

# マンホールの設計計算 サンプルデータ

出力例

円形-平板

現場打ち円形マンホールのサンプルデータ

# 目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 設計対象	1
1.3 形式	1
1.4 形状寸法	1
1.5 部材	1
1.6 部材の解析モデル	2
1.7 コンクリート材料	2
1.8 鉄筋材料	2
1.9 許容値	2
1.10 地下水位	3
1.11 地盤条件	3
1.12 荷重	4
2章 常時の検討	5
2.1 鉛直荷重	5
2.1.1 躯体自重	5
2.1.2 土砂重量	5
2.1.3 底版に作用する水圧	5
2.1.4 活荷重	6
2.2 水平荷重	7
2.2.1 水平土圧、水圧	7
2.2.2 水平荷重の集計	7
2.3 頂版の計算	8
2.3.1 作用荷重	8
2.3.2 断面力の計算	9
2.3.3 断面照査	10
2.4 中床版の計算	12
2.4.1 作用荷重	12
2.5 中床版開口部の計算	13
2.5.1 設計条件	13
2.5.2 断面力の計算	14
2.5.3 断面照査	15
2.6 底版の計算	19
2.6.1 作用荷重	19
2.6.2 断面力の計算	20
2.6.3 断面照査	21
2.7 側壁の計算	23
2.7.1 断面力の計算	23
2.7.2 断面照査	25
2.8 安定計算	29
2.8.1 浮き上がりに対する安定	29
2.8.2 支持力に対する安定	29
3章 地震時の検討	31
3.1 耐震設計上の地盤種別	31
3.2 地盤の応答変位(レベル1)	32
3.2.1 地盤の固有周期	32
3.2.2 設計応答速度	32
3.2.3 地盤の変位振幅の計算	32
3.3 鉛直方向断面力の計算(レベル1)	34

3.3.1 解析モデル	34
3.3.2 地盤反力係数	34
3.3.3 地盤のバネ	36
3.3.4 断面力の計算	37
3.4 鉛直方向配筋データ	40
3.5 鉛直方向断面照査一覧表(レベル1)	41
3.6 水平方向断面力の計算(レベル1)	46
3.6.1 各節点深度における水平荷重の算出	46
3.6.2 照査断面が円形の場合	47
3.7 水平方向配筋データ	51
3.8 水平方向断面照査一覧表(レベル1)	52
3.9 地盤の応答変位(レベル2)	61
3.9.1 地盤の固有周期	61
3.9.2 設計応答速度	61
3.9.3 地盤の変位振幅の計算	62
3.10 鉛直方向断面力の計算(レベル2)	63
3.10.1 解析モデル	63
3.10.2 地盤反力係数	63
3.10.3 地盤のバネ	65
3.10.4 断面力の計算	66
3.11 鉛直方向断面照査一覧表(レベル2)	69
3.12 水平方向断面力の計算(レベル2)	74
3.12.1 各節点深度における水平荷重の算出	74
3.12.2 照査断面が円形の場合	75
3.13 水平方向断面照査一覧表(レベル2)	79

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

データ名：円形-平板.f7m

タイトル：現場打ちマンホールのサンプルデータ3

コメント：特殊人孔構造計算の手引き 構造計算例 円形人孔

## 1.2 設計対象

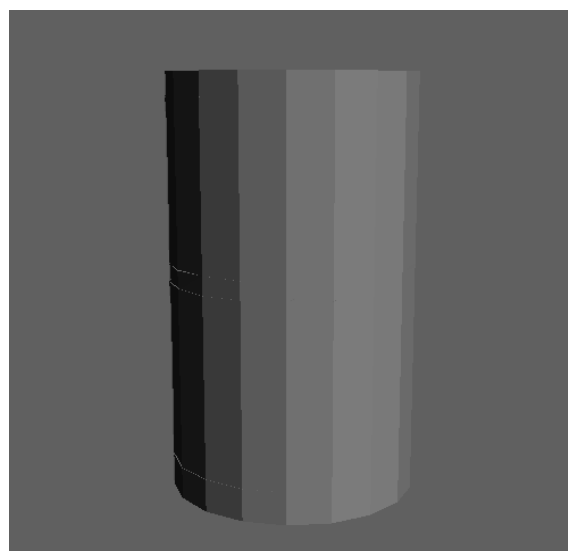
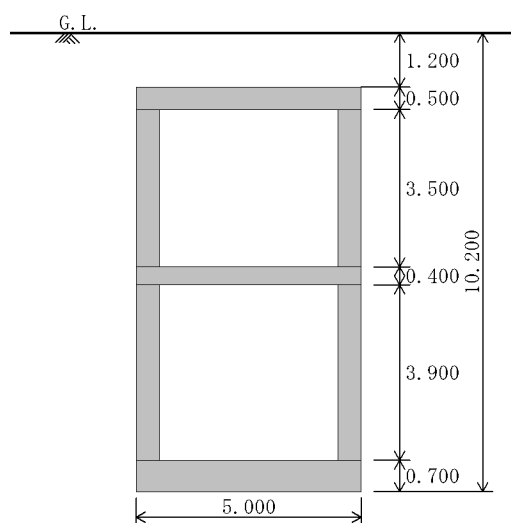
計算対象：常時，レベル1地震動，レベル2地震動

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)
1	頂版	円形	5.000	0.000	5.000	0.000
2	側壁1	円形	5.000	4.000	5.000	4.000
3	中床版	円形	5.000	0.000	5.000	0.000
4	側壁2	円形	5.000	4.000	5.000	4.000
5	底版	円形	5.000	0.000	5.000	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	1.700	0.500	頂版		—	1
2	5.200	3.500	側壁			7

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	
3	5.600	0.400	中床版		—	1
4	9.500	3.900	側壁			8
5	10.200	0.700	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	円形	頂版	周辺固定支持	
2	円形	側壁	リング構造解析	
3	円形	中床版	開口部のみ照査	
4	円形	側壁	リング構造解析	
5	円形	底版	周辺固定支持	

## 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
3	24	24.0	2.500
4	24	24.0	2.500
5	24	24.0	2.500

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

単位重量 (水中)  $\rho'_c = 14.50$  (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 $E_s$ $\times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	SD345	345.0	2.000
2	SD345	345.0	2.000
3	SD345	345.0	2.000
4	SD345	345.0	2.000
5	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 ca	せん断 応力度 a1	付着 応力度 0a	引張応力度 sa	
				大気中	水中
1	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00
2	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00
3	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00
4	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00
5	9.00	0.450	1.60	160.00	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 ca	せん断 応力度 a1	付着 応力度 0a	引張応力度 sa	
				大気中	水中
2	10.50	0.630	1.05	210.00	210.00
4	10.50	0.630	1.05	210.00	210.00

安全係数

材料係数

曲げ耐力用

コンクリート c : 1.00

鉄筋 s : 1.00

せん断耐力用

コンクリート c : 1.00

鉄筋 s : 1.00

部材係数

曲げ耐力用 b : 1.00

せん断耐力用

コンクリート bc : 1.00

鉄筋 bs : 1.00

構造物係数

i : 1.00

1.10 地下水位

地表面からの深さH : 6.500(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Kvに対する水平方向せん断バネ係数Ksの比 : 0.30

レベル1の算出方法

地盤反力係数の推定係数 : 1.0

表層のTsの算出方法 : Ts = 1.25T<sub>0</sub>

レベル2の算出方法

地盤反力係数の推定係数 : 1.0

表層のTsの算出方法 : Ts = 1.25T<sub>0</sub>

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	単位重量 (大気中) (kN/m <sup>3</sup> )	単位重量 (飽和) sat (kN/m <sup>3</sup> )	静止土圧係数 K	鉛直土圧係数	変形係数 $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	表層のせん断弾性波速度 $V_s$ (m/s)
1	10.201	10.201	砂質土	5.000	18.000	19.000	0.5000	1.0000	14000.000	136.798

## 1.12 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	T荷重	後輪荷重(T-25)	100.000
2	群集荷重	群集荷重	5.000

衝撃係数 : 0.300

地表面載荷荷重 : 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	頂版	頂版	$/4 \times 5.000^2 \times 0.500 \times 24.500$	240.528
累計Wd1				240.528
2	側壁	側壁1	$/4 \times (5.000^2 - 4.000^2) \times 3.500 \times 24.500$	606.131
3	中床版	中床版	$/4 \times 5.000^2 \times 0.400 \times 24.500$	192.423
4	側壁	側壁2	$/4 \times (5.000^2 - 4.000^2) \times 3.900 \times 24.500$	675.403
累計Wd2				1714.485
5	底版	底版	$/4 \times 5.000^2 \times 0.700 \times 24.500$	336.739
累計 Wd				2051.224

##### (2)群集荷重

###### [1]常時

部材番号	名称	面積 × 荷重強度	重量 (kN)
3	群集荷重	$/4 \times 4.000^2 \times 5.000$	62.832
累計 Wm			62.832

##### (3)荷重の集計

###### [1]常時

$$\begin{aligned} Wc1 &= Wd1 &&= 240.528(\text{kN}) \\ Wc2 &= Wd2+Wm &&= 1777.317(\text{kN}) \\ Wc &= Wd+Wm &&= 2114.056(\text{kN}) \end{aligned}$$

#### 2.1.2 土砂重量

地層番号	層厚 × 単位重量 × 鉛直土圧係数	鉛直土圧 (kN/m <sup>2</sup> )
水位より上		
1	$1.200 \times 18.000 \times 1.000$	21.600
累計		21.600

##### ・頂版上の土砂重量

$$Wu = 21.600 \times /4 \times 5.000^2 = 424.115 (\text{kN})$$

#### 2.1.3 底版に作用する水圧

$$\begin{aligned} Ww &= w \cdot (h - hw) \\ &= 10.000 \times (10.200 - 6.500) \\ &= 37.000 (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

ここに、

$$\begin{aligned} Ww &: \text{底版に作用する水圧 (kN/m}^2\text{)} \\ w &: \text{水の単位重量 (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$



hw : 地下水位位置 (m)  
 h : 地表面から底版下面までの距離(m)

2.1.4 活荷重

[1]常時

(1)後輪荷重

$$P_1 = \frac{2 \cdot P}{2.75} \cdot (1+i)$$

$$= \frac{2 \times 100.000}{2.75} \times (1+0.300)$$

$$= 94.545 \text{ (kN/m)}$$

ここに

$P_1$  : 後輪による活荷重 (kN/m)  
 $P$  : 荷重  
 $i$  : 衝撃係数

(2)活荷重による鉛直荷重

土被りが4m未満の場合、活荷重による鉛直荷重は以下の式で算出する。

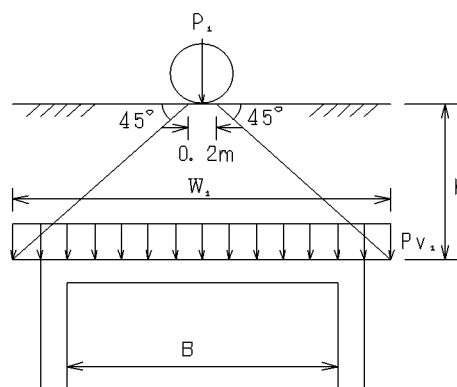
$$P_{v1} = \frac{P_1 \cdot \beta}{W_1} = \frac{P_1 \cdot \beta}{2 \cdot h + 0.2}$$

$$= \frac{94.545 \times 0.9}{2 \times 1.200 + 0.2}$$

$$= 32.727 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに

$P_{v1}$  : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)  
 $P_1$  : 後輪による活荷重(kN/m)  
 $W_1$  : 後輪荷重の分布幅 (m)  
 $h$  : 土被り厚 (m)  
 : 低減係数  
 土被り厚h 1.0(m) かつ 内空幅B 4.0(m) の場合  
 1.0  
 上記以外の場合  
 0.9



## 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

$$P_s = K_0 \cdot t \cdot (h - h_w) + K_0 \cdot (s_{at} - w) \cdot h_w$$

ここに、

- $P_s$  : 水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_0$  : 静止土圧係数
- $t$  : 土の湿潤単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $s_{at}$  : 土の飽和単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $w$  : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h$  : 層厚 (m)
- $h_w$  : 水中の層厚 (m)

#### (2) 水圧

$$P_w = w \cdot h_w$$

ここに、

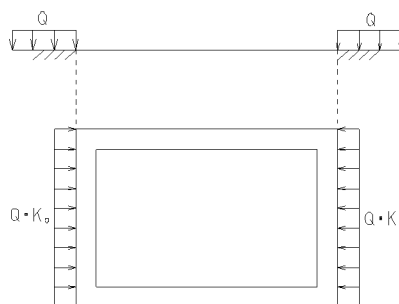
- $P_w$  : 水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $w$  : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h_w$  : 地下水位面からの距離 (m)

