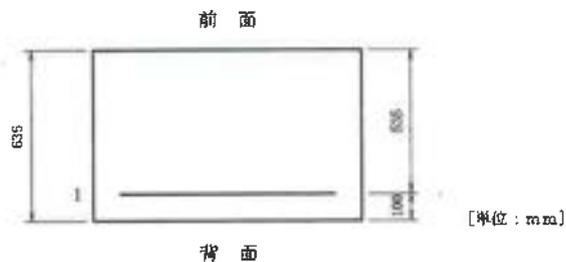


項目	N_i (kN)	H_i (kN)	X_i (m)	Y_i (m)	$M = M_{d1} + M_{d2}$ (kN·m)
自重	37.541	7.508	-0.032	1.296	9.734
土圧	4.484	17.591	-0.317	0.733	12.894
合計	0.000	25.099	—————	—————	22.628

※ X_i は設計断面中心からの距離（前面側に向かって+）、 Y_i は設計断面からの高さ

3.1.5 断面計算（許容応力度法）

(i) 鉄筋配置



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
背面	1	10.0	D16	1.986	4.00
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 1.616 (cm²)

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_k = Z_c \cdot \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_k : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 67204.2 \times 10^3$

σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.00$

N : 軸方向力 (N)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_c = b \cdot h = 635000.000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 635.000$

荷重状態 (水位)	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN・m)	M_k (kN・m)	N (kN)	最小鉄筋量 (cm ²)
常時	7.944	14.136 ≤	128.607	0.000	5.000
地震時	7.944	38.468 ≤	128.607	0.000	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより

大きい場合 終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量、5.0 の中で大きい方とする。

小さい場合 5.0

(3) 最大鉄筋量の照査

使用鉄筋量 A_s は、釣合鉄筋量 A_{sb} 以下になることを照査する

コンクリートの終局ひずみ

$$\epsilon_{cu} = 0.0035$$

鉄筋の降伏ひずみ

$$\epsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s}$$

中立軸位置

$$x = \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}} \cdot d$$

中立軸位置からyの位置のひずみ

$$A = \frac{\epsilon_{cu} + \epsilon_{sy}}{d}$$

$$\epsilon(y) = A \cdot y$$

y1区間 ($0 \leq \epsilon(y) \leq 0.002$) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y1 = \frac{0.002}{\epsilon_{cu}} \cdot x$$

$$C1 = b \cdot \frac{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A}{0.002} \cdot \left(-\frac{A}{0.006} \cdot y1^3 + y1^2 \right)$$

y2区間 ($0.002 \leq \epsilon(y) \leq \epsilon_{cu}$) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y2 = x - y1$$

$$C2 = b \cdot 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot y2$$

圧縮側鉄筋に生じる圧縮力 ($d_i \leq x$)

$$\epsilon_{si} = A \cdot (x - d_i)$$

$$\sigma_{si} = \epsilon_{si} \cdot E_s (\leq \sigma_{sy})$$

$$S_{ci} = \sigma_{si} \cdot A_{si}$$

$$S1 = \sum S_{ci}$$

引張側鉄筋に生じる引張力 ($d_j > x$)

$$\epsilon_{sj} = A \cdot (d_j - x)$$

$$\sigma_{sj} = \epsilon_{sj} \cdot E_s$$

$$S_{tj} = \sigma_{sj} \cdot A_{sj}$$

$$S2 = \sum S_{tj}$$

軸力の釣合から

$$N = C1 + C2 + S1 - \alpha \cdot S2$$

$$\alpha = \frac{-N + C1 + C2 + S1}{S2}$$

釣合鉄筋量

$$A_{sb} = \alpha \cdot \sum A_{sj}$$

ここに、

A_{sb} : 釣合い鉄筋量 (mm^2)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (N/mm^2), $\sigma_{sy} = 345.00$

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm^2), $E_s = 200000$

d : 圧縮縁から最遠鉄筋までの距離 (mm), $d = 535.0$

b : 部材幅 (mm), $b = 1000.0$

σ_{ck} : コンクリート設計基準強度 (N/mm^2), $\sigma_{ck} = 24.00$

d_i : 圧縮縁からi段目の圧縮側鉄筋までの距離 (mm)

A_{si} : 圧縮縁からi段目の圧縮側鉄筋の断面積 (mm^2)

σ_{si} : 圧縮縁からi段目の圧縮側鉄筋に生じる圧縮応力度 (N/mm^2)

d_j : 圧縮縁からj段目の引張側鉄筋までの距離 (mm)

A_{sj} : 圧縮縁からj段目の引張側鉄筋の断面積 (mm^2)

σ_{sj} : 圧縮縁からj段目の引張側鉄筋に生じる引張応力度 (N/mm^2)

荷重状態(水 位)	A_s (cm^2)	$A_{s,0}$ (cm^2)
常時	$7.944 \leq$	171.544
地震時	$7.944 \leq$	171.544

(4) 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), $h = 635.000$
- 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^2)
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm^2)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度(N/mm^2)
- 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^2)		引張応力度(N/mm^2)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
常時	8.315	0.000	10.162	$0.327 \leq$	8.000	$20.888 \leq$	180.000
地震時	22.628	0.000	10.162	$0.889 \leq$	12.000	$56.843 \leq$	270.000

(5) せん断応力度の照査

$$\tau_v = \frac{S_v}{b \cdot d} \leq \tau_{v,0}$$

ここに、

- τ_v : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm^2)
- S_v : せん断力(N)
- d : 部材断面の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- $\tau_{v,0}$: 割増しされた許容せん断応力度(N/mm^2)

$$\tau_{ca} = C_e \cdot C_{pt} \cdot CN \cdot \tau_{ca}'$$

$$CN = 1 + \frac{M_o}{M} \quad (1 \leq CN \leq 2)$$

ここに、

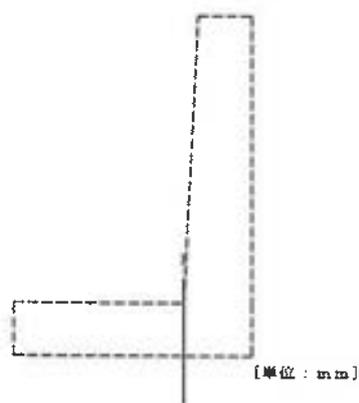
- τ_{ca}' : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度(N/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
- C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数
- CN : 軸方向圧縮力による補正係数
- M_o : 軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる
曲げモーメント(kN.m)

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_v (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)			補正係数		
			計算値 τ	許容値 τ_{ca}	許容値 τ_{ca}	C_e	C_{pt}	CN
常時	11.344	53.500	0.021 ≤	0.232	1.700	1.27	0.80	1.00
地震時	25.099	53.500	0.047 ≤	0.353	2.550	1.27	0.80	1.00

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	$1.565 \times 0.500 \times 1.000$	0.783	0.783	0.612	
Σ		0.783	—	0.612	

$$\text{重心位置 } XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.612 / 0.783 = 0.783 \text{ (m)}$$

