

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 = 0.650 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 217.633 - \frac{0.650}{2.600} \times (217.633 + 217.633) \\ &= 108.817 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

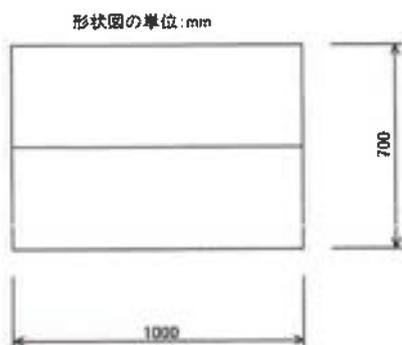
照査位置 X = 0.650 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 217.633 - \frac{0.650}{2.600} \times (217.633 + 217.633) \\ &= 108.817 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

### 2.4.3 断面照査

【部材番号 3】〈前後方向〉

地表面からの深度 9.000~9.700(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	D22	4.000	1548.400

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	D22	4.000	1548.400

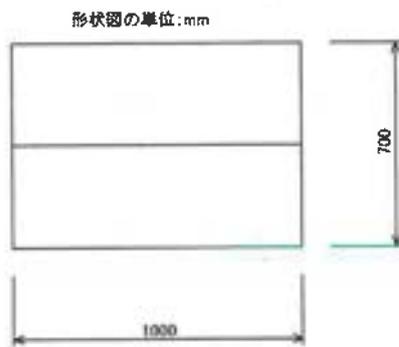
[1] 常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-66.7673	35.7038	-66.7673
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	108.8166
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	700.0	700.0	700.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	590.0	590.0	590.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D22×4.00 1548.40	D22×4.00 1548.40	D22×4.00 1548.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1180.00	1180.00	—
	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	143.8965	143.8965	143.8965
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>	1.7109	0.9149	—
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	79.5635	42.5465	—
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>	—	—	0.1844
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.234
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.962
軸方向圧縮力による補正係数	C <sub>s</sub>		—	—	1.000
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2732
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	$\tau_o$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.7575
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 3】〈左右方向〉

地表面からの深度 9.000~9.700 (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	D22	4.000	1548.400

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	D22	4.000	1548.400

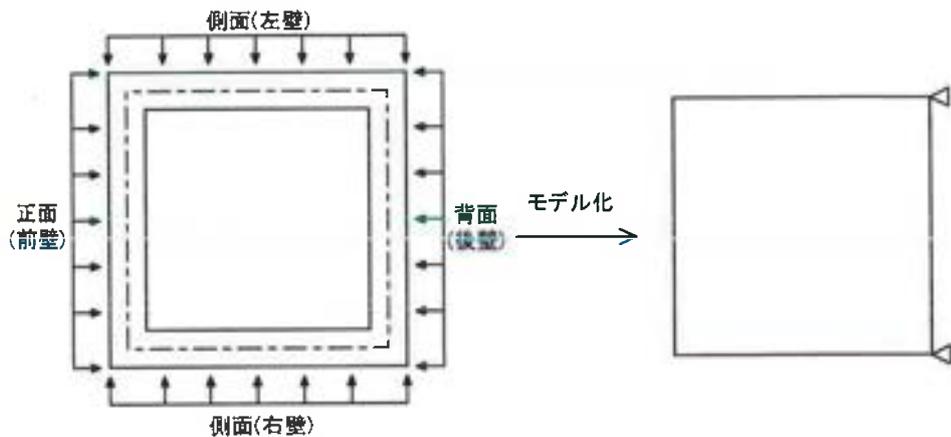
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-66.7673	35.7038	-66.7673
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	108.8166
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	700.0	700.0	700.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	590.0	590.0	590.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D22×4.00 1548.40	D22×4.00 1548.40	D22×4.00 1548.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1180.00	1180.00	—
	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	143.8965	143.8965	143.8965
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>	1.7109	0.9149	—
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	79.5635	42.5465	—
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>	—	—	0.1844
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.234
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.962
軸方向圧縮力による補正係数	C <sub>v</sub>		—	—	1.000
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.2732
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.7575
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。

## 2.5 側壁の計算

### 2.5.1 フレームモデル



[1] 常時

部材番号	部材名称	荷重 $p$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	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 $I$ ( $\text{m}^4$ )
2		90.000	0.600	0.018000	0.600	0.018000

### 2.5.2 断面力の計算

【部材番号 2】

[1] 常時

前壁

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-50.700	117.000	117.000
2	0.600	h/2点	3.300	63.000	117.000
3	1.300	中央部	25.350	0.000	117.000
4	2.000	h/2点	3.300	-63.000	117.000
5	2.600	端部	-50.700	-117.000	117.000

後壁

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-50.700	117.000	117.000
2	0.600	h/2点	3.300	63.000	117.000
3	1.300	中央部	25.350	0.000	117.000
4	2.000	h/2点	3.300	-63.000	117.000
5	2.600	端部	-50.700	-117.000	117.000

左壁

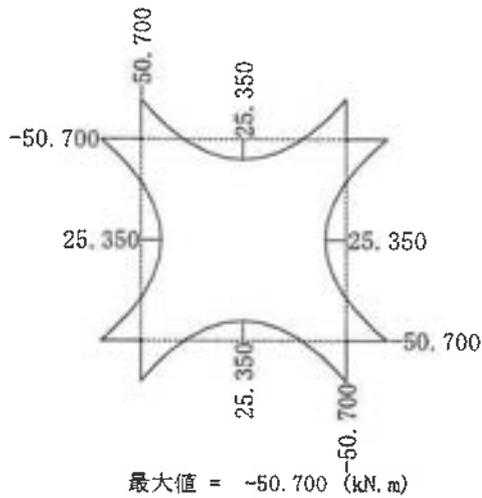
No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-50.700	117.000	117.000
2	0.600	h/2点	3.300	63.000	117.000

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
3	1.300	中央部	25.350	0.000	117.000
4	2.000	h/2点	3.300	-63.000	117.000
5	2.600	端部	-50.700	-117.000	117.000

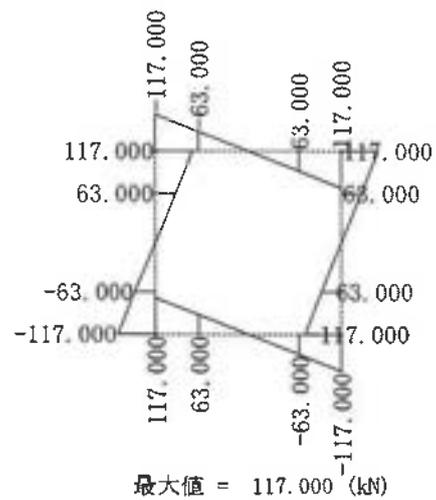
右壁

No	距離(m)	位置	M(kN.m)	S(kN)	N(kN)
1	0.000	端部	-50.700	117.000	117.000
2	0.600	h/2点	3.300	63.000	117.000
3	1.300	中央部	25.350	0.000	117.000
4	2.000	h/2点	3.300	-63.000	117.000
5	2.600	端部	-50.700	-117.000	117.000

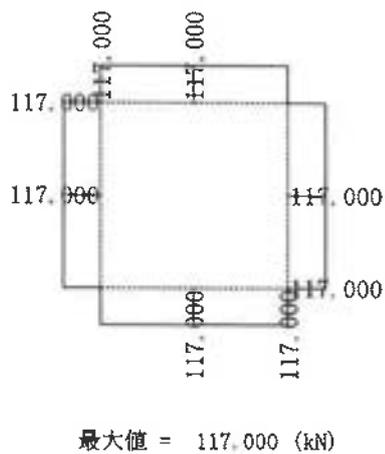
曲げモーメント



せん断力



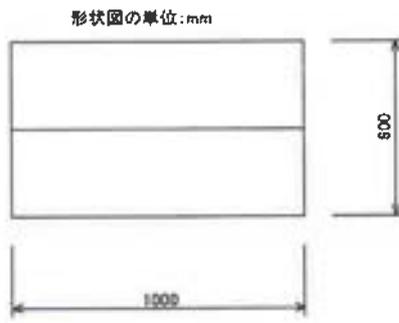
軸力



### 2.5.3 断面照査

【部材番号 2】〈前後壁 水平方向〉

地表面からの深度 0.500~9.000(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

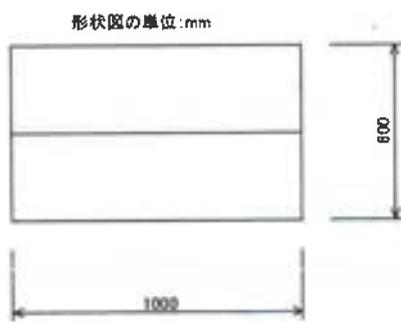
[1] 常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-50.7000	25.3500	3.3000
軸力	N	kN	117.0000	117.0000	117.0000
せん断力	V	kN	—	—	63.0000
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	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	圧縮側	As'	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	—
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	156.00	117.00	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	186.7429	322.9611	1201.1148
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>	1.8129	0.7695	—
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	45.6162	6.3270	—
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>	—	—	0.1260
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.286
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.929
軸方向圧縮力による補正係数	Cn		—	—	2.000
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.5496
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	$\tau_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.6038
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】<左右壁 水平方向>