#### (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>)
- $K_0$  : 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 (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	1.450	頂版	中央	18.000	13.050	0.000	5.000	18.050
2	1	1.700	側壁	上端	18.000	15.300	0.000	5.000	20.300
2	1	5.200	側壁	下端	18.000	46.800	0.000	5.000	51.800
3	1	5.400	中床版	中央	18.000	48.600	0.000	5.000	53.600
4	1	5.600	側壁	上端	18.000	50.400	0.000	5.000	55.400
4	1	6.500	側壁	水	18.000	58.500	0.000	5.000	63.500
4	1	9.500	側壁	下端	9.000	72.000	30.000	5.000	107.000
5	1	9.850	底版	中央	9.000	73.575	33.500	5.000	112.075

## 2.3 頂版の計算

### 2.3.1 作用荷重

頂版部材に作用する鉛直荷重は以下により算出する。

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

ここに、

- W1 : 頂版に作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 頂版
- Wu : 土砂重量 (kN)
- A : 載荷面積 (m<sup>2</sup>)
- P<sub>vi</sub> : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

#### 【部材番号 1 (頂版)】

[1]常時

$$\begin{aligned} W1 &= \frac{240.528 + 424.115}{19.635} + 32.727 \\ &= 66.577 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

### 2.3.2 断面力の計算

#### 【部材番号 1 (頂版)】

##### [1]常時

等分布荷重を受ける周辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M_r = \frac{p_0 \cdot a^2}{16} \cdot \left[ (1+\nu) - (3+\nu) \cdot \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right]$$

$$S_r = -\frac{p_0 \cdot r}{2}$$

ここに、

$M_r$  : 半径方向曲げモーメント (kN.m)

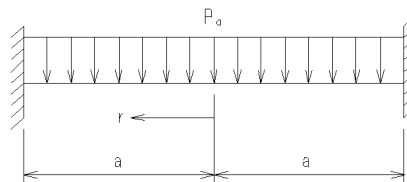
$S_r$  : せん断力 (kN)

$p_0$  : 等分布荷重 = 66.577 (kN/m<sup>2</sup>)

$a$  : 円板の半径 = 2.250 (m)

: ポアソン比 = 0.000

$r$  : 照査位置 = 中心からの距離 (m)



#### 1) 曲げモーメント

	位置r (m)	M <sub>r</sub> (kN.m)
端部	2.250	-42.131
中央部	0.000	21.065
照査位置	1.750	-17.164

#### 2) せん断力

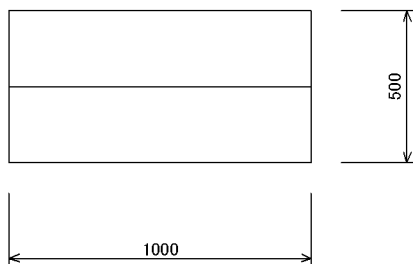
	位置r (m)	S <sub>r</sub> (kN)
端部	2.250	-74.899
照査位置	1.750	-58.255

### 2.3.3 断面照査

【部材番号 1 (頂版)】<前後方向>

地表面からの深度 1.200 ~ 1.700(m)

形状図の単位: mm



#### 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	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

#### 主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <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	-42.1309	21.0655	-17.1645
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	-58.2551
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 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	101.3184	101.3184	101.3184
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <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	c	N/mm <sup>2</sup>	2.2703	1.1351	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	100.3902	50.1951	————
鉄筋許容引張応力度	sa	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		————	————	0.916
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.1591
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.6628
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

## 2.4 中床版の計算

### 2.4.1 作用荷重

中床版部材に作用する鉛直荷重は以下により算出する。

$$W_2 = \frac{W_c}{A} + q_w$$

ここに、

$W_2$  : 中床版に作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_c$  : 躯体自重 (kN)、躯体 = 中床版

$A$  : 載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$q_w$  : 群集荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

#### 【部材番号 3 (中床版)】

[1]常時

$$\begin{aligned} W_2 &= \frac{192.423}{19.635} + 5.000 \\ &= 14.800 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

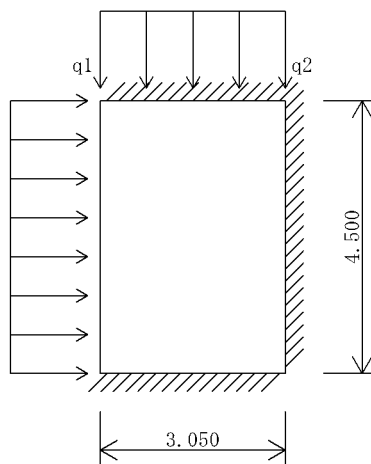
## 2.5 中床版開口部の計算

### 2.5.1 設計条件

【部材番号 3 (中床版) - 中床版開口部-1】

#### ・基本条件

適用基準	建築学会
解析条件	3辺固定長辺自由
短辺長 $L_x$ (m)	3.050
長辺長 $L_y$ (m)	4.500
部材厚 $t$ (m)	0.400
荷重 $q_1$ ( $\text{kN/m}^2$ )	14.800
荷重 $q_2$ ( $\text{kN/m}^2$ )	14.800



#### ・コンクリート材料

材料名称 : 24  
 材料強度  $f'_{ck}$  : 24.0 ( $\text{N/mm}^2$ )  
 ヤング係数  $E_c$  : 25000 ( $\text{N/mm}^2$ )

#### ・鉄筋材料

材料名称 : SD345  
 材料強度  $f_{yk}$  : 345.0 ( $\text{N/mm}^2$ )

#### ・許容応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

曲げ圧縮		9.000
曲げ引張		160.000
せん断	a1	0.450
	a2	2.000
付着		1.600



2.5.2 断面力の計算

【部材番号 3 (中床版) - 中床版開口部-1】

等分布荷重を受ける3辺固定1辺自由支持板として断面力を算出する。

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

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

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

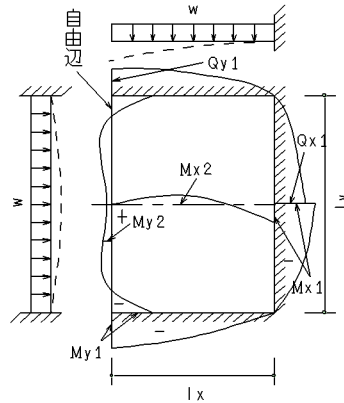
w : 分布荷重 = 14.800 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.050 (m)

ly : 長辺方向長さ = 4.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.475$$



1) 曲げモーメント

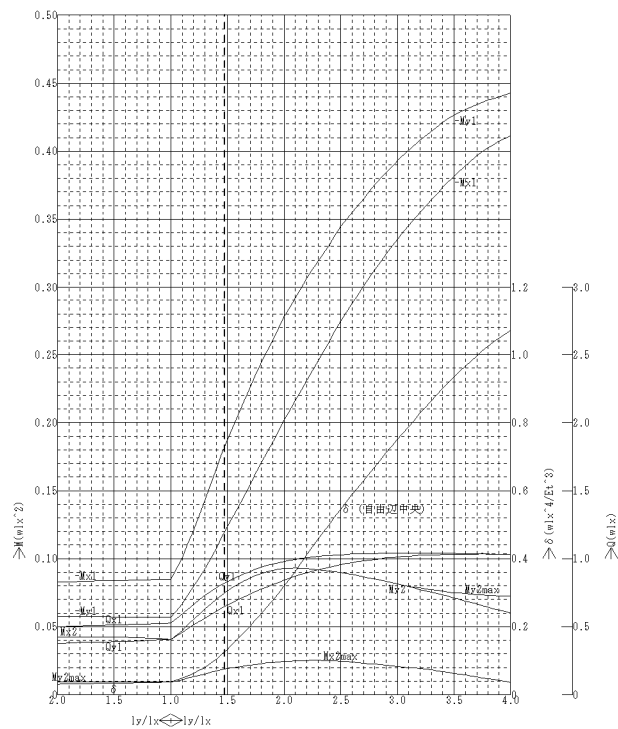
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.1195	-16.454
Mx2max	0.0188	2.582

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.1818	-25.035
My2	0.0748	10.302
My2max	0.0748	10.302

2) せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.6459	29.157

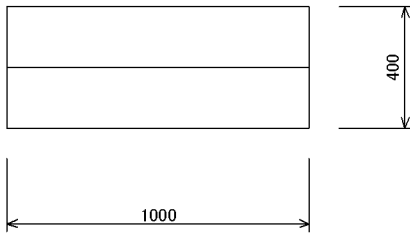
長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.8201	37.018



### 2.5.3 断面照査

【部材番号 3 (中床版) - 中床版開口部-1】 <短辺方向>

形状図の単位: mm



#### 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	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

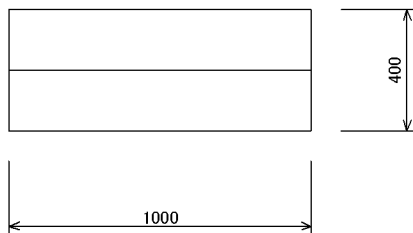
#### 主鉄筋 (下面)

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

項目	記号	単位	端部	中央部
曲げモーメント	M	kN.m	-16.4544	2.5825
軸力	N	kN	————	————
せん断力	V	kN	29.1575	————
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	300.0	300.0
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 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	800.00	800.00
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————
ヤング係数比	n		15	15
中立軸	X	mm	85.8398	85.8398
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.4135	0.2218
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000
判定				
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	52.8980	8.3021
鉄筋許容引張応力度	sa	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		0.905	————
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.1074	————
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	0.4500	————
判定				————
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	0.4477	————
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.6000	————
判定				————

【部材番号 3 (中床版) - 中床版開口部-1】 <長辺方向>

形状図の単位:mm



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	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (下面)

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

項目	記号	単位	端部	中央部
曲げモーメント	M	kN.m	-25.0346	10.3019
軸力	N	kN	————	————
せん断力	V	kN	37.0184	————
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	400.0	400.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	300.0	300.0
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 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	800.00	800.00
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————
ヤング係数比	n		15	15
中立軸	X	mm	85.8398	85.8398
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.1506	0.8850
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000
判定				
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	80.4818	33.1186
鉄筋許容引張応力度	sa	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		0.905	————
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.1364	————
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	0.4500	————
判定				————
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	0.5684	————
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	1.6000	————
判定				————

## 2.6 底版の計算

### 2.6.1 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。

$$W3 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_{vi}$$

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>)

P<sub>vi</sub> : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

#### 【部材番号 5 (底版)】

[1]常時

$$\begin{aligned} W3 &= \frac{1777.317 + 424.115}{19.635} + 32.727 \\ &= 144.845 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

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

地盤反力度 144.845(kN/m<sup>2</sup>)    水圧 37.000(kN/m<sup>2</sup>)

底版の断面力算出には、地盤反力度を用いる。

## 2.6.2 断面力の計算

【部材番号 5 (底版)】

[1]常時

等分布荷重を受ける周辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M_r = \frac{p_0 \cdot a^2}{16} \cdot \left[ (1+\nu) - (3+\nu) \cdot \left( \frac{r}{a} \right)^2 \right]$$

$$S_r = -\frac{p_0 \cdot r}{2}$$

ここに、

$M_r$  : 半径方向曲げモーメント (kN.m)

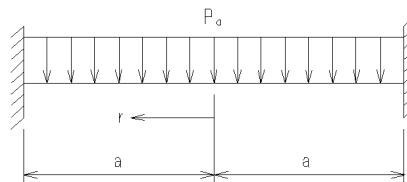
$S_r$  : せん断力 (kN)

$p_0$  : 等分布荷重 = 144.845 (kN/m<sup>2</sup>)

$a$  : 円板の半径 = 2.250 (m)

: ポアソン比 = 0.000

$r$  : 照査位置 = 中心からの距離 (m)



### 1) 曲げモーメント

	位置r (m)	$M_r$ (kN.m)
端部	2.250	-91.660
中央部	0.000	45.830
照査位置	1.650	-28.109

### 2) せん断力

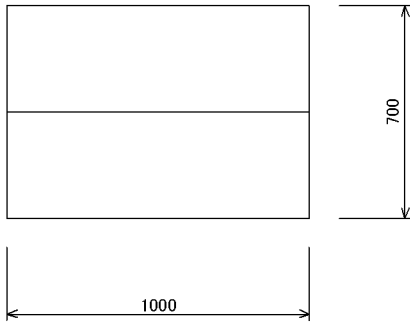
	位置r (m)	$S_r$ (kN)
端部	2.250	-162.951
照査位置	1.650	-119.497