4.1.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.783 = 19.171$	0.782

4.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

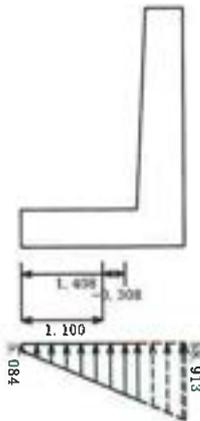
ここに、

q1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m²)

q2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m²)

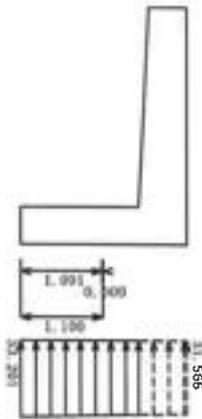
L : 地盤反力作用幅 (m)

[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
5.084	43.376	1.565	-37.920	0.576

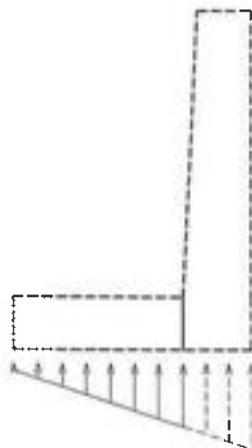
[2]地震時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
33.201	32.038	1.565	-61.049	0.787

4.1.4 断面力の集計

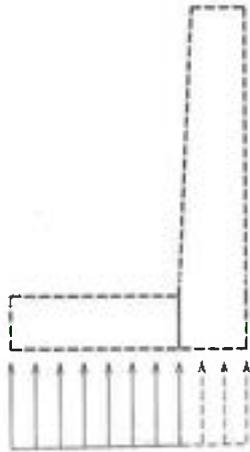
[1]常時



項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i × X _i (kN·m)
自重	-19.171	0.783	-15.002
地盤反力	37.920	0.576	21.857
合計	18.749	—	6.855

付け根の断面力として壁基部の断面力 8.315 kN·m を適用します。

[2]地震時

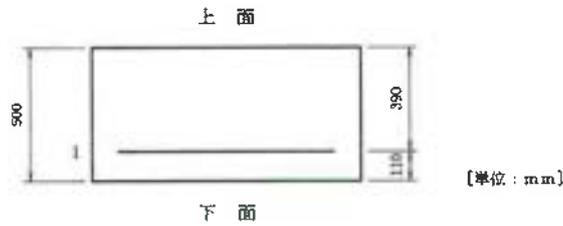


項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-19.171	0.783	-15.002
地盤反力	51.049	0.787	40.184
合計	31.878	—	25.182

付け根の断面力として壁基部の断面力 22.628 kN·m を適用します。

4.1.5 断面計算 (許容応力度法)

(1)鉄筋配置



単鉄筋

位置	かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1'	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—
下面	1	D16	1.986	4.00	7.944
	2	—	—	—	—

引張側必要鉄筋量 2.241 (cm²)

(2) 最小鉄筋量の照査

$$M_c = Z_c \cdot \left(\sigma_{bc} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

M_c : ひび割れ曲げモーメント (N・mm)

Z_c : コンクリート部材の断面係数 (mm³), $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 41666.7 \times 10^3$

σ_{bc} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²), $\sigma_{bc} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²), $\sigma_{ck} = 24.00$

N : 軸方向力 (N)

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_c = b \cdot h = 500000.000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 500.000$

荷重状態 (水位)	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN・m)	M_c (kN・m)	最小鉄筋量 (cm ²)
常時	7.944	14.136 ≤	79.737	5.000
地震時	7.944	38.468 ≤	79.737	5.000

最小鉄筋量は、作用曲げモーメントの1.7倍がひび割れ曲げモーメントより小さい場合は 5.0 と表示。
大きい場合は、終局曲げモーメント=ひび割れ曲げモーメントとなる鉄筋量と5.0の中で大きい方とする。

(3) 最大鉄筋量の照査

使用鉄筋量 A_s は、釣合鉄筋量 A_{sb} 以下になることを照査する

コンクリートの終局ひずみ

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035$$

鉄筋の降伏ひずみ

$$\varepsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s}$$

中立軸位置

$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \cdot d$$

中立軸位置から y の位置のひずみ

$$A = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}}{d}$$

$$\varepsilon(y) = A \cdot y$$

y_1 区間 ($0 \leq \varepsilon(y) \leq 0.002$) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y_1 = \frac{0.002}{\varepsilon_{cu}} \cdot x$$

$$C_1 = b \cdot \frac{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot A}{0.002} \cdot \left(-\frac{A}{0.006} \cdot y_1^3 + y_1^2 \right)$$

y_2 区間 ($0.002 \leq \varepsilon(y) \leq \varepsilon_{cu}$) のコンクリートに生じる圧縮力

$$y_2 = x - y_1$$

$$C_2 = b \cdot 0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot y_2$$

圧縮側鉄筋に生じる圧縮力 ($d_i \leq x$)

$$\begin{aligned}\varepsilon_{si} &= A \cdot (x - d_i) \\ \sigma_{si} &= \varepsilon_{si} \cdot E_s (\leq \sigma_{sy}) \\ S_{ci} &= \sigma_{si} \cdot A_{si} \\ S1 &= \sum S_{ci}\end{aligned}$$

引張側鉄筋に生じる引張力 ($d_j > x$)

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sj} &= A \cdot (d_j - x) \\ \sigma_{sj} &= \varepsilon_{sj} \cdot E_s \\ S_{tj} &= \sigma_{sj} \cdot A_{sj} \\ S2 &= \sum S_{tj}\end{aligned}$$

軸力の釣合から

$$\begin{aligned}N &= C1 + C2 + S1 - \alpha \cdot S2 \\ \alpha &= \frac{-N + C1 + C2 + S1}{S2}\end{aligned}$$

釣合鉄筋量

$$A_{sb} = \alpha \cdot \sum A_{sj}$$

ここに、

- A_{sb} : 釣合い鉄筋量 (mm^2)
- σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (N/mm^2), $\sigma_{sy} = 345.00$
- E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm^2), $E_s = 200000$
- d : 圧縮縁から最遠鉄筋までの距離 (mm), $d = 390.0$
- b : 部材幅 (mm), $b = 1000.0$
- σ_{ck} : コンクリート設計基準強度 (N/mm^2), $\sigma_{ck} = 24.00$
- d_i : 圧縮縁から i 段目の圧縮側鉄筋までの距離 (mm)
- A_{si} : 圧縮縁から i 段目の圧縮側鉄筋の断面積 (mm^2)
- σ_{si} : 圧縮縁から i 段目の圧縮側鉄筋に生じる圧縮応力度 (N/mm^2)
- d_j : 圧縮縁から j 段目の引張側鉄筋までの距離 (mm)
- A_{sj} : 圧縮縁から j 段目の引張側鉄筋の断面積 (mm^2)
- σ_{sj} : 圧縮縁から j 段目の引張側鉄筋に生じる引張応力度 (N/mm^2)

荷重状態(水位)	A_s (cm^2)	A_{sb} (cm^2)
常時	$7.944 \leq$	125.051
地震時	$7.944 \leq$	125.051