地表面からの深度 0.500~9.000(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	-50.7000	25.3500	3.3000
軸力	N	kN	117.0000	117.0000	117.0000
せん断力	V	kN	—	—	-63.0000
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	D19×4.00 1146.00
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	—
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	156.00	117.00	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	186.7429	322.9611	1201.1148
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	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	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.8129	0.7695	—
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	45.6162	6.3270	—
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>	—	—	0.1260
有効高に関する補正係数	C <sub>e</sub>		—	—	1.286
引張主鉄筋比P <sub>t</sub> に関する補正係数	C <sub>pt</sub>		—	—	0.929
軸方向圧縮力による補正係数	C <sub>n</sub>		—	—	2.000
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.5496
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	$\tau_c$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.6038
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。

## 2.6 安定計算

### 2.6.1 浮き上がりに対する安定

#### (1) 浮力

$$U = \gamma_w \cdot V_h$$

ここに、

U : 浮力 (kN)

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

$V_h$  : 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	3.200×3.200×0.500	5.120
2	3.200×3.200×8.500	87.040
3	3.200×3.200×0.700	7.168
合計	—	99.328

$$\begin{aligned} U &= 10.000 \times 99.328 \\ &= 993.280 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### (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

$$\begin{aligned} W &= 1600.536 + 0.000 \\ &= 1600.536 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### (3) 安全率

$$\text{安全率 } F = \frac{W}{U}$$

#### [1] 常時

$$\begin{aligned} F &= \frac{1600.536}{993.280} \\ &= 1.611 \geq \text{許容安全率 } F_a = 1.200 \end{aligned}$$

## 構造計算

第3調整池（オリフィス柵）（各調整池共通）

# 第3調整池 (オリフィス柵)

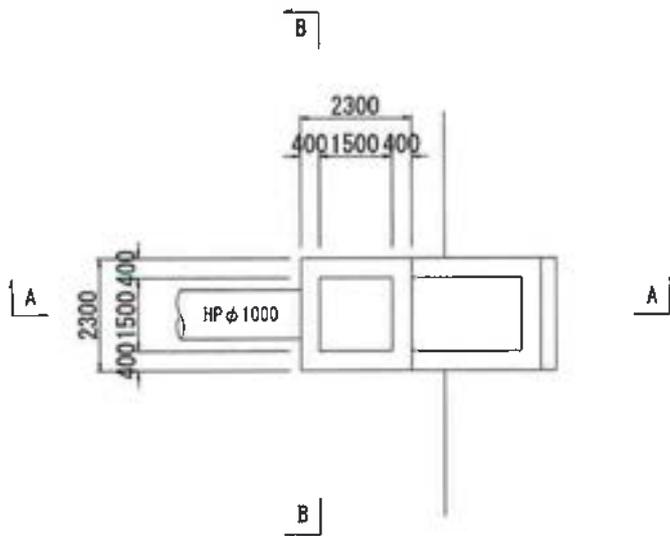
縮尺 1:150

設計条件

断面図



平面図

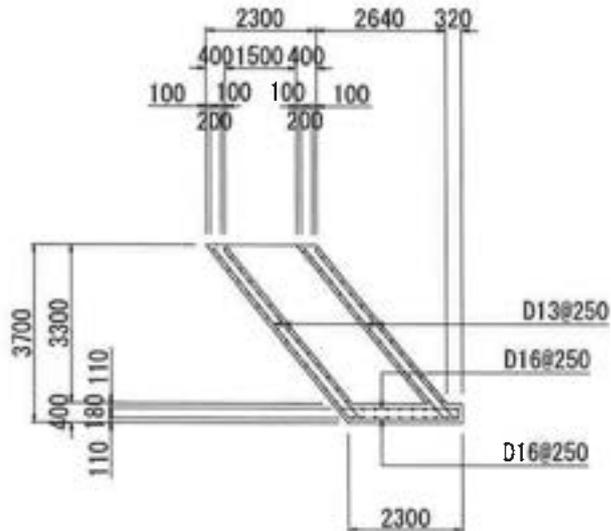


配筋要領

第3調整池  
(オリフィス柵)

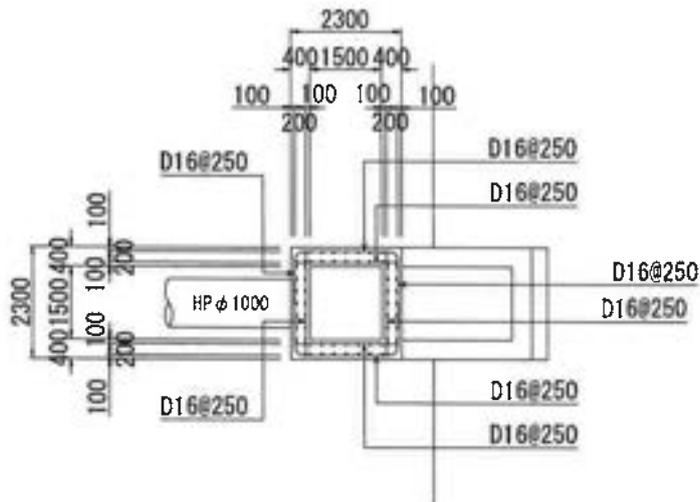
縮尺 1:150

断面図



※底版の直交する  
鉄筋は同径とする

平面図



鉄筋被り

各項目	主鉄筋被り
側壁	100mm
底版	110mm

※鉄筋中心から軽体面までの距離

# 1章 設計条件

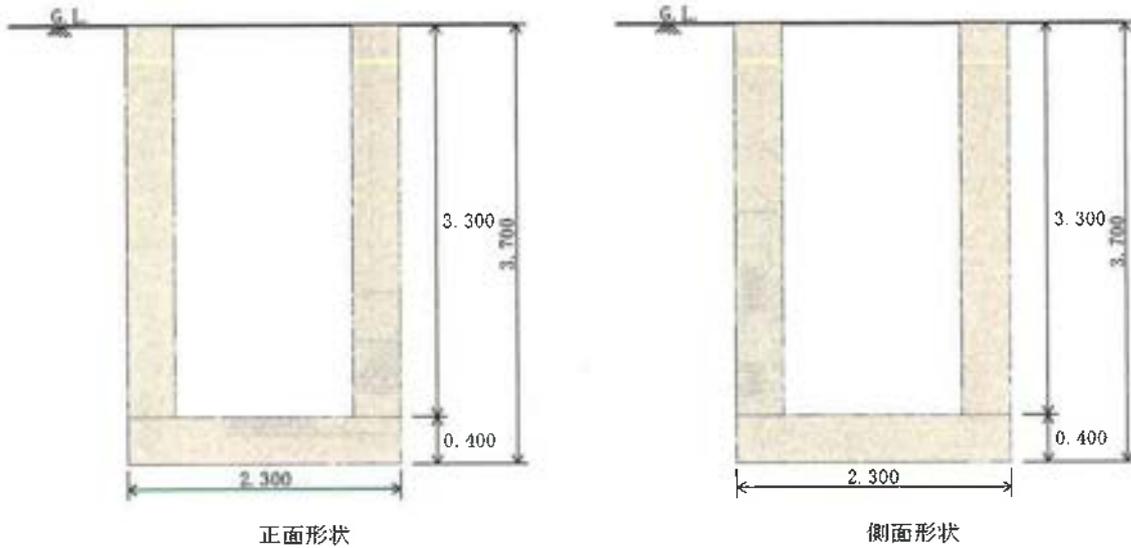
## 1.1 設計対象

計算対象 : 常時, レベル2地震動  
 地域区分 : A

## 1.2 形式

現場打ちマンホール

## 1.3 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		矩形	2.300	1.500	2.300	1.500	0.000
2		矩形	2.300	0.000	2.300	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		矩形	2.300	1.500	2.300	1.500	0.000
2		矩形	2.300	0.000	2.300	0.000	0.000

## 1.4 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	3.300	3.300	側壁	○	○	7
2	3.700	0.400	底版	○	—	1

### 1.5 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

### 1.6 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  $\gamma_c = 24.50$  (kN/m<sup>3</sup>)

### 1.7 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

### 1.8 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	RC (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

安全係数

材料係数

曲げ耐力用

コンクリート  $\gamma_m : 1.00$

鉄筋  $\gamma_m : 1.00$

せん断耐力用

コンクリート  $\gamma_m : 1.00$

鉄筋  $\gamma_m : 1.00$

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  $\gamma_s : 1.00$

### 1.9 地下水位

地表面からの深さH : 0.000 (m)  
 単位重量 : 10.0 (kN/m<sup>3</sup>)

### 1.10 地盤条件

鉛直方向の地盤反力係数Kvに対する水平方向せん断バネ係数Ksの比λ : 0.30000

レベル2の算出方法

表層のTsの算出方法 :  $T_s = 1.25T_0$

設計応答速度Sv

Sv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 α	せん断弾性波速度 V <sub>si</sub> (m/s)	低減係数 DE レベル2
					大気中 γ	水中 γ'				
1	7.226	7.226	砂質土	3.000	13.300	4.300	0.5000	1.0000	115.380	1.000

表層地盤の動的ポアソン比  $\nu_0 = 0.50$

基盤層データ

単位体積重量  $\gamma = 22.000$  (kN/m<sup>3</sup>)

動的ポアソン比  $\nu_0 = 0.30$

せん断弾性波速度V<sub>bs</sub> = 300.000 (m/s)

### 1.11 荷重

載荷荷重

[1]常時

Case No.	名称	タイプ	載荷強度 (kN/m <sup>2</sup> )
1	車両荷重	後輪荷重(T-25)	100.000

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		$(2.300 \times 2.300 - 1.500 \times 1.500) \times 3.300 \times 24.500$	245.784
				累計 $W_c2$ 245.784
2	底版		$2.300 \times 2.300 \times 0.400 \times 24.500$	51.842
				累計 $W_c$ 297.626