### 2.6.3 断面照査

【部材番号 5 (底版)】<前後方向>

地表面からの深度 9.500 ~ 10.200(m)

形状図の単位: mm



#### 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	-91.6599	45.8299	-28.1090
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	-119.4973
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 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1400.00	1400.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
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	c	N/mm <sup>2</sup>	2.3488	1.1744	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	109.2268	54.6134	————
鉄筋許容引張応力度	sa	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		————	————	0.919
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.2205
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.7874
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

## 2.7 側壁の計算

### 2.7.1 断面力の計算

#### 【部材番号 2 (側壁1)】

#### (1) 等圧による断面力の計算

断面力の計算は、4方向より荷重を受ける条件により行う。

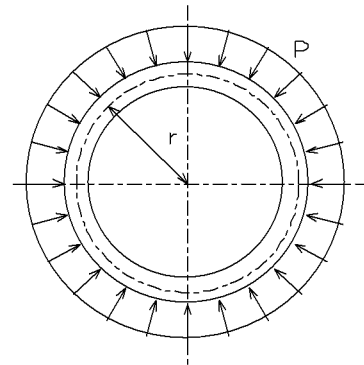
軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$\begin{aligned} N &= P \cdot r \\ &= 51.800 \times 2.250 \\ &= 116.550 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

- N : 軸力 (kN)
- P : 等圧荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- r : 側壁中心半径 (m)

この場合、曲げモーメントとせん断力は生じない。



#### (2) 偏圧による断面力の計算

断面力の計算は、土圧の n% を1方向より偏荷重として受ける場合を考える。

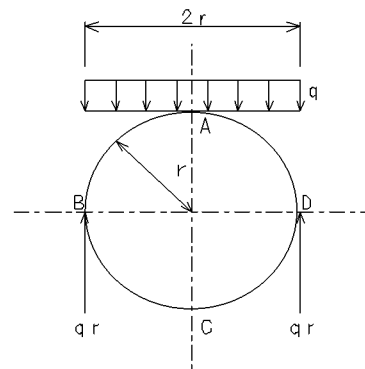
図のA～C各点の断面力は次式に単位長さを乗じて求める

$$\begin{aligned} M_A &= 0.163 q \cdot r^2 \\ M_B &= -0.125 q \cdot r^2 \\ M_C &= 0.087 q \cdot r^2 \\ N_A &= 0.212 q \cdot r \\ N_B &= q \cdot r \\ N_C &= -0.212 q \cdot r \end{aligned}$$

ここに、

- M : 曲げモーメント (kN.m)
- q : 偏荷重 = 土圧 × n(%) (kN/m<sup>2</sup>)
- r : 側壁中心半径 = 2.250 (m)
- N : 軸力 (kN)

この場合、せん断力は生じない。



#### [1] 常時

偏荷重の土圧に対する比 n = 20.0(%)

$$\begin{aligned} M_A &= 8.549 \text{ (kN.m)}, \quad N_A = 4.942 \text{ (kN)} \\ M_B &= -6.556 \text{ (kN.m)}, \quad N_B = 23.310 \text{ (kN)} \\ M_C &= 4.563 \text{ (kN.m)}, \quad N_C = -4.942 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### (3) 断面力の集計

設計断面力には、等圧と偏圧による断面力を加算したものを考慮する。

#### [1] 常時

$$\begin{aligned} M_A &= 8.549 \text{ (kN.m)}, \quad N_A = 116.550 + 4.942 = 121.492 \text{ (kN)} \\ M_B &= -6.556 \text{ (kN.m)}, \quad N_B = 116.550 + 23.310 = 139.860 \text{ (kN)} \\ M_C &= 4.563 \text{ (kN.m)}, \quad N_C = 116.550 + (-4.942) = 111.608 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【部材番号 4 (側壁2)】

(1)等圧による断面力の計算

断面力の計算は、4方向より荷重を受ける条件により行う。

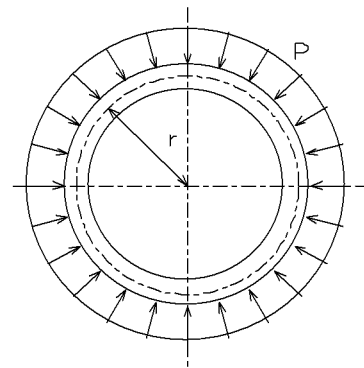
軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$\begin{aligned} N &= P \cdot r \\ &= 107.000 \times 2.250 \\ &= 240.750 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

- N : 軸力 (kN)
- P : 等圧荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- r : 側壁中心半径 (m)

この場合、曲げモーメントとせん断力は生じない。



(2)偏圧による断面力の計算

断面力の計算は、土圧の n% を1方向より偏荷重として受ける場合を考える。

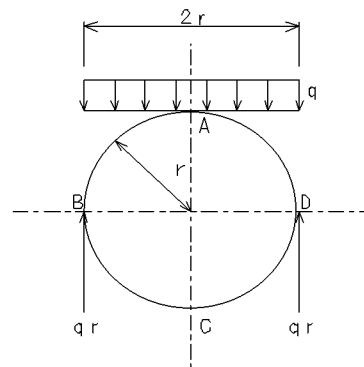
図のA~C各点の断面力は次式に単位長さを乗じて求める

$$\begin{aligned} M_A &= 0.163 q \cdot r^2 \\ M_B &= -0.125 q \cdot r^2 \\ M_C &= 0.087 q \cdot r^2 \\ N_A &= 0.212 q \cdot r \\ N_B &= q \cdot r \\ N_C &= -0.212 q \cdot r \end{aligned}$$

ここに、

- M : 曲げモーメント (kN.m)
- q : 偏荷重 = 土圧 × n(%) (kN/m<sup>2</sup>)
- r : 側壁中心半径 = 2.250 (m)
- N : 軸力 (kN)

この場合、せん断力は生じない。



[1]常時

偏荷重の土圧に対する比 n = 20.0(%)

$$\begin{aligned} M_A &= 12.708 \text{ (kN.m)}, \quad N_A = 7.346 \text{ (kN)} \\ M_B &= -9.745 \text{ (kN.m)}, \quad N_B = 34.650 \text{ (kN)} \\ M_C &= 6.783 \text{ (kN.m)}, \quad N_C = -7.346 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(3)断面力の集計

設計断面力には、等圧と偏圧による断面力を加算したものを考慮する。

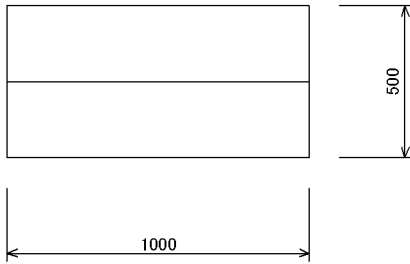
[1]常時

$$\begin{aligned} M_A &= 12.708 \text{ (kN.m)}, \quad N_A = 240.750 + 7.346 = 248.096 \text{ (kN)} \\ M_B &= -9.745 \text{ (kN.m)}, \quad N_B = 240.750 + 34.650 = 275.400 \text{ (kN)} \\ M_C &= 6.783 \text{ (kN.m)}, \quad N_C = 240.750 + -7.346 = 233.404 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

### 2.7.2 断面照査

【部材番号 2 (側壁1)】<水平方向>  
地表面からの深度 1.700 ~ 5.200(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

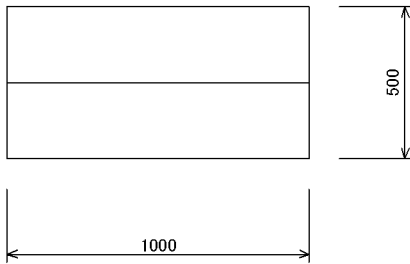
[1]常時

項目	記号	単位	A点	B点	C点
曲げモーメント	M	kN.m	8.5489	-6.5559	4.5629
軸力	N	kN	121.4917	139.8600	111.6083
せん断力	V	kN	—	—	—
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 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	1000.00
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	107.99	124.32	99.21
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	531.8708	657.2924	709.8429
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	c	N/mm <sup>2</sup>	0.4512	0.4418	0.3368
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	9.0000
判定					
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	0.0000	0.0000	0.0000
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	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		N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
判定			—	—	—
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
判定			—	—	—

【部材番号 4 (側壁2)】 <水平方向>

地表面からの深度 5.600 ~ 9.500(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

[1]常時

項目	記号	単位	A点	B点	C点
曲げモーメント	M	kN.m	12.7079	-9.7453	6.7827
軸力	N	kN	248.0958	275.4000	233.4042
せん断力	V	kN	—	—	—
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 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	1000.00
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	220.53	244.80	207.47
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	626.1807	771.7811	867.8062
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	c	N/mm <sup>2</sup>	0.8092	0.7952	0.6391
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	9.0000
判定					
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	0.0000	0.0000	0.0000
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	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		N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
判定			—	—	—
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	—	—	—
判定			—	—	—

## 2.8 安定計算

### 2.8.1 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<sub>h</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> )
4	/4 × 5.000 <sup>2</sup> × 3.000	58.905
5	/4 × 5.000 <sup>2</sup> × 0.700	13.744
合計	—————	72.649

$$U = 10.000 \times 72.649 \\ = 726.493 \text{ (kN)}$$

#### (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

$$W = 2114.056 + 424.115 \\ = 2538.171 \text{ (kN)}$$

#### (3) 安全率

$$\text{安全率 } F = \frac{W}{U}$$

##### [1] 常時

$$F = \frac{2538.171}{726.493} \\ = 3.494 \quad \text{許容安全率 } F_a = 1.200$$

### 2.8.2 支持力に対する安定

躯体体積分の固有地盤重量

部材番号	部位	躯体体積 × 単位重量	重量 (kN)
1	頂版	/4 × 5.000 <sup>2</sup> × 0.500 × 18.000	176.715
2	側壁	/4 × 5.000 <sup>2</sup> × 3.500 × 18.000	1237.002
3	中床版	/4 × 5.000 <sup>2</sup> × 0.400 × 18.000	141.372
4	側壁	/4 × 5.000 <sup>2</sup> × 3.900 × 18.000	1378.374



部材番号	部位	躯体体積 × 単位重量	重量 (kN)
5	底版	$/4 \times 5.000^2 \times 0.700 \times 18.000$	247.400
合計 Ws			3180.863

ここに、

Ws : 躯体体積分の固有地盤重量 (kN)

Wc : 躯体重量 (kN)

[1]常時

$$\begin{aligned} \frac{W_s}{W_c} &= \frac{3180.863}{2114.056} \\ &= 1.505 \quad 1.0 \end{aligned}$$

### 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 $T_G$ をもとに区分する。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、

$T_G$  : 地盤特性値(s)

$H_i$  :  $i$ 番目の層厚(m)

$V_{si}$  :  $i$ 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  $V_{si} = 100N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 25$ )

砂質土層の場合  $V_{si} = 80N_i^{1/3}$  ( $1 \leq N_i \leq 50$ )

土質に関わらず  $N_i = 0$  のとき  $V_{si} = 50$

$N_i$  : 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 $T_G$ (s)
I種	$T_G < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III種	$T_G \geq 0.6$

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	$V_{si}$ (m/s)	$H_i / V_{si}$
1	10.201	砂質土	10.201	5.000	136.798	0.07457
	—	—	—	—	—	0.07457

よって、地盤の特性値 $T_G$ は次のようになる。

$$\begin{aligned} T_G &= 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \\ &= 4 \times 0.07457 = 0.2983 \text{ (s)} \end{aligned}$$

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

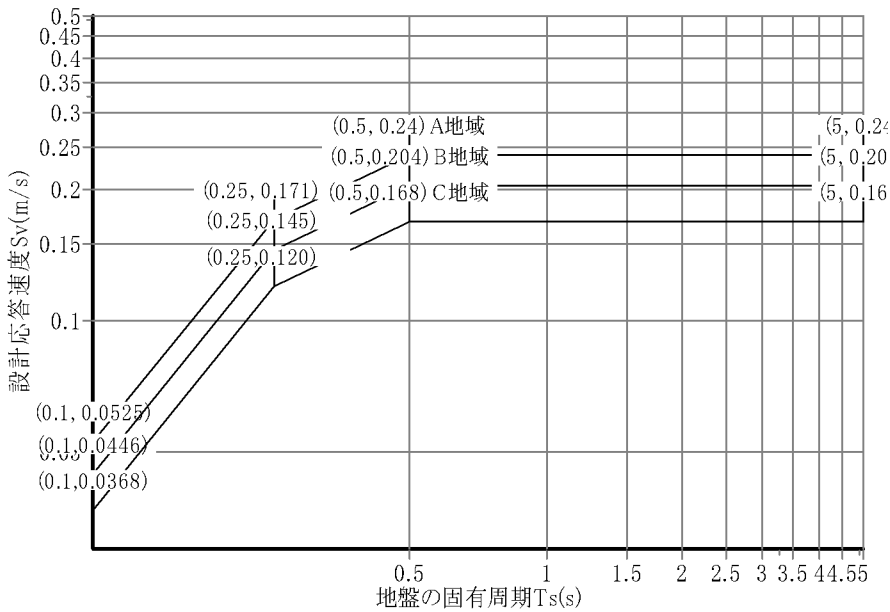
表層地盤の固有周期は、次のようになる。

$$T_s = 1.25T_0$$

$$= 1.25 \times 0.2983 = 0.3728(\text{s})$$

#### 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、 $S_v = 0.20792(\text{m/s})$ 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。