(4) 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

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

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

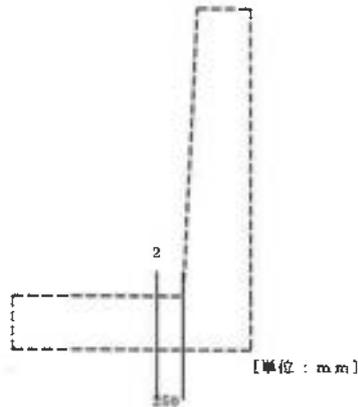
ここに、

- 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_s : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- 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)
- σ_c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- 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 ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
			計算値	許容値	計算値	許容値
常時	8.315	8.521	0.540	≦ 8.000	28.950	≦ 180.000
地震時	22.628	8.521	1.468	≦ 12.000	78.782	≦ 270.000

4.2 照査位置[2]の設計

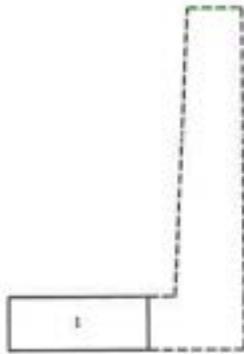
付け根からの距離 = 0.250 m



4.2.1 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 V_i (m^3)	重心位置 X_i (m)	$V_i \cdot X_i$	備考
1	$1.315 \times 0.500 \times 1.000$	0.658	0.658	0.432	
Σ		0.658	—	0.432	

$$\text{重心位置 } X_G = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 0.432 / 0.658 = 0.658 \text{ (m)}$$

4.2.2 躯体自重, 土砂重量, 任意荷重, 浮力 (揚圧力) による鉛直力

(1) 自重による作用力

[1] 常時、地震時

位置	鉛直力 $W = \gamma \cdot V$ (kN)	作用位置 X (m)
躯体	$24.500 \times 0.658 =$	16.109
		0.657

4.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

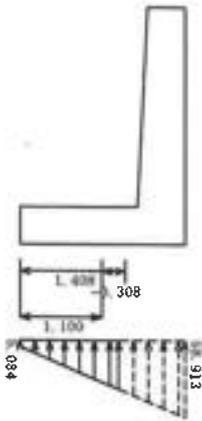
ここに、

q_1 : つま先版前面位置の地盤反力度 (kN/m^2)

q_2 : つま先版設計位置の地盤反力度 (kN/m^2)

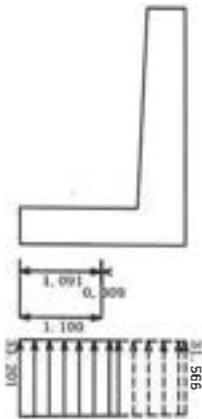
L : 地盤反力作用幅 (m)

[1] 常時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
5.084	37.259	1.315	-27.841	0.491

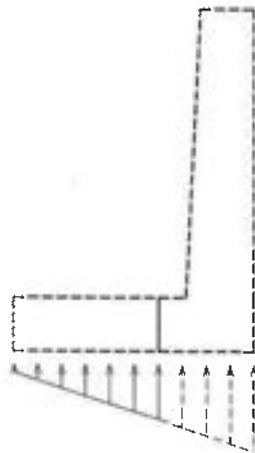
[2] 地震時



地盤反力度 (kN/m ²)		作用幅 L (m)	鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2			
33.201	32.224	1.315	-43.017	0.661

4.2.4 断面力の集計

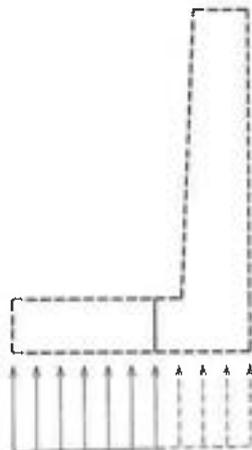
[1] 常時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-16.109	0.658	-10.592
地盤反力	27.841	0.491	13.669

項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
合計	11.732	—	3.077

[2]地震時



項目	N_i (kN)	X_i (m)	$M = N_i \cdot X_i$ (kN·m)
自重	-16.109	0.658	-10.592
地盤反力	43.017	0.661	28.424
合計	26.908	—	17.833

4.2.5 断面計算 (許容応力度法)

(1)せん断応力度の照査

$$a > 2.5d \text{ の場合 } S_s = S - \frac{M}{d'} \tan \theta$$

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_s = S$$

ここに、

S_s : 部材断面の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)

d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める(mm)

d' : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

S : 部材断面に作用するせん断力(N)

M : 部材断面に作用する曲げモーメント(N·mm)

θ : フーチング上面と水平面のなす角度, $\theta = 0.000$, $\tan \theta = 0.000$

a : せん断スパン(mm)

荷重状態(水位)	有効高 d' (cm)	$2.5 \cdot d$	せん断スパン a (cm)	S (kN)	M (kN·m)	$M/d' \cdot \tan \theta$	S_s (kN)
常時	39.000	97.500	> 36.560	11.732	8.315	0.000	11.732
地震時	39.000	97.500	> 78.990	26.908	22.628	0.000	26.908

$$\tau_c = \frac{S_h}{b \cdot d'} \leq \tau_{c1}$$

ここに、

- τ_c : コンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)
- S_h : 作用せん断力 (N)
- d : フーチングの有効高で、柱あるいは壁前面及び背面の位置で求める (mm)
- d' : 部材断面の有効高 (mm)
- b : 部材断面幅 (mm)
- S : 部材断面に作用するせん断力 (N)
- τ_{c1} : 割増しされた許容せん断応力度 (N/mm²)

$$\tau_{c1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_{c1}'$$

ここに、

- τ_{c1}' : 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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数
- C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数
- C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

荷重状態 (水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d' (cm)	せん断応力度 (N/mm ²)			補正係数		
			計算値 τ	許容値 τ_{c1}	許容値 τ_{c1}'	C_e	C_{pt}	C_{dc}
常時	11.732	39.000	0.030 ≤	1.205	1.700	1.35	0.90	4.30
地震時	26.908	39.000	0.069 ≤	0.669	2.550	1.35	0.90	1.57

