

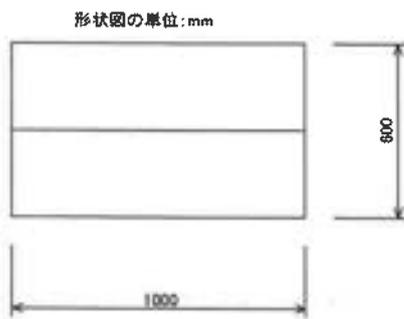
[i]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-54.0119	33.1984	-8.6006
軸力	N	kN	82.5660	82.5660	82.5660
せん断力	V	kN	—	—	61.9245
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0	600.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	500.0	500.0	500.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	—
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	—
最小鉄筋量 0.0020・B・d 軸方向鉄筋量 0.008・N・10 <sup>3</sup> /σca	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	—
	As' <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	2292.00	2292.00	2292.00
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	82.57	82.57	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	157.3223	194.5938	680.0508
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σc	N/mm <sup>2</sup>	2.0033	1.1742	—
コンクリート許容圧縮応力度	σca	N/mm <sup>2</sup>	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σs	N/mm <sup>2</sup>	65.4525	27.6423	—
鉄筋許容引張応力度	σsa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	—
最大せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.1491
許容せん断応力度	τca	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2300
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τc	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
コンクリート許容付着応力度	τca	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
判定			—	—	—

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 2 (部材2)】<左右壁 水平方向>

地表面からの深度 0.500~14.050(m)



主鉄筋 (外側)

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

主鉄筋 (内側)

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

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-54.0119	20.2975	-12.7289
軸力	N	kN	89.4465	89.4465	89.4465
せん断力	V	kN	—	—	-55.0440
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0	600.0
有効幅	b <sub>ef</sub>	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	500.0	500.0	500.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	A <sub>s</sub> '	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
圧縮側					
最小鉄筋量 0.0020・B・d	A <sub>s,min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	—
軸方向鉄筋量	A <sub>s</sub> ' <sup>*</sup>	mm <sup>2</sup>	2292.00	2292.00	2292.00
0.008・N・10 <sup>3</sup> /σ <sub>ca</sub>	A <sub>s,min</sub>	mm <sup>2</sup>	89.45	89.45	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	161.6732	308.1620	476.6940
コンクリート材料強度	f' <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	f <sub>yk</sub>	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ <sub>cc</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.9939	0.6238	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ <sub>cc,all</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ <sub>sk</sub>	N/mm <sup>2</sup>	62.5869	5.8252	—
鉄筋許容引張応力度	σ <sub>sk,all</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	0.682
最大せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.1614
許容せん断応力度	τ <sub>all</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2300
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ <sub>bc</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.6724
コンクリート許容付着応力度	τ <sub>bc,all</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	1.6000
判定			—	—	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

## 2.6 安定計算

### 2.6.1 浮き上がりに対する安定

#### (1) 浮力

$$U = \gamma_w \cdot V_n$$

ここに、

$U$  : 浮力 (kN)

$\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)

$V_n$  : 地下水位以下の躯体体積 (m<sup>3</sup>)

地下水位以下の躯体体積

部材番号	面積×高さ	体積 (m <sup>3</sup> )
2	4.500×4.200×3.050	57.645
3	4.500×4.200×1.000	18.900
合計	—	76.545

$$\begin{aligned} U &= 10.000 \times 76.545 \\ &= 765.450 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### (2) 鉛直荷重

$$W = W_c + W_u$$

ここに、

$W$  : 鉛直荷重 (kN)

$W_c$  : 躯体自重 (kN)

$W_u$  : 頂版上の土砂重量 (kN)

##### [1] 常時

$$\begin{aligned} W &= 3682.350 + 0.000 \\ &= 3682.350 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### (3) 安全率

$$\text{安全率 } F = \frac{W + W_f}{U}$$

##### [1] 常時

$$\begin{aligned} F &= \frac{3682.350 + 0.000}{765.450} \\ &= 4.811 \geq \text{許容安全率 } F_a = 1.200 \end{aligned}$$