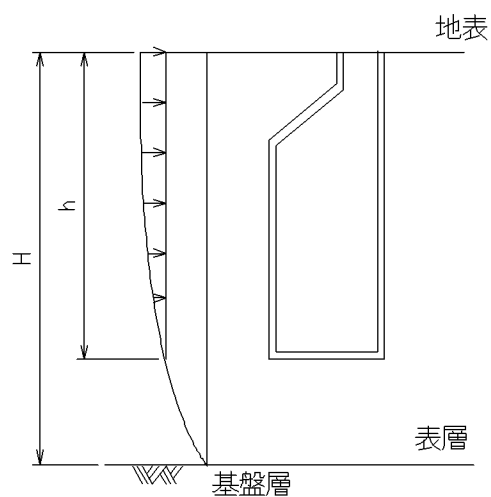
$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}$$

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 $T_0$ 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。  
 $T_s = 1.25T_0$
- $T_0$  : 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

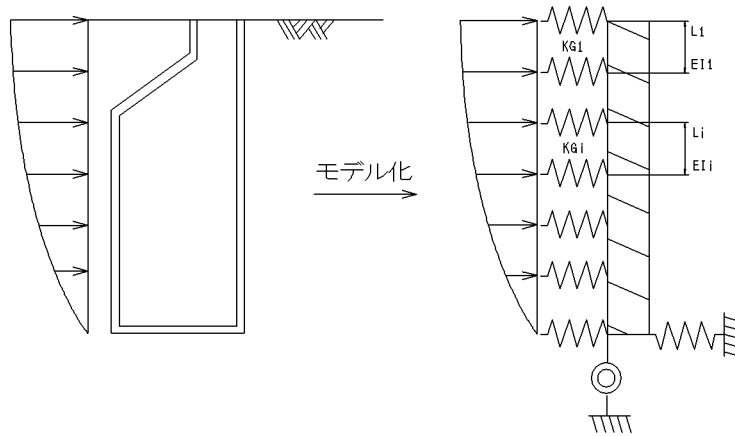
節点番号	深度z(m)	$U_h(z)$ (m)
1	1.200	0.015442
2	1.700	0.015174
3	2.200	0.014816
4	2.700	0.014371
5	3.200	0.013840
6	3.700	0.013228
7	4.200	0.012537
8	4.700	0.011772
9	5.200	0.010937
10	5.600	0.010222
11	6.088	0.009298
12	6.575	0.008322
13	7.063	0.007300
14	7.550	0.006236
15	8.037	0.005137
16	8.525	0.004009
17	9.013	0.002859
18	9.500	0.001692
19	10.200	0.000002



### 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。

$$K_{hi} = K_{h0} \left( \frac{B_h}{0.3} \right)^{\frac{5}{4}}$$

$K_{hi}$  : 水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$K_{h0}$  : 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。

$$K_{h0} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0$$

: 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)	$A_{hi}$ (m <sup>2</sup> )
1	5.000	1	1.200 ~ 1.700	0.500	5.000	2.0000
1	5.000	2	1.700 ~ 5.200	3.500	5.000	14.0000
1	5.000	3	5.200 ~ 5.600	0.400	5.000	1.6000
1	5.000	4	5.600 ~ 9.500	3.900	5.000	15.6000
1	5.000	5	9.500 ~ 10.200	0.700	5.000	2.8000
	—	—	—	—	—	36.0000

$$\begin{aligned}
 B_h &= \sqrt{A_h} \\
 &= \sqrt{36.0000} \\
 &= 6.0000
 \end{aligned}$$

水平方向地盤反力係数

土層番号	N値		$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_{n0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_{ni}$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	5.000	1	14000.0	46667	4934

(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。

$$K_v = K_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{5}{4}}$$

$K_v$  : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$K_{v0}$  : 次式により求める。

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

: 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)

鉛直方向載荷面積

土層番号	N値		$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_v$ (m <sup>2</sup> )	$B_v$ (m)	$K_{v0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_v$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	5.000	1	14000.0	19.6350	5.00000	46667	5657

(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。

$$k_s = 0.3 \cdot K_v$$

ここに、

$K_a$  : 水平方向のせん断バネ係数(kN/m<sup>3</sup>)

: 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 = 0.3

$K_v$  : 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

$$\begin{aligned}
 k_s &= 0.3 \cdot K_v \\
 &= 0.30 \cdot 5657 \\
 &= 1697.2
 \end{aligned}$$

### 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。

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

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>3</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>3</sup> )	水平バネ K <sub>Hi</sub> (kN/m)
1	1.200	0.250	5.000	1.2500	4934	6168
2	1.700	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
3	2.200	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
4	2.700	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
5	3.200	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
6	3.700	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
7	4.200	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
8	4.700	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
9	5.200	0.450	5.000	2.2500	4934	11102
10	5.600	0.444	5.000	2.2187	4934	10948
11	6.088	0.487	5.000	2.4375	4934	12028
12	6.575	0.487	5.000	2.4375	4934	12028
13	7.063	0.487	5.000	2.4375	4934	12028
14	7.550	0.487	5.000	2.4375	4934	12028
15	8.037	0.488	5.000	2.4375	4934	12028
16	8.525	0.488	5.000	2.4375	4934	12028
17	9.013	0.488	5.000	2.4375	4934	12028
18	9.500	0.594	5.000	2.9688	4934	14649
19	10.200	0.350	5.000	1.7500	4934	8635

#### (2)地盤の回転バネ

地盤の回転バネは次式により求める。

$$K = K_v \cdot I$$

ここに、

$K$  : 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>)

$$I = \frac{\pi \times 5.000^4}{64}$$

$$= 30.680(m^4)$$

#### 地盤の回転バネ

$$K = 5657 \times 30.680$$

$$= 173568(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$$

(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>3</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

$$K_s = 1697 \times 19.6350$$

$$= 33325(\text{kN}/\text{m})$$

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 <sub>ni</sub> (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	30.679616	30.679616	0.500	6167.999	12335.998	0.015439	95.23	187.16
2	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.015172	187.16	182.74
3	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.014814	182.74	177.25
4	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.014368	177.25	170.70
5	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.013838	170.70	163.15
6	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.013225	163.15	154.62
7	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.012534	154.62	145.18
8	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	11102.398	0.011769	145.18	121.40
9	3	30.679616	30.679616	0.400	11102.398	10948.198	0.010934	121.40	111.88
10	4	18.113245	18.113245	0.487	10948.198	12027.598	0.010219	111.88	111.81
11	4	18.113245	18.113245	0.487	12027.598	12027.598	0.009296	111.81	100.07
12	4	18.113245	18.113245	0.487	12027.598	12027.598	0.008320	100.07	87.77
13	4	18.113245	18.113245	0.487	12027.598	12027.598	0.007297	87.77	74.98
14	4	18.113245	18.113245	0.487	12027.598	12027.598	0.006234	74.98	61.76
15	4	18.113245	18.113245	0.488	12027.598	12027.598	0.005135	61.76	48.19
16	4	18.113245	18.113245	0.488	12027.598	12027.598	0.004007	48.19	34.36
17	4	18.113245	18.113245	0.488	12027.598	14648.998	0.002857	34.36	24.76



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>ni</sub> (kN/m)		相対変位 (m)	荷重P (kN)	
		i端	j端		i端	j端		i端	j端
18	5	30.679616	30.679616	0.700	14648.998	41960.291	0.001690	24.76	0.00

(2)断面力の算出

鉛直方向断面力計算結果

$S_v = 0.20792(m/s)$

$T_s = 0.37285(s)$

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	-8.0034
2	240.5282	240.5282	-4.0017	-16.7680
3	327.1183	327.1183	-12.3857	-19.3991
4	413.7085	413.7085	-22.0853	-16.9798
5	500.2986	500.2986	-30.5752	-10.5602
6	586.8888	586.8888	-35.8553	-1.1517
7	673.4789	673.4789	-36.4311	10.2792
8	760.0690	760.0690	-31.2915	22.8164
9	846.6592	846.6592	-19.8833	34.3213
10	1039.0817	1039.0817	-6.1548	45.3278
11	1123.5071	1123.5071	15.9425	56.3388
12	1202.6311	1202.6311	43.4077	65.6393
13	1252.5971	1252.5971	75.4069	72.6651
14	1302.5632	1302.5632	110.8311	76.9213
15	1352.5292	1352.5292	148.3303	77.9846
16	1402.4953	1402.4953	186.3478	75.5061
17	1452.4613	1452.4613	223.1570	69.2131
18	1502.4273	1502.4273	256.8984	56.6650
19	1701.7221	1701.7221	296.5639	56.6650

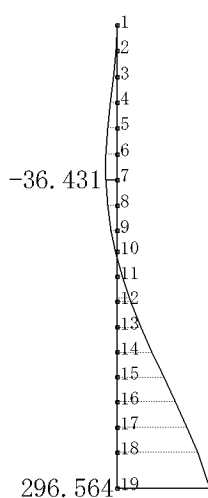
節点番号	深さ (m)	相対変位 (m)	部材変位 (m)	変位差 (m)	地盤反力係数 kh (kN/m <sup>3</sup> )	地盤反力 q (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.200	0.015439	0.016737	0.001298	4934	6.4027
2	1.700	0.015172	0.015882	0.000710	4934	3.5058
3	2.200	0.014814	0.015027	0.000213	4934	1.0525
4	2.700	0.014368	0.014172	-0.000196	4934	-0.9677
5	3.200	0.013838	0.013318	-0.000520	4934	-2.5678
6	3.700	0.013225	0.012463	-0.000763	4934	-3.7634
7	4.200	0.012534	0.011608	-0.000927	4934	-4.5724
8	4.700	0.011769	0.010753	-0.001016	4934	-5.0149

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> )
9	5.200	0.010934	0.009898	-0.001036	4934	-5.1133
10	5.600	0.010219	0.009214	-0.001005	4934	-4.9607
11	6.088	0.009296	0.008380	-0.000915	4934	-4.5174
12	6.575	0.008320	0.007547	-0.000773	4934	-3.8156
13	7.063	0.007297	0.006713	-0.000584	4934	-2.8824
14	7.550	0.006234	0.005880	-0.000354	4934	-1.7461
15	8.037	0.005135	0.005046	-0.000088	4934	-0.4362
16	8.525	0.004007	0.004213	0.000206	4934	1.0168
17	9.013	0.002857	0.003380	0.000523	4934	2.5818
18	9.500	0.001690	0.002547	0.000857	4934	4.2267
19	10.200	0.000000	0.001350	0.001350	4934	6.6636

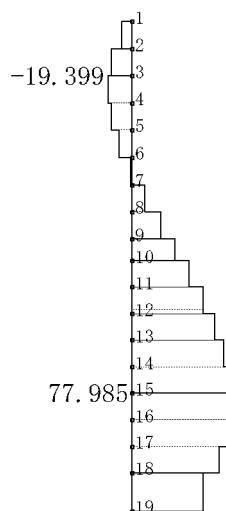
地盤反力は、地盤の相対変位とフレーム解析で得られた部材変位との差に、地盤反力係数を乗じて算出

(3) 断面力の分布

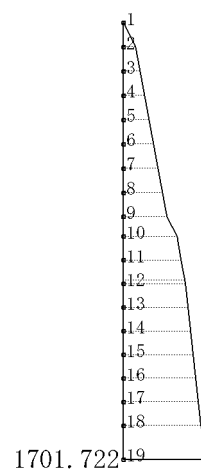
曲げモーメント (kN.m)



せん断力 (kN)



軸力 (kN)

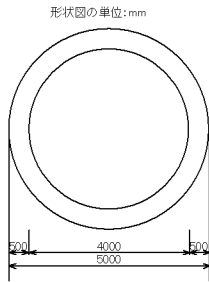


### 3.4 鉛直方向配筋データ

節点番号2下(変化部) ~ 9

部材番号2

地表面からの深度 1.700 ~ 5.200(m)