構造計算

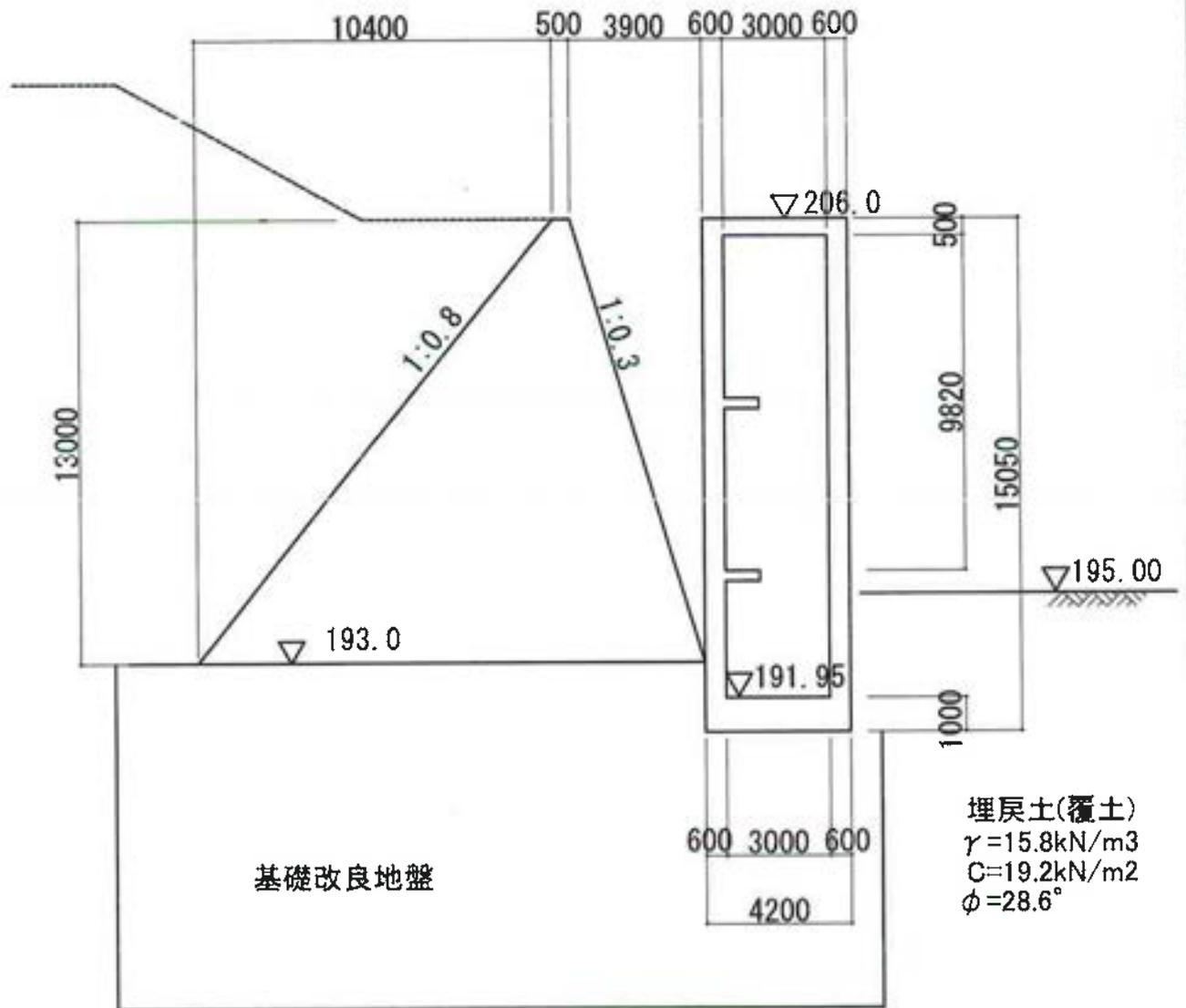
Ⅲ－１ 埋立地浸出水集水ピット

Ⅲ-1埋立地浸出水集水ピット

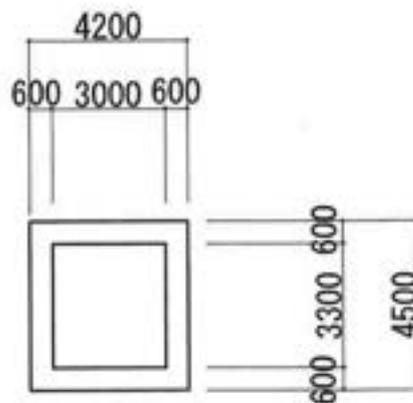
計算モデル

- 頂版：4辺固定スラブ
- 側壁：水平方向ラーメン
- 底版：4辺固定スラブ
- ※内水位は考慮しない。

断面図

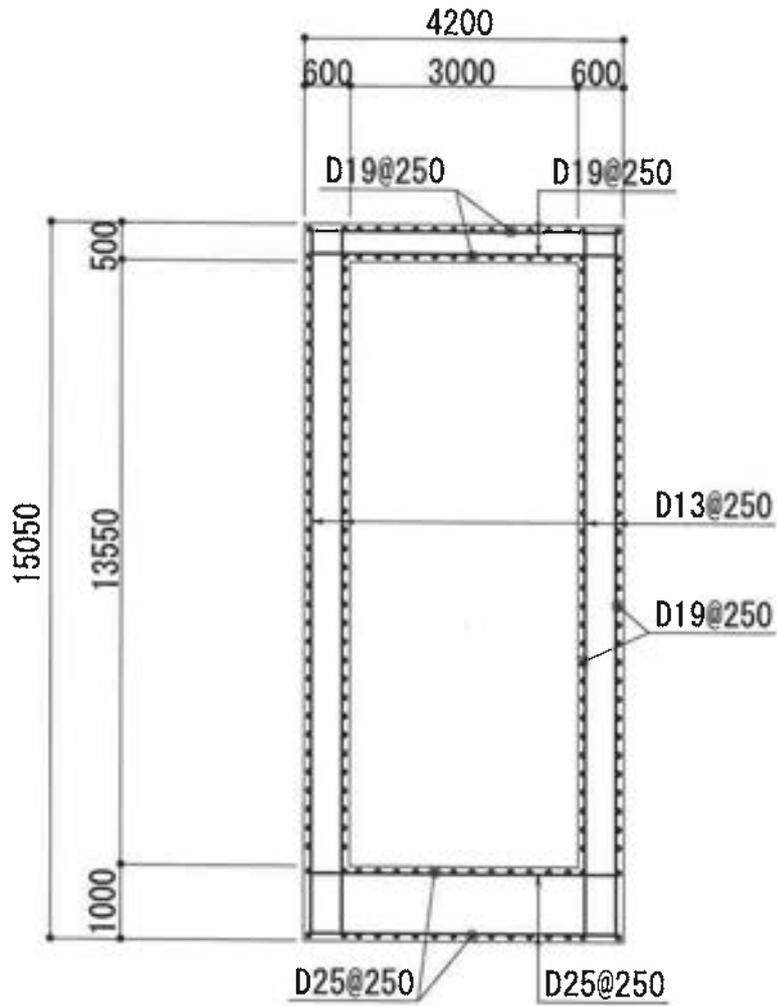


平面図

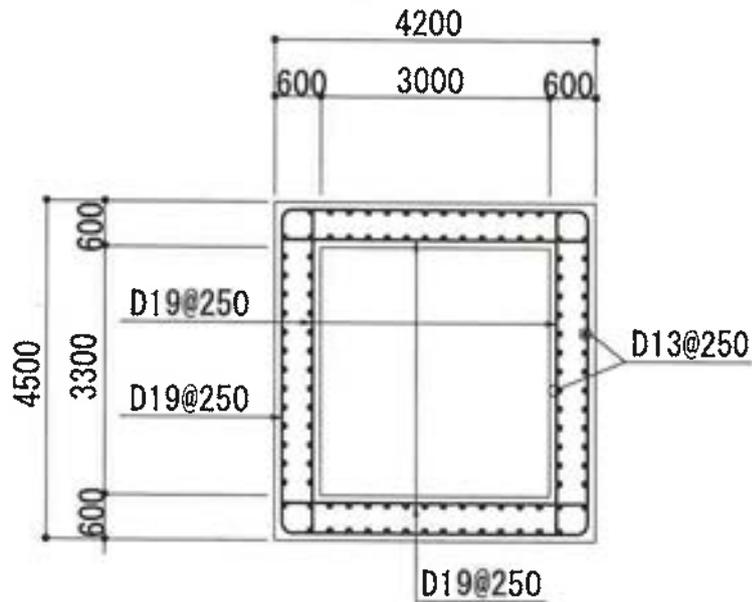


配筋計画

断面図



平面図



鉄筋の被りは全て100mm。
配力筋はD13@250。

1章 設計条件

1.1 一般事項

タイトル：Ⅲ-1 埋立地浸出水集水ピット

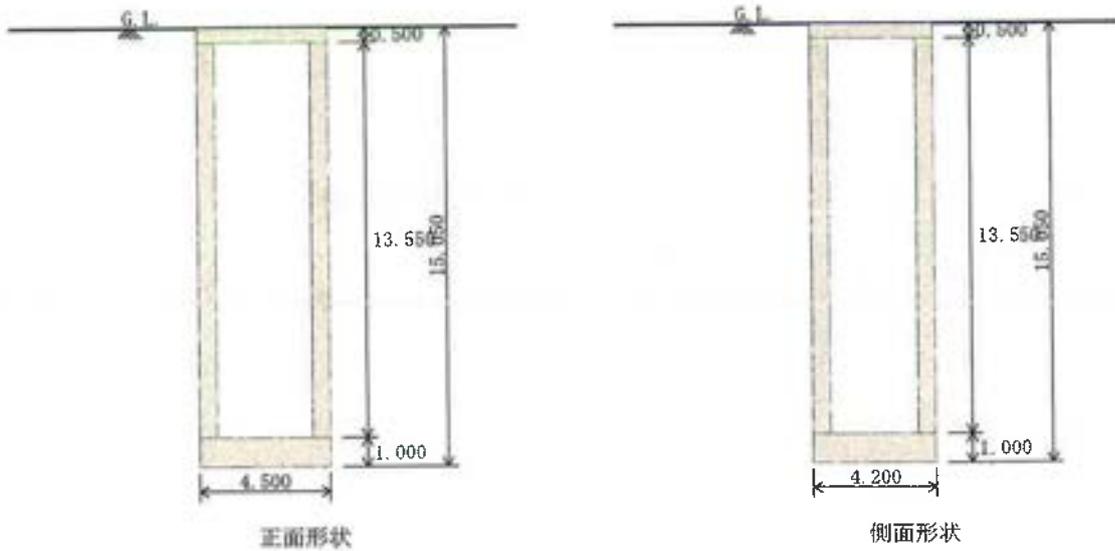
1.2 設計対象

計算対象：常時

1.3 形式

現場打ちマンホール

1.4 形状寸法



部材番号	部材名称	タイプ	正面寸法				
			外径上縁 (m)	内径上縁 (m)	外径下縁 (m)	内径下縁 (m)	ハンチ (m)
1	部材1	矩形	4.500	0.000	4.500	0.000	0.000
2	部材2	矩形	4.500	3.300	4.500	3.300	0.000
3	部材3	矩形	4.500	0.000	4.500	0.000	0.000

部材番号	部材名称	タイプ	側面寸法				
			外径上縁 (m)	内径上縁 (m)	外径下縁 (m)	内径下縁 (m)	ハンチ (m)
1	部材1	矩形	4.200	0.000	4.200	0.000	0.000
2	部材2	矩形	4.200	3.000	4.200	3.000	0.000
3	部材3	矩形	4.200	0.000	4.200	0.000	0.000

1.5 部材

部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	部位	断面照査有無
1	0.500	0.500	頂版	○

部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	部位	断面照査有無
2	14.050	13.550	側壁	○
3	15.050	1.000	底版	○

1.6 部材の解析モデル

部材番号	形状	部位	解析条件	備考
1	矩形	頂版	4辺固定支持	建築学会
2	矩形	側壁	水平ラーメン解析	
3	矩形	底版	4辺固定支持	建築学会

1.7 コンクリート材料

部材番号	材料名称	材料強度 f'_c (N/mm ²)	ヤング係数 $E_c \times 10^4$ (N/mm ²)
1	24	24.0	2.500
2	24	24.0	2.500
3	24	24.0	2.500

単位重量 $\gamma_c = 24.50$ (kN/m³)

1.8 鉄筋材料

部材番号	材質	材料強度 f_a (N/mm ²)	ヤング係数 $E_s \times 10^4$ (N/mm ²)
