

箱式橋台の設計計算 サンプルデータ

出力例

Box_CH02

道示Ⅳ 受台：省力 翼壁：平行
突起：無し 直接基礎 計算例

目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 構造形式	1
1.3 形状寸法	1
1.4 地盤条件	3
1.5 使用材料	3
1.6 作用荷重	3
1.7 土圧	5
1.8 水圧	7
1.9 基礎の条件	7
1.9.1 許容せん断抵抗算出用データ	7
1.9.2 鉛直支持力算出用データ	7
1.9.3 フーチング厚さ照査用データ	9
1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度	10
1.10.1 安定計算の許容値	10
1.10.2 部材の許容応力度	10
2章 安定計算	12
2.1 水位を考慮しないブロックデータ	12
2.2 水位を考慮するブロックデータ	14
2.3 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力	14
2.4 上部工反力	17
2.5 土圧・水圧	17
2.6 作用力の集計	20
2.7 安定照査	21
2.7.1 転倒に対する安定	21
2.7.2 滑動に対する安定	22
2.7.3 地盤反力度の計算	22
2.7.4 支持に対する安定	23
2.7.5 フーチング厚さの照査	25
3章 安全性の検討(地震時保有水平耐力法)	27
3.1 躯体自重, 土砂重量, 水圧, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力	27
3.2 初期荷重時の集計	29
3.2.1 土圧	29
3.2.2 作用力の集計	32
3.3 安全性の判定	34
3.4 応答変位時の集計	35
3.4.1 慣性力	35
3.4.2 土圧	36
3.4.3 作用力の集計	39
4章 頂版の設計	41
4.1 橋軸直角方向の設計	41
4.2 橋軸方向の設計	46
5章 胸壁の設計	50
5.1 踏掛版を設置する場合の設計	50
5.1.1 断面力の集計	50
5.1.2 断面計算	53
6章 豎壁の設計	56
6.1 前壁(三辺固定版)の設計	56
6.1.1 断面力の集計	56

6.1.2 断面計算	58
6.2 後壁(三辺固定版)の設計	65
6.2.1 断面力の集計	65
6.2.2 断面計算	67
6.3 側壁(三辺固定版)の設計	74
6.3.1 断面力の集計	74
6.3.2 断面計算	76
6.4 隔壁(三辺固定版)の設計	84
6.4.1 断面力の集計	84
6.4.2 断面計算	85
6.5 T形梁照査位置[1]の設計	92
6.5.1 水位を考慮しないブロックデータ	92
6.5.2 躯体自重, 上部工反力, その他荷重による鉛直力、水平力	93
6.5.3 土圧・水圧	94
6.5.4 断面力の集計	96
6.5.5 断面計算	96
7章 前趾の設計	101
7.1 付け根位置の設計	101
7.1.1 水位を考慮しないブロックデータ	101
7.1.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力	101
7.1.3 地盤反力	102
7.1.4 断面力の集計	102
7.1.5 断面計算	103
7.2 せん断検討位置[1]の設計	104
7.2.1 水位を考慮しないブロックデータ	105
7.2.2 躯体自重, 土砂重量, 浮力, その他荷重による鉛直力	105
7.2.3 地盤反力	106
7.2.4 断面力の集計	106
7.2.5 断面計算	106
8章 底版中央部(四辺固定版)の設計	109
8.1 躯体自重, 土砂重量, 浮力による鉛直力	109
8.2 断面力の集計	109
8.3 断面計算	112
9章 底版の照査(地震時保有水平耐力法)	127
9.1 地盤反力	127
9.2 前趾付け根位置の照査	128
9.2.1 躯体自重, 土砂重量, 浮力による鉛直力、水平力	128
9.2.2 地盤反力	128
9.2.3 断面力の集計	129
9.2.4 断面計算	130
9.3 前趾せん断位置の照査	130
9.3.1 躯体自重, 土砂重量, 浮力による鉛直力、水平力	131
9.3.2 地盤反力	131
9.3.3 断面力の集計	132
9.3.4 断面計算	132
10章 翼壁の設計	134
10.1 左側翼壁の設計	134
10.1.1 設計条件	134
10.1.2 断面力の集計	135
10.1.3 断面計算	137

10.2 右側翼壁の設計	139
10.2.1 設計条件	139
10.2.2 断面力の集計	141
10.2.3 断面計算	143
11章 踏掛版の設計	146
11.1 断面力の集計	146
11.2 断面計算	147

1章 設計条件

1.1 一般事項

データ名: BOX_{CH02.f8h}(箱式橋台のサンプルデータ2 (直接基礎, 省力形状, 保有耐力法))

タイトル: 箱式橋台のサンプルデータ2

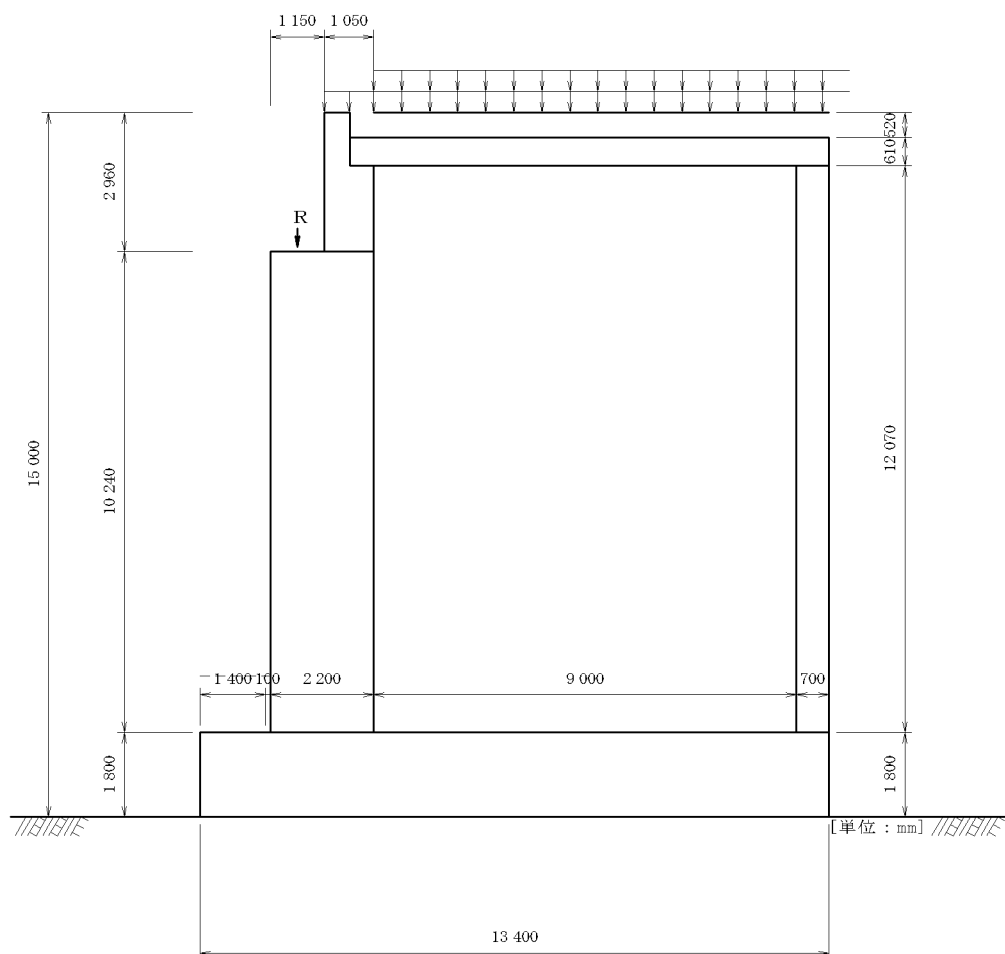
コメント: 直接基礎, 省力形状, 保有耐力法

1.2 構造形式

- ・箱式橋台(直接基礎)

1.3 形状寸法

(1) 躯体形状



直角方向幅 B (mm)	左側張出長 BL (mm)	右側張出長 BR (mm)
21400	_____	_____

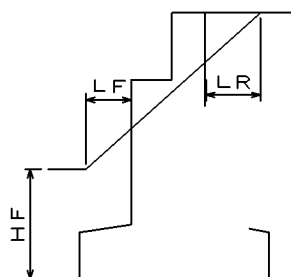
【3D形状】



(2)土砂形状

・ 前面土砂

荷重状態	LR (m)	LF (m)	HF (m)
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	3.000
常時1(浮力有り)	0.000	0.000	3.000
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	3.000
常時2(浮力有り)	0.000	0.000	3.000
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	3.000
地震時(浮力有り)	0.000	0.000	3.000
タイプII	0.000	0.000	3.000



LR: 勾配終了位置の胸壁背面からの水平長さ

LF: 勾配開始位置の堅壁前面からの水平長さ

HF: 前趾土砂高さ

・ 内部土砂高 12.070 (m)

1.4 地盤条件

重要度 : B種
 地域区分: A
 地盤種別: I種

1.5 使用材料

【コンクリート】 胸壁設計時 : $ck = 24$ (N/mm²)
 豎壁設計時 : $ck = 24$ (N/mm²)
 底板設計時 : $ck = 24$ (N/mm²)
 翼壁設計時 : $ck = 24$ (N/mm²)
 踏掛版設計時: $ck = 24$ (N/mm²)

【使用鉄筋材料】 鉄筋の種類 橋台部 : SD345
 踏掛版 : SD345

【せん断抵抗角】

裏込め土: せん断抵抗角 = 35.00
 残留強度_{res} = 35.00
 ピーク強度_{peak} = 50.00
 中詰土砂: せん断抵抗角 = 35.00
 残留強度_{res} = 35.00
 ピーク強度_{peak} = 50.00

【単位体積重量】

(kN/m³)

躯体	鉄筋コンクリート	24.500	
	水	9.800	
	土砂	湿潤重量	飽和重量
	前面	20.000	21.000
	背面	20.000	21.000
	中詰土砂	20.000	21.000
	頂版上土砂	20.000	21.000

1.6 作用荷重

(1)設計震度

1)レベル1地震時

対象	橋軸方向	直角方向
躯体	0.20	0.20
土砂	0.16	0.16

2) レベル2地震時

対 象	前 後	備 考
上部構造	1.5000	$C_z \cdot Kh_{\infty}$
	0.67	$C_{sa} \cdot C_z \cdot Kh_{\infty}$
躯体土砂	0.60	$Kh_g = C_z \cdot Kh_{g0}$

$$C_{sa} = \frac{1}{\sqrt{2 \mu_a - 1}} = 0.447 \quad (\mu_a = 3.00)$$

(2) 上部工反力

1) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	上部工反力 (kN)				
	Rd	Rex	RD=Rd+Rex	RL	RH
常時1(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時1(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	0.000	0.000
常時2(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
常時2(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	1000.000	0.000
地震時(浮力無し)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000
地震時(浮力有り)	3000.000	0.000	3000.000	-	1500.000

Rd : 上部工死荷重反力

Rex : 上部工死荷重反力、活荷重反力以外の鉛直反力

RD : 上部工鉛直反力

RL : 上部工活荷重反力

RH : 上部工水平反力

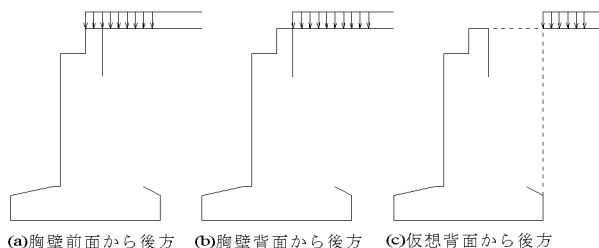
2) レベル2地震時(タイプ2)

荷 重 状 態	上部工死荷重 反力 RD (kN)	上部構造 分担重量(kN)	反力分担 係数
タイプII	3000.000	3040.000	1.00

(3) 地表面荷重

1) 常時・レベル1地震時

荷 重 状 態	地表面荷重 (kN/m ²)		活荷重位置		
	死荷重 Qd	活荷重 Ql	a	b	c
常時1(浮力無し)	0.00	0.00			
常時1(浮力有り)	0.00	0.00			
常時2(浮力無し)	0.00	10.00			
常時2(浮力有り)	0.00	10.00			
地震時(浮力無し)	0.00	-			
地震時(浮力有り)	0.00	-			
タイプII	0.00				



(a)胸壁前面から後方 (b)胸壁背面から後方 (c)仮想背面から後方

(4)土砂の扱い

荷重状態	前面土砂		前趾設計時 前趾上土砂
	鉛直	水平	
常時1(浮力無し)	考慮	—	無視
常時1(浮力有り)	考慮	—	無視
常時2(浮力無し)	考慮	—	無視
常時2(浮力有り)	考慮	—	無視
地震時(浮力無し)	考慮	考慮	無視
地震時(浮力有り)	考慮	考慮	無視
タイプII	考慮	無視	無視

(5)水位の考慮

- ・背面, 前面水位位置は、フーチング底面からの高さからの距離とする
- 内部水位位置は、フーチング上面からの高さからの距離とする

荷重状態	背面水位 H _r (m)	前面水位 H _f (m)	内部水位 H _i (m)	水位の影響	
				浮力	水圧
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時1(浮力有り)	2.000	1.000	2.000	考慮	両方考慮
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
常時2(浮力有り)	2.000	1.000	2.000	考慮	両方考慮
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
地震時(浮力有り)	2.000	1.000	2.000	考慮	両方考慮
タイプII(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	無視	無視
タイプII(浮力有り)	2.000	1.000	0.000	考慮	無視

1.7 土圧

- ・土圧の作用面の壁面摩擦角(度)と仮想背面の扱い

荷重状態	安定計算時	豎壁設計時	算出式
	土 - コンクリート	土 - コンクリート	
常時	11.667	11.667	クーロン式
地震時	0.000	0.000	修正物部・岡部

- ・水位以下の土圧算出における水位
常時土圧 : 水圧の設定に準ずる

レベル1地震時：水圧の設定に準ずる

レベル2地震時：考慮する

・土圧を考慮しない下面からの高さは、 0.000 (m)

・安定計算時における土圧の作用幅は、 21.400 (m)

・土圧係数及び土圧強度(kN/m²) (範囲はフーチング底面高さからの距離)

荷 重 状 態	範囲(m)		安定計算時		豎壁設計時	
	始まり	終わり	土圧係数	算出式	土圧係数	算出式
常 時	0.000	15.000	0.251		0.251	
地震時	0.000	15.000	0.354	0.21+0.90・Kh	0.354	0.21+0.90・Kh

(1)常時土圧係数(クーロン式)

1)安定計算時(土 - コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 11.667) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 11.667) \sin(35.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 11.667) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$

$$= 0.251$$

2)豎壁設計時(土 - コンクリート)

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

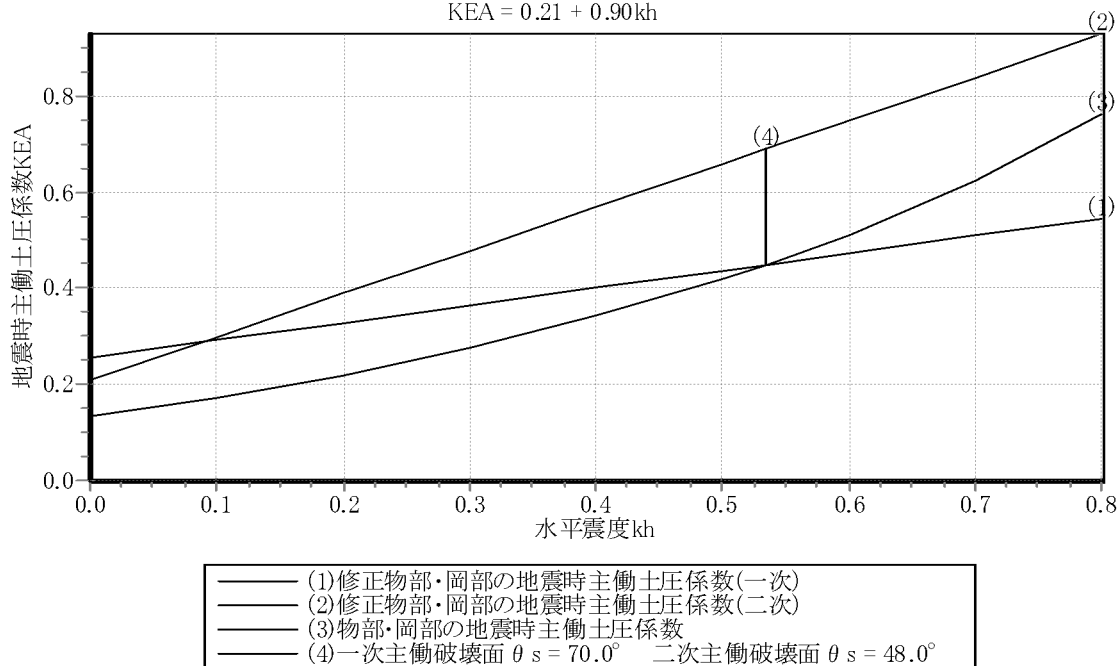
$$= \frac{\cos^2(35.000 - 0.000)}{\cos^2 0.000 \cos(0.000 + 11.667) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(35.000 + 11.667) \sin(35.000 - (0.000))}{\cos(0.000 + 11.667) \cos(0.000 - (0.000))}} \right\}^2}$$

$$= 0.251$$

(2)地震時土圧係数(修正物部・岡部式)

1)安定計算時(土 - コンクリート)、 豎壁設計時(土 - コンクリート)

地震時主働土圧係数KEA-水平震度khの関係
 $KEA = 0.21 + 0.90kh$



グラフ(1)は、任意の震度に対する一次主働破壊面 s_1 を用いた主働土圧係数KEA1の算出
 グラフ(2)は、任意の震度に対する二次主働破壊面 s_2 を用いた主働土圧係数KEA1の算出

1.8 水圧

・背面水圧における水圧の作用方向は、水平方向

1.9 基礎の条件

1.9.1 許容せん断抵抗算出用データ

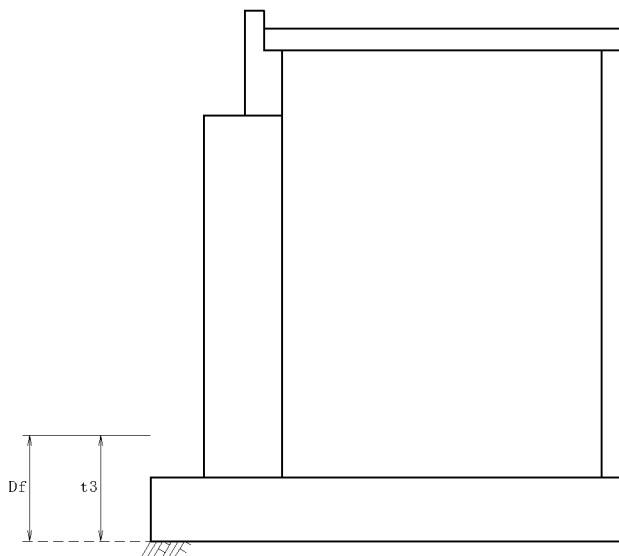
基礎底面と地盤との間の付着力 c_s (kN/m ²)	0.000
基礎底面と地盤との間の摩擦係数 $\tan \delta_s$	0.600

1.9.2 鉛直支持力算出用データ

(1)地盤の条件

形状係数 (,)	長方形
地盤の粘着力 c (kN/m ²)	1500.00
地盤のせん断抵抗角 (度)	40.00

(2)地盤の状態



荷重状態(水 位)	根入れ深さ(m)		単位体積重量(kN/m ³)		水位 Hf(m)
	D _f	D' _f	1	2	
常時1(浮力無し)	3.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
常時1(浮力有り)	3.000	0.000	13.2000	17.0667	1.000
常時2(浮力無し)	3.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
常時2(浮力有り)	3.000	0.000	13.2000	17.0667	1.000
地震時(浮力無し)	3.000	0.000	13.2000	20.0000	0.000
地震時(浮力有り)	3.000	0.000	13.2000	17.0667	1.000

荷重状態(水 位)	支持層(m)		良質層(m)		表層(m)	
	t ₁₀	t ₁₁	t ₂₀	t ₂₁	t ₃₀	t ₃₁
常時1(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000
常時1(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	1.000
常時2(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000
常時2(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	1.000
地震時(浮力無し)	0.000	0.000	0.000	0.000	3.000	0.000
地震時(浮力有り)	0.000	0.000	0.000	0.000	2.000	1.000

ここに、

D_f : 基礎の有効根入れ深さ(m)

D_f が t_1+t_2 より小さい場合は、 $D_f = t_1+t_2+t_3$ とする

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), $D'_f = t_1+t_2$

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量(kN/m³)

水位を無視する場合 : $\gamma_1 = \gamma_{t1}$

水位を考慮する場合 : $\gamma_1 = \gamma_{t1sat} - \gamma_w$

γ_2 : 根入れ地盤の単位体積重量(kN/m³)

1) 水位が基礎底面より下の場合

$$\gamma_2 = \frac{\gamma_{t1} \cdot t_1 + \gamma_{t2} \cdot t_2 + \gamma_{t3} \cdot t_3}{D_f}$$

2) 水位が支持層内の場合

$$\gamma_2 = \frac{(\gamma_{t1sat} - \gamma_w) \cdot t_{1u} + \gamma_{t1} \cdot t_{1l} + \gamma_{t2} \cdot t_2 + \gamma_{t3} \cdot t_3}{D_f}$$

3) 水位が良質層内の場合

$$\gamma_2 = \frac{(\gamma_{t1sat} - \gamma_w) \cdot t_1 + (\gamma_{t2sat} - \gamma_w) \cdot t_{2u} + \gamma_{t2} \cdot t_{2l} + \gamma_{t3} \cdot t_3}{D_f}$$

4) 水位が表層内の場合

$$\gamma_2 = \frac{(\gamma_{t1sat} - \gamma_w) \cdot t_1 + (\gamma_{t2sat} - \gamma_w) \cdot t_2 + (\gamma_{t3sat} - \gamma_w) \cdot t_{3u} + \gamma_{t3} \cdot t_{3l}}{D_f}$$

t_1, t_{1u}, t_{1l} : 支持層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ, $t_1 = 0.000$

$\gamma_{t1}, \gamma_{t1sat}$: 支持層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m³)

$$\gamma_{t1} = 23.000, \quad \gamma_{t1sat} = 23.000$$

t_2, t_{2u}, t_{2l} : 良質層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ, $t_2 = 0.000$

$\gamma_{t2}, \gamma_{t2sat}$: 良質層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m³)

$$\gamma_{t2} = 23.000, \quad \gamma_{t2sat} = 23.000$$

t_3, t_{3u}, t_{3l} : 表層の深さ(m), 水位より上の深さ, 水位より下の深さ, $t_3 = 3.000$

$\gamma_{t3}, \gamma_{t3sat}$: 表層の単位体積重量(湿潤), 単位体積重量(湿潤)(kN/m³)

$$\gamma_{t3} = 20.000, \quad \gamma_{t3sat} = 21.000$$

γ_w : 水の単位体積重量(湿潤)(kN/m³), $\gamma_w = 9.800$

1.9.3 フーチング厚さ照査用データ

(1)地盤データ

基礎底面の变形係数 E_0 (kN/m ²)	常時	地震時
	196000.000	392000.000

(2)底版データ

フーチングのヤング係数 $\times 10^4$ (N/mm ²)	2.500
フーチング厚さ上限値(橋軸幅-縦壁厚)/n	5.00

1.10 安定計算の許容値及び部材の許容応力度

1.10.1 安定計算の許容値

荷重状態	割増係数	許容偏心量 e_0 / B (m)	滑動安全率	鉛直支持力 算出時の 安全率	最大 地盤反力度 (kN/m ²)
常時1(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
常時1(浮力有り)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
常時2(浮力無し)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
常時2(浮力有り)	1.00	1/6	1.5	3.0	2500.000
地震時(浮力無し)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000
地震時(浮力有り)	1.50	1/3	1.2	2.0	3750.000

ここに、

B : 基礎幅(m)

e_0 : 荷重の偏心量(m), ただし、 $e_0=M_0/V$

M_0 : 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)

1.10.2 部材の許容応力度

(1)鉄筋コンクリート部材

1) 頂版

(N/mm²)

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
死活荷重時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700

2) 胸壁(一般部材)、翼壁(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 c_a	鉄筋の 引張応力度 s_a	せん断 応力度	
				a_1	a_2
常時	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

3) 縦壁(一般部材)

a)三辺固定版設計時

(N/mm²)

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(完成時)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時(施工時)	1.25	10.000	225.000	0.290	2.130
地震時	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

b) T形梁設計時

(N/mm²)

荷重状態	割増係数	コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度	
				a1	a2
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

4) 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 ca	鉄筋の引張応力度 sa	せん断応力度	
				a1	a2
常時1(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時1(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力無し)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
常時2(浮力有り)	1.00	8.000	180.000	0.230	1.700
地震時(浮力無し)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550
地震時(浮力有り)	1.50	12.000	300.000	0.350	2.550

5) 踏掛版

(N/mm²)

コンクリートの圧縮応力度 ca	鉄筋の引張応力度 sa
8.000	180.000

ここに、

a1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度

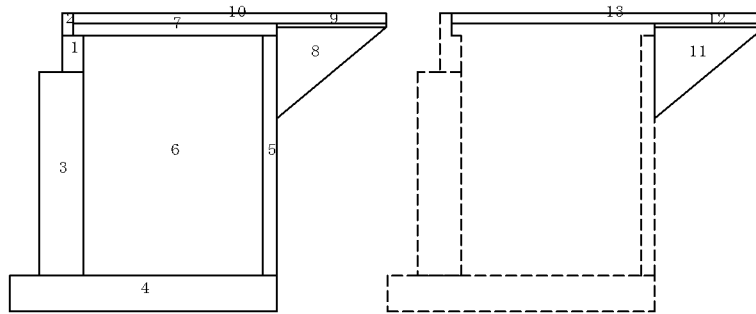
a2 : 斜引張鉄筋と協同して負担する場合のせん断応力度

2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

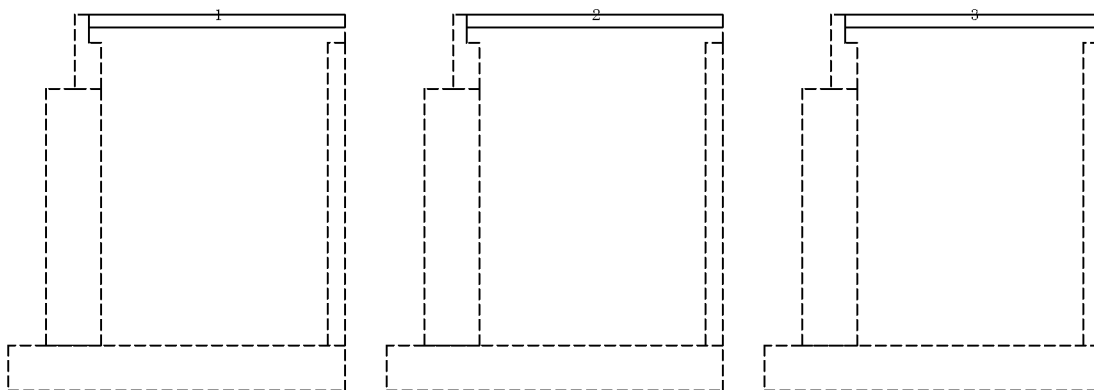
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.050 × 1.830 × 21.400	41.120	3.175	12.955	130.556	532.711	胸壁
2	0.550 × 1.130 × 21.400	13.300	2.925	14.435	38.903	191.987	
3	2.200 × 10.240 × 21.400	482.099	2.600	6.920	1253.458	3336.126	前壁
4	13.400 × 1.800 × 21.400	516.168	6.700	0.900	3458.325	464.551	底板
5	0.700 × 12.070 × 21.400	180.809	13.050	7.835	2359.551	1416.635	後壁
6	9.000 × 12.070 × 3.200	347.616	8.200	7.835	2850.451	2723.571	側壁・隔壁
7	10.200 × 0.610 × 21.400	133.151	8.300	14.175	1105.151	1887.411	
8	1/2 × 5.500 × 4.583 × 0.700	8.823	15.233	12.772	134.402	112.688	左翼壁
9	5.500 × 0.180 × 0.700	0.693	16.150	14.390	11.192	9.972	左翼壁
10	15.700 × 0.520 × 0.700	5.715	11.050	14.740	63.149	84.236	左翼壁
11	1/2 × 5.500 × 4.583 × 0.700	8.823	15.233	12.772	134.402	112.688	右翼壁
12	5.500 × 0.180 × 0.700	0.693	16.150	14.390	11.192	9.972	右翼壁
13	15.700 × 0.520 × 0.700	5.715	11.050	14.740	63.149	84.236	右翼壁
		1744.724	—	—	11613.882	10966.785	