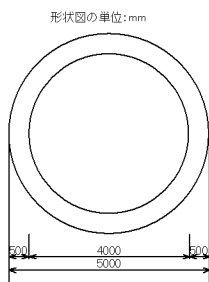
主鉄筋(全周分)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	3770.0	D16	4.000	794.400
2	400.00	3299.0	D16	4.000	794.400

節点番号10下(変化部) ~ 18

部材番号4

地表面からの深度 5.600 ~ 9.500(m)



主鉄筋(全周分)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	3770.0	D16	4.000	794.400
2	400.00	3299.0	D16	4.000	794.400

### 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2	節点3	節点4	節点5
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-4.0017	-12.3857	-22.0853	-30.5752
軸力	$N_d$	kN	240.5282	327.1183	413.7085	500.2986
せん断力	$V_d$	kN	-16.7680	-19.3991	-16.9798	-10.5602
部材幅	B	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
部材高	H	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2	886.2	886.2	886.2
有効高	d	mm	4241.3	4241.3	4241.3	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800
	圧縮側 $A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	156518.153	70176.366	50500.350	44428.854
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	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.0345	0.0478	0.0614	0.0747
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0000	210.0000	210.0000	210.0000
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		N/mm <sup>2</sup>	0.0047	0.0054	0.0048	0.0030
許容せん断応力度	$a_t$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	0.6300	0.6300	0.6300
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6	節点7	節点8	節点9
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-35.8553	-36.4311	-31.2915	-19.8833
軸力	$N_d$	kN	586.8888	673.4789	760.0690	846.6592
せん断力	$V_d$	kN	-1.1517	10.2792	22.8164	34.3213
部材幅	B	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
部材高	H	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2	886.2	886.2	886.2
有効高	d	mm	4241.3	4241.3	4241.3	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16×4.00	D16×4.00	D16×4.00	D16×4.00
			D16×4.00	D16×4.00	D16×4.00	D16×4.00
圧縮側	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	44442.604	49870.097	64741.399	111612.058
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	c	N/mm <sup>2</sup>	0.0877	0.1000	0.1115	0.1221
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0000	210.0000	210.0000	210.0000
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		N/mm <sup>2</sup>	0.0003	0.0029	0.0064	0.0096
許容せん断応力度	$a_t$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	0.6300	0.6300	0.6300
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10(下)	節点11	節点12	節点13
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-6.1548	15.9425	43.4077	75.4069
軸力	$N_d$	kN	1039.0817	1123.5071	1202.6311	1252.5971
せん断力	$V_d$	kN	45.3278	56.3388	65.6393	72.6651
部材幅	B	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
部材高	H	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2	886.2	886.2	886.2
有効高	d	mm	4241.3	4241.3	4241.3	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16×4.00	D16×4.00	D16×4.00	D16×4.00
			D16×4.00	D16×4.00	D16×4.00	D16×4.00
圧縮側	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	435104.442	183080.521	73493.393	45065.024
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	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.1474	0.1606	0.1755	0.1870
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0000	210.0000	210.0000	210.0000
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		N/mm <sup>2</sup>	0.0127	0.0158	0.0184	0.0204
許容せん断応力度	$a_t$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	0.6300	0.6300	0.6300
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14	節点15	節点16	節点17
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	110.8311	148.3303	186.3478	223.1570
軸力	$N_d$	kN	1302.5632	1352.5292	1402.4953	1452.4613
せん断力	$V_d$	kN	76.9213	77.9846	75.5061	69.2131
部材幅	B	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
部材高	H	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2	886.2	886.2	886.2
有効高	d	mm	4241.3	4241.3	4241.3	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16×4.00 D16×4.00 1588.800	D16×4.00 D16×4.00 1588.800	D16×4.00 D16×4.00 1588.800	D16×4.00 D16×4.00 1588.800
			圧縮側	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	32615.459	25865.192	21785.446	19178.098
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	c	N/mm <sup>2</sup>	0.1989	0.2111	0.2234	0.2355
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0000	210.0000	210.0000	210.0000
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		N/mm <sup>2</sup>	0.0216	0.0219	0.0212	0.0194
許容せん断応力度	$a_t$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	0.6300	0.6300	0.6300
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18
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	256.8984
軸力	$N_d$	kN	1502.4273
せん断力	$V_d$	kN	56.6650
部材幅	B	mm	4431.1
部材高	H	mm	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2
有効高	d	mm	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000
			圧縮側
ヤング係数比	n		15
中立軸	X	mm	17485.959
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.2472
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000
判定			
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0000
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		N/mm <sup>2</sup>	0.0159
許容せん断応力度	$a_t$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300
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 (kN/m <sup>3</sup> )	静止土圧 係数K	h (kN/m <sup>2</sup> )	水平土圧 P <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	水圧 P <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.200	1.200	18.00	0.500	21.600	10.800	0.000
2	1.700	0.500	18.00	0.500	30.600	15.300	0.000
3	2.200	0.500	18.00	0.500	39.600	19.800	0.000
4	2.700	0.500	18.00	0.500	48.600	24.300	0.000
5	3.200	0.500	18.00	0.500	57.600	28.800	0.000
6	3.700	0.500	18.00	0.500	66.600	33.300	0.000
7	4.200	0.500	18.00	0.500	75.600	37.800	0.000
8	4.700	0.500	18.00	0.500	84.600	42.300	0.000
9	5.200	0.500	18.00	0.500	93.600	46.800	0.000
10	5.600	0.400	18.00	0.500	100.800	50.400	0.000
11	6.088	0.487	18.00	0.500	109.575	54.787	0.000
水	6.500	0.412	18.00	0.500	117.000	58.500	0.000
12	6.575	0.075	9.00	0.500	117.675	58.837	0.750
13	7.063	0.487	9.00	0.500	122.062	61.031	5.625
14	7.550	0.487	9.00	0.500	126.450	63.225	10.500
15	8.037	0.487	9.00	0.500	130.837	65.419	15.375
16	8.525	0.488	9.00	0.500	135.225	67.612	20.250
17	9.013	0.488	9.00	0.500	139.613	69.806	25.125
18	9.500	0.488	9.00	0.500	144.000	72.000	30.000
19	10.200	0.700	9.00	0.500	150.300	75.150	37.000

3.6.2 照査断面が円形の場合

(1) 計算仮定

[1] 常時

断面力の計算は、4方向より荷重を受ける条件により行う。  
 常時の軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$N = P \cdot r$$

ここに、

N : 軸力(kN)

P : 常時荷重(kN/m<sup>2</sup>)

r : 管厚中心半径(m)

荷重Pは、

$$P = P_1 + P_2$$

$$P_1 = K \cdot (\quad \cdot Z)$$

$$P_2 = \quad \cdot Z_w$$

ここに、

P<sub>1</sub> : 水平土圧(kN/m<sup>2</sup>)

P<sub>2</sub> : 水圧(kN/m<sup>2</sup>)

K : 静止土圧係数

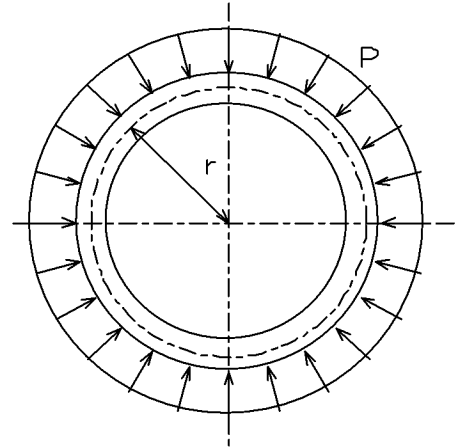
: 土の単位重量(kN/m<sup>3</sup>)

Z : 地表面からの深さ(m)

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

Z<sub>w</sub> : 水位からの深さ(m)

この場合は曲げモーメントとせん断力は生じない。



[2] 地震時増分

断面力の計算は、地盤反力qを地震時増分荷重として行き、1方向より偏荷重を受ける場合を考える。

図のA~C各点のモーメントは次式に地盤反力の絶対値を与え、単位長さを乗じて求める。

図のA~C各点の軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$M_A = 0.163 q \cdot r^2$$

$$M_B = -0.125 q \cdot r^2$$

$$M_C = 0.087 q \cdot r^2$$

$$N_A = 0.212 q \cdot r$$

$$N_B = q \cdot r$$

$$N_C = -0.212 q \cdot r$$

ここに、

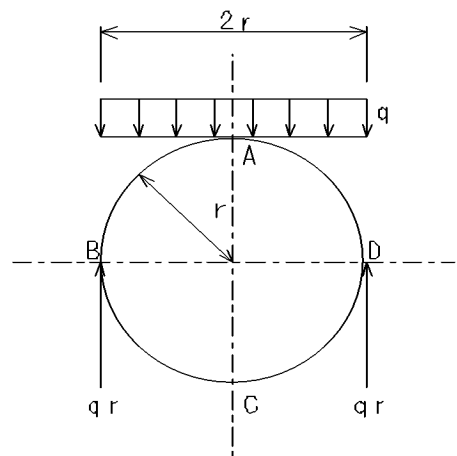
M : 曲げモーメント(kN.m)

q : 応答変位による地盤反力(kN/m<sup>2</sup>)

r : 管厚中心半径(m)

N : 軸力(kN)

この場合はせん断力は生じない。



## (2)円形断面の荷重と断面力

常時

節点番号	水平土圧 $P_1$ (kN/m <sup>2</sup> )	水圧 $P_2$ (kN/m <sup>2</sup> )	常時土圧 $P$ (kN/m <sup>2</sup> )	管厚中心 半径 $r$ (m)	軸力 $N$ (kN)
2(下)	15.3000	0.0000	15.3000	2.250	34.4250
3	19.8000	0.0000	19.8000	2.250	44.5500
4	24.3000	0.0000	24.3000	2.250	54.6750
5	28.8000	0.0000	28.8000	2.250	64.8000
6	33.3000	0.0000	33.3000	2.250	74.9250
7	37.8000	0.0000	37.8000	2.250	85.0500
8	42.3000	0.0000	42.3000	2.250	95.1750
9(上)	46.8000	0.0000	46.8000	2.250	105.3000
10(下)	50.4000	0.0000	50.4000	2.250	113.4000
11	54.7875	0.0000	54.7875	2.250	123.2719
12	58.8375	0.7500	59.5875	2.250	134.0719
13	61.0312	5.6250	66.6563	2.250	149.9766
14	63.2250	10.5000	73.7250	2.250	165.8812
15	65.4187	15.3750	80.7937	2.250	181.7859
16	67.6125	20.2500	87.8625	2.250	197.6906
17	69.8063	25.1250	94.9313	2.250	213.5953
18(上)	72.0000	30.0000	102.0000	2.250	229.5000

地震時

前後方向地震動

節点番号	地盤反力 $q$ (kN/m <sup>2</sup> )	管厚中心 半径 $r$ (m)	曲げモーメントM(kN.m)			軸力(kN)		
			$M_A$	$M_B$	$M_C$	$N_A$	$N_B$	$N_C$
2(下)	3.5058	2.250	2.8929	-2.2185	1.5441	1.6723	7.8881	-1.6723
3	1.0525	2.250	0.8685	-0.6660	0.4635	0.5020	2.3681	-0.5020
4	0.9677	2.250	0.7986	-0.6124	0.4262	0.4616	2.1774	-0.4616
5	2.5678	2.250	2.1190	-1.6250	1.1310	1.2249	5.7777	-1.2249
6	3.7634	2.250	3.1055	-2.3815	1.6575	1.7951	8.4677	-1.7951
7	4.5724	2.250	3.7730	-2.8934	2.0138	2.1810	10.2878	-2.1810
8	5.0149	2.250	4.1382	-3.1735	2.2087	2.3921	11.2834	-2.3921
9(上)	5.1133	2.250	4.2194	-3.2358	2.2521	2.4391	11.5050	-2.4391
10(下)	4.9607	2.250	4.0935	-3.1392	2.1849	2.3662	11.1615	-2.3662
11	4.5174	2.250	3.7277	-2.8586	1.9896	2.1548	10.1640	-2.1548
12	3.8156	2.250	3.1486	-2.4145	1.6805	1.8200	8.5851	-1.8200
13	2.8824	2.250	2.3785	-1.8240	1.2695	1.3749	6.4854	-1.3749
14	1.7461	2.250	1.4409	-1.1050	0.7691	0.8329	3.9288	-0.8329
15	0.4362	2.250	0.3600	-0.2761	0.1921	0.2081	0.9815	-0.2081