1	SD345	345.0	2.000
2	SD345	345.0	2.000
3	SD345	345.0	2.000

1.9 許容値

常時の許容応力度

[1] 常時 (割り増し係数 : 1.0)

部材番号	R C (N/mm ²)				
	曲げ圧縮 応力度 σ_{ca}	せん断 応力度 τ_{a1}	付着 応力度 τ_{0a}	引張応力度 σ_{sa}	
				大気中	水中
1	8.00	0.230	1.60	180.00	160.00
2	8.00	0.230	1.60	180.00	160.00
3	8.00	0.230	1.60	180.00	160.00

浮力の検討に対する安全率 : 1.200

1.10 地下水位

地表面からの深さ H : 11.000 (m)

単位重量 : 10.0 (kN/m³)

1.11 地盤条件

地盤条件

土層番号	深度 Z (m)	層厚 h (m)	単位重量 (大気中) γ (kN/m ³)	単位重量 (水中) γ' (kN/m ³)	静止土圧係数 K	鉛直土圧係数 α
1	11.000	11.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000
2	16.000	5.000	15.800	6.800	0.5000	1.0000

1.12 荷重

載荷荷重

[1]常時

Case No.	名称	タイプ	載荷強度
2	群集荷重	群集荷重	5.000 (kN/m ²)

衝撃係数 : 0.300

地表面荷重(死荷重): 0.0 (kN/m²)

(活荷重): 10.0 (kN/m²)

2章 常時の検討

2.1 鉛直荷重

2.1.1 躯体自重

(1) 部材重量

部材番号	部位	名称	面積×高さ×単位重量	重量 (kN)
1	頂版	部材1	$4.500 \times 4.200 \times 0.500 \times 24.500$	231.525
				累計 Wc1 231.525
2	側壁	部材2	$(4.500 \times 4.200 - 3.300 \times 3.000) \times 13.550 \times 24.500$	2987.775
				累計 Wc2 3219.300
3	底版	部材3	$4.500 \times 4.200 \times 1.000 \times 24.500$	463.050
				累計 Wc 3682.350

2.1.2 底版に作用する水圧

$$\begin{aligned}
 W_w &= \gamma_w \cdot (h - h_w) \\
 &= 10.000 \times (15.050 - 11.000) \\
 &= 40.500 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに、

- W_w : 底版に作用する水圧 (kN/m²)
- γ_w : 水の単位重量 (kN/m³)
- h_w : 地下水位位置 (m)
- h : 地表面から底版下面までの距離 (m)