重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 11613.882 / 1744.724 = 6.657 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 10966.785 / 1744.724 = 6.286 (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	10.200 × 0.520 × 21.400	113.506	8.300	14.740	942.097	1673.074	頂版上の土砂 左翼控除 右翼控除
2	- 10.200 × 0.520 × 0.700	-3.713	8.300	14.740	-30.816	-54.726	
3	- 10.200 × 0.520 × 0.700	-3.713	8.300	14.740	-30.816	-54.726	
		106.080	——	——	880.466	1563.622	

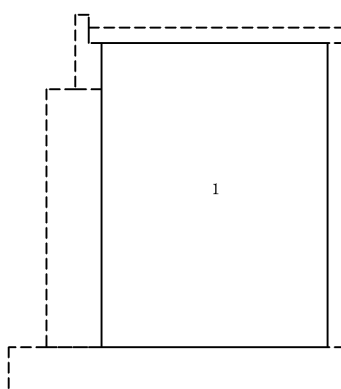
重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 880.466 / 106.080 = 8.300 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 1563.622 / 106.080 = 14.740 (m)

(3)中詰土砂

[1]地震時(浮力無し)、地震時(浮力有り)

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	9.000 × 12.070 × 18.200	1977.066	8.200	7.835	16211.939	15490.311	
		1977.066	——	——	16211.939	15490.311	

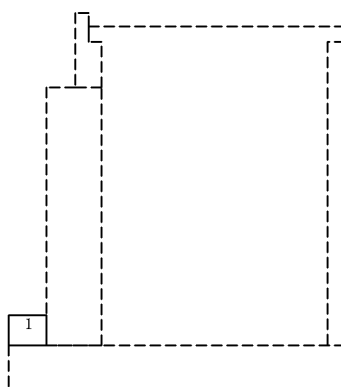
重心位置 XG = (Vi · Xi) / Vi = 16211.939 / 1977.066 = 8.200 (m)

YG = (Vi · Yi) / Vi = 15490.311 / 1977.066 = 7.835 (m)

(4)前面土砂

[1]地震時(浮力無し)、地震時(浮力有り)

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	1.500 × 1.200 × 21.400	38.520	0.750	2.400	28.890	92.448	
		38.520	—	—	28.890	92.448	

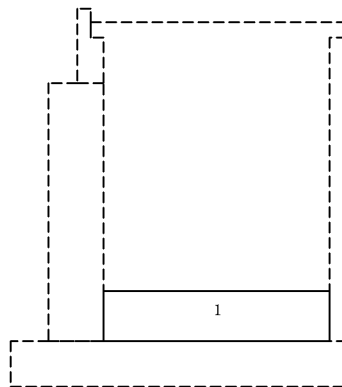
重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 28.890 / 38.520 = 0.750$ (m)
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 92.448 / 38.520 = 2.400$ (m)

2.2 水位を考慮するブロックデータ

(1)内部土砂

[1]地震時(浮力有り)

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	9.000 × 2.000 × 18.200	327.600	8.200	2.800	2686.320	917.280	
		327.600	—	—	2686.320	917.280	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 2686.320 / 327.600 = 8.200$ (m)
 $YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 917.280 / 327.600 = 2.800$ (m)

2.3 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力、水平力

(1)躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 1744.724 = 42745.738$ (kN)
 作用位置 $X = 6.657$ (m)

水平力 $H = W \cdot kh = 42745.738 \times 0.200 = 8549.148$ (kN)
 作用位置 $Y = 6.286$ (m)

(2)土砂重量による作用力，浮力

鉛直力 $W = Wu + WI$ (kN)
 $Wu = Vu$ (水より上の体積) · γ (土の湿潤重量) (kN)
 $WI = VI$ (水より下の体積) · γ_{sat} (土の飽和重量) (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 = $(W_u \cdot Y_u + W_l \cdot Y_l) / W$ (m)

[1]地震時(浮力無し)

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_l	Y_l
土砂(頂版上)	106.080	8.300	14.740	0.000	0.000	0.000
土砂(前面)	38.520	0.750	2.400	0.000	0.000	0.000
土砂(中詰)	1977.066	8.200	7.835	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_u	Y_u
土砂(頂版上)	106.080	8.300	14.740
土砂(前面)	38.520	0.750	2.400
土砂(中詰)	1977.066	8.200	7.835

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 $W_u = V_u \times \text{sat}$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \times \text{sat}$ (kN)
土砂(頂版上)	$106.080 \times 20.000 = 2121.603$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$
土砂(前面)	$38.520 \times 20.000 = 770.400$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$
土砂(中詰)	$1977.066 \times 20.000 = 39541.316$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位置	鉛直力 W $W_u + W_l$ (kN)	作用位置 X(m)	水平力 H $W \cdot K_h$ (kN)	作用位置 Y(m)
土砂(頂版上)	$2121.603 + 0.000 = 2121.603$	8.300	$2121.603 \times 0.16 = 339.457$	14.740
土砂(前面)	$770.400 + 0.000 = 770.400$	0.750	$770.400 \times 0.16 = 123.264$	2.400
土砂(中詰)	$39541.316 + 0.000 = 39541.316$	8.200	$39541.316 \times 0.20 = 7908.263$	7.835

[2]地震時(浮力有り)

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 VI(m ³)	重心位置(m)	
		X	Y		XI	YI
土砂(頂版上)	106.080	8.300	14.740	0.000	0.000	0.000
土砂(前面)	38.520	0.750	2.400	0.000	0.000	0.000
土砂(中詰)	1977.066	8.200	7.835	327.600	8.200	2.800

位置	水位より上の体積、重心位置		
	体積 Vu(m ³)	重心位置(m)	
		Xu	Yu
土砂(頂版上)	106.080	8.300	14.740
土砂(前面)	38.520	0.750	2.400
土砂(中詰)	1649.466	8.200	8.835

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 Wu = Vu × sat (kN)	水位より下の重量 WI = VI × sat (kN)
土砂(頂版上)	106.080 × 20.000 = 2121.603	0.000 × 21.000 = 0.000
土砂(前面)	38.520 × 20.000 = 770.400	0.000 × 21.000 = 0.000
土砂(中詰)	1649.466 × 20.000 = 32989.316	327.600 × 21.000 = 6879.600

位置	鉛直力 W Wu + WI (kN)	作用位置 X(m)	水平力 H W · Kh (kN)	作用位置 Y(m)
土砂(頂版上)	2121.603 + 0.000 = 2121.603	8.300	2121.603 × 0.16 = 339.457	14.740
土砂(前面)	770.400 + 0.000 = 770.400	0.750	770.400 × 0.16 = 123.264	2.400
土砂(中詰)	32989.316 + 6879.600 = 39868.916	8.200	39868.916 × 0.20 = 7973.783	7.794

2)浮力の算出

前面水位 Hf = 1.000 (m)

背面水位 Hr = 2.000 (m)

フーチング前面での水圧強度 Pf = 9.800 (kN/m²)

フーチング背面での水圧強度 Pr = 19.600 (kN/m²)

浮力

$$U = \frac{Pf + Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 4215.372 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 7.444 \text{ (m)}$$

ここに、

Bj : 橋軸方向フーチング幅 Bj = 13.400 (m)

Bc : 直角方向フーチング幅 Bc = 21.400 (m)

2.4 上部工反力

(1)上部工反力

[1]地震時(浮力無し)、地震時(浮力有り)

鉛直力 Rv = 3000.000 (kN)

作用位置 X = 2.075 (m)

モーメントMx = Rv · X = 3000.000 · 2.075 = 6225.000 (kN.m)

水平力 RH = 1500.000 (kN)

作用位置 Y = 12.040 (m)

モーメントMy = RH · Y = 1500.000 · 12.040 = 18060.000 (kN.m)

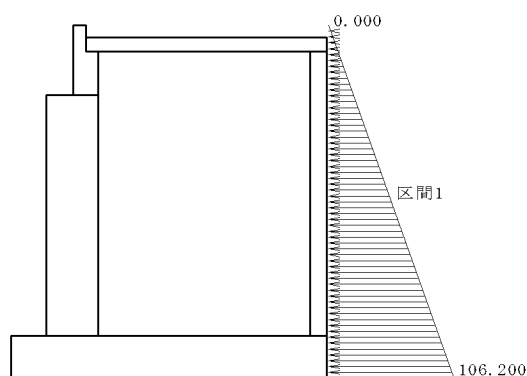
2.5 土圧・水圧

(1)共通データ

水の単位体積重量	w(kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	21.400
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2)土圧力

[1]地震時(浮力無し)



1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	15.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m) 15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 15.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	0.000
	壁面摩擦角 (度)	0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat 20.000 21.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 13.400
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) Ku1 Kl1 0.35400 0.35400 背面水位より下の土圧係数 (上) (下) Ku2 Kl2 0.35400 0.35400
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) (下) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) (下) [4]水位より下の土圧強度 (下) 0.000 106.200 0.000 0.000	
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	17045.100 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)	17045.100 17045.100 0.000
作用位置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan	5.000 0.000 5.000 13.400

・作用位置

$$X = \frac{\sum (Pev \cdot X)}{\sum Pev} = 0.000 (m)$$

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 5.000 (m)$$

・土圧力

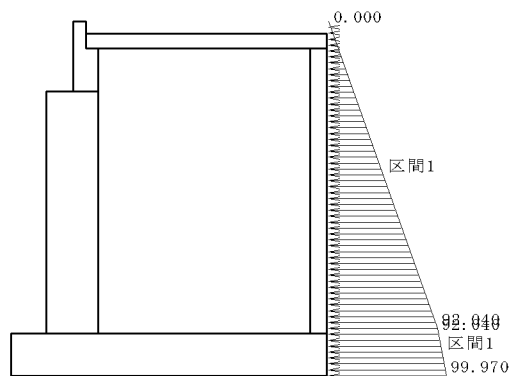
鉛直力

$$Pv = \sum Pev = 0.000 (kN)$$

水平力

$$Ph = \sum Peh = 17045.100 (kN)$$

[2]地震時(浮力有り)



1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	2.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	13.000 2.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	2.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	20.000 21.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.400	
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.35400 0.35400
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.35400 0.35400	
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下)		0.000 92.040
		[3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		92.040 99.970
	土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		12802.764 4109.005
		Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)		16911.770 16911.770 0.000
作用位置		Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan		6.333 0.986 5.034 13.400

・作用位置

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 5.034 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 0.000 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 16911.770 \text{ (kN)}$$

(3)水圧力

[1]地震時(浮力有り)

		前面水圧	背面水位
水圧を算出する高さh (m)		1.000	2.000
水圧強度 (kN/m ²)	[1] w · h	9.800	19.600
水圧力 (kN)	P _w = (1/2) · [1] · h · Bc	104.860	419.440
水圧の作用位置 (m)	Y _w = h/3	0.333	0.667

2.6 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]地震時(浮力無し)

項目	鉛直力 V _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 _{x_i} = V _i · X _i	M _{y_i} = H _i · Y _i
躯体自重	42745.734	8549.146	6.657	6.286	284540.094	53737.246
前面土砂	770.400	123.264	0.750	2.400	577.800	295.834
背面土砂	2121.603	339.457	8.300	14.740	17609.316	5003.589
中詰土砂	39541.316	7908.263	8.200	7.835	324238.781	61961.242
上部工反力	3000.000	1500.000	2.075	12.040	6225.000	18060.000
土圧力	0.000	17045.100	0.000	5.000	0.000	85225.500
合計	88179.055	35465.230	————	————	633191.000	224283.406

[2]地震時(浮力有り)

項目	鉛直力 V _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 _{x_i} = V _i · X _i	M _{y_i} = H _i · Y _i
躯体自重	42745.734	8549.146	6.657	6.286	284540.094	53737.246
前面土砂	770.400	123.264	0.750	2.400	577.800	295.834
背面土砂	2121.603	339.457	8.300	14.740	17609.316	5003.589
中詰土砂	39868.914	7973.783	8.200	7.794	326925.094	62144.699
上部工反力	3000.000	1500.000	2.075	12.040	6225.000	18060.000
土圧力	0.000	16911.770	0.000	5.034	0.000	85136.609
背面水圧	0.000	419.440	0.000	0.667	0.000	279.627
前面水圧	0.000	-104.860	0.000	0.333	0.000	-34.953
浮力	-4215.372	0.000	7.444	0.000	-31381.102	0.000

項目	鉛直力 V _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 _{x,i} = V _i · X _i	M _{y,i} = H _i · Y _i
合計	84291.281	35712.000	—	—	604496.188	224622.656

荷重状態(水位)	V _o (kN)	H _o (kN)	M _o (kN.m)
地震時(浮力無し)	88179.055	35465.230	-408907.594
地震時(浮力有り)	84291.281	35712.000	-379873.531

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : V_b = V_o (kN)
 水平力 : H_b = H_o (kN)
 回転モーメント : M_b = V_o · B_j/2.0+M_o (kN.m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 13.400 (m)

荷重状態(水位)	V _b (kN)	H _b (kN)	M _b (kN.m)
地震時(浮力無し)	88179.055	35465.230	181892.063
地震時(浮力有り)	84291.281	35712.000	184878.031

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

2.7 安定照査

2.7.1 転倒に対する安定

$$e_b = \frac{M_b}{V_b}$$

ここに、

e_b: 荷重の偏心量(m)
 M_b: 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)
 V_b: 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

$$e_a = B/n$$

ここに、

e_a: 荷重の許容偏心量(m)
 B: 基礎幅(m), B = 13.400
 n: 安全率

荷重状態(水位)	偏心量(m)	
	e _b = M _b /V _b	許容値e _a
地震時(浮力有り)	2.193	4.467

2.7.2 滑動に対する安定

$$H_u = c_b A_e + V_b \tan \delta$$

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力(kN)

c_b : 基礎底面と地盤との間の付着力(kN/m²), $c_b = 0.000$

$\tan \delta$: 基礎底面と地盤との間の摩擦係数, $\tan \delta = 0.600$

A_e : 有効載荷面積(m²), $A_e = L \cdot B_e$

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN) ただし、浮力を差し引いた値とする。

L : 基礎の奥行き(m), $L = 21.400$

B_e : 基礎の有効載荷幅(m), $B_e = B - 2e_b$

B : 基礎幅(m), $B = 13.400$

e_b : 荷重の偏心量(m)

荷重状態(水位)	偏心量 e_b (m)	有効 載荷幅 B_e (m)	有効 載荷面積 A_e (m ²)	鉛直荷重 V_b (kN)
地震時(浮力有り)	2.193	9.013	192.886	84291.281

$$f_s = H_u / H_b$$

ここに、

f_s : 滑動に対する安全率

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

荷重状態(水位)	せん断 抵抗力 H_u (kN)	作用 水平力 H_b (kN)	安全率 f_s	必要 安全率 f_{sa}
地震時(浮力有り)	50574.770	35712.000	1.416	1.200

2.7.3 地盤反力度の計算

1) 荷重の作用位置が底面の核内にある場合(台形分布)

$$q_{min}, q_{max} = \frac{V_b}{LB} \pm \frac{6M_b}{LB^2}$$

2) 荷重の作用位置が底面の核外にある場合(三角形分布)

$$q_{max} = 2 \frac{V_b}{L \cdot x}$$

ここに、

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

M_b : 基礎底面中心に作用するモ - メント(kN.m)

e_b : 荷重の偏心量(m)

x : 底面反力の作用幅(m), $x = 3(B/2 - e_b)$

x が B より小さいときには、三角形分布になり、

x が B より大きい時には、台形分布となる。

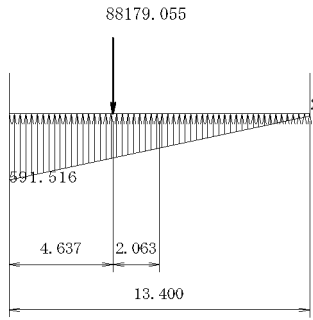
q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度(kN/m²)

q_{min} : 基礎底面における最小地盤反力度(kN/m²)

B : 基礎幅(m), $B = 13.400$

L : 基礎の奥行き(m), $L = 21.400$

[1]地震時(浮力無し)



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/m²)		
		qmin	qmax	最大値
13.400	台形	23.486	591.516	3750.000

2.7.4 支持に対する安定

荷重状態(水位)	深さ(m)		単位重量(kN/m³)		上載荷重 q= ₂ D _f (kN/m²)
	D _f	D' _f	1	2	
地震時(浮力有り)	3.000	0.000	13.200	17.067	51.200

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

ここに、

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²), c = 1500.000

q : 上載荷重 (kN/m²), q = ₂D_f

A_e : 有効載荷面積 (m²)

1, 2 : 支持地盤および根入れ地盤の単位重量 (kN/m³)
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 = 13.400

e_s : 荷重の偏心量 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

, : 基礎の形状係数, = 1+0.3B_e/L, = 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 = 21.400

: 根入れ効果に対する割増し係数, = 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 から求める

: 地盤のせん断抵抗角 (度), = 40.00

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 = 0.464

S_c = (c^{*}) , S_q = (q^{*}) , S = (B^{*})^μ

, , μ : 寸法効果の程度を表す係数
= -0.333, = -0.333, μ = -0.333

c^{*} : c^{*} = c/c₀ ただし、1 c^{*} 10

c₀ : 10 (kN/m²)

q^{*} : q^{*} = q/q₀ ただし、1 q^{*} 10

q₀ : 10 (kN/m²)

B^{*} : B^{*} = B_e/B₀ ただし、1 B^{*}

B₀ : 1.0 (m)

荷重状態(水 位)	tan = H_b/V_b	支持力係数			有 効 載荷幅 B_o (m)	有 効 載荷面積 A_o (m ²)
		N_c	N_q	N		
地震時(浮力有り)	0.424	25.648	21.292	13.172	9.013	192.886

$$Q_a = Q_u/n$$

ここに、

V_b : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

H_b : 基礎底面に作用する水平荷重(kN)

Q_a : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した許容鉛直支持力

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 Q_u (kN)	作用鉛直力 V_b (kN)	許容支持力 Q_a (kN)
				S_q	S			
地震時(浮力有り)	1.126	0.832	1.000	0.580	0.481	4061991.500	84291.281	2030995.750

2.7.5 フーチング厚さの照査

(1) β による判定

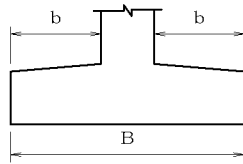
$\beta < 1.0$

ここに、

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3 \cdot k_v}{E \cdot h^3}} \quad (\text{m}^{-1})$$

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$$



k_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha E_o$$

B_v : 基礎に換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{L \cdot B} = 16.934$$

E_o : 設計の対象とする位置の変形係数(kN/m²)

A_v : 鉛直方向の換算載荷幅(m²)

B : フーチングの幅(m), $B = 13.400$

L : フーチングの奥行き(m), $L = 21.400$

E : フーチングのヤング係数(kN/m²), $E = 2.50 \times 10^7$

h : フーチングの厚さ(m), $h = 1.800$

λ' : フーチングの換算突出長(m), $\lambda' = 5.089$

$$\lambda = \frac{\alpha \cdot (d^2 + \lambda'^2)}{d + \lambda'}$$

$$= 1.3$$

$$d = 4.500 \text{ (m)}$$

$$\lambda' = \max(e, b) = 3.050$$

$$e = 3.050 \text{ (m)}$$

$$b = 3.050 \text{ (m)}$$

荷重状態	変形係数 E_o (kN/m ²)	鉛直方向地盤反力係数		β (m ⁻¹)	$\beta < 1.0$
		k_{v0} (kN/m ³)	k_v (kN/m ³)		
常時	196000.000	653333.333	31725.341	0.159843	0.813
地震時	392000.000	1306666.667	63450.681	0.190086	0.967

(2)フーチング厚さの上限値(橋軸方向幅- 壁の厚さ)/n による判定

$$FH_1 < FH_2$$

ここに、

FH_1 : フーチングの厚さ(m), $FH_1 = 1.800$

FH_2 : 剛体であると判定する厚さ(m), $FH_2 = 10.500/5.000 = 2.100$

(3)照査結果

(1) ・ による判定	(2)フーチング厚さの 上限値による判定	判 定
常 時:0.813 1.0 地震時:0.967 1.0 フーチングは 剛体と見なせる	1.800 < 2.100 フーチングは 剛体と見なせない	(1)または(2)を満足しているので フーチングは剛体として設計してよい

3章 安全性の検討(地震時保有水平耐力法)

3.1 躯体自重, 土砂重量, 水圧, 浮力, その他荷重による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= \quad \cdot V = 24.500 \times 1744.724 = 42745.738 \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= 6.657 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 土砂重量による作用力, 浮力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= W_u + W_l \text{ (kN)} \\ W_u &= V_u(\text{水より上の体積}) \cdot (\text{土の湿潤重量}) \text{ (kN)} \\ W_l &= V_l(\text{水より下の体積}) \cdot \text{sat}(\text{土の飽和重量}) \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= (W_u \cdot X_u + W_l \cdot X_l) / W \text{ (m)} \end{aligned}$$

[1] タイプII(浮力無し)

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 X (m)	体 積 V_l (m^3)	重心位置 X_l (m)
土砂(頂版上)	106.080	8.300	0.000	0.000
土砂(前面)	38.520	0.750	0.000	0.000
土砂(中詰)	1977.066	8.200	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 X_u (m)
土砂(頂版上)	106.080	8.300
土砂(前面)	38.520	0.750
土砂(中詰)	1977.066	8.200

水位より上の体積

$$V_u = V - V_l$$

水位より上の重心位置

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

土砂による作用力

位 置	水位より上の重量 $W_u = V_u \times$ (kN)	水位より下の重量 $W_l = V_l \times \text{sat}$ (kN)
土砂(頂版上)	$106.080 \times 20.000 = 2121.603$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$
土砂(前面)	$38.520 \times 20.000 = 770.400$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$
土砂(中詰)	$1977.066 \times 20.000 = 39541.316$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

位 置	鉛直力 W Wu + WI (kN)	作用位置 X(m)
土砂(頂版上)	2121.603 + 0.000 = 2121.603	8.300
土砂(前面)	770.400 + 0.000 = 770.400	0.750
土砂(中詰)	39541.316 + 0.000 = 39541.316	8.200

[2]タイプII(浮力有り)

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(頂版上)	106.080	8.300	0.000	0.000
土砂(前面)	38.520	0.750	0.000	0.000
土砂(中詰)	1977.066	8.200	327.600	8.200

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(頂版上)	106.080	8.300
土砂(前面)	38.520	0.750
土砂(中詰)	1649.466	8.200

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 Wu = Vu × sat (kN)	水位より下の重量 WI = VI × sat (kN)
土砂(頂版上)	106.080 × 20.000 = 2121.603	0.000 × 21.000 = 0.000
土砂(前面)	38.520 × 20.000 = 770.400	0.000 × 21.000 = 0.000
土砂(中詰)	1649.466 × 20.000 = 32989.316	327.600 × 21.000 = 6879.600

位 置	鉛直力 W Wu + WI (kN)	作用位置 X(m)
土砂(頂版上)	2121.603 + 0.000 = 2121.603	8.300
土砂(前面)	770.400 + 0.000 = 770.400	0.750
土砂(中詰)	32989.316 + 6879.600 = 39868.916	8.200

2)浮力の算出

前面水位 $H_f = 1.000$ (m)

背面水位 $H_r = 2.000$ (m)

フーチング前面での水圧強度 $P_f = 9.800$ (N/mm²)

フーチング背面での水圧強度 $P_r = 19.600$ (N/mm²)

浮力

$$U = \frac{Pf+Pr}{2} \cdot Bj \cdot Bc = 4215.372 \quad (\text{kN})$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 7.444 \quad (\text{m})$$

ここに、

$$Bj : \text{橋軸方向フーチング幅} \quad Bj = 13.400 \quad (\text{m})$$

$$Bc : \text{直角方向フーチング幅} \quad Bc = 21.400 \quad (\text{m})$$

3.2 初期荷重時の集計

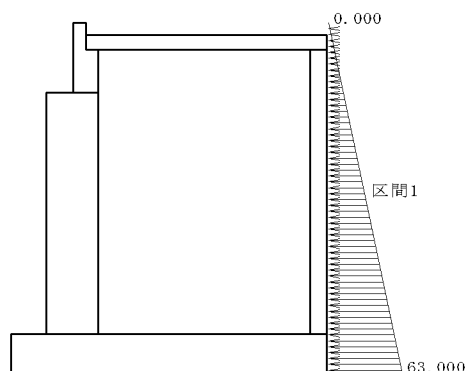
3.2.1 土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w(kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	21.400
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2) 土圧

[1] タイプII(浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	15.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m) 15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m) 15.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m) 0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)	0.000
	壁面摩擦角 (度)	0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat 20.000 21.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp 13.400
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) Ku1 Kl1 0.21000 0.21000 背面水位より下の土圧係数 (上) (下) Ku2 Kl2 0.21000 0.21000
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) (下) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) (下) [4]水位より下の土圧強度 (下) 0.000 63.000 0.000 0.000	
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc	10111.499 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)	10111.499 10111.499 0.000
作用位置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan	5.000 0.000 5.000 13.400

・作用位置

$$X = \frac{\sum (Pev \cdot X)}{\sum Pev} = 0.000 (m)$$

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 5.000 (m)$$

・土圧力

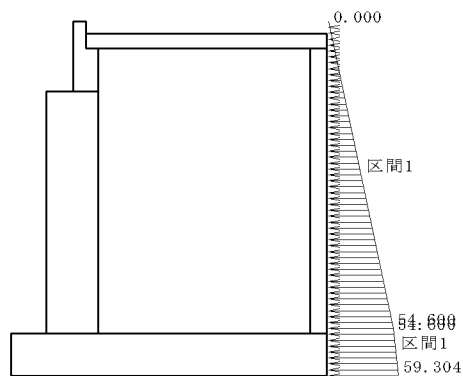
鉛直力

$$Pv = \sum Pev = 0.000 (kN)$$

水平力

$$Ph = \sum Peh = 10111.499 (kN)$$

[2]タイプII(浮力有り)



1)土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	2.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	13.000 2.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	20.000 21.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.400	
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.21000 0.21000
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.21000 0.21000	
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 (上)		0.000
		[2]水位より上の土圧強度 (下)		54.600
	[3]水位より下の土圧強度 (上)		54.600	
	[4]水位より下の土圧強度 (下)		59.304	
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		7594.860 2437.545	
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)		10032.405 10032.405 0.000	
	作用位置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan		6.333 0.986 5.034 13.400

・作用位置

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 5.034 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 0.000 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 10032.405 \text{ (kN)}$$

3.2.2 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]タイプII(浮力無し)

1)初期荷重時

項目	鉛直力 V _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} = V _i · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i	M _{yi} -M _{xi}
上部構造	3000.000	0.000	2.075	12.040	6225.000	0.000	-6225.000
躯体自重	42745.734	0.000	6.657	0.000	284540.094	0.000	-284540.094
前面土砂	770.400	0.000	0.750	0.000	577.800	0.000	-577.800
背面土砂	2121.603	0.000	8.300	0.000	17609.316	0.000	-17609.316
中詰土砂	39541.316	0.000	8.200	7.835	324238.781	0.000	-324238.781
土圧力	0.000	10111.499	0.000	5.000	0.000	50557.496	50557.496
合計1	88179.055	10111.499	————	————	633191.000	50557.496	-582633.504
合計2	88179.055	0.000	————	————	633191.000	0.000	-633191.000

合計1: 土圧力を含む時の合計

合計2: 土圧力を除く時の合計(土圧強度は含む)

2)地震動による増加分

項目	鉛直力 V _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} = V _i · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i	M _{yi} -M _{xi}
上部構造	0.000	2036.800	0.000	12.040	0.000	24523.072	24523.072
躯体自重	0.000	25647.441	0.000	6.286	0.000	161211.750	161211.750
背面土砂	0.000	1272.962	0.000	14.740	0.000	18763.461	18763.461
中詰土砂	0.000	23724.791	0.000	7.835	0.000	185883.734	185883.734
土圧力	0.000	26001.000	0.000	5.000	0.000	130005.000	130005.000
合計	0.000	78683.000	————	————	0.000	520387.000	520387.000

[2]タイプII(浮力有り)

1)初期荷重時

項目	鉛直力 V _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} = V _i · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i	M _{yi} -M _{xi}
上部構造	3000.000	0.000	2.075	12.040	6225.000	0.000	-6225.000
躯体自重	42745.734	0.000	6.657	0.000	284540.094	0.000	-284540.094
前面土砂	770.400	0.000	0.750	0.000	577.800	0.000	-577.800
背面土砂	2121.603	0.000	8.300	0.000	17609.316	0.000	-17609.316
中詰土砂	39868.914	0.000	8.200	7.794	326925.094	0.000	-326925.094
土圧力	0.000	10032.405	0.000	5.034	0.000	50504.770	50504.770
浮力	-4215.372	0.000	7.444	0.000	-31381.102	0.000	31381.102
合計1	84291.281	10032.405	—————	—————	604496.188	50504.770	-553991.418
合計2	84291.281	0.000	—————	—————	604496.188	0.000	-604496.188