節点番号	地盤反力 q (kN/m <sup>2</sup> )	管厚中心 半径 r (m)	曲げモーメントM(kN.m)			軸力(kN)		
			M <sub>a</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>c</sub>	N <sub>a</sub>	N <sub>b</sub>	N <sub>c</sub>
16	1.0168	2.250	0.8391	-0.6434	0.4478	0.4850	2.2878	-0.4850
17	2.5818	2.250	2.1304	-1.6338	1.1371	1.2315	5.8090	-1.2315
18(上)	4.2267	2.250	3.4879	-2.6747	1.8616	2.0162	9.5102	-2.0162

以上より、円形断面に作用する断面力をまとめる。

#### 曲げモーメント(kN.m)

節点番号	A点	B点	C点
2(下)	2.8929	-2.2185	1.5441
3	0.8685	-0.6660	0.4635
4	0.7986	-0.6124	0.4262
5	2.1190	-1.6250	1.1310
6	3.1055	-2.3815	1.6575
7	3.7730	-2.8934	2.0138
8	4.1382	-3.1735	2.2087
9(上)	4.2194	-3.2358	2.2521
10(下)	4.0935	-3.1392	2.1849
11	3.7277	-2.8586	1.9896
12	3.1486	-2.4145	1.6805
13	2.3785	-1.8240	1.2695
14	1.4409	-1.1050	0.7691
15	0.3600	-0.2761	0.1921
16	0.8391	-0.6434	0.4478
17	2.1304	-1.6338	1.1371
18(上)	3.4879	-2.6747	1.8616

#### 軸力(kN)

節点番号	A点	B点	C点
2(下)	36.0973	42.3131	32.7527
3	45.0520	46.9181	44.0480
4	55.1366	56.8524	54.2134
5	66.0249	70.5777	63.5751
6	76.7201	83.3927	73.1299
7	87.2310	95.3378	82.8690
8	97.5671	106.4584	92.7829
9(上)	107.7391	116.8050	102.8609

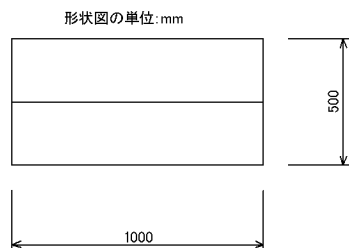
節点番号	A点	B点	C点
10(下)	115.7662	124.5615	111.0338
11	125.4267	133.4359	121.1171
12	135.8919	142.6569	132.2518
13	151.3515	156.4619	148.6017
14	166.7141	169.8100	165.0484
15	181.9940	182.7675	181.5779
16	198.1756	199.9784	197.2056
17	214.8268	219.4043	212.3638
18(上)	231.5162	239.0102	227.4838

### 3.7 水平方向配筋データ

節点番号2下(変化部) ~ 9上(変化部)

部材番号2

地表面からの深度 1.700 ~ 5.200(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

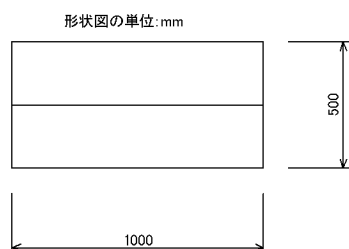
#### 主鉄筋(内側)

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

節点番号10下(変化部) ~ 18上(変化部)

部材番号4

地表面からの深度 5.600 ~ 9.500(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

## 3.8 水平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 2(下)		節点 3	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	2.8929	-2.2185	0.8685	-0.6660
軸力	$N_d$	kN	36.0973	42.3131	45.0520	46.9181
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	500.072	618.362	1114.890	1342.726
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	c	N/mm <sup>2</sup>	0.1424	0.1392	0.1129	0.1120
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
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 4		節点 5	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	0.7986	-0.6124	2.1190	-1.6250
軸力	$N_d$	kN	55.1366	56.8524	66.0249	70.5777
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	1326.639	1579.071	817.675	999.874
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	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.1320	0.1311	0.1855	0.1832
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
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 6		節点 7	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	3.1055	-2.3815	3.7730	-2.8934
軸力	$N_d$	kN	76.7201	83.3927	87.2310	95.3378
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	713.894	876.977	687.495	845.445
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>	0.2308	0.2273	0.2681	0.2639
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
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	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
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 8		節点 9(上)	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	4.1382	-3.1735	4.2194	-3.2358
軸力	$N_d$	kN	97.5671	106.4584	107.7391	116.8050
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	695.156	854.607	727.563	893.260
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	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.2979	0.2934	0.3207	0.3161
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
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10(下)		節点11	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	4.0935	-3.1392	3.7277	-2.8586
軸力	$N_d$	kN	115.7662	124.5615	125.4267	133.4359
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	772.117	946.132	856.155	1045.018
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>	0.3342	0.3297	0.3454	0.3413
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
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	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
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12		節点13	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	3.1486	-2.4145	2.3785	-1.8240
軸力	$N_d$	kN	135.8919	142.6569	151.3515	156.4619
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	996.015	1207.189	1262.866	1508.564
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>	0.3532	0.3497	0.3667	0.3641
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
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	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
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14		節点15	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	1.4409	-1.1050	0.3600	-0.2761
軸力	$N_d$	kN	166.7141	169.8100	181.9940	182.7675
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	1785.901	2070.396	3251.140	3466.783
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>	0.3760	0.3744	0.3818	0.3814
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
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	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
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16		節点17	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	0.8391	-0.6434	2.1304	-1.6338
軸力	$N_d$	kN	198.1756	199.9784	214.8268	219.4043
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	2518.004	2798.375	1655.003	1933.227
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>	0.4264	0.4254	0.4910	0.4887
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
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	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
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18(上)	
			A点	B点
着目位置	曲げ			
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	3.4879	-2.6747
軸力	$N_d$	kN	231.5162	239.0102
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19 × 4.00 1146.000	D19 × 4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15
中立軸	X	mm	1295.532	1544.751
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.5573	0.5535
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000
判定				
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000
判定				

### 3.9 地盤の応答変位(レベル2)

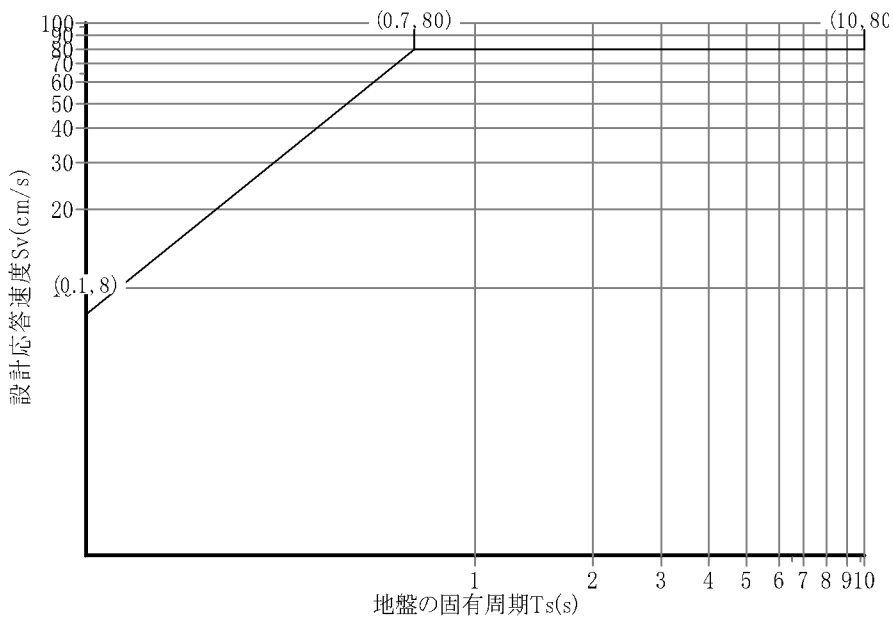
#### 3.9.1 地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、次のようになる。

$$\begin{aligned} T_s &= 1.25T_0 \\ &= 1.25 \times 0.2983 = 0.3728(\text{s}) \end{aligned}$$

#### 3.9.2 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、 $S_v = 0.37965(\text{m/s})$ となる。

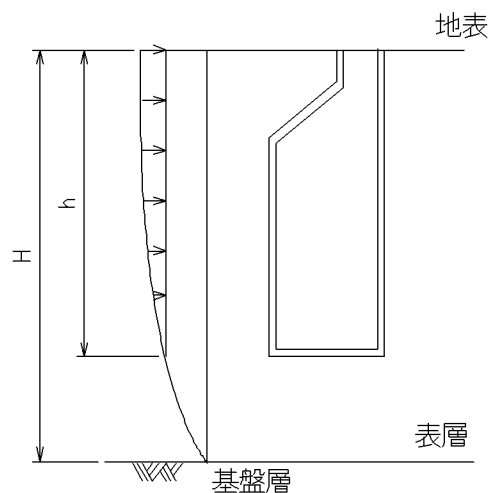




### 3.9.3 地盤の変位振幅の計算

地盤の変位振幅

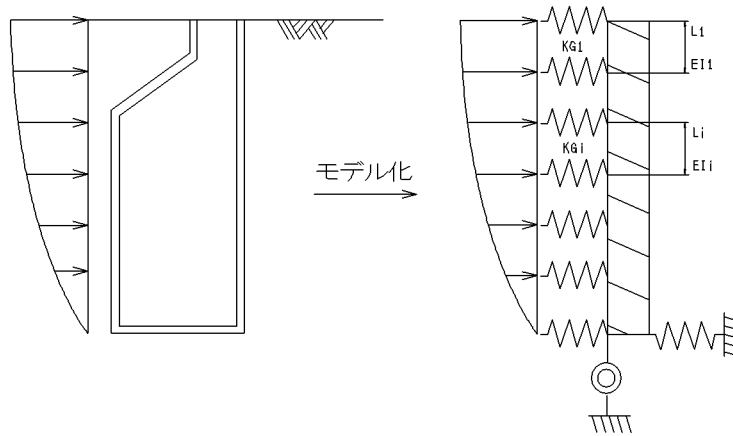
節点番号	深度z(m)	$U_n(z)$ (m)
1	1.200	0.028196
2	1.700	0.027707
3	2.200	0.027054
4	2.700	0.026241
5	3.200	0.025272
6	3.700	0.024153
7	4.200	0.022892
8	4.700	0.021494
9	5.200	0.019970
10	5.600	0.018664
11	6.088	0.016978
12	6.575	0.015197
13	7.063	0.013329
14	7.550	0.011387
15	8.037	0.009380
16	8.525	0.007321
17	9.013	0.005220
18	9.500	0.003090
19	10.200	0.000004



### 3.10 鉛直方向断面力の計算(レベル2)

#### 3.10.1 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。



#### 3.10.2 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。

$$K_{hi} = K_{h0} \left( \frac{B_h}{0.3} \right)^{\frac{5}{4}}$$

$K_{hi}$  : 水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$K_{h0}$  : 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。

$$K_{h0} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0$$

: 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)	$A_{hi}$ (m <sup>2</sup> )
1	5.000	1	1.200 ~ 1.700	0.500	5.000	2.0000
1	5.000	2	1.700 ~ 5.200	3.500	5.000	14.0000
1	5.000	3	5.200 ~ 5.600	0.400	5.000	1.6000
1	5.000	4	5.600 ~ 9.500	3.900	5.000	15.6000
1	5.000	5	9.500 ~ 10.200	0.700	5.000	2.8000
	—	—	—	—	—	36.0000

$$\begin{aligned}
 B_h &= \sqrt{A_h} \\
 &= \sqrt{36.0000} \\
 &= 6.0000
 \end{aligned}$$

水平方向地盤反力係数

土層番号	N値		$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$K_{n0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_{ni}$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	5.000	1	14000.0	46667	4934

(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。

$$K_v = K_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-\frac{5}{4}}$$

$K_v$  : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$K_{v0}$  : 次式により求める。

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

: 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)

鉛直方向載荷面積

土層番号	N値		$E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$A_v$ (m <sup>2</sup> )	$B_v$ (m)	$K_{v0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$K_v$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	5.000	1	14000.0	19.6350	5.00000	46667	5657

(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。

$$k_s = 0.3 \cdot K_v$$

ここに、

$K_a$  : 水平方向のせん断バネ係数(kN/m<sup>3</sup>)

: 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 = 0.3

$K_v$  : 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

$$\begin{aligned}
 k_s &= 0.3 \cdot K_v \\
 &= 0.30 \cdot 5657 \\
 &= 1697.2
 \end{aligned}$$