#### 2.1.2 底版に作用する水圧

$$\begin{aligned}
 W_w &= \gamma_w \cdot (h - h_w) \\
 &= 10.000 \times (3.700 - 0.000) \\
 &= 37.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

ここに、

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

## 2.2 水平荷重

### 2.2.1 水平土圧、水圧

側壁部材に作用する水平荷重は以下により算出する。

#### (1) 常時土圧

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

ここに、

- $P_s$  : 水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_0$  : 静止土圧係数
- $\gamma_t$  : 上の湿潤単位重量 (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、

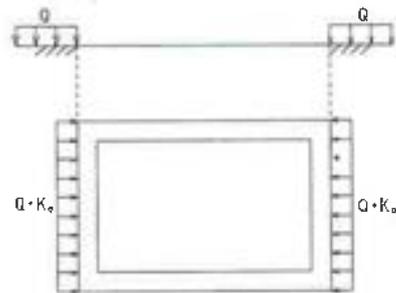
- $P_w$  : 水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h_w$  : 地下水位面からの距離 (m)

#### (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	4.300	0.000	0.000	5.000	5.000
1	1	3.300	側壁	下端	4.300	7.095	33.000	5.000	45.095
2	1	3.500	底版	中央	4.300	7.525	35.000	5.000	47.525

## 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】

$$A = 2.300 \times 2.300 = 5.290 \text{ (m}^2\text{)}$$

#### [1] 常時

$$\begin{aligned} W3 &= \frac{245.784 + 0.000}{5.290} + 0.000 \\ &= 46.462 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

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

$$\text{地盤反力度 } 46.462 \text{ (kN/m}^2\text{)} \geq \text{水圧 } 37.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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】

[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。

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

$$Q = \alpha \cdot w \cdot l_x$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

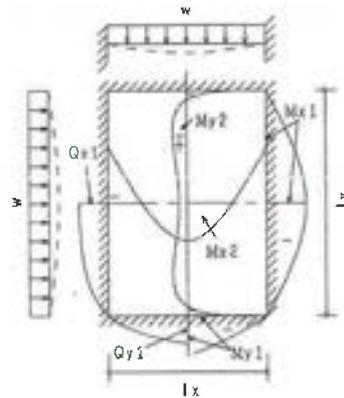
w : 分布荷重 = 46.462 (kN/m<sup>2</sup>)

l<sub>x</sub> : 短辺方向長さ = 1.900 (m)

l<sub>y</sub> : 長辺方向長さ = 1.900 (m)

α : l<sub>y</sub>/l<sub>x</sub> より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.000$$



#### 1) 曲げモーメント

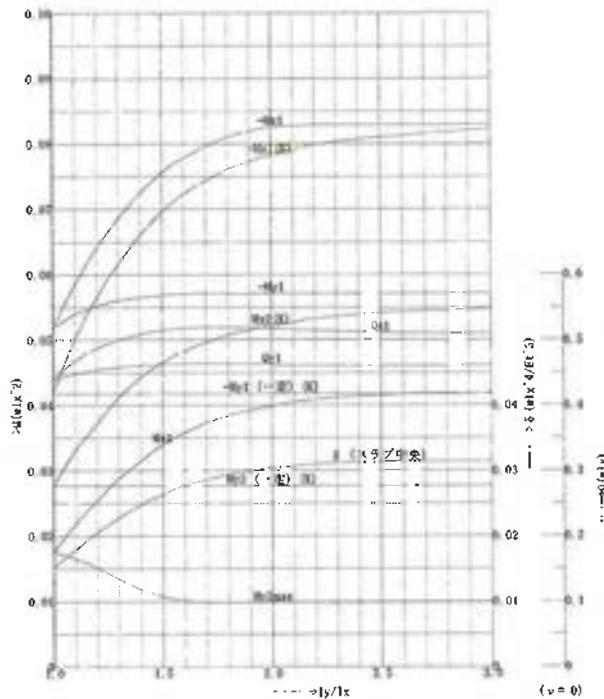
短辺方向	係数 α	M (kN.m)
M <sub>x1</sub>	-0.0518	-8.688
M <sub>x2</sub>	0.0277	4.646

長辺方向	係数 α	M (kN.m)
M <sub>y1</sub>	-0.0518	-8.688
M <sub>y2</sub>	0.0277	4.646
M <sub>y2max</sub>	0.0176	2.952

#### 2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Q <sub>x1</sub>	0.4390	38.754

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Q <sub>y1</sub>	0.4390	38.754



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 = 0.400 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 38.754 - \frac{0.400}{1.900} \times (38.754 + 38.754) \\ &= 22.437 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

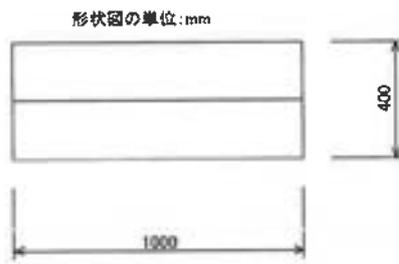
照査位置 X = 0.400 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 38.754 - \frac{0.400}{1.900} \times (38.754 + 38.754) \\ &= 22.437 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

### 2.3.3 断面照査

【部材番号 2】〈前後方向〉

地表面からの深度 3.300~3.700(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>3</sup> )
1	110.00	250.0	D16	4.000	794.400

#### 主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>3</sup> )
1	110.00	250.0	D16	4.000	794.400

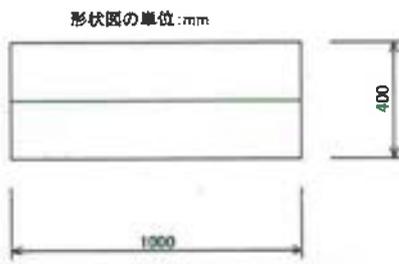
[1] 常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-8.6883	4.6461	-8.6883
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	22.4365
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	290.0	290.0	290.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	580.00	580.00	—
	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	72.0703	72.0703	72.0703
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>	0.9066	0.4848	—
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	41.1193	21.9885	—
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>	—	—	0.0774
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.400
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.974
軸方向圧縮力による補正係数	C <sub>v</sub>		—	—	1.000
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.3136
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	$\tau_{cs}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.4449
コンクリート許容付着応力度	$\tau_{cw}$	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】〈左右方向〉

地表面からの深度 3.300~3.700(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>3</sup> )
1	110.00	250.0	D16	4.000	794.400

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>3</sup> )
1	110.00	250.0	D16	4.000	794.400

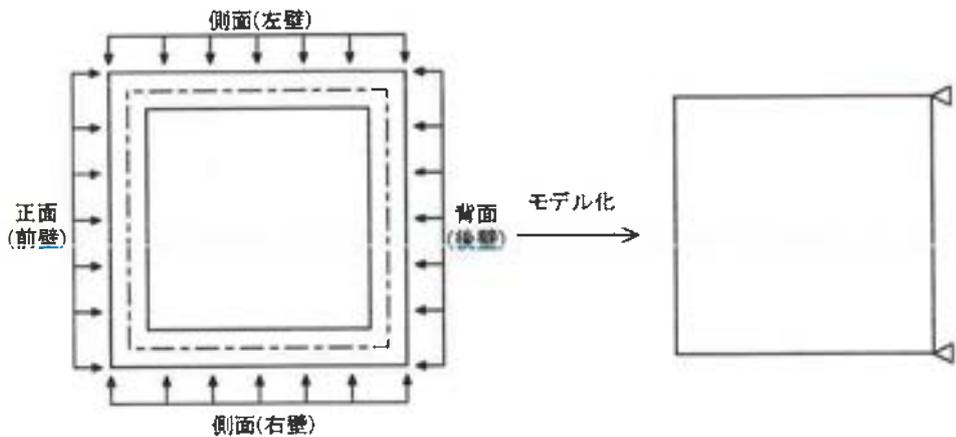
[1] 常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-8.6883	4.6461	-8.6883
軸力	N	kN	—	—	—
せん断力	V	kN	—	—	22.4365
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	290.0	290.0	290.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	580.00	580.00	—
	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	72.0703	72.0703	72.0703
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>	0.9066	0.4848	—
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	41.1193	21.9885	—
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>	—	—	0.0774
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.400
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.974
軸方向圧縮力による補正係数	Cu		—	—	1.000
許容せん断応力度	$\tau_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.3136
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	$\tau_s$	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.4449
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。

## 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 $P$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	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		46.096	0.400	0.005333	0.400	0.005333

### 2.4.2 断面力の計算

【部材番号 1】

[1]常時

前壁

No	距離 (m)	位置	M (kN.m)	S (kN)	N (kN)
1	0.000	端部	-13.566	42.840	42.840
2	0.400	h/2点	-0.038	24.802	42.840
3	0.950	中央部	6.783	0.000	42.840
4	1.500	h/2点	-0.038	-24.802	42.840
5	1.900	端部	-13.566	-42.840	42.840

後壁

No	距離 (m)	位置	M (kN.m)	S (kN)	N (kN)
1	0.000	端部	-13.566	42.840	42.840
2	0.400	h/2点	-0.038	24.802	42.840
3	0.950	中央部	6.783	0.000	42.840
4	1.500	h/2点	-0.038	-24.802	42.840
5	1.900	端部	-13.566	-42.840	42.840