2.2 水平荷重

2.2.1 水平土圧、水圧

側壁部材に作用する水平荷重は以下により算出する。

(1) 常時土圧

$$P_s = K_0 \cdot \sum \gamma_t \cdot (h - hw) + K_0 \cdot \sum \gamma' \cdot hw$$

ここに、

- P_s : 水平土圧 (kN/m²)
- K_0 : 静止土圧係数
- γ_t : 土の湿潤単位重量 (kN/m³)
- γ' : 土の水中単位重量 (kN/m³)
- h : 層厚 (m)
- hw : 水中の層厚 (m)

(2) 水圧

$$P_w = \gamma_w \cdot hw$$

ここに、

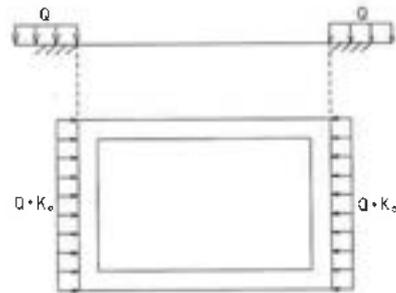
- P_w : 水圧 (kN/m²)
- γ_w : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m³)
- hw : 地下水位面からの距離 (m)

(3) 活荷重による水平荷重

$$P_l = Q \cdot K_0$$

ここに、

- P_l : 活荷重による水平土圧 (kN/m²)
- Q : 地表面載荷荷重 = 10.000 (kN/m²)
- $Q = Q_d + Q_l$
- Q_d : 死荷重 = 0.000 (kN/m²)
- Q_l : 活荷重 = 10.000 (kN/m²)
- K_0 : 静止土圧係数



2.2.2 水平荷重の集計

部材番号	土層番号	深さ (m)	部位	位置	土の単位重量 γ (kN/m ³)	P_s (kN/m ²)	P_w (kN/m ²)	P_l (kN/m ²)	合計 (kN/m ²)
1	1	0.250	頂版	中央	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1	0.500	側壁	上端	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	1	11.000	側壁	水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2	14.050	側壁	下端	6.800	10.370	30.500	5.000	45.870
3	2	14.550	底版	中央	6.800	12.070	35.500	5.000	52.570

2.3 頂版の計算

2.3.1 作用荷重

頂版部材に作用する鉛直荷重は以下により算出する。

$$W1 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_{v1}$$

ここに、

- W1 : 頂版に作用する荷重 (kN/m²)
- Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 頂版
- Wu : 土砂重量 (kN)
- A : 載荷面積 (m²) = 外径面積
- P_{v1} : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

【部材番号 1 (部材1)】

$$A = 4.500 \times 4.200 = 18.900 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1] 常時

$$\begin{aligned} W1 &= \frac{231.525 + 0.000}{18.900} + 0.000 \\ &= 12.250 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

2.3.2 断面力の計算

【部材番号 1 (部材1)】

[1]常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \alpha \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \alpha \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

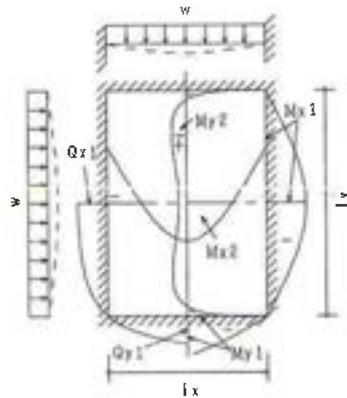
w : 分布荷重 = 12.250 (kN/m²)

lx : 短辺方向長さ = 3.600 (m)

ly : 長辺方向長さ = 3.900 (m)

α : ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.083$$



1) 曲げモーメント

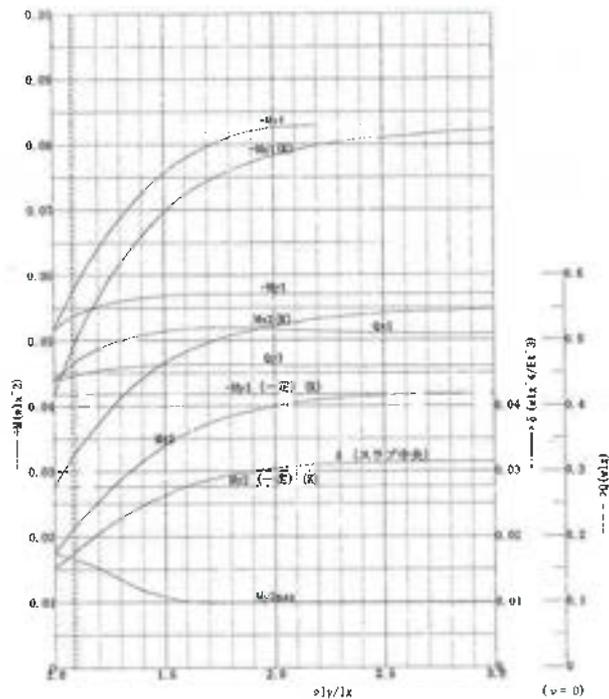
短辺方向	係数 α	M (kN.m)
Mx1	-0.0573	-9.102
Mx2	0.0322	5.112

長辺方向	係数 α	M (kN.m)
My1	-0.0536	-8.510
My2	0.0277	4.398
My2max	0.0167	2.651

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Qx1	0.4636	20.446

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Qy1	0.4466	19.697



3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

短辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 20.446 - \frac{0.550}{3.600} \times (20.446 + 20.446) \\ &= 14.199 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

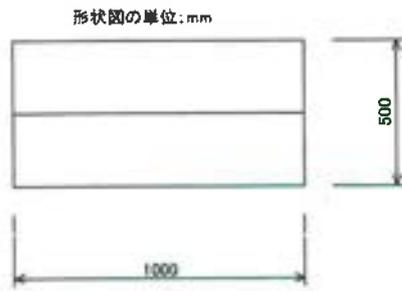
照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 19.697 - \frac{0.550}{3.900} \times (19.697 + 19.697) \\ &= 14.141 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2.3.3 断面照査

【部材番号 1 (部材1)】 <前後方向>

地表面からの深度 0.000~0.500(m)



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (下面)

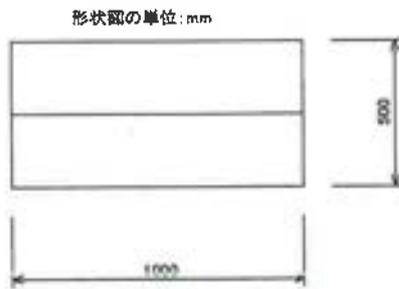
段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

[1] 常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-9.1022	5.1121	-9.1022
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	14.1988
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ 軸方向鉄筋量 $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As _{min}	mm ²	800.00	800.00	—
	As ⁺	mm ²	2292.00	2292.00	2292.00
	As _{min}	mm ²	—	—	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	101.3184	101.3184	101.3184
コンクリート材料強度	f ['] _{ck}	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	f _{yk}	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	0.4905	0.2755	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ _{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ _s	N/mm ²	21.6889	12.1811	—
鉄筋許容引張応力度	σ _{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	—
判定			○	○	—
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	0.916
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	—	—	0.0388
許容せん断応力度	τ _{ca}	N/mm ²	—	—	0.2300
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ _c	N/mm ²	—	—	0.1615
コンクリート許容付着応力度	τ _{ca}	N/mm ²	—	—	1.6000
判定			—	—	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 1 (部材1)】<左右方向>
 地表面からの深度 0.000~0.500(m)



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-8.5095	4.3977	-8.5095
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	14.1411
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ 軸方向鉄筋量 $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As _{min}	mm ²	800.00	800.00	—
	As ^{req}	mm ²	2292.00	2292.00	2292.00
	As _{min}	mm ²	—	—	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	101.3184	101.3184	101.3184
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	0.4585	0.2370	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	20.2766	10.4788	—
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	—
判定			○	○	—
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	0.916
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	—	—	0.0386
許容せん断応力度	τ_{ca}	N/mm ²	—	—	0.2300
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ_e	N/mm ²	—	—	0.1609
コンクリート許容付着応力度	τ_{ca}	N/mm ²	—	—	1.6000
判定			—	—	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

2.4 底版の計算

2.4.1 作用荷重

底版部材に作用する地盤反力度は以下により算出する。

$$W3 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_v$$

ここに、

- W3 : 底版に作用する地盤反力度 (kN/m²)
- Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 頂版 + 中床版 + 側壁
- Wu : 土砂重量 (kN)
- A : 載荷面積 (m²) = 外径面積
- P_v : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

【部材番号 3 (部材3)】

$$A = 4.500 \times 4.200 = 18.900 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1]常時

$$\begin{aligned} W3 &= \frac{3219.300 + 0.000}{18.900} + 0.000 \\ &= 170.333 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

底版の断面力算出には、地盤反力度と水圧の大きいほうを用いる。

[1]常時

$$\text{地盤反力度 } 170.333 \text{ (kN/m}^2\text{)} \geq \text{水圧 } 40.500 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版の断面力算出には、地盤反力度を用いる。

2.4.2 断面力の計算

【部材番号 3 (部材3)】

[1]常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \alpha \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \alpha \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

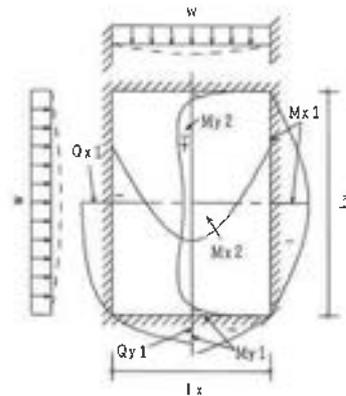
w : 分布荷重 = 170.333 (kN/m²)

lx : 短辺方向長さ = 3.600 (m)

ly : 長辺方向長さ = 3.900 (m)

α : ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.083$$



1) 曲げモーメント

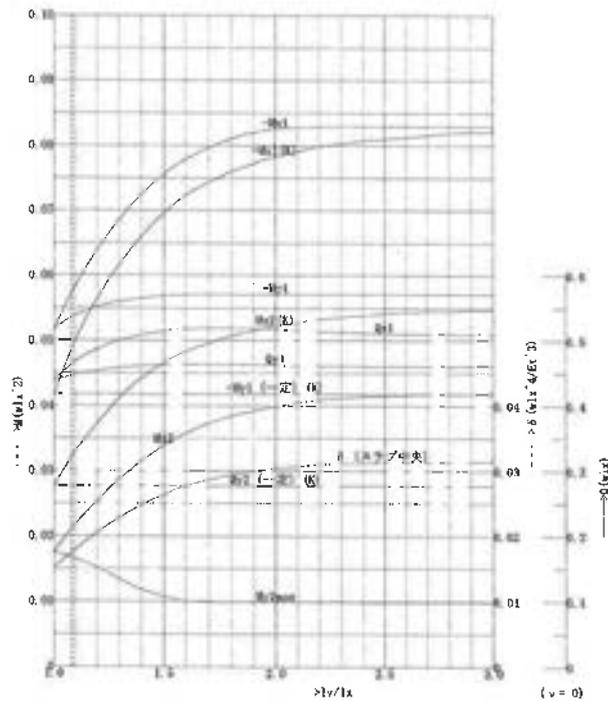
短辺方向	係数 α	M (kN.m)
Mx1	-0.0573	-126.564
Mx2	0.0322	71.082

長辺方向	係数 α	M (kN.m)
My1	-0.0536	-118.323
My2	0.0277	61.148
My2max	0.0167	36.866

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Qx1	0.4636	284.300

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Qy1	0.4466	273.876



3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

短辺方向

照査位置 X = 0.800 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 284.300 - \frac{0.800}{3.600} \times (284.300 + 284.300) \\ &= 157.944 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

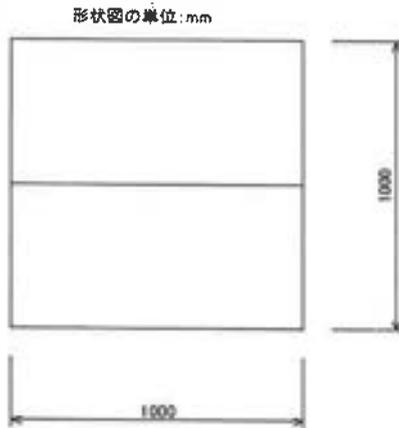
照査位置 X = 0.800 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 273.876 - \frac{0.800}{3.900} \times (273.876 + 273.876) \\ &= 161.516 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2.4.3 断面照査

【部材番号 3 (部材3)】<前後方向>

地表面からの深度 14.050~15.050(m)



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm)
1	110.00	250.0	D25	4.000	2026.800

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm)
1	110.00	250.0	D25	4.000	2026.800

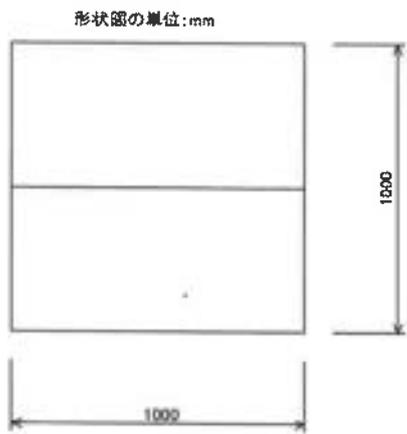
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-126.5645	71.0821	-126.5645
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	157.9444
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効幅	b _w	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	890.0	890.0	890.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	A _s	mm ²	D25×4.00 2026.80	D25×4.00 2026.80	D25×4.00 2026.80
	A _s '	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 0.0020・B・d	A _{s,min}	mm ²	1780.00	1780.00	—
	A _{s,req}	mm ²	4053.60	4053.60	4053.60
軸方向鉄筋量 0.008・N・10 ³ /σ _{ca}	A _{s,ax}	mm ²	—	—	—
	判定		○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	204.2236	204.2236	204.2236
コンクリート材料強度	f' _{ck}	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	f _{yk}	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ _c	N/mm ²	1.5083	0.8471	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ _{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ _s	N/mm ²	75.9718	42.6679	—
鉄筋許容引張応力度	σ _{sa}	N/mm ²	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	0.924
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	—	—	0.1922
許容せん断応力度	τ _{ca}	N/mm ²	—	—	0.2300
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ _v	N/mm ²	—	—	0.6005
コンクリート許容付着応力度	τ _{va}	N/mm ²	—	—	1.6000
判定			—	—	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 3 (部材3)】<左右方向>