## 3.10.3 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>3</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>3</sup> )	水平バネ K <sub>Hi</sub> (kN/m)
1	1.200	0.250	5.000	1.2500	4934	6168
2	1.700	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
3	2.200	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
4	2.700	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
5	3.200	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
6	3.700	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
7	4.200	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
8	4.700	0.500	5.000	2.5000	4934	12336
9	5.200	0.450	5.000	2.2500	4934	11102
10	5.600	0.444	5.000	2.2187	4934	10948
11	6.088	0.487	5.000	2.4375	4934	12028
12	6.575	0.487	5.000	2.4375	4934	12028
13	7.063	0.487	5.000	2.4375	4934	12028
14	7.550	0.487	5.000	2.4375	4934	12028
15	8.037	0.488	5.000	2.4375	4934	12028
16	8.525	0.488	5.000	2.4375	4934	12028
17	9.013	0.488	5.000	2.4375	4934	12028
18	9.500	0.594	5.000	2.9688	4934	14649
19	10.200	0.350	5.000	1.7500	4934	8635

## (2)地盤の回転バネ

地盤の回転バネは次式により求める。

$$K = K_v \cdot I$$

ここに、

$K$  : 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>)

$$I = \frac{\pi \times 5.000^4}{64}$$

$$= 30.680(\text{m}^4)$$

## 地盤の回転バネ

$$K = 5657 \times 30.680$$

$$= 173568(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$$

(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>3</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

$$K_s = 1697 \times 19.6350$$

$$= 33325(\text{kN}/\text{m})$$

3.10.4 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 <sub>ni</sub> (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	30.679616	30.679616	0.500	6167.999	12335.998	0.028192	173.89	341.74
2	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.027703	341.74	333.68
3	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.027050	333.68	323.65
4	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.026236	323.65	311.70
5	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.025268	311.70	297.90
6	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.024149	297.90	282.34
7	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	12335.998	0.022887	282.34	265.10
8	2	18.113245	18.113245	0.500	12335.998	11102.398	0.021490	265.10	221.66
9	3	30.679616	30.679616	0.400	11102.398	10948.198	0.019965	221.66	204.29
10	4	18.113245	18.113245	0.487	10948.198	12027.598	0.018660	204.29	204.16
11	4	18.113245	18.113245	0.487	12027.598	12027.598	0.016974	204.16	182.73
12	4	18.113245	18.113245	0.487	12027.598	12027.598	0.015192	182.73	160.27
13	4	18.113245	18.113245	0.487	12027.598	12027.598	0.013325	160.27	136.90
14	4	18.113245	18.113245	0.487	12027.598	12027.598	0.011382	136.90	112.77
15	4	18.113245	18.113245	0.488	12027.598	12027.598	0.009376	112.77	88.00
16	4	18.113245	18.113245	0.488	12027.598	12027.598	0.007316	88.00	62.73
17	4	18.113245	18.113245	0.488	12027.598	14648.998	0.005216	62.73	45.20

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>ni</sub> (kN/m)		相対変位(m)	荷重P(kN)	
		i端	j端		i端	j端		i端	j端
18	5	30.679616	30.679616	0.700	14648.998	41960.291	0.003086	45.20	0.00

## (2)断面力の算出

## 鉛直方向断面力計算結果

$$S_v = 0.37965(\text{m/s})$$

$$T_s = 0.37285(\text{s})$$

節点番号	軸力(kN)		曲げモーメント Mi (kN.m)	せん断力 Si (kN)
	Ni(上)	Ni(下)		
1	0.0000	0.0000	0.0000	-14.6140
2	240.5282	240.5282	-7.3070	-30.6177
3	327.1183	327.1183	-22.6158	-35.4221
4	413.7085	413.7085	-40.3269	-31.0045
5	500.2986	500.2986	-55.8292	-19.2825
6	586.8888	586.8888	-65.4704	-2.1029
7	673.4789	673.4789	-66.5219	18.7695
8	760.0690	760.0690	-57.1371	41.6619
9	846.6592	846.6592	-36.3062	62.6695
10	1039.0817	1039.0817	-11.2384	82.7669
11	1123.5071	1123.5071	29.1105	102.8727
12	1202.6311	1202.6311	79.2609	119.8550
13	1252.5971	1252.5971	137.6903	132.6839
14	1302.5632	1302.5632	202.3737	140.4555
15	1352.5292	1352.5292	270.8457	142.3971
16	1402.4953	1402.4953	340.2643	137.8715
17	1452.4613	1452.4613	407.4767	126.3807
18	1502.4273	1502.4273	469.0873	103.4682
19	1701.7221	1701.7221	541.5150	103.4682

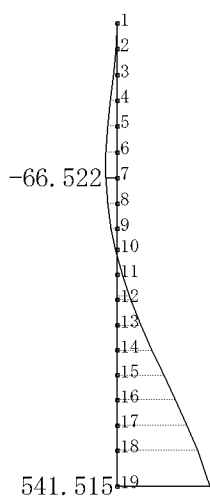
節点番号	深さ(m)	相対変位(m)	部材変位(m)	変位差(m)	地盤反力係数 kh(kN/m <sup>3</sup> )	地盤反力 q(kN/m <sup>2</sup> )
1	1.200	0.028192	0.030561	0.002369	4934	11.6912
2	1.700	0.027703	0.029000	0.001297	4934	6.4015
3	2.200	0.027050	0.027439	0.000389	4934	1.9218
4	2.700	0.026236	0.025878	-0.000358	4934	-1.7670
5	3.200	0.025268	0.024317	-0.000950	4934	-4.6888
6	3.700	0.024149	0.022756	-0.001393	4934	-6.8719
7	4.200	0.022887	0.021195	-0.001692	4934	-8.3490
8	4.700	0.021490	0.019634	-0.001856	4934	-9.1570

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> )
9	5.200	0.019965	0.018073	-0.001892	4934	-9.3367
10	5.600	0.018660	0.016824	-0.001836	4934	-9.0580
11	6.088	0.016974	0.015302	-0.001672	4934	-8.2485
12	6.575	0.015192	0.013780	-0.001412	4934	-6.9671
13	7.063	0.013325	0.012258	-0.001067	4934	-5.2631
14	7.550	0.011382	0.010736	-0.000646	4934	-3.1883
15	8.037	0.009376	0.009214	-0.000161	4934	-0.7965
16	8.525	0.007316	0.007693	0.000376	4934	1.8566
17	9.013	0.005216	0.006171	0.000955	4934	4.7142
18	9.500	0.003086	0.004650	0.001564	4934	7.7179
19	10.200	0.000000	0.002466	0.002466	4934	12.1675

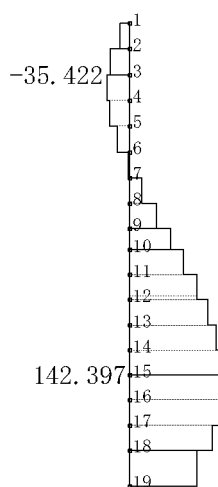
地盤反力は、地盤の相対変位とフレーム解析で得られた部材変位との差に、地盤反力係数を乗じて算出

(3) 断面力の分布

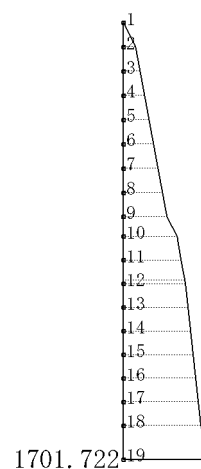
曲げモーメント (kN.m)



せん断力 (kN)



軸力 (kN)



### 3.11 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2	節点3	節点4	節点5
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-7.3070	-22.6158	-40.3269	-55.8292
軸力	$N_d$	kN	240.5282	327.1183	413.7085	500.2986
せん断力	$V_d$	kN	-30.6177	-35.4221	-31.0045	-19.2825
部材幅	B	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
部材高	H	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2	886.2	886.2	886.2
有効高	d	mm	4241.3	4241.3	4241.3	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	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	67.856	72.688	77.342	81.854
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	$M_{ud}$	kN.m	-1944.688	-2155.984	-2366.874	-2577.457
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.004	0.010	0.017	0.022
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	397.20	397.20	397.20	397.20
せん断補強筋 ピッチ	$S_s$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
	鉄筋量	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高による補正	d		0.697	0.697	0.697	0.697
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.219	0.219	0.219	0.219
軸圧縮力による補正	n		2.000	2.000	2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	661.774	661.774	661.774	661.774
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	661.774	661.774	661.774	661.774
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.046	0.054	0.047	0.029
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )						



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6	節点7	節点8	節点9
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-65.4704	-66.5219	-57.1371	-36.3062
軸力	$N_d$	kN	586.8888	673.4789	760.0690	846.6592
せん断力	$V_d$	kN	-2.1029	18.7695	41.6619	62.6695
部材幅	B	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
部材高	H	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2	886.2	886.2	886.2
有効高	d	mm	4241.3	4241.3	4241.3	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	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	86.259	90.522	94.714	98.800
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	$M_{ud}$	kN.m	-2788.497	-2997.574	-3207.614	-3416.401
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.023	0.022	0.018	0.011
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	397.20	397.20	397.20	397.20
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
	$A_w$	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	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高による補正	d		0.697	0.697	0.697	0.697
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.219	0.219	0.219	0.219
軸圧縮力による補正	n		2.000	2.000	2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	661.774	661.774	661.774	661.774
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	661.774	661.774	661.774	661.774
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.003	0.028	0.063	0.095
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )						

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10(下)	節点11	節点12	節点13
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-11.2384	29.1105	79.2609	137.6903
軸力	$N_d$	kN	1039.0817	1123.5071	1202.6311	1252.5971
せん断力	$V_d$	kN	82.7669	102.8727	119.8550	132.6839
部材幅	B	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
部材高	H	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2	886.2	886.2	886.2
有効高	d	mm	4241.3	4241.3	4241.3	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16×4.00 D16×4.00 1588.800	D16×4.00 D16×4.00 1588.800	D16×4.00 D16×4.00 1588.800	D16×4.00 D16×4.00 1588.800
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	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	107.646	111.412	114.858	117.025
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	$M_{ud}$	kN.m	-3881.682	4085.021	4273.754	4393.717
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.003	0.007	0.019	0.031
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	397.20	397.20	397.20	397.20
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
	$A_w$	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	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高による補正	$\alpha$		0.697	0.697	0.697	0.697
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.219	0.219	0.219	0.219
軸圧縮力による補正	$\eta$		2.000	2.000	2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	661.774	661.774	661.774	661.774
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	661.774	661.774	661.774	661.774
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.125	0.155	0.181	0.200
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )						

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14	節点15	節点16	節点17
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	202.3737	270.8457	340.2643	407.4767
軸力	$N_d$	kN	1302.5632	1352.5292	1402.4953	1452.4613
せん断力	$V_d$	kN	140.4555	142.3971	137.8715	126.3807
部材幅	B	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
部材高	H	mm	4431.1	4431.1	4431.1	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9	3544.9	3544.9	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2	886.2	886.2	886.2
有効高	d	mm	4241.3	4241.3	4241.3	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16×4.00 D16×4.00 1588.800	D16×4.00 D16×4.00 1588.800	D16×4.00 D16×4.00 1588.800	D16×4.00 D16×4.00 1588.800
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	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	119.193	121.324	123.420	125.516
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	$M_{ud}$	kN.m	4514.649	4634.532	4753.309	4872.959
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.045	0.058	0.072	0.084
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	397.20	397.20	397.20	397.20
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
	$A_w$	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	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高による補正	$\rho$		0.697	0.697	0.697	0.697
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.219	0.219	0.219	0.219
軸圧縮力による補正	n		2.000	2.000	2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	661.774	661.774	661.774	661.774
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	661.774	661.774	661.774	661.774
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.212	0.215	0.208	0.191
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )						

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18
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	469.0873
軸力	$N_d$	kN	1502.4273
せん断力	$V_d$	kN	103.4682
部材幅	B	mm	4431.1
部材高	H	mm	4431.1
中空幅	$B_o$	mm	3544.9
中空高	$H_o$	mm	3544.9
有効幅	$b_w$	mm	886.2
有効高	d	mm	4241.3
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D16 × 4.00 D16 × 4.00 1588.800
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000
ヤング係数比	n		8.0000
中立軸	X	mm	127.612
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	4993.471
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.094
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )			
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	397.20
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00
有効高による補正	d		0.697
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.219
軸圧縮力による補正	n		2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	661.774
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	661.774
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.156
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )			