左壁

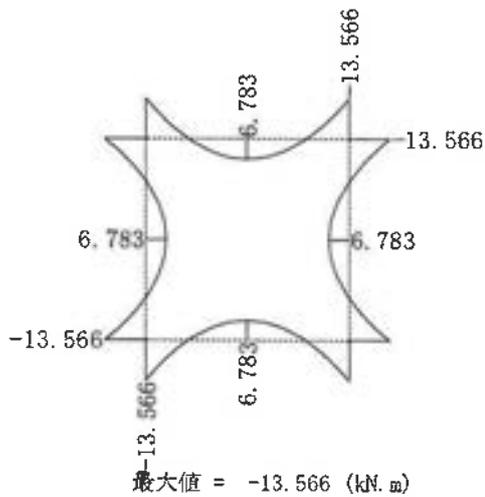
No	距離 (m)	位置	M (kN.m)	S (kN)	N (kN)
1	0.000	端部	-13.566	42.840	42.840
2	0.400	h/2点	-0.038	24.802	42.840

No	距離 (m)	位置	M (kN.m)	S (kN)	N (kN)
3	0.950	中央部	6.783	0.000	42.840
4	1.500	h/2点	-0.038	-24.802	42.840
5	1.900	端部	-13.566	-42.840	42.840

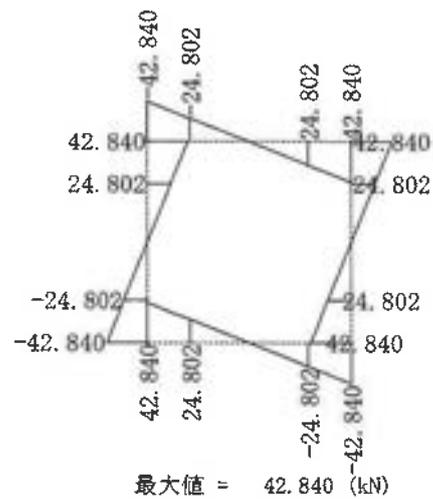
右壁

No	距離 (m)	位置	M (kN.m)	S (kN)	N (kN)
1	0.000	端部	-13.566	42.840	42.840
2	0.400	h/2点	-0.038	24.802	42.840
3	0.950	中央部	6.783	0.000	42.840
4	1.500	h/2点	-0.038	-24.802	42.840
5	1.900	端部	-13.566	-42.840	42.840

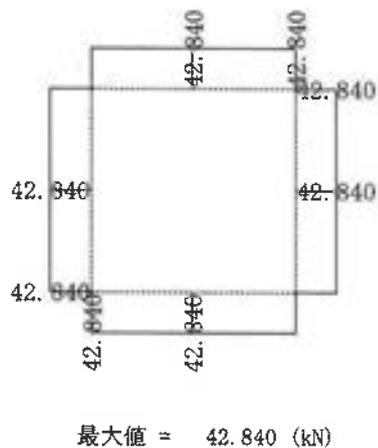
曲げモーメント



せん断力



軸力



2.4.3 断面照査

【部材番号 1】〈前後壁 水平方向〉

地表面からの深度 0.000~3.300(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	D16	4.000	794.400

主鉄筋 (内側)

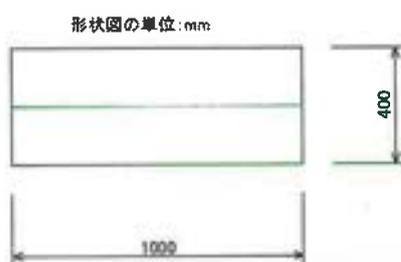
段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D16	4.000	794.400

[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	-13.5661	6.7830	-0.0376
軸力	N	kN	42.8403	42.8403	42.8402
せん断力	V	kN	—	—	-24.8023
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	300.0	300.0	300.0
主鉄筋 鉄筋量	引張側	As	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40
	圧縮側	As'	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot d$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / \sigma_{ca}$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	600.00	600.00	—
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	57.12	42.84	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	110.6635	185.9247	3711.7740
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>	1.2261	0.5001	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	31.4675	4.6030	—
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>	—	—	0.0827
有効高に関する補正係数	Ce		—	—	1.400
引張主鉄筋比Ptに関する補正係数	Cpt		—	—	0.965
軸方向圧縮力による補正係数	Cw		—	—	2.000
許容せん断応力度	τ <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.6213
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.4754
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。

【部材番号 1】 <左右壁 水平方向>  
 地表面からの深度 0.000~3.300(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	D16	4.000	794.400

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	D16	4.000	794.400

[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	-13.5661	6.7830	-0.0376
軸力	N	kN	42.8403	42.8403	42.8403
せん断力	V	kN	—	—	24.8023
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0
有効幅	b <sub>w</sub>	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	300.0	300.0	300.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	A <sub>s</sub>	mm <sup>2</sup>	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40
	A <sub>s</sub> <sup>*</sup>	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 0.0020・B・d 0.008・N・10 <sup>3</sup> /σ <sub>ca</sub>	A <sub>s,min</sub>	mm <sup>2</sup>	600.00	600.00	—
	A <sub>s,min</sub>	mm <sup>2</sup>	57.12	42.84	—
判定			○	○	—
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	110.6635	185.9247	3711.7740
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	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>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	1.2261	0.5001	—
コンクリート許容圧縮応力度	σ <sub>c,lim</sub>	N/mm <sup>2</sup>	6.0000	8.0000	—
判定			○	○	—
鉄筋引張応力度	σ <sub>s</sub>	N/mm <sup>2</sup>	31.4675	4.6030	—
鉄筋許容引張応力度	σ <sub>s,lim</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>	—	—	0.0827
有効高に関する補正係数	C <sub>e</sub>		—	—	1.400
引張主鉄筋比P <sub>t</sub> に関する補正係数	C <sub>pt</sub>		—	—	0.965
軸方向圧縮力による補正係数	C <sub>σ</sub>		—	—	2.000
許容せん断応力度	τ <sub>ult</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.6213
判定			—	—	○
コンクリート付着応力度	τ <sub>c</sub>	N/mm <sup>2</sup>	—	—	0.4754
コンクリート許容付着応力度	τ <sub>c,lim</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

$$U = \gamma_w \cdot V_h$$

ここに、

U : 浮力 (kN)

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

$V_h$  : 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	2.300×2.300×3.300	17.457
2	2.300×2.300×0.400	2.116
合計	—	19.573

$$\begin{aligned} U &= 10.000 \times 19.573 \\ &= 195.730 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### (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

$$\begin{aligned} W &= 297.626 + 0.000 \\ &= 297.626 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### (3) 安全率

$$\text{安全率 } F = \frac{W}{U}$$

##### [1] 常時

$$\begin{aligned} F &= \frac{297.626}{195.730} \\ &= 1.521 \geq \text{許容安全率 } F_a = 1.200 \end{aligned}$$

### 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 $T_c$ をもとに区分する。

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

ここに、

- $T_c$  : 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 $T_c$ (s)
I種	$T_c < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_c < 0.6$
III種	$0.6 \leq T_c$

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	7.226	砂質土	7.226	3.000	115.380	0.06263
$\Sigma$	—	—	—	—	—	0.06263

よって、地盤の特性値 $T_c$ は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 T_c &= 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{s,i}} \\
 &= 4 \times 0.06263 = 0.2505(\text{s})
 \end{aligned}$$

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2)

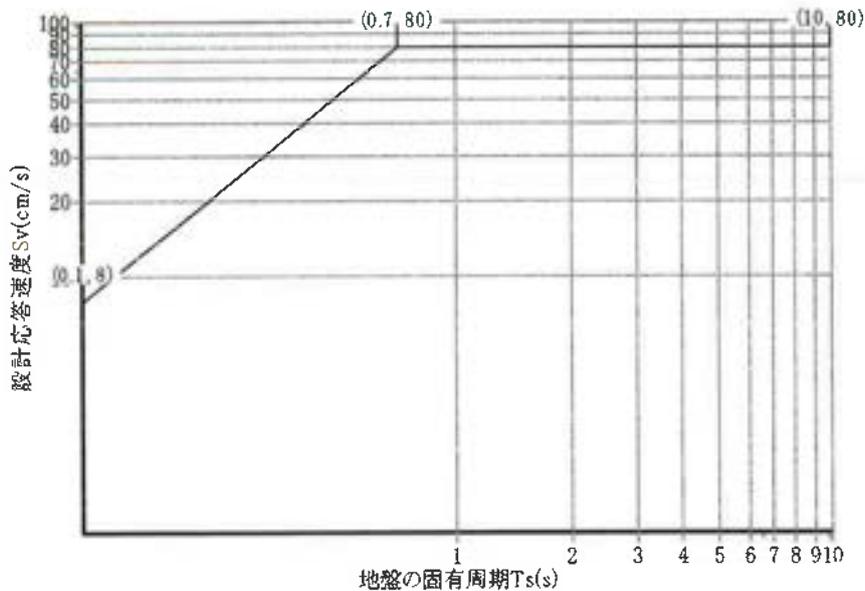
#### 3.2.1 地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、次のようになる。

$$\begin{aligned} T_s &= 1.25T_c \\ &= 1.25 \times 0.2505 = 0.3131(\text{s}) \end{aligned}$$

#### 3.2.2 設計応答速度

表層の地震動レベル2の設計応答速度を次の図から求めると、 $S_v = 0.30881(\text{m/s})$ 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。