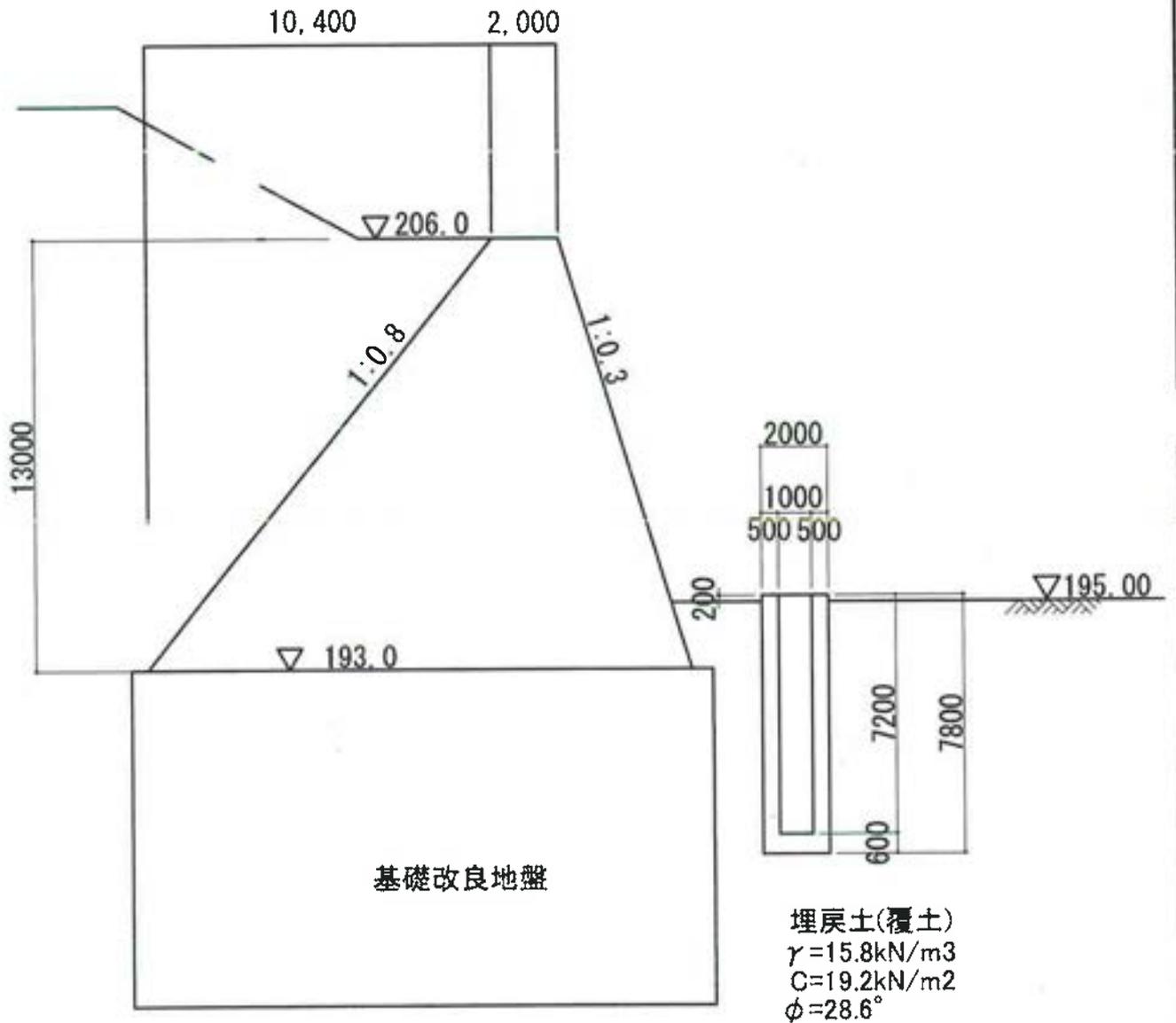


## 構造計算

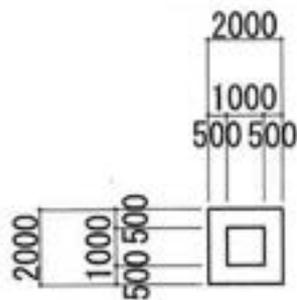
### Ⅲ－1 埋立地地下水集水ピット

# III-1埋立地地下水集水ピット

## 断面図

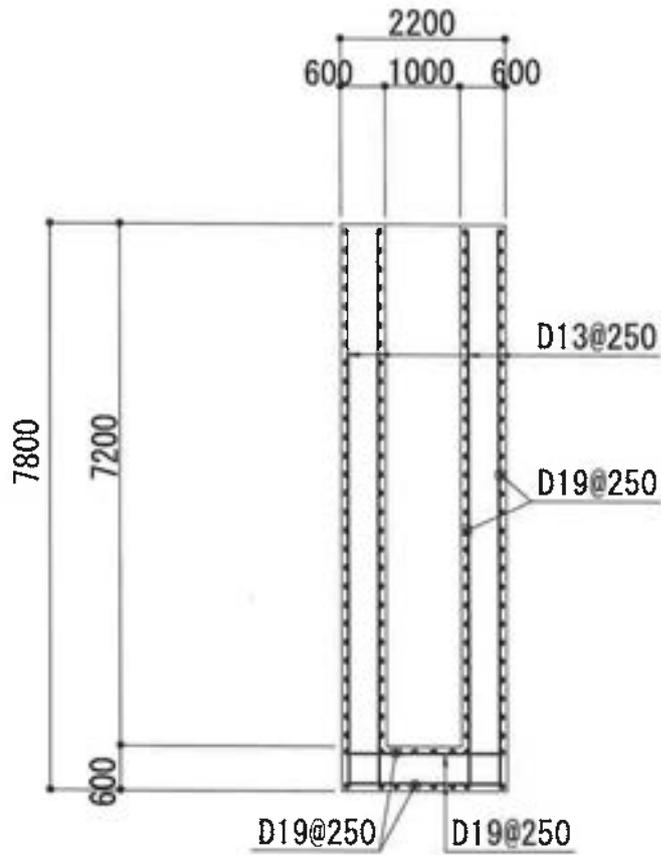


## 平面図

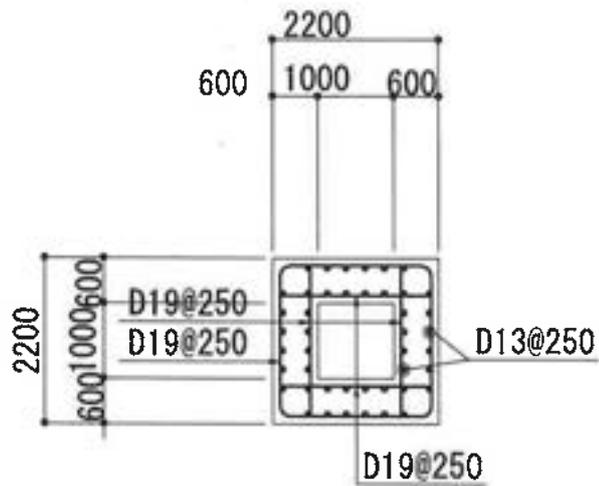


# 配筋計画

## 断面図



## 平面図



鉄筋の被りは全て100mm。  
配力筋はD13@250。

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

タイトル：Ⅲ-1 埋立地地下水集水ピット

## 1.2 設計対象

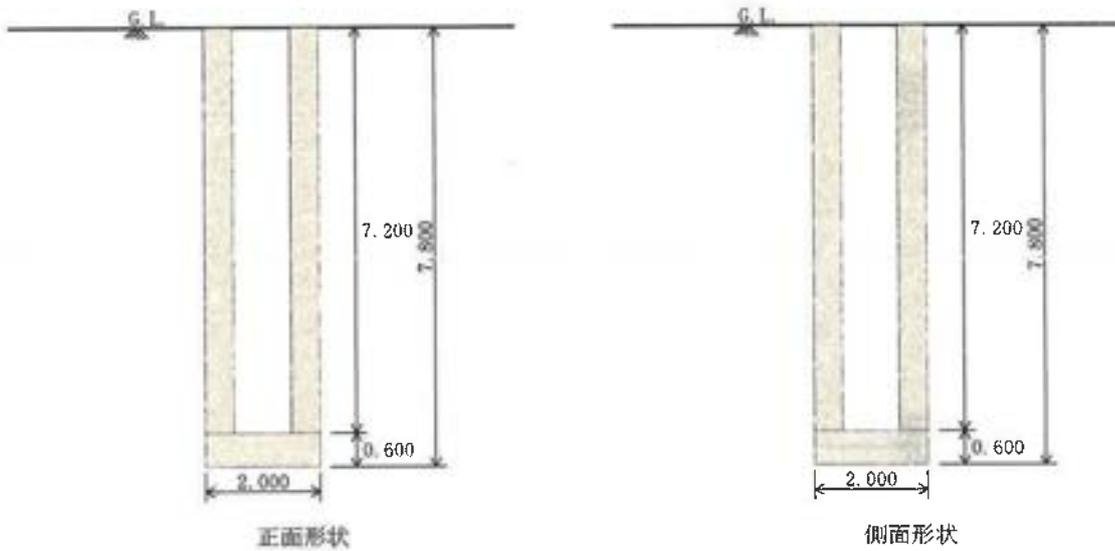
計算対象：常時，レベル1地震動，レベル2地震動

地域区分：A

## 1.3 形式

現場打ちマンホール

## 1.4 形状寸法



部材番号	部材名称	タイプ	正面寸法				
			外径上縁 (m)	内径上縁 (m)	外径下縁 (m)	内径下縁 (m)	ハンチ (m)
1	部材1	矩形	2.000	1.000	2.000	1.000	0.000
2	部材3	矩形	2.000	0.000	2.000	0.000	0.000

部材番号	部材名称	タイプ	側面寸法				
			外径上縁 (m)	内径上縁 (m)	外径下縁 (m)	内径下縁 (m)	ハンチ (m)
1	部材1	矩形	2.000	1.000	2.000	1.000	0.000
2	部材3	矩形	2.000	0.000	2.000	0.000	0.000

## 1.5 部材

部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	部位	断面照査有無		節点分割数
				常時	地震時	
1	7.200	7.200	側壁	○	○	20
2	7.800	0.600	底版	○	—	1

1.6 部材の解析モデル

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

1.7 コンクリート材料

部材番号	材料名称	材料強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ $\times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	24	24.0	2.500
2	24	24.0	2.500

単位重量 (大気中)  $\gamma_c = 24.50$  (kN/m<sup>3</sup>)

単位重量 (水中)  $\gamma_c = 14.50$  (kN/m<sup>3</sup>)

1.8 鉄筋材料

部材番号	材質	材料強度 $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ $\times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	SD345	345.0	2.000
2	SD345	345.0	2.000

1.9 許容値

常時の許容応力度

[1] 常時 (割り増し係数 : 1.0)

部材番号	R C (N/mm <sup>2</sup> )				
	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_{ca}$	せん断 応力度 $\tau_{al}$	付着 応力度 $\tau_{0a}$	引張応力度 $\sigma_{sa}$	
				大気中	水中
1	8.00	0.230	1.60	180.00	160.00
2	8.00	0.230	1.60	180.00	160.00

浮力の検討に対する安全率 : 1.200

レベル1地震時の許容応力度 (割り増し係数 : 1.5)

部材番号	R C (N/mm <sup>2</sup> )				
	曲げ圧縮 応力度 $\sigma_{ca}$	せん断 応力度 $\tau_{al}$	付着 応力度 $\tau_{0a}$	引張応力度 $\sigma_{sa}$	
				大気中	水中
1	12.00	0.345	2.40	270.00	240.00

安全係数

材料係数

曲げ耐力用

コンクリート  $\gamma_s : 1.00$

鉄筋  $\gamma_s : 1.00$

せん断耐力用

コンクリート  $\gamma_c : 1.00$   
 鉄筋  $\gamma_s : 1.00$   
 部材係数  
 曲げ耐力用  $\gamma_b : 1.00$   
 せん断耐力用  
 コンクリート  $\gamma_{bc} : 1.00$   
 鉄筋  $\gamma_{bs} : 1.00$   
 構造物係数  $\gamma_f : 1.00$

1.10 地下水位

地表面からの深さH : 0.200 (m)  
 単位重量 : 10.0 (kN/m<sup>3</sup>)

1.11 地盤条件

鉛直方向の地盤反力係数 $K_v$ に対する水平方向せん断バネ係数 $K_s$ の比  $\lambda : 0.30000$

レベル1の算出方法

地盤反力係数の推定係数  $\alpha : 1.0$   
 表層の $T_s$ の算出方法 :  $T_s = 1.25T_c$

レベル2の算出方法

地盤反力係数の推定係数  $\alpha : 1.0$   
 表層の $T_s$ の算出方法 :  $T_s = 1.25T_c$

設計応答速度 $S_v$

$S_v$ はグラフより算出

表層の地盤条件

土層番号	深度 Z (m)	層厚 h (m)	土質名	N値	重量 (kN/m <sup>3</sup> )		静止土圧係数 K	鉛直土圧係数 $\alpha$	変形係数 $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断弾性波速度 $V_{s1}$ (m/s)	低減係数DE	
					大気中 $\gamma$	水中 $\gamma'$					Lv1	Lv2
1	0.200	0.200	砂質土	0.000	0.000	0.000	0.0000	0.0000	19600.000	50.000	1.000	1.000
2	10.000	9.800	砂質土	3.000	15.800	6.800	0.5000	1.0000	8400.000	115.380	1.000	1.000

1.12 荷重

載荷荷重

[1] 常時

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

衝撃係数 : 0.300  
 地表面荷重(死荷重) : 0.0 (kN/m<sup>2</sup>)  
 (活荷重) : 10.0 (kN/m<sup>2</sup>)

## 2章 常時の検討

### 2.1 鉛直荷重

#### 2.1.1 躯体自重

##### (1) 部材重量

部材番号	部位	名称	面積×高さ×単位重量	重量 (kN)
1	側壁	部材1	$(2.000 \times 2.000 - 1.000 \times 1.000) \times 7.200 \times 24.500$	529.200
累計 Wc2				529.200
2	底版	部材3	$2.000 \times 2.000 \times 0.600 \times 24.500$	58.800
累計 Wc				588.000

#### 2.1.2 底版に作用する水圧

$$\begin{aligned}
 W_w &= \gamma_w \cdot (h - h_w) \\
 &= 10.000 \times (7.800 - 0.200) \\
 &= 76.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに、

- W<sub>w</sub> : 底版に作用する水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- γ<sub>w</sub> : 水の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- h<sub>w</sub> : 地下水位位置 (m)
- h : 地表面から底版下面までの距離 (m)

## 2.2 水平荷重

### 2.2.1 水平土圧、水圧

側壁部材に作用する水平荷重は以下により算出する。

#### (1) 常時土圧

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

ここに、

- $P_s$  : 水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_0$  : 静止土圧係数
- $\gamma_t$  : 土の湿潤単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\gamma'$  : 土の水中単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h$  : 層厚 (m)
- $h_w$  : 水中の層厚 (m)