合計1: 土圧力を含む時の合計

合計2: 土圧力を除く時の合計(土圧強度は含む)

2)地震動による増加分

項目	鉛直力 V _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} = V _i · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i	M _{yi} -M _{xi}
上部構造	0.000	2036.800	0.000	12.040	0.000	24523.072	24523.072
躯体自重	0.000	25647.441	0.000	6.286	0.000	161211.750	161211.750
背面土砂	0.000	1272.962	0.000	14.740	0.000	18763.461	18763.461
中詰土砂	0.000	23921.350	0.000	7.794	0.000	186434.109	186434.109
土圧力	0.000	25797.613	0.000	5.034	0.000	129869.406	129869.406
合計	0.000	78676.172	—————	—————	0.000	520801.781	520801.781

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : V_b = V_o (kN)
 水平力 : H_b = H_o (kN)
 回転モーメント : M_b = V_o · B_j/2.0+M_o (kN.m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 13.400 (m)

1)初期荷重時

荷重状態(水位)	土圧を含む時			土圧を除く時		
	V _b (kN)	H _b (kN)	M _b (kN.m)	V _d (kN)	H _d (kN)	M _d (kN.m)
タイプII(浮力無し)	88179.055	10111.499	8166.145	88179.055	0.000	-42391.352
タイプII(浮力有り)	84291.281	10032.405	10760.148	84291.281	0.000	-39744.621

2)地震動による増加分

荷重状態(水 位)	V_b (kN)	H_b (kN)	M_b (kN.m)
タイプII(浮力無し)	0.000	78683.000	520387.000
タイプII(浮力有り)	0.000	78676.172	520801.781

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

3.3 安全性の判定

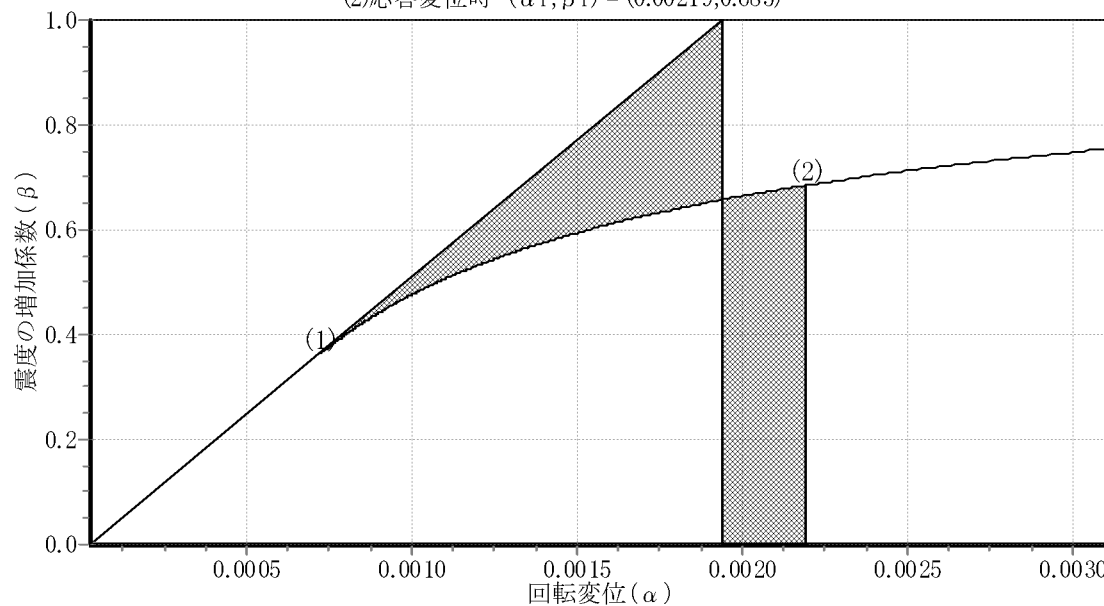
(1)水平震度 - 回転変位の算出

[1]タイプII(浮力無し)

エネルギー一定則による直接基礎の応答変位

(1)浮上り限界時($\alpha y, \beta y$) = (0.00072,0.363)

(2)応答変位時 ($\alpha r, \beta r$) = (0.00219,0.685)

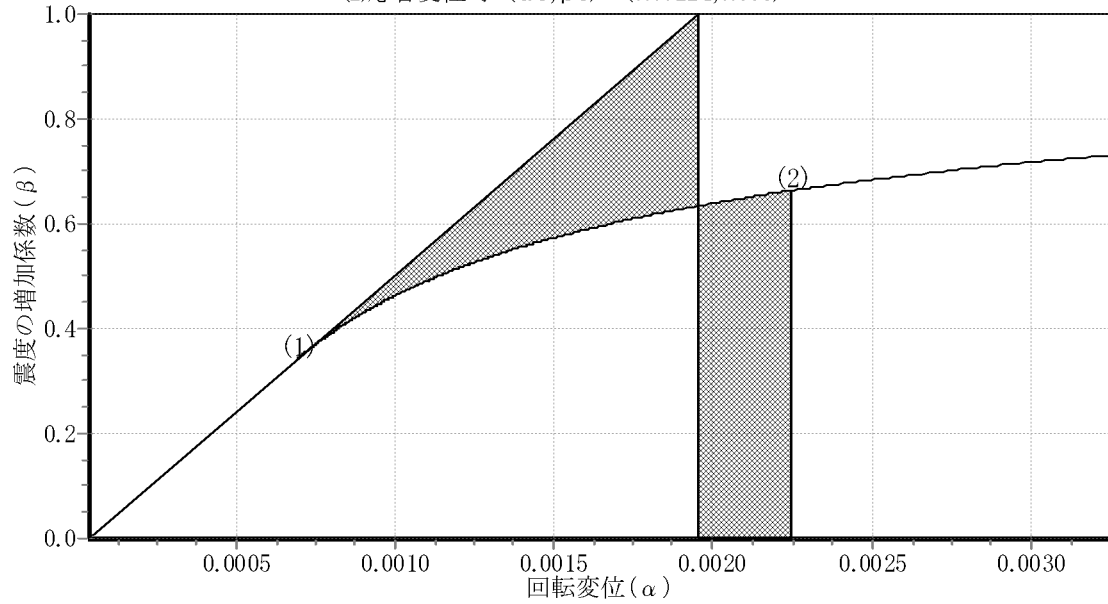


番号	荷重増分 i	水平震度 K_h	鉛直力 V_b (kN)	水平力 H_b (kN)	モーメント M_b (kN.m)	フーチングの 回転角 (mrad)	基礎の状態
1	0.000	0.00	88179.055	10111.499	8166.145	0.030	初期荷重時
2	0.363	0.22	88179.055	38673.426	197066.641	0.724	浮き上がり限界
3	0.685	0.41	88179.055	64009.352	364631.250	2.194	応答変位時

[2]タイプII(浮力有り)

エネルギー一定則による直接基礎の応答変位

- (1)浮上り限界時(α_y, β_y) = (0.00069, 0.342)
- (2)応答変位時 (α_r, β_r) = (0.00224, 0.663)



番号	荷重増分 i	水平震度 K _h	鉛直力 V _b (kN)	水平力 H _b (kN)	モーメント M _b (kN.m)	フーチングの 回転角 (mrad)	基礎の状態
1	0.000	0.00	84291.281	10032.405	10760.148	0.040	初期荷重時
2	0.342	0.21	84291.281	36872.430	188686.141	0.693	浮き上がり限界
3	0.663	0.40	84291.281	62064.387	355686.844	2.242	応答変位時

3.4 応答変位時の集計

3.4.1 慣性力

(1)躯体自重、土砂重量による作用力

[1]タイプII(浮力無し)

位置	水平力 $H = W \cdot k_h$ (kN)	作用位置 Y (m)
上部構造	$3040.000 \times 0.459 = 1395.208$	12.040
躯体(鉄筋)	$42745.738 \times 0.411 = 17568.499$	6.286
土砂(中詰)	$39541.316 \times 0.411 = 16251.482$	7.835

[2]タイプII(浮力有り)

位置	水平力 $H = W \cdot k_h$ (kN)	作用位置 Y (m)
上部構造	$3040.000 \times 0.444 = 1350.398$	12.040
躯体(鉄筋)	$42745.738 \times 0.398 = 17004.256$	6.286
土砂(中詰)	$39868.916 \times 0.398 = 15859.856$	7.794

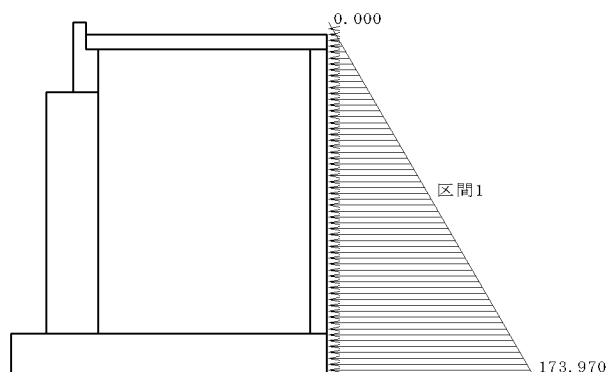
3.4.2 土圧

(1) 共通データ

水の単位体積重量	w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	21.400
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2) 土圧

[1] タイプII (浮力無し)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	15.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.000

2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	15.000 0.000
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	20.000 21.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.400
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.57990 0.57990
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) (下)		0.000 173.970
	[2]水位より上の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000
	[3]水位より下の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000
	[4]水位より下の土圧強度 (上) (下)		0.000 0.000
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		27922.186 0.000
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)		27922.186 27922.186 0.000
	作用位置 Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan		5.000 0.000 5.000 13.400

・作用位置

$$X = \frac{\sum (Pev \cdot X)}{\sum Pev} = 0.000 (m)$$

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 5.000 (m)$$

・土圧力

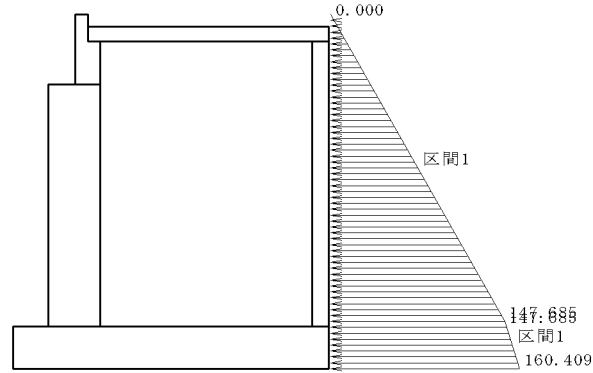
鉛直力

$$Pv = \sum Pev = 0.000 (kN)$$

水平力

$$Ph = \sum Peh = 27922.186 (kN)$$

[2]タイプII(浮力有り)



1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	2.000
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	2.000

2) 土圧算出結果

	項 目	区間1		
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	15.000 0.000	
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	13.000 2.000	
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.000 0.000	
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000	
	壁面摩擦角 (度)		0.000	
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	20.000 21.000	
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	13.400	
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下)	Ku1 Kl1	0.56802 0.56802
背面水位より下の土圧係数 (上) (下)		Ku2 Kl2	0.56802 0.56802	
土圧強度		[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下)		0.000 147.685
		[3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		147.685 160.409
	土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		20543.012 6593.213
		Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分) Pev = Pe・sin(+) (土圧の鉛直成分)		27136.225 27136.225 0.000
作用位置		Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe X = Xp - Y tan		6.333 0.986 5.034 13.400

・作用位置

$$X = \frac{\sum (P_{ev} \cdot X)}{\sum P_{ev}} = 0.000 \text{ (m)}$$

$$Y = \frac{\sum (P_{eh} \cdot Y)}{\sum P_{eh}} = 5.034 \text{ (m)}$$

・土圧力

鉛直力

$$P_v = \sum P_{ev} = 0.000 \text{ (kN)}$$

水平力

$$P_h = \sum P_{eh} = 27136.225 \text{ (kN)}$$

3.4.3 作用力の集計

(1)フーチング前面での作用力の集計

[1]タイプII(浮力無し)

項目	鉛直力 V _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} = V _i · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i	M _{yi} -M _{xi}
上部構造	3000.000	1395.208	2.075	12.040	6225.000	16798.305	10573.305
躯体自重	42745.734	17568.496	6.657	6.286	284540.094	110430.055	-174110.039
前面土砂	770.400	0.000	0.750	0.000	577.800	0.000	-577.800
背面土砂	2121.603	871.979	8.300	14.740	17609.316	12852.972	-4756.345
中詰土砂	39541.316	16251.481	8.200	7.835	324238.781	127330.359	-196908.422
土圧力	0.000	27922.186	0.000	5.000	0.000	139610.922	139610.922
合計	88179.055	64009.352	—————	—————	633191.000	407022.625	-226168.375

[2]タイプII(浮力有り)

項目	鉛直力 V _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} = V _i · X _i	M _{yi} = H _i · Y _i	M _{yi} -M _{xi}
上部構造	3000.000	1350.398	2.075	12.040	6225.000	16258.797	10033.797
躯体自重	42745.734	17004.256	6.657	6.286	284540.094	106883.406	-177656.688
前面土砂	770.400	0.000	0.750	0.000	577.800	0.000	-577.800
背面土砂	2121.603	843.974	8.300	14.740	17609.316	12440.175	-5169.142
中詰土砂	39868.914	15859.855	8.200	7.794	326925.094	123605.820	-203319.273
土圧力	0.000	27136.225	0.000	5.034	0.000	136608.188	136608.188
浮力	-4215.372	0.000	7.444	0.000	-31381.102	0.000	31381.102
合計	84291.281	62194.711	—————	—————	604496.188	395796.375	-208699.813

(2)フーチング中心での作用力の集計

鉛直力 : V_b = V_o (kN)

水平力 : H_b = H_o (kN)

回転モーメント : M_b = V_o · B_j/2.0+M_o (kN.m)

ここに、

フーチング橋軸方向幅 : B_j = 13.400 (m)

荷重状態(水 位)	V_s (kN)	H_s (kN)	M_s (kN.m)
タイプII(浮力無し)	88179.055	64009.352	364631.281
タイプII(浮力有り)	84291.281	62194.711	356051.750

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、回転モーメントは反時計回りを正

4章 頂版の設計

4.1 橋軸直角方向の設計

(1) 断面力の集計

1) 死荷重(自重及び土砂)

[1] 支間最大曲げモーメント

a) 端径間部

$$M_d = \frac{W_d \cdot l^2}{10} = \frac{20.570 \times 7.350^2}{10} = 111.124 \text{ (kN. m/m)}$$

b) 中央径間部

$$M_d = \frac{W_d \cdot l^2}{10} = \frac{20.570 \times 6.700^2}{10} = 92.339 \text{ (kN. m/m)}$$

[2] 支点最大曲げモーメント

$$M_d = \frac{W_d \cdot l^2}{8} = \frac{20.570 \times 7.350^2}{8} = 138.905 \text{ (kN. m/m)}$$

ここに、

W_d : 自重, 土砂を含めた単位幅当りの等分布荷重(kN/m)

$$W_d = W_1 + W_2 = 5.625 + 14.945 = 20.570$$

W_1 : 舗装部の重量(kN/m)

W_2 : 頂版部の自重(kN/m)

l : スパン長(m)

端径間部計算時(m) : $l = 7.350$

中央径間部計算時(m) : $l = 6.700$

支点最大計算時(m) : $l = 7.350$

2) 活荷重

[1] 支間最大曲げモーメント

a) 端径間部

$$M_1 = K \cdot m = (2.108 \times 50.074) = 105.572 \text{ (kN. m/m)}$$

$$K = \frac{M_{12}}{M_{13}} = \frac{84.458}{40.059} = 2.108$$

$$m = \frac{M_{11}}{B} = \frac{510.758}{10.200} = 50.074 \text{ (kN. m/m)}$$

$$M_{11} = \frac{W_1 \cdot l^2}{10} = \frac{94.545 \times 7.350^2}{10} = 510.758$$

$$\begin{aligned} M_{12} &= \frac{V_1 \cdot x}{be} \cdot \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) \cdot \left(1 - \frac{u_1}{2 \cdot l_1}\right) \\ &= \frac{555.927 \times 2.940}{4.838} \cdot \left(1 - \frac{2.940}{5.880}\right) \cdot \left(1 - \frac{5.880}{2 \cdot 5.880}\right) = 84.458 \end{aligned}$$

$$M_{13} = \frac{W_1 \cdot l_1^2}{8} \cdot \frac{1}{B} = \frac{94.545 \times 5.880^2}{8 \times 10.200} = 40.059$$

b)中央径間部

$$M_l = K \cdot m = (1.365 \times 41.609) = 56.801 \text{ (kN. m/m)}$$

$$K = \frac{M_{l2}}{M_{l3}} = \frac{25.561}{18.724} = 1.365$$

$$m = \frac{M_{l1}}{B} = \frac{424.415}{10.200} = 41.609 \text{ (kN. m/m)}$$

$$M_{l1} = \frac{Wl \cdot l^2}{10} = \frac{94.545 \times 6.700^2}{10} = 424.415$$

$$M_{l2} = \frac{V_1 \cdot x}{be} \cdot \left(1 - \frac{x}{l_1} \right) \cdot \left(1 - \frac{u_2}{2 \cdot l_1} \right)$$

$$= \frac{142.764 \times 0.755}{2.782} \cdot \left(1 - \frac{0.755}{4.020} \right) \cdot \left(1 - \frac{1.510}{2 \cdot 4.020} \right) = 25.561$$

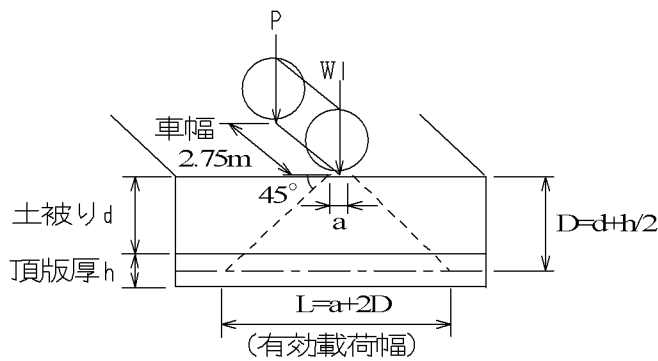
$$M_{l3} = \frac{Wl \cdot l_1^2}{8} \cdot \frac{1}{B} = \frac{94.545 \times 4.020^2}{8 \times 10.200} = 18.724$$

ここに、

M_l : 単位幅当りの支間最大曲げモーメント (kN. m/m)

M_{l1} : 連続ばりとして求めた支間最大曲げモーメント (kN. m)

Wl : 橋軸方向有効幅に作用する等分布荷重 (kN/m)



$$Wl = \frac{2P(1+i)}{2.75} = \frac{2 \times 100.000 \times (1+0.300)}{2.75} = 94.545$$

P : 輪荷重強度 (kN), $P = 100.000$

B : 橋軸方向の版全幅 (m), $B = 10.200$

M_{l2} : 有効幅を考慮した単純梁としての単位幅当りの最大曲げモーメント (kN. m/m)

V_1 : (kN)

端径間部

$$V_1 = Wl \cdot u_1 \quad (u_1 = l_1) = 94.545 \times 5.880 = 555.927$$

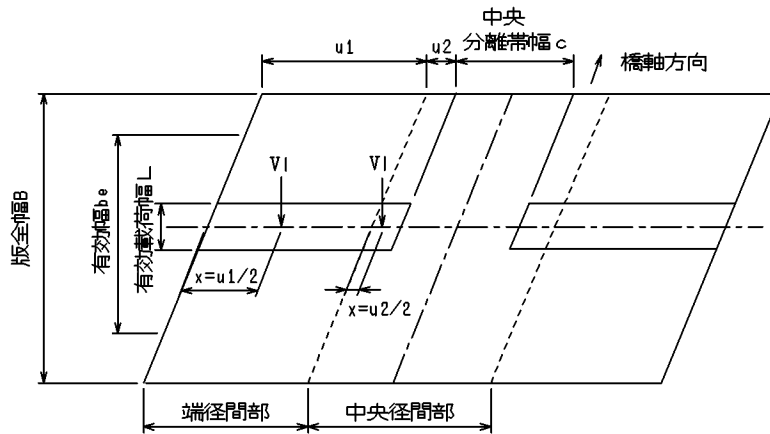
$$l_1 = 0.8 \cdot l = 5.880$$

中央径間部

$$V_1 = Wl \cdot u_2 \quad (u_2 = (l_1 - c)/2) = 94.545 \times 1.510 = 142.764$$

$$l_1 = 0.6 \cdot l = 4.020$$

be : 橋軸方向有効幅(m)



端径間部

$$be = L + 2.4x \cdot \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) = 1.310 + 2.4 \times 2.940 \times \left(1 - \frac{2.940}{5.880}\right) = 4.838$$

中央径間部

$$be = L + 2.4x \cdot \left(1 - \frac{x}{l_1}\right) = 1.310 + 2.4 \times 0.755 \times \left(1 - \frac{0.755}{4.020}\right) = 2.782$$

L : 有効載荷幅(m)

$$L = a + 2 \cdot D = 0.2 + 2 \times 0.555 = 1.310$$

$$D = d + \frac{h}{2} = 0.250 + \frac{0.610}{2} = 0.555 \text{ (m)}$$

a : 設置長(m), a=0.200

d : 土被り(m)

h : 頂版厚(m)

M₁₃ : 有効幅を考慮しない単純梁としての単位幅当りの最大曲げモーメント(kN.m/m)

[2] 支点最大曲げモーメント

$$M_1 = K' \cdot mc = (1.737 \times 62.593) = 108.706 \text{ (kN.m/m)}$$

$$K' = (K_1 + K_2)/2 = (2.108 + 1.365)/2 = 1.737$$

$$mc = \frac{M_{14}}{B} = \frac{638.448}{10.200} = 62.593 \text{ (kN.m/m)}$$

$$M_{14} = \frac{Wl \cdot l^2}{8} = \frac{94.545 \times 7.350^2}{8} = 638.448$$

ここに、

M₁ : 単位幅当りの支点最大曲げモーメント(kN.m/m)

M₁₄ : 連続ばりとして求めた支点最大曲げモーメント(kN.m)

K₁, K₂: 端径間部の係数K₁, 中央径間部の係数K₂

3) 設計モーメント

[1] 支間最大曲げモーメント

a) 端径間部

$$M_x = M_d + M_1 = 111.124 + 105.572 = 216.696 \text{ (kN.m/m)}$$

b) 中央径間部

$$M_x = M_d + M_1 = 92.339 + 56.801 = 149.140 \text{ (kN.m/m)}$$

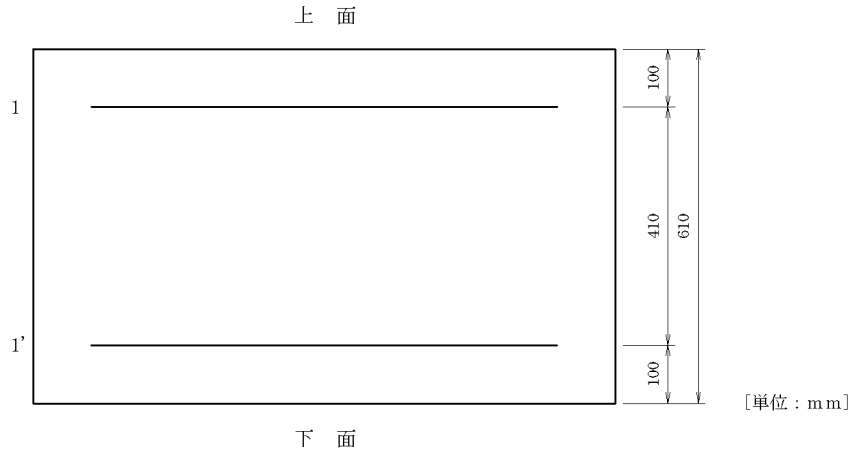
[2] 支点最大曲げモーメント

$$M_x = M_d + M_l = 138.905 + 108.706 = 247.611 \text{ (kN.m/m)}$$

(2) 断面計算

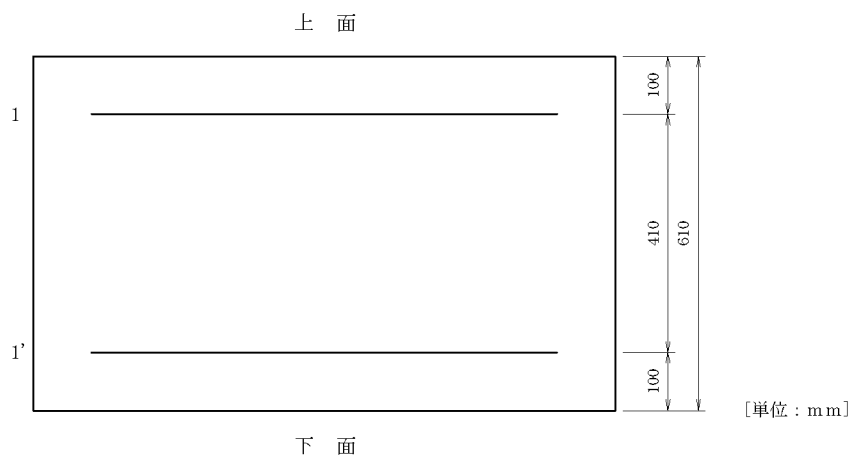
1) 鉄筋配置

a) 支間部(端径間部)



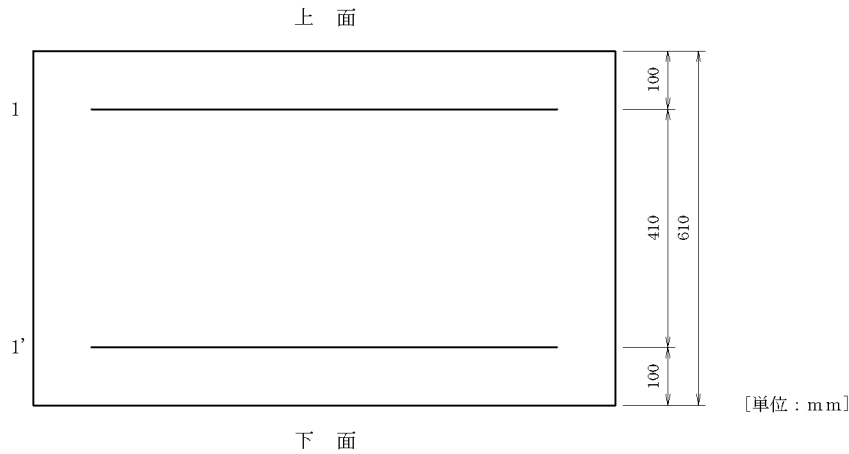
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	2'	—	—	—	—	—

b) 支間部(中央径間部)



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	2'	—	—	—	—	—

c) 支点部



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	2'	—	—	—	—	—

2) 最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 62016.7 \times 10^3$

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

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), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 610000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 610.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
端径間部	死活荷重時	30.968	368.384 >	118.680	6.813
中央径間部	死活荷重時	30.968	253.538 >	118.680	6.813
支点最大部	死活荷重時	51.392	420.939 >	118.680	6.813

3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 610.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

設計位置	荷重状態	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
端径間部	死活荷重時	216.696	17.618	5.454	8.000	155.026	180.000
中央径間部	死活荷重時	149.140	17.618	3.754	8.000	106.696	180.000
支点最大部	死活荷重時	247.611	21.371	5.281	8.000	109.818	180.000

4.2 橋軸方向の設計

(1) 断面力の集計 (支間最大曲げモーメント)

a) 端径間部

[1] 死活荷重時

$$My = \frac{My}{Mx} \cdot Mx = 0.574 \times 216.696 = 124.453$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{7.350}{10.200} = 0.721 \quad \text{より} \quad \frac{My}{Mx} = b = 0.574$$

b) 中央径間部

[1] 死活荷重時

$$M_y = \frac{M_y}{M_x} \cdot M_x = 0.500 \times 149.140 = 74.529$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{6.700}{10.200} = 0.657 \text{ より } \frac{M_y}{M_x} = b = 0.500$$