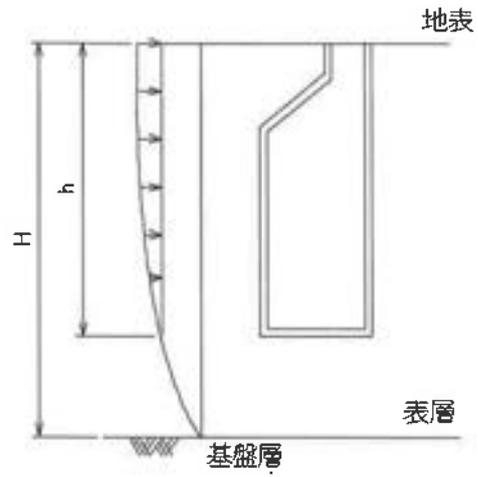
$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}$$

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

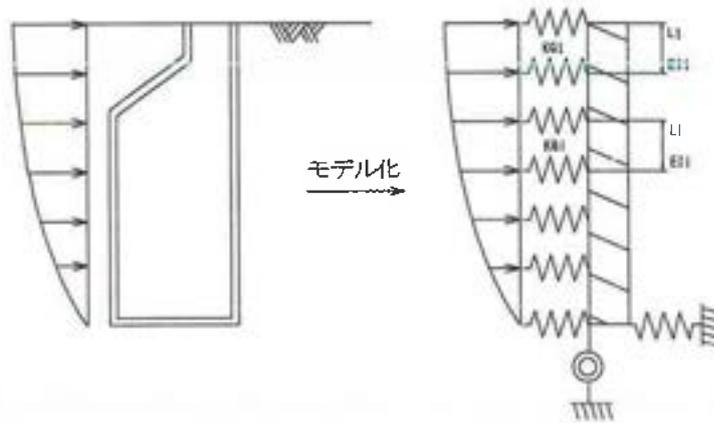
節点番号	深度z(m)	$U_v(z)$ (m)
1	0.000	0.019596
2	0.471	0.019493
3	0.943	0.019186
4	1.414	0.018677
5	1.886	0.017972
6	2.357	0.017079
7	2.829	0.016007
8	3.300	0.014766
9	3.700	0.013592



### 3.3 鉛直方向断面力の計算(レベル2)

#### 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。

$$k_h = \frac{\pi \cdot E_0}{4 \cdot (1 - \nu_0^2) \cdot H_w}$$

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_0) \cdot G_0$$

$$G_0 = \frac{\gamma_{so} \cdot V_{so}^2}{g}$$

$$V_{so} = \frac{4 \cdot H_g}{T_s}$$

ここに、

- $k_h$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $E_0$  : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\nu_0$  : 表層地盤の動的ポアソン比
- $H_w$  : マンホール底面下端からマンホール上面までの高さ = 3.700 (m)
- $G_0$  : 表層地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_{so}$  : 表層地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $g$  : 重力加速度 = 9.8 (m/s<sup>2</sup>)
- $V_{so}$  : 表層地盤の動的せん断弾性波速度 (m/s)
- $H_g$  : 表層地盤の厚さ = 7.226 (m)
- $T_s$  : 表層地盤の固有周期 (s)

土層番号	単位体積重量 $\gamma_{ti}$ (kN/m <sup>3</sup> )	層厚 $H_i$ (m)	$\gamma_{ti} \cdot H_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
i	13.300	7.226	96.106
$\Sigma$	—	—	96.106

$$\begin{aligned}\gamma_{\text{req}} &= \frac{96.106}{7.226} \\ &= 13.300 \text{ (kN/m}^3\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_{\text{SD}} &= \frac{4 \cdot Hg}{T_s} \\ &= \frac{4 \times 7.226}{0.3131} \\ &= 92.304 \text{ (kN/m}^3\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}G_0 &= \frac{\gamma_{\text{req}}}{g} \cdot V_{\text{SD}}^2 \\ &= \frac{13.300}{9.8} \times 92.304^2 \\ &= 11562.896 \text{ (kN/m}^3\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_0 &= 2 \cdot (1 + \nu_0) \cdot G_0 \\ &= 2 \times (1 + 0.50) \times 11562.896 \\ &= 34688.7 \text{ (kN/m}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}k_h &= \frac{\pi \cdot E_0}{4 \cdot (1 - \nu_0^2) \cdot Bw} \\ &= \frac{\pi \times 34688.7}{4 \times (1 - 0.50^2) \times 3.700} \\ &= 9817.813 \text{ (kN/m}^3\text{)}\end{aligned}$$

## (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。

$$k_v = \frac{\pi \cdot E_0}{4(1 - \nu_0^2) \cdot Bw}$$

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu_0) \cdot G_0$$

$$G_0 = \frac{\gamma_{\text{req}}}{g} \cdot V_{\text{SD}}^2$$

$$V_{\text{SD}} = \frac{4 \cdot Hg}{T_s}$$

ここに、

- $k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $E_0$  : 表層地盤の動的変形係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $\nu_0$  : 表層地盤の動的ポアソン比
- $Bw$  : マンホール底面幅 = 2.300 (m)
- $G_0$  : 表層地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\gamma_{\text{req}}$  : 表層地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $g$  : 重力加速度 = 9.8 (m/s<sup>2</sup>)
- $V_{\text{SD}}$  : 表層地盤の動的せん断弾性波速度 (m/s)
- $Hg$  : 表層地盤の厚さ = 7.226 (m)
- $T_s$  : 表層地盤の固有周期 (s)

鉛直方向地盤反力係数

土層 番号	$\nu_0$	$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	0.500	34688.7	15793.9

(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>3</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>3</sup>)

水平方向のせん断バネ係数

$$\begin{aligned} k_s &= \lambda \cdot k_v \\ &= 0.30000 \times 15793.9 \\ &= 4738.2 \end{aligned}$$

### 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。

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

ここに、

- $K_{H_i}$  : 各節点の地盤の水平バネ (kN/m)
- $K_{H_i}$  : 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>H_i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	水平バネ K <sub>H_i</sub> (kN/m)
1	0.000	0.236	2.300	0.5421	9818	5323
2	0.471	0.471	2.300	1.0843	9818	10645
3	0.943	0.471	2.300	1.0843	9818	10645
4	1.414	0.471	2.300	1.0843	9818	10645
5	1.886	0.471	2.300	1.0843	9818	10645
6	2.357	0.471	2.300	1.0843	9818	10645
7	2.829	0.471	2.300	1.0843	9818	10645
8	3.300	0.436	2.300	1.0021	9818	9839
9	3.700	0.200	2.300	0.4600	9818	4516

#### (2) 地盤の回転バネ

地盤の回転バネは次式により求める。

$$K_{\theta} = K_v \cdot I$$

ここに、

- $K_{\theta}$  : 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>2</sup>)
- $I$  : マンホール底面の断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)

$$I = \frac{2.300 \times 2.300^3}{12}$$

$$= 2.332 \text{ (m}^4\text{)}$$

地盤の回転バネ

$$\begin{aligned} K_{\theta} &= 15794 \times 2.332 \\ &= 36831 \text{ (kN・m/rad)} \end{aligned}$$

#### (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

$$\begin{aligned} K_s &= 4738.2 \times 5.2900 \\ &= 25065 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

### 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。

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

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)
- $K_{wi}$  : 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 $K_{wi}$ (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	1.910133	1.910133	0.471	5322.657	10645.314	0.006004	31.96	62.82
2	1	1.910133	1.910133	0.471	10645.314	10645.314	0.005901	62.82	59.55
3	1	1.910133	1.910133	0.471	10645.314	10645.314	0.005594	59.55	54.13
4	1	1.910133	1.910133	0.471	10645.314	10645.314	0.005085	54.13	46.63
5	1	1.910133	1.910133	0.471	10645.314	10645.314	0.004381	46.63	37.12
6	1	1.910133	1.910133	0.471	10645.314	10645.314	0.003487	37.12	25.71
7	1	1.910133	1.910133	0.471	10645.314	9838.851	0.002415	25.71	11.56
8	2	2.332008	2.332008	0.400	9838.851	29581.071	0.001175	11.56	0.00

#### (2) 断面力の算出

鉛直方向断面力計算結果

$$S_v = 0.30881 \text{ (m/s)}$$

$$T_s = 0.31314 \text{ (s)}$$

節点番号	軸力 (kN)		曲げモーメント $M_i$ (kN·m)	せん断力 $S_i$ (kN)
	$N_i$ (上)	$N_i$ (下)		
1	0.0000	0.0000	0.0000	-2.3639
2	35.1120	35.1120	-1.1144	-0.6593
3	70.2240	70.2240	-1.4252	5.3001
4	105.3360	105.3360	1.0734	13.3715
5	140.4480	140.4480	7.3771	21.4686
6	175.5600	175.5600	17.4981	27.5834
7	210.6720	210.6720	30.5017	29.8073
8	245.7840	245.7840	44.5537	26.6127
9	297.6260	297.6260	55.1988	26.6127

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 $k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	地盤反力 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	0.006004	0.006448	0.000444	9818	4.3602
2	0.471	0.005901	0.005741	-0.000160	9818	-1.5720
3	0.943	0.005594	0.005034	-0.000560	9818	-5.4962

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 q (kN/m <sup>2</sup> )
4	1.414	0.005085	0.004327	-0.000758	9818	-7.4440
5	1.886	0.004381	0.003620	-0.000761	9818	-7.4676
6	2.357	0.003487	0.002913	-0.000574	9818	-5.6395
7	2.829	0.002415	0.002206	-0.000209	9818	-2.0510
8	3.300	0.001175	0.001499	0.000325	9818	3.1877
9	3.700	0.000000	0.000900	0.000900	9818	8.8326

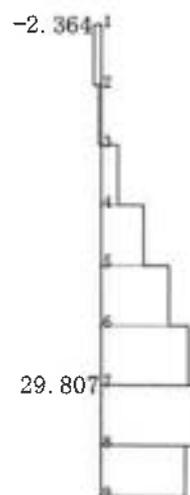
※地盤反力は、地盤の相対変位とフレーム解析で得られた部材変位との差に、地盤反力係数を乗じて算出

(3) 断面力の分布

曲げモーメント (kN.m)



せん断力 (kN)



軸力 (kN)



### 3.4 鉛直方向断面照査一覧表(レベル2)

設計対象地震動レベル2 (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	$M_d$	kN.m	0.0000	-1.1144	-1.4252	1.0734	
軸力	$N_d$	kN	0.0000	35.1120	70.2240	105.3360	
せん断力	$V_d$	kN	-2.3639	-0.6593	5.3001	13.3715	
部材幅	B	mm	2300.0	2300.0	2300.0	2300.0	
部材高	H	mm	2300.0	2300.0	2300.0	2300.0	
中空幅	$B_o$	mm	1500.0	1500.0	1500.0	1500.0	
中空高	$H_o$	mm	1500.0	1500.0	1500.0	1500.0	
有効幅	$b_e$	mm	800.0	800.0	800.0	800.0	
有効高	d	mm	2100.0	2100.0	2100.0	2100.0	
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	
		圧縮側	$A_s'$	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000	
中立軸	X	mm	41.423	42.356	43.280	44.203	
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	
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000	
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000	
設計曲げ耐力	$M_{rd}$	kN.m	1782.275	-1821.776	-1860.874	1899.945	
$\gamma_c \cdot M_d / M_{rd}$			0.000	0.001	0.001	0.001	
判定 ( $\gamma_c \cdot M_d / M_{rd} \leq 1.0$ )			○	○	○	○	
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	2280.60	2280.60	2280.60	2280.60	
せん断補強筋	ピッチ	$S_x$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
	鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
コンクリートの設計せん断強度	$f_{td}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769	
鉄筋の設計降伏強度	$f_{td}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00	
有効高による補正	$\beta_1$		0.831	0.831	0.831	0.831	
引張主鉄筋比による補正	$\beta_2$		0.514	0.514	0.514	0.514	
軸圧縮力による補正	$\beta_3$		1.000	2.000	2.000	2.000	
せん断耐力(コンクリート)	$V_{rd}$	kN	413.975	827.950	827.950	827.950	
せん断耐力(鉄筋)	$V_{rd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000	
せん断耐力( $V_{rd} + V_{rd}$ )	$V_{rd}$	kN	413.975	827.950	827.950	827.950	
$\gamma_v \cdot V_d / V_{rd}$			0.006	0.001	0.006	0.016	
判定 ( $\gamma_v \cdot V_d / V_{rd} \leq 1.0$ )			○	○	○	○	

設計対象地震動レベル2 (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	$M_u$	kN・m	7.3771	17.4981	30.5017	44.5537
軸力	$N_u$	kN	140.4480	175.5600	210.6720	245.7840
せん断力	$V_u$	kN	21.4686	27.5834	29.8073	26.6127
部材幅	$B$	mm	2300.0	2300.0	2300.0	2300.0
部材高	$H$	mm	2300.0	2300.0	2300.0	2300.0
中空幅	$B_o$	mm	1500.0	1500.0	1500.0	1500.0
中空高	$H_o$	mm	1500.0	1500.0	1500.0	1500.0
有効幅	$b_e$	mm	800.0	800.0	800.0	800.0
有効高	$d$	mm	2100.0	2100.0	2100.0	2100.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	$mm^2$	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600
	$A_s'$	$mm^2$	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600	D13×9.00 D13×9.00 2280.600
ヤング係数比	$n$		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	$X$	mm	45.127	46.051	46.975	47.898
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/ $mm^2$	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/ $mm^2$	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/ $mm^2$	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/ $mm^2$	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{u,d}$	kN・m	1938.989	1978.006	2016.996	2055.959
$\gamma_1 \cdot M_u / M_{u,d}$			0.004	0.009	0.015	0.022
判定 ( $\gamma_1 \cdot M_u / M_{u,d} \leq 1.0$ )			○	○	○	○
引張主鉄筋量	$A_{s1}$	$mm^2$	2280.60	2280.60	2280.60	2280.60
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_x$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
	$A_{sx}$	$mm^2$	0.000	0.000	0.000	0.000
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/ $mm^2$	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yvd}$	N/ $mm^2$	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高による補正	$\beta_1$		0.831	0.831	0.831	0.831
引張主鉄筋比による補正	$\beta_2$		0.514	0.514	0.514	0.514
軸圧縮力による補正	$\beta_3$		2.000	2.000	2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	827.950	827.950	827.950	827.950
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
せん断耐力 ( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{ud}$	kN	827.950	827.950	827.950	827.950
$\gamma_1 \cdot V_u / V_{ud}$			0.026	0.033	0.036	0.032
判定 ( $\gamma_1 \cdot V_u / V_{ud} \leq 1.0$ )			○	○	○	○

### 3.5 水平方向断面力の計算(レベル2)

#### 3.5.1 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。

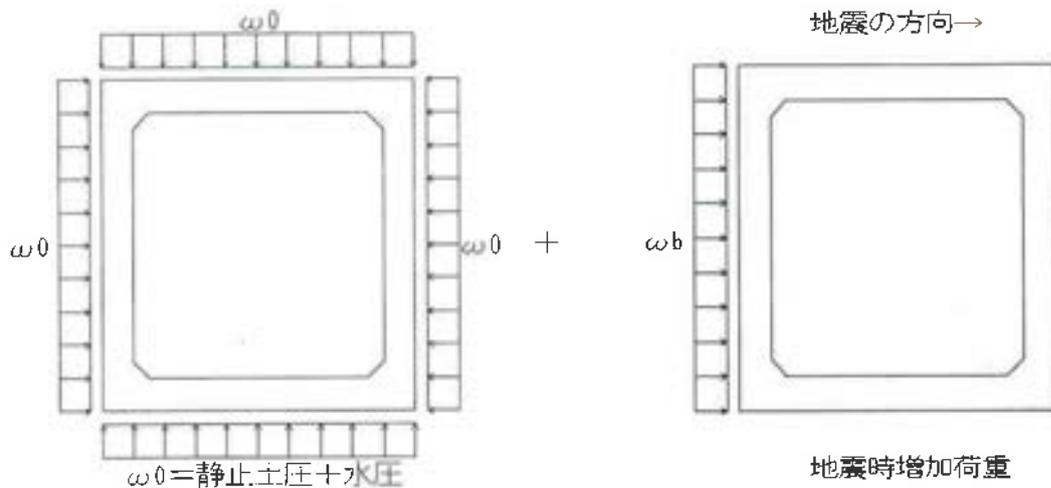
節点番号	深度 Z(m)	層厚 h(m)	土の単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	静止土圧係数K	$\Sigma \gamma h$ (kN/m <sup>2</sup> )	水平土圧 $P_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	水圧 $P_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	地表面荷重による水平土圧 $P_3$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	0.000	13.30	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000
水	0.000	0.000	13.30	0.500	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.471	0.471	4.30	0.500	2.027	1.014	4.714	0.000
3	0.943	0.471	4.30	0.500	4.054	2.027	9.429	0.000
4	1.414	0.471	4.30	0.500	6.081	3.041	14.143	0.000
5	1.886	0.471	4.30	0.500	8.109	4.054	18.857	0.000
6	2.357	0.471	4.30	0.500	10.136	5.068	23.571	0.000
7	2.829	0.471	4.30	0.500	12.163	6.081	28.286	0.000
8	3.300	0.471	4.30	0.500	14.190	7.095	33.000	0.000
9	3.700	0.400	4.30	0.500	15.910	7.955	37.000	0.000

#### 3.5.2 照査断面が矩形の場合

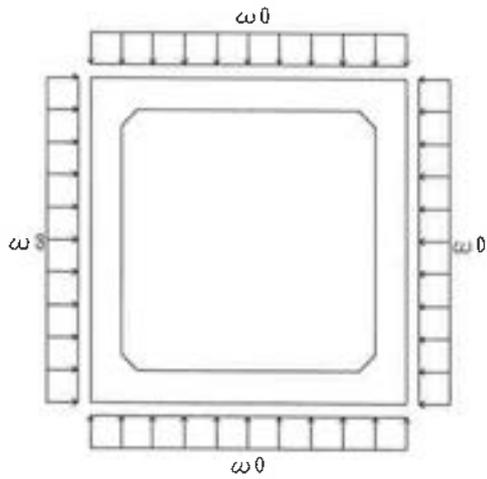
##### (1) 計算仮定

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)

$\omega_s$ : 地震時増加荷重 (応答変位による地盤反力)

$\omega_1$ :  $\omega_0 + \omega_s$  ( $\omega_s \geq 0$  の場合)

$\omega_0 - \omega_s$  ( $\omega_s < 0$  の場合)