地表面からの深度 14.050~15.050(m)



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	110.00	250.0	D25	4.000	2026.800

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	110.00	250.0	D25	4.000	2026.800

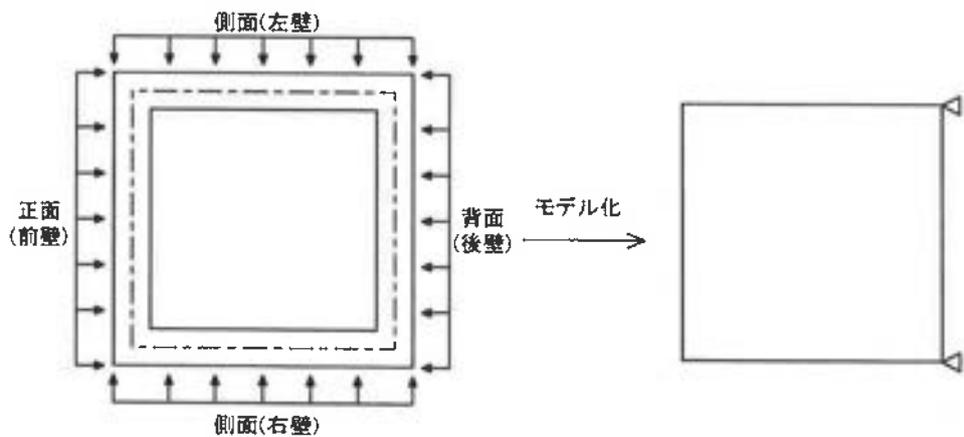
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-118.3231	61.1483	-118.3231
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	161.5164
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	890.0	890.0	890.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D25×4.00 2026.80	D25×4.00 2026.80	D25×4.00 2026.80
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ 軸方向鉄筋量 $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As _{min}	mm ²	1780.00	1780.00	—
	As ^{req}	mm ²	4053.60	4053.60	4053.60
	As _{min}	mm ²	—	—	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	204.2236	204.2236	204.2236
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	1.4101	0.7287	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	71.0248	36.7050	—
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	0.924
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	—	—	0.1965
許容せん断応力度	τ_{ca}	N/mm ²	—	—	0.2300
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ_o	N/mm ²	—	—	0.6141
コンクリート許容付着応力度	τ_{ca}	N/mm ²	—	—	1.6000
判定			—	—	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

2.5 側壁の計算

2.5.1 フレームモデル



[1] 常時

部材番号	部材名称	荷重 p (kN/m^2)	前後壁		左右壁	
			断面積 A (m^2)	断面2次モーメント I (m^4)	断面積 A (m^2)	断面2次モーメント I (m^4)
2	部材2	45.870	0.600	0.018000	0.600	0.018000

2.5.2 断面力の計算

【部材番号 2 (部材2)】

[1] 常時

前壁

No	距離 (m)	位置	M (kN. m)	S (kN)	N (kN)
1	0.000	端部	-54.012	89.447	82.566
2	0.600	h/2点	-8.601	61.925	82.566
3	1.950	中央部	33.198	0.000	82.566
4	3.300	h/2点	-8.601	-61.924	82.566
5	3.900	端部	-54.012	-89.446	82.566

後壁

No	距離 (m)	位置	M (kN. m)	S (kN)	N (kN)
1	0.000	端部	-54.012	89.447	82.566
2	0.600	h/2点	-8.601	61.925	82.566
3	1.950	中央部	33.198	0.000	82.566
4	3.300	h/2点	-8.601	-61.924	82.566
5	3.900	端部	-54.012	-89.446	82.566

左壁

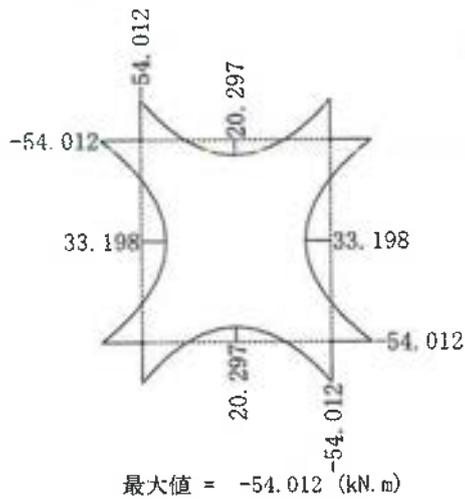
No	距離 (m)	位置	M (kN. m)	S (kN)	N (kN)
1	0.000	端部	-54.012	82.566	89.447
2	0.600	h/2点	-12.729	55.044	89.447

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
3	1.800	中央部	20.297	0.000	89.447
4	3.000	h/2点	-12.729	-55.044	89.447
5	3.600	端部	-54.012	-82.566	89.447

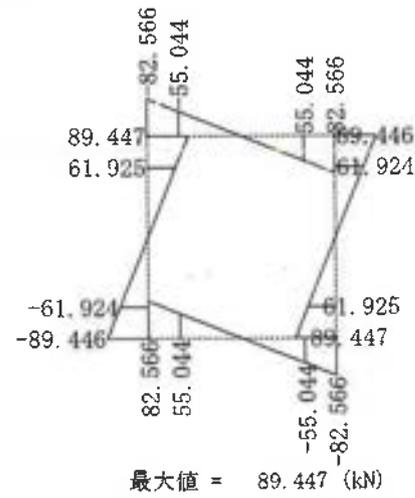
右壁

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-54.012	82.566	89.446
2	0.600	h/2点	-12.729	55.041	89.446
3	1.800	中央部	20.297	0.000	89.446
4	3.000	h/2点	-12.729	-55.044	89.446
5	3.600	端部	-54.012	-82.566	89.446

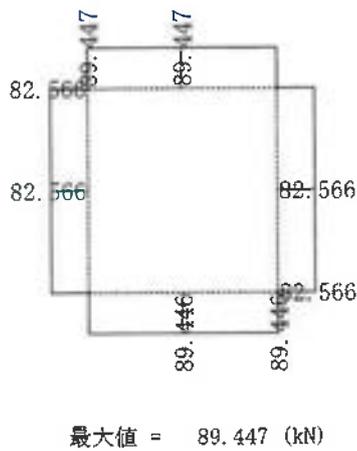
曲げモーメント



せん断力



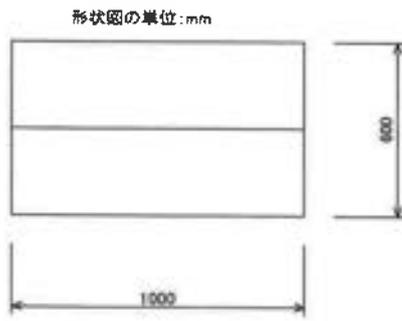
軸力



2.5.3 断面照査

【部材番号 2 (部材2)】 <前後壁 水平方向>

地表面からの深度 0.500~14.050 (m)



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000