#### (2) 水圧

$$P_w = \gamma_w \cdot h_w$$

ここに、

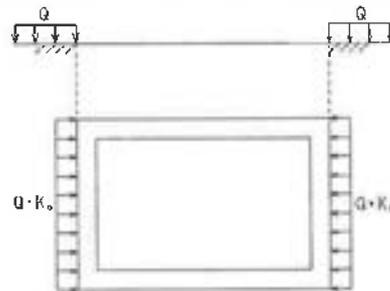
- $P_w$  : 水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h_w$  : 地下水位面からの距離 (m)

#### (3) 活荷重による水平荷重

$$P_l = Q \cdot K_0$$

ここに、

- $P_l$  : 活荷重による水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $Q$  : 地表面載荷荷重 = 10.000 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $Q = Q_d + Q_l$
- $Q_d$  : 死荷重 = 0.000 (kN/m<sup>2</sup>)
- $Q_l$  : 活荷重 = 10.000 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_0$  : 静止土圧係数



### 2.2.2 水平荷重の集計

部材番号	土層番号	深さ (m)	部位	位置	土の単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$P_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_l$ (kN/m <sup>2</sup> )	合計 (kN/m <sup>2</sup> )
1	1	0.000	側壁	上端	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	1	0.200	側壁	水	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	2	7.200	側壁	下端	6.800	23.800	70.000	5.000	98.800
2	2	7.500	底版	中央	6.800	24.820	73.000	5.000	102.820

## 2.3 底版の計算

### 2.3.1 作用荷重

底版部材に作用する地盤反力度は以下により算出する。

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

ここに、

- W3 : 底版に作用する地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 頂版 + 中床版 + 側壁
- Wu : 土砂重量 (kN)
- A : 載荷面積 (m<sup>2</sup>) = 外径面積
- P<sub>v</sub> : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

【部材番号 2 (部材3)】

$$A = 2.000 \times 2.000 = 4.000 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1] 常時

$$\begin{aligned} W3 &= \frac{529.200 + 0.000}{4.000} + 0.000 \\ &= 132.300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

底版の断面力算出には、地盤反力度と水圧の大きいほうを用いる。

[1] 常時

$$\text{地盤反力度 } 132.300 \text{ (kN/m}^2\text{)} \geq \text{水圧 } 76.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版の断面力算出には、地盤反力度を用いる。

2.3.2 断面力の計算

【部材番号 2 (部材3)】

[1] 常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

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

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

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

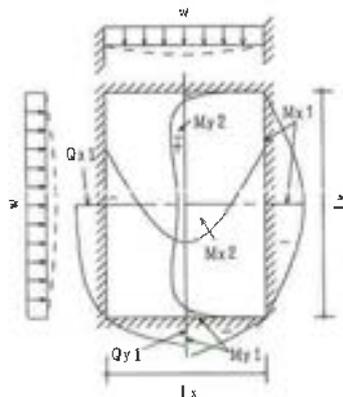
w : 分布荷重 = 132.300 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 1.500 (m)

ly : 長辺方向長さ = 1.500 (m)

$\alpha$  : ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.000$$



1) 曲げモーメント

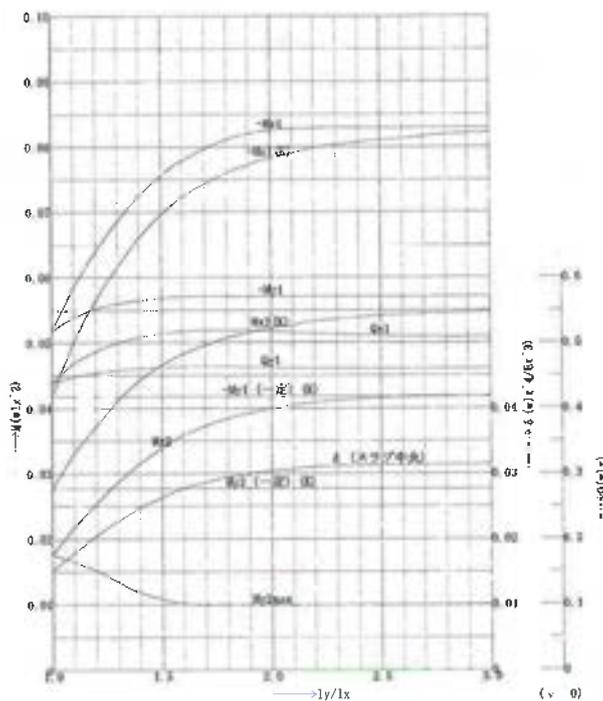
短辺方向	係数 $\alpha$	M (kN.m)
Mx1	-0.0518	-15.420
Mx2	0.0277	8.246

長辺方向	係数 $\alpha$	M (kN.m)
My1	-0.0518	-15.420
My2	0.0277	8.246
My2max	0.0176	5.239

2) せん断力

短辺方向	係数 $\alpha$	Q (kN)
Qx1	0.4390	87.120

長辺方向	係数 $\alpha$	Q (kN)
Qy1	0.4390	87.120



3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

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

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

短辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 87.120 - \frac{0.550}{1.500} \times (87.120 + 87.120) \\ &= 23.232 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

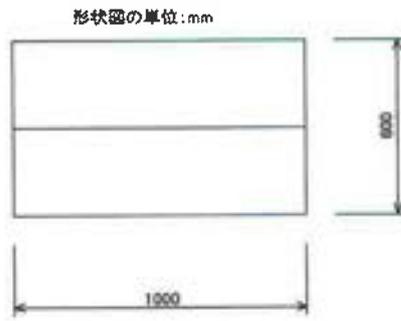
照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 87.120 - \frac{0.550}{1.500} \times (87.120 + 87.120) \\ &= 23.232 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

### 2.3.3 断面照査

【部材番号 2 (部材3)】<前後方向>

地表面からの深度 7.200~7.800(m)



#### 主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110.00	250.0	D19	4.000	1146.000

#### 主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110.00	250.0	D19	4.000	1146.000

#### せん断補強筋

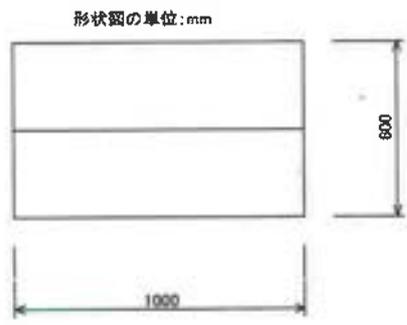
ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
250.0	506.700

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-15.4196	8.2456	-15.4196
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	23.2319
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0	600.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	490.0	490.0	490.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
圧縮側					
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	980.00	980.00	—
軸方向鉄筋量 $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As''	mm <sup>2</sup>	2292.00	2292.00	2292.00
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	—	—	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	113.7451	113.7451	113.7451
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.5998	0.3207	—
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	29.7615	15.9149	—
鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
平均せん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.0474
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.291
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.934
軸方向圧縮力による補正係数	Cn		—	—	1.000
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2774
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2272
コンクリート許容付着応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	1.6000
判定			—	—	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 2 (部材3)】 <左右方向>  
地表面からの深度 7.200~7.800(m)



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110.00	250.0	D19	4.000	1146.000

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
250.0	506.700

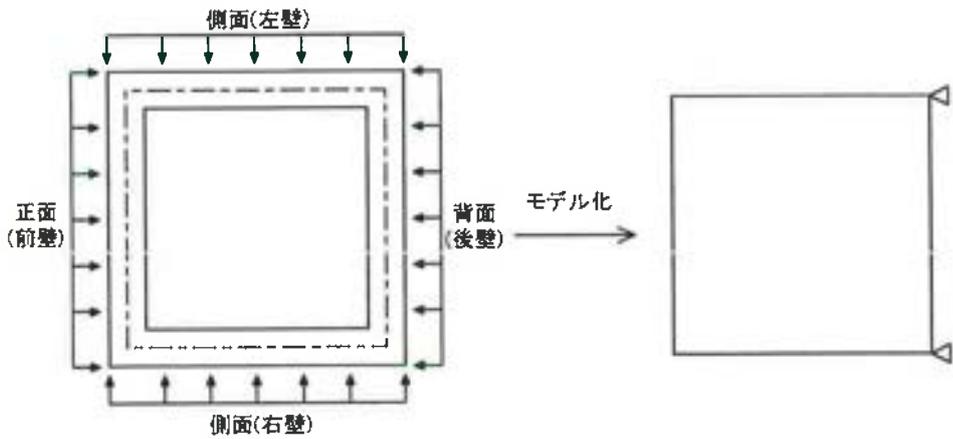
[1] 常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-15.4196	8.2456	-15.4196
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	23.2319
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0	600.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	490.0	490.0	490.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ 軸方向鉄筋量 $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$ 判定	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	980.00	980.00	—
	As' <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	2292.00	2292.00	2292.00
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	—	—	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	113.7451	113.7451	113.7451
コンクリート材料強度	f <sup>'</sup> <sub>ck</sub>	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fy <sub>k</sub>	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.5998	0.3207	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	29.7615	15.9149	—
鉄筋許容引張応力度	σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
平均せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.0474
有効高に関する補正係数	C <sub>e</sub>		—	—	1.291
引張主鉄筋比P <sub>t</sub> に関する補正係数	C <sub>pt</sub>		—	—	0.934
軸方向圧縮力による補正係数	C <sub>σ</sub>		—	—	1.000
許容せん断応力度	τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2774
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2272
コンクリート許容付着応力度	τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	1.6000
判定			—	—	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

## 2.4 側壁の計算

### 2.4.1 フレームモデル



[1] 常時

部材番号	部材名称	荷重 $p$ ( $\text{kN/m}^2$ )	前後壁		左右壁	
			断面積 $A$ ( $\text{m}^2$ )	断面2次モーメント $I$ ( $\text{m}^4$ )	断面積 $A$ ( $\text{m}^2$ )	断面2次モーメント $I$ ( $\text{m}^4$ )
1	部材1	98.800	0.500	0.010417	0.500	0.010417

### 2.4.2 断面力の計算

【部材番号 1 (部材1)】

[1] 常時

前壁

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-18.525	74.100	74.100
2	0.500	h/2点	6.175	24.700	74.100
3	0.750	中央部	9.262	0.000	74.100
4	1.000	h/2点	6.175	-24.700	74.100
5	1.500	端部	-18.525	-74.100	74.100

後壁

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-18.525	74.100	74.100
2	0.500	h/2点	6.175	24.700	74.100
3	0.750	中央部	9.262	0.000	74.100
4	1.000	h/2点	6.175	-24.700	74.100
5	1.500	端部	-18.525	-74.100	74.100

左壁

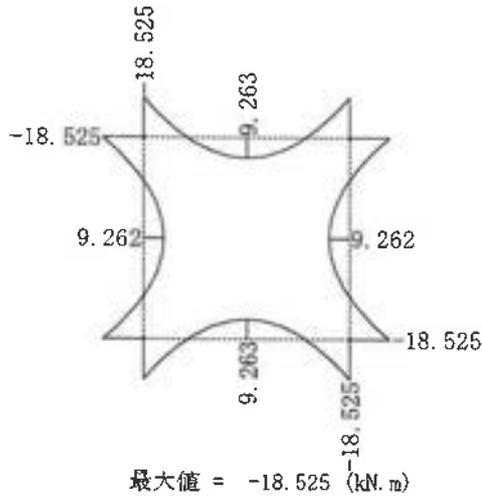
No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-18.525	74.100	74.100
2	0.500	h/2点	6.175	24.700	74.100

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
3	0.750	中央部	9.263	0.000	74.100
4	1.000	h/2点	6.175	-24.700	74.100
5	1.500	端部	-18.525	-74.100	74.100

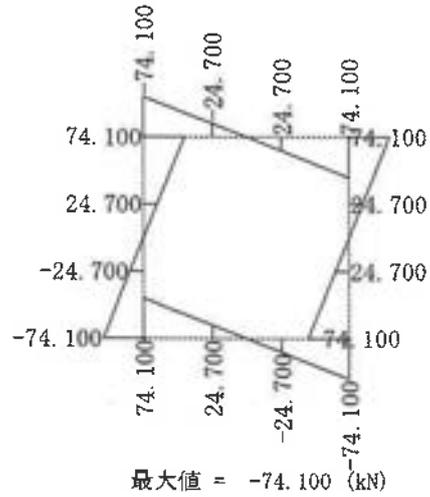
右壁

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-18.525	74.100	74.100
2	0.500	h/2点	6.175	24.700	74.100
3	0.750	中央部	9.263	0.000	74.100
4	1.000	h/2点	6.175	-24.700	74.100
5	1.500	端部	-18.525	-74.100	74.100

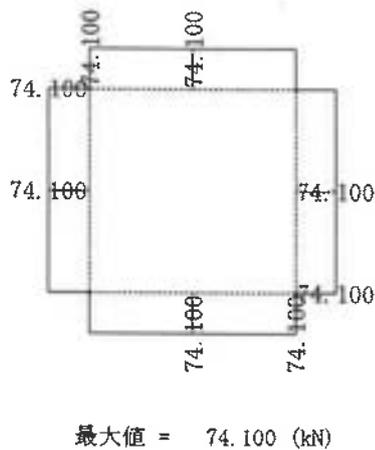
曲げモーメント



せん断力



軸力

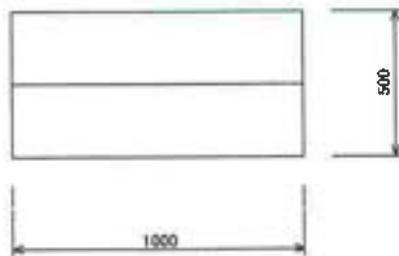


2.4.3 断面照査

【部材番号 1 (部材1)】<前後壁 水平方向>

地表面からの深度 0.000~7.200(m)

形状図の単位:mm



主鉄筋 (外側)

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

主鉄筋 (内側)

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

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
250.0	506.800

[1]常時

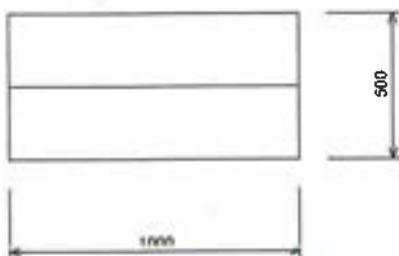
項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-18.5250	9.2625	6.1750
軸力	N	kN	74.1000	74.1000	74.1000
せん断力	V	kN	—	—	24.7000
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量	As	引張側	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
		圧縮側	As'	mm <sup>2</sup>	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	800.00	800.00	—
軸方向鉄筋量 $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As' <sub>ax</sub>	mm <sup>2</sup>	2292.00	2292.00	2292.00
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	74.10	74.10	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	201.5484	379.1107	490.9479
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.8837	0.3929	—
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	13.0524	0.3247	—
鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
平均せん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.0618
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.343
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.987
軸方向圧縮力による補正係数	Cs		—	—	2.000
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.6094
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	$\tau_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2959
コンクリート許容付着応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	1.6000
判定			—	—	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 1 (部材1)】<左右壁 水平方向>

地表面からの深度 0.000~7.200 (m)

形状図の単位:mm



主鉄筋 (外側)

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

主鉄筋 (内側)

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

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
250.0	506.800

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-18.5250	9.2625	6.1750
軸力	N	kN	74.1000	74.1000	74.1000
せん断力	V	kN	—	—	-24.7000
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 0.0020・B・d	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	800.00	800.00	—
	As <sup>+</sup>	mm <sup>2</sup>	2292.00	2292.00	2292.00
軸方向鉄筋量 0.008・N・10 <sup>3</sup> /σ <sub>ca</sub>	As <sub>ax</sub>	mm <sup>2</sup>	74.10	74.10	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	201.5484	379.1107	490.9479
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.8837	0.3929	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	8.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	13.0524	0.3247	—
鉄筋許容引張応力度	σ <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	—
判定			○	○	—
平均せん断応力度	τ	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.0618
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.343
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.987
軸方向圧縮力による補正係数	C <sub>w</sub>		—	—	2.000
許容せん断応力度	τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.6094
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2959
コンクリート許容付着応力度	τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	1.6000
判定			—	—	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

## 2.5 安定計算

### 2.5.1 浮き上がりに対する安定

#### (1) 浮力

$$U = \gamma_w \cdot V_b$$

ここに、

U : 浮力 (kN)

$\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)

V<sub>b</sub> : 地下水位以下の躯体体積 (m<sup>3</sup>)

地下水位以下の躯体体積

部材番号	面積×高さ	体積 (m <sup>3</sup> )
1	2.000×2.000×7.000	28.000
2	2.000×2.000×0.600	2.400
合計	—	30.400

$$U = 10.000 \times 30.400 \\ = 304.000 \text{ (kN)}$$

#### (2) 鉛直荷重

$$W = W_c + W_u$$

ここに、

W : 鉛直荷重 (kN)

W<sub>c</sub> : 躯体自重 (kN)

W<sub>u</sub> : 頂版上の土砂重量 (kN)

##### [1] 常時

$$W = 588.000 + 0.000 \\ = 588.000 \text{ (kN)}$$

#### (3) 安全率

$$\text{安全率 } F = \frac{W + W_f}{U}$$

##### [1] 常時

$$F = \frac{588.000 + 0.000}{304.000} \\ = 1.934 \geq \text{許容安全率 } F_a = 1.200$$

### 3章 地震時の検討

#### 3.1 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、次式で算出される地盤の特性値 $T_0$ をもとに区分する。

$$T_0 = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{s,i}}$$

ここに、

- $T_0$  : 地盤特性値 (s)
- $H_i$  :  $i$  番目の層厚 (m)
- $V_{s,i}$  :  $i$  番目のせん断弾性波速度 (m/s)  
 ただし、実測値がない場合は次式から求めても良い。  
 粘性土層の場合  $V_{s,i} = 100N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )  
 砂質土層の場合  $V_{s,i} = 80N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )  
 土質に関わらず  $N_i = 0$  のとき  $V_{s,i} = 50$
- $N_i$  : 標準貫入試験による  $i$  番目の地層の  $N$  値
- $i$  : 当該地盤が地表面から基盤面までの  $n$  層に区分されるとき、地表面から  $i$  番目の地層の番号

#### 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_0$ (s)
I種	$T_0 < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_0 < 0.6$
III種	$0.6 \leq T_0$

ここで、設計条件の耐震設計上の地盤種別を判定すると次のようになる。

土層番号	深度 (m)	土質名	$H_i$ (m)	$N$ 値	$V_{s,i}$ (m/s)	$H_i / V_{s,i}$
1	0.200	砂質土	0.200	0.000	50.000	0.00400
2	10.000	砂質土	9.800	3.000	115.380	0.08494
$\Sigma$	—	—	—	—	—	0.08894

よって、地盤の特性値 $T_0$ は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{s,i}} \\
 &= 4 \times 0.08894 = 0.3557 \text{ (s)}
 \end{aligned}$$

ゆえに、表層地盤の種別はII種とする。

### 3.2 地盤の応答変位(レベル1)

#### 3.2.1 地盤の固有周期

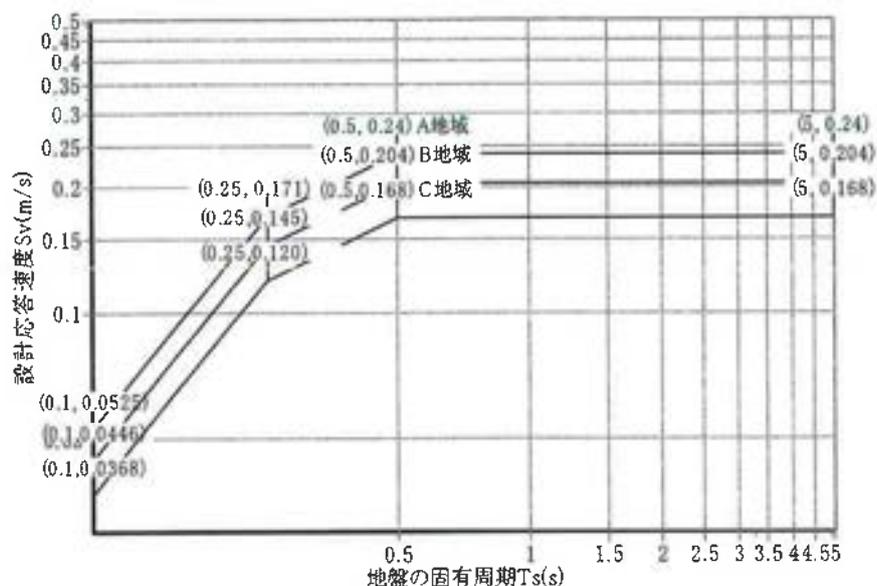
表層地盤の固有周期は、次のようになる。

$$T_s = 1.25T_c$$

$$= 1.25 \times 0.3557 = 0.4447(\text{s})$$

#### 3.2.2 設計応答速度

表層の地震動レベル1の設計応答速度を次の図から求めると、 $S_v = 0.22663(\text{m/s})$ となる。



#### 3.2.3 地盤の変位振幅の計算

応答変位法による耐震設計計算法では、地表面から深さ $z$ における水平方向の変位振幅を次式により求める。

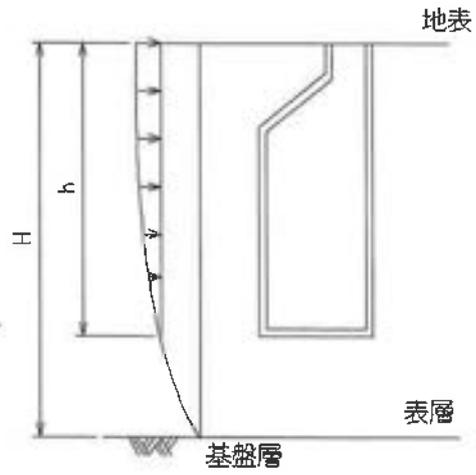
$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}$$

ここに、

- $U_h(z)$  : 地表面からの深さ $z$ (m)における水平方向の変位振幅(m)
- $S_v$  : 設計応答速度(m/s)
- $T_s$  : 表層地盤の固有周期(s)  
地盤の特性値 $T_c$ を基準として地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して、次式により求める。  
 $T_s = 1.25T_c$
- $T_c$  : 地盤の特性値(s)
- $z$  : 地表面からの深さ(m)
- $H$  : 表層地盤の厚さ(最終土質深度)(m)

地盤の変位振幅

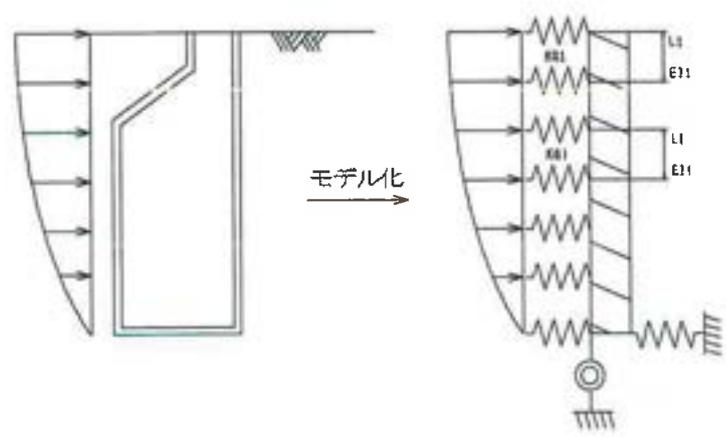
節点番号	深度z(m)	$U_v(z)$ (m)
1	0.000	0.020422
2	0.360	0.020389
3	0.720	0.020291
4	1.080	0.020129
5	1.440	0.019901
6	1.800	0.019611
7	2.160	0.019257
8	2.520	0.018843
9	2.880	0.018367
10	3.240	0.017833
11	3.600	0.017243
12	3.960	0.016597
13	4.320	0.015898
14	4.680	0.015148
15	5.040	0.014349
16	5.400	0.013505
17	5.760	0.012618
18	6.120	0.011690
19	6.480	0.010725
20	6.840	0.009726
21	7.200	0.008695
22	7.800	0.006918



### 3.3 鉛直方向断面力の計算(レベル1)

#### 3.3.1 解析モデル

マンホールの鉛直断面を、図に示すようにはり要素としてモデル化する。このはりモデルに地盤の相対変位を地盤の水平バネを介して強制変位として作用させ、部材に発生する断面力を求める。



#### 3.3.2 地盤反力係数

##### (1) 水平方向の地盤反力係数

水平方向の地盤反力係数は次式により求める。

$$k_{hi} = k_{ho} \left( \frac{B_h}{0.3} \right)^3$$

ここに、

- $k_{hi}$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $k_{ho}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)で次式により求める。

$$k_{ho} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0$$

- $\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数  $\alpha=1$  (応答変位法に限る)
- $E_0$  : 標準貫入試験のN値より  $E_0=2800N$  で推定した変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $B_h$  : 基礎の換算載荷幅 (m)で次式により求める。

$$B_h = \sqrt{A_h}$$

- $A_h$  : 水平方向載荷面積 (マンホール全面の面積) (m<sup>2</sup>)で、部材高×外径とする。  
ただし、断面形状が円形の場合は、部材高×(0.8×外径)とする。

したがって、次のようになる。

##### 水平方向載荷面積

土層番号	N値	部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	外径 (m)	$A_h$ (m <sup>2</sup> )
1	0.000	1	0.000～0.200	0.200	2.000	0.4000
2	3.000	1	0.200～7.200	7.000	2.000	14.0000
2	3.000	2	7.200～7.800	0.600	2.000	1.2000
Σ	—	—	—	—	—	15.6000

$$\begin{aligned}
 B_h &= \sqrt{A_h} \\
 &= \sqrt{15.6000} \\
 &= 3.9497
 \end{aligned}$$

水平方向地盤反力係数

土層番号	N値	$\alpha$	$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_{10}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_{11}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	1	19600.0	65333	9453
2	3.000	1	8400.0	28000	4051

(2)鉛直方向の地盤反力係数

鉛直方向の地盤反力係数は次式により求める。

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

ここに、

- $K_v$  : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>2</sup>)
- $K_{v0}$  : 次式により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0$$

- $\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数  $\alpha=1$  (応答変位法に限る)
- $E_0$  : 標準貫入試験のN値より  $E_0=2800N$  で推定した変形係数(kN/m<sup>2</sup>)
- $B_v$  : 基礎の換算載荷幅(m)で次式により求める。

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ただし、断面形状が円形の場合は、 $B_v = D$

- $A_v$  : 鉛直方向載荷面積 (マンホールの底面積) (m<sup>2</sup>)
- $D$  : マンホール底面の直径(m)

鉛直方向地盤反力係数

土層番号	N値	$\alpha$	$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_v$ (m <sup>2</sup> )	$B_v$ (m)	$k_{v0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
2	3.000	1	8400.0	4.0000	2.00000	28000	6748.8

(3)水平方向のせん断バネ係数

水平方向のせん断バネ係数は次式により求める。

$$k_s = \lambda \cdot k_v$$

ここに、

- $K_s$  : 水平方向のせん断バネ係数(kN/m<sup>2</sup>)
- $\lambda$  : 鉛直方向地盤反力係数 $K_v$ に対する水平方向せん断バネ係数 $k_s$ の比=0.30000
- $K_v$  : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>2</sup>)

水平方向のせん断バネ係数

$$\begin{aligned}
 k_s &= \lambda \cdot k_v \\
 &= 0.30000 \times 6748.8 \\
 &= 2024.6
 \end{aligned}$$

### 3.3.3 地盤のバネ

#### (1) 地盤の水平バネ

地盤の水平バネは次式により求める。

$$K_{hi} = K_{hi} \cdot A_i$$

ここに、

- $K_{hi}$  : 各節点の地盤の水平バネ (kN/m)
- $K_{hi}$  : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $A_i$  : 各節点の分担面積 (m<sup>2</sup>)

#### 地盤の水平バネ

節点番号	深さ z (m)	分担高さ H <sub>i</sub> (m)	分担幅 B <sub>i</sub> (m)	分担面積 A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	地盤反力係数 K <sub>hi</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	水平バネ K <sub>hi</sub> (kN/m)
1	0.000	0.180	2.000	0.3600	9453	3403
2	0.360	0.360	2.000	0.7200	4351	3133
3	0.720	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
4	1.080	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
5	1.440	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
6	1.800	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
7	2.160	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
8	2.520	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
9	2.880	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
10	3.240	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
11	3.600	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
12	3.960	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
13	4.320	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
14	4.680	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
15	5.040	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
16	5.400	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
17	5.760	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
18	6.120	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
19	6.480	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
20	6.840	0.360	2.000	0.7200	4051	2917
21	7.200	0.480	2.000	0.9600	4051	3889
22	7.800	0.300	2.000	0.6000	4051	2431

#### (2) 地盤の回転バネ

地盤の回転バネは次式により求める。

$$K_r = K_v \cdot I$$

ここに、

- $K_r$  : 地盤の回転バネ (kN・m/rad)
- $K_v$  : 鉛直方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $I$  : マンホール底面の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)

$$I = \frac{2.000 \times 2.000^3}{12}$$

$$= 1.333 (\text{m}^4)$$

地盤の回転バネ

$$K_s = 6749 \times 1.333$$

$$= 8998 (\text{kN} \cdot \text{m}/\text{rad})$$

(3) 底面のせん断バネ

底面のせん断バネは次式により求める。

$$K_s = k_s \cdot A_v$$

ここに、

- $K_s$  : 地盤のせん断バネ (kN/m)
- $k_s$  : 水平方向せん断バネ係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $A_v$  : マンホール底面の底面積 (m<sup>2</sup>)

地盤のせん断バネ

$$K_s = 2024.6 \times 4.0000$$

$$= 8099 (\text{kN}/\text{m})$$

3.3.4 断面力の計算

(1) フレーム入力データ

各部材のi端、j端における荷重は次式により求める。

$$P_i = D_i \cdot K_{hi}$$

ここに、

- $P_i$  : 節点iの水平方向荷重 (kN)
- $D_i$  : 節点iの地盤の相対変位 (m)
- $K_{hi}$  : 節点iの水平バネ (kN/m)

節点番号	部材番号	断面二次モーメント (m <sup>4</sup> )		部材長 (m)	水平バネ $K_{hi}$ (kN/m)		相対変位 (m)	荷重 P (kN)	
		i端	j端		i端	j端		i端	j端
1	1	1.250000	1.250000	0.360	3402.958	3132.882	0.013504	45.95	42.20
2	1	1.250000	1.250000	0.360	3132.882	2916.821	0.013471	42.20	39.01
3	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.013374	39.01	38.53
4	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.013211	38.53	37.87
5	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.012984	37.87	37.02
6	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.012693	37.02	35.99
7	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.012340	35.99	34.78
8	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.011925	34.78	33.40
9	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.011450	33.40	31.84
10	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.010916	31.84	30.12
11	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.010325	30.12	28.23
12	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.009679	28.23	26.19
13	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.008980	26.19	24.01
14	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.008230	24.01	21.68

節点番号	部材番号	断面二次モーメント(m <sup>4</sup> )		部材長(m)	水平バネK <sub>m</sub> (kN/m)		相対変位(m)	荷重P(kN)	
		i端	j端		i端	j端		i端	j端
15	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.007432	21.68	19.21
16	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.006588	19.21	16.63
17	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.005700	16.63	13.92
18	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.004772	13.92	11.11
19	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	2916.821	0.003807	11.11	8.19
20	1	1.250000	1.250000	0.360	2916.821	3889.094	0.002808	8.19	6.91
21	2	1.333333	1.333333	0.600	3889.094	10529.242	0.001778	6.91	0.00

(2)断面力の算出

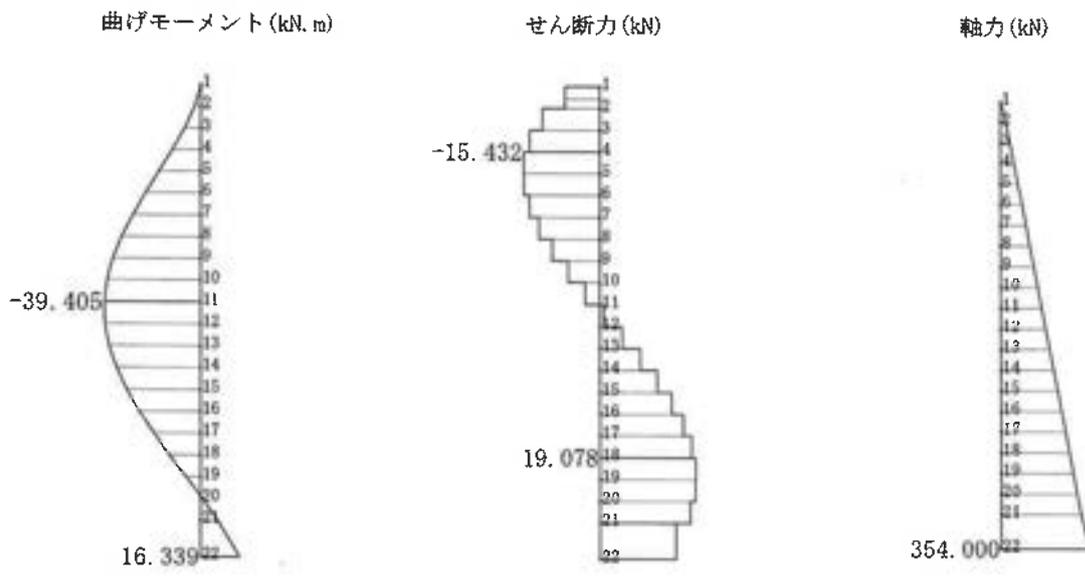
鉛直方向断面力計算結果

$S_v = 0.22663$  (m/s)

$T_s = 0.44468$  (s)

節点番号	軸力(kN)		曲げモーメント M <sub>i</sub> (kN.m)	せん断力 S <sub>i</sub> (kN)
	N <sub>i</sub> (上)	N <sub>i</sub> (下)		
1	0.0000	0.0000	0.0000	-7.0553
2	21.6600	21.6600	-2.5399	-11.6104
3	37.3200	37.3200	-6.7196	-14.2350
4	52.9800	52.9800	-11.8442	-15.4325
5	68.6400	68.6400	-17.3999	-15.3903
6	84.3000	84.3000	-22.9404	-14.2938
7	99.9600	99.9600	-28.0862	-12.3256
8	115.6200	115.6200	-32.5234	-9.6650
9	131.2800	131.2800	-36.0028	-6.4872
10	146.9400	146.9400	-38.3382	-2.9631
11	162.6000	162.6000	-39.4049	0.7415
12	178.2600	178.2600	-39.1380	4.4662
13	193.9200	193.9200	-37.5301	8.0568
14	209.5800	209.5800	-34.6297	11.3655
15	225.2400	225.2400	-30.5381	14.2515
16	240.9000	240.9000	-25.4076	16.5812
17	256.5600	256.5600	-19.4383	18.2292
18	272.2200	272.2200	-12.8758	19.0779
19	287.8800	287.8800	-6.0078	19.0186
20	303.5400	303.5400	0.8389	17.9512
21	319.2000	319.2000	7.3014	15.0631
22	354.0000	354.0000	16.3392	15.0631

(3) 断面力の分布

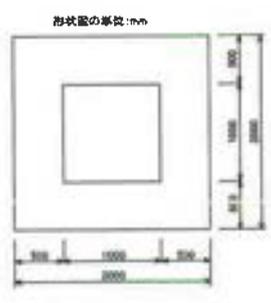


### 3.4 鉛直方向配筋データ

節点番号1下(変化部)~21

部材番号1

地表面からの深度 0.000~7.200(m)



正面

主鉄筋(前壁と後壁は対称形)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D13	20.440	2589.748

### 3.5 鉛直方向断面照査一覧表(レベル1)

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点1	節点2	節点3	節点4
曲げモーメント	$M_x$	kN.m	0.0000	-2.5399	-6.7196	-11.8442
軸力	$N_x$	kN	0.0000	21.6600	37.3200	52.9800
せん断力	$V_x$	kN	-7.0553	-11.6104	-14.2350	-15.4325
部材幅	B	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
部材高	H	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
中空幅	$B_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
中空高	$H_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
	圧縮側	$A_s'$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	—	4637.966	3369.258	2908.188
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.0000	0.0090	0.0172	0.0262
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{c,all}$	N/mm <sup>2</sup>	12.0000	12.0000	12.0000	12.0000
判定			○	○	○	○
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{s,all}$	N/mm <sup>2</sup>	270.0000	240.0000	240.0000	240.0000
判定			○	○	○	○
平均せん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.0037	0.0061	0.0075	0.0081
有効高に関する補正係数	$C_c$		0.865	0.865	0.865	0.865
引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数	$C_{p,t}$		0.773	0.773	0.773	0.773
軸方向圧縮力による補正係数	$C_p$		1.000	2.000	2.000	2.000
許容せん断応力度	$\tau_{c,all}$	N/mm <sup>2</sup>	0.2306	0.4611	0.4611	0.4611
判定			○	○	○	○

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点5	節点6	節点7	節点8
曲げモーメント	$M_x$	kN.m	-17.3999	-22.9404	-28.0862	-32.5234
軸力	$N_x$	kN	68.6400	84.3000	99.9600	115.6200
せん断力	$V_x$	kN	-15.3903	-14.2938	-12.3256	-9.6650
部材幅	B	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
部材高	H	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
中空幅	$B_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
中空高	$H_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
	圧縮側	$A_s'$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	2682.854	2567.627	2518.274	2516.539
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.0356	0.0449	0.0539	0.0623
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	12.0000	12.0000	12.0000	12.0000
判定			○	○	○	○
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{sk}$	N/mm <sup>2</sup>	240.0000	240.0000	240.0000	240.0000
判定			○	○	○	○
平均せん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.0081	0.0075	0.0065	0.0051
有効高に関する補正係数	$C_s$		0.865	0.865	0.865	0.865
引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数	$C_{pt}$		0.773	0.773	0.773	0.773
軸方向圧縮力による補正係数	$C_N$		2.000	2.000	2.000	2.000
許容せん断応力度	$\tau_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	0.4611	0.4611	0.4611	0.4611
判定			○	○	○	○

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点9	節点10	節点11	節点12
曲げモーメント	$M_x$	kN.m	-36.0028	-38.3382	-39.4049	-39.1380
軸力	$N_x$	kN	131.2800	146.9400	162.6000	178.2600
せん断力	$V_x$	kN	-6.4872	-2.9631	0.7415	4.4662
部材幅	B	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
部材高	H	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
中空幅	$B_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
中空高	$H_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効幅	$b_v$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
	圧縮側	$A_s'$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	2555.532	2635.028	2760.301	2942.998
コンクリート材料強度	$f'_c$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.0701	0.0769	0.0828	0.0877
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	12.0000	12.0000	12.0000	12.0000
判定			○	○	○	○
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{ss}$	N/mm <sup>2</sup>	240.0000	240.0000	240.0000	240.0000
判定			○	○	○	○
平均せん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.0034	0.0016	0.0004	0.0024
有効高に関する補正係数	$C_v$		0.865	0.865	0.865	0.865
引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数	$C_{vt}$		0.773	0.773	0.773	0.773
軸方向圧縮力による補正係数	$C_u$		2.000	2.000	2.000	2.000
許容せん断応力度	$\tau_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	0.4611	0.4611	0.4611	0.4611
判定			○	○	○	○

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点13	節点14	節点15	節点16
曲げモーメント	$M_x$	kN.m	-37.5301	-34.6297	-30.5381	-25.4076
軸力	$N_x$	kN	193.9200	209.5800	225.2400	240.9000
せん断力	$V_x$	kN	8.0568	11.3655	14.2515	16.5812
部材幅	B	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
部材高	H	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
中空幅	$B_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
中空高	$H_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効幅	$b_v$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
	圧縮側	$A_s'$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	3204.241	3581.772	4146.445	5044.736
コンクリート材料強度	$f'_c$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_y$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.0916	0.0945	0.0964	0.0976
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{c,u}$	N/mm <sup>2</sup>	12.0000	12.0000	12.0000	12.0000
判定			○	○	○	○
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{s,u}$	N/mm <sup>2</sup>	240.0000	240.0000	240.0000	240.0000
判定			○	○	○	○
平均せん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.0042	0.0060	0.0075	0.0087
有効高に関する補正係数	$C_v$		0.865	0.865	0.865	0.865
引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数	$C_{v,t}$		0.773	0.773	0.773	0.773
軸方向圧縮力による補正係数	$C_v$		2.000	2.000	2.000	2.000
許容せん断応力度	$\tau_{u,v}$	N/mm <sup>2</sup>	0.4611	0.4611	0.4611	0.4611
判定			○	○	○	○

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点17	節点18	節点19	節点20
曲げモーメント	$M_u$	kN.m	-19.4383	-12.8758	-6.0078	0.8389
軸力	$N_u$	kN	256.5600	272.2200	287.8800	303.5400
せん断力	$V_u$	kN	18.2292	19.0779	19.0186	17.9512
部材幅	B	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
部材高	H	mm	2000.0	2000.0	2000.0	2000.0
中空幅	$E_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
中空高	$H_o$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効幅	$b_v$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	1900.0	1900.0	1900.0	1900.0
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
	圧縮側	$A_s'$	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748	D13×20.44 2589.748
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	6630.494	10019.068	21441.605	155351.271
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	0.0982	0.0983	0.0981	0.0993
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{cs,lim}$	N/mm <sup>2</sup>	12.0000	12.0000	12.0000	12.0000
判定			○	○	○	○
鉄筋引張応力度	$\sigma_{st}$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{st,lim}$	N/mm <sup>2</sup>	240.0000	240.0000	240.0000	240.0000
判定			○	○	○	○
平均せん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.0096	0.0100	0.0100	0.0094
有効高に関する補正係数	$C_v$		0.865	0.865	0.865	0.865
引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数	$C_{pt}$		0.773	0.773	0.773	0.773
軸方向圧縮力による補正係数	$C_n$		2.000	2.000	2.000	2.000
許容せん断応力度	$\tau_{cs,lim}$	N/mm <sup>2</sup>	0.4611	0.4611	0.4611	0.4611
判定			○	○	○	○

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点21
曲げモーメント	$M_x$	kN・m	7.3014
軸力	$N_x$	kN	319.2000
せん断力	$V_x$	kN	15.0631
部材幅	B	mm	2000.0
部材高	H	mm	2000.0
中空幅	$B_o$	mm	1000.0
中空高	$H_o$	mm	1000.0
有効幅	$b_e$	mm	1000.0
有効高	d	mm	1900.0
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup> D13×20.44 2589.748
	圧縮側	$A_s'$	mm <sup>2</sup> D13×20.44 2589.748
ヤング係数比	n		15
中立軸	X	mm	19649.857
コンクリート材料強度	$f'_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0
鉄筋材料強度	$f_{ys}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	0.1093
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	12.0000
判定			○
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000
鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{ss}$	N/mm <sup>2</sup>	240.0000
判定			○
平均せん断応力度	$\tau$	N/mm <sup>2</sup>	0.0079
有効高に関する補正係数	$C_v$		0.865
引張主鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数	$C_{pt}$		0.773
軸方向圧縮力による補正係数	$C_n$		2.000
許容せん断応力度	$\tau_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	0.4611
判定			○

### 3.6 水平方向断面力の計算(レベル1)

#### 3.6.1 各節点深度における水平荷重の算出

各節点深度における水平荷重を算出し、常時荷重として作用させる。

節点番号	深度 Z(m)	層厚 h(m)	土の単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静止土圧係数K	$\Sigma \gamma h$ (kN/m <sup>2</sup> )	水平土圧 $P_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	水圧 $P_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	地表面荷重による水平土圧 $P_3$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.200	0.200	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
土	0.200	0.000	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.360	0.160	6.80	0.500	1.088	0.544	1.600	0.000
3	0.720	0.360	6.80	0.500	3.536	1.768	5.200	0.000
4	1.080	0.360	6.80	0.500	5.984	2.992	8.800	0.000
5	1.440	0.360	6.80	0.500	8.432	4.216	12.400	0.000
6	1.800	0.360	6.80	0.500	10.880	5.440	16.000	0.000
7	2.160	0.360	6.80	0.500	13.328	6.664	19.600	0.000
8	2.520	0.360	6.80	0.500	15.776	7.888	23.200	0.000
9	2.880	0.360	6.80	0.500	18.224	9.112	26.800	0.000
10	3.240	0.360	6.80	0.500	20.672	10.336	30.400	0.000
11	3.600	0.360	6.80	0.500	23.120	11.560	34.000	0.000
12	3.960	0.360	6.80	0.500	25.568	12.784	37.600	0.000
13	4.320	0.360	6.80	0.500	28.016	14.008	41.200	0.000
14	4.680	0.360	6.80	0.500	30.464	15.232	44.800	0.000
15	5.040	0.360	6.80	0.500	32.912	16.456	48.400	0.000
16	5.400	0.360	6.80	0.500	35.360	17.680	52.000	0.000
17	5.760	0.360	6.80	0.500	37.808	18.904	55.600	0.000
18	6.120	0.360	6.80	0.500	40.256	20.128	59.200	0.000
19	6.480	0.360	6.80	0.500	42.704	21.352	62.800	0.000
20	6.840	0.360	6.80	0.500	45.152	22.576	66.400	0.000
21	7.200	0.360	6.80	0.500	47.600	23.800	70.000	0.000
22	7.800	0.600	6.80	0.500	51.680	25.840	76.000	0.000

節点番号	深さ (m)	相対変位 (m)	部材変位 (m)	変位差 (m)	地盤反力係数 kh(kN/m <sup>3</sup> )	地盤反力 $\omega_v$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	0.013504	0.015577	0.002073	9453	19.5980
2	0.360	0.013471	0.014925	0.001454	4351	6.3265
3	0.720	0.013374	0.014273	0.000900	4051	3.6453
4	1.080	0.013211	0.013621	0.000411	4051	1.6631
5	1.440	0.012984	0.012969	-0.000014	4051	-0.0586
6	1.800	0.012693	0.012317	-0.000376	4051	-1.5229

節点番号	深さ (m)	相対変位 (m)	部材変位 (m)	変位差 (m)	地盤反力係数 kh (kN/m <sup>3</sup> )	地盤反力 ω <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
7	2.160	0.012340	0.011665	-0.000675	4051	-2.7336
8	2.520	0.011925	0.011013	-0.000912	4051	-3.6953
9	2.880	0.011450	0.010360	-0.001089	4051	-4.4136
10	3.240	0.010916	0.009708	-0.001208	4051	-4.8946
11	3.600	0.010325	0.009055	-0.001270	4051	-5.1452
12	3.960	0.009679	0.008402	-0.001277	4051	-5.1732
13	4.320	0.008980	0.007749	-0.001231	4051	-4.9870
14	4.680	0.008230	0.007096	-0.001134	4051	-4.5954
15	5.040	0.007432	0.006442	-0.000989	4051	-4.0083
16	5.400	0.006588	0.005789	-0.000799	4051	-3.2358
17	5.760	0.005700	0.005135	-0.000565	4051	-2.2888
18	6.120	0.004772	0.004481	-0.000291	4051	-1.1788
19	6.480	0.003807	0.003828	0.000020	4051	0.0824
20	6.840	0.002808	0.003174	0.000366	4051	1.4824
21	7.200	0.001778	0.002520	0.000743	4051	3.0084
22	7.800	0.000000	0.001431	0.001431	4051	5.7956

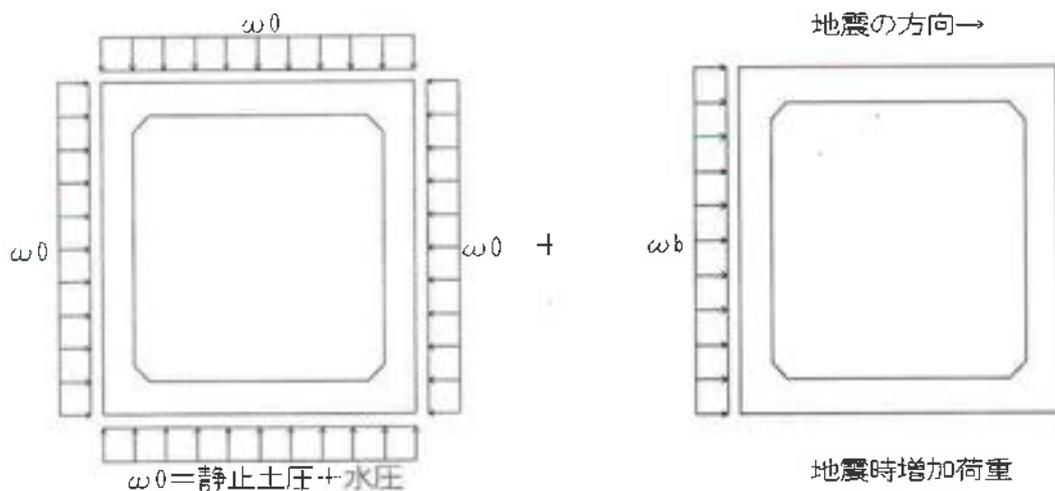
※地盤反力は、地盤の相対変位とフレーム解析で得られた部材変位との差に、地盤反力係数を乗じて算出

### 3.6.2 照査断面が矩形の場合

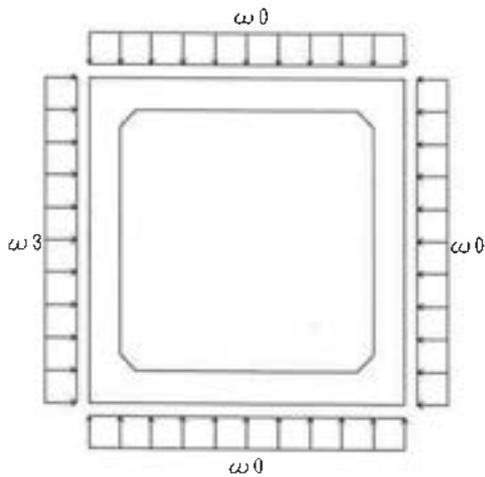
#### (1) 計算仮定

断面力の計算は、応答変位による地盤反力を地震時増加荷重と考えて、次に示す荷重条件により行う。

また、地震時躯体に作用する周辺地盤の側圧として(静止土圧+水圧+地表面荷重による水平土圧)を考える。



各節点の水平断面に作用する荷重は次に示す荷重の組み合わせによる。



ここに、

$\omega_0$ : 常時荷重 (静止土圧+水圧+地表面荷重による水平土圧)

$\omega_b$ : 地震時増加荷重 (応答変位による地盤反力)

$\omega_3$ :  $\omega_0 + \omega_b$  ( $\omega_b \geq 0$ の場合)

$\omega_3 - \omega_b$  ( $\omega_b < 0$ の場合)

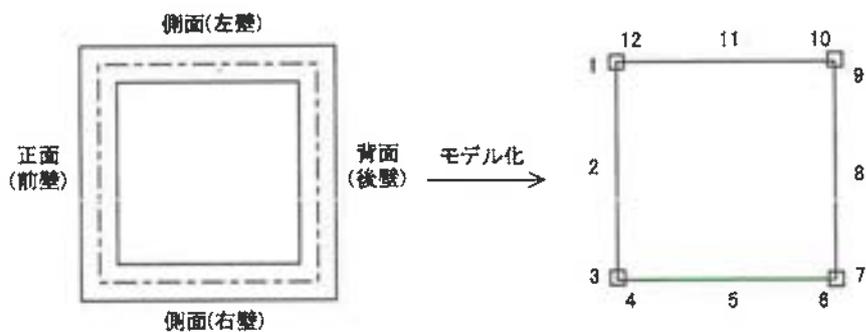
矩形断面に作用する荷重

節点 番号	$\omega_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\omega_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\omega_3$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	19.598	19.598
2	2.144	6.327	8.471
3	6.968	3.645	10.613
4	11.792	1.663	13.455
5	16.616	-0.059	16.675
6	21.440	-1.523	22.963
7	26.264	-2.734	28.998
8	31.088	-3.695	34.783
9	35.912	-4.414	40.326
10	40.736	-4.895	45.631
11	45.560	-5.145	50.705
12	50.384	-5.173	55.557
13	55.208	-4.987	60.195
14	60.032	-4.595	64.627
15	64.856	-4.008	68.864
16	69.680	-3.236	72.916
17	74.504	-2.289	76.793
18	79.328	-1.179	80.507
19	84.152	0.082	84.234
20	88.976	1.482	90.458
21	93.800	3.008	96.808

(2) フレームモデル

以上の荷重を、次のようにモデル化した断面に載荷し、フレーム解析を行う。

地震の方向 →



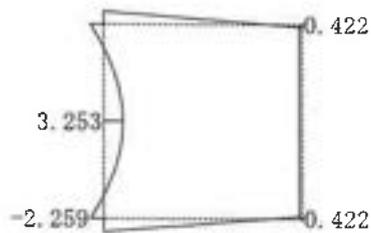
図中の数字は、断面照査の着目位置の点番号

(3) 矩形断面の断面力

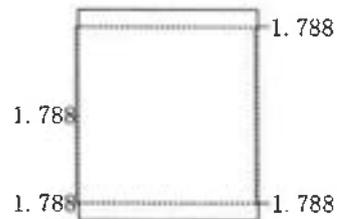
【前後方向地震動】

・ 節点1

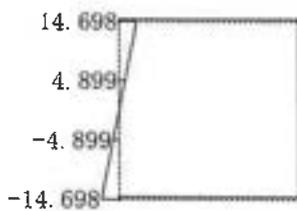
No.	照査位置	距離 (m)	曲げモーメント (kN.m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1	点1(端部)	0.000	-2.2594	1.7877	14.6985
2	点1(h/2)	0.500	2.6401	1.7877	4.8995
3	点2(中央部)	0.750	3.2525	1.7877	0.0000
4	点3(h/2)	1.000	2.6401	1.7877	-4.8995
5	点3(端部)	1.500	-2.2594	1.7877	-14.6985
6	点7(端部)	0.000	0.4221	-1.7877	0.0000
7	点8(中央部)	0.000	0.4221	-1.7877	0.0000
8	点7(h/2)	0.500	0.4221	-1.7877	0.0000
9	点9(h/2)	1.000	0.4221	-1.7877	0.0000
10	点9(端部)	1.500	0.4221	-1.7877	0.0000



曲げモーメント図



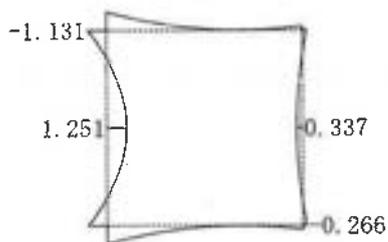
軸力図



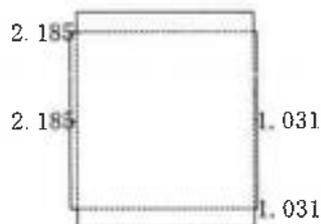
せん断力図

・節点2

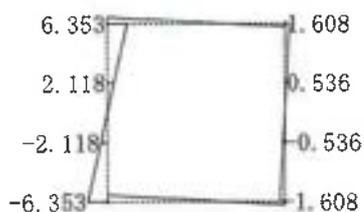
No.	照査位置	距離 (m)	曲げモーメント (kN.m)	軸力 (kN)	せん断力 (kN)
1	点1(端部)	0.000	-1.1314	2.1851	6.3529
2	点1(h/2)	0.500	0.9863	2.1851	2.1176
3	点2(中央部)	0.750	1.2510	2.1851	0.0000
4	点3(h/2)	1.000	0.9863	2.1851	-2.1176
5	点3(端部)	1.500	-1.1314	2.1851	-6.3529
6	点7(端部)	0.000	-0.2857	1.0309	1.6080
7	点7(h/2)	0.500	0.2703	1.0309	0.5360
8	点8(中央部)	0.750	0.3373	1.0309	0.0000
9	点9(h/2)	1.000	0.2703	1.0309	-0.5360
10	点9(端部)	1.500	-0.2657	1.0309	-1.6080



曲げモーメント図



軸力図



せん断力図