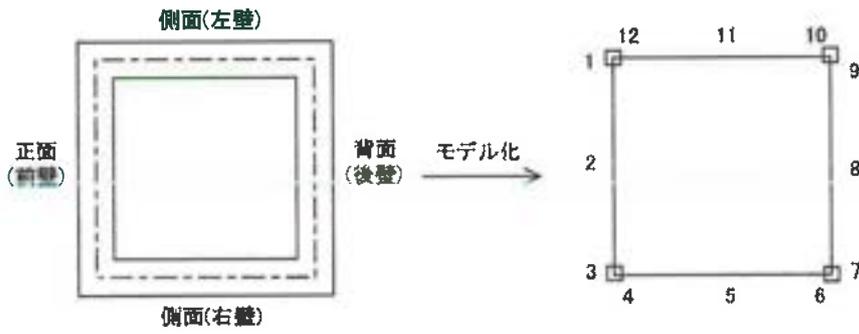
矩形断面に作用する荷重

節点 番号	$\omega_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\omega_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\omega_1$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.000	4.360	4.360
2	5.728	-1.572	7.300
3	11.456	-5.496	16.952
4	17.184	-7.444	24.628
5	22.911	-7.468	30.379
6	28.639	-5.639	34.279
7	34.367	-2.051	36.418
8	40.095	3.188	43.283

(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 →



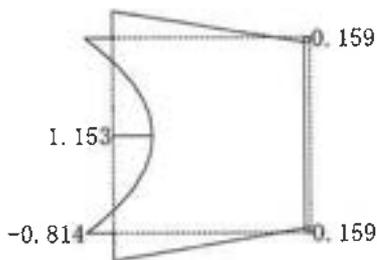
図中の数字は、断面照査の着目位置の点番号

(3) 曲げモーメント図

【前後方向地震動】

節点番号 1

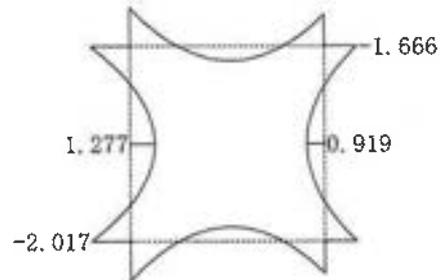
部材番号 1



最大値 = 1.153

節点番号 2

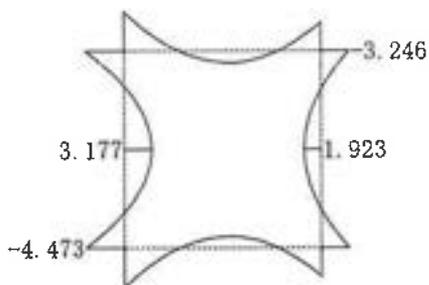
部材番号 1



最大値 = -2.017

節点番号 3

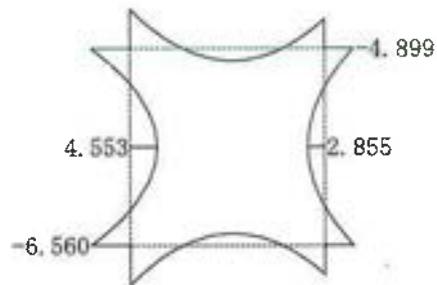
部材番号 1



最大値 = -4.473

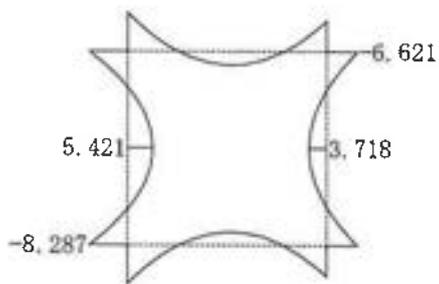
節点番号 4

部材番号 1



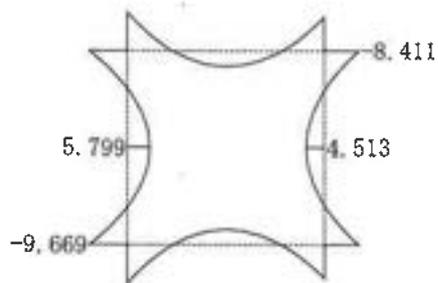
最大値 = -6.560

節点番号 5 部材番号 1



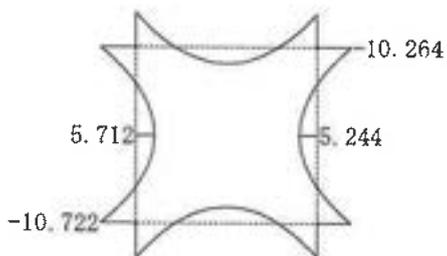
最大値 = -8.287

節点番号 6 部材番号 1



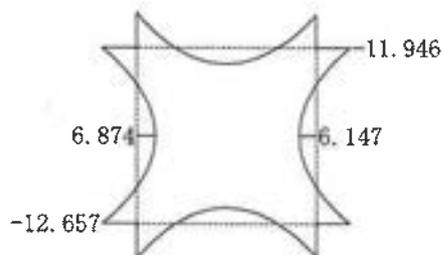
最大値 = -9.669

節点番号 7 部材番号 1



最大値 = -10.722

節点番号 8(上) 部材番号 1

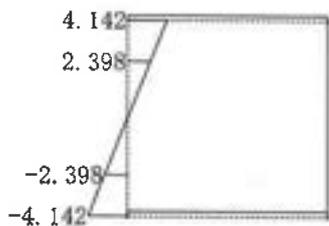


最大値 = -12.657

(4) せん断力図

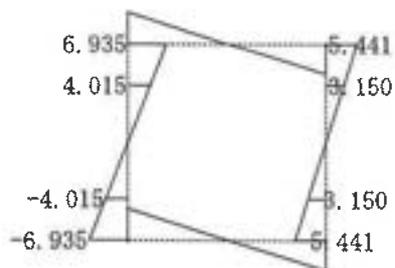
【前後方向地震動】

節点番号 1 部材番号 1



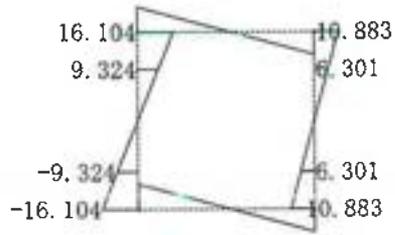
最大値 = 0.000

節点番号 2 部材番号 1



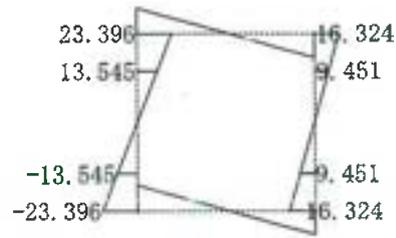
最大値 = -6.935

節点番号 3 部材番号 1



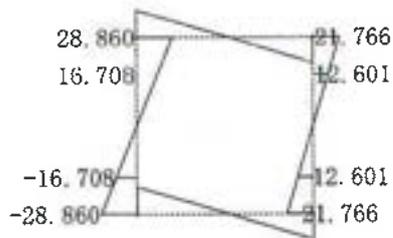
最大値 = -16.104

節点番号 4 部材番号 1



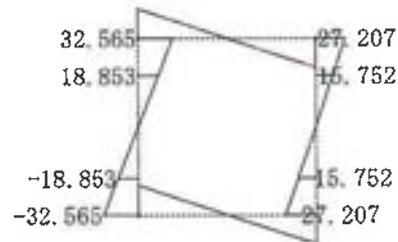
最大値 = -23.396

節点番号 5 部材番号 1



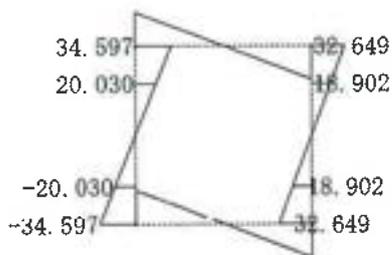
最大値 = -28.860

節点番号 6 部材番号 1



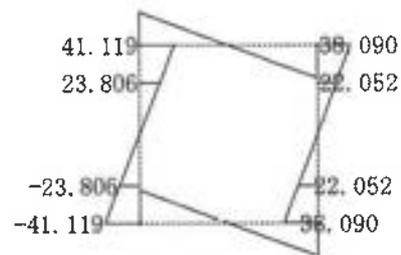
最大値 = -32.565

節点番号 7 部材番号 1



最大値 = -34.597

節点番号 8(上) 部材番号 1

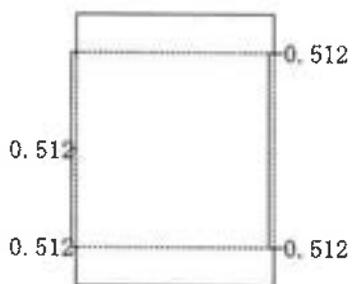


最大値 = -41.119

(5) 軸力图

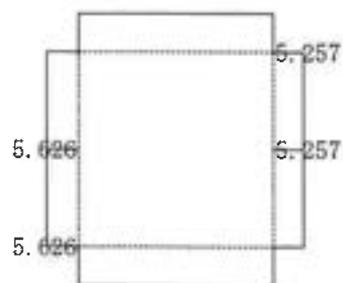
【前後方向地震動】

節点番号 1 部材番号 1



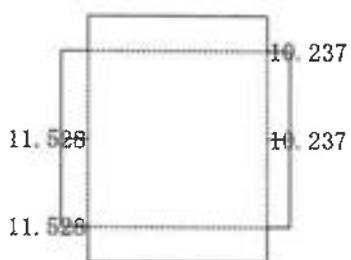
最大値 = 0.512

節点番号 2 部材番号 1



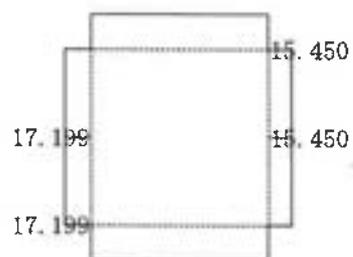
最大値 = 5.626

節点番号 3 部材番号 1



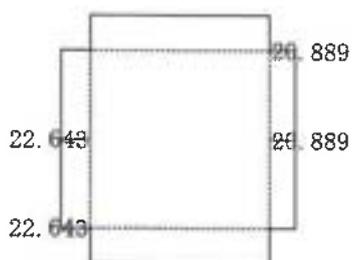
最大値 = 11.528

節点番号 4 部材番号 1



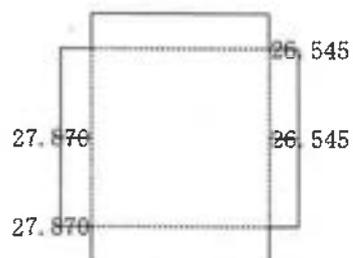
最大値 = 17.199

節点番号 5 部材番号 1



最大値 = 22.643

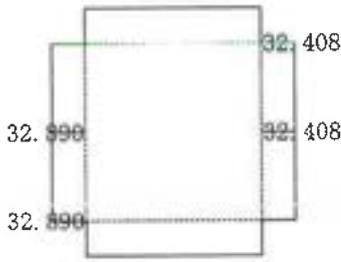
節点番号 6 部材番号 1



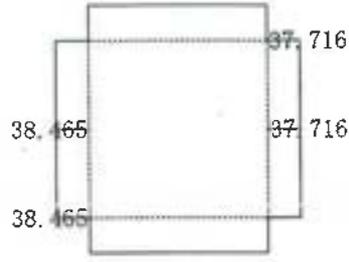
最大値 = 27.870

節点番号 7 部材番号 1

節点番号 8(上) 部材番号 1



最大値 = 32.890



最大値 = 38.465

(6) 矩形断面の断面力

地震の作用方向に直交する面について、断面力をまとめる。

【前後方向地震動】

曲げモーメント (kN.m)

節点番号	前壁			後壁		
	点1 (端部)	点2 (中央)	点3 (端部)	点7 (端部)	点8 (中央)	点9 (端部)
1	-0.8144	1.1531	-0.8144	0.1586	0.1586	0.1586
2	-2.0168	1.2773	-2.0168	-1.6660	0.9187	-1.6660
3	-4.4729	3.1767	-4.4729	-3.2464	1.9230	-3.2464
4	-6.5598	4.5534	-6.5598	-4.8987	2.8554	-4.8987
5	-8.2874	5.4212	-8.2874	-6.6209	3.7178	-6.6209
6	-9.6690	5.7993	-9.6690	-8.4106	4.5129	-8.4106
7	-10.7219	5.7118	-10.7219	-10.2642	5.2440	-10.2642
8(上)	-12.6573	6.8740	-12.6573	-11.9460	6.1469	-11.9460

せん断力 (kN)

節点番号	前壁			後壁		
	点1 (h/2)	点2 (中央)	点3 (h/2)	点7 (h/2)	点8 (中央)	点9 (h/2)
1	2.3981	0.0000	-2.3981	0.0000	0.0000	0.0000
2	4.0149	0.0000	-4.0149	3.1503	0.0000	-3.1503
3	9.3236	0.0000	-9.3236	6.3006	0.0000	-6.3006
4	13.5452	0.0000	-13.5452	9.4510	0.0000	-9.4510
5	16.7085	0.0000	-16.7085	12.6013	0.0000	-12.6013
6	18.8533	0.0000	-18.8533	15.7516	0.0000	-15.7516
7	20.0300	0.0000	-20.0300	18.9019	0.0000	-18.9019
8(上)	23.8055	0.0000	-23.8055	22.0522	0.0000	-22.0523

## 軸力 (kN)

節点番号	前壁			後壁		
	点1 (端部)	点2 (中央)	点3 (端部)	点7 (端部)	点8 (中央)	点9 (端部)
1	0.5121	0.5121	0.5121	-0.5121	-0.5121	-0.5121
2	5.6261	5.6261	5.6261	5.2568	5.2568	5.2568
3	11.5285	11.5285	11.5285	10.2374	10.2374	10.2374
4	17.1987	17.1987	17.1987	15.4501	15.4501	15.4501
5	22.6429	22.6429	22.6429	20.8888	20.8888	20.8888
6	27.8697	27.8697	27.8697	26.5450	26.5450	26.5450
7	32.8897	32.8897	32.8897	32.4079	32.4079	32.4079
8(上)	38.4646	38.4646	38.4646	37.7159	37.7159	37.7159

### 3.6 水平方向断面照査一覧表(レベル2)

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 1※		節点 2※	
			点2	点3	点3	点2
着目位置	曲げ					
	せん断力		点3側h/2点	——	点3側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0	400.0
有効幅	b <sub>e</sub>	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	300.0	300.0	300.0	300.0
曲げモーメント	M <sub>s</sub>	kN・m	1.1531	-0.8144	-2.0168	1.2773
軸力	N <sub>s</sub>	kN	0.5121	0.5121	5.6261	5.6261
主鉄筋 鉄筋量	引張側	A <sub>s</sub>	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400
	圧縮側	A <sub>s'</sub>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	16.627	16.627	16.937	16.937
コンクリート材料強度	f' <sub>ca</sub>	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	f <sub>sa</sub>	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	f' <sub>cd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	f <sub>sd</sub>	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	M <sub>sd</sub>	kN・m	80.423	-80.423	-81.378	81.378
$\gamma_1 \cdot M_s / M_{sd}$			0.014	0.010	0.025	0.016
判定 ( $\gamma_1 \cdot M_s / M_{sd} \leq 1.0$ )			○	○	○	○
部材高	H	mm	400.0	——	400.0	——
有効高	d	mm	300.0	——	300.0	——
せん断力	V <sub>s</sub>	kN	-2.3981	——	-4.0149	——
曲げモーメント	M <sub>s</sub>	kN・m	0.4936	——	0.1732	——
軸力	N <sub>s</sub>	kN	0.5121	——	5.6261	——
せん断補強筋	ピッチ	S <sub>s</sub>	0.000	——	0.000	——
	鉄筋量	A <sub>s</sub>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	f <sub>cdv</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	f <sub>sdv</sub>	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	$\beta_s$		1.351	——	1.351	——
引張主鉄筋比による補正	$\beta_{st}$		0.642	——	0.642	——
軸圧縮力による補正	$\beta_{sc}$		1.069	——	2.000	——
せん断耐力(コンクリート)	V <sub>cs</sub>	kN	160.469	——	300.222	——
せん断耐力(鉄筋)	V <sub>cs</sub>	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力(V <sub>cs</sub> +V <sub>cs</sub> )	V <sub>cs</sub>	kN	160.469	——	300.222	——
$\gamma_1 \cdot V_s / V_{cs}$			0.015	——	0.013	——
判定 ( $\gamma_1 \cdot V_s / V_{cs} \leq 1.0$ )			○	——	○	——

※単鉄筋による耐力照査結果を示す。

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 3※		節点 4※	
			点3	点2	点3	点2
着目位置 せん断力	曲げ せん断力		点3側h/2点	——	点3側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0	400.0	400.0
有効幅	b <sub>v</sub>	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	300.0	300.0	300.0	300.0
曲げモーメント	M <sub>s</sub>	kN・m	-4.4729	3.1767	-6.5598	4.5534
軸力	N <sub>s</sub>	kN	11.5285	11.5285	17.1987	17.1987
主鉄筋 鉄筋量	引張側 圧縮側	A <sub>s</sub>	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400	D16×4.00 794.400
		A <sub>s'</sub>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	17.295	17.295	17.637	17.637
コンクリート材料強度	f'_{cs}	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	f_{sy}	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	f'_{csd}	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	f_{syd}	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	M_{sd}	kN・m	-82.475	82.475	-83.522	83.522
$\gamma_i \cdot M_s / M_{sd}$			0.054	0.039	0.079	0.055
判定 ( $\gamma_i \cdot M_s / M_{sd} \leq 1.0$ )			○	○	○	○
部材高	H	mm	400.0	——	400.0	——
有効高	d	mm	300.0	——	300.0	——
せん断力	V <sub>s</sub>	kN	-9.3236	——	-13.5452	——
曲げモーメント	M <sub>s</sub>	kN・m	0.6127	——	0.8285	——
軸力	N <sub>s</sub>	kN	11.5285	——	17.1987	——
せん断補強筋 鉄筋量	ピッチ	S <sub>s</sub>	0.000	——	0.000	——
		A <sub>s</sub>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	f_{csd}	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	f_{syd}	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	$\beta_s$		1.351	——	1.351	——
引張主鉄筋比による補正	$\beta_s$		0.642	——	0.642	——
軸圧縮力による補正	$\beta_s$		2.000	——	2.000	——
せん断耐力(コンクリート)	V_{cs}	kN	300.222	——	300.222	——
せん断耐力(鉄筋)	V_{cs}	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力(V_{cs}+V_{cs})	V_{sd}	kN	300.222	——	300.222	——
$\gamma_i \cdot V_s / V_{sd}$			0.031	——	0.045	——
判定 ( $\gamma_i \cdot V_s / V_{sd} \leq 1.0$ )			○	——	○	——

※単鉄筋による耐力照査結果を示す。