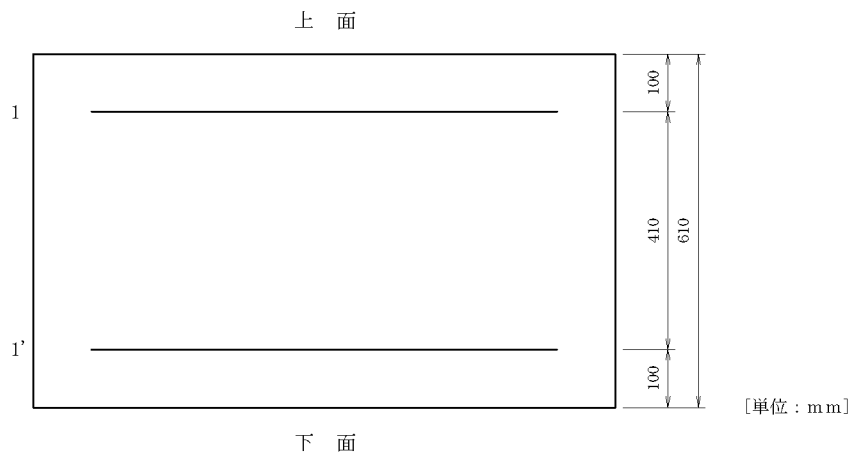
ここに、

- l_x : 短辺(m)
- l_y : 長辺(m)
- b : グラフより算出した係数
- M_x : 橋軸直角方向最大曲げモーメント(kN.m)
- M_y : 橋軸方向最大曲げモーメント(kN.m)

(2) 断面計算

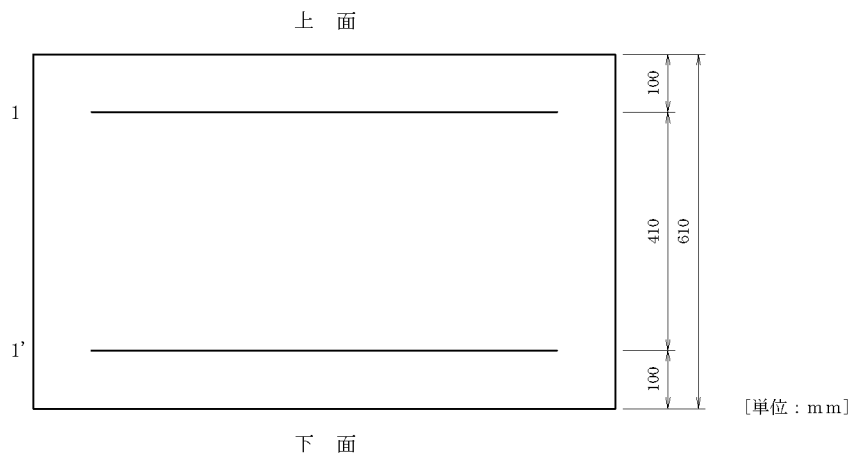
1) 鉄筋配置

a) 支間部(端径間部)



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	2'	—	—	—	—	—

b) 支間部(中央径間部)



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	10.0	D29	6.424	8.00	51.39
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	10.0	D22	3.871	8.00	30.97
	2'	—	—	—	—	—

2)最小鉄筋量の照査

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

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・h²/6 = 62016.7 × 10³

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

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

N : 軸方向力(N), N = 0.0

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), A_c = b・h = 610000.000

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), h = 610.000

設計位置	荷重状態	使 用 鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN・m)	M _c (kN・m)	最 小 鉄筋量 (cm ²)
端径間部	死活荷重時	30.968	211.570 >	118.680	6.813
中央径間部	死活荷重時	30.968	126.699 >	118.680	6.813

3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

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 = 610.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

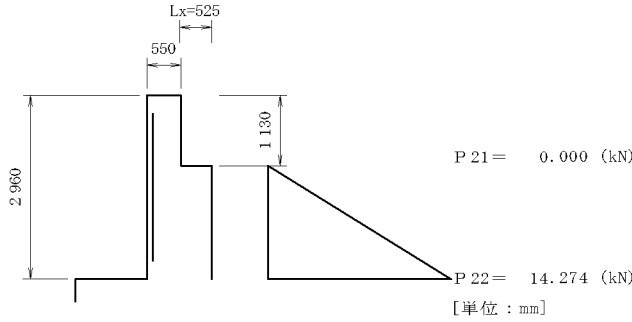
設計位置	荷重状態	M (kN.m)	x (cm)	圧縮応力度 (N/mm ²)		引張応力度 (N/mm ²)	
				計算値	許容値	計算値	許容値
端径間部	死活荷重時	124.453	17.618	3.133	8.000	89.034	180.000
中央径間部	死活荷重時	74.529	17.618	1.876	8.000	53.318	180.000

5章 胸壁の設計

5.1 踏掛版を設置する場合の設計

- ・ 前面に対して常時で、背面に対して地震時で設計する。

5.1.1 断面力の集計



(1) 胸壁前面

$$M_f = Ru \cdot L_x = 76.735 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

$$Ru = R_f + T / 1.375 = 146.162 \quad (\text{kN})$$

$$R_f = \frac{1}{2} \cdot (W_1 + W_2 + q) \cdot L = 73.435 \quad (\text{kN})$$

ここに、

M_f : 胸壁基部における曲げモーメント(kN.m)

Ru : 受け台に作用する全反力(kN)

L_x : 胸壁断面の図心位置からの反力作用位置(m), $L_x = 0.525$

T : T荷重の片側荷重(kN), $T = 100.000$

R_f : 受け台に作用するq, W_1 , W_2 による反力(kN)

W_1 : 頂版上の舗装の自重(kN/m²), $W_1 = 5.625$

W_2 : 頂版の自重(kN/m²), $W_2 = 14.945$

h_1 : 踏掛版上の舗装の厚さ(m), $h_1 = 0.250$

γ_1 : 踏掛版上の舗装の単位重量(kN/m³), $\gamma_1 = 22.500$

h_2 : 踏掛版の厚さ(kN/m²), $h_2 = 0.610$

γ_2 : 踏掛版の単位重量(kN/m³), $\gamma_2 = 24.500$

q : 載荷荷重(kN/m²), $q = 0.000$

L : 支間長 $L = L_0 = 7.140$

L_0 : 頂版の長さ(m), $L_0 = 10.200$

α : 支間長算出のための係数, $\alpha = 0.700$

(2) 胸壁背面

1) 胸壁・受け台自重による慣性力

区分	計算式 幅 × 高さ	面積 A_i (m ²)	重心位置 Y_i (m)	$A_i \cdot Y_i$	備考
1.	1.050 × 1.830	1.921	0.915	1.758	胸壁

区分	計算式 幅 × 高さ	面積 A_i (m^2)	重心位置 Y_i (m)	$A_i \cdot Y_i$	備考
2.	0.550 × 1.130	0.622	2.395	1.488	胸壁
計		2.543	—	3.247	

$$\text{自重 } G_w = A_i \cdot \quad = 2.543 \cdot 24.500 = 62.303 \quad (\text{kN})$$

$$\text{慣性力 } G_h = G_w \cdot k_h = 62.303 \cdot 0.200 = 12.461 \quad (\text{kN})$$

$$\text{作用位置 } G_y = (A_i \cdot Y_i) / A_i = 3.247 / 2.543 = 1.277 \quad (\text{m})$$

2) 頂版自重による慣性力

$$\text{慣性力 } R_h = 2 \cdot R_f \cdot k_h = 2 \cdot 73.435 \cdot 0.200 = 29.374 \quad (\text{kN})$$

$$\text{作用位置 } R_y = 1.830 \quad (\text{m})$$

3)土圧力による水平力

$$E_{h1} = \frac{1}{2} (P_{11}+P_{12}) \cdot h_1 = 0.000 \quad (\text{kN})$$

$$P_{11} = q \cdot K_{A1} \cdot \cos(\alpha_1) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{12} = (q + \gamma \cdot h_1) \cdot K_{A1} \cdot \cos(\alpha_1) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_{e1} = E_{h1} \cdot Y_{e1} = 0.000 \quad (\text{kN.m})$$

$$Y_{e1} = (h-h_1) + \frac{2 \cdot P_{11}+P_{12}}{3 \cdot (P_{11}+P_{12})} \cdot h_1 = 0.000 \quad (\text{m})$$

$$E_{h2} = \frac{1}{2} (P_{21}+P_{22}) \cdot h_2 = 13.061 \quad (\text{kN})$$

$$P_{21} = q' \cdot K_{A2} \cdot \cos(\alpha_2) = 0.000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{22} = (q' + \gamma' \cdot h_2) \cdot K_{A2} \cdot \cos(\alpha_2) = 14.274 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$M_{e2} = E_{h2} \cdot Y_{e2} = 7.967 \quad (\text{kN.m})$$

$$Y_{e2} = \frac{2 \cdot P_{21}+P_{22}}{3 \cdot (P_{21}+P_{22})} \cdot h_2 = 0.610 \quad (\text{m})$$

ここに、

E_{h1}, E_{h2} : 土圧力(区間1, 区間2)(kN)

h : 胸壁基部から頂版下面までの高さ(m), $h = 1.830$

h_1 : 胸壁区間1の高さ(m), $h_1 = 0.000$

h_2 : 胸壁区間2の高さ(m), $h_2 = 1.830$

K_{A1} : 地震時土圧係数(区間1), $K_{A1} = 0.354$

K_{A2} : 地震時土圧係数(区間2), $K_{A2} = 0.390$

P_{11}, P_{12} : 土圧強度(区間1)(kN/m²)

P_{21}, P_{22} : 土圧強度(区間2)(kN/m²)

M_{e1}, M_{e2} : 土圧による曲げモーメント(kN.m)

Y_{e1}, Y_{e2} : 土圧力の作用位置(区間1, 区間2)(m)

q : 載荷荷重(kN/m²), $q = 0.000$

q' : 中詰土砂の載荷荷重(kN/m²), $q' = 0.000$

γ, γ' : 土の単位重量(kN/m³), $\gamma = 20.000$

$\gamma' = 20.000$

α_1, α_2 : 壁背面と土との間の壁面摩擦角(度), $\alpha_1 = 0.000$

1: 壁背面と鉛直面のなす角(度), $\alpha_1 = 0.000$

2: 壁背面と鉛直面のなす角(度), $\alpha_2 = 0.000$

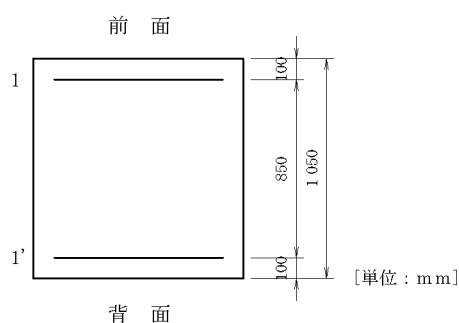
4)設計断面力の集計

項 目	S (kN)	h (m)	M (kN.m)
胸壁・受台自重	12.461	1.277	15.909

項目	S (kN)	h (m)	M (kN.m)
頂版自重	29.374	1.830	53.754
土圧 1	0.000	0.000	0.000
土圧 2	13.061	0.610	7.967
合計	54.895	——	77.630

5.1.2 断面計算

(1)鉄筋配置



1)主鉄筋

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	10.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2	——	——	——	——	——
背面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.944
	2'	——	——	——	——	——

2)スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.068

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 183750.0 \times 10^3$

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), $\sigma_{ck} = 24.000$

N : 軸方向力(N), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 1050000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 1050.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
前面側	常時	7.944	130.450	351.638	5.000
背面側	地震時	7.944	131.971	351.638	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) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 1050.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

設計位置	荷重状態	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
前面側	常時	76.735	13.907	1.222	8.000	106.887	180.000
背面側	地震時	77.630	13.907	1.236	12.000	108.134	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

- C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

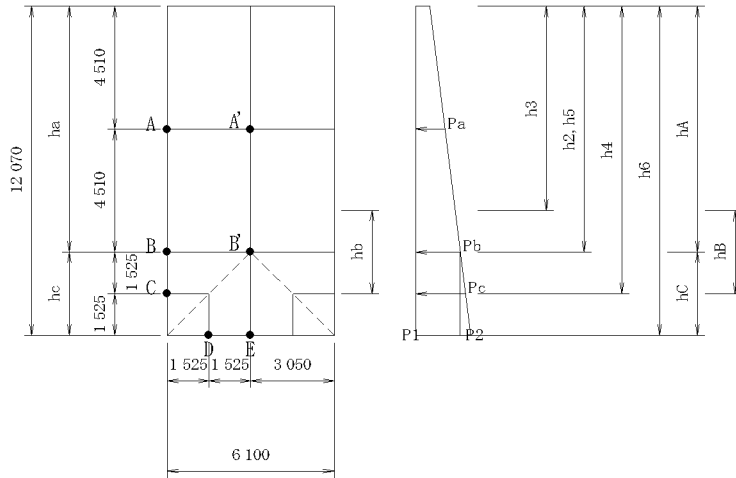
Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	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	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
背面側	地震時	54.895	95.000	0.058	0.240	2.550	1.03	0.67

6章 豎壁の設計

6.1 前壁(三辺固定版)の設計

6.1.1 断面力の集計



(1)常時の作用断面力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot hA \cdot \cos \delta = 199.875 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hB \cdot \cos \delta = 135.171 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hC \cdot \cos \delta = 158.024 \quad (\text{kN})$$

$$Pa = Pa' / ha = 22.159 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb = 44.318 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc = 51.811 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P1 = (q + \gamma r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta = 44.318 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P2 = (q + \gamma r \cdot h6) \cdot Ka \cdot \cos \delta - P1 = 14.986 \quad (\text{kN})$$

(2)地震時の作用断面力

1)慣性力

$$Ph = td \cdot c \cdot Kh = 10.780 \quad (\text{kN})$$

2)土圧力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot hA \cdot \cos \delta = 317.306 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hB \cdot \cos \delta = 214.586 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hC \cdot \cos \delta = 250.866 \quad (\text{kN})$$

3)断面力

$$Pa = Pa' / ha + Ph = 45.958 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb + Ph = 81.136 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc + Ph = 93.031 \quad (\text{kN})$$

B点の断面力 $P1 = (q + \gamma r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta + Ph = 81.136 \text{ (kN)}$

最下点とB点との断面力の差 $P2 = (q + \gamma r \cdot h6) \cdot Ka \cdot \cos \delta + Ph - P1 = 23.790 \text{ (kN)}$

ここに、

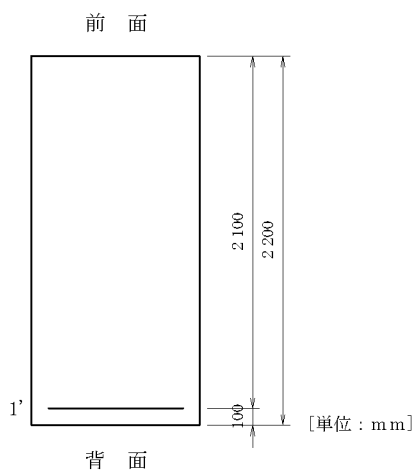
- l : 幅 (m) , l = 6.100
- h1 : A区間内の土圧算出高(上) (m) , h1 = 0.000
- h2 : A区間内の土圧算出高(下) (m) , h2 = 9.020
- h3 : B区間内の土圧算出高(上) (m) , h3 = 7.495
- h4 : B区間内の土圧算出高(下) (m) , h4 = 10.545
- h5 : C区間内の土圧算出高(上) (m) , h5 = 9.020
- h6 : C区間内の土圧算出高(下) (m) , h6 = 12.070
- hA : A区間内の土圧高 (m) , hA = 9.020
- hB : B区間内の土圧高 (m) , hB = 3.050
- hC : C区間内の土圧高 (m) , hC = 3.050
- ha : A区間高 (m) , ha = 9.020
- hb : B区間高 (m) , hb = 3.050
- hc : C区間高 (m) , hc = 3.050
- td : 壁厚 (m) , td = 2.200
- q : 地表面載荷荷重 (kN/m²) , 常時 q = 0.000
 , 地震時 q = 0.000
- Ka : 土圧係数 , 常時 Ka = 0.251
 , 地震時 Ka = 0.390
- δ : 壁面摩擦角 (度) , 常時 δ = 11.667
 , 地震時 δ = 0.000
- r : 土の単位重量 (kN/m³) , r = 20.000
- c : 躯体の単位重量 (kN/m³) , c = 24.500
- Kh : 設計震度 , kh = 0.200

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A 部	常時	82.454	67.585	1.000	1.000
	地震時	171.010	140.172	1.000	1.000
A' 部	常時	34.356	0.000	1.000	——
	地震時	71.254	0.000	1.000	——
B 部	常時	115.436	135.171	0.700	1.000
	地震時	211.335	247.465	0.700	1.000
B' 部	常時	68.712	0.000	1.000	——
	地震時	125.795	0.000	1.000	——
C 部	常時	77.116	79.012	0.400	0.500
	地震時	138.467	141.872	0.400	0.500
D 部	常時	68.811	79.012	0.300	0.500
	地震時	124.280	141.872	0.300	0.500
E 部	常時	114.685	158.024	0.500	1.000
	地震時	207.134	283.745	0.500	1.000

6.1.2 断面計算

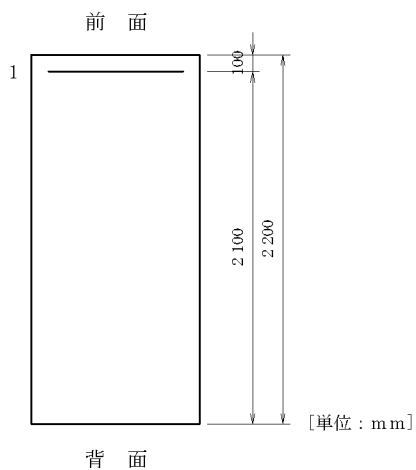
(1)鉄筋配置

1)A部鉄筋



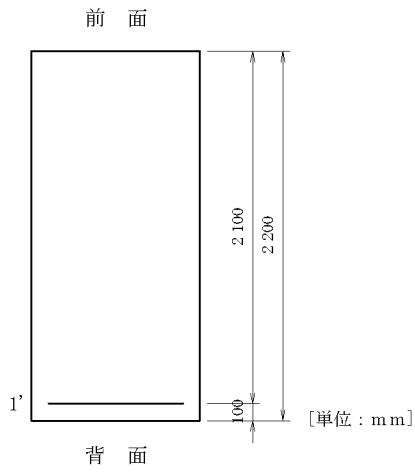
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

2)A'部鉄筋



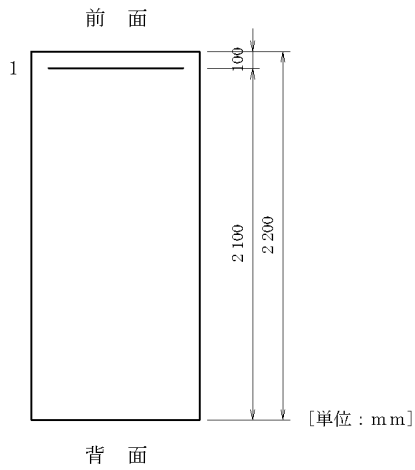
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

3)B部鉄筋



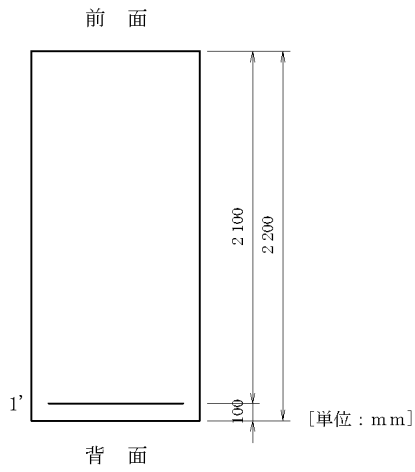
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

4)B'部鉄筋



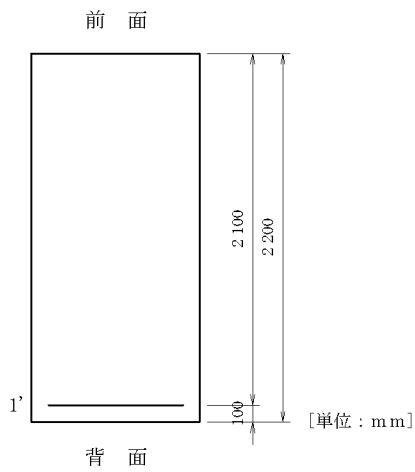
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

5)C部鉄筋



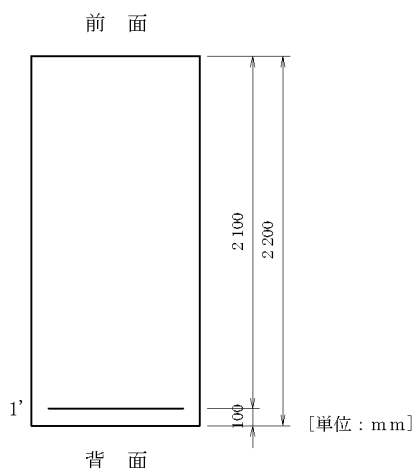
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

6)D部鉄筋



配筋位置		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	7.94
	2'	—	—	—	—	—

7)E部鉄筋



配筋位置		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	7.94
	2'	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 806666.7 \times 10^3$

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

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), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 2200000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 2200.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
A部	常時	7.944	140.172	1543.700	5.000
	地震時	7.944	290.716	1543.700	5.000
A'部	常時	7.944	58.405	1543.700	5.000
	地震時	7.944	121.132	1543.700	5.000
B部	常時	7.944	196.241	1543.700	5.000
	地震時	7.944	359.269	1543.700	5.000
B'部	常時	7.944	116.810	1543.700	5.000

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
	地震時	7.944	213.851	1543.700	5.000
C 部	常時	7.944	131.096	1543.700	5.000
	地震時	7.944	235.395	1543.700	5.000
D 部	常時	7.944	116.978	1543.700	5.000
	地震時	7.944	211.277	1543.700	5.000
E 部	常時	7.944	194.964	1543.700	5.000
	地震時	7.944	352.128	1543.700	5.000

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 2200.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

設計位置	荷重状態	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
A 部	常時	82.454	21.216	0.383	8.000	51.147	180.000
	地震時	171.010	21.216	0.795	12.000	106.078	300.000
A' 部	常時	-34.356	21.216	0.160	8.000	21.311	180.000
	地震時	-71.254	21.216	0.331	12.000	44.199	300.000
B 部	常時	115.436	21.216	0.536	8.000	71.605	180.000

設計位置	荷重状態	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
	地震時	211.335	21.216	0.982	12.000	131.092	300.000
B'部	常時	-68.712	21.216	0.319	8.000	42.622	180.000
	地震時	-125.795	21.216	0.585	12.000	78.031	300.000
C部	常時	77.116	21.216	0.358	8.000	47.835	180.000
	地震時	138.467	21.216	0.644	12.000	85.892	300.000
D部	常時	68.811	21.216	0.320	8.000	42.684	180.000
	地震時	124.280	21.216	0.578	12.000	77.092	300.000
E部	常時	114.685	21.216	0.533	8.000	71.139	180.000
	地震時	207.134	21.216	0.963	12.000	128.486	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

- C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

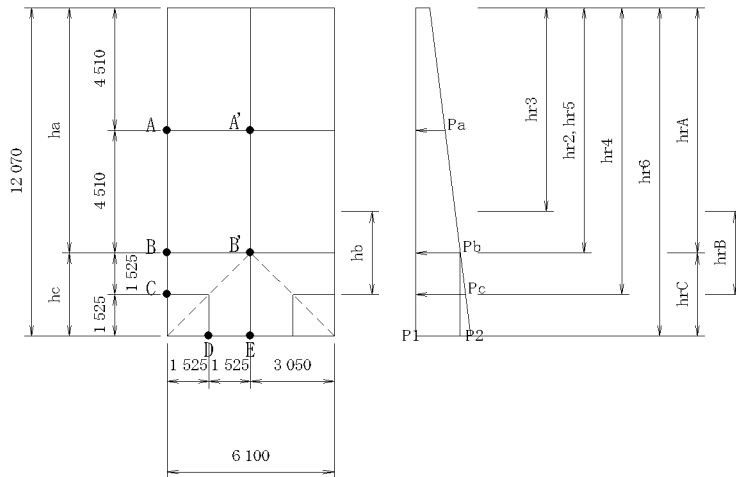
P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	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	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
A部	常時	67.585	210.000	0.032	0.111	1.700	0.83	0.58
	地震時	140.172	210.000	0.067	0.168	2.550	0.83	0.58
B部	常時	135.171	210.000	0.064	0.111	1.700	0.83	0.58
	地震時	247.465	210.000	0.118	0.168	2.550	0.83	0.58
C部	常時	79.012	210.000	0.038	0.111	1.700	0.83	0.58

設計位置	荷重状態	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	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
	地震時	141.872	210.000	0.068	0.168	2.550	0.83	0.58
D 部	常時	79.012	210.000	0.038	0.111	1.700	0.83	0.58
	地震時	141.872	210.000	0.068	0.168	2.550	0.83	0.58
E 部	常時	158.024	210.000	0.075	0.111	1.700	0.83	0.58
	地震時	283.745	210.000	0.135	0.168	2.550	0.83	0.58

6.2 後壁(三辺固定版)の設計

6.2.1 断面力の集計



(1) 施工時の作用断面力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot ha \cdot \cos \delta = 222.034 \quad (\text{kN})$$

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hb \cdot \cos \delta = 142.663 \quad (\text{kN})$$

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hc \cdot \cos \delta = 165.516 \quad (\text{kN})$$

$$Pa = Pa' / ha = 24.616 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb = 46.775 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc = 54.268 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P1 = (q + r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta = 46.775 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P2 = (q + r \cdot h6) \cdot Ka \cdot \cos \delta - P1 = 14.986 \quad (\text{kN})$$

(2) 地震時の作用断面力

1) 慣性力

$$Ph = td \cdot c \cdot Kh = 3.430 \quad (\text{kN})$$

2) 背面土砂による土圧力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1') + (q + \gamma r \cdot h2') \} \cdot Ka \cdot ha \cdot \cos \delta = 360.179 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3') + (q + \gamma r \cdot h4') \} \cdot Ka \cdot hb \cdot \cos \delta = 219.179 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5') + (q + \gamma r \cdot h6') \} \cdot Ka \cdot hc \cdot \cos \delta = 252.110 \quad (\text{kN})$$

3) 内部土砂の影響による土圧力の低減

A部の低減土圧力

$$Pra' = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (\gamma r \cdot hr1) + (\gamma r \cdot hr2) \} \cdot Ka \cdot hrA \cdot \cos \delta \right] = 144.008 \quad (\text{kN})$$

B部の低減土圧力

$$Prb' = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (\gamma r \cdot hr3) + (\gamma r \cdot hr4) \} \cdot Ka \cdot hrB \cdot \cos \delta \right] = 97.389 \quad (\text{kN})$$

C部の低減土圧力

$$P_{rc}' = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \left\{ (\gamma r \cdot hr5) + (\gamma r \cdot hr6) \right\} \cdot Ka \cdot hrC \cdot \cos \delta \right] = 113.854 \quad (\text{kN})$$

4)断面力

$$Pa = (Pa' - Pra') / ha + Ph = 27.396 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = (Pb' - Prb') / hb + Ph = 43.361 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = (Pc' - Prc') / hc + Ph = 48.760 \quad (\text{kN})$$

$$\begin{aligned} \text{B点の断面力} \quad P1 &= (q + r \cdot h2') \cdot Ka \cdot \cos \\ &\quad - 1/2 (r \cdot hr2) \cdot Ka \cdot \cos + Ph = 43.361 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{最下点とB点との断面力の差} P2 &= (q + r \cdot h6') \cdot Ka \cdot \cos \\ &\quad - 1/2 (r \cdot hr6) \cdot Ka \cdot \cos - P1 = 10.797 \quad (\text{kN}) \end{aligned}$$

ここに、

- l : 幅(m) , l = 6.100
- h1 : A区間内の土圧算出高(上)(m) , h1 = 0.000 (h1' = h1 + hu = 1.130)
- h2 : A区間内の土圧算出高(下)(m) , h2 = 9.020 (h2' = h2 + hu = 10.150)
- h3 : B区間内の土圧算出高(上)(m) , h3 = 7.495 (h3' = h3 + hu = 8.625)
- h4 : B区間内の土圧算出高(下)(m) , h4 = 10.545 (h4' = h4 + hu = 11.675)
- h5 : C区間内の土圧算出高(上)(m) , h5 = 9.020 (h5' = h5 + hu = 10.150)
- h6 : C区間内の土圧算出高(下)(m) , h6 = 12.070 (h6' = h6 + hu = 13.200)
- ha : A区間高 (m) , ha = 9.020
- hb : B区間高 (m) , hb = 3.050
- hc : C区間高 (m) , hc = 3.050
- hr1: A区間内の内部土圧算出高(上)(m) , hr1 = 0.000
- hr2: A区間内の内部土圧算出高(下)(m) , hr2 = 9.020
- hr3: B区間内の内部土圧算出高(上)(m) , hr3 = 7.495
- hr4: B区間内の内部土圧算出高(下)(m) , hr4 = 10.545
- hr5: C区間内の内部土圧算出高(上)(m) , hr5 = 9.020
- hr6: C区間内の内部土圧算出高(下)(m) , hr6 = 12.070
- hrA: A区間の内部土砂高 (m) , hrA = 9.020
- hrB: B区間の内部土砂高 (m) , hrB = 3.050
- hrC: C区間の内部土砂高 (m) , hrC = 3.050
- hu : 地表面までの高さ , hu = 1.130
- td : 壁厚 (m) , td = 0.700
- q : 地表面載荷荷重 (kN/m²) , 常時q = 10.000
 , 地震時q = 0.000
- Ka : 土圧係数 , 常時Ka = 0.251
 , 地震時Ka = 0.354
- δ : 壁面摩擦角 (度) , 常時δ = 11.667
 , 地震時δ = 0.000
- r : 土の単位重量 (kN/m³) , r = 20.000
- c : 躯体の単位重量 (kN/m³) , c = 24.500
- Kh : 設計震度 , kh = 0.200

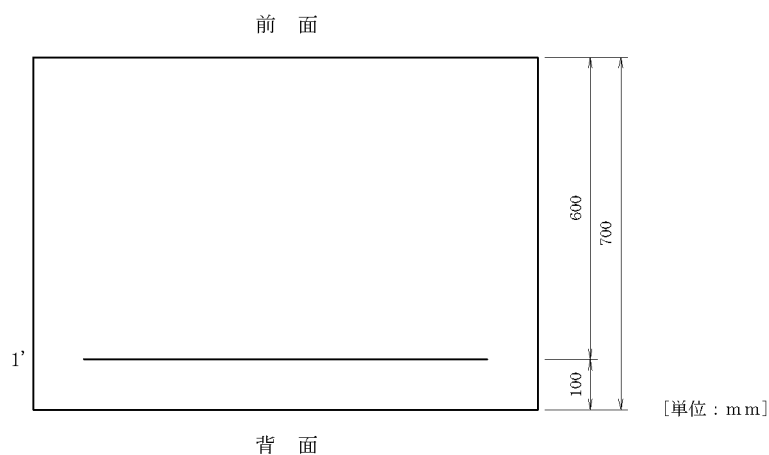
設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A部	施工時	91.595	75.078	1.000	1.000
	地震時	101.940	83.557	1.000	1.000

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A'部	施工時	38.165	0.000	1.000	——
	地震時	42.475	0.000	1.000	——
B部	施工時	121.835	142.663	0.700	1.000
	地震時	112.943	132.252	0.700	1.000
B'部	施工時	72.521	0.000	1.000	——
	地震時	67.228	0.000	1.000	——
C部	施工時	80.772	82.758	0.400	0.500
	地震時	72.574	74.359	0.400	0.500
D部	施工時	72.239	82.758	0.300	0.500
	地震時	65.527	74.359	0.300	0.500
E部	施工時	120.398	165.517	0.500	1.000
	地震時	109.212	148.717	0.500	1.000

6.2.2 断面計算

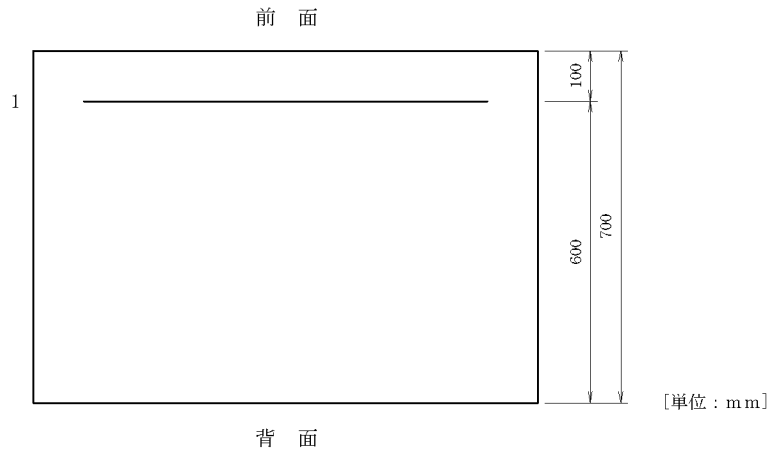
(1) 鉄筋配置

1) A部鉄筋



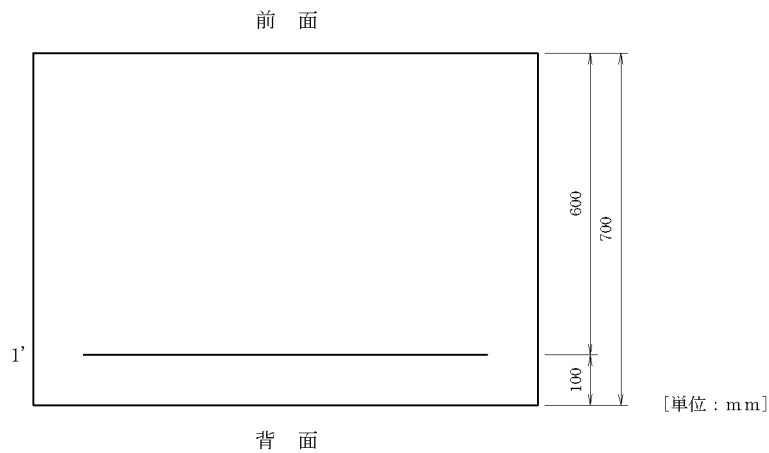
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前面	1	——	—	——	——	——
	2	——	—	——	——	——
背面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	——	—	——	——	——

2)A'部鉄筋



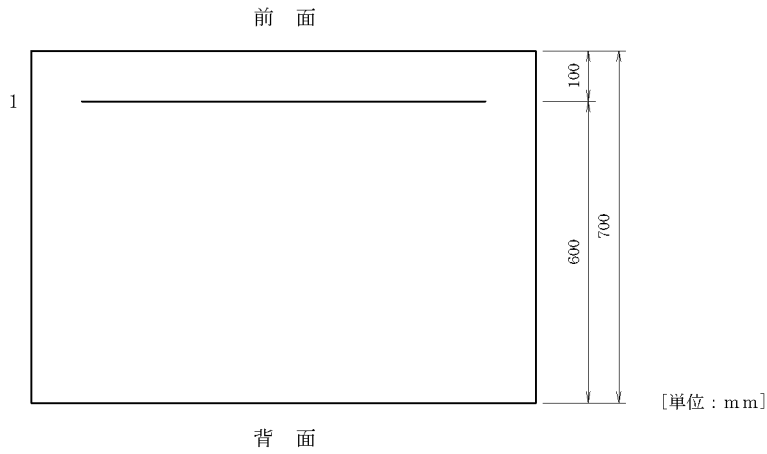
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

3)B部鉄筋



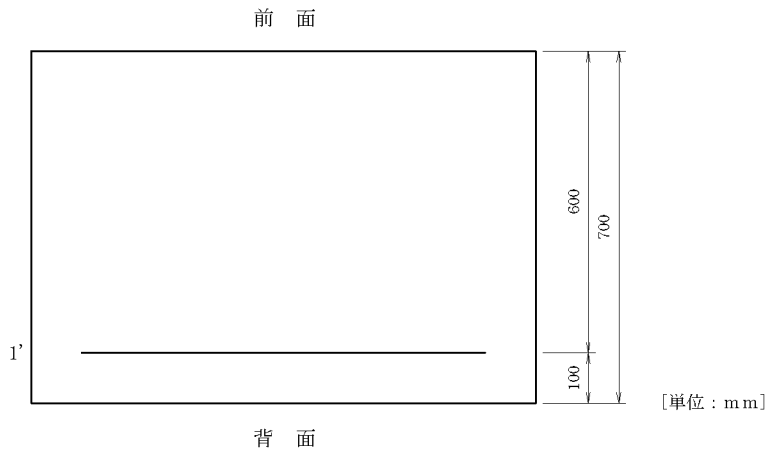
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

4)B'部鉄筋



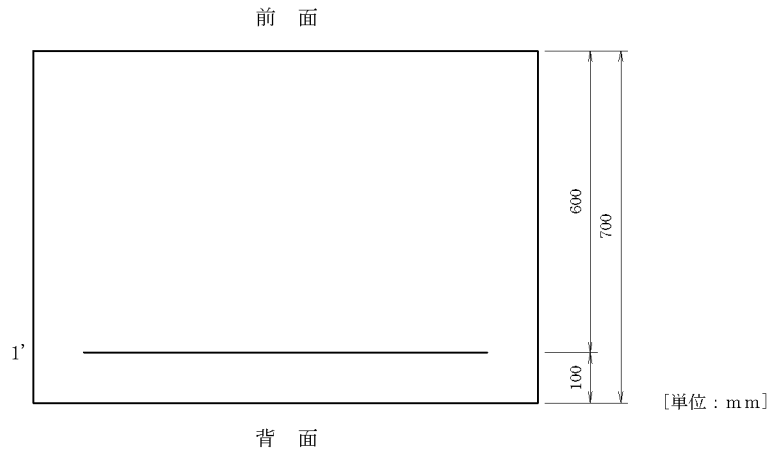
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

5)C部鉄筋



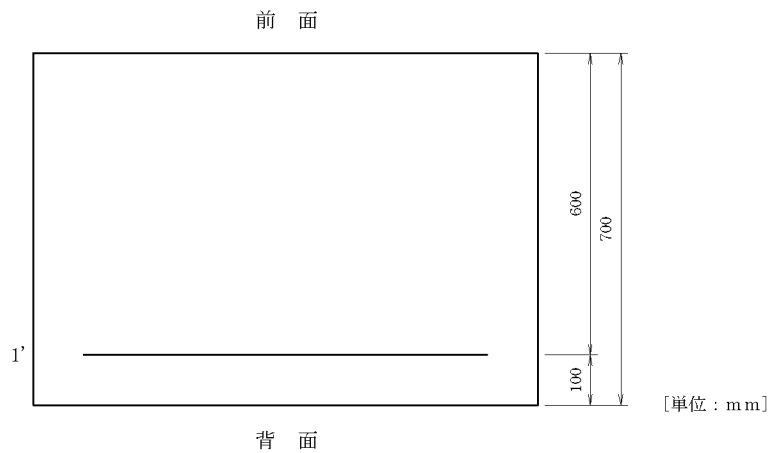
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
背 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

6)D部鉄筋



配筋位置		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	7.94
	2'	—	—	—	—	—

7)E部鉄筋



配筋位置		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	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 81666.7 \times 10^3$

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

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), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 700000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 700.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
A 部	施工時	7.944	155.712	156.284	5.000
	地震時	7.944	173.298 >	156.284	7.648
A' 部	施工時	7.944	64.880	156.284	5.000
	地震時	7.944	72.207	156.284	5.000
B 部	施工時	11.460	207.119 >	156.284	7.648
	地震時	11.460	192.003 >	156.284	7.648
B' 部	施工時	7.944	123.285	156.284	5.000
	地震時	7.944	114.288	156.284	5.000
C 部	施工時	7.944	137.312	156.284	5.000
	地震時	7.944	123.376	156.284	5.000
D 部	施工時	7.944	122.806	156.284	5.000
	地震時	7.944	111.396	156.284	5.000
E 部	施工時	11.460	204.676 >	156.284	7.648
	地震時	11.460	185.660 >	156.284	7.648

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

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)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

設計位置	荷重状態	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
A 部	施工時	91.595	10.826	3.001	10.000	204.462	225.000
	地震時	101.940	10.826	3.340	12.000	227.553	300.000
A' 部	施工時	-38.165	10.826	1.250	10.000	85.193	225.000
	地震時	-42.475	10.826	1.392	12.000	94.814	300.000
B 部	施工時	121.835	12.749	3.430	10.000	190.679	225.000
	地震時	112.943	12.749	3.180	12.000	176.763	300.000
B' 部	施工時	-72.521	10.826	2.376	10.000	161.883	225.000
	地震時	-67.228	10.826	2.203	12.000	150.068	300.000
C 部	施工時	80.772	10.826	2.646	10.000	180.302	225.000
	地震時	72.574	10.826	2.378	12.000	162.002	300.000
D 部	施工時	72.239	10.826	2.367	10.000	161.254	225.000
	地震時	65.527	10.826	2.147	12.000	146.272	300.000
E 部	施工時	120.398	12.749	3.389	10.000	188.430	225.000
	地震時	109.212	12.749	3.075	12.000	170.923	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
Ce	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

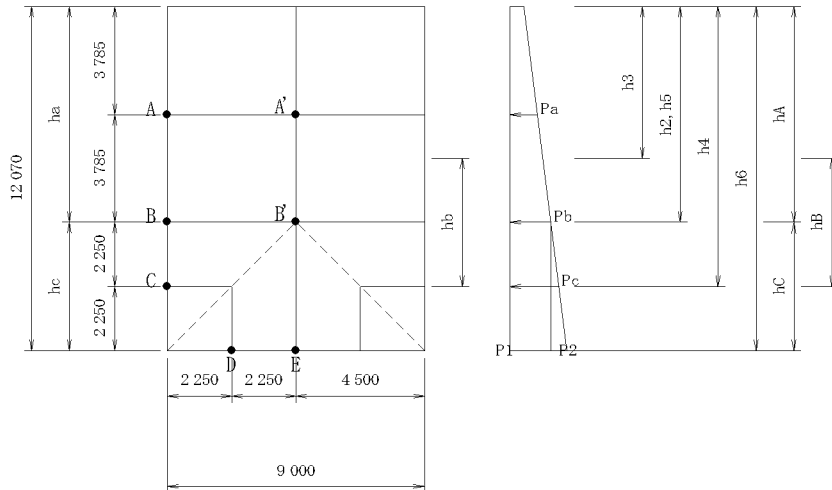
C_{pt}: 引張主鉄筋比P_tに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C _{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	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	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	C _{pt}
A 部	施工時	75.078	60.000	0.125	0.272	2.130	1.23	0.76
	地震時	83.557	60.000	0.139	0.329	2.550	1.23	0.76
B 部	施工時	142.663	60.000	0.238	0.314	2.130	1.23	0.88
	地震時	132.252	60.000	0.220	0.379	2.550	1.23	0.88
C 部	施工時	82.758	60.000	0.138	0.272	2.130	1.23	0.76
	地震時	74.359	60.000	0.124	0.329	2.550	1.23	0.76
D 部	施工時	82.758	60.000	0.138	0.272	2.130	1.23	0.76
	地震時	74.359	60.000	0.124	0.329	2.550	1.23	0.76
E 部	施工時	165.517	60.000	0.276	0.314	2.130	1.23	0.88
	地震時	148.717	60.000	0.248	0.379	2.550	1.23	0.88

6.3 側壁(三辺固定版)の設計

6.3.1 断面力の集計



(1) 常時の作用断面力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot hA \cdot \cos \delta = 140.779 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hB \cdot \cos \delta = 167.373 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hC \cdot \cos \delta = 217.120 \quad (\text{kN})$$

$$Pa = Pa' / ha = 18.597 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb = 37.194 \quad (\text{kN})$$

$$Pc = Pc' / hc = 48.249 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P1 = (q + \gamma r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta = 37.194 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P2 = (q + \gamma r \cdot h6) \cdot Ka \cdot \cos \delta - P1 = 22.110 \quad (\text{kN})$$

(2) 地震時の作用断面力

1) 慣性力

$$Ph = td \cdot c \cdot Kh = 4.410 \quad (\text{kN})$$

2) 土圧力

A部に作用する土圧力

$$Pa' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h1) + (q + \gamma r \cdot h2) \} \cdot Ka \cdot hA \cdot \cos \delta = 223.489 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$Pb' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h3) + (q + \gamma r \cdot h4) \} \cdot Ka \cdot hB \cdot \cos \delta = 265.707 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$Pc' = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma r \cdot h5) + (q + \gamma r \cdot h6) \} \cdot Ka \cdot hC \cdot \cos \delta = 344.682 \quad (\text{kN})$$

3) 断面力

$$Pa = Pa' / ha + Ph = 33.933 \quad (\text{kN})$$

$$Pb = Pb' / hb + Ph = 63.456 \quad (\text{kN})$$

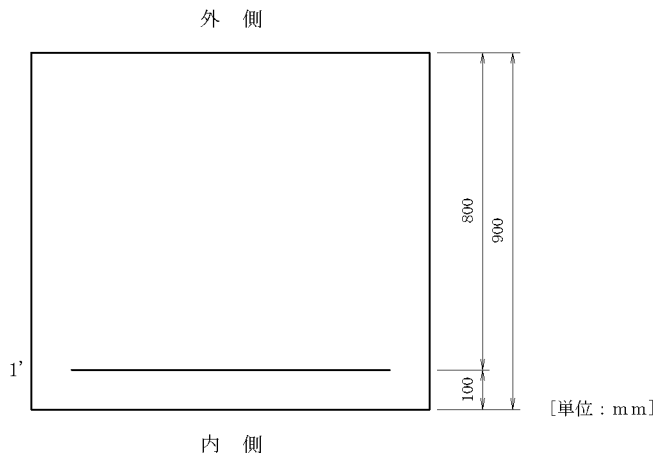
$$Pc = Pc' / hc + Ph = 81.006 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P1 = (q + \gamma r \cdot h2) \cdot Ka \cdot \cos \delta + Ph = 63.456 \quad (\text{kN})$$

6.3.2 断面計算

(1)鉄筋配置

1)A部鉄筋

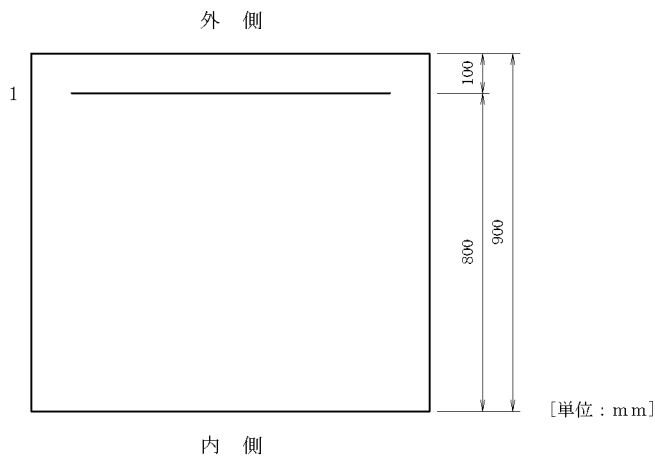


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D22	3.871	4.00	15.48
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

2)A'部鉄筋

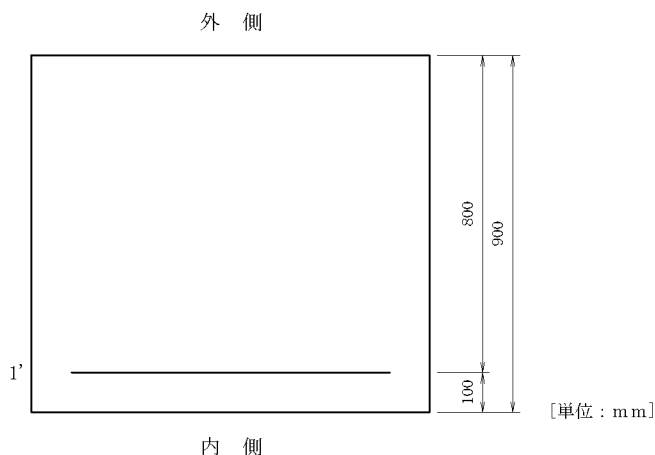


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

3)B部鉄筋

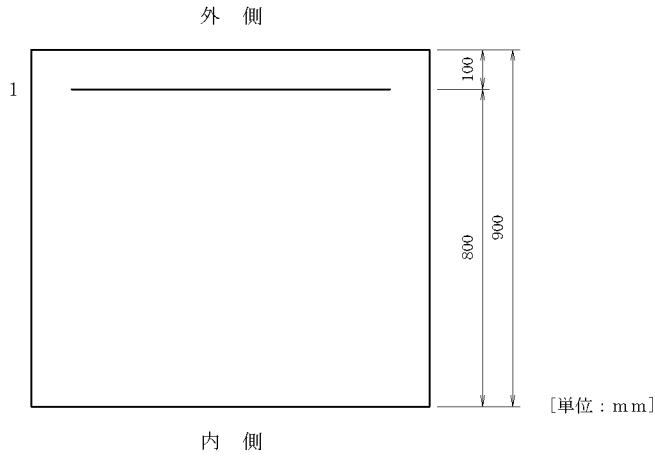


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D25	5.067	4.00	20.27
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

4)B'部鉄筋

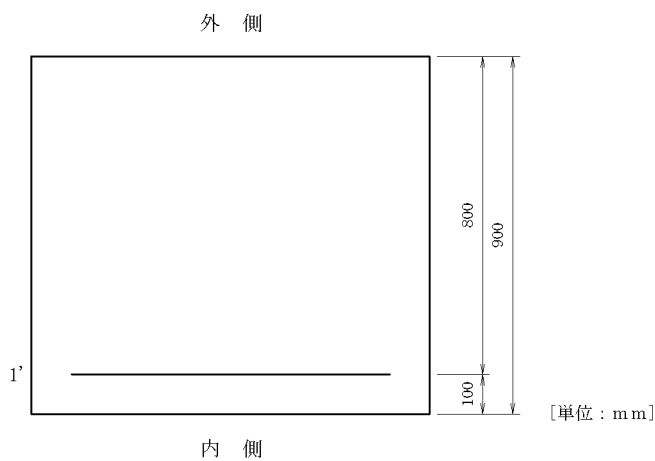


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

5)C部鉄筋

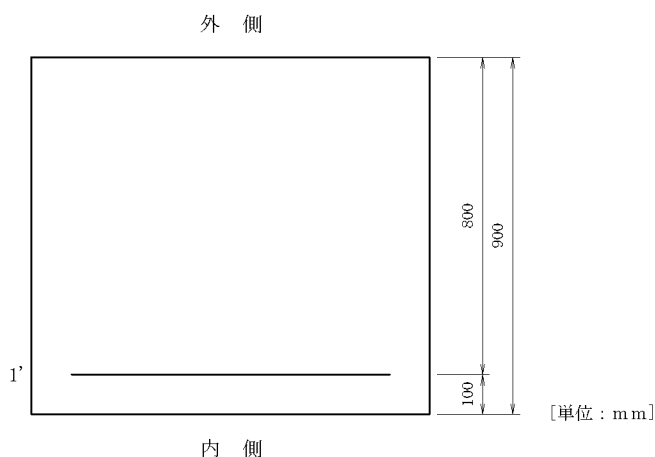


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D22	3.871	4.00	15.48
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

6)D部鉄筋

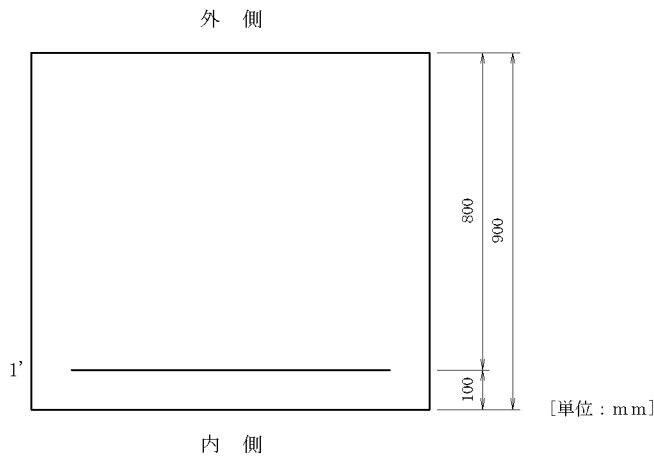


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

7)E部鉄筋



[単位：mm]

配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
外側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
内側	1'	10.0	D25	5.067	4.00	20.27
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D13	1.267	4.00	5.07

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 135000.0 \times 10^3$

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

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), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 900000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 900.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
A部	常時	15.484	256.080	258.346	5.000
	地震時	15.484	467.257 >	258.346	9.476
A'部	常時	7.944	106.700	258.346	5.000

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
	地震時	7.944	194.691	258.346	5.000
B 部	常時	20.268	358.512 >	258.346	9.476
	地震時	20.268	611.652 >	258.346	9.476
B' 部	常時	11.460	213.400	258.346	5.000
	地震時	11.460	364.079 >	258.346	9.476
C 部	常時	15.484	265.755 >	258.346	9.476
	地震時	15.484	446.181 >	258.346	9.476
D 部	常時	11.460	230.117	258.346	5.000
	地震時	11.460	388.087 >	258.346	9.476
E 部	常時	20.268	383.528 >	258.346	9.476
	地震時	20.268	646.811 >	258.346	9.476

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 900.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

設計位置	荷重状態	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
A 部	常時	150.635	17.095	2.372	8.000	130.930	180.000

設計位置	荷重状態	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
	地震時	274.857	17.095	4.328	12.000	238.902	300.000
A'部	常時	-62.765	12.667	1.308	8.000	104.265	180.000
	地震時	-114.524	12.667	2.386	12.000	190.247	300.000
B部	常時	210.889	19.226	2.982	8.000	141.382	180.000
	地震時	359.796	19.226	5.087	12.000	241.210	300.000
B'部	常時	-125.529	14.952	2.238	8.000	146.024	180.000
	地震時	-214.164	14.952	3.818	12.000	249.129	300.000
C部	常時	156.326	17.095	2.462	8.000	135.877	180.000
	地震時	262.459	17.095	4.133	12.000	228.126	300.000
D部	常時	135.363	14.952	2.413	8.000	157.462	180.000
	地震時	228.286	14.952	4.070	12.000	265.557	300.000
E部	常時	225.605	19.226	3.190	8.000	151.247	180.000
	地震時	380.477	19.226	5.380	12.000	255.075	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	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	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
A部	常時	83.686	80.000	0.105	0.227	1.700	1.11	0.89

設計位置	荷重状態	せん断力 S _n (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
				計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
	地震時	152.698	80.000	0.191	0.346	2.550	1.11	0.89
B部	常時	167.373	80.000	0.209	0.244	1.700	1.11	0.95
	地震時	285.552	80.000	0.357	0.372	2.550	1.11	0.95
C部	常時	108.560	80.000	0.136	0.227	1.700	1.11	0.89
	地震時	182.264	80.000	0.228	0.346	2.550	1.11	0.89
D部	常時	108.560	80.000	0.136	0.202	1.700	1.11	0.79
	地震時	182.263	80.000	0.228	0.307	2.550	1.11	0.79
E部	常時	217.120	80.000	0.271 >	0.244	1.700	1.11	0.95
	地震時	364.527	80.000	0.456 >	0.372	2.550	1.11	0.95

(5) スターラップの計算

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_n' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

$$S_n' = S_n - S_{ca}$$

ここに、

A_w : 間隔sで配筋される斜引張鉄筋の断面積(mm²)

S_n' : 間隔sで配筋される斜引張鉄筋が負担するせん断力(N)

S_n : 部材の有効高の影響を考慮したせん断力(N)

S_{ca} : コンクリートが負担するせん断力(N)

$$S_{ca} = a_1 \cdot b \cdot d$$

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/mm²)

d : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

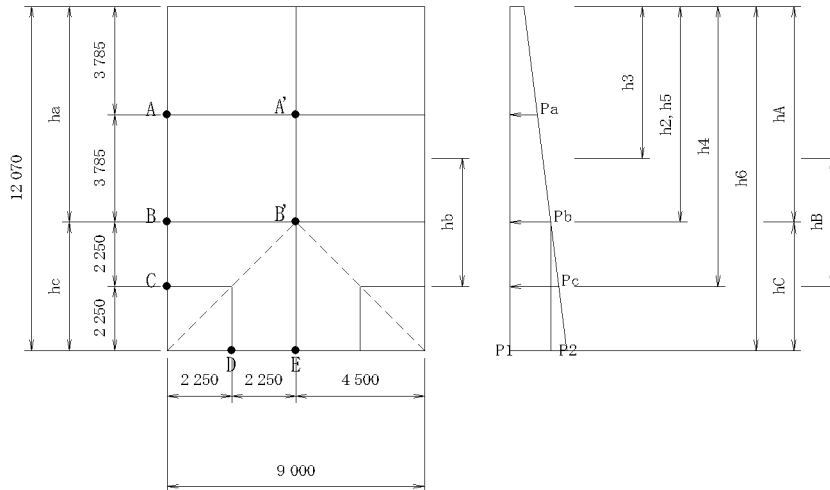
s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度(N/mm²)

設計位置	荷重状態	せん断力 S _n (kN)	有効高 d (cm)	許容応力度 _{a1} (N/mm ²)	せん断力 S _{ca} (kN)	せん断力 S _n ' (kN)	スターラップの断面積(cm ²)	
							計算値	使用量
E部	常時	217.120	80.000	0.244	195.464	21.656	0.865	5.068
	地震時	364.527	80.000	0.372	297.445	67.082	1.607	5.068

6.4 隔壁(三辺固定版)の設計

6.4.1 断面力の集計



(1)地震時の作用断面力

1)慣性力

$$P_h = t_d \cdot c \cdot K_h = 3.430 \quad (\text{kN})$$

2)土圧力

A部に作用する土圧力

$$P_{a'} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_1) + (q + \gamma_r \cdot h_2) \} \cdot K_a \cdot h_A \cdot \cos \delta \right] = 111.745 \quad (\text{kN})$$

B部に作用する土圧力

$$P_{b'} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_3) + (q + \gamma_r \cdot h_4) \} \cdot K_a \cdot h_B \cdot \cos \delta \right] = 132.854 \quad (\text{kN})$$

C部に作用する土圧力

$$P_{c'} = \frac{1}{2} \left[\frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_5) + (q + \gamma_r \cdot h_6) \} \cdot K_a \cdot h_C \cdot \cos \delta \right] = 172.341 \quad (\text{kN})$$

3)断面力

$$P_a = P_{a'} / h_A + P_h = 18.191 \quad (\text{kN})$$

$$P_b = P_{b'} / h_B + P_h = 32.953 \quad (\text{kN})$$

$$P_c = P_{c'} / h_C + P_h = 41.728 \quad (\text{kN})$$

$$\text{B点の断面力} \quad P_1 = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_2) \cdot K_a \cdot \cos \delta \} + P_h = 32.953 \quad (\text{kN})$$

$$\text{最下点とB点との断面力の差} P_2 = \frac{1}{2} \{ (q + \gamma_r \cdot h_6) \cdot K_a \cdot \cos \delta \} + P_h - P_1 = 17.550 \quad (\text{kN})$$

ここに、

- l : 幅(m) , l = 9.000
- h1 : A区間内の土圧算出高(上)(m) , h1 = 0.000
- h2 : A区間内の土圧算出高(下)(m) , h2 = 7.570
- h3 : B区間内の土圧算出高(上)(m) , h3 = 5.320
- h4 : B区間内の土圧算出高(下)(m) , h4 = 9.820
- h5 : C区間内の土圧算出高(上)(m) , h5 = 7.570
- h6 : C区間内の土圧算出高(下)(m) , h6 = 12.070
- hA : A区間内の土圧高 (m) , hA = 7.570
- hB : B区間内の土圧高 (m) , hB = 4.500
- hC : C区間内の土圧高 (m) , hC = 4.500

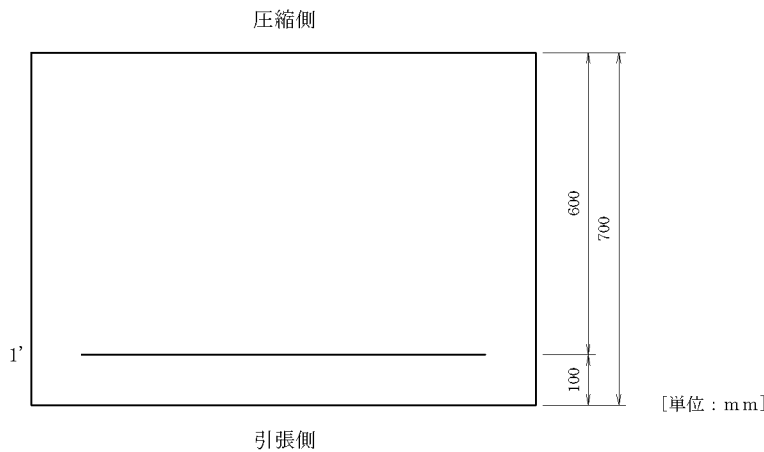
h_a : A区間高 (m) , $h_a = 7.570$
 h_b : B区間高 (m) , $h_b = 4.500$
 h_c : C区間高 (m) , $h_c = 4.500$
 t_d : 壁厚 (m) , $t_d = 0.700$
 q : 地表面載荷荷重 (kN/m^2) , 地震時 $q = 0.000$
 K_a : 土圧係数 , 地震時 $K_a = 0.390$
 : 壁面摩擦角 (度) , 地震時 $= 0.000$
 r : 土の単位重量 (kN/m^3) , $r = 20.000$
 c : 躯体の単位重量 (kN/m^3) , $c = 24.500$
 K_h : 設計震度 , $k_h = 0.200$

設計位置	荷重状態	M (kN.m)	S (kN)	補正係数	
				KM	KS
A 部	地震時	147.351	81.862	1.000	1.000
A' 部	地震時	61.396	0.000	1.000	——
B 部	地震時	186.844	148.289	0.700	1.000
B' 部	地震時	111.216	0.000	1.000	——
C 部	地震時	135.199	93.888	0.400	0.500
D 部	地震時	117.864	93.888	0.300	0.500
E 部	地震時	196.440	187.776	0.500	1.000

6.4.2 断面計算

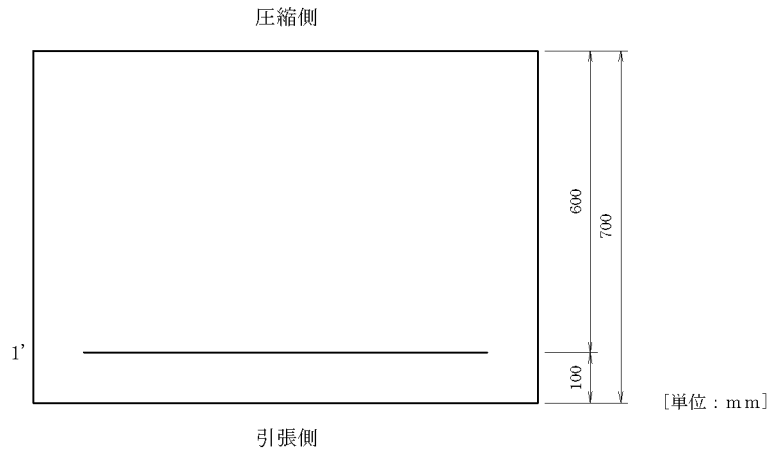
(1) 鉄筋配置

1) A部鉄筋



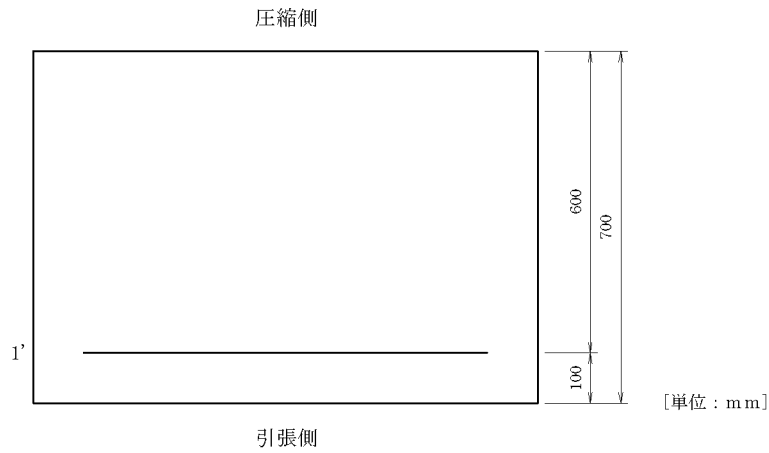
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm^2 /本)	本 数	鉄筋量 (cm^2)
圧縮	1	——	—	——	——	——
	2	——	—	——	——	——
引張	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	——	—	——	——	——

2)A'部鉄筋



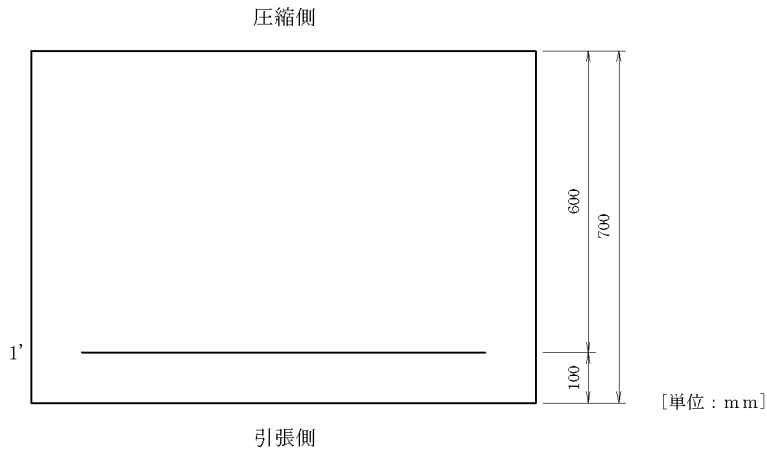
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

3)B部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

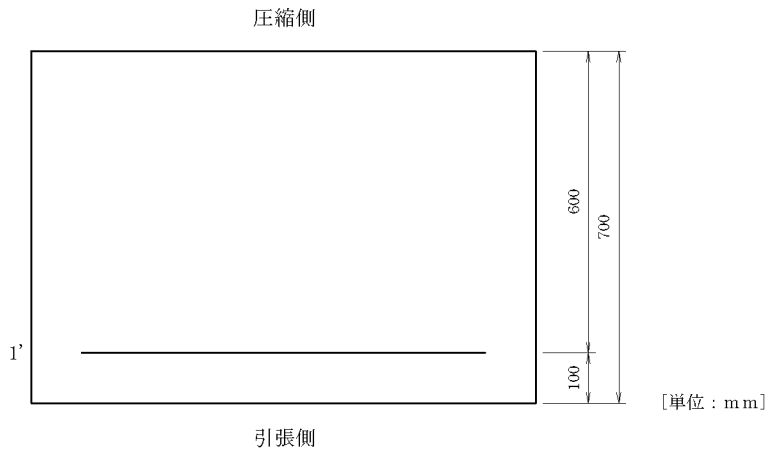
4)B'部鉄筋



[単位 : mm]

配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

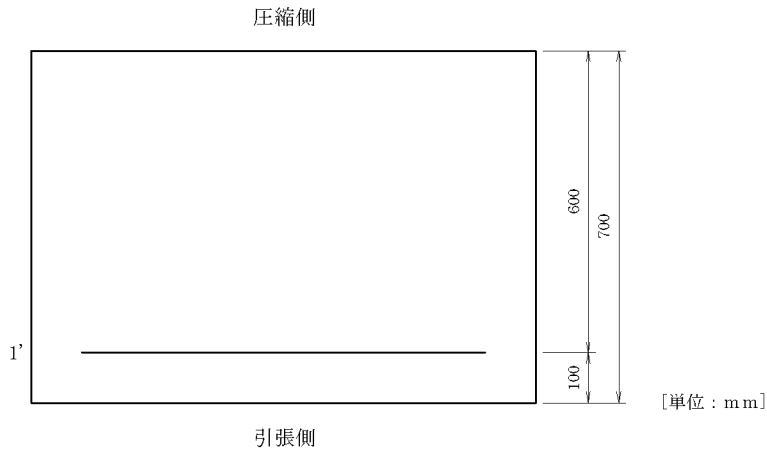
5)C部鉄筋



[単位 : mm]

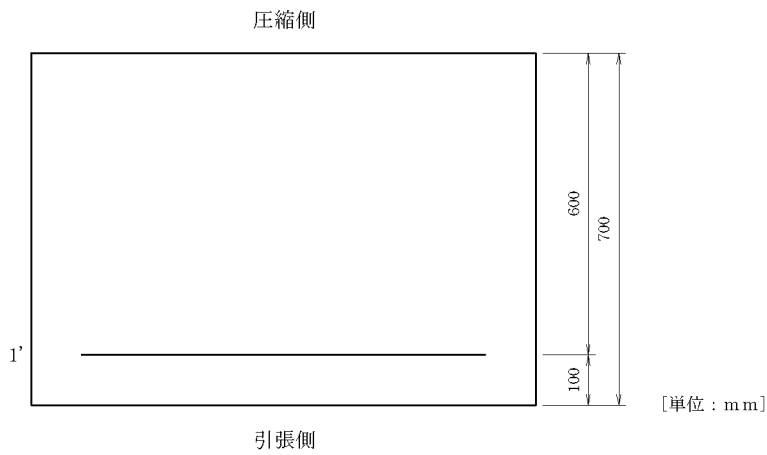
配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

6)D部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

7)E部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
圧縮	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
引張	1'	10.0	D22	3.871	4.00	15.48
	2'	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 81666.7 \times 10^3$

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

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), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 700000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 700.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
A 部	地震時	11.460	250.497 >	156.284	7.648
A' 部	地震時	7.944	104.374	156.284	5.000
B 部	地震時	11.460	317.634 >	156.284	7.648
B' 部	地震時	7.944	189.068 >	156.284	7.648
C 部	地震時	11.460	229.838 >	156.284	7.648
D 部	地震時	7.944	200.369 >	156.284	7.648
E 部	地震時	15.484	333.948 >	156.284	7.648

(3)曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

よりxを求める。

応力度の算出

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

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

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)
- d' : 鉄筋のかぶり(mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積(mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積(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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度(N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度(N/mm²)
- M : 曲げモーメント(N.mm)

設計位置	荷重状態	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
A 部	地震時	147.351	12.749	4.148	12.000	230.614	300.000
A' 部	地震時	61.396	10.826	2.012	12.000	137.051	300.000
B 部	地震時	186.844	12.749	5.260	12.000	292.422	300.000
B' 部	地震時	111.216	10.826	3.644	12.000	248.261	300.000
C 部	地震時	135.199	12.749	3.806	12.000	211.595	300.000
D 部	地震時	117.864	10.826	3.862	12.000	263.100	300.000
E 部	地震時	196.440	14.535	4.902	12.000	230.005	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

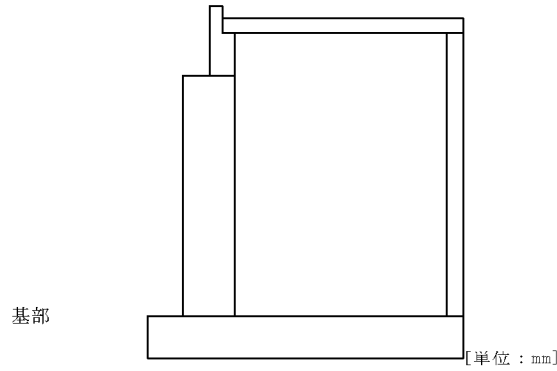
C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	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	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
A 部	地震時	81.862	60.000	0.136	0.379	2.550	1.23	0.88
B 部	地震時	148.289	60.000	0.247	0.379	2.550	1.23	0.88
C 部	地震時	93.888	60.000	0.156	0.379	2.550	1.23	0.88
D 部	地震時	93.888	60.000	0.156	0.329	2.550	1.23	0.76
E 部	地震時	187.776	60.000	0.313	0.412	2.550	1.23	0.96

6.5 T形梁照査位置[1]の設計

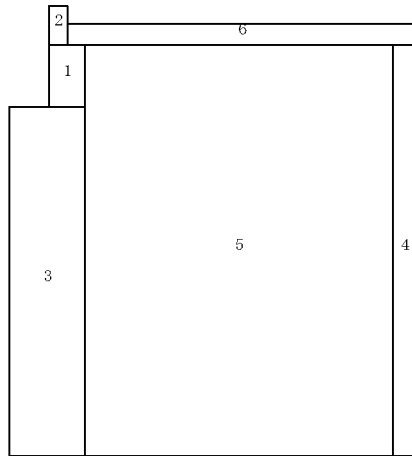
基部からの距離 0.000 (m)



6.5.1 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) 体積・重心

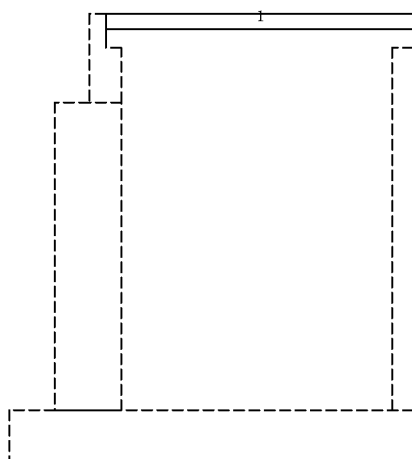
区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi (m³)	重心位置 (m)		Vi · Xi	Vi · Yi	備考
			Xi	Yi			
1	1.050 × 1.830 × 21.400	41.120	1.675	11.155	68.876	458.695	
2	0.550 × 1.130 × 21.400	13.300	1.425	12.635	18.953	168.047	
3	2.200 × 10.240 × 21.400	482.099	1.100	5.120	530.309	2468.348	
4	0.700 × 12.070 × 21.400	180.809	11.550	6.035	2088.339	1091.180	
5	9.000 × 12.070 × 3.200	347.616	6.700	6.035	2329.027	2097.862	
6	10.200 × 0.610 × 21.400	133.151	6.800	12.375	905.425	1647.740	
		1198.095	—	—	5940.928	7931.871	

$$\text{重心 } XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 5940.928 / 1198.095 = 4.959 \text{ (m)}$$

$$YG = (Vi \cdot Yi) / Vi = 7931.871 / 1198.095 = 6.620 \text{ (m)}$$

(2)頂版上の土砂

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	10.200 × 0.520 × 21.400	113.506	6.800	12.940	771.839	1468.764	
		113.506	—	—	771.839	1468.764	

重心 XG = (Vi・Xi) / Vi = 771.839 / 113.506 = 6.800 (m)

YG = (Vi・Yi) / Vi = 1468.764 / 113.506 = 12.940 (m)

6.5.2 躯体自重，上部工反力，その他荷重による鉛直力、水平力

(1)躯体自重(偏心モーメントを考慮します)

鉛直力 W = V = 24.500 × 1198.095 = 29353.318 (kN)

作用位置 X = 4.959 (m)

水平力 H = W・kh = 29353.318 × 0.200 = 5870.664 (kN)

作用位置 Y = 6.620 (m)

(2)上部工反力

[1]地震時(浮力有り)

鉛直力 Rv = 3000.000 (kN)

作用位置 X = 5.375 (m)

モーメントMx = Rv・X = 3000.000・5.375 = 16124.999 (m)

(偏心モーメントは、無条件に考慮します)

水平力 RH = 1500.000 (kN)

作用位置 Y = 10.240 (m)

モーメントMy = RH・Y = 1500.000・10.240 = 15360.000 (m)

鉛直力の作用位置

$$X = \frac{B}{2} - (BR - XR) = 5.950 - 0.575 = 5.375 \quad (\text{m})$$

ここに、

B : 縦壁厚さ

BR : 縦壁前面から胸壁前面までの距離

XR : 胸壁前面から作用位置までの距離

水平力の作用位置

$$Y = YZ + YR = 10.240 + 0.000 = 10.240 \quad (\text{m})$$

ここに、

YZ : 縦壁前面高さ

YR : 沓座面から作用位置までの高さ

6.5.3 土圧・水圧

(1) 共通データ

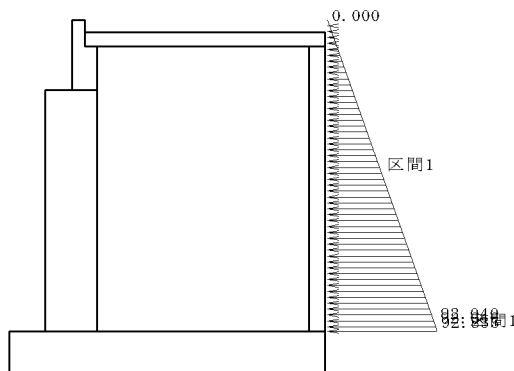
水の単位体積重量	w (kN/m ³)	9.800
土圧の作用幅	Bc (m)	21.400
土圧を考慮しない高さ	hr (m)	0.000
土の粘着力	C (kN/m ²)	0.000

(2) 土圧力

[1] 地震時(浮力有り)

1) 土圧算出用データ

地表面載荷荷重	q (kN/m ²)	0.000
背面水位より上の高さ	H1 (m)	13.000
背面水位より下の高さ	H2 (m)	0.200
背面水圧の算出用高さ	Hs (m)	0.200



2)土圧算出結果

	項 目	区間1	
条件	算出区間における高さ(上) (下)	HU(m) HL(m)	13.200 0.000
	算出区間の背面水位より上の高さ 算出区間の背面水位より下の高さ	h1(m) h2(m)	13.000 0.200
	算出区間の背面水圧の算出用高さ 算出区間の土圧を考慮しない高さ	hs(m) hr(m)	0.200 0.000
	壁背面と鉛直面とのなす角 (度)		0.000
	壁面摩擦角 (度)		0.000
	単位体積重量(湿潤) (飽和)	(kN/m ³) t sat	20.000 21.000
	土圧の作用原点(X座標) (m)	Xp	5.950
	土圧係数	背面水位より上の土圧係数 (上) (下) 背面水位より下の土圧係数 (上) (下)	Ku1 K11 Ku2 K12
土圧強度	[1]水位より上の土圧強度 (上) [2]水位より上の土圧強度 (下) [3]水位より下の土圧強度 (上) [4]水位より下の土圧強度 (下)		0.000 92.040 92.040 92.833
土圧力	Pe1 = (1/2)・([1]+[2])・h1・Bc Pe2 = (1/2)・([3]+[4])・h2・Bc		12802.764 395.628
	Pe = Pe1+Pe2 Peh = Pe・cos(+) (土圧の水平成分)		13198.392 13198.392
作用位置	Y1 = (2・[1]+[2])・h1/{3・([1]+[2])}+h2+HL+hr Y2 = (2・[3]+[4])・h2/{3・([3]+[4])}+HL+hr Y = (Pe1・Y1+Pe2・Y2)/Pe		4.533 0.100 4.400

・作用位置

$$Y = \frac{\sum (Peh \cdot Y)}{\sum Peh} = 4.400 (m)$$

・土圧力

水平力

$$Ph = \sum Peh = 13198.392 (kN)$$

(3)水圧力

[1]地震時(浮力有り)

		背面水圧
水圧を算出する高さh	(m)	0.200
水圧強度 (kN/m ²)	[1] w・h	1.960
水圧力 (kN)	Pw = (1/2)・[1]・h・Bc	4.194
水圧の作用位置 (m)	Yw = h/3	0.067

6.5.4 断面力の集計

(1) 縦壁全幅当りの集計

[1] 地震時(浮力有り)

項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _x +M _y (kN.m)
躯体自重	29353.318	5870.664	0.991	6.620	67965.670
上載土砂	2270.114	363.218	-0.850	12.940	2770.446
上部工反力	3000.000	1500.000	5.375	10.240	31484.999
土圧力	0.000	13198.392	0.000	4.400	58078.703
背面水圧	0.000	4.194	0.000	0.067	0.280
合計	34623.434	20936.469	—	—	160300.094

(2) 側壁, 隔壁の分担幅当りの集計

側壁の分担幅: 3.675 (m)

隔壁の分担幅: 6.400 (m)

1) 側壁

荷重状態(水位)	N _i (kN)	H _i (kN)	M (kN.m)
地震時(浮力有り)	5945.847	3595.398	27528.170

2) 隔壁

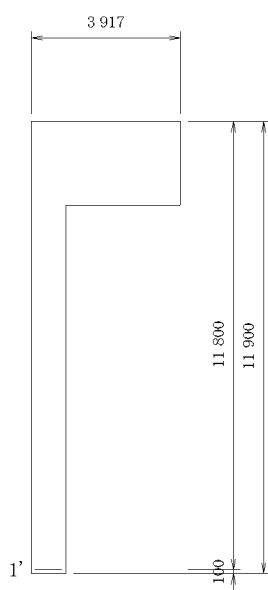
荷重状態(水位)	N _i (kN)	H _i (kN)	M (kN.m)
地震時(浮力有り)	10354.672	6261.374	47940.215

鉛直力は下向きを正、水平力は左向きを正、曲げモーメントは反時計回りを正

6.5.5 断面計算

(1) 鉄筋配置

1) 側壁

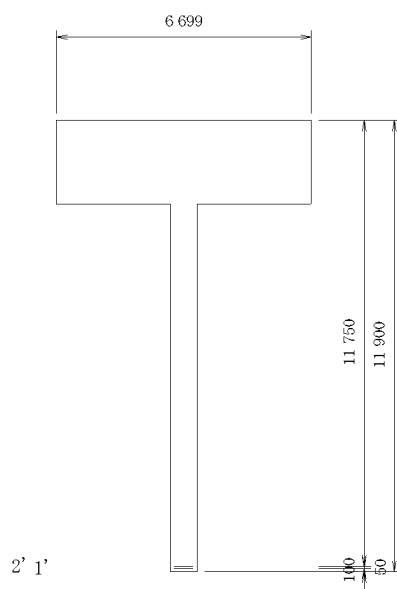


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前壁側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
後壁側	1'	10.0	D38	11.400	7.20	82.08
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D19	2.865	4.00	11.46

2) 隔壁



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
前壁側	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
後壁側	1'	10.0	D41	13.400	5.60	75.04
	2'	15.0	D41	13.400	5.60	75.04

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D19	2.865	4.00	11.46

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = 28883422.0 \times 10^3$
- 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), $N = 0.0$
- A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = 17347400.000$
- b : 部材断面幅(mm)
- h : 部材断面高(mm), $h = 11900.000$

1)側壁

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)
地震時(浮力有り)	82.080	46797.891	55273.549	19.585

2)隔壁

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)
地震時(浮力無し)	150.080	81498.281 >	47984.517	118.297

(3)曲げ応力度の照査

1)側壁

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
地震時(浮力有り)	27528.170	0.000	83.018	1.468	12.000	291.056	300.000

2)隔壁

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
地震時(浮力有り)	47940.215	0.000	85.633	1.454	12.000	278.664	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot CN \cdot \tau_{a1}'$$

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

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

- C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

- 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(N.mm)

1)側壁

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	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}	CN
地震時(浮力有り)	3595.398	1180.000	0.339 >	0.115	2.550	0.50	0.65	1.00

2)隔壁

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	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}	CN
地震時(浮力有り)	6261.374	1177.500	0.760 >	0.151	2.550	0.50	0.86	1.00

(5)スターラップの計算

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

$$S_h' = S_h - S_{ca}$$

ここに、

A_w : 間隔 s で配筋される斜引張鉄筋の断面積(mm^2)

S_h' : 間隔 s で配筋される斜引張鉄筋が負担するせん断力(N)

S_h : 部材の有効高の影響を考慮したせん断力(N)

S_{ca} : コンクリートが負担するせん断力(N)

$$S_{ca} = \sigma_{a1} \cdot b \cdot d$$

σ_{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^2)

d : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)、 $s = 500.00$

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度(N/mm^2)

1)側壁

荷重状態(水位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	許容応力度 σ_{a1} (N/mm^2)	せん断力 S_{ca} (kN)	せん断力 S_h' (kN)	スターラップの断面積(cm^2)	
						計算値	使用量
地震時(浮力有り)	3595.398	1180.000	0.115	1216.530	2378.868	3.864	11.460

2)隔壁

荷重状態(水位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	許容応力度 σ_{a1} (N/mm^2)	せん断力 S_{ca} (kN)	せん断力 S_h' (kN)	スターラップの断面積(cm^2)	
						計算値	使用量
地震時(浮力有り)	6261.374	1177.500	0.151	1246.499	5014.875	8.163	11.460

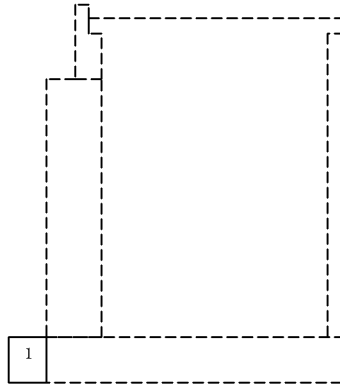
7章 前趾の設計

7.1 付け根位置の設計

7.1.1 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	$1.500 \times 1.800 \times 21.400$	57.780	0.750	43.335	
		57.780	—	43.335	

$$\text{重心位置 } X_G = (V_i \cdot X_i) / V_i = 43.335 / 57.780 = 0.750 \text{ (m)}$$

7.1.2 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

$$\text{鉛直力 } W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 57.780 = 1415.610 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置 } X = 0.750 \text{ (m)}$$

(2) 土砂重量による作用力，浮力

[1] 地震時(浮力有り)

1) 浮力の算出

$$\text{前面水位 } H_f = 1.000 \text{ (m)}$$

$$\text{背面水位 } H_r = 2.000 \text{ (m)}$$

$$\text{フーチング前面での水圧強度 } P_f = 9.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{フーチング背面での水圧強度 } P_r = 10.897 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 332.187 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 0.737 \quad (\text{m})$$

ここに、

Bj : 橋軸方向フーチング幅 Bj = 1.500 (m)

Bc : 直角方向フーチング幅 Bc = 21.400 (m)

7.1.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

ここに、

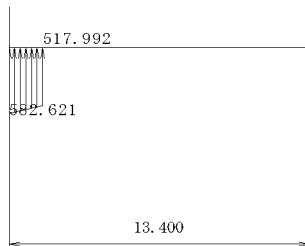
q1 : 前趾前面位置の地盤反力度

q2 : 前趾設計位置の地盤反力度

L : 前趾設計張出長 L = 1.500 (m)

B : 前趾直角方向幅 B = 21.400 (m)

[1]地震時(浮力有り)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
582.621	517.992	-17664.844	0.765

7.1.4 断面力の集計

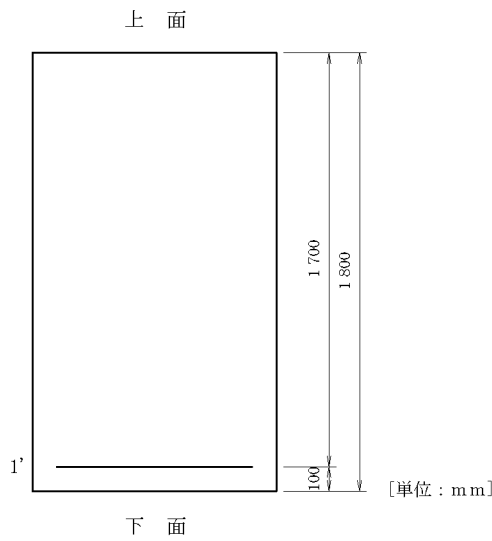
[1]地震時(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
躯体自重	-1415.610	0.750	-1061.708
浮力	332.187	0.737	244.739
地盤反力	17664.844	0.765	13507.958
合計	16581.420	—————	12690.989
単位幅当り	774.833	—————	593.037

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.1.5 断面計算

(1)鉄筋配置



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'	10.0	D22	3.871	4.00
	2'	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2 / 6 = 540000 \times 10^3$

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

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), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積 (mm²), $A_c = b \cdot h = 1800000.000$

b : 部材断面幅 (mm)

h : 部材断面高 (mm), $h = 1800.000$

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)
地震時(浮力有り)	15.484	1008.163	1033.386	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) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

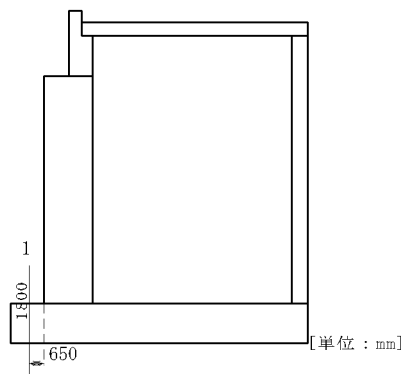
ここに、

- 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 = 1800.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- 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
地震時(浮力有り)	593.037	25.884	2.842	12.000	237.320	300.000

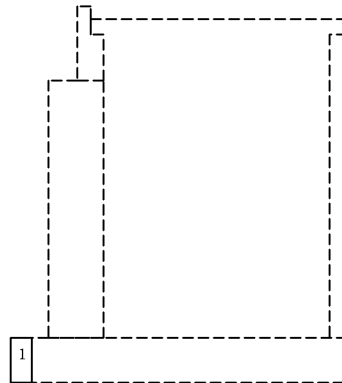
7.2 せん断検討位置[1]の設計

付け根からの距離 0.650 (m)



7.2.1 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 Xi (m)	Vi・Xi	備考
1	0.850 × 1.800 × 21.400	32.742	0.425	13.915	
		32.742	—	13.915	

重心位置 $XG = (Vi \cdot Xi) / Vi = 13.915 / 32.742 = 0.425 \text{ (m)}$

7.2.2 躯体自重，土砂重量，浮力，その他荷重による鉛直力

- (1) 躯体自重による作用力

鉛直力 $W = \gamma \cdot V = 24.500 \times 32.742 = 802.179 \text{ (kN)}$
 作用位置 $X = 0.425 \text{ (m)}$

- (2) 土砂重量による作用力，浮力

[1] 地震時(浮力有り)

- 1) 浮力の算出

前面水位 $H_f = 1.000 \text{ (m)}$
 背面水位 $H_r = 2.000 \text{ (m)}$

フーチング前面での水圧強度 $P_f = 9.800 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 フーチング背面での水圧強度 $P_r = 10.422 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 183.916 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{Pf+2 \cdot Pr}{3 \cdot (Pf+Pr)} \cdot Bj = 0.421 \quad (\text{m})$$

ここに、

Bj : 橋軸方向フーチング幅 Bj = 0.850 (m)

Bc : 直角方向フーチング幅 Bc = 21.400 (m)

7.2.3 地盤反力

鉛直力

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

作用位置

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

ここに、

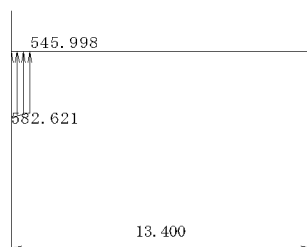
q1 : 前趾前面位置の地盤反力度

q2 : 前趾設計位置の地盤反力度

L : 前趾設計張出長 L = 0.850 (m)

B : 前趾直角方向幅 B = 21.400 (m)

[1]地震時(浮力有り)



地盤反力度(kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
582.621	545.998	-10264.793	0.430

7.2.4 断面力の集計

[1]地震時(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M =N _i ・X _i (kN.m)
躯体自重	-802.179	0.425	-340.926
浮力	183.916	0.421	77.363
地盤反力	10264.793	0.430	4409.725
合計	9646.530	—	4146.162
単位幅当り	450.772	—	193.746

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

7.2.5 断面計算

付け根からの距離 0.650 (m)

(1)せん断応力度の照査

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

$$a \leq 2.5d \text{ の場合 } S_h = S$$

ここに、

S_h : 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_h (kN)
地震時(浮力有り)	170.000	425.000	76.537	450.772	193.746	0.000	450.772

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

ここに、

τ_m : コンクリートの平均せん断応力度(N/mm²)

S_h : 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)

τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot \tau_m'$$

ここに、

τ_m' : 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

d (mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

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	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt	Cdc
地震時(浮力有り)	450.772	170.000	0.265	1.368	2.550	0.89	0.68	6.40

8章 底版中央部(四辺固定版)の設計

8.1 躯体自重, 土砂重量, 浮力による鉛直力

(1) 躯体自重による作用力

位置	鉛直力 $W = \text{鉛直力} \cdot V$ (kN/m ²)
躯体	$1.800 \times 24.500 = 44.100$

(2) 土砂重量による作用力

[1] 常時2(浮力無し)

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN/m ²)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN/m ²)
中詰め土	$12.070 \times 20.000 = 241.400$	$0.000 \times 21.000 = 0.000$

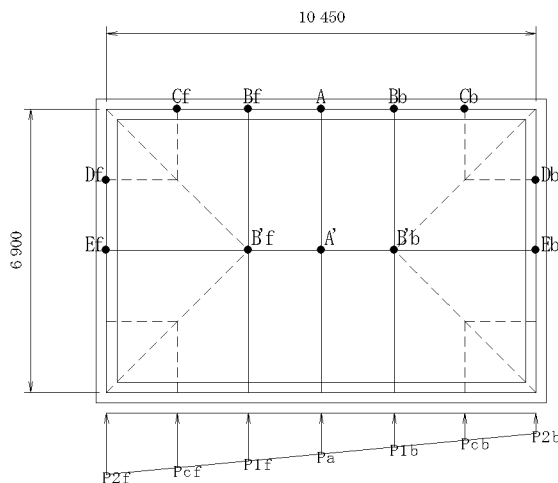
位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN/m ²)
中詰め土	241.400

[2] 地震時(浮力無し)、地震時(浮力有り)

位置	水位より上の重量 $W_u = V_u \cdot (\text{土の湿潤重量})$ (kN/m ²)	水位より下の重量 $W_l = V_l \cdot (\text{土の飽和重量})$ (kN/m ²)
中詰め土	$10.070 \times 20.000 = 201.400$	$2.000 \times 21.000 = 42.000$

位置	重量 W $W_u + W_l$ (kN/m ²)
中詰め土	243.400

8.2 断面力の集計



[1] 常時2(浮力無し) a

(1)作用断面力

項目	P2f (kN/m ²)	Pcf (kN/m ²)	P1f (kN/m ²)	Pa (kN/m ²)	P1b (kN/m ²)	Pcb (kN/m ²)	P2b (kN/m ²)
躯体自重	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100
土砂	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400
地盤反力	-334.583	-331.854	-329.125	-326.316	-323.508	-320.779	-318.050
合計	-49.083	-46.354	-43.625	-40.816	-38.008	-35.279	-32.550

(2)設計断面力

設計位置	M (kN.m)	S (kN)	KM	KS
A部	-194.326	-140.816	1.000	1.000
A'部	-80.969	0.000	1.000	——
Bf部	-145.387	-150.505	0.700	1.000
Bb部	-126.669	-131.128	0.700	1.000
B'f部	-86.540	0.000	1.000	——
B'b部	-75.398	0.000	1.000	——
Cf部	-88.276	-79.960	0.400	0.500
Cb部	-67.185	-60.856	0.400	0.500
Df部	-81.134	-79.960	0.300	0.500
Db部	-64.610	-60.856	0.300	0.500
Ef部	-135.224	-159.920	0.500	1.000
Eb部	-107.684	-121.712	0.500	1.000

[2]地震時(浮力無し)

(1)作用断面力

項目	P2f (kN/m ²)	Pcf (kN/m ²)	P1f (kN/m ²)	Pa (kN/m ²)	P1b (kN/m ²)	Pcb (kN/m ²)	P2b (kN/m ²)
躯体自重	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100
土砂	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400	241.400
地盤反力	-481.302	-408.178	-335.055	-259.812	-184.569	-111.446	-38.323
合計	-195.802	-122.678	-49.555	25.688	100.931	174.054	247.177

(2)設計断面力

設計位置	M (kN.m)	S (kN)	KM	KS
A 部	122.300	88.623	1.000	1.000
A' 部	50.958	0.000	1.000	——
Bf部	-165.152	-170.965	0.700	1.000
Bb部	336.372	348.211	0.700	1.000
B'f部	-98.305	0.000	1.000	——
B'b部	200.221	0.000	1.000	——
Cf部	-233.629	-211.620	0.400	0.500
Cb部	331.469	300.243	0.400	0.500
Df部	-175.509	-211.620	0.300	0.500
Db部	267.234	300.243	0.300	0.500
Ef部	-292.515	-423.240	0.500	1.000
Eb部	445.391	600.487	0.500	1.000

[3]地震時(浮力有り)

(1)作用断面力

項目	P2f (kN/m ²)	Pcf (kN/m ²)	P1f (kN/m ²)	Pa (kN/m ²)	P1b (kN/m ²)	Pcb (kN/m ²)	P2b (kN/m ²)
躯体自重	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100	44.100
土砂	243.400	243.400	243.400	243.400	243.400	243.400	243.400
浮力	-11.701	-12.963	-14.225	-15.523	-16.821	-18.082	-19.344
地盤反力	-470.597	-396.273	-321.950	-245.472	-168.994	-94.670	-20.346
合計	-194.799	-121.737	-48.674	26.506	101.686	174.748	247.810

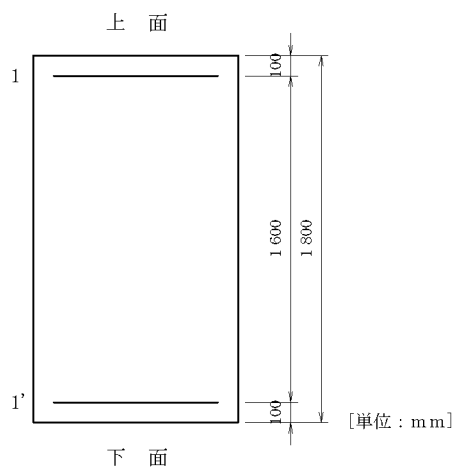
(2)設計断面力

設計位置	M (kN.m)	S (kN)	KM	KS
A 部	126.193	91.444	1.000	1.000
A' 部	52.580	0.000	1.000	——
Bf部	-162.217	-167.926	0.700	1.000
Bb部	338.887	350.815	0.700	1.000
B'f部	-96.558	0.000	1.000	——
B'b部	201.719	0.000	1.000	——
Cf部	-231.835	-209.995	0.400	0.500
Cb部	332.789	301.440	0.400	0.500
Df部	-173.864	-209.995	0.300	0.500
Db部	268.509	301.440	0.300	0.500
Ef部	-289.774	-419.991	0.500	1.000
Eb部	447.515	602.880	0.500	1.000

8.3 断面計算

(1)鉄筋配置

1)A部鉄筋

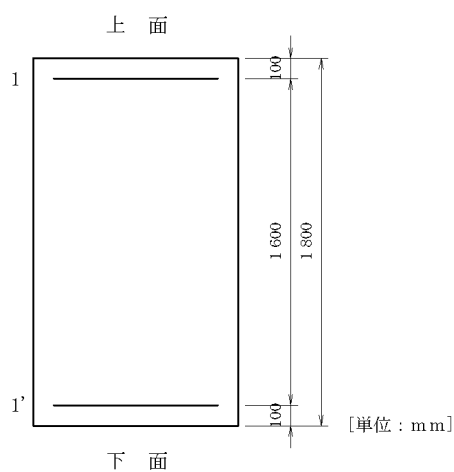


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

2)A'部鉄筋

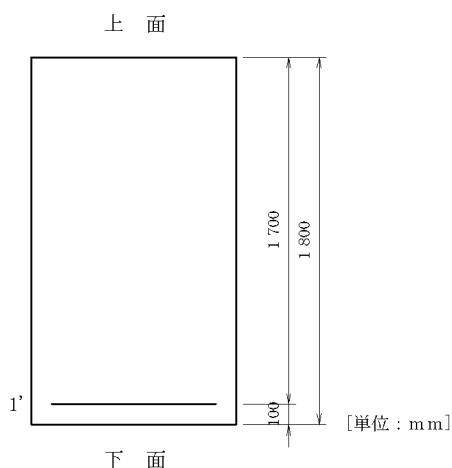


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

3)Bf部鉄筋

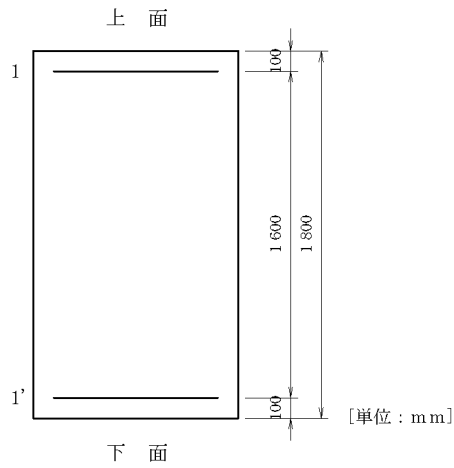


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

4)Bb部鉄筋

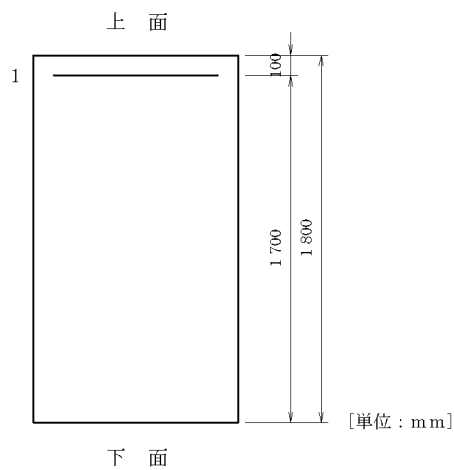


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

5)B'f部鉄筋

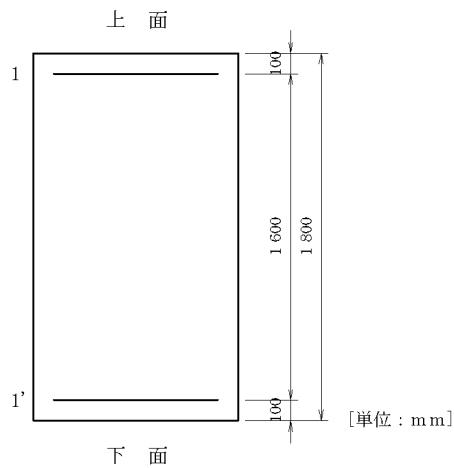


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

6)B'b部鉄筋

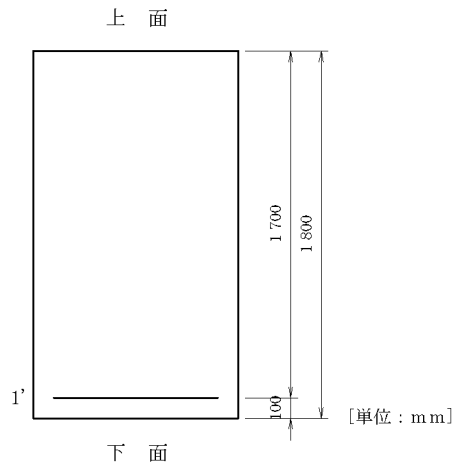


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

7) Cf部鉄筋

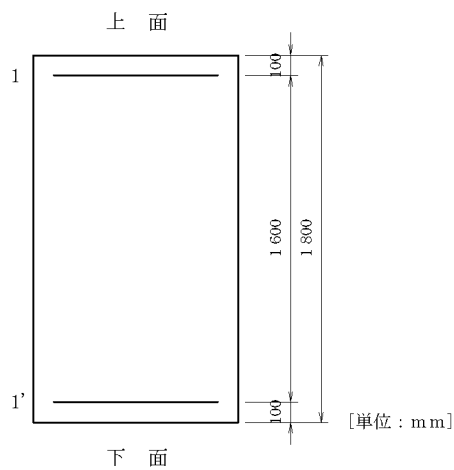


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
下 面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

8) Cb部鉄筋

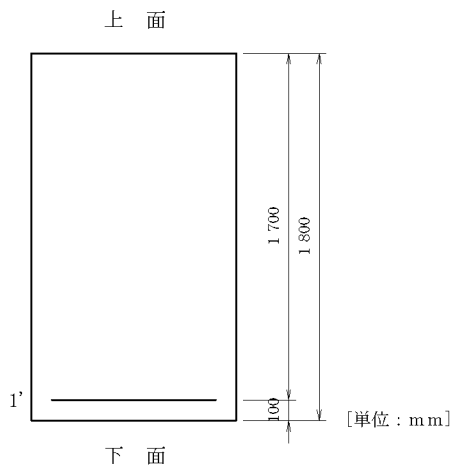


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

9)Df部鉄筋

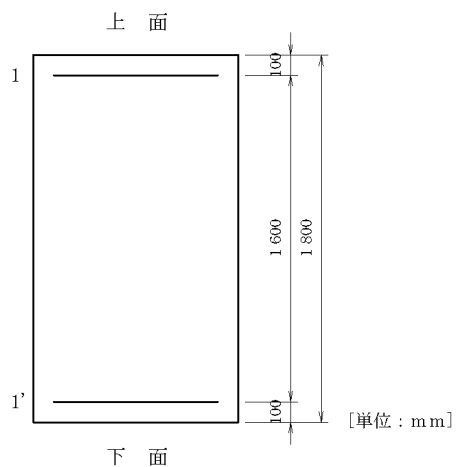


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

10)Db部鉄筋

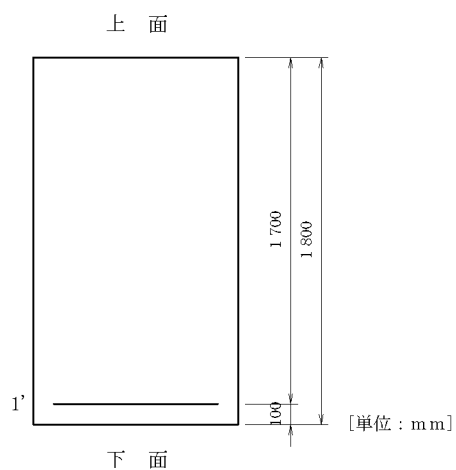


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

11)Ef部鉄筋

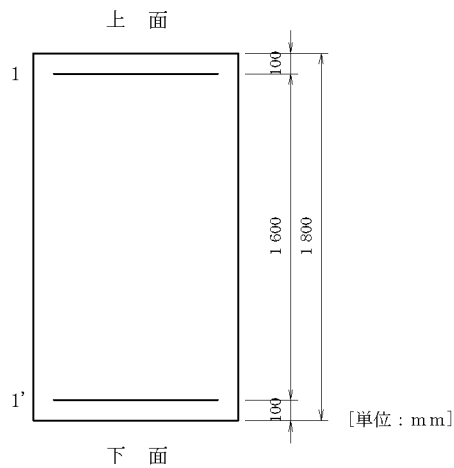


配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D16	1.986	4.00	7.94
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

12)Eb部鉄筋



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
上面	1	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2	—	—	—	—	—
下面	1'	10.0	D19	2.865	4.00	11.46
	2'	—	—	—	—	—

スターラップ

間隔 (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
50.0	D22	3.871	2.00	7.74

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 540000.0 \times 10^3$

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), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 1800000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 1800.000$

1)A 部

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2(浮力無し) a	7.944	330.355	1033.386	5.000

2)A' 部

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2(浮力無し) a	7.944	137.648	1033.386	5.000

3)Bf 部

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)
地震時(浮力無し)	7.944	280.758	1033.386	5.000

4)Bb 部

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)
地震時(浮力有り)	7.944	576.109	1033.386	5.000

5)B' f部

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)
地震時(浮力無し)	7.944	167.118	1033.386	5.000

6)B'b部

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm^2)	M $\times 1.7$ (kN.m)	M_c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm^2)
地震時(浮力有り)	7.944	342.922	1033.386	5.000

7)Cf 部

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm^2)	M $\times 1.7$ (kN.m)	M_c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm^2)
地震時(浮力無し)	7.944	397.169	1033.386	5.000

8)Cb 部

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm^2)	M $\times 1.7$ (kN.m)	M_c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm^2)
地震時(浮力有り)	7.944	565.742	1033.386	5.000

9)Df 部

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm^2)	M $\times 1.7$ (kN.m)	M_c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm^2)
地震時(浮力無し)	7.944	298.366	1033.386	5.000

10)Db 部

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm^2)	M $\times 1.7$ (kN.m)	M_c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm^2)
地震時(浮力有り)	7.944	456.465	1033.386	5.000

11)Ef 部

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm^2)	M $\times 1.7$ (kN.m)	M_c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm^2)
地震時(浮力無し)	7.944	497.276	1033.386	5.000

12)Eb 部

荷重状態(水 位)	使 用 鉄筋量 (cm^2)	M $\times 1.7$ (kN.m)	M_c (kN.m)	最 小 鉄筋量 (cm^2)
地震時(浮力有り)	11.460	760.776	1033.386	5.000

(3) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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 = 1800.000
- b : 部材断面幅 (mm), b = 1000.000
- d : 部材の有効高 (mm)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

1) A 部

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2(浮力無し) a	-194.326	18.973	1.252	8.000	149.452	180.000

2) A' 部

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2(浮力無し) a	80.969	18.973	0.522	8.000	62.272	180.000

3) Bf 部

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2(浮力無し) a	-145.387	18.973	0.936	8.000	111.814	180.000

4)Bb 部

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
地震時(浮力有り)	338.887	18.973	2.183	12.000	260.631	300.000

5)B'f 部

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2(浮力無し) a	86.540	18.973	0.557	8.000	66.556	180.000

6)B'b部

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
地震時(浮力有り)	-201.719	18.973	1.299	12.000	155.138	300.000

7)Cf 部

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
地震時(浮力無し)	-233.629	18.973	1.505	12.000	179.679	300.000

8)Cb 部

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
地震時(浮力有り)	332.789	18.973	2.144	12.000	255.942	300.000

9)Df 部

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
地震時(浮力無し)	-175.509	18.973	1.131	12.000	134.980	300.000

10)Db 部

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
地震時(浮力有り)	268.509	18.973	1.730	12.000	206.505	300.000

11)Ef 部

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
地震時(浮力無し)	-292.515	18.973	1.884	12.000	224.967	300.000

12)Eb 部

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
地震時(浮力有り)	447.515	22.522	2.447	12.000	240.310	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比 P_t に関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

P_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

1)A 部

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	許容値	τ_{a1} 許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
常時2(浮力無し) a	140.816	170.000	0.083	0.122	1.700	0.89	0.59

2)Bf 部

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	許容値	τ_{a1} 許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
常時2(浮力無し) a	150.505	170.000	0.089	0.122	1.700	0.89	0.59

3)Bb 部

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	許容値	τ_{a1} 許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
地震時(浮力有り)	350.815	170.000	0.206	> 0.186	2.550	0.89	0.59

4) Cf 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _b (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
			計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
地震時(浮力無し)	211.620	170.000	0.124	0.186	2.550	0.89	0.59

5)Cb 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _b (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
			計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
地震時(浮力有り)	301.440	170.000	0.177	0.186	2.550	0.89	0.59

6)Df 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _b (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
			計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
地震時(浮力無し)	211.620	170.000	0.124	0.186	2.550	0.89	0.59

7)Db 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _b (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
			計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
地震時(浮力有り)	301.440	170.000	0.177	0.186	2.550	0.89	0.59

8)Ef 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _b (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
			計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
地震時(浮力無し)	423.240	170.000	0.249 >	0.186	2.550	0.89	0.59

9)Eb 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S _b (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
			計算値	許容値 _{a1}	許容値 _{a2}	Ce	Cpt
地震時(浮力有り)	602.880	170.000	0.355 >	0.199	2.550	0.89	0.63

(5)スターラップの計算

$$A_w = \frac{1.15 \cdot S_h' \cdot s}{\sigma_{sa} \cdot d}$$

$$S_h' = S_h - S_{ca}$$

ここに、

A_w : 間隔 s で配筋される斜引張鉄筋の断面積(mm^2)

S_h' : 間隔 s で配筋される斜引張鉄筋が負担するせん断力(N)

S_h : 部材の有効高の影響を考慮したせん断力(N)

S_{ca} : コンクリートが負担するせん断力(N)

$$S_{ca} = a_1 \cdot b \cdot d$$

a_1 : 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^2)

d : 部材断面の有効高(mm)

b : 部材断面幅(mm)

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

σ_{sa} : 斜引張鉄筋の許容引張応力度(N/mm^2)

1)Bb 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	許容応力度 a_1 (N/mm^2)	せん断力 S_{ca} (kN)	せん断力 S_h' (kN)	スターラップの断面積(cm^2)	
						計算値	使用量
地震時(浮力有り)	350.815	170.000	0.186	316.032	34.783	0.392	7.742

2)Ef 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	許容応力度 a_1 (N/mm^2)	せん断力 S_{ca} (kN)	せん断力 S_h' (kN)	スターラップの断面積(cm^2)	
						計算値	使用量
地震時(浮力無し)	423.240	170.000	0.186	316.032	107.208	1.209	7.742

3)Eb 部

荷重状態(水 位)	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	許容応力度 a_1 (N/mm^2)	せん断力 S_{ca} (kN)	せん断力 S_h' (kN)	スターラップの断面積(cm^2)	
						計算値	使用量
地震時(浮力有り)	602.880	170.000	0.199	338.059	264.820	2.986	7.742

9章 底版の照査(地震時保有水平耐力法)

9.1 地盤反力

$$e_N = \left[3 - \left(2 \sqrt{\frac{V_B}{V_O}} \right) \cdot \left(\sqrt{\frac{\alpha \circ}{\alpha}} \right) \right] \cdot \frac{M_O}{V_O}$$

e_N : フーチング中心から地盤反力の合力の作用位置までの距離(偏心量) (m)

ただし、基礎に浮き上がりが発生しない場合は $e_N = M_O/V_O$ とする

V_O : フーチング端部に浮き上がりが生じ始めるときの鉛直荷重(kN)

M_O : フーチング端部に浮き上がりが生じ始めるときの基礎底面モーメント(kN.m)

\circ : フーチング端部に浮き上がりが生じ始めるときの回転角(mrad)

V_B : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

M_B : 基礎底面に作用するモーメント(kN.m)

: 応答回転角(mrad)

荷重状態(水 位)	V_O (kN)	M_O (kN.m)	\circ (mrad)	V_B (kN)	(mrad)	e_N (m)
タイプII(浮力無し)	88179.055	197066.641	0.724	88179.055	2.194	4.137
タイプII(浮力有り)	84291.281	188686.141	0.693	84291.281	2.242	4.227

$$q_{max} = \frac{2 \cdot V_B}{Lx}$$

ここに、

q_{max} : 基礎底面における最大地盤反力度(kN/m²)

x : 地盤反力の作用幅(m)

V_B : 基礎底面に作用する鉛直荷重(kN)

L : 基礎の奥行き(m) $L = 21.400$

荷重状態(水 位)	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 ²)		せん断地盤反力 H_v (kN)
			qmin	qmax	
タイプII(浮力無し)	7.689	三角形	0.000	1071.818	64009.352
タイプII(浮力有り)	7.420	三角形	0.000	1061.663	62194.711

9.2 前趾付け根位置の照査

9.2.1 躯体自重，土砂重量，浮力による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= \quad \cdot V = 24.500 \times 57.780 = 1415.610 \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= 0.750 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 土砂重量による作用力，浮力

[2] タイプII (浮力有り)

1) 浮力の算出

$$\begin{aligned} \text{前面水位} & \quad H_f = 1.000 \text{ (m)} \\ \text{背面水位} & \quad H_r = 2.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{フーチング前面での水圧強度} & \quad P_f = 9.800 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \text{フーチング背面での水圧強度} & \quad P_r = 10.897 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 332.187 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 0.737 \text{ (m)}$$

ここに、

$$\begin{aligned} B_j : \text{橋軸方向フーチング幅} & \quad B_j = 1.500 \text{ (m)} \\ B_c : \text{直角方向フーチング幅} & \quad B_c = 21.400 \text{ (m)} \end{aligned}$$

9.2.2 地盤反力

鉛直力

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

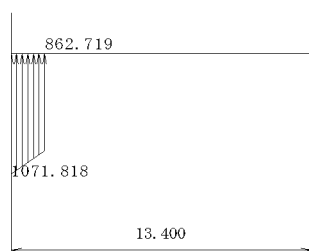
作用位置

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

ここに、

$$\begin{aligned} q_1 : \text{壁前面位置の地盤反力度} \\ q_2 : \text{設計位置の地盤反力度} \\ L : \text{設計張出長} & \quad L = 1.500 \text{ (m)} \\ B : \text{直角方向幅} & \quad B = 21.400 \text{ (m)} \end{aligned}$$

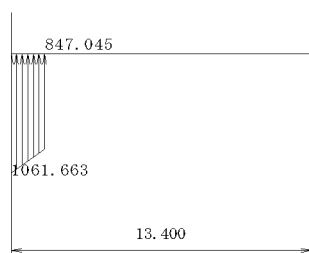
[1]タイプII(浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)	
q1	q2
1071.818	862.719

鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)	水平力 H (kN)	作用位置 Y (m)
31049.328	0.777	22538.770	-0.900

[2]タイプII(浮力有り)



地盤反力度 (kN/m ²)	
q1	q2
1061.663	847.045

鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)	水平力 H (kN)	作用位置 Y (m)
30634.771	0.778	22604.008	-0.900

9.2.3 断面力の集計

[1]タイプII(浮力無し)

項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _{x_i} + M _{y_i} (kN.m)
躯体自重	-1415.610	0.000	0.750	0.000	-1061.708
地盤反力	31049.328	22538.770	0.777	-0.900	3841.113
合計	29633.719	22538.770	————	————	2779.406
単位幅当り	1384.753	1053.214	————	————	129.879

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

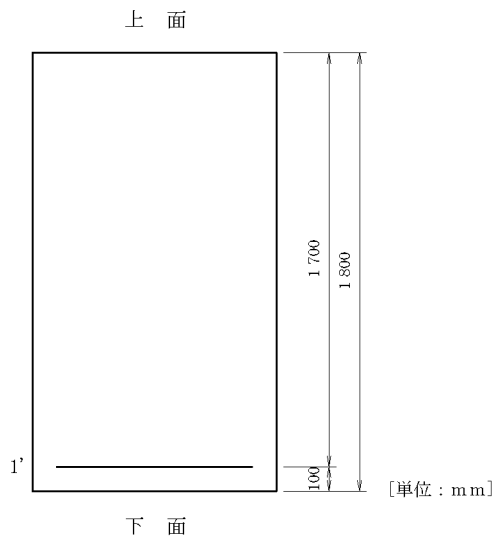
[2]タイプII(浮力有り)

項目	N _i (kN)	H _i (kN)	X _i (m)	Y _i (m)	M = M _{x_i} + M _{y_i} (kN.m)
躯体自重	-1415.610	0.000	0.750	0.000	-1061.708
浮力	332.187	0.000	0.737	0.000	244.739
地盤反力	30634.771	22604.008	0.778	-0.900	3493.625
合計	29551.348	22604.008	————	————	2676.656
単位幅当り	1380.904	1056.262	————	————	125.077

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

9.2.4 断面計算

(1)鉄筋配置



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'	10.0	D22	3.871	4.00
	2'	—	—	—	—

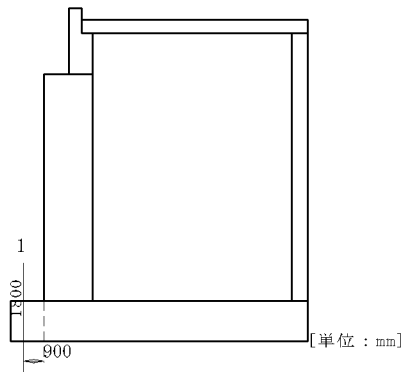
(2)曲げモーメントに対する照査

荷重状態(水位)	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M _c (kN.m)	M (kN.m)	M _y (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
タイプII(浮力無し)	15.484	220.794	1033.386	129.879	869.141	5.000
タイプII(浮力有り)	15.484	212.632	1033.386	125.077	869.141	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。

9.3 前趾せん断位置の照査

付け根からの距離 0.900 (m)



9.3.1 躯体自重，土砂重量，浮力による鉛直力、水平力

(1) 躯体自重による作用力

$$\begin{aligned} \text{鉛直力 } W &= \quad \cdot V = 24.500 \times 23.112 = 566.244 \text{ (kN)} \\ \text{作用位置 } X &= 0.300 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(2) 土砂重量による作用力，浮力

[2] タイプII (浮力有り)

1) 浮力の算出

$$\begin{aligned} \text{前面水位} & \quad H_f = 1.000 \text{ (m)} \\ \text{背面水位} & \quad H_r = 2.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{フーチング前面での水圧強度} & \quad P_f = 9.800 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\ \text{フーチング背面での水圧強度} & \quad P_r = 10.239 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 128.649 \text{ (kN)}$$

作用位置(フーチング前面から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 0.298 \text{ (m)}$$

ここに、

$$\begin{aligned} B_j &: \text{橋軸方向フーチング幅} & B_j &= 0.600 \text{ (m)} \\ B_c &: \text{直角方向フーチング幅} & B_c &= 21.400 \text{ (m)} \end{aligned}$$

9.3.2 地盤反力

鉛直力

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

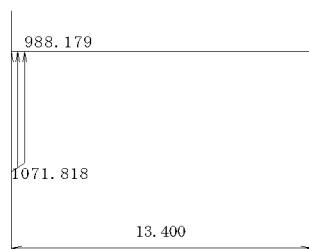
作用位置

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

ここに、

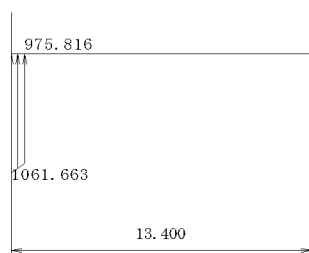
$$\begin{aligned} q_1 &: \text{壁前面位置の地盤反力度} \\ q_2 &: \text{設計位置の地盤反力度} \\ L &: \text{設計張出長} & L &= 0.600 \text{ (m)} \\ B &: \text{直角方向幅} & B &= 21.400 \text{ (m)} \end{aligned}$$

[1]タイプII(浮力無し)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
1071.818	988.179	13225.180	0.304

[2]タイプII(浮力有り)



地盤反力度 (kN/m ²)		鉛直力 N (kN)	作用位置 X (m)
q1	q2		
1061.663	975.816	13080.616	0.304

9.3.3 断面力の集計

[1]タイプII(浮力無し)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
躯体自重	-566.244	0.300	-169.873
地盤反力	13225.180	0.304	4021.251
合計	12658.936	—————	3851.377
単位幅当り	591.539	—————	179.971

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

[2]タイプII(浮力有り)

項目	N _i (kN)	X _i (m)	M = N _i · X _i (kN·m)
躯体自重	-566.244	0.300	-169.873
浮力	128.649	0.298	38.313
地盤反力	13080.616	0.304	3979.299
合計	12643.021	—————	3847.739
単位幅当り	590.795	—————	179.801

鉛直力は上向きを正、曲げモーメントは時計回りを正

9.3.4 断面計算

付け根からの距離 0.900 (m)

(1)せん断耐力に対する照査

1)せん断耐力

$$P_s = S_s + S_c$$

$$S_c = C_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot C_{dc} \cdot c \cdot b \cdot d$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 \cdot s} \cdot C_{ds}$$

ここに、

P_s : せん断耐力(N)

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力(N)

S_s : 斜引張鉄筋の負担するせん断耐力(N)

c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度(N/mm²), $c = 0.350$

C_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数, $C_c = 1.0$

C_e : 部材断面の有効高dに関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

C_{dc} : せん断スパン比に関する補正係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
C_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

C_{ds} : スターラップによる補正係数

b : 部材断面幅(cm), $b = 100.0$

d : 部材断面の有効高(cm), $d = 170.0$

A_w : 間隔sおよび角度 θ で配筋される斜引張鉄筋の面積(cm²)

σ_{sy} : 斜引張鉄筋の降伏点(N/mm²), $\sigma_{sy} = 345.00$

s : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔(mm), $s = 0$

θ : 斜引張鉄筋の部材軸方向となす角度(度), $\theta = 90$

荷重状態(水位)	M (kN.m)	2.5 · d	せん断スパン a (cm)
タイプII(浮力無し)	179.971	425.000	> 77.831
タイプII(浮力有り)	179.801	425.000	> 77.899

荷重状態(水位)	有効高 d (cm)	S_c (kN)	S_s (kN)	せん断力 S (kN)	せん断耐力 P_s (kN)	補正係数			
						C_e	C_{pt}	C_{dc}	C_{ds}
タイプII(浮力無し)	170.000	2324.927	0.000	591.539	2324.927	0.89	0.68	6.40	0.18
タイプII(浮力有り)	170.000	2324.927	0.000	590.795	2324.927	0.89	0.68	6.40	0.18

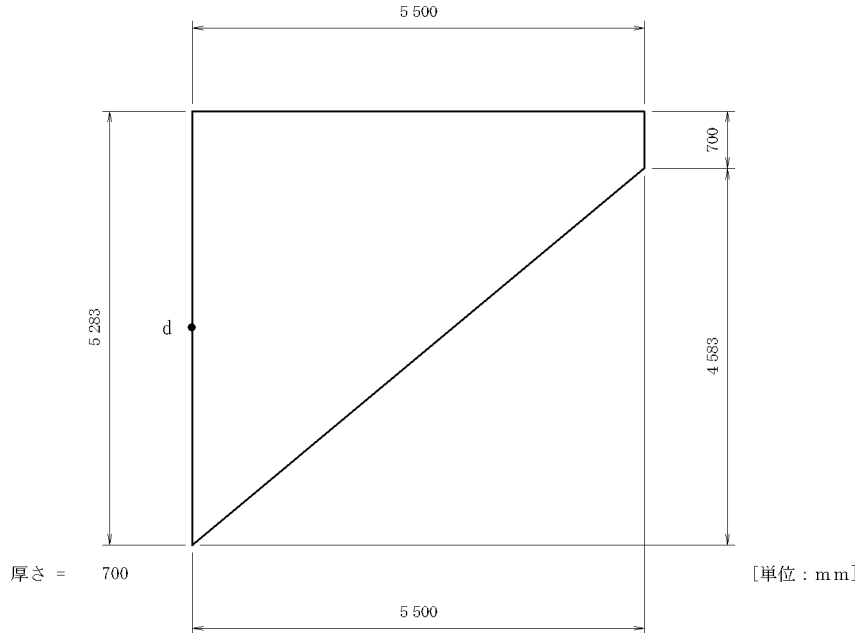
10章 翼壁の設計

10.1 左側翼壁の設計

10.1.1 設計条件

(1)形状寸法

構造形式：パラレル



(2)使用材料、土質条件

- ・コンクリート $c_k = 24.00$ (N/mm²)
- ・鉄筋の降伏点 $s_y = 345.00$ (N/mm²)
- ・せん断抵抗角 $\phi = 35.00$ (度)
- 残留強度 $res = 35.00$ (度)
- ピーク強度 $peak = 50.00$ (度)
- ・土圧作用面の壁面摩擦角 (度)

常時	11.667
地震時	0.000
地震時 res	0.000
地震時 peak	0.000

- ・単位体積重量 躯体 $c = 24.500$ (kN/m³)
- 土砂 $s = 20.000$ (kN/m³)

(3)作用荷重

- ・載荷荷重、土圧係数

土圧係数：クーロン土圧

荷重状態	載荷荷重q (kN/m ²)	土圧係数Ka
常時	10.000	0.50000
地震時	0.000	0.50000

- ・設計震度

躯体 $K_h = 0.200$

土砂 Kh = 0.160

(4)許容応力度 (N/mm²)

荷重状態	コンクリートの 圧縮応力度 ca	鉄筋 の引張応力度 sa	コンクリートの せん断応力度	
			a1	a2
常時	8.00	180.00	0.23	1.70
地震時	12.00	300.00	0.35	2.55

10.1.2 断面力の集計

(1)d部における断面力

1)土圧力によるせん断力・曲げモーメント

[1]常時

せん断力 $S_d = \frac{SD}{h^4} = 69.797$ (kN/m)

$SD = Pd = Pd1 + Pd2 = 368.760$ (kN)

$Pd1 = q \cdot \left(h^3 \cdot 12 + \frac{12^2}{2 \cdot n} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 80.571$ (kN)

$Pd2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot \left(h^3 \cdot 12 + \frac{h^3 \cdot 12^2}{n} + \frac{12^3}{3 \cdot n^2} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 288.188$ (kN)

曲げモーメント $M_d = \frac{MD}{h^4} = 117.161$ (kN.m/m)

$MD = Pd \cdot l_d = Pd1 + Pd2 = 619.002$ (kN.m)

$Pd1 = q \cdot \left(\frac{h^3 \cdot 12^2}{2} + \frac{12^3}{6 \cdot n} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 164.995$ (kN.m)

$Pd2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma_s \cdot \left(\frac{h^3 \cdot 12^2}{2} + \frac{h^3 \cdot 12^3}{3 \cdot n} + \frac{12^4}{12 \cdot n^2} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 454.007$ (kN.m)

[2]地震時

せん断力 $S_d = 55.697$ (kN/m)

曲げモーメント $M_d = 87.745$ (kN.m/m)

2)地震時慣性力によるせん断力・曲げモーメント

せん断力 $S_d = \frac{SD}{h_4}$
 $= 10.682 \quad (\text{kN/m})$

$SD = \left(h_3 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{2 \cdot n} \right) \cdot t_d \cdot \gamma_c \cdot Kh$
 $= 56.438 \quad (\text{kN})$

曲げモーメント $M_d = \frac{MD}{h_4}$
 $= 21.875 \quad (\text{kN.m/m})$

$MD = \left(\frac{h_3 \cdot l_2^2}{2} + \frac{l_2^3}{6 \cdot n} \right) \cdot t_d \cdot \gamma_c \cdot Kh$
 $= 115.574 \quad (\text{kN.m})$

ここに、

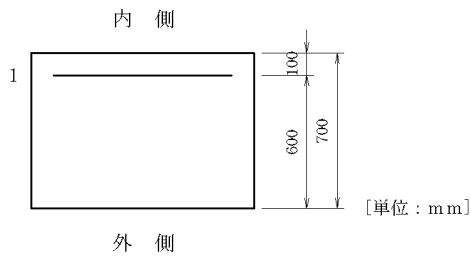
- h3 : 張出部先端高(m) , h3 = 0.700
- h4 : 張出部付根高(m) , h4 = 5.283
- l2 : 張出部区間幅(m) , l2 = 5.500
- n : 下面勾配 , n = 1.200
- N : 翼壁勾配
N = n
- t_d : 翼壁部の厚さ(m) , t_d = 0.700
- q : 地表面の荷重(kN/m²)
q = (常時 : 10.000 , 地震時 : 0.000)
- Ka : 土圧係数
Ka = (常時 : 0.50000 , 地震時 : 0.50000)
- : 壁面摩擦角 (度)
= (常時 : 11.667 , 地震時 : 0.000)
- s : 土砂単位重量(kN/m³) , s = 20.000
- c : 躯体単位重量(kN/m³) , c = 24.500
- Kh : 設計水平震度 , Kh = 0.200

設計位置	荷重状態	項目	M (kN.m)	S (kN)
d 部	常時	土圧力	117.161	69.797
		慣性力	21.875	10.682
	地震時	土圧力	87.745	55.697
		合計	109.620	66.380

10.1.3 断面計算

(1)鉄筋配置

1)d部



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
内側	1	10.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2	—	—	—	—	—
外側	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 81666.7 \times 10^3$

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

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), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 700000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 700.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
d部	常時	15.484	199.174 >	156.284	7.648
	地震時	15.484	186.354 >	156.284	7.648

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) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

設計位置	荷重状態	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
d 部	常時	117.161	14.533	2.923	8.000	137.186	180.000
	地震時	109.620	14.533	2.735	12.000	128.356	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

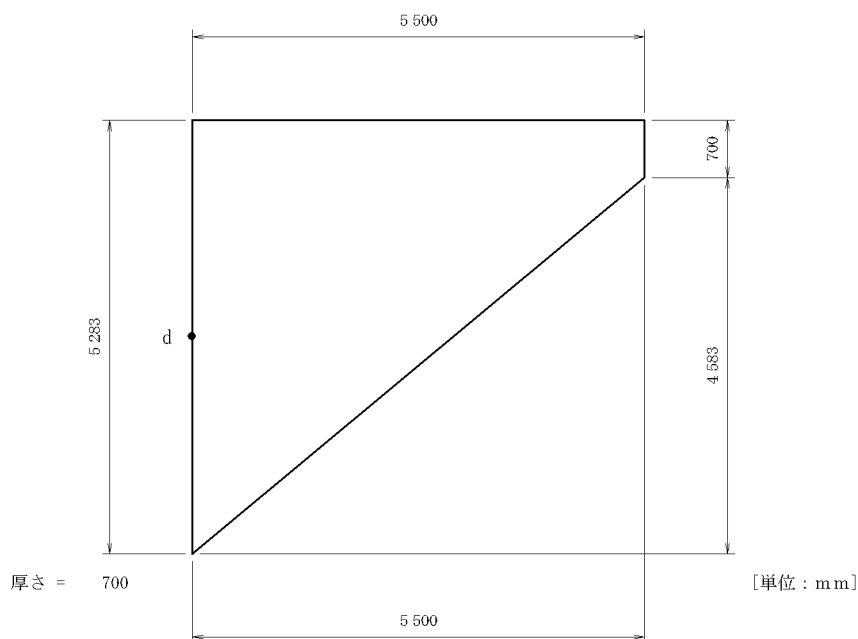
設計位置	荷重状態	せん断力 S_h (kN)	有効高 d (cm)	せん断応力度(N/mm ²)			補正係数	
				計算値	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
d 部	常時	69.797	60.000	0.116	0.271	1.700	1.23	0.96
	地震時	66.380	60.000	0.111	0.412	2.550	1.23	0.96

10.2 右側翼壁の設計

10.2.1 設計条件

(1)形状寸法

構造形式 : パラレル



(2)使用材料、土質条件

- ・コンクリート $ck = 24.00$ (N/mm²)
- ・鉄筋の降伏点 $sy = 345.00$ (N/mm²)
- ・せん断抵抗角 $\phi = 35.00$ (度)
- 残留強度 $res = 35.00$ (度)
- ピーク強度 $peak = 50.00$ (度)

・土圧作用面の壁面摩擦角 (度)

常時	11.667
地震時	0.000
地震時 res	0.000
地震時 peak	0.000

- ・単位体積重量 躯体 $c = 24.500$ (kN/m³)
- 土砂 $s = 20.000$ (kN/m³)

(3)作用荷重

・載荷荷重、土圧係数

土圧係数：クーロン土圧

荷重状態	載荷荷重q (kN/m ²)	土圧係数Ka
常時	10.000	0.50000
地震時	0.000	0.50000

・設計震度

躯体 $Kh = 0.200$

土砂 $Kh = 0.160$

(4)許容応力度 (N/mm²)

荷重状態	コンクリートの 圧縮応力度 ca	鉄筋 の引張応力度 sa	コンクリートの せん断応力度	
			a1	a2
常時	8.00	180.00	0.23	1.70
地震時	12.00	300.00	0.35	2.55

10.2.2 断面力の集計

(1)d部における断面力

1)土圧力によるせん断力・曲げモーメント

[1]常時

せん断力 $S_d = \frac{SD}{h^4} = 69.797$ (kN/m)

$SD = Pd = Pd1 + Pd2 = 368.760$ (kN)

$Pd1 = q \cdot \left(h^3 \cdot 12 + \frac{12^2}{2 \cdot n} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 80.571$ (kN)

$Pd2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma s \cdot \left(h^3 \cdot 12 + \frac{h^3 \cdot 12^2}{n} + \frac{12^3}{3 \cdot n^2} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 288.188$ (kN)

曲げモーメント $M_d = \frac{MD}{h^4} = 117.161$ (kN.m/m)

$MD = Pd \cdot 1d = Pd1 + Pd2 = 619.002$ (kN.m)

$Pd1 = q \cdot \left(\frac{h^3 \cdot 12^2}{2} + \frac{12^3}{6 \cdot n} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 164.995$ (kN.m)

$Pd2 = \frac{1}{2} \cdot \gamma s \cdot \left(\frac{h^3 \cdot 12^2}{2} + \frac{h^3 \cdot 12^3}{3 \cdot n} + \frac{12^4}{12 \cdot n^2} \right) \cdot Ka \cdot \cos \delta$
 $= 454.007$ (kN.m)

[2]地震時

せん断力 $S_d = 55.697$ (kN/m)

曲げモーメント $M_d = 87.745$ (kN.m/m)

2)地震時慣性力によるせん断力・曲げモーメント

せん断力 $S_d = \frac{SD}{h_4}$
 $= 10.682 \quad (\text{kN/m})$

$SD = \left(h_3 \cdot l_2 + \frac{l_2^2}{2 \cdot n} \right) \cdot t_d \cdot \gamma_c \cdot Kh$
 $= 56.438 \quad (\text{kN})$

曲げモーメント $M_d = \frac{MD}{h_4}$
 $= 21.875 \quad (\text{kN}\cdot\text{m/m})$

$MD = \left(\frac{h_3 \cdot l_2^2}{2} + \frac{l_2^3}{6 \cdot n} \right) \cdot t_d \cdot \gamma_c \cdot Kh$
 $= 115.574 \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$

ここに、

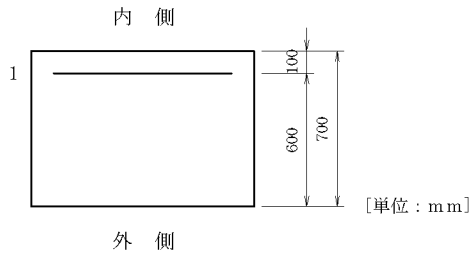
- h3 : 張出部先端高(m) , h3 = 0.700
- h4 : 張出部付根高(m) , h4 = 5.283
- l2 : 張出部区間幅(m) , l2 = 5.500
- n : 下面勾配 , n = 1.200
- N : 翼壁勾配
N = n
- t_d : 翼壁部の厚さ(m) , t_d = 0.700
- q : 地表面の荷重(kN/m²)
q = (常時 : 10.000 , 地震時 : 0.000)
- Ka : 土圧係数
Ka = (常時 : 0.50000 , 地震時 : 0.50000)
- : 壁面摩擦角 (度)
= (常時 : 11.667 , 地震時 : 0.000)
- s : 土砂単位重量(kN/m³) , s = 20.000
- c : 躯体単位重量(kN/m³) , c = 24.500
- Kh : 設計水平震度 , Kh = 0.200

設計位置	荷重状態	項目	M (kN.m)	S (kN)
d 部	常時	土圧力	117.161	69.797
		慣性力	21.875	10.682
	地震時	土圧力	87.745	55.697
		合計	109.620	66.380

10.2.3 断面計算

(1)鉄筋配置

1)d部



配筋位置		かぶり (cm)	鉄筋径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本数	鉄筋量 (cm ²)
内側	1	10.0	D22	3.871	4.00	15.484
	2	—	—	—	—	—
外側	1'	—	—	—	—	—
	2'	—	—	—	—	—

(2)最小鉄筋量の照査

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

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), $Z_c = b \cdot h^2/6 = 81666.7 \times 10^3$

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

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), $N = 0.0$

A_c : コンクリート部材の断面積(mm²), $A_c = b \cdot h = 700000.000$

b : 部材断面幅(mm)

h : 部材断面高(mm), $h = 700.000$

設計位置	荷重状態	使用鉄筋量 (cm ²)	M × 1.7 (kN.m)	M_c (kN.m)	最小鉄筋量 (cm ²)
d部	常時	15.484	199.174 >	156.284	7.648
	地震時	15.484	186.354 >	156.284	7.648

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) 曲げ応力度の照査

(参考)

中立軸の算出

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

より x を求める。

応力度の算出

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

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

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)
- d' : 鉄筋のかぶり (mm)
- As : 引張側鉄筋の全断面積 (mm²)
- As' : 圧縮側鉄筋の全断面積 (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)
- c : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)
- M : 曲げモーメント (N.mm)

設計位置	荷重状態	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
d 部	常時	117.161	14.533	2.923	8.000	137.186	180.000
	地震時	109.620	14.533	2.735	12.000	128.356	300.000

(4)せん断応力度の照査

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

ここに、

- τ_m : 平均せん断応力度(N/mm²)
- S_h : 作用せん断力(N)
- d : 部材の有効高(mm)
- b : 部材断面幅(mm)
- τ_{a1} : 割増しされた許容せん断応力度(N/mm²)

$$\tau_{a1} = C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_{a1}'$$

ここに、

- τ_{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/mm²)
- C_e : 部材断面の有効高に関する補正係数

d(mm)	300 以下	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
C_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

C_{pt} : 引張主鉄筋比Ptに関する補正係数(下限値以下は線形補間により求める)

Pt(%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
C_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

設計位置	荷重状態	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	許容値 τ_{a1}	許容値 τ_{a2}	C_e	C_{pt}
d 部	常時	69.797	60.000	0.116	0.271	1.700	1.23	0.96
	地震時	66.380	60.000	0.111	0.412	2.550	1.23	0.96

11章 踏掛版の設計

11.1 断面力の集計

$$M = MD + ML = 31.498 + 76.781 = 108.279 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$$

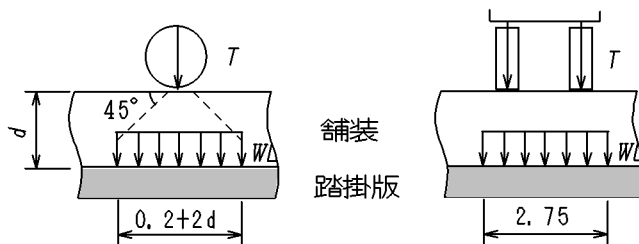
$$MD = \frac{1}{8} (W_1 + W_2 + q) \cdot L^2 = 31.498 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$$

$$ML = \left\{ \frac{1}{4} wL \cdot L \cdot (0.2 + 2d) - \frac{1}{8} wL \cdot (0.2 + 2d)^2 \right\} \alpha$$

$$= 76.781 \quad (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$$

ここに、

- MD: 死荷重による支間中央での曲げモーメント (kN.m/m)
- ML: 活荷重による支間中央での曲げモーメント (kN.m/m)
- W_1 : 踏掛版上の舗装の自重 (kN/m²), $W_1 = h_1 \times \gamma_1 = 5.625$
- W_2 : 踏掛版の自重 (kN/m²), $W_2 = h_2 \times \gamma_2 = 14.945$
- h_1 : 踏掛版上の舗装の厚さ (m), $h_1 = 0.250$
- γ_1 : 踏掛版上の舗装の単位重量 (kN/m³), $\gamma_1 = 22.500$
- h_2 : 踏掛版の厚さ (m), $h_2 = 0.610$
- γ_2 : 踏掛版の単位重量 (kN/m³), $\gamma_2 = 24.500$
- q : 載荷荷重 (kN/m²), q = 0.000
- d : 舗装部の厚さ (m), d = 0.250
- h : 踏掛版の厚さ (m), h = 0.610
- L : 支間長 (m)
- $L = 5.000 \cdot 0.700 = 3.500$
- wL: 活荷重による分布荷重 (kN/m²)



$$wL = \frac{2 \cdot T \cdot (1+i)}{2.75 \cdot (0.2 + 2d)} = 135.065$$

- T : T荷重の片側荷重 (kN), T = 100.000
- i : 衝撃係数, i = 0.300
- α : 断面力に乗じる係数, α = 1.031

11.2 断面計算

(1)鉄筋配置

位置		かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋 径	鉄筋面積 (cm ² /本)	本 数	鉄筋量 (cm ²)
上 面	1	—	—	—	—	—	—
	2	—	—	—	—	—	—
下 面	1'	100	125	D16	1.986	8.00	15.888
	2'	—	—	—	—	—	—

踏掛版の厚さ $h = 0.610$ (m)

(2)曲げ応力度の照査

圧縮応力度(N/mm ²)		引張応力度(N/mm ²)	
C	c_a	S	s_a
3.476 <	8.000	146.446 <	180.000