## 3.12 水平方向断面力の計算(レベル2)

### 3.12.1 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 (kN/m <sup>3</sup> )	静止土圧 係数K	h (kN/m <sup>2</sup> )	水平土圧 P <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	水圧 P <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.200	1.200	18.00	0.500	21.600	10.800	0.000
2	1.700	0.500	18.00	0.500	30.600	15.300	0.000
3	2.200	0.500	18.00	0.500	39.600	19.800	0.000
4	2.700	0.500	18.00	0.500	48.600	24.300	0.000
5	3.200	0.500	18.00	0.500	57.600	28.800	0.000
6	3.700	0.500	18.00	0.500	66.600	33.300	0.000
7	4.200	0.500	18.00	0.500	75.600	37.800	0.000
8	4.700	0.500	18.00	0.500	84.600	42.300	0.000
9	5.200	0.500	18.00	0.500	93.600	46.800	0.000
10	5.600	0.400	18.00	0.500	100.800	50.400	0.000
11	6.088	0.487	18.00	0.500	109.575	54.787	0.000
水	6.500	0.412	18.00	0.500	117.000	58.500	0.000
12	6.575	0.075	9.00	0.500	117.675	58.837	0.750
13	7.063	0.487	9.00	0.500	122.062	61.031	5.625
14	7.550	0.487	9.00	0.500	126.450	63.225	10.500
15	8.037	0.487	9.00	0.500	130.837	65.419	15.375
16	8.525	0.488	9.00	0.500	135.225	67.612	20.250
17	9.013	0.488	9.00	0.500	139.613	69.806	25.125
18	9.500	0.488	9.00	0.500	144.000	72.000	30.000
19	10.200	0.700	9.00	0.500	150.300	75.150	37.000

### 3.12.2 照査断面が円形の場合

#### (1) 計算仮定

##### [1] 常時

断面力の計算は、4方向より荷重を受ける条件により行う。

常時の軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$N = P \cdot r$$

ここに、

N : 軸力(kN)

P : 常時荷重(kN/m<sup>2</sup>)

r : 管厚中心半径(m)

荷重Pは、

$$P = P_1 + P_2$$

$$P_1 = K \cdot (\quad \cdot Z)$$

$$P_2 = \quad \cdot Z_w$$

ここに、

P<sub>1</sub> : 水平土圧(kN/m<sup>2</sup>)

P<sub>2</sub> : 水圧(kN/m<sup>2</sup>)

K : 静止土圧係数

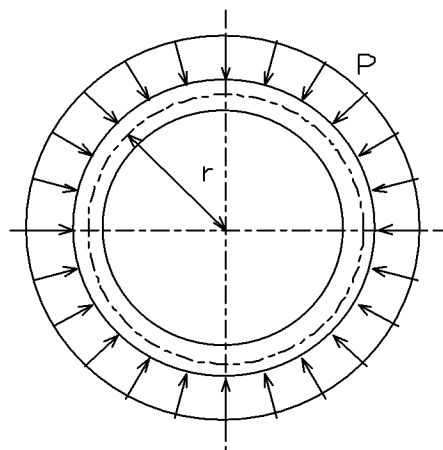
: 土の単位重量(kN/m<sup>3</sup>)

Z : 地表面からの深さ(m)

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

Z<sub>w</sub> : 水位からの深さ(m)

この場合は曲げモーメントとせん断力は生じない。



##### [2] 地震時増分

断面力の計算は、地盤反力qを地震時増分荷重として行い、1方向より偏荷重を受ける場合を考える。

図のA~C各点のモーメントは次式に地盤反力の絶対値を与え、単位長さを乗じて求める。

図のA~C各点の軸力は次式に単位長さを乗じて求める。

$$M_A = 0.163 q \cdot r^2$$

$$M_B = -0.125 q \cdot r^2$$

$$M_C = 0.087 q \cdot r^2$$

$$N_A = 0.212 q \cdot r$$

$$N_B = q \cdot r$$

$$N_C = -0.212 q \cdot r$$

ここに、

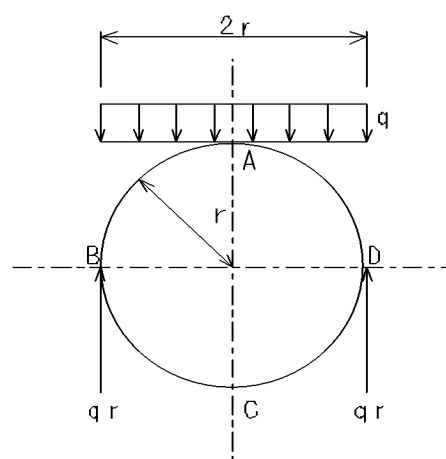
M : 曲げモーメント(kN.m)

q : 応答変位による地盤反力(kN/m<sup>2</sup>)

r : 管厚中心半径(m)

N : 軸力(kN)

この場合はせん断力は生じない。



(2)円形断面の荷重と断面力

常時

節点番号	水平土圧 P <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	水圧 P <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	常時土圧 P (kN/m <sup>2</sup> )	管厚中心 半径 r (m)	軸力 N (kN)
2(下)	15.3000	0.0000	15.3000	2.250	34.4250
3	19.8000	0.0000	19.8000	2.250	44.5500
4	24.3000	0.0000	24.3000	2.250	54.6750
5	28.8000	0.0000	28.8000	2.250	64.8000
6	33.3000	0.0000	33.3000	2.250	74.9250
7	37.8000	0.0000	37.8000	2.250	85.0500
8	42.3000	0.0000	42.3000	2.250	95.1750
9(上)	46.8000	0.0000	46.8000	2.250	105.3000
10(下)	50.4000	0.0000	50.4000	2.250	113.4000
11	54.7875	0.0000	54.7875	2.250	123.2719
12	58.8375	0.7500	59.5875	2.250	134.0719
13	61.0312	5.6250	66.6563	2.250	149.9766
14	63.2250	10.5000	73.7250	2.250	165.8812
15	65.4187	15.3750	80.7937	2.250	181.7859
16	67.6125	20.2500	87.8625	2.250	197.6906
17	69.8063	25.1250	94.9313	2.250	213.5953
18(上)	72.0000	30.0000	102.0000	2.250	229.5000

地震時

前後方向地震動

節点番号	地盤反力 q (kN/m <sup>2</sup> )	管厚中心 半径 r (m)	曲げモーメントM(kN.m)			軸力(kN)		
			M <sub>A</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>C</sub>	N <sub>A</sub>	N <sub>B</sub>	N <sub>C</sub>
2(下)	6.4015	2.250	5.2824	-4.0509	2.8194	3.0535	14.4033	-3.0535
3	1.9218	2.250	1.5858	-1.2161	0.8464	0.9167	4.3240	-0.9167
4	1.7670	2.250	1.4581	-1.1182	0.7783	0.8429	3.9758	-0.8429
5	4.6888	2.250	3.8691	-2.9671	2.0651	2.2366	10.5498	-2.2366
6	6.8719	2.250	5.6706	-4.3486	3.0266	3.2779	15.4617	-3.2779
7	8.3490	2.250	6.8894	-5.2833	3.6772	3.9824	18.7851	-3.9824
8	9.1570	2.250	7.5562	-5.7946	4.0331	4.3679	20.6032	-4.3679
9(上)	9.3367	2.250	7.7045	-5.9084	4.1122	4.4536	21.0076	-4.4536
10(下)	9.0580	2.250	7.4745	-5.7320	3.9895	4.3207	20.3805	-4.3207
11	8.2485	2.250	6.8066	-5.2198	3.6330	3.9345	18.5592	-3.9345
12	6.9671	2.250	5.7492	-4.4089	3.0686	3.3233	15.6760	-3.3233
13	5.2631	2.250	4.3431	-3.3306	2.3181	2.5105	11.8421	-2.5105
14	3.1883	2.250	2.6310	-2.0176	1.4043	1.5208	7.1738	-1.5208
15	0.7965	2.250	0.6573	-0.5041	0.3508	0.3800	1.7922	-0.3800

節点番号	地盤反力 q (kN/m <sup>2</sup> )	管厚中心 半径 r (m)	曲げモーメントM(kN.m)			軸力(kN)		
			M <sub>a</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>c</sub>	N <sub>a</sub>	N <sub>b</sub>	N <sub>c</sub>
16	1.8566	2.250	1.5321	-1.1749	0.8177	0.8856	4.1775	-0.8856
17	4.7142	2.250	3.8901	-2.9832	2.0763	2.2487	10.6069	-2.2487
18(上)	7.7179	2.250	6.3687	-4.8840	3.3992	3.6814	17.3652	-3.6814

以上より、円形断面に作用する断面力をまとめる。

#### 曲げモーメント(kN.m)

節点番号	A点	B点	C点
2(下)	5.2824	-4.0509	2.8194
3	1.5858	-1.2161	0.8464
4	1.4581	-1.1182	0.7783
5	3.8691	-2.9671	2.0651
6	5.6706	-4.3486	3.0266
7	6.8894	-5.2833	3.6772
8	7.5562	-5.7946	4.0331
9(上)	7.7045	-5.9084	4.1122
10(下)	7.4745	-5.7320	3.9895
11	6.8066	-5.2198	3.6330
12	5.7492	-4.4089	3.0686
13	4.3431	-3.3306	2.3181
14	2.6310	-2.0176	1.4043
15	0.6573	-0.5041	0.3508
16	1.5321	-1.1749	0.8177
17	3.8901	-2.9832	2.0763
18(上)	6.3687	-4.8840	3.3992

#### 軸力(kN)

節点番号	A点	B点	C点
2(下)	37.4785	48.8283	31.3715
3	45.4667	48.8740	43.6333
4	55.5179	58.6508	53.8321
5	67.0366	75.3498	62.5634
6	78.2029	90.3867	71.6471
7	89.0324	103.8351	81.0676
8	99.5429	115.7782	90.8071
9(上)	109.7536	126.3076	100.8464



節点番号	A点	B点	C点
10(下)	117.7207	133.7805	109.0793
11	127.2064	141.8311	119.3373
12	137.3952	149.7479	130.7486
13	152.4871	161.8186	147.4660
14	167.4021	173.0550	164.3604
15	182.1659	183.5782	181.4060
16	198.5762	201.8681	196.8050
17	215.8440	224.2023	211.3466
18(上)	233.1814	246.8652	225.8186

## 3.13 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 2(下)		節点 3	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	5.2824	-4.0509	1.5858	-1.2161
軸力	$N_d$	kN	37.4785	48.8283	45.4667	48.8740
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	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	26.211	26.899	26.695	26.899
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	$M_{ud}$	kN.m	162.801	-165.391	164.623	-165.391
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.032	0.024	0.010	0.007
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						

## 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 4		節点 5	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	1.4581	-1.1182	3.8691	-2.9671
軸力	$N_d$	kN	55.5179	58.6508	67.0366	75.3498
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	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	27.304	27.495	28.001	28.503
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	$M_{ud}$	kN.m	166.909	-167.626	169.523	-171.400
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.009	0.007	0.023	0.017
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						

## 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 6		節点 7	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	5.6706	-4.3486	6.8894	-5.2833
軸力	$N_d$	kN	78.2029	90.3867	89.0324	103.8351
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	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	28.676	29.413	29.333	30.230
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	$M_{ud}$	kN.m	172.047	-174.796	174.499	-177.835
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.033	0.025	0.039	0.030
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						

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 8		節点 9(上)	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	7.5562	-5.7946	7.7045	-5.9084
軸力	$N_d$	kN	99.5429	115.7782	109.7536	126.3076
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	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	29.968	30.954	30.585	31.589
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	$M_{ud}$	kN.m	176.862	-180.519	179.153	-182.868
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.043	0.032	0.043	0.032
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						

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10(下)		節点11	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	7.4745	-5.7320	6.8066	-5.2198
軸力	$N_d$	kN	117.7207	133.7805	127.2064	141.8311
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	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	31.069	32.042	31.642	32.531
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	$M_{ud}$	kN.m	180.947	-184.541	183.065	-186.341
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.041	0.031	0.037	0.028
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						

## 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12		節点13	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	5.7492	-4.4089	4.3431	-3.3306
軸力	$N_d$	kN	137.3952	149.7479	152.4871	161.8186
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	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	32.260	33.010	33.174	33.738
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	$M_{ud}$	kN.m	185.343	-188.105	188.708	-190.778
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.031	0.023	0.023	0.017
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						

## 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14		節点15	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	2.6310	-2.0176	0.6573	-0.5041
軸力	$N_d$	kN	167.4021	173.0550	182.1659	183.5782
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	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	34.076	34.420	34.973	35.057
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	$M_{ud}$	kN.m	192.014	-193.273	195.292	-195.600
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.014	0.010	0.003	0.003
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						

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16		節点17	
			A点	B点	A点	B点
着目位置	曲げ					
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	1.5321	-1.1749	3.8901	-2.9832
軸力	$N_d$	kN	198.5762	201.8681	215.8440	224.2023
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	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	35.966	36.163	37.011	37.518
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	$M_{ud}$	kN.m	198.906	-199.624	202.700	-204.531
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.008	0.006	0.019	0.015
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						

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18(上)	
			A点	B点
着目位置	曲げ			
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	6.3687	-4.8840
軸力	$N_d$	kN	233.1814	246.8652
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	38.059	38.890
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	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
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	206.486	-209.476
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.031	0.023